

Πιο παραστατική εικόνα για το μέγεθος των  $\sigma$ ,  $\tau$ ,  $p$  που ασκούνται στα διάφορα επίπεδα που διέρχονται από το σημείο που εξετάζουμε έχουμε αν παραστήσουμε τις τάσεις σε πολικές συντεταγμένες (Σχ. 2-7β). Σε αναλύσεις ευστάθειας κατασκευών σε βράχο ο οποίος χαρακτηρίζεται από μία κύρια δέσμη διακλάσεων, ο μηχανικός θα πρέπει να έχει στο νου του την καμπύλη μεταβολής των διατμητικών τάσεων που παρουσιάζεται στο Σχήμα αυτό. Γνωρίζοντας την κλίση της δέσμης και εκτιμώντας τον προσανατολισμό του τασικού πεδίου μπορεί εύκολα να εκτιμήσει σε πρώτη προσέγγιση κατά πόσο έχει να κάνει με ευνοϊκές ή με δυσμενείς συνθήκες ευστάθειας.

## Ένα παράδειγμα εφαρμογής του κριτηρίου Mohr-Coulomb στον ασυνεχή βράχο

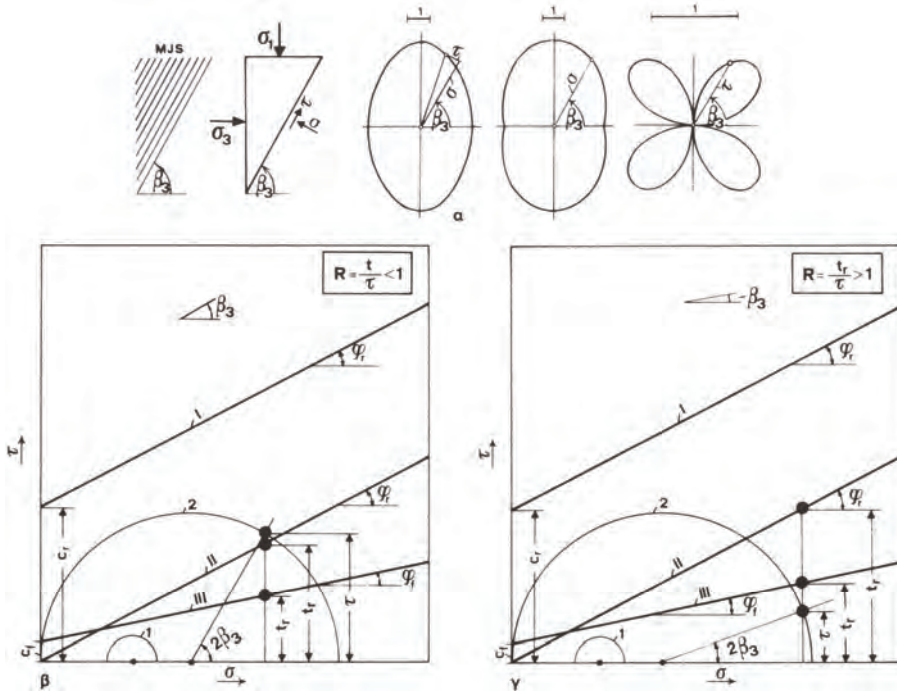
Η μελέτη της γεωτεχνικής συμπεριφοράς των κατασκευών είναι ακριβέστερη όταν γίνεται με τρισδιάστατα μοντέλα ανάλυσης. Εντούτοις υπάρχουν πολλές περιπτώσεις εφαρμογών όπως για παράδειγμα είναι οι σήραγγες μεγάλου μήκους, τα επιμήκη ευθύγραμμα πρηνή, οι πεδילוδοκοί κ.α. οι οποίες μπορούν να απλοποιηθούν και να μελετηθούν ως επίπεδο πρόβλημα. Σε αυτές τις περιπτώσεις γίνεται η θεώρηση συνθηκών επίπεδου τασικού πεδίου (plane stress state) ή η θεώρηση συνθηκών επίπεδης παραμορφωσιακής κατάστασης (plane strain state). Οι δυσκολίες εξάλλου που υπάρχουν στον ακριβή προσδιορισμό των παραμέτρων που εισάγονται στις αναλύσεις (παραμέτροι αντοχής, τασικές παράμετροι), η πολυπλοκότητα των τρισδιάστατων αναλύσεων και το γεγονός ότι οι επίπεδες αναλύσεις οδηγούν στην πλευρά της ασφάλειας δίνουν πρόσθετη βαρύτητα στην αντιμετώπιση των προβλημάτων ως επίπεδων.

Θα δείξουμε στη συνέχεια την εφαρμογή του κριτηρίου Mohr-Coulomb σε μία δισδιάστατη ανάλυση.

Τα κριτήρια θραύσης για το συμπαγές υλικό και για μία κάθετη στο τασικό πεδίο δέσμη διακλάσεων που σχηματίζει με τη διεύθυνση της  $\sigma_3$  γωνία  $\beta_3$  παρουσιάζονται στο Σχήμα 2-8 με τη μορφή διαγραμμάτων Mohr-Coulomb. Τα διαγράμματα αναφέρονται σε ένα σημείο του τασικού χώρου. Στα δύο διαγράμματα που παρουσιάζουμε στο Σχήμα, ο κύκλος 1 ορίζει το πρωτογενές τασικό πεδίο, ο κύκλος 2 το δευτερογενές τασικό πεδίο: το πεδίο που θα υπάρχει μετά από την κατασκευή. Η ευθεία I χαρακτηρίζει την αντοχή της συμπαγούς ύλης του βράχου. Οι ευθείες II, III χαρακτηρίζουν τη διατμητική αντοχή των διακλάσεων όταν οι διακλάσεις δεν περιέχουν υλικά πλήρωσης (ευθεία II) και όταν οι διακλάσεις περιέχουν υλικά πλήρωσης (ευθεία III):

- I:  $t_f = c_r + \sigma \cdot \tan \phi_r^*$  η διατμητική αντοχή της συμπαγούς ύλης του βράχου

\* Τα σύμβολα τα οποία χρησιμοποιούμε για να συμβολίσουμε τη διατμητική αντοχή και τις διατμητικές παραμέτρους του συμπαγούς υλικού είναι τα ίδια που χρησιμοποιούμε και για τις ασυνέχειες. Όταν οι σχέσεις της διατμητικής αντοχής δεν εξειδικεύονται με τους δείκτες  $\tau_p$  (=rock peak strength) ή  $\tau_r$  (rock residual strength) τότε χρησιμοποιούμε την τιμή της  $\tau_p$  ή την τιμή της  $\tau_r$  ανάλογα με το πρόβλημα που αντιμετωπίζουμε κάθε φορά ή ανάλογα με την ασφάλεια που θέλουμε να εισάγουμε στις αναλύσεις.



Σχ. 2-8. Εφαρμογή του κριτηρίου Mohr–Coulomb στον ασυνεχή βράχο. α) Τασικό πεδίο. β), γ) Μεταβολή του συντελεστή ασφάλειας με τη γωνία κλίσης των διακλάσεων. β)  $R < 1$ . γ)  $R > 1$  (Marangos, 1995).

- II:  $t_f = \sigma \cdot \text{tg} \varphi_f$  η διατμητική αντοχή των διακλάσεων όταν δε φέρουν υλικά πλήρωσης ή όταν δεν παρεμβάλλονται συμπαγείς γέφυρες
- III:  $t_f = c_f + \sigma \cdot \text{tg} \varphi_f$  η διατμητική αντοχή των διακλάσεων όταν περιέχουν υλικά πλήρωσης

Τα Σχήματα 2-8β και 2-8γ διαφέρουν μόνον ως προς την τιμή της γωνίας  $\beta_3$  την οποία σχηματίζει η δέσμη διακλάσεων με τον άξονα της  $\sigma_3$ .

Από το κέντρο των δύο κύκλων φέρνουμε τις ακτίνες οι οποίες σχηματίζουν γωνία  $2\beta_3$  με τον άξονα της  $\sigma$ . Πριν από την κατασκευή υπάρχει ασφάλεια τόσο στο συμπαγές υλικό όσο και στις διακλάσεις (ο μικρός κύκλος βρίσκεται κάτω από τις ευθείες I, II, III). Η συνοχή της συμπαγούς ύλης του βράχου στο παράδειγμα αυτό είναι σε τέτοιο βαθμό υψηλή που το συμπαγές υλικό δεν αστοχεί στη νέα τασική κατάσταση (ο κύκλος 2 βρίσκεται κάτω από την ευθεία I). Στην περίπτωση του Σχήματος 2-8β έχουμε -στο σημείο που εξετάζουμε- υπέρβαση της διατμητικής αντοχής των διακλάσεων ( $R = t_f/\tau < 1$ ) η οποία είναι πολύ μεγάλη όταν αυτές περιέχουν υλικά πλήρωσης· αντίθετα στην περίπτωση του Σχήματος 2-8γ υπάρχει ασφάλεια έναντι διατμητικής θραύσης, ( $R = t_f/\tau > 1$ ) ακόμη και όταν οι διακλάσεις περιέχουν υλικά πλήρωσης. Από το Σχήμα 2-8 διαπιστώνουμε ξανά τη σημασία της διάταξης των ασυνεχειών στη μηχανική συμπεριφορά μιας κατασκευής και την ανάγκη εφαρμογής σε αναλύσεις ευστάθειας του κριτηρίου

ραμέτρους· ακόμη και όταν εφαρμόζονται επιτόπου δοκιμές φόρτισης.

Αν ο ρηγματωμένος βράχος στον οποίο πρόκειται να θεμελιώσουμε παρουσιάζει σταθερή γωνία τριβής  $\varphi_r$  και σταθερή αντοχή σε απλή θλίψη  $\sigma_{cr}$ , ο *Goodman* ορίζει τη φέρουσα ικανότητα με την εξίσωση:

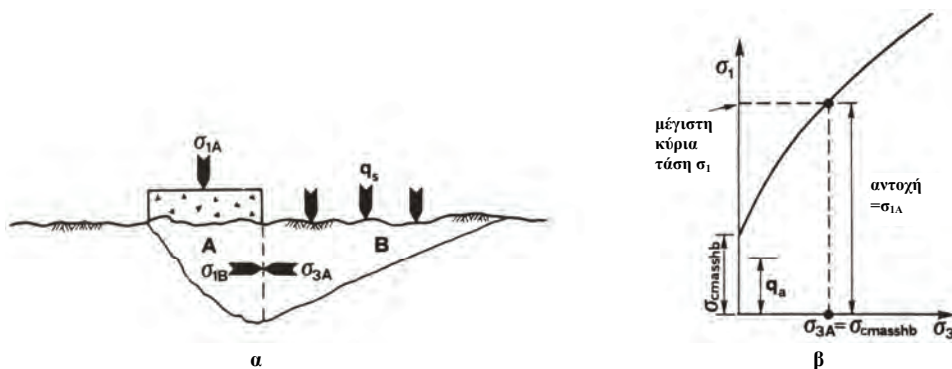
$$q_{crit} = \sigma_{cr} (N_\varphi + 1)$$

$$N_\varphi = \tan^2(45^\circ + \varphi_r/2)$$

### Μέθοδος προσδιορισμού της φέρουσας ικανότητας στην οποία εφαρμόζεται το κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown

Στην παράγραφο αυτή θα παρουσιάσουμε μία παρόμοια με τη μέθοδο του *Goodman* μέθοδο προσδιορισμού της φέρουσας ικανότητας. Η μέθοδος στην οποία χρησιμοποιείται το κριτήριο Hoek-Brown εφαρμόζεται σε πυκνά διακλασμένο (περισσότερες δέσμες), πρακτικά ισότροπο βράχο και είναι η εξής: Όπως στην κλασική Εδαφομηχανική, θεωρούμε ότι -στην οριακή κατάσταση- κάτω από το θεμέλιο αναπτύσσονται ενεργές και παθητικές σφήνες. Τις σφήνες τις ορίζουμε με ευθείες γραμμές έτσι ώστε να μορφώνεται μία ενεργός ζώνη A και μία παθητική ζώνη B (Σχ. 3-5α). Οι παράμετροι διατμητικής αντοχής που χρησιμοποιούνται στη μέθοδο είναι οι παράμετροι του ρηγματωμένου βράχου ή οι παράμετροι των ασυνεχειών.

Όπως στη μέθοδο του *Goodman* έτσι και εδώ γίνεται η θεώρηση ότι η περιοχή του βράχου που βρίσκεται κάτω από το θεμέλιο (ορίζεται από τα κατακόρυφα επίπεδα που διέρχονται από τα άκρα του θεμελίου) φορτίζεται όπως φορτίζεται ένα δοκίμιο το οποίο υποβάλλεται σε τριαξονική δοκιμή. Αν αγνοήσουμε το ίδιο βάρος της ζώνης A, η μέγιστη κύρια τάση που ενεργεί στη ζώνη A είναι η τάση που εφαρμόζουμε μέσω του θεμελίου. Η ελάχιστη κύρια τάση είναι η αντίσταση που είναι σε θέση να προβάλλει η ζώνη B. Όμως και η ζώνη B φορτίζεται όπως ένα δοκί-

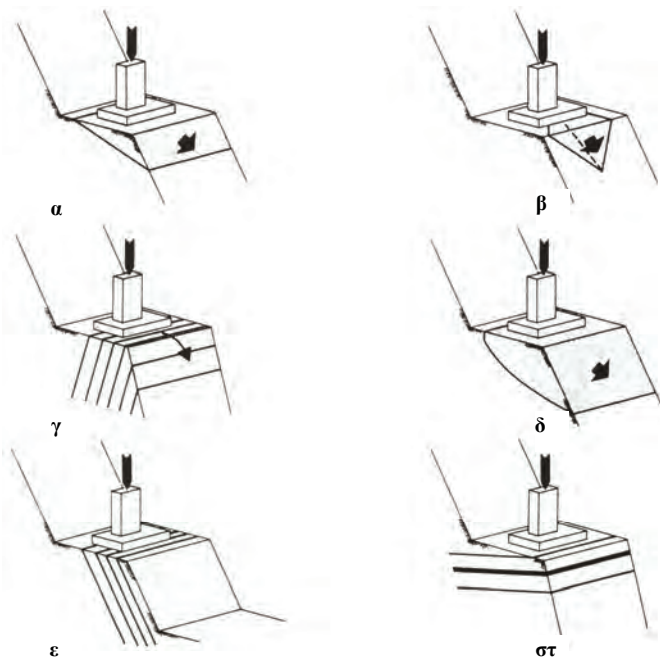


Σχ. 3-5. Προσδιορισμός της φέρουσας ικανότητας μιας πεδιλοδοκού σε ρηγματωμένο βράχο. α) Ενεργός σφήνα A και παθητική σφήνα B κάτω από το θεμέλιο. β) Περιβάλλουσα θραύσης του σπασμένου βράχου (*Wyllie, 1992*).

## Θεμελίωση σε πρανή

Όταν η ελεύθερη επιφάνεια παρουσιάζει κλίση μεγαλύτερη από  $\phi_r/2$  η καθοριστική παράμετρος για το σχεδιασμό της θεμελίωσης είναι η ευστάθεια του πρανούς· σπάνια χρειάζεται στην περίπτωση αυτή να εξετάσουμε τη φέρουσα ικανότητα του θεμελίου (*Hong Kong Government Geotechnical Office, 1981*).

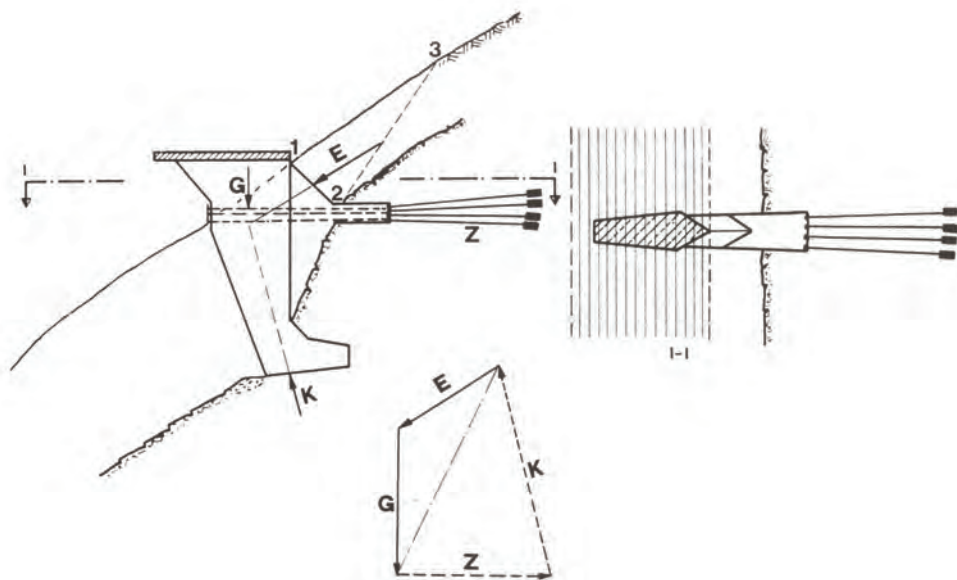
Η ευστάθεια του πρανούς εξαρτάται κατά κύριο λόγο από τη συναρμογή του βράχου. Αναλύσεις ευστάθειας βραχωδών πρανών παρουσιάζονται διεξοδικά στο Κεφάλαιο 5. Στην παράγραφο αυτή παρουσιάζουμε ενδεικτικές περιπτώσεις θεμελίων πάνω σε απότομα πρανή (Σχ. 3-10, 3-11). Οι αναλύσεις είναι σχετικά απλές. Τα εξωτερικά φορτία (οι δυνάμεις που μεταφέρονται μέσω των θεμελίων,



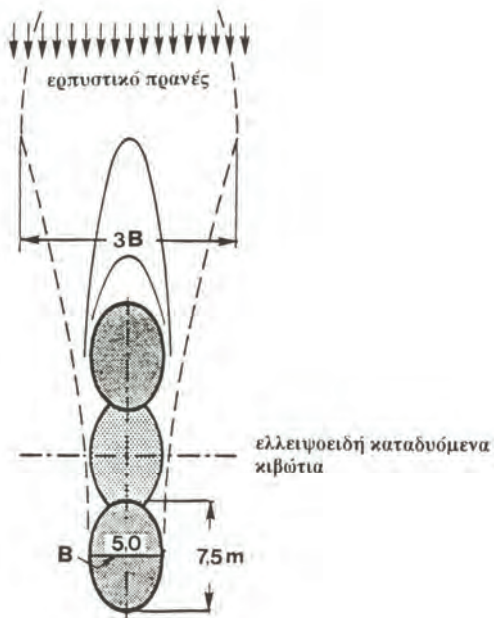
Σχ. 3-10. Επίδραση της συναρμογής του βράχου στην ευστάθεια του θεμελίου. α) Κάτω από το θεμέλιο υπάρχει μία μεγάλη ασυνέχεια η οποία κλίνει προς την ελεύθερη επιφάνεια του πρανούς. Πιθανή αστοχία εξαιτίας ολίσθησης καταμήκος της ασυνέχειας. β) Θεμέλιο πάνω σε βραχώδη σφήνα η οποία μπορεί να μετακινηθεί προς την ελεύθερη επιφάνεια του πρανούς. γ) Θεμελίωση σε πρανές στο οποίο ο βράχος χαρακτηρίζεται από δέσμη απότομων ασυνεχειών που κλίνουν προς το εσωτερικό του πρανούς· η αστοχία του θεμελίου μπορεί να προκληθεί από ανατροπή των βραχωδών πλακών που μορφώνονται από τις ασυνέχειες. δ) Κυκλική μορφή αστοχίας του πρανούς· παρουσιάζεται όταν ο βράχος χαρακτηρίζεται από πολύ πυκνό σύστημα διακλάσεων. ε) Οι ασυνέχειες δεν εμφανίζονται στην όψη του πρανούς. Η θεμελίωση είναι ευσταθής. στ) Ευσταθείς συνθήκες· υπάρχει όμως το ενδεχόμενο να παρουσιαστούν καθιζήσεις εξαιτίας της παρουσίας αργιλικών υλικών πλήρωσης στις ασυνέχειες (*Wyllie, 1992*).



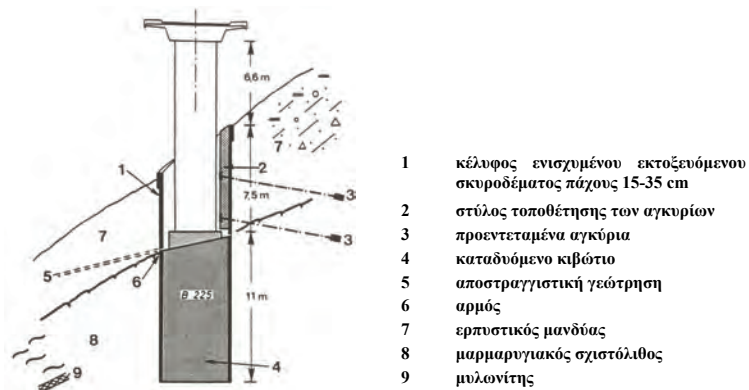
Εφαρμογή συστήματος προεντεταμένων αγκυρίων για την αύξηση της ευστάθειας θεμελίωσης σε πρανές (Franklin, Dusseault, 1994).



Σχ. 4-6. Τρόπος θεμελίωσης των βάθρων μιας μεγάλης γέφυρας αυτοκινητοδρόμου σε πρανές που παρουσιάζει ερπυστικά φαινόμενα (Müller-Salzburg, 1992).



Σχ. 4-7. Θεμελίωση γέφυρας σε πρανές που παρουσιάζει φαινόμενα ερπυσμού. Κάθε ζεύγος στύλων της γέφυρας εδράζεται σε τρία καταδυόμενα κιβώτια ελλειψοειδούς μορφής (Brandl, 1992).



Σχ. 4-8. Θεμελίωση του βάθρου μιας γέφυρας σε πρανές. Το κυρίως σώμα του πρανούς αποτελείται από μαρμαρυγιακό σχιστόλιθο ο οποίος εμφανίζει σύστημα διακλάσεων, είναι εν μέρει αποσθρωμένος και τοπικά μολωνιτιομένος. Ο γενευσίος καλύπτεται με μανδύα χαλαρών εδαφικών υλικών μέσου πάχους 7,5 m· ο μανδύας παρουσιάζει ερπυστικά φαινόμενα. Το βάθρο εδράζεται σε οπλισμένο βυθιζόμενο κιβώτιο που κατασκευάστηκε σε βάθος 11 m από το όριο επαφής του γενευσίου με τη ζώνη ερπυσμού. Το βάθρο προστατεύεται από τις ερπυστικές πιέσεις μέσω του ελλειψοειδούς διάκενου που παρεμβάλλεται μεταξύ του βάθρου και της ζώνης ερπυσμού. Τα κατακόρυφα τοιχώματα του ελλειψοειδούς αυτού χώρου αντιστήριζονται με επένδυση οπλισμένου εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 15 έως 35 cm. Σύστημα προεντεταμένων αγκυρίων (μήκος 35-45 m, δύναμη προέντασης 1 MN), το οποίο εφαρμόζεται σε κατακόρυφο στύλο ενισχύει την ευστάθεια του ελεύθερου χώρου (Brandl, 1992).

Αντιμετωπίζουμε τα προβλήματα αυτά μορφώνοντας τη μετωπική πλευρά του βάθρου κωνική, διατηρώντας μικρές τις διαστάσεις των πλευρών του βάθρου που είναι παράλληλες στη διεύθυνση της ερπυστικής κίνησης και δίνοντας σε αυτές συγκλίνουσα μορφή (Σχ. 4-6). Η καταπόνηση του βάθρου ελαχιστοποιείται όταν οι ροπές ανατροπής της παθητικής ώθησης και των δυνάμεων τριβής παραληφθούν από αγκυρώσεις.

Στο Σχήμα 4-7 παρουσιάζεται ένας ανάλογος τρόπος θεμελίωσης μιας γέφυρας: εγκάρσια στην παράταξη του πρανούς κατασκευάζονται περισσότερα -το ένα πίσω από το άλλο- βυθιζόμενα κιβώτια ελλειψοειδούς μορφής· μέσω δύσκαμπτων συνδέσεων εξασφαλίζεται ενιαία ροπή αντίστασης των τριών κιβωτίων.

3. Η θεμελίωση να γίνει κάτω από τη ζώνη ερπυσμού και να ληφθούν μέτρα που θα αποκλείουν τη μεταφορά των φορτίων στα βάθρα ή στους στύλους: ανάμεσα στα βάθρα και στις έρπουσες μάζες κατασκευάζεται ένας ελεύθερος χώρος με διαστάσεις τέτοιες ώστε να μην επιτραπεί στη ζώνη ερπυσμού να έρθει σε επαφή με το βάθρο ούτε μετά από παρέλευση πολλών δεκαετιών. Ο τρόπος αυτός εφαρμόζεται όταν δεν υπάρχει κίνδυνος κατολίσθησης και οι ερπυστικές κινήσεις εξελίσσονται πολύ αργά. Παράδειγμα εφαρμογής παρουσιάζεται στο Σχήμα 4-8.

4. Να κατασκευαστεί προστατευτικός τοίχος αντιστήριξης ή προστατευτικό κέλυφος αντιστήριξης το οποίο υπό μορφή «ομπρέλας» δε θα επιτρέπει τις έρπου-

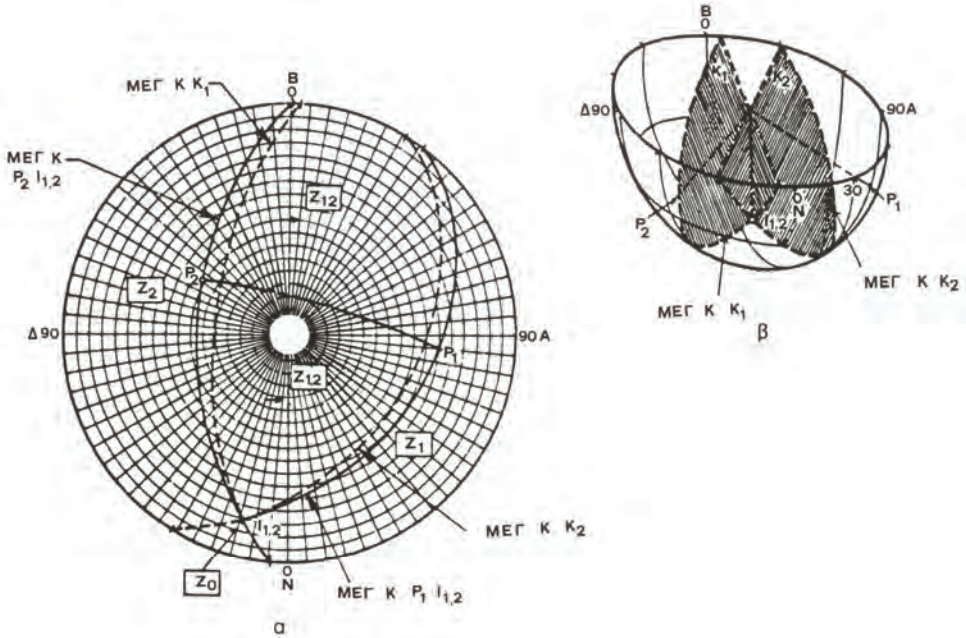


Εφελκυστικό ρήγμα (*Müller, 1963*).





Αστοχία σφήνας (*Franklin, Dusseault, 1991*).



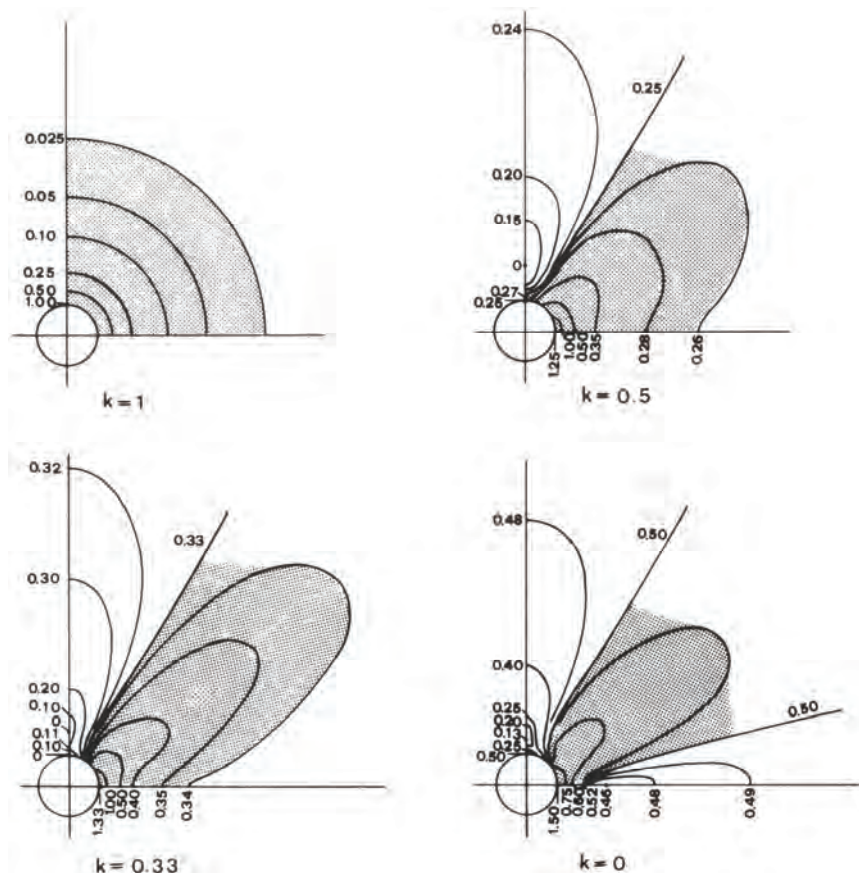
Σχ. 5-38. Παράσταση στο στερεογράφημα του γεωτεχνικού μοντέλου με τους μεγάλους κύκλους και προσδιορισμός των κινητικά δυνατών διευθύνσεων ολίσθησης. α) Ορισμός στο στερεογράφημα των περιοχών  $z_0, z_1, z_2, z_{1,2}$ . Ο τρόπος με τον οποίο θα αστοχήσει το πρανές εξαρτάται από τη ζώνη μέσα στην οποία θα εμφανιστεί το σημείο το οποίο παριστάνει τη συνισταμένη δύναμη. Μπορεί να παρουσιαστούν οι παρακάτω περιπτώσεις: 1. Συνισταμένη στη ζώνη 1,2: Η σφήνα αστοχεί ολισθαίνοντας πάνω στις διακλάσεις  $K_1, K_2$ . 2. Συνισταμένη στη ζώνη  $z_1$ : Η σφήνα ολισθαίνει μόνον πάνω στη διάκλαση  $K_1$ . 3. Συνισταμένη στη ζώνη  $z_2$ : Ολίσθηση μόνο πάνω στο επίπεδο της  $K_2$ . 4. Συνισταμένη στη ζώνη  $z_0$ : Η σφήνα αποσπάται από τις επιφάνειες των διακλάσεων  $K_1, K_2$  (ανατροπή). β) Διάταξη στο κάτω ημισφαίριο της σφαίρας αναφοράς των διακλάσεων  $K_1, K_2$  και των δύο επιπέδων που περιέχουν τη γραμμή αλληλοτομής των διακλάσεων και είναι κάθετα στις διακλάσεις (John, 1968).

$P_1, P_2$ =οι πόλοι των διακλάσεων  $K_1, K_2$ .  $I_{1,2}$ =το σημείο το οποίο παριστάνει τη γραμμή αλληλοτομής των  $K_1$  και  $K_2$ .  $K_1, K_2$ =οι μεγάλοι κύκλοι των διακλάσεων  $K_1, K_2$ .

τα επίπεδα αυτά είναι τα  $(P_1, I_{1,2})$  και  $(P_2, I_{1,2})$ . Με τον τρόπο αυτό ορίζουμε ζώνες (ζώνες  $z_1, z_2, z_{12}$ ) οι οποίες μας δείχνουν πώς θα κινηθεί η σφήνα όταν η συνισταμένη δύναμη εμφανιστεί μέσα σε κάποια από τις ζώνες αυτές. Προσδιορίζουμε δηλαδή αν η σφήνα -σε περίπτωση που η ισορροπία διαταραχτεί- θα ανατραπεί ή θα ολισθήσει στη διεύθυνση μέγιστης κλίσης της μιας μόνον από τις δύο διακλάσεις ή αν θα ολισθήσει στη διεύθυνση της γραμμής αλληλοτομής των δύο διακλάσεων. Το τι θα συμβεί αν η συνισταμένη δύναμη εμφανιστεί μέσα σε μία από τις ζώνες αυτές περιγράφεται στη λεζάντα του Σχήματος 5-38.

## ΥΠΟΓΕΙΑ ΕΡΓΑ ΣΕ ΒΡΑΧΩΔΕΙΣ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥΣ. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΩΝ ΜΕΤΡΩΝ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΜΕ ΤΗ ΘΕΩΡΗΣΗ ΤΩΝ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΖΩΝΩΝ. Η ΜΕΘΟΔΟΣ NATM

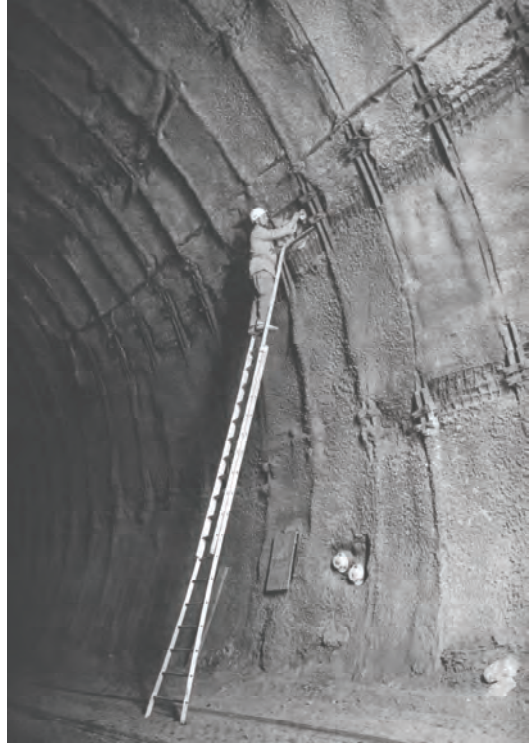
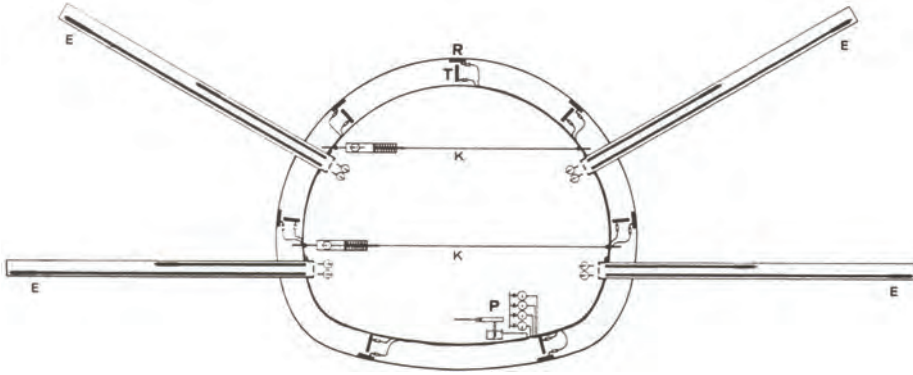
Θεωρητικές αναλύσεις για τη μελέτη της συμπεριφοράς των υπόγειων κατασκευών σε βραχώδεις σχηματισμούς είχαν ήδη ξεκινήσει τη δεκαετία του 1930 (*Pendulic: 1934, Fenner: 1937*), δεν είχαν όμως προχωρήσει στο βαθμό ώστε να είναι δυνατή η αξιοποίησή τους στο πεδίο των εφαρμογών· ο σχεδιασμός των έργων στους βραχώδεις σχηματισμούς στηριζόταν κυρίως σε εμπειρικά στοιχεία. Το 1961, ο *Kastner* εφαρμόζει μία ελαστοπλαστική ανάλυση η οποία ερμηνεύει σε βασικά σημεία τη γεωτεχνική συμπεριφορά των υπόγειων έργων. Μελετώντας την ανάπτυξη των ζωνών αστοχίας (=των πλαστικών ζωνών) γύρω από υπόγεια ανοίγματα επισημαίνει για πρώτη φορά την καθοριστική σημασία του πρωτογενούς τασικού πεδίου (=του πεδίου των τάσεων πριν από τη διάνοιξη της εκσκαφής) το οποίο συνδέει με τη συμπεριφορά της κατασκευής και το σχεδιασμό των μέτρων υποστήριξης. Τη θεωρία των πλαστικών ζωνών και εμπειρικά στοιχεία αξιοποιεί μία ομάδα επιφανών αυστριακών μηχανικών, ο «Κύκλος Γεωμηχανικών του Σαλτσβούργου»· συνδυάζοντας μετρήσεις οι οποίες γίνονται κατά τη διάρκεια κατασκευής των έργων αναπτύσσουν τη «Νέα Αυστριακή Μέθοδο Κατασκευής Σηράγγων» τη γνωστή ως μέθοδο NATM η οποία αποτελεί σήμερα τον πιο ενδεδειγμένο τρόπο κατασκευής υπόγειων έργων. Μία μέθοδος η οποία μέσω τεχνικών επεμβάσεων αποσκοπεί να καταστήσει το βράχο που περιβάλλει τη σήραγγα τμήμα του φέροντα οργανισμού της κατασκευής έτσι ώστε να μπορεί να αυτοϋποστηρίζεται σε ένα μεγάλο βαθμό· τη θέση των ισχυρών άκαμπτων κατασκευών που χρησιμοποιούνταν παλαιότερα παίρνουν εύκαμπτες λεπτότοιχες επενδύσεις. Παράλληλα, η ανάλυση του *Kastner* αποτελεί κίνη-



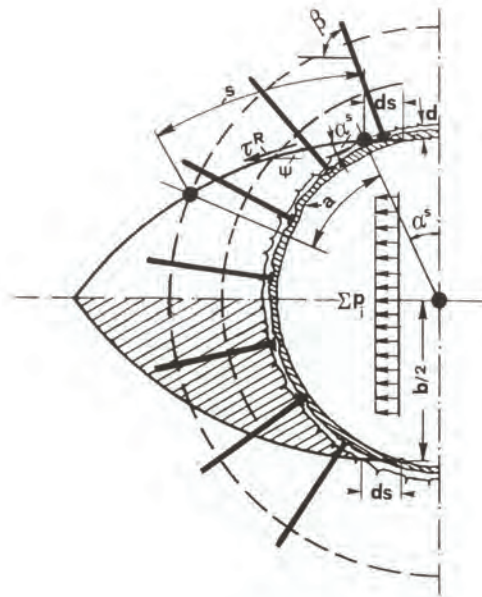
Σχ. 2-11. Ισοβαρείς διατμητικής φόρτισης γύρω από μία κυκλική σήραγγα για  $\sigma_v=1$  και  $k=1$ ,  $k=0,5$ ,  $k=0,33$ ,  $k=0$ . Σκούρες περιοχές=ζώνες διατμητικής επιβάρυνσης. Ανοιχτές περιοχές=ζώνες διατμητικής αποφόρτισης (Borowicka, 1967).

Όταν το πρωτογενές πεδίο είναι ισοτασικό ( $k=1$ ) οι αρχικές διατμητικές τάσεις είναι μηδενικές. Σε οποιαδήποτε άλλη περίπτωση ο βράχος στον οποίο θα κατασκευαστεί το έργο βρίσκεται, ήδη πριν από την κατασκευή του, υπό διατμητική φόρτιση. Στην τελευταία αυτή περίπτωση η οποία είναι η πιο συνηθισμένη, είναι λοιπόν δυνατό ακόμη και σε απομακρυσμένες περιοχές όπου η αύξηση (λόγω της διάνοιξης) των διατμητικών τάσεων θα είναι μικρή να παρουσιαστούν αστοχίες όταν ο βράχος χαρακτηρίζεται από μειωμένες παραμέτρους αντοχής. Η τιμή του  $k$  (όσο αυτή απομακρύνεται από τη μονάδα τόσο μεγαλύτερη γίνεται η ακτίνα του κύκλου του Mohr, η οποία εκφράζει το μέγεθος της διατμητικής φόρτισης) θα παίζει λοιπόν σημαντικό ρόλο στην έκταση των ασταθών περιοχών που θα αναπτυχθούν γύρω από την εκσκαφή.

Στο Σχήμα 2-11 παρουσιάζεται η διατμητική κατάσταση του βράχου μετά τη διάνοιξη μιας υπόγειας σήραγγας κυκλικής διατομής. Λόγω της συμμετρίας του



Πάνω: Διατομή στην οποία γίνονται μετρήσεις των πιέσεων που ασκούνται στον εξωτερικό δακτύλιο, μετρήσεις της παραμορφωσιακής συμπεριφοράς της διατομής και των ακτινικών μετατοπίσεων του βράχου που περιβάλλει τη σήραγγα. R=Κυψέλες που μετρούν τις πιέσεις στο όριο επαφής δακτυλίου-βράχου. T=Κυψέλες οι οποίες μετρούν τις εφαπτομενικές τάσεις (=τάσεις δακτυλίου) που ασκούνται στο δακτύλιο. K=Διατάξεις τρεις διευθύνσεις των συγκλίσεων. Συνήθως μετριούνται οι συγκλίσεις στην κατακόρυφη και σε άλλες τρεις διευθύνσεις. E=Μηκυνσιόμετρα τοποθετημένα σε δύο διαφορετικές περιοχές βάθους (βάθη ίσα με  $r_1$  και  $2r_1$ ): συνήθως εξετάζονται επτά διαφορετικές διευθύνσεις. P=Υδραυλική πρέσσα και μανόμετρα που χρησιμοποιούνται για τη μέτρηση των τάσεων. Κάτω αριστερά: Μέτρηση των συγκλίσεων. Κάτω δεξιά: Μέτρηση των ακτινικών μετατοπίσεων που πραγματοποιούνται στις δύο περιοχές βάθους (Rabczewicz, Pacher, 1976).



Σχ. 2-39. Διατμητικές σφήνες πίσω από τις παρειές της σήραγγας. Η εξώθηση των σφηνών συνδέεται με τον τρόπο με τον οποίο αστοχεί η επένδυση (Rabczewicz, 1968).

Ο εξωτερικός δακτύλιος πρέπει να διαστασιολογηθεί έτσι ώστε το σύνολο των διαθέσιμων αντιστάσεων των επιμέρους στοιχείων του (σύστημα αγκυρίων, εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κ.λπ.) να είναι σε θέση να εμποδίσει **-οριακά-** την εξώθηση των διατμητικών σφηνών:

$$\text{Σύνολο των διαθέσιμων αντιστάσεων} \geq p_{i \min}$$

Οι Rabczewicz, Sattler ακολουθούν τον παρακάτω τρόπο: στο τμήμα του δακτυλίου που ορίζεται από το πλάτος  $b$  της διατμητικής σφήνας (Σχ. 2-39) ασκείται - ανά τρέχον μέτρο σήραγγας- οριζόντια δύναμη

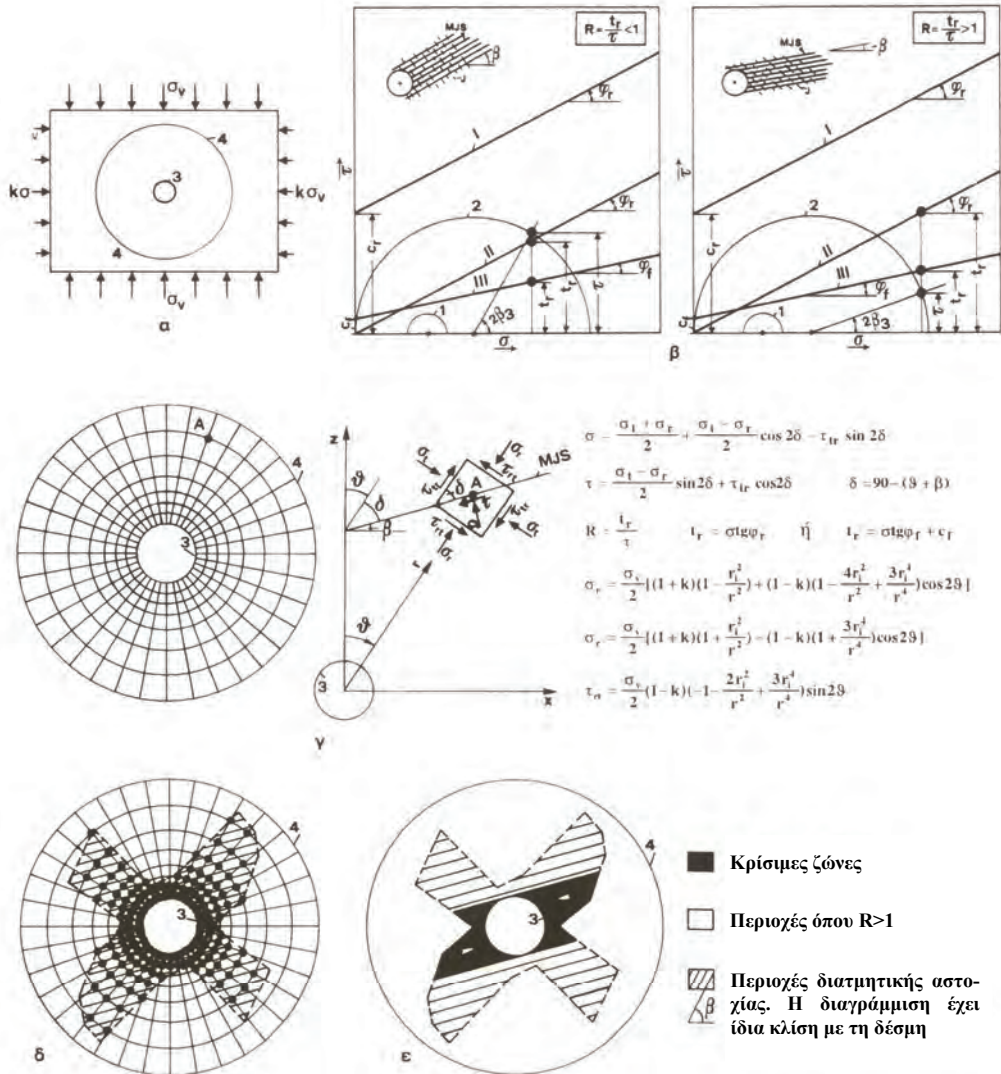
$$H = b p_{i \min} \quad \text{MN/m}$$

Στη δύναμη αυτή αντιδρούν:

- Οι διαθέσιμες διατμητικές αντιστάσεις των δύο κρίσιμων διατομών  $ds$  του δακτυλίου του εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Ανά τρέχον μέτρο σήραγγας, οι αντιστάσεις αυτές είναι

$$2 \tau^s ds \quad \text{MN/m}$$

$\tau^s$  = η διατμητική αντοχή του εκτοξευόμενου σκυροδέματος,  $\tau^s = 0,23 \sigma_c^s$  (Sattler, 1965),  $\sigma_c^s$  = η πρισματική αντοχή του εκτοξευόμενου σκυροδέματος,  $ds = d / \sin \alpha^s$ ,  $d$  = το πάχος του δακτυλίου,  $\alpha^s \cong 30^\circ$ .

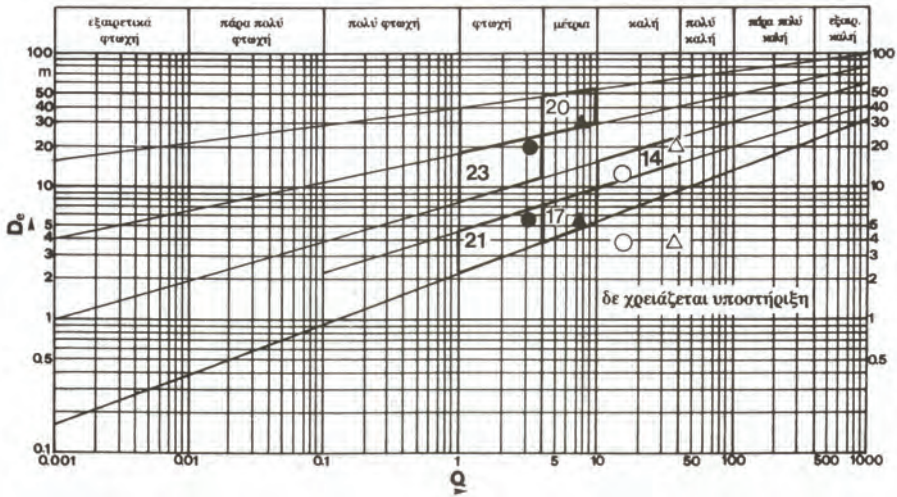


Σχ. 3-1. Προσέγγιση των κρίσιμων ζωνών που αναπτύσσονται γύρω από σήραγγες κυκλικής διατομής σε βράχο ο οποίος παρουσιάζει μία ή περισσότερες δέσμες διακλάσεων. Τρόπος με τον οποίο εφαρμόζεται η μέθοδος σε μία από τις κύριες δέσμες. α) Στατικό σύστημα. Στο κατακόρυφο επίπεδο ενεργούν οι κύριες τάσεις  $\sigma_v, \sigma_h$  συνθήκες επίπεδης παραμορφωσιακής κατάστασης. β) Κριτήρια διατμητικής αστοχίας του πετρώματος που συνθέτει το βράχο και των ασυνεπειών· περιπτώσεις:  $R < 1$  και  $R > 1$ . γ) Κανάβος τοποθετημένος σε επίπεδο κάθετο στον άξονα της σήραγγας. Τάσεις που ενεργούν σε απειροστό στοιχείο τοποθετημένο σε τυχόντα κόμβο Α του κανάβου. δ) Οριοθέτηση των περιοχών διατμητικής αστοχίας: •  $R \leq 1$ . ε) Οριοθέτηση των κρίσιμων ζωνών. I=διατμητική αντοχή του πετρώματος που συνθέτει το βράχο. II=διατμητική αντοχή των διακλάσεων της κύριας δέσμης όταν οι διακλάσεις δε φέρουν υλικά πλήρωσης ή όταν η συνοχή των υλικών πλήρωσης είναι μηδενική. III=διατμητική αντοχή των διακλάσεων της κύριας δέσμης όταν οι διακλάσεις είναι γεμάτες με συνεκτικά ( $c_f \neq 0$ ) υλικά πλήρωσης. 1=πρωτογενές τασικό πεδίο στο μέσο της παρειάς της σήραγγας. 2=δευτερογενές τασικό πεδίο. 3=διατομή της σήραγγας. 4=εξωτερικό όριο της περιοχής που ερευνάται.  $\sigma_v, \sigma_h$ = γεωστατικές τάσεις:  $\sigma_v = \gamma \times H$ .  $\sigma_h = k \times \sigma_v$ . MJS=κύρια δέσμη διακλάσεων. J=δευτερεύουσες διακλάσεις (Marangos, 1990).

Πίνακας 4-III. Ταξινόμηση του *Bieniawski* (CSIR Geomechanics Classification, 1989).

<b>A. Παράμετροι ταξινόμησης και βαθμολόγηση των παραμέτρων</b>					
	Δείκτης αντοχής ασχμής (MPa)	4-10	2-4	1-2	εφαρμόζεται η δοκιμή απλής θλίψης
Αντοχή σε απλή θλίψη (MPa)	>10	4-10	2-4	1-2	
1 σφμισαγούς πετρώματος	>250	100-250	50-100	25-50	5-25 1-5 <1
<b>Βαθμός</b>	<b>15</b>	<b>12</b>	<b>7</b>	<b>4</b>	<b>2</b>
2 RQD(%)	90-100	75-90	50-75	25-50	<25
<b>Βαθμός</b>	<b>20</b>	<b>17</b>	<b>13</b>	<b>8</b>	<b>3</b>
3 Απόσταση μεταξύ των ασυνεχειών [m]	>2	0,6-2	0,2-0,6	0,06-0,2	<0,06
<b>Βαθμός</b>	<b>20</b>	<b>15</b>	<b>10</b>	<b>8</b>	<b>5</b>
4 Κατάσταση των διακλάσεων	Πολύ τραχείες επιφάνειες, ασυνεχείς, κλειστές. Μη διαβρωμένα τοιχώματα	Ελαφρά τραχείες επιφάνειες. Άνοιγμα <1 mm. Ελαφρά διαβρωμένα τοιχώματα	Ελαφρά τραχείες επιφάνειες. Άνοιγμα <1 mm. Πολύ διαβρωμένα τοιχώματα	Ολισθηρές επιφάνειες (slickensided) ή διακλάσεις με άνοιγμα <5 mm ή διακλάσεις ανοικτές 1-5 mm. Συνεχείς διακλάσεις	Μαλακό υλικό πλήρωσης πάχους >5 mm ή διακλάσεις ανοικτές >5 mm. Συνεχείς διακλάσεις.
<b>Βαθμός</b>	<b>30</b>	<b>25</b>	<b>20</b>	<b>10</b>	<b>0</b>
5 Υπόγειο νερό	Εισροή για 10 m μήκος στράγγις	Κοιλία	10-25 l/min	25-125 l/min	>125 l/min
5 Υπόγειο νερό	Λόγος πίεσης νερού των διακλάσεων προς τη μέγιστη κύρια ορθή τάση	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5 >0,5
<b>Βαθμός</b>	Γενικές συνθήκες	Εντελώς στεγνό	Υγρό	Στέγνυν	Ροή νερού
	<b>15</b>	<b>10</b>	<b>7</b>	<b>4</b>	<b>0</b>





Σχ. 4-12. Προσδιορισμός των κατηγοριών της προσωρινής και της μόνιμης υποστήριξης της οροφής και των πλευρικών τοιχωμάτων με το NGI σύστημα ταξινόμησης.

#### ΥΠΟΓΕΙΟ ΕΡΓΟΣΤΑΣΙΟ

**Μόνιμη υποστήριξη οροφής:**  $Q=3,1$ ,  $ESR=1$ , άνοιγμα/ $ESR=b/1=20$  m → κατηγορία υποστήριξης: 23 (Σχ. 4-12). Μέτρα υποστήριξης:  $B(tg)1,4$  m +  $S(mr)15$  cm (Πίν. 4-XIX, Παρατηρήσεις II, IV, VII). Μέσο μήκος: κοχλιώσεις = 5 m, αγκυρώσεις = 8 m.

**Μόνιμη υποστήριξη πλευρικών τοιχωμάτων:**  $Q_w=3,1 \times 2,5=7,75$ ,  $ESR=1$ , άνοιγμα/ $ESR=h/1=30$  m → κατηγορία υποστήριξης 20 (Σχ. 4-12). Μέτρα υποστήριξης:  $B(tg)1,7$  m +  $S(mr)10$  cm (Πίν. 4-XIX, Παρατηρήσεις II, IV). Μέσο μήκος: κοχλιώσεις = 6,5 m, αγκυρώσεις = 10,5 m.

**Προσωρινή υποστήριξη οροφής:** « $Q$ » =  $5Q=5 \times 3,1=15,5$ ,  $ESR=1,5 \times 1=1,5$ , άνοιγμα/ $ESR=20/1,5=13,3$  → κατηγορία υποστήριξης: 14 (Σχ. 4-12). Μέτρα υποστήριξης:  $B(utg)1,6$  m +  $clm$  (Πίν. 4-XVIII, Παρατηρήσεις I, III).

**Προσωρινή υποστήριξη πλευρικών τοιχωμάτων:** « $Q_w$ » =  $Q_w \times 5=38,75$ ,  $ESR=1,5$ , άνοιγμα/ $ESR=30/1,5=20$  m → κατηγορία υποστήριξης: 14 (Σχ. 4-12). Μέτρα υποστήριξης:  $B(utg)2$  m (Πίν. 4-XVIII, Παρατηρήσεις I, III).

#### ΥΠΟΓΕΙΑ ΣΗΡΑΓΓΑ

**Μόνιμη υποστήριξη οροφής:**  $Q=3,1$ ,  $ESR=1,6$ , άνοιγμα/ $ESR=$ διάμετρος/ $1,6=5,6$  m → κατηγορία υποστήριξης 21 (Σχ. 4-12). Μέτρα υποστήριξης:  $B(utg) 1$  m +  $S 2-3$  cm (Πίν. 4-XVIII, Παρατηρήσεις I). Μέσο μήκος αγκυρών = 2,9 m.

**Μόνιμη υποστήριξη πλευρικών τοιχωμάτων:**  $Q_w=3,1 \times 2,5=7,75$ ,  $ESR=1,6$ , άνοιγμα/ $ESR= 9/1,6 = 5,6$  m → κατηγορία υποστήριξης: 17 (Σχ. 4-12). Μέτρα υποστήριξης:  $B(utg)1,4$  m (Πίν. 4-XVIII, Παρατηρήσεις I). Μέσο μήκος αγκυρών = 2,9 m.

**Προσωρινή υποστήριξη οροφής:** « $Q$ » =  $5Q=5 \times 3,1=15,5$ ,  $ESR=1,6 \times 1,5=2,4$ , άνοιγμα/ $ESR= 9/2,4 = 3,75$  → κατηγορία υποστήριξης: Δε χρειάζεται υποστήριξη (Σχ. 4-12).

**Προσωρινή υποστήριξη πλευρικών τοιχωμάτων:** « $Q_w$ » =  $5Q_w=3,1 \times 2,5 \times 5=38,75$ ,  $ESR=1,6 \times 1,5= 2,4$ , άνοιγμα/ $ESR=9/2,4=3,75$  m → κατηγορία υποστήριξης: Δε χρειάζεται υποστήριξη (Σχ. 4-12).

#### Παράδειγμα εφαρμογής 2. Σχεδιασμός των μέτρων υποστήριξης με τις συμβατικές μεθόδους

Θέλουμε για το στάδιο της προμελέτης και της προκοστολόγησης των έργων να σχεδιάσουμε, με τις



Αστοχία της προσωρινής, ξύλινης υποστήριξης. Η υποστήριξη υποχωρεί ενώ ταυτόχρονα τα φορτία μειώνονται σε βαθμό που η αδύναμη πλέον υποστήριξη είναι σε θέση να τα παραλάβει. Πάνω: (Feder, Olsacher, 1978). Κάτω: (Rabcewicz, Pacher, 1976).

της επένδυσης του πυθμένα, με φορά προς τα πάνω και είναι ίση με

$$q_{\max} = \gamma \lambda' H'_p$$

Το παραβολικό φορτίο αντικαθίσταται συνήθως με ομοιόμορφο ορθογωνικό.

## Η μέθοδος του *Zimbarjewitsch*

Στη μέθοδο γίνεται η θεώρηση ότι (στην οριακή κατάσταση) κάτω από τον πυθμένα σχηματίζεται -υπό την επίδραση των ενεργών ωθήσεων που προέρχονται από το βάρος των εδαφικών μαζών που βρίσκονται πλευρικά της εκσκαφής- μία εδαφική σφήνα η οποία τείνει να μετατοπιστεί προς το εσωτερικό της εκσκαφής (Σχ. 5-20). Στη μετατόπιση αυτή αντιστέκεται η παθητική ώθηση του εδάφους που βρίσκεται κάτω από τον πυθμένα. Για να προσδιορίσουμε τις πιέσεις που ασκούνται στην επένδυση του πυθμένα εφαρμόζουμε τον παρακάτω τρόπο:

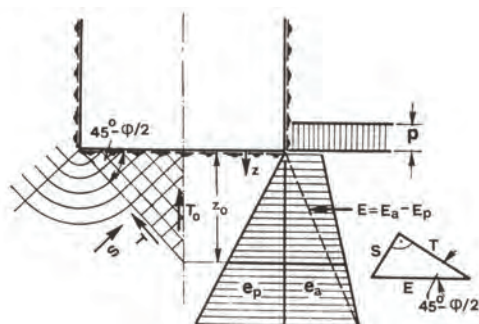
- Στο κατακόρυφο επίπεδο που διέρχεται από το άκρο του πυθμένα προσδιορίζουμε το διάγραμμα των ενεργών πιέσεων  $e_a$  που οφείλονται στο ίδιο βάρος του εδάφους που βρίσκεται πάνω από το επίπεδο του πυθμένα και το διάγραμμα των παθητικών πιέσεων  $e_p$  τις οποίες αντιστασσει το έδαφος που βρίσκεται κάτω από τον πυθμένα. Η ενεργός και η παθητική πίεση σε βάθος  $z$  από το πυθμένα προσδιορίζονται με τις γνωστές σχέσεις:

$$e_a = (p + z\gamma) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) - 2c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2)$$

$$e_p = z\gamma \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2)$$

- Προσδιορίζουμε το βάθος  $z_0$  για το οποίο  $e_a = e_p$ . Ορίζουμε με τον τρόπο αυτό το κάτω όριο της εδαφικής περιοχής η οποία ασκεί πιέσεις στην επένδυση του πυθμένα. Εξισώνοντας τους δεξιούς όρους των παραπάνω εξισώσεων βρίσκουμε το  $z_0$ :

$$z_0 = \frac{p \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) - 2c [\operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2) + \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2)]}{\gamma [\operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) - \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)}} = \frac{p k_a - 2c (\sqrt{k_p} + \sqrt{k_a})}{\gamma (k_p - k_a)}$$



Σχ. 5-20. Η μέθοδος του *Zimbarjewitsch*. Παραδοχές για το μέγεθος των πιέσεων που ασκούνται στην επένδυση του πυθμένα (*Szechy, 1969*).



Υδροηλεκτρικό Almendra στην Ιβηρική χερσόνησο. Συνδυασμός τριών τύπων φραγμάτων: Ενός τοξωτού φράγματος (κυρίως φράγμα), ενός φράγματος βαρύτητας και ενός λιθόρριπτου φράγματος. Χαρακτηριστικά τοξωτού φράγματος: Ύψος φράγματος 202 m, μήκος στέψης 567 m, πάχος του τόξου στη στέψη 10 m, πάχος του τόξου στη βάση 40 m, όγκος σκυροδέματος 2.100.000 m<sup>3</sup>. Πάνω: Φάση κατασκευής του τοξωτού φράγματος. Στο βάθος διακρίνουμε το φράγμα βαρύτητας που συμπληρώνει το τοξωτό φράγμα στο αριστερό αντέρεισμα. Κάτω: Το λιθόρριπτο φράγμα το οποίο συμπληρώνει το τοξωτό φράγμα στο δεξιό αντέρεισμα (Marti, 1970).

α είναι ένας συντελεστής με τον οποίο συνεκτιμούνται οι απώλειες λόγω της εξατμισοδιαπνοής και της διήθησης. Ο συντελεστής αυτός ονομάζεται **συντελεστής απορροής**: ο προσδιορισμός του είναι δύσκολος επειδή επηρεάζεται από πολλές παραμέτρους: το βροχομετρικό ύψος, την τοπογραφία, τη γεωλογία, τις κλιματικές συνθήκες, τη λιθολογική σύσταση, το βαθμό φυτοκάλυψης. Κυμαίνεται ανάλογα με την τιμή του P και την έκταση της λεκάνης απορροής μεταξύ 0,2 και 0,5.

Ο **μέσος ετήσιος εφοδιασμός** του ταμιευτήρα με νερό είναι συνάρτηση της μέσης ετήσιας απορροής και της έκτασης της **λεκάνης απορροής**. Η λεκάνη απορροής περιλαμβάνει όλη εκείνη την έκταση της οποίας τα νερά των ατμοσφαιρικών κατακρημνισμάτων ρέουν προς τον ταμιευτήρα. Η περιοχή η οποία τελικά κατακλύζεται από τα νερά ονομάζεται **λεκάνη κατάκλυσης**.

Σύμφωνα με τα παραπάνω, ο μέσος ετήσιος όγκος νερού που εισρέει στον ταμιευτήρα είναι

$$V = \alpha \times P \times F \times 10^6 \quad \text{m}^3$$

α συντελεστής απορροής

P μέσο ετήσιο βροχομετρικό ύψος σε m

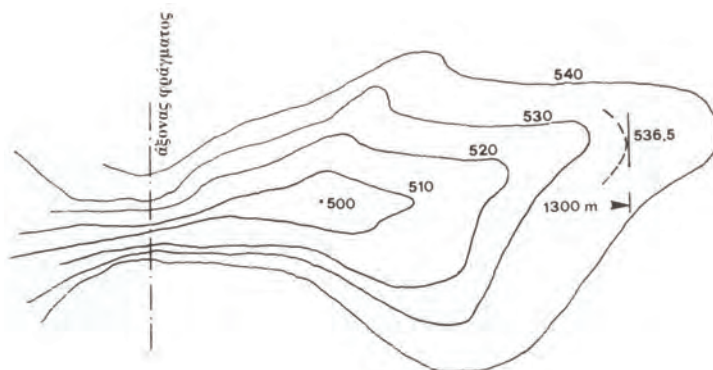
F έκταση της λεκάνης απορροής σε km<sup>2</sup>

**Πλημμυρικές παροχές**: Ο υπολογισμός των πλημμυρικών παροχών έχει ως άμεσο στόχο τη διαστασιολόγηση των έργων υπερχείλισης. Μέθοδοι υπολογισμού παροχών πλημμύρας υπάρχουν τόσο εμπειρικές όσο και στατιστικές· βασίζονται σε δεδομένα μετρήσεων μόνο βροχοπτώσεων ή βροχοπτώσεων και απορροών. Τα ακραία αυτά φαινόμενα που έχουν ως πιθανές επιπτώσεις τη μερική ή ολική καταστροφή ενός χωμάτινου φράγματος και επιπλέον απώλειες υλικές ή και σε ανθρώπινες ζωές, υπολογίζονται ανάλογα με το μέγεθος, τη χρήση και την τοποθεσία του έργου με μια αντίστοιχη πιθανότητα να συμβούν στο χρόνο ζωής του. Το βασικό μέγεθος που χρησιμοποιείται στους σχετικούς υπολογισμούς είναι η **περίοδος επαναφοράς** που μετριέται σε χρόνια.

Ο σχεδιασμός του σώματος του φράγματος και ο καθορισμός της θέσης των έργων εξόδου εντάσσονται -σε αντίθεση με τη μελέτη του εκχειλιστή και τη διαστασιολόγηση των υπόλοιπων έργων εξόδου, που αποτελούν αντικείμενο της Υδραυλικής- στο αντικείμενο του Γεωτεχνικού Μηχανικού. Για το λόγο αυτό θα παρουσιάσουμε στη συνέχεια ένα απλοποιημένο παράδειγμα εφαρμογής, ώστε να δούμε τον τρόπο με τον οποίο τα τοπογραφικά και τα υδρολογικά στοιχεία χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό του ύψους του φράγματος και των θέσεων των έργων εξόδου.

#### **Παράδειγμα εφαρμογής**

Θέλουμε να προσδιορίσουμε το ύψος μικρού, χωμάτινου αρδευτικού φράγματος, την έκταση της λίμνης και τις θέσεις (απόλυτα υψόμετρα) των έργων εξόδου. Τα στοιχεία που διαθέτουμε είναι τα στοιχεία της υδρολογικής μελέτης και τα τοπογραφικά στοιχεία. Στο παράδειγμα ο καθαρισμός της υδαταποθήκης από φερτά υλικά προβλέπεται ανά 50 χρόνια. Δε λαμβάνονται υπόψη οι απώλειες του νερού της λίμνης εξαιτίας της εξάτμισης που συμβαίνει στην επιφάνειά της.



Σχ. 1-6. Τοπογραφικό σχέδιο.

### Στοιχεία υδρολογικής μελέτης:

Μέσο ετήσιο βροχομετρικό ύψος:  $P=0,601 \text{ m}$

Συντελεστής απορροής:  $\alpha=0,305$

Έκταση της λεκάνης απορροής:  $F=132 \text{ km}^2$

Φερτά υλικά:  $6,8 \text{ kp/m}^3$  ( $\gamma_d=1,45 \text{ t/m}^3$ )

### Μορφολογικά στοιχεία:

Τοπογραφικός χάρτης της περιοχής (Σχ. 1-6)

### Σχεδιασμός του φράγματος

Το φράγμα πρέπει να έχει ύψος τέτοιο ώστε να μπορέσει να δημιουργηθεί ανάντη του αποθηκευτικός χώρος χωρητικότητας ίσης με το άθροισμα του όγκου της μέσης ετήσιας εισροής νερού και του όγκου των φερτών υλών που θα συγκεντρωθούν στον ταμιευτήρα στη διάρκεια των 50 χρόνων.

Ο μέσος ετήσιος όγκος νερού που εισέρχεται στον ταμιευτήρα είναι

$$V_1 = 0,305 \times 0,601 \times 132 \times 10^6 = 24.196.260 \text{ m}^3 / \text{έτος}$$

Ο όγκος των φερτών υλικών ανά έτος ανέρχεται σε

$$V_2 = \frac{6,8 \times 24.196.260}{1000 \times 1,45} = 113.472 \text{ m}^3 / \text{έτος}$$

Σε διάστημα 50 ετών τα φερτά υλικά που θα συγκεντρωθούν στη λεκάνη θα καταλάβουν όγκο

$$V_3 = 113.472 \times 50 = 5.673.606 \text{ m}^3$$

Με τα παραπάνω στοιχεία, η απαιτούμενη χωρητικότητα του ταμιευτήρα είναι

$$V = 24.196.260 + 5.673.606 = 29.869.866 \text{ m}^3$$

Το απαραίτητο -για τη δημιουργία υδαταποθήκης της παραπάνω χωρητικότητας- ύψος του φράγματος το προσδιορίζουμε ως εξής:

Από το τοπογραφικό της περιοχής προσδιορίζουμε -με εμβοδομέτρηση- τα στοιχεία που παρουσιάζονται στις δύο πρώτες στήλες του Πίνακα 1-1 και στη συνέχεια τους επιμέρους όγκους οι οποίοι περιλαμβάνονται μεταξύ των οριζόντιων επιπέδων δύο διαδοχικών ισοϋψών (στήλη 3 του Πίνακα 1-1). Οι όγκοι αυτοί είναι ίσοι με το γινόμενο της απόστασης μεταξύ των δύο ισοϋψών και του ημισφαιρίου των εμβωδών των επιφανειών που περικλείονται από τις ισοϋψείς και από τις γραμμές αλληλοτομής των οριζόντιων επιπέδων που διέρχονται από τις ισοϋψείς και του σώματος του φράγματος (Σχ. 1-7).

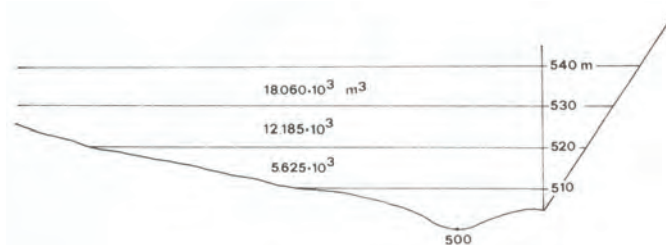
Πίνακας 1-Ι: Αποτελέσματα εβδομαδιαίας μετρούμενης και ογκομετρικά στοιχεία.

Ισοϋψής m	Εμβαδόν επιφάνειας* m <sup>2</sup>	Όγκος m <sup>3</sup>	Συνολικός όγκος m <sup>3</sup>
500	0	0	0
510	150.000	500.000	500.000
520	975.000	5.625.000**	6.125.000
530	1.462.000	12.185.000	18.310.000***
540	2.150.000	18.060.000	36.370.000

\* Το εμβαδόν της οριζόντιας επιφάνειας που περικλείεται από την ισοϋψή και τη γραμμή αλληλοτομής του επιπέδου που περιλαμβάνει την ισοϋψή και του σώματος του φράγματος (Σχ. 1-7)

\*\* Όγκος μεταξύ των ισοϋψών 510 και 520 m

\*\*\* Όγκος που περιλαμβάνεται μεταξύ του χαμηλότερου σημείου της λεκάνης (ισοϋψής 500) και της ισοϋψούς των 530 m



Σχ. 1-7. Προσδιορισμός όγκων.

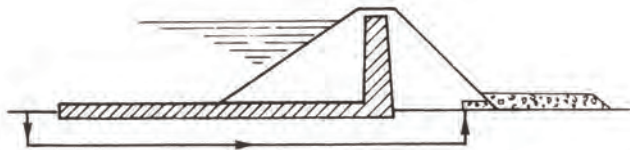
Αντιστοιχώντας στο Σχήμα 1-8 τους συνολικούς όγκους με το απόλυτο υψόμετρο προσδιορίζουμε την καμπύλη μεταβολής της χωρητικότητας της υδαταποθήκης με το απόλυτο υψόμετρο. Από την καμπύλη αυτή προσδιορίζουμε το απόλυτο υψόμετρο της στάθμης στην οποία θα ανέλθει το νερό για κάθε όγκο νερού που εισρέει στον ταμιευτήρα. Για την απαιτούμενη χωρητικότητα των 29.869.866 m<sup>3</sup>, η ελεύθερη επιφάνεια (καθρέφτης) της λίμνης που θα δημιουργηθεί, θα ανυψωθεί σύμφωνα με το διάγραμμα του Σχήματος 1-8 στο απόλυτο υψόμετρο των 536,5 m. Μετά από 50 χρόνια, οι φερτές ύλες θα καταλάβουν όγκο 5.673.606 m<sup>3</sup>. Θα αναπτυχθούν λοιπόν, σύμφωνα με το Σχ. 1-8, μέχρι το απόλυτο υψόμετρο των 519 m. Ο χώρος από τον πυθμένα μέχρι το υψόμετρο αυτό ονομάζεται **νεκρός χώρος**.

Προσδιορίζοντας με ανάλογο τρόπο την καμπύλη μεταβολής με το απόλυτο υψόμετρο του εμβαδού των οριζόντιων επιφανειών που περικλείονται από τις ισοϋψείς, προσεγγίζουμε την έκταση της ελεύθερης επιφάνειας της λίμνης. Σύμφωνα με το Σχήμα 1-8, για το απόλυτο υψόμετρο των 536,5 m, η έκταση της λίμνης υπολογίζεται σε 1.908.334 m<sup>2</sup>. Το μήκος της λίμνης είναι ίσο με την απόσταση της ισοϋψούς των 536,5 m από τον άξονα του φράγματος (Σχ. 1-6). Το εμβαδόν της λίμνης το χρειαζόμαστε για να προσδιορίσουμε την ποσότητα του νερού που εξατμίζεται κατά τη διάρκεια ενός έτους.

Μετά από τα παραπάνω μπορούμε πλέον να καθορίσουμε το απόλυτο υψόμετρο της στέγης του φράγματος και τις θέσεις των έργων εξόδου.

### 1. Στέγη του φράγματος

Για λόγους ασφαλείας η στέγη του φράγματος πρέπει να βρίσκεται υψηλότερα από τη στάθμη της λίμνης. Προβλέπεται έτσι ένα ύψος ασφάλειας  $d$ , η τιμή του οποίου συναρτάται με το αναμενόμενο μέγιστο ύψος του κύματος της λίμνης.



Σχ. 1-20. Ανεστραμμένο φίλτρο στον πόδα του κατάντη σώματος.

πώς με την αύξηση του βαθμού συμπίκνωσης. Για συνήθη εδάφη με  $\gamma_s \cong 2,65$ ,  $n \cong 0,4$ , η τιμή της κρίσιμης υδραυλικής κλίσης κυμαίνεται μεταξύ 0,95 και 1,15, με μέση τιμή ίση περίπου με 1.

Ο συντελεστής ασφάλειας έναντι υδραυλικής θραύσης που οφείλεται σε ανύψωση -εκφρασμένος με την κρίσιμη υδραυλική κλίση- είναι

$$F.S. = \frac{i_{crit}}{i}$$

$i$  =υπάρχουσα υδραυλική κλίση.

Σύμφωνα με την παραπάνω σχέση μπορούμε να αυξήσουμε το συντελεστή ασφάλειας, αν αυξήσουμε το ύψος της εδαφοστήλης με την τοποθέτηση υλικού φίλτρου· το φίλτρο θα βελτιώσει και την ασφάλεια έναντι υπόγειας διάβρωσης. Η τιμή του συντελεστή F.S. οφείλει να είναι:  $F.S. \geq 1,5$ .

Κίνδυνος να παρουσιαστούν φαινόμενα υδραυλικής ανύψωσης υπάρχει στην περιοχή που βρίσκεται αμέσως μετά από τον κατάντη πόδα του φράγματος: εκεί όπου παύει να υπάρχει το ίδιο βάρος του σώματος του φράγματος. Έτσι σε περιπτώσεις μειωμένης ασφάλειας -ή όταν σχετικές ανησυχίες κατά τη λειτουργία του έργου κρίνονται βάσιμες- τοποθετούμε στη θέση αυτή **ανεστραμμένα φίλτρα** (Σχ. 1-20).

Μεταβολές στο υπέδαφος (π.χ. εξαιτίας της μείωσης με την πάροδο του χρόνου της αποτελεσματικότητας των διαφραγμάτων ή των φίλτρων) που συμβαίνουν κατά τη διάρκεια της ζωής του ταμιευτήρα, είναι δυνατό να οδηγήσουν σε σημαντικές μεταβολές του δικτύου ροής και της κατανομής των υδροστατικών πιέσεων. Για το λόγο αυτό τοποθετούνται στην περιοχή του άξονα καθώς και στο σώμα του φράγματος πιεζόμετρα. Σε σοβαρά έργα προβλέπεται η κατασκευή σηράγγων αποστράγγισης κάτω από τον άξονα του φράγματος· μέσω αυτών γίνεται ο έλεγχος και η εκτόνωση των υδροστατικών πιέσεων (Σχ. 1-21).





Υδροηλεκτρικό έργο Limmernboden της Ελβετίας. Μεταφορά 16 τόνων τσιμέντου με αερογέφυρα (*Schweizerische Talsperrentechnik, 1970*).

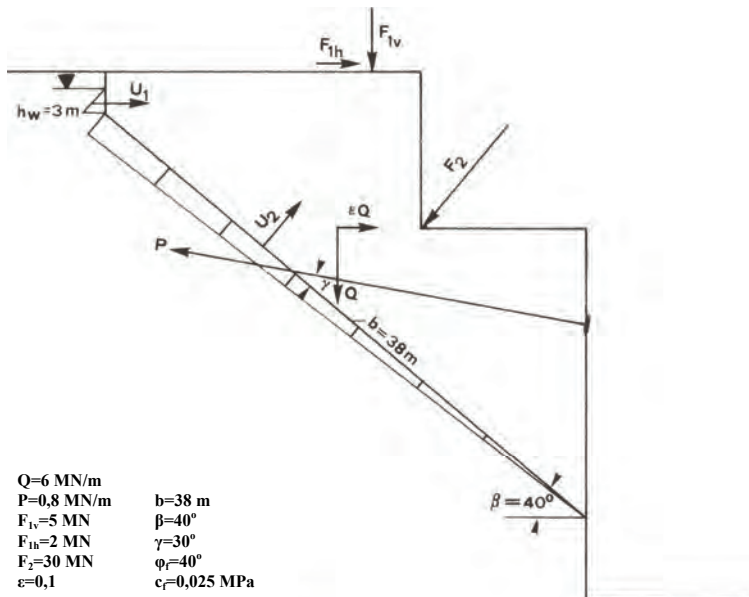
Ο αριθμός  $n$  των απαιτούμενων, ανά τρέχον μέτρο μήκους πρανούς, αγκυριών είναι:

$$n = \frac{P}{P_a} = \frac{0,155}{0,0417} = 3,717 / \text{m}$$

Τοποθετούμε τα αγκύρια σε τρεις σειρές, παράλληλες στην παράταξη του πρανούς· ένα αγκύριο ανά 0,8 m σε κάθε σειρά:  $1/(3,717/3)=0,8$  m.

14. Στο Σχήμα παρουσιάζεται η γεωμετρία πρανούς πάνω στο οποίο θα θεμελιώσουμε μία κατασκευή. Στο πρανές υπάρχουν δύο ρήγματα των οποίων η παράταξη είναι παράλληλη στην παράταξη του πρανούς· ένα λοξό που έχει κλίση  $\beta=40^\circ$  και πλάτος  $b=38$  m και ένα κατακόρυφο ρήγμα. Πέρα από τα δύο αυτά ρήγματα, η περιοχή παρουσιάζει και κατακόρυφα ρήγματα τα οποία έχουν παράταξη κάθετη στην παράταξη του πρανούς. Τα ρήγματα αυτά εμφανίζονται ανά αποστάσεις των 10 m· η κατασκευή περιλαμβάνεται ανάμεσα σε δύο τέτοια ρήγματα. Εξαιτίας της παρουσίας υπόγειου ορίζοντα, σε όλα τα ρήγματα αναπτύσσονται υδροστατικές ωθήσεις. Η κατασκευή θα θεμελιωθεί με ένα τετραγωνικό θεμέλιο πλάτους 2 m στη στέψη και με ένα ορθογωνικό θεμέλιο  $1 \times 3$  m στον υπάρχοντα αναβαθμό. Στην όψη του πρανούς, μπροστά από τα θεμέλια έχουν τοποθετηθεί προεντεταμένα αγκύρια· τα αγκύρια φτάνουν πίσω από το λοξό ρήγμα και σχηματίζουν με αυτό γωνία  $\gamma=30^\circ$ . Η δύναμη προέντασης που μεταφέρεται στην όψη του πρανούς είναι  $P=0,8$  MN/m. Το ίδιο βάρος  $Q$  του σώματος ολίσθησης που μορφώνει η παραπάνω γεωμετρία, ανά τρέχον μέτρο μήκους πρανούς, και τα φορτία που μεταφέρουν τα θεμέλια έχουν τις παρακάτω τιμές:  $Q=6$  MN/m,  $F_{1v}=5$  MN,  $F_{1h}=2$  MN,  $F_2=30$  MN· η  $F_2$  ενεργεί κάθετα στο λοξό ρήγμα. Τα ρήγματα φέρουν υλικά πλήρωσης με παραμέτρους αντοχής  $\phi_r=40^\circ$ ,  $c_r=0,025$  MPa. Ο συντελεστής σεισμικότητας είναι  $\varepsilon=0,1$ .

Θα προσδιορίσουμε την ευστάθεια της κατασκευής έναντι ολίσθησης κατά μήκος του λοξού ρήγματος.



**Βάθος 200 m**

$$\frac{d}{4,5-d} = \left[ \frac{1}{\sqrt{1-(2 \times 1,5 \times 1,025/35)}} - 1 \right] = 0,047 \rightarrow d = 20,2 \text{ cm}$$

**Βάθος 400 m**

$$\frac{d}{4,5-d} = \left[ \frac{1}{\sqrt{1-(2 \times 1,5 \times 2,489/35)}} - 1 \right] = 0,1275 \rightarrow d = 50,9 \text{ cm}$$

**20.** Κυκλική σήραγγα ακτίνας  $r_i=4$  m θα κατασκευαστεί σε βάθος  $H=200$  m. Το έδαφος είναι έντονα ρηγματωμένος βράχος:  $\varphi_r=35^\circ$ ,  $c_r=0$ ,  $\gamma_r=0,02$  MN/m<sup>3</sup>. Το πρωτογενές πεδίο είναι ανισοτασικό:  $k=0,33$ . Θα εφαρμόσουμε την ανάλυση του *Kastner* για να προσδιορίσουμε το πάχος άκαμπτου κυκλικού δακτυλίου από άοπλο μπετόν. Η διαστασιολόγηση του δακτυλίου θα γίνει για συντελεστές ασφάλειας  $F.S.=1$  και  $F.S.=1,5$ .

**Διαστασιολόγηση του δακτυλίου για  $F.S.=1$**

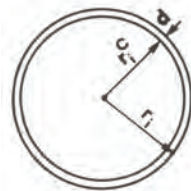
**Προσδιορισμός της κρίσιμης πίεσης**

Κάνουμε τη συντηρητική θεώρηση ότι η κρίσιμη πίεση είναι ίση με την πίεση η οποία εξαφανίζει τα φαινόμενα θραύσης στα μέσα των παρειών. Όταν η συνοχή του βράχου είναι μηδενική, η κρίσιμη πίεση προσδιορίζεται με την εξίσωση:

$$p_{cr} = \frac{3-k}{2} (1 - \sin \varphi_r) \sigma_v$$

$$\sigma_v = \gamma_r H = 0,02 \times 200 = 4 \text{ MPa}$$

$$p_{cr} = \frac{3-0,33}{2} (1 - \sin 35) 4 = 2,28 \text{ MPa}$$



Ο *Kastner* διαστασιολογεί το δακτύλιο θεωρώντας ότι αν και το πρωτογενές πεδίο είναι ανισοτασικό, ο δακτύλιος καταπονείται με ομοιόμορφη εξωτερική πίεση.

Το πάχος του δακτυλίου για ομοιόμορφη εξωτερική πίεση προσδιορίζεται με την εξίσωση:

$$\frac{d}{r_i^C} = \frac{d}{r_i - d} = \left[ \frac{1}{\sqrt{1-(2 p_{cr} / \sigma_c^C)}} - 1 \right] = \frac{d}{4-d} = \left[ \frac{1}{\sqrt{1-(2 \times 2,28/35)}} - 1 \right] = 0,0723 \rightarrow d = 27 \text{ cm}$$

$$\sigma_c^C = 35 \text{ MPa} \quad (\text{βλ. Πιν. 2-III, σελ. 287})$$

**Διαστασιολόγηση του δακτυλίου για  $F.S.=1,5$**

Η διαστασιολόγηση γίνεται χρησιμοποιώντας την κλασική έννοια του συντελεστή ασφάλειας. Εφαρμόζουμε τη σχέση:

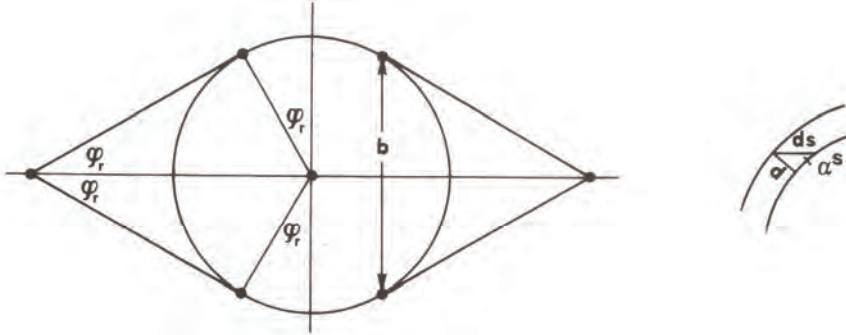
$$\frac{d}{r_i^C} = \frac{d}{r_i - d} = \left[ \frac{1}{\sqrt{1-(2 p_{cr} F.S. / \sigma_c^C)}} - 1 \right] = \frac{d}{4-d} = \left[ \frac{1}{\sqrt{1-(2 \times 2,28 \times 1,5/35)}} - 1 \right] = 0,1149 \rightarrow d = 41,2 \text{ cm}$$

Αν η γωνία τριβής του βράχου ήταν  $\varphi_r=45^\circ$  αντί  $\varphi_r=35^\circ$  τα απαιτούμενα πάχη του δακτυλίου για  $F.S.=1$  και  $F.S.=1,5$  προσδιορίζονται αντίστοιχα ίσα με  $d=18,2$  cm και  $d=27,7$  cm.

**21.** Σε έντονα ανισοτασικό πεδίο ( $k \ll 1$ ) θα κατασκευαστεί σήραγγα ακτίνας  $r_i=5$  m. Η κατασκευή θα γίνει σε βράχο:  $\varphi_r=30^\circ$ ,  $\sigma_{cr}=0,5$  MPa. Με μετρήσεις προσδιορίστηκε ότι η τιμή της ελάχιστης πίεσης  $p_{i\min}$  την οποία πρέπει να εφαρμόσουμε ώστε να αποκλειστεί οριακά η διείδωση των διατμητικών σφηνών στη σήραγγα είναι  $p_{i\min}=1,1$  MPa. Θα εφαρμόσουμε τη μέθοδο των *Rabczewicz, Sattler* για να διαστασιολογήσουμε τον εξωτερικό δακτύλιο.

### Προσδιορισμός της διατμητικής σφήνας

Σύμφωνα με τους *Rabcewicz, Sattler* οι επιφάνειες ολίσθησης της διατμητικής σφήνας σχηματίζουν με την οριζόντια, γωνία ίση με τη γωνία τριβής  $\varphi_r$ . Προσεγγίζουμε τη μορφή και το μέγεθος της διατμητικής σφήνας με γραφικό τρόπο στηριζόμενοι στη θεώρηση αυτή: σχεδιάζουμε με κλίμακα τη διατομή της σήραγγας. Από το κέντρο του κύκλου που ορίζει το όριο της σήραγγας φέρνουμε τις ακτίνες που σχηματίζουν με την κατακόρυφη γωνία ίση με  $\varphi_r$ : στα σημεία τομής των ακτινών αυτών με τον κύκλο φέρνουμε τις εφαπτόμενες. Αυτές σχηματίζουν γωνία  $\varphi_r$  με την οριζόντια και αποτελούν της επιφάνειες ολίσθησης των διατμητικών σφηνών.



### Σχεδιασμός του εξωτερικού δακτυλίου

Ο εξωτερικός δακτύλιος πρέπει να αποτελεί συνδυασμό περισσότερων μέτρων: διαστασιολογείται κατά τρόπο ώστε το άθροισμα της διαθέσιμης αντίστασης του εξωτερικού δακτυλίου και της διαθέσιμης αντίστασης του φέροντα δακτυλίου να είναι οριακά μεγαλύτερο από την  $p_{i\min}$ . Ο φέρον δακτύλιος είναι το οπλισμένο με αγκύρια τμήμα του βράχου που περιβάλλει τη σήραγγα: είναι η περιοχή η οποία περιλαμβάνεται ανάμεσα στο όριο εκσκαφής και στον κύκλο ο οποίος συνδέει τα σημεία μέχρι τα οποία φτάνουν τα αγκύρια (βλ. το επόμενο Σχήμα).

Η σειρά που ακολουθούμε είναι η εξής: με βάση την τιμή της  $p_{i\min}$  εξετάζουμε διαδοχικά διαφορετικές λύσεις και προσδιορίζουμε τη διαθέσιμη αντίσταση του εξωτερικού δακτυλίου και τη διαθέσιμη αντίσταση του φέροντα δακτυλίου. Αν η συνολικά διαθέσιμη αντίσταση αποκλίνει αρκετά από την  $p_{i\min}$ , διορθώνουμε το σχεδιασμό ή εξετάζουμε άλλη λύση, επαναλαμβάνοντας τον έλεγχο μέχρις ότου η συνολικά διαθέσιμη αντίσταση να είναι οριακά επαρκής:

$$F.S. = \frac{\text{Συνολικά διαθέσιμη αντίσταση}}{p_{i\min}} \geq 1$$

Στη συνέχεια παρουσιάζουμε μία από τις λύσεις που εξετάστηκαν η οποία κρίνεται καλή: ο εξωτερικός δακτύλιος αποτελείται από εκτοξευόμενο σκυροδέμα, από χαλύβδινα πλαίσια και από σύστημα αγκυρών:

### Προσδιορισμός της διαθέσιμης αντίστασης του εξωτερικού δακτυλίου

Εκτοξευόμενο σκυροδέμα πάχους  $d=10$  cm,  $\sigma_c^S=35$  MPa

Η διαθέσιμη αντίσταση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος προσδιορίζεται με τη σχέση

$$p_i^S = \frac{2 \tau^S d}{\sin \alpha^S b}$$

$\tau^S$  είναι η διατμητική αντοχή του εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Σύμφωνα με τον *Sattler*:  $\tau^S = 0,23 \sigma_c^S$ .

Η γωνία  $\alpha^S$  είναι περίπου ίση με τη γωνία τριβής  $\varphi_r$ :  $\alpha^S \cong \varphi_r$

$$b = 2 r_i \cos \varphi_r = 2 \times 5 \cdot \cos 30 = 8,66 \text{ m}$$

$$\tau^S = 0,23 \times 35 = 8,05 \text{ MPa}$$

$$p_i^S = \frac{2 \times 8,05 \times 0,1}{\sin 30 \times 8,66} = 0,372 \text{ MPa}$$

**Συστοιχία πλαισίων:** τύπος 8I23,  $S=1 \text{ m}$ ,  $F^{STB}=0,0043 \text{ m}^2$

Η διαθέσιμη αντίσταση των πλαισίων όταν αυτά συνδυάζονται με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα προσδιορίζεται με την εξίσωση

$$p_i^{STB} = \frac{2 F^{STB} 15 \tau^S}{\sin \alpha^S b}$$

Στην παραπάνω σχέση έχει συνεκτιμηθεί ότι όταν αστοχεί το σκυρόδεμα αστοχούν και τα πλαίσια:

$$p_i^{STB} = \frac{2 \times 0,0043 \times 15 \times 8,05}{\sin 30 \times 8,66} = 0,24 \text{ MPa}$$

**Σύστημα αγκυρίων:**  $l^A=3 \text{ m}$ ,  $e \times f=1,5 \text{ m}^2$ ,  $d_A=16 \text{ mm}$ ,  $\sigma_p^A=248 \text{ MPa}$

$$p_i^A = \frac{f^{ST} \sigma_p^A 2 a \cos \beta}{e f b}$$

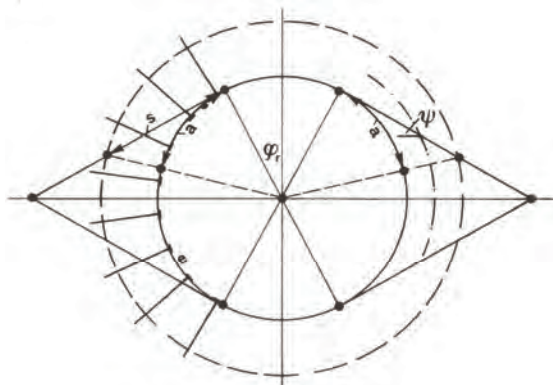
$$f^{ST} = \frac{\pi d_A^2}{4} = \frac{\pi 0,016^2}{4} = 0,0002 \text{ m}^2$$

$a$  είναι το μήκος του τόξου της ελεύθερης επιφάνειας της σήραγγας που αντιστοιχεί στο τόξο  $s$  (βλ. παρακάτω)· προσδιορίζεται με γραφικό τρόπο από το Σχήμα:  $a=3,9 \text{ m}$ .

$\beta$  είναι η μέση τιμή των γωνιών που σχηματίζουν με την οριζόντια εκείνα τα αγκύρια τα οποία φτάνουν πίσω από τη διατμητική σφήνα· με τη βοήθεια του Σχήματος προσδιορίζουμε τις γωνίες  $\beta$  των αγκυρίων αυτών και υπολογίζουμε τη μέση τιμή τους:  $\beta=27^\circ$ .

Με τις παραπάνω τιμές, η διαθέσιμη αντίσταση του συστήματος των αγκυρίων είναι

$$p_i^A = \frac{0,0002 \times 248 \times 2 \times 3,9 \cos 27}{1,5 \times 8,66} = 0,0265 \text{ MPa}$$



Η διαθέσιμη αντίσταση του εξωτερικού δακτυλίου είναι το άθροισμα των παραπάνω αντιστάσεων:

$$p_i^{SSTBA} = p_i^S + p_i^{STB} + p_i^A = 0,372 + 0,24 + 0,0265 = 0,6385 \text{ MPa}$$

#### Φέρων δακτύλιος

Η διαθέσιμη αντίσταση του φέροντα δακτυλίου προσδιορίζεται με την εξίσωση

$$p_i^R = \frac{2 s \tau^R \cdot \cos \psi}{b}$$

$s$  είναι το μήκος εκείνου του τμήματος της διατμητικής σφήνας στο οποίο τα αγκύρια φτάνουν πίσω από τη διατμητική σφήνα· το μήκος  $s$  προσδιορίζεται με γραφικό τρόπο από το Σχήμα:  $s=5,30 \text{ m}$ .

Από το Ο φέρνουμε την ευθεία  $OS_1$ . Η τιμή της συνισταμένης τάσης  $p_1$  που ενεργεί στο μέσο του στοιχείου 1 είναι:  $p_1 = \gamma \times z_1 \times \overline{OS_1}$ .  $z_1$  είναι το βάθος του στοιχειώδους τμήματος:  $z_1 = 27,17$  m. Η τάση που αντιστοιχεί στο τμήμα  $OS_1$  προσδιορίζεται από το διάγραμμα των τάσεων:  $\overline{OS_1} = 0,75$  MPa.

$$p_1 = 0,02 \times 27,17 \times 0,75 = 0,408 \text{ MPa.}$$

Η τιμή της συνισταμένης δύναμης  $P_1$  είναι:  $P_1 = p_1 \Delta S_1 \cdot 1 = 0,408 \times 1,6 \times 1 = 0,653$  MN/m.

**31.** Υπόγεια, πεταλοειδής σήραγγα θα κατασκευαστεί σε εδαφικό σχηματισμό σε βάθος 200 m. Η σήραγγα έχει πλάτος  $b=1,75$  m, ύψος  $h=2,5$  m·  $m=2$  m,  $f=0,5$  m. Το έδαφος χαρακτηρίζεται με παραμέτρους:  $\varphi=0^\circ$ ,  $c=0,05$  MPa,  $\gamma=0,02$  MN/m<sup>3</sup>. Θα εφαρμόσουμε τη μέθοδο του *Terzaghi* για να βρούμε αν ο πυθμένας της σήραγγας θα αστοχήσει· αν θα πρέπει ή αν δε θα πρέπει να επενδύσουμε τον πυθμένα της σήραγγας.

Σύμφωνα με τον *Terzaghi*, η ευστάθεια του πυθμένα είναι ίδια με την ευστάθεια μιας πεδילוδοκού η οποία θεωρείται θεμελιωμένη στο οριζόντιο επίπεδο που διέρχεται από τη βάση της σήραγγας, πλευρικά της σήραγγας και σε επαφή με αυτήν· το πλάτος της πεδילוδοκού προσδιορίζεται από τη γεωμετρία των ζωνών θραύσης που σχηματίζονται κάτω από τον πυθμένα της σήραγγας.

Η ασφάλεια έναντι αστοχίας του πυθμένα είναι ο λόγος της φέρουσας ικανότητας της πεδילוδοκού προς τις δυνάμεις που τη φορτίζουν.

**Φέρουσα ικανότητα της πεδילוδοκού:**  $2 c (2+\pi)$

**Φορτία που ασκούνται στην πεδילוδοκό:**  $\gamma [H_1 (3 - \frac{2c}{b\gamma}) - m - \frac{2}{3} f]$

$$F.S. = \frac{2c(2+\pi)}{\gamma [H_1 (3 - \frac{2c}{b\gamma}) - m - \frac{2}{3} f]} = \frac{2 \times 5 \times 5,14}{2 [200 (3 - \frac{10}{1,75 \times 2}) - 2 - \frac{2}{3} 0,5]} = 0,98$$

Ο πυθμένας αστοχεί και πρέπει να επενδυθεί. Η επένδυση του πυθμένα θα δεχθεί πιέσεις, ο προσδιορισμός των οποίων είναι απαραίτητος για τη διαστασιολόγησή του.

**32.** Με τη μέθοδο του *Zimbarjewsich* θα προσδιορίσουμε την πίεση η οποία (στην οριακή κατάσταση) θα ασκηθεί στην επένδυση του πυθμένα υπόγειου ανοίγματος πλάτους  $b=10$  m και ύψους  $h=12$  m. Η κατακόρυφη τάση  $p$  που ασκείται στο οριζόντιο επίπεδο που διέρχεται από τον πυθμένα και συγκεκριμένα η πίεση που ασκείται στην περιοχή που βρίσκεται έξω από τα κάτω άκρα της εκσκαφής και κοντά σε αυτά είναι  $p=0,9$  MPa. Το έδαφος χαρακτηρίζεται με παραμέτρους:  $\varphi=27^\circ$ ,  $c=0,02$  MPa,  $\gamma=0,02$  MN/m<sup>3</sup>.

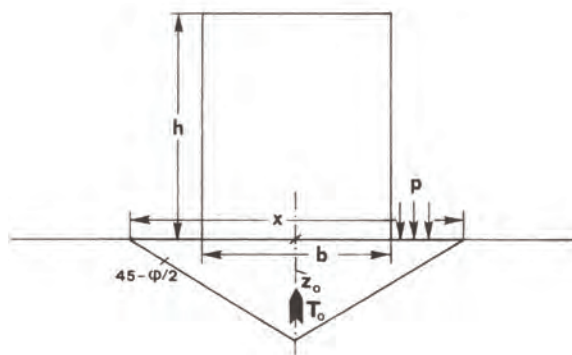
Ο προσδιορισμός, με τη μέθοδο του *Zimbarjewsich*, των πιέσεων που θα ασκηθούν στην επένδυση του πυθμένα γίνεται με τη θεώρηση ότι το έδαφος που περιβάλλει την υπόγεια εκσκαφή βρίσκεται σε κατάσταση θραύσης: ότι ο πυθμένας αστοχεί και ότι αν δεν επενδυθεί θα διεισδύσει στο εσωτερικό της εκσκαφής· κάτι που στην πραγματικότητα μπορεί να μην συμβαίνει αν το υπέδαφος έχει επαρκή αντοχή. Ο προσδιορισμός των πιέσεων που θα ασκηθούν στον πυθμένα θα πρέπει συνεπώς να γίνεται εφόσον ο συντελεστής ασφάλειας έναντι αστοχίας του πυθμένα είναι κοντά στη μονάδα ή μικρότερος από αυτήν.

Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή, η πίεση που ασκείται στην επένδυση του πυθμένα οφείλεται στο ότι μέχρι μία κατακόρυφη απόσταση  $z_0$  κάτω από τον πυθμένα, η ενεργός ώθηση  $E_a$  είναι μεγαλύτερη από την παθητική ώθηση  $E_p$  (βλ. Σχ. 5-20, σελ. 393). Το μέγεθος της πίεσης είναι συνάρτηση του βάθους  $z_0$

και της διαφοράς που υπάρχει ανάμεσα στην ενεργό και στην παθητική ώθηση στο τμήμα που περιλαμβάνεται ανάμεσα στον πυθμένα και στο βάθος  $z_0$ .

Η ανάλυση περιλαμβάνει:

- Τον προσδιορισμό του βάθους  $z_0$ .
- Τον προσδιορισμό, στο τμήμα που βρίσκεται ανάμεσα στον πυθμένα και στο βάθος  $z_0$ , της ενεργού ώθησης  $E_a$ , της παθητικής ώθησης  $E_p$  και της συνισταμένης ώθησης  $E=E_a-E_p$ .
- Τον προσδιορισμό με βάση τις παραπάνω τιμές της πίεσης που θα ασκηθεί στην επένδυση του πυθμένα.



#### Προσδιορισμός του βάθους $z_0$

$$z_0 = \frac{pk_a - 2c(\sqrt{k_p + k_a})}{\gamma(k_p - k_a)} \quad k_a = \text{tg}^2(45 - \varphi/2) \quad k_p = \text{tg}^2(45 + \varphi/2)$$

Για  $\varphi=27^\circ \rightarrow k_a=0,376 \quad k_p=2,663 \quad \text{tg}(45 - \varphi/2)=0,613 \quad \text{tg}(45 + \varphi/2)=1,632$

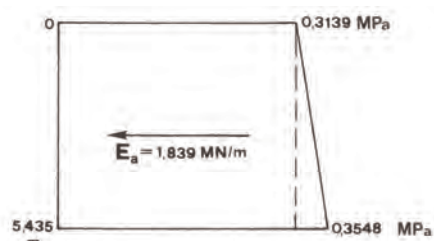
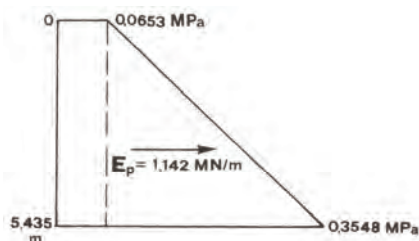
$$z_0 = \frac{0,9 \times 0,376 - 2 \times 0,02(\sqrt{2,663} + \sqrt{0,376})}{0,02(2,663 - 0,376)} = 5,435 \text{ m}$$

#### Προσδιορισμός των ωθήσεων $E_a$ , $E_p$ , $E$

Προσδιορίζουμε αρχικά τα διαγράμματα κατανομής των ενεργών πιέσεων  $e_a$  και των παθητικών πιέσεων  $e_p$  στο τμήμα μεταξύ  $z=0$  και  $z_0=5,435$  m. Χρησιμοποιούμε τις εξισώσεις:

$$e_a = (p + z\gamma)\text{tg}^2(45 - \varphi/2) - 2c\text{tg}(45 - \varphi/2)$$

$$e_p = z\gamma\text{tg}^2(45 + \varphi/2) + 2c\text{tg}(45 + \varphi/2)$$



Η μεταβολή με το βάθος των  $e_a$ ,  $e_p$  είναι γραμμική· αρκεί ο προσδιορισμός τους σε δύο μόνο σημεία:

**Βάθος  $z=0$  m :**

$$e_a = 0,9 \times 0,376 - 2 \times 0,02 \times 0,613 = 0,3139 \text{ MPa}$$

$$e_p = 2 \times 0,02 \times 1,632 = 0,0653 \text{ MPa}$$

Βάθος  $z_0 = 5,435 \text{ m}$  :

$$e_a = (0,9 + 5,435 \times 0,02) 0,376 - 2 \times 0,02 \times 0,613 = 0,3548 \text{ MPa}$$

$$e_p = 5,435 \times 0,02 \times 2,663 + 2 \times 0,02 \times 1,632 = 0,3548 \text{ MPa}$$

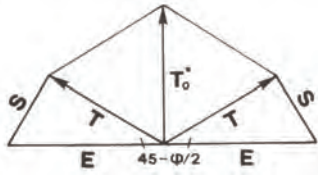
Η ενεργός ώθηση  $E_a$  και η παθητική ώθηση  $E_p$  στο τμήμα μεταξύ 0 και 5,435 m είναι:

$$E_a = 0,3139 \times 5,435 + 0,5 \times 0,041 \times 5,435 = 1,817 \text{ MN/m}$$

$$E_p = 0,0653 \times 5,435 + 0,5 \times 0,2895 \times 5,435 = 1,142 \text{ MN/m}$$

$$H \text{ συνισταμένη ώθηση } E: E = E_a - E_p = 1,817 - 1,142 = 0,675 \text{ MN/m}$$

**Προσδιορισμός της πίεσης που ασκείται στην επένδυση του πυθμένα**



$T_0$  = συνισταμένη στην οποία δε συνεκτιμούνται οι αντιστάσεις τριβής

Η δύναμη που ασκείται στην επένδυση του πυθμένα, από κάτω προς τα πάνω, προσδιορίζεται με την εξίσωση

$$T_0 = 2E \frac{\sin^2(45 - \frac{\varphi}{2})}{\cos \varphi} = 2 \times 0,675 \frac{\sin^2(45 - \frac{27}{2})}{\cos 27} = 0,414 \text{ MN/m}$$

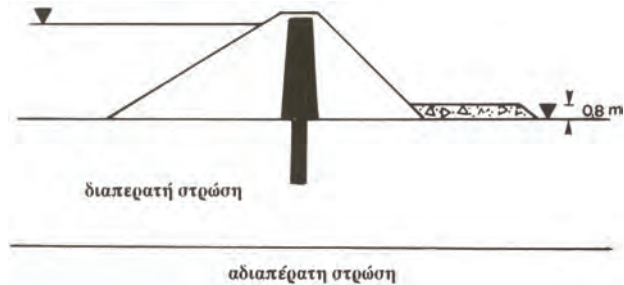
Η  $T_0$  ενεργεί στο κέντρο του πυθμένα και κατανέμεται σε πλάτος  $x$ :

$$x = \frac{2z_0}{\text{tg}(45 - \varphi/2)} = \frac{2 \times 5,435}{0,613} = 17,73 \text{ m}$$

Η επένδυση του πυθμένα πρέπει να διαστασιολογηθεί για πίεση

$$\frac{T_0}{x} = \frac{0,414}{17,73} = 0,0233 \text{ MPa}$$





Τώρα από πάνω προς τα κάτω ενεργεί συνολικά η πίεση:  $(\gamma_f \times h_f) + \sigma'_v$ .

$h_f$  είναι το πάχος του φίλτρου,  $\gamma_f$  είναι το φαινόμενο βάρος του φίλτρου· έστω  $\gamma_f=0,02 \text{ MN/m}^3$ .

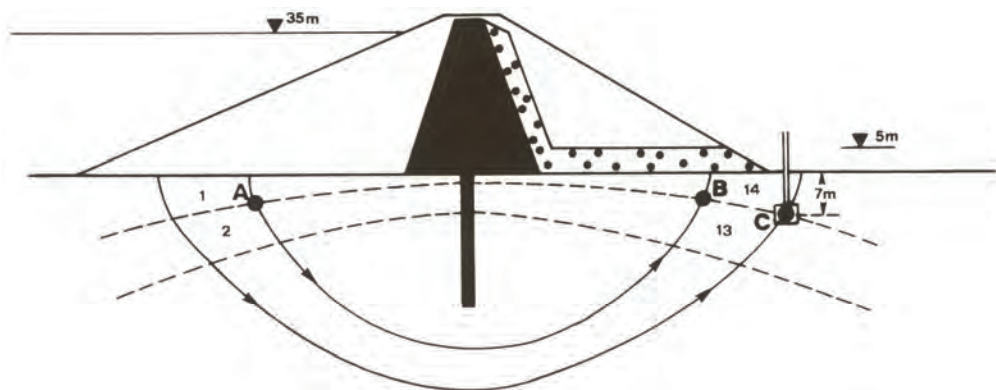
Σύμφωνα με τις απαιτήσεις ασφάλειας θα πρέπει:

$$(\gamma_f \times h_f) + \sigma'_v = F.S. \times u^*$$

$$(0,02 \times h_f) + 0,02 = 2 \times 0,018 = 0,036 \text{ MPa}$$

$$h_f = 0,8 \text{ m}$$

4. Δίνεται η διατομή χωμάτινου φράγματος και το δίκτυο της υπόγειας ροής. Το φαινόμενο βάρος του εδάφους πάνω στο οποίο θεμελιώνουμε το φράγμα είναι  $\gamma=0,02 \text{ MN/m}^3$ . Στις θέσεις A, B που βρίσκονται 3 m κάτω από τη βάση του φράγματος έχουν τοποθετηθεί πιεζομετρικές κυψέλες· σε βάθος 7 m, στη θέση C, πιεζομετρικός σωλήνας. Ζητούνται: α) Να υπολογιστούν οι τιμές των πιέσεων του νερού των πόρων που οφείλουν (σύμφωνα με το δίκτυο ροής) να δείχνουν οι πιεζομετρικές κυψέλες καθώς και η στάθμη στην οποία πρέπει να ανέλθει το νερό μέσα στον πιεζομετρικό σωλήνα. β) Ο συντελεστής ασφάλειας σε υδραυλική ανύψωση στη θέση C. γ) Αν, λόγω δυσμενών μεταβολών στο δίκτυο ροής, παρατηρηθεί ανύψωση της πιεζομετρικής στάθμης κατά 4 επιπλέον μέτρα, να βρεθεί τρόπος ο οποίος να παρέχει ασφάλεια έναντι υδραυλικής αστοχίας ίση με  $F.S.=2$ .



#### Υδροστατικές πιέσεις στις πιεζομετρικές κυψέλες

Η διαφορά της στάθμης του νερού ανάντη και κατάντη του φράγματος είναι το υδραυλικό φορτίο  $h_1$ . Το φορτίο αυτό καταναλώνεται για να διανύσει το νερό το συνολικό μήκος μιας γραμμής ροής. Το υπόγειο δίκτυο χαρακτηρίζεται με 15 ισοδυναμικές γραμμές· ο αριθμός των πεδίων δυναμικού είναι,  $N_d=14$ . Για τη διέλευση του νερού σε μήκος ίσο με το μήκος της γραμμής ροής που περιλαμβάνεται ανάμεσα σε δύο ισοδυναμικές γραμμές, η απώλεια  $\Delta h$  του υδραυλικού φορτίου είναι ίση με το λόγο