ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ

ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΟΡΥΚΤΩΝ ΠΟΡΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

«Διερεύνηση της κινητικής συμπεριφοράς επιχώματος οδοποιίας ΒΟΑΚ θέση Μαυρομούστακο»

Γεώργιος Μπουλής

Εξεταστική Επιτροπή:

Εμμανουήλ Στειακάκης *(Αναπληρωτής Καθηγητής – Επιβλέπων)*

Εμμανουήλ Μανούτσογλου *(Καθηγητής)*

Παντελής Λιόλιος *(ΕΔΙΠ)*

ΧΑΝΙΑ

2022

Οι απόψεις και τα συμπεράσματα που παρουσιάζονται στην συγκεκριμένη εργασία εκφράζουν τον συγγραφέα και δεν πρέπει να ερμηνευτεί ότι αντιπροσωπεύουν επίσημες θέσεις του Πολυτεχνείου Κρήτης.

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια του προπτυχιακού προγράμματος σπουδών του τμήματος Μηχανικών Ορυκτών Πόρων του Πολυτεχνείου Κρήτης.

Ευχαριστώ τον Αν. Καθηγητή κ. Στειακάκη Εμμανουήλ για την πολύτιμη και συνεχή βοήθεια του.

Επίσης, τον κ. Βαβαδάκη Διονύσιο για την συνεχή υποστήριξή του και την πολύπλευρη βοήθειά του.

Ειδική μνεία χρειάζεται για την πολυεπίπεδη στήριξη τόσο της οικογένειας όσο και των φίλων μου που υπήρξαν συνοδοιπόροι μου σε αυτό το δύσκολο ταξίδι.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η νέα εθνική οδός (ΒΟΑΚ – Βόρειος Οδικός Άξονας Κρήτης) από τις αρχές της δεκαετίας του ‘90, στο ύψος των Νωπηγείων στη θέση “Μαυρομούστακο” παρουσιάζει σοβαρό πρόβλημα καθίζησης.

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η διερεύνηση του μηχανισμού που οδήγησε στην αστοχία του επιχώματος που έχει κατασκευαστεί στην περιοχή και προτάσεις επίλυσης του προβλήματος.

Αρχικά μελετήθηκε η γεωλογική δομή της περιοχής , σχεδιάστηκε η γεωτεχνική τομή στη θέση ενδιαφέροντος.Με βάση δοκιμή πρότυπης διείσδυσης (SPT) εκτιμήθηκαν οι γεωτεχνικές παράμετροι των εδαφικών σχηματισμών ενώ για τον βραχώδη σχηματισμό που εμφανίζεται στο πρανές , η εκτίμηση έγινε βάσει του δείκτη GSI.

Η διερεύνηση του μηχανισμού αστοχίας πραγματοποιήθηκε με τη χρήση του λογισμικού πακέτου Geostudio 2008 και το πρόγραμμα SLOPE/W.

Από τα αποτελέσματα των επιλύσεων που προέκυψε ότι η αστοχία του επιχώματος είναι τύπου περιστροφής με ανάπτυξη σε βάθος περίπου 20 μέτρων.

Για την σταθεροποίηση του πρανούς προτείνεται η κατασκευή επιχώματος κατάντι του υφιστάμενου πρανούς που θα λειτουργήσει ως αντίβαρο και θα αυξήσει τον συντελεστή ασφαλείας.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ ..... - 5 -
2. ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΠΡΑΝΩΝ ..... - 7 -
   2.1. Το πρόβλημα της ευστάθειας εδαφικών πρανών ..... - 7 -
   2.2. Βήματα ανάλυσης ευστάθειας ..... - 8 -
   2.3. Μηχανισμοί αστοχίας πρανών ..... - 9 -
   2.4. Μορφές Αστοχίας Πρανών ..... - 10 -
   2.4.1. Κυκλική ή περιστροφική αστοχία (Circular failure) ..... - 12 -
   2.4.2. Επίπεδη αστοχία (Planar failure) ..... - 13 -
   2.4.3. Σφηνοειδής αστοχία ή ολίσθηση (Wedge failure) ..... - 14 -
   2.4.4. Αστοχία με ανατροπή (Toppling failure) ..... - 15 -
   2.5. Κριτήρια αστοχίας βραχόμαζας και Συστήματα Ταξινόμησης ..... - 15 -
   2.5.1. Συστήματα ταξινόμησης βραχόμαζας ..... - 16 -
   2.5.2. Κριτήριο αστοχίας βραχόμαζας κατά Hoek-Brown ..... - 22 -
   2.6. Εκτίμηση ευστάθειας εδαφικών πρανών ..... - 26 -
   2.6.1. Κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb ..... - 26 -
   2.6.2. Μέθοδοι Ανάλυσης Ευστάθειας ..... - 27 -
   2.6.2. Τροποποιημένη (Modified) μέθοδος Bishop ..... - 29 -
3. ΠΕΡΙΟΧΗ ΜΕΛΕΤΗΣ ..... - 32 -
   3.1. Γεωλογικά στοιχεία ..... - 32 -
   3.2. Αποτελέσματα Γεωτεχνικών Ερευνών – Γεωτεχνικής Επισκόπησης ..... - 35 -
   3.2.1. Γενικά ..... - 35 -
   3.2.2. Δοκιμή Πρότυπης Διείσδυσης (SPT) ..... - 36 -
   3.2.3. Γεωτεχνική επισκόπηση *και ταξινόμηση κατά GSI του βραχώδους σχηματισμού* - 43 -
4. ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΟΥΣ – ΜΕΛΕΤΗ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗΣ ..... - 46 -
   4.1. Καθορισμός μεθόδου επίλυσης ..... - 46 -
   4.2. Σχεδιασμός γεωμετρίας ..... - 47 -
   4.3. Γεωτεχνικές παράμετροι ..... - 50 -
   4.5. Επίλυση – Αποτελέσματα ..... - 50 -
5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ – ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ..... - 52 -

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ ..... - 53 -

Ελληνικές αναφορές ..... - 53 -
Διεθνείς αναφορές..... - 54 -

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η παρούσα εργασία έχει σκοπό την διερεύνηση του μηχανισμού αστοχίας επιχώματος στον ΒΟΑΚ στην περιοχή των Νωπηγείων στη θέση “Μαυρομούστακο”.

Η κύρια αστοχία του επιχώματος εκτείνεται 150m και πλάτους περί τα 60 - 70m. Η αστοχία εκδηλώνεται με επιφανειακές ρωγμές και παρακατακόρυφες θραύσεις στην επιφάνεια του επιχώματος με καθιζήσεις που φτάνουν τοπικά τα 4.5m. Σύμφωνα με τις ενδείξεις των αποκλισιομέτρων προκύπτει ότι οι επιφανειακές ρωγμές και θραύσεις που παρατηρούνται είναι αποτέλεσμα κινήσεων των υλικών του επιχώματος. Στη Εικόνα 1.1 παρουσιάζεται η σημερινή κατάσταση της περιοχής μελέτης.

Τα προβλήματα εμφανίσθηκαν στα μέσα της δεκαετίας του ’90, λίγο μετά την παράδοση του έργου στην κυκλοφορία.

Εργοληπτική εταιρεία έχει εγκατασταθεί από το καλοκαίρι του 2021 στην περιοχή προκειμένου να εκτελέσει μια σειρά από εργασίες που στόχο έχουν τον έλεγχο του φαινομένου.

Η μεθοδολογία που ακολουθήθηκε στην ανά χείρας εργασία έχει ως εξής:

Αρχικά γίνεται ανασκόπηση των μεθόδων εκτίμησης ευστάθειας των πρανών. Πιο συγκεκριμένα:

- Αναφορά των κυρίων προβλημάτων και μηχανισμών αστοχίας των πρανών, καθώς και των παραγόντων που επηρεάζουν την ευστάθεια τους.
- Αναφορά στα κριτήρια αστοχίας και στα συστήματα ταξινόμησης της βραχόμαζας.

Στην συνέχεια περιγράφονται οι γεωλογικοί σχηματισμοί της περιοχής καθώς και οι ιδιότητές τους. Γίνεται αναφορά στο έργο και το ιστορικό του από το ’90 και μετά, οπότε και παρουσιάστηκαν σημαντικά προβλήματα.

Μετέπειτα πραγματοποιείται ανάλυση της ευστάθειας του πρανούς μέσω του λογισμικού SLOPE/W, χρησιμοποιώντας την τροποποιημένη μέθοδο Bishop.

Εικόνα 1.1: Άποψη του πρανούς από Βορειοδυτικά.

2. ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΠΡΑΝΩΝ

Η μελέτη της ευστάθειας των πρανών είναι ένα από τα πλέον σύνθετα προβλήματα που καλείται να αντιμετωπίσει η γεωτεχνική μηχανική.

2.1. Το πρόβλημα της ευστάθειας εδαφικών πρανών

Οι σημαντικότεροι παράγοντες απ' τους οποίους εξαρτάται η ευστάθεια ενός φυσικού πρανούς είναι:

- Η κλίση του πρανούς
- Η γεωλογική δομή της περιοχής
- Το υπεδαφικό νερό
- Η σεισμικότητα της περιοχής
- Οι ανθρώπινες παρεμβάσεις

Σημαντικό επίσης ρόλο παίζει το νερό (υγρασία, κατείσδυση, επιφανειακή και υπόγεια ροή) (Στειακάκης, 2019).

Τα αίτια των κατολισθήσεων μπορούνα να ομαδοποιηθούν σε τρεις κατηγορίες (Καροτσιέρης, 1993 από Στειακάκη, 2019):

- Η πρώτη περίπτωση είναι η μείωση των μηχανικών παραμέτρων (συνοχή, εσωτερική τριβή) και των ενεργών τάσεων.
- Η δεύτερη περίπτωση είναι η αύξηση του βάρους της επισφαλούς μάζας κάτι που συμβαίνει όταν αυξάνεται το μοναδιαίο βάρος λόγω κορεσμού ή όταν υπάρχει φόρτιση με πρόσθετο βάρος.
- Η τρίτη περίπτωση είναι αυτή της διαφοροποιήσης της γεωμετρίας λόγω αλλαγής της κλίσης του πρανούς ή και διαφοροποίησης τους ύψους (διάβρωση κ.α.).

2.2. Βήματα ανάλυσης ευστάθειας

Για την ανάλυση της ευστάθειας πρανών ακολουθούνται τα εξής βήματα (Λουπασάκης, 2015):

- Αναγνώριση των γεωμετρικών, γεωλογικών και μορφολογικών χαρακτηριστικών της. Δηλαδή, αναγνώριση του μηχανισμού εκδήλωσης της αστοχίας.
- Προσδιορισμός των φυσικομηχανικών παραμέτρων των σχηματισμών.
- Επιλογή της βέλτιστης μεθόδου ανάλυσης ευστάθειας.
- Συσχέτιση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης με τα δεδομένα των επί τόπου παρατηρήσεων.
- Έλεγχος αξιοπιστίας των αποτελεσμάτων της επίλυσης.

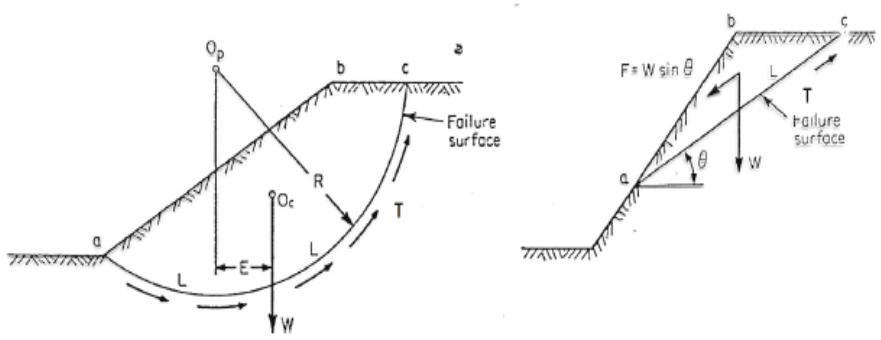
Για την αντιμετώπιση των προβλημάτων ευστάθειας είναι απαραίτητη η έρευνα του υπεδάφους Τα αποτελέσματα που προκύπτουν είναι σημαντικά, τόσο για το έργο που θα πραγματοποιηθεί, όσο και για την ασφάλειά του. Σε κάθε περίπτωση για την σωστή διεξαγωγή των παραπάνω ερευνητικών διεργασιών θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη τα εξής:

- Σωστός σχεδιασμός του προγράμματος γεωτρήσεων, ο οποίος θα στηρίζεται στη γεωλογία της περιοχής και στις ανάγκες του εκάστοτε έργου, ώστε να υπάρχει καλή απεικόνιση του υπεδάφους.
- Συλλογή όσο το δυνατόν περισσότερων πληροφοριών για την περιοχή μελέτης (γεωλογικά στοιχεία, ιστορικό κατολισθήσεων άλλες μελέτες που έχουν γίνει στην περιοχή κ.α).
- Σωστή και συχνή δειγματοληψία στα τμήματα τα οποία παρουσιάζουν ενδιαφέρον, ώστε να αυξηθεί ο αριθμός πληροφοριών και να αποφευχθούν λάθος εκτιμήσεις.

2.3. Μηχανισμοί αστοχίας πρανών

Γενικά σε όλες τις περιπτώσεις που υπολογίζεται ο συντελεστής ευστάθειας αυτός ορίζεται ως:

Ο λόγος των δυνάμεων αντίστασης προς τις δυνάμεις που προκαλούν τη μετακίνηση κατά μήκος μιας πιθανής επιφάνειας θραύσης ή διαφορετικά σαν τον λόγο των ροπών αντίστασης προς τις ροπές που προκαλούν τη μετακίνηση γύρω από ένα σημείο (Σχήμα 2.1) (Στειακάκης, 2019).



$$FS = \frac{\text{ροπή αντίστασης}}{\text{ροπή κίνησης}} = \frac{\tau \cdot L \cdot R}{E \cdot W} \qquad FS = \frac{\text{δύναμη αντίστασης}}{\text{δύναμη κίνησης}} = \frac{\tau \cdot L}{W \cdot \sin\theta}$$

Σχήμα 2.1: Υπολογισμός συντελεστή ασφάλειας του πρανούς (Στειακάκης,2019, από Hunt, 1986).

Η διατμητική αντοχή του εδάφους προκύπτει από τη συνοχή και την γωνία εσωτερικής τριβής σύμφωνα με την εξίσωση:

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \tan\phi \qquad [2.1]$$

όπου,

τ η διατμητική αντοχή,

σ_n η ορθή (κάθετη) στο θεωρούμενο επίπεδο τάση,

c η συνοχή, και

ϕ η γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους.

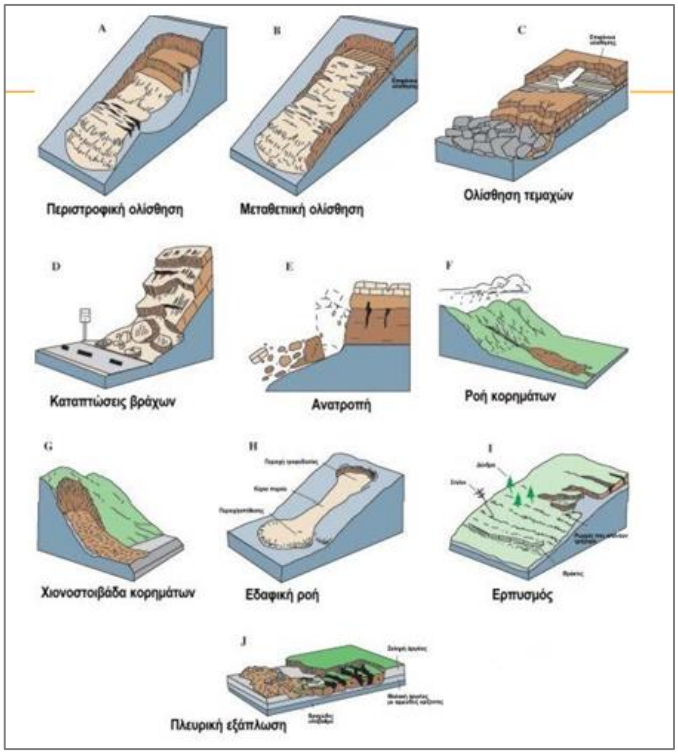
2.4. Μορφές Αστοχίας Πρανών

Οι αστοχίες πρανών προκύπτουν από την μετακίνηση της εδαφικής ή βραχώδους μάζας που τα συνθέτει.

Από πολλούς ερευνητές έχει επιχειρηθεί η ταξινόμηση των κατολισθήσεων των πρανών είτε με βάση παράγοντες πού συμβάλλουν στην εκδήλωση τον φαινομένου, είτε με βάση παραμέτρους της κατολίσθησης πού μπορούν να μετρηθούν (Σχήμα 2.1)

Ο Varnes (1978), έδωσε μια ταξινόμηση των κατολισθήσεων με βάση τη γεωλογική σύσταση των σχηματισμών πού κατολισθαίνουν, το είδος της κίνησης και τα αίτια εκδήλωσης τους (υγρασία γεωϋλικών, μορφολογία πρανούς κ.ά.) (Στειακάκης, 2019).

Στον Πίνακα 2.2 γίνεται μια σύντομη ταξινόμηση των κατολισθητικών κινήσεων.

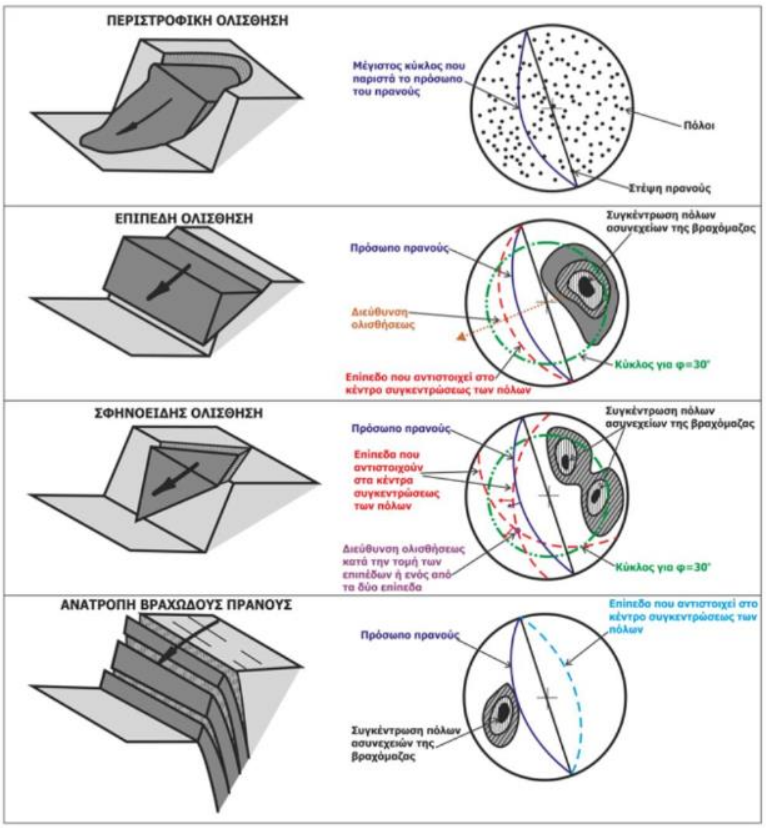


Σχήμα 2.2: Μηχανισμοί αστοχίας πρανών κατά Varnes (1978) (Λουπασάκης, 2015).

Πίνακας 2.1: Σύντομη ταξινόμηση των κατολισθητικών κινήσεων (Κούκης και Σαμπατακάκης, 2017).

<table>
<tr><td colspan="2" rowspan="3">ΤΥΠΟΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ</td><td colspan="3">ΤΥΠΟΣ ΥΛΙΚΟΥ (πριν τη μετακίνηση)</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Υπόβαθρο</td><td colspan="2">Έδαφος</td></tr>
<tr><td>Επικρατούν τα αδρομερή υλικά</td><td>Επικρατούν τα λεπτόκοκκα υλικά</td></tr>
<tr><td colspan="2">Πτώσεις</td><td>Πτώσεις βράχων</td><td>Πτώσεις κορημάτων</td><td>Πτώσεις γαιών</td></tr>
<tr><td colspan="2">Ανατροπές</td><td>Ανατροπές βράχων</td><td>Ανατροπές κορημάτων</td><td>Ανατροπές γαιών</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Ολισθήσεις</td><td>Περιστροφικές</td><td>Κάθιση βράχων</td><td>Κάθιση κορημάτων</td><td>Κάθιση γαιών</td></tr>
<tr><td>Μεταθετικές</td><td>Ολίσθηση τεμάχους Ολίσθηση βράχων</td><td>Ολίσθηση τεμάχους κορρημάτων Ολίσθηση κορημάτων</td><td>Ολίσθηση τεμάχους γαιών Ολίσθηση γαιών</td></tr>
<tr><td colspan="2">Πλευρικές εκτάσεις</td><td>Έκταση βράχων</td><td>Έκταση κορημάτων</td><td>Έκταση γαιών</td></tr>
<tr><td colspan="2" rowspan="2">Ροες</td><td>Ροή βράχων</td><td>Ροή κορημάτων</td><td>Ροή γαιών</td></tr>
<tr><td>(Βαθύς ερπυσμός)</td><td colspan="2">(ερπυσμός εδάφους)</td></tr>
<tr><td colspan="2">Σύνθετες</td><td colspan="3">Συνδυασμός δυο ή περισσότερων κύριων τύπων μετακίνησης</td></tr>
</table>

Ταξινόμηση, η οποία αφορά αποκλειστικά για βραχώδη πρανή και κάνει διάκριση των αστοχιών σε κυκλικές, επίπεδες, αστοχίες σφήνας και αστοχίες με ανατροπή δίδεται από τους Hoek and Bray, 1981 (Σχήμα 2.3).



Σχήμα 2.3: Τύποι αστοχίας βραχωδών πρανών κατά Hoek και Bray (Μαρίνος, 2011 με πηγή Hoek and Bray, 1981).

2.4.1. Κυκλική ή περιστροφική αστοχία (Circular failure)

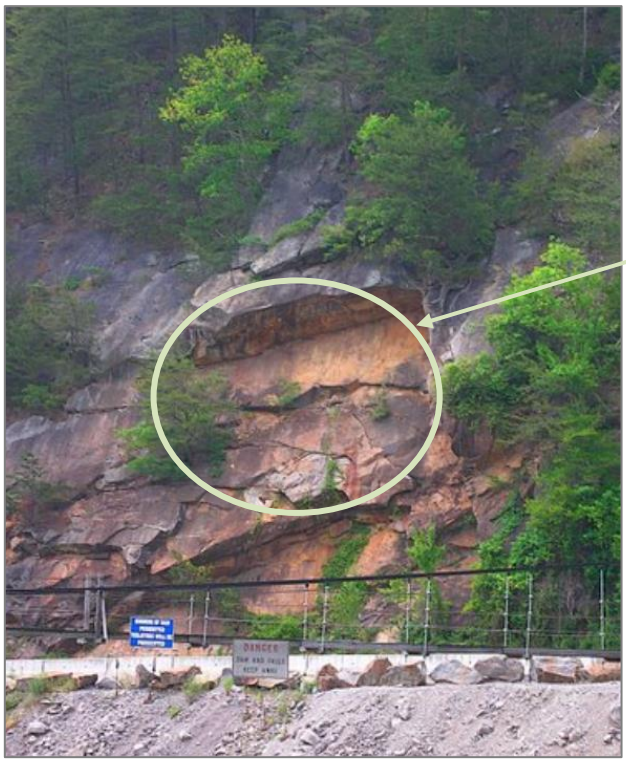
Οι κυκλικές αστοχίες (Εικόνα 2.1) πραγματοποιούνται σε βραχόμαζες που είτε είναι έντονα διακλασμένες, ή αποτελούνται από υλικά με χαμηλή αντοχή του άρρηκτου πετρώματος. Προϋπόθεση για να συμβεί αυτή η αστοχία είναι να υπάρχει μεγάλο πλήθος ασυνεχειών σε πολλαπλές ολισθήσεις και άρα η βραχόμαζα να βρίσκεται σε πολύ ρωγματωμένη / κατακερματισμένη κατάσταση (Μαρίνος, 2011).

Εικόνα 2.1: Μορφή περιστροφικής αστοχίας βράχου (Μαρίνος, 2011).

2.4.2. Επίπεδη αστοχία (Planar failure)

Οι επίπεδες αστοχίες ελέγχονται από μία μόνο επιφάνεια ασυνέχειας που προβάλλει στο πρόσωπο του πρανούς. Βασική προϋπόθεση για να συμβεί αυτό, είναι η παράταξη της ασυνέχειας να είναι παράλληλη ή περίπου παράλληλη με το πρανές (επιτρεπόμενη διαφορά περίπου ±20°) (Εικόνα 2.2) και η κλίση της να είναι μικρότερη από την κλίση του πρανούς προκειμένου να τέμνει το μέτωπο του πρανούς και μεγαλύτερη από τη γωνία τριβής της βραχόμαζας (Μαρίνος, 2011).

Θα πρέπει τέλος, η συνιστώσα του βάρους του τεμάχους, η οποία είναι παράλληλη προς το πρανές, να υπερβεί τη διατμητική αντοχή της ασυνέχειας.



Εικόνα 2.2: Μορφή επίπεδης αστοχίας βράχου (Μαρίνος, 2011).

2.4.3. Σφηνοειδής αστοχία ή ολίσθηση (Wedge failure)

Οι σφηνοειδείς αστοχίες περιλαμβάνουν μια ασταθή μάζα που καθορίζεται από δύο επιφάνειες ασυνεχειών που τέμνονται κατά μία γραμμή με κατηφορική κλίση προς το μέτωπο του πρανούς (Εικόνα 2.3) (Μαρίνος, 2011).

Προϋπόθεση για να πραγματοποιηθεί η αστοχία είναι η γωνία της τομής των δύο ασυνεχειών να είναι μικρότερη από τη γωνία κλίσης του πρανούς και μεγαλύτερη από την γωνία τριβής της βραχόμαζας (Μαρίνος, 2011).

Η ολίσθηση στην περίπτωση αυτή μπορεί να γίνει ή κατά μήκος της τομής των δύο ασυνεχειών που δημιουργούν τη σφήνα, ή κατά τη φορά κλίσης της μιας από τις δύο ασυνέχειες. Ο έλεγχος των προϋποθέσεων εκδήλωσης αυτής της κατολίσθησης γίνεται με τη χρήση του δικτύου στερεογραφικής προβολής Test Markland και της βελτίωσης Hocking (Μαρίνος, 2011).

Εικόνα 2.3: Μορφή σφηνοειδούς αστοχίας βράχου (Μαρίνος, 2011).

2.4.4. Αστοχία με ανατροπή (Toppling failure)

Ανατροπή συμβαίνει όταν ένα τέμαχος δεν μπορεί να ολισθήσει λόγω μικρής κλίσης της επιφάνειας ολίσθησης και επιπλέον η συνισταμένη των δυνάμεων που εξασκούνται στο τέμαχος, δημιουργεί ροπή ως προς μια εξωτερική ακμή της βάσης του η οποία και το ανατρέπει. Αστοχίες με ανατροπή μπορεί να προκύψουν και δευτερογενώς.

Αστοχίες ανατροπής περιλαμβάνουν πλάκες ή κολώνες (στύλους) βράχου που οριοθετούνται από ασυνέχειες που βυθίζονται απότομα στο μέτωπο του πρανούς (αντίρροπα με το πρανές). Προϋπόθεση για να πραγματοποιηθεί τέτοια αστοχία είναι η ασυνέχεια που την ορίζει να έχει φορά κλίσης αντίρροπη προς το πρανές με διεύθυνση ±20° και πολύ μεγάλη κλίση (>70°) (Μαρίνος, 2011).

2.5. Κριτήρια αστοχίας βραχόμαζας και Συστήματα Ταξινόμησης

Για τον σχεδιασμό των έργων κύριο ζήτημα αποτελεί η ακριβής εκτίμηση της αντοχής του σχηματισμού στον οποίο πρόκειται να θεμελιωθούν. Πολλά είναι τα κριτήρια αστοχίας που έχουν διατυπωθεί, αλλά τα πλέον χρησιμοποιούμενα είναι τα κριτήρια Mohr-Coulomb και Hoek-Brown.

2.5.1. Συστήματα ταξινόμησης βραχόμαζας

Η εκτίμηση των παραμέτρων αυτών αποτελεί ένα αρκετά δύσκολο αντικείμενο ο καθορισμός της ποιότητας του σχηματισμού εξαρτάται από πλήθος γεωλογικών παραγόντων. Η ανάπτυξη των ταξινομήσεων της βραχόμαζας ήρθε να συμπληρώσει το «κενό» της θεωρητικής γνώσης με εμπειρική γνώση από προυπάρχουσες κατασκευές.

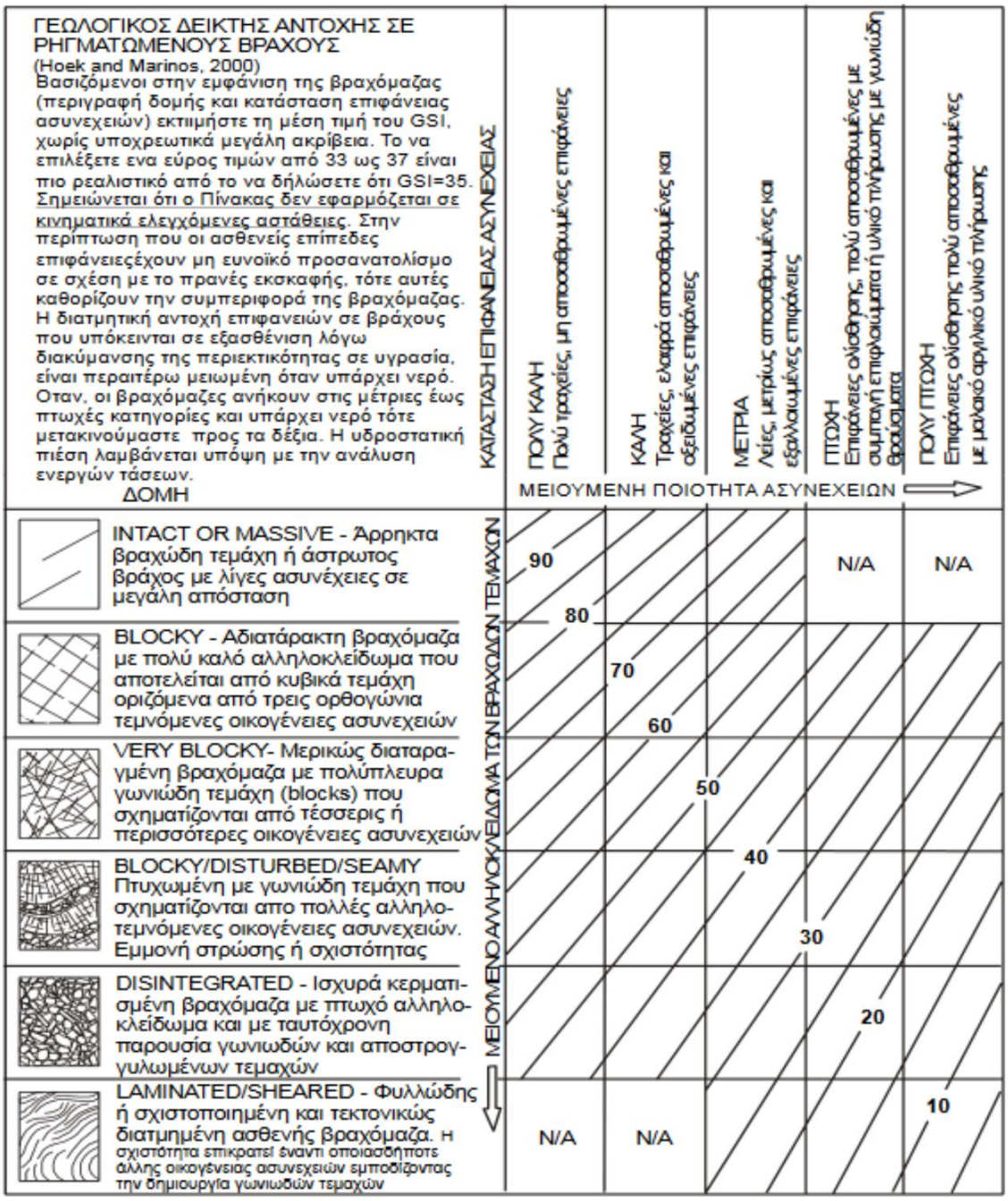
Να σημειωθεί ότι παρακάτω δεν αναλύονται όλες οι μέθοδοι ταξινόμησης, αλλά οι σημαντικότερες εξ' αυτών.

Γεωλογικός δείκτης αντοχής GSI

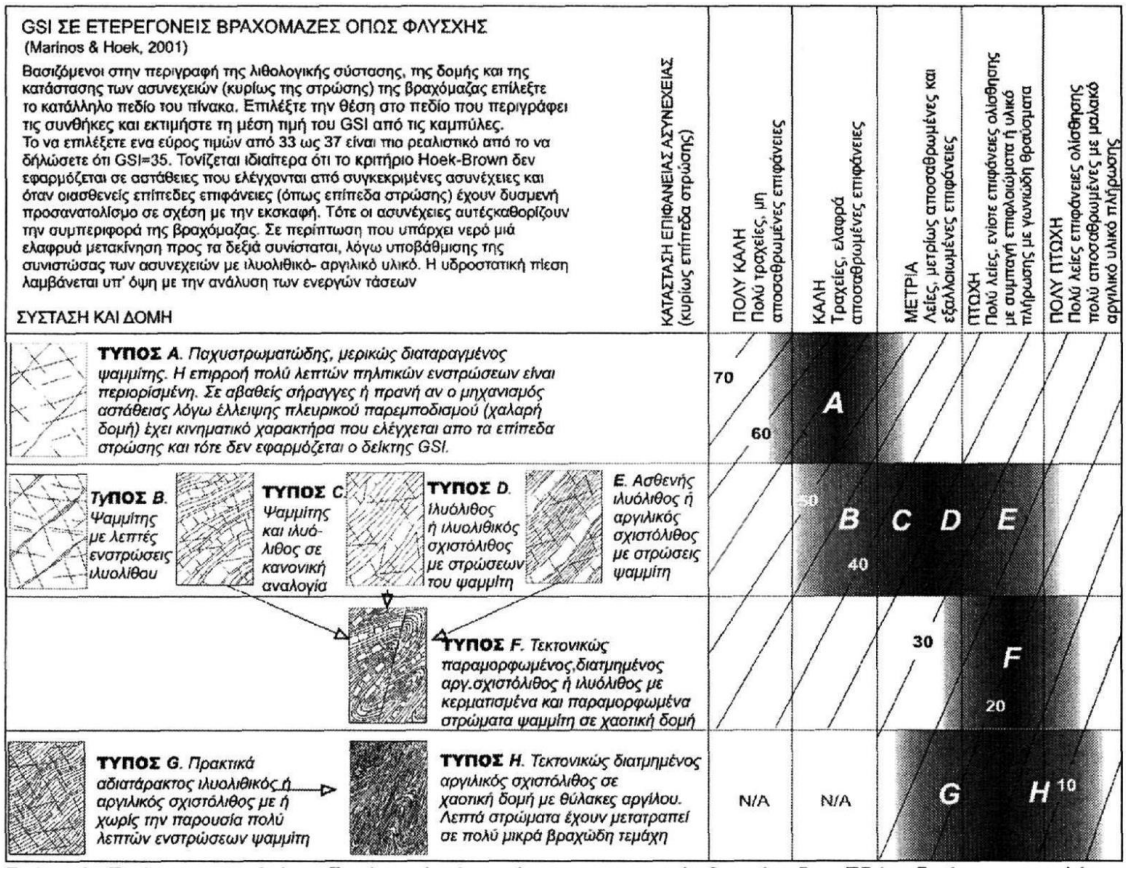
Ο Γεωλογικός Δείκτης Αντοχής (Geological Strength Index, GSI), που έχει διεθνώς καθιερωθεί για τον ποσοτικό χαρακτηρισμό της ποιότητας μιας βραχόμαζας, έχει τα τελευταία χρόνια ευρύτατη χρήση και στην Ελλάδα. Ο δείκτης, GSI, εισήχθη από τους Hoek, Wood and Shah (1992) και επεκτάθηκε ουσιαστικά για τις ασθενείς βραχόμαζες από τους Hoek, Marinos and Benissi (1998) και Marinos and Hoek (2000) και για τον φλύσχη από τους Marinos and Hoek (2000) (Μαρίνος κ.ά., 2004).

Ο δείκτης εκτός από τη γεωτεχνική ταξινόμηση, εκφράζει αριθμητικά την απομείωση των σταθερών του υλικού, ανάλογα με την ρωγμάτωση της βραχόμαζας. Αποτελεί λοιπόν σημαντικό στοιχείο στην επίλυση του κριτηρίου θραύσης Hoek and Brown και προσφέρει λύσεις στο πρόβλημα του προσδιορισμού των πλέον αντιπροσωπευτικών τιμών των παραμέτρων σχεδιασμού των τεχνικών έργων σε περιβάλλον ρωγματωμένων βράχων (Μαρίνος κ.ά., 2004).

Τα διαγράμματα GSI είναι γνωστά και παρουσιάζονται στα Σχήματα 2.1 και 2.2.



Σχήμα 2.1: Βασικό διάγραμμα GSI (Μαρίνος κ.ά., 2004).



Σχήμα 2.2: Διάγραμμα GSI για φλύσχη (Μαρίνος κ.ά., 2004).

Ο δείκτης GSI βασίζεται στην εκτίμηση της δομής και της κατάστασης των ασυνεχειών της βραχόμαζας (μακροσκοπικά) και επομένως αποτελεί ένα φιλικό, γεωλογικά, δείκτη που μπορεί να εκτιμάται εύκολα (Μαρίνος κ.ά., 2004).

Ωστόσο κατά τη χρήση του Σχήματος 2.1 και του Σχήματος 2.2 πρέπει εκτός από τα εικονίδια να δίνεται βάση στις περιγραφές των προαναφερθέντων σχημάτων. Επιπλέον η βραχόμαζα πρέπει να έχει ισοτροπική συμπεριφορά. Σε περίπτωση ύπαρξης ανισότροπης συμπεριφοράς μπορεί να γίνει χρήση του δείκτη GSI μονάχα στο ενδεχόμενο που η θραύση δεν καθορίζεται από αυτή την ανισοτροπία.

Σε περίπτωση που η βραχόμαζα είναι πλήρως αποσαθρωμένη τότε η τιμή του GSI θα πρέπει να μετακινείται προς την πολύ πτωχή κατάσταση επιφάνειας ασυνέχειας. Σε αυτή την περίπτωση η βραχόμαζα αντιμετωπίζεται ως εδαφική (Πίνακας 2.1).

Πίνακας 2.1: Βαθμός αποσάρθρωσης της βραχόμαζας (ISRM, 1978)

Βαθμός	Περιγραφή	Όρος
I	Κανένα ορατό σημάδι αποσάθρωσης του πετρώματος, πιθανώς ελαφρός αποχρωματισμός στις κύριες επιφάνειες ασυνέχειας.	Υγιής
II	Ο αποχρωματισμός δείχνει αποσάθρωση του πετρώματος και των επιφανειών ασυνέχειας. Όλο το πέτρωμα πιθανόν να αποχρωματιστεί λόγω της αποσάθρωσης και μπορεί να είναι κάπως ασθενέστερο εξωτερικά από ότι στην υγιή κατάσταση.	Ελαφρώς αποσαθρωμένη
III	Λιγότερο από το μισό του πετρώματος είναι αποσυντιθεμένο σε έδαφος. Υγιής ή αποχρωματισμένος βράχος εμφανίζεται είτε σαν ένα συνεχές δίκτυο ή σαν πυρήνες.	Μέτρια αποσαθρωμένη
IV	Περισσότερο από το μισό του πετρώματος είναι αποσυντιθεμένο σε έδαφος. Υγιής ή αποχρωματισμένος βράχος εμφανίζεται είτε σαν διακοπτόμενο δίκτυο ή σαν πυρήνες.	Ισχυρά αποσαθρωμένη
V	Όλο το πέτρωμα είναι αποσυντιθεμένο σε έδαφος. Η αρχική δομή της μάζας είναι κατά μεγάλο βαθμό ανέπαφη.	Εντελώς αποσαθρωμένη
VI ή RS	Όλο το πέτρωμα έχει μετατραπεί σε έδαφος. Η δομή της μάζας και η διάθρωση του υλικού είναι κατεστραμμένα. Παρατηρείται μεγάλη αλλαγή στον όγκο, αλλά το έδαφος δεν έχει μεταφερθεί σημαντικά.	Παραμένων έδαφος

Εφόσον υπάρχει νερό στο πέτρωμα ή στις ασυνέχειες αυτό οδηγεί σε σημαντική μείωση της τιμής της διατμητικής αντοχής.

Τα πετρογραφικά χαρακτηριστικά κάθε πετρώματος ελέγχουν τους συνδυασμούς των δύο παραμέτρων του GSI και δεν επιτρέπουν την ανάπτυξη δομών που να αντιστοιχούν σ' όλες τις περιοχές του διαγράμματος. Παρουσιάζονται λοιπόν τα πιο πιθανά πεδία του GSI για τις βραχόμαζες μίας σειράς πετρωμάτων από τα πλέον συνήθη στην Ελλάδα (Μαρίνος κ.ά., 2004).

Τα πεδία αυτά δίνονται περιγραφικά με αναφορά στο βασικό διάγραμμα GSI ή στο διάγραμμα GSI για φλύσχη και έχουν χαρακτήρα προσανατολισμού. Αποκλίσεις ασφαλώς υπάρχουν αλλά πρόκειται για εξαιρέσεις. Η εφαρμογή του διαγράμματος GSI δεν έχει νόημα όταν η τυχόν ανισοτροπία της βραχόμαζας ελέγχει αποκλειστικά την συμπεριφορά της (Μαρίνος κ.ά., 2004).

Στην περίπτωση εναλλαγών χαλαζιτών-φυλλιτών: Ο δείκτης κινείται κατά τη λογική του διαγράμματος του φλύσχη. Λόγω όμως της ισχυροποιημένης κατάστασης των πετρογραφικών μελών και συνεπώς και της κατάστασης των ασυνεχειών συνίσταται

μετακίνηση, π.χ. 5 μονάδες, προς τα αριστερά αλλά βέβαια μόνο για τις περιπτώσεις C, D, E, G (Μαρίνος κ.ά., 2004).

Σύστημα ταξινόμησης RMR

Η ταξινόμηση RMR (Rock Mass Rating) προτάθηκε από τον Bieniawski το 1973 και ύστερα από βελτιώσεις (1976 και 1979) παρουσιάστηκε εκ νέου το 1989.

Αποτελεί το πρώτο σύστημα ταξινόμησης που εξετάζει περισσότερες από μια παραμέτρους για την περιγραφή της βραχόμαζας. Οι παράμετροι αυτοί είναι: (1) Η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη του άρρηκτου πετρώματος, (2) ο δείκτης ποιότητας βραχόμαζας RQD, (3) η απόσταση των ασυνεχειών, η κατάσταση των επιφανειών των ασυνεχειών, (5) οι συνθήκες υπόγειου νερού, και (6) ο προσανατολισμός των ασυνεχειών.

Η τιμή του δείκτη RMR προκύπτει από το άθροισμα των πέντε πρώτων παραμέτρων. Στη συνέχεια εισάγεται η έκτη παράμετρος, η οποία συσχετίζει το δείκτη με το είδος του τεχνικού έργου (σήραγγες, ορυχεία, θεμελειώσεις και πρανή).

Η μεθοδολογία που ακολουθείται για την εφαρμογή του συστήματος ταξινόμησης φαίνεται αναλυτικά στον Πίνακα 2.2.

Το σύστημα RMR έχει μεγάλη εφαρμογή στα έργα οδοποιίας, ωστόσο έχει χρησιμοποιηθεί και σε άλλα τεχνικά έργα όπως πρανή, θεμελιώσεις και μεταλλεία. Ουσιαστικά με την χρήση της βαθμονόμησης οριοθετείται η μηχανική συμπεριφορά της βραχόμαζας που οδηγεί εν τέλει στην εκτίμηση των απαιτήσεων υποστήριξης.

Πίνακας 2.2: Σύστημα ταξινόμησης βραχόμαζας RMR (Στειακάκης, 2019 από Κούκης και Σαμπατακάκης, 2007).

Ενότητα Α. Παράμετροι – κριτήρια ταξινόμησης και βαθμονόμησή τους

Παράμετροι ταξινόμησης			Εύρος τιμών						
1	Αντοχή βραχώδους υλικού	$I_{S(50)}$ (MPa)	> 10	4 - 10	2 - 4	1 - 2	Προτιμάται η δοκιμή μοναξονικής θλίψης		
		σ_c (MPa)	> 250	100 - 250	50 - 100	25 - 50	5 - 25	1 - 5	<1
	Βαθμός		*15*	*12*	*7*	*4*	*2*	*1*	*0*
2	RQD (%)		90 -100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25		
	Βαθμός		*20*	*17*	*13*	*8*	*3*		
3	Απόσταση μεταξύ ασυνεχειών (m)		>2	0.6 - 2	0.2 - 0.6	0.06 - 0.2	< 60mm		
	Βαθμός		*20*	*15*	*10*	*8*	*5*		
4	Κατάσταση ασυνεχειών		Πολύ τραχείες επιφάνειες. Ασυνεχείς. Χωρίς διαχωρισμό. Σκληρά τοιχώματα	Ελαφρά τραχείες επιφάνειες. Διαχωρισμός < 1mm. Ελαφρά αποσαθρωμένα τοιχώματα	Ελαφρά τραχείες επιφάνειες. Διαχωρισμός < 1mm. Πολύ αποσαθρωμένα τοιχώματα	Ολισθηρές επιφάνειες ή υλικό πλήρωσης <5 mm ή διακλάσεις ανοιχτές 1-5 mm. Συνεχείς διακλάσεις	Μαλακό υλικό πλήρωσης πάχους > 5mm ή διακλάσεις ανοικτές > 5mm. Συνεχείς διακλάσεις		
	Βαθμός		*30*	*25*	*20*	*10*	*0*		
5	Υπόγειο νερό	Εισροή για 10 m μήκους σήραγγας (l/m)	Καμία	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		Τιμές λόγου (πίεση νερού διακλάσεων / μέγιστη κύρια τάση)	0	< 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		Γενικές συνθήκες	Εντελώς στεγνό	Μέτρια υγρό	Υγρό μόνο	Νερό σε μέτρια πίεση	Ροή νερού		
	Βαθμός		*15*	*10*	*7*	*4*	*0*		
Συνολική βαθμολογία παραμέτρων ταξινόμησης από 1 μέχρι 5 : RMR_{bas}									

Ενότητα Β. Προσαρμογή με βάση τον προσανατολισμό των ασυνεχειών

Διεύθυνση και κλίση ασυνεχειών		Πολύ ευνοϊκή	Ευνοϊκή	Μέτρια	Δυσμενής	Πολύ δυσμενής
Βαθμοί	Σήραγγες και μεταλλεία	0	- 2	- 5	- 10	- 12
	Θεμελιώσεις	0	- 2	- 7	- 15	- 25
	Πρανή	0	- 5	- 25	- 50	- 60

Τελική Βαθμολογία : RMR_{bas} - βαθμός από προσαρμογή με βάση τον προσανατολισμό των ασυνεχειών

Ενότητα C. Κατηγορίες βραχομάζας με βάση την τελική βαθμολογία

Βαθμολογία	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	<20
Κατηγορία	I	II	III	IV	V
Χαρακτηρισμός	Πολύ καλή	Καλή	Μέτρια	Πτωχή	Πολύ πτωχή

Ενότητα D. Τεχνική σημασία ταξινόμησης

Κατηγορία	I	II	III	IV	V
Μέσος χρόνος διατήρησης διατομής σήραγγας	20 χρόνια για άνοιγμα 15 m	1 χρόνος για άνοιγμα 10 m	1 εβδομάδα για άνοιγμα 5 m	10 ώρες για άνοιγμα 2-5 m	30 min για άνοιγμα 1 m
Συνοχή βραχόμαζας (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
Γωνία τριβής βραχόμαζας	> 45°	35°- 45°	25°- 35°	15°- 25°	< 15°

Στον Πίνακα 2.3 παρουσιάζονται οι σχέσεις, βάσει των οποίων προσδιορίζεται η μηχανική συμπεριφορά της βραχόμαζας.

Πίνακας 2.3: Σχέσεις προσδιορισμού μηχανικών παραμέτρων της βραχόμαζας βάσει του RMR.

Μέτρο παραμορφωσιμότητας βραχόμαζας σε GPa	E_m = 2RMR - 100 (RMR > 50)	Bieniawski, 1978
	$E_m = 100^{\frac{RMR-10}{40}}$	Serafim and Pereira, 1983
	$E = \sqrt{\frac{\sigma ci}{100}} \cdot \alpha \cdot \log(\frac{RMR-10}{40})$	Hoek, 1997
Παράμετροι διατμητικής αντοχής βραχόμαζας	c (kPa) = 5·RMR ϕ(°) = 0.5·RMR + 5	Trunk and Honisch, 1990

2.5.2. Κριτήριο αστοχίας βραχόμαζας κατά Hoek-Brown

Το κριτήριο Hoek-Brown είναι ένα εμπειρικό, μη γραμμικό κριτήριο αστοχίας, το οποίο μπορεί να περιγράψει την συμπεριφορά βραχόμαζας που διατέμνεται από πολλαπλά συστήματα ασυνεχειών.

Ύστερα από τροποποιήσεις και βελτιώσεις, το προσομοίωμα Hoek-Brown (Σχήμα 2.3) έλαβε την γενικευμένη του μορφή, η οποία περιγράφεται από την παρακάτω σχέση (Στειακάκης, 2019):

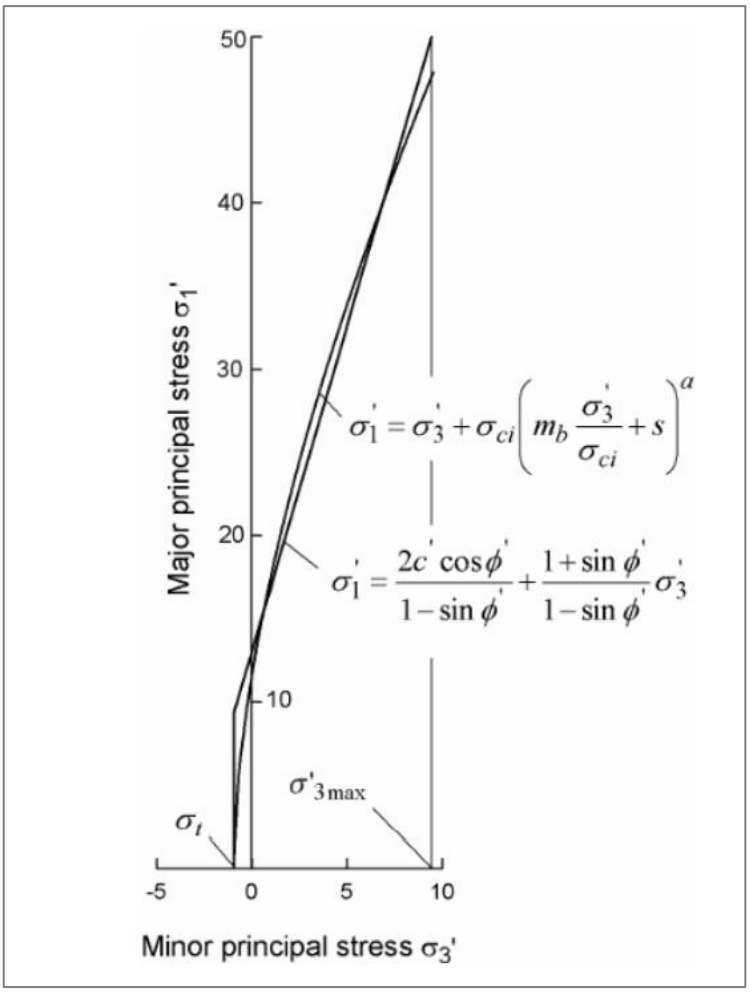
$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci}\left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s\right)^a \qquad [2.2]$$

όπου,

σ_1',σ_3' η μέγιστη και ελάχιστη κύρια τάση

σ_{ci} η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη του πετρώματος, και

m_b, s, α σταθερές που εξαρτώνται από την ποιότητα της βραχόμαζας.



Σχήμα 2.3: Σχέση μεταξύ μέγιστης και ελάχιστης κύριας τάσης για τα κριτήρια Hoek-Brown και Mohr-Coulomb (Hoek et al., 2002).

Στον Πίνακα 2.4 διακρίνονται οι τιμές της σταθεράς m_i για άρρηκτο βράχο κατά λιθολογικό τύπο πετρώματος, σύμφωνα με τους Hoek and Marinos (2000).

Πίνακας 2.4: Τιμές της σταθεράς mi για άρρηκτο βράχο κατά λιθολογικό τύπο πετρώματος (Hoek and Marinos, 2000).

Τύπος	Κατηγορία	Ομάδα	Υφή			
			Αδρή	Μέση	Λεπτή	Πολύ λεπτή
ΙΖΗΜΑΤΟΓΕΝΗ	Κλαστικά		Κροκαλοπαγή * Λατυποπαγή *	Ψαμμίτες 17 ± 4	Ιλυόλιθοι 7 ± 2 Γραουβάκες (18± 3)	Αργιλόλιθοι 4 ± 2 Αργιλικοί Σχιστόλιθοι (6 ± 2) Μάργες (7 ± 2)
	Μη κλαστικά	Ανθρακικά	Κρυσταλλικοί Ασβεστόλιθοι (12 ± 3)	Σπαριτικοί Ασβεστόλιθοι (10 ± 2)	Μικριτικοί Ασβεστόλιθοι (9 ± 2)	Δολομίτες (9 ± 3)
		Εβαπορίτες		Γύψος 8 ± 2	Ανυδρίτης 12 ± 2	
		Οργανικά				Κρητίς 7 ± 2
ΜΕΤΑΜΟΡΦΩ-ΜΕΝΑ	Μη πτυχωμένα		Μάρμαρο 9 ± 3	Κερατίτες 20 ± 3 Μεταψαμμίτες 19 ± 3	Χαλαζίτες 19 ± 4	
	Ελαφρά πτυχωμένα		Μιγματίτες 29 ± 3	Αμφιβολίτες 26 ± 6	Γνεύσιοι 28 ± 5	
	Πτυχωμένα**			Σχιστόλιθοι 12 ± 3	Φυλλίτες (7 ± 3)	Σχιστόλιθοι 7 ± 4
ΠΥΡΙΓΕΝΗ	Πλουτώνια	Ανοικτόχρωμα	Γρανίτης 32 ± 3	Διορίτης 25 ± 5		
			Γρανοδιορίτης (29 ± 3)			
		Σκοτεινό - χρωμα	Γάββρος 27± 3	Δολερίτης (16 ± 5)		
			Νορίτης 20 ± 5			
	Υποαββυσικά		Πορφύρης (20± 5)		Διαβάσης (15± 5)	Περιδοτίτης (25 ± 5)
	Ηφαιστειακά	Λάβες		Ρυόλιθος (25± 5) Ανδεσίτης 25 ± 5	Δακίτης (25± 3) Βασάλτης (25± 5)	
		Πυροκλαστικά	Ηφαιστειακά Κροκαλοπαγή (19 ± 3)	Ηφαιστειακά Λατυποπαγή (19 ± 5)	Τόφφοι (13 ± 5)	

(*) Το m_i των κροκαλοπαγών και λατυποπαγών εξαρτάται από το είδος του συνδετικού υλικού και το βαθμό συγκόλλησης. Έτσι η τιμή του m_i μπορεί να κυμαίνεται από αυτή που αντιστοιχεί στους ψαμμίτες (17±4) μέχρι αυτήν των λεπτόκοκκων ιζημάτων (μικρότερη του 10)

(**) Οι τιμές του m_i αναφέρονται σε δείγματα άρρηκτου πετρώματος που δοκιμάσθηκαν κάθετα στη στρώση ή σχιστότητα. Το m_i μπορεί να διαφέρει σημαντικά από τις αναφερόμενες τιμές αν η θραύση λάβει χώρα κατά μήκος επιφανειών αδυναμίας.

Σημειώνεται, ότι ο πίνακας αυτός περιλαμβάνει πολλές αλλαγές σε σχέση με προηγούμενες εκδόσεις. Οι τιμές σε παρενθέσεις αποτελούν εκτίμηση. Το εύρος των τιμών εξαρτάται από τον κοκκώδη ή όχι ιστό και το αλληλοκλείδωμα των κρυσταλλικών κόκκων. Οι υψηλές τιμές συνδέονται με σφικτό αλληλοκλείδωμα και καλύτερους χαρακτήρες τριβής μεταξύ των κόκκων.

Οι Hoek et al. (1995) πρότειναν και σχέσεις για την εκτίμηση των σταθερών mb, s, α βασιζόμενοι στον δείκτη GSI, κάνοντας με αυτό τον τρόπο εφαρμόσιμο το κριτήριο θραύση Hoek-Brown με χρήση του γεωλογικού δείκτη αντοχής. Οι σταθερές αυτές δίνονται από τις παρακάτω σχέσεις:

- Για αδιατάρακτη βραχόμαζα με GSI > 25

$$m_b = m_i e^{\frac{GSI-100}{28}}$$

$$s = 0$$

$$\alpha = 0.65 - \frac{GSI}{200}$$

[2.3]

- Για αδιατάρακτη βραχόμαζα με GSI < 25 (πτωχής ποιότητας βραχόμαζα)

$$m_b = m_i e^{\frac{GSI-100}{28}}$$

$$s = 0$$

$$\alpha = 0.65 - \frac{GSI}{200}$$

[2.4]

Το GSI στην περιοχή ενδιαφέροντος θεωρήθηκε 20 οπότε ενδιαφέρον παρουσιάζει η σχέση 2.4.

Για την εκτίμηση των παραμέτρων αντοχής βραχόμαζας (c και φ) πρέπει να γίνει συσχέτιση του κριτηρίου Hoek and Brown και του κριτηρίου Mohr – Coulomb γεγονός που μπορεί να επιτευχθεί σε περιοχές όπου η περιβάλλουσα καμπύλη του κριτηρίου Hoek and Brown προσεγγίζει μια ευθεία και ταυτίζεται με την περιβάλλουσα Mohr – Coulomb. Αυτό μπορεί να συμβεί σε περιοχές με χαμηλές κύριες τάσεις που ικανοποιούν τη σχέση $\sigma_t < \sigma_3$ (Στειακάκης, 2019).

Από την επίλυση Balmer (1952) που συσχετίζουν τις ορθές και τις διατμητικές τάσεις με τις κύριες τάσεις καθώς και από την σχέση Hoek et al. (2002) προσδιορίζονται οι παράμετροι διατμητικής αντοχής με βάση τις παρακάτω σχέσεις (Κούκης και Σαμπατάκης, 2007):

$$\varphi'(°) = \sin^{-1}\left[\frac{6\,am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2\,(1+a)(2+a)+\,6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}\right]$$

[2.5]

$$c'(MPa) = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s+(1-a)m_b\sigma'_{3n}](s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+\alpha)(2+\alpha)\sqrt{1+\frac{6\,am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{[(1+a)(2+a)]}}}$$

[2.6]

όπου: $\sigma'_{3n} = \frac{\sigma'_{3max}}{\sigma_{ci}}$

σ'_{3max} το ανώτερο όριο πλευρικής πίεσης όπου υπάρχει συσχέτιση μεταξύ των κριτήριων,

σ_{ci}: η αντοχή σε (μονοαξονική) θλίψη του βραχώδους άρρηκτου υλικού.

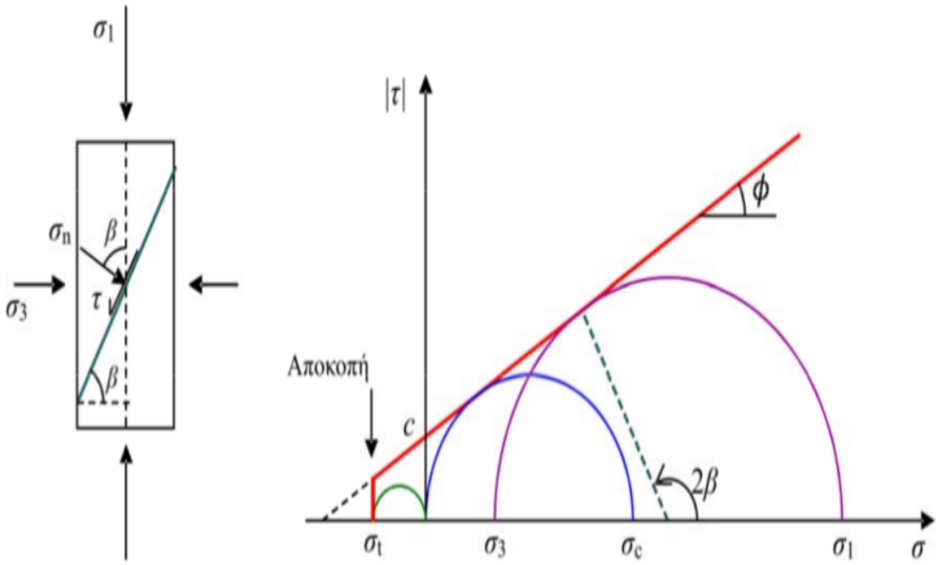
2.6. Εκτίμηση ευστάθειας εδαφικών πρανών

2.6.1. Κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb

Η διατμητική αντοχή ενός εδαφικού σχηματισμού οφείλεται στη συνοχή και τη γωνία εσωτερικής τριβής που τείνουν να διατηρήσουν τη δομή του σχηματισμού και αντιστέκονται σε οποιαδήποτε μετακίνηση του συμβάλλοντας στην ευστάθεια του.

Το κριτήριο που προσομοιώνει καλύτερα τους εδαφικούς σχηματισμούς είναι το κριτήριο Mohr-Coulomb στον οποίο υπεισέρχεται η συνδυαστική δράση ορθής δύναμης και διατμητικής τάσης (σε ένα οποιοδήποτε επίπεδο) που μπορεί να οδηγήσει στην εδαφική θραύση (Στειακάκης, 2019).

Όπως φαίνεται και από το Σχήμα 2.4. το κριτήριο Mohr Coulomb συνδέει γραμμικά την ορθή με τη διατμητική τάση στο εδαφικό στοιχείο, κάτι που ισχύει για το μικρό εύρος τάσεων στο οποίο καταπονούνται τα εδάφη, μιας και αφενός έχουν μικρή αντοχή, αφετέρου εκτείνονται σε μικρά βάθη άρα δεν καταπονούνται από μεγάλες τάσεις.



Σχήμα 2.4: Περιβάλλουσα αστοχίας κριτηρίου Mohr-Coulomb (Νομικός, 2015).

Όταν πρόκειται για άρρηκτο βράχο, δηλαδή συμπαγές πέτρωμα, τότε η θλιπτική του αντοχή αυξάνεται αρκετά σε σχέση με την αντίστοιχη του εδάφους, ενώ πλέον η αντοχή του προσδιορίζεται με την αντοχή σε μονοαξονική θλίψη (σ_{ci}), το μέτρο ελαστικότητας κατά Young, E, και τον κατακερματισμό της βραχόμαζας. Με βάση τα ανωτέρω, για την καλύτερη εκτίμηση της εντατικής κατάστασης των βράχων προτιμάται το καταστατικό προσομοίωμα Hoek & Brown.

2.6.2. Μέθοδοι Ανάλυσης Ευστάθειας

Σκοπός των μεθόδων ανάλυσης της ευστάθειας των πρανών είναι η εύρεση του συντελεστή ασφάλειας. Συντελεστής ασφάλειας ορίζεται ως ο λόγος των δυνάμεων ή ροπών αντίστασης προς τις δυνάμεις ή ροπές που τείνουν να προκαλέσουν την μετακίνηση κατά μήκος μίας πιθανής επιφάνειας ολίσθησης.

$$FS = \frac{\text{Δυνάμεις ή ροπές αντίστασης}}{\text{Δυνάμεις ή ροπές καταπόνησης}} \qquad [2.7]$$

Υπάρχουν διάφορες μέθοδοι ανάλυσης ευστάθειας η κάθε μία τόσο με τα δικά της

προτερήματα όσο και με τους δικούς της περιορισμούς και η σωστή επιλογή μεθόδου έχει τεράστια σημασία.

Οι σημαντικότερες μέθοδοι ανάλυσης είναι οι:

- Bishop
- Fellenius
- Janbu
- Spencer
- Morgensten and Price
- Sarma

Στην Fellenious ή Σουηδική, στην ανάλυση γίνεται η παραδοχή ότι πλευρικές δυνάμεις μεταξύ των λωρίδων είναι ίσες και αντίθετες συνεπώς οι συνισταμένες τους είναι μηδέν (Στειακάκης, 2019). Σε αυτήν τη μέθοδο οι δυνάμεις που δρουν κάθετα προς τη βάση κάθε λωρίδας υπολογίζονται από τον τύπο:

$$N' = W \cos a - ul \qquad [2.8]$$

Όπου u η πίεση πόρων στη βάση της λωρίδας

Ο συντελεστής ασφαλείας υπολογίζεται από τη σχέση:

$$FS = \frac{c'L + \tan \varphi' \sum (W \cos a - ul)}{\sum W \sin a} \qquad [2.9]$$

Η μέθοδος Janbu αποτελεί μια από τις παλαιότερες μεθόδους ανάλυσης μη κυκλικών επιφανειών αστοχίας.

Με την χρήση της μεθόδου λωρίδων και διερευνώντας τη συνολική οριζόντια ισορροπία ως κριτήριο ευστάθειας, ο Janbu πρότεινε για το μέσο συντελεστή ασφάλειας κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης:

$$FS_1 = \frac{\sum[c'b + (W + dx - ub)\tan\varphi']m_a}{\sum(W + dx)\tan a}$$

[2.10]

Η μέθοδος Morgenstern και Price στηρίζεται στην υπόθεση ότι οι διατμητικές δυνάμεις μεταξύ των λωρίδων σχετίζονται με τις αντίστοιχες ορθές σύμφωνα με την σχέση:

$$\frac{X}{E} = \lambda\, f(x)$$

[2.11]

Όπου

f(x) μία υποτιθέμενη συνάρτηση μεταξύ των δυνάμεων που δρούν στην διεπιφάνεια των λωρίδων

λ μία παράμετρος κλίμακας της παραπάνω υποτιθέμενης συνάρτησης.

Μια ακόμα σημαντική μέθοδος ανάλυσης είναι η Spencer. Ο Spencer στηρίχθηκε στην παραδοχή ότι οι δυνάμεις που ασκούνται ανάμεσα σε γειτονικές λωρίδες έχουν μια σταθερή κλίση. Αυτή η παραδοχή βοηθάει στην ικανοποίηση ισορροπίας καθώς και της συνθήκης ροπών αλλά και των δυνάμεων.

Η μέθοδος Spencer δημιουργήθηκε αρχικά για την ανάλυση κυκλικών αστοχιών αλλά μπορεί να χρησιμοποιηθεί επίσης και για τις καμπύλες επιφάνειες τυχούσας γεωμετρίας Ο Spencer οδηγήθηκε στο συμπέρασμα ότι η τιμή του συντελεστή ασφάλειας δεν αλλάζει σημαντικά από τις διατμητικές δυνάμεις των λωρίδων κάτι που συμφωνεί και με την μέθοδο Bishop.

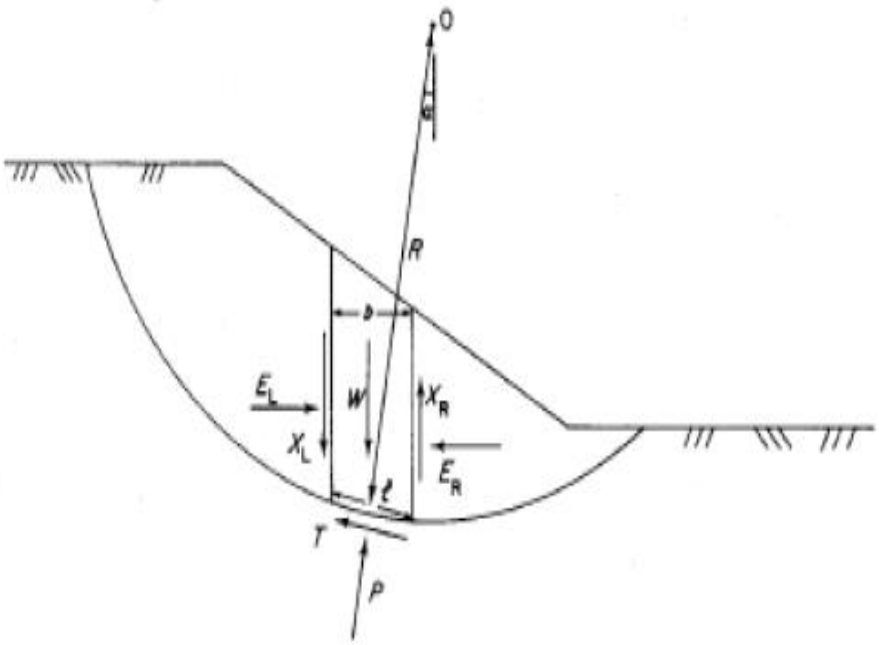
Κάνοντας χρήση των κατάλληλων παραδοχών η μέθοδος αυτή γίνεται και να χρησιμοποιηθεί για την αξιολόγηση της ευστάθειας πρανών κάτω από την επίδραση στατικού φορτίου.

2.6.2. Τροποποιημένη (Modified) μέθοδος Bishop

Για την επιλογή μιας συγκεκριμένης μεθόδου ανάλυσης για ένα γεωτεχνικό έργο έχει

μεγάλη σημασία αν υπάρχουν αξιόπιστα δεδομένα σχετικά με την γεωμετρία, την πιεζομετρία και την αντοχή του εδάφους.

Η τροποποιημένη μέθοδος Bishop αφορά μια απλούστευση της αρχικής πρότασης Bishop (complete Bishop method). Είναι η πλέον χρησιμοποιούμενη μέθοδος και θεωρεί ότι οι εφαπτομενικές δυνάμεις στις πλευρές των λωρίδων είναι αρκετά μικρές και είναι δυνατόν να παραληφθούν (Σχήμα 2.5).



Σχήμα 2.5: Μέθοδος Bishop (Στειακάκης, 2019).

Οι ορθές τάσεις στην επιφάνεια διάτμησης, προσδιορίζονται θεωρώντας ισορροπία δυνάμεων κατά την κατακόρυφο διεύθυνση. Στην κατάσταση ισορροπίας, η διατμητική τάση στη βάση κάθε λωρίδας προσδιορίζεται από τη σχέση (Στειακάκης, 2019):

$$T = \frac{1}{FS_1}\left(c'l + N'\tan\phi'\right) \qquad [2.12]$$

Αναλύοντας τις δυνάμεις ως προς την κατακόρυφο διεύθυνση προκύπτει ότι:

$$W = N' \cdot \cos a + u \cdot l \cdot \cos a + \frac{c' \cdot l}{FS_1} \cdot \sin a + \frac{N'}{FS_1} \tan \phi' \cdot \sin a \Rightarrow$$

$$N' = \left(W - \frac{c' \cdot l}{FS_1} \sin a - u \cdot l \cdot \cos a \right) \Big/ \left(\cos a + \frac{\tan \phi' \cdot \sin a}{FS_1} \right) \qquad [2.13]$$

Δεδομένου ότι ο συντελεστής ασφάλειας (θεωρώντας τις ροπές γύρω από το κέντρο του κυκλικού τομέα), υπολογίζεται από τη σχέση (Στειακάκης, 2019):

$$FS_2 = \frac{\sum \left(c' + N' \cdot \tan \phi' \right) \cdot l}{\sum W \cdot \sin \alpha} \qquad [2.14]$$

Αντικαθιστώντας την σχέση 2.15 στη σχέση 2.16 έχουμε (Στειακάκης, 2019):

$$FS_2 = \frac{\sum \left(c + \left(W - u \cdot l \right) \tan \phi' \right)}{\sum W \cdot \sin \alpha} \cdot 1/m_a \qquad [2.15]$$

όπου,

$$\mathrm{m}_\alpha = \cos \alpha \cdot \left(1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi'}{FS_1} \right) \qquad [2.16]$$

Συντελεστές ασφάλειας εμφανίζονται και στις δύο πλευρές της εξίσωσης. Υποθέτοντας την τιμή του FS_1, υπολογίζεται ο FS_2 στο άλλο σκέλος της εξίσωσης και η διαδικασία επαναλαμβάνεται προσεγγιστικά μέχρι που να ισχύει $FS_1 = FS_2$. Οι λύσεις συγκλίνουν ταχύτατα και δίνουν αποτελέσματα ελάχιστα μικρότερα από αυτά της αρχικά προτεινόμενης πρότασης Bishop (complete method) (Hunt, 1986 από Στειακάκης, 2019).

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι οι μέθοδοι Bishop δίδουν υψηλές τιμές του FS, όταν η γωνία της επιφάνειας αστοχίας στην κατώτερη περιοχή του πρανούς προσεγγίζει τις 30°. Η γωνία αυτή διαμορφώνεται σε κύκλους αστοχίας που είναι βαθείς ή το κέντρο τους βρίσκεται ακριβώς πάνω από την στέψη του πρανούς.

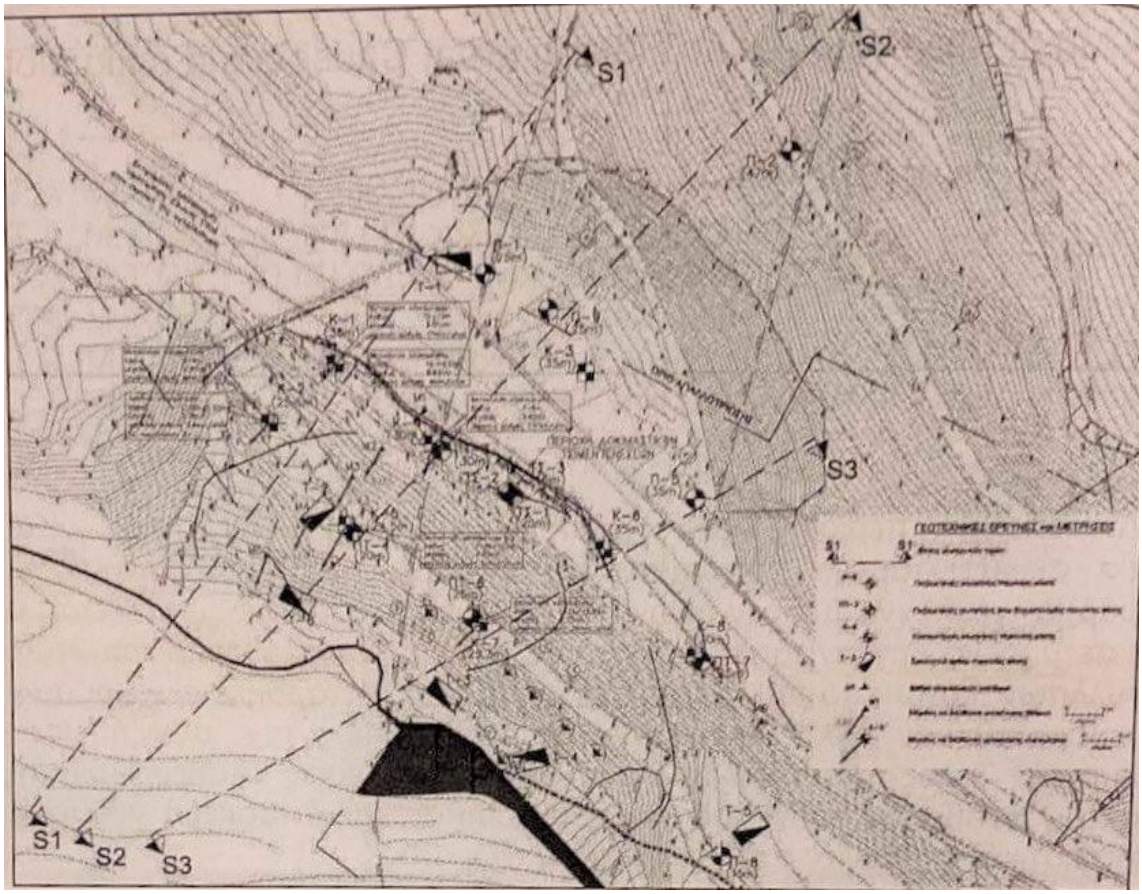
3. ΠΕΡΙΟΧΗ ΜΕΛΕΤΗΣ

Από την αρχή λειτουργίας της στις αρχές της δεκαετίας του ‘90 το ο ΒΟΑΚ στο ύψος των Νωπηγείων στη θέση “Μαυρομούστακο” παρουσιάζει σοβαρό πρόβλημα καθίζησης (Εικόνα 3.1).

Εικόνα 3.1: Γενική επισκόπηση του έργου αποκατάστασης. Άποψη από Δυτικά (Νοέμβριος 2021).

3.1. Γεωλογικά στοιχεία

Στον χάρτη του Σχήματος 3.1 φαίνεται η γεωλογία της ευρύτερης περιοχής ενδιαφέροντος.

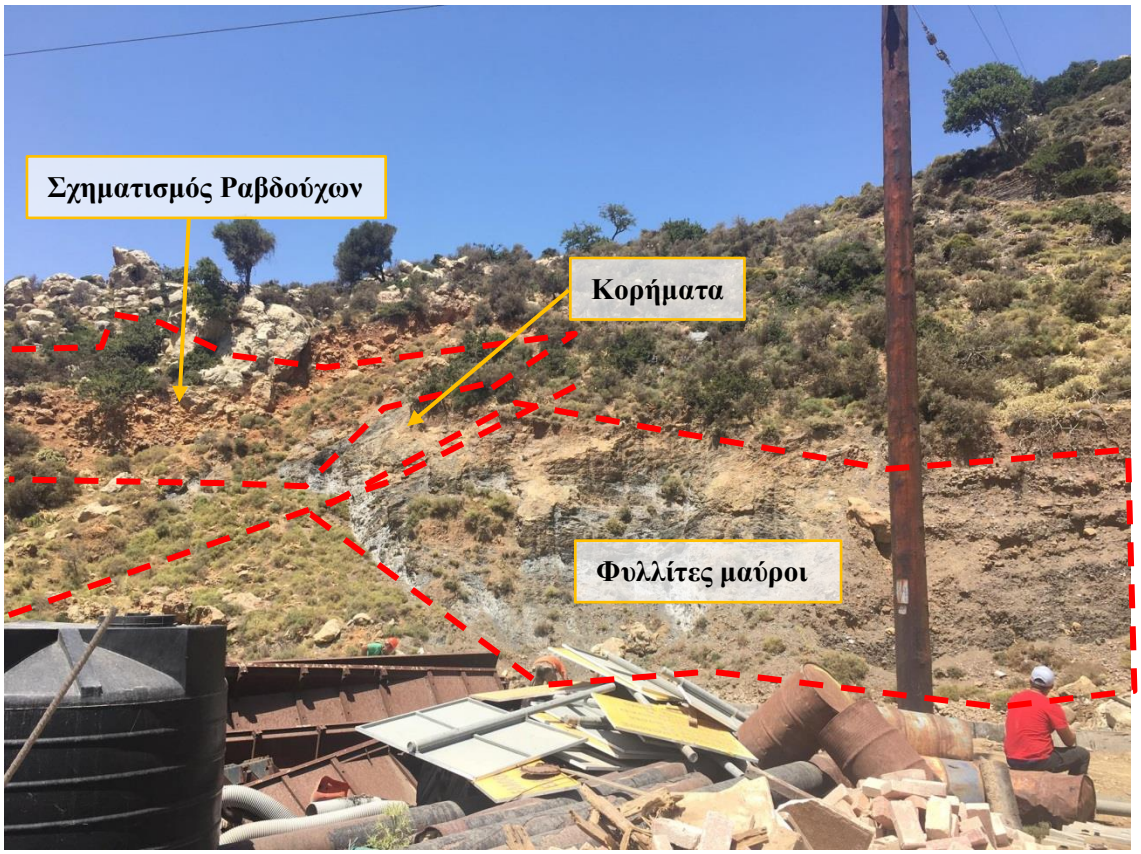


Σχήμα 3.1: Χάρτης της ευρύτερης περιοχής ενδιαφέροντος (Μπαλτζόγλου κ.ά., 2019).

Ειδικότερα στην περιοχή του έργου εμφανίζονται (βλέπε Εικόνα 3.2) οι εξής σχηματισμοί από νεότερους προς παλαιότερους) (ΙΓΜΕ, 1970):

Α) <u>Κορήματα</u>

Κυρίως συνεκτικός σχηματισμός αποτελούμενος από θραύσματα και ογκόλιθους υφαλογενούς ασβεστολίθου, ψαμμίτη και ψηφιτοπαγούς συγκολλημένα με καστανοκίτρινο ασβεστολιθικό υλικό. Ο σχηματισμός έχει μικρό πάχος και καλύπτει επιδερμικά σχεδόν ολόκληρη την περιοχή. Κατά θέσεις κυρίως προς τα νοτιοδυτικά (βλέπε Σχήμα 3.1) εμφανίζεται χαλαρός και ασύνδετος αποτελούμενος από ασβεστολιθικές και ψηφιτοψαμμιτικές λατύπες με καστανοκόκκινη άμμο και άργιλο.



Εικόνα 3.2: Σχηματισμοί στο έργο. Άποψη από Νότια (Νοέμβριος 2021).

Β) <u>Φυλλίτες με χαλαζιακές φλέβες</u>

Μαύροι, γκριζοπράσινοι σε λεπτές στρώσεις, πολυπτυχωμένοι λεπτόκοκκοι και ελαφρά μεταμορφωμένοι, αργιλικοί και γραφιτικοί σχιστόλιθοι-φυλλίτες που αποτελούνται κυρίως από χαλαζία, μαρμαρυγία (σερικίτη, μοσχοβίτη), χλωριτοειδή, αλβίτη και γραφίτη. Εμφανίζονται στα πρανή των εκσκαφών της οδού στα νότια.

Οι ανώτεροι ορίζοντες είναι έντονα αποσαρθρωμένοι εδαφοποιημένοι και εξαλλοιωμένοι λόγω τεκτονικής καταπόνησης. Στην ορυκτολογική σύσταση των εδαφοποιημένων φυλλιτών συμμετέχουν αργιλικά ορυκτά (ιλλίτης, μοντμορλίτης, χλωρίτης) που προέρχονται κυρίως από την εξαλλοίωση μαρμαρυγιών.

Γ) <u>Σχηματισμός Ραβδούχων</u>

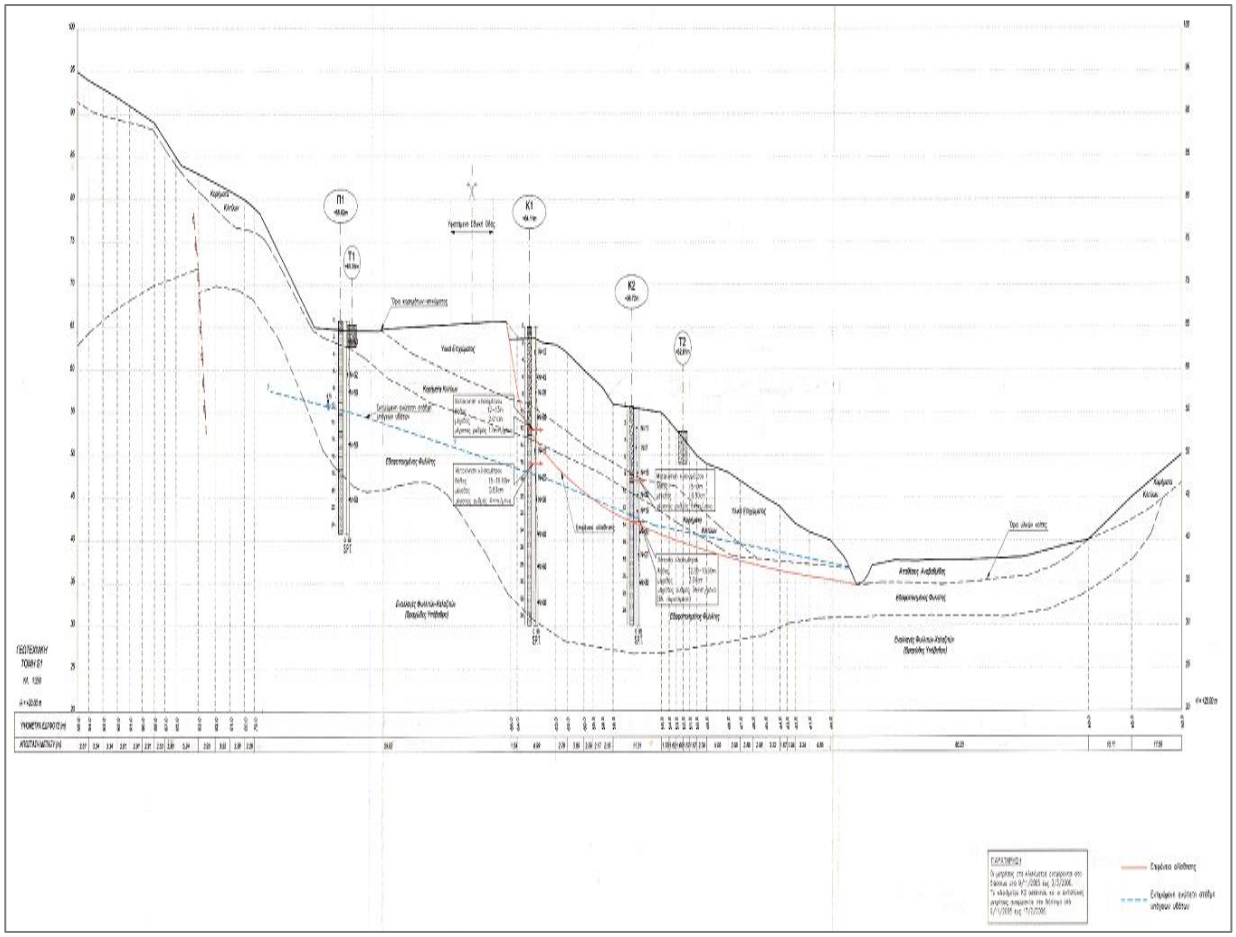
Κιτρινόλευκους, λευκότεφρους ως μελανότεφρους μαργαϊκούς και λατυποπαγείς ασβεστόλιθους, έντονα καρστικοποιημένοι λευκότεφρα, καστανοκίτρινα έντονα

διαρρηγμένα ψηφιτοπαγή, λατυποκροκαλοπαγή, ασβεστιτικά ψηφιτοπαγή και αργιλικούς σχιστόλιθους. Αποτελεί την βάση των σχηματισμών της γεωτεκτονικής ζώνης Τρίπολης.

3.2. Αποτελέσματα Γεωτεχνικών Ερευνών – Γεωτεχνικής Επισκόπησης

3.2.1. Γενικά

Όπως φαίνεται και στην τομή του Σχήματος 3.2 είχαν πραγματοποιηθεί 3 δειγματοληπτικές γεωτρήσεις και επιτόπου δοκιμές πρότυπης διείσδυσης (SPT).



Σχήμα 3.2: Γεωτεχνική τομή επιχώματος με τα αποτελέσματα των γεωτρήσεων (Μπαλτζόγλου κ.ά., 2019).

Στον Πίνακα 3.1 παρουσιάζονται οι σχηματισμοί που συναντήθηκαν κατά τη διάτρηση.

Στη μεθοδολογία που ακολουθήθηκε για την εκτίμηση της ευστάθειας περιλαμβάνονται τα ακόλουθα:

1. Προσδιορισμός μηχανικών παραμέτρων για των εδαφικών σχηματισμών και της εδαφοποιημένης βραχόμαζας μέσω των δοκιμών SPT.
2. Εκτίμηση μηχανικών παραμέτρων για τους βραχώδεις σχηματισμούς του πρανούς μέσω του δείκτη γεωλογικής αντοχής.

Πίνακας 3.1: Στρωματογραφία όπως προέκυψε από τις στρωματογραφικές στήλες των γεωτρήσεων.

Γεώτρηση	Βάθος από την κεφαλή της γεώτρησης (m)	Σχηματισμός
Π1	0-2	Κορήματα
Π1	2-17	Εδαφ. Φυλλίτης
Π1	17-24	Εναλλαγές Φυλλιτών-Χαλαζιτών
Κ1	0-10	Υλικά Επιχώματος
Κ1	10-13	Κορήματα
Κ1	13-34	Εδαφ. Φυλλίτης
Κ2	0-7	Υλικά Επιχώματος
Κ2	7-10	Κορήματα
Κ2	10-24	Εδαφ. Φυλλίτης

3.2.2. Δοκιμή Πρότυπης Διείσδυσης (SPT)

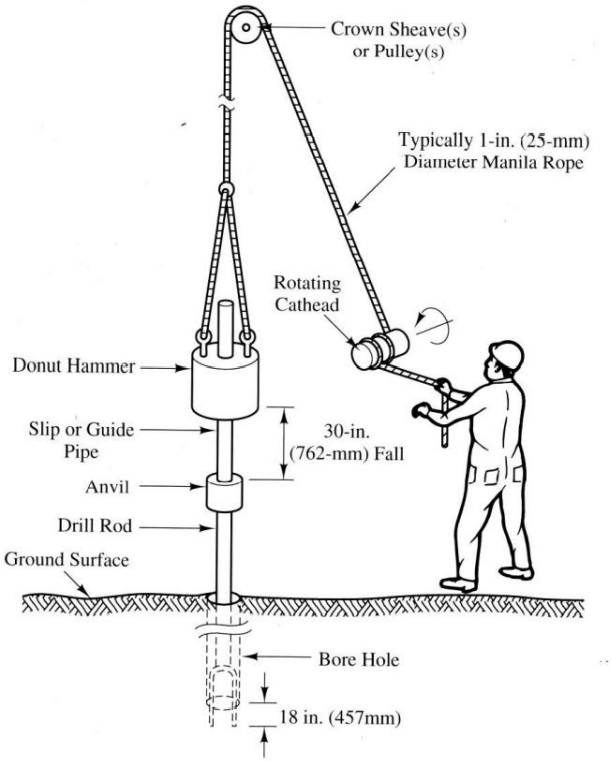
Η δοκιμή πρότυπης διείσδυσης SPT (Σχήμα 3.3) χρησιμοποιείται ευρέως για ποιοτική ένδειξη των επιτόπου ιδιοτήτων των εδαφών καθώς και για τον προσδιορισμό των ακόλουθων μηχανικών παραμέτρων: της σχετικής πυκνότητας ,της γωνίας εσωτερικής τριβής, της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής, της φέρουσας ικανότητας, και της επιτρεπόμενης τάσης επιφανειακών και βαθιών θεμελιώσεων.

Η δοκιμή πρότυπης διείσδυσης εκτελείται με τη βοήθεια του γεωτρητικού συγκροτήματος κατά την ανόρυξη των γεωτρήσεων και με τη χρήση ειδικού εξοπλισμού (Σχήμα 3.4) (Λουπασάκης, 2015). Κατά την εκτέλεση της δοκιμής (Παπαδοπούλου, 2021):

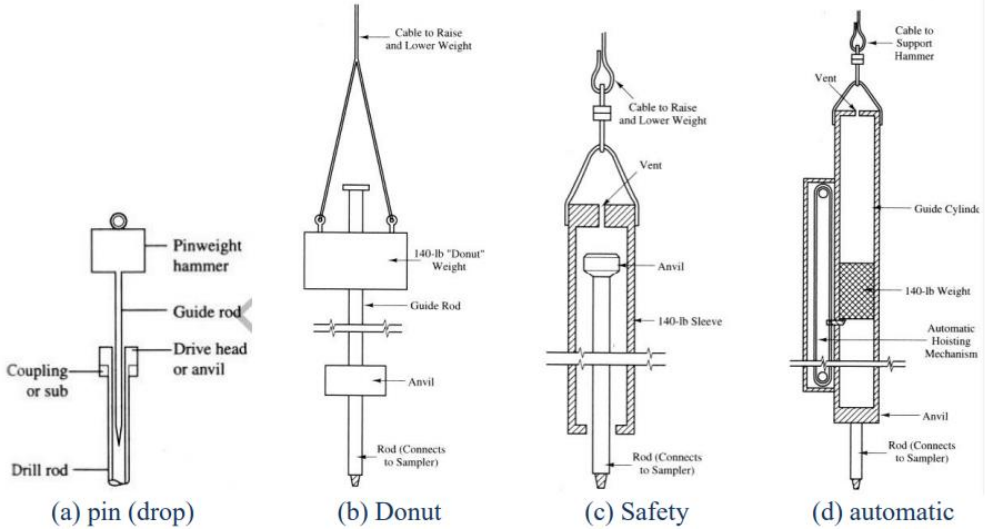
1. Προσδιορίζεται ο αριθμός των κρούσεων (N) για προχώρηση του ειδικού δειγματολήπτη Terzaghi (Σχήμα 3.5) με την πτώση αντίβαρου από συγκεκριμένο ύψος.

2. Ο αριθμός των κρούσεων για τη διείσδυση του δειγματολήπτη στο πρώτο τμήμα των 15cm δεν αξιολογείται καθώς θεωρείται ότι αφορά υλικό διαταραγμένο από τη διαδικασία διάτρησης, ή υλικά που έχουν καταπέσει από το ασωλήνωτο τμήμα της γεώτρησης.

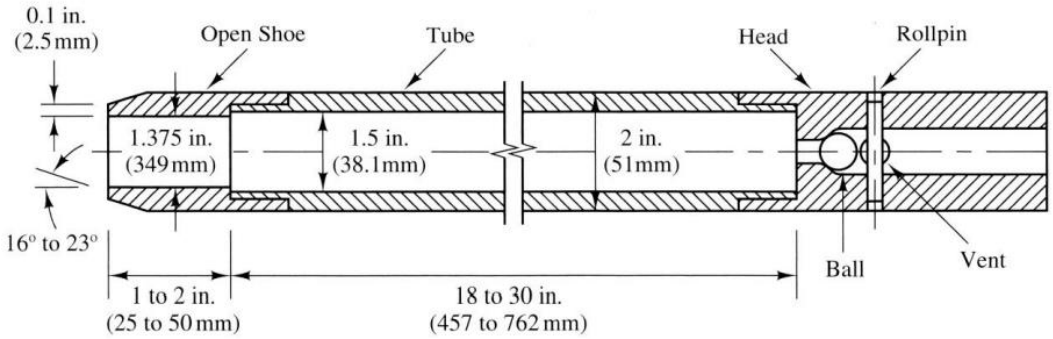
3. Ο χαρακτηρισμός των δειγμάτων και ο υπολογισμός των επιμέρους μηχανικών παραμέτρων γίνεται βάσει της προχώρησης στα δύο υπόλοιπα τμήματα των 15cm (σύνολο 30cm).



Σχήμα 3.3: Σχηματική απεικόνιση της διαδικασίας εκτέλεσης της δοκιμής πρότυπης διείσδυσης SPT (Coduto, 2001).



Σχήμα 3.4: Διάφοροι τύποι σφύρας που μπορεί να χρησιμοποιηθούν κατά τη δοκιμή (Coduto, 2001).



Σχήμα 3.5: Πρότυπος δειγματολήπτης Terzaghi (Coduto, 2001).

Από τη μακροχρόνια χρήση δεδομένων της δοκιμής SPT διαπιστώθηκε ότι στη διαδικασία υπεισέρχονται αρκετοί παράγοντες που προκαλούν σφάλματα στην εκτίμηση των παραμέτρων. Ο βασικότερος παράγοντας λάθους είναι η απομείωση της ενέργειας πρόσκρουσης του αντίβαρου λόγω των τριβών της διάταξης ή λόγω απειρίας - απροσεξίας του χειριστή.

Άλλοι παράγοντες που εισάγουν σφάλματα στα τελικά αποτελέσματα είναι το μεγάλο μήκος της στήλης, το βάρος των υπερκείμενων σχηματισμών, η διάμετρος της γεώτρησης

(Λουπασάκης, 2015).

Συνήθης τύπος, βάσει του οποίου διορθώνεται ο αριθμός κρούσεων N, λαμβάνοντας υπόψη το τύπο της σφύρας, διάμετρο και το βάθος της γεώτρησης είναι ο ακόλουθος (Skempton, 1986):

$$N_{60} = N \times \zeta \times \frac{ER}{60} \qquad [3.1]$$

όπου,

N ο επί τόπου αριθμός κρούσεων,

ζ ο συντελεστής διόρθωσης για το βάθος της δοκιμής και τη διάμετρο της γεώτρησης, σύμφωνα με τον Πίνακα 3.2, και

ER ο δείκτης ενέργειας, σύμφωνα με τον Πίνακα 3.3.

Πίνακας 3.2: Συντελεστής ζ για τη διόρθωση του N βάση αριθμού κρούσεων,βάθους δοκιμής και διαμέτρου της γεώτρησης (Skempton, 1986).

Rod length/depth (m)	*Borehole diameter (mm)*		
	65–115	*150*	*200*
3–4	0.75	0.79	0.86
4–6	0.85	0.89	0.98
6–10	0.95	1.00	1.09
>10	1.00	1.05	1.15

Πίνακας 3.3: Δείκτης Ενέργειας ER για τη διόρθωση του N (Skempton, 1986).

Country	*ER (%)*
UK	60
USA	45–55
China	55–60
Japan	65–78

Στην περίπτωση που η δοκιμή εκτελείται κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα, πραγματοποιείται μία επιπλέον διόρθωση που αφορά την επίδραση του νερού στη στήλη εκτέλεσης της δοκιμής. Η διορθωμένη τιμή προκύπτει από τη σχέση N_1 = 15 + % (N_{60} – 15), για N > 15, όπου N_{60} ο διορθωμένος συντελεστής με τη σχέση του Skempton (1986).

Για το υπό μελέτη έργο αξιολογήθηκαν δεδομένα από τις επί τόπου δοκιμές SPT που πραγματοποιήθηκαν στις γεωτρήσεις Π1, Κ1 και Κ2. Σκοπός είναι ο υπολογισμός των μηχανικών παραμέτρων των σχηματισμών βάσει των εμπειρικών συσχετίσεων που παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.4.

Στον Πίνακα 3.5. δίνεται το βάθος της δοκιμής, ο συνολικός αριθμός N των κρούσεων των βημάτων της κύριας έμπηξης που μετρήθηκαν κατά την διείσδυση του πρότυπου δειγματολήπτη SPT, καθώς και η αντίστοιχη περιγραφή του σχηματισμού. Τα αποτελέσματα αυτά απεικονίζονται και στην εδαφική τομή του σχήματος της προηγούμενης ενότητας.

Πίνακας 3.4: Συσχετίσεις προσδιορισμού μηχανικών χαρακτηριστικών βάσει αριθμού κρούσεων.

Γεωτεχνική Παράμετρος	**Συμβολισμός/ Μονάδες**	**Συσχέτιση**	**Πηγή**
Μέτρο Ελαστικότητας	E (MPa)	$E = 0.479 \times (N + 15)$	Webb, 1969
Εσωτερική Γωνία Τριβής	ϕ (°)	$\varphi = \sqrt{18 \times N_{70}} + 15$	Bowles, 1996
		$\varphi = \sqrt{20 \times N_{60}} + 20$	Hatanaka & Uchida, 1996
Αστράγγιστη Διατμητική Αντοχή	c_u (KPa)	$c_u = 6 \times N_{60}$	Terzaghi & Peck, 1967
Συνοχή	c (KPa)	$c = 0.1 \times c_u$	Danish Theory

Πίνακας 3.5: Αποτελέσματα SPT των γεωτρήσεων Π1, Κ1 και Κ2.

Γεώτρηση	Σχηματισμός	N_{spt}
Π1	Κορήματα Κλιτύων	50
	Εδαφοποιημένος Φυλλίτης	32
		50
		50
		50
	Εναλλαγές Φυλλιτών-Χαλαζιτών	50
Κ1	Υλικά Επιχώματος	12
		43
		26
	Κορήματα Κλιτύων	50
	Εδαφοποιημένος Φυλλίτης	15
		25
		36
		50
		50
		50
		50
Κ2	Υλικά Επιχώματος	11
		7
		18
	Κορήματα Κλιτύων	20
	Εδαφοποιημένος Φυλλίτης	19
		50
		37
		50

Για τον υπολογισμό των γεωτεχνικών παραμέτρων ακολουθήθηκε η εξής μεθοδολογία:

- Ο συντελεστής Ν διορθώθηκε με βάση τη σχέση του Skempton (1986) για συντελεστή απομείωσης 60 και 70 εκτιμήθηκαν οι παράμετροι $N_{(60)}$ και $N_{(70)}$, αντίστοιχα (Πίνακας 3.6).
- Στη συνέχεια προσδιορίστηκαν οι γεωτεχνικές παράμετροι (Πίνακας 3.7), βάσει των συσχετίσεων του Πίνακα 3.4.

Πίνακας 3.6. Αντιπροσωπευτικές τιμές N, $N_{(60)}$ και $N_{(70)}$ για κάθε γεωλογικό σχηματισμό.

Σχηματισμός	N_{spt}	Αντιπροσωπευτικός N	$N_{(60)}$	$N_{(70)}$
Υλικά Επιχώματος	12	20	16	14
	43			
	26			
	11			
	7			
	18			
Κορήματα Κλιτύων	50	40	33	29
	50			
	20			
Εδαφοποιημένος Φυλλίτης	32	41	34	29
	50			
	50			
	50			
	15			
	25			
	36			
	50			
	50			
	50			
	50			
	19			
	50			
	37			
	50			
Εναλλαγές Φυλλιτών-Χαλαζιτών	50	50	42	36

Πίνακας 3.7: Αποτελέσματα Υπολογισμού Γεωτεχνικών Παραμέτρων.

Σχηματισμός	Γεωτεχνικές Παράμετροι			
	Μέτρο Ελαστικότητας	Εσωτερική Γωνία Τριβής	Συνοχή	Αστράγγιστη Διατμητική Αντοχή
	E (Mpa)	ϕ (°)	c (KPa)	c_u (KPa)
Υλικά Επιχώματος	16.8	30.9-36.7	9.6	96
Κορήματα Κλιτύων	26.3	37.8-44.1	19.8	198
Εδαφοποιημένος Φυλλίτης	26.8	37.8-44.1	20.4	204
Εναλλαγές Φυλλιτών-Χαλαζιτών	31.1	40.5-46.8	25.2	252

3.2.3. Γεωτεχνική επισκόπηση και ταξινόμηση κατά GSI του βραχώδους σχηματισμού

Στα πλαίσια εκπόνησης της παρούσας εργασίας πραγματοποιήθηκε επισκόπηση της περιοχής του έργου. Κατά την επίσκεψη έγινε μακροσκοπική εκτίμηση του γεωλογικού δείκτη GSI για το σχηματισμό των Φυλλιτών-Χαλαζιτών που απαντάται στην περιοχή και εμφανίζεται κατακερματισμένος.

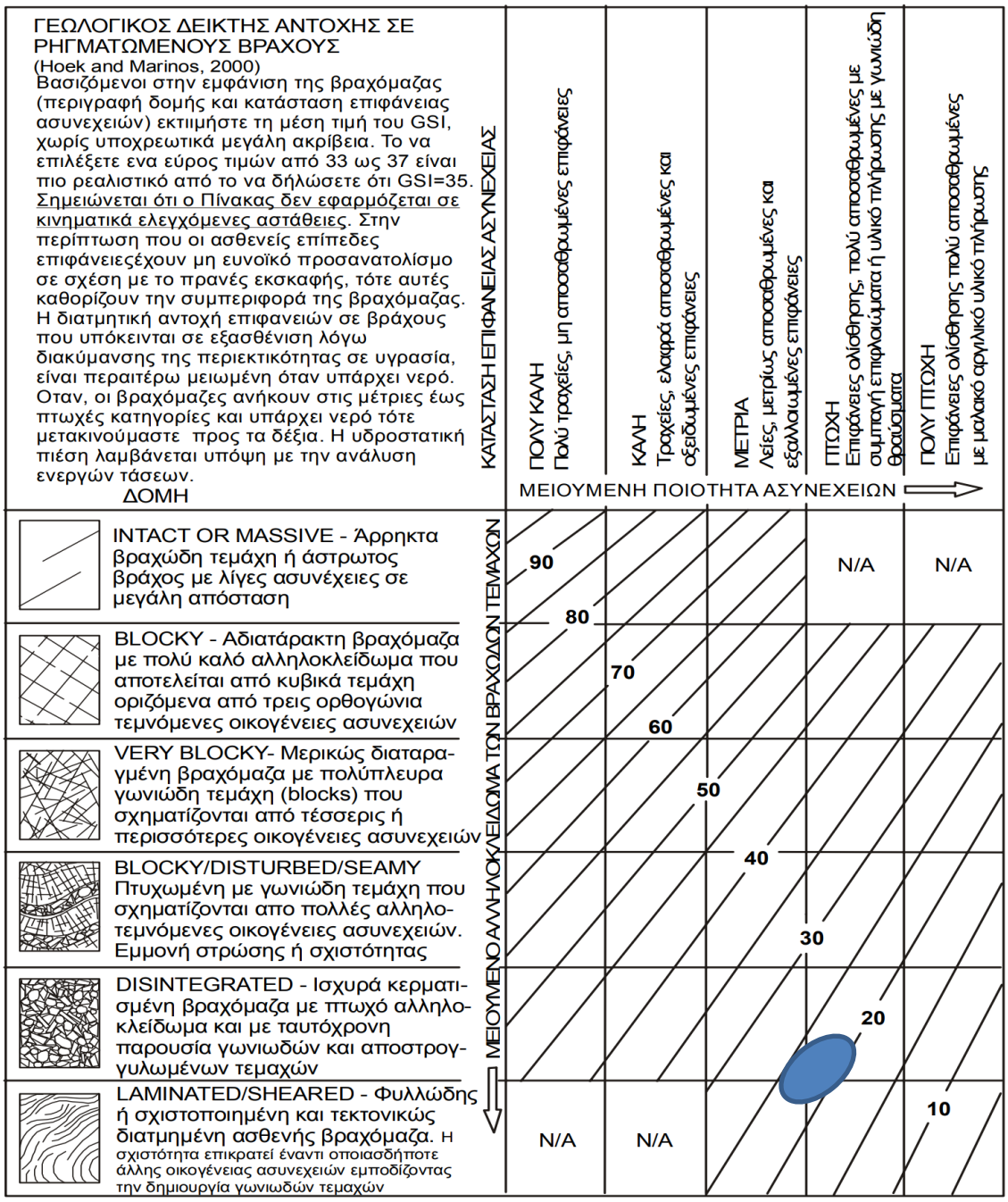
Οι γεωτεχνικές παράμετροι εκτιμήθηκαν μέσω του προγράμματος Roclab της εταιρείας Rocscience.Τα δεδομένα που εισήχθησαν στο λογισμικό παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.8.

Πίνακας 3.8: Τιμές μεταβλητών που εισήχθησαν στο πρόγραμμα Roclab για την εύρεση των γεωτεχνικών παραμέτρων.

Μονοαξονική Αντοχή σci	Σταθερά mi	GSI
40	7	20

Πιο συγκεκριμένα η μονοαξονική αντοχή του πετρώματος και η σταθερά m_i προσδιορίστηκαν με βάση τις βιβλιοθήκες του προγράμματος και βάση των ιδιοτήτων των υλικών.

Το GSI υπολογίστηκε με βάση το Σχήμα 3.6.

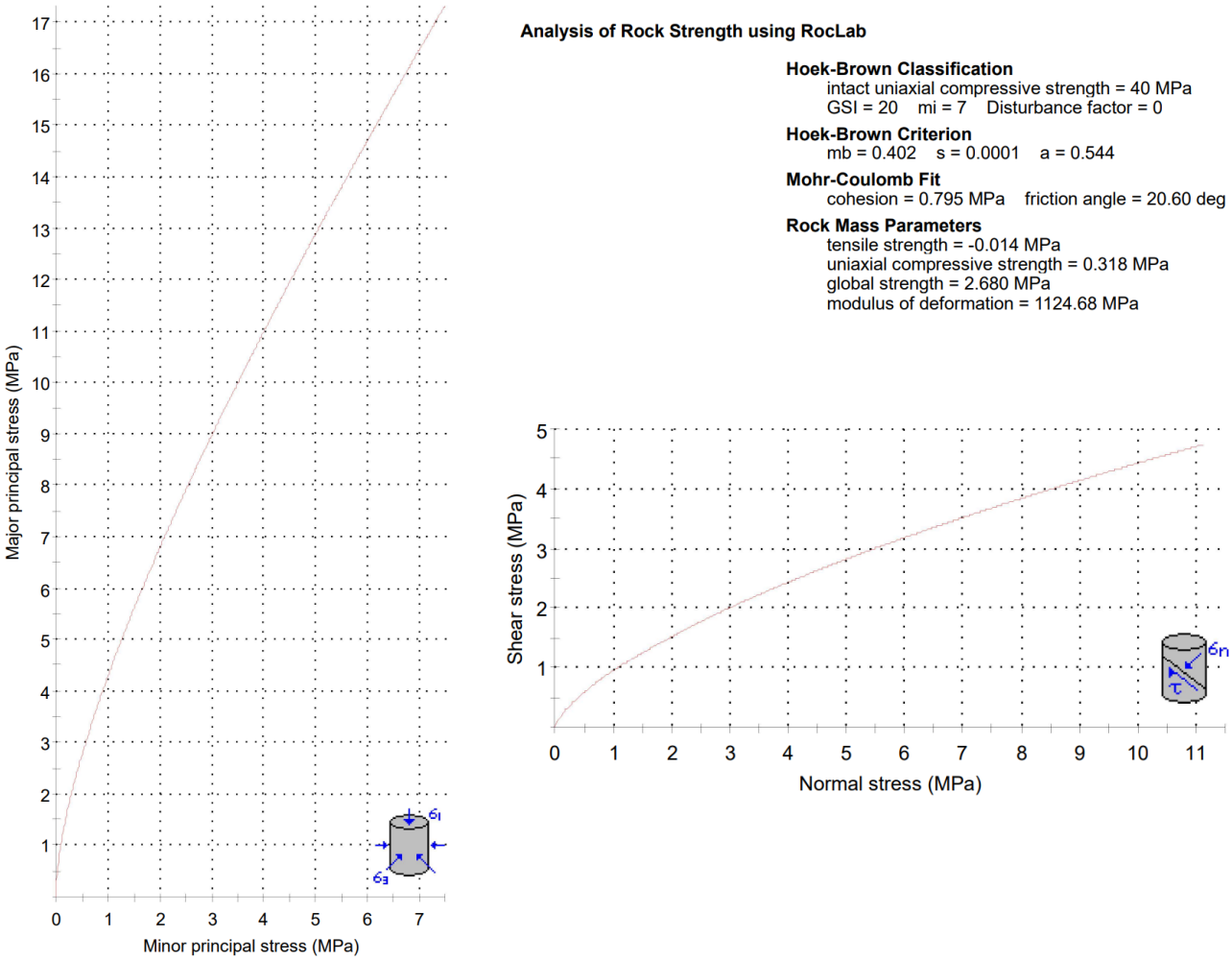


Σχήμα 3.6: Εύρος τιμών GSI για το σχηματισμό Φυλλιτών-Χαλαζιτών, σύμφωνα με το γράφημα του Μαρίνου (2004).

Από την ανάλυση και τη χρήση του λογισμικού Roclab της Rocscience υπολογίστηκαν οι ακόλουθες γεωτεχνικές παράμετροι για το σχηματισμό Φυλλιτών-Χαλαζιτών:

- Γωνία εσωτερικής τριβής ϕ = 20.60°
- Συνοχή c = 0.795 MPa
- Μέτρο Ελαστικότητας E = 1124.28 MPa

Το φύλλο αποτελεσμάτων παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.7.



Σχήμα 3.7: Υπολογισμός γεωτεχνικών παραμέτρων με το RocLab.

4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΟΥΣ

Η ευστάθεια του πρανούς διερευνήθηκε, μέσω του λογισμικού SLOPE/W, version 2008, της εταιρείας Geostudio, χρησιμοποιώντας την τροποποιημένη μέθοδο Bishop.

4.1. Καθορισμός μεθόδου επίλυσης

Αρχικά ορίσθηκαν οι παράμετροι ανάλυσης για την μελέτη της ευστάθειας με τις επιλογές του προγράμματος:

(KeyIn -> Analysis Setting s-> Method)

Στο παράθυρο διαλόγου «Analysis Settings» και στην επιλογή «Method» ορίζεται η μέθοδος επίλυσης που θα χρησιμοποιηθεί (Fellenius, Bishop, Morgenstern-Price, Spencer κ.ά.). Όπως έχει ήδη αναφερθεί, η μέθοδος που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση του υπό μελέτη προβλήματος είναι η τροποποιημένη μέθοδος Bishop.

Στον Πίνακα 4.1. φαίνονται οι διάφορες μέθοδοι επίλυσης, τα χαρακτηριστικά, αλλά και οι περιορισμοί.

Στη περίπτωση μελέτης το υλικό επιχώματος είναι εδαφικό και σχετικά ομοιογενές οπότε υποτέθηκε αστοχία με περιστροφική ολίσθηση και για αυτό και θεωρήθηκε η μέθοδος Bishop καταλληλότερη. Ένας βασικός περιορισμός της μεθόδου είναι ότι δεν λαμβάνει υπόψιν της τις οριζόντιες δυνάμεις όπως αναφέρεται στον Πίνακα 4.1.

Στην ανάλυση εισάγεται το μέγεθος των ακτίνων και η περιοχή των κέντρων περιστροφής των πιθανών κυκλικών επιφανειών ολίσθησης του εξεταζόμενου πρανούς. Όπως προαναφέρθηκε επιλέχθηκαν κυκλικές επιφάνειες ολίσθησης, τα κέντρα των οποίων βρίσκονται σε κάνναβο και οι ακτίνες τους ορίζονται επίσης από κάνναβο εφαπτόμενων στους κύκλους.

Λόγω της σπουδαιότητας της πίεσης του νερού των πόρων στην ευστάθεια, το πρόγραμμα ορίζει την πίεση πόρων με διάφορους τρόπους, όπως είναι ο ορισμός της

πίεσης πόρων συναρτήσει της πιεζομετρικής γραμμής, σε διακριτά σημεία με τη βοήθεια ενός καννάβου, ή με ισοκαμπύλες πίεσης που εισάγονται από τον ίδιο τον χρήστη κ.ά.

Πίνακας 4.1: Χαρακτηριστικά και περιορισμοί των διάφορων μεθόδων ανάλυσης ευστάθειας πρανών (Duncan and Wright,1980).

Method	Features and Limitation
Slope Stability Charts (Janbu, 1968, Duncan *et al*, 1987)	- Accurate enough for many purposes. - Faster than detailed computer analysis.
Ordinary Method of Slices (Fellenius, 1927)	- Only for circular slip surfaces. - Satisfies moment equilibrium. - Does not satisfy horizontal or vertical force equilibrium.
Bishop's Modified Method (Bishop, 1955)	- Only for circular slip surfaces. - Satisfies moment equilibrium. - Satisfies vertical force equilibrium. - Does not satisfy horizontal force equilibrium.
Force Equilibrium Methods (e.g. Lowe and Karafiath, 1960, Army Corps of Engineers, 1970)	- Any shape of slip surfaces. - Does not satisfy moment equilibrium. - Satisfies both vertical and horizontal force equilibrium.
Janbu's Generalized Procedure of Slices (Janbu, 1968)	- Any shape of slip surfaces. - Satisfies all conditions of equilibrium. - Permit side force locations to be varied. - More frequent numerical problems than some other methods.
Morgenstern and Price's Method (Morgenstern and Price, 1965)	- Any shape of slip surfaces. - Satisfies all conditions of equilibrium. - Permit side force orientations to be varied.
Spencer's Method (Spencer, 1967)	- Any shape of slip surfaces. - Satisfies all conditions of equilibrium. - Side forces are assumed to be parallel.

4.2. Σχεδιασμός γεωμετρίας

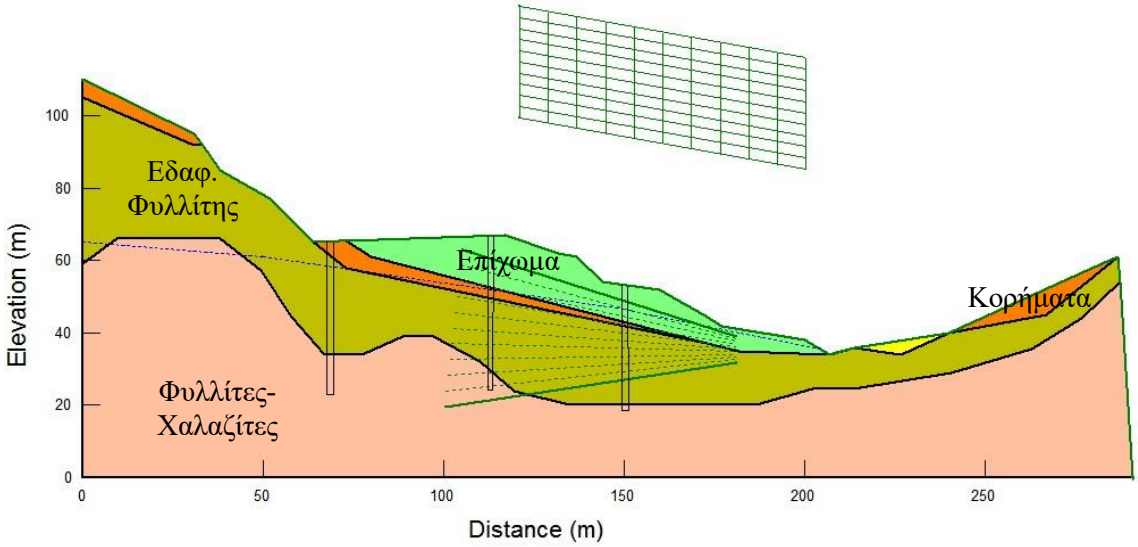
Ο σχεδιασμός του μοντέλου έγινε με βάση τις συντεταγμένες που δίνονται από την τομή του πρανούς (Σχήμα 4.1).

Σχήμα 4.1: Τομή πρανούς στη θέση της αστοχίας (Μπαλτζόγλου κ.ά., 2019).

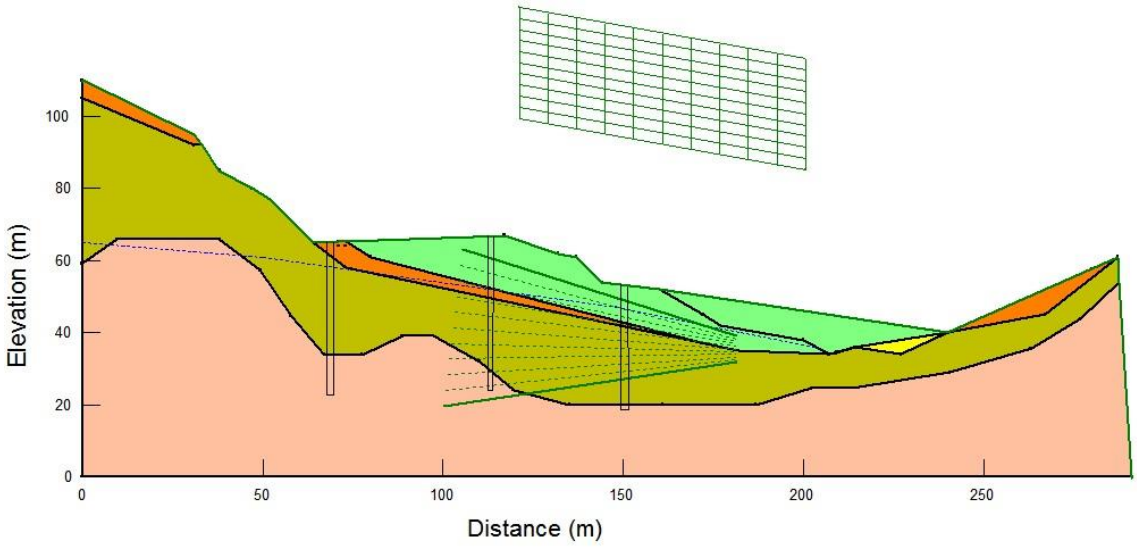
Μετά την εισαγωγή των ιδιοτήτων των υλικών της περιοχής σχεδιάστηκε η πιεζομετρική γραμμή του υδροφόρου ορίζοντα της περιοχής.

Ο σχεδιασμός βασίζεται σε μετρήσεις που έγιναν στην περιοχή μελέτης και αναφέρονται από τους Μπαλτζόγλου κ.ά. (2019).

Στα Σχήματα 4.2 και 4.3 παρουσιάζεται η πιεζομετρική γραμμή του υδροφόρου ορίζοντα της περιοχής.



Σχήμα 4.2: Σχεδίαση A Slope/W



Σχήμα 4.3: Σχεδίαση B Slope/W

4.3. Γεωτεχνικές παράμετροι

Στον Πίνακα 4.2 δίνονται οι γεωτεχνικές παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις. Οι παράμετροι αυτοί έχουν προσδιοριστεί από τα αποτελέσματα των δοκιμών πρότυπης διείσδυσης μέσω εμπειρικών συσχετίσεων, όπως παρουσιάστηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο.

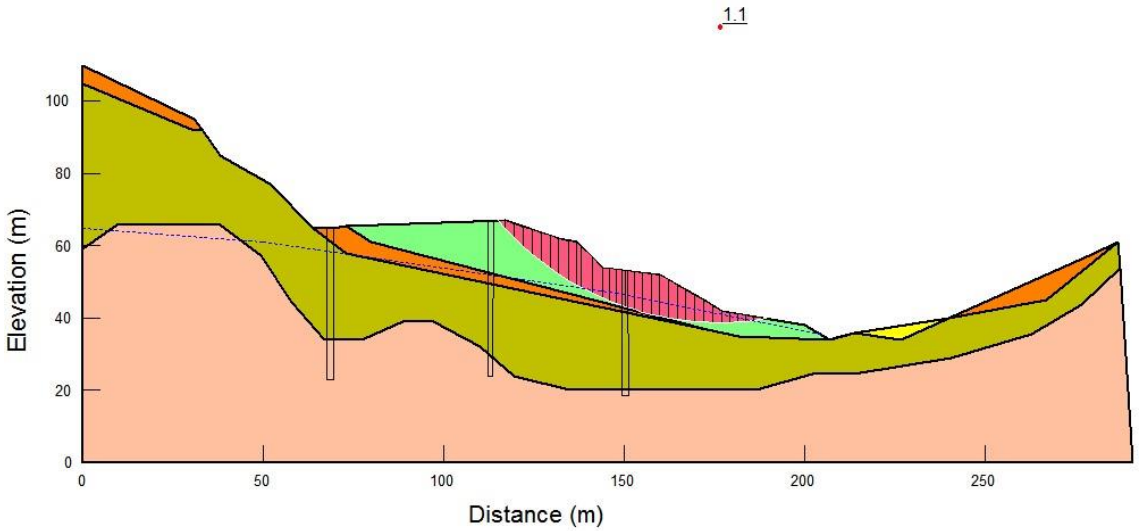
Πίνακας 4.2: Παράμετροι Γεωτεχνικών Στρωμάτων.

Σχηματισμός	**Γεωτεχνικές Παράμετροι**	
	Γωνία Εσωτερικής Τριβής	**Συνοχή**
	φ (°)	**c (κPa)**
Υλικά Επιχώματος	30.9	9.6
Αποθέσεις κοιλάδας / Υλικά Αναβαθμών	25.0	5.0
Κορήματα Κλιτύων	37.8	19.8
Εδαφοποιημένος Φυλλίτης	37.8	20.4
Εναλλαγές Φυλλιτών - Χαλαζιτών	40.5	25.2

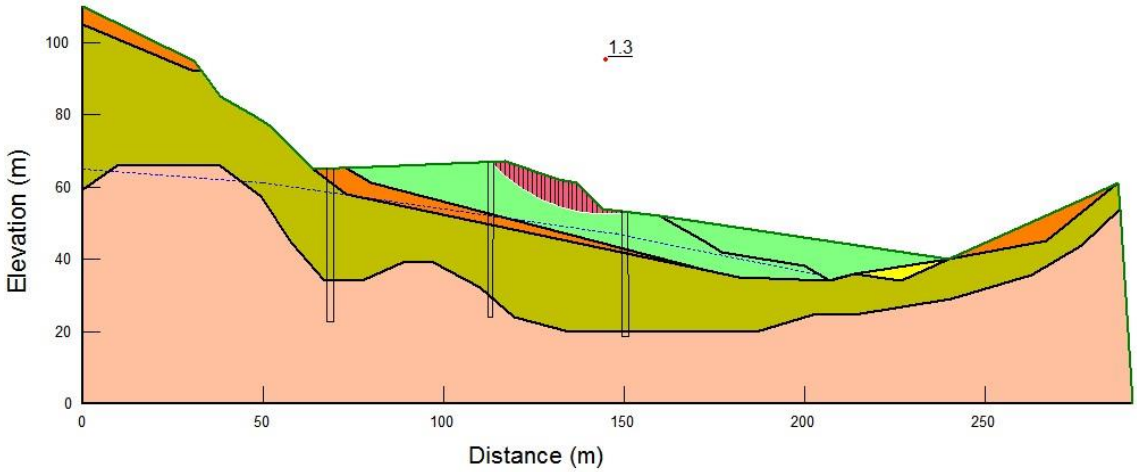
4.5. Επίλυση – Αποτελέσματα

Στην πρώτη ανάλυση με βάση τις συνθήκες που θεωρήθηκε ότι επικρατούν στο Σχήμα 4.2 ο συντελεστής ασφαλείας (FS) βρέθηκε ίσος με 1.1 (Σχήμα 4.4).

Εν συνεχεία πραγματοποιήθηκε σχεδιασμός νέου επιχώματος (Σχήμα 4.3) κατάντη του υφιστάμενου πρανούς που θα λειτουργήσει ως αντίβαρο στη κίνηση των υλικών έδρασης, κάτι που οδήγησε σε συντελεστή ασφάλειας ίσο με 1.3 (Σχήμα 4.5).



Σχήμα 4.4: Ανάλυση A Slope/W



Σχήμα 4.5: Ανάλυση B Slope/W

5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ – ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

Από τις αναλύσεις που έγιναν προκύπτει ότι ο συντελεστής ασφάλειας είναι ίσος με 1.1 με βάση τη θεωρούμενη πιεζομετρική επιφάνεια. Παραμετρικές αναλύσεις που έγιναν μεταβάλλοντας την πίεση των πόρων ανέδειξαν τη σημασία της πιεζομετρικής επιφάνειας στην ευστάθεια του πρανούς.

Με την τοποθέτηση επιχώματος προέκυψε σημαντικά μεγαλύτερος συντελεστής ασφαλείας (FS = 1.3). Ως εκ τούτου προτείνεται η κατασκευή επιχώματος κατάντη του υφιστάμενου πρανούς που θα λειτουργήσει ως αντίβαρο στη κίνηση των υλικών έδρασης.

Για την προστασία του έργου προτείνονται επίσης η κατασκευή επιφανειακών αποστραγγιστικών τάφρων για την προστασία του επιχώματος από τα επιφανειακά νερά: θα πρέπει να κατασκευαστούν με κατάλληλες κλίσεις ώστε να απομακρύνουν τα νερά προς το παρακείμενο ρέμα της περιοχής.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Ελληνικές αναφορές

- Αλαμανής, Ν. (2017). Επίδραση της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους στις μόνιμες σεισμικές μετατοπίσεις οδικών πρανών. Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος.

- Γεωργιάδης, Γ. (2003). Τα ορυκτά στη ζωή μας, Χρηστικότητα, περιβάλλον, προβλήματα. Λιβάνης, Αθήνα.

- ΙΓΜΕ (1970). Γεωλογικός Χάρτης Ελλάδος, Φύλλο Καστέλι. Κλίμακα 1:50.000, Χαρτογράφηση Ε. Καραγεωργίου.

- Κούκης Γ., Σαμπατακάκης Ν. (2007). Γεωλογία Τεχνικών Έργων, Εκδόσεις Παπασωτηρίου, Αθήνα.

- Λουπασάκης Κ. (2015), “Τεχνική Γεωλογία ΙΙ-Σημειώσεις Μαθήματος”, Έκδοση Ε.Μ.Πολυτεχνείου. Διαθέσιμο στο: https://docplayer.gr/36019618-Eisagogi-akadimaiko-etos-simeioseis-dialexeon-mathimatos-tehniki-geologia-ii-loypasakis-konstantinos-epik.html

- Μαρίνος, Β., Μαρίνος, Π., Hoek, E. (2004). "Γεωλογικός δείκτης αντοχής GSI. Εφαρμογή, συστάσεις, περιορισμοί και πεδία μεταβολών ανάλογα με τον τύπο του πετρώματος". Πρακτικά 10ου Διεθνούς Συνεδρίου της Ελληνικής Γεωλογικής Εταιρείας.

- Μαρίνος, Β. (2011). Διαφάνειες διαλέξεων στο διαδίκτυο γεωλογικές και περιβαλλοντικές μελέτες τεχνικών έργων. Διαθέσιμο στο:https://docplayer.gr/9999625-Tehniki-geologia-3o-mathima-tehniki-geologia-edafoys-didaskontes-v-hristaras-kathigitis-v-marinos-lektoras.html

- Μπαλτζόγλου Α., Πλύτας Κ., Χλιμίντζας Γ, Νασούλης Δ., Ευαγγελινάρα Π., Μασαούτη

Δ.(2019), Κατολίσθηση στην Περιοχή Μαυρομούστακο Χανίων-Αίτια και τρόποι αντιμετώπισης, 8ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής Μηχανικής, Αθήνα

- Μπίρος Δ., (2014). Τεχνικογεωλογική αξιολόγηση γνευσιακών βραχόμαζων στην ευστάθεια τεχνητών πρανών οδοποιίας. Τύποι βραχόμαζας – μηχανισμοί αστοχίας – αναλύσεις ευστάθειας, Μεταπτυχιακή Διατριβή Ειδίκευσης, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης.

- Νομικός, Π. (2015). *Εισαγωγή στη μηχανική των πετρωμάτων*. [ηλεκτρ. βιβλ.] Αθήνα:Σύνδεσμος Ελληνικών Ακαδημαϊκών Βιβλιοθηκών. κεφ 11. Διαθέσιμο στο: http://hdl.handle.net/11419/3994

- Παπαδοπούλου Κ., (2021). Σημειώσεις μαθήματος Θεμελιώσεων, Καθιζήσεις μη συνεκτικών εδαφών, Πανεπιστήμιο Δυτικής Αττικής

- Στειακάκης, Ε. (2019). *Σημειώσεις Τεχνικής Γεωλογίας - Εδαφομηχανικής*. Πολυτεχνείο Κρήτης.

Διεθνείς αναφορές

- Barton, N., Lien, R. and Lunde, J. (1974). Engineering classification of Rock Masses for the design of tunnel support, Rock Mechanics Vol 6, pp. 189-236

- Bieniawski, Z.T. (1979). The geomechanics classification in rock engineering applications, Proc. 4th Congress Int. Soc. of Rock Mechanics, Montreux, Vol 2

- Bieniawski, Z.T. (1989). "Engineering rock mass classifications", New York, John Wiley Deere (1964), Rock Quality Designation

- Coduto, D.P. (2001) Foundation Design: Principle and Practices. 2nd Edition, Prentice Hall, Upper Saddle River.

- Duncan and Wright (1980), The Accuracy of Equilibrium Methods of Slope Stability Analysis. Engineering Geology, Volume 16, Issues 1–2, Elsevier Scientific Publishing

Company, Amsterdam.

- Hoek, E. and Bray, J.W. (1981). *Rock Slope Engineering*. Revised 3rd Edition, The Institution of Mining and Metallurgy, London, 341-351.

- Hoek, E., Marinos, P., Benissi, M. (1998). "Applicability of the geological strength index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation", Bull Eng. Geol. Env., Vol. 57

- Hoek and Marinos (2000). The Geological Strength Index (GSI): A characterization tool for assessing engineering properties of rock masses, DOI: 10.1201/NOE0415450287. ch2.

- Md Manzur Rahman (2020) Foundation Design using Standard Penetration Test (SPT) N-value , DOI: 10.13140/RG.2.2.23159.73123

- Serafim, J.L. and Pereira, J.P. (1983). Considerations on the Geomechanical Classification of Bieniawski. Proceedings of International Symposium on Engineering Geology and Underground Openings, Lisbon, Portugal.

- A.W. Skempton (1986), Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging and Overconsolidation, Geotechnique, Volume 36 Issue 3, pp. 425-447

- Trunk, U. and Honisch, K. (1990). Klassifizierungssysteme fur den untertagebau – analyse und erfahrungen. Felsbau, 8, 1, pp. 9-16.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

Πανοραμική άποψη περιοχής κατολίσθησης Μαυρομούστακο

Περιοχή Ενδιαφέροντος-Γεωλογικοί Σχηματισμοί άποψη από Νότια

Σχηματισμός Φυλλιτών-Χαλαζιτών

Σχηματισμός Φυλλιτών-Χαλαζιτών

Σχηματισμός Ασβεστολίθου