

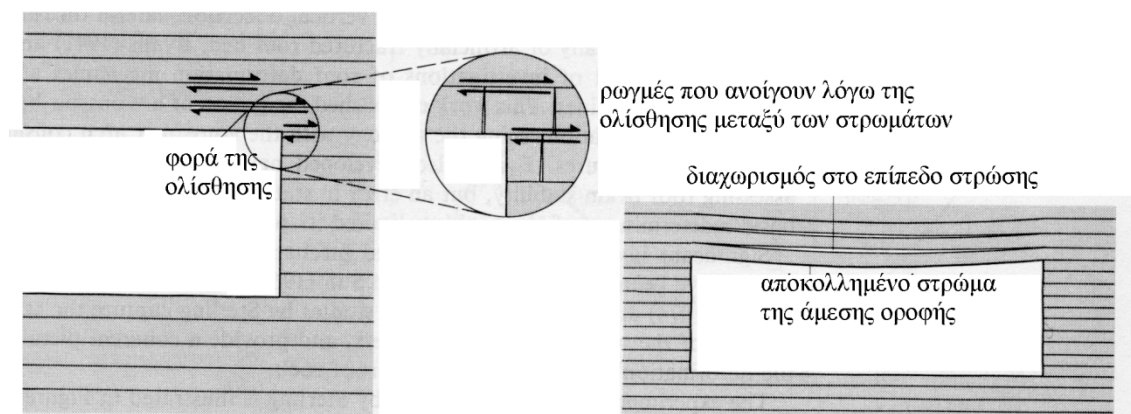
Κεφάλαιο 6.

ΕΚΣΚΑΦΗ ΣΕ ΣΤΡΩΣΙΓΕΝΕΣ ΠΕΤΡΩΜΑ

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

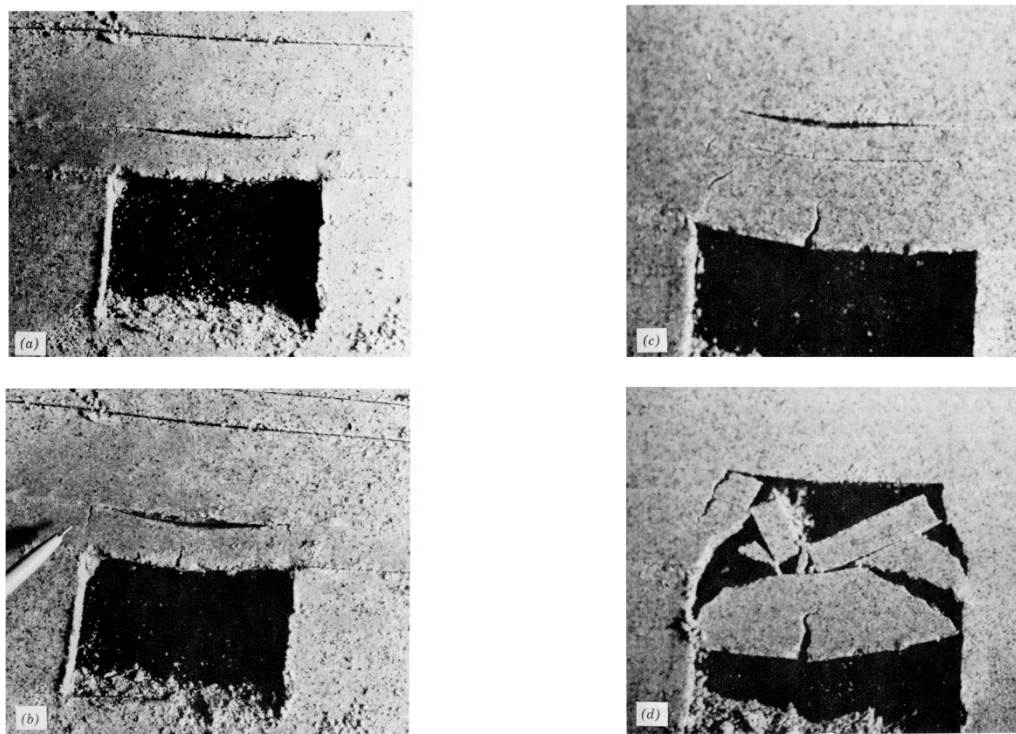
Παράλληλες γεωλογικές στρώσεις με δεσπόζουσα σημασία στη συμπεριφορά του πετρώματος συναντώνται συχνά σε διάφορα περιβάλλοντα των υπογείων εκσκαφών. Οι στρώσεις αυτές μπορεί να είναι το αποτέλεσμα ιζηματογενούς απόθεσης, διακλάσεων εφελκυσμού, υφής δημιουργημένης από διαδικασίες μεταμόρφωσης ή ροής λάβας, 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.

Πρώτος ο Fayol (1885) παρατήρησε ότι τα στρώματα των υπόγειων οροφών διαχωρίζονται κατά την κάμψη τους (Σχήμα 1), 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.



Σχήμα 1. Συνέπειες της ολίσθησης και του διαχωρισμού, στη διεπιφάνεια των στρώσεων, στη μηχανική συμπεριφορά του περιβάλλοντος πετρώματος.

Στο Σχήμα 2 παρουσιάζεται με τη βοήθεια φυσικού ομοιώματος (Goodman, 1980) η διαδικασία αστοχίας μίας υπόγειας στρωσιγενούς οροφής.



Σχήμα 2. Φυσικό ομοίωμα παρατήρησης της διαδικασίας αστοχίας στρωσιγενούς οροφής

2. ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΙ

- γ: Φαινόμενο βάρος του πετρώματος
- δ: Βέλος κάμψης
- ε: Τροπή (ανηγμένη παραμόρφωση)
- E: Μέτρο ελαστικότητας
- n: Λόγος του μήκους επαφής h προς το πάχος t
- Q: Βάρος στρώματος υπόγειας οροφής
- σ: Ορθή τάση
- s: Ελεύθερο άνοιγμα υπόγειας οροφής
- t: Πάχος υπόγειας οροφής
- z: Μοχλοβραχίονας ζεύγους δυνάμεων

3. ΑΡΡΗΚΤΟ ΠΕΤΡΩΜΑ

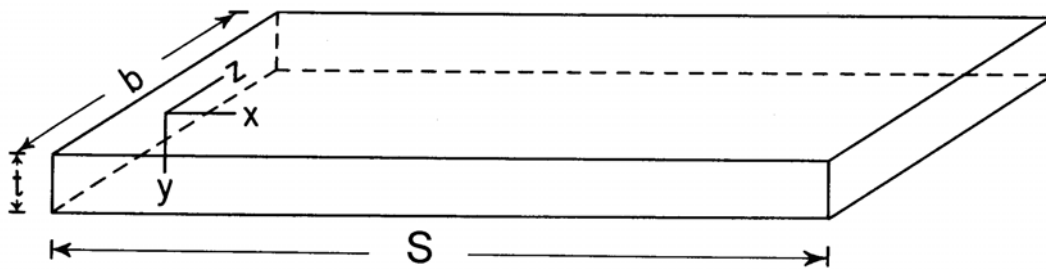
Η ανάλυσή επιμήκους οροφής, πακτωμένης στα δύο άκρα, μπορεί να βασισθεί στη θεωρία απλών δοκών, οπότε η αξονική τροπή (αξονική ανηγμένη παραμόρφωση) ϵ_{amax} στην ακραία ίνα στη στήριξη και το ανηγμένο βέλος κάμψης δ_{nmid} στο μέσον του ανοίγματος δίνονται από τις σχέσεις :

$$\varepsilon_{a \max} = \frac{\sigma_{a \max}}{E} = \frac{Q_n \cdot s_n}{2}$$

$$\delta_{nmid} = \frac{\delta_{mid}}{t} = \frac{Q_n \cdot s_n^3}{32}$$

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

Εξίσωση 1



Στην περίπτωση δύο στρωμάτων πλήρως διαχωρισμένων μεταξύ τους και με πάχη t_1 και t_2 , η ορθή τάση που αναπτύσσεται μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση:

$$\sigma = 0.75 \frac{ql^2}{bt_1^2 + bt_2^2}$$

Εάν τα στρώματα είναι συγκολλημένα η σχέση γίνεται:

$$\sigma' = 0.75 \frac{ql^2}{b(t_1 + t_2)^2}$$

Για την περίπτωση όπου $t_1 = t_2 = t_0$

$$\frac{\sigma}{\sigma'} = \frac{0.75(ql^2 / 2bt_0^2)}{0.75[ql^2 / b(2t_0)^2]} = 2$$

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 δεν θα ρηγματωθεί και ότι είναι ασφαλής. Σε αντίθετη περίπτωση η μη ρηγμάτωση της οροφής μπορεί να εξασφαλισθεί με υποστήριξη, ή ανάρτηση ή όπλιση της 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.

3.1 Ανάρτηση στρωμάτων

Η ανάρτηση της οροφής από ανώτερα στρώματα μπορεί να είναι πλήρης ή μερική. Στην πρώτη περίπτωση το ανώτερο στρώμα είναι πολύ πιο ισχυρό και δύσκαμπτο από το κατώτερο, με αποτέλεσμα να αναλαμβάνει πλήρως το βάρος του κατώτερου.

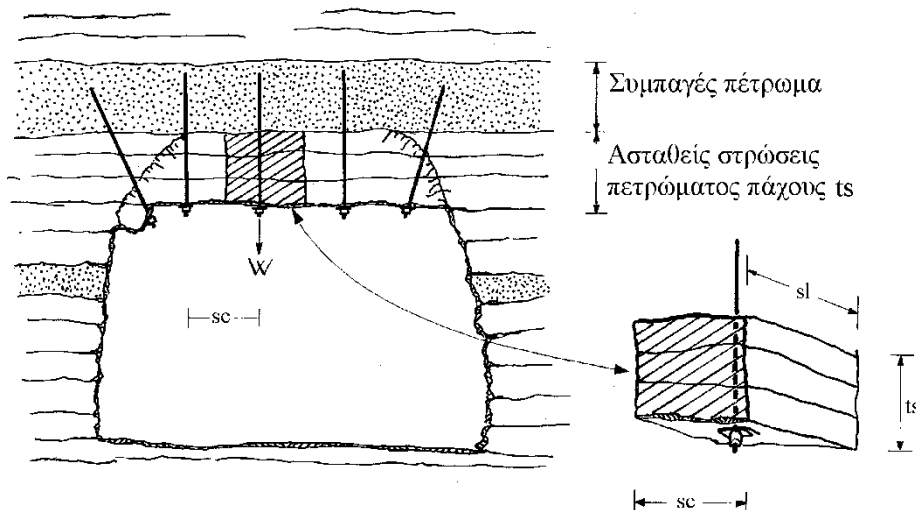
Αντίθετα συχνά η δυσκαμψία και αντοχή των στρωμάτων μπορεί να διαφέρει, χωρίς όμως να είναι άλλης τάξης μεγέθους. Στην περίπτωση αυτή το ανώτερο στρώμα αναλαμβάνει μέρος μόνο του φορτίου του κατώτερου στρώματος.

3.1.1 Ανάρτηση από δύσκαμπτο πέτρωμα

Στο Σχήμα 3 φαίνονται ασθενείς λεπτές στρώσεις πετρώματος αναρτημένες από συμπαγές πέτρωμα. Σε κάθε αγκύριο ανάρτησης αντιστοιχεί μία συνεισφέρουσα επιφάνεια εμβαδού $s_c \cdot s_l$ και ένα βάρος W πετρώματος για ανάρτηση. Εφόσον η φέρουσα ικανότητα κάθε αγκυρίου είναι T_{bf} και ο απαιτούμενος συντελεστής ασφαλείας είναι FS_b , τότε:

$$T_{bf} = FS_b \cdot W = FS_b \cdot s_c \cdot s_l \cdot t_s \cdot \gamma \quad \text{Εξίσωση 2}$$

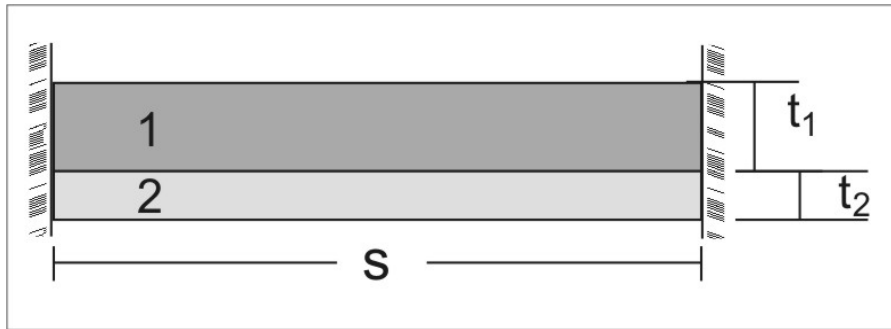
Ο συντελεστής ασφαλείας FS_b λαμβάνει τιμές από 1.5÷3.0. Η τιμή εξαρτάται από την ενδεχόμενη ζημιά λόγω της κατάρρευσης του πετρώματος, καθώς και από το εάν η ανάρτηση είναι μόνιμη ή προσωρινή.



Σχήμα 3. Ανάρτηση από συμπαγές πέτρωμα

3.1.2 Μερική ανάρτηση από εύκαμπτο πέτρωμα

Στο Σχήμα 4 φαίνονται δύο στρώσεις πετρώματος οροφής. Το βέλος κάμψης δ_{mid} στο μέσον κάθε στρώματος, θεωρουμένου ως μεμονωμένου, δίνεται από την παρακάτω σχέση:



Σχήμα 4. Μερική ανάρτηση από εύκαμπτο πέτρωμα

$$\delta_{mid} = \frac{q \cdot s^4}{32 \cdot E \cdot t^3} = \frac{\gamma \cdot t \cdot s^4}{32 \cdot E \cdot t^3} = \frac{\gamma \cdot s^4}{32 \cdot E \cdot t^2} \quad \text{Εξίσωση 3}$$

Εφόσον η ανώτερη στρώση 1 είναι ισχυρότερη από την κατώτερη στρώση 2, είναι δυνατό να αναρτήσουμε μέρος του βάρους του κατώτερου στρώματος από το ανώτερο. Στην περίπτωση τα δύο στρώματα έχουν το ίδιο βέλος κάμψης. Τούτο επιτυγχάνεται με την αποφόρτιση του κατώτερου στρώματος κατά Δq και την επιφόρτιση του ανώτερου στρώματος κατά Δq . Από την εξίσωση των βελών κάμψης των δύο στρωμάτων, υπολογίζεται η τιμή της Δq ως εξής:

$$\delta_1 = \delta_2, \Delta q_1 = -\Delta q_2 = \Delta q \Rightarrow \frac{(\gamma_1 \cdot t_1 + \Delta q) \cdot s^4}{32 \cdot E_1 \cdot t_1^3} = \frac{(\gamma_2 \cdot t_2 - \Delta q) \cdot s^4}{32 \cdot E_2 \cdot t_2^3} \Rightarrow$$

$$\Delta q = \frac{\gamma_2 \cdot t_2 \cdot E_1 \cdot t_1^3 - \gamma_1 \cdot t_1 \cdot E_2 \cdot t_2^3}{E_1 \cdot t_1^3 + E_2 \cdot t_2^3} \quad \text{Εξίσωση 4}$$

Παρόμοια μπορεί να υπολογισθεί η επιφόρτιση ή αποφόρτιση περισσοτέρων στρωμάτων. Για k στρώματα του ίδιου ειδικού βάρους γ , χρησιμοποιείται ισοδύναμο φαινόμενο βάρος γ_{ieq} του κάθε στρώματος i , στο οποίο λαμβάνεται υπόψη η επιφόρτισή του Δq_i . Η τιμή του γ_{ieq} και του Δq_i υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$\gamma_{ieq} = \gamma \cdot \frac{E_i \cdot t_i^2 \cdot t_s}{\sum_k E_k \cdot t_k^3}$$

$$\Delta q_i = (\gamma_{ieq} - \gamma) \cdot t_i \quad \text{Εξίσωση 5}$$

$$t_s = \sum_k t_k$$

Π.χ. για το πρώτο στρώμα θα είναι:

$$\gamma_{1eq} = \gamma \cdot \frac{E_1 \cdot t_1^2 \cdot (t_1 + t_2 + \dots + t_k)}{E_1 \cdot t_1^3 + E_2 \cdot t_2^3 + \dots + E_k \cdot t_k^3}$$

Εφόσον υπολογισθεί η επιφόρτιση (+) ή αποφόρτιση (-) Δq_i κάθε πακτωμένου στρώματος i , τότε η εφελκυστική τάση στην ακραία ίνα στη στήριξη υπολογίζεται από τη σχέση:

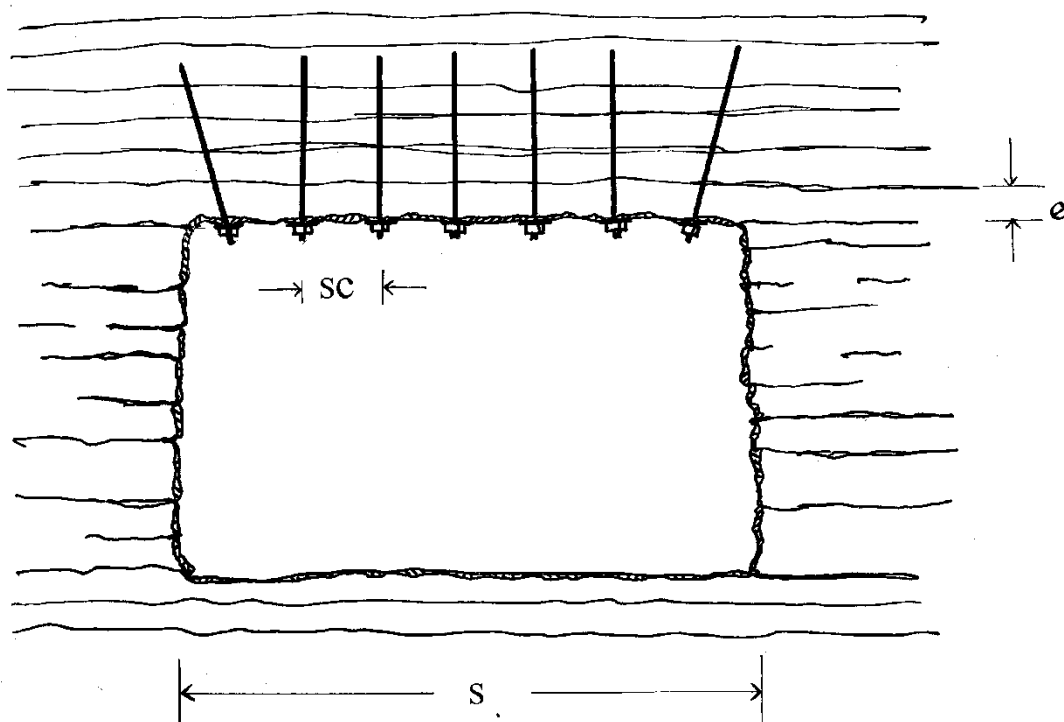
$$\sigma_{i\max} = \frac{M_i}{W_i} = \frac{\gamma_{ieq} \cdot s^2}{2 \cdot t_i} = \frac{(\gamma \cdot t_i + \Delta q_i) \cdot s^2}{2 \cdot t_i^2}$$

Εξίσωση 6

3.2 Όπλιση στρωμάτων

Η ανάρτηση της οροφής από ένα ανώτερο ισχυρό στρώμα προϋποθέτει την ύπαρξη του τελευταίου. Εκτός αυτού, με την ανάρτηση επιτυγχάνουμε μεταφορά φορτίου από ένα ασθενέστερο στρώμα σε ένα ισχυρότερο, χωρίς να επιτυγχάνουμε ενίσχυσή τους. Εν τούτοις είναι γνωστό ότι αν επιμέρους στρώματα εξαναγκασθούν να λειτουργήσουν ως ενιαίος συμπαγής φορέας, τότε η τάση ή τροπή μέσα σε αυτά μειώνεται. Κάτι τέτοιο κάνουμε και με τα συγκολλημένα φύλλα κόντρα πλακέ.

Από τη σχέση 3.1 παρατηρούμε ότι η τάση ή τροπή στην ακραία ίνα είναι αντιστρόφως ανάλογες του πάχους κάθε μεμονωμένου φορέα. Επομένως, για παράδειγμα, η συνένωση σε ενιαίο φορέα k στρώσεων ίδιου πάχους έχει σαν αποτέλεσμα της μείωση της τάσης ή τροπής σε $1/k$ της τιμής που αντιστοιχεί σε κάθε μεμονωμένο φορέα. Στο Σχήμα 5 φαίνεται διαστρωμένο πέτρωμα οροφής οπλισμένο με σκοπό την ενίσχυσή του που θα έχει σαν αποτέλεσμα τη μείωση των τάσεων ή τροπών.



Σχήμα 5. Οπλισμός διαστρωμένου πετρώματος

3.2.1 Πλήρης όπλιση

Η δημιουργία ενιαίου φορέα απαιτεί κοινό βέλος και παρεμπόδιση της ολίσθησης μεταξύ των στρωμάτων. Η παρεμπόδιση της ολίσθησης επιτυγχάνεται αν η διατμητική τάση στις διεπιφάνειες των στρωμάτων δεν ξεπερνά τη διατμητική αντοχή

τους. Η διατμητική τάση μεταξύ των στρωμάτων υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$V(x) = \gamma \cdot t_s \cdot \left(\frac{s}{2} - x \right) \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V(x)}{t_s} = \frac{3}{2} \cdot \gamma \cdot \left(\frac{s}{2} - x \right) \quad \text{Εξίσωση 7}$$

$$\tau_{\max} = \frac{3}{2} \cdot \tau_{\text{mean}}$$

όπου $V(x)$ η τέμνουσα δύναμη, σε απόσταση x από τη στήριξη, στον ενιαίο φορέα. Για συνοχή $c_j=0$, γωνία τριβής ϕ_j , και εφελκυστική ορθή τάση μεταξύ των στρωμάτων σ_{jn} , η ενιαία λειτουργία απαιτεί δύναμη προέντασης p_b (τάνυση):

$$(p_b - \sigma_{jn}) \tan \phi_j \geq \frac{3}{2} \cdot \gamma \cdot \left(\frac{s}{2} - x \right) \Rightarrow p_{b\max}(x=0) = \left(\frac{3}{4} \cdot \frac{\gamma \cdot s}{\tan \phi_j} + \sigma_{jn} \right) \quad \text{Εξίσωση 8}$$

Η εφελκυστική ορθή τάση σ_{jn} μπορεί να εκτιμηθεί προσεγγιστικά, σύμφωνα με τον Goodman (1980), από την προηγούμενη σχέση ανάρτησης (εξίσωση 4) όπου $\sigma_{jn}=\Delta q$. Παρατηρούμε, ότι για στρώματα της αυτής δυσκαμψίας $\sigma_{jn}=\Delta q=0$, ενώ για στρώματα πολύ εύκαμπτα υποκείμενα δύσκαμπτων, $\sigma_{jn}=\Delta q=\gamma \cdot t$ (γ , t του κατώτερου στρώματος).

Οι μέγιστες τάσεις στην ακραία ίνα για πλήρη όπλιση (σ^{fr}) και για μη όπλιση (σ^{nr}) η όμοιων στρωμάτων και ο λόγος τους, δίνονται από τις σχέσεις:

$$\sigma^{fr} = \frac{\gamma \cdot s^2}{2 \cdot t_s}, \sigma^{nr} = \frac{\gamma \cdot s^2}{2 \cdot t_i}, \frac{\sigma^{nr}}{\sigma^{fr}} = \frac{t_s}{t_i} = n$$

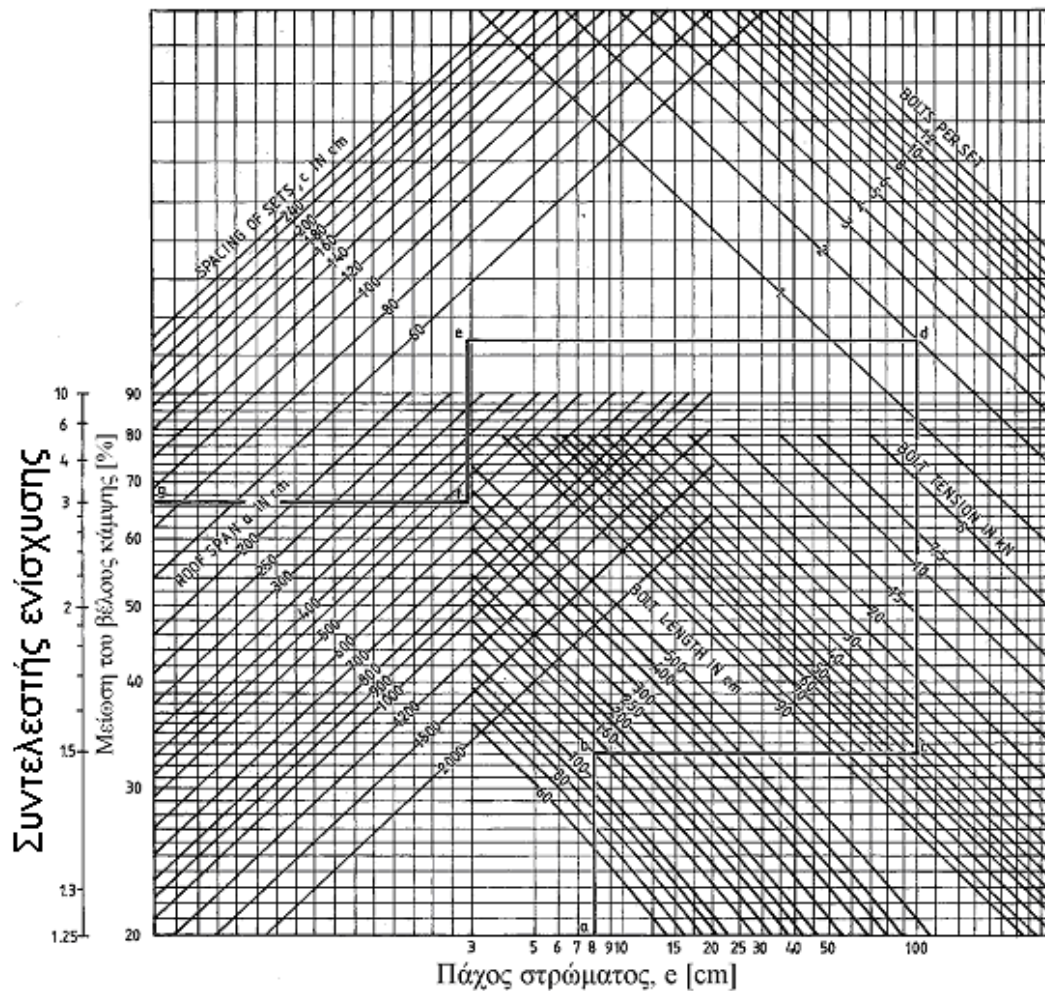
Αντίστοιχες σχέσεις για τα βέλη είναι:

$$\delta^{fr} = \frac{\gamma \cdot s^4}{32 \cdot E \cdot t_s^2}, \delta^{nr} = \frac{\gamma \cdot s^4}{32 \cdot E \cdot t_i^2}, \frac{\delta^{nr}}{\delta^{fr}} = \left(\frac{t_s}{t_i} \right)^2 = n^2$$

Επομένως, για όπλιση δύο στρωμάτων, η τάση υποδιπλασιάζεται και το βέλος υποτετραπλασιάζεται.

3.2.2 Μερική όπλιση

Η απαιτούμενη τάνυση προκειμένου να επιτευχθεί ενιαίος φορέας είναι συχνά πολύ μεγάλη, ώστε να είναι εφικτή. Εν τούτοις ενίσχυση των στρωμάτων της οροφής δύναται να επιτευχθεί και με μέρος της τάνυσης σε σχέση με αυτή που θα επιτύγχανε τη δημιουργία ενιαίου φορέα. Η διαστασιολόγηση των ηλώσεων που απαιτούνται προκειμένου να επιτευχθεί μείωση του βέλους κάμψης επιτυγχάνεται με το διάγραμμα του Panek (1964) που φαίνεται στο Σχήμα 6.



Σχήμα 6. Επιλογή του οπλισμού με βάση τη μείωση του βέλους στρωσιγενούς πετρώματος

Από το διάγραμμα για δεδομένα πάχος στρώσεων e , μήκος L_b , τάνυση T_b και απόσταση s_c , s_l αγκυρίων και πλάτος ανοίγματος s , υπολογίζεται ο συντελεστής ενίσχυσης RF ή η μείωση του βέλους κάμψης DD . Ο συντελεστής ενίσχυσης σημαίνει πόσες φορές υποπολλαπλασιάσθηκε το βέλος κάμψης σε σχέση με του μεμονωμένου στρώματος. Η μείωση του βέλους κάμψης είναι το απολεσθέν ποσοστό του βέλους κάμψης του μεμονωμένου ανοίγματος. Θεωρητικά, πλήρης 100% μείωση του βέλους κάμψης σημαίνει άπειρη τιμή του συντελεστή ενίσχυσης. Η τιμή του συντελεστή ενίσχυσης RF συνδέεται με το απολεσθέν ποσοστό DD του βέλους κάμψης με τη σχέση:

$$DD = 1 - \frac{1}{RF} \quad \text{Εξίσωση 9}$$

Με τη βοήθεια του παραδείγματος του επόμενου πίνακα γίνεται αντιληπτή η χρήση του διαγράμματος.

Παράδειγμα: Διαστασιολόγηση υπόγειας οροφής με το διάγραμμα Panek (1964)

Σημείο	Βήμα	Παράγων	Σύμβολο	Μονάδα	Τιμή
a	1	πάχος στρώματος	e	[m]	0.08
b	2	μήκος ήλων	L_b	[m]	1.2
c	3	τάνυση ήλων	p_b	kN	45
d	4	ήλοι ανά διατομή ($s_c=1.7m$)	s/s_c-1	-	2
e	5	απόσταση οπλισμένων διατομών	s_L	[cm]	0.5
f	6	άνοιγμα	s	[cm]	5
g	7	συντελεστής ενίσχυσης ή μείωση του βέλους κάμψης	RF 1-1/RF	-	3 67%

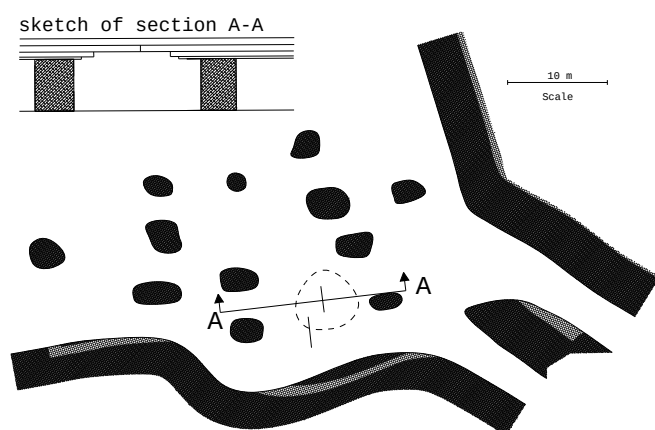
4. ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΧΑΜΗΛΟΥ ΘΟΛΟΥ

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

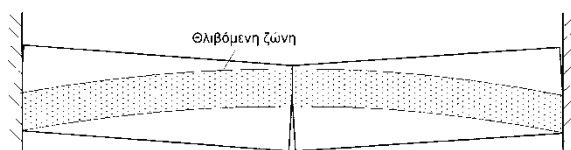
Η συμβατική ανάλυση, που ταυτίζει το φορτίο ρωγμάτωσης των υπογείων οροφών, θεωρουμένων ως δοκών, με το φορτίο αστοχίας τους, υποτιμά σημαντικά τη φέρουσα ικανότητά τους. Έχει παρατηρηθεί ότι ακόμη και στρώματα από ισχυρά συμπαγή πετρώματα ρωγματώνονται, αλλά μετά από πρόσθετη μετακίνηση σταθεροποιούνται. Επομένως, έχει σημασία ο υπολογισμός του ελάχιστου πάχους της εγκάρσια ρωγματωμένης δοκού, που είναι σταθερή, προκειμένου να υπολογισθεί το αναγκαίο μήκος των ήλων που θα εφαρμοσθεί σε διαστρωμένη οροφή.

4.1 Προηγθείσα έρευνα

Τη μηχανική συμπεριφορά μίας τέτοιας εγκάρσια ρωγματωμένης δοκού οροφής, ο Evans (1941) πρώτος παραλλήλισε με εκείνη των (αψιδωτών) θολωτών φορέων, που κατασκεύαζαν με θολίτες (voussoir) οι αρχιτέκτονες της αρχαίας Ρώμης. Η μέθοδος ανάλυσής του, που είναι γνωστή και ως χαμηλού θόλου (flat arch), μετά από κάποιες διορθώσεις και συμπληρωμένη με, αναγκαίες τότε, αυθαίρετες παραδοχές από τους Beer and Meek (1982) και Brady and Brown (1985), χρησιμοποιήθηκε ευρύτατα ως ένα απλό εργαλείο υπολογισμού της ευστάθειας των υπογείων οροφών σε τεχνικά και μεταλλευτικά έργα. Στο Σχήμα 7, σε τομή και την κάτοψη [5], φαίνονται ασβεστολιθική οροφή και οι στύλοι που τη στηρίζουν, σε μεταλλείο βωξιτών, όπου το ανάλογο χαμηλού θόλου χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση της αστάθειάς της.



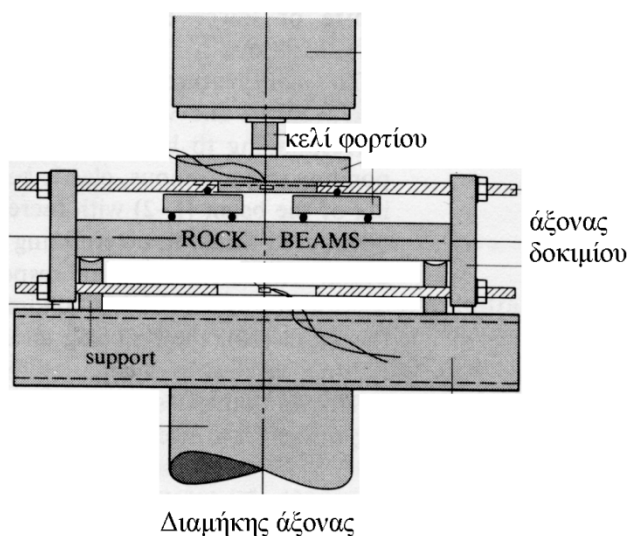
Σχήμα 7: Κάτοψη και τομή περιοχής κατάπτωσης σε βωξιτικό μεταλλείο.



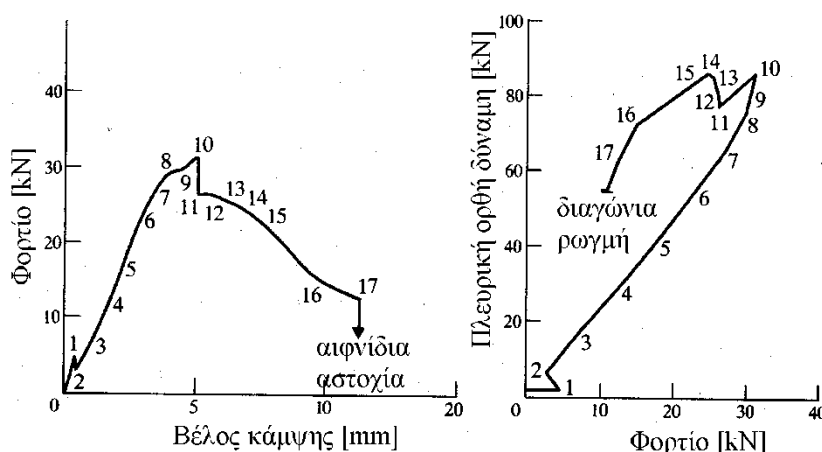
Σχήμα 8: Λειτουργία χαμηλού θόλου.

Εξιδανικευμένος φορέας υπόγειας οροφής με συμπεριφορά χαμηλού θόλου φαίνεται στο Σχήμα 8. Για έναν τέτοιο φορέα γίνεται συχνά η θεώρηση ότι είναι οριζόντιος και συμμετρικός, ότι φορτίζεται ομοιόμορφα κατακόρυφα, ενώ η προϋπάρχουσα οριζόντια πλευρική πίεση είναι μηδενική, ότι στηρίζεται σε αμετακίνητα βάθρα και ότι εμπεριέχει δύστροπες εγγενείς ή επιγενόμενες κατακόρυφες ρωγμές στο μέσον και στα άκρα μόνο. Επιπροσθέτως, το πέτρωμα των δύο δημιουργούμενων θολιτών θεωρείται ομοιογενές, ισότροπο και γραμμικά ελαστικό με μηδενικό λόγο Poisson.

Η πρώτη προσεγγιστική αριθμητική επίλυση του προβλήματος έγινε με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων από τον Wright [6], ενώ αργότερα έγινε επίλυση για μεγάλες μετακινήσεις με τη μέθοδο των διακριτών στοιχείων από τους Sofianos et al. (1995). Στο εργαστήριο η συμπεριφορά μιας τέτοιας δοκού διερευνήθηκε πειραματικά σε καμπτόμενα δοκίμια, με τη συσκευή που φαίνεται στο Σχήμα 9, από τον Sterling (1980). Στο Σχήμα 10 φαίνονται τα διαγράμματα μεταβολής του βέλους κάμψης και της πλευρικής δύναμης, με τη μεταβολή του κατακόρυφου φορτίου. Οι τύποι αστοχίας που παρατήρησε είναι η σύνθλιψη της δοκού στα στηρίγματα ή στο μέσον (Σχήμα 11α), η ελαστική αστάθεια (Σχήμα 11β), η διαγώνια ρωγμάτωση (Σχήμα 11 γ), και η ολίσθηση στα στηρίγματα (Σχήμα 11δ) κατά μήκος των κατακόρυφων διακλάσεων.



Σχήμα 9. Πειραματική συσκευή κατακόρυφης φόρτισης δοκιμίων με πλευρική παρεμπόδιση της παραμόρφωσης (Sterling, 1980)



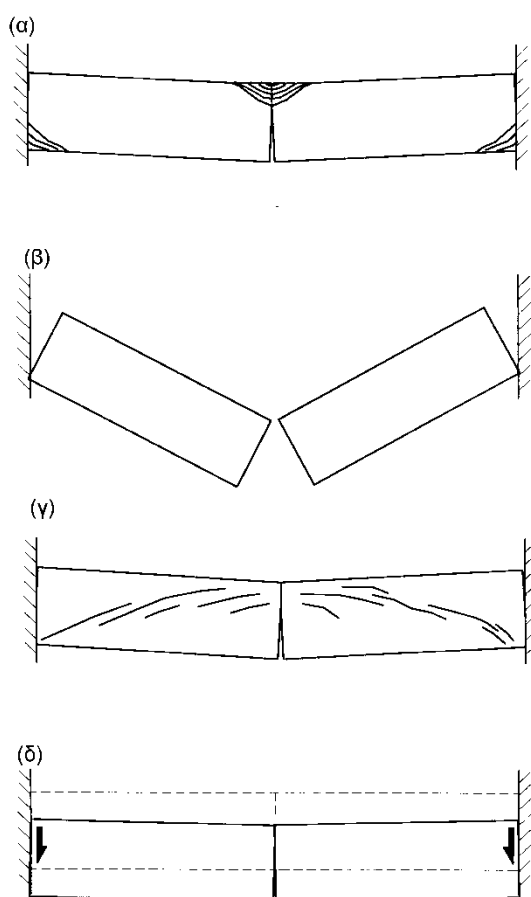
Σχήμα 10. Μεταβολή του βέλους και της πλευρικής ορθής δύναμης με την αύξηση του κατακόρυφου φορτίου (Sterling, 1980)

Αστοχία σε ολίσθηση παρατηρείται για μικρές τιμές της λυγηρότητας s_n (<10), ήτοι του λόγου του καθαρού ανοίγματος s της δοκού προς το πάχος της t . Αστοχία σε σύνθλιψη παρατηρείται για μέσες τιμές της λυγηρότητας, ενώ ελαστική αστάθεια για μεγάλες τιμές αυτής. Οι Stimpson and Ahmed (1992) παρατήρησαν σε φυσικά ομοιώματα παχιών δοκών ότι η επιφόρτιση επιφέρει διαγώνιες εφελκυστικές θραύσεις (σχήμα 3γ), παράλληλες στη θλιβόμενη ανίδα. Ένα τέτοιο είδος αστοχίας αναμένεται στην περίπτωση που η δοκός της οροφής φορτίζεται από υπερκείμενο θραυσμένο υλικό. Ο Sofianos (1996) επίλυσε στατικά το φορέα του Evans (1941),

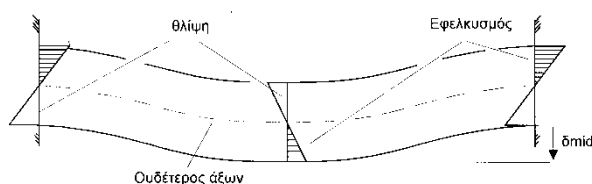
για μικρές και μεγάλες μετακινήσεις. Η ανάλυση της ισορροπίας μίας τέτοιας δοκού απαίτησε την επίλυση υπερστατικού φορέα με μεγάλες μετακινήσεις και μεταβαλλόμενες επαφές. Οι Sofianos and Karpnis (1998) βασιζόμενοι στα αριθμητικά αποτελέσματα επιλύσεων, με τη μέθοδο των διακριτών στοιχείων, μεγάλου αριθμού δοκών υποκειμένων σε κάμψη, προσδιόρισαν στατιστικά τις τρεις προκύπτουσες υπερστατικές παραμέτρους. Προς τούτο αναλύθηκε ένα ευρύ φάσμα ανοιγμάτων και παχών δοκών για παραμορφωσιμότητα του πετρώματος από 1 έως 100GPa και φαινόμενο βάρος του πετρώματος $\gamma=25$ έως 30 kN/m³.

4.2 Θεωρητική συμπεριφορά επιμήκους οροφής

Στο Σχήμα 12 φαίνεται άρρηκτη πακτωμένη δοκός, η οποία έχει ελεύθερο άνοιγμα s , πάχος t , μέτρο ελαστικότητας E και φορτίζεται από το ίδιο φαινόμενο βάρος αυτής γ .



Σχήμα 11: Τρόποι αστοχίας.

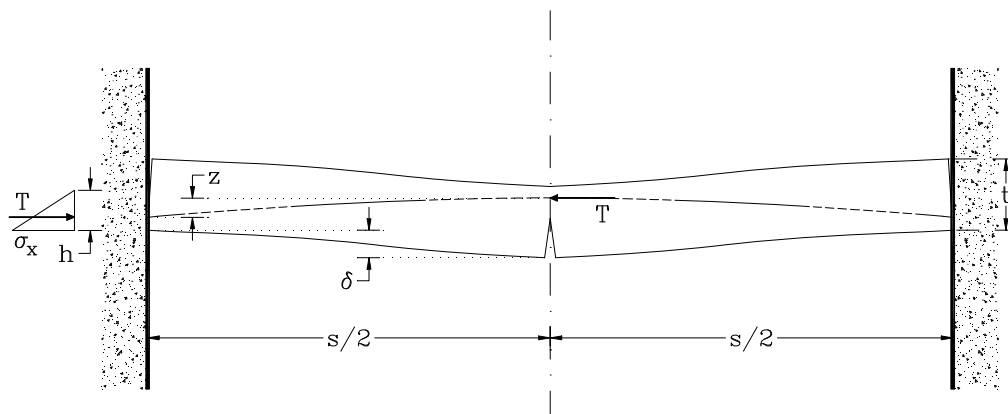


Σχήμα 12: Δοκός άρρηκτου πετρώματος.

Εφόσον ξεπεραστεί η επιτρεπόμενη τροπή (ή τάση) στην ακραία στήριξη, το πέτρωμα θα θραυσθεί στην περιοχή αυτή και η δοκός θα μετατραπεί σε αμφιέριστη. Στην περίπτωση αυτή, η μέγιστη τροπή στην ακραία ίνα στο μέσον της δοκού δίνεται από τη σχέση :

$$\varepsilon_{\max} = \frac{2}{3} \cdot Q_n \cdot s_n \quad \text{Εξίσωση 10}$$

Η παραμόρφωση αυτή είναι μεγαλύτερη από την προηγούμενη (Σχήμα 12), που έθραυσε το πέτρωμα στη στήριξη, και επομένως μεγαλύτερη από την εφελκυστική αντοχή του πετρώματος. Τούτο οδηγεί σε περαιτέρω θραύση στην περιοχή του μέσου της δοκού. Η διαδικασία αυτή των διαδοχικών θραύσεων στις στηρίξεις, που ακολουθούνται από θραύσεις στο μέσον του ανοίγματος καθώς και σε άλλα σημεία του πετρώματος, μπορεί να είναι τα αίτια μίας σειράς από σεισμικές εκπομπές (θόρυβος του πετρώματος) που συχνά ακούγονται, όταν εκσκάπτονται υπόγεια ανοίγματα σε μικρά ή μέσα βάθη. Παρ'όλα αυτά, η αστοχία σε αυτές τις περιπτώσεις δεν είναι αναπόφευκτη.



Σχήμα 13: Θεωρητικό ομοίωμα.

Η δημιουργία ή η ύπαρξη εξαρχής κατακόρυφων ή παρακατακόρυφων τέτοιων ρωγμών καθιστά αδύνατη την ανάληψη εφελκυστικών τάσεων κατά μήκος της δοκού. Ως εκ τούτου, δημιουργείται μέσα στη δοκό μία ζώνη θλιπτικών τάσεων που έχει

σχήμα ανίδας που ξεκινά χαμηλά στις στηρίξεις και φθάνει ψηλά στο μέσον της δοκού. Στο Σχήμα 13 φαίνεται η γεωμετρία μίας τέτοιας δοκού που προσομοιώνει την κατώτερη στρώση πετρώματος μίας υπόγειας οροφής. Σε αυτό ορίζονται, το άνοιγμα της δοκού s , το πάχος της t , η πλευρική ορθή δύναμη T , η ακραία τάση σ_x , το μήκος h επαφής της διάκλασης, ο μοχλοβραχίονας z και το βέλος κάμψης δ . Η δοκός αυτή φορτίζεται από το φαινόμενο βάρος γ του πετρώματός της, έχει δε μέτρο παραμορφωσιμότητας E .

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

$$\delta_z = 1 - \frac{\cos \omega}{\sqrt{3}} - \sin \omega$$

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

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

Εξίσωση 11

όπου

$$\delta_{zo} = \frac{Q_n \cdot s_z}{16 \cdot k_1 \cdot \chi} \cdot (s_z^2 + k_1) < 0.192$$

Εξίσωση 12

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

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

Εξίσωση 13

Τα k_1 , χ και n είναι υπερστατικές παράμετροι που χαρακτηρίζουν το σχήμα, το πάχος και το μήκος επαφής του χαμηλού θόλου.

4.2.1 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.

Η οριακή κατάσταση ασταθούς ισορροπίας υπολογίζεται από τη σχέση:

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

Εξίσωση 14

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

$$\delta_n^b = (\sqrt{3}-1) \cdot z_n^b \approx 0.73 \cdot z_n^b \approx 0.42 \cdot z_{on} \quad \text{Εξίσωση 15}$$

$$z_n^b = z_{on} / \sqrt{3} \approx 0.58 \cdot z_{on} \quad \text{Εξίσωση 16}$$

Οι παραπάνω τιμές των δ_n^b και z_n^b αποτελούν τις μέγιστες και ελάχιστες δυνατές αντίστοιχα.

Η κατάσταση σύνθλιψης υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} = \frac{Q_n \cdot s_z}{4 \cdot n \cdot (1 - \delta_z)} = \lambda \cdot \varepsilon_{ax} \quad \text{Εξίσωση 17}$$

όπου ε_x η μέση, μεταξύ μέσου και άκρου, ισοδύναμη τροπή στην ακραία ίνα, και ε_{ax} η τροπή στην ακραία ίνα στη στήριξη. Η τιμή του λ είναι μεταξύ 0.3 και 0.8, ε συνηθέστερη την τιμή 0.6. 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 , χ και n . Από τη στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων μεγάλου αριθμού δοκών, για συνήθεις τιμές του φαινόμενου βάρους και της παραμορφωσιμότητας του πετρώματος, υπολογίσθηκε ότι:

$$k_1 \chi = 1 \quad \text{Εξίσωση 18}$$

$$k_1 \approx 8/3 \quad \text{Εξίσωση 19}$$

$$n \approx 0.3 - 0.14 \cdot s_n \cdot \sqrt[3]{Q_n} \quad \text{Εξίσωση 20}$$

Στο Σχήμα 14 δίνεται διάγραμμα όπου διαχωρίζονται οι ευσταθείς από τις ασταθείς, σε κάμψη, περιοχές. Η καμπύλη που ονομάζεται “buckling” εξασφαλίζει έναντι ελαστικής αστάθειας, ενώ οι καμπύλες που ονομάζονται ε_{ax} εξασφαλίζουν έναντι υπέρβασης της τροπής που αντιστοιχεί στη μέγιστη αντοχή του επιτόπου πετρώματος. Κάτω από τις καμπύλες είναι οι ευσταθείς περιοχές σε κάμψη, και πάνω από τις καμπύλες οι ασταθείς.

4.2.2 Αστοχία λόγω ολίσθησης σε προϋπάρχουσες ασυνέχειες

Ο έλεγχος σε ολίσθηση γίνεται πάνω σε κατακόρυφες ρωγμές κοντά στα ακρόβαθρα, όπου είναι και η δυσμενέστερη θέση. Θεωρείται ότι η αντοχή σε ολίσθηση δίνεται από το κριτήριο Mohr-Coulomb με γωνία τριβής ϕ_j και συνοχή 0. Η απαιτούμενη γωνία τριβής δύναται να εκτιμηθεί από τη σχέση:

$$\frac{\tan \phi_j}{FS_s} > \frac{4 \cdot 0.9}{s_n} \geq \tan \theta_o = \frac{4}{s_z} \quad \text{Εξίσωση 21}$$

$$z_{on} \leq 0.9$$

Στο Σχήμα 14 έχει σχεδιασθεί, ένα άνω όριο της συνάρτησης θ_o , με βάση την οποία δυνάμεθα να εκτιμήσουμε κατά πόσον η υπάρχουσα γωνία τριβής ϕ_j επαρκεί για τον έλεγχο αυτό.

4.2.3 Παράδειγμα

Στο Σχήμα 14 δίνεται εφαρμογή του διαγράμματος. Θεωρείται υπόγεια οροφή με άνοιγμα 20m. Το πέτρωμα είναι μεσοστρωματώδης ασβεστόλιθος, με πάχος στρώσης $t_s=40\text{cm}$, φαινόμενο βάρος 23kN/m^3 , τέμνον, στη μέγιστη τιμή της τάσης, μέτρο παραμορφωσιμότητας 8GPa και αντίστοιχη τροπή 0.0026.

Για την εκτίμηση της ευστάθειας της οροφής, απαιτείται χρησιμοποιούνται οι παράμετροι:

$$\begin{aligned} s_n &= \frac{20}{0.40} = 50 \\ \varepsilon_{ax}^{nl} &= 0.0026 \\ Q_n &= \frac{30 \cdot 20}{8 \cdot 10^6} = 7.5 \cdot 10^{-5} \end{aligned} \quad \text{Εξίσωση 22}$$

Παρατηρούμε στο Σχήμα 14 ότι η κατάσταση είναι ελαστικά ασταθής. Κατόπιν αυτού επιλέγεται η σύσφιξη με ηλώσεις, μήκους μεγαλύτερου των 1.6m, τεσσάρων στρωμάτων. Κατά αυτόν τον τρόπο επιτυγχάνουμε υποτετραπλασιασμό της λυγηρότητας s_n .

$$s_n = 12.5, t = \frac{20}{12.5} = 1.6m \quad \text{Εξίσωση 23}$$

Παρατηρούμε στο διάγραμμα ότι η κατάσταση είναι ελαστικά ευσταθής και ότι η μέγιστη τροπή λαμβάνει την τιμή $\varepsilon_{ax}=0.0026$. Η απαιτούμενη γωνία τριβής είναι $\approx 15^\circ$, τιμή που δεν αναμένεται να δημιουργήσει προβλήματα ολίσθησης. Στον επόμενο πίνακα συγκρίνονται η αναλυτική λύση με την αριθμητική, που είναι και η ακριβής. Παρατηρούμε ότι τα σφάλματα είναι μέσα σε επιτρεπτά όρια.

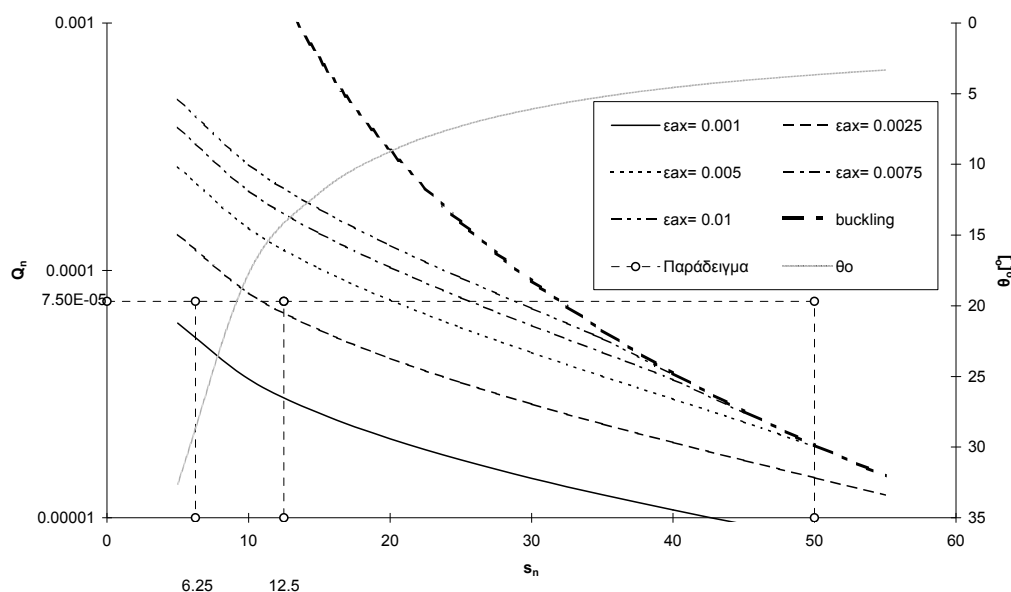
Πίνακας. Συμπεριφορά της δοκού θολιτών του παραδείγματος

	Μέθοδος	n	δ	ε_x	λ_c^{nl}	ε_{ax}^{nl}
1	αναλυτική	0.23	0.021	0.00124	0.47	0.00264
2	αριθμητική	0.22	0.020	0.00126	0.49	0.00256
3	σφάλμα	+4%	+5%	-2%	+4%	-3%

Εν τούτοις, επειδή οι ηλώσεις δεν επιτυγχάνουν τη δημιουργία απόλυτα συμπαγούς πετρώματος, οι Beer and Meek (1982) προτείνουν μέχρι και το διπλασιασμό του μήκους της απαιτούμενης αγκύρωσης, οπότε:

$$\begin{aligned} t_b &= 2.0 \cdot t = 2.0 \cdot 1.6 = 3.2m \\ s_n &= \frac{20}{3.2} = 6.25 \end{aligned} \quad \text{Εξίσωση 24}$$

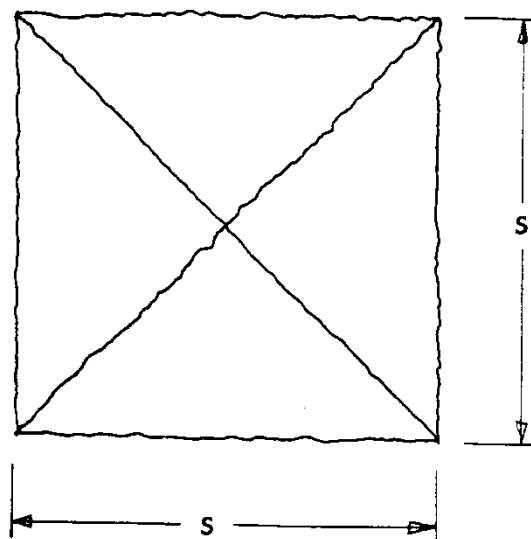
Παρατηρούμε στο διάγραμμα στην περίπτωση αυτή, τη μεγαλύτερη απαίτηση σε γωνία τριβής που φθάνει τις $\sim 30^\circ$. Και η τιμή αυτή δεν αναμένεται να δημιουργήσει προβλήματα ολίσθησης.



Σχήμα 14. Διάγραμμα εκτίμησης της ευστάθειας στρωσιγενούς οροφής (Sofianos, 1996)

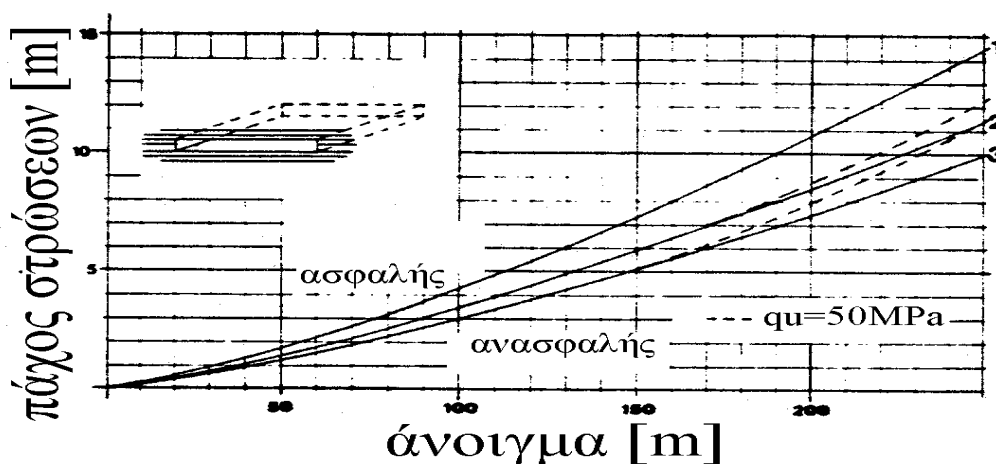
4.3 Θεωρητική συμπεριφορά τετραγωνικής οροφής

Στο Σχήμα 15 παρατηρούμε τετραγωνική οροφή, και τις γραμμές της αναμενόμενης θραύσης της σε περίπτωση υπέρβασης της αντοχής της (πρβλ. γραμμές διαρροής πλάκων από οπλισμένο σκυρόδεμα).



Σχήμα 15. Διάγραμμα στο οποίο φαίνονται οι γραμμές διαρροής τετραγωνικής πλάκας

Οι Beer and Meek () δίνουν τα διαγράμματα στο Σχήμα 16 με τα οποία εκτιμάται κατά πόσον είναι ευσταθής σε κάμψη μία τετραγωνική πλάκα οροφής.

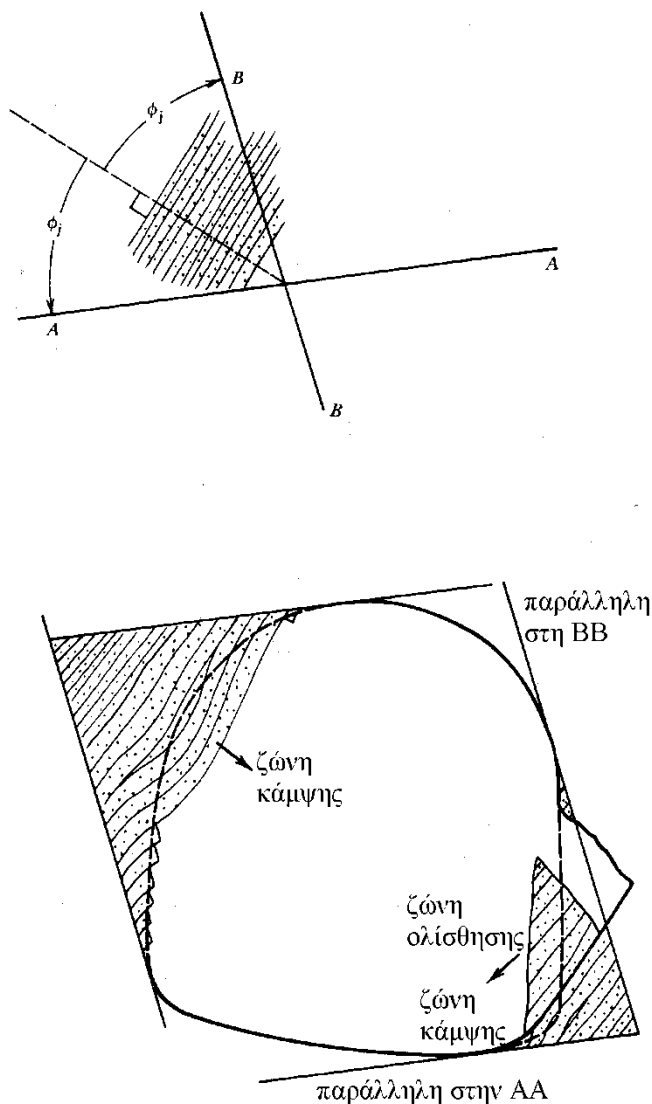


Σχήμα 16. Καμπύλες σχεδιασμού για τετραγωνική πλάκα οροφής. $E(1)=8$, $E(2)=16$, $E(3)=24$ GPa. (Beer and Meek, 1982)

5. ΚΕΚΛΙΜΕΝΑ ΣΤΡΩΜΑΤΑ

5.1 Ζώνες αστοχίας στην περιφέρεια της εκσκαφής

Στην περίπτωση εκσκαφής σε διαστρωμένο πέτρωμα υπάρχει κίνδυνος ολίσθησης των στρώσεων μεταξύ τους. Στην παρειά μίας ανυποστήρικτης οροφής η μόνη μη μηδενική συνιστώσα της τάσης είναι η εφαπτομενική, $\sigma_{\theta\theta}$. Επομένως, εφόσον η διεύθυνση της εφαπτομένης και η κάθετος σε μία ασυνέχεια σχηματίζουν γωνία μεγαλύτερη από τη γωνία τριβής τα στρώματα θα ολισθήσουν. Επομένως μπορούν να οριοθετηθούν ζώνες όπου η εφαπτομένη σχηματίζει γωνία με την κάθετη στις ασυνέχειες μεγαλύτερη ή μικρότερη της γωνίας τριβής ϕ_i αντίστοιχα. Στο Σχήμα 17 φαίνονται οι οριακές διευθύνσεις AA και BB. Φέρουμε παράλληλες στις διευθύνσεις αυτές που εφάπτονται του υπογείου ανοίγματος. Τα σημεία επαφής χωρίζουν την περιφέρεια του υπογείου ανοίγματος σε περιοχές ασφαλής και ανασφαλής όσον αφορά την ολίσθηση των στρωμάτων.



Σχήμα 17. Συμπεριφορά των στρωσιγενών πετρωμάτων γύρω από υπόγεια ανοίγματα

5.2 Πίεση αντιστήριξης για αποφυγή της ολίσθησης

Στην περίπτωση κυκλικού ανοίγματος μέσα σε εντατικό πεδίο p_o , $K \cdot p_o$, η εφαπτομενική τάση στην περιφέρεια δίνεται από την εξίσωση του Kirsch:

$$\sigma_{\theta\theta}\{r=a\} = p_o \cdot [(1+K) + 2 \cdot (1-K) \cdot \cos 2\theta] \quad \text{Εξίσωση 25}$$

Η διεύθυνση της συνισταμένης δύναμης στο επίπεδο ασυνέχειας δύναται να μεταβληθεί με την επιβολή μίας πίεσης αντιστήριξης, οπότε η ολίσθηση μεταξύ των στρωμάτων δύναται να παρεμποδισθεί. Για κλίση β μεταξύ της ασυνέχειας και της μέγιστης κύριας τάσης γνωρίζουμε (σχέση 8 του κεφαλαίου 7 της ΠΜΠ) ότι η οριακή ισορροπία απαιτεί:

$$(\sigma_{\theta\theta} - p_b) = \frac{2(c_w + p_b \cdot \tan \phi_w)}{(1 - |\cot \beta_w| \cdot \tan \phi_w) \cdot |\sin 2\beta_w|} \geq 0 \quad \text{Εξίσωση 26}$$

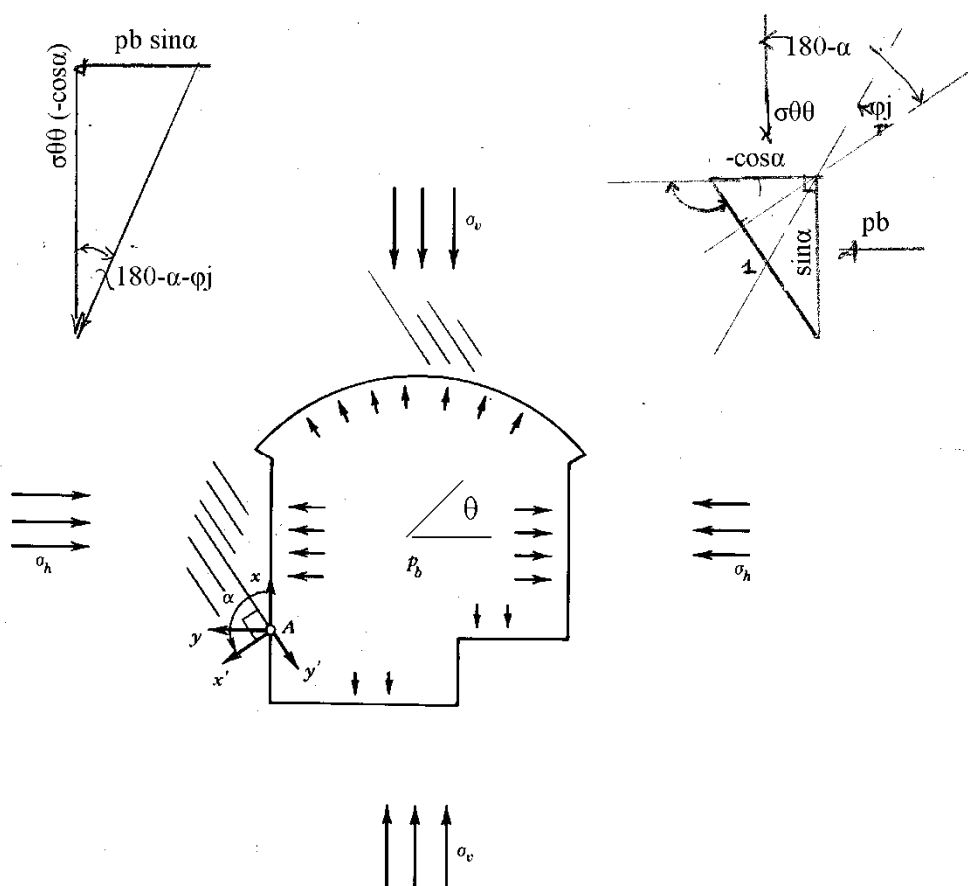
Αναμορφώνοντας τη πιο πάνω σχέση ως προς p_b και θεωρώντας ότι $c_w=0$, προκύπτει η σχέση για τον υπολογισμό της εσωτερικής πίεσης p_b :

$$p_b = \sigma_{\theta\theta} \cdot \frac{1 - |\cot \beta_w| \cdot \tan \phi_j}{1 + |\tan \beta_w| \cdot \tan \phi_j} \quad \text{Εξίσωση 27}$$

Στο Σχήμα 18 φαίνεται η δράση της πίεσης αντιστήριξης στη σταθεροποίηση του υπόγειου ανοίγματος. Για το συγκεκριμένο τεταρτημόριο:

$$\tan(\beta_w + \phi_j) = \frac{p_b}{\sigma_{\theta\theta}} \cdot \tan \beta_w \quad \text{Εξίσωση 28}$$

η οποία είναι ταυτόσημη με την εξίσωση 27 για το δεύτερο τεταρτημόριο.



Σχήμα 18. Πίεση αντιστήριξης και ολίσθηση στις διακλάσεις ($\alpha=\beta_w$)

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Beer G. and Meek J.L. (1982). "Design curves for roofs and hanging walls in bedded rock based on voussoir beam and plate solutions", **Trans. Inst. Min. Metall.**, , **91**, A18-22.
- Brady B.H.G. and Brown E.T. (1985). "Rock Mechanics for Underground Mining", Chap. 8.4, pp. 214-222, **George Allen & Unwin**, London.
- Cundall, P.A.. (1971). "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, II-8.
- Daly R.A., Manger G.E. and Clark S.P. (1966). "Density of rocks. In Handbook of physical constants", S.P. Clark (editor). **Geol. Soc. Am. Mem.** **97**, pp.19-26.
- Deere D.U. and Miller R.P. (1966). "Engineering classification and index properties for intact rock", **Tech. Report No AFWL - TR-65-116**, Air Force Weapons Lab. Kirtland Air Base, New Mexico.
- Evans W.H. (1941). "The strength of undermined strata", **Trans. Inst. Min. Metall.** , **L(50)**, 475-500.
- Fayol M. (1885) "Sur les mouvements de terrain provoques par l' exploitation des mines". **Bull. Soc. l'Industrie Minerale**, **14**, 818.
- Goodman R.E. (1980). "Introduction to rock mechanics", Wiley.
- Kotinis D.H., Sofianos A.I. and Kapenis A.P. (1997) "Analysis of a roof failure in a bauxite mine", Proc. of the **6th Int. Symp. on Mine Planning and Equipment Selection**.
- Panek L.A. (1964) "Design for bolting stratified roof", Transactions Society of Mining Engineers, June.
- Sofianos A.I., Kapenis A.P. and Tsoutrelis C.E. (1995). "Underground voussoir rock beams with large deflections", Proceedings of the **2nd International Conference on Mechanics of Jointed and Faulted Rock**, Vienna, pp. 639-643.
- Sofianos A.I. (1996). "Analysis and design of an underground hard rock voussoir beam roof", **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.**, **Vol.33**, No.2, pp.153-166.
- Sofianos A.I. and Kapenis A.P. (1998). "Numerical evaluation of the response in bending of an underground hard rock voussoir beam roof", **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.**, **Vol.35**, No.8, pp.1071-1086.
- Sterling R.L. (1980) "The ultimate load behaviour of laterally constrained rock beams", **21st US Symposium on Rock Mechanics**, pp.533-542.
- Stimpson B and Ahmed M. (1992) "Failure of a linear voussoir arch : A laboratory and numerical study" **Can. Geot. J.**, **29**, 188-194.
- UDEC (1993). **Itasca consulting group**, Inc..
- Wright F.D. (1974). "Design of roof bolt patterns for jointed rock", Bureau of Mines, **N.T.I.S.**, U.S. Department of Commerce.