

**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**  
**Δ.Π.Μ.Σ.: «ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ»**  
**ΣΧΟΛΕΣ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΜΕΤΑΛΛΕΙΩΝ – ΜΕΤΑΛΛΟΥΡΓΩΝ | ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**



**ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**«Αριθμητικές αναλύσεις συμπεριφοράς θόλου σε ορθογωνικό υπόγειο άνοιγμα  
με δυο κάθετα συστήματα ασυνεχειών»**

**ΜΠΑΡΛΙΑΚΟΣ ΕΥΘΥΜΙΟΣ**

**ΔΙΠΛΩΜΑΤΟΥΧΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ ΟΡΥΚΤΩΝ ΠΟΡΩΝ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟΥ ΚΡΗΤΗΣ**

**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΑΛΕΞΑΝΔΡΟΣ ΣΟΦΙΑΝΟΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.**

**ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2016**

**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**  
**Δ.Π.Μ.Σ.: «ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ»**  
**ΣΧΟΛΕΣ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΜΕΤΑΛΛΕΙΩΝ – ΜΕΤΑΛΛΟΥΡΓΩΝ | ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**



**ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**«Αριθμητικές αναλύσεις συμπεριφοράς θόλου σε ορθογωνικό υπόγειο άνοιγμα  
με δυο κάθετα συστήματα ασυνεχειών»**

**ΜΠΑΡΛΙΑΚΟΣ ΕΥΘΥΜΙΟΣ**

**ΔΙΠΛΩΜΑΤΟΥΧΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ ΟΡΥΚΤΩΝ ΠΟΡΩΝ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟΥ ΚΡΗΤΗΣ**

**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΑΛΕΞΑΝΔΡΟΣ ΣΟΦΙΑΝΟΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ**

**Εγκρίθηκε από την τριμελή επιτροπή στις .../.../...**

**Αλέξανδρος Σοφιανός, Καθηγητής ΕΜΠ**

**(Υπογραφή)**

**Πάυλος Νομικός, Επίκουρος Καθηγητής ΕΜΠ**

**(Υπογραφή)**

**Κωνσταντίνος Λουπασάκης, Επίκουρος Καθηγητής ΕΜΠ**

**(Υπογραφή)**

**ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2016**

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ .....	3
ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΕΙΚΟΝΩΝ .....	5
ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΠΙΝΑΚΩΝ .....	7
ΠΡΟΛΟΓΟΣ .....	8
ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	9
1 Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή – Βιβλιογραφική αναδρομή.....	10
1.1 Ευστάθεια οροφής σε υπόγειο άνοιγμα .....	10
1.2 Τόξο Voussoir .....	16
1.3 Δοκός Voussoir .....	19
1.4 Μορφές αστοχίας της ρωγματωμένης δοκού .....	25
1.4.1 Μηχανική αστάθεια της δοκού .....	26
1.4.2 Σύνθλιψη του πετρώματος της δοκού λόγω υπέρβασης της θλιπτικής του αντοχής.....	26
1.4.3 Διατμητική ολίσθηση σε επίπεδο ασυνέχειας.....	27
1.4.4 Διαγώνια ρωγμάτωση.....	27
1.5 Θεωρία παραβολικής καμπύλης πιέσεων .....	27
1.5.1 Αναλυτική επίλυση στην ελαστική περιοχή .....	27
1.5.2 Μηχανική αστάθεια και αστοχία λόγω κάμψης .....	31
2 Κεφάλαιο 2: Μεθοδολογία προσομοίωσης με πεπερασμένα στοιχεία .....	32
2.1 Γενικά .....	32
2.2 Γενικές πληροφορίες για τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων.....	33
2.2.1 Το προσομοίωμα .....	34
2.2.2 Αποτελέσματα βασικού μοντέλου .....	35
3 Κεφάλαιο 3: Αποτελέσματα των αναλύσεων.....	38
3.1 Η επίδραση της γωνίας τριβής των ασυνεχειών .....	38

3.2	Η επίδραση του συντελεστή οριζόντιων γεωστατικών τάσεων.....	40
3.3	Η επίδραση του βάθους εκσκαφής .....	42
3.4	Η επίδραση της κλίσης του στρώματος.....	44
4	Κεφάλαιο 4: Συμπεράσματα.....	49
	Βιβλιογραφία .....	51

## ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΕΙΚΟΝΩΝ

Εικόνα 1-1: Σήραγγα Καλυδώνας. Υπερεκσκαφή λόγω αποχωρισμού οριζόντιας διάστρωσης του Ιόνιου φλύσχη Yiouta, et al. (2011).....	10
Εικόνα 1-2: Τόξο θλιπτικών τάσεων (L. He and Q.B.Zhang, 2015).....	12
Εικόνα 1-3: Συνέπειες της ολίσθησης και του διαχωρισμού, στη διεπιφάνεια των στρώσεων, στη μηχανική συμπεριφορά του περιβάλλοντος πετρώματος (Σοφιανός, 2010). .....	13
Εικόνα 1-4: Φυσικό ομοίωμα παρατήρησης της διαδικασίας αστοχίας στρωσιγενούς οροφής (Goodman, 1980). .....	13
Εικόνα 1-5: Ζώνη χαλάρωσης γύρω από υπόγεια εκσκαφή. ....	14
Εικόνα 1-6: Κάτοψη και τομή περιοχής κατάπτωσης σε βωξιτικό μεταλλείο (Σοφιανός Α.Ι. και Καπένης Α.Π.).....	16
Εικόνα 1-7: Τόξο Voussoir (O'Dwyer, 1998). ....	17
Εικόνα 1-8: Αστοχία τόξου voussoir με μηχανική αστάθεια του φορέα του (O'Dwyer, 1998). ....	17
Εικόνα 1-9: Εντατική κατάσταση στη διεπιφάνεια των τεμαχίων voussoir (O'Dwyer, 1998). ....	18
Εικόνα 1-10: Καμπύλη πιέσεων στο τόξο voussoir με κατασκευή σχοινοπολυγώνου (Koocharian, 1952). ....	19
Εικόνα 1-11: Τόξο Voussoir με χαμηλή κάλυψη υπερκειμένων (Evans 1941).....	20
Εικόνα 1-12: Οι πλευρές των τεμαχίων είναι κατακόρυφες (Evans 1941). ....	20
Εικόνα 1-13: Δοκός που εμπεριέχει το τόξο (Evans 1941). ....	21
Εικόνα 1-14: Ελαστική δοκός στηριζόμενη (α) σε πακτωμένα άκρα και (β) με απλή έδραση (Σοφιανός Α.Ι. και Καπένης Α.Π.). ....	22
Εικόνα 1-15: Φυσικά μοντέλα στρωσιγενούς οροφής υπόγειου ανοίγματος. (α) κάμψη της κατώτερης δοκού της αμέσου οροφής, (β) θραύση της δοκού στις στηρίξεις και στο μέσο της (Goodman, 1989). ....	24
Εικόνα 1-16: Πιθανές μορφές αστοχίας της δοκού voussoir: (α) μηχανική αστάθεια της δοκού, (β) σύνθλιψη του πετρώματος στο μέσο και στις στηρίξεις της δοκού, (γ) ολίσθηση στις στηρίξεις (δ) διαγώνια ρωγμάτωση. (Diderichs και Kaiser, 1999). ....	25

Εικόνα 1-17: Θεωρητικό ομοίωμα παραμόρφωσης της δοκού voussoir με ασυνέχειες στα άκρα και στις στηρίξεις (Sofianos, 1996, Sofianos et al, 1998). .....	28
Εικόνα 2-1: Προσομοίωση υπόγειου ορθογωνικού ανοίγματος .....	35
Εικόνα 2-2: Υπολογισμός ύψους θόλου .....	36
Εικόνα 2-3: Κατακόρυφη μετατόπιση στο μέσον της οροφής.....	36
Εικόνα 2-4: Ορθές τάσεις στα κάτω άκρα και στο άνω μέσω της πρώτης στρώσης στην οροφή.....	36
Εικόνα 2-5: Τοξα θλιπτικών τάσεων μέσα στις δοκούς voussoir .....	37
Εικόνα 3-1: Υπολογισμός ύψους θόλου στην περίπτωση a3 με $\phi=20^\circ$ .....	39
Εικόνα 3-2: Δοκοί voussoir στην οροφή του ανοίγματος με ισοϋψείς σχ και τα γραφήματα δείχνου τις ορθές κύριες τάσεις. (Περίπτωση a3 με $\phi=20^\circ$ ).....	39
Εικόνα 3-3: Υπολογισμός ύψους θόλου περίπτωσης b3 με $K_o=0.7$ .....	41
Εικόνα 3-4: Υπολογισμός ύψους θόλου περίπτωση b6 με $K_o=2$ .....	41
Εικόνα 3-5: Αύξηση των οριζόντιων τάσεων λόγω αύξησης συντελεστή οριζόντιων γεωστατικών τάσεων για $K_o= 0.5$ .....	42
Εικόνα 3-6: Αύξηση των οριζόντιων τάσεων λόγω αύξησης συντελεστή οριζόντιων γεωστατικών τάσεων για $K_o= 2$ .....	42
Εικόνα 3-7: Υπολογισμός ύψους θόλου περίπτωσης c3 με $H= 150m$ .....	44
Εικόνα 3-8 Υπολογισμός ύψους θόλου περίπτωσης d2 με $a=20^\circ$ .....	46
Εικόνα 3-9: Δημιουργία θόλου παράλληλα στις στρώσεις στην περίπτωση d6 με $a= 60^\circ$ .....	46
Εικόνα 3-10: Θλιπτικές τάσεις μέσα στη δοκό voussoir της περίπτωσης d2 με $a= 20^\circ$ .....	47
Εικόνα 3-11: Περίπτωση d6 με $a= 60^\circ$ εμφάνιση θόλου αλλά όχι δοκών voussoir ....	47
Εικόνα 3-12: Περίπτωση d7 με $a= 70^\circ$ ολίσθηση της βραχομάζα .....	48

## **ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΠΙΝΑΚΩΝ**

Πίνακας 3-1: 5 περιπτώσεις γωνίας τριβής ασυνεχειών.....	38
Πίνακας 3-2: Τα αποτελέσματα των αναλύσεων της σειράς 1 .....	38
Πίνακας 3-3: 6 περιπτώσεις συντελεστή οριζόντιων γεωστατικών τάσεων.....	40
Πίνακας 3-4: Τα αποτελέσματα των αναλύσεων της σειράς 2.....	40
Πίνακας 3-5: 4 περιπτώσεις βάθους εκσκαφής .....	43
Πίνακας 3-6: Τα αποτελέσματα των αναλύσεων της σειράς 3 .....	43
Πίνακας 3-7: Εννέα περιπτώσεις αλλαγής κλίσης στρωμάτων.....	44
Πίνακας 3-8: Τα αποτελέσματα των αναλύσεων της σειράς 3 .....	45

## **ΠΡΟΛΟΓΟΣ**

Η παρούσα μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια του Διατμηματικού Προγράμματος Μεταπτυχιακών Σπουδών << Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπογείων Έργων >> του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου με συμμετέχουσες σχολές τη Σχολή Μηχανικών Μεταλλείων – Μεταλλουργών και τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους όσους συνέβαλαν με τη βοήθεια τους στην πραγματοποίηση αυτής της εργασίας και ιδιαίτερα:

Τον επιβλέποντα Καθηγητή κ. Σοφιανό Αλέξανδρο για την ανάθεση του θέματος και για την επίτευξη μιας πολύ καλής συνεργασίας.

Την Υποψήφια Διδάκτωρ κα. Γιούτα – Μήτρα Παρασκευή για την πολύτιμη βοήθεια της καθ' όλη τη διάρκεια της εργασίας.

Τον Επίκουρο Καθηγητή κ. Νομικό Παύλο για την συμμετοχή του στην εξεταστική επιτροπή και την αξιολόγηση της εργασίας.

Τον Επίκουρο Καθηγητή κ. Λουπασάκη Κωνσταντίνο για την συμμετοχή του στην εξεταστική επιτροπή και την αξιολόγηση της εργασίας.

Τέλος το πιο μεγάλο ευχαριστώ το οφείλω στους γονείς μου για τη συνεχή στήριξη και υπομονή τους.



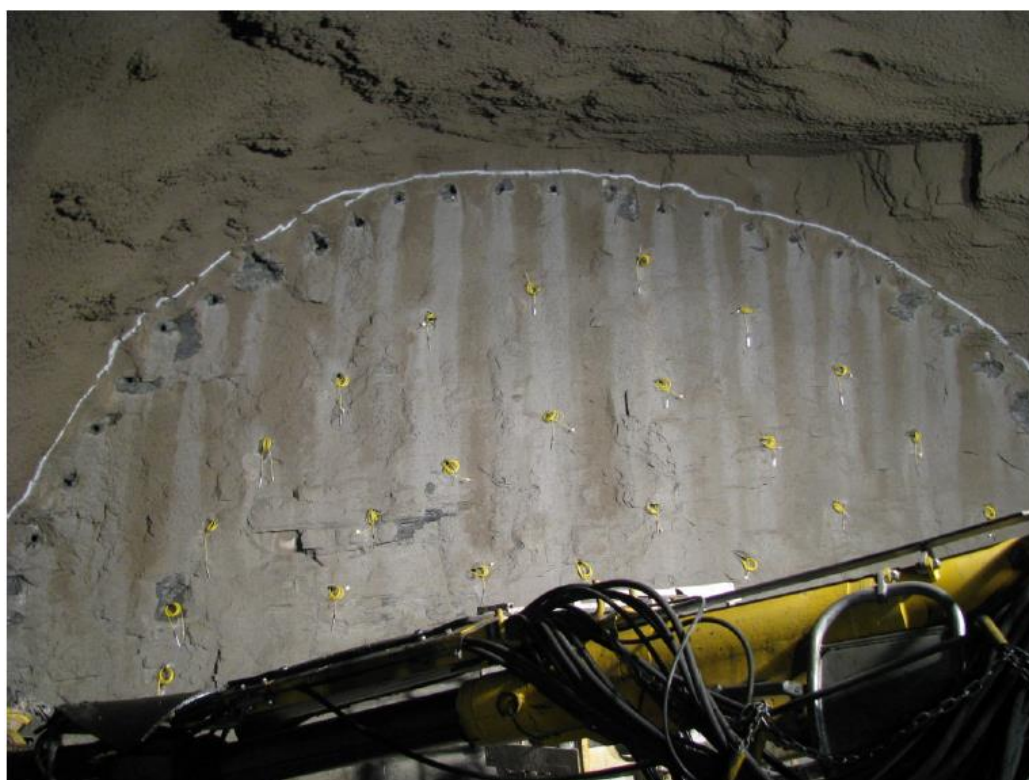
## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία ασχολείται με τη σε βραχομάζα με δύο κάθετες όμοιες οικογένειες ασυνεχειών. Η παρουσία των 2 οικογενειών ασυνεχειών στη δομή του άρρηκτου βράχου έχει ως αποτέλεσμα όλες οι στρώσεις που βρίσκονται στη ζώνη χαλάρωσης κάτω από το θόλο να παραπέμπουν σε δοκούς voussoir. Για την μελέτη του φαινομένου συγκεντρώθηκαν βιβλιογραφικά δεδομένα που αναφέρονται στο εν λόγω ζήτημα και πραγματοποιήθηκαν διδιάστατες παραμετρικές αναλύσεις με το πρόγραμμα Phase2 v.8 το οποίο χρησιμοποιεί την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Για την εξαγωγή αποτελεσμάτων, σε ένα ευρύ φάσμα, μεταβάλλονται ορισμένες παράμετροι. Συγκεκριμένα, διερευνάται, η επίδραση της γωνίας εσωτερικής τριβής των ασυνεχειών, του βάθους εκσκαφής, ο συντελεστής οριζόντιων γεωστατικών τάσεων και τέλος η κλίση των στρώσεων. Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων προκύπτει ότι οι ανωτέρω παράμετροι επηρεάζουν σημαντικά το ύψος σχηματισμού θόλου, τη συμπεριφορά την βραχομάζας καθώς και τα μεγέθη των κάθετων παραμορφώσεων στο μέσον της οροφή του ορθογωνικού ανοίγματος.

## Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή – Βιβλιογραφική αναδρομή

### 1.1 Ευστάθεια οροφής σε υπόγειο άνοιγμα

Οι υπόγειες διανοίξεις των τεχνικών έργων όπως και των προσπελάσεων των ορυχείων, κατασκευάζονται γενικά με θολωτές οροφές, όπως επιβάλλει η ροή των τάσεων μέσα σε αυτές. Εν τούτοις, η υπάρχουσα ανισοτροπία των στρωσιγενών πετρωμάτων δύναται να είναι αιτία για τη δημιουργία προβλημάτων αστάθειας, λόγω αποχωρισμού (Εικόνα 1-1) ή ολίσθησης στις διεπιφάνειες. Γενικά η ανάλυση της μηχανικής συμπεριφοράς των πετρωμάτων αυτών κατά τη διάνοιξή τους είναι δυνατόν να επιτευχθεί με την προσομοίωσή τους ως εγκάρσια ισότροπων ελαστικών μέσων με δυνατότητα αστοχίας στις διεπιφάνειες. Τα προσομοιώματα αυτά επιλύονται με τη βοήθεια ηλεκτρονικών υπολογιστών (Σοφιανός, 2014).



Εικόνα 1-1: Σήραγγα Καλυδώνας. Υπερεκσκαφή λόγω αποχωρισμού οριζόντιας διάστρωσης του Ιόνιου φλύσχη Yiouta, et al. (2011).

Η ευστάθεια της βραχώμαζας στις θεμελιώσεις, στις υπαίθριες και υπόγειες εκσκαφές εξαρτάται και καθορίζεται συχνά από την ύπαρξη και τον

προσανατολισμό των γεωλογικών ασυνεχειών (στρώση, σχιστότητα, διακλάσεις, ρήγματα), αφού η βραχώμαζα δε μπορεί να θεωρηθεί ως συνεχές μέσο, λόγω των ασυνεχειών της. Πρόκειται για μια μεγάλη κατηγορία βραχωδών σχηματισμών, εκείνων που η μηχανική τους συμπεριφορά ελέγχεται και καθορίζεται από τη στρώση τους, δημιουργώντας ένα υλικό εγκάρσια ισότροπο αρχικά και με συμπεριφορά μηχανισμού στη συνέχεια.

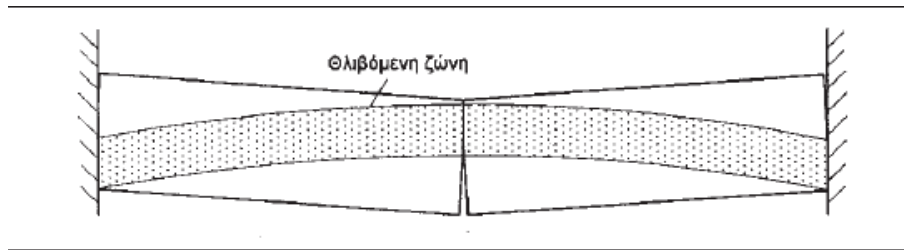
Παράλληλες γεωλογικές στρώσεις με δεσπόζουσα σημασία στη συμπεριφορά του πετρώματος συναντώνται συχνά σε διάφορα περιβάλλοντα των υπογείων εκσκαφών. Οι στρώσεις αυτές μπορεί να είναι το αποτέλεσμα ιζηματογενούς απόθεσης, διακλάσεων εφελκυσμού, υφής δημιουργημένης από διαδικασίες μεταμόρφωσης ή ροής λάβας, ή επαγόμενης θραύσης συμπαγούς πετρώματος σε θλίψη παράλληλα με την επιφάνεια της οροφής. Η στρωσιγενής αυτή δομή του πετρώματος αποτελεί κυρίαρχο παράγοντα, που ελέγχει την ασφάλεια των οροφών σε υπόγεια τεχνικά έργα, σε ανθρακωρυχεία και σε άλλα υπόγεια οριζόντια ή κεκλιμένα μέτωπα (Σοφιανός, 2010).

Οι στρώσεις αυτές σπάνια αποτελούν το μοναδικό σύστημα ασυνεχειών της βραχώμαζας. Συνήθως υπάρχουν και άλλα συστήματα ασυνεχειών που τις τέμνουν, με αποτέλεσμα να μειώνεται έως και να μηδενίζεται η ικανότητα του πετρώματος να λαμβάνει εφελκυστικές τάσεις σε διευθύνσεις παράλληλες με την επιφάνεια της οροφής. Εν τούτοις, εφόσον οι δευτερες ασυνέχειες τέμνουν κάθετα τις στρώσεις ή μερικές στρώσεις συγκρατούνται μεταξύ τους με κατάλληλο σπλισμό, δημιουργείται μια αψίδα θλιπτικών τάσεων μέσα στην οροφή που μεταφέρει τα φορτία στα εκατέρωθεν στηρίγματα.

Εξιδανικευμένος φορέας υπόγειας οροφής με συμπεριφορά χαμηλού θόλου φαίνεται στην Εικόνα 1-2.

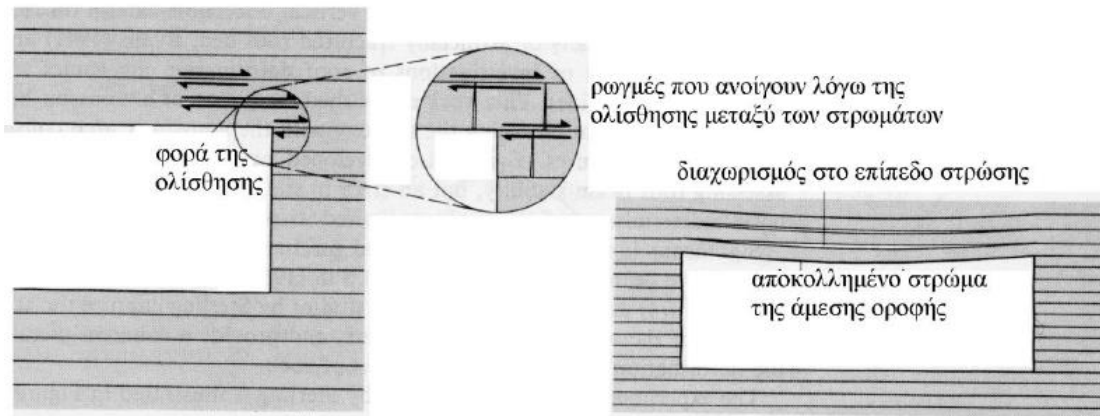
Σε τέτοιου είδους φορέα γίνεται η παραδοχή ότι είναι οριζόντιος, συμμετρικός και ότι στηρίζεται σε αμετακίνητα βάθρα. Θεωρείται ακόμη ότι δέχεται ομοιόμορφα κατανεμημένο κατακόρυφο φορτίο με την προϋπάρχουσα πλευρική πίεση να είναι μηδενική, ενώ λαμβάνεται υπόψη ότι εμπεριέχει δύστροπες εγγενείς ή επιγενόμενες κατακόρυφες ρωγμές μόνο στο μέσον και στα άκρα. Επιπλέον, για το

πέτρωμα των δύο δημιουργούμενων θολιτών γίνεται η θεώρηση ότι είναι ισότροπο, ομοιογενές και γραμμικώς ελαστικό με το λόγος του Poisson να λαμβάνεται ίσος με μηδέν.

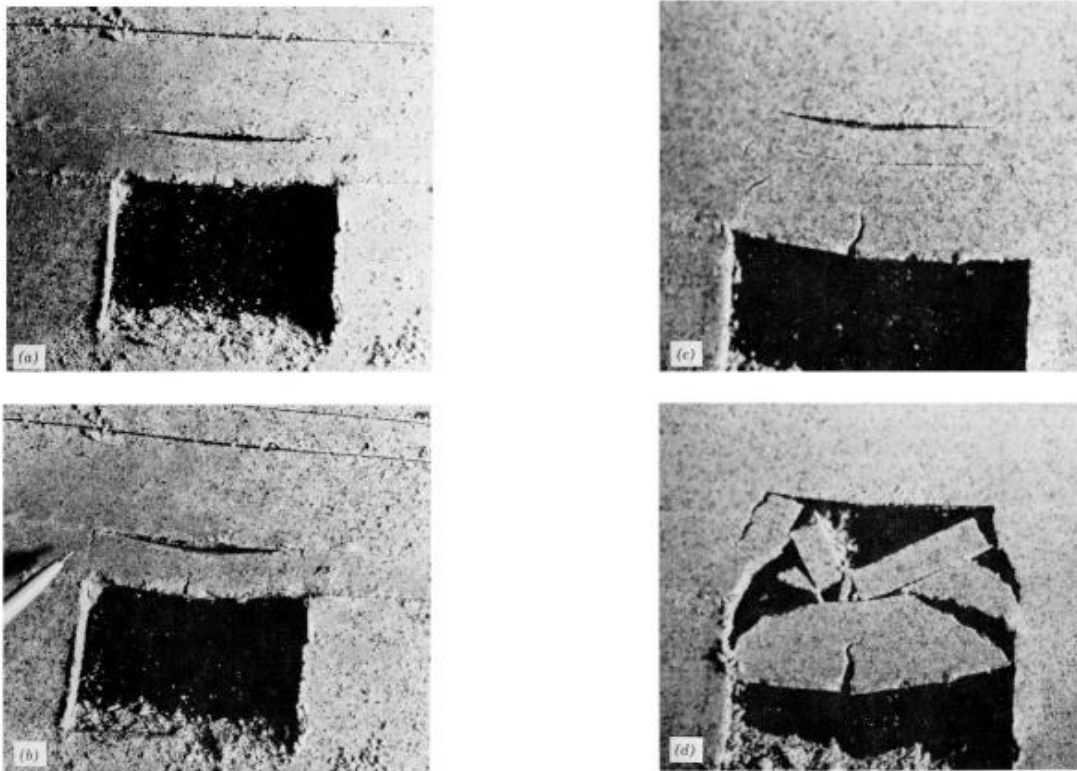


Εικόνα 1-2: Τόξο θλιπτικών τάσεων (L. He and Q.B.Zhang, 2015).

Πρώτος ο Fayol (1885) στην εργασία 'Sur les mouvements de terrain provoqués par l'exploitation des mines' παρατήρησε ότι τα στρώματα των υπόγειων οροφών διαχωρίζονται κατά την κάμψη τους, έτσι ώστε κάθε ένα από αυτά να μεταφέρει ως δοκός στα στηρίγματα το ίδιο βάρος του μόνο, χωρίς να φορτίζει ή να φορτίζεται από τα γειτονικά του στρώματα. Επομένως, η ευστάθεια καθορίζεται από τη φέρουσα ικανότητα του στρώματος φορτιζόμενου από το ίδιο του βάρος (Σοφιανός, 2010).



Εικόνα 1-3: Συνέπειες της ολίσθησης και του διαχωρισμού, στη διεπιφάνεια των στρώσεων, στη μηχανική συμπεριφορά του περιβάλλοντος πετρώματος (Σοφιανός, 2010).



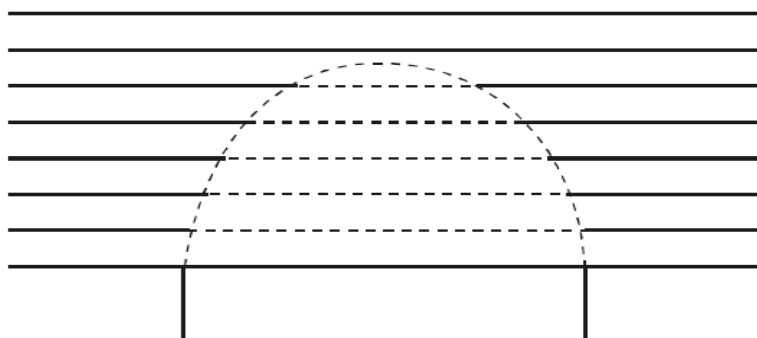
Εικόνα 1-4: Φυσικό ομοίωμα παρατήρησης της διαδικασίας αστοχίας στρωσιγενούς οροφής (Goodman, 1980).

Στα πρώτα πειράματά του ο Fayol μετρούσε το βέλος κάμψης μίας δοκού πακτωμένης στα δύο της άκρα. Το πείραμα επαναλήφθηκε με μία όμοια δοκό πάνω από την πρώτη. Σε αυτή την περίπτωση το βέλος κάμψης της κάτω δοκού παρουσιάστηκε μεγαλύτερο από αυτό της μεμονωμένης δοκού, ενώ της δεύτερης δοκού μικρότερο από αυτό της πρώτης. Σε επανάληψη του πειράματος με περισσότερες δοκούς, το βέλος κάμψης της κατώτερης δοκού αυξάνονταν έως ενός

σημείου. Πέρα από αυτό το σημείο, η επιπρόσθετη προσθήκη δοκών επάνω στη σειρά, δεν επηρέαζαν αυτό το βέλος κάμψης, ενώ οι ανώτερες δοκοί της σειρά δεν υφίσταντο καθόλου κάμψη.

Επεκτείνοντας τις παρατηρήσεις του από τις πειραματικές μετρήσεις στην συμπεριφορά της αμέσου οροφής των υπογείων εκσκαφών συνήγαγε το συμπέρασμα ότι η κάμψη των στρωμάτων της οροφής προκαλεί την μερική αποχώρησή τους από τα υπερκείμενα στρώματα, με αποτέλεσμα τα κατακόρυφα φορτία λόγω των υπερκειμένων να μεταβιβάζονται προς τα πλευρικά τοιχώματα εκατέρωθεν της εκσκαφής και όχι απ' ευθείας επάνω στο κατώτερο μέλος της σειράς.

Επιπλέον, ο Fayol διατύπωσε την άποψη ότι η κάμψη αυτή των στρωμάτων ενεργοποιεί την τριβή μεταξύ των διεπιφανειών τους. Η τριβή αυτή συμβάλλει στην μεταφορά των δυνάμεων προς τα πλευρικά τοιχώματα εκατέρωθεν της εκσκαφής, με αποτέλεσμα να δημιουργείται στην οροφή του ανοίγματος μία ζώνη χαλάρωσης. Το όριο της ζώνης χαλάρωσης λαμβάνει τη μορφή θόλου, όπως φαίνεται στην Εικόνα 1-5. Ο θόλος αυτός είναι γνωστός και ως θόλος Fayol. Παρόμοια μορφή με αυτή του θόλου προέβλεψε και για την περίπτωση που το σύνολο της οροφής επάνω από την εκσκαφή πρόκειται να αστοχήσει.



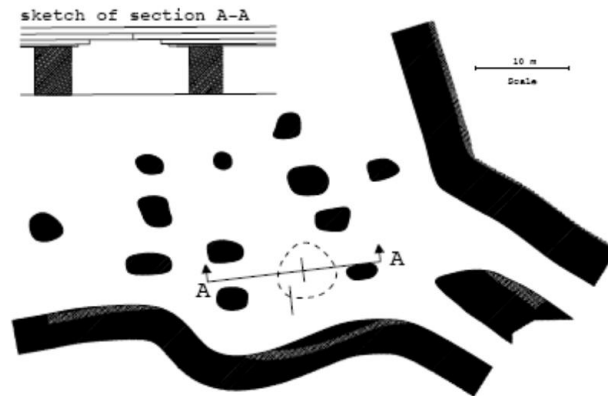
Εικόνα 1-5: Ζώνη χαλάρωσης γύρω από υπόγεια εκσκαφή( Fayol 1885).

Η θεωρία του Fayol ώθησε άλλους μελετητές να διερευνήσουν περαιτέρω τη συμπεριφορά και την αστοχία της οροφής υπογείων ανοιγμάτων. Σύμφωνα με τους Jones και Davis επί τόπου παρατηρήσεις αστοχιών οροφής σε ανθρακωρυχείο με

υπερκείμενα από ψαμμίτη καθώς και παρατηρήσεις επί φυσικών μοντέλων από ξύλινα τεμάχια, ως μία προσπάθεια προσέγγισης με αυτά των ογκοτεμαχίων του πετρώματος, δείχνουν ότι το όριο της αστοχίας της οροφής τείνει να λάβει τη μορφή σφήνας, έναντι της μορφής θόλου, που θεώρησε ο Fayol.

Οι Bucky and Taborelli (1938) πραγματοποίησαν λεπτομερέστερη εξέταση της συμπεριφοράς των στρωμάτων οροφής υπογείων εκσκαφών σε στρωσιγενή πετρώματα προσομοιώνοντας 5 διαδοχικά στρώματα οροφής με διάφορα πάχη και διευρύνοντας σταδιακά το μέγεθος του ανοίγματος σε μία προσπάθεια να προσομοιώσουν την εξορυκτική διαδικασία σε επιμήκη ευθύγραμμο υπόγεια μέτωπα. Σύμφωνα με τα πειράματα των Bucky και Taborelli η πρώτη αστοχία, συνοδευόμενη από τη δημιουργία ρωγμής, εμφανιζόταν στο μέσο του κατώτερου στρώματος, η ρωγμή όμως αυτή δεν επιδρούσε σημαντικά στην ευστάθεια του ανοίγματος καθώς το μέσον του μεταφερόταν ύστερα από την προχώρηση του υποθετικού μετώπου. Σε δύο από τα πειράματα μία νέα ρωγμή σχηματιζόταν στη νέα θέση του μέσου ενώ η προηγούμενη έτεινε να κλείσει.

Ο Evans (1941) πρώτος παραλλήλισε τη μηχανική συμπεριφορά μιας εγκάρσια ρωγματωμένης δοκού οροφής, με εκείνη των (αψιδωτών) θολωτών φορέων, που κατασκεύαζαν με θολίτες (voussoir) οι αρχιτέκτονες της αρχαίας Ρώμης, στην πρωτοποριακή για εκείνη την εποχή εργασία του με τίτλο "The strength of undermined strata". Η μέθοδος ανάλυσής του, είναι γνωστή και ως χαμηλού θόλου (flat arch), μετά από κάποιες διορθώσεις και συμπληρωμένη με, αναγκαίες τότε, αυθαίρετες παραδοχές από τους Beer and Meek και Brandy and Brown, χρησιμοποιήθηκε ευρύτατα ως ένα απλό εργαλείο υπολογισμού της ευστάθειας των υπόγειων οροφών σε τεχνικά και μεταλλευτικά έργα. Στην τομή και κάτοψη της Εικόνας 1-6 φαίνονται ασβεστολιθική οροφή και η στύλοι που τη στηρίζουν, σε μεταλλείο βωξίτη, όπου το ανάλογο χαμηλού θόλου χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση της ευστάθειας της.



Εικόνα 1-6: Κάτοψη και τομή περιοχής κατάπτωσης σε βωξιτικό μεταλλείο (Σοφιανός Α.Ι. και Καπένης Α.Π.).

## 1.2 Τόξο Voussoir

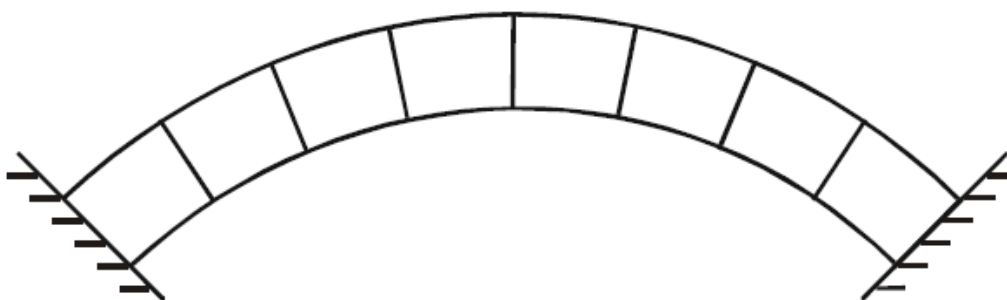
Η θεωρητική προσέγγιση του προβλήματος των δοκών οροφής υπόγειων ανοιγμάτων πραγματοποιήθηκε αρχικά με τη θεώρηση ελαστικών δοκών ή πλακών, οι οποίες αστοχούν όταν οι εφελκυστικές τάσεις που αναπτύσσονται σε αυτές υπερβαίνουν την εφελκυστική αντοχή τους. Τέτοιες δοκοί θα είχαν τη δυνατότητα να παραμείνουν ευσταθείς ακόμη και στην περίπτωση πολύ μεγάλων ανοιγμάτων.

Ωστόσο, ο Dinsdale (1937) παρατήρησε ότι τέτοιου είδους δοκοί παρουσιάζουν ψαθυρή συμπεριφορά κατά την κάμψη τους. Κατά συνέπεια, η μέγιστη επιτρεπόμενη εφελκυστική τάση αναπτύσσεται πριν από την πλήρη εξέλιξη της καμπτικής τους παραμόρφωσης. Ο Dinsdale δηλαδή παρατήρησε ότι η αστοχία της δοκού δεν επέρχεται ακριβώς μετά τη ρωγμάτωση της λόγω εφελκυσμού, αλλά ότι αυτή διατηρεί τη φέρουσα ικανότητά της, η οποία πιθανόν και να αυξάνεται. Όπως χαρακτηριστικά αναφέρει ο Briggs (1929) δοκός οροφής πάχους 21 m και πλάτους 40 m παρέμενε ευσταθής χωρίς να παρουσιάζει τάσεις κατάρρευσης αν και οι εφελκυστικές τάσεις στη δοκό υπερέβαιναν κατά μεγάλο ποσοστό την εφελκυστική της αντοχή.

Οι προηγούμενες παρατηρήσεις σε συνδυασμό με το γεγονός ότι σχεδόν πάντοτε οι δοκοί οροφής δεν είναι ελεύθερες ασυνεχειών, οδηγούν στο συμπέρασμα ότι η δοκός τη στιγμή της αστοχίας της δεν λειτουργεί ως απλή ελαστική δοκός. Η ύπαρξη των ασυνεχειών στο σώμα της δοκού σχηματίζει μία ασυνεχή δομή, που συντίθεται από ξεχωριστά ογκοτεμάχια πετρώματος.

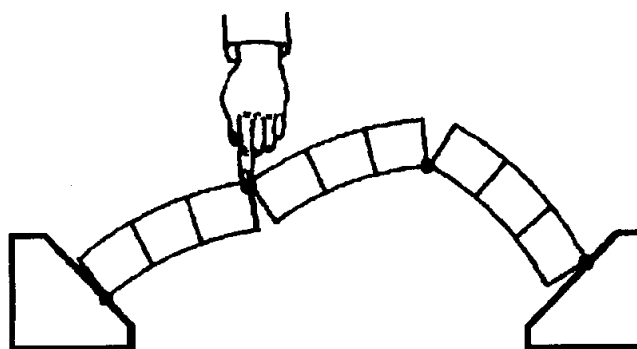


Οι δοκοί αυτής της μορφής ονομάζονται συχνά στη βιβλιογραφία *voussoir beams*, ενώ τα ανεξάρτητα ογκοτεμάχια πετρώματος που συνθέτουν τη δοκό, αναφέρονται ως τεμάχια *voussoir*. Στις περισσότερες των περιπτώσεων, η αντοχή των τόξων *voussoir* σχετίζεται άμεσα με το γεωμετρικό σχήμα και το πάχος της διατομής τους, καθότι αυτά σχηματίζουν φορέα ο οποίος μεταφέρει τα ασκούμενα σε αυτόν φορτία στις εκατέρωθεν στηρίξεις του, μέσω των τεμαχίων *voussoir* που το απαρτίζουν.



Εικόνα 1-7: Τόξο Voussoir (O'Dwyer, 1998).

Συνήθως η αστοχία των τόξων αυτών οφείλεται σε μηχανική αστάθεια του φορέα (Koocharian 1952, Βαρκαράκης 1988, O'Dwyer 1998), η οποία μπορεί να προκληθεί με μικρότερη φόρτιση από εκείνη που θα προκαλέσει αστοχία του υλικού του. Για παράδειγμα, ένα ομοίωμα τόξου *voussoir*, όπως αυτό της Εικόνας 1-8, θα μπορούσε να αστοχήσει υπό την πίεση του δακτύλου και μόνο, η οποία για ένα υλικό με ικανή αντοχή, π.χ. ξύλο, δεν μπορεί να προκαλέσει αστοχία του υλικού (O'Dwyer, 1998).

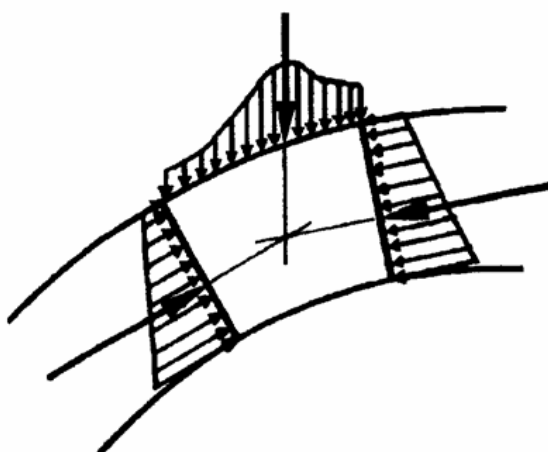


Εικόνα 1-8: Αστοχία τόξου *voussoir* με μηχανική αστάθεια του φορέα του (O'Dwyer, 1998).

Το μέγεθος του φορτίου που απαιτείται για να προκληθεί μηχανική αστοχία σε ένα τόξο *voussoir* είναι ανεξάρτητο από την αντοχή του υλικού των τεμαχίων του, αλλά

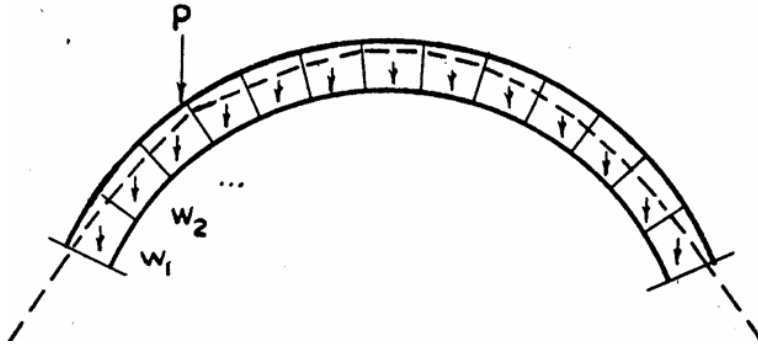
εξαρτάται μόνο από το σχήμα του, το ίδιο βάρος του, τη θέση και το μέγεθος της εξωτερικής φόρτισης. Η εξάρτηση της αντοχής του τόξου από το σχήμα του αποτελεί ένα από τα πλεονεκτήματα των φορέων αυτής της μορφής, μιας και η αστοχία τους μπορεί να μελετηθεί με μικρής κλίμακας φυσικά μοντέλα του φορέα. Εάν το φυσικό μοντέλο αποδεικνύεται ευσταθές τότε και η πραγματική κατασκευή θα είναι ευσταθής, όταν οι ασκούμενες πιέσεις δεν υπερβαίνουν την αντοχή του υλικού.

Η μεταφορά των εξωτερικών φορτίσεων στο τόξο *voussoir* πραγματοποιείται διαμέσω των τεμαχίων *voussoir* προς τις στηρίξεις. Οι τάσεις που αναπτύσσονται στις διεπιφάνειες των τεμαχίων αυτών αναπαρίστανται από τη συνισταμένη δύναμη, που ασκείται στη διεπιφάνεια, όπως φαίνεται στην Εικόνα 1-9.



Εικόνα 1-9: Εντατική κατάσταση στη διεπιφάνεια των τεμαχίων *voussoir* (O'Dwyer, 1998).

Συνεπώς η εντατική κατάσταση σε όλες τις διατομές του τόξου μπορεί να παρασταθεί από μία καμπύλη πιέσεων, η οποία θα διέρχεται από τα σημεία εφαρμογής των συνισταμένων δυνάμεων σε κάθε διατομή του τόξου. Το σχήμα της καμπύλης πιέσεων μέσα στο τόξο μπορεί να βρεθεί εάν κατασκευασθεί το σχοινοπολύγωνο των δυνάμεων που ασκούνται στο τόξο, όπως φαίνεται στην Εικόνα 10 (Koocharian, 1952).



Εικόνα 1-10: Καμπύλη πιέσεων στο τόξο voussoir με κατασκευή σχοινοπολυγώνου (Koocharian, 1952).

Η εύρεση της ακριβούς θέσης της καμπύλης πιέσεων για δεδομένη φόρτιση του τόξου είναι ένα στατικά αόριστο πρόβλημα. Για κάθε τόξο υπάρχει ένας άπειρος αριθμός πιθανών θέσεων της καμπύλης πιέσεων και συνεπώς για να σχεδιαστεί η πραγματική καμπύλη θα πρέπει να είναι γνωστές οι αντιδράσεις στις στηρίξεις του τόξου κατά μέγεθος και κατά θέση (Koocharian, 1952).

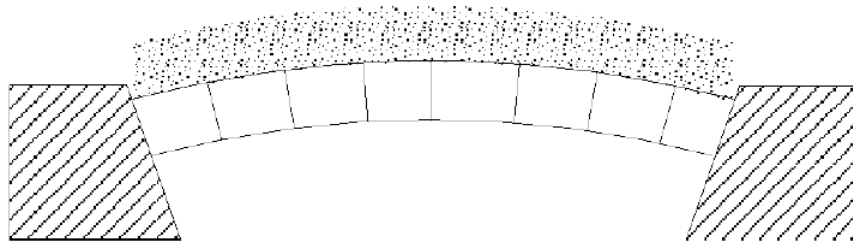
Ο έλεγχος λοιπόν της ευστάθειας των τόξων voussoir δεν μπορεί να πραγματοποιηθεί με απλή στατική θεώρηση του φορέα τους. Ο έλεγχος αυτός συνήθως πραγματοποιείται χρησιμοποιώντας τα δύο θεωρήματα οριακής ανάλυσης της θεωρίας της πλαστικότητας (Βαρκαράκης, 1988), τα οποία στην περίπτωση του τόξου voussoir διατυπώνονται ως εξής (Koocharian, 1952):

- Θεώρημα κάτω ορίου: το τόξο παραμένει ευσταθές υπό κάποια φόρτιση, εάν για αυτή τη φόρτιση μπορεί να σχεδιασθεί έστω και μία καμπύλη πιέσεων, που να περιέχεται εντός του εσωτερικού του τόξου.
- Θεώρημα άνω ορίου: το τόξο είναι ασταθές υπό δεδομένη φόρτιση εάν για αυτή τη φόρτιση μπορεί να βρεθεί ένας κινηματικά αποδεκτός μηχανισμός αστοχίας με τη θεωρία της πλαστικότητας. Ως κινηματικά αποδεκτός μηχανισμός αστοχίας θεωρείται αυτός στον οποίο το έργο που παράγεται από τα εξωτερικά φορτία του φορέα είναι τουλάχιστο ίσο ή μεγαλύτερο από το έργο των εσωτερικών δυνάμεων των μελών του φορέα (Koocharian, 1952).

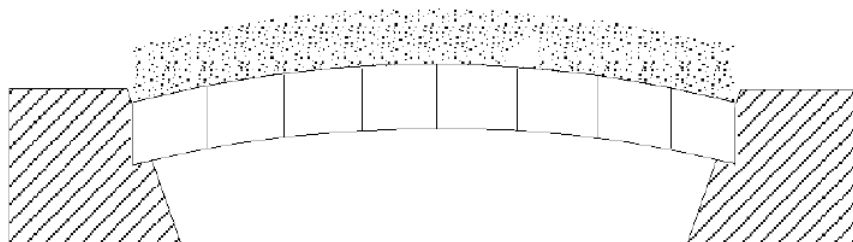
### 1.3 Δοκός Voussoir

Η μετάβαση από το τόξο voussoir στη δοκό voussoir, και συνεπώς και η αιτιολόγηση του όρου αυτού, που συναντάται ευρέως στη διεθνή βιβλιογραφία, μπορεί να περιγραφεί με βάση την θεώρηση του Evans (1941).

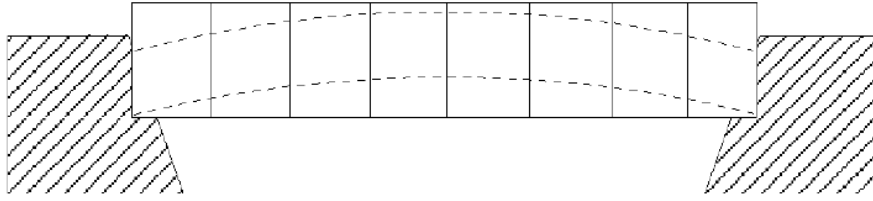
Στην Εικόνα 1-11 φαίνεται ένα κλασσικό τόξο voussoir στο οποίο τα ασκούμενα φορτία προκύπτουν από το ίδιο βάρος και μία χαμηλή κάλυψη υπερκειμένων. Το ενδιάμεσο στάδιο προς τη δοκό voussoir είναι αυτό που παρουσιάζεται στην Εικόνα 1-12, στο οποίο η δομή του τόξου παραμένει αλλά τώρα τα τεμάχια voussoir έχουν τις πλευρές, μέσω των οποίων εφάπτονται μεταξύ τους, κατακόρυφες. Τελικώς, στην Εικόνα 1-13 η δομή του τόξου έχει δώσει τη θέση της σε μία δοκό, τέτοιου πάχους ώστε αφενός να διατηρείται το συνολικό φορτίο σταθερό και αφ' ετέρου να περιλαμβάνει το προηγούμενο τόξο εξ ολοκλήρου στο εσωτερικό του σχήματος της. Η περιγραφή του Evans είναι κατάλληλη για την αιτιολόγηση της μετάβασης μίας δοκού πετρώματος, που περιέχει ασυνέχειες στη δομή της, σε δοκό voussoir. Ακόμη όμως και στην περίπτωση που η δοκός δεν περιέχει ασυνέχειες στη δομή της η θεώρηση της δοκού voussoir θα μπορούσε να είναι ορθή. Ας θεωρήσουμε για παράδειγμα την ελαστική δοκό της Εικόνας 1-11, της οποίας τα άκρα στήριξης είναι πακτωμένα.



Εικόνα 1-11: Τόξο Voussoir με χαμηλή κάλυψη υπερκειμένων (Evans 1941).



Εικόνα 1-12: Οι πλευρές των τεμαχίων είναι κατακόρυφες (Evans 1941).



Εικόνα 1-13: Δοκός που εμπεριέχει το τόξο (Evans 1941).

Σε μία αμφίπακτη συνεχή ελαστική δοκό σταθερής διατομής, (Εικόνα 1-14α) η οποία έχει ελεύθερο άνοιγμα  $s$ , πάχος  $t$ , μέτρο ελαστικότητας  $E$  υπό ομοιόμορφη κατανεμημένη φόρτιση από το ίδιο φαινόμενο βάρος αυτής  $\gamma$ , η ένταση λόγω κάμψης, που αναπτύσσεται στις διατομές της δοκού, προκαλεί εφελκυσμό του άνω τμήματος της διατομής στις στηρίξεις και του κάτω τμήματος της διατομής στο μέσο της δοκού. Η μέγιστη εφελκυστική τάση αναπτύσσεται στην ακραία ίνα της διατομής των στηρίξεων και είναι περίπου διπλάσια από την μέγιστη εφελκυστική τάση στο μέσο της δοκού. Συνεπώς για μία τέτοια δοκό η πρώτη αστοχία σε εφελκυσμό θα εμφανισθεί στις στηρίξεις, όταν η μέγιστη εφελκυστική τάση υπερβεί την αντοχή σε εφελκυσμό του πετρώματος, με αποτέλεσμα τη διακοπή της συνέχειας των στηρίξεων και τη δημιουργία ρωγμών. Η ανάλυση επιμήκους οροφής, πακτωμένης στα δύο άκρα, μπορεί να βασιστεί στη θεωρία απλών δοκών, οπότε η αξονική τροπή (αξονική ανηγμένη παραμόρφωση)  $\varepsilon_{max}$  στην ακραία ίνα στη στήριξη και το ανηγμένο βέλος κάμψης δίνονται από τις σχέσεις:

$$\varepsilon_{max} = \frac{\sigma_{max}}{E} = \frac{Q_n \cdot s_n}{2} \quad (1.1)$$

$$\delta_{nmid} = \frac{\delta_{mid}}{t} = \frac{Q_n \cdot s^3_n}{32} \quad (1.2)$$

$$Q_n = \frac{\gamma \cdot s}{E}, s_n = \frac{s}{t} \quad (1.3)$$

Όπου:

Q: Βάρος στρώματος υπόγειας οροφής

$\sigma$ : ορθή τάση

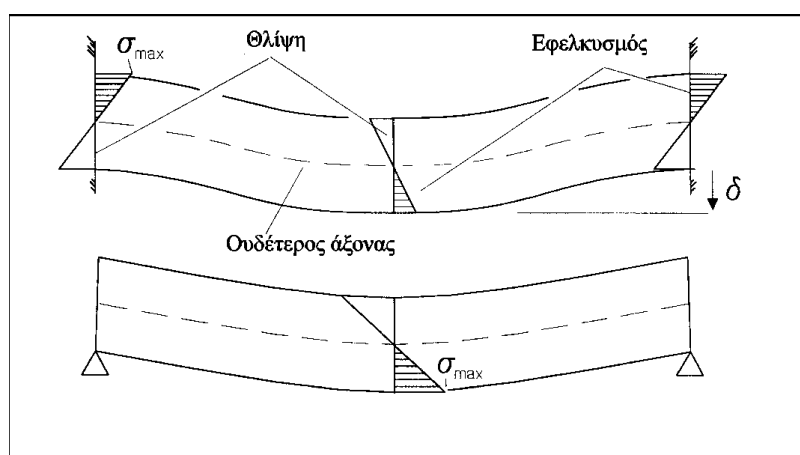
n: Λόγος του μήκους επαφής  $h$  προς το πάχος  $t$

Με βάση τις παραπάνω σχέσεις, μπορεί να ελεγχθεί αν η μέγιστη τροπή ή τάση ξεπερνά την αντίστοιχη επιτρεπόμενη εφελκυστική τροπή ή τάση. Στην περίπτωση που το όριο δεν ξεπερνιέται αποδεχόμαστε ότι η οροφή δε θα ρηγματωθεί και ότι είναι ασφαλής. Σε αντίθετη περίπτωση η μη ρηγμάτωση της οροφής μπορεί να εξασφαλισθεί με υποστήριξη, ανάρτηση ή όπλιση οροφής. Η υποστήριξη της οροφής θα πρέπει να εξασφαλίζει τη διέλευση. Αντίθετα, οι άλλες δύο μέθοδοι πλεονεκτούν καθώς επιτρέπουν τη διέλευση των μετακινούμενων στον υπόγειο χώρο (Σοφιανός, 2010).

Η δοκός παύει πλέον να είναι αμφίπακτη και η στατική της λειτουργία μπορεί να περιγραφεί από αυτή της αμφιέρειστης δοκού της Εικόνας 1-14β, δεχόμενοι ότι δεν συμβαίνει ολίσθηση στις στηρίξεις.

Η μέγιστη ένταση στην αμφιέρειστη δοκό αναπτύσσεται στη μεσαία διατομή της, στην ακραία ίνα της οποίας εμφανίζεται μέγιστη εφελκυστική τάση μεγαλύτερη από την εφελκυστική τάση των στηρίξεων της αμφίπακτης δοκού (υποθέτοντας την ίδια γεωμετρία και φόρτιση). Συνεπώς η δοκός αστοχεί σε εφελκυσμό στη μεσαία διατομή της. Στην περίπτωση αυτή, η μέγιστη τροπή στην ακραία ίνα στο μέσον της δοκού δίνεται από τη σχέση:

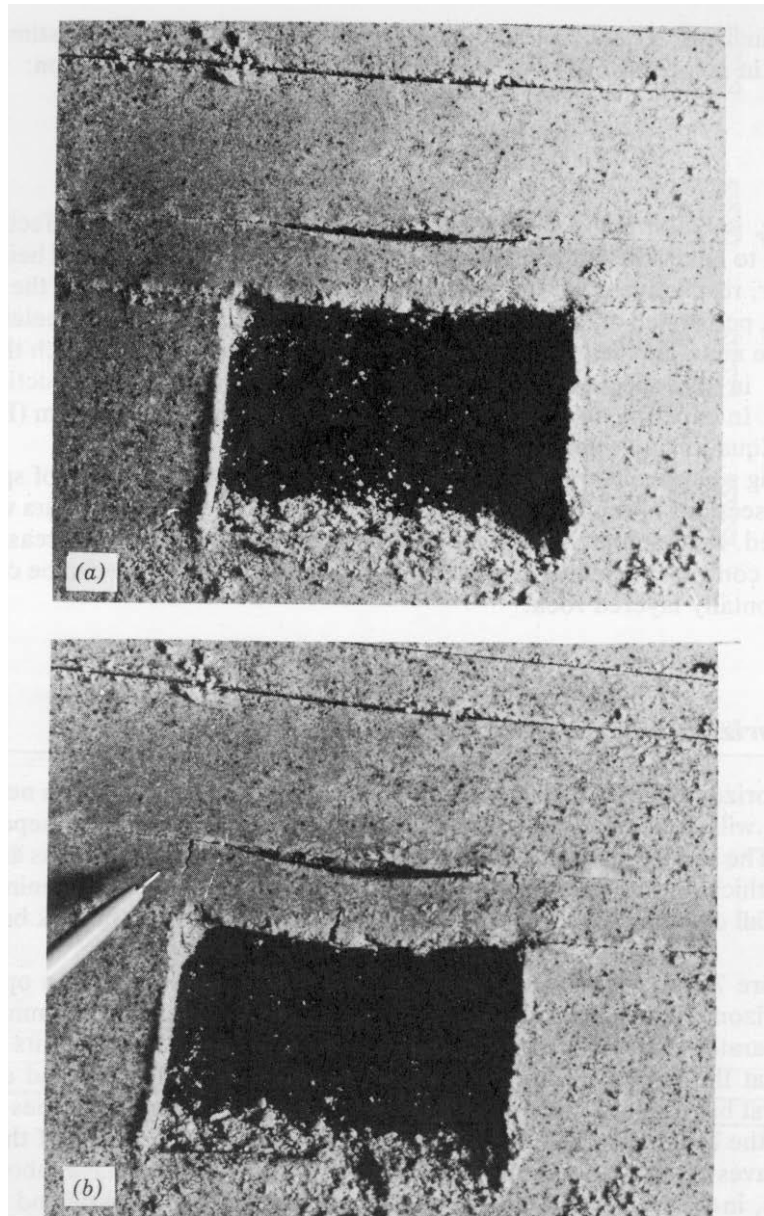
$$\varepsilon_{max} = \frac{2}{3} \cdot Q_n \cdot s_n \quad (1.4)$$



Εικόνα 1-14: Ελαστική δοκός στηριζόμενη (α) σε πακτωμένα άκρα και (β) με απλή έδραση (Σοφιανός Α.Ι. και Καπένης Α.Π.).

Στη διαδοχική αυτή θραύση των διατομών στήριξης και μέσου της δοκού μπορεί να αποδοθεί η μετάβαση μίας δοκού πετρώματος στην οροφή ενός υπογείου ανοίγματος σε δοκό *voussoir*, αφού είναι γενικώς παραδεκτό ότι για μεγάλα πλάτη εκκαφών τα στρώματα της αμέσου οροφής συχνά ρωγματώνονται λόγω υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής του άρρηκτου πετρώματος στο μέσο και στις στηρίξεις (Diederichs και Kaiser, 1999). Στην Εικόνα 1-15 φαίνεται η διαδικασία της αστοχίας στρωσιγενούς οροφής. Goodman (1989).

Η θεωρητική μελέτη των δοκών *voussoir* βασίζεται α) στην παραδοχή ότι η παρουσία των ασυνεχειών στην δοκό, είτε λόγω της δομής του πετρώματος είτε λόγω εφελκυστικής αστοχίας της δοκού, δεν επιτρέπει την μετάδοση εφελκυστικών δυνάμεων κατά μήκος της δοκού και β) στην υπόθεση ότι η διατμητική αντοχή των ασυνεχειών της είναι αρκετή, ώστε να αποτρέψει τη διατμητική ολίσθηση κατά μήκος των επιπέδων τους. Η ανάλυση συνεχίζεται με την παραδοχή μίας περιοχής της δοκού, η οποία θα φέρει το σύνολο των φορτίων, ενώ η υπόλοιπη δοκός θα παραμείνει αφόρτιστη, ενώ οι απόψεις των ερευνητών για το σχήμα και το μέγεθος της περιοχής αυτής της δοκού διαφέρουν. Ο Evans θεώρησε ότι η περιοχή αυτή έχει μορφή παραβολής και ότι το πάχος της παραμένει σταθερό κατά μήκος της δοκού και ίσο με το μισό του πάχους της.



Εικόνα 1-15: Φυσικά μοντέλα στρωσιγενούς οροφής υπόγειου ανοίγματος. (α) κάμψη της κατώτερης δοκού της αμέσου οροφής, (β) θραύση της δοκού στις στηρίξεις και στο μέσο της (Goodman, 1989).

Το πέτρωμα της δοκού θεωρείται ελαστικό μέχρι την αστοχία, η οποία συμβαίνει είτε λόγω σύνθλιψης του πετρώματος, είτε λόγω αδυναμίας της δοκού να μεταφέρει τα επιβαλλόμενα φορτία που εκδηλώνεται με μηχανική αστάθεια κατά την κάμψη της.

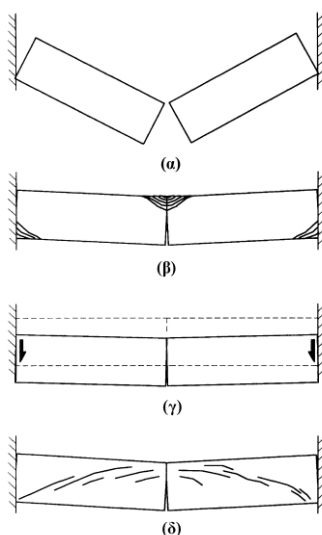
Οι νεότερες απόψεις περί της συμπεριφοράς των δοκών *voussoir* βρίσκουν τους ερευνητές διχασμένους όσον αφορά στο μέγεθος της θλιβόμενης περιοχής της δοκού. Οι Beer και Meek (1982) παρουσίασαν μία σειρά καμπυλών σχεδιασμού



δοκών οροφής ως δοκούς voussoir. Ο Sofianos (1996) επέτυχε την αναλυτική επίλυση του προβλήματος της δοκού voussoir με ασυνέχειες στις στηρίξεις και στο μέσο της προσαρμόζοντας τις αναλυτικές εξισώσεις στα αριθμητικά δεδομένα του Wright, ενώ οι Sofianos και Karpenis (1998) βελτίωσαν την αναλυτική λύση με βάση τα αποτελέσματα αριθμητικών αναλύσεων με τη μέθοδο των διακριτών στοιχείων (Cundall, 1971). Οι Nomikos et al. (2002) εξέτασαν το πρόβλημα της ασυνεχούς δοκού voussoir με κατακόρυφες ασυνέχειες σε κανονικές μεταξύ τους αποστάσεις με τη μέθοδο των διακριτών στοιχείων εξάγοντας χρήσιμα συμπεράσματα για τη συμπεριφορά των δοκών αυτών καθώς και διαγράμματα υπολογισμού των σημαντικότερων μεγεθών για την ανάλυση της ευστάθειας τους.

#### 1.4 Μορφές αστοχίας της ρωγματωμένης δοκού

Η αρχική ανάλυση του Evans εξέταζε δύο πιθανές αιτίες αστοχίας της δοκού voussoir: σύνθλιψη του πετρώματος λόγω υπέρβασης της θλιπτικής του αντοχής και μηχανική αστάθεια της δοκού κατά την κάμψη της. Όπως χαρακτηριστικά παρατηρείται από διάφορους ερευνητές (Σοφιανός και Καπένης 1999, Diederichs και Kaiser 1999) η δοκός voussoir μπορεί να αστοχήσει με έναν από τους τέσσερις τρόπους, που δίνονται στην Εικόνα 1-16.



Εικόνα 1-16: Πιθανές μορφές αστοχίας της δοκού voussoir: (α) μηχανική αστάθεια της δοκού, (β) σύνθλιψη του πετρώματος στο μέσο και στις στηρίξεις της δοκού, (γ) ολίσθηση στις στηρίξεις (δ) διαγώνια ρωγμάτωση. (Diederichs και Kaiser, 1999).

Παρακάτω περιγράφονται συνοπτικά οι τέσσερις μορφές αυτές αστοχίας της δοκού voussoir.

#### 1.4.1 Μηχανική αστάθεια της δοκού

Η πρώτη μορφή αστοχίας είναι η μηχανική αστάθεια της δοκού (Εικόνα 16α), η οποία συμβαίνει όταν η ροπή του ζεύγους των οριζοντίων δυνάμεων  $H$  είναι μικρότερη από την ροπή ανατροπής στη στήριξη της δοκού, σύμφωνα με την ανισότητα:

Συνισταμένη ροπή ανατροπής(= $MA$ ) > Συνισταμένη ροπή ευστάθειας(= $MR$ )

Η ροπή ανατροπής προκαλείται λόγω ιδίου βάρους της δοκού και τυχούσας εξωτερικής φόρτισης, π.χ. λόγω φόρτισης από υπερκείμενες δοκούς.

Εάν  $k_q$  είναι ο λόγος του συνολικού φορτίου, που ασκείται στη δοκό ως προς το ίδιο βάρος της, τότε η ροπή ανατροπής υπολογίζεται από τη σχέση:

$$M_A = k_q \cdot \frac{\gamma \cdot t \cdot s^2}{8} \quad (1.5)$$

Η ροπή ευστάθειας είναι:

$$M_R = H \cdot d \quad (1.6)$$

όπου  $d$  ο μοχλοβραχίονας του ζεύγους των οριζοντίων δυνάμεων  $H$ .

Συνεπώς η ανισότητα γράφεται:

$$k_q \cdot \frac{\gamma \cdot t \cdot s^2}{8} > H \cdot d \quad (1.7)$$

#### 1.4.2 Σύνθλιψη του πετρώματος της δοκού λόγω υπέρβασης της θλιπτικής του αντοχής

Η δεύτερη μορφή αστοχίας (Εικόνα 1-16β) προκαλείται λόγω θραύσης του πετρώματος στο άνω τμήμα της μεσαίας διατομής της δοκού και στο κάτω τμήμα των ακριανών διατομών, που αποτελούν και τις θέσεις στηρίξεως της δοκού.

Αστοχία του πετρώματος συμβαίνει όταν η αξονική ανηγμένη παραμόρφωση της κάτω ακραίας ίνας της διατομής στήριξης της δοκού υπερβαίνει την μέγιστη

επιτρεπόμενη αξονική παραμόρφωση, που μπορεί να αναλάβει το πέτρωμα, όταν δηλαδή:  $\varepsilon_{ax} > \varepsilon_{all}$

### 1.4.3 Διατμητική ολίσθηση σε επίπεδο ασυνέχειας

Αστοχία της μορφής αυτής (Εικόνα 16γ) συμβαίνει όταν η μέγιστη διατμητική δύναμη υπερβαίνει τη διατμητική αντοχή του επιπέδου της ασυνέχειας. Η συνθήκη για διατμητική ολίσθηση στα επίπεδα ασυνέχειας της δοκού δίνεται από τη σχέση:

$$\frac{\gamma \cdot t \cdot s}{2} > H \cdot \tan \varphi_j \quad (1.8)$$

Όπου:  $\varphi_j$  η γωνία εσωτερικής τριβής του επιπέδου της ασυνέχειας.

### 1.4.4 Διαγώνια ρωγμάτωση

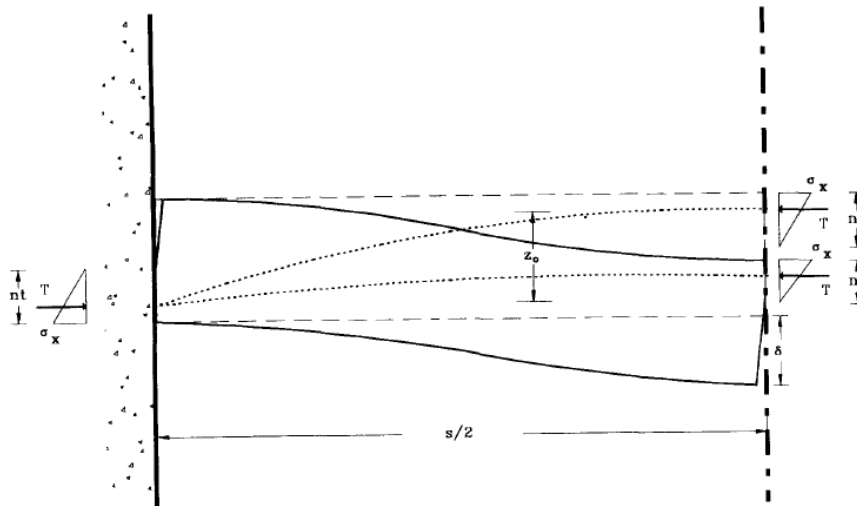
Η τελευταία μορφή αστοχίας είναι αυτή της Εικόνας 16δ, η οποία προκαλείται λόγω λοξού εφελκυσμού κυρίως κοντά στην περιοχή των στηρίξεων της δοκού και συμβαίνει όταν οι λοξές εφελκυστικές δυνάμεις, που δρουν κάθετα προς την καμπύλη πιέσεων της δοκού, υπερβούν την αντοχή του πετρώματος σε εφελκυσμό. Μία τέτοιας μορφής αστοχία προϋποθέτει είτε πολύ μικρή εφελκυστική αντοχή του πετρώματος είτε σημαντική εξωτερική φόρτιση της δοκού.

## 1.5 Θεωρία παραβολικής καμπύλης πιέσεων

### 1.5.1 Αναλυτική επίλυση στην ελαστική περιοχή

Η αναλυτική επίλυση της δοκού *voussoir*, για δοκό με ασυνέχειες στο μέσο και στις στηρίξεις της, δίνεται για παραβολική καμπύλη πιέσεων από τον Sofianos (1996) και Sofianos et al. (1998).

Η ανάλυση βασίζεται στο θεωρητικό ομοίωμα παραμόρφωσης και ισορροπίας της δοκού της Εικόνας 1-17.



Εικόνα 1-17: Θεωρητικό ομοίωμα παραμόρφωσης της δοκού voussoir με ασυνέχειες στα άκρα και στις στηρίξεις (Sofianos, 1996, Sofianos et al, 1998).

Σύμφωνα με το θεωρητικό μοντέλο της Εικόνας 1-17 η κάμψη της δοκού προκαλεί την κατακόρυφη μετατόπιση της μεσαίας διατομής της κατά  $\delta$  και την ανάπτυξη οριζόντιας ορθής δύναμης  $T$  στις διατομές της στήριξης και του μέσου. Λόγω της ύπαρξης των ασυνεχειών στις στηρίξεις και στο μέσο της δοκού και της αδυναμίας τους να μεταφέρουν εφελκυστικές δυνάμεις, η ένταση που αναπτύσσεται στις διατομές αυτές δεν παραλαμβάνεται από ολόκληρο το ύψος της διατομής αλλά από τμήμα αυτής.

Στα άκρα και στο μέσο της δοκού η κατανομή των τάσεων θεωρείται τριγωνική με μέγιστη τιμή  $\sigma_x$  στην κάτω ακραία ίνα της διατομής στήριξης της δοκού και στην άνω ακραία ίνα της μεσαίας διατομής. Οι τάσεις αυτές ασκούνται σε ένα μήκος  $h$ , το οποίο καλείται μήκος επαφής. Ο λόγος  $n = \frac{h}{t}$ , όπου  $t$  το πάχος της δοκού, είναι το ανηγμένο μήκος επαφής της διατομής.

Η φόρτιση της δοκού προκαλείται λόγω ιδίου βάρους  $\gamma$  και οποιασδήποτε εξωτερικής φόρτισης, που μπορεί να ασκείται στη δοκό. Το συνολικό φορτίο για φόρτιση μόνο λόγω ιδίου βάρους είναι:

$$Q = \gamma \cdot s \cdot t \quad (1.9)$$

Το ανηγμένο ολικό φορτίο, που ασκείται στη δοκό, μπορεί να υπολογισθεί από τη σχέση:

$$Q_n = k_q \cdot \frac{Q}{E \cdot t} = k_q \cdot \frac{\gamma \cdot s \cdot t}{E \cdot t} = \frac{\gamma \cdot s}{E} \quad (1.10)$$

Όπου:

$k_q$  : ο λόγος του ανηγμένου συνολικού φορτίου προς το ανηγμένο φορτίο λόγω ιδίου βάρους.

Η συνισταμένη των οριζοντίων ορθών δυνάμεων, που ασκούνται στη στήριξη της δοκού, είναι μία δύναμη  $T$  με σημείο εφαρμογής ευρισκόμενο σε απόσταση  $h/3=nt/3$  από την ακραία ίνα της διατομής. Ίση σε μέγεθος και αντίθετης φοράς δύναμη  $T$  αναπτύσσεται και στη μεσαία διατομή της δοκού σχηματίζοντας έτσι ένα ζεύγος οριζοντίων δυνάμεων στις οποίες οφείλεται και η αντοχή της δοκού έναντι μηχανικής αστάθειας.

Για την εύρεση της αναλυτικής λύσης (Sofianos, 1996, Sofianos et. al., 1998) γίνονται οι παρακάτω παραδοχές:

- Η δοκός αναλαμβάνει όλα τα φορτία δια μέσου ενός τόξου, που δημιουργείται στο εσωτερικό του σώματος της, ενώ το υπόλοιπο τμήμα της παραμένει αφόρτιστο.
- Το εύρος του τόξου στη μεσαία διατομή και στις στηρίξεις της δοκού είναι το ίδιο. Η παραδοχή αυτή, δεν είναι ακριβής, σύμφωνα με τα αποτελέσματα αριθμητικών αναλύσεων με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων (Wright, 1974) και με τη μέθοδο διακριτών στοιχείων (Sofianos και Karpenis, 1998). Τα αποτελέσματα αυτά δείχνουν ότι το μέγεθος του τόξου στη μεσαία διατομή της δοκού είναι μεγαλύτερο από αυτό στις στηρίξεις ενώ οι τάσεις και οι παραμορφώσεις της ακραίας ίνας της διατομής των στηρίξεων υπερβαίνουν αυτές της μεσαίας διατομής. Για την επίτευξη λοιπόν αναλυτικής λύσης απαιτείται η χρησιμοποίηση των μέσων τιμών των μεγεθών τάσεων και παραμορφώσεων καθώς και του εύρους του υπό ένταση τόξου.

Το μέσο ανηγμένο μήκος επαφής  $n$  ορίζεται τότε από τη σχέση:

$$n = \frac{h}{t} \quad (1.11)$$

και το αντίστοιχο μέγεθος στη στήριξη είναι:

$$n_a = \frac{h_a}{t} = \lambda \cdot n \quad (1.12)$$

- Η κατανομή των τάσεων στις στηρίξεις και στο μέσο της δοκού είναι τριγωνική (Evans 1941, Sofianos 1996, Sofianos και Karpenis, 1998, Diederichs και Kaiser 1999α), όπως φαίνεται στην Εικόνα 1-17.
- Η καμπύλη πιέσεων στο εσωτερικό της δοκού είναι μορφής παραβολής (Evans, 1941, Sofianos, 1996).
- Η μέση ανηγμένη παραμόρφωση  $\epsilon_m$  στο τόξο μπορεί να εκφρασθεί συναρτήσει της ανηγμένης παραμόρφωσης της ακραίας ίνας.
- Η μεταβολή του μήκους του τόξου πριν από την αστοχία οφείλεται αποκλειστικά στις ελαστικές παραμορφώσεις, οι οποίες υπολογίζονται θεωρώντας γραμμική σχέση τάσεως-παραμορφώσεως.

Με βάση τη στατική ανάλυση το βέλος κάμψης υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\delta_z = 1 - \frac{\cos \omega}{\sqrt{3}} - \sin \omega \quad (1.13)$$

$$\omega = \frac{1}{3} \arctan \left\{ \frac{\sqrt{\frac{1}{27} - \delta_{zo}^2}}{\delta_{zo}} \right\}$$

$$\omega \in \left[ \frac{\pi}{6}, 0 \right], \delta_{zo} \in \left[ 0, \frac{1}{\sqrt{27}} \right], \delta_z \in \left[ 0, \frac{\sqrt{3}-1}{\sqrt{3}} \right]$$

Όπου:

$$\delta_{zo} = \frac{Q_n \cdot s_z}{16 \cdot k_1 \cdot \chi} \cdot (s_z^2 + k_1)$$

$$z_{on} = \frac{z_o}{t} = \frac{z}{t} + \frac{\delta}{t} = 1 - \frac{2}{3} \cdot n$$

$$s_z = \frac{s}{z_o}, \delta_z = \frac{\delta}{z_o} = \frac{\delta_n}{z_{on}}$$

Οι παράμετροι  $k_1$ ,  $\chi$  και  $n$  είναι υπερστατικές παράμετροι που χαρακτηρίζουν το σχήμα, το πάχος και το μήκος επαφής του χαμηλού θόλου.

### 1.5.2 Μηχανική αστάθεια και αστοχία λόγω κάμψης

Η αστοχία λόγω κάμψης εμπεριέχει δύο επιμέρους βασικές συνθήκες αστοχίας των μελετωμένων φορέων, ήτοι την ελαστική αστάθεια και τη σύνθλιψη του πετρώματος. Το φορτίο αστοχίας συναρτηθεί της γεωμετρίας της δοκού παρέχεται από τη σχέση:

$$Q_n^b = \frac{3.1}{s_z \cdot [s_z^2 + k_1]} \approx \frac{3}{s_z^3} \quad (1.14)$$

Η κατάσταση αυτή αντιστοιχεί σε κανονικοποιημένο βέλος κάμψης  $\delta_n^b$  και μοχλοβραχίονα  $z_n^b$  που δίνονται από τις σχέσεις:

$$\delta_n^b = (\sqrt{3} - 1) \cdot z_n^b \approx 0.73 \cdot z_n^b \approx 0.42 \cdot z_{on} \quad (1.15)$$

$$z_n^b = \frac{z_{on}}{\sqrt{3}} \approx 0.58 \cdot z_{on} \quad (1.16)$$

Οι παραπάνω τιμές των  $\delta_n^b$  και  $z_n^b$  αποτελούν τις μέγιστες και ελάχιστες δυνατές αντίστοιχα.

Η κατάσταση σύνθλιψης υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} = \frac{Q_n \cdot s_z}{4 \cdot n \cdot (1 - \delta_z)} \quad (1.17)$$

όπου  $\varepsilon_x$  η μέση, μεταξύ μέσου και άκρου, ισοδύναμη τροπή στην ακραία ίνα, και  $\varepsilon_{ox}$  η τροπή στην ακραία ίνα στη στήριξη. Η ισοδύναμη τροπή είναι η ακραία τροπή ισοδύναμης τριγωνικής κατανομής που προκαλεί την ίδια δρώσα συνισταμένη δύναμη.

Παρατηρείται ότι οι παραπάνω σχέσεις εμπεριέχουν τρεις υπερστατικές παραμέτρους, ήτοι τις  $k_1$ ,  $\chi$  και  $n$ . Από τη στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων μεγάλου αριθμού δοκών, για συνήθεις τιμές του φαινομένου βάρους και της παραμορφωσιμότητας του πετρώματος, υπολογίσθηκε ότι:

$$k_1 \cdot \chi = 1$$

$$k_1 \approx \frac{8}{3}$$

$$n \approx 0.3 - 0.14 \cdot s_n \cdot \sqrt[3]{Q_n}$$

## **Κεφάλαιο 2: Μεθοδολογία προσομοίωσης με πεπερασμένα στοιχεία**

### **2.1 Γενικά**

Το φαινόμενο του θόλου παρατηρείται κατά την ανάπτυξη υπόγειων ανοιγμάτων καθώς το αρχικό εντατικό πεδίο μέσα στη βραχώμαζα διαταράσσεται και οι τάσεις στη γύρω περιοχή του νέου ανοίγματος ανακατανέμονται. Τα τεμάχια βράχων στην οροφή μπορεί ν' αρχίσουν να πέφτουν μέχρι η βραχώμαζα να μπορεί να αυτοϋποστηριχθεί σχηματίζοντας μια θολωτή οροφή. Το βάρος των υπερκειμένων μετατρέπεται σε θλιπτικές – συμπιεστικές τάσεις και μεταφέρονται στα αντερείσματα μέσω της πίεσης του θόλου. Οι τάσεις ψηλά στο θόλο αυξάνονται βαθμιαία, τη στιγμή που οι τάσεις χαμηλά τείνουν στο μηδέν. Ο σχηματισμός του θόλου οδηγεί σε μία περισσότερο ομαλή κατανομή των τάσεων και αποτρέπει την πιθανότητα περαιτέρω κατάρρευσης. Πρόκειται για έναν από τους σημαντικότερους μηχανισμούς στην στατική των υπογείων ανοιγμάτων. Ο υπόγειος θόλος δεν είναι προφανής και πολλοί παράγοντες μπορούν να επηρεάσουν τη μορφή του στις βραχώδεις μάζες, όπως για παράδειγμα, οι ιδιότητες του βραχώδους υλικού, οι ιδιότητες των ασυνεχειών, οι υδρογεωλογικές συνθήκες, οι συνθήκες των επι-τόπου τάσεων και το μέγεθος της εκσκαφής. Εξαιτίας της αβεβαιότητας αυτών των παραμέτρων, η γνώση σχετικά με το φαινόμενο του θόλου στα βραχώδη υλικά έχει κυρίως αποκτηθεί δια μέσου της εμπειρίας από το στάδιο της κατασκευής. Προκειμένου να κατανοηθεί πλήρως ο μηχανισμός που συμβάλει στο σχηματισμό του θόλου, πραγματοποιήθηκε μια σειρά από αριθμητικές αναλύσεις.

Σε τέτοιου είδους προβλήματα, αρχικά σχεδιάζεται το αριθμητικό μοντέλο με συγκεκριμένα γεωμετρικά χαρακτηριστικά, οι συνοριακές συνθήκες του οποίου να μην επηρεάζουν τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων. Εν συνεχεία η περιοχή του μοντέλου την οποία καταλαμβάνει η βραχώμαζα διακριτοποιείται σε πεπερασμένα στοιχεία συγκεκριμένης γεωμετρίας (σε τριγωνικά ή τετραπλευρικά όταν πρόκειται για διδιάστατη ανάλυση ή πυραμίδες/εξάεδρα πρίσματα όταν πρόκειται για τριδιάστατη ανάλυση).



Η σχέση τάσεων – παραμορφώσεων αποτελεί καθοριστικό παράγοντα στη συμπεριφορά των πεπερασμένων στοιχείων. Η σχέση αυτή, επιλέγεται με βάση το μοντέλο συμπεριφοράς του πετρώματος. Στην επιλογή της καταστατικής σχέσης τάσεων – παραμορφώσεων συμβάλλει η συμπεριφορά του πετρώματος το οποίο πρόκειται να προσομοιωθεί. Συγκεκριμένα, λαμβάνεται υπόψη η συμπεριφορά της βραχόμαζας, δηλαδή αν πρόκειται για γραμμικώς ελαστική, ελαστοπλαστική, ψαθυρή κλπ, ενώ στη συνέχεια επιλέγεται εκείνο το κριτήριο αστοχίας που θα προσομοιώσει καλύτερα τη συμπεριφορά και την κορυφαία αντοχή της.

Επόμενο στάδιο είναι η επιβολή των κατάλληλων ιδιοτήτων της βραχόμαζας (ή των ασυνεχειών και του άρρηκτου πετρώματος), οι οποίες είτε είναι γνωστές από γεωτεχνική έρευνα, είτε γίνεται υπόθεση για αυτές. Στη συνέχεια, καθορίζεται το φυσικό εντατικό πεδίο και οι συνοριακές συνθήκες. Σχετικά με τις συνοριακές συνθήκες, ενδέχεται να λαμβάνουν συγκεκριμένους περιορισμούς σε κινηματικό επίπεδο, δηλαδή να απαγορεύεται η κίνηση των κόμβων κατά μία συγκεκριμένη διεύθυνση ή/και η στροφή αυτών ή και να προκαθορίζονται οι εντατικές συνθήκες κατά μήκος των συνόρων του μοντέλου ή/και στο εσωτερικό του.

Μόλις ολοκληρωθεί η σχεδίαση και διακριτοποίηση του αριθμητικού μοντέλου και καθοριστούν όλες οι ανωτέρω παράμετροι, πραγματοποιείται αριθμητική επίλυση του μοντέλου. Η διαδικασία της επίλυσης εξαρτάται από τη χρησιμοποιούμενη μέθοδο και τον αντίστοιχο αλγόριθμο επίλυσης.

## **2.2 Γενικές πληροφορίες για τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων**

Το Phase2, είναι ένας διδιάστατος κώδικας πεπερασμένων στοιχείων για τον υπολογισμό των τάσεων και των μετατοπίσεων γύρω από υπόγειες ή επιφανειακές εκσκαφές. Τα προβλήματα που μπορούν να επιλυθούν με τον κώδικα αυτό περιλαμβάνουν:

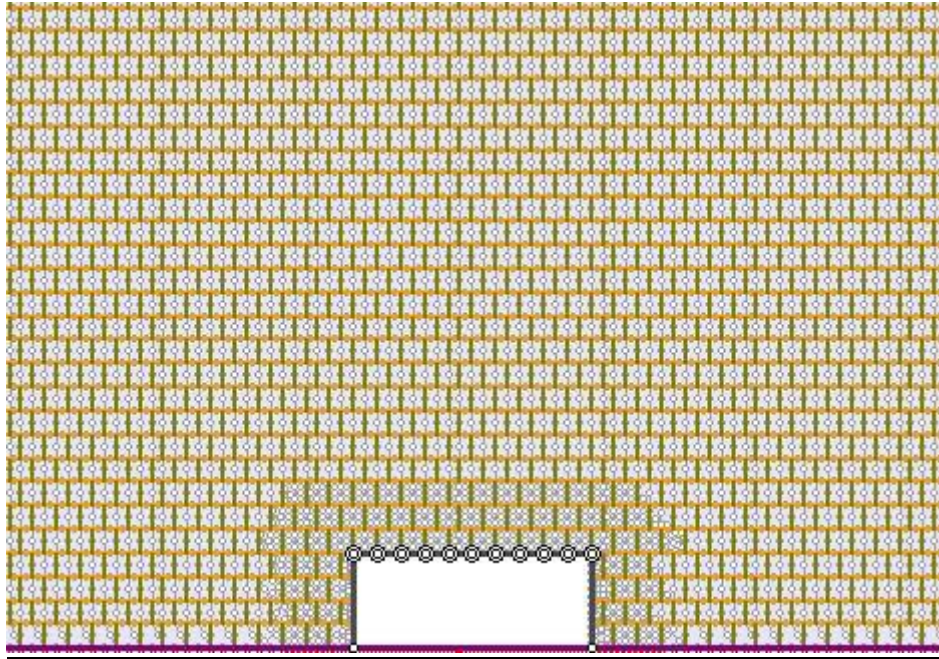
- Προβλήματα επίπεδης παραμόρφωσης ή αξονοσυμμετρικά προβλήματα
- Ελαστική ή πλαστική συμπεριφορά υλικών
- Διάνοιξη εκσκαφής σε φάσεις
- Υλικά με διαφορετικές ιδιότητες στη διατομή της ανάλυσης
- Επίδραση στοιχείων υποστήριξης (π.χ. αγκύρια, εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κλπ.)

- Σταθερές τάσεις πεδίου ή μεταβαλλόμενες καθ ύψος της διατομής λόγω βαρύτητας
- Προβλήματα παρουσίας ασυνεχειών στη γεωμάζα
- Προβλήματα παρουσίας υπόγειου νερού (με δυνατότητα ανάλυσης της πίεσης πόρων).

### 2.2.1 Το προσομοίωμα

Στην παρούσα διπλωματική εργασία έγινε προσομοίωση υπόγειου ορθογωνικού ανοίγματος 10m x 4m (Εικόνα 2-1), σε βραχομάζα με δυο οικογένειες ασυνεχειών. Η μια αντιπροσωπεύει τη στρώση και η άλλη ένα δεύτερο κάθετο στη πρώτη σύστημα ασυνεχειών, δομή που συναντάται συχνά σε στρωσιγενή πετρώματα . Οι διαστάσεις του αριθμητικού προσομοιώματος που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις ήταν 40m x 40m. Για την δημιουργία πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων χρησιμοποιήθηκαν εξακομβικά και οκτακομβικά στοιχεία. Τα μοντέλα που εξετάστηκαν θεωρήθηκε ότι είναι μακριά από ελεύθερες επιφάνειες και επομένως τοποθετήθηκαν πακτώσεις σε όλα τα εξωτερικά όρια. Το τασικό πεδίο στη συγκεκριμένη εργασία είναι σταθερό εντατικό πεδίο που αντιστοιχούσε σε 40 μέτρα υπερκείμενα και επιπροσθέτως η επίδραση της βαρύτητας για άλλα 40 μέτρα όσο δηλαδή ήταν η διάσταση του μοντέλου.

Το άρρηκτο πέτρωμα έχει επιλεχθεί να είναι γραμμικώς ελαστικό και να μην αστοχεί ώστε η αστοχία να συμβαίνει στα επίπεδα των ασυνεχειών. Η πυκνότητα ήταν  $\rho = 2700 \text{ kg/m}^3$ , μέτρο ελαστικότητας  $E = 20000 \text{ MPa}$  και λόγο poisson  $\nu = 0.25$ . Οι ασυνέχειες μοντελοποιήθηκαν χωρίς συνοχή και με κριτήριο αστοχίας που έχει το Mohr - Coulomb. Η ορθή δυστροπία ορίστηκε ίση με  $10^5 \text{ MPa/m}$  και η διατμητική δυστροπία ίση με  $10^4 \text{ MPa/m}$ .



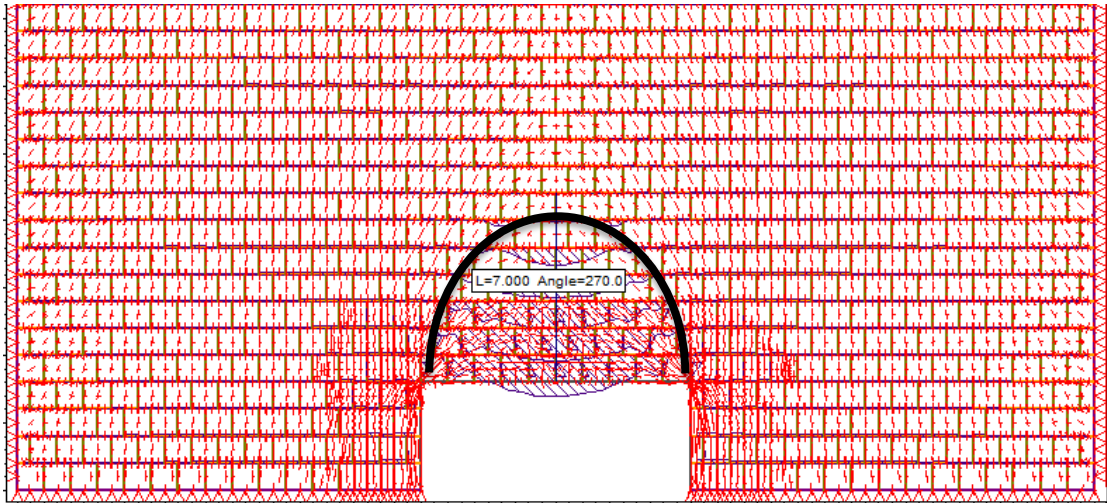
Εικόνα 2-1: Προσομοίωση υπόγειου ορθογωνικού ανοίγματος

### 2.2.2 Αποτελέσματα βασικού μοντέλου

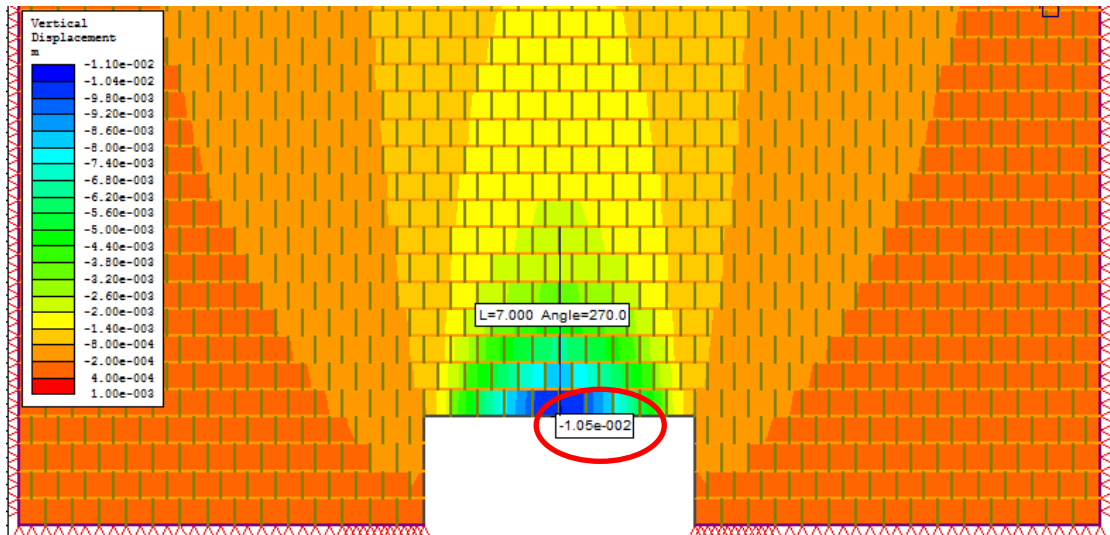
Πραγματοποιήθηκε μια πρώτη προσέγγιση με παραμέτρους:

- Γωνία εσωτερικής τριβής ασυνεχειών  $\phi = 40^\circ$
- Συντελεστής οριζόντιων γεωστατικών τάσεων  $K_0 = 0.5$
- Βάθος εκσκαφής  $H = 40\text{m}$
- Κλίση στρωμάτων  $\alpha = 0^\circ$

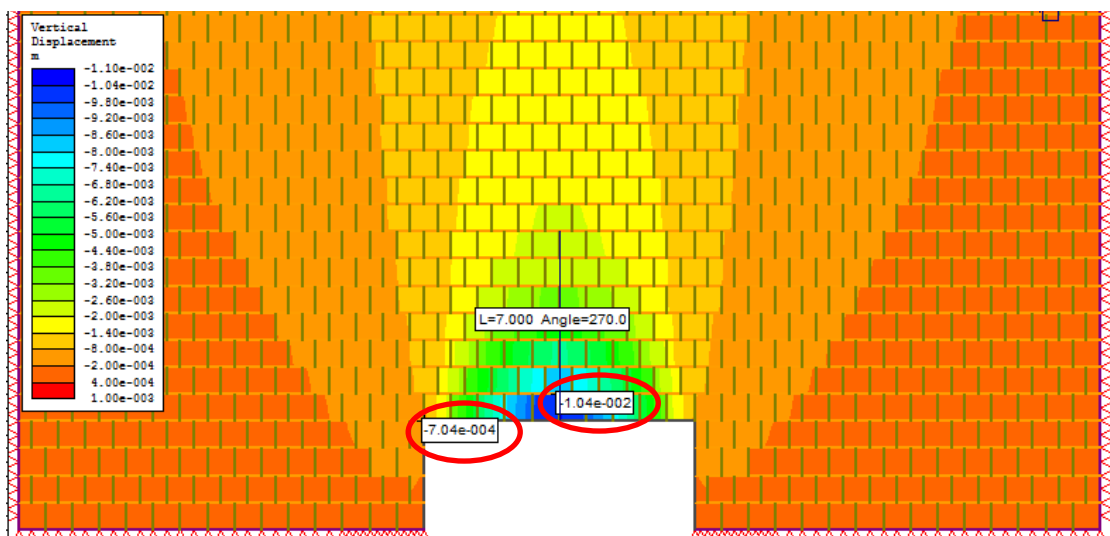
Εν συνεχεία εξετάστηκε το ύψος του θόλου, η βύθιση στο μέσον της οροφής και οι οριζόντιες τάσεις στο άκρο και τη μέση της πρώτης στρώσης της οροφής. Η Εικόνα 2-2 δείχνει το σχηματισμό του θόλου με τη βοήθεια των διανυσμάτων των κυρίων τάσεων καθώς και με τις ορθές μετακινήσεις των ασυνεχειών. Η Εικόνα 2-3 δείχνει την κατακόρυφη μετατόπιση στο μέσον της οροφής. Στην Εικόνα 2-4 φαίνονται οι ορθές οριζόντιες τάσεις στις στηρίξεις και στο άνω μέσο της πρώτης στρώσης στην οροφή του ανοίγματος. Τέλος οι δοκοί voussoir διακρίνονται με την βοήθεια των ορθών τάσεων στις ασυνέχειες (Εικόνα 2-5).



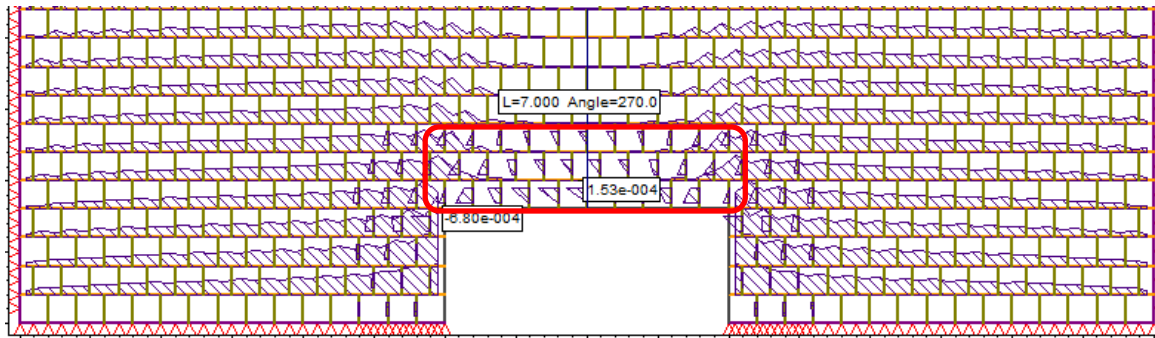
Εικόνα 2-2: Υπολογισμός ύψους θόλου



Εικόνα 2-3: Κατακόρυφη μετατόπιση στο μέσον της οροφής.



Εικόνα 2-4: Οριζόντιες τάσεις στα κάτω άκρα και στο άνω μέσο της πρώτης στρώσης στην οροφή



Εικόνα 2-5: Τοξα θλιπτικών τάσεων μέσα στις δοκούς voussoir

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων αυτών μας δημιουργούν το ερώτημα κατά πόσο η κάθε προαναφερθείσα παράμετρος μπορεί να τα επηρεάσει. Για το λόγο αυτό πραγματοποιήθηκαν τέσσερις σειρές αναλύσεων για να εξετασθεί η επίδραση:

- Της γωνίας τριβής των ασυνεχειών
- Του συντελεστή ωθήσεων
- Του βάθους εκσκαφής
- Της κλίσης των στρωμάτων

## Κεφάλαιο 3: Αποτελέσματα των αναλύσεων

### 3.1 Η επίδραση της γωνίας τριβής των ασυνεχειών

Για την εξέταση της επίδρασης της γωνίας τριβής των ασυνεχειών στο σχηματισμό του θόλου, έγινε σχεδιασμός και προσομοίωση 5 περιπτώσεων (Πίνακας 3-1) για ένα σύνηθες εύρος γωνιών εσωτερικής τριβής οι οποίες κυμαίνονταν από 10° - 40°. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων παρουσιάζονται στον Πίνακα 3-2.

Πίνακας 3-1: 5 περιπτώσεις γωνίας τριβής ασυνεχειών

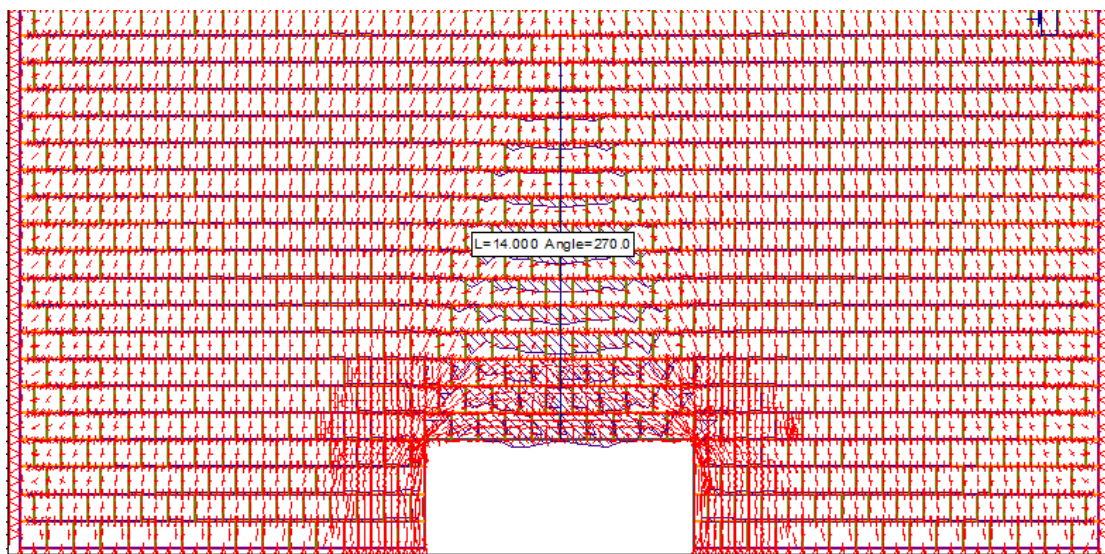
Σειρά 1	Περίπτωση	$\phi$ (°)	$K_0$	H (m)	$\alpha$ (°)
	a1	10	0.5	40	0
	a2	15	0.5	40	0
	a3	20	0.5	40	0
	a4	30	0.5	40	0
	a5	40	0.5	40	0

Πίνακας 3-2: Τα αποτελέσματα των αναλύσεων της σειράς 1

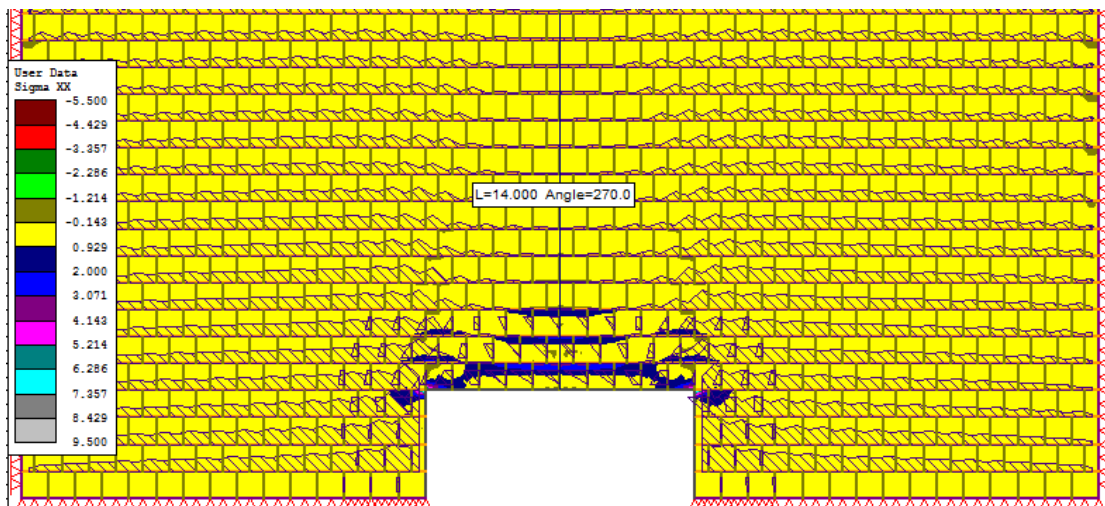
Περίπτωση	Ύψος θόλου (m)	Βύθιση (m)	σσχ άκρα (MPa)	σσχ μέσον (MPa)
a1	17	$-1.70 \times 10^{-2}$	8.342	4.054
a2	17	$-1.35 \times 10^{-2}$	8.387	3.933
a3	14	$-1.23 \times 10^{-2}$	8.493	3.743
a4	10	$-1.15 \times 10^{-2}$	8.200	3.457
a5	7	$-1.05 \times 10^{-2}$	7.844	3.191

Σε όλες τις περιπτώσεις εμφανίζεται θόλος κάτω από τον οποίο δημιουργείται μια χαλαρωμένη ζώνη. Η μεταβολή του ύψους είναι της τάξης 60%. Το ύψος του θόλου για κάθε περίπτωση εκτιμάται με τη βοήθεια των διανυσμάτων των κυρίων τάσεων καθώς και από τις ορθές μετακινήσεις των ασυνεχειών (Εικόνα 3-1). Κάθε στρώση μέσα στη χαλαρωμένη ζώνη μπορεί να θεωρηθεί δοκός voissour. Στα μοντέλα μας παρατηρούμε ότι οι 3 πρώτες στρώσεις ακριβώς πάνω στο άνοιγμα λειτουργούν ως

δοκοί voussoir καθώς μέσα σε αυτές παρατηρείται το τόξο των θλιπτικών τάσεων  
 Εικόνα 3-2 . Βάση των παρατηρήσεων, με την αύξηση της γωνίας εσωτερικής τριβής  
 έχουμε μικρότερο ύψος θόλου, καθώς και μικρότερες μετακινήσεις μεταξύ των  
 στρώσεων. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η μεγαλύτερη γωνία εσωτερικής τριβής  
 έχει ως αποτέλεσμα μεγαλύτερη διατμητική αντοχή μεταξύ των ασυνεχειών άρα και  
 μικρότερες μετακινήσεις. Ο θόλος παρατηρείται σε υψηλότερο σημείο με τη μείωση  
 της γωνίας, επειδή η χαλαρωμένη ζώνη αυξάνεται και κάνει το θόλο να  
 μετακινηθεί ψηλότερα.



Εικόνα 3-1: Υπολογισμός ύψους θόλου στην περίπτωση a3 με  $\phi=20^\circ$ .



Εικόνα 3-2: Δοκοί voussoir στην οροφή του ανοίγματος με ισούψείς σχκ και τα γραφήματα δείχνου τις ορθές κύριες τάσεις. (Περίπτωση a3 με  $\phi=20^\circ$ ).

### 3.2 Η επίδραση του συντελεστή οριζόντιων γεωστατικών τάσεων

Προκειμένου να διερευνηθεί η επίδραση του συντελεστή οριζόντιων γεωστατικών τάσεων στο φαινόμενο του σχηματισμού του θόλου, εξετάστηκαν έξι διαφορετικές τιμές αυτού (Πίνακα ς3-3). Συγκεκριμένα, πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις για  $K_0 = 0.2, 0.5, 0.7, 1, 1.5, 2$ .

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων παρουσιάζονται στον Πίνακα 3-4.

Πίνακας 3-3: 6 περιπτώσεις συντελεστή οριζόντιων γεωστατικών τάσεων.

Σειρά 2	Περίπτωση	$\phi$ (°)	$K_0$	H (m)	$\alpha$ (°)
	b1	30	0.2	40	0
	b2	30	0.5	40	0
	b3	30	0.7	40	0
	b4	30	1	40	0
	b5	30	1.5	40	0
	b6	30	2	40	0

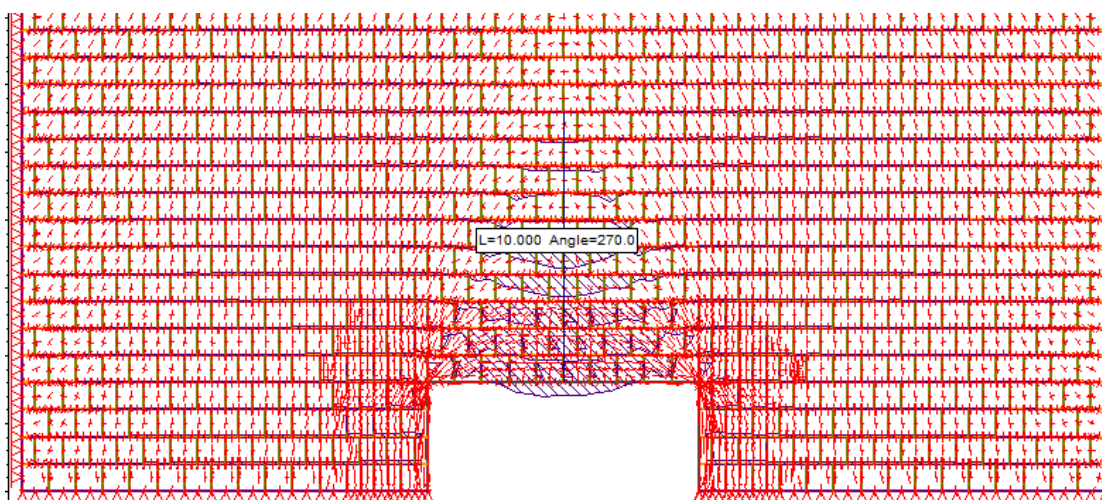
Πίνακας 3-4: Τα αποτελέσματα των αναλύσεων της σειράς 2

Περίπτωση	Ύψος θόλου (m)	Βύθιση (m)	σσχ άκρα (MPa)	σσχ μέσον (MPa)
<b>b1</b>	15	$-1.27 \times 10^{-2}$	8.132	3.604
<b>b2</b>	10	$-1.15 \times 10^{-2}$	8.200	3.457
<b>b3</b>	9.5	$-1.05 \times 10^{-2}$	8.194	3.299
<b>b4</b>	7	$-0.976 \times 10^{-2}$	8.391	3.260
<b>b5</b>	5	$-0.856 \times 10^{-2}$	8.463	3.311
<b>B6</b>	4.5	$-0.788 \times 10^{-2}$	8.982	3.432

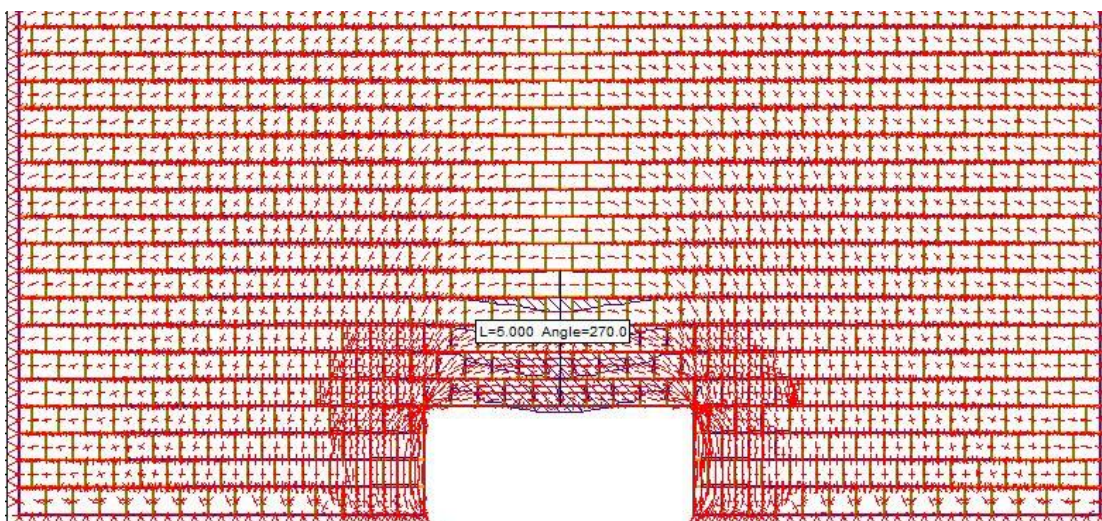
Το ύψος του θόλου υπολογίσθηκε με τον ίδιο τρόπο (Εικόνα 3-3) . Είναι εμφανές ότι με την αύξηση του οριζόντιων γεωστατικών τάσεων, το ύψος του θόλου μικραίνει και η ζώνη χαλάρωσης μειώνεται αντίστοιχα. Όταν ο συντελεστής  $K_0$  είναι 2 το τόξο δημιουργείται σε μικρή απόσταση από την οροφή και η χαλαρωμένη ζώνη



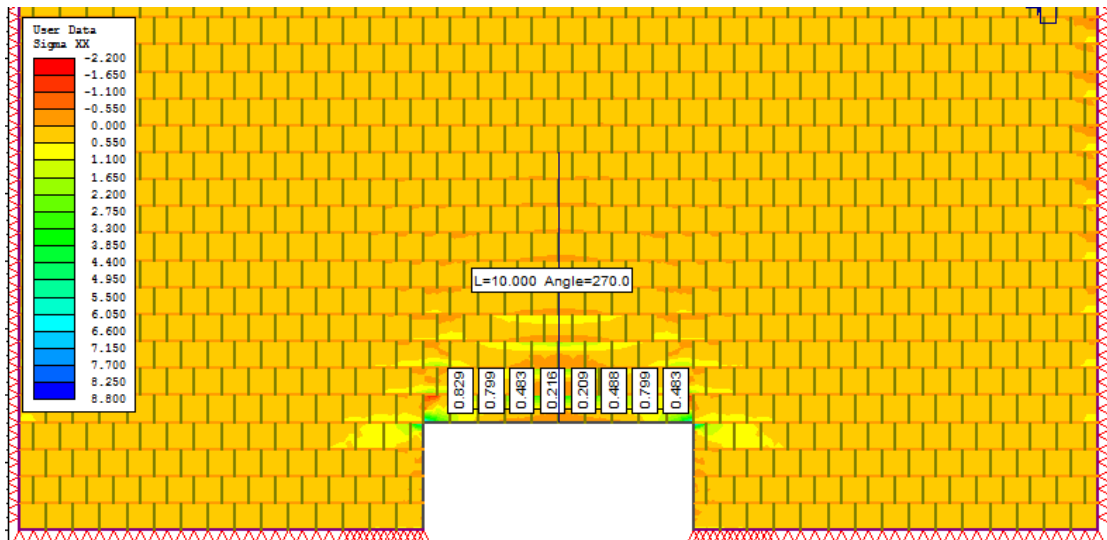
περιορίζεται στα πρώτα στρώματα (Εικόνα 3-4). Επιπλέον η αύξηση του συντελεστή ωθήσεων, έχει ως αποτέλεσμα μεγαλύτερη διατμητική αντοχή των ασυνεχειών καθώς αυξάνεται η ορθή τάση. Επιπλέον η σταθεροποιητική επίδραση των πλευρικών πιέσεων μπορεί να διαπιστωθεί από την αύξηση του λόγου H/W. Τα αριθμητικά αποτελέσματα αποδεικνύουν ότι ο συντελεστής οριζόντιων γεωστατικών τάσεων έχει μια σημαντική ευεργετική επίδραση για την σταθερότητα της οροφής μέσω του σχηματισμού θόλου (Εικόνα 3-5, 3-6). Στις δυο αυτές εικόνες είναι εμφανής η διαφορά των οριζόντιων τάσεων καθώς για  $K_0=0.5$  έχουμε τιμές από 0.216-0.829 MPa ενώ για  $K_0=2$  έχουμε τιμές από 0.683 έως 1.141 MPa.



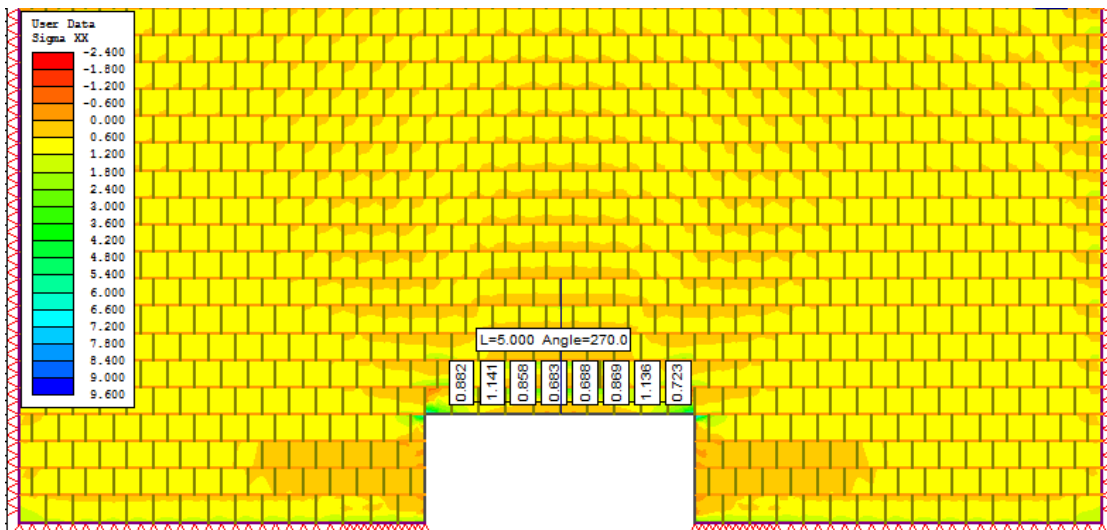
Εικόνα 3-3: Υπολογισμός ύψους θόλου περίπτωση b3 με  $K_0=0.7$



Εικόνα 3-4: Υπολογισμός ύψους θόλου περίπτωση b6 με  $K_0=2$



Εικόνα 3-5: Αύξηση των οριζόντιων τάσεων λόγω αύξησης συντελεστή οριζόντιων γεωστατικών τάσεων για  $K_0 = 0.5$



Εικόνα 3-6: Αύξηση των οριζόντιων τάσεων λόγω αύξησης συντελεστή οριζόντιων γεωστατικών τάσεων για  $K_0 = 2$

### 3.3 Η επίδραση του βάθους εκσκαφής

Σχετικά με την επίδραση του βάθους εκσκαφής στον σχηματισμό του θόλου, λήφθηκαν υπόψη τέσσερις διαφορετικές περιπτώσεις μοντέλων με ύψος μεταξύ 40 και 200 m (Πίνακας 3-5). Οι κύριες τάσεις και οι μετακινήσεις οροφής μας βοηθούν στον προσδιορισμό του ύψους του θόλου. Τα αποτελέσματα δίνονται παρακάτω (Πίνακας 3-6).

Πίνακας 3-5: 4 περιπτώσεις βάθους εκσκαφής

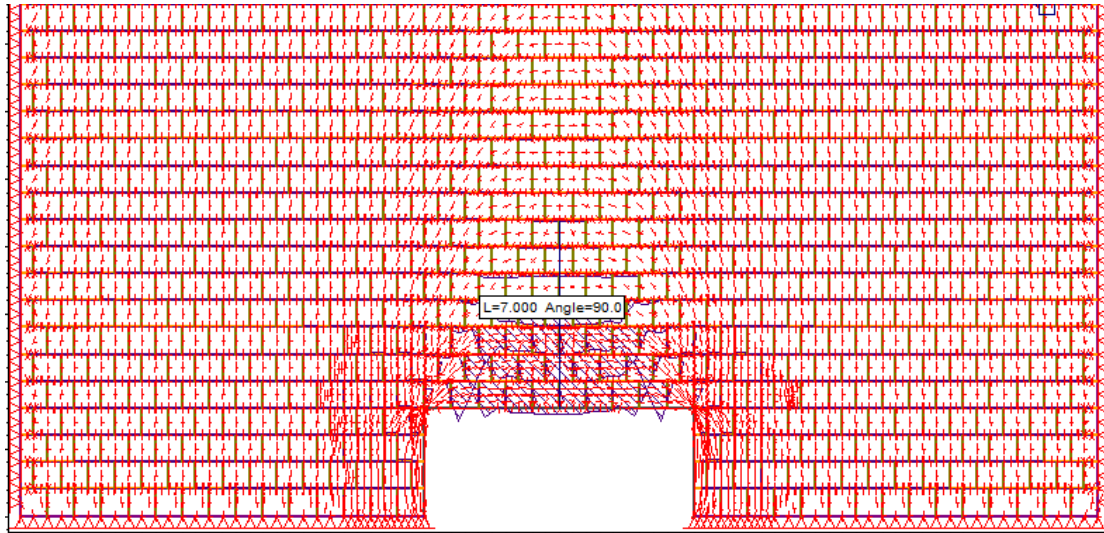
Σειρά 3	Περίπτωση	$\phi$ (°)	Ko	H (m)	$\alpha$ (°)
	c1	10	0.5	40	0
	c2	10	0.5	100	0
	c3	10	0.5	150	0
	c4	10	0.5	200	0

Πίνακας 3-6: Τα αποτελέσματα των αναλύσεων της σειράς 3

c	Ύψος θόλου (m)	Βύθιση (m)	σσχ άκρα (MPa)	σσχ μέσον (MPa)
c1	12	$-1.70 \times 10^{-2}$	8.342	4.054
c2	8	$-1.86 \times 10^{-2}$	7.927	3.957
c3	7	$-1.95 \times 10^{-2}$	10.54	4.579
c4	4	$-2.10 \times 10^{-2}$	12.11	5.372

Το ύψος του θόλου για κάθε περίπτωση εκτιμάται με τη βοήθεια των διανυσμάτων των κυρίων τάσεων καθώς και από τις ορθές μετακινήσεις των ασυνεχειών (Εικόνα 3-7). Παρατηρείται ότι όταν το βάθος εκσκαφής είναι μικρό (περίπτωση c1 H=40m), έχουμε μεγαλύτερο ύψος θόλου. Μια πιθανή αιτία θα μπορούσε να είναι ότι μερικοί δοκοί voussoir που βρίσκονται κοντά στην οροφή δεν μπορούν να αυτοϋποστηριχθούν και αστοχούν σε ολίσθηση κατά μήκος των επιπέδων τους. Όσο το ύψος αυξάνεται, οι επί τόπου οριζόντιες τάσεις θα αυξάνονταν με αποτέλεσμα να παρέχεται επαρκή διατμητική αντοχή στους δοκούς voussoir για να μην αστοχούν σε ολίσθηση. Στην πραγματικότητα παρατηρήσαμε ότι οι διατμητικές μετακινήσεις μεταξύ των θολιτών δεν είχαν ουσιαστικές διαφορές μεταξύ τους.

Παρόλα αυτά το βάθος εκσκαφής δεν έχει άμεση επιρροή στο σχηματισμό του θόλου, η αστοχία των δοκών voussoir μπορεί να επιδεινώσει τον θόλο και να το μετακινήσει ψηλότερα. Με μεγαλύτερο ύψος υπερκειμένων, οι δοκοί voussoir διαμορφώνονται επιτυχώς και ο σχηματισμός θόλου είναι εγγυημένος.



Εικόνα 3-7: Υπολογισμός ύψους θόλου περίπτωσης c3 με H= 150m

### 3.4 Η επίδραση της κλίσης του στρώματος

Για εννέα περιπτώσεις με γωνίες που κυμαίνονται από 20° έως 90° (πίνακας 3-7) πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις για να γίνει διερεύνηση της επιρροής της κλίσης του στρώματος στη διαμόρφωση του θόλου. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων παρουσιάζονται στον Πίνακα 3-8.

Πίνακας 3-7: Εννέα περιπτώσεις αλλαγής κλίσης στρωμάτων

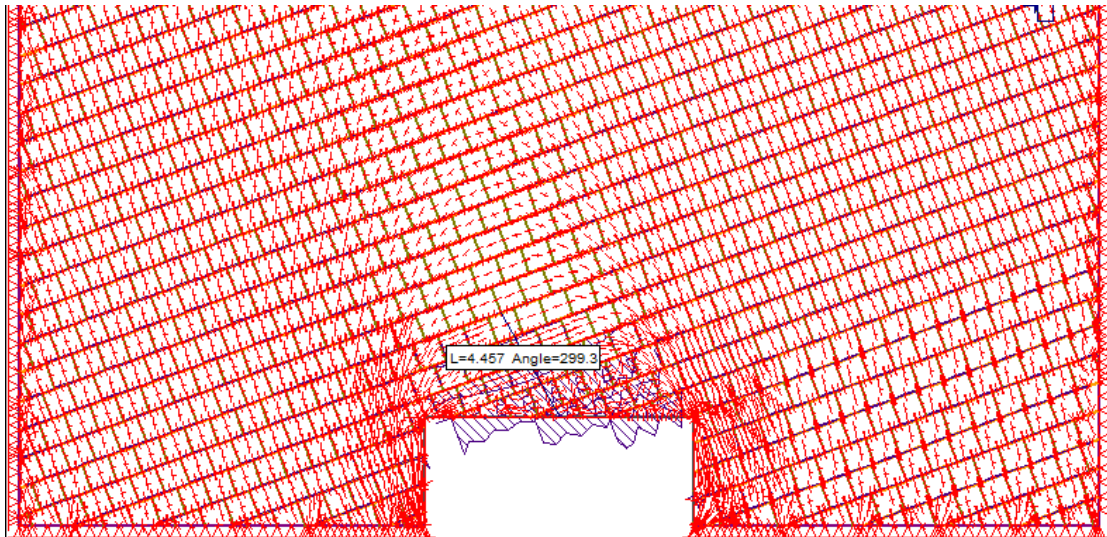
Σειρά 4	Περίπτωση	$\phi$ (°)	K <sub>o</sub>	H (m)	$\alpha$ (°)
	d1	20	0.5	40	10
	d2	20	0.5	40	20
	d3	20	0.5	40	30
	d4	20	0.5	40	40
	d5	20	0.5	40	50
	d6	20	0.5	40	60
	d7	20	0.5	40	70
	d8	20	0.5	40	80
	d9	20	0.5	40	90

Πίνακας 3-8: Τα αποτελέσματα των αναλύσεων της σειράς 3

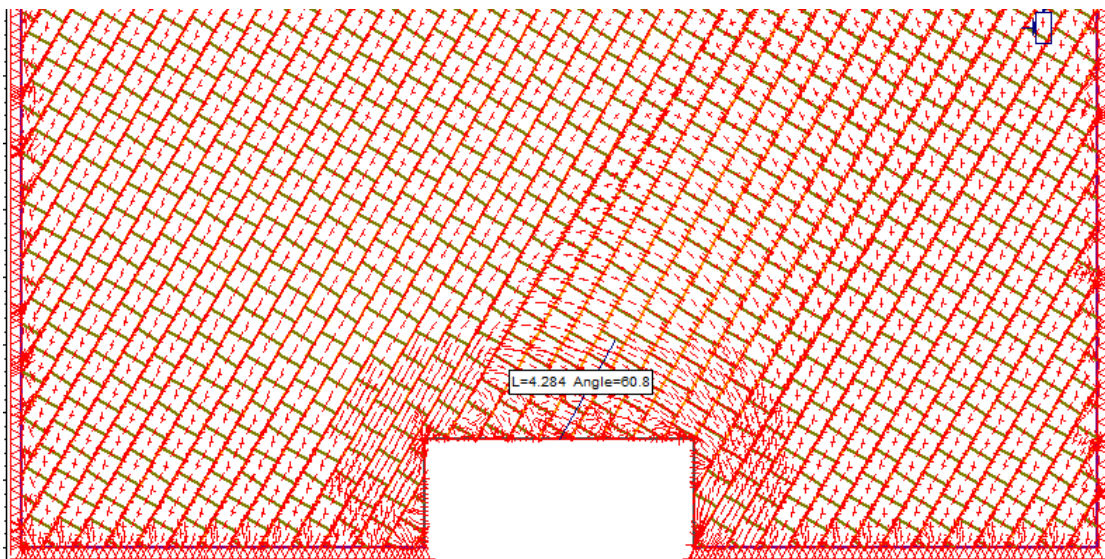
Περίπτωση	Ύψος θόλου (m)	Βύθιση (m)
d1	4.413	$-0.354 \times 10^{-2}$
d2	4.457	$-0.421 \times 10^{-2}$
d3	5.303	$-0.437 \times 10^{-2}$
d4	5.876	$-0.553 \times 10^{-2}$
d5	-	-
d6	-	-
d7	-	-
d8	-	-
d9	-	-

Σε αυτή τη σειρά αναλύσεων το λογισμικό αδυνατούσε να τρέξει με σταθερό εντατικό πεδίο και επίδραση της βαρύτητας. Για το λόγο αυτό οι αναλύσεις περιορίστηκαν να επιλυθούν με σταθερό εντατικό πεδίο. Το ύψος του θόλου υπολογίστηκε με τον ίδιο τρόπο (Εικόνα 3-8) . Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων είναι εμφανές ότι η κλίση των στρωμάτων έχει εμφανή επιρροή στο σχηματισμό του θόλου. Όταν η κλίση είναι μικρότερη των 40° η δημιουργία θόλου είναι εμφανής. Παρατηρείται ότι ο προσανατολισμός του θόλου ακολουθεί εκείνον της κλίσης των στρώσεων. Ο θόλος δηλαδή φαίνεται να είναι κάθετος στις στρώσεις με κλίση κάτω των 40° και παράλληλος για γωνίες από 40° μέχρι 60° (Εικόνα 3-9). Και σε αυτή την περίπτωση, κάθε στρώση μέσα στη χαλαρωμένη ζώνη μπορεί να θεωρηθεί δοκός voissour που ισορροπεί μεταφέροντας τα φορτία στα άκρα Εικόνα 3-10. Μεταξύ των 40° και 60° παρατηρείται δημιουργία θόλου αλλά οι δοκοί voussoir δεν μπορούν να σχηματιστούν (Εικόνα 3-11). Όταν η κλίση ξεπεράσει τις 60° δεν έχουμε σχηματισμό θόλου και η βραχομάζα ολισθαίνει σε μεγάλη έκταση (Εικόνα 3-12).

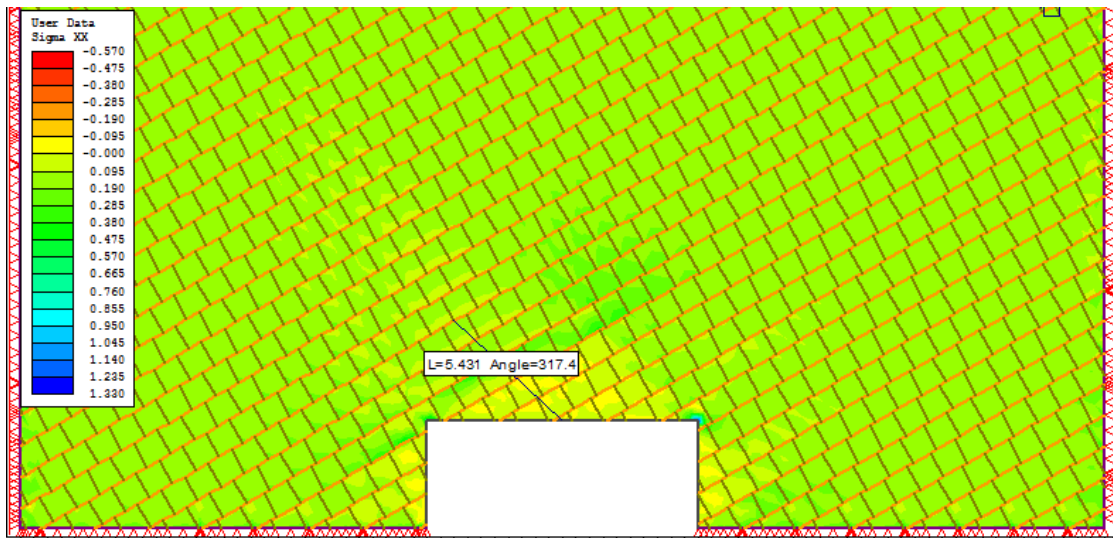
Βασιζόμενοι στα διανύσματα των κυρίων τάσεων παρατηρούμε ότι οι ασυνέχειες προκαλούν μετασχηματισμό των τάσεων και ο τρόπος αστοχίας διαφοροποιείται από το κλασσικό μηχανισμό του συνεχούς μέσου. Αυτό όπως προαναφέρθηκε φαίνεται και από το σχηματισμό του θόλου σε σχέση με την κλίση του στρώματος. Στις περισσότερες περιπτώσεις είναι δύσκολο να προσδιορισθεί ακριβώς το ύψος του θόλου μέσω των διανυσμάτων των τάσεων.



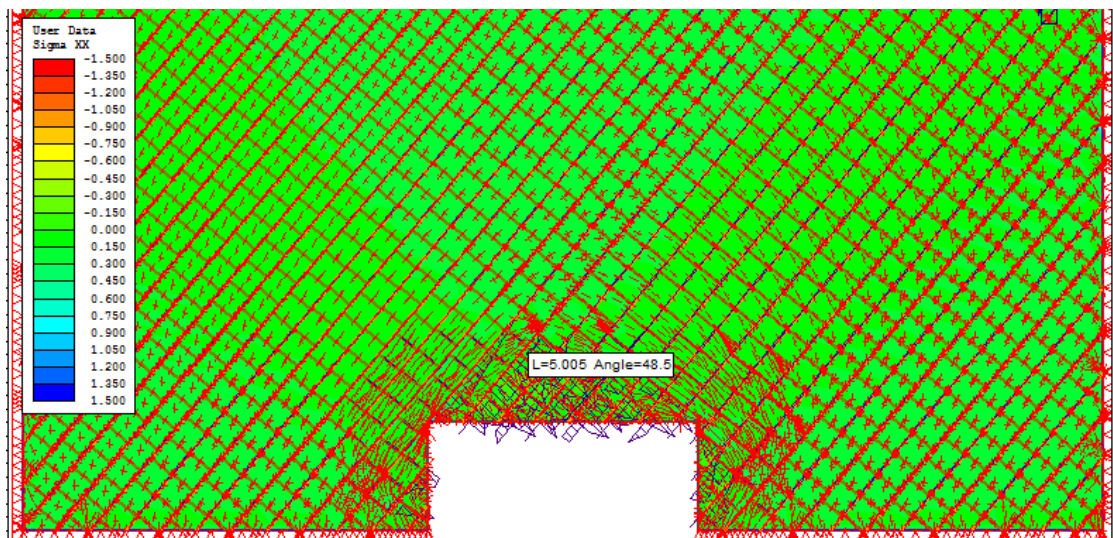
Εικόνα 3-8 Υπολογισμός ύψους θόλου περίπτωσης d2 με  $\alpha=20^\circ$



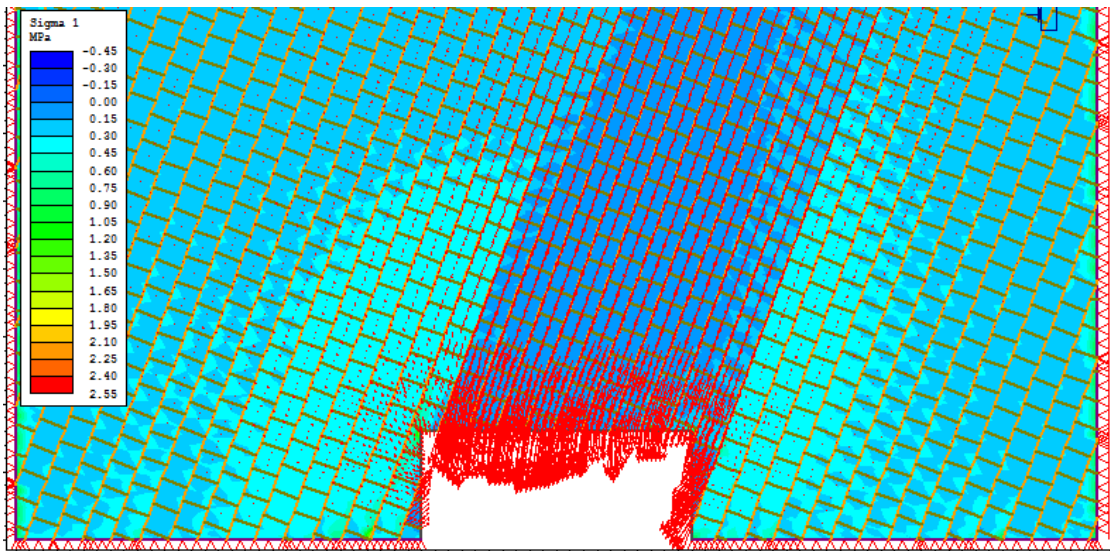
Εικόνα 3-9: Δημιουργία θόλου παράλληλα στις στρώσεις στην περίπτωση d6 με  $\alpha=60^\circ$



Εικόνα 3-10: Θλιπτικές τάσεις μέσα στη δοκό voussoir της περίπτωσης d2 με  $\alpha = 20^\circ$



Εικόνα 3-11: Περίπτωση d6 με  $\alpha = 60^\circ$  εμφάνιση θόλου αλλά όχι δοκών voussoir



Εικόνα 3-12: Περίπτωση d7 με  $\alpha = 70^\circ$  ολίσθηση της βραχομάζα



## Κεφάλαιο 4: Συμπεράσματα

Στην παρούσα διπλωματική εργασία μελετήθηκε με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων ο σχηματισμός θόλου, θολιτών και της εντατικής κατάστασης σε υπόγειο ορθογωνικό άνοιγμα στρωσιγενούς βραχομάζας με δυο κάθετα συστήματα ασυνεχειών. Η βαρύτητα των υπερκειμένων μετατρέπεται σε τάσεις οι οποίες μεταφέρονται στα άκρα μέσω του θόλου. Ο θόλος λειτουργεί σαν μία φυσική ασπίδα για το άνοιγμα ενώ κάτω από αυτή έχουμε μια ζώνη χαλάρωσης. Κάθε στρώση στη ζώνη χαλάρωσης διαχωρίζεται και λειτουργεί σαν δοκός voussoir.

Εν συνεχεία πραγματοποιήθηκαν λεπτομερείς παραμετρικές αναλύσεις την επίδραση της γωνία εσωτερικής τριβής, του βάθους εκσκαφής, του συντελεστή οριζόντιων γεωστατικών τάσεων και την κλίση των στρωμάτων στην εκσκαφή.

Με βάση τα αποτελέσματα, η κλίση των στρώσεων επηρεάζει σημαντικά τη διαμόρφωση του θόλου. Για κλίσεις μικρότερες των  $40^\circ$  η δημιουργία θόλου και θολιτών είναι ευδιάκριτη. Στις περιπτώσεις μεταξύ  $40^\circ$  και  $60^\circ$  δημιουργείται θόλος που σταθεροποιεί τη βραχομάζα αλλά δεν δημιουργούνται δοκοί voussoir στη χαλαρωμένη ζώνη. Για κλίσεις μεγαλύτερες των  $60^\circ$  διαπιστώθηκε ολοσχερής ολίσθηση των στρώσεων.

Μια ακόμη σημαντική παράμετρος που επηρεάζει το σχηματισμό του θόλου είναι ο συντελεστής οριζόντιων γεωστατικών τάσεων. Με την αύξηση του συντελεστή το ύψος του θόλου μειώνεται αισθητά. Επιπλέον βελτιώνεται η ευστάθεια των δοκών voussoir, το οποίο είναι ευεργετικό για την ευστάθεια της οροφής.

Συγκριτικά, η γωνία εσωτερικής τριβής και το βάθος εκσκαφής έχουν έμμεση επίδραση στο σχηματισμό του θόλου, αλλά άμεση στην ευστάθεια των δοκών voussoir. Στην περίπτωση που οι δοκοί δεν ευσταθούν ο θόλος μετακινείται προς τα πάνω. Με τη μείωση της γωνίας εσωτερικής τριβής, οι χαμηλότερες στρώσεις κυρίως τείνουν να ολισθήσουν ή να ανατραπούν. Ομοίως, μικρό βάθος εκσκαφής προκαλεί μικρότερες επί τόπου οριζόντιες τάσεις ευνώντας αστοχίες σε ολίσθηση των δοκών voussoir.



## Βιβλιογραφία

1. L. He and Q.B.Zhang, Numerical investigation of arching mechanism to underground excavation in jointed rock mass, 2015
2. Beer G. and Meek J.L., Design curves for roofs and hangingwalls in bedded rock based on voussoir beam and plate solutions. Trans Int Min Metall, Vol. 91, A18-22, 1982.
3. Dinsdale J.R., Ground failure around excavations. Trans. Inst. Min. Met., 46, 1937.
4. Evans W.H., The strength of undermined strata. Trans. Inst. of Mining and Metallurgy, Vol. 50, pp. 475-532, 1941.
5. Fayol M., Sur les Mouvements de Terrain Provoques par l' Exploration des Mines, 1885.
6. Jones O.T. and Davis E.L., Pillar and Stall working under sandstone roof, Trans. Inst. Mining Engineers, Vol. LXXVI, pp. 313-329, 1929.
7. Cundall P.A., A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems. Proc. of the Symp. of the Int. Soc. for Rock Mech., Nancy,1, 11-18, 1971.
8. Bucky P.B. and Tadorelli R.V., Effects of immediate roof thickness in longwall mining as determined by barodynamic experiments. Trans. Am. Inst. of Min. and Met. Eng., Vol. 130, pp. 314-332, 1938.
9. Brady E.T., Brown E. Rock mechanics for underground mining, George Allen Unwin, 1985.
10. Diederichs M.S. and Kaiser P.K., Stability of large excavations in laminated hard rock masses: the voussoir analogue revisited. Int J of Rock Mech Min Sci, 36, 97-117, 1999.
11. Kooharian A., Limit analysis of voussoir (segmental) and concrete arches. J Amer Concrete Ins, 24, 317-328, 1952.
12. Nomikos P.P., Sofianos A.I. and Tsoutrelis C.E., Structural response of vertically multi-jointed roof rock beams, Int. J. Rock Mech. & Min. Sci., 39(1), 79-94, 2002.
13. Nomikos P., Yiouta-Mitra P. Sofianos, A.I., 2007.
14. Σοφιανός Α.Ι., Υποστήριξη Υπογείων Έργων, Πανεπιστημιακές Σημειώσεις, Αθήνα, 2005.

15. Sofianos A.I., Analysis and design of an underground hard rock voussoir beam roof. *Int J Rock Mech Min Sci & Geomech. Abstr*, 33(2):153-166, 1996.
16. Σοφιανός Α.Ι. και Καπένης Α.Π., Συμπεριφορά χαμηλού θόλου των υπογείων οροφών για ακραία παραμορφωσιμότητα του πετρώματος. *Τεχν. Χρον. Επιστ. Εκδ. ΤΕΕ*,(1-2), 31-40, 1999.
17. Sofianos A.I. and Karpenis A.P., Stability of underground stratified hard rock roofs. *Advances in Rock Mechanics*, World Scientific, 217-226, 1998.
18. Sofianos A.I., Nomikos P.P. and Tsoutrelis C.E., Effect of joint frequency and compliance on the response of an underground roof rock beam, *Geoeng 2000*, Melbourne, Australia, 2000.