

ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΤΟΥ ΣΠΗΛΑΙΟΥ ΠΟΛΥΦΗΜΟΣ ΣΤΗ ΜΑΡΩΝΕΙΑ ΘΡΑΚΗΣ

Χρηστάρας Β.¹, Χατζηγώγος Θ.², Δημητρίου Α.¹, Χατζηγώγος Ν.¹, Μακεδών Θ.¹,
Βογιατζής Δ.¹ και Φιλιππίδης Σ.¹

¹ Εργαστήριο Τεχνικής Γεωλογίας, Τομέας Γεωλογίας, Τμήμα Γεωλογίας, Α.Π.Θ. 546 21
Θεσσαλονίκη, chrstar@geo.auth.gr, andim@geo.auth.gr, dvogias@geo.auth.gr

² Εργαστήριο Εδαφομηχανικής & Θεμελίωσεων, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Α.Π.Θ. 546 21
Θεσσαλονίκη, hatz@geo.civil.auth.gr

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Το σπήλαιο του Πολύφημου βρίσκεται στην ευρύτερη περιοχή του Δήμου Μαρώνειας στο Ν. Κομοτηνής. Αποτελεί σημαντικό μνημείο της φύσης το οποίο δυστυχώς δεν έχει ακόμα μελετηθεί πλήρως επιστημονικά και δεν έχει αξιοποιηθεί τουριστικά. Στην παρούσα εργασία, ερευνώνται οι συνθήκες ευστάθειας των τοιχωμάτων και της οροφής του σπηλαίου. Για το σκοπό αυτό καταγράφηκαν και αξιολογήθηκαν όλα τα τεκτονικά στοιχεία και υπολογίστηκαν οι σχετικοί συντελεστές ασφάλειας για κάθε θέση χωριστά. Το σπήλαιο είναι επιφανειακό, με πολύ μικρό πάχος οροφής, έτσι ώστε για την ευστάθειά του μόνο τα τεκτονικά στοιχεία λαμβάνονται υπ' όψη. Η υφιστάμενη τεκτονική δημιουργεί αστοχίες που ο γεωμετρικός συνδυασμός τους δημιουργεί ασταθείς θέσεις είτε υπό μορφή ολισθήσεων βραχοσφηνών είτε υπό μορφή καταπτώσεων βράχων, κυρίως από την οροφή. Σκοπός της εργασίας είναι ο εντοπισμός και καταγραφή των ασταθών τμημάτων, με εκτίμηση των κατά θέση συντελεστών ασφάλειας και η διατύπωση προτάσεων για την εφαρμογή κατάλληλων μέτρων υποστήριξης, συμβατών με το περιβάλλον και το μνημειακό χαρακτήρα του σπηλαίου. Από την ανάλυση ευστάθειας του σπηλαίου, διαφαίνεται η πιθανότητα καταπτώσεων βραχωδών όγκων σε θέσεις της οροφής. Οι παρειές του σπηλαίου φαίνεται να είναι ευσταθείς. Για την υποστήριξη του σπηλαίου, κυρίως της οροφής, προτείνεται κάρναβος αγκυριών (2Χ2m και 2Χ2.5m) μήκους 3m και 5m κατά περίπτωση.

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η παρούσα εργασία αναφέρεται στο σπήλαιο του «Πολύφημου» που βρίσκεται βόρεια της Μαρώνειας του Ν. Κομοτηνής. Το Σπήλαιο της Μαρώνειας βρίσκεται στην τοποθεσία Κουφόπλατη, 2,5 km βορειοδυτικά του οικισμού της Μαρώνειας και 1 km ανατολικά του οικισμού των Προσκυνητών σε υψόμετρο 176 m από την επιφάνεια της θάλασσας.

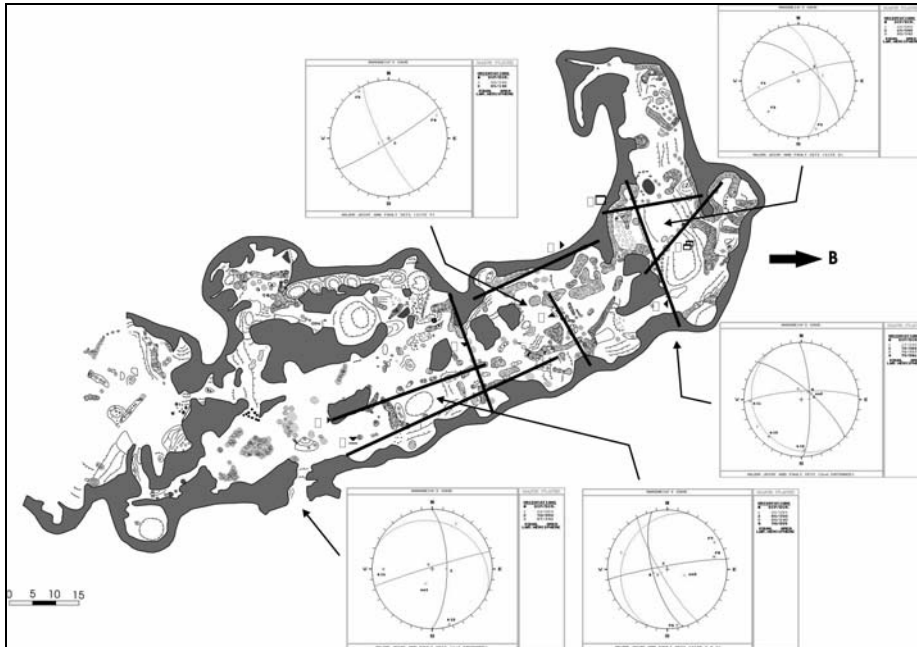
Το σπήλαιο του «Κύκλωπα Πολύφημου» αποτελεί ένα από τα σημαντικότερα πολιτισμικά – ιστορικά μνημεία της Περιφέρειας Ανατολικής Μακεδονίας – Θράκης, αλλά και ολόκληρης της περιοχής των Βαλκανίων. Παρά την ομολογουμένως τεράστια αξία του, το σπήλαιο αυτό παραμένει αναξιοποίητο και απροστάτευτο, χωρίς να έχουν γίνει οι απαραίτητες μελέτες για την ανάδειξή του.

Πρόκειται για ένα σπήλαιο εντός καρστικοποιημένων ασβεστόλιθων με μικρό υπερκείμενο ύψος (περίπου 5 έως 15 m) και συνολικά αξιοποιήσιμης διαδρομής μήκους 355 m. Η ακολουθούμενη επισκέψιμη διαδρομή αποτελεί εναλλαγή στενών διόδων και αιθουσών μεγαλύτερων διαστάσεων και απαιτεί επεμβάσεις για τη δημιουργία της ελάχιστης απαιτούμενης διόδου διέλευσης προκειμένου να γίνει επισκέψιμος ο χώρος.

Η παρούσα γεωτεχνική έρευνα εκτελέστηκε στα πλαίσια ευρύτερου ερευνητικού προγράμματος για την ανάδειξη-αξιοποίηση, την προστασία και τη βιώσιμη αξιοποίηση του σπηλαίου «Πολύφημου» Μαρώνειας. Το έργο ανατέθηκε από την Περιφέρεια Ανατολικής Μακεδονίας – Θράκης, το Σεπτέμβριο του 2002.

Στην παρούσα εργασία αναπτύσσεται μεθοδολογία ανάλυσης για τον σχεδιασμό των μέτρων ενίσχυσης και σταθεροποίησης του εσωτερικού του σπηλαίου το οποίο πρόκειται να αξιοποιηθεί τουριστικά. Σκοπός της έρευνας είναι ο εντοπισμός και καταγραφή των ασταθών τμημάτων, με ε-

κτίμηση των κατά θέση συντελεστών ασφάλειας και η διατύπωση προτάσεων για την εφαρμογή κατάλληλων μέτρων υποστήριξης, συμβατών με το περιβάλλον και το μνημειακό χαρακτήρα του σπηλαίου (Σχ. 1).



Σχήμα 1. Κάτοψη του σπηλαίου Μαρώνειας (Πετροχείλου, 1985).

2 ΓΕΩΛΟΓΙΑ ΤΗΣ ΠΕΡΙΟΧΗΣ ΤΟΥ ΣΠΗΛΑΙΟΥ

Τα πετρώματα που καλύπτουν την περιοχή ανήκουν στην Περιοδοτική Ζώνη και πιο συγκεκριμένα στις ενότητες Μάκρης και Δρυμού – Μελίας.

Κατά το Μέσο Ηώκαινο (δηλαδή πριν από 50 εκατομ. χρόνια) η περιοχή ήταν μία αβαθής θάλασσα, όπως προκύπτει από την παρουσία απολιθωματοφόρων ασβεστολίθων στην περιοχή. Το σπήλαιο βρίσκεται σε νομμουλιτοφόρο ασβεστόλιθο, ρόδινου χρώματος, με μεγάλη σκληρότητα. Ο νομμουλιτοφόρος ασβεστόλιθος επικάθεται ασύμφωνα με τεκτονική επαφή πάνω στους σχηματισμούς της ενότητας Μάκρης και συγκεκριμένα πάνω σε μια βασική κλαστική σειρά που αποτελείται από κροκαλοπαγή και ψαμμίτες, αδιαβάθμιτους και χωρίς διακριτή στρώση, ενώ υπόκειται ενός στρώματος από τεφρόλευκο έως κίτρινο βιοκλαστικό ασβεστόλιθο με ενστρώσεις τόφφων Ηωκαινικής ηλικίας (Φύλλο Μαρώνεια, Ι. Γ. Μ. Ε., 1982).

Η τεκτονική της περιοχής είναι πολύ έντονη και είναι παρόμοια με την τεκτονική της ευρύτερης Περιοδοτικής ζώνης στην Θράκη. Υπάρχουν πολλά μεγάλα ρήγματα στην περιοχή με κύριες διευθύνσεις ανάπτυξης ΒΒΔ-ΝΝΑ, ΒΑ-ΝΔ και Α-Δ. Ένα από αυτά τα ρήγματα διέρχεται ανατολικού του σπηλαίου, του οποίου επιφάνειες εμφανίζονται στην πλαγιά του λόφου που βρίσκεται το σπήλαιο καθώς και στο εσωτερικό του σπηλαίου.

3 ΤΕΧΝΙΚΟΓΕΩΛΟΓΙΚΕΣ-ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ

Ο λιθολογικός σχηματισμός που επικρατεί στην περιοχή του σπηλαίου είναι νομμουλιτοφόρος ασβεστόλιθος ρόδινου χρώματος με μεγάλη περιεκτικότητα σε θαλάσσια απολιθώματα.

Το ανέπαφο πέτρωμα ταξινομήθηκε με βάση την αντοχή σε ανεμπόδιστη θλίψη και το εφραπτομενικό μέτρο ελαστικότητας, E_{150} (Deere και Miller 1966). Βέβαια οι γεωμηχανικές ταξινομήσεις που βασίζονται στο αδιατάρακτο υλικό του πετρώματος είναι εμφανώς πιο απλές από αυτές της βραχομάζας επειδή δεν λαμβάνονται υπόψη η γεωμετρία και τα χαρακτηριστικά των ασυνεχειών. Παρόλο

που δεν είναι αντιπροσωπευτική των ιδιοτήτων της βραχομάζας αλλά συμμετέχει μόνο στο πιο περίπλοκο χαρακτηρισμό και ταξινόμηση της βραχομάζας, συνεχίζει να είναι πρότυπη λόγω της απλότητάς της.

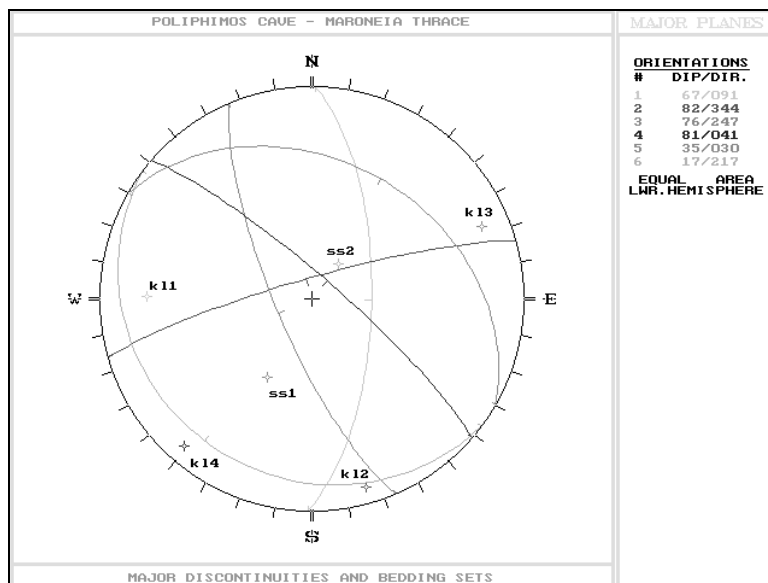
Για την εφαρμογή της ταξινόμησης του ανέπαφου πετρώματος (Deere και Miller 1996) υπολογίστηκε η αντοχή του πετρώματος σε ανεμπόδιστη θλίψη με in situ δοκιμές, με τη χρήση του σφυριού Schmidt καθώς και με δοκιμές σημειακής φόρτισης (point load test), και κυμαίνεται από 40 έως 60 MPa. Το ξηρό φαινόμενο βάρος υπολογίστηκε $\gamma = 2.60-2.85 \text{ t/m}^3$. Το εφαπτομενικό μέτρο ελαστικότητας υπολογίστηκε με τη σχέση: $E_t = (0.588 I_s + 0.084) \cdot 10^4$ (Irfan & Dearman 1978) ίσο με 9,82 GPa για $I_s = 1,53 \text{ MPa}$. Η κατάταξη γίνεται με βάση το λόγο E_{t50} / σ_c , δηλαδή το λόγο του μέτρου ελαστικότητας που αντιστοιχεί στην εφαπτομένη στο μέσο της καμπύλης τάσεων - παραμορφώσεων, προς την αντοχή σε ανεμπόδιστη θλίψη. Επομένως πρόκειται για ασβεστόλιθο C.M., δηλαδή ασβεστόλιθος μέσης αντοχής και μέσου λόγου E_{t50}/σ_c .

Επιπρόσθετα, πραγματοποιήθηκε γεωμηχανική ταξινόμηση της βραχομάζας κατά RMR (Bieniawski 1979, 1989) σε θέσεις που επιλέχθηκαν ώστε να δίνουν την κατά το δυνατόν αντιπροσωπευτικότερη εικόνα του σπηλαίου από άποψη ποιότητας και ευστάθειας και περιορίστηκαν στο μικρότερο δυνατό αριθμό, ώστε να αποδίδεται το παραπάνω αποτέλεσμα. Στον υπολογισμό των τιμών RMR της ταξινόμησης κατά Bieniawski οι τιμές που αντιστοιχούν στο RQD υπολογίστηκαν με βάση τη σχέση που προτείνει ο Palmstrom (1975) ίση με 75-90 %. Έτσι η εξεταζόμενη βραχομάζα κατατάσσεται στην κατηγορία II με RMR=61-70 (καλής ποιότητας βραχομάζα).

Πραγματοποιήθηκε αναλυτική περιγραφή και συστηματική αποτύπωση των γεωμετρικών και των γεωλογικών χαρακτηριστικών τόσο κατά μήκος της επισκέψιμης διαδρομής όσο και στον εξωτερικό χώρο του σπηλαίου. Βασικός στόχος της τεχνικογεωλογικής μελέτης είναι ο προσδιορισμός των τεκτονικών ασυνεχειών που καθορίζουν ασταθείς βραχώδεις όγκους εντός σπηλαίου.

Έγινε στατιστική ανάλυση των ρηγμάτων, των διακλάσεων και των λοιπών δομών που μετρήθηκαν στον εσωτερικό χώρο του σπηλαίου (σύνολο μετρήσεων: 160). Οι μετρήσεις αυτές επαληθεύτηκαν με αντίστοιχες μετρήσεις που πραγματοποιήθηκαν εξωτερικά στην οροφή του σπηλαίου. Το αποτέλεσμα της παραπάνω επεξεργασίας έδωσε μικρή διασπορά των μετρήσεων και επέτρεψε την ομαδοποίησή τους και τον προσδιορισμό μέσων αντιπροσωπευτικών διευθύνσεων για κάθε σύνολο τεκτονικών μετρήσεων.

Όπως προέκυψε από τα στοιχεία της επιφανειακής παρατήρησης, στη στενότερη ασβεστολιθική περιοχή του σπηλαίου εντοπίζονται ασυνέχειες κυρίως ΒΒΔ-ΝΝΑ και Α-Δ παράταξης, καθώς και ΒΔ-ΝΑ παράταξης. Οι στερεογραφικές προβολές Schmidt των κύριων τεκτονικών ασυνεχειών δίνονται αναλυτικά στο Σχήμα 2 και στον Πίνακα 1.



Σχήμα 2. Στερεογραφική προβολή των κύριων συστημάτων ασυνεχειών.

Πίνακας 1. Κύρια σύνολα διακλάσεων, στρώσεων και ρηγμάτων στην περιοχή του σπηλαιίου.

Διακλάσεις-Ρήγματα	k11	k12	k13	k14
Μέσες τιμές (°)	091/67	344/82	247/76	041/81
Στρώση	ss1	ss2		
Μέσες τιμές (°)	030/35	274/17		

Οι τεκτονικές ασυνέχειες εμφανίζονται είτε ανοικτές είτε πληρωμένες με ασβεστιτικό υλικό, οι δε επιφάνειές τους εμφανίζονται ελαφρά τραχείες. Συνήθως συναντώνται με μεγάλο μήκος και ελαφρά αποσασθρωμένες. Η απόσταση μεταξύ των ασυνεχειών κυμαίνεται από 0.2 – 1.0 m. Η γωνία εσωτερικής τριβής των ανοικτών ασυνεχειών προσδιορίστηκε $\phi \sim 57^\circ$ (tilt test).

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των πληρωμένων ασυνεχειών προσδιορίστηκαν με τη μέθοδο αντίστροφης ανάλυσης (back analysis) η οποία κρίθηκε και η πιο ενδεδειγμένη μέθοδος για τον προσδιορισμό ρεαλιστικών τιμών.

Τα αποτελέσματα των αντίστροφων αναλύσεων μας έδωσαν περιοχές τιμών για τα μηχανικά χαρακτηριστικά των ασυνεχειών με υλικό πλήρωσης: $c = 10\text{-}16 \text{ t/m}^2$ και $\phi = 30^\circ\text{-}37^\circ$, τιμές οι οποίες επαληθεύτηκαν και βιβλιογραφικά (Hoek & Brown 1997). Ως αντιπροσωπευτικές τιμές για τα μηχανικά χαρακτηριστικά των ασυνεχειών επελέγησαν οι τιμές: $c = 16 \text{ t/m}^2$ και $\phi = 30^\circ$.



Σχήμα 3. Ασυνέχειες πληρωμένες με ασβεστιτικό υλικό. Σχήμα 4. Σχηματιζόμενη βραχοσφήνα.

4 ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΣΤΟ ΕΣΩΤΕΡΙΚΟ ΤΟΥ ΣΠΗΛΑΙΟΥ

4.1 Βασικές παραδοχές

Η συνήθως παρατηρούμενη συσσώρευση τάσεων γύρω από μια διανοιγμένη σήραγγα, δεν ισχύει και για την περίπτωση ενός φυσικού σπηλαιίου κυρίως λόγω της πολύ αργής φυσικής διεργασίας γένεσής του η οποία επιτρέπει την πλήρη εκτόνωση των τάσεων. Συνεκτιμώντας και το μικρό ύψος των υπερκείμενων στρωμάτων, οι συνθήκες ευστάθειάς του καθορίζονται πρωτίστως από δυσμενή συνδυασμό συστημάτων δομικής αδυναμίας της βραχομάζας. Έτσι:

- Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των ασυνεχειών είναι σημαντικά υποδεέστερα του άρρηκτου ασβεστόλιθου. Κατά συνέπεια, η ανάλυση ευστάθειας συνιστά τρισδιάστατο πρόβλημα ισορροπίας δυνάμεων και όχι θέμα ανάλυσης τάσεων – παραμορφώσεων.
- Η συμπαγής μάζα των ασβεστόλιθων διατρέχεται από τα συστήματα των ασυνεχειών που περιγράφονται στον Πίνακα 1.
- Τα περισσότερα από τα παραπάνω συστήματα ασυνεχειών είναι περίπου κατακόρυφα. Η γεωμετρία των blocks μεταξύ αυτών των συστημάτων ασυνεχειών και της περίπου οριζόντιας στρώσης των ασβεστόλιθων σε συνδυασμό με τη δράση των κατεισδυόντων ομβρίων υδάτων δημιουργεί εύκολα συνθήκες αστάθειας.
- Το σπήλαιο είναι επιφανειακό, με μικρό πάχος υπερκείμενων στρωμάτων, έτσι ώστε οι προκαλούμενες πιθανές αστοχίες και αστάθειες συνδέονται αποκλειστικά με τη γεωμετρία και τα χαρακτηριστικά των ασυνεχειών και όχι με την αλληλεπίδραση τάσεων-παραμορφώσεων.

4.2 Μεθοδολογία και παράμετροι ανάλυσης

Η ανάλυση της ευστάθειας του σπηλαίου έγινε με το πρόγραμμα H/Y UNWEDGE (University of Toronto) σύμφωνα με το οποίο η ευστάθεια καθορίζεται από τα δομικά χαρακτηριστικά των ασυνεχειών της βραχομάζας.

Ακολούθως καθορίζονται οι προϋποθέσεις και οι περιορισμοί για την ανάλυση:

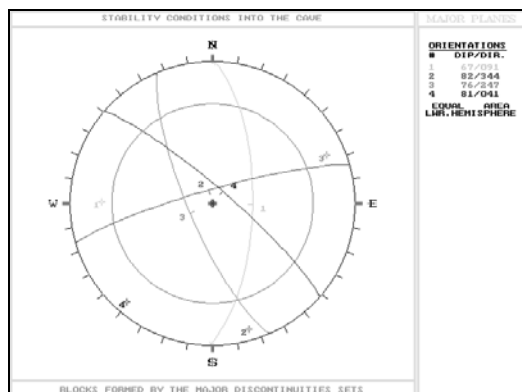
- Η ανάλυση ευστάθειας με την εφαρμογή του προγράμματος UNWEDGE είναι συντηρητική επειδή λαμβάνονται υπόψη οι μέγιστες δυνατές σχηματιζόμενες βραχοσφήνες.
- Οι βραχοσφήνες ορίζονται από τρία αλληλοτεμνόμενα συστήματα ασυνεχειών της περιβάλλουσας βραχομάζας, υποκείμενες αποκλειστικά σε δυνάμεις βαρύτητας. Σε περίπτωση μεγαλύτερου αριθμού ασυνεχειών, τότε εξετάζονται όλοι οι πιθανοί συνδυασμοί των ασυνεχειών.
- Οι αναλύσεις ευστάθειας βραχοσφηνών, υπό την αποκλειστική επίδραση του πεδίου βαρύτητας, γίνονται με την παραδοχή ότι οι μετακινήσεις των επισφαλών όγκων της βραχομάζας συντελούνται αποκλειστικά επί των ασυνεχειών, ενώ οι ίδιοι οι όγκοι θεωρούνται στερεά σώματα απαραμόρφωτα.
- Όλες οι επιφάνειες ασυνεχειών θεωρούνται επίπεδες και συνεχείς.
- Το πρόγραμμα H/Y UNWEDGE υπολογίζει τις μέγιστες δυνατές σφήνες με βάση τα 3 συστήματα ασυνεχειών αλλά διαθέτει και τη δυνατότητα αποκοπής της σφήνας (truncation) εφόσον δημιουργούνται σφήνες υπερβολικά μεγάλων διαστάσεων, σε σχέση με τις διαστάσεις του χώρου, ή αυτές περιορίζονται από άλλες ασυνέχειες.
- Η οροφή του σπηλαίου ορίζεται από τη στρώση του ασβεστολίθου.

4.3 Ανάλυση συνθηκών ευστάθειας

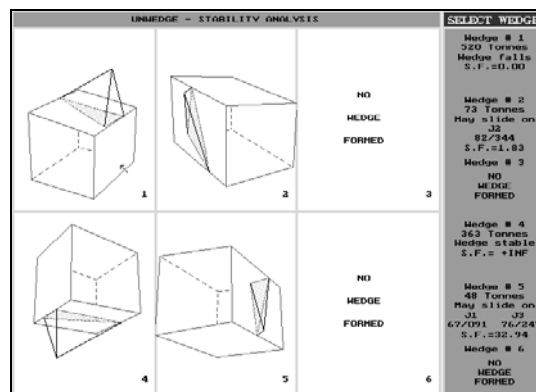
Για την ανάλυση των συνθηκών ευστάθειας στο εσωτερικό του σπηλαίου εξετάστηκαν 4 συστήματα τεκτονικών ασυνεχειών και έγινε η ανάλυση της ευστάθειας των αντίστοιχων τεσσάρων σχηματιζόμενων όγκων.

Ακολούθως, επιλέχθηκαν για την παραπάνω ανάλυση οι δύο μεγάλες αίθουσες του σπηλαίου (μεγάλη και κεντρική αίθουσα) ως χαρακτηριστικές. Πραγματοποιήθηκαν αντίστροφες αναλύσεις (back analyses) ευστάθειας των σχηματιζόμενων όγκων, με το πρόγραμμα H/Y UNWEDGE, και προσδιορίστηκαν οι τιμές των μηχανικών χαρακτηριστικών (c και ϕ) των ασυνεχειών. Επιπρόσθετα προσδιορίστηκε ο τύπος αστοχίας (καταπτώσεις και ολισθήσεις γεωμετρικά καθορισμένων επιφανειών), τα κρίσιμα επίπεδα αστοχίας, οι μέγιστοι σχηματιζόμενοι όγκοι και οι συντελεστές ασφάλειας.

Οι αναλύσεις ευστάθειας πραγματοποιήθηκαν με τα ζεύγη τιμών $c = 10 \text{ t/m}^2$, $\phi = 30^\circ$ και $c = 16 \text{ t/m}^2$, $\phi = 30^\circ$ και προσδιορίστηκαν οι συντελεστές ασφάλειας και οι μέγιστοι όγκοι των βραχοσφηνών για όλους τους πιθανούς σχηματιζόμενους βραχώδεις όγκους.



Σχήμα 5. Ευστάθεια σχηματιζόμενων blocks
BLOCK 123 : Πτώση - BLOCK 124 : Ολίσθηση
BLOCK 134 : Πτώση - BLOCK 234 : Ολίσθηση



Σχήμα 6. Block 123 ($c=16 \text{ t/m}^2$, $\phi=30^\circ$)

5 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΡΩΝ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ-ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

5.1 Γενικές αρχές

Οι γενικές αρχές για το σχεδιασμό των μέτρων ενίσχυσης και υποστήριξης είναι οι εξής:

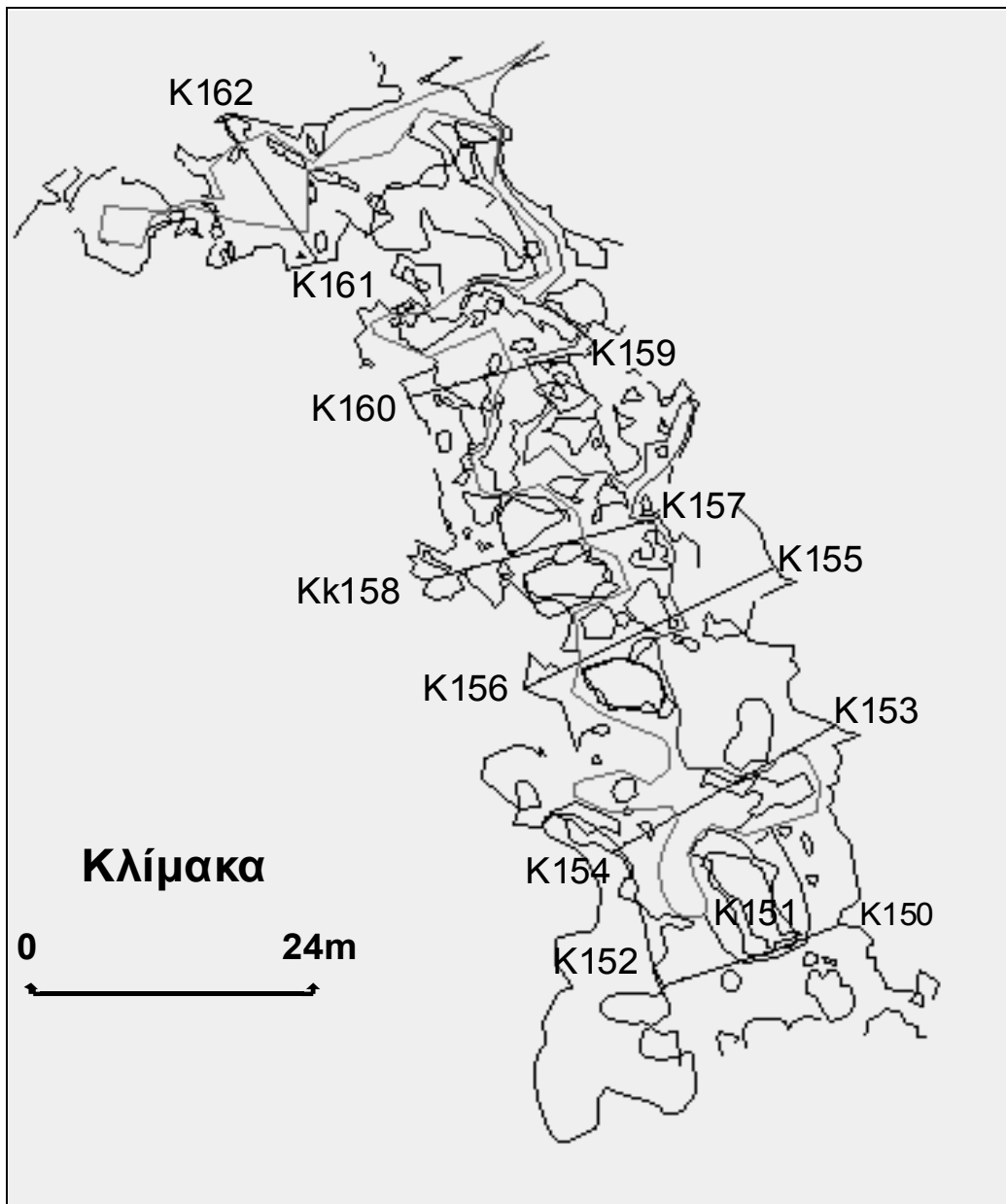
- Ανάλυση ευστάθειας 7 χαρακτηριστικών διατομών του σπηλαιίου (Σχ. 7) με την εφαρμογή του προγράμματος UNWEDGE, όπως αυτές προέκυψαν από την τοπογραφική μελέτη (Γραφείο τοπογραφικών εφαρμογών «ΓΕΩΓΡΑΦΕΙΝ», Αλεξανδρούπολη).
- Προσδιορισμός του συντελεστή ασφάλειας των επισφαλών βραχοσφηνών, υπολογισμός των μέτρων υποστήριξης (προεντεταμένα αγκύρια) και επαναπροσδιορισμός των συντελεστών ασφάλειας ώστε να ικανοποιούν την απαίτηση $S.F. \geq 2$.
- Οι σχηματιζόμενες βραχοσφηνές που αναλύθηκαν ορίζονται από την επιφάνεια της στρώσης (ss_2) και τα κύρια συστήματα διακλάσεων (kl_1, kl_2, kl_3) με όλους τους πιθανούς συνδυασμούς τους. Η παραπάνω ανάλυση εκτιμήθηκε ως η πλέον ρεαλιστική με βάση τις επί τόπου παρατηρήσεις και τη στατιστική επεξεργασία αυτών. Τα παραπάνω συστήματα ασυνεχειών αποτελούν τις κυρίαρχες τεκτονικές δομές του σπηλαιίου και καθορίζουν την ευστάθεια αυτού.
- Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των ασυνεχειών που χρησιμοποιήθηκαν κατά την ανάλυση και το σχεδιασμό των μέτρων υποστήριξης είναι $c=16 \text{ t/m}^2$, $\phi=30^\circ$ για τα συστήματα διακλάσεων και $c=0 \text{ t/m}^2$, $\phi=30^\circ$ για την επιφάνεια της στρώσης.
- Ο σχεδιασμός των μέτρων υποστήριξης δεν έλαβε υπόψη τις μέγιστες βραχοσφηνές που ορίζονται από τα κύρια συστήματα διακλάσεων (kl_1, kl_2, kl_3) διότι εκτιμήθηκε πως μία τέτοια ανάλυση δεν είναι ρεαλιστική καθώς δε λαμβάνει υπόψη την ύπαρξη της στρώσης. Η άποψη αυτή ενισχύεται από το γεγονός ότι οι μοναδικές αστοχίες στο εσωτερικό του σπηλαιίου παρατηρήθηκαν κατά το επίπεδο της στρώσης (Σχ. 8, 9). Επιπρόσθετα η παραδοχή της ύπαρξης συνεχών ασυνεχειών δεν είναι ρεαλιστική.
- Στην ανάλυση της ευστάθειας και στο σχεδιασμό των μέτρων υποστήριξης δεν ελήφθησαν υπόψη οι σταλακτιπικές κολώνες, ογκόλιθοι και στοιχεία που παρεμβάλλονται στις εξεταζόμενες διατομές και λειτουργούν ως στηρίξεις, μειώνουν τα ανοίγματα και αυξάνουν το συντελεστή ασφάλειας (Σχ. 8).
- Σύμφωνα με τη σεισμολογική έρευνα, η περιοχή μελέτης ανήκει στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $0,16 \text{ g}$. Με βάση τη παραπάνω μέγιστη αναμενόμενη εδαφική επιτάχυνση και του επιτυγχανόμενου συντελεστής ασφάλειας $S.F. \geq 2$ δια των προτεινόμενων συστημάτων υποστήριξης, εκτιμάται ότι και η επαλληλία στατικών και σεισμικών φορτίσεων θα οδηγήσει σε συντελεστή ασφάλειας $S.F. \geq 1$.
- Οι πιέσεις που αναπτύσσονται λόγω της ύπαρξης νερού θεωρήθηκαν μηδενικές.



Σχήμα 8. Εσωτερικό του σπηλαιίου. Διακρίνεται στην οροφή η στρώση.



Σχήμα 9. Η τομή διακλάσεων με τη στρώση δημιουργεί σε πολλές περιπτώσεις ασταθείς βραχώδεις όγκους.



Σχήμα 7. Οριζοντιογραφία σπηλαίου με τις εξεταζόμενες διατομές (Σύμφωνα με το τοπογραφικό σχέδιο του Τοπογράφου Δ. Πετρίδη, γραφείο τοπογραφικών εφαρμογών «ΓΕΩΓΡΑΦΕΙΝ», Αλεξανδρούπολη).

5.2 Σχεδιασμός των μέτρων υποστήριξης

Ως βέλτιστη τεχνική λύση επελέγη η χρήση προεντεταμένων αγκυρώσεων μήκους 3, 5 και 8 μέτρων που συνιστούν κάνναβο (2Χ2m και 2Χ2.5m) και έχουν ως στόχο την ενίσχυση της λειτουργίας του θόλου, έτσι ώστε να δημιουργηθεί μία ζώνη ικανοποιητικού πάχους με βελτιωμένα μηχανικά χαρακτηριστικά και η οποία να μεταβιβάζει τα κατακόρυφα φορτία της οροφής με ασφάλεια προς τις παρειές του σπηλαίου (Xanthakos, 1991).

Ο τύπος των προεντεταμένων αγκυρίων που προτείνεται είναι ανοξειδωτα αυτοδιατηρήσιμα αγκυρία πακτωμένα με βολβό από κατάλληλο τσιμεντένεμα. Οι διαστάσεις της διάταξης των υπόψη αγκυρίων επιλέγονται 2x2m και 2x2,5m κατά περίπτωση. Αντίστοιχος τύπος αγκυρίων προτείνεται

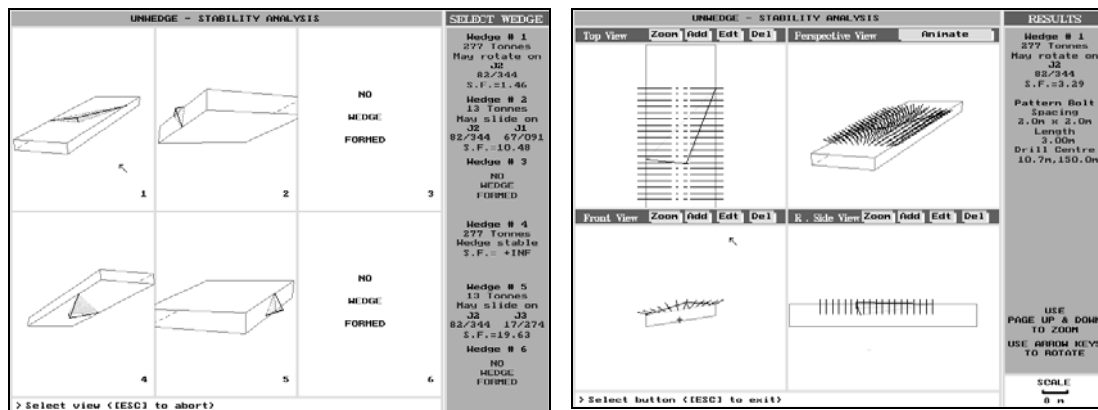
και από τους Κλήμη και Δημαρά (1997) για το σχεδιασμό ενίσχυσης του σπηλαίου «Δράκου» στο νομό Καστοριάς. Ο συνολικός έλεγχος ευστάθειας των εξεταζόμενων διατομών πραγματοποιήθηκε με το πρόγραμμα Η/Υ UNWEDGE απ' όπου προκύπτει η διάταξη και το μήκος των προεντεταμένων αγκυριών. Κατά το σχεδιασμό χρησιμοποιήθηκαν αγκύρια με φορτίο λειτουργίας ίσο με 25 t.

5.3 Μέτρα υποστήριξης ανά διατομή

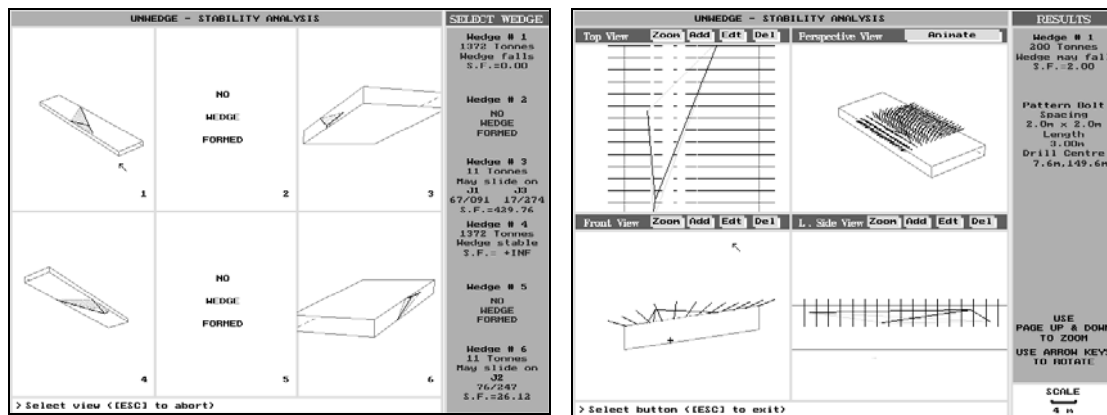
Τα μέτρα ενίσχυσης του σπηλαίου σχεδιάστηκαν σε 7 επί μέρους διατομές της τουριστικής διαδρομής και παρουσιάζονται στον Πίνακα 2 και ενδεικτικά στα Σχήματα 10 και 11.

Πίνακας 2. Προτεινόμενα μέτρα υποστήριξης ανά διατομή

ΔΙΑΤΟΜΗ	ΣΧΗΜΑΤΙΖΟΜΕΝΗ ΒΡΑΧΟΣΦΗΝΑ	ΔΙΑΤΑΞΗ ΚΑΙ ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ
152-151	kl1-kl3-ss2	2,0 x 2,5 m – L=3 m	2,24
	kl1-kl2-ss2	2,0 x 2,5 m – L=3 m	2,04
154-153	kl1-kl2-ss2	2,0 x 2,0 m – L=3 m	3,32
	kl1-kl3-ss2	2,0 x 2,0 m – L=3 m	2,00
156-155	kl1-kl3-ss2	2,0 x 2,0 m – L=3 m	2,33
158-157	kl1-kl3-ss2	2,0 x 2,0 m – L=5 m	2,21
	kl2-kl3-ss2	2,0 x 2,0 m – L=5 m	2,51
160-159	kl1-kl3-ss2	2,0 x 2,0 m – L=5 m	2,31
	kl1-kl2-ss2	2,0 x 2,0 m – L=5 m	2,14
162-161	kl1-kl3-ss2	2,0 x 2,0 m – L=5 m	1,97
151-150	kl1-kl3-ss2	2,0 x 2,5 m – L=3 m	2,45



Σχήμα 10. Διατομή K154-K153 (kl₁-kl₂-ss₂).



Σχήμα 11. Διατομή K154-K153 (kl₁-kl₃-ss₂).

Η ακριβής θέση των αγκυρίων θα οριστικοποιηθεί κατά το στάδιο κατασκευής. Κρίνεται επίσης απαραίτητη η λήψη μεμονωμένων μέτρων υποστήριξης για την αντιμετώπιση συνθηκών αστάθειας τοπικού χαρακτήρα και η τοποθέτηση μετρητικών αγκυρίων για την έγκαιρη πληροφόρηση περί πιθανών μεταβολών του εντατικού πεδίου της οροφής.

6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- Σύμφωνα με την έρευνα που πραγματοποιήθηκε καταλήξαμε στα παρακάτω συμπεράσματα:
1. Η ανάλυση της ευστάθειας του εσωτερικού του σπηλαίου βασίστηκε στην πιθανή δημιουργία ή ύπαρξη επιφανών βραχοσφηνών λόγω βαρύτητας και όχι στην ανάπτυξη τάσεων γύρω από το υπόγειο άνοιγμα, παραδοχή που δικαιολογείται από τον τρόπο γένεσης του σπηλαίου, τη φύση και τη ποιότητα της βραχομάζας και τέλος το μικρό πάχος επικάλυψης.
 2. Τα προταθέντα μέτρα υποστήριξης – ενίσχυσης λαμβάνουν υπόψη τη γεωμετρία των διόδων και των αιθουσών αλλά και τη υφιστάμενη ισορροπία του σπηλαίου. Οι προτεινόμενες τεχνικές λύσεις αποσκοπούν στην ενίσχυση της υφιστάμενης ευστάθειας του σπηλαίου.
 3. Η υφιστάμενη τεκτονική δημιουργεί αστοχίες που ο γεωμετρικός συνδυασμός τους δημιουργεί ασταθείς θέσεις είτε υπό μορφή ολισθήσεων βραχοσφηνών είτε υπό μορφή καταπτώσεων βράχων, οι οποίες εντοπίζονται μόνο στην οροφή.
 4. Οι συντελεστές ασφάλειας, μετά την επιβολή των προτεινόμενων μέτρων ενίσχυσης – υποστήριξης, είναι στο σύνολό τους υψηλοί ($S.F. \geq 2$) και έχουν προκύψει από αναλύσεις με συντηρητικά εκτιμηθέντα μηχανικά χαρακτηριστικά, συντηρητικές παραδοχές και διατομές με δυσμενή γεωμετρικά χαρακτηριστικά.
 5. Τα αναγκαία μέτρα στερέωσης των ασταθών βράχων πρέπει να είναι συμβατά με το χώρο και, ανά πάσα στιγμή, αναστρέψιμα χωρίς να αλλοιώνουν το χαρακτήρα του σπηλαίου. Παρόλο που δεν υπάρχει τυποποιημένη μεθοδολογία στερέωσης των βράχων σε σπήλαια, λογικό φαίνεται να χρησιμοποιηθούν μέθοδοι αγκύρωσης των με υλικά που θα αντέχουν ή θα προστατεύονται από την οξείδωση, η οποία εκτός της προκαλούμενης μείωσης αντοχής και αποτελεσματικότητας θα προκαλούσε και μόνιμη καταστροφή στους σταλακτίτες και τα άλλα μνημειακού χαρακτήρα τμήματα του σπηλαίου.
 6. Στη φάση της μελέτης εφαρμογής θα πρέπει να γίνει ακριβής απεικόνιση των γεωμετρικών χαρακτηριστικών του σπηλαίου και λεπτομερέστερες αναλύσεις ευστάθειας, οι οποίες μπορούν να διαφοροποιήσουν κατά θέσεις τον σχεδιασμό των μέτρων ενίσχυσης-υποστήριξης.

ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- I. Γ. Μ. Ε. (1982). Γεωλογικός χάρτης, Φύλλο Μαρώνεια 1:50.000.
ΚΛΗΜΗΣ, Ν.Σ. & ΔΗΜΑΡΑΣ, Κ.Δ. (1997). Ανάλυση και σχεδιασμός μέτρων ενίσχυσης ενός φυσικού σπηλαίου. Πρακτικά 3^{ου} Πανελληνίου Συνεδρίου Γεωτεχνικής Μηχανικής, Πάτρα, Τόμος 3, σελ. 267-274.
ΠΕΤΡΟΧΕΙΛΟΥ, Α. (1985). Τα σπηλαια της Ελλάδος. Εκδοτική Αθηνών.
BIENIAWSKI, Z.T. (1979). The geomechanics classification in rock engineering application. Proc. 4th. Congr. Int. Soc. Rock Mech., Montreux, 2, pp. 41-48.
BIENIAWSKI, Z.T. (1989). Engineering rock mass classification. New York: Wiley.
HENDROM, A. & FERNANDEZ, G. (1983). Dynamic and static design considerations for underground chambers. Seismic design of embankments and caverns. Philadelphia, T.R. Howard, Ed. Trans. Tech. Publications.
HOEK, E. & BROWN, E. T. (1997). Underground Excavations in Rock. Institution of Mining and Metallurgy.
HUDSON, J. & HARRISON, J. (2000). Engineering rock mechanics. Pergamon Ed.
IAEG (1981). Rock and soil description and classification for engineering geological mapping. Report by the IAEG Commission on Engineering Geological Mapping. Bull. IAEG, Vol. 24, pp. 235-274.
IRFAN, T. W. & DEARMAN, W. R. (1978). Engineering classification and index properties of a weathered granite. Bull. I. A. E. G., Krefeld, 17, pp. 79-90.

- PALMSTROM, A. (1975). Karakterising av oppsprekningsgrad og fjellmassers kvalild. Intern. Report, Ing. A.B. Berdal A/S, Oslo, pp. 1-26.
- XANTHAKOS, P. (1991). Ground anchors and anchored structures. Ed. John Wiley & sons, Inc.

ABSTRACT

STABILITY OF POLIPHIMOS CAVE IN MARONEIA, THRACE

Christaras B.¹, Chatzigogos Th.², Dimitriou A.¹, Chatzigogos N.¹, Makedon Th.¹, Vogiatzis D.¹ και Filippidis S.¹

¹ *Lab. of Engineering Geology, Dept. of Geology, School of Geology, AUTH. 546 21 Thessaloniki, christar@geo.auth.gr, andim@geo.auth.gr, dvogias@geo.auth.gr*

² *Lab. of Soil Mechanics & Foundations, School of Civil Engineering, AUTH. 546 21 Thessaloniki, hatz@geo.civil.auth.gr*

The Poliphimos cave is located in a distance of 5 km from Maronia Town, near Komotini City, in Thrace – Eastern Greece. The cave is an under development site for touristic purposes. The cave is full of beautiful stalactites and stalagmites and it is of great palaeontological and touristic interest. The cave is 2000 m long and covers an area of 10.000 m². The proposed visiting route is 355 m. The inside temperature is about 16 °C. For the development an integrated study was performed regarding to its geotechnical stability, together with speleological and ecological studies.

In the present paper the stability conditions were studied regarding to wedge and planar failures. For this purpose, all the tectonic data were determined and recorded separately for each site in the cave and tectonic and stability diagrams were elaborated, in order to determine stability factors. A stress-strain analysis as performed in tunneling is not recommended in cases of natural caves because of the slow procedure of its formation which allows the full relief of the applied stresses. So the stability analysis of the natural cave is based only on the behavior of the blocks formed by the tectonic features. The geometry of the blocks formed by the combination of the vertical discontinuities sets with the horizontal bedding creates potential instability conditions. The instability conditions observed in situ are mainly unstable blocks falling from the roof.

The main purpose, after determining any type of potential failure, was to propose the more appropriate stability methods. It is obvious that all the ordinary methods, used in underground construction, are not appropriate for use in caves. Supporting methods have to be adapted, taking into account the already existing natural stability conditions, the safety of visitors and the monumental character of the cave.

According to the stability analysis of the cave, the main failure mechanism is the falling of wedges from the roof. The sides of the cave seem to be stable. For the reinforcement support of the roof, an arrangement of stainless pre-tensioned self-drilling rockbolts is suggested (2X2m and 2X2.5m, length 3m and 5m) as the optimum scenario of intervention.