

Κεφάλαιο 6.

ΑΝΤΟΧΗ ΑΡΡΗΚΤΟΥ ΠΕΤΡΩΜΑΤΟΣ

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Αντοχή ενός υλικού ορίζεται η ικανότητά του να ανθίσταται σε εξωτερικές δυνάμεις. Η αντοχή οφείλεται στις δυνάμεις συνοχής των ορυκτών του πετρώματος, του συνδετικού των υλικού, καθώς και στις δυνάμεις τριβής που εμποδίζουν την ολίσθηση. Στην πράξη προσδιορίζονται πειραματικά τρεις αντοχές του πετρώματος, ήτοι η αντοχή σε θλίψη, σε εφελκυσμό και σε διάτμηση. Ένα μεγάλο ποσό πληροφόρησης σχετικά με την αντοχή των άρρηκτων πετρωμάτων έχει δημοσιευθεί τον προηγούμενο αιώνα. Στην περίπτωση των εργαστηριακών δοκιμών ο όρος αστοχία του πετρώματος ταυτίζεται τις περισσότερες φορές με το ξεπέραςμα της αντοχής του. Ένα κριτήριο αστοχίας εκφράζεται επομένως συνήθως με τη μορφή:

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)=0$$

Εξίσωση 1

Το πρώτο κριτήριο δόθηκε αρχικά από τον Coulomb το 1773, ο οποίος διατύπωσε την άποψη ότι η αστοχία επέρχεται σε διάτμηση μιας επίπεδης επιφάνειας όταν η διατμητική τάση σε αυτή ξεπεράσει τη διατμητική της αντοχή, η οποία είναι γραμμική συνάρτηση της ορθής σε αυτήν τάσης. Επέκταση του κριτηρίου έγινε από τον Mohr που θεώρησε ότι τα επίπεδα διάτμησης είναι συζυγή και ότι η παραπάνω συνάρτηση δύναται να είναι μη γραμμική. Ο τελευταίος μάλιστα έδωσε τη δυνατότητα γραφικής παρουσίασης των παραπάνω κριτηρίων στο επίπεδο σ - τ .

Το 1921, για τη μαθηματική διερεύνηση της θραύσης των ψαθυρών υλικών, ο Griffith θεώρησε ότι αυτή αρχίζει όταν ξεπερασθεί η εφελκυστική αντοχή από τάσεις που δημιουργούνται στα άκρα μικροσκοπικών ρωγμών στο υλικό. Εν συνεχεία αναπτύχθηκαν πιο πολύπλοκα μη γραμμικά εμπειρικά κριτήρια. Ο Πίνακας 1 δίνει μερικά από τα σημαντικότερα σύγχρονα κριτήρια.

Πίνακας 1. Σύγχρονα κριτήρια αστοχίας των πετρωμάτων.

$$\sigma_1 = \sigma_c + a \cdot \sigma_3 \text{ (Mohr - Coulomb; Bodonyi, 1970)}$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 = 8 \cdot \sigma_t \cdot (\sigma_1 + \sigma_3) \text{ (Griffith, 1924)}$$

$$\sigma_1 = \sigma_c \cdot \left(1 + \frac{\sigma_3}{\sigma_t}\right)^b \text{ (Balmer, 1952; Johnston, 1985; Sheorey et al., 1989)}$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 = a + b \cdot (\sigma_1 + \sigma_3) \text{ (Fairhurst, 1964)}$$

$$\sigma_1(+)=\sigma_c + \sigma_3 + a \cdot \sigma_3^b \text{ (Hobbs, 1964)}$$

$$\sigma_1(+)=\sigma_c + a \cdot \sigma_3^b \text{ (Murrel, 1965)}$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + a \cdot (\sigma_1 + \sigma_3)^b \text{ (Franklin, 1971)}$$

$$\frac{\sigma_1(+)}{\sigma_c} = a + b \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c}\right)^a \text{ (Bieniawski, 1974)}$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m_i \cdot \sigma_c \cdot \sigma_3 + \sigma_c^2)^{1/2} \text{ (Hoek - Brown, 1980)}$$

$$\frac{\sigma_1(+)}{\sigma_c} = 1 + a \cdot \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_3}\right)^b \text{ (Ramamurthy et al., 1985)}$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + a \cdot \sigma_c \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s\right)^b \text{ (Yoshida, 1990)}$$

2 Κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb

Πρόκειται για το γραμμικό κριτήριο Coulomb, το οποίο αναφέρεται και ως κριτήριο των Coulomb-Navier, ή Mohr-Coulomb. Είναι το απλούστερο που χρησιμοποιείται για την προσομοίωση της αστοχίας των γεωλικών. Θεωρεί ότι η αστοχία συμβαίνει όταν (Σχήμα 1) η διατμητική τάση τ σε ένα οιοδήποτε επίπεδο ενός σώματος ξεπεράσει τη διατμητική αντοχή, που είναι γραμμική συνάρτηση της ορθής τάσης σ_n , στο επίπεδο αυτό.

2.1 Αντοχή ισότροπων πετρωμάτων

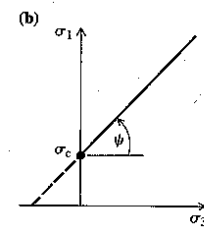
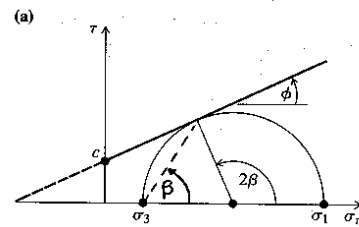
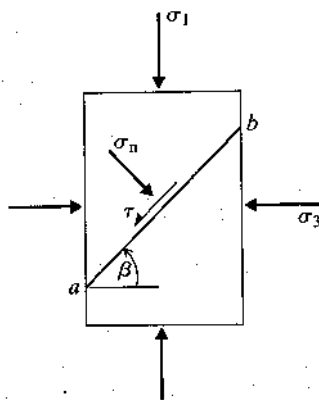
Αν θεωρηθεί ότι η αντοχή είναι ανεξάρτητη της διεύθυνσης φόρτισης, τότε το πέτρωμα θεωρείται ισότροπο ως προς την αντοχή.

2.2 Γραμμικό κριτήριο

Λόγω της γραμμικότητας του κριτηρίου, η αντοχή καθορίζεται από δύο παραμέτρους. Αυτές, στο επίπεδο (σ, τ) είναι η κλίση ϕ και η τεταγμένη επί την αρχή c . Η γωνία θραύσης δίνεται από τη σχέση:

$$\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$$

Εξίσωση 2



Σχήμα 1. Εξαίτηση δοκιμίου

Σχήμα 2. Περιβάλλουσα Mohr-Coulomb

Η περιβάλλουσα του κριτηρίου (Σχήμα 2), λόγω της θεώρησής του, δίνεται συνήθως σε άξονες τ - σ_n . Εν τούτοις συχνά είναι χρήσιμη η διατύπωσή του σα συνάρτηση των κυρίων τάσεων σ_1 και σ_3 , όπου σ_1 η μέγιστη και σ_3 η ελάχιστη κύρια τάση. (Σημειώνεται ότι η θλίψη έχει θετικό πρόσημο). Παρακάτω δίνεται το κριτήριο με τις δύο ισοδύναμες μορφές του.

$$\begin{aligned} \tau &= c + \sigma_n \cdot \tan \phi \\ \sigma_1 &= \sigma_c + \sigma_3 \cdot \tan \psi \end{aligned}$$

Εξίσωση 3

όπου ψ η κλίση και σ_c η τεταγμένη επί την αρχή στο επίπεδο σ_1 - σ_3 . Οι κλίσεις και οι τεταγμένες στα δύο διαφορετικά συστήματα συντεταγμένων συνδέονται μεταξύ τους με τις σχέσεις:

$$\frac{\partial \sigma_1}{\partial \sigma_3} = \tan \psi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \beta$$

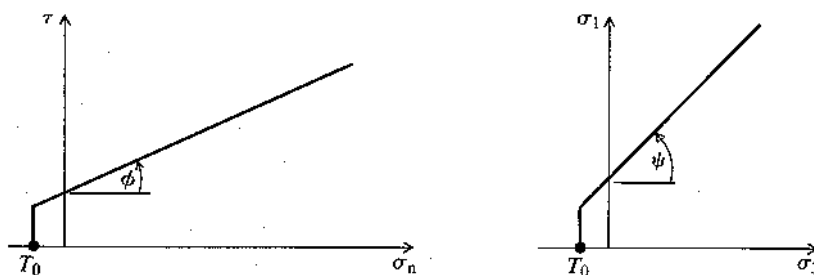
$$\sin \phi = \frac{\tan \psi - 1}{\tan \psi + 1} = \tan \left(\psi - \frac{\pi}{4} \right), \quad \tan \phi = \frac{\tan \psi - 1}{2 \cdot \sqrt{\tan \psi}}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi}, \quad \sigma_t = -\frac{\sigma_c}{\tan \psi} = -\frac{2 \cdot c \cdot \cos \phi}{1 + \sin \phi}$$

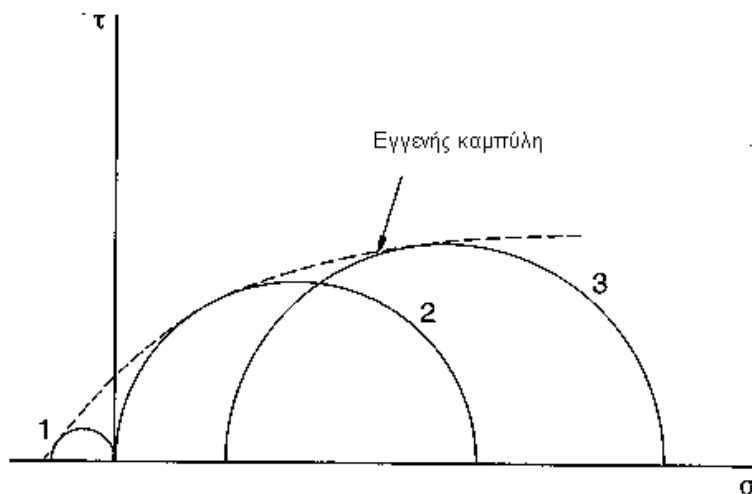
$$c = \frac{\sigma_c}{2 \sqrt{\tan \psi}}$$

Εξίσωση 4

Η τετημημένη (στον άξονα των σ) της περιβάλλουσας επί την αρχή, είναι θεωρητικά η εφελκυστική αντοχή του πετρώματος. Εν τούτοις, τα πειραματικά δεδομένα έχουν δείξει ότι η εφελκυστική αντοχή είναι, κατ' απόλυτη τιμή, μικρότερη από την προσδιοριζόμενη από την παραπάνω τετημημένη. Για το σκοπό αυτό γίνεται απότμηση (Σχήμα 3) της περιβάλλουσας στην τιμή της προσδιορισμένης εφελκυστικής αντοχής T_0 του πετρώματος. Τα πειραματικά αποτελέσματα εν τούτοις δείχνουν μία εγγενή καμπύλη περιβάλλουσα, της μορφής που φαίνεται στο Σχήμα 4, στην οποία δεν είναι πάντα εύκολο να προσαρμοσθεί επιτυχώς το κριτήριο Mohr-Coulomb με απότμηση. Επομένως, καθίσταται συχνά απαραίτητος ο καθορισμός μίας καμπύλης περιβάλλουσας, η οποία θα είναι αντιπροσωπευτική των πειραματικών αποτελεσμάτων στο εργαστήριο ή επιτόπου.



Σχήμα 3. Απότμηση εφελκυσμού



Τυπικοί κύκλοι θραύσης πετρώματος και η 'εγγενής καμπύλη' του Jaeger.
1-Μονοαξονικός εφελκυσμός, 2-Μονοαξονική θλίψη, 3-Τριαξονική θλίψη

Σχήμα 4. Αντοχή ισοτρόπων πετρωμάτων

3 Κριτήριο Griffith

Ένα από τα σημαντικότερα βήματα για την ανάλυση της θραύσης των πετρωμάτων πραγματοποιήθηκε από τον Murrell το 1958 που υποστήριξε ότι το κριτήριο θραύσης του Griffith του 1924 μπορούσε να εφαρμοσθεί και στα πετρώματα. Η μαθηματική διερεύνηση της θραύσης των ψαθυρών υλικών, όπως το γυαλί, βασίστηκε στη θεώρηση του Griffith το 1920 ότι αυτή αρχίζει όταν ξεπερασθεί η εφελκυστική αντοχή, από τάσεις που δημιουργούνται στα άκρα μικροσκοπικών ρωγμών στο υλικό. Οι μικροσκοπικές αυτές ατέλειες του συμπαγούς πετρώματος μπορεί να είναι μικρές θραύσεις ή όρια των κόκκων. Τη θεωρία του ο Griffith την εφάρμοσε αρχικά σε πλάκα, ομοιόμορφου πάχους, υποκείμενη σε μονοαξονική εφελκυστική τάση, που περιείχε ελλειπτική ρωγμή με άξονα κάθετο στη διεύθυνση φόρτισης. Εν συνεχεία επέκτεινε τη θεωρία του στη διάδοση της ρωγμής (Σχήμα 5) μέσα σε μία πλάκα που υπόκειται σε θλιπτικές τάσεις. Κάνοντας θεώρηση συνθηκών επίπεδης έντασης, κατέληξε στη σχέση:

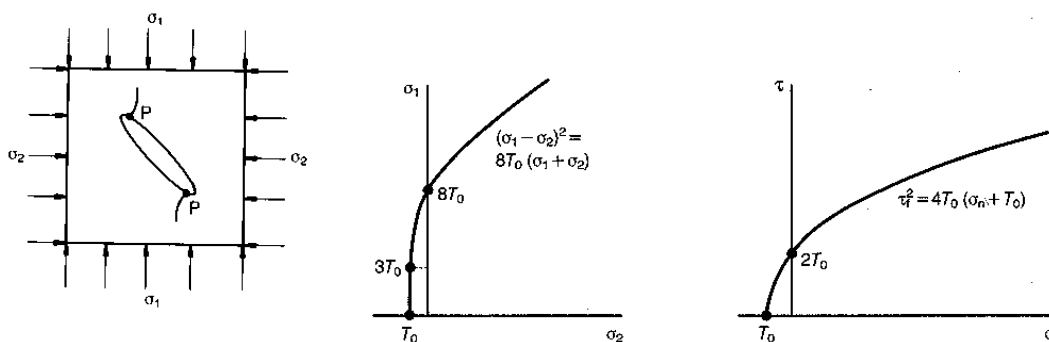
$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 - 8 \cdot T_o \cdot (\sigma_1 + \sigma_2) = 0$$

Εξίσωση 5

όπου T_0 (θετική τιμή $= -\sigma_{ii}$) η μονοαξονική εφελκυστική αντοχή του άθραυστου υλικού, Στο Σχήμα 6 φαίνεται η περιβάλλουσα Griffith σε άξονες κυρίων τάσεων, καθώς και σε διατμητικών και ορθών τάσεων. Η θεωρία, όπως φαίνεται και από το σχήμα, προβλέπει τη μονοαξονική θλιπτική τάση κατά την επέκταση της ρωγμής, ίση με οκτώ φορές την εφελκυστική αντοχή του άρρηκτου πετρώματος. Το κριτήριο εκφραζόμενο με συντεταγμένες την ορθή και διατμητική τάση στο επίπεδο της ρωγμής, γίνεται :

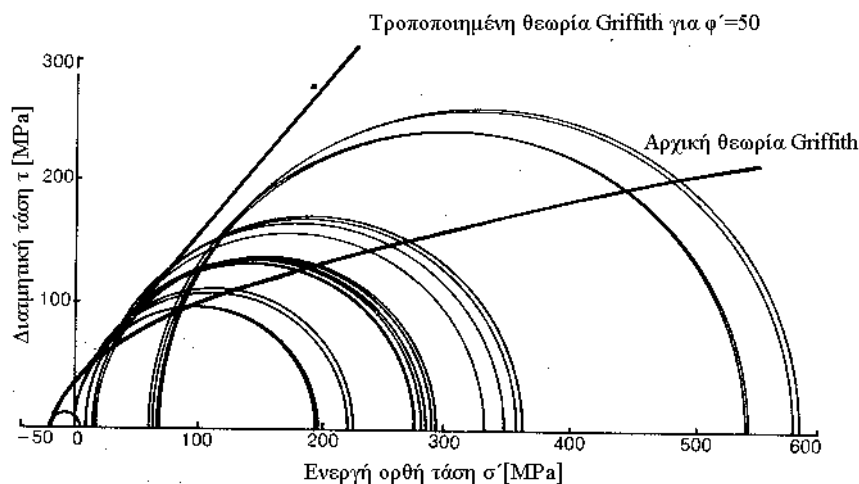
$$\tau_f^2 = 4 \cdot T_0 \cdot (\sigma_n + T_0)$$

Εξίσωση 6



Σχήμα 5. Ιδεατή ρωγμή Σχήμα 6. Περιβάλλουσα αστοχίας Griffith Griffith

Μολονότι το κριτήριο Griffith δίνει μία περιβάλλουσα αντοχής της μορφής που παρατηρείται γενικά κατά την εξαίτηση δοκιμίων πετρώματος, εν τούτοις δεν προσφέρει ένα καλό ομοίωμα συμπεριφοράς. Αυτό οφείλεται εν μέρει στην αγνόηση των δυνάμεων τριβής σε κλειστές ρωγμές. Τροποποιήσεις του κριτηρίου, έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψη η τριβή στις κλεισμένες ρωγμές, καθώς και η επίδραση της ενδιάμεσης πίεσης, δεν οδήγησε σε ικανοποιητική συμφωνία με τα πειραματικά αποτελέσματα (Σχήμα 7).



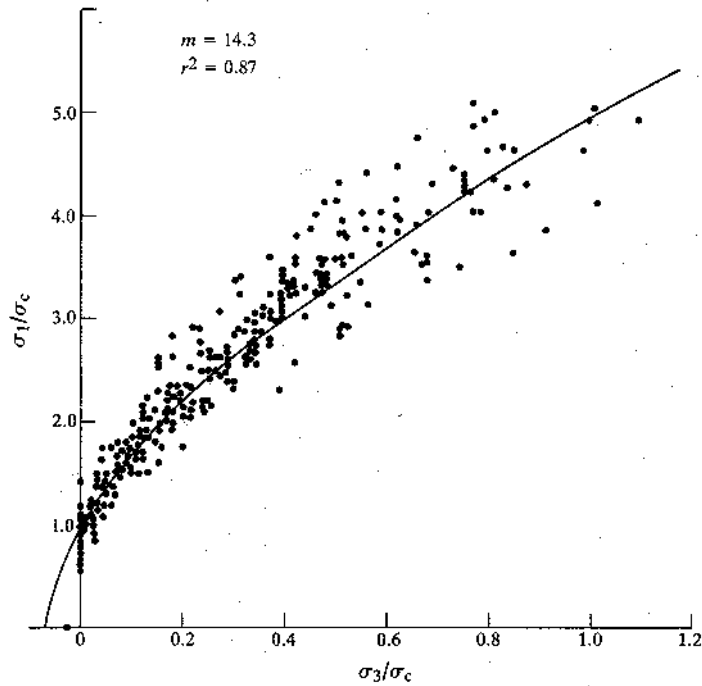
Σχήμα 7. Προσαρμογή περιβάλλουσας αρχικής και τροποποιημένης θεωρίας Griffith

4 ΚΡΙΤΗΡΙΟ HOEK-BROWN

Η αποτυχία της προσαρμογής μεγάλου αριθμού αποτελεσμάτων πειραματικών δοκιμών αντοχής με τις τροποποιημένες σχέσεις που βασίζονται στη θεωρία του Griffith, οδήγησε στην αναζήτηση εμπειρικών σχέσεων στις οποίες η θεωρία του Griffith αποτελεί ένα αρχικό σημείο σύλληψης μόνο.

4.1 Εμπειρική σχέση

Το κριτήριο Griffith είχε μία μόνο παράμετρο προς καθορισμό, την εφελκυστική αντοχή T_0 . Οι Hoek-Brown βρήκαν ότι τα αποτελέσματα δοκιμών τριαξονικής αντοχής βραχωδών γεωυλικών, όπως για παράδειγμα αυτών που φαίνονται στο Σχήμα 8, δύνανται να εκφραστούν ικανοποιητικά από την επόμενη σχέση που έχει δύο ελεύθερες μεταβλητές προς καθορισμό:



Σχήμα 8. Προσαρμογή του κριτηρίου Hoek-Brown σε αποτελέσματα δοκιμών αντοχής ψαμμιτών.

$$\sigma'_{1N} = \sigma'_{3N} + \sqrt{m_i \cdot \sigma'_{3N} + 1}$$

$$\sigma'_{1N} = \frac{\sigma'_1}{\sigma_{ci}}$$

$$\sigma'_{3N} = \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}}$$

Εξίσωση 7

όπου,

m_i : παράμετρος του άρρηκτου πετρώματος που χαρακτηρίζεται από το είδος του και κυμαίνεται μεταξύ ~5 και 35, και

σ_{ci} η μονοαξονική αντοχή του άρρηκτου πετρώματος.

Μηδενίζοντας την κύρια θλιπτική τάση υπολογίζεται η εφελκυστική αντοχή του πετρώματος, σ_{ti}^{HB} :

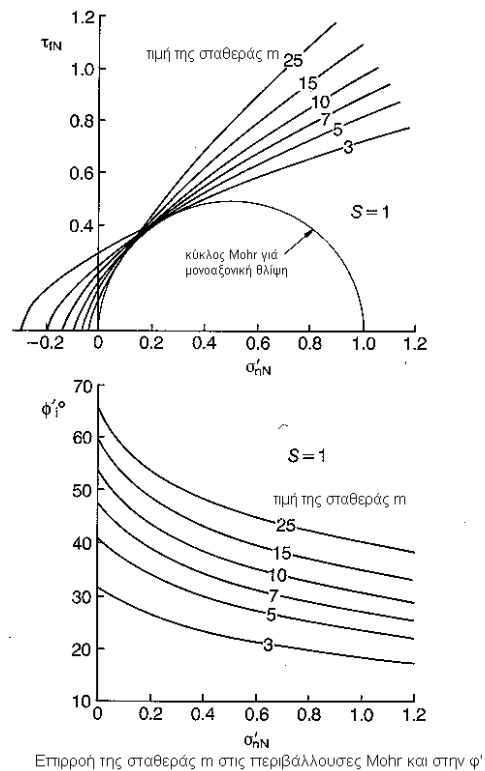
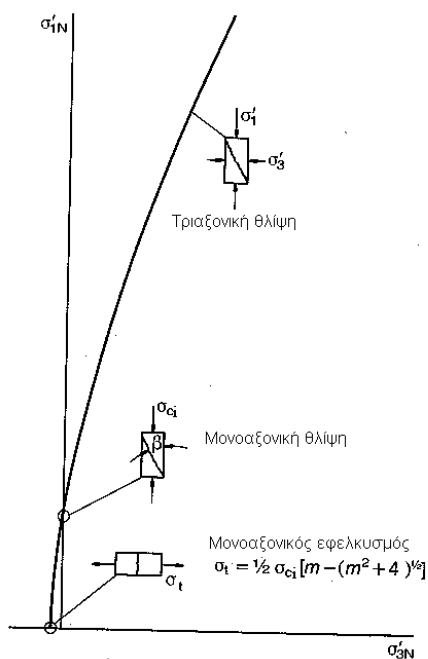
$$\sigma_{tiN}^{HB} = \frac{\sigma_{ti}^{HB}}{\sigma_{ci}^{HB}} = \frac{1}{2} \cdot (m_i - \sqrt{m_i^2 + 4}) \approx -\frac{1}{m_i}$$

Εξίσωση 8

$$m_i = -\frac{\sigma_{ci}^{HB}}{\sigma_{ti}^{HB}} + \frac{\sigma_{ti}^{HB}}{\sigma_{ci}^{HB}} = -\frac{1}{\sigma_{tiN}^{HB}} + \sigma_{tiN}^{HB} \approx -\frac{1}{\sigma_{tiN}^{HB}}$$

Όπου σ_{ci}^{HB} η σ_{ci} που χρησιμοποιείται στο κριτήριο, και που μπορεί να διαφέρει από την πραγματική μονοαξονική αντοχή του πετρώματος..

Στο Σχήμα 9 σχεδιάζεται η περιβάλλουσα του κριτηρίου. Επίσης στο Σχήμα 10 φαίνεται η αλλαγή της κλίσης και η μετατόπιση της περιβάλλουσας για μεταβολή της παραμέτρου m_i . Από τα διαγράμματα αυτά διακρίνεται η ομοιότητα της παραμέτρου m_i με την παράμετρο ϕ του κριτηρίου Mohr-Coulomb.



Σχήμα 9. Εμπειρικό κριτήριο αντοχής πετρώματος Hoek-Brown

Σχήμα 10. Αλλαγή της κλίσης και μετατόπιση της περιβάλλουσας, για μεταβολή της παραμέτρου m_i .

4.2 Μετατροπή του κριτηρίου σε άξονες τ-σ_n

Η περιβάλλουσα Hoek-Brown δύναται να σχεδιασθεί άμεσα στο επίπεδο σ_n-τ (Σχήμα 10), με βάση τις παραμέτρους του κριτηρίου, (ο εκθέτης $a = 1/2$, αλλά η πατάμετρος s δύναται να είναι διάφορος του 1). Η ακριβής σχέση είναι:

$$\tau_N = (\cot \phi_i - \cos \phi_i) \cdot \frac{m_b}{8}$$

$$\tan \phi_i = 1 / \sqrt{4h \cdot \cos^2 \left(\frac{\pi}{6} + \frac{1}{3} \arcsin h^{-3/2} \right) - 1}$$

$$h = 1 + \frac{16(m_b \cdot \sigma_{nN} + s)}{3 \cdot m_b^2}$$

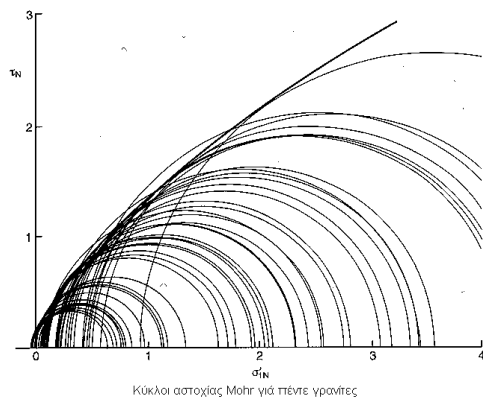
$$c'_N = \tau_{fN} - \sigma'_{nN} \cdot \tan \phi'_i$$

$$\tau_{fN} = \frac{\tau_f}{\sigma_{ci}}; \sigma'_{nN} = \frac{\sigma'_n}{\sigma_{ci}}$$

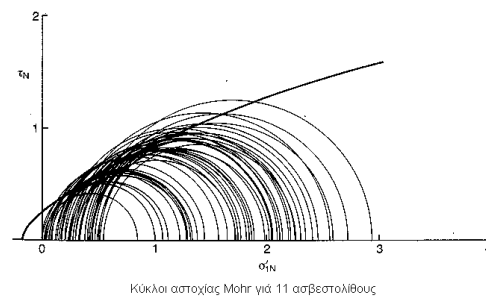
Εξίσωση 9

4.3 Επιβεβαίωση κριτηρίου με βάση εργαστηριακές δοκιμές

Στο Σχήμα 11 φαίνεται η πολύ καλή προσαρμογή του κριτηρίου στα αποτελέσματα δοκιμών σε 5 διαφορετικούς γρανίτες. Αντίθετα, στο Σχήμα 12 φαίνεται η χειρότερη προσαρμογή του κριτηρίου σε 11 διαφορετικούς ασβεστόλιθους.



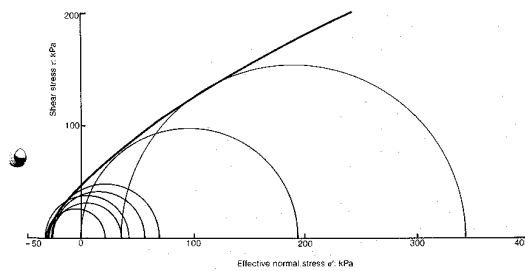
Σχήμα 11. Κύκλοι Mohr για 5 γρανίτες



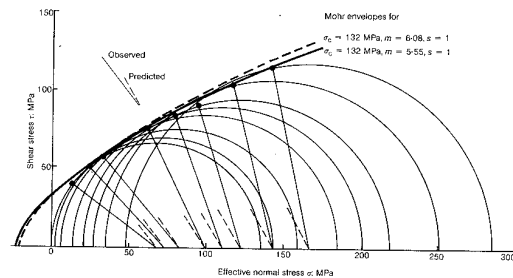
Σχήμα 12. Κύκλοι Mohr για 11 ασβεστόλιθους

Στο Σχήμα 13 φαίνεται η καλή προσαρμογή του κριτηρίου στα αποτελέσματα δοκιμών σε άργιλο του Λονδίνου. Στο Σχήμα 14 παρατηρούμε ότι αν σχεδιάσουμε

την περιβάλλουσα που εφάπτεται στους κύκλους Mohr που προκύπτουν από δοκιμές σε μάρμαρο του Tennessee, τα επίπεδα θραύσης που προκύπτουν από το διάγραμμα δεν ταυτίζονται με αυτά που παρατηρήθηκαν στο πείραμα. Επομένως είναι δυνατόν να σχεδιασθεί μία άλλη περιβάλλουσα με κριτήριο τη διέλευση της περιβάλλουσας από τα επίπεδα αυτά. Παρατηρούμε μία μικρή διαφορά μεταξύ των δύο περιβαλλουσών.



Σχήμα 13. Κύκλοι Mohr για την άργιλο του Λονδίνου



Σχήμα 14. Σχεδίαση περιβαλλουσών με κριτήριο την εφαιπτομένη ή τη διεύθυνση του επίπεδου θραύσης.

4.4 Εκτίμηση παραμέτρων από πίνακες

Εφόσον δεν υπάρχουν εργαστηριακά δεδομένα, η εκτίμηση της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής σ_{ci} μπορεί να γίνει με βάση την επιτόπου εκτίμηση της αντοχής (Πίνακας 2), του δε m_i με βάση την υφή και τον τύπο του πετρώματος (Πίνακας 3).

4.5 Υπολογισμός παραμέτρων από τα αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών

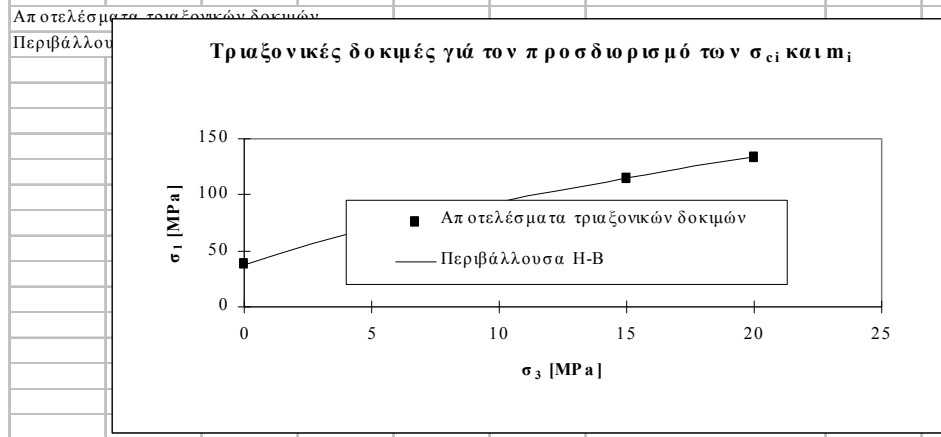
Εφόσον υπάρχουν εργαστηριακά δεδομένα, τότε η εκτίμηση γίνεται με βέλτιστη προσαρμογή του κριτηρίου σε αυτά. Στην περίπτωση αυτή το κριτήριο ξαναγράφεται με τη μορφή :

$$(\sigma'_1 - \sigma'_3)^2 = y = (m_i \cdot \sigma_{ci}) \cdot x + \sigma_{ci}^2; x = \sigma'_3$$

Εξίσωση 10

Ο υπολογισμός των x και y γίνεται με γραμμική παλινδρόμηση (βλέπε Σχήμα 15)

| Τριαξονική δοκιμή για τον καθορισμό της σ_{ci} and m_i | | | | | | Calculation | | | |
|---|------------|------------|----------------|----------------|--------------|------------------------------|---------|----------|----------|
| Αποτελέσματα τριαξονικής δοκιμής | | | | | | Αριθμός δοκιμών | | | |
| x | y | xy | x ² | y ² | | n= | 5 | | |
| σ_3 | σ_1 | | | | | Μονοαξονική αντοχή | | | |
| 0 | 38.3 | 1466.89 | 0 | 0 | 2151766 | Σταθερά Hoek and Brown | $m_i =$ | 15.5004 | 37.39391 |
| 5 | 72.4 | 4542.76 | 22713.8 | 25 | 20636668 | Σταθερά Hoek and Brown | s= | 1 | 70.54699 |
| 7.5 | 80.5 | 5329 | 39967.5 | 56.25 | 28398241 | Coefficient of determination | $r^2 =$ | 0.998573 | 83.2988 |
| 15 | 115.6 | 10120.36 | 151805.4 | 225 | 1.02E+08 | | | | 115.462 |
| 20 | 134.3 | 13064.49 | 261289.8 | 400 | 1.71E+08 | | | | 133.9768 |
| 47.5 | 441.1 | 34523.5 | 475776.5 | 706.25 | 3.24E+08 | | | | |
| Σx | | Σy | Σxy | Σx^2 | Σy^2 | | | | |
| Αποτελέσματα τριαξονικών δοκιμών | | | | | | Περιβάλλουσα H-B | | | |



Σχήμα 15. Επεξεργασία αποτελεσμάτων τριαξονικής δοκιμής για τον καθορισμό των σ_{ci} & m_i

Πίνακας 2. Επιτόπου εκτίμηση της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής σ_{ci}

| B α θ μ ό ς* | Πέτρωμα | Μονοαξονική θλιπτική αντοχή [MPa] | Δείκτης σημειακής φόρτισης [MPa] | Επιτόπου εκτίμηση της αντοχής με βάση το αποτέλεσμα χτυπήματος του πετρώματος με γεωλογικό σφυρί | Παραδείγματα |
|-----------------------------|--------------------|-----------------------------------|----------------------------------|---|---|
| R6 | Εξαιρετικά ισχυρό | >250 | >10 | Το πέτρωμα αντηχεί. Μικρά θραύσματα | Υγής βασάλτης, κερατόλιθος, διαβάσης, γνεύσιος, γρανίτης, χαλαζίτης |
| R5 | Πολύ ισχυρό | 100-250 | 4-10 | Απαιτούνται πολλαπλά χτυπήματα του δοκιμίου για να θραυσθεί το άρρηκτο πέτρωμα | Αμφιβολίτης, ψαμμίτης, βασάλτης, γάββρος, γνεύσιος, γρανοδιορίτης, ασβεστόλιθος, μάρμαρο, ρυόλιθος, τόφος |
| R4 | Ισχυρό | 50-100 | 2-4 | Θραύεται το δοκίμιο από ένα δυνατό χτύπημα. | Ασβεστόλιθος, μάρμαρο, φυλλίτης, ψαμμίτης, σχιστόλιθος |
| R3 | Μέτρια ισχυρό | 25-50 | 1-2 | Ισχυρό χτύπημα με το οξύ άκρο δημιουργεί εγκοπή 5mm. Χαράζεται από το μαχαίρι. | Πηλίτης, άνθρακας, σκυρόδεμα, σχιστόλιθος, ιλυόλιθος |
| R2 | Ασθενές | 5-25 | ** | Κόβεται από το μαχαίρι, αλλά πολύ σκληρό για να διαμορφωθούν τριαξονικά δοκίμια. | Κιμωλία, ορυκτό αλάτι, ποτάσα |
| R1 | Πολύ ασθενές | 1-5 | ** | Θρυμματίζεται από δυνατά χτυπήματα με το οξύ άκρο του γεωλογικού σφυριού. Μορφώνεται με το μαχαίρι. | Ισχυρά αποσθρωμένο ή εξαλλοιωμένο πέτρωμα |
| R0 | Εξαιρετικά ασθενές | 0.25-1 | ** | Χαράζεται με το νύχι | Στιφρή άργιλος μέσα σε ρήγματα |

* Βαθμός σύμφωνα με τον Brown (1981)

** Οι δοκιμές σημειακής φόρτισης σε πετρώματα με μονοαξονική αντοχή μικρότερη από 25MPa δύνανται να παρέχουν αμφίβολα αποτελέσματα.

Πίνακας 3. Τιμές της σταθεράς m_i για άρρηκτο πέτρωμα, ανά ομάδα πετρώματος. Τιμές σε παρένθεση είναι εκτιμήσεις.

| Τύπος πετρώματος | Κατηγορία | Ομάδα | Υφή | | | |
|---|------------------|---------------|---|---|--|--|
| | | | Αδρή | Μέτρια | Λεπτή | Πολύ λεπτή |
| Ι Ζ Η Μ Α Τ Ο Γ Ν Ε Σ | Κλαστικό | | Κροκαλοπαγές (22) Λατυποπαγές | Ψαμίτιης 17±4 | Ιλυόλιθος 7±2 Γραουβάκης 18±3 | Αργιλόλιθος 4±2 Αργ. σχιστόλιθος 6±2 Μάργες 7±2 |
| | Μη κλαστικό | Οργανικό | Κρητίς 7±2 Άνθρακας 8-21 | | | |
| | | Ανθρακικό | Κρυσταλλικοί ασβεστόλιθοι 12±3 | Σπαριτικός ασβεστόλιθος 10±2 | Μικριτικός ασβεστόλιθος 9±2 | Δολομίτης 9±3 |
| | | Εβαπορίτες | | Γύψος 8±2 | Ανυδρίτης 12±2 | |
| ΜΕΤΑ ΜΟΡ ΦΩΜΕ ΝΟ | Μη πτυχωμένα | | Μάρμαρο 9±3 | Κερατόλιθοι 19±4 Μεταψαμίτιης 19±3 | Χαλαζίτης 20±3 | |
| | Ελαφρά πτυχωμένα | | Μιγματίτης 29±3 | Αμφιβολίτης 26±6 | Γνεύσιοι 28±5 | |
| | Πτυχωμένα | | | Σχιστόλιθος 12±3 | Φυλλίτης 7±3 | Σχίστες 7±4 |
| Π Υ Ρ Ι Γ Ε Ν Ε Σ | Πλουτόνια | Ανοικτόχρωμα | Γρανίτης 32±3 Γρανοδιορίτης 29±3 | Διορίτης 25±5 | | Οφιδιανός 19 |
| | | Σκοτεινόχρωμα | Γάββρος 27±3 Νορίτης 20±5 | Δολερίτης 16±5 | | |
| | Υποαβυσσικά | Ηφαιστειακά | Λάβα | Πορφύρης 20±5 | Ρυόλιθος 25±5 Ανδεσίτης 25±5 | Διαβάσης 15±5 Δακίτης 25±3 Βασάλτης 25±5 |
| | | Πυροκλαστικά | Κροκαλοπαγές 19±3 | Ηφαιστειακό λατυποπαγές 19±5 | Τόφφος 13±5 | |

5 ΚΡΙΤΗΡΙΟ JOHNSTON

Παρόμοιο κριτήριο, με το προηγούμενο των Hoek-Brown, είναι και αυτό που προτάθηκε από τον Johnston (1985). Οι ενεργές κύριες τάσεις στο κριτήριο αυτό συσχετίζονται ως εξής:

$$\sigma'_{1N} = \left(\frac{M}{B} \cdot \sigma'_{3N} + 1 \right)^B$$

$$\frac{\sigma_{ci}}{\sigma_{ti}} = -\frac{M}{B}$$

Εξίσωση 11

Προκειμένου να σχεδιαστεί το κριτήριο σε άξονες τ-σ_n, χρησιμοποιούνται οι σχέσεις του Balmer (1952) (βλέπε Κεφ. 8), στις οποίες απαιτείται η γνώση των τιμών της κλίσης $\partial\sigma_1/\partial\sigma_3$ που δίνονται από τη σχέση:

$$\frac{\partial\sigma'_{1N}}{\partial\sigma'_{3N}} = B \cdot \left(\frac{M}{B} \cdot \sigma'_{3N} + 1 \right)^{B-1} + \frac{M}{B}$$

Εξίσωση 12

Η εφελκυστική αντοχή σ_{ti} προκύπτει με αντικατάσταση στο κριτήριο της $\sigma'_{1N}=0$, $\sigma'_{3N}=\sigma_{ti}$. Οι παράμετροι M και B είναι οι σταθερές του πετρώματος, εκ των οποίων η πρώτη αυξάνει με τη διατμητική αντοχή, ενώ η δεύτερη μειώνεται. Η παράμετρος M εξαρτάται και από τον τύπο του πετρώματος. Πλεονέκτημα της παραπάνω σχέσης είναι ότι μπορεί να προσαρμοσθεί σε ευρύ πεδίο καμπύλων περιβαλλουσών αντοχής με αλλαγή του εκθέτη B. Εφόσον τεθεί B=1, η περιβάλλουσα γίνεται ευθεία γραμμή. Στην περίπτωση αυτή, για :

$$M = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

Εξίσωση 13

το κριτήριο γίνεται Mohr-Coulomb, με συνοχή c και γωνία εσωτερικής τριβής ϕ' .

Προσαρμόζοντας, στο κριτήριο ο Johnston (1985), πληθώρα πειραματικών αποτελεσμάτων μέτρησης της μέγιστης αντοχής, σε ενεργές τάσεις, σε αργιλικά εδάφη και πετρώματα, κατέληξε στις παρακάτω αντιπροσωπευτικές παραμέτρους :

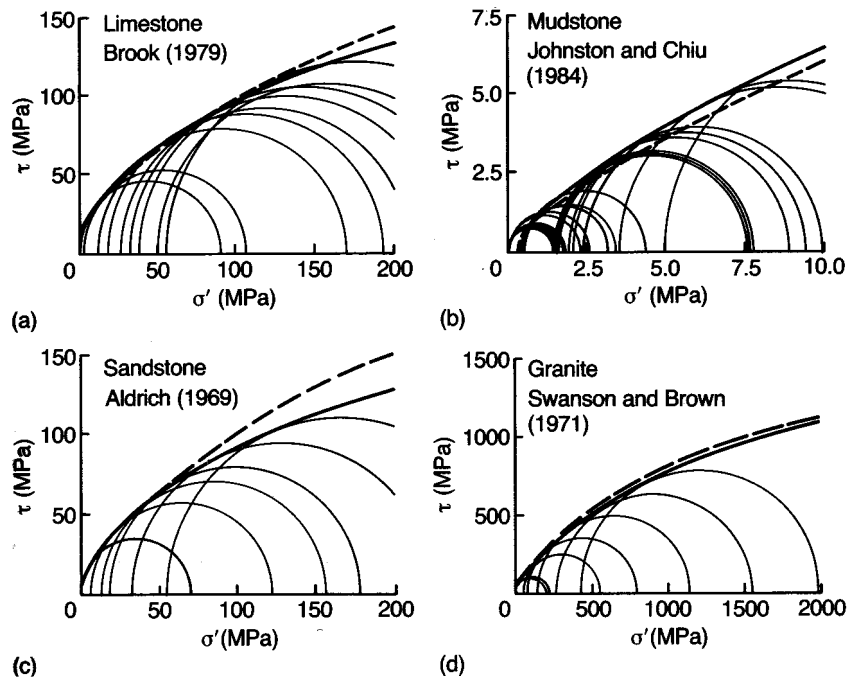
$$B = 1 - 0.0172 \cdot (\log \sigma_{ci} [kPa])^2$$

$$M = 2.065 + A \cdot (\log \sigma_{ci} [kPa])^2$$

Εξίσωση 14

Παρατηρούμε, ότι όταν σ_{ci} τείνει στο 1kPa (≈ 0), τότε B τείνει στην τιμή 1, και M στην 2.065, που υπονοεί μια γραμμική περιβάλλουσα με $\phi' = 20^\circ$, που ανήκει σε μαλακή ομαλά στερεοποιημένη άργιλο. Για στιφρές ισχυρά υπερστερεοποιημένες αργίλους τυπική τιμή του $\sigma_c = 200\text{kPa}$, οπότε $B = 0.9$ που προκαλεί ελαφρά καμπύλωση στην περιβάλλουσα, ενώ σε σκληρά πετρώματα τυπική τιμή είναι $\sigma_c = 250\text{MPa}$, οπότε $B = 0.5$, που αντιστοιχεί στη συνήθη παραβολικού σχήματος περιβάλλουσα.

Γενικευμένες τιμές της παραμέτρου A εκτιμήθηκαν από τον Johnston (1985), με βάση τη βέλτιστη προσαρμογή μεγάλου αριθμού αποτελεσμάτων από δοκιμές αντοχής, για τις ίδιες κατηγορίες με αυτές του Hoek, ότι είναι: 0.170 για ασβεστόλιθους, 0.231 για πηλίτες, 0.270 για ψαμμίτες, και 0.659 για γρανίτες. Πρότεινε επίσης μία γενική μέση τιμή του $A = 0.276$. Στο Σχήμα 16 φαίνονται οι κύκλοι αστοχίας για τις τέσσερις ομαδοποιημένες κατηγορίες πετρωμάτων και οι περιβάλλουσές τους για βέλτιστη προσαρμογή στα συγκεκριμένα πειράματα (συνεχής γραμμή), καθώς και για τις γενικευμένες τιμές των B και M (διακεκομμένη γραμμή).



Σχήμα 16. Προσαρμογή περιβάλλουσας αστοχίας *Johnston* για διάφορους λιθολογικούς τύπους πετρωμάτων.

6 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Balmer G. (1952). A general analytical solution for Mohr's envelope. *Am. Soc. Test. Mat.* 52., 1269-1271,.
2. Hoek E. and Brown E.T. (1980). *Underground excavations in Rock*, p.527. London, I.M.M..
3. Hoek E. (1983). Strength of jointed rock masses, 1983 Rankine lecture, *Geotechnique* 33(3), 187-223,.
4. Hoek E., Kaiser P.K. and Bawden W.F. (1995). *Support of Underground Excavations in Hard Rock*, p.215. Balkema, Rotterdam,.
5. Parry R.H.G. (1995). Mohr circles, stress paths and geotechnics. E & FN SPON
6. Sheorey P.R. (1997). Empirical Rock failure criteria. A.A. Balkema
7. Τσουτρέλης Χ. (1985). Στοιχεία μηχανικής των πετρωμάτων, Μέρος Ι., Ε.Μ.Π.