



**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**

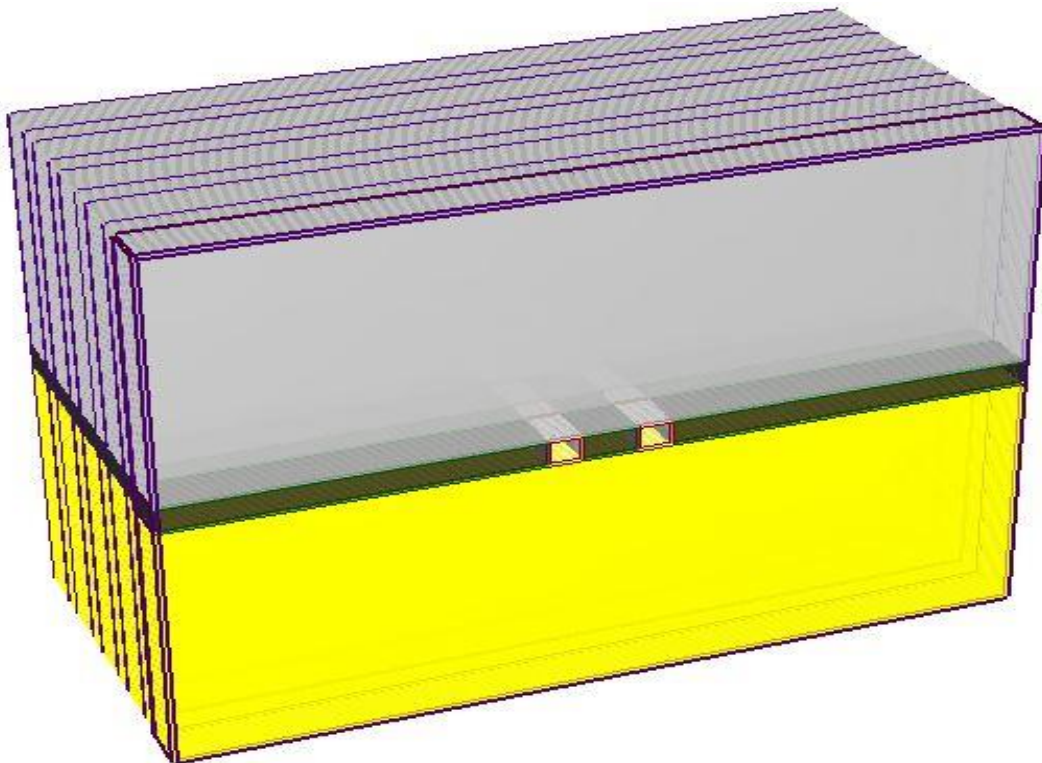
**ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΜΕΤΑΛΛΕΙΩΝ – ΜΕΤΑΛΛΟΥΡΓΩΝ**

**Δ.Π.Μ.Σ. “ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ”**

**ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**“ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ  
ΥΠΟΓΕΙΑΣ ΛΙΓΝΙΤΙΚΗΣ ΕΚΜΕΤΑΛΛΕΥΣΗΣ”**

**Δεληβέρης Αλέξανδρος, Μεταλλειολόγος Μηχανικός**



**Επιβλέπων: Μπενάρδος Ανδρέας, Επίκουρος Καθηγητής Ε.Μ.Π.**

Αθήνα, Φεβρουάριος 2015



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΜΕΤΑΛΛΕΙΩΝ – ΜΕΤΑΛΛΟΥΡΓΩΝ

Δ.Π.Μ.Σ. “ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ”

**“ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ  
ΥΠΟΓΕΙΑΣ ΛΙΓΝΙΤΙΚΗΣ ΕΚΜΕΤΑΛΛΕΥΣΗΣ”**

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**Δεληβέρης Αλέξανδρος, Μεταλλειολόγος Μηχανικός**

**Επιβλέπων: Μπενάρδος Ανδρέας, Επίκουρος Καθηγητής Ε.Μ.Π.**

Αθήνα, Φεβρουάριος 2015



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΜΕΤΑΛΛΕΙΩΝ – ΜΕΤΑΛΛΟΥΡΓΩΝ

Δ.Π.Μ.Σ. “ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ”

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**Δεληβέρης Αλέξανδρος, Μεταλλειολόγος Μηχανικός**

**Επιβλέπων: Μπενάρδος Ανδρέας, Επίκουρος Καθηγητής Ε.Μ.Π.**

Εγκρίθηκε από την τριμελή επιτροπή της \_/\_/\_\_\_\_\_

Μπενάρδος Ανδρέας, Επίκουρος Καθηγητής.....

Νομικός Παύλος, Επίκουρος Καθηγητής .....

Λουπασάκης Κωνσταντίνος, Επίκουρος καθηγητής .....

Αθήνα, Φεβρουάριος 2015

Copyright©, Δεληβέρης Αλέξανδρος

Με επιφύλαξη κάθε δικαιώματος. All rights reserved

## Περίληψη

Οι υπόγειες λιγνιτικές εκμεταλλεύσεις θεωρούνται γενικά ότι εμφανίζουν αυξημένες απαιτήσεις και δυσκολίες, τόσο σε όρους σχεδιασμού όσο και κατασκευής, κυρίως λόγω των ασθενών βραχωδών γεωλογικών σχηματισμών που συνήθως τις περιβάλλουν.

Η συγκεκριμένη εργασία επιχειρεί την περιγραφή μιας μεθοδολογικής προσέγγισης σχεδιασμού σε μία τυπική υπόγεια λιγνιτική εκμετάλλευση. Προσομοιώνοντας αριθμητικά, με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, την ευρέως γνωστή μέθοδο εκμετάλλευσης των παράλληλων λιγνιτικών στοών μεγάλους μήκους (Highwall Mining Method), σε συνδυασμό με την μεταλλευτική μέθοδο εξόρυξης των θαλάμων και στύλων (Room and Pillar Method), επιδιώκεται συνολικά η διερεύνηση της μηχανικής συμπεριφοράς των υπόγειων έργων εκμετάλλευσης.

Πιο συγκεκριμένα, εξετάζεται η παραμορφωσιακή συμπεριφορά των διανοιγόμενων θαλάμων και του προτεινόμενου συστήματος υποστήριξης τους. Επιπρόσθετα, μέσα από την διενέργεια παραμετρικών αναλύσεων για διάφορα πλάτη επιμήκους στύλου ανάμεσα στις διαδοχικές παράλληλες λιγνιτικές στοές, επιδιώκεται η επιλογή με όρους σχεδιασμού του ελάχιστου πλάτους του εναπομείναντος επιμήκους λιγνιτικού στύλου της υπόγειας εκμετάλλευσης. Στη συνέχεια, χρησιμοποιώντας προσεγγιστικές τεχνικές προσομοίωσης της διάνοιξης εγκάρσιων στοών σε αριθμητικά μοντέλα δύο διαστάσεων, εξετάζεται η λειτουργία του σχηματιζόμενου λιγνιτικού τετραγωνικού στύλου.

Με την βοήθεια τρισδιάστατων αριθμητικών αναλύσεων επιλέγεται το μέγιστο βάθος από την επιφάνεια του εδάφους στο οποίο είναι δυνατή η συνέχιση της εκμετάλλευσης, σε όρους ασφάλειας για τον λιγνιτικό στύλο. Με τον τρόπο αυτό, η προσομοίωση του προβλήματος γίνεται με άμεσο και όχι με προσεγγιστικό και έμμεσο τρόπο, καθώς η συμπεριφορά ενός στύλου υπό συνθήκες φόρτισης είναι ένα καθαρά τρισδιάστατο πρόβλημα.

Τέλος, γίνεται μια προσπάθεια συσχέτισης των παραπάνω προσεγγιστικών τεχνικών στις δύο διαστάσεις με τις τρισδιάστατες αριθμητικές αναλύσεις, προκειμένου να φανεί ποιιά από αυτές τις τεχνικές προσεγγίζει με ακριβέστερο τρόπο την μηχανική συμπεριφορά του στύλου από την πλευρά της παραμόρφωσης και της αντοχής του.

## **Abstract**

Generally, the underground lignite exploitations are considered to exhibit increased difficulties and requirements, both in terms of design and construction, mainly due to the weak rock geological formations that usually surround them.

This thesis attempts to describe a methodological approach in the design of typical underground lignite exploitations. Using the finite element method, the widely known lignite exploitation method of parallel longitudinal adits (Highwall Mining), combined with the Room and Pillar mining method is simulated. It is pursued so, the investigation of the mechanical response of the underground mining works as a whole.

In particular, the deformational behavior of the excavated rooms and the corresponding support systems are examined. Moreover, through conducting parametric analyses for various longitudinal pillar widths between the sequential parallel lignite adits, the selection in terms of design of the minimum longitudinal lignite pillar width of the underground exploitation is attempted. Thereafter, using approximation techniques for the simulation of the excavation of transverse adits in 2D numerical models, the mechanical behavior of the excavated lignite square pillar is investigated.

With the assistance of 3D numerical analyses, the maximum depth of cover that the continuation of the exploitation is possible in terms of safety for the lignite pillar is selected. Thereby, the simulation of the problem is performed in a direct way and not approximately, as long as the response of a pillar under stress conditions is clearly a three dimensional problem.

Finally, a correlation effort between the abovementioned 2D approximation techniques and the 3D numerical analyses is conducted. This intends to indicate which of these techniques is getting near with a more accurate way to the mechanical response of the pillar in the aspect of its deformation and strength too.

## Πρόλογος

Η συγκεκριμένη διπλωματική εργασία πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια της ολοκλήρωσης του “Διατμηματικού Προγράμματος Μεταπτυχιακών Σπουδών” του ΕΜΠ, υπό τον τίτλο “Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπογείων Έργων” και ασχολείται με την διερεύνηση της γεωτεχνικής συμπεριφοράς μιας τυπικής υπόγειας λιγνιτικής εκμετάλλευσης.

Τα θέματα που εξετάζει η διπλωματική εργασία σε κάθε κεφάλαιο της περιγράφονται συνοπτικά αμέσως παρακάτω:

Στο **1<sup>ο</sup> Κεφάλαιο** γίνεται η εισαγωγή στο εξεταζόμενο θέμα μέσα από την περιγραφή του έργου, των συναντώμενων γεωλογικών σχηματισμών και των γεωτεχνικών τους παραμέτρων.

Στο **2<sup>ο</sup> Κεφάλαιο** αναλύεται η κυρίως αναμενόμενη συμπεριφορά του υπόγειου μεταλλευτικού έργου και δίνονται τα βασικά στοιχεία και εργαλεία για την προσέγγιση του εν λόγω ζητήματος.

Στο **3<sup>ο</sup> Κεφάλαιο** διενεργείται η ελαστοπλαστική ανάλυση ενός ισοδύναμου υπόγειου κυκλικού ανοίγματος, προκειμένου να δοθεί μία πρώτη εικόνα για την μηχανική απόκριση των υπογείων εκσκαφών, αλλά και για να εξαχθούν κρίσιμες παράμετροι για τις αριθμητικές προσομοιώσεις.

Στο **4<sup>ο</sup> Κεφάλαιο** δίνεται η διαδικασία προσδιορισμού των μηχανικών παραμέτρων εισαγωγής των προτεινόμενων μέτρων υποστήριξης για τις μετέπειτα αριθμητικές προσομοιώσεις.

Στο **5<sup>ο</sup> Κεφάλαιο** παρουσιάζεται ο τρόπος δημιουργίας των δισδιάστατων αριθμητικών μοντέλων που προσομοιώνουν την εκσκαφή των παράλληλων λιγνιτικών στοών ανάπτυξης.

Στο **6<sup>ο</sup> Κεφάλαιο** δίνονται τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων που προέκυψαν από τα μοντέλα του προηγούμενου κεφαλαίου, ενώ παρατίθενται και οι βελτιώσεις στα αρχικώς προτεινόμενα συστήματα υποστήριξης μαζί με τον έλεγχο της μηχανικής συμπεριφοράς τους.

Στο **7<sup>ο</sup> Κεφάλαιο** εκτελούνται παραμετρικές αναλύσεις για διάφορες τιμές στα πλάτη του επιμήκους λιγνιτικού στύλου, προκειμένου να υπολογιστεί και να επιλεγθεί σε ένα πρώτο στάδιο της υπόγειας λιγνιτικής εκμετάλλευσης, το ελάχιστο δυνατό πλάτος του επιμήκους στύλου.

Στο **8<sup>ο</sup> Κεφάλαιο** διενεργούνται δισδιάστατες προσεγγιστικές αναλύσεις για την προσομοίωση εγκάρσιων εκσκαφών ως προς τις αρχικές παράλληλες στοές ανάπτυξης, δηλαδή για την μοντελοποίηση της μεθόδου των θαλάμων και στύλων σε επόμενο στάδιο της εκμετάλλευσης.

Στο **9<sup>ο</sup> Κεφάλαιο** πραγματοποιούνται τρισδιάστατες αριθμητικές αναλύσεις για την επιλογή του μέγιστου ύψους υπερκειμένων όπου δύναται να συνεχιστεί με ασφάλεια η υπόγεια λιγνιτική εκμετάλλευση με την μέθοδο των θαλάμων και στύλων.

Στο **10<sup>ο</sup> Κεφάλαιο** εξετάζεται η ευστάθεια των διαμορφωμένων πρानών της επιφανειακής εκμετάλλευσης στα οποία θα γίνει η προσβολή του λιγνιτικού κοιτάσματος και η έναρξη των υπόγειων εκσκαφών.

Στο **11<sup>ο</sup> Κεφάλαιο** τέλος, καταγράφονται τα σημαντικότερα συμπεράσματα της εργασίας και φωτίζονται πλευρές σε ζητήματα που έθιξε η εργασία και χρήζουν περαιτέρω διερεύνησης.

Η εργασία εκπονήθηκε στο Εργαστήριο Μεταλλευτικής Τεχνολογίας και Περιβαλλοντικής Μεταλλευτικής της Σχολής Μηχανικών Μεταλλείων – Μεταλλουργών του ΕΜΠ υπό την επίβλεψη του Ανδρέα Μπενάρδου, Επίκουρου Καθηγητή ΕΜΠ, τον οποίο και θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά για την συνεχή και υπομονετική επιστημονική του καθοδήγηση.

Ευχαριστίες επίσης, θα ήθελα να απευθύνω σε ολοκληρω το προσωπικό του Εργαστηρίου Μεταλλευτικής Τεχνολογίας και Περιβαλλοντικής Μεταλλευτικής και κυρίως στον Διευθυντή του Δημήτρη Καλιαμπάκο, Καθηγητή ΕΜΠ, για την πολύμηνη φιλοξενία και την δημιουργία ενός ευχάριστου και συντροφικού κλίματος σε όλη αυτή την διαδρομή.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου, το φιλικό μου περιβάλλον και οποιονδήποτε άλλο με βοήθησε με τον τρόπο του να συνεχίσω...



# Περιεχόμενα

<b>Κεφάλαιο 1.</b>	<b>Εισαγωγή</b>	<b>1</b>
1.1	Γεωλογικοί σχηματισμοί	2
1.1.1	Μάργα	2
1.1.2	Λιγνίτης	3
1.2	Μηχανικές παράμετροι πετρωμάτων	4
1.2.1	Δοκιμή μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής	4
1.2.2	Αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών άρρηκτων πετρωμάτων	6
1.2.3	Δοκιμή άμεσης διάτμησης	7
1.2.4	Αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών ασυνεχειών πετρωμάτων	8
1.3	Γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού περιβαλλόντων υλικών	9
1.3.1	Παράμετροι εισαγωγής στο κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown	9
1.3.2	Γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού σε υπερκείμενα H=60 m	13
1.3.3	Γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού σε υπερκείμενα H=120 m	16
<b>Κεφάλαιο 2.</b>	<b>Συμπεριφορά πετρωμάτων και σχεδιασμός υπογείου έργου</b>	<b>19</b>
2.1	Μαλακός βράχος	19
2.1.1	Κριτήριο αστοχίας Mohr – Coulomb	20
2.1.2	Σχεδιασμός υπογείου έργου	21
2.2	Χαρακτηριστικά χρησιμοποιούμενων λογισμικών	22
2.2.1	Κώδικας Phase2	22
2.2.2	Κώδικας RS3	22
2.2.3	Συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων $K_0$	23
2.2.4	Προσομοίωση εκσκαφής και υποστήριξης στις δύο διαστάσεις	23
<b>Κεφάλαιο 3.</b>	<b>Ελαστοπλαστική ανάλυση υπόγειου κυκλικού ανοίγματος</b>	<b>24</b>
3.1	Παραδοχές της μεθόδου σύγκλισης – αποτόνωσης	24
3.1.1	Μέθοδος ανάλυσης με καμπύλες σύγκλισης – αποτόνωσης	26
3.1.2	Μέθοδος Panet	28
3.1.3	Μέθοδος Chern	28
3.1.4	Μέθοδος ισοδύναμης χαλάρωσης βραχομάζας	31
3.2	Ισοδύναμο κυκλικό άνοιγμα	32
3.2.1	Ισοδύναμη κυκλική στοά σε υπερκείμενα H=60 m	33
3.2.2	Ισοδύναμη κυκλική στοά σε υπερκείμενα H=120 m	36
3.3	Μέγεθος σύνθλιψης και προτεινόμενα μέτρα υποστήριξης	38
3.3.1	Μέγεθος σύνθλιψης και πρόταση υποστήριξης	38
3.3.2	Υποστήριξη υπογείου ανοίγματος σε υπερκείμενα H=60 m	41
3.3.3	Υποστήριξη υπογείου ανοίγματος σε υπερκείμενα H=120 m	43

<b>Κεφάλαιο 4.</b>	<b>Τεχνολογικά χαρακτηριστικά συστήματος υποστήριξης</b>	<b>46</b>
4.1	Επιλογή είδους αγκυρίων	46
4.1.1	Αγκύρια τριβής τύπου Swellex	46
4.1.2	Μηχανικές ιδιότητες επιλεγόμενων αγκυρίων Swellex	49
4.2	Επιλογή χαλύβδινου δομικού πλέγματος	51
4.2.1	Χαλύβδινο δομικό πλέγμα T188	52
4.2.2	Μηχανικές ιδιότητες επιλεγόμενου πλέγματος T188	53
4.3	Εφαρμογή εκτοξευόμενου σκυροδέματος	54
4.3.1	Δεδομένα εισαγωγής εκτοξευόμενου σκυροδέματος	55
4.3.2	Πάχος στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος	55
<b>Κεφάλαιο 5.</b>	<b>Αριθμητικό προσομοίωμα παράλληλων διερευνητικών στοών</b>	<b>57</b>
5.1	Αριθμητικό προσομοίωμα παράλληλων στοών σε υπερκείμενα H=60 m	57
5.1.1	Μηχανική συμπεριφορά στύλου σε συνθήκες φόρτισης	58
5.1.2	Εισαγωγή γεωμετρίας εκσκαφών και εξωτερικού συνόρου	61
5.1.3	Ορισμός υλικών που περιβάλλουν τις εκσκαφές	64
5.1.4	Εφαρμογή συστήματος υποστήριξης	67
5.2	Αριθμητικό προσομοίωμα παράλληλων στοών σε υπερκείμενα H=120 m	70
5.2.1	Εισαγωγή γεωμετρίας εκσκαφών και εξωτερικού συνόρου	70
5.2.2	Ορισμός υλικών που περιβάλλουν τις εκσκαφές	71
5.2.3	Εφαρμογή συστήματος υποστήριξης	72
<b>Κεφάλαιο 6.</b>	<b>Αποτελέσματα αναλύσεων αριθμητικών προσομοιωμάτων</b>	<b>74</b>
6.1	Αποτελέσματα αναλύσεων προσομοιώματος σε υπερκείμενα H=60 m	74
6.1.1	Τελικές συγκλίσεις διατομών και ανάπτυξη πλαστικών ζωνών	74
6.1.2	Μηχανική συμπεριφορά συστήματος υποστήριξης	76
6.2	Βελτίωση συστήματος υποστήριξης στοών σε υπερκείμενα H=60 m	77
6.2.1	Πρόταση βελτίωσης υποστήριξης σε υπερκείμενα H=60 m	78
6.2.2	Μηχανική συμπεριφορά βελτιωμένου συστήματος υποστήριξης	79
6.3	Αποτελέσματα αναλύσεων προσομοιώματος σε υπερκείμενα H=120 m	81
6.3.1	Τελικές συγκλίσεις διατομών και ανάπτυξη πλαστικών ζωνών	81
6.3.2	Μηχανική συμπεριφορά συστήματος υποστήριξης	82
6.4	Βελτίωση συστήματος υποστήριξης στοών σε υπερκείμενα H=120 m	83
6.4.1	Πρόταση βελτίωσης υποστήριξης σε υπερκείμενα H=120 m	83
6.4.2	Μηχανική συμπεριφορά βελτιωμένου συστήματος υποστήριξης	85
<b>Κεφάλαιο 7.</b>	<b>Παραμετρική ανάλυση ευστάθειας επιμήκους στύλου</b>	<b>89</b>
7.1	Ανάλυση ευστάθειας επιμήκους στύλου σε ύψος υπερκειμένων H=60 m	89
7.1.1	Ζώνη αστοχίας επιμήκους στύλου	89
7.1.2	Μέγιστες μετακινήσεις τοιχώματος στοών	91
7.1.3	Έκταση λειτουργίας συρματόσχοινων παρειών στην διαρροή	92
7.2	Ανάλυση ευστάθειας επιμήκους στύλου σε ύψος υπερκειμένων H=120 m	94
7.2.1	Ζώνη αστοχίας επιμήκους στύλου	94
7.2.2	Μέγιστες μετακινήσεις τοιχώματος στοών	95
7.2.3	Έκταση λειτουργίας συρματόσχοινων παρειών στην διαρροή	96
7.3	Επιλογή βέλτιστου πλάτους στύλου	97

<b>Κεφάλαιο 8.</b>	<b>Διερεύνηση αντοχής λιγνιτικού τετραγωνικού στύλου</b>	<b>98</b>
8.1	Διερεύνηση αντοχής λιγνιτικού στύλου σε ύψος υπερκειμένων $H=60$ m	98
8.2	Διερεύνηση αντοχής λιγνιτικού στύλου σε ύψος υπερκειμένων $H=120$ m	102
<b>Κεφάλαιο 9.</b>	<b>Τρισδιάστατη αριθμητική ανάλυση λιγνιτικού στύλου</b>	<b>106</b>
9.1	Κατασκευή τρισδιάστατου αριθμητικού προσομοιώματος	107
9.1.1	Αποτελέσματα αναλύσεων για τα διάφορα ύψη υπερκειμένων	109
9.2	Συντελεστής ασφάλειας λιγνιτικού στύλου	115
9.2.1	Ανάλυση συντελεστή ασφαλείας στα διάφορα ύψη υπερκειμένων	116
9.2.2	Μέγιστο βάθος συνέχισης της μεθόδου θαλάμων και στύλων	119
9.3	Συντελεστής ασφάλειας στύλου σε ύψος υπερκειμένων $H=100$ m	120
9.3.1	Συντελεστής απομείωσης $k$	122
9.4	Σύγκριση δισδιάστατων τεχνικών ανάλυσης με τρισδιάστατες μεθόδους	123
9.4.1	Κατανομή μέγιστης κύριας τάσης στύλου	129
9.4.2	Κατανομή οριζόντιων μετακινήσεων στύλου	130
9.4.3	Έκταση υγιούς τμήματος υλικού στύλου	132
9.4.4	Καθιζήσεις επιφανείας λόγω της κατασκευής θαλάμων και στύλων	134
<b>Κεφάλαιο 10.</b>	<b>Ανάλυση ευστάθειας πρανούς στα μέτωπα προσβολής</b>	<b>136</b>
10.1	Πρανές μετώπου προσβολής	136
10.2	Γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού πρανούς μετώπου προσβολής	137
10.3	Εξέταση ευστάθειας πρανούς με την μέθοδο οριακής ισορροπίας	140
10.3.1	Μοντέλο ευστάθειας πρανούς με την μέθοδο οριακής ισορροπίας	140
10.3.2	Αποτελέσματα ανάλυσης μεθόδου οριακής ισορροπίας	142
10.4	Εξέταση ευστάθειας πρανούς με τεχνική μείωσης διατμητικής αντοχής	143
10.4.1	Μοντέλο ευστάθειας πρανούς με τεχνική μείωσης διατμητικής αντοχής	143
10.4.2	Αποτελέσματα ανάλυσης τεχνικής μείωσης διατμητικής αντοχής	145
<b>Κεφάλαιο 11.</b>	<b>Συμπεράσματα διπλωματικής εργασίας</b>	<b>147</b>
	<b>Βιβλιογραφία</b>	<b>149</b>

## Ευρετήριο Εικόνων

Εικόνα 1.1	Κυλινδρικό δοκίμιο άρρηκτου πετρώματος (Τσουτρέλης et al., 2000)	5
Εικόνα 1.2	Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων πετρώματος (Τσουτρέλης et al., 2000)	5
Εικόνα 1.3	Διάγραμμα μέγιστης και παραμένουσας διατμητικής αντοχής ασυνέχειας συναρτήσει της ορθής τάσης (Σοφιανός και Νομικός, 2008)	7
Εικόνα 1.4	Γεωλογικός Δείκτης Αντοχής GSI για τους συναντώμενους σχηματισμούς	11
Εικόνα 1.5	Διάγραμμα προσαρμογής περιβάλλουσας αστοχίας Mohr – Coulomb στην μη γραμμική περιβάλλουσα αστοχίας Hoek – Brown	12
Εικόνα 1.6	Δεδομένα εισαγωγής και αποτελέσματα παραμέτρων διατμητικής αντοχής για την μάργα του δαπέδου σε ύψος υπερκειμένων H=60 m	14
Εικόνα 1.7	Συσχέτιση κριτηρίου Hoek – Brown με το κριτήριο Mohr – Coulomb για την μάργα του δαπέδου σε ύψος υπερκειμένων H=60 m	15
Εικόνα 1.8	Δεδομένα εισαγωγής και αποτελέσματα παραμέτρων διατμητικής αντοχής για την μάργα οροφής σε ύψος υπερκειμένων H=120 m	17
Εικόνα 1.9	Συσχέτιση κριτηρίου Hoek – Brown με το κριτήριο Mohr – Coulomb για την μάργα της οροφής σε ύψος υπερκειμένων H=120 m	18
Εικόνα 2.1	Κατηγοριοποίηση πετρωμάτων βάση της ανεμπόδιστη θλιπτικής αντοχής τους	19
Εικόνα 2.2	Γραφική απεικόνιση κριτηρίου αστοχίας Mohr – Coulomb	21
Εικόνα 3.1	Καμπύλη σύγκλισης – αποτόνωσης περιβάλλουσας βραχομάζας ανυποστηρίκτου υπόγειου κυκλικού ανοίγματος (Καββαδάς, 2006)	25
Εικόνα 3.2	Καμπύλη σύγκλισης – αποτόνωσης περιβάλλουσας βραχομάζας υποστηριζόμενου υπόγειου κυκλικού ανοίγματος (Καββαδάς, 2006)	25
Εικόνα 3.3	Καμπύλη Panet προσομοίωσης των συγκλίσεων συναρτήσει της απόστασης από το μέτωπο	26
Εικόνα 3.4	Τυπικές μορφές καμπυλών Panet για διάφορες τιμές του συντελεστή υπερφόρτισης	27
Εικόνα 3.5	Διάγραμμα κριτηρίου αστοχίας Mohr – Coulomb σε όρους κυρίων τάσεων	29
Εικόνα 3.6	Καταστατικό μοντέλο ασθενούς βραχώδους γεωλικού με ελαστική – τέλεια πλαστική συμπεριφορά	30
Εικόνα 3.7	Μέθοδος ισοδύναμης χαλάρωσης βραχομάζας	32
Εικόνα 3.8	Προτεινόμενη διατομή διερευνητικών λιγνιτικών στοών	33
Εικόνα 3.9	Ισοδύναμη κυκλική στοά ακτίνας R	34
Εικόνα 3.10	Αναμενόμενα προβλήματα συγκλίσεων λόγω παρουσίας συνθλιβόντων πετρωμάτων σε ύψος υπερκειμένων H=60 m	38
Εικόνα 3.11	Γεωτεχνική θεώρηση και τύποι υποστήριξης σε συνθλιβόντα πετρώματα	39
Εικόνα 3.12	Αναμενόμενα προβλήματα συγκλίσεων λόγω παρουσίας συνθλιβόντων πετρωμάτων σε ύψος υπερκειμένων H=120 m	40
Εικόνα 3.13	Σχέδιο γεωμετρικών χαρακτηριστικών προτεινόμενης υποστήριξης σε υπερκείμενα H=60 m	41
Εικόνα 3.14	Αποτελέσματα ελαστοπλαστικής ανάλυσης προγράμματος RocSupport	42

Εικόνα 3.15	Σχέδιο γεωμετρικών χαρακτηριστικών προτεινόμενης υποστήριξης σε υπερκείμενα $H=120$ m	44
Εικόνα 4.1	Διαδικασία τοποθέτησης αγκυρίου Swellex φέρουσας ικανότητας 100 KN	47
Εικόνα 4.2	Αγκύριο Swellex εντός της οπής του διατρήματος (AtlasCopco)	47
Εικόνα 4.3	Τεχνολογικά χαρακτηριστικά αγκυρίων Swellex (AtlasCopco)	48
Εικόνα 4.4	Σχέδιο με τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά αγκυρίου Swellex κατά την λειτουργία του	50
Εικόνα 4.5	Αλυσιδωτό δομικό πλέγμα προσαρμοσμένο πίσω από την πλάκα του αγκυρίου	51
Εικόνα 4.6	Συγκολλημένο δομικό πλέγμα προσαρμοσμένο πίσω από την πλάκα του αγκυρίου	52
Εικόνα 4.7	Χαλύβδινο δομικό συγκολλημένο πλέγμα τύπου T188	52
Εικόνα 4.8	Βασικά γεωμετρικά χαρακτηριστικά προεπιλεγμένου δομικού πλέγματος	53
Εικόνα 4.9	Δομικό χαλύβδινο συγκολλημένο πλέγμα ενίσχυσης (Hoek et al., 1993)	54
Εικόνα 4.10	Κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος σε υπόγειο κυκλικό άνοιγμα	56
Εικόνα 5.1	Συμπεριφορά στύλου υπό συνθήκες φόρτισης	58
Εικόνα 5.2	Συνήθειες τρόποι αστοχίας στύλων (Brady and Brown, 2004)	60
Εικόνα 5.3	Εξέλιξη ρωγματώσεων και αστοχίας σε στύλο από συμπαγές σχηματισμό	60
Εικόνα 5.4	Σχέδιο παράλληλων διερευνητικών λιγνιτικών στοών	62
Εικόνα 5.5	Γεωμετρικό μοντέλο εκσκαφών, εξωτερικού συνόρου και ορίων υλικού	63
Εικόνα 5.6	Αριθμητικό μοντέλο με συνοριακές συνθήκες και πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων	64
Εικόνα 5.7	Εισαγωγή γεωτεχνικών παραμέτρων μάργας οροφής	65
Εικόνα 5.8	Αριθμητικό προσομοίωμα με εκχώρηση των περιβαλλόντων υλικών των εκσκαφών	65
Εικόνα 5.9	Εισαγωγή γεωτεχνικών παραμέτρων χαλαρωμένου λιγνίτη	66
Εικόνα 5.10	Χαλάρωση λιγνιτικού υλικού εντός των εκσκαπτόμενων διατομών	67
Εικόνα 5.11	Μηχανικές ιδιότητες παθητικών αγκυρίων οροφής	68
Εικόνα 5.12	Μηχανικές ιδιότητες δομικού πλέγματος οροφής	68
Εικόνα 5.13	Εφαρμογή συστήματος υποστήριξης αγκυρίων και δομικού πλέγματος	69
Εικόνα 5.14	Τελική κατάσταση ισορροπίας εξεταζόμενων διατομών	69
Εικόνα 5.15	Αριθμητικό μοντέλο με συνοριακές συνθήκες, πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων	70
Εικόνα 5.16	Εισαγωγή γεωτεχνικών παραμέτρων μάργας οροφής	71
Εικόνα 5.17	Εισαγωγή γεωτεχνικών παραμέτρων χαλαρωμένου λιγνίτη	72
Εικόνα 5.18	Μηχανικές ιδιότητες παθητικών αγκυρίων οροφής	72
Εικόνα 5.19	Μηχανικές ιδιότητες δομικού πλέγματος οροφής	73
Εικόνα 5.20	Τελική κατάσταση ισορροπίας εξεταζόμενων διατομών	73
Εικόνα 6.1	Συγκλίσεις τοιχώματος λιγνιτικών στοών σε οροφή, παρειές και δάπεδο	74
Εικόνα 6.2	Ανάπτυξη πλαστικών ζωνών γύρω από τις λιγνιτικές στοές	75
Εικόνα 6.3	Ικανοποιητική λειτουργία αγκυρίων οροφής σε φορτία εκτός αστοχίας	76
Εικόνα 6.4	Απομάκρυνση περιβάλλοντος υλικού από τη αστοχία με την αύξηση της $\sigma_3$ υπό σταθερή $\sigma_1$	78
Εικόνα 6.5	Προτεινόμενη βελτίωση του συστήματος υποστήριξης με συρματοσχοίνα στις παρειές	79
Εικόνα 6.6	Ελαφρώς μειωμένες συγκλίσεις στις ενισχυμένες με καλώδια παρειές	80
Εικόνα 6.7	Περιορισμός πλαστικής ζώνης στις παρειές των υπογείων ανοιγμάτων	80
Εικόνα 6.8	Συγκλίσεις τοιχώματος οροφής, δαπέδου και παρειών	81
Εικόνα 6.9	Ανάπτυξη εκτεταμένων πλαστικών ζωνών γύρω από τα υπόγεια ανοίγματα	82
Εικόνα 6.10	Αστοχία αγκυρίων οροφής σε εφελκυσμό και σε διάτμηση	82
Εικόνα 6.11	Προτεινόμενο βελτιωμένο σύστημα υποστήριξης στοάς σε υπερκείμενα $H=120$	84

Εικόνα 6.12	Τελικές μετακινήσεις στην οροφή, στις παρειές και το δάπεδο των υπογείων ανοιγμάτων	85
Εικόνα 6.13	Περιορισμένης έκτασης πλαστικές ζώνες γύρω από τα υπόγεια ανοίγματα	86
Εικόνα 6.14	Λειτουργία περιορισμένου τμήματος των συρματόσχοινων των παρειών στη διαρροή	87
Εικόνα 6.15	Μικρού μεγέθους αστοχία στο κέλυφος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος	88
Εικόνα 7.1	Συντελεστής αντοχής κατά μήκος επιμήκους στύλου πλάτους $W=13$ m	90
Εικόνα 7.2	Ολικές μετακινήσεις τοιχώματος στοών για πλάτος επιμήκους στύλου $W=13$ m	91
Εικόνα 7.3	Τμήματα καλωδίων παρειών που έχουν αστοχήσει για πλάτος επιμήκους στύλου $W=13$ m	92
Εικόνα 7.4	Συμπεριφορά στοών και συστήματος υποστήριξης για πλάτος επιμήκους στύλου $W=13$ m	97
Εικόνα 8.1	Μοντέλο επαύξησης του ειδικού βάρους των υπερκειμένων μαργών σε ύψος υπερκειμένων $H=60$ m	99
Εικόνα 8.2	Μηχανική συμπεριφορά λιγνιτικού στύλου και συντελεστής αντοχής	99
Εικόνα 8.3	Μηχανική συμπεριφορά συστήματος υποστήριξης και μετακινήσεις τοιχώματος στοών	100
Εικόνα 8.4	Κατανομή μέγιστης κύριας τάσης στην οροφή του λιγνιτικού στύλου	101
Εικόνα 8.5	Μοντέλο επαύξησης του ειδικού βάρους των υπερκειμένων μαργών σε ύψος υπερκειμένων $H=120$ m	102
Εικόνα 8.6	Μηχανική συμπεριφορά περιβαλλόντων πετρωμάτων λόγω διάνοιξης εγκάρσιων στοών	103
Εικόνα 8.7	Συντελεστής αντοχής λιγνιτικού στύλου	103
Εικόνα 8.8	Κατανομή μέγιστης κύριας τάσης στην οροφή του λιγνιτικού στύλου	104
Εικόνα 8.9	Συγκλίσεις τοιχώματος στοών και ολοκληρωτική αστοχία του προτεινόμενου συστήματος υποστήριξης	105
Εικόνα 9.1	Αλληλουχία διάνοιξης κύριων και εγκάρσιων λιγνιτικών στοών	107
Εικόνα 9.2	Προσομοίωση εκσκαφής παράλληλων και εγκάρσιων λιγνιτικών στοών	108
Εικόνα 9.3	Τρισδιάστατο προσομοίωμα υπογείων εκσκαφών πεπερασμένων στοιχείων	108
Εικόνα 9.4	Αποτελέσματα ολικών μετακινήσεων λιγνιτικού στύλου και ορίων εκσκαφής	109
Εικόνα 9.5	Συντελεστής ασφάλειας λιγνιτικού στύλου σε υπερκείμενα $H=60$ m	116
Εικόνα 9.6	Συντελεστής ασφάλειας λιγνιτικού στύλου σε υπερκείμενα $H=70$ m	116
Εικόνα 9.7	Συντελεστής ασφάλειας λιγνιτικού στύλου σε υπερκείμενα $H=80$ m	117
Εικόνα 9.8	Συντελεστής ασφάλειας λιγνιτικού στύλου σε υπερκείμενα $H=90$ m	117
Εικόνα 9.9	Συντελεστής ασφάλειας λιγνιτικού στύλου σε υπερκείμενα $H=100$ m	117
Εικόνα 9.10	Συντελεστής ασφάλειας λιγνιτικού στύλου σε υπερκείμενα $H=110$ m	118
Εικόνα 9.11	Συντελεστής ασφάλειας λιγνιτικού στύλου σε υπερκείμενα $H=120$ m	118
Εικόνα 9.12	Κατανομή μέγιστης κύριας τάσης εκατέρωθεν και άνωθεν των εκσκαφών	119
Εικόνα 9.13	Περιγράμματα συντελεστή ασφαλείας στύλου σε υπερκείμενα $H=100$ m	121
Εικόνα 9.14	Αριθμητικό προσομοίωμα επαύξησης ειδικού βάρους υπερκειμένων πετρωμάτων	124
Εικόνα 9.15	Αριθμητικό προσομοίωμα εφαρμογής εξωτερικού επιφανειακού φορτίου	126
Εικόνα 9.16	Αριθμητικό προσομοίωμα απλής εκσκαφής παράλληλων στοών	127
Εικόνα 9.17	Τρισδιάστατο αριθμητικό προσομοίωμα κύριων και εγκάρσιων στοών	127
Εικόνα 9.18	Τρισδιάστατο αριθμητικό προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων	128
Εικόνα 9.19	Τρισδιάστατο γεωμετρικό προσομοίωμα	128
Εικόνα 9.20	Περιγράμματα οριζόντιων μετακινήσεων στύλου	130
Εικόνα 9.21	Περιγράμματα συντελεστή αντοχής στύλου με την απλή μέθοδο των παράλληλων στοών	132

Εικόνα 9.22	Περιγράμματα συντελεστή αντοχής στύλου με μέθοδο εξωτερικού επιφανειακού φορτίου	133
Εικόνα 9.23	Περιγράμματα συντελεστή αντοχής στύλου με την μέθοδο επαύξησης ειδικού βάρους	133
Εικόνα 9.24	Περιγράμματα συντελεστή αντοχής στύλου με την μέθοδο της τρισδιάστατης ανάλυσης	133
Εικόνα 10.1	Υπό εξέταση ευστάθειας πρανές μετώπου προσβολής	136
Εικόνα 10.2	Σχέδιο διαστασιολογημένου πρανούς μετώπου προσβολής	137
Εικόνα 10.3	Ισοδύναμες παράμετροι διατμητικής αντοχής για την μάργα της οροφής	138
Εικόνα 10.4	Διάγραμμα προσαρμογής περιβάλλουσας Mohr – Coulomb	139
Εικόνα 10.5	Μοντέλο ευστάθειας πρανούς στο λογισμικό οριακής ισορροπίας Slide	140
Εικόνα 10.6	Μηχανικές παράμετροι εισαγωγής και κριτήριο αστοχίας λιγνιτικού υλικού	141
Εικόνα 10.7	Δυσμενέστερος κύκλος ολίσθησης πρανούς με την μέθοδο Janbu	142
Εικόνα 10.8	Αριθμητικό μοντέλο εξεταζόμενου ως προς την ευστάθεια πρανούς	143
Εικόνα 10.9	Μηχανικές παράμετροι εισαγωγής λιγνιτικού υλικού	144
Εικόνα 10.10	Συντελεστής ασφαλείας εξεταζόμενου πρανούς SF=1,86	145
Εικόνα 10.11	Διανύσματα και κατανομή ολικών μετακινήσεων στο υπό εξέταση πρανές	145
Εικόνα 10.12	Ολικές διατμητικές μετακινήσεις στην ενδεχόμενη επιφάνεια ολίσθησης	146

## Ευρετήριο Διαγραμμάτων

Διάγραμμα 3.1	Καμπύλη σύγκλισης – αποτόνωσης ανυποστήρικτης στοάς σε υπερκείμενα $H=60$ m	42
Διάγραμμα 3.2	Καμπύλη σύγκλισης – αποτόνωσης ανυποστήρικτης στοάς σε υπερκείμενα $H=120$ m	45
Διάγραμμα 6.1	Κατανομή της αξονικής δύναμης του αγκυρίου συναρτήσει του μήκους του σε υπερκείμενα $H=60$ m	77
Διάγραμμα 6.2	Κατανομή της αξονικής δύναμης του αγκυρίου συναρτήσει του μήκους του σε υπερκείμενα $H=120$ m	83
Διάγραμμα 6.3	Κατανομή αξονικής δύναμης αγκυρίου οροφής κατά το μήκος του	86
Διάγραμμα 6.4	Κατανομή αξονικής δύναμης καλωδίου παρειών κατά το μήκος του	87
Διάγραμμα 6.5	Ροπές κάμψης κατά μήκος του κελύφους εκτοξευόμενου σκυροδέματος	88
Διάγραμμα 7.1	Έκταση ζώνης αστοχίας επιμήκους στύλου συναρτήσει του πλάτους του	90
Διάγραμμα 7.2	Μέγιστες μετακινήσεις τοιχώματος για διάφορα πλάτη επιμήκους στύλου	92
Διάγραμμα 7.3	Ποσοστό λειτουργίας καλωδίων στην διαρροή για διάφορα πλάτη επιμήκους στύλου	93
Διάγραμμα 7.4	Έκταση αστοχίας επιμήκους στύλου συναρτήσει του πλάτους του	94
Διάγραμμα 7.5	Μέγιστες μετακινήσεις τοιχώματος για διάφορα πλάτη επιμήκους στύλου	95
Διάγραμμα 7.6	Ποσοστό λειτουργίας καλωδίων στην διαρροή για διάφορα πλάτη επιμήκους στύλου	96
Διάγραμμα 9.1	Σχέση τάσεων – οριζόντιων μετακινήσεων παρειάς στύλου	110
Διάγραμμα 9.2	Σχέση τάσεων – κατακόρυφων μετακινήσεων οροφής στύλου	111
Διάγραμμα 9.3	Κατανομή οριζόντιων μετακινήσεων κατά πλάτος στύλου	112
Διάγραμμα 9.4	Κατανομή κατακόρυφων μετακινήσεων κατά πλάτος οροφής στύλου	113
Διάγραμμα 9.5	Κατανομή οριζόντιων μετακινήσεων παρειάς στύλου κατά το ύψος της	114
Διάγραμμα 9.6	Κατανομή μέγιστης κύριας τάσης κατά πλάτος οροφής στύλου	115
Διάγραμμα 9.7	Κατανομή μέγιστης κύριας τάσης εκατέρωθεν και άνωθεν των εκσκαφών	120
Διάγραμμα 9.8	Κατανομή της μέγιστης κύριας τάσης κατά πλάτος στύλου πριν την διάνοιξη των εγκάρσιων στοών	125
Διάγραμμα 9.9	Κατανομή της μέγιστης κύριας τάσης κατά πλάτος του στύλου για τις διάφορες μεθόδους ανάλυσης	129
Διάγραμμα 9.10	Κατανομή της οριζόντιας μετακίνησης κατά ύψος του στύλου για τις διάφορες μεθόδους ανάλυσης	131
Διάγραμμα 9.11	Κατανομή καθιζήσεων επιφανείας για τις διάφορες μεθόδους ανάλυσης	135



## Ευρετήριο Πινάκων

Πίνακας 1.1	Εργαστηριακές γεωτεχνικές παράμετροι άρρηκτων πετρωμάτων	6
Πίνακας 1.2	Εργαστηριακές γεωτεχνικές παράμετροι ασυνεχειών πετρωμάτων	8
Πίνακας 1.3	Μηχανικές παράμετροι εισαγωγής κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown	9
Πίνακας 1.4	Γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού για τις περιβάλλουσες βραχομάζες της εκσκαφής σε ύψος υπερκειμένων $H=60$ m	13
Πίνακας 1.5	Γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού για τις περιβάλλουσες βραχομάζες της εκσκαφής σε ύψος υπερκειμένων $H=120$ m	16
Πίνακας 3.1	Συντελεστές αποτόνωσης και απομειωμένα μέτρα ελαστικότητας	37
Πίνακας 4.1	Τιμές σχεδιασμού τάσης συνάφειας και διατμητικής ακαμψίας αγκυρίων Swellex (AtlasCorco, 2006)	49
Πίνακας 7.1	Έκταση ζώνης αστοχίας επιμήκους στύλου για τα διάφορα πλάτη του	90
Πίνακας 7.2	Μέγιστες μετακινήσεις τοιχώματος στοών για τα διάφορα πλάτη του επιμήκους στύλου	91
Πίνακας 7.3	Ποσοστό λειτουργίας καλωδίων στην διαρροή για διάφορα πλάτη επιμήκους στύλου	93
Πίνακας 7.4	Έκταση αστοχίας επιμήκους στύλου για τα διάφορα πλάτη του	94
Πίνακας 7.5	Μέγιστες μετακινήσεις τοιχώματος για διάφορα πλάτη επιμήκους στύλου	95
Πίνακας 7.6	Ποσοστό λειτουργίας καλωδίων στην διαρροή για διάφορα πλάτη επιμήκους στύλου	96
Πίνακας 7.7	Μηχανική συμπεριφορά υπόγειων στοών και υποστήριξης για πλάτος επιμήκους στύλου $W=13$ m στις στάθμες υπερκειμένων $H=60$ m και $H=120$ m	97
Πίνακας 9.1	Ύψη υπερκειμένων και κατακόρυφες γεωστατικές τάσεις αναλύσεων	106
Πίνακας 9.2	Τιμές μέσης ορθής τάσης στύλου για τις διάφορες μεθόδους ανάλυσης	129
Πίνακας 9.3	Μέγιστες μετακινήσεις στύλου για τις διάφορες μεθόδους ανάλυσης	131
Πίνακας 9.4	Έκταση υγιούς τμήματος στύλου για τις διάφορες μεθόδους ανάλυσης	134
Πίνακας 9.5	Μέγιστες τιμές καθιζήσεων επιφανείας για τις διάφορες μεθόδους ανάλυσης	135
Πίνακας 10.1	Γεωτεχνικές παράμετροι υλικών εξεταζόμενου πρανούς	139
Πίνακας 10.2	Συντελεστές ασφάλειας πρανούς για διάφορες μεθόδους λωρίδων	142

# 1. Εισαγωγή

Σκοπός της διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός της υπόγειας εκμετάλλευσης ενός τυπικού λιγνιτικού κοιτάσματος, το οποίο φιλοξενείται σε μαλακούς βραχώδεις σχηματισμούς. Κυρίως, πρόκειται να διερευνηθεί η μηχανική συμπεριφορά των υπογείων ανοιγμάτων εντός του λιγνιτικού υλικού, το οποίο περιβάλλεται από μαργαϊκά πετρώματα, και στη συνέχεια να προταθεί αν κριθεί αναγκαίο, το σύστημα υποστήριξης που θα διασφαλίζει την ασφαλή και αδιάλειπτη λειτουργία της εκμετάλλευσης.

Σε μια πρώτη φάση θα επιλεγεί η διερεύνηση της ευστάθειας παράλληλων στοών ανάπτυξης απείρου μήκους (μήκος στοών στο κάθετο επίπεδο της διατομής τους πολύ μεγαλύτερο του αντίστοιχου πλάτους τους) εντός του λιγνιτικού κοιτάσματος. Η διερεύνηση θα επικεντρωθεί σε δύο ύψη υπερκείμενων γαιών, και συγκεκριμένα σε αυτό των  $H=60 \text{ m}$  που αποτελεί την μέση τιμή των υπερκείμενων που συναντά η εν λόγω εκμετάλλευση, και στην μέγιστη συναντώμενη τιμή των  $H=120 \text{ m}$ . Σε όλη την έκταση της εκμετάλλευσης, τόσο η γεωλογική στρωματογραφία, όσο και οι μηχανικές παράμετροι που περιγράφουν την συμπεριφορά των συναντώμενων γεωυλικών θεωρείται ότι παραμένει αμετάβλητη.

Σε επόμενο στάδιο, θα εξεταστεί η ευστάθεια της λιγνιτικής εκμετάλλευσης για την περίπτωση διάνοιξης εγκάρσιων στοών ως προς τις αρχικές παράλληλες στοές ανάπτυξης. Πρόκειται δηλαδή για την ανάλυση ευστάθειας της υπόγειας εκμετάλλευσης με την μέθοδο των θαλάμων και στύλων. Κρίσιμη παράμετρος εξέτασης θα είναι στο σημείο αυτό το μέγιστο ύψος υπερκείμενων στο οποίο είναι δυνατή και ασφαλής η κατασκευή του λιγνιτικού στύλου για τα επιλεγόμενα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του, καθώς όπως είναι γνωστό η συγκεκριμένη μέθοδος έχει αναπτυχθεί εκτεταμένα σε σχηματισμούς σκληρού πετρώματος, ενώ στους συναντώμενους σχηματισμούς μαλακού βράχου (λιγνίτης) ενδέχεται να παρουσιαστούν δυσμενέστερες συνθήκες και εντονότερα προβλήματα ευστάθειας των στύλων λόγω των χαμηλότερων αντοχών του υλικού τους.

Οι αναλύσεις ευστάθειας του λιγνιτικού στύλου θα πραγματοποιηθούν με την βοήθεια της αριθμητικής μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων στις δύο και στις τρεις διαστάσεις του χώρου (2D and 3D numerical analyses) για την εξαγωγή ακριβέστερων αποτελεσμάτων, αλλά και για να εξεταστεί η συσχέτιση και συμφωνία των δύο αυτών μεθόδων.

Το σύστημα υποστήριξης, όπου και εάν αυτό απαιτηθεί, θα πρέπει να ικανοποιεί τις συνθήκες ευστάθειας των υπογείων ανοιγμάτων, τόσο κατά την εκσκαφή των παράλληλων λιγνιτικών στοών ανάπτυξης, όσο και κατά την δυσμενέστερη περίπτωση της διάνοιξης των εγκάρσιων στοών.

Τέλος, θα εξεταστεί η ευστάθεια του πρανούς στο μέτωπο προσβολής των υπογείων στοών, όπως αυτό έχει διαμορφωθεί από την προγενέστερη υπαίθρια εκμετάλλευση του συγκεκριμένου κοιτάσματος, ώστε να φανεί εάν είναι δυνατή η άμεση έναρξη των εργασιών εκσκαφής των παράλληλων στοών ανάπτυξης ή απαιτείται κάποιας μορφής ενίσχυση, ή ακόμη και αλλαγής της γεωμετρίας του πρανούς.

Οι παράλληλες προς εξέταση διερευνητικές στοές ανάπτυξης θα διανοιχθούν εντός λιγνιτοφόρου κοιτάσματος το οποίο φιλοξενείται σε μαργαϊκό σχηματισμό.

Βασικό ζητούμενο κατά την διάνοιξη των πιλοτικών στοών θα είναι η εξαγωγή συμπερασμάτων για την μηχανική συμπεριφορά των σχηματισμών που περιβάλλουν τις υπόγειες εκσκαφές, η αλληλεπίδραση του προτεινόμενου συστήματος υποστήριξης με την περιβάλλουσα βραχομάζα, το πλάτος του τοίχου προστασίας (πλάτος στύλου) ανάμεσα στις παράλληλες στοές ανάπτυξης, καθώς και η συνολική ευστάθεια του έργου συμπεριλαμβανομένης και της ευστάθειας του πρανούς στο μέτωπο προσβολής πριν την διάνοιξη των παράλληλων στοών.

Η υπόγεια εκσκαφή είναι μεταλλευτική, δηλαδή πραγματοποιείται με σκοπό την εξαγωγή χρήσιμου και οικονομικά εκμεταλλεύσιμου υλικού. Έτσι, οι συγκεκριμένες στοές θα έχουν μικρό χρόνο ζωής και λειτουργίας, ο οποίος θα καθορίζεται από το χρονικό διάστημα διάρκειας της εκμετάλλευσης. Για τους παραπάνω λόγους, ο σχεδιασμός του συστήματος υποστήριξης θα πρέπει να συνδυάζει την μέγιστη ασφάλεια με το χαμηλότερο δυνατό κόστος και να αντιμετωπιστεί υπό το πρίσμα του σχεδιασμού ενός προσωρινού έργου. Επίσης, λόγω και του διερευνητικού χαρακτήρα τους οι στοές μπορούν να αποτελέσουν και πεδίο ελέγχου και απόδοσης διαφόρων μορφών και εναλλακτικών συστημάτων υποστήριξης, αλλά και μεθόδων εκσκαφής.

## **1.1 Γεωλογικοί σχηματισμοί**

Κατά κύριο λόγο, τα συγκεκριμένα έργα λιγνιτικών εκμεταλλεύσεων φιλοξενούνται σε γεωλογικό περιβάλλον που απαρτίζεται από νεογενείς ιζηματογενείς σχηματισμούς (μάργες, αργίλους, ψαμμίτες, λιγνίτες) και τεταρτογενείς αποθέσεις.

Όπως αναφέρθηκε, το λιγνιτικό κοίτασμα της υπό εξέταση εκμετάλλευσης φιλοξενείται εντός μαργαϊκών σχηματισμών. Επομένως, οι υπό εξέταση στοές θα έχουν σαν υπερκείμενα και υποκείμενα υλικά τις μάργες. Οι στοές όμως θα βρίσκονται εξολοκλήρου εντός του λιγνιτικού στρώματος, συνεπώς οι παρειές τους θα περιβάλλονται από το λιγνιτικό υλικό.

Η γνώση των γεωλογικών σχηματισμών που περιβάλλουν την εκσκαφή, η τεχνικογεωλογική τους συμπεριφορά και οι γεωτεχνικές ιδιότητες που απορρέουν από εργαστηριακές δοκιμές, είναι κομβικές παράμετροι για τον σχεδιασμό του υπογείου έργου.

### **1.1.1 Μάργα**

Η μάργα είναι ένα αργιλοασβεστιτικό πέτρωμα που συμπεριφέρεται ανάλογα με την επικράτηση του ασβεστιτικού ή του αργιλικού της συστατικού.

Όταν επικρατεί το πρώτο, πρόκειται περί των μαργαϊκών ασβεστολίθων. Αυτοί είναι μικρότερης αντοχής από τους καθαρούς ασβεστολίθους, αλλά παρουσιάζουν αναλογίες στην συμπεριφορά τους, αφού είναι δυνατόν να είναι καρστικοί (συνήθως σε ασθενέστερο βαθμό).

Αν επικρατεί το αργιλικό στοιχείο, πρόκειται περί των μαργαϊκών αργίλων ή των μαργαϊκών σχιστολίθων. Σε αυτή την περίπτωση, η μηχανική τους συμπεριφορά πλησιάζει προς εκείνη των αργίλων ή των αργιλικών σχιστολίθων, παρουσιάζουν δηλαδή εδαφική συμπεριφορά.

Η συνηθισμένη μάργα με ισομερισμό των δύο αυτών συστατικών είναι ένα πέτρωμα με χαμηλές γενικά αντοχές (Π. Μαρίνος, 2007).

Σε μικρομεσαίες κατασκευές δεν παρουσιάζει ειδικά προβλήματα, ενώ στα πρηνή διαβρώνεται εύκολα με την ροή του νερού και σε απότομα πρηνή παρουσιάζει αστάθεια τόσο αυτή όσο και ο χαλαρωμένος μανδύας της. Στις σήραγγες θέλει υποστήριξη, και ακόμη και όταν είναι σταθερή, άμεση κάλυψη με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ή χαλύβδινο πλέγμα, γιατί αποσπώνται αμέσως μικροί φλοιοί από την επιφάνεια της, η οποία και καταρρέει.

### 1.1.2 Λιγνίτης

Ο συγκεκριμένος λιγνίτης που εντοπίζεται στην εν λόγω εκμετάλλευση χαρακτηρίζεται ως λιγνίτης «ξυλώδους τύπου» (ξυλίτης). Τα βασικά κοιτασματολογικά και τεχνικογεωλογικά χαρακτηριστικά του είναι τα εξής:

Μακροσκοπικά είναι εμφανής η παρουσία στη σύσταση του, των πρωτογενών ξυλιτικών συστατικών, όπως κορμοί, κλάδοι και ρίζες αναμεμιγμένα με διάφορα μαλακά συστατικά, όπως φλοιοί και φύλλα.

Ανεξάρτητα από το ποσοστό των σκληρών ή μαλακών συστατικών που περιέχονται σε κάθε λιγνιτικό δείγμα, ο ξυλίτης είναι σκληρός με μεγάλες αντοχές για ασθενές πέτρωμα και πολλές φορές συμπαγής.

Η προέλευση του είναι από πλατύφυλλα δένδρα. Είναι αυτόχθονος και προήλθε από τη φυτική ιζηματογένεση της περιοχής και είναι ηλικίας πλειόκαινου. Πρόκειται για παραοριζόντια στρώματα, αλλεπάλληλα, κυμαινόμενου πάχους, συμπαγή, μονοκόμματα, μεταξύ των οποίων παρεμβάλλονται λεπτές στρώσεις ενδιάμεσων στειρών.

Το μέσο πάχος του απολήψιμου λιγνίτη ανέρχεται στα **6 m**, ενώ το μέγιστο ύψος των υπερκειμένων γαιών του κοιτάσματος στα **120 m**. Η μορφή του κοιτάσματος είναι στρωματοειδής ακανόνιστη, ενώ οι επιφάνειες της οροφής και της στρώσης είναι ανώμαλες κυματοειδείς.

Από χημικές αναλύσεις σε ομαδοποιημένα δείγματα λιγνίτη προκύπτουν τα παρακάτω ποιοτικά χαρακτηριστικά του εν λόγω κοιτάσματος:

- |                            |                              |
|----------------------------|------------------------------|
| • Ανωτέρα θερμογόνα δύναμη | <b>2.400 – 2.800 Kcal/Kg</b> |
| • Τέφρα επί ξηρού          | <b>19 – 25%</b>              |
| • Υγρασία                  | <b>40 – 45%</b>              |
| • Θείο επί ξηρού           | <b>1,2 – 1,8%</b>            |
| • Πτητικά                  | <b>43 – 53%</b>              |
| • Μέσο ειδικό βάρος        | <b>13 KN/m<sup>3</sup></b>   |

## 1.2 Μηχανικές παράμετροι πετρωμάτων

Στο σημείο αυτό θα παρατεθούν τα επεξεργασμένα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών που πραγματοποιήθηκαν σε δοκίμια του άρρηκτου πετρώματος των σχηματισμών που περιβάλλουν την εκσκαφή, αλλά και σε δείγματα των ασυνεχειών τους. Εν συνεχεία θα υπολογιστούν οι γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού που θα χρησιμοποιηθούν ως δεδομένα εισαγωγής στις μετέπειτα αριθμητικές αναλύσεις.

### 1.2.1 Δοκιμή μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής

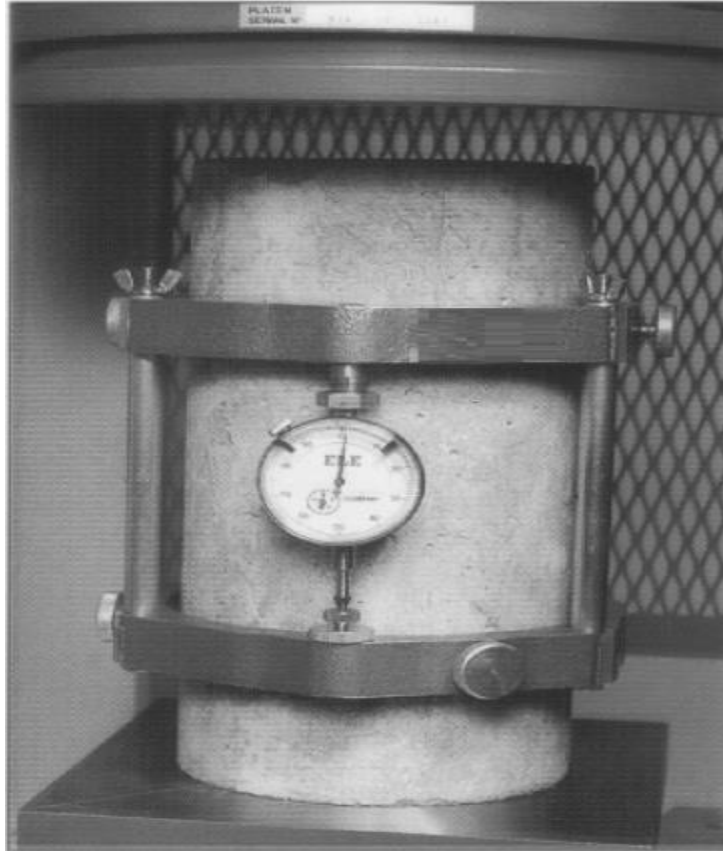
Η δοκιμή αυτή εκτελείται σε δοκίμια από πυρήνες γεωτρήσεων και είναι η συνηθέστερα εκτελούμενη εργαστηριακή δοκιμή. Χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής  $\sigma_{ci}$  και των ελαστικών σταθερών  $E_i$  και  $\nu$  του άρρηκτου πετρώματος.

Τα βασικά χαρακτηριστικά της συνιστώμενης διαδικασίας είναι τα παρακάτω:

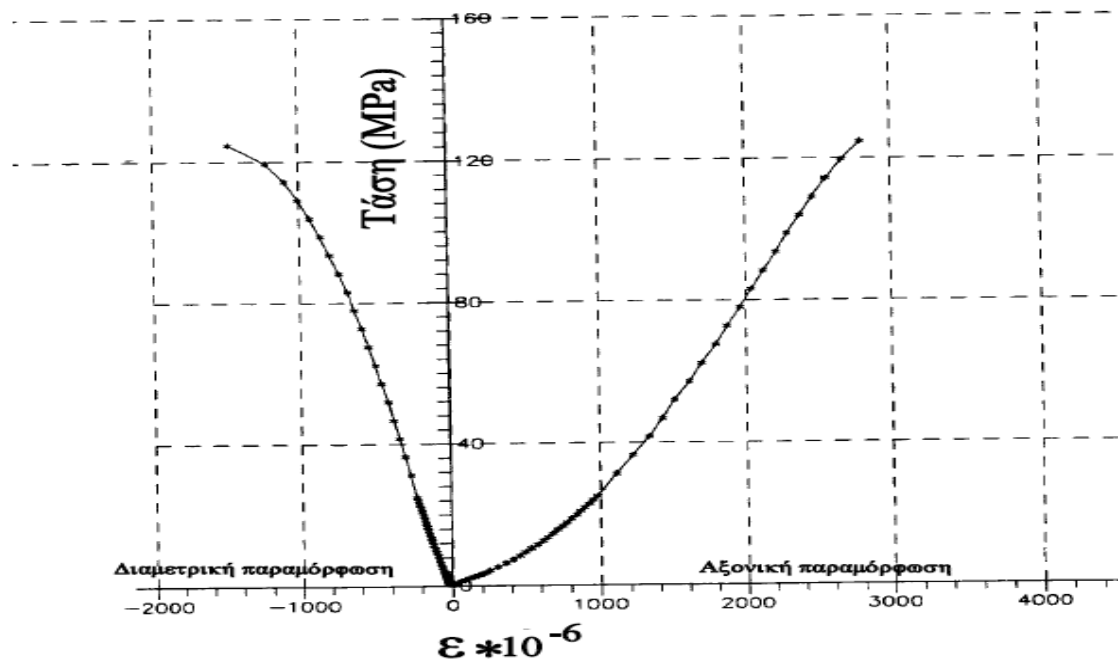
- Τα δοκίμια έχουν κυλινδρική μορφή με λόγο ύψους προς διάμετρο  $\frac{H}{D} = 2,5$  έως **3**
- Η διάμετρος δεν πρέπει να είναι μικρότερη από **54 mm** και πρέπει να είναι τουλάχιστον δέκα φορές μεγαλύτερη από το μέγιστο μέγεθος κόκκου του υπό δοκιμή πετρώματος
- Οι βάσεις των δοκιμίων πρέπει να είναι επίπεδες με ανοχή **0,02 mm** και κάθετες στον διαμήκη άξονα συμμετρίας του δοκιμίου με απόκλιση όχι περισσότερο από **0,05 mm** στα **50 mm**
- Η πλευρική επιφάνεια πρέπει να είναι λεία με ανοχή όχι περισσότερο από **0,3 mm**
- Τα δοκίμια πρέπει να έχουν ληφθεί πριν από **30** ημέρες το πολύ από το μητρικό πέτρωμα, έτσι ώστε να διατηρούν κατά το δυνατόν την φυσική τους υγρασία
- Το φορτίο εφαρμόζεται στο δοκίμιο με σταθερό ρυθμό **0,5** με **1 MPa/s**
- Το αξονικό φορτίο και οι ακτινικές ή διαμετρικές παραμορφώσεις θα καταγράφονται καθόλη τη διάρκεια της δοκιμής

Για την εκτέλεση της δοκιμής, κατάλληλα διαμορφωμένα κυλινδρικά δοκίμια σαν αυτό της Εικόνας 1.1 υποβάλλονται σε μονοαξονική θλίψη με σκοπό να υπολογιστεί η αντοχή του πετρώματος, δηλαδή η μέγιστη τάση (μέση τιμή σε ένα επίπεδο) την οποία το πέτρωμα δύναται να αντέξει.

Επίσης, με βάση το διάγραμμα ενεργών τάσεων – τροπών που σχεδιάζεται από τη δοκιμή αυτή και φαίνεται στην Εικόνα 1.2, μπορούν να υπολογιστούν τα μέτρα ελαστικότητας του πετρώματος  $E_i$  και ο λόγος του Poisson  $\nu$ . Η μέτρηση των παραμορφώσεων επιτυγχάνεται συνήθως με την τοποθέτηση μετρητών παραμόρφωσης (strain gauges) που επικολλώνται με την χρήση ειδικής κόλλας στις πλευρικές επιφάνειες των δοκιμίων (Σοφιανός και Νομικός, 2008).



Εικόνα 1.1 Κυλινδρικό δοκίμιο άρρηκτου πετρώματος (Τσουντρέλης et al., 2000)



Εικόνα 1.2 Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων πετρώματος (Τσουντρέλης et al., 2000)

### 1.2.2 Αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών άρρηκτων πετρωμάτων

Οι εργαστηριακές δοκιμές πραγματοποιήθηκαν σε δοκίμια άρρηκτου πετρώματος, τα οποία μορφώθηκαν από πυρήνα γεώτρησης ο οποίος λήφθηκε από το υπόβαθρο της περιοχής διέλευσης του υπογείου έργου.

Τα δοκίμια χωρίστηκαν σε τρεις κατηγορίες λόγω της αναπτυσσόμενης στρωματογραφίας της περιοχής, η οποία επαληθεύτηκε και από την συγκεκριμένη δειγματοληπτική γεώτρηση. Συγκεκριμένα, οι εργαστηριακές δοκιμές εκτελέστηκαν στα παρακάτω είδη δοκιμών:

- Μάργαϊκός σχηματισμός οροφής υπογείου ανοίγματος
- Λιγνιτικός σχηματισμός
- Μάργαϊκός σχηματισμός δαπέδου υπογείου ανοίγματος

Οι επεξεργασμένες εργαστηριακές γεωτεχνικές παράμετροι των παραπάνω σχηματισμών εμφανίζονται στον Πίνακα 1.1.

	Μονοαξονική Θλιπτική Αντοχή $\sigma_{ci}$ (MPa)	Μέτρο Ελαστικότητας $E_i$ (MPa)	Λόγος Poisson $\nu$	Μοναδιαίο Ειδικό Βάρος $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )
<b>Μάργα Οροφής</b>	<b>4,31</b>	<b>377</b>	<b>0,3</b>	<b>18</b>
<b>Λιγνίτης</b>	<b>7,73</b>	<b>414</b>	<b>0,35</b>	<b>13</b>
<b>Μάργα Δαπέδου</b>	<b>3,41</b>	<b>610</b>	<b>0,3</b>	<b>18</b>

Πίνακας 1.1 Εργαστηριακές γεωτεχνικές παράμετροι άρρηκτων πετρωμάτων

Από τα παραπάνω αποτελέσματα, με μία γρήγορη πρώτη προσέγγιση παρατηρούμε ότι ο ανθεκτικότερος σχηματισμός που αναμένεται να συναντηθεί είναι ο λιγνιτικός, αφού εμφανίζει την μεγαλύτερη τιμή μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής. Αντίθετα, ο ασθενέστερος φαίνεται πως είναι ο μαργαϊκός σχηματισμός του δαπέδου. Από την πλευρά της παραμορφωσιμότητας, φαίνεται ότι πιο δύσκαμπτη είναι η μάργα του δαπέδου, αφού εμφανίζει την μεγαλύτερη τιμή μέτρου ελαστικότητας. Αντίθετα, οι μεγαλύτερες παραμορφώσεις αναμένονται στην μάργα της οροφής.

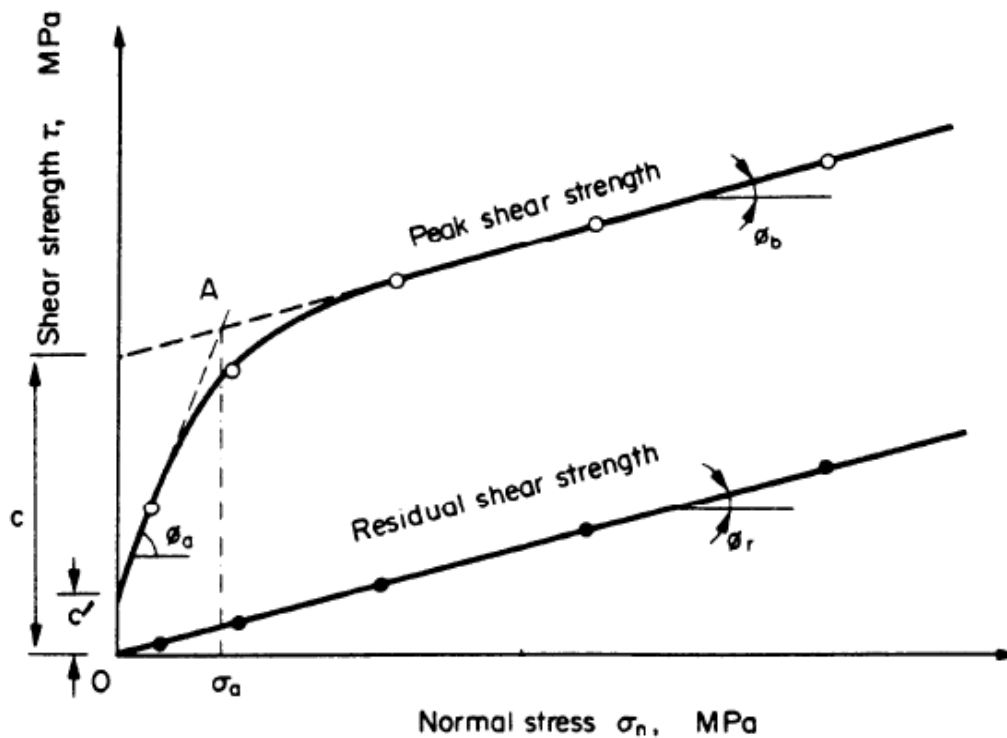
Τέλος, αξίζει να σημειωθεί το πολύ χαμηλό ειδικό βάρος του λιγνιτικού σχηματισμού που ανέρχεται μόλις στα **13 KN/m<sup>3</sup>**, τιμή η οποία εξηγείται λόγω της ξυλώδους δομής του συγκεκριμένου λιγνίτη.

### 1.2.3 Δοκιμή άμεσης διάτμησης

Η δοκιμή άμεσης διάτμησης χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό της μέγιστης και της παραμένουσας διατμητικής αντοχής ως συνάρτηση της ορθής τάσης στο επίπεδο διάτμησης. Μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής δοκιμίων άρρηκτου πετρώματος. Συνηθέστερα το επίπεδο διάτμησης ταυτίζεται με ένα επίπεδο αδυναμίας του πετρώματος, όπως για παράδειγμα μια ασυνέχεια.

Τα δοκίμια που χρησιμοποιούνται είναι μορφής ορθογώνιων πρισμάτων ή κυλινδρικά από πυρήνες γεωτρήσεων. Στην συγκεκριμένη περίπτωση χρησιμοποιήθηκαν δείγματα από τον ίδιο πυρήνα γεώτρησης που προσδιορίστηκαν και οι μηχανικές ιδιότητες του άρρηκτου υλικού.

Για κάθε δοκιμή κατασκευάζονται τα διαγράμματα διατμητικής τάσης – διατμητικής μετατόπισης. Από αυτά λαμβάνονται οι τιμές της μέγιστης και της παραμένουσας διατμητικής αντοχής και οι τιμές των αντίστοιχων ορθών και διατμητικών μετατοπίσεων. Εάν εκτελεστεί μια σειρά δοκιμών με διάφορες ορθές τάσεις, τότε μπορούν να κατασκευαστούν διαγράμματα μέγιστης και παραμένουσας διατμητικής αντοχής συναρτήσει της ορθής τάσης, από τα οποία εξαγονται αποτελέσματα για τις παραμέτρους διατμητικής αντοχής της ασυνέχειας  $c$  και  $\phi$  συναρτήσει της ορθής τάσης  $\sigma_n$ . Ένα τέτοιο συνηθισμένο διάγραμμα παρουσιάζεται στην Εικόνα 1.3.



Εικόνα 1.3 Διάγραμμα μέγιστης και παραμένουσας διατμητικής αντοχής ασυνέχειας συναρτήσει της ορθής τάσης (Σοφιανός και Νομικός, 2008)



#### 1.2.4 Αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών ασυνεχιών πετρωμάτων

Στις ασυνέχειες του πετρώματος που εμφανίστηκαν στον άξονα της γεώτρησης εκτελέστηκαν εργαστηριακές δοκιμές άμεσης διάτμησης προκειμένου να καθοριστούν οι μηχανικές ιδιότητες αυτών. Επίσης, με την βοήθεια του προφίλ της επιφάνειας των ασυνεχιών καθορίστηκε και ο συντελεστής τραχύτητας τους **JRC**.

Τα αποτελέσματα των δοκιμών άμεσης διάτμησης για τις ασυνέχειες (στρώσεις) εμφανίζονται συγκεντρωμένα στον Πίνακα 1.2.

Δείγμα Ασυνέχειας	Γεωλογικός Σχηματισμός	Βάθος z (m)	Διατμητική Αντοχή $\tau$ (MPa)	Δείκτης Τραχύτητας JRC	Γωνία Εσωτερικής Τριβής $\varphi$ (°)	Συνοχή c (MPa)
Δ1	<b>Μάργα Οροφής</b>	<b>70,5</b>	<b>0,676</b>	<b>8</b>	<b>44</b>	<b>0,29</b>
Δ2	<b>Μάργα Οροφής</b>	<b>78,6</b>	<b>0,704</b>	<b>8</b>	<b>44</b>	<b>0,33</b>
Δ3	<b>Λιγνίτης</b>	<b>84</b>	<b>0,406</b>	<b>4</b>	<b>22</b>	<b>0,24</b>
Δ4	<b>Μάργα Δαπέδου</b>	<b>87,4</b>	<b>0,402</b>	<b>8</b>	<b>21</b>	<b>0,26</b>

Πίνακας 1.2 Εργαστηριακές γεωτεχνικές παράμετροι ασυνεχιών πετρωμάτων

Οι συγκεκριμένες τιμές που προήλθαν από το εργαστήριο δεν θα χρησιμοποιηθούν σαν δεδομένα εισαγωγής σε κάποιο υπολογιστικό γεωτεχνικό λογισμικό για την ανάλυση ευστάθειας της υπόγειας εκσκαφής, καθώς όπως προαναφέρθηκε δεν αναμένονται βαρυστικά καθοδηγούμενες αστοχίες γύρω από την εκσκαφή, αφού οι αποστάσεις των ασυνεχιών είναι πολύ μεγάλες και το υλικό συμπεριφέρεται σχεδόν σαν συνεχές μέσο.

Οι παραπάνω τιμές θα χρησιμοποιηθούν για τον ποιοτικό καθορισμό της κατάστασης των επιφανειών των ασυνεχιών προκειμένου αυτή να συνδυαστεί με την με τη δομή και την αλληλοεμπλοκή της βραχομάζας και να προσδιοριστεί μια τιμή σχεδιασμού για την ποιότητα της τελευταίας μέσω του δείκτη **GSI**.

Από τα αποτελέσματα διαπιστώνουμε ότι οι ασυνέχειες της μάργας της οροφής είναι σε πολύ καλή κατάσταση με μεγάλες γωνίες εσωτερικής τριβής και υψηλές τιμές για τον συντελεστή τραχύτητας. Σε σχέση τώρα με τις ασυνέχειες της μάργας του δαπέδου και του λιγνίτη αυτές δείχνουν να είναι σε ελαφρώς χειρότερη κατάσταση με ικανοποιητικά ωστόσο μηχανικά χαρακτηριστικά. Με μια πρώτη εκτίμηση είναι πιθανό η κατάσταση της επιφάνειας των ασυνεχιών να μην είναι καλύτερη από **μέτρια (fair)** λόγω κυρίως του ασθενούς βραχώδους άρρηκτου υλικού τους.

### 1.3 Γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού περιβαλλόντων υλικών

Οι μηχανικές ιδιότητες των υλικών που περιβάλλουν τις εκσκαφές και συγκεκριμένα οι ισοδύναμες παράμετροι διατμητικής αντοχής  $c$  και  $\phi$  θα υπολογιστούν εμμέσως από την επίλυση του κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown.

Οι κρίσιμες παράμετροι εισαγωγής στο εν λόγω κριτήριο είναι η μονοαξονική θλιπτική αντοχή του πετρώματος  $\sigma_{ci}$ , η πετρογραφική σταθερά  $m_i$  και ο δείκτης ποιότητας της βραχομάζας **GSI**. Οι τρεις παραπάνω παράμετροι χαρακτηρίζονται και ως η «ταυτότητα της βραχομάζας».

Οι τιμές της ανεμπόδιστης θλιπτικής αντοχής  $\sigma_{ci}$  βρέθηκαν όπως προαναφέρθηκε μέσω εργαστηριακών δοκιμών. Ο αυστηρός προσδιορισμός της σταθεράς  $m_i$  πραγματοποιήθηκε μέσω τριαξονικών δοκιμών θλίψης σε δοκίμια άρρηκτου πετρώματος.

Τέλος, η εκτίμηση του δείκτη ποιότητας της βραχομάζας γίνεται από την επί τόπου εξέταση της σε επιφανειακές εκθέσεις της στην περιοχή που γειτνιάζει με το υπόγειο έργο, αλλά και από την εξέταση πυρήνων δειγματοληπτικών γεωτρήσεων.

#### 1.3.1 Παράμετροι εισαγωγής στο κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown

Στον Πίνακα 1.3 εμφανίζονται οι μηχανικές παράμετροι εισαγωγής του κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown για τους γεωλογικούς σχηματισμούς που βρίσκονται γύρω από τις υπόγειες εκσκαφές.

	Μονοαξονική Θλιπτική Αντοχή $\sigma_{ci}$ (MPa)	Πετρογραφική Σταθερά $m_i$	Δείκτης Γεωλογικής Αντοχής <b>GSI</b>
<b>Μάργα Οροφής</b>	<b>4,31</b>	<b>5</b>	<b>60</b>
<b>Λιγνίτης</b>	<b>7,73</b>	<b>4</b>	<b>55</b>
<b>Μάργα Δαπέδου</b>	<b>3,41</b>	<b>5</b>	<b>55</b>

Πίνακας 1.3 Μηχανικές παράμετροι εισαγωγής κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown

Σε ότι αφορά την εκτίμηση του δείκτη ποιότητας **GSI** των παραπάνω σχηματισμών, αυτοί αντιμετωπίστηκαν με την γεωλογική λογική μίας κατηγορίας πετρωμάτων χαμηλής αντοχής με παρουσία πολύ αραιών ασυνεχειών.

Από την διεθνή βιβλιογραφία σε σχέση με το συγκεκριμένο ζήτημα βρίσκουμε ότι για βράχους όπως οι μάργες, οι αργιλόλιθοι, οι ιλυόλιθοι και οι ασθενείς ψαμμίτες που αναπτύσσονται σε σταθερές συνθήκες ή σε μετατεκτονικό περιβάλλον, η παρουσία ασυνεχειών εντός τους είναι πολύ περιορισμένη. Ακόμα και όταν τα επίπεδα στρώσης υπάρχουν δεν εμφανίζονται πάντα σαν καθαρά ορισμένες επιφάνειες ασυνέχειας.

Στις περιπτώσεις αυτές είναι εφαρμόσιμη η χρήση του δείκτη **GSI** με τον χαρακτηρισμό της βραχομάζας από την άποψη της δομής ως **τεμαχώδους (blocky)** ή ακόμα και ως **συμπαγούς (massive)**.

Οι επιφάνειες των ασυνεχειών παρότι περιορισμένες σε αριθμό δεν μπορούν να βρίσκονται σε καλύτερη κατάσταση από την **μέτρια (fair)** και ως εκ τούτου οι τιμές του **GSI** έχουν εύρος τιμών **40 – 60** (Marinos et al., 2005).

Σε αυτές τις περιπτώσεις οι χαμηλές αντοχές της βραχομάζας απορρέουν από τις μικρές τιμές της αντοχής του άρρηκτου υλικού  $\sigma_{ci}$  και της σταθεράς  $m_i$ .

Τα γεωυλικά που περιβάλλουν τις υπό εξέταση στοές θα αντιμετωπιστούν με το παραπάνω σκεπτικό καθώς η συγκεκριμένη γεωλογική περιγραφή ταιριάζει σε πολύ σημαντικό βαθμό με αυτά.

Από την άποψη της δομής και οι τρεις βραχομάζες χαρακτηρίζονται ως **συμπαγείς (massive)**, καθώς όπως φαίνεται και από τον Πίνακα 1.2, η απόσταση ανάμεσα σε δύο διαδοχικές ασυνέχειες (στρώσεις) είναι πολύ μεγάλη και συγκεκριμένα πάνω από **2 m**.

Σε σχέση τώρα με την κατάσταση των ασυνεχειών θα θεωρήσουμε ότι αυτές δεν μπορούν να είναι σε καλύτερη κατάσταση από την **μέτρια (fair)**.







Από τα παραπάνω συνυπολογίζοντας και τα εργαστηριακά αποτελέσματα διάτμησης των ασυνεχειών δίνεται η μέγιστη τιμή **GSI=60** στην μάργα της οροφής επειδή οι ασυνέχειες της εμφανίζουν αρκετά μεγάλες τιμές διατμητικής αντοχής.

Στους σχηματισμούς του λιγνίτη και της μάργας του δαπέδου δίνονται οι ίδιες τιμές **GSI=55** καθώς εμφανίζουν παρόμοιες ελαφρώς κατώτερες παραμέτρους διατμητικής αντοχής σε σχέση με την μάργα της οροφής.

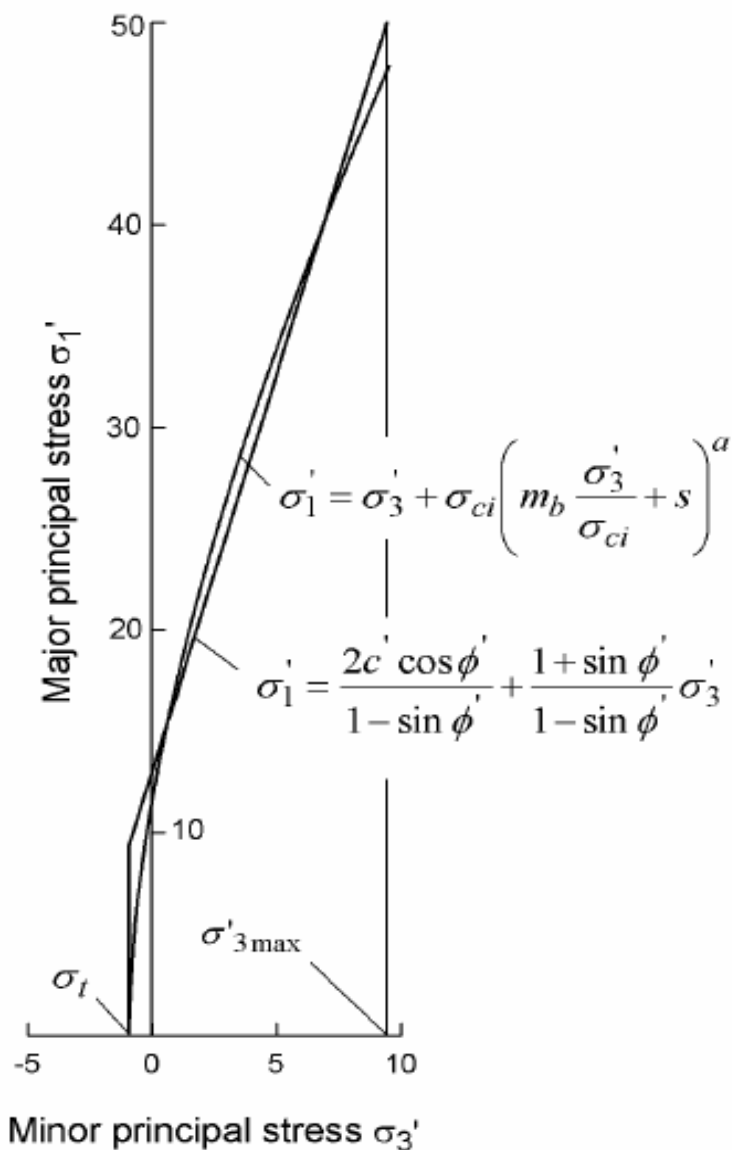
Οι τιμές του **GSI** για τους συναντώμενους σχηματισμούς εμφανίζονται στην Εικόνα 1.4 στον γενικό πίνακα του **GSI** με τον κόκκινο κύκλο (Hoek and Marinos, 2000).

Σε ότι αφορά τώρα την εύρεση των ισοδύναμων παραμέτρων διατμητικής αντοχής  $c$  και  $\phi$ , αυτή πραγματοποιείται με τη βοήθεια του λογισμικού RocLab της Rocscience, το οποίο προσαρμόζει στην μη γραμμική περιβάλλουσα αστοχίας του κριτηρίου Hoek – Brown μια γραμμική περιβάλλουσα Mohr – Coulomb για ένα προκαθορισμένο κατά περίπτωση εύρος πλευρικών τάσεων  $\sigma_3$ .

Η ακολουθούμενη διαδικασία για την εύρεση των παραμέτρων διατμητικής αντοχής εμφανίζεται στο διάγραμμα της Εικόνας 1.5.

<p><b>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</b></p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		<p><b>SURFACE CONDITIONS</b></p> <p><b>VERY GOOD</b> Very rough, fresh unweathered surfaces</p> <p><b>GOOD</b> Rough, slightly weathered, iron stained surfaces</p> <p><b>FAIR</b> Smooth, moderately weathered and altered surfaces</p> <p><b>POOR</b> Slackensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments</p> <p><b>VERY POOR</b> Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings</p>				
<p><b>STRUCTURE</b></p>		<p><b>DECREASING SURFACE QUALITY</b> →</p>				
	<p><b>INTACT OR MASSIVE</b> - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities</p>	90	80	70	60	N/A
	<p><b>BLOCKY</b> - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets</p>	80	70	60	50	40
	<p><b>VERY BLOCKY</b> - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets</p>	70	60	50	40	30
	<p><b>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY</b> - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity</p>	60	50	40	30	20
	<p><b>DISINTEGRATED</b> - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces</p>	50	40	30	20	10
	<p><b>LAMINATED/SHEARED</b> - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes</p>	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

Εικόνα 1.4 Γεωλογικός Δείκτης Αντοχής GSI για τους συναντώμενους σχηματισμούς



Εικόνα 1.5 Διάγραμμα προσαρμογής γραμμικής περιβάλλουσας αστοχίας Mohr – Coulomb στην μη γραμμική περιβάλλουσα αστοχίας Hoek – Brown

Το γραμμικό κριτήριο αστοχίας Mohr – Coulomb σε όρους κύριων τάσεων  $\sigma_1$  και  $\sigma_3$  περιγράφεται από την μαθηματική σχέση  $\sigma_1 = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot \sigma_3 + \frac{2 \cdot c \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi}$ , όπου  $c$  και  $\phi$  η συνοχή και η γωνία εσωτερικής τριβής της βραχομάζας αντίστοιχα.

Από την παραπάνω σχέση απορρέει η αντοχή της βραχομάζας σε μονοαξονική θλίψη συναρτήσει των παραμέτρων διατμητικής αντοχής  $\sigma_{cm} = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi}$ .

### 1.3.2 Γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού σε υπερκείμενα H=60 m

Η διαδικασία εύρεσης των ισοδύναμων παραμέτρων διατμητικής αντοχής  $c$  και  $\phi$  μέσω του κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown σχετίζεται όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως με το είδος του προς εξέταση έργου, δηλαδή για το αν πρόκειται για πρηνές ή σήραγγα, αλλά και με τη φόρτιση αυτού από τις υπερκείμενες γαίες.

Τα δύο παραπάνω στοιχεία είναι κρίσιμης σημασίας για τον προσδιορισμό της συνοχής  $c$  και της γωνίας εσωτερικής τριβής  $\phi$ , καθώς προσδιορίζουν το εύρος της πλευρικής τάσης  $\sigma_3$  που θα προσαρμοστεί η γραμμική περιβάλλουσα αντοχής Mohr – Coulomb στην μη γραμμική περιβάλλουσα αστοχίας Hoek – Brown.

Πιο συγκεκριμένα το παραπάνω εύρος προσδιορίζεται από το διάστημα  $[\sigma_t, \sigma_{3max}]$ , όπου  $\sigma_t$  η εφελκυστική αντοχή της βραχομάζας που υπολογίζεται από την σχέση  $\sigma_t = -\frac{S \cdot \sigma_{ci}}{m_b}$  με  $S$  και  $m_b$  σταθερές του κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown.

Σε σχέση τώρα με το άνω όριο του εύρους, η μέγιστη πλευρική τάση  $\sigma_{3max}$  για την περίπτωση σήραγγας δίνεται από την σχέση  $\sigma_{3max} = \sigma_{cm} \cdot 0,47 \cdot \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma \cdot H}\right)^{-0,94}$ , όπου  $\gamma$  το ειδικό βάρος της βραχομάζας και  $H$  το ύψος των υπερκειμένων γαιών πάνω από την στέψη της σήραγγας. Σε περίπτωση που η οριζόντια γεωστατική τάση είναι μεγαλύτερη από την κατακόρυφη, ο παρονομαστής της παραπάνω σχέσης θα πρέπει να αντικατασταθεί από την πρώτη.

Για την περίπτωση μελέτης ευστάθειας πρηνών, η μαθηματική σχέση προσδιορισμού του άνω ορίου είναι  $\sigma_{3max} = \sigma_{cm} \cdot 0,72 \cdot \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma \cdot H}\right)^{-0,91}$ , όπου  $H$  το ύψος του πρηνούς.

Η παραπάνω διαδικασία επίλυσης πραγματοποιείται άμεσα από το λογισμικό RocLab, το οποίο θα χρησιμοποιηθεί για την εύρεση των παραμέτρων διατμητικής αντοχής των σχηματισμών που περιβάλλουν τα υπόγεια ανοίγματα για κάθε περίπτωση μελέτης στη συγκεκριμένη εργασία.

Στον Πίνακα 1.4 παρουσιάζονται οι γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού για τις βραχομάζες της μάργας της οροφής, της μάργας του δαπέδου και του λιγνιτικού κοιτάσματος.

	Συνοχή $c$ (MPa)	Γωνία Εσωτερικής Τριβής $\phi$ (°)	Μονοαξονική Εφελκυστική Αντοχή $\sigma_t$ (MPa)	Μονοαξονική Θλιπτική Αντοχή $\sigma_{cm}$ (MPa)	Μέτρο Ελαστικότητας $E_{rm}$ (MPa)
Μάργα Οροφής	<b>0,146</b>	<b>33</b>	<b>-0,042</b>	<b>0,54</b>	<b>196</b>
Λιγνίτης	<b>0,156</b>	<b>37</b>	<b>-0,065</b>	<b>0,62</b>	<b>169</b>
Μάργα Δαπέδου	<b>0,112</b>	<b>31</b>	<b>-0,023</b>	<b>0,39</b>	<b>249</b>

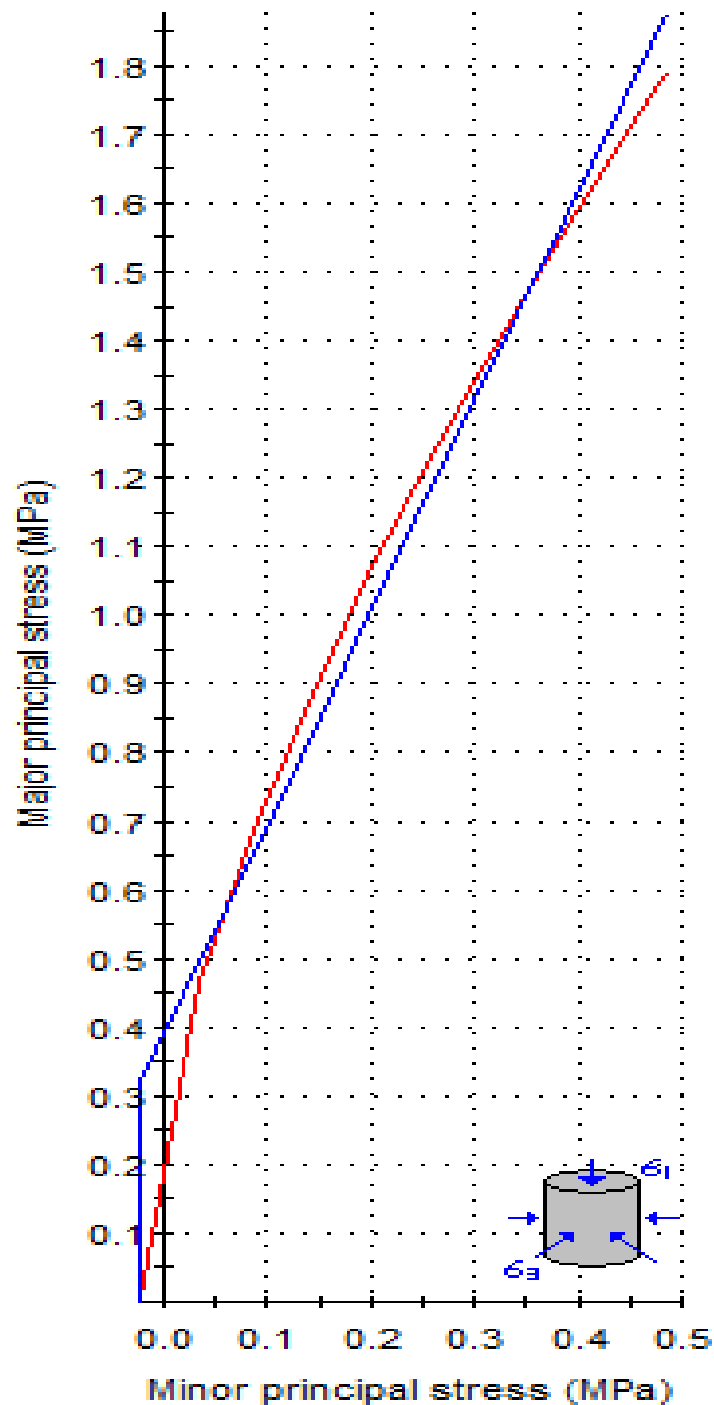
Πίνακας 1.4 Γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού για τις περιβάλλουσες βραχομάζες της εκσκαφής σε ύψος υπερκειμένων H=60 m

Ενδεικτικά, στην Εικόνα 1.6 παραθέτουμε τα αποτελέσματα της επίλυσης του κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown για την βραχομάζα της μάργας του δαπέδου μέσω του λογισμικού RocLab.

Hoek-Brown Classification	
sigci	3.41 MPa
GSI	55
mi	5
D	0
<input checked="" type="radio"/> Ei	610 MPa
<input type="radio"/> MR	
Hoek-Brown Criterion	
mb	1.002
s	0.0067
a	0.504
Failure Envelope Range	
Application:	Tunnels
sig3max	0.4840 MPa
Unit Weight	0.018 MN/m <sup>3</sup>
Tunnel Depth	60 m
Mohr-Coulomb Fit	
c	0.112 MPa
phi	30.56 deg
Rock Mass Parameters	
sigt	-0.023 MPa
sigc	0.274 MPa
sigcm	0.489 MPa
Erm	249.05 MPa

**Εικόνα 1.6 Δεδομένα εισαγωγής και αποτελέσματα παραμέτρων διατμητικής αντοχής για την μάργα του δαπέδου σε ύψος υπερκειμένων H=60 m**

Στο διάγραμμα της Εικόνας 1.7 παρουσιάζεται η συσχέτιση του μη γραμμικού κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown με το γραμμικό κριτήριο Mohr – Coulomb για την εύρεση των ισοδύναμων παραμέτρων διατμητικής αντοχής  $c$  και  $\phi$  της μάργας του δαπέδου.



Εικόνα 1.7 Συσχέτιση κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown με το κριτήριο Mohr – Coulomb για την μάργα του δαπέδου σε ύψος υπερκευμένων  $H=60$  m



### 1.3.3 Γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού σε υπερκείμενα H=120 m

Όσο η διάνοιξη των παράλληλων διερευνητικών στοών προοδεύει, τόσο το ύψος των υπερκειμένων γαιών αυξάνεται λόγω του αναγλύφου της περιοχής που κατασκευάζεται το συγκεκριμένο υπόγειο έργο.

Καθώς το είδος, η στρωματογραφία και η ποιότητα των γεωλογικών σχηματισμών παραμένει σε μεγάλο βαθμό σταθερή κατά τον διαμήκη άξονα των διερευνητικών στοών, ο καθοριστικός παράγοντας που ελέγχει την ευστάθεια τους είναι το ύψος των υπερκειμένων.

Ο σχεδιασμός του συστήματος υποστήριξης των στοών θα πραγματοποιηθεί για ύψη υπερκειμένων **H=60** και **H=120 m**. Η δεύτερη περίπτωση των μέγιστων υπερκειμένων θα αποτυπώνει την δυσμενέστερη κατάσταση από την πλευρά της ευστάθειας και θα μπορεί να προσομοιώνει ακόμα και την μηχανική συμπεριφορά των στοών σε χαμηλότερα υπερκείμενα σε περίπτωση που οι βραχώδεις σχηματισμοί παρουσιάζουν φτωχότερη από την αναμενόμενη μηχανική συμπεριφορά.

Τέλος, όπως προαναφέρθηκε η φόρτιση από τα υπερκείμενα εδαφικά στρώματα επηρεάζει τις τιμές των ισοδύναμων παραμέτρων διατμητικής αντοχής. Επομένως, η ισοδύναμη συνοχή και γωνία εσωτερικής τριβής **c** και **φ** αντίστοιχα θα υπολογιστούν εκ νέου για βάθος των στοών **H=120 m** από την επιφάνεια του εδάφους.

Στον Πίνακα 1.5 παρουσιάζονται οι γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού για τις βραχομάζες της μάργας της οροφής, της μάργας του δαπέδου και του λιγνιτικού κοιτάσματος.

	Συνοχή <b>c (MPa)</b>	Γωνία Εσωτερικής Τριβής <b>φ (°)</b>	Μονοαξονική Εφελκυστική Αντοχή <b>σ<sub>t</sub> (MPa)</b>	Μονοαξονική Θλιπτική Αντοχή <b>σ<sub>cm</sub> (MPa)</b>	Μέτρο Ελαστικότητας <b>E<sub>rm</sub> (MPa)</b>
Μάργα Οροφής	<b>0,2</b>	<b>28</b>	<b>-0,042</b>	<b>0,66</b>	<b>196</b>
Λιγνίτης	<b>0,2</b>	<b>32</b>	<b>-0,065</b>	<b>0,72</b>	<b>169</b>
Μάργα Δαπέδου	<b>0,16</b>	<b>25</b>	<b>-0,023</b>	<b>0,5</b>	<b>249</b>

Πίνακας 1.5 Γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού για τις περιβάλλουσες βραχομάζες της εκσκαφής σε ύψος υπερκειμένων H=120 m

Παρατηρώντας τα αποτελέσματα συμπεραίνουμε ότι η ισοδύναμη συνοχή **c** των γεωυλικών αυξάνεται με το βάθος, ενώ η ισοδύναμη γωνία εσωτερικής τριβής **φ** αντιστρόφως μειώνεται. Η αντοχή τους όμως σε μονοαξονική θλίψη αυξάνεται ελαφρώς, κάτι που δείχνει ότι η επίδραση της συνοχής **c** σε αυτή είναι μεγαλύτερη σε σχέση με την γωνία εσωτερικής τριβής **φ**.

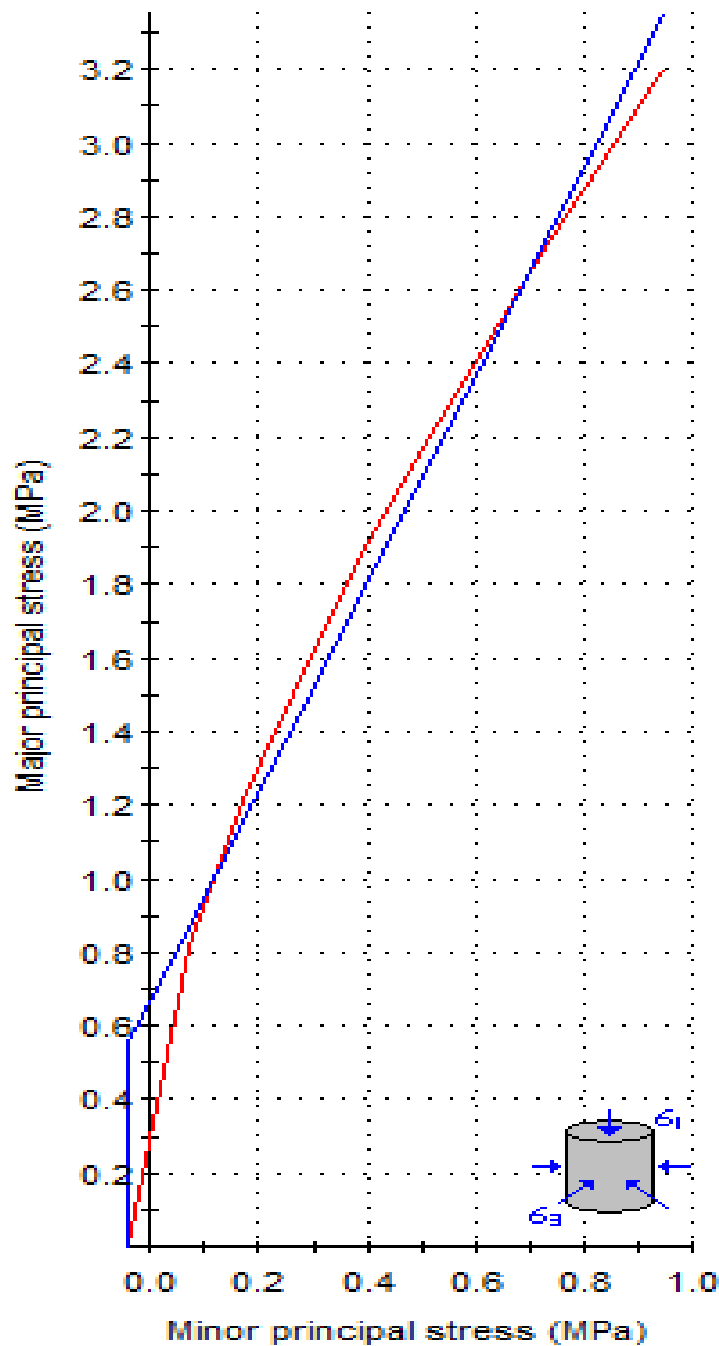
Τέλος, να σημειωθεί ότι ο συντελεστής διαταραχής **D** του κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown έχει ληφθεί ίσος με **D=0**, καθώς οι εκσκαφές θα πραγματοποιηθούν με ήπια μηχανικά μέσα λόγω των ασθενών σχηματισμών και επομένως δεν αναμένεται σοβαρή διατάραξη των υλικών που περιβάλλουν τα ανοίγματα.

Ενδεικτικά, στην Εικόνα 1.8 παραθέτονται τα αποτελέσματα της επίλυσης του κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown για την βραχομάζα της μάργας της οροφής μέσω του λογισμικού RocLab.

Hoek-Brown Classification	
sigci	4.31 MPa
GSI	60
mi	5
D	0
<input checked="" type="radio"/> Ei	377 MPa
<input type="radio"/> MR	
Hoek-Brown Criterion	
mb	1.198
s	0.0117
a	0.503
Failure Envelope Range	
Application:	Tunnels
sig3max	0.9493 MPa
Unit Weight	0.018 MN/m <sup>3</sup>
Tunnel Depth	120 m
Mohr-Coulomb Fit	
c	0.200 MPa
phi	28.49 deg
Rock Mass Parameters	
sigt	-0.042 MPa
sigc	0.461 MPa
sigcm	0.706 MPa
Erm	196.04 MPa

**Εικόνα 1.8 Δεδομένα εισαγωγής και αποτελέσματα παραμέτρων διατμητικής αντοχής για την μάργα οροφής σε ύψος υπερκειμένων H=120 m**

Στο διάγραμμα της Εικόνας 1.9 παρουσιάζεται η συσχέτιση του μη γραμμικού κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown με το γραμμικό κριτήριο Mohr – Coulomb για την εύρεση των ισοδύναμων παραμέτρων διατμητικής αντοχής  $c$  και  $\phi$  της μάργας της οροφής.



Εικόνα 1.9 Συσχέτιση κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown με το κριτήριο Mohr – Coulomb για την μάργα της οροφής σε ύψος υπερκειμένων  $H=120$  m

## 2. Συμπεριφορά πετρωμάτων και σχεδιασμός υπογείου έργου

Ο σχεδιασμός και η κατασκευή οποιουδήποτε υπογείου έργου κυριαρχείται από το είδος και την ποιότητα των γεωλογικών σχηματισμών που το περιβάλλουν. Η συγκεκριμένη εργασία θα εξετάσει την κατασκευή υπόγειων ανοιγμάτων και τα αντίστοιχα συστήματα υποστήριξης τους, εντός γεωλογικών σχηματισμών που ταξινομούνται στην κατηγορία του μαλακού βράχου.

### 2.1 Μαλακός βράχος

Σύμφωνα με την Διεθνή Ένωση Βραχομηχανικής, ο όρος μαλακός βράχος αναφέρεται σε ένα σύνολο γεωλογικών για τα οποία η μονοαξονική θλιπτική αντοχή του άρρηκτου υλικού ανήκει στο εύρος **0,25 – 25 MPa**. Αυτό το σύνολο των υλικών χωρίζεται και σε επιμέρους κατηγορίες από εξαιρετικά ασθενές πέτρωμα, σε πολύ ασθενές και σε ασθενές. Η κατηγοριοποίηση αυτή εμφανίζεται στην Εικόνα 2.1.

Grade*	Term	Uniaxial Comp. Strength (MPa)	Point Load Index (MPa)	Field estimate of strength	Examples
R6	Extremely Strong	> 250	>10	Specimen can only be chipped with a geological hammer	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite
R5	Very strong	100 - 250	4 - 10	Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it	Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, limestone, marble, rhyolite, tuff
R4	Strong	50 - 100	2 - 4	Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it	Limestone, marble, phyllite, sandstone, schist, shale
R3	Medium strong	25 - 50	1 - 2	Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with a single blow from a geological hammer	Claystone, coal, concrete, schist, shale, siltstone
R2	Weak	5 - 25	**	Can be peeled with a pocket knife with difficulty, shallow indentation made by firm blow with point of a geological hammer	Chalk, rocksalt, potash
R1	Very weak	1 - 5	**	Crumbles under firm blows with point of a geological hammer, can be peeled by a pocket knife	Highly weathered or altered rock
R0	Extremely weak	0.25 - 1	**	Indented by thumbnail	Stiff fault gouge

Εικόνα 2.1 Κατηγοριοποίηση πετρωμάτων βάση της ανεμπόδιστης θλιπτικής αντοχής τους

Τα συνηθισμένα χαρακτηριστικά της μηχανικής συμπεριφοράς του μαλακού βράχου είναι η χαλάρωση, η διόγκωση, η σύνθλιψη και ο ερυσμός. Επομένως, ο σχεδιασμός κατασκευών εντός του μαλακού βράχου απαιτεί κάτι περισσότερο από την απλή γνώση των μηχανικών ιδιοτήτων του άρρηκτου υλικού.

Η μηχανική συμπεριφορά των μαλακών πετρωμάτων που περιβάλλουν μια στοά είναι μια σύνθετη αντανάκλαση των ιδιοτήτων του άρρηκτου υλικού, της εντατικής κατάστασης, της δομής της βραχομάζας, των διαστάσεων και του προσανατολισμού της διανοιγόμενης στοάς, των υδρογεωλογικών συνθηκών, των μεταλλευτικών εργασιών που λαμβάνουν χώρα στην περιοχή και των χρησιμοποιούμενων μέτρων υποστήριξης (Wang et al., 2000).

### 2.1.1 Κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb

Το κριτήριο αστοχίας που επιλέχθηκε για τα γεωυλικά που περιβάλλουν τις στοές με σκοπό την ανάλυση της ευστάθειας τους είναι το κριτήριο διατμητικής αστοχίας Mohr-Coulomb το οποίο διέπεται από την μαθηματική έκφραση  $\tau = \sigma_n \cdot \tan\phi + c$ , όπου  $\tau$  η διατμητική τάση στο επίπεδο της αστοχίας,  $\sigma_n$  η ορθή τάση στο επίπεδο της αστοχίας και  $c$  και  $\phi$  η συνοχή και η γωνία εσωτερικής τριβής της βραχομάζας αντίστοιχα.

Η συνοχή  $c$  και η γωνία εσωτερικής τριβής  $\phi$  αποτελούν τις κρίσιμες γεωτεχνικές παραμέτρους βάσει των οποίων ελέγχεται η μηχανική συμπεριφορά των περιβαλλόντων πετρωμάτων.

Οι τιμές αυτές βρέθηκαν έμμεσα ως ισοδύναμες παράμετροι διατμητικής αντοχής, επιλύοντας το κριτήριο θραύσης Hoek-Brown για τις βραχομάζες γύρω από την εκσκαφή μέσω του λογισμικού RocLab. Το συγκεκριμένο κριτήριο επιλέχθηκε έναντι του μη γραμμικού κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown, καθώς οι σχηματισμοί που θα αντιμετωπιστούν είναι εξαιρετικά ασθενείς για βράχοι, αλλά και κατά τόπους εδαφοποιημένοι, έτσι ώστε η μηχανική τους συμπεριφορά να προσομοιάζει περισσότερο με αυτή του εδάφους παρά με αυτή του βράχου.

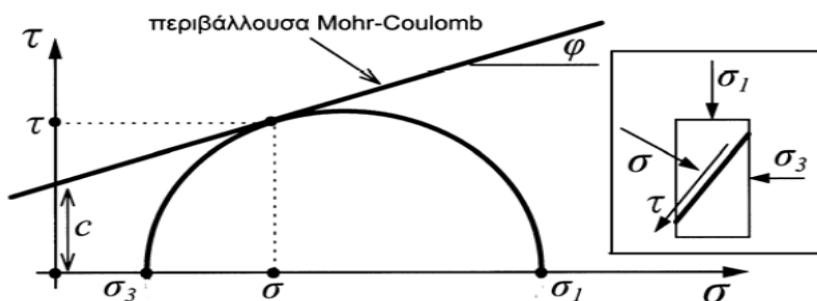
Στην Εικόνα 2.2 παρουσιάζεται γραφικά το κριτήριο αστοχίας Mohr – Coulomb, όπου  $\sigma_1$  και  $\sigma_3$  οι κύριες τάσεις που προκαλούν την αστοχία, ενώ  $\sigma_n$  και  $\tau$  η ορθή και η διατμητική τάση αντίστοιχα στο επίπεδο διάτμησης.

Η αστοχία επέρχεται όταν ο κύκλος του Mohr που αποτυπώνει την εντατική κατάσταση ενός βραχώδους-εδαφικού στοιχείου εφάπτεται στην ευθεία του Coulomb, η οποία αντανακλά την διατμητική αντοχή του βραχώδους υλικού μέσω των παραμέτρων  $c$  και  $\phi$ .

Επί του επιπέδου θραύσης, η ορθή και η διατμητική τάση  $\sigma_n$  και  $\tau$  συναρτηθεί των κύριων τάσεων  $\sigma_1$  και  $\sigma_3$  δίνονται από τις παρακάτω μαθηματικές σχέσεις:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos 2a \qquad \tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \sin 2a$$

όπου  $a$  η γωνία που σχηματίζει το επίπεδο θραύσης με την κύρια τάση  $\sigma_3$  με  $a = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$



Εικόνα 2.2 Γραφική απεικόνιση κριτηρίου αστοχίας Mohr – Coulomb

### 2.1.2 Σχεδιασμός υπογείου έργου

Η ευστάθεια σηράγγων σε ασθενές πέτρωμα ελέγχεται από τον λόγο της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής της βραχομάζας  $\sigma_{cm}$  προς την μέγιστη επί τόπου γεωστατική τάση  $p_0$ . Ο λόγος αυτός δίνει την κατεύθυνση για μια πρώτη εκτίμηση των απαιτήσεων υποστήριξης, η οποία θα συγκρατήσει την παραμόρφωση σε ένα καθορισμένο επίπεδο.

Οι αριθμητικές αναλύσεις της απόκρισης μίας σήραγγας στην βαθμιαία εκσκαφή και υποστήριξη είναι το πιο αξιόπιστο μέσο για την βελτιστοποίηση του σχεδιασμού της υποστήριξης της (Hoek, 1998).

Τόσο οι υπερκείμενοι γεωλογικοί σχηματισμοί των μαργών, όσο και οι προσκείμενοι στις στοές λιγνιτικοί, αποτελούνται από συνεχείς ασθενείς μάζες πετρωμάτων με παρουσία εντός τους πολύ αραιών ασυνεχειών (στρώσεις).

Η ευστάθεια των στοών δεν θα επηρεαστεί από βαρυντικά καθοδηγούμενες αστοχίες, όπως ολισθήσεις ή καταπτώσεις σφηνών, αλλά ούτε και από καταπτώσεις λόγω αστοχίας σε κάμψη της πλάκας της οροφής, καθώς οι μεγάλες αποστάσεις ανάμεσα στις παραοριζόντιες στρώσεις δημιουργούν πλάκες οροφής πολύ μεγάλου πάχους και άρα μεγάλης αντοχής σε λυγισμό.

Επομένως, ο κυρίαρχος μηχανισμός δυνητικής αστοχίας που αναμένεται να εκδηλωθεί θα αφορά πιθανότατα στην ανάπτυξη μεγάλων συγκλίσεων του τοιχώματος των στοών, οι οποίες θα καθιστούν την διανοιγόμενη διατομή μη λειτουργική για την συνέχιση της εκμετάλλευσης ή και ακόμα σε περίπτωση υπέρμετρης αύξησης τους, την υπερβολική χαλάρωση της περιβάλλουσας βραχομάζας που μπορεί να οδηγήσει και σε συνολική κατάρρευση της στοάς.

Λόγω της προαναφερθείσας μηχανικής συμπεριφοράς των υλικών που περιβάλλουν τα υπόγεια ανοίγματα, οδηγούμαστε στην επιλογή της χρήσης μοντέλων αριθμητικής ανάλυσης και συγκεκριμένα των τασικών αναλύσεων με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων προκειμένου να εξετάσουμε την συμπεριφορά των υπογείων ανοιγμάτων, καθώς και την αλληλεπίδραση τους με τα προτεινόμενα στοιχεία υποστήριξης. Των αριθμητικών αναλύσεων θα προηγηθεί η χρήση αποδεκτών μεθόδων ελαστοπλαστικής ανάλυσης κυκλικής σήραγγας μέσω των καμπυλών σύγκλισης – αποτόνωσης της περιβάλλουσας βραχομάζας. Τέλος, το κυρίως χρησιμοποιούμενο λογισμικό θα είναι το Phase2.

## **2.2 Χαρακτηριστικά χρησιμοποιούμενων λογισμικών**

Στο σημείο αυτό κρίνεται σκόπιμο να αναφερθούν κάποια βασικά χαρακτηριστικά των κυρίως χρησιμοποιούμενων λογισμικών της συγκεκριμένης εργασίας, και συγκεκριμένα των Phase2 και RS3, καθώς και οι κύριες παραδοχές των ακολουθούμενων αριθμητικών αναλύσεων.

### **2.2.1 Κώδικας Phase2**

Η πλειονότητα των αριθμητικών αναλύσεων της εκσκαφής και της υποστήριξης των υπογείων ανοιγμάτων θα πραγματοποιηθεί με τον κώδικα H/Y Phase2 της Rocscience.

Ο συγκεκριμένος κώδικας αποτελεί εξειδικευμένη εφαρμογή της μεθόδου των μη γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων στην προσομοίωση των συνθηκών όρυξης και υποστήριξης υπογείων έργων. Η προσομοίωση των επί τόπου γεωτεχνικών συνθηκών με τη χρήση του Phase2 αναμένεται εν γένει ικανοποιητική καθώς ο συγκεκριμένος κώδικας δύναται να χρησιμοποιείται τόσο σε βραχώδεις, όσο και σε ημιβραχώδεις, αλλά και σε εδαφικούς σχηματισμούς.

Ο εν λόγω κώδικας μπορεί να προσομοιώσει το περιβάλλον γεωυλικό και τα στοιχεία υποστήριξης της υπόγειας εκσκαφής με ελαστικές ή ελαστοπλαστικές ιδιότητες υπολογίζοντας το μέγεθος των αναπτυσσόμενων τάσεων, των ανηγμένων παραμορφώσεων και των εντατικών μεγεθών σε κάθε θέση των μελετούμενων στοιχείων της άμεσης και της τελικής υποστήριξης για όλα τα στάδια της εκσκαφής και για οποιαδήποτε γεωμετρία αυτής.

Οι απαιτήσεις κατά την ανάλυση της υποστήριξης της εκάστοτε επιλεγόμενης τυπικής διατομής θα είναι οι παρακάτω:

- Οι συγκλίσεις του τοιχώματος της σήραγγας να είναι κατασκευαστικά ανεκτές
- Το μήκος των αγκυρίων που φθάνουν στο όριο διαρροής να είναι περιορισμένο
- Η αστοχία του κελύφους του εκτοξευόμενου σκυροδέματος να είναι περιορισμένη

### **2.2.2 Κώδικας RS3**

Το εν λόγω πρόγραμμα τρισδιάστατης αριθμητικής ανάλυσης χρησιμοποιεί την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων για την εξέταση γεωτεχνικών κατασκευών, οι οποίες σχετίζονται με μεταλλευτικά και πολιτικά έργα. Πρόκειται για την επέκταση του Phase2 στην τρίτη διάσταση.

Εφαρμόσιμο τόσο σε βραχώδη όσο και σε εδαφικά υλικά, το RS3 μπορεί να χρησιμοποιηθεί στην ανάλυση υπόγειων εκσκαφών, στον σχεδιασμό σηράγγων και συστημάτων υποστήριξης, σε επιφανειακές εκσκαφές, στον σχεδιασμό θεμελιώσεων, στον σχεδιασμό επιχωμάτων, σε αναλύσεις στερεοποίησης, σε αναλύσεις υπόγειας ροής κτλ.

Η παραγωγή του πλέγματος των πεπερασμένων στοιχείων είναι αυτόματη (automated meshing) χρησιμοποιώντας τετράκομβη ή δεκάκομβη τετραεδρικά στοιχεία.

### 2.2.3 Συντελεστής Ουδετέρων Ωθήσεων $K_0$

Το αρχικό εντατικό πεδίο εξαρτάται αφενός από το πάχος και το ύψος των υπερκειμένων γαιών σε κάθε θέση και αφετέρου από την γεωλογική και τεκτονική ιστορία της περιοχής. Τα στοιχεία αυτά επηρεάζουν καθοριστικά την σχέση ανάμεσα στην οριζόντια γεωστατική τάση  $\sigma_h$  και την κατακόρυφη γεωστατική τάση  $\sigma_v$ , δηλαδή τον συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων  $K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$ .

Για την εκτέλεση των αναλύσεων θεωρήθηκε ότι  $K_0 = 0,5$  για υπερκείμενα  $H = 60 \text{ m}$  και  $K_0 = 0,8$  για υπερκείμενα  $H = 120 \text{ m}$ . Η παραδοχή αυτή θεωρείται ασφαλής για τους γεωλογικούς σχηματισμούς που θα διανοιχθούν, αλλά και για τα βάθη των εκσκαφών από την επιφάνεια του εδάφους.

### 2.2.4 Προσομοίωση εκσκαφής και υποστήριξης στις δύο διαστάσεις

Η μεθοδολογία που θα εφαρμοστεί στις δισδιάστατες αναλύσεις είναι αυτή της σταδιακής κοινώς παραδεκτής διαδικασίας «Αρχικές Συνθήκες – Χαλάρωση – Υποστήριξη – Εκσκαφή». Πιο αναλυτικά τα διάφορα στάδια της προτεινόμενης προσομοίωσης περιγράφονται παρακάτω:

**Στάδιο 1:** Στο στάδιο αυτό προσδιορίζεται το αρχικό εντατικό πεδίο, δηλαδή η αρχική γεωστατική κατάσταση. Οι μετακινήσεις εδώ είναι μηδενικές και το μοντέλο βρίσκεται σε ηρεμία προσδιορισμένη από τον συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων.

**Στάδιο 2:** Στο στάδιο αυτό προσομοιώνεται η αποτόνωση των αρχικών τάσεων στην περιοχή της εξεταζόμενης διατομής όπου θα εφαρμοστούν και τα προτεινόμενα μέτρα υποστήριξης. Η περιοχή αυτή αντιστοιχεί σε κάποια απόσταση  $x < 0$  πίσω από το προωθούμενο μέτωπο. Η αποτόνωση των αρχικών τάσεων σε έναν συγκεκριμένο βαθμό προσδιορίζεται από τον συντελεστή αποτόνωσης  $\lambda$ . Η διαδικασία αυτή μετατρέπει το τρισδιάστατο πρόβλημα της εντατικής κατάστασης γύρω από την διανοιγόμενη σήραγγα σε δισδιάστατο και υπολογίζει τις προσυγκλίσεις που έχουν πραγματοποιηθεί στην εξεταζόμενη διατομή πριν την εφαρμογή των μέτρων ενίσχυσης ή υποστήριξης. Η χαλάρωση της διατομής προσομοιώνεται μέσω ενός υλικού απομειωμένου μέτρου ελαστικότητας εντός της, το οποίο θα απομακρυνθεί σε μετέπειτα στάδιο.

**Στάδιο 3:** Στο στάδιο αυτό θα εφαρμοστούν τα προτεινόμενα μέτρα υποστήριξης στην χαλαρωμένη διατομή. Αρχικά, τα επιλεχθέντα στοιχεία υποστήριξης θα είναι αφόρτιστα, ενώ θα αρχίσουν να φορτίζονται βαθμιαία όσο το προωθούμενο μέτωπο απομακρύνεται από την εξεταζόμενη διατομή, δηλαδή με την προχώρηση της διάνοιξης της στοάς και των επαγόμενων εξ αυτής παραμορφώσεων της περιβάλλουσας βραχομάζας.

**Στάδιο 4:** Στο στάδιο αυτό θα απομακρυνθεί το υλικό εντός της εξεταζόμενης διατομής. Η κατάσταση αυτή αντιστοιχεί στην πλήρη αποτόνωση των τάσεων, δηλαδή στην αρκετά μεγάλη απόσταση του προωθούμενου μετώπου από την εξεταζόμενη διατομή και την ισορροπία της τελευταίας λόγω της ολοκλήρωσης των συγκλίσεων.



### 3. Ελαστοπλαστική ανάλυση υπόγειου κυκλικού ανοίγματος

Όπως προαναφέρθηκε, κατά την εκτέλεση των τασικών αναλύσεων με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων θα προσομοιωθούν οι συγκλίσεις της μελετούμενης διατομής πριν την εφαρμογή των μέτρων υποστήριξης. Αυτή θα γίνει με την χαλάρωση του υλικού εντός της εξεταζόμενης διατομής μέσω της απομείωσης του μέτρου ελαστικότητας του  $\mathbf{E}$  κατά ένα ποσοστό άμεσα συσχετιζόμενο με τον συντελεστή αποτόνωσης των τάσεων  $\lambda$ . Ο συντελεστής αποτόνωσης των τάσεων  $\lambda$  τη στιγμή τοποθέτησης των μέτρων υποστήριξης εξαρτάται κυρίως από την απόσταση των μέτρων υποστήριξης από το προωθούμενο μέτωπο και από την μηχανική συμπεριφορά του ανυποστήρικτου υπογείου ανοίγματος.

Για τον λόγο αυτό θα εξετάσουμε την μηχανική συμπεριφορά μίας προσεγγιστικής κυκλικής στοάς ισοδύναμου εμβαδού με την πραγματική μέσω της ελαστοπλαστικής ανάλυσης αυτής. Δηλαδή με την βοήθεια του εξιδανικευμένου εργαλείου της καμπύλης σύγκλισης – αποτόνωσης της προσεγγιστικής κυκλικής στοάς.

#### 3.1 Παραδοχές της μεθόδου σύγκλισης – αποτόνωσης

Η μέθοδος σύγκλισης – αποτόνωσης αποτελεί μια πρώιμη δισδιάστατη ανάλυση της μηχανικής συμπεριφοράς υπογείων ανοιγμάτων και βασίζεται σε απλουστευτικές υποθέσεις του τρισδιάστατου χαρακτήρα του εν λόγω ζητήματος. Οι βασικές απλουστευτικές παραδοχές είναι:

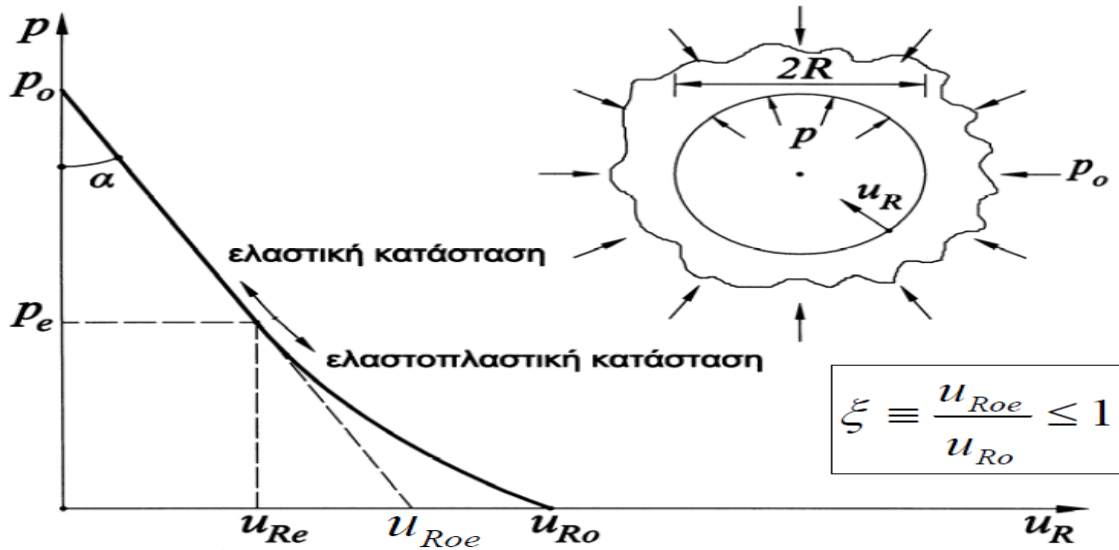
- Κυκλικό άνοιγμα ακτίνας  $\mathbf{R}$
- Ισότροπο αρχικό εντατικό πεδίο  $\mathbf{K}_0 = \mathbf{1}$
- Ομογενής και ισότροπη περιβάλλουσα βραχομάζα
- Περιβάλλουσα βραχομάζα ελαστική – τέλεια πλαστική
- Συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης

Στην Εικόνα 3.1 απεικονίζεται μια τυπική καμπύλη σύγκλισης – αποτόνωσης βραχομάζας που περιβάλλει ένα ανυποστήρικτο κυκλικό υπόγειο άνοιγμα.

Στο διάστημα όπου η υποθετική εσωτερική πίεση υποστήριξης παίρνει τιμές από  $\mathbf{p} = \mathbf{p}_0$  έως και  $\mathbf{p} = \mathbf{p}_e$ , όπου  $\mathbf{p}_0$  η αρχική γεωστατική τάση του ισότροπου εντατικού πεδίου και  $\mathbf{p}_e$  η κρίσιμη πίεση υποστήριξης, η περιβάλλουσα βραχομάζα συμπεριφέρεται γραμμικώς ελαστικά, δηλαδή παραμορφώνεται χωρίς να διαρρέει.

Από την τιμή  $\mathbf{p} = \mathbf{p}_e$  μέχρι η εσωτερική πίεση υποστήριξης να μηδενιστεί  $\mathbf{p} = \mathbf{0}$ , η βραχομάζα βρίσκεται σε ελαστοπλαστική κατάσταση ρωγμάτωσης γύρω από το υπόγειο άνοιγμα.

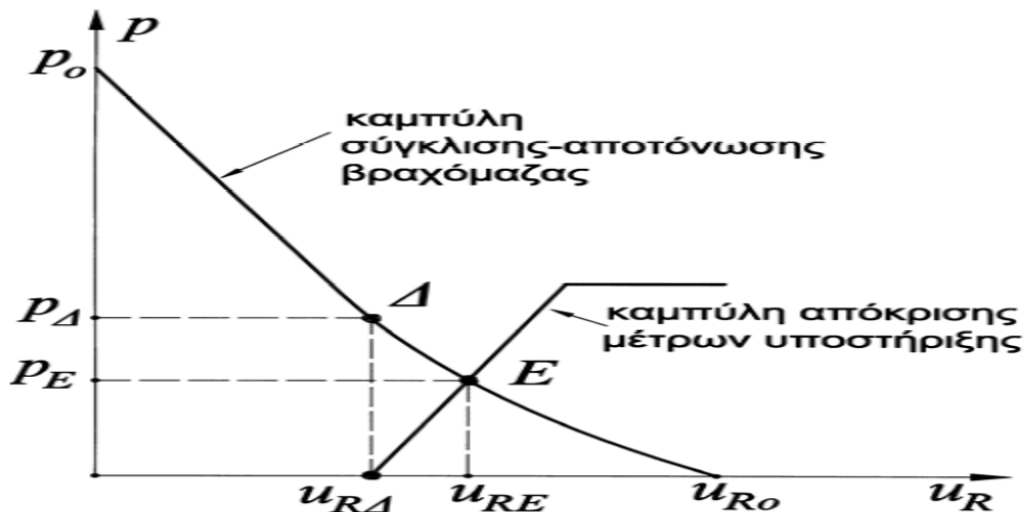
Το σημείο μηδενισμού της εσωτερικής πίεσης υποστήριξης  $\mathbf{p} = \mathbf{0}$  αντιστοιχεί στις τελικές συγκλίσεις  $\mathbf{u}_{RF}$  του τοιχώματος του κυκλικού ανοίγματος και στην ισορροπία της κυκλικής διατομής.



Εικόνα 3.1 Καμπύλη σύγκλισης – αποτόνωσης περιβάλλουσας βραχομάζας ανυποστήρικτου υπόγειου κυκλικού ανοίγματος (Καββαδάς, 2006)

Σε περίπτωση τώρα εφαρμογής μέτρων υποστήριξης σε κάποια απόσταση πίσω από το μέτωπο, δηλαδή για κάποιο βαθμό αποτόνωσης των τάσεων  $\lambda$  που αντιστοιχεί σε εσωτερική πίεση υποστήριξης  $p = (1 - \lambda) \cdot p_0$ , οι τελικές συγκλίσεις  $u_{\pi}$  θα είναι μικρότερες από αυτές της ανυποστήρικτης διατομής. Το πόσο μικρότερες εξαρτάται από την απόσταση τοποθέτησης των μέτρων υποστήριξης από το προωθούμενο μέτωπο και την ενδοσιμότητα τους.

Μια τυπική καμπύλη σύγκλισης – αποτόνωσης υποστηριζόμενης διατομής απεικονίζεται στην Εικόνα 3.2.



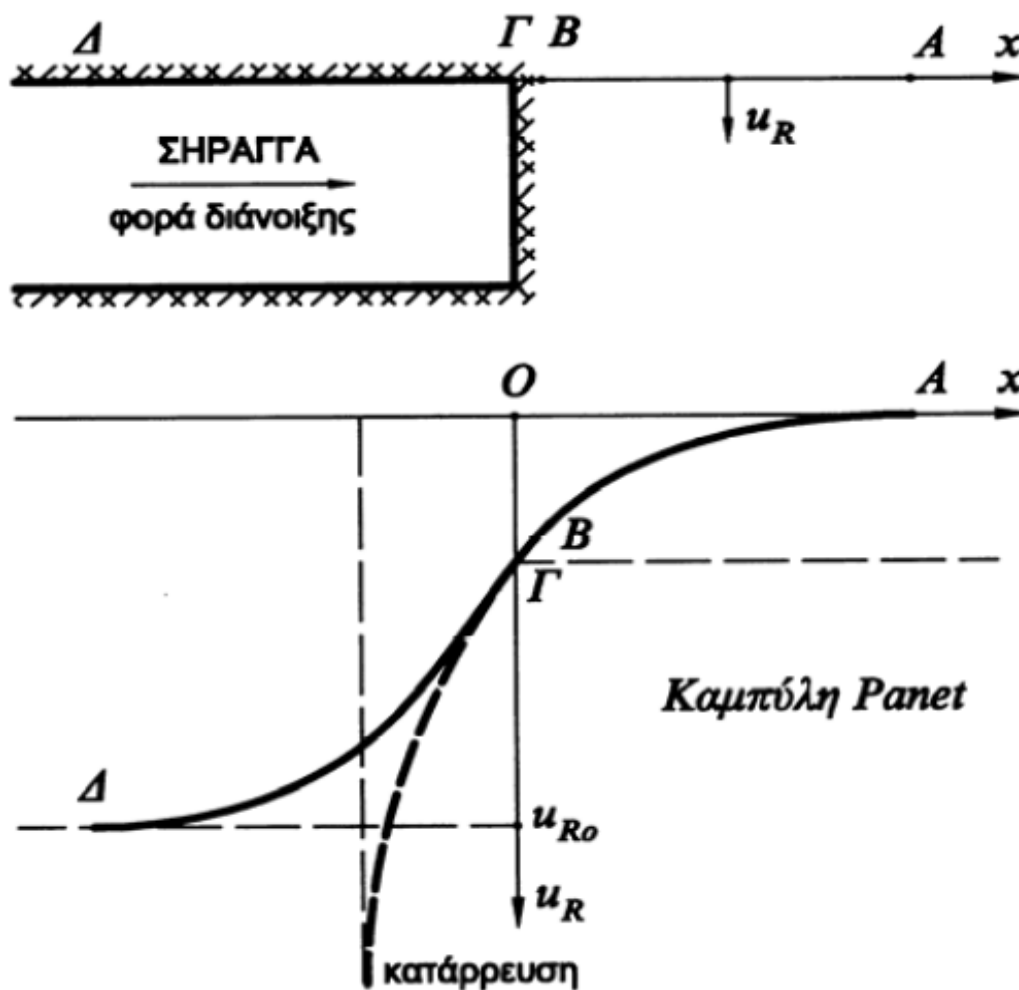
Εικόνα 3.2 Καμπύλη σύγκλισης – αποτόνωσης περιβάλλουσας βραχομάζας υποστηριζόμενου υπόγειου κυκλικού ανοίγματος (Καββαδάς, 2006)

Να σημειωθεί ότι η κατάσταση ισορροπίας της διατομής του υπόγειου κυκλικού ανοίγματος αποτυπώνεται γραφικά μέσω της τομής της καμπύλης απόκρισης των μέτρων υποστήριξης και της καμπύλης σύγκλισης – αποτόνωσης της βραχομάζας. Πιο συγκεκριμένα με  $u_{RE}$  συμβολίζονται οι τελικές συγκλίσεις του τοιχώματος της διατομής και με  $p_E$  η τελική πίεση που θα αναλάβουν τα μέτρα υποστήριξης.

### 3.1.1 Μέθοδος ανάλυσης με καμπύλες σύγκλισης – αποτόνωσης

Κατά τη διάνοιξη σηράγγων οι μετακινήσεις του εδάφους αρχίζουν σε θέσεις αρκετά εμπρός από το μέτωπο διάνοιξης.

Στην Εικόνα 3.3 εμφανίζεται μια τέτοια καμπύλη εξέλιξης της σύγκλισης για ανυποστήρικτη σήραγγα σε διάγραμμα  $x - u_R$ , όπου  $x$  η απόσταση από το μέτωπο εκσκαφής και  $u_R$  η σύγκλιση της οροφής της σήραγγας.



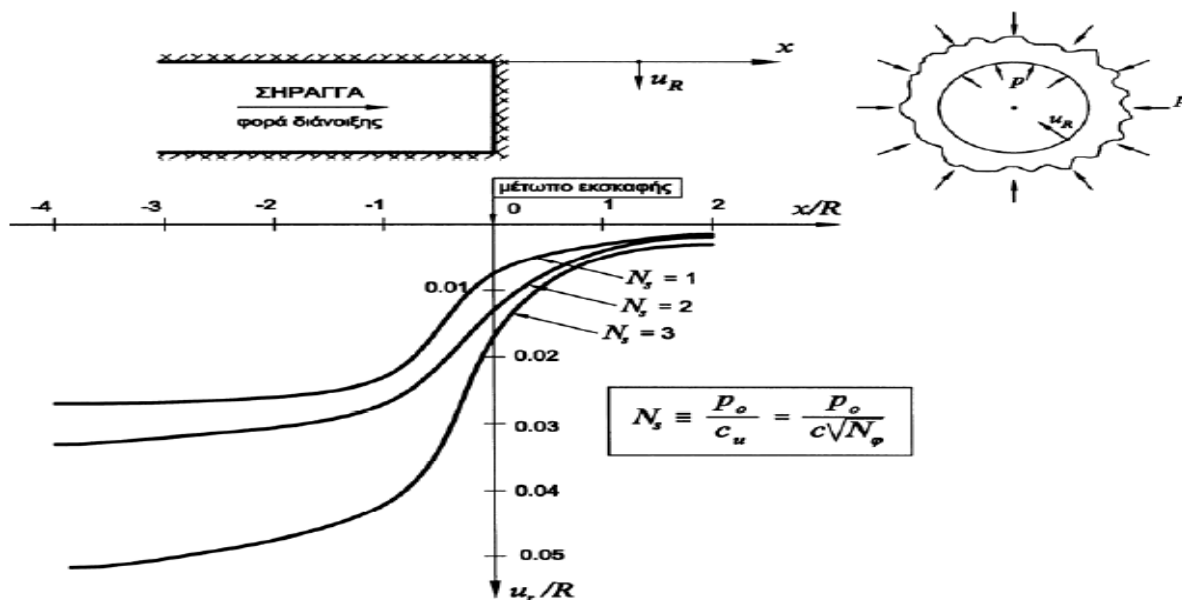
Εικόνα 3.3 Καμπύλη Panet προσομοίωσης των συγκλίσεων συναρτήσει της απόστασης από το μέτωπο

Σημειώνεται, ότι εάν η συμπεριφορά του εδάφους παρουσιάζει χαρακτηριστικά έντονης χαλάρωσης, δηλαδή μείωση της αντοχής με παρατεταμένη παραμόρφωση, τότε η διατομή της σήραγγας δεν ισορροπεί, η σύγκλιση της οροφής αυξάνει απεριόριστα και η διατομή καταρρέει (Καββαδάς, 2007). Η κατάσταση αυτή εμφανίζεται στην Εικόνα 3.3 με την διακεκομμένη καμπύλη.

Η χάραξη των καμπυλών του Panet εξαρτώνται από μια πολύ σημαντική παράμετρο κατά τον σχεδιασμό των υπογείων έργων, τον συντελεστή υπερφόρτισης  $N_s$ .

Ο συντελεστής αυτός που προσδιορίζεται από την σχέση  $N_s = \frac{2 \cdot p_o}{\sigma_{cm}}$ , όπου  $p_o$  η αρχική γεωστατική τάση και  $\sigma_{cm}$  η αντοχή της περιβάλλουσας βραχομάζας σε μονοαξονική θλίψη, συσχετίζει την πίεση των υπερκειμένων γαιών στο υπόγειο έργο με την ποιότητα των υλικών που το περιβάλλουν. Συναρτά δηλαδή δύο βασικούς και αντιτιθέμενους παράγοντες ως προς την ευστάθεια του υπογείου έργου.

Στην Εικόνα 3.4 εμφανίζονται τυπικές μορφές καμπυλών Panet για διάφορες τιμές του συντελεστή υπερφόρτισης  $N_s$ .



Εικόνα 3.4 Τυπικές μορφές καμπυλών Panet για διάφορες τιμές του συντελεστή υπερφόρτισης

Η σύγκλιση του τοιχώματος ανυποστήρικτης σήραγγας  $u_R$  σε απόσταση  $x < 0$  πίσω από το μέτωπο της εκσκαφής, το οποίο βρίσκεται στη θέση  $x=0$ , υπολογίζεται με ακρίβεια από τρισδιάστες ή αξονοσυμμετρικές αριθμητικές αναλύσεις στην περιοχή του μετώπου εκσκαφής. Από τις αναλύσεις αυτές υπολογίζεται η μετακίνηση του τοιχώματος  $u_R$  συναρτήσει της αξονικής απόστασης  $x$  από το μέτωπο. Δύο τέτοιες σχέσεις παρουσιάζονται στις επόμενες παραγράφους.

### 3.1.2 Μέθοδος Panet

Οι σχέσεις του Panet έχουν προέλθει από την προσέγγιση αποτελεσμάτων αξονοσυμμετρικών αριθμητικών αναλύσεων στην περιοχή του μετώπου σήραγγων (Panet, 1995).

**Ελαστικό έδαφος:** Στην περίπτωση μη ανάπτυξης πλαστικών ζωνών γύρω από το υπόγειο άνοιγμα, δηλαδή όταν  $N_S < 1$  ή όταν  $N_S > 1$  αλλά  $\lambda < \lambda_{cr}$ , όπου η περιβάλλουσα βραχομάζα συμπεριφέρεται γραμμικώς ελαστικά ισχύει η μαθηματική έκφραση **(3.1.2.1)**.

$$\frac{u_R}{u_{Rf}} = \left\{ 1 - 0,75 \cdot \left[ \frac{1}{1 - \frac{4}{3} \cdot \left( \frac{x}{R} \right)} \right]^2 \right\} \quad (3.1.2.1)$$

**Ελαστοπλαστικό έδαφος:** Στην περίπτωση ανάπτυξης πλαστικών ζωνών γύρω από το υπόγειο άνοιγμα, δηλαδή όταν  $N_S > 1$  και  $\lambda > \lambda_{cr}$ , ισχύει η μαθηματική έκφραση **(3.1.2.2)**.

$$\frac{u_R}{u_{Rf}} = \left\{ 1 - 0,75 \cdot \left[ \frac{1}{1 - \frac{4}{3} \cdot \left( \frac{x}{R} \right) \cdot \xi} \right]^2 \right\} \quad (3.1.2.2)$$

Στην σχέση **(3.1.2.2)** όπου  $\xi$  είναι  $\xi = \frac{u_{Rf}^e}{u_{Rf}}$ . Με  $u_{Rf}^e = \frac{p_0}{2 \cdot G} \cdot R$  συμβολίζονται οι τελικές

συγκλίσεις του τοιχώματος της σήραγγας αν η περιβάλλουσα βραχομάζα έμενε ελαστική μέχρι πλήρους αποτόνωσης των τάσεων και  $u_{Rf}$  οι τελικές ελαστοπλαστικές συγκλίσεις. Με  $G$  συμβολίζεται το μέτρο διάτμησης της βραχομάζας και με  $R$  η ακτίνα της κυκλικής σήραγγας.

Να σημειωθεί ότι οι παραπάνω σχέσεις ορίζονται για  $x < 0$ , δηλαδή για αποστάσεις πίσω από το μέτωπο εκσκαφής της σήραγγας.

### 3.1.3 Μέθοδος Chern

Από την προσέγγιση των αποτελεσμάτων αξονοσυμμετρικών αριθμητικών αναλύσεων διάνοιξης ανυποστήρικτης σήραγγας στην περιοχή του μετώπου εκσκαφής από τον Chern προκύπτει η σχέση **(3.1.3.1)**.

$$\frac{u_R}{u_{Rf}} = \left[ 1 + \exp \left( 0,91 \frac{x}{R} \right) \right]^{-1,7} \quad (3.1.3.1)$$

Η σχέση (3.1.3.1) ισχύει τόσο για  $x < 0$  εντός της διανοιγμένης σήραγγας, όσο και για  $x > 0$  εμπρός από το προωθούμενο μέτωπο στην αδιάνοιχτη περιοχή της σήραγγας.

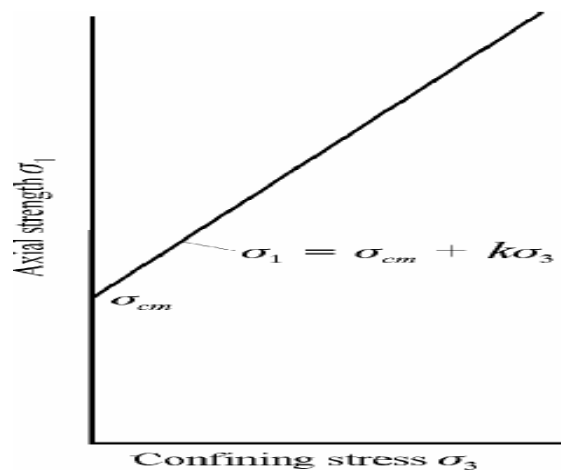
Υπενθυμίζεται ότι η σχέση που συνδέει το μέτρο διάτμησης  $G$  με το μέτρο ελαστικότητας  $E$ , σύμφωνα με τον νόμο της γραμμικής ελαστικότητας είναι  $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$ .

Στο σημείο αυτό θα οριστεί το μέγεθος του κρίσιμου συντελεστή αποτόνωσης των τάσεων  $\lambda_{cr}$ . Πρόκειται για τον συντελεστή αποτόνωσης των τάσεων στην θέση έναρξης των πλαστικών παραμορφώσεων γύρω από ένα υπόγειο κυκλικό άνοιγμα.

Η σχέση που υπολογίζει τον κρίσιμο συντελεστή αποτόνωσης είναι  $\lambda_{cr} = 1 - \frac{2}{1+k} \cdot \frac{N_s - 1}{N_s}$ , όπου

$k = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}$  η κλίση της ευθείας του κριτηρίου αστοχίας Mohr – Coulomb σε όρους κυρίων τάσεων που περιγράφεται από την σχέση  $\sigma_1 = \sigma_3 \cdot k + \sigma_{cm}$ .

Η σχέση αυτή απεικονίζεται γραφικά στο διάγραμμα της Εικόνας 3.5.



Εικόνα 3.5 Διάγραμμα κριτηρίου αστοχίας Mohr – Coulomb σε όρους κύριων τάσεων

Από την μέθοδο του Chern εξάγεται ότι ο συντελεστής αποτόνωσης των τάσεων  $\lambda$  σε περίπτωση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης δίνεται από την μαθηματική σχέση (3.1.3.2).

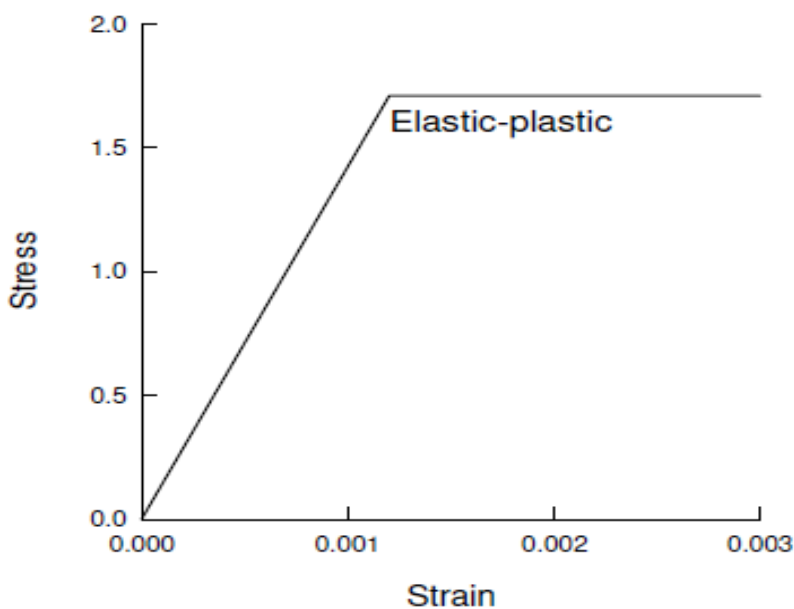
$$\lambda = 1 - \frac{2}{(k-1)N_s} \left[ \left( \frac{u_R}{u_{Rf}} \right)^{\frac{k-1}{K+1}} - 1 \right] \quad (3.1.3.2)$$

Στην σχέση (3.1.3.2) όπου  $K = \frac{1 + \tan\delta}{1 - \tan\delta}$  ο συντελεστής διαστολικότητας, με  $\delta$  την γωνία διαστολικότητας του περιβάλλοντος υλικού, δηλαδή το μέγεθος εκείνο που προσδιορίζει την αύξηση του όγκου του υλικού κατά την πλαστική παραμόρφωση του.

Οι αναλύσεις της προοδευτικής αστοχίας πολύ ασθενών βραχωδών γεωλικών που περιβάλλουν σήραγγες, υποδεικνύουν ότι τα μετά της αστοχίας χαρακτηριστικά των υλικών αυτών αντιπροσωπεύονται επαρκώς από την υπόθεση ότι συμπεριφέρονται ελαστικά – τέλεια πλαστικά. Αυτό σημαίνει ότι τα υλικά αυτά συνεχίζουν να παραμορφώνονται κάτω από καθεστώς σταθερών τάσεων χωρίς αλλαγή στον όγκο τους συσχετιζόμενη με την εξελισσόμενη αστοχία (Hoek and Brown, 1997).

Το ελαστοπλαστικό καταστατικό μοντέλο τάσεων – παραμορφώσεων για φτωχής ποιότητας μαλακές βραχομάζες εμφανίζεται στην Εικόνα 3.6.

Τα υλικά που περιβάλλουν τις μελετούμενες υπόγειες εκσκαφές θα θεωρηθεί ότι ακολουθούν αυτήν την συγκεκριμένη σχέση τάσης – παραμόρφωσης.



(c) Very poor quality soft rock mass

Εικόνα 3.6 Καταστατικό μοντέλο ασθενούς βραχώδους γεωλικού με ελαστική – τέλεια πλαστική συμπεριφορά

Για την ανάπτυξη πλαστικής ζώνης γύρω από υπόγειο άνοιγμα σύμφωνα με τον Chern, ο λόγος  $\frac{u_R}{u_{Rf}}$  δίδεται από την μαθηματική σχέση (3.1.3.3).

$$\frac{u_R}{u_{Rf}} = \left\{ \frac{2}{(k-1) \cdot \left[ (1-\lambda) \cdot N_s + \frac{2}{k-1} \right]} \right\}^{\frac{k+1}{k-1}} \quad (3.1.3.3)$$

Η απόσταση  $x$  από το μέτωπο για την κατάσταση αυτή δίδεται από την σχέση (3.1.3.4).

$$x = 1,10 \cdot R \cdot \ln \left[ \left( \frac{u_R}{u_{Rf}} \right)^{-0,588} - 1 \right] \quad (3.1.3.4)$$

Στην περίπτωση όπου δεν αναπτύσσεται πλαστική ζώνη γύρω από το κυκλικό άνοιγμα ισχύει ότι  $\frac{u_R}{u_{Rf}} = \lambda$ . Όμως σύμφωνα με την μέθοδο του Chern ο λόγος  $\frac{u_R}{u_{Rf}}$  δίδεται από την σχέση (3.1.3.1).

Άρα στην περίπτωση της ελαστικής κατάστασης της περιβάλλουσας βραχομάζας, ο συντελεστής αποτόνωσης δίδεται από την σχέση (3.1.3.5).

$$\lambda = \left[ 1 + \exp \left( 0,91 \cdot \frac{x}{R} \right) \right]^{-1,7} \quad (3.1.3.5)$$

Τέλος, η ακτίνα της αναπτυσσόμενης πλαστικής ζώνης  $r_p$  γύρω από κυκλικό άνοιγμα στην περίπτωση που ο συντελεστής αποτόνωσης των τάσεων  $\lambda$  υπερβαίνει τον κρίσιμο συντελεστή αποτόνωσης  $\lambda_{cr}$  δίνεται από την σχέση (3.1.3.6).

$$r_p = R \cdot \left[ \frac{2}{k+1} \cdot \frac{N_s + \frac{2}{k-1}}{(1-\lambda) \cdot N_s + \frac{2}{k-1}} \right]^{\frac{1}{k-1}} \quad (3.1.3.6)$$

Η παραπάνω θεωρία για την μηχανική απόκριση τη περιβάλλουσας βραχομάζας γύρω από κυκλικό άνοιγμα και το αντίστοιχο τυπολόγιο θα χρησιμοποιηθεί κυρίως για τον προσδιορισμό του συντελεστή αποτόνωσης των τάσεων  $\lambda$  στην θέση εφαρμογής των μέτρων υποστήριξης.

### 3.1.4 Μέθοδος ισοδύναμης χαλάρωσης βραχομάζας

Η συγκεκριμένη μέθοδος χρησιμοποιείται αντί της απομείωσης της εσωτερικής πίεσης από  $p_0$  σε  $p$  στην προσομοίωση της διάνοιξης μίας σήραγγας πριν την τοποθέτηση των μέτρων υποστήριξης. Η αρχή της μεθόδου είναι η απομείωση του μέτρου ελαστικότητας από  $E_0$  σε  $E$  στο εσωτερικό της διατομής, η οποία προκαλεί την σύγκλιση του τοιχώματος ισοδυναμώντας με την μείωση της εσωτερικής πίεσης υποστήριξης  $p$ .

Τα πλεονεκτήματα της μεθόδου χαλάρωσης είναι τα παρακάτω:

- Εφαρμογή σε μη κυκλικές σήραγγες
- Εφαρμογή σε ανισότροπη γεωστατική κατάσταση
- Δυνατότητα προσομοίωσης πολλαπλών φάσεων εκσκαφής
- Δυνατότητα εφαρμογής σε όλα τα προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων



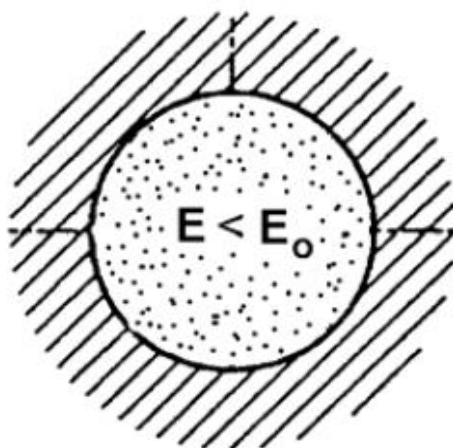
Αποδεικνύεται ότι το απομειωμένο μέτρο ελαστικότητας  $E$  συσχετίζεται με το αρχικό  $E_0$  βάσει της μαθηματικής σχέσης **(3.1.4.1)**.

$$E = E_0 \cdot \frac{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot (1 - \lambda)}{(1 - 2 \cdot \nu) + \lambda} \quad \text{(3.1.4.1)}$$

Στην παραπάνω σχέση με  $\nu$  συμβολίζεται ο λόγος Poisson της περιβάλλουσας βραχομάζας και με  $\lambda$  ο συντελεστής αποτόνωσης των τάσεων την στιγμή τοποθέτησης των μέτρων υποστήριξης.

Στην συγκεκριμένη εργασία οι προσυγκλίσεις των στοών πριν την τοποθέτηση των μέτρων υποστήριξης θα προσομοιωθούν βάσει της ανωτέρω περιγραφόμενης μεθόδου της ισοδύναμης χαλάρωσης της βραχομάζας εντός της διανοιγόμενης διατομής.

Ο προσδιορισμός της κρίσιμης παραμέτρου του συντελεστή αποτόνωσης των τάσεων  $\lambda$  θα πραγματοποιηθεί μέσω της θεωρίας και των τύπων που περιγράφηκαν αναλυτικά στην προηγούμενη παράγραφο.



Εικόνα 3.7 Μέθοδος ισοδύναμης χαλάρωσης βραχομάζας

### 3.2 Ισοδύναμο κυκλικό άνοιγμα

Όπως προαναφέρθηκε, για την προσεγγιστική προεκτίμηση της μηχανικής συμπεριφοράς των διερευνητικών στοών και κυρίως για τον προσδιορισμό του συντελεστή αποτόνωσης των τάσεων  $\lambda$  την στιγμή τοποθέτησης των μέτρων υποστήριξης, η πραγματική μή κυκλική διατομή των στοών θα προσεγγισθεί με μια ισοδύναμη κυκλική στοά ίσου εμβαδού διατομής.

Η διάμετρος  $D$  του ισοδύναμου κυκλικού ανοίγματος της μη κυκλικής διατομής στοάς εμβαδού

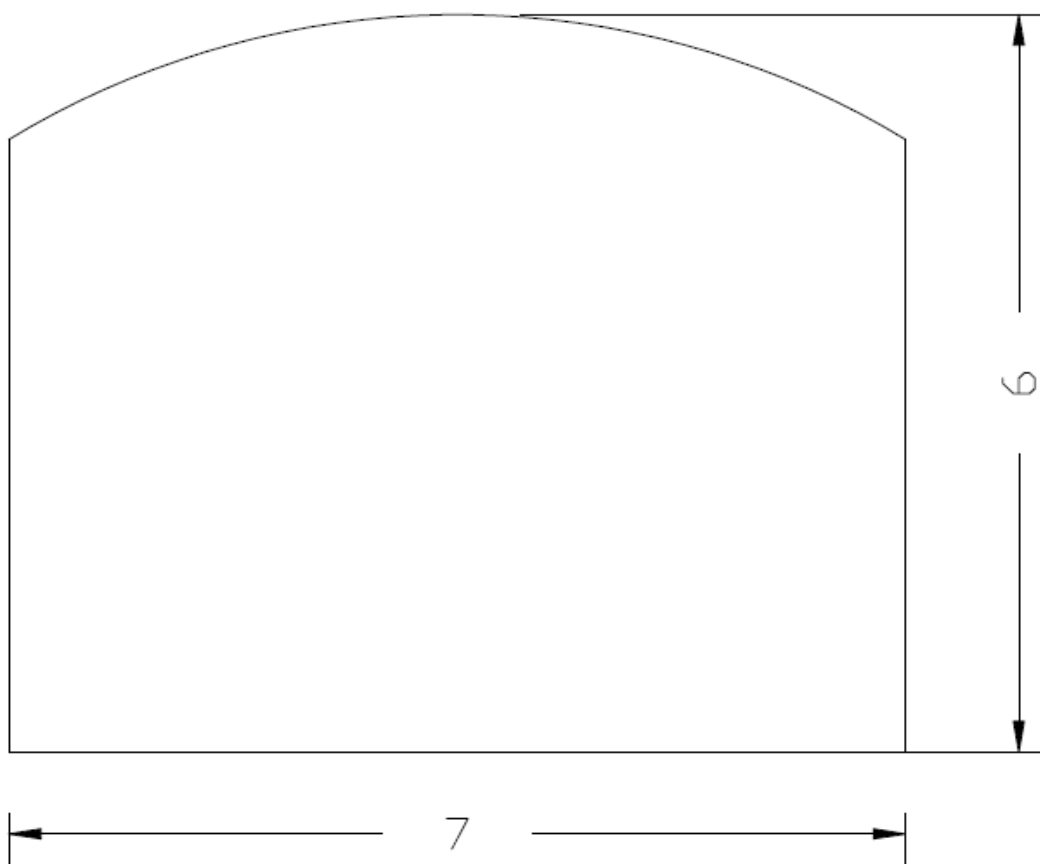
$A$  δίνεται από την σχέση  $D = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}}$ .

### 3.2.1 Ισοδύναμη κυκλική στοά σε υπερκείμενα $H=60\text{ m}$

Η προσέγγιση της μηχανικής συμπεριφοράς των υπογείων ανοιγμάτων και ο σχεδιασμός των μέτρων υποστήριξης όπως έχει προαναφερθεί θα πραγματοποιηθεί για δύο ύψη υπερκειμένων. Επομένως, η εκτίμηση του συντελεστή αποτόνωσης των τάσεων  $\lambda$  θα πραγματοποιηθεί δύο φορές για τα αντίστοιχα υπερκείμενα.

Λόγω των διαφορετικών υπερκειμένων θα αντιστοιχούν διαφορετικές παράμετροι διατμητικής αντοχής  $c$  και  $\phi$  και διαφορετικές καμπύλες σύγκλισης – αποτόνωσης. Επίσης, λόγω των διαφορετικών υπερκειμένων θα αντιστοιχούν και διαφορετικοί συντελεστές υπερφόρτισης  $N_s$ .

Η προτεινόμενη διατομή των διερευνητικών λιγνιτικών στοών εμφανίζεται στην Εικόνα 3.8 με τα κύρια γεωμετρικά χαρακτηριστικά της να είναι το ύψος  $h=6\text{ m}$  και το εύρος  $w=7\text{ m}$ .

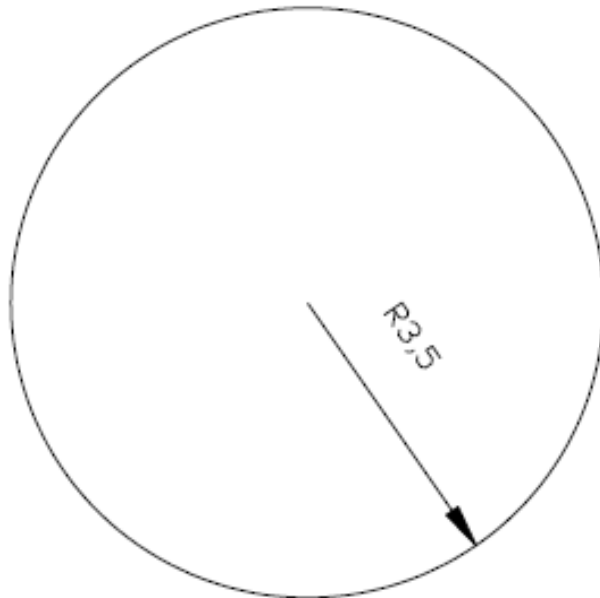


Εικόνα 3.8 Προτεινόμενη διατομή διερευνητικών λιγνιτικών στοών

Το ύψος  $h$  της προτεινόμενης στοάς καθορίστηκε από το μέσο αναμενόμενο πάχος του λιγνιτικού κοιτάσματος, ενώ το πλάτος  $w$  από τον χρησιμοποιούμενο μηχανολογικό εξοπλισμό και από τις γεωτεχνικές ιδιότητες των συναντώμενων σχηματισμών. Τέλος, επιλέχθηκε η οροφή να έχει τοξωτή μορφή για την καλύτερη κατανομή των τάσεων γύρω από την εκσκαφή.

Το εμβαδό διατομής της προτεινόμενης διερευνητικής στοάς είναι  $A=39 \text{ m}^2$ , επομένως η διάμετρος  $D$  της ισοδύναμης κυκλικής στοάς από την σχέση  $D=2\sqrt{\frac{A}{\pi}}$  υπολογίζεται ίση με  $D=7 \text{ m}$ .

Στην Εικόνα 3.9 εμφανίζεται η ισοδύναμη κυκλική στοά ακτίνας  $R=3,5 \text{ m}$  η οποία θα χρησιμοποιηθεί για την χάραξη της γραμμής σύγκλισης – αποτόνωσης του ανυποστήρικτου κυκλικού ανοίγματος και τον προσδιορισμό του συντελεστή αποτόνωσης  $\lambda$ .



Εικόνα 3.9 Ισοδύναμη κυκλική στοά ακτίνας  $R$

Η εξιδανικευμένη μέθοδος σύγκλισης – αποτόνωσης θεωρεί ότι το αρχικό εντατικό πεδίο γύρω από την εκσκαφή είναι ισότροπο, δηλαδή ότι η κατακόρυφη γεωστατική τάση  $\sigma_v$  είναι ίση με την οριζόντια γεωστατική τάση  $\sigma_h$ .

Στην συγκεκριμένη απλουστευτική παραδοχή θα θεωρηθεί ότι το αρχικό εντατικό πεδίο είναι ισότροπο με αρχική γεωστατική τάση  $p_o = \max(\sigma_v, \sigma_h)$ , όπου  $\sigma_v$  και  $\sigma_h$  οι πραγματικές αρχικές γεωστατικές τάσεις γύρω από την εκσκαφή που θεωρήθηκε ότι  $K_o=0,5$ .

Η μέγιστη λοιπόν γεωστατική τάση θα είναι η κατακόρυφη  $\sigma_v$  που υπολογίζεται από την σχέση  $\sigma_v = \gamma \cdot H$ . Αντικαθιστώντας το ειδικό βάρος του υπερκείμενου μαργαϊκού σχηματισμού  $\gamma=0,018 \text{ MN/m}^3$  και το ύψος των υπερκείμενων  $H=60 \text{ m}$  υπολογίζουμε ότι  $p_o = \sigma_v = 1,1 \text{ MPa}$ .

Ο συντελεστής υπερφόρτισης, η κρίσιμότερη ίσως παράμετρος κατά την προκαταρκτική μελέτη του υπογείου έργου υπολογίζεται από την σχέση  $N_s = \frac{2 \cdot p_o}{\sigma_{cm}}$ .

Καθώς η απλουστευτική μέθοδος της σύγκλισης – αποτόνωσης θεωρεί ότι το περιβάλλον υλικό της κυκλικής στοάς είναι ομογενές, θα θεωρηθεί ότι τα τρία διαφορετικά υλικά που περιβάλλουν το υπόγειο άνοιγμα και συγκεκριμένα η μάργα της οροφής, η μάργα του δαπέδου και το λιγνιτικό κοίτασμα, αποτελούν ένα ισοδύναμο υλικό με μονοαξονική θλιπτική αντοχή ίση με τον μέσο όρο των επιμέρους υλικών.

Από τα δεδομένα για τις αντοχές των υλικών σε μονοαξονική θλίψη γύρω από την εκσκαφή που παρατέθηκαν στον Πίνακα 1.4, η θλιπτική αντοχή του ισοδύναμου περιβάλλοντος υλικού υπολογίζεται  $\sigma_{cm}=0,5 \text{ MPa}$ .

Αντικαθιστώντας τα δεδομένα στην σχέση  $N_s = \frac{2 \cdot P_o}{\sigma_{cm}}$  υπολογίζεται ο συντελεστής υπερφόρτισης  $N_s=4,4$ .

Αντικαθιστώντας στην σχέση για τον συντελεστή  $k$  την γωνία εσωτερικής τριβής του ισοδύναμου περιβάλλοντος υλικού  $\varphi=34^\circ$  υπολογίζουμε ότι  $k=3,54$ .

Ο κρίσιμος συντελεστής αποτόνωσης των τάσεων υπολογίζεται  $\lambda_{cr}=0,66$ .

Αφού υποθέτουμε για τα περιβάλλοντα γεωυλικά ελαστική – τέλεια πλαστική συμπεριφορά, θα λάβουμε υπόψιν σύμφωνα με τα παραπάνω για τη γωνία διαστολικότητας  $\delta=0$ . Επομένως, ο συντελεστής διαστολικότητας υπολογίζεται  $K=1$ .

Αντικαθιστώντας για την οριακή κατάσταση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης, δηλαδή για  $\lambda=\lambda_{cr}$  στην σχέση (3.1.3.3) υπολογίζουμε ότι  $\frac{u_R}{u_{Rf}}=0,43$ .

Αντικαθιστώντας στην σχέση (3.1.3.4) υπολογίζεται ότι  $x=-1,7 \text{ m}$ . Δηλαδή, οι πλαστικές παραμορφώσεις εκκινούν σε απόσταση  $s=1,7 \text{ m}$  πίσω από το προωθούμενο μέτωπο.

Το ότι από την παραπάνω απλοποιητική διαδικασία συνάγεται ότι η ρωγμάτωση της περιβάλλουσας βραχομάζας εκκινεί σε αρκετά μεγάλη απόσταση από το προωθούμενο μέτωπο, δεν σημαίνει και ότι η στοά μπορεί να παραμείνει ανυποστήρικτη σε ολόκληρο αυτό το διάστημα.

Το βασικό συμπέρασμα που απορρέει είναι ότι λογικά οι στοές στο συγκεκριμένο ύψος υπερκειμένων δεν θα αναπτύξουν ιδιαίτερα μεγάλες συγκλίσεις και ότι η υποστήριξη που θα απαιτηθεί δεν θα είναι ιδιαίτερα βαριά.

Η επιλογή της απόστασης τοποθέτησης των μέτρων υποστήριξης  $x$  από το προωθούμενο μέτωπο βασίζεται συνήθως στην εμπειρία που αποκομίζεται από την μελέτη και την κατασκευή υπογείων έργων παρομοίων διαστάσεων σε παρόμοια περιβάλλοντα υλικά.

Στην συγκεκριμένη περίπτωση αν και οι συνθήκες φαίνονται ιδιαίτερα ευμενείς θα επιλεγεί σαν μια αρχική τιμή εκκίνησης αυτή των  $x=-1 \text{ m}$ . Προφανώς, το αν η επιλογή αυτή είναι η ορθότερη θα αποδειχθεί κατά την εκτέλεση των αριθμητικών αναλύσεων.

Οι διερευνητικές στοές θα έχουν σαν υπερκείμενο υλικό την μάργα και παρότι ο εν λόγω σχηματισμός δείχνει να είναι ανθεκτικός, η εμπειρία από την αντιμετώπιση του συγκεκριμένου υλικού σε σήραγγες δείχνει ότι απαιτεί υποστήριξη άμεσα, ακόμα και όταν φαίνεται με μια πρώτη εκτίμηση ότι αυτή δεν είναι αναγκαία.

Αντικαθιστώντας στην σχέση **(3.1.3.5)** την απόσταση  $x$  των μέτρων υποστήριξης από το μέτωπο εκσκαφής, υπολογίζεται ότι ο συντελεστής αποτόνωσης των τάσεων την στιγμή τοποθέτησης της υποστήριξης είναι  $\lambda=0,38$ .

Στο σημείο αυτό είναι πλέον δυνατό να υπολογιστεί το απομειωμένο μέτρο ελαστικότητας του υλικού εντός της διατομής, αφού έχει προσδιοριστεί ο συντελεστής αποτόνωσης των τάσεων  $\lambda$  τη στιγμή τοποθέτησης της υποστήριξης.

Αντικαθιστώντας στην σχέση **(3.1.4.1)** το αρχικό μέτρο ελαστικότητας του λιγνιτικού στρώματος  $E_0=169 \text{ MPa}$  και τον λόγο Poisson  $\nu=0,35$  υπολογίζεται ότι το απομειωμένο μέτρο ελαστικότητας εντός της λιγνιτικής διατομής είναι  $E=46 \text{ MPa}$ .

### **3.2.2 Ισοδύναμη κυκλική στοά σε υπερκείμενα $H=120 \text{ m}$**

Στα μεγαλύτερα υπερκείμενα που ανέρχονται στα  $H=120 \text{ m}$  θα αντιστοιχούν διαφορετικές παράμετροι διατμητικής αντοχής  $c$  και  $\phi$  των περιβαλλόντων σχηματισμών και άρα και διαφορετικές αντοχές αυτών των υλικών σε μονοαξονική θλίψη  $\sigma_{cm}$ .

Επίσης, η τάση  $p_0$  του εντατικού πεδίου θα είναι αισθητά μεγαλύτερη λόγω του διπλασιασμού των υπερκειμένων πάνω από την στέψη της στοάς.

Οι παραπάνω αλλαγές θα μεταβάλλουν τον συντελεστή υπερφόρτισης  $N_s$

Η τάση  $p_0$  του αρχικού εντατικού πεδίου είναι ίση με  $p_0 = \gamma \cdot H$  και αντικαθιστώντας για ειδικό βάρος  $\gamma=0,018 \text{ MN/m}^3$  και ύψος υπερκειμένων  $H=120 \text{ m}$  υπολογίζεται ότι  $p_0=2,2 \text{ MPa}$ .

Από τα δεδομένα για τις αντοχές των υλικών σε μονοαξονική θλίψη γύρω από την εκσκαφή που παρατέθηκαν στον Πίνακα 1.5, η θλιπτική αντοχή του ισοδύναμου ομογενούς περιβάλλοντος υλικού υπολογίζεται  $\sigma_{cm}=0,6 \text{ MPa}$ .

Ο συντελεστής υπερφόρτισης υπολογίζεται από τα παραπάνω δεδομένα ίσος με  $N_s=7,3$ .

Αντικαθιστώντας στην σχέση για τον συντελεστή  $k$  την γωνία εσωτερικής τριβής του ισοδύναμου περιβάλλοντος υλικού  $\phi=28^\circ$  υπολογίζουμε ότι  $k=2,77$ .

Ο κρίσιμος συντελεστής αποτόνωσης  $\lambda_{cr}$  υπολογίζεται συναρτήσει του συντελεστή υπερφόρτισης  $N_s$  και του συντελεστή  $k$  ίσος με  $\lambda_{cr}=0,54$ .

Για την οριακή ανάπτυξη πλαστικών παραμορφώσεων όπου  $\lambda=\lambda_{cr}$  από την σχέση **(3.1.3.3)**

υπολογίζεται ότι  $\frac{u_R}{u_{Rf}} = 0,21$ .

Αντικαθιστώντας τον λόγο  $\frac{u_R}{u_{Rf}}$  στην σχέση **(3.1.3.4)** υπολογίζεται η απόσταση από το μέτωπο  $x$  που εκκινούν οι πλαστικές παραμορφώσεις γύρω από το υπόγειο άνοιγμα.

Τελικά βρίσκεται ότι  $x=1,6$ . Δηλαδή, οι πλαστικές παραμορφώσεις της περιβάλλουσας βραχομάζας εκκινούν σε απόσταση  $s=1,6 \text{ m}$  μπροστά από το προωθούμενο μέτωπο.

Στην περίπτωση αυτή των διπλάσιων υπερκειμένων παρατηρείται μια αρκετά δυσμενέστερη κατάσταση από την αρχικά εξεταζόμενη καθώς η αστοχία στο περιβάλλον πέτρωμα φαίνεται να ξεκινά αρκετά νωρίς σε μια σημαντική απόσταση εμπρός από το μέτωπο εκσκαφής.

Ως εκ τούτου η προτεινόμενη απόσταση τοποθέτησης των μέτρων υποστήριξης  $x$  θα μειωθεί κατά απόλυτο τιμή και συγκεκριμένα προτείνεται να είναι  $x=-0,5 \text{ m}$ .

Ο λόγος  $\frac{u_R}{u_{Rf}}$  υπολογίζεται από την σχέση **(3.1.3.1)** για δεδομένη απόσταση  $x=-0,5 \text{ m}$  να είναι

$$\frac{u_R}{u_{Rf}} = 0,34.$$

Ο συντελεστής αποτόνωσης  $\lambda$  στην περίπτωση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης γύρω από το υπόγειο άνοιγμα δίδεται από την σχέση **3.1.3.2**.

Αντικαθιστώντας τα δεδομένα στην σχέση **3.1.3.2** υπολογίζεται ότι την στιγμή τοποθέτησης των μέτρων υποστήριξης ο συντελεστής αποτόνωσης είναι  $\lambda=0,75$ .

Από την σχέση **(3.1.4.1)** το απομειωμένο μέτρο ελαστικότητας εντός της λιγνιτικής διατομής το οποίο θα προσομοιώσει την χαλάρωση της βραχομάζας και τις προσυγκλίσεις πριν την εφαρμογή της υποστήριξης υπολογίζεται να είναι  $E=12 \text{ MPa}$ .

Στον Πίνακα 3.1 εμφανίζονται συγκεντρωμένα τα παραπάνω υπολογισμένα αποτελέσματα για τους συντελεστές αποτόνωσης των τάσεων και τα αντίστοιχα μέτρα ελαστικότητας του χαλαρούμενου λιγνιτικού υλικού εντός των εξεταζόμενων διατομών στις θέσεις εφαρμογής της υποστήριξης για τα δύο ύψη υπερκειμένων. Τα μέτρα ελαστικότητας αυτά θα χρησιμοποιηθούν στις αριθμητικά προσομοιώματα για την πρόβλεψη των προσυγκλίσεων στις υποστηριγμένες διατομές των λιγνιτικών στοών.

	Μέτρο Ελαστικότητας Λιγνίτη $E_o$ (MPa)	Μέτρο Ελαστικότητας Χαλαρούμενου Λιγνίτη $E$ (MPa)	Συντελεστής Αποτόνωσης Τάσεων $\lambda$
Ύψος Υπερκειμένων $H=60 \text{ m}$	<b>169</b>	<b>46</b>	<b>0,38</b>
Ύψος Υπερκειμένων $H=120 \text{ m}$	<b>169</b>	<b>12</b>	<b>0,75</b>

Πίνακας 3.1 Συντελεστές αποτόνωσης και απομειωμένα μέτρα ελαστικότητας

### 3.3 Μέγεθος σύνθλιψης και προτεινόμενα μέτρα υποστήριξης

Στην ενότητα αυτή θα εξεταστεί το μέγεθος της σύνθλιψης των περιβαλλόντων των εκσκαφών πετρωμάτων. Η εξέταση αυτή θα δώσει στοιχεία γύρω από την γεωτεχνική θεώρηση του προβλήματος, της μηχανικής συμπεριφοράς των ανοιγμάτων και πιθανώς αν κριθεί αναγκαίο, κάποιου αντίστοιχου προτεινόμενου τύπου υποστήριξης. Επιπρόσθετα, θα γίνει και μια προσπάθεια σύντομης περιγραφής μίας μεθόδου προκαταρκτικής διαστασιολόγησης των μέτρων υποστήριξης, η οποία εν συνεχεία θα ελεγχθεί μέσω ακριβέστερων και συνθετότερων αριθμητικών μεθόδων.

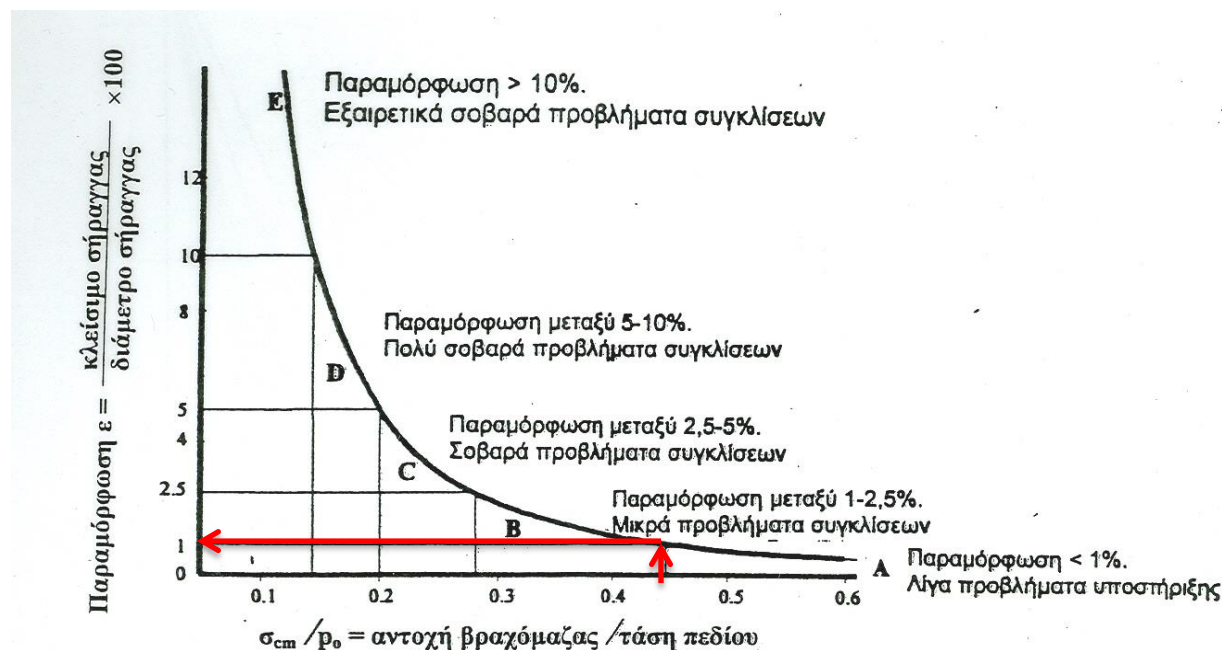
#### 3.3.1 Μέγεθος σύνθλιψης και πρόταση υποστήριξης

Τα αναμενόμενα προβλήματα στις στοές προς μελέτη θα είναι αυτά των συγκλίσεων, καθώς τα υλικά που περιβάλλουν τις εκσκαφές χαρακτηρίζονται ως συνθλιβόντα. Η πρόγνωση των συνθηκών και του μεγέθους της αναμενόμενης σύνθλιψης μπορεί να πραγματοποιηθεί μέσω του

λόγου σύνθλιψης  $\frac{\sigma_{cm}}{p_0}$  (Hoek and Marinos, 2000).

Με την βοήθεια του διαγράμματος της Εικόνας 3.10 που συσχετίζει τον λόγο σύνθλιψης  $\frac{\sigma_{cm}}{p_0}$  με

τις ανηγμένες παραμορφώσεις κυκλικής διατομής  $\epsilon$ , μπορούμε να προβούμε σε μία πρόχειρη προεκτίμηση των αναμενομένων προβλημάτων σύνθλιψης.



Εικόνα 3.10 Αναμενόμενα προβλήματα συγκλίσεων λόγω παρουσίας συνθλιβόντων πετρωμάτων σε ύψος υπερκειμένων  $H=60$  m

Για την πρώτη περίπτωση προς εξέταση, όπου το ύψος των υπερκειμένων γαιών ανέρχεται στα  $H=60\text{ m}$ , με την αντοχή της περιβάλλουσας βραχομάζας να είναι  $\sigma_{cm}=0,5\text{ MPa}$  και με την αρχική τάση του πεδίου να είναι  $p_0=1,1\text{ MPa}$ , ο λόγος σύνθλιψης υπολογίζεται  $\frac{\sigma_{cm}}{p_0}=0,45$ .

Από το διάγραμμα της Εικόνας 3.10 παρατηρείται ότι οι αναμενόμενες ανηγμένες παραμορφώσεις ανέρχονται στην τιμή  $\epsilon=1\%$ .

Από τον συνοδευτικό πίνακα της Εικόνας 3.11 διαπιστώνουμε ότι για το μέγεθος των αναμενόμενων παραμορφώσεων, η γεωτεχνική θεώρηση προβλέπει μικρά προβλήματα αστάθειας. Σε ότι αφορά τον τύπο της υποστήριξης παρατηρείται ότι η χρήση μόνο αγκυρίων αυτοτελώς ή σε συνδυασμό με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα είναι η συνηθέστερη πρακτική.

	Παραμόρφωση (%)	Γεωτεχνική θεώρηση	Τύπος υποστήριξης
A	Λιγότερο από 1	Λίγα προβλήματα αστάθειας. Απλές μέθοδοι σχεδιασμού μπορεί να χρησιμοποιηθούν. Τα συνιστώμενα μέτρα προστασίας μπορεί να εκτιμηθούν ικανοποιητικά από τις ταξινομήσεις βραχομάζας	Απλές συνθήκες. Η χρήση αγκυρίων ή/και εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι η συνήθης πρακτική.
B	1 έως 2,5	Μέθοδοι σύγκλισης αποτόνωσης χρησιμοποιούνται για την πρόβλεψη του σχηματισμού της «πλαστικής» ζώνης στην βραχομάζα που περιβάλλει την σήραγγα και για την αλληλεπίδραση μεταξύ της προοδευτικής ανάπτυξης της ζώνης αυτής και των διαφόρων τύπων υποστήριξης.	Μικρά προβλήματα που συνήθως αντιμετωπίζονται με αγκύρια και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Μερικές φορές προστίθενται και ελαφρά πλαίσια ή δικτυωτά πλαίσια (lattice girders) για πρόσθετη ασφάλεια.
C	2,5 έως 5	Συνήθως χρησιμοποιείται διδιάστατη ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία ενσωματώνοντας τα στοιχεία της υποστήριξης και την διαδοχή των φάσεων κατασκευής. Η αστάθεια στο μέτωπο συνήθως δεν είναι ένα ιδιαίτερο πρόβλημα.	Σοβαρά προβλήματα συγκλίσεων που απαιτούν γρήγορη τοποθέτηση της υποστήριξης και επιμελημένη εκτέλεση των εργασιών. Γενικός επιβάλλεται η χρήση βαριών κλασιών ενσωματωμένων στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
D	5 έως 10	Ο σχεδιασμός της σήραγγας ελέγχεται από την αστάθεια του μετώπου και, αν και γενικώς χρησιμοποιείται διδιάστατη ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων, απαιτείται κάποια εκτίμηση της δράσης των δοκών προπορείας και της ενίσχυσης του μετώπου.	Πολύ σοβαρές συγκλίσεις και προβλήματα ευστάθειας του μετώπου. Συνήθως απαιτούνται δοκοί προπορείας (forerolling) ενίσχυση του μετώπου και πλαίσια ενσωματωμένα στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
E	Μεγαλύτερη του 10	Σοβαρά προβλήματα στην ευστάθεια του μετώπου και μεγάλες συγκλίσεις στην σήραγγα δημιουργούν ένα ιδιαίτερα δύσκολο πρόβλημα τριών διαστάσεων για το οποίο δεν διατίθεται ακόμη αποτελεσματική μέθοδος σχεδιασμού. Τις περισσότερες φορές οι λύσεις βασίζονται στην εμπειρία.	Εξαιρετικά προβλήματα συγκλίσεων. Συνήθως χρησιμοποιούνται δοκοί προπορείας και ενίσχυση του μετώπου. Ολισθαίνοντα (yielding) πλαίσια ενδοχόμενα να απαιτούνται σε ακραίες καταστάσεις έναντι των κλασικών πλαισίων.

Εικόνα 3.11 Γεωτεχνική θεώρηση και τύποι υποστήριξης σε συνθλιβόντα πετρώματα



Για την δεύτερη περίπτωση προς εξέταση, όπου το ύψος των υπερκειμένων γαιών ανέρχεται στα  $H=120\text{ m}$ , με την αντοχή της περιβάλλουσας βραχομάζας να είναι  $\sigma_{cm}=0,6\text{ MPa}$  και με την αρχική τάση του πεδίου να είναι  $p_o=2,2\text{ MPa}$ , ο λόγος σύνθλιψης υπολογίζεται ίσος με

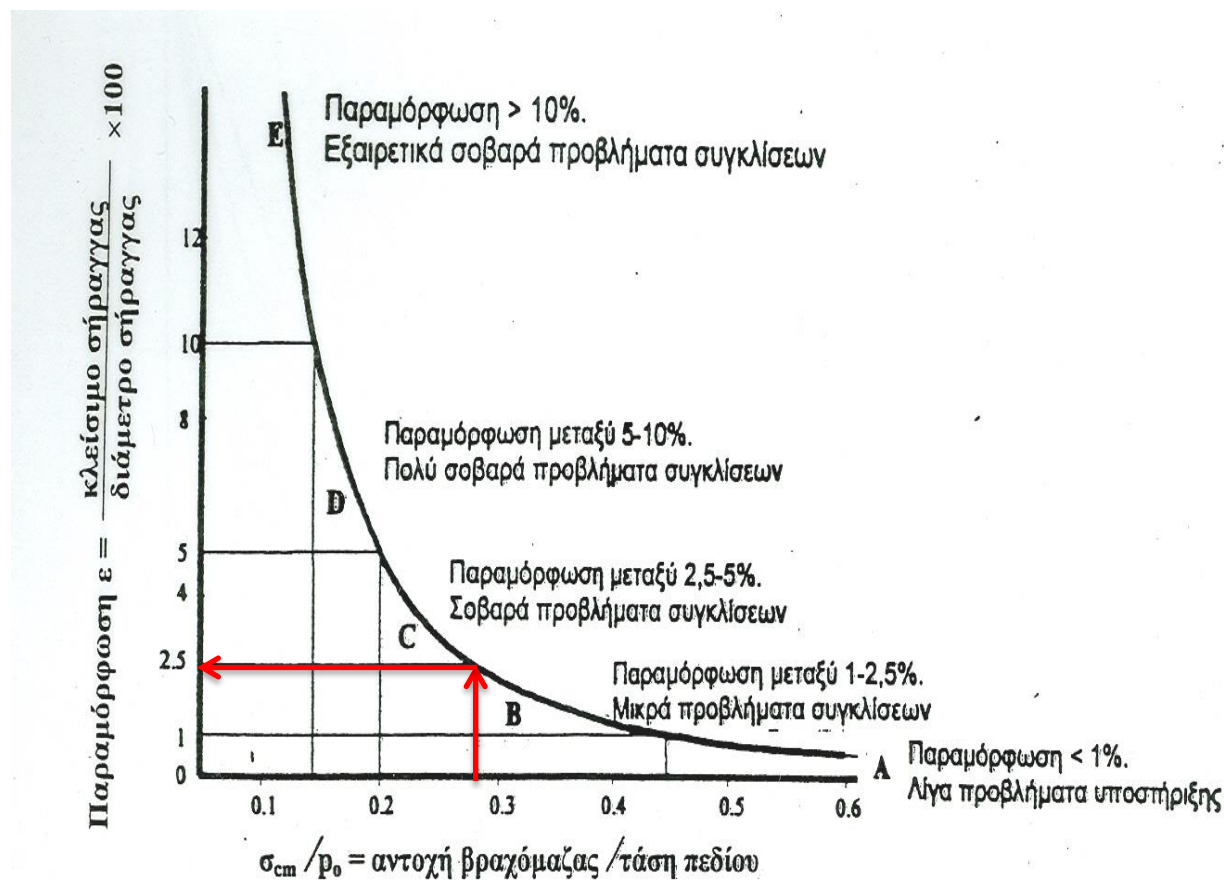
$$\frac{\sigma_{cm}}{p_o} = 0,27.$$

Χρησιμοποιώντας το ίδιο διάγραμμα της Εικόνας 3.12 παρατηρείται ότι για λόγο σύνθλιψης

$$\frac{\sigma_{cm}}{p_o} = 0,27, \text{ οι αναμενόμενες παραμορφώσεις ανέρχονται στο μέγεθος του } \epsilon = 2,5\%.$$

Για το συγκεκριμένο επίπεδο των αναμενόμενων παραμορφώσεων, ο ανωτέρω πίνακας της Εικόνας 3.11 συμβουλεύει την χρησιμοποίηση της μεθόδου σύγκλισης – αποτόνωσης για τον προσδιορισμό της πλαστικής ζώνης γύρω από το υπόγειο άνοιγμα.

Σε σχέση με τον τύπο της υποστήριξης που θα χρησιμοποιηθεί δίνεται η σύσταση για χρήση αγκυριών σε συνδυασμό με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Για επιπρόσθετη ασφάλεια προτείνεται και η χρήση ελαφρών χαλύβδινων πλαισίων ή και δικτυωτών πλαισίων lattice girders.



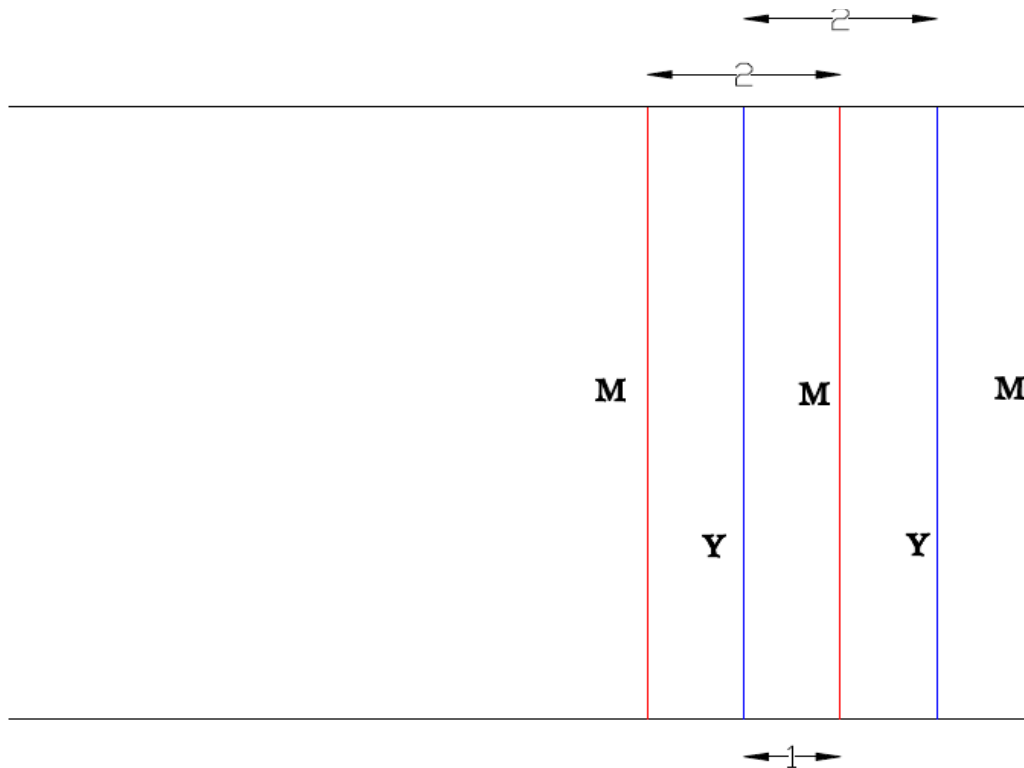
Εικόνα 3.12 Αναμενόμενα προβλήματα συγκλίσεων λόγω παρουσίας συνθλιβόντων πετρωμάτων σε ύψος υπερκειμένων  $H=120\text{ m}$

### 3.3.2 Υποστήριξη υπογείου ανοίγματος σε υπερκείμενα $H=60$ m

Στην συγκεκριμένη περίπτωση λόγω των ευμενών προβλεπόμενων συνθηκών η απόσταση τοποθέτησης των μέτρων υποστήριξης από το μέτωπο θα είναι  $x=-1$  m. Το επιλεγόμενο βήμα προχώρησης θα είναι  $s=2$  m.

Σύμφωνα και με τις προβλέψεις που πραγματοποιήθηκαν στην προηγούμενη ενότητα βάσει του λόγου σύνθλιψης  $\frac{\sigma_{cm}}{p_0}$ , θα επιλεγθεί σε αυτό το πρώιμο στάδιο ένας τετραγωνικός κάναβος παθητικών αγκυριών  $s_c \times s_l = 2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$ .

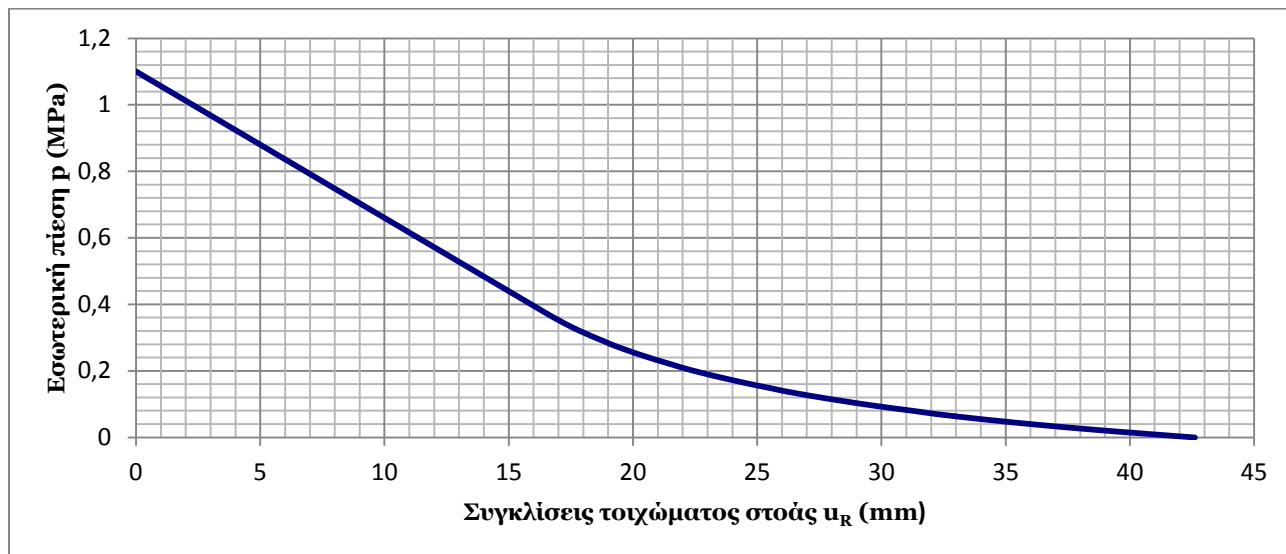
Στο σχέδιο της Εικόνας 3.13 εμφανίζονται τα γεωμετρικά μεγέθη του προτεινόμενου σχεδιασμού σε μηκοτομή και συγκεκριμένα η απόσταση  $x=-1$  m της απόστασης των μέτρων υποστήριξης από το μέτωπο, το βήμα εκσκαφής  $s=2$  m, καθώς και η απόσταση ανάμεσα σε δύο διαδοχικές σειρές αγκυριών  $s_l=2$  m.



Εικόνα 3.13 Σχέδιο γεωμετρικών χαρακτηριστικών προτεινόμενης υποστήριξης σε υπερκείμενα  $H=60$

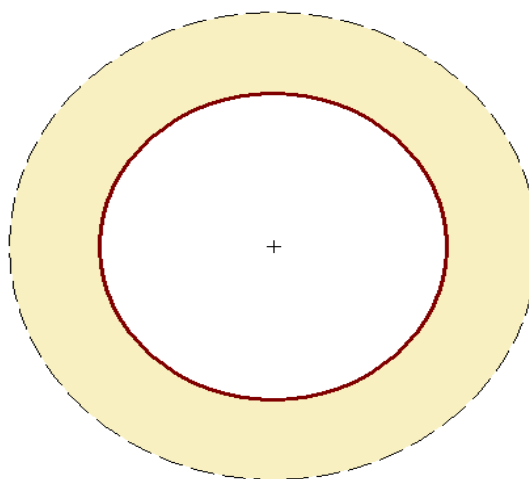
Σε ότι αφορά τώρα το μήκος  $l$  των αγκυριών αυτό θα προσδιοριστεί βάσει της ακτίνας της πλαστικής ζώνης που πρόκειται να αναπτυχθεί γύρω από το ισοδύναμο υπόγειο κυκλικό άνοιγμα.

Με την βοήθεια του λογισμικού RocSupport της Rocscience προσδιορίζουμε την καμπύλη σύγκλισης – αποτόνωσης της ανυποστήρικτης κυκλικής στοάς στα υπερκείμενα **H=60 m**. Η καμπύλη αυτή εμφανίζεται στο Διάγραμμα 3.1.



**Διάγραμμα 3.1 Καμπύλη σύγκλισης – αποτόνωσης ανυποστήρικτης στοάς σε υπερκείμενα H=60 m**

Το μέγεθος της ακτίνας της πλαστικής ζώνης  $r_p$  προσδιορίζεται με την βοήθεια του λογισμικού RocSupport. Τα αποτελέσματα της ελαστοπλαστικής ανάλυσης του εν λόγω προγράμματος εμφανίζονται στην Εικόνα 3.14.



Project Title: Default Project
Project Settings: Deterministic Analysis, Duncan Fama Solution
Tunnel Radius: 3.5m
In-situ Stress: 1.1MPa
Radius of Plastic Zone: 5.326m
Tunnel Convergence: 1.217%

**Εικόνα 3.14 Αποτελέσματα ελαστοπλαστικής ανάλυσης προγράμματος RocSupport**

Η ακτίνα της πλαστικής ζώνης για πλήρη αποτόνωση  $\lambda=1$  υπολογίζεται ίση με  $r_p=5,3 \text{ m}$ . Επομένως, το εύρος της πλαστικής ζώνης είναι  $w_p=r_p - R$  ή  $w_p=1,8 \text{ m}$ .

Από το εύρος της πλαστικής ζώνης  $w_p$  μπορούμε να προσδιορίσουμε το απαιτούμενο μήκος των αγκυρίων  $l$ . Να σημειωθεί ότι για τον προσδιορισμό της ακτίνας της πλαστικής ζώνης  $r_p$  θεωρήθηκε η πλήρης αποτόνωση των τάσεων  $\lambda$ . Η συντηρητική αυτή παραδοχή έγινε γιατί στην θέση τοποθέτησης των μέτρων υποστήριξης  $x=-1 \text{ m}$ , φαίνεται να μην αναπτύσσονται πλαστικές παραμορφώσεις γύρω από το υπόγειο άνοιγμα.

Θεωρούμε επομένως για λόγους ασφαλείας, ότι στην θέση εφαρμογής των μέτρων υποστήριξης με  $\lambda=0,38$  αναπτύσσεται η πλαστική ζώνη που υπολογίστηκε θεωρητικά για συντελεστή αποτόνωσης  $\lambda=1$ , δηλαδή για απόσταση από το μέτωπο περίπου ίση με την διάμετρο  $D$  της κυκλικής στοάς.

Από τα παραπάνω συνάγεται ότι το επιλεγόμενο μήκος αγκυρίων είναι  $l=2 \text{ m}$ .

Τα βασικά χαρακτηριστικά στοιχεία του συστήματος αγκύρωσης συνοψίζονται παρακάτω:

- Τετραγωνικός κάνναβος αγκυρίων  $s_c \times s_l=2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$
- Μήκος αγκυρίων  $l=2 \text{ m}$
- Θέση σειράς αγκύρωσης πίσω από το μέτωπο εκσκαφής  $x=-1 \text{ m}$

Τέλος, προτείνεται ο κάνναβος των αγκυρίων να συνοδευτεί από την εφαρμογή χαλύβδινου δομικού πλέγματος στην τοξωτή οροφή των στοών. Το δομικό πλέγμα βοηθά στην γεφύρωση του κενού ανάμεσα στα διαδοχικά αγκύρια και στον παρεμπόδιση της προοδευτικής χαλάρωσης του περιβάλλοντος πετρώματος λόγω της σταδιακής κατάπτωσης μικρών τεμαχών πετρώματος που δεν μπορούν να συγκρατηθούν από τα αγκύρια της οροφής.

### 3.3.3 Υποστήριξη υπογείου ανοίγματος σε υπερκείμενα $H=120 \text{ m}$

Ο συντελεστής αποτόνωσης των τάσεων  $\lambda$  στην θέση  $x=-0,5$  υπολογίστηκε στην προηγούμενη ενότητα να ανέρχεται στην τιμή  $\lambda=0,75$ .

Στην περίπτωση αυτή, στην συγκεκριμένη θέση τοποθέτησης των μέτρων υποστήριξης έχουν αρχίσει να αναπτύσσονται πλαστικές παραμορφώσεις γύρω από το υπόγειο άνοιγμα. Η ακτίνα της πλαστικής ζώνης  $r_p$  υπολογίζεται με την βοήθεια της σχέσης 3.1.3.6.

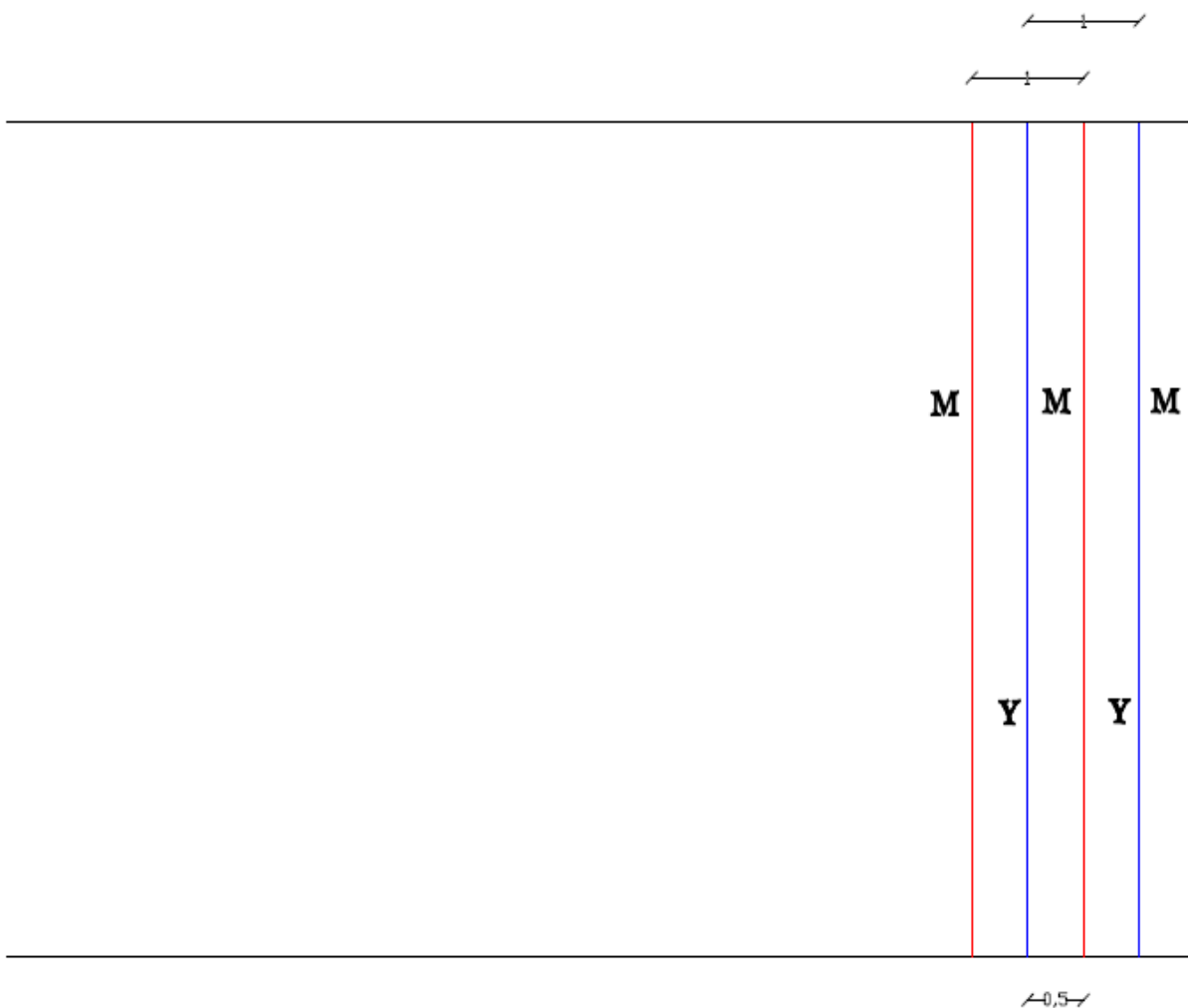
Αντικαθιστώντας τα δεδομένα υπολογίζεται ότι  $r_p=4,4 \text{ m}$ . Επομένως, το εύρος της πλαστικής ζώνης μπορεί να βρεθεί από την σχέση  $w_p=r_p - R$  ή  $w_p=0,9 \text{ m}$ .

Σαν γενικός κανόνας τα αγκύρια πρέπει να πακτώνονται  $1$  με  $2 \text{ m}$  εκτός της πλαστικής ζώνης σε αδιατάρακτο μη ρωγματομένο πέτρωμα (Hoek, 1999).

Λαμβάνοντας υπόψιν τον συγκεκριμένο κανόνα, το μήκος  $l=2 \text{ m}$  που επιλέχθηκε για την υποστήριξη των στοών στα μικρότερα υπερκείμενα δείχνει να είναι επαρκές σε ένα πρώτο στάδιο.

Σε σχέση με το βήμα προχώρησης αυτό θα μειωθεί στο μισό σε σχέση με τις στοές σε υπερκείμενα  $H=60 \text{ m}$  και επιλέγεται να είναι  $s=1 \text{ m}$ . Παρομοίως και ο κάρναβος των αγκυρίων θα πυκνώσει στο μισό των τιμών που επιλέχθηκαν για τις στοές με τα μικρότερα υπερκείμενα και συγκεκριμένα θα είναι  $s_c \times s_i=1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$ .

Στο σχέδιο της Εικόνας 3.15 εμφανίζονται τα γεωμετρικά μεγέθη του προτεινόμενου σχεδιασμού υποστήριξης σε μηκοτομή και συγκεκριμένα η απόσταση  $x=-0,5 \text{ m}$  της απόστασης των μέτρων υποστήριξης από το μέτωπο, το βήμα εκσκαφής  $s=1 \text{ m}$ , καθώς και η απόσταση ανάμεσα σε δύο διαδοχικές σειρές αγκυρίων  $s_i=1 \text{ m}$ .

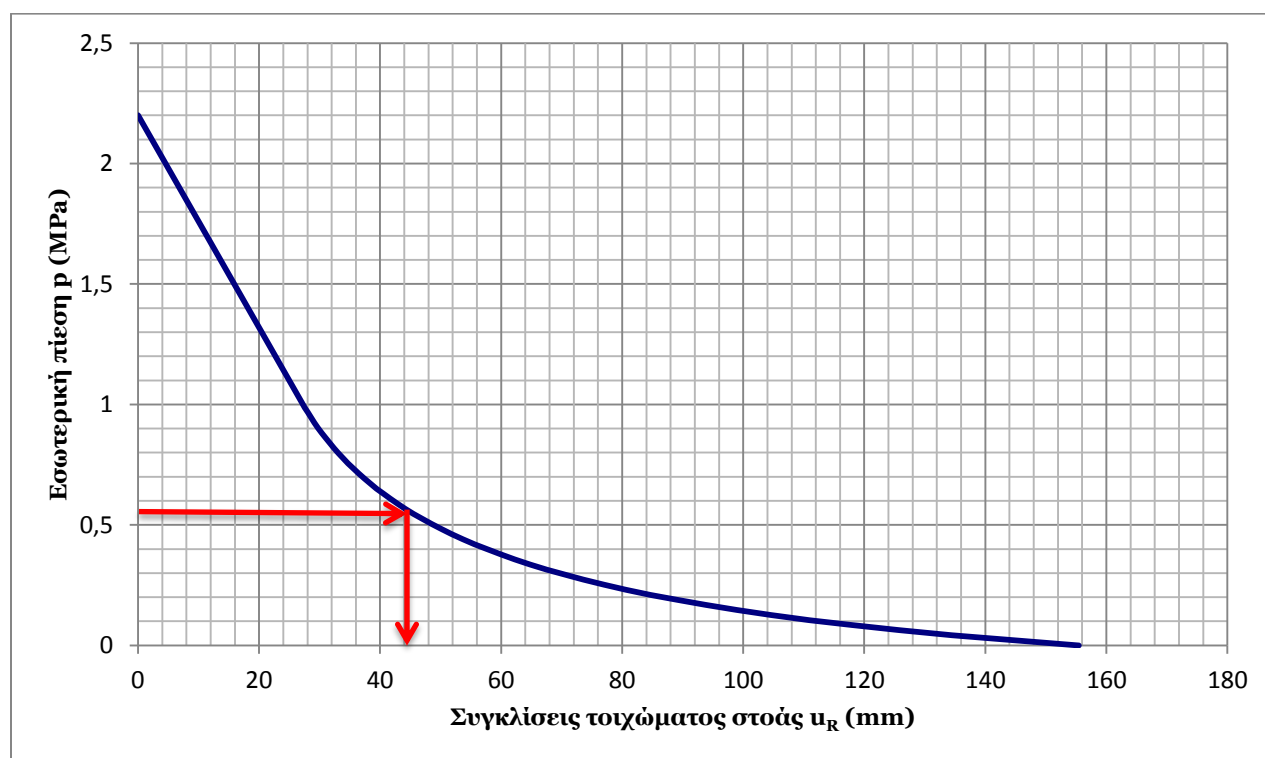


Εικόνα 3.15 Σχέδιο γεωμετρικών χαρακτηριστικών προτεινόμενης υποστήριξης σε υπερκείμενα  $H=120$

Στο Διάγραμμα 3.2 εμφανίζεται η καμπύλη σύγκλισης – αποτόνωσης της ανυποστήρικτης διατομής σε υπερκείμενα  $H=120\text{ m}$ .

Στην θέση τοποθέτησης των μέτρων υποστήριξης με συντελεστή αποτόνωσης  $\lambda=0,75$  η εσωτερική πίεση υποστήριξης υπολογίζεται από την σχέση  $p=(1-\lambda)\cdot p_0$  και αντικαθιστώντας βρίσκεται ότι  $p=0,55\text{ MPa}$ .

Από την καμπύλη διαπιστώνεται ότι οι πλαστικές παραμορφώσεις του τοιχώματος της στοάς στην θέση τοποθέτησης των μέτρων υποστήριξης ανέρχονται στην τιμή  $u_R=44\text{ mm}$ . Αν η στοά έμενε ανυποστήρικτη μέχρι πλήρους αποτόνωσης  $\lambda=1$ , οι τελικές μετακινήσεις θα ανέρχονταν στην τιμή  $u_R=156\text{ mm}$ .



Διάγραμμα 3.2 Καμπύλη σύγκλισης – αποτόνωσης ανυποστήρικτης στοάς σε υπερκείμενα  $H=120\text{ m}$

Τέλος, τα βασικά χαρακτηριστικά στοιχεία του προτεινόμενου συστήματος αγκύρωσης συνοψίζονται παρακάτω:

- Τετραγωνικός κάνναβος αγκυρίων  $s_e \times s_l=1\text{ m} \times 1\text{ m}$
- Μήκος αγκυρίων  $l=2\text{ m}$
- Θέση σειράς αγκύρωσης πίσω από το μέτωπο εκσκαφής  $x=-0,5\text{ m}$

## **4. Τεχνολογικά χαρακτηριστικά συστήματος υποστήριξης**

Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο θα επιλεγεί το είδος των επιλεγμένων αγκυρίων και θα περιγραφούν τα βασικά τεχνολογικά του χαρακτηριστικά. Η περιγραφή των τεχνολογικών χαρακτηριστικών των επιλεγόμενων αγκυρίων είναι μέρος της διαδικασίας προσδιορισμού των δεδομένων εισαγωγής για τις επακόλουθες αριθμητικές αναλύσεις.

### **4.1 Επιλογή είδους αγκυρίων**

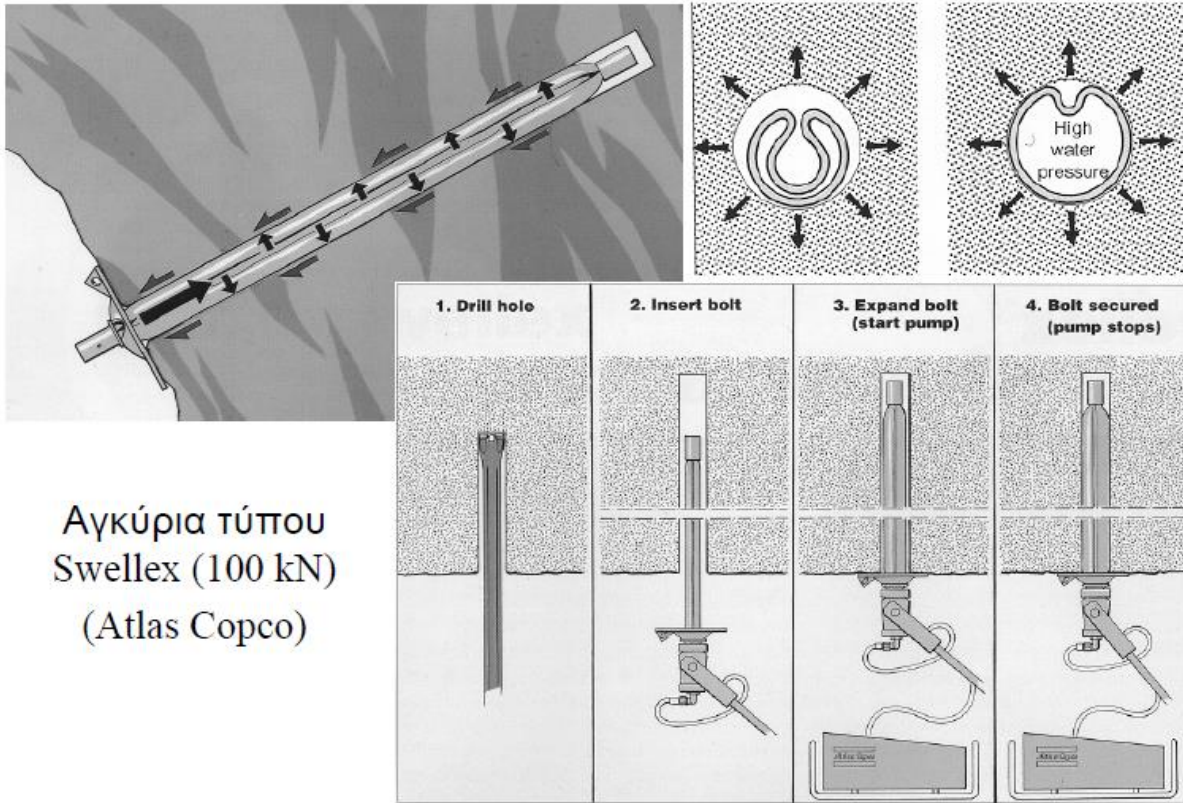
Από τις προκαταρκτικές εκτιμήσεις σε σχέση με την μηχανική συμπεριφορά των υπογείων ανοιγμάτων που πραγματοποιήθηκαν προηγουμένως, διαπιστώθηκε ότι οι αναμενόμενες συγκλίσεις του τοιχώματος των στοών δεν θα είναι ιδιαίτερα μεγάλες. Το γεγονός αυτό οδηγεί στο συμπέρασμα ότι η εφελκυστική ικανότητα των επιλεγόμενων αγκυρίων δεν χρειάζεται να είναι ιδιαίτερα μεγάλη. Επίσης, τα υπόγεια ανοίγματα είναι μεταλλευτικά και δη παραγωγικά εντός του λιγνιτικού κοιτάσματος, επομένως ο χρόνος ζωής τους δεν θα είναι μεγάλος και θα καθορίζεται από το χρονικό διάστημα διάρκειας των εκμεταλλεύσεων και από τις μελλοντικές διαδικασίες ανάπτυξης του υπογείου έργου. Επιπρόσθετα, τα αγκύρια θα πρέπει να αναλαμβάνουν γρήγορα φορτίο, έτσι ώστε να επιταχύνονται οι ρυθμοί προχώρησης των εκσκαφών. Τέλος, επειδή τα ανοίγματα είναι μεταλλευτικά θα πρέπει το κόστος των υλικών της υποστήριξης να είναι αρκετά μικρότερα από τα συνήθη κόστη ενός υπόγειου ανοιγματος πολιτικής χρήσης και λειτουργίας.

Όλα τα παραπάνω οδηγούν στην λήψη της απόφασης επιλογής παθητικών αγκυρίων βράχου τριβής και συγκεκριμένα τύπου Swellex, τα οποία δείχνουν να αποδίδουν καλύτερα από τα αγκύρια τριβής τύπου Split Set σε περιβάλλον μαλακού βράχου.

#### **4.1.1 Αγκύρια τριβής τύπου Swellex**

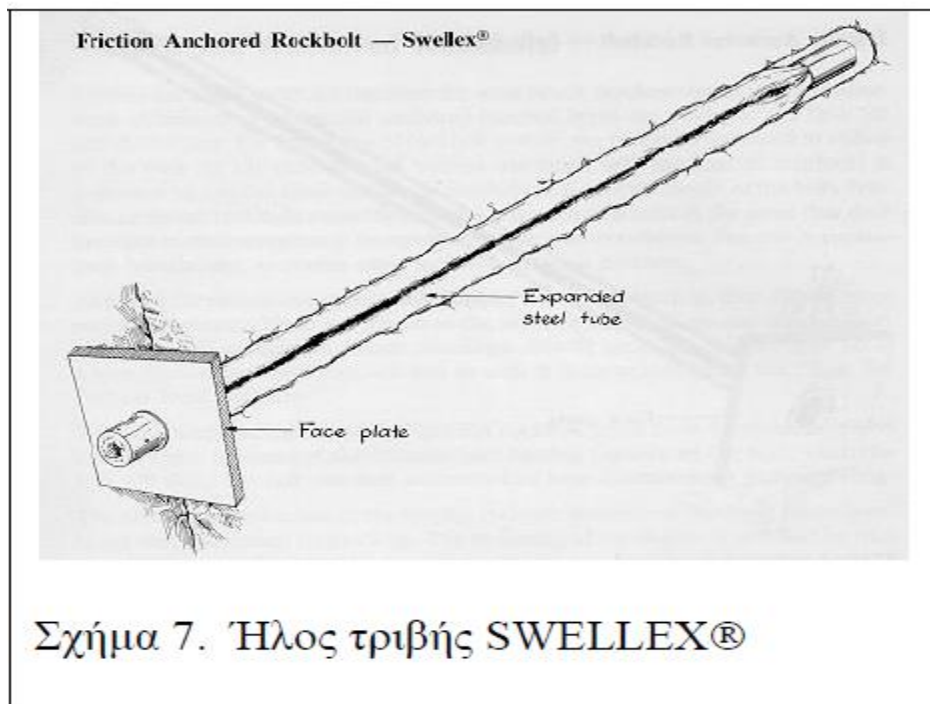
Τα συγκεκριμένα αγκύρια ανήκουν στην κατηγορία των παθητικών αγκυρίων βράχου τριβής. Οι διογκούμενες αυτές ηλώσεις δεν απαιτούν ενεμάτωση, αποτελούνται από κοίλη μεταλλική διατομή και αποκτούν συνεχή πρόσφυση με την βραχομάζα με εισπίεση νερού στο εσωτερικό της διατομής που προκαλεί και την διόγκωση της. Λόγω έλλειψης προστασίας από την διάβρωση, αλλά και λόγω της λεπτότοιχης διατομής τους, τα αγκύρια αυτά έχουν μικρή διάρκεια ζωής. Το κύριο πλεονέκτημα τους είναι ότι αναλαμβάνουν φορτία πολύ γρήγορα επειδή δεν απαιτούν την πήξη του ενέματος για την επίτευξη πρόσφυσης με την περιβάλλουσα βραχομάζα. Στην Εικόνα 4.1 εμφανίζεται η διαδικασία τοποθέτησης ενός συνήθους αγκυρίου Swellex με την βοήθεια υδραυλικής πρέσας, ενώ στην Εικόνα 4.2 τοποθετημένο εντός της οπής του διατρήματος.

Από ιστορικά περιστατικά πάνω στην χρήση των αγκυρίων Swellex σε υπόγεια λιγνιτορυχεία της Μεγάλης Βρετανίας, συνάγεται ότι η εφαρμογή τους μείωσε στο μισό τα κόστη των υλικών της υποστήριξης, σε συνδυασμό με την μείωση στο μισό του χρόνου τοποθέτησης του συστήματος υποστήριξης και των ασφαλέστερων συνθηκών εργασίας (Stillborg, 1986).



Αγκύρια τύπου Swellex (100 kN)  
(Atlas Copco)

Εικόνα 4.1 Διαδικασία τοποθέτησης αγκυρίου Swellex φέρουσας ικανότητας 100 KN



Εικόνα 4.2 Αγκύριο Swellex εντός της οπής του διατρήματος (AtlasCopco)



Στον πίνακα της Εικόνας 4.3 παρουσιάζονται τα βασικά τεχνολογικά χαρακτηριστικά των αγκυρίων Swellex που επιλέχθηκαν για την υποστήριξη των υπογείων ανοιγμάτων.

Technical Data									
Description	Unit	Swellex Premium line					Swellex Manganese line		
		Pm12	Pm16	Pm24	Pm24C	Pm24H	Mn12	Mn16	Mn24
Steel quality		S275JR / S 355MC					S275JR		
Minimum breaking load	kN	110	160	240	200	200	110	140	200
Minimum yield load	kN	100	130	200	190	190	90	140	180
Minimum elongation	%	10	10	10	10	10	20	20	20
Inflation pressure	bar	300	240	300	300	300	300	240	300
Profile diameter	mm	28.0	36	36	36	36	27.5	36	36
Original tube diameter	mm	41	54	54	54	54	41	54	54
Wall thickness	mm	2	2	3	3	3	2	2	3
Upper bushing diameter	mm	28	38	38	38	38	28	38	38
Inflation bushing diameter	mm	30 / 36	41 / 48	41 / 48	41 / 48	*	30 / 36	41 / 48	41 / 48
Optimum hole diameters	mm	35 - 38	45 - 51	45 - 51	48 - 51	45 - 51	35 - 38	45 - 51	45 - 51
Range hole diameters	mm	32 - 39	43 - 52	43 - 52	48 - 52	43 - 52	32 - 39	43 - 52	43 - 52
Connection diameter incl. welds	mm	*	*	*	43	*	*	*	*
Recommended collar diameter	mm	*	*	*	*	53 - 55	*	*	*
Bitumen coated option		*	*	*	*	*	*	*	*
Plastic coated option		*	*	*	*	*	*	*	*

Εικόνα 4.3 Τεχνολογικά χαρακτηριστικά αγκυρίων Swellex (AtlasCorpo)

#### 4.1.2 Μηχανικές ιδιότητες επιλεγόμενων αγκυρίων Swellex

Κατά την διενέργεια των αριθμητικών αναλύσεων των υπό εξέταση στοών θα απαιτηθεί η εισαγωγή διαφόρων μηχανικών ιδιοτήτων για τα στοιχεία της υποστήριξης και συγκεκριμένα για τα αγκύρια Swellex.

Το λογισμικό Phase2 που θα χρησιμοποιηθεί για τις αριθμητικές αναλύσεις των υπόγειων εκσκαφών, προσομοιώνει τα αγκύρια σαν μέσο υποστήριξης με ραβδωτά πεπερασμένα στοιχεία. Το συνολικό μήκος των αγκυρίων διακριτοποιείται βάσει των τομών του με τα πεπερασμένα στοιχεία που προσομοιώνουν την περιβάλλουσα βραχομάζα του υπογείου ανοίγματος. Η συμπεριφορά κάθε τμήματος του αγκυρίου έχει άμεση επίδραση στα γειτονικά τμήματα.

Τα αγκύρια Swellex μοντελοποιούνται αυτοτελώς στο λογισμικό Phase2 και μπορούν να αστοχήσουν με δύο διαφορετικούς τρόπους. Ο πρώτος είναι σε εφελκυσμό όταν ξεπεραστεί η εφελκυστική ικανότητα του αγκυρίου, ενώ ο δεύτερος σε διάτμηση αν ξεπεραστεί η τάση συνάφειας ανάμεσα στην διεπιφάνεια του βραχώδους υλικού της οπής και του υλικού του αγκυρίου.

Μία άλλη χαρακτηριστική ιδιότητα που απαιτείται για την μοντελοποίηση των αγκυρίων είναι η διατμητική ακαμψία της συνάφειας του βραχώδους υλικού της οπής και του υλικού του αγκυρίου. Το μέγεθος αυτό είναι ίσο με την κλίση του ελαστικού τμήματος του γραφήματος της διατμητικής δύναμης συναρτήσει της διατμητικής μετακίνησης (Phase2 Manual, 2009).

Από τον πίνακα της Εικόνας 4.3 για τα τεχνολογικά χαρακτηριστικά των αγκυρίων Swellex, λαμβάνεται η τιμή της εφελκυστικής ικανότητας του επιλεχθέντος αγκυρίου Swellex Pm 12. Το φορτίο διαρροής του εν λόγω αγκυρίου δίδεται από τον κατασκευαστή ίσο με  $T_{by}=0,1 \text{ MN}$ .

Η τάση συνάφειας και η διατμητική ακαμψία προσδιορίζονται με ακρίβεια από επί τόπου δοκιμές εξόλκευσης.

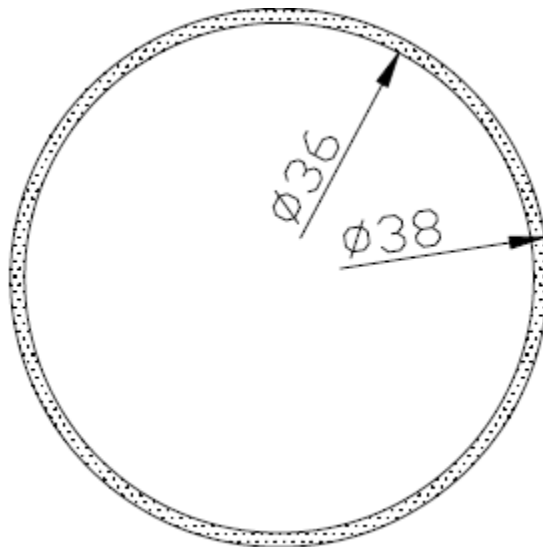
Στην συγκεκριμένη περίπτωση όπου τέτοιου είδους δοκιμές δεν ήταν διαθέσιμες στους υπό εξέταση σχηματισμούς, θα αξιοποιηθεί ο Πίνακας 4.1 ο οποίος περιέχει τιμές για τις αντίστοιχες παραμέτρους οι οποίες έχουν εξαχθεί από πολυάριθμες δοκιμές εξόλκευσης σε μαλακά πετρώματα σε εργαστηριακή και εργοταξιακή κλίμακα (Atlas Corco, 2006).

Τύπος Αγκυρίου Swellex	Τάση Συνάφειας Αγκυρίου $\tau_{ult}$ (MN/m)	Διατμητική Ακαμψία Αγκυρίου $G_{ult}$ (MN/m/m)
<b>Mn12/Pm12</b>	<b>0,12</b>	<b>75</b>
<b>Mn24/Pm24</b>	<b>0,2</b>	<b>150</b>

Πίνακας 4.1 Τιμές σχεδιασμού τάσης συνάφειας και διατμητικής ακαμψίας αγκυρίων Swellex (AtlasCorco, 2006)

Στο σημείο αυτό θα υπολογιστεί ένα απαιτούμενο από το λογισμικό πρόγραμμα γεωμετρικό χαρακτηριστικό των επιλεχθέντων αγκυρίων. Πρόκειται για το ενεργό εμβαδό διατομής του αγκυρίου Swellex.

Το συμπαγές κομμάτι του αγκυρίου κατά την λειτουργία του, δηλαδή η ενεργός διατομή του θα έχει πάχος  $t=2 \text{ mm}$ . Η διάμετρος της οπής του αγκυρίου θα είναι  $d_h=38 \text{ mm}$  και η εσωτερική διάμετρος του κοίλου τμήματος θα είναι  $d_e=36 \text{ mm}$ . Τα γεωμετρικά αυτά χαρακτηριστικά εμφανίζονται στο απλοποιημένο σχέδιο της Εικόνας 4.4.



Εικόνα 4.4 Σχέδιο με τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά αγκυρίου Swellex κατά την λειτουργία του

Αφαιρώντας τα εμβαδά των δύο ομόκεντρων κύκλων διαμέτρου  $d_h=38 \text{ mm}$  και  $d_e=36 \text{ mm}$  υπολογίζεται εύκολα το ενεργό εμβαδό διατομής του αγκυρίου Swellex ίσο με  $A_b=116 \text{ mm}^2$ .

Τα δεδομένα εισαγωγής που θα απαιτηθούν για την μοντελοποίηση των επιλεχθέντων αγκυρίων στις επακόλουθες αριθμητικές αναλύσεις όπως υπολογίστηκαν προηγουμένως, παρουσιάζονται συγκεντρωμένα αμέσως παρακάτω:

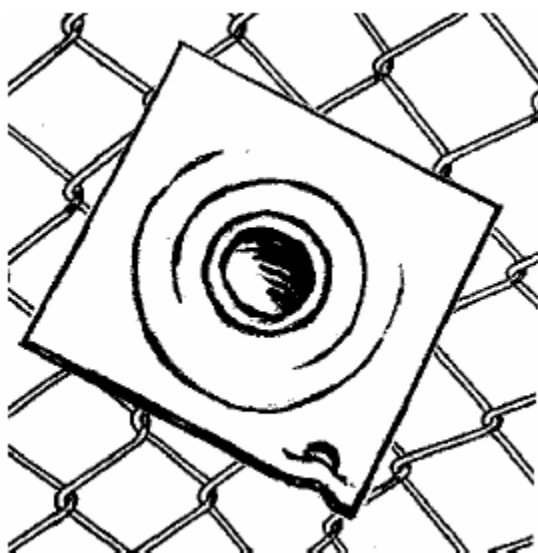
- |  |                           |
|--|---------------------------|
| • Εφελκυστική ικανότητα – φορτίο διαρροής αγκυρίου | <b>0,1 MN</b>             |
| • Ενεργό εμβαδό διατομής αγκυρίου                  | <b>116 mm<sup>2</sup></b> |
| • Τάση συνάφειας βράχου – αγκυρίου                 | <b>0,12 MN/m</b>          |
| • Διατμητική ακαμψία βράχου – αγκυρίου             | <b>75 MN/m/m</b>          |
| • Μέτρο ελαστικότητας χάλυβα αγκυρίου              | <b>200.000 MPa</b>        |
| • Παραμένουσα εφελκυστική ικανότητα αγκυρίου       | <b>0</b>                  |

## 4.2 Επιλογή χαλύβδινου δομικού πλέγματος

Όταν υφίσταται ο κίνδυνος χαλάρωσης της περιβάλλουσας βραχομάζας γύρω από ένα υπόγειο άνοιγμα και η βαθμιαία κατάπτωση μικρών ή και μεγαλύτερων τεμαχών πετρώματος, η κατάσταση αυτή μπορεί να αντιμετωπιστεί με την εφαρμογή χαλύβδινου δομικού πλέγματος στα σημεία εκείνα γύρω από το άνοιγμα όπου εμφανίζεται η συγκεκριμένη συμπεριφορά.

Το πλέγμα τοποθετείται πίσω από τις πλάκες πάκτωσης των αγκυρίων με την επιφάνεια του πετρώματος, βοηθώντας με τον τρόπο αυτό στην γεφύρωση του κενού ανάμεσα από τα διαδοχικά αγκύρια. Η λειτουργία του πλέγματος λοιπόν σχετίζεται τόσο με ζητήματα ευστάθειας των υπογείων ανοιγμάτων όσο και με πλευρές της ασφάλειας του εργαζόμενου προσωπικού από ξαφνικές καταπτώσεις τεμαχών πετρώματος.

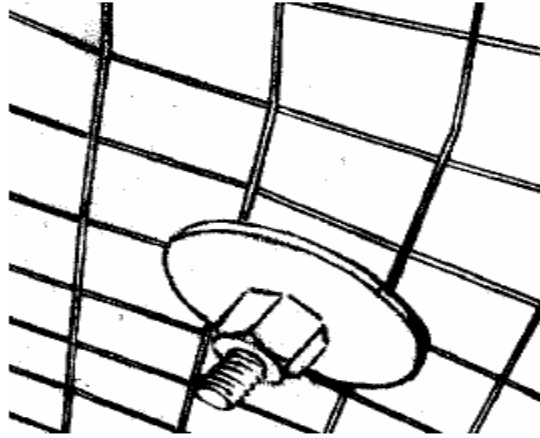
Όταν ο χώρος των υπόγειων εκσκαφών είναι περιορισμένος ή όταν οι επιφάνειες του βράχου είναι πολύ τραχείες το αλυσιδωτό πλέγμα είναι πιθανώς η καταλληλότερη επιλογή. Η διάταξη του αλυσιδωτού δομικού πλέγματος εμφανίζεται στην Εικόνα 4.5.



Εικόνα 4.5 Αλυσιδωτό δομικό πλέγμα προσαρμοσμένο πίσω από την πλάκα του αγκυρίου

Αντιθέτως, όταν υπάρχει επαρκής χώρος εργασίας και όταν οι επιφάνειες του πετρώματος είναι αρκετά λείες, ο τύπος του συγκολλημένου πλέγματος είναι πιθανώς η καταλληλότερη επιλογή. Σε περίπτωση που υπάρχει πιθανότητα εφαρμογής εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάνω από το δομικό πλέγμα, η χρήση του συγκολλημένου πλέγματος οδηγεί σε καλύτερα αποτελέσματα από το αλυσιδωτό.

Αυτό συμβαίνει γιατί το αλυσιδωτό πλέγμα φράζει κάποιες από τις διόδους τοποθέτησης του εκτοξευόμενου σκυροδέματος κάνοντας δυνατό τον σχηματισμό κενών στα σημεία που το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα δεν μπορεί να διεισδύσει στο πλέγμα. Η διάταξη του συγκολλημένου πλέγματος εμφανίζεται στην Εικόνα 4.6.



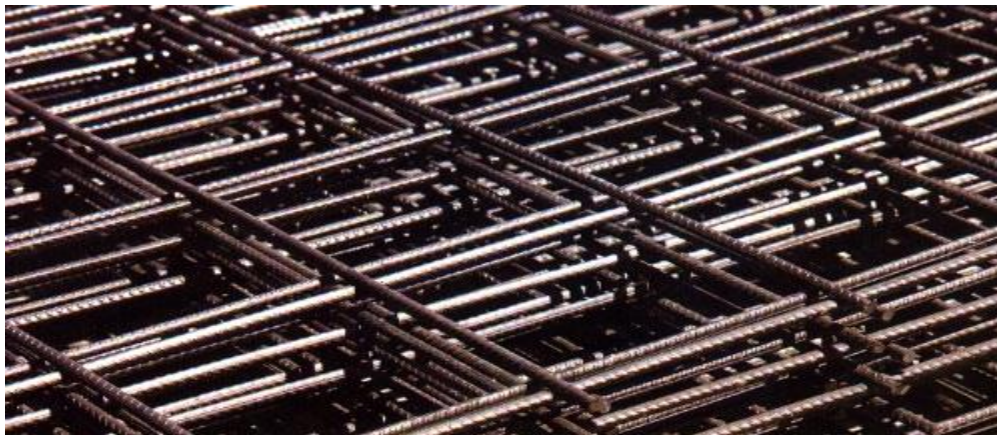
Εικόνα 4.6 Συγκολλημένο δομικό πλέγμα προσαρμοσμένο πίσω από την πλάκα του αγκυρίου

#### 4.2.1 Χαλύβδινο δομικό πλέγμα T188

Στα εξεταζόμενα υπόγεια ανοίγματα οι επιφάνειες των πετρωμάτων των παρειών αναμένονται να είναι λείες. Επιπρόσθετα, είναι πιθανή η χρήση μίας λεπτής στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος, αν οι αριθμητικές αναλύσεις δείξουν ανάπτυξη διαρροής στα αγκύρια της οροφής. Για τους λόγους αυτούς θα επιλεγθεί το συγκολλημένο δομικό πλέγμα και συγκεκριμένα ο τύπος **T188**. Στην Εικόνα 4.7 εμφανίζεται το επιλεγόμενο δομικό πλέγμα.

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του συγκεκριμένου πλέγματος παρουσιάζονται παρακάτω:

- |                              |                           |
|------------------------------|---------------------------|
| • Εγκάρσια απόσταση συρμάτων | <b>150 mm</b>             |
| • Διαμήκης απόσταση συρμάτων | <b>150 mm</b>             |
| • Διάμετρος συρμάτων         | <b>6 mm</b>               |
| • Βάρος χαλύβδινου πλέγματος | <b>3 Kg/m<sup>2</sup></b> |



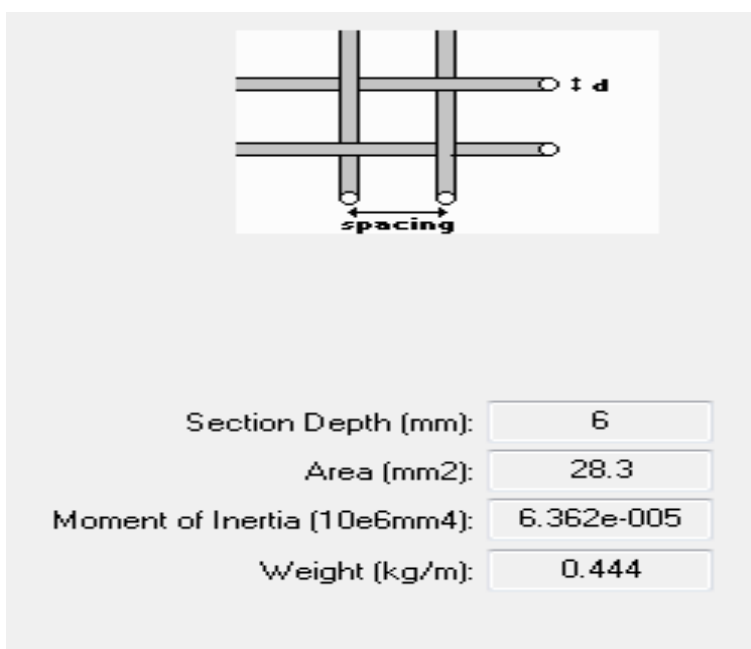
Εικόνα 4.7 Χαλύβδινο δομικό συγκολλημένο πλέγμα τύπου T188

#### 4.2.2 Μηχανικές ιδιότητες επιλεγόμενου πλέγματος T188

Για την μοντελοποίηση του στοιχείου ενίσχυσης του δομικού πλέγματος στις αριθμητικές αναλύσεις, θα χρειαστεί η εισαγωγή διαφόρων μηχανικών ιδιοτήτων που χαρακτηρίζουν το επιλεγθέν δομικό πλέγμα.

Στο λογισμικό Phase2 το χαλύβδινο πλέγμα μοντελοποιείται σαν στοιχείο οπλισμού – ενίσχυσης κελύφους σκυροδέματος, δίνοντας προφανώς την επιλογή της μη χρησιμοποίησης του κελύφους αν το πλέγμα τοποθετείται αυτοτελώς γύρω από το υπόγειο άνοιγμα.

Από την λίστα των προκαθορισμένων εκ του προγράμματος δομικών πλεγμάτων επιλέγουμε εκείνο με διάμετρο **d=6 mm**. Το επιλεγθέν από τη λίστα του προγράμματος δομικό πλέγμα εμφανίζεται μαζί με τα βασικά του γεωμετρικά χαρακτηριστικά στην Εικόνα 4.8.



Εικόνα 4.8 Βασικά γεωμετρικά χαρακτηριστικά προεπιλεγμένου δομικού πλέγματος

Σε σχέση τώρα με τα απαιτούμενα μηχανικά δεδομένα εισαγωγής πρέπει να προσδιοριστεί το μέτρο ελαστικότητας, ο λόγος Poisson, η θλιπτική και η εφελκυστική αντοχή του υλικού του πλέγματος. Τα μηχανικά δεδομένα εισαγωγής για το υλικό του χρησιμοποιούμενου χάλυβα S500 του δομικού πλέγματος εμφανίζονται παρακάτω:

- Μέτρο ελαστικότητας χάλυβα πλέγματος **200.000 MPa**
- Λόγος Poisson χάλυβα πλέγματος **0,25**
- Θλιπτική αντοχή χάλυβα πλέγματος **400 MPa**
- Εφελκυστική αντοχή πλέγματος **400 MPa**

### 4.3 Εφαρμογή εκτοξευόμενου σκυροδέματος

Όπως αναφέρθηκε και σε προηγούμενο σημείο της εργασίας υπάρχει πολύ μεγάλη πιθανότητα κάποια από τα αγκύρια της οροφής των υπογείων ανοιγμάτων να αστοχήσουν στην δεύτερη εξεταζόμενη περίπτωση των μέγιστων υπερκειμένων  $H=120\text{ m}$ , ενώ δεν αποκλείεται η κατάσταση αυτή να εμφανισθεί και στο ύψος υπερκειμένων  $H=60\text{ m}$ .

Παρότι η μηχανική συμπεριφορά των αγκυρίων θα εξεταστεί με ακρίβεια με τη βοήθεια των αριθμητικών αναλύσεων, στην δυνητική περίπτωση αστοχίας τους πρέπει να υπάρχει έτοιμη πρόταση ενίσχυσης του συστήματος υποστήριξης.

Η συγκεκριμένη περίπτωση μπορεί να αντιμετωπιστεί είτε με την αύξηση του μήκους των αγκυρίων είτε ακόμη πιο αποτελεσματικά με την εφαρμογή μιας λεπτής στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

Τα τελευταία χρόνια η χρήση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος για την υποστήριξη υπόγειων μεταλλευτικών ανοιγμάτων έχει αρχίσει να εφαρμόζεται σε εκτεταμένο βαθμό. Ένα σημαντικό πεδίο εφαρμογής του εκτοξευόμενου σκυροδέματος σε υπόγεια μεταλλευτικά ανοίγματα περιλαμβάνει την υποστήριξη μόνιμων ανοιγμάτων όπως ραμπών, στοών μεταφοράς, σταθμών φρεάτων και υπόγειων θαλάμων θραύσης. Η αποκατάσταση των συμβατικών αγκυρίων και των πλεγμάτων που έχουν αστοχήσει ενδέχεται να είναι αποδιοργανωτική και δαπανηρή. Ολοένα και μεγαλύτερος αριθμός εκσκαφών υποστηρίζονται με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα αμέσως μετά την διάνοιξη τους (Hoek et al., 1993).

Σε πολύ χαμηλής ποιότητας χαλαρωμένες βραχομάζες, όπου η συγκόλληση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος στις βραχώδεις επιφάνειες είναι φτωχή, η χρήση δομικού πλέγματος παρέχει μια σημαντική ποσότητα ενίσχυσης του κελύφους της υποστήριξης. Σε αυτές τις περιπτώσεις το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα τοποθετείται αργότερα έτσι ώστε να παρέχει επιπρόσθετη υποστήριξη και προστασία από τους παράγοντες διάβρωσης του πλέγματος. Στην Εικόνα 4.9 εμφανίζεται η τοποθέτηση πλέγματος ενίσχυσης του μετέπειτα εφαρμοζόμενου εκτοξευόμενου σκυροδέματος.



Εικόνα 4.9 Δομικό χαλύβδινο συγκολλημένο πλέγμα ενίσχυσης (Hoek et al.,1993)

#### 4.3.1 Δεδομένα εισαγωγής εκτοξευόμενου σκυροδέματος

Το πρόγραμμα Phase2 μοντελοποιεί το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα με στοιχεία δοκού, στα οποία εισάγονται μηχανικές ιδιότητες έτσι ώστε να αναπαρασταθεί ένας στατικός φορέας, ο οποίος θα προσαρμοστεί γύρω από κάποιο τμήμα του υπόγειου ανοίγματος. Τα στοιχεία αυτά υπόκεινται σε αξονικές, καμπτικές και διατμητικές εντάσεις από τα φορτία που επιβάλλονται από την περιβάλλουσα βραχομάζα.

Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα στα επακόλουθα αριθμητικά προσομοιώματα θα μοντελοποιηθεί σαν ελαστοπλαστικό υλικό, με την παραδοχή ότι τοποθετείται το ταχύτερο δυνατόν μετά την προχώρηση της εκσκαφής και ότι αποκτά άμεσα το τελικό μέτρο ελαστικότητας για την πλήρη σκλήρυνση του.

Οι απαιτούμενες μηχανικές ιδιότητες για την προσομοίωση ενός κελύφους από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα είναι το μέτρο ελαστικότητας του, ο λόγος Poisson, η θλιπτική και η εφελκυστική του αντοχή.

Τα μηχανικά δεδομένα εισαγωγής του εκτοξευόμενου σκυροδέματος εμφανίζονται παρακάτω:

- Μέτρο ελαστικότητας **30.000 MPa**
- Λόγος Poisson **0,2**
- Θλιπτική αντοχή **35 MPa**
- Εφελκυστική αντοχή **5 MPa**

#### 4.3.2 Πάχος στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος

Στην ενότητα αυτή θα γίνει μια προσεγγιστική προεκτίμηση του πάχους **t** του εκτοξευόμενου σκυροδέματος που θα χρησιμοποιηθεί σαν τιμή εκκίνησης στις επακόλουθες αναλύσεις με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.

Θεωρώντας κυκλικό υπόγειο άνοιγμα, η σχέση **4.3.2.1** δίνει την ασκούμενη πίεση **p** στο κέλυφος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος συναρτήσει του πάχους **t** του κελύφους, της ακτίνας του κυκλικού ανοίγματος **R** και της θλιπτικής αντοχής **σ<sub>c</sub>** του σκυροδέματος.

$$p = \frac{\sigma_c}{2} \left[ 1 - \frac{(R - t_c)^2}{R^2} \right] \quad (4.3.2.1)$$

Η ασκούμενη πίεση στο κέλυφος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος **p** υπολογίζεται από την σχέση **p = (1 - λ) · p<sub>0</sub>**. Στην συγκεκριμένη περίπτωση όπως αναφέρθηκε και σε προηγούμενο σημείο της εργασίας, υπολογίστηκε συντελεστής αποτόνωσης **λ = 0,75**. Η τιμή αυτή αντιστοιχεί στην θέση **x = -0,5 m** πίσω από το μέτωπο εκσκαφής.

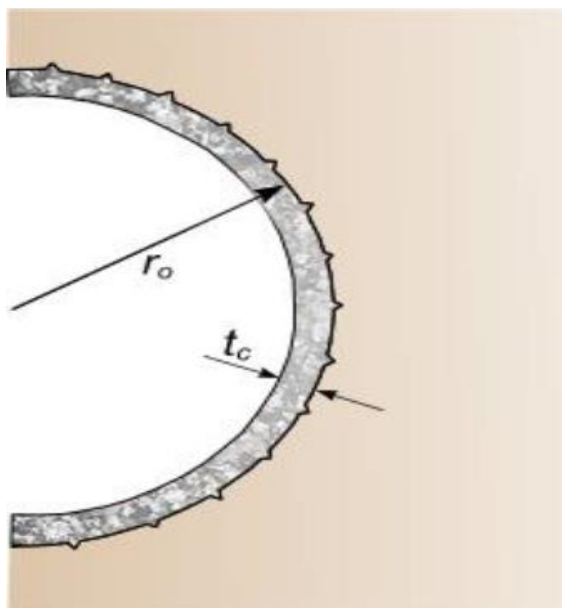


Η τιμή αυτή βέβαια δεν είναι η πραγματική, καθώς η τελική πίεση στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα θα είναι μικρότερη λόγω της περεταίρω αποτόνωσης των τάσεων κατά την προχώρηση του μετώπου μέχρι και την τελική ισορροπία της διατομής. Ο βαθμός μείωσης της πίεσης εξαρτάται από την δυσκαμψία του υλικού του κελύφους και από το πάχος του.

Λαμβάνεται λοιπόν υπόψιν για λόγους ασφαλείας ότι η πίεση  $p$  θα αντιστοιχεί σε συντελεστή αποτόνωσης  $\lambda=0,75$ . Αντικαθιστώντας είναι  $p=0,55 \text{ MPa}$ .

Χρησιμοποιώντας την σχέση (4.3.2.1) και αντικαθιστώντας τις τιμές  $R=3,5 \text{ m}$  για την ακτίνα του ισοδύναμου κυκλικού ανοίγματος,  $\sigma_c=35 \text{ MPa}$  για την θλιπτική αντοχή του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και  $p=0,55 \text{ MPa}$  για την ασκούμενη πίεση στο κέλυφος, υπολογίζεται το απαιτούμενο πάχος της στρώσης ίσο με  $t_c=0,05 \text{ m}$  ή  $t_c=5 \text{ cm}$ .

Να σημειωθεί εδώ ότι το συγκεκριμένο πάχος εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι και το ελάχιστο κατασκευαστικά δυνατό. Στην Εικόνα 4.10 εμφανίζεται το κέλυφος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος σε υπόγειο κυκλικό άνοιγμα.



Εικόνα 4.10 Κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος σε υπόγειο κυκλικό άνοιγμα

Υπενθυμίζεται ότι το συγκεκριμένο μέτρο υποστήριξης θα χρησιμοποιηθεί κατά τις αριθμητικές αναλύσεις σε περίπτωση που τα αγκύρια της οροφής ή το δομικό πλέγμα εμφανίσουν αστοχίες συνοδευόμενες από μη ανεκτές συγκλίσεις των διατομών. Στην περίπτωση αυτή, η εφαρμογή αυτής της λεπτής στρώσης από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα στην οροφή των ανοιγμάτων πιθανώς να αντιμετωπίσει την προβλεπόμενη αστοχία.

Στο σημείο αυτό έχει ολοκληρωθεί από κάθε πλευρά η διαδικασία προσδιορισμού των παραμέτρων εισαγωγής των αριθμητικών αναλύσεων και είναι δυνατή η μετάβαση στο επόμενο στάδιο της κατασκευής των αριθμητικών προσομοιωμάτων.

## 5. Αριθμητικό προσομοίωμα παράλληλων διερευνητικών στοών

Όπως αναφέρθηκε και σε εισαγωγικό σημείο της εργασίας, οι προς εξέταση διερευνητικές λιγνιτικές στοές θα χρησιμοποιηθούν και ως μέσο κατανόησης της μηχανικής συμπεριφοράς των υλικών που περιβάλλουν τις εκσκαφές.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων αυτών θα δώσουν μια πρώτη εκτίμηση περί της δυνατότητας επέκτασης της εν λόγω εκμετάλλευσης μέσω της μεθόδου των θαλάμων και στύλων σε ένα μεταγενέστερο στάδιο.

Κρίσιμη παράμετρος σε αυτό το ζήτημα αποτελεί το πλάτος της επιμήκους κολώνας που μεσολαβεί μεταξύ δύο διαδοχικών παράλληλων λιγνιτικών στοών. Για τον λόγο αυτό ένα από τα ζητήματα που θα εξεταστούν με την βοήθεια των αριθμητικών αναλύσεων θα είναι η ο στύλος προστασίας ανάμεσα στα διαδοχικά ανοιγμάτα.

Πιο συγκεκριμένα, θα πρέπει να εξεταστεί λεπτομερώς η ζώνη διαρροής του υλικού του στύλου λόγω της διάνοιξης των στοών, οι οριζόντιες μετακινήσεις στην ζώνη αυτή και η επικρατούσα εντατική κατάσταση εντός του στύλου.

Το επιλεγόμενο πλάτος του στύλου προστασίας ανάμεσα στις παράλληλες στοές θα καθορίσει και το πλάτος  $W_p$  του σχηματιζόμενου στύλου σε περίπτωση διάνοιξης εγκάρσιων στοών σε μεταγενέστερο στάδιο. Από την άλλη το εύρος των στοών θα καθορίσει το πλάτος του θαλάμου  $W_R$  κατά την μέθοδο των θαλάμων και στύλων.

Η μελέτη σε δύο στάθμες υπερκειμένων μεταβάλλει σε πολύ μεγάλο βαθμό την μηχανική συμπεριφορά των υπογείων ανοιγμάτων, καθώς εκτός της αλλαγής της φόρτισης των στοών λόγω του βάρους των υπερκειμένων γαιών, μεταβάλλονται με το βάθος και οι ισοδύναμες παράμετροι διατμητικής αντοχής.

Επομένως, θα δημιουργηθούν δύο διαφορετικά αριθμητικά μοντέλα, ένα για ύψος υπερκειμένων  $H=60\text{ m}$  και ένα για  $H=120\text{ m}$ .

### 5.1 Αριθμητικό προσομοίωμα παράλληλων στοών σε υπερκείμενα $H=60\text{ m}$

Η κατασκευή του αριθμητικού μοντέλου περιλαμβάνει τρία διαφορετικά στάδια.

Το πρώτο στάδιο αφορά την γεωμετρία των εκσκαφών και των συνοριακών συνθηκών της ανάλυσης. Η γεωμετρία των εκσκαφών είναι επί της ουσίας ο σχεδιασμός της διατομής των υπό εξέταση στοών σε επίπεδο κάθετο προς την φορά διάνοιξης τους. Το εξωτερικό σύνορο που περιβάλλει τις εκσκαφές προσδιορίζει την διαστάση χωρική έκταση στην οποία θα επιλυθεί το δεδομένο πρόβλημα.

Το δεύτερο στάδιο αφορά κυρίως την προσομοίωση των γεωυλικών που περιβάλλουν τις εκσκαφές, μέσω της εισαγωγής γεωτεχνικών παραμέτρων για κάθε διαφορετικό υλικό, η οποία συνοδεύεται από συγκεκριμένο κριτήριο αστοχίας και παραμορφωσιακής συμπεριφοράς μετά την κατάσταση αστοχίας.

Το τρίτο στάδιο αφορά την προσομοίωση των μέτρων υποστήριξης και διενεργείται μέσω της τοποθέτησης αυτών στην εξεταζόμενη διατομή, και παράλληλα με την εισαγωγή κατάλληλων μηχανικών παραμέτρων που περιγράφουν το υλικό από το οποίο αποτελείται η επιλεχθείσα υποστήριξη.

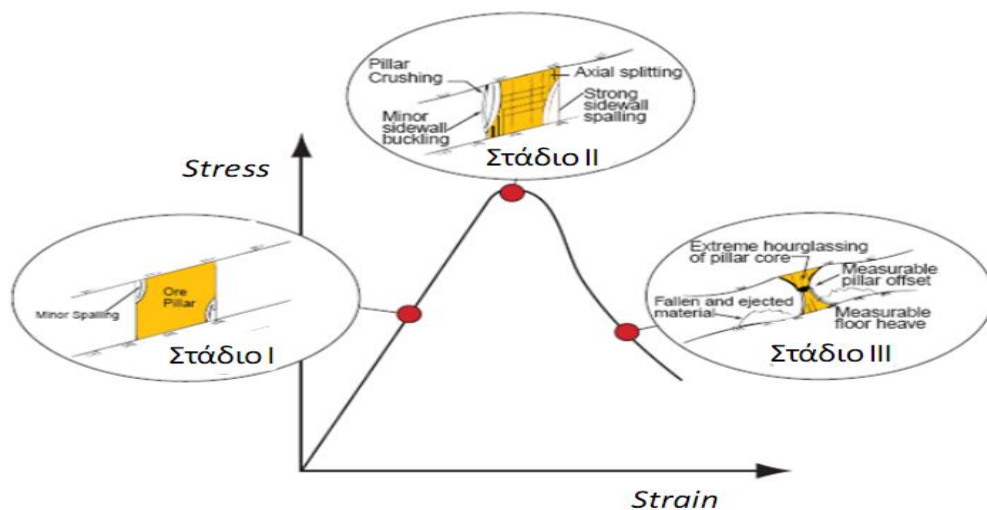
Οι παραπάνω περιγραφόμενες διαδικασίες περιγράφονται αναλυτικά στις επόμενες ενότητες.

### 5.1.1 Μηχανική συμπεριφορά στύλου σε συνθήκες φόρτισης

Η εκσκαφή του πετρώματος έχει σαν αποτέλεσμα την ανακατανομή των τάσεων και την αύξηση των φορτίων που αναλαμβάνουν οι στύλοι. Όταν οι τάσεις που ασκούνται στον στύλο είναι μικρότερες από την αντοχή του στύλου, αυτός παραμένει ουσιαστικά ανέπαφος και συμπεριφέρεται ελαστικά στην αύξηση των τάσεων, όπως φαίνεται και στο γραμμικό τμήμα του διαγράμματος της Εικόνας 5.1.

Το επίκεντρο της μελέτης βρίσκεται στο στάδιο που ξεπερνιέται η αντοχή του στύλου. Η αστοχία του στύλου τότε εκδηλώνεται με εκτεταμένες αποκολλήσεις τεμαχών από τις παρειές του (spalling, slabbing) και με διεύρυνση και δημιουργία νέων ρωγματώσεων, διαμορφώνοντας έτσι το χαρακτηριστικό σχήμα κλεψύδρας του στύλου. Μετά το σημείο αστοχίας, ο στύλος δεν μπορεί να παραλάβει φορτίσεις και οι παραμορφώσεις του αυξάνονται κατά πολύ με παράλληλη μείωση της διατομής του (Benardos, 2010).

Πολλές φορές, παρά την αστοχία του, ο στύλος ενδέχεται να εμφανίσει παραμένουσα αντοχή, αρκετά βέβαια μικρότερη της μέγιστης αντοχής του. Σύμφωνα με έρευνα που διεξήχθη από τον Bekendam (2004) η παραμένουσα αντοχή μπορεί να οριστεί ως η αντοχή των δοκιμίων που αντιστοιχεί σε τιμή παραμόρφωσης τριπλάσια αυτής που υφίσταται κατά τη στιγμή της αστοχίας τους. Επίσης, σημειώνεται ότι οι λεπτοί στύλοι αστοχούν ραγδαία με την ανάπτυξη της διαρροής από τις παρειές προς το κέντρο τους.



Εικόνα 5.1 Συμπεριφορά στύλου υπό συνθήκες φόρτισης

Οι συνήθεις τρόποι αστοχίας των στύλων δίνονται στην Εικόνα 5.2 (Brady and Brown, 2004).

Σε συμπαγές πέτρωμα ο κύριος τρόπος διάρρηξης του στύλου περιλαμβάνει απολέπιση των παρειών (spalling) και απόσχιση πετρώματος πλευρικά (Εικόνα 5.2.α), οδηγώντας σε φθορά του στύλου και δημιουργία λαιμού. Με τον τρόπο αυτό μειώνεται προοδευτικά η ενεργός διατομή του στύλου, που έχει σαν αποτέλεσμα την αύξηση της κατακορύφου τάσεως που ασκείται σε αυτόν και που σταδιακά μπορεί να τον οδηγήσει στην ολοκληρωτική αστοχία του.

Στην Εικόνα 5.2.β παρατηρείται η αστοχία του στύλου λόγω ύπαρξης επιπέδου αδυναμίας στην μάζα του. Στην περίπτωση αυτή η διατμητική αντοχή της ασυνέχειας ορίζει και την τελική αντοχή του στύλου. Η επίδραση των σχετικών διαστάσεων ενός στύλου μπορεί να οδηγήσει σε τέτοιου τύπου αστοχίες. Έτσι, σε ομοιόμορφα ρωγματομένο κοίτασμα ένας χαμηλός λόγος πλάτους/ύψους στύλου (W/H ψηλόλιγνοι στύλοι), μπορεί να ευνοεί το σχηματισμό κεκλιμένων διατμητικών ρωγμών που να τέμνουν τον στύλο. Υπό την παραπάνω συνθήκη γεωμετρικών χαρακτηριστικών δημιουργούνται κινηματικοί παράγοντες που προάγουν την ανάπτυξη διεισδυτικών, τοπικών διατμητικών ζωνών αδυναμίας (Brown, 1970). Σε διάτμηση προφανώς είναι δυνατόν να αστοχήσει ο στύλος και όταν δεν υπάρχει επίπεδο ασυνέχειας, εφόσον ικανοποιείται το σχετικό κριτήριο αστοχίας.

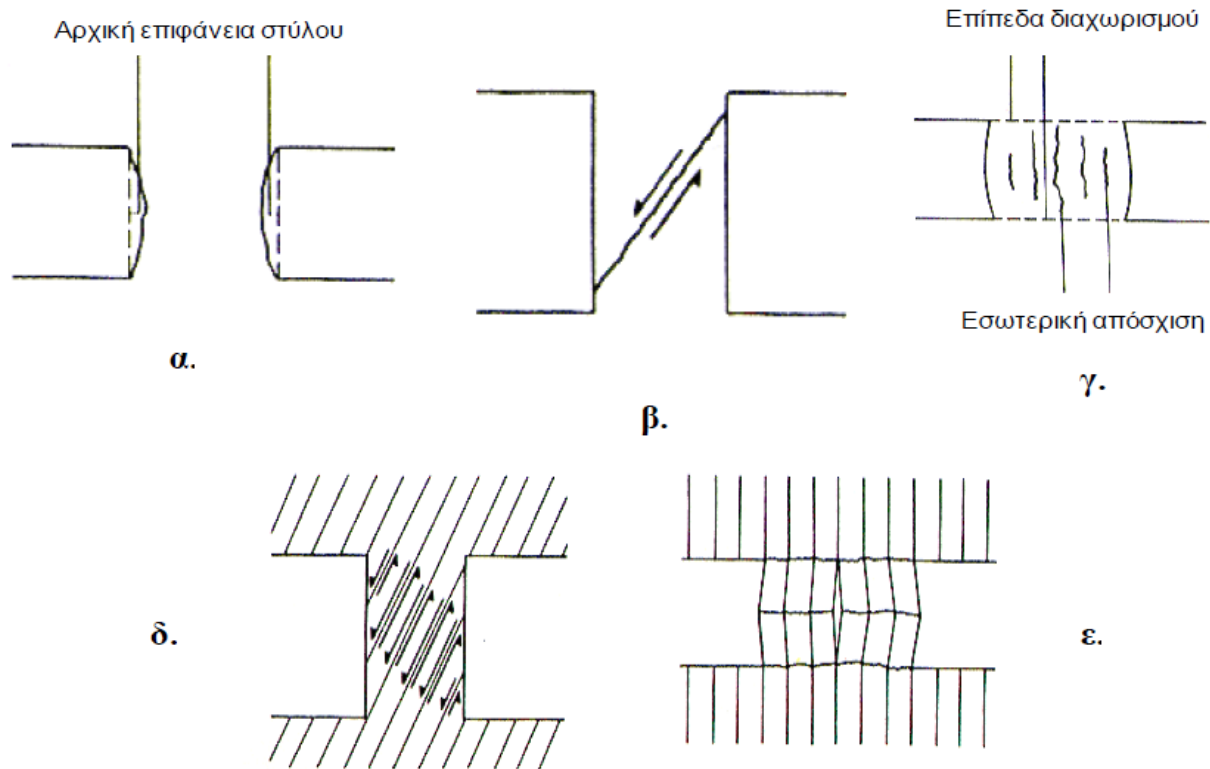
Ο τρίτος τρόπος αστοχίας του στύλου εμφανίζεται σε πετρώματα με ισχυρώς παραμορφώσιμα επίπεδα αδυναμίας (Εικόνα 5.2.γ). Οι γεωμηχανικές συνθήκες που ευνοούν αυτό τον τρόπο συμπεριφοράς μπορούν να υπάρξουν σε στρωσιγενή κοιτάσματα, όπου τμήματα των μαλακών επιπέδων στρώσης ορίζουν το δάπεδο και την οροφή του κοιτάσματος. Διαρροή των μαλακών στρωμάτων που υπάρχουν στην επαφή του στύλου με το δάπεδο ή την οροφή, παράγει εγκάρσιες φορτίσεις πάνω στις εξωτερικές επιφάνειες του στύλου και προάγει τον εσωτερικό αξονικό διαχωρισμό (εσωτερική απόσχιση) του στύλου. Αυτό παρατηρείται στον στύλο με την έντονη πλευρική διόγκωση του υπό την μορφή βαρελιού.

Στην Εικόνα 5.2.δ παρατηρείται η επίδραση της γεωλογικής δομής του στύλου στην συμπεριφορά και την αστοχία του. Η ύπαρξη οικογένειας επιπέδων αδυναμίας (διακλάσεις, ασυνέχειες, στρώσεις) οδηγεί στην αστοχία του στύλου σε διάτμηση. Κυρίως αυτό συμβαίνει όταν η γωνία κλίσης των ρωγματούσεων-ασυνεχειών σε σχέση με το κύριο επίπεδο του στύλου (κάθετο στον άξονα του στύλου) υπερβαίνει την ενεργή γωνία εσωτερικής τριβής.

Τέλος, στην Εικόνα 5.2.ε παρατηρείται αστοχία στύλου υπό την μορφή λυγισμού στην περίπτωση που υπάρχουν επίπεδα καλά αναπτυγμένης φύλλωσης ή σχιστότητας παράλληλα στον κύριο άξονα φόρτισης.

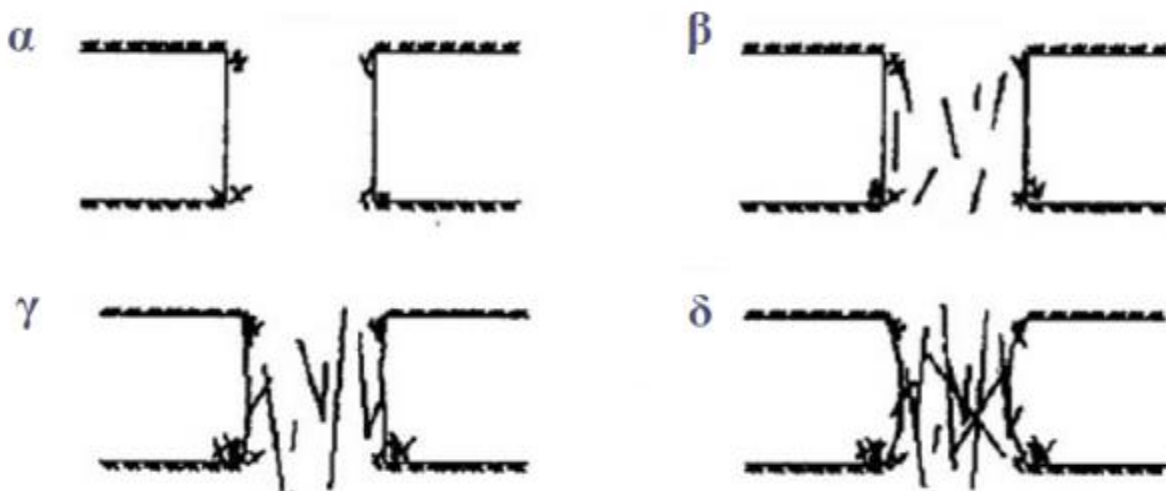
Σημειώνεται, ότι η αστοχία ενός στύλου σε διάτμηση περιγράφεται από το κριτήριο του Coulomb, τόσο σε περίπτωση ύπαρξης όσο και μη, κάποιου επιπέδου ασυνέχειας. Σε κάθε περίπτωση η μαθηματική σχέση που περιγράφει την αστοχία του στύλου σε διάτμηση δίνεται ως  $\tau_p = S_p + \sigma_n \cdot \tan \phi_f$ .

Στην σχέση αυτή, όπου  $\tau_p$  η διατμητική τάση τη στιγμή της αστοχίας σε κάποιο τυχαίο επίπεδο ή σε κάποια καθορισμένη ασυνέχεια εντός του στύλου,  $\sigma_n$  η κάθετη τάση στο επίπεδο αστοχίας ή ασυνέχειας,  $S_p$  και  $\phi_f$  η συνοχή και γωνία εσωτερικής τριβής του βραχώδους υλικού του στύλου ή της ασυνέχειας αντίστοιχα.



Εικόνα 5.2 Συνήθεις τρόποι αστοχίας στύλων (Brady and Brown, 2004)

Ειδικότερα, για την αστοχία που αφορά στη σταδιακή μείωση της αντοχής στύλου συμπαγούς πετρώματος, δίνονται ορισμένες χαρακτηριστικές φάσεις της εξέλιξης της παραμόρφωσης του στην Εικόνα 5.3. Ο συγκεκριμένος τύπος αστοχίας, θεωρείται σαν ο πιθανότερα αναμενόμενος στην περίπτωση του εξεταζόμενου συνεχούς λιγνιτικού στύλου της εργασίας.



Εικόνα 5.3 Εξέλιξη ρωγματώσεων και αστοχίας σε στύλο από συμπαγές σχηματισμό

Τα αρχικά σημάδια της διάρρηξης μπορεί να έχουν τη μορφή τοπικής αστοχίας σε διάτμηση στις γωνίες της εκσκαφής (Εικόνα 5.3.α). Η απολέπιση των επιφανειών του, δηλαδή η σταδιακή αποκόλληση τμημάτων των παρειών, όπως φαίνεται στην Εικόνα 5.3.β γίνεται πιο εμφανής, ενδεικτική των υψηλών τάσεων οι οποίες επιπλέον ευνοούν τις συνθήκες δημιουργίας ρωγματώσεων στο εσωτερικό τμήμα του στύλου. Σε αυτή τη φάση ο στύλος έχει υποστεί μερική αστοχία, αλλά ο πυρήνας του είναι ακόμη άθικτος και μπορεί να παραλαμβάνει τάσεις.

Η αύξηση των τάσεων οδηγεί στην επέκταση/διεύρυνση των εσωτερικών ρωγματώσεων καθώς και στην αλληλεπίδραση μεταξύ τους (Εικόνα 5.3.γ). Όταν κινητοποιηθεί πλήρως η τριβή μεταξύ των ρωγματώσεων που έχουν σχηματιστεί, ο στύλος βρίσκεται στην περιοχή της μέγιστης αντοχής του. Μετά από το σημείο αυτό ο στύλος αστοχεί, όπως φαίνεται και στην Εικόνα 5.3.δ, όπου πλέον δημιουργούνται έντονες ρωγματώσεις και στην περιοχή του πυρήνα του, αποκολλήσεις τεμαχίων του και πιθανή τελικά λύση της συνέχειας του υλικού του.

### 5.1.2 Εισαγωγή γεωμετρίας εκσκαφών και εξωτερικού συνόρου

Οι παράλληλες προς εξέταση λιγνιτικές στοές που θα εισαχθούν στο αριθμητικό μοντέλο είναι τέσσερις στον αριθμό. Η απόσταση τους μετρημένη από παρειά σε παρειά θα είναι αρχικά ίση με το πλάτος των μετέπειτα εναπομείνοντων στύλων  $W_P$ , σε περίπτωση που διανοιχθούν μελλοντικά εγκάρσιες στοές μέσω της εφαρμογής της μεθόδου των θαλάμων και στύλων.

Στο σημείο αυτό θα πραγματοποιηθεί ένας αρχικός προσεγγιστικός προσδιορισμός του πλάτους του στύλου ανάμεσα σε δύο διαδοχικές στοές  $W_P$ . Ο υπολογισμός αυτός θα πραγματοποιηθεί μέσω κατάλληλων εμπειρικών σχέσεων και η επάρκεια του θα ελεγχθεί σε ακριβέστερο βαθμό μέσω παραμετρικών αριθμητικών αναλύσεων σε μεταγενέστερο στάδιο της εργασίας, με τελικό σκοπό την επιλογή του βέλτιστου πλάτους για την λιγνιτική εκμετάλλευση με την μέθοδο των θαλάμων και στύλων.

Οι λιγνιτικοί στύλοι επιλέγονται να είναι τετραγωνικής διατομής και ως εκ τούτου η σχέση που δίνει την μέση αναπτυσσόμενη ορθή τάση σε αυτούς είναι  $\sigma_p = \sigma_v \cdot \left(1 + \frac{W_R}{W_P}\right)^2$ .

Στην σχέση αυτή όπου  $\sigma_v$  η κατακόρυφη γεωστατική τάση, όπου  $W_P$  το πλάτος του λιγνιτικού στύλου και όπου  $W_R$  το πλάτος του σχηματιζόμενου θαλάμου το οποίο προφανώς θα είναι ίσο με το πλάτος των διανοιγόμενων στοών, δηλαδή  $W_R = 7 \text{ m}$ .

Αντικαθιστώντας τα δεδομένα για επιλεγθέν πλάτος στύλου  $W_P = 16 \text{ m}$  και ύψος υπερκειμένων  $H = 120 \text{ m}$  υπολογίζεται η μέση αναπτυσσόμενη ορθή τάση στους στύλους  $\sigma_p = 4,46 \text{ MPa}$ .

Να σημειωθεί στο σημείο αυτό ότι ο έλεγχος της στατικής επάρκειας των στύλων θα γίνει για την δυσμενέστερη περίπτωση των μέγιστων συναντώμενων υπερκειμένων  $H = 120 \text{ m}$ .

Η αντοχή του λιγνιτικού στύλου σε μονοαξονική θλίψη θα υπολογιστεί από την εμπειρική σχέση

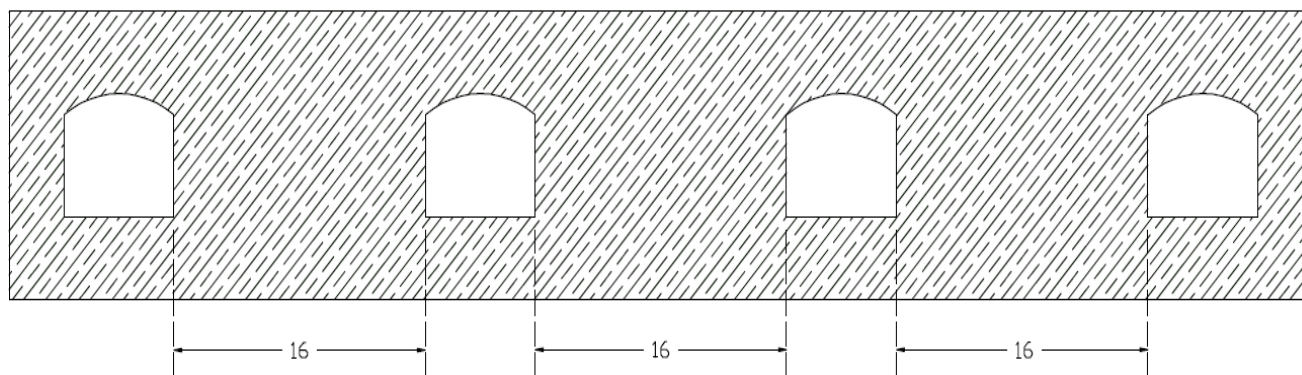
$$C_p = 0,8 \cdot \sigma_{ci} \cdot \frac{W_P^{0,46}}{H_P^{0,66}} \quad (\text{Salamon and Munro, 1967}).$$

Αντικαθιστώντας την θλιπτική αντοχή του άρρηκτου υλικού του λιγνίτη  $\sigma_{ci}=7,73 \text{ MPa}$  και το ύψος του λιγνιτικού στύλου  $H_p=6 \text{ m}$ , το οποίο λαμβάνεται ίσο με το μέσο πάχος του κοιτάσματος, υπολογίζεται ότι  $C_p=6,78 \text{ MPa}$ .

Ο συντελεστής ασφαλείας του στύλου ορίζεται από την σχέση  $SF=\frac{C_p}{\sigma_p}$ , ενώ αντικαθιστώντας υπολογίζεται ότι  $SF=1,5$ .

Η τιμή αυτή θεωρείται ικανοποιητική στο στάδιο αυτό της προκαταρκτικής εκτίμησης.

Στο σχέδιο της Εικόνας 5.4 εμφανίζονται οι τέσσερις παράλληλες λιγνιτικές στοές σε απόσταση μεταξύ τους  $W_p=16 \text{ m}$ .



Εικόνα 5.4 Σχέδιο παράλληλων διερευνητικών λιγνιτικών στοών

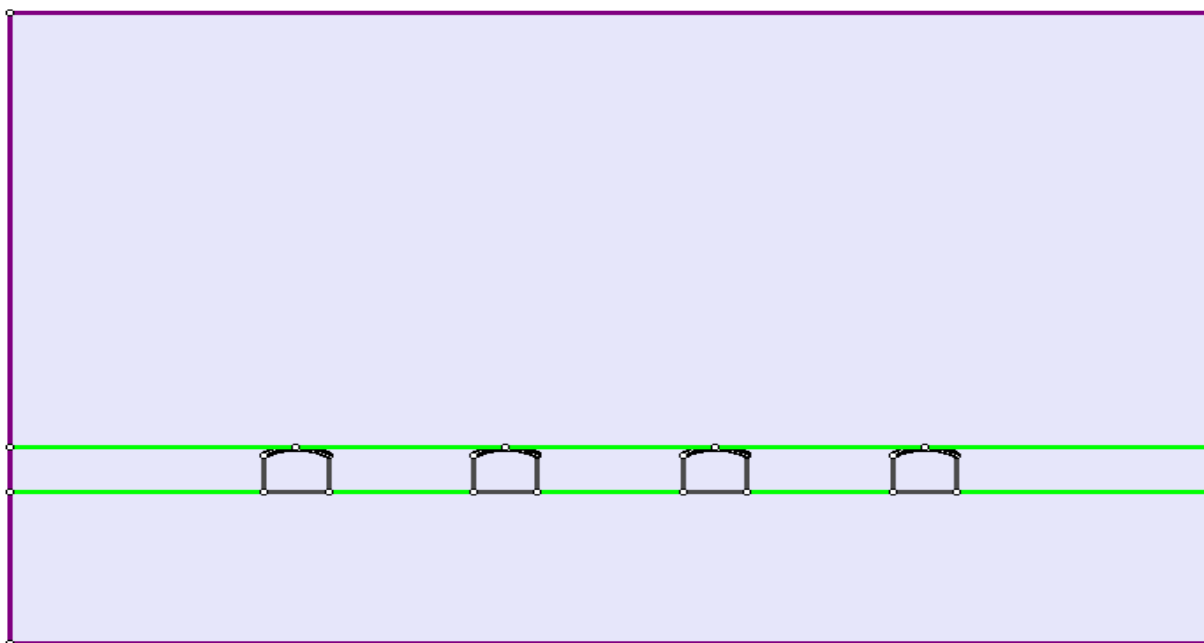
Σημειώνεται ότι εκτός από τον έλεγχο της μηχανικής συμπεριφοράς των διανοιγόμενων στοών και του επιλεγόμενου συστήματος υποστήριξης τους μέσω της διοδιαστάτης αριθμητικής ανάλυσης επίπεδης παραμόρφωσης, πολύ σημαντική είναι και η μελέτη της συμπεριφοράς του στύλου προστασίας μεταξύ των στοών και κυρίως η έκταση της πλαστικοποίησης εντός της λιγνιτικής μάζας, η οποία στη συνέχεια θα κλιθεί να αναλάβει τα νέα γεωστατικά φορτία μετά την ολοκλήρωση των εγκάρσιων στοών. Επομένως, επιθυμείται η έκταση των πλαστικών ζωνών γύρω από τις παρειές των στοών να είναι περιορισμένη. Σε περίπτωση ανάπτυξης μεγάλων ζωνών αστοχίας στο λιγνιτικό υλικό ενδέχεται να διερευνηθεί η εφαρμογή υποστήριξης και στις παρειές των υπόγειων στοών.

Σε κάθε περίπτωση, επειδή η μελέτη της μηχανικής συμπεριφοράς του στύλου είναι ένα καθαρά τρισδιάστατο πρόβλημα, δύσκολα προσεγγίσιμο με διοδιαστάτες μεθόδους, σε μετέπειτα στάδιο της εργασίας θα εξεταστεί η συμπεριφορά του στύλου μέσω παραμετρικών τρισδιάστατων αριθμητικών αναλύσεων προκειμένου το ζήτημα αυτό να διερευνηθεί σε μεγαλύτερο βάθος.

Μέσω του λογισμικού Phase2 σχεδιάζονται οι παράλληλες στοές και το εξωτερικό σύνορο της ανάλυσης. Στην Εικόνα 5.5 παρουσιάζεται ο σχεδιασμός των εκσκαφών και του εξωτερικού συνόρου. Η γεωμετρία της διατομής είναι αυτή που παρουσιάστηκε στο σχέδιο της Εικόνας 3.8. Πρόκειται δηλαδή για μία πεταλοειδή διατομή εύρους  $w=7 \text{ m}$  και ύψους  $h=6 \text{ m}$ .

Οι πράσινες γραμμές επαφής στο πάνω και στο κάτω μέρος των στοών ορίζουν την επιφάνεια της οροφής και του δαπέδου της εκσκαφής, αλλά και την αλλαγή της στρωματογραφίας ανάμεσα στους γεωλογικούς σχηματισμούς της μάργας της οροφής, του λιγνιτικού κοιτάσματος και της μάργας του δαπέδου.

Στην συνέχεια τα συγκεκριμένα όρια υλικού θα χρησιμοποιηθούν για την διακριτή εισαγωγή των γεωτεχνικών παραμέτρων των υλικών που περιβάλλουν τις εκσκαφές. Να σημειωθεί ότι η εισαγωγή των ορίων του υλικού πρέπει να γίνει πριν την διακριτοποίηση και την δημιουργία του πλέγματος των πεπερασμένων στοιχείων του μοντέλου.



**Εικόνα 5.5 Γεωμετρικό μοντέλο εκσκαφών, εξωτερικού συνόρου και ορίων υλικού**

Στο σημείο αυτό θα γίνει η διακριτοποίηση και η παραγωγή του πλέγματος των πεπερασμένων στοιχείων εντός του μοντέλου. Ο τύπος του πλέγματος που θα χρησιμοποιηθεί θα είναι ο διαβαθμισμένος (graded mesh), ενώ ο τύπος των επιλεγμένων πεπερασμένων στοιχείων θα είναι τα τρίκομβα τριγωνικά (3 noded triangular elements).

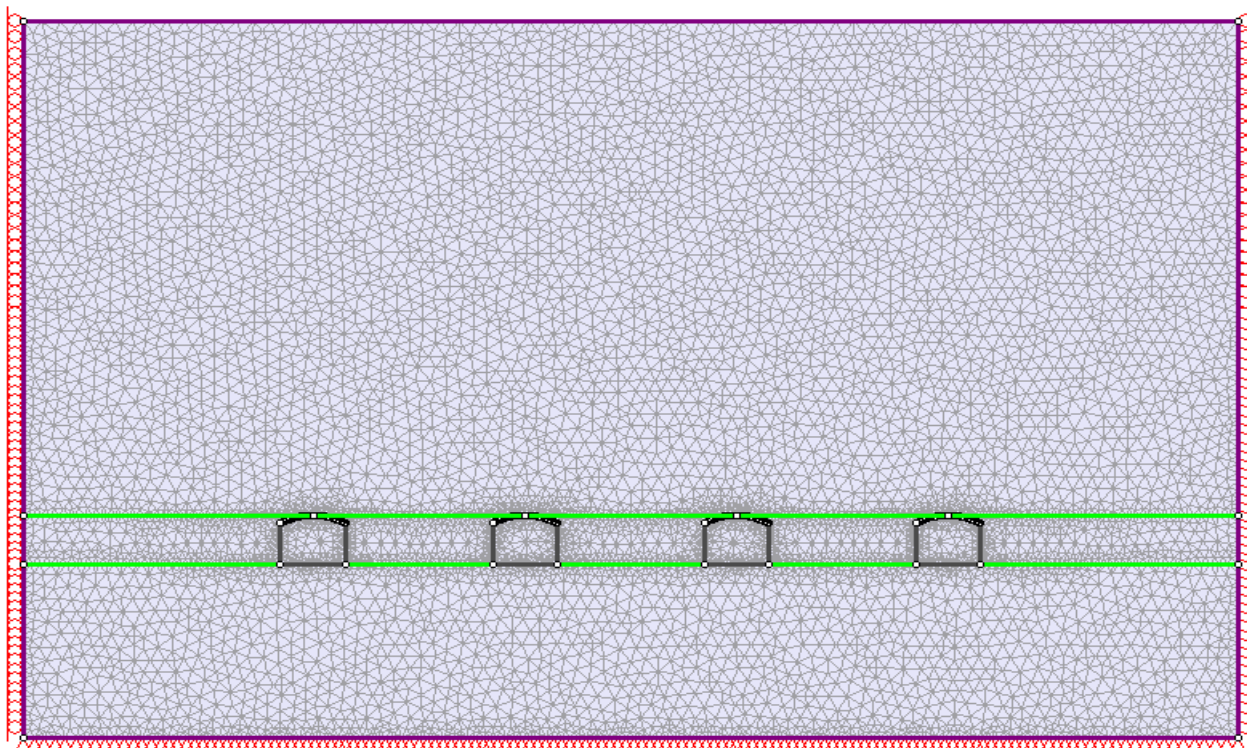
Σε σχέση τώρα με τις συνοριακές συνθήκες περιορισμού του μοντέλου, θα επιλεγθεί η άνω πλευρά του εξωτερικού συνόρου να αφεθεί να μετακινείται τόσο στον άξονα  $x$  όσο και στον άξονα  $y$ . Η επιλογή αυτή θα επιτρέπει στους κόμβους των πεπερασμένων στοιχείων που βρίσκονται σε επαφή με την άνω πλευρά του εξωτερικού συνόρου να μετακινούνται σε κάθε κατεύθυνση του επιπέδου  $x - y$ .

Η αριστερή και η δεξιά πλευρά του εξωτερικού συνόρου θα επιλεγθεί να μετακινείται μόνο κατά τον άξονα  $y$  επιτρέποντας τις κατακόρυφες μετακινήσεις, ενώ θα περιοριστούν οι μετακινήσεις κατά τον άξονα  $x$ , δηλαδή οι οριζόντιες μετακινήσεις.



Τέλος, η κάτω πλευρά του εξωτερικού συνόρου θα περιοριστεί τόσο κατά τον άξονα  $x$  όσο και κατά τον άξονα  $y$ . Η επιλογή αυτή θα πακτώσει και θα εμποδίσει τις μετακινήσεις των πεπερασμένων στοιχείων που βρίσκονται σε άμεση επαφή με το κάτω εξωτερικό σύνορο του μοντέλου.

Στην Εικόνα 5.6 εμφανίζεται το αριθμητικό μοντέλο με τις συνοριακές συνθήκες και το πλέγμα των πεπερασμένων στοιχείων.



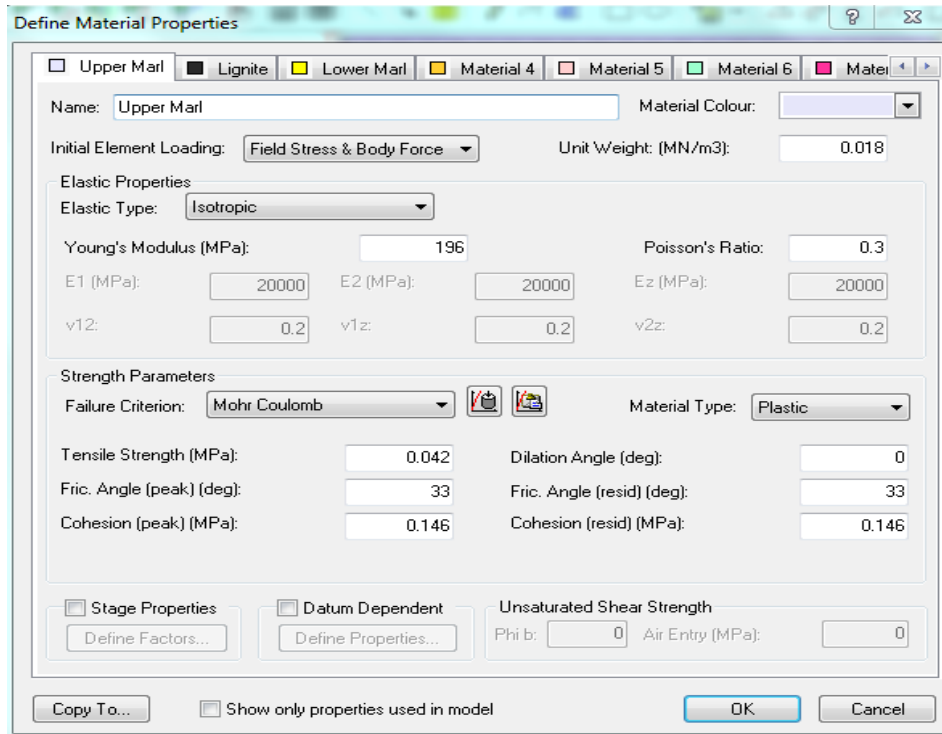
Εικόνα 5.6 Αριθμητικό μοντέλο με συνοριακές συνθήκες και πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων

### 5.1.3 Ορισμός υλικών που περιβάλλουν τις εκσκαφές

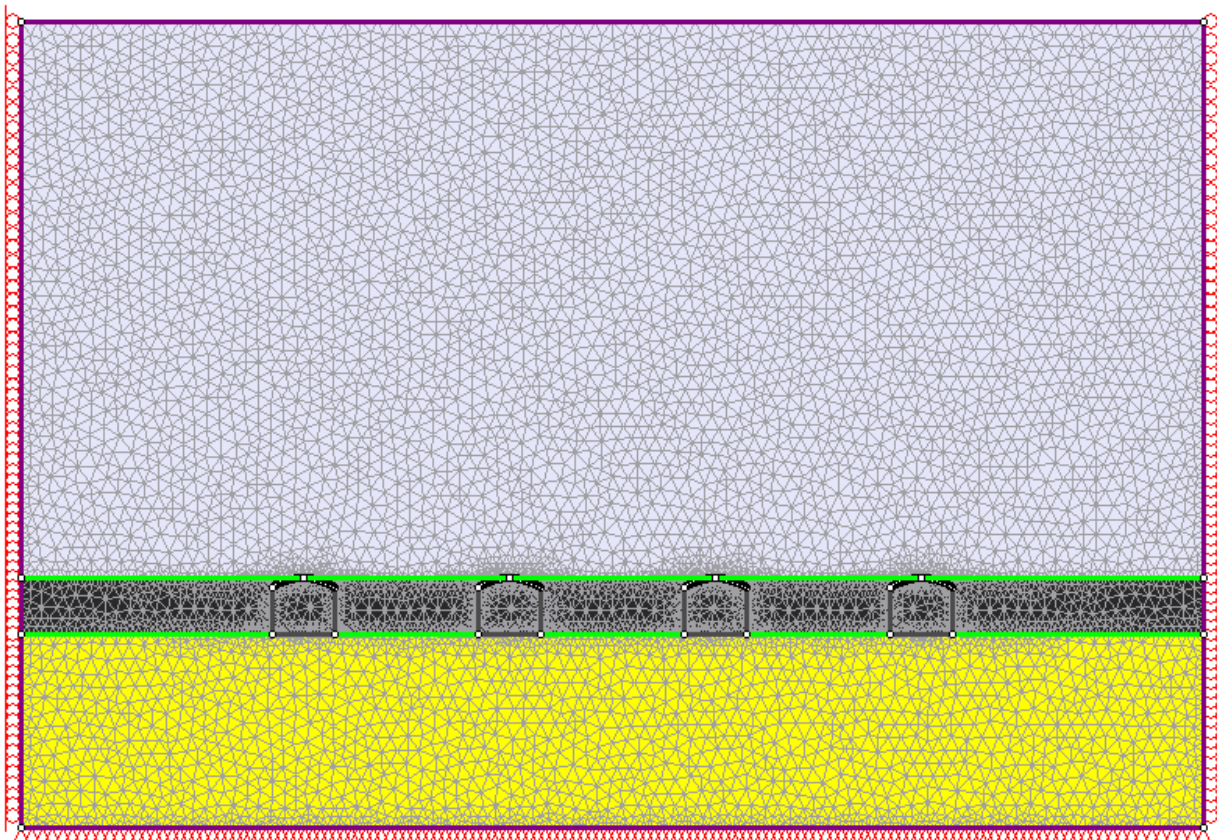
Στο σημείο αυτό θα οριστούν τα τρία διαφορετικά υλικά που περιβάλλουν τις υπόγειες εκσκαφές και συγκεκριμένα θα εισαχθούν οι γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού για την μάργα της οροφής, το λιγνιτικό κοίτασμα και την μάργα του δαπέδου. Επιπρόσθετα, προσδιορίζεται το καταστατικό μοντέλο που περιγράφει την αστοχία των συγκεκριμένων υλικών, αλλά και την παραμορφωσιακή συμπεριφορά τους για την μετά της αστοχίας κατάσταση.

Τα γεωτεχνικά δεδομένα εισαγωγής για τα τρία αυτά υλικά προσδιορίστηκαν και παρουσιάστηκαν με λεπτομέρεια στον Πίνακα 1.4 προηγούμενου κεφαλαίου της εργασίας.

Ενδεικτικά, στην Εικόνα 5.7 παρουσιάζεται η εισαγωγή των γεωτεχνικών παραμέτρων για το υλικό της μάργας της οροφής της εκμετάλλευσης.



**Εικόνα 5.7** Εισαγωγή γεωτεχνικών παραμέτρων μάργας οροφής

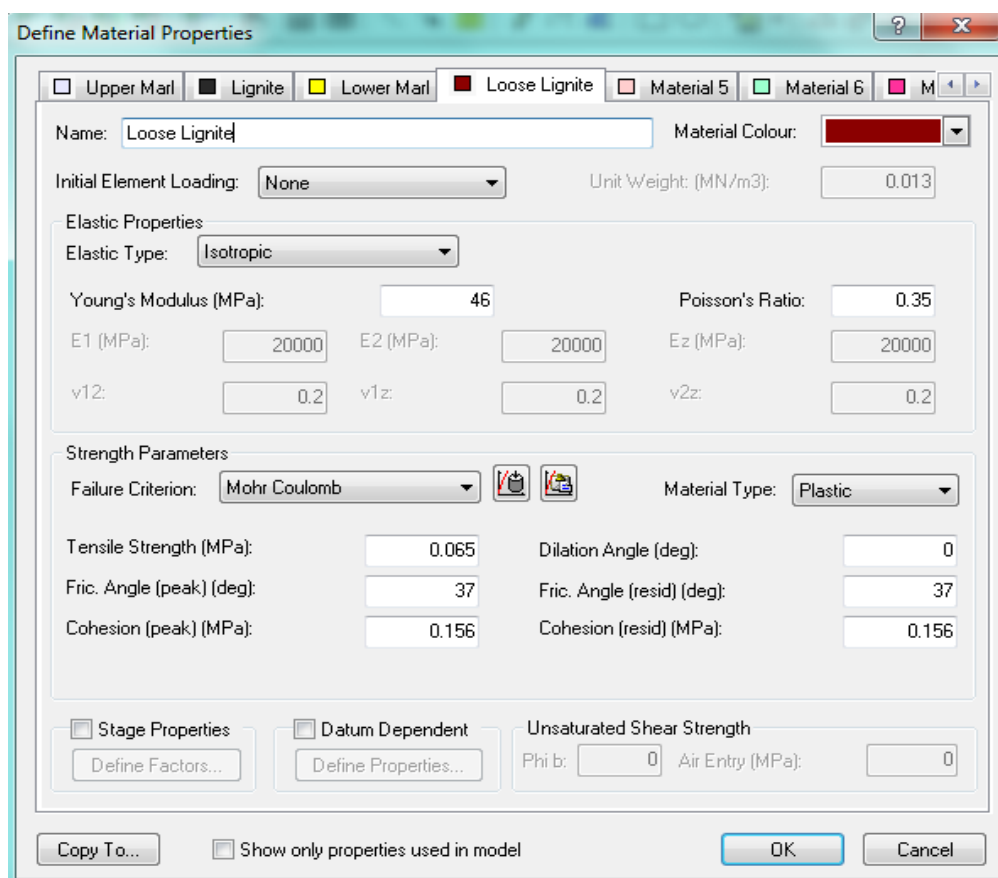


**Εικόνα 5.8** Αριθμητικό προσομοίωμα με εκχώρηση των περιβαλλόντων υλικών των εκσκαφών

Στο σημείο αυτό θα εισαχθεί ένα επιπρόσθετο βοηθητικό υλικό, το υλικό του χαλαρωμένου λιγνίτη εντός των διατομών των στοών.

Όπως προαναφέρθηκε, μέσω της χαλάρωσης του λιγνιτικού υλικού εντός της διατομής των στοών θα προσομοιωθούν οι συγκλίσεις του τοιχώματος πριν την τοποθέτηση των μέτρων υποστήριξης. Ο βαθμός χαλάρωσης του υλικού εξαρτάται κυρίως από τον συντελεστή αποτόνωσης των τάσεων  $\lambda$  στην θέση εφάρμογής των μέτρων υποστήριξης  $x$  πίσω από το προωθούμενο μέτωπο εκσκαφής.

Στην Εικόνα 5.9 εμφανίζεται η εισαγωγή του υλικού του χαλαρωμένου λιγνίτη (loose lignite) που αντιστοιχεί σε συντελεστή αποτόνωσης  $\lambda=0,38$  και μέτρο ελαστικότητας  $E=46$  MPa.

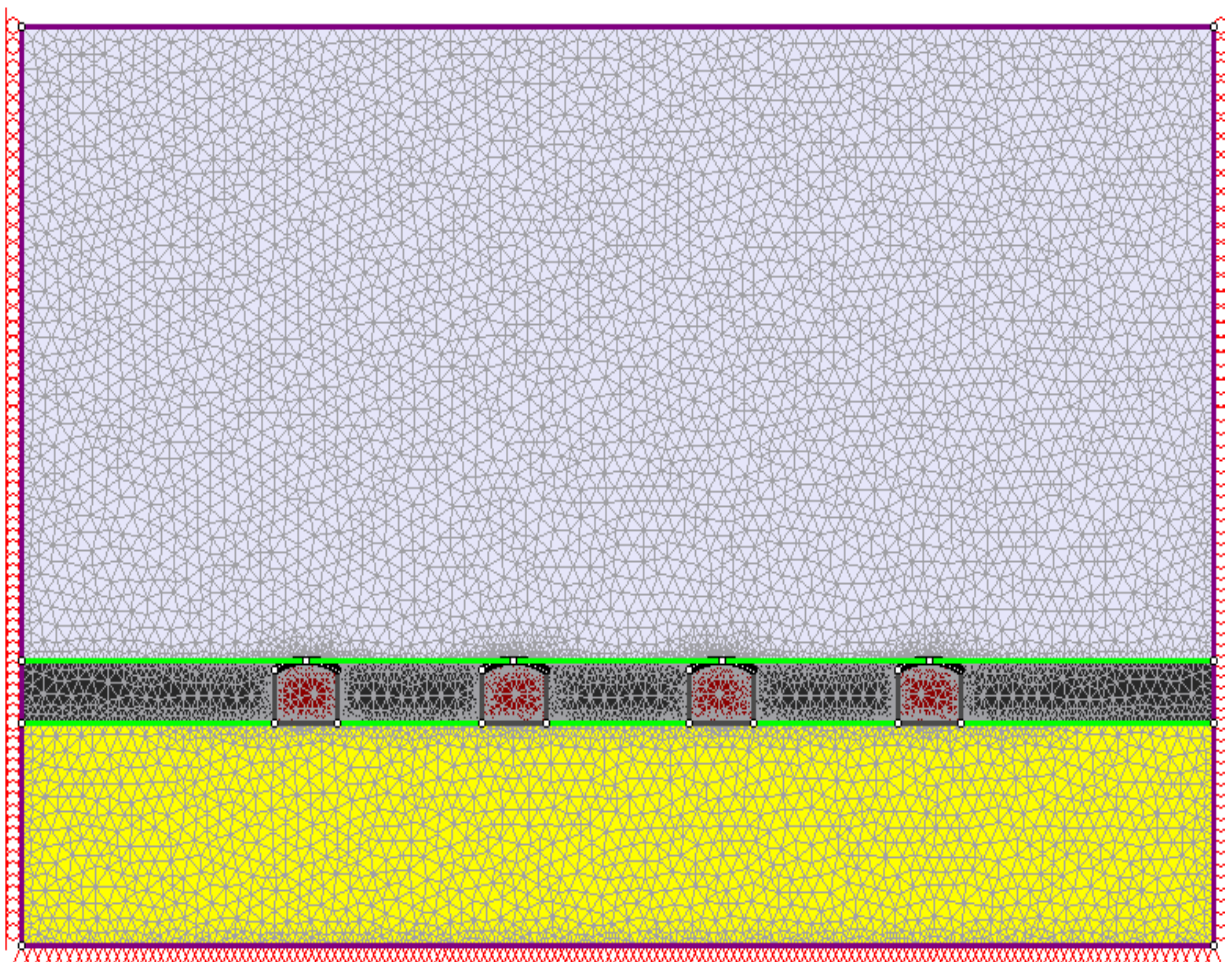


Εικόνα 5.9 Εισαγωγή γεωτεχνικών παραμέτρων χαλαρωμένου λιγνίτη

Να σημειωθεί ότι το χαλαρωμένο υλικό του λιγνίτη διατηρεί ίδιες όλες τις μηχανικές παραμέτρους αντοχής σε σχέση με το πραγματικό υλικό. Η μόνη παράμετρος που απομειώνεται είναι το μέτρο ελαστικότητας. Επίσης, στην αρχική φόρτιση των πεπερασμένων στοιχείων επιλέγεται η μηδενική αρχική φόρτιση για την αποφυγή πρόκλησης ανισορροπίας στο σύστημα διεξαγωγής των τασικών αναλύσεων του προγράμματος. Στην συγκεκριμένη επιλογή συνηγορεί και το διδακτικό εγχειρίδιο του εν λόγω λογισμικού (Phase2 Tutorial Manual, Example 18).



Στην Εικόνα 5.10 εμφανίζεται η χαλάρωση του υλικού του λιγνίτη εντός των εκσκαπτόμενων διατομών για την προσομοίωση των προσυγκλίσεων πριν την τοποθέτηση των μέτρων υποστήριξης.



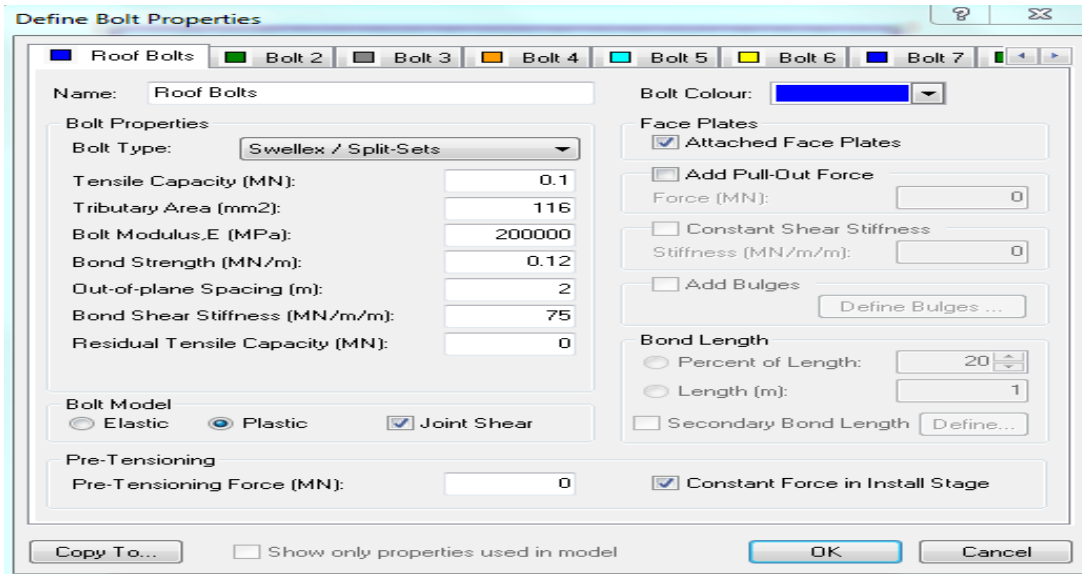
Εικόνα 5.10 Χαλάρωση λιγνιτικού υλικού εντός των εκσκαπτόμενων διατομών

#### 5.1.4 Εφαρμογή συστήματος υποστήριξης

Για την στάθμη υπερκειμένων  $H=60 \text{ m}$  το προτεινόμενο σύστημα υποστήριξης περιλαμβάνει έναν τετραγωνικό κάνναβο παθητικών αγκυρίων  $s_c \times s_i=2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$  στην οροφή του υπογείου ανοίγματος με μήκος αγκυρίου  $l=2 \text{ m}$ .

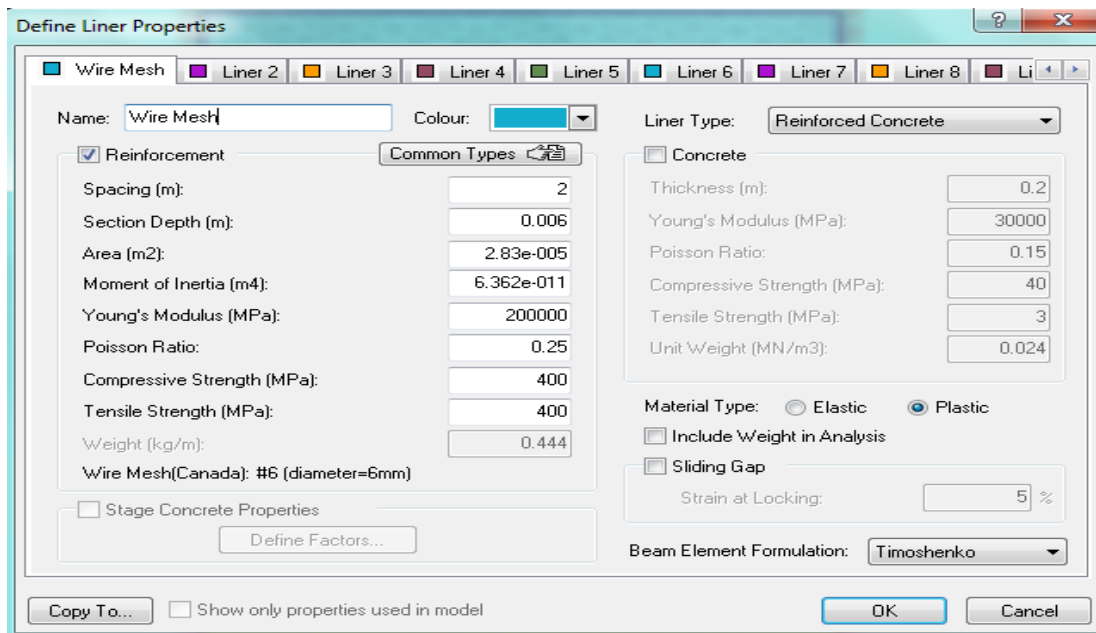
Επιπρόσθετα, ένα χαλύβδινο δομικό πλέγμα **T188** στην οροφή που θα γεφυρώνει το κενό ανάμεσα στα διαδοχικά αγκύρια, τόσο περιμετρικά της οροφής όσο και κατά τον διαμήκη άξονα των στοών.

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά εισαγωγής για την προσομοίωση των αγκυρίων της οροφής εμφανίζονται στην Εικόνα 5.11.



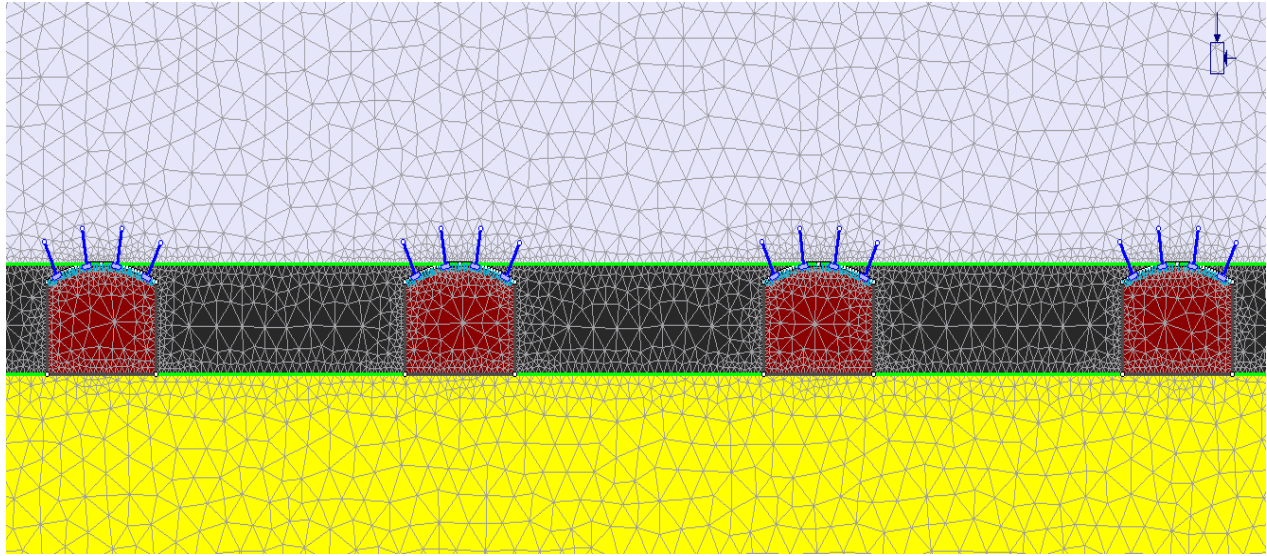
Εικόνα 5.11 Μηχανικές ιδιότητες παθητικών αγκυρίων οροφής

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά εισαγωγής για την προσομοίωση του πλέγματος της οροφής εμφανίζονται στην Εικόνα 5.12.



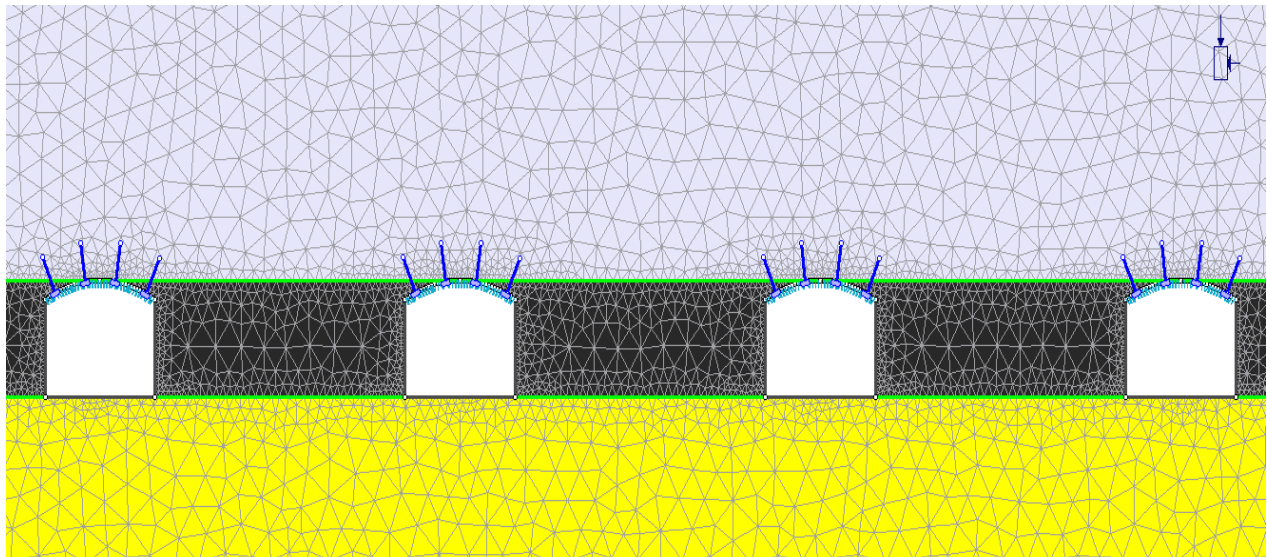
Εικόνα 5.12 Μηχανικές ιδιότητες δομικού πλέγματος οροφής

Στην Εικόνα 5.13 εμφανίζεται η τοποθέτηση του προτεινόμενου συστήματος υποστήριξης στην χαλαρωμένη λιγνιτική διατομή του μοντέλου, δηλαδή στην πραγματική διανοιγμένη διατομή σε θέση  $x=-1 \text{ m}$  πίσω από το προωθούμενο μέτωπο εκσκαφής.



Εικόνα 5.13 Εφαρμογή συστήματος υποστήριξης αγκυρίων και δομικού πλέγματος

Στην Εικόνα 5.14 προσομοιώνεται η κατάσταση ισορροπίας των υποστηριγμένων εξεταζόμενων διατομών, δηλαδή η κατάσταση ολοκλήρωσης των συγκλίσεων για πλήρη αποτόνωση των τάσεων  $\lambda=1$ . Πρόκειται επομένως για την κατάσταση όπου τα προωθούμενα μέτωπα εκσκαφής βρίσκονται σε αρκετά μεγάλη απόσταση από τις εξεταζόμενες διατομές.



Εικόνα 5.14 Τελική κατάσταση ισορροπίας εξεταζόμενων διατομών

Στο συγκεκριμένο σχεδιασμό πραγματοποιήθηκε η ταυτόχρονη χαλάρωση και εκσκαφή και των τεσσάρων διατομών, καθώς θεωρείται ότι η προχώρηση των παράλληλων στοών διενεργείται ταυτοχρόνως χωρίς κάποια από τις στοές να προηγείται σε σχέση με τις άλλες στο ζήτημα της προχώρησης.

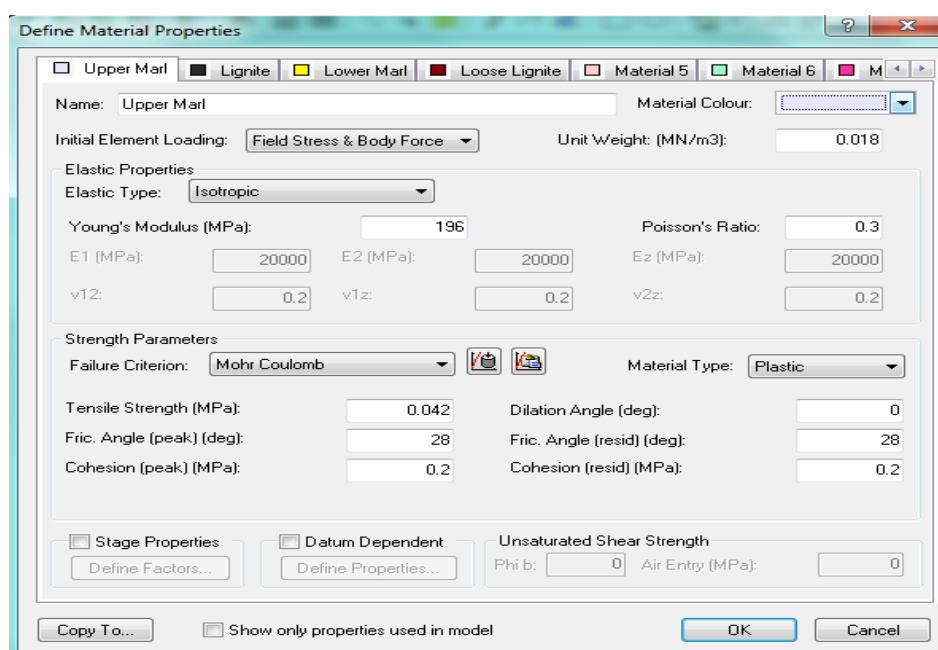




### 5.2.2 Ορισμός υλικών που περιβάλλουν τις εκσκαφές

Λόγω της αύξησης του ύψους των υπερκειμένων οι ισοδύναμες παράμετροι διατμητικής αντοχής  $c$  και  $\phi$  θα είναι διαφορετικές, αφού όπως περιγράφηκε αναλυτικά σε προηγούμενο σημείο της εργασίας, η εξαγωγή των ισοδύναμων παραμέτρων μέσω της επίλυσης του κριτηρίου θραύσης Hoek – Brown εξαρτάται άμεσα από το ύψος των υπερκειμένων γαιών. Οι παράμετροι σχεδιασμού των υλικών που περιβάλλουν τις εκσκαφές παρουσιάστηκαν αναλυτικά στον Πίνακα 1.5.

Στην Εικόνα 5.16 εμφανίζονται ενδεικτικά οι γεωτεχνικές παράμετροι εισαγωγής για το υλικό της μάργας της οροφής.



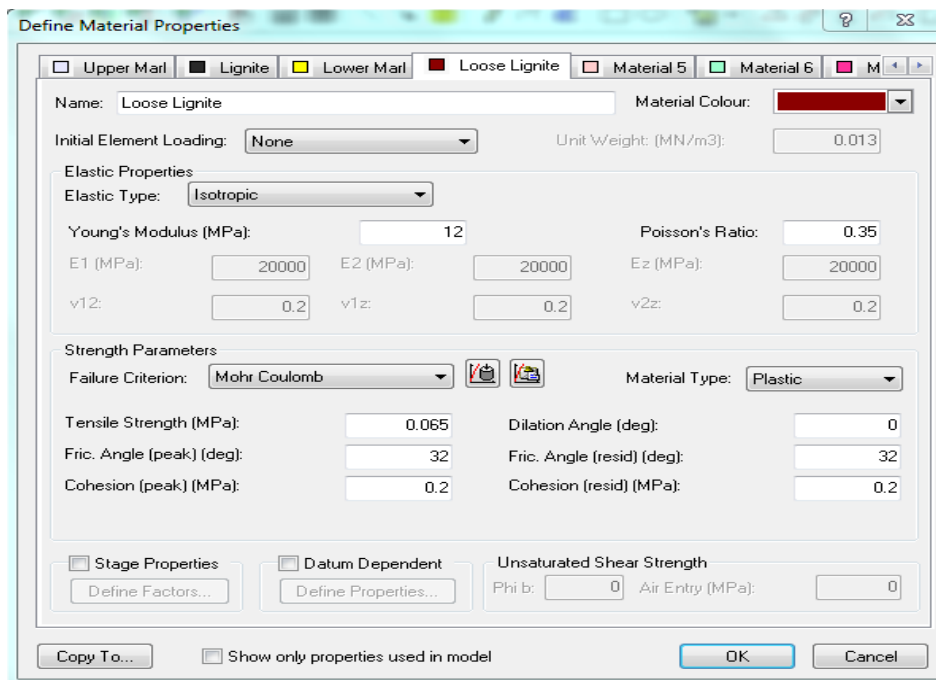
Εικόνα 5.16 Εισαγωγή γεωτεχνικών παραμέτρων μάργας οροφής

Στην Εικόνα 5.17 εμφανίζονται οι γεωτεχνικές παράμετροι για το υλικό του χαλαρωμένου λιγνίτη εντός των εκσκαπόμενων διατομών. Η χαλάρωση του υλικού για συντελεστή αποτόνωσης των τάσεων  $\lambda=0,75$  προσομοιώνεται μέσω του απομειωμένου μέτρου ελαστικότητας  $E=12 \text{ MPa}$ .

Το μικρότερο μέτρο ελαστικότητας του χαλαρωμένου υλικού προφανώς συσχετίζεται με τον μεγαλύτερο συντελεστή αποτόνωσης των τάσεων. Ο συντελεστής αποτόνωσης των τάσεων είναι αισθητά μεγαλύτερος σε σχέση με τον αντίστοιχο για τα μικρότερα υπερκείμενα παρότι τα μέτρα υποστήριξης τοποθετούνται πιο κοντά στο μέτωπο εκσκαφής.

Η εξήγηση δεν είναι άλλη από την μεγάλη επίδραση που έχει στο φαινόμενο της αποτόνωσης των τάσεων ο συντελεστής υπερφόρτισης  $N_s$  που εμφανίζει μεγάλη ευαισθησία στο ύψος των υπερκειμένων  $H$ .

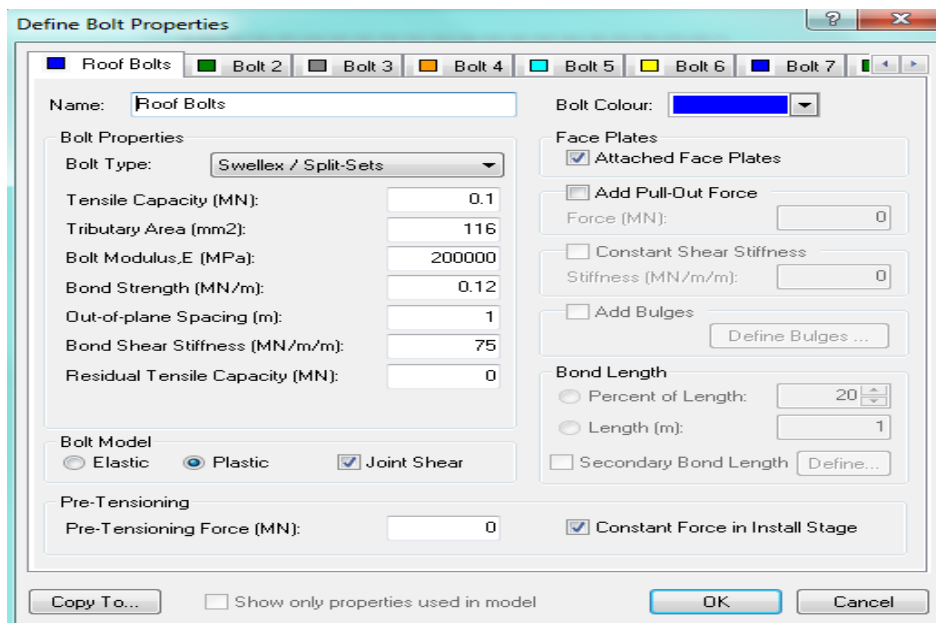




Εικόνα 5.17 Εισαγωγή γεωτεχνικών παραμέτρων χαλαρωμένου λιγνίτη

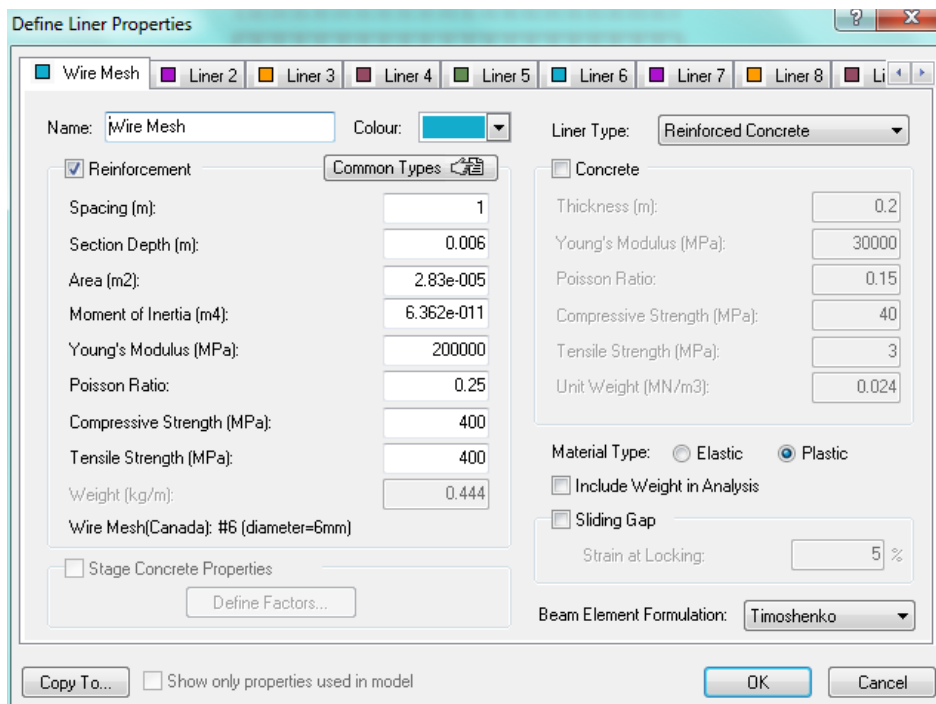
### 5.2.3 Εφαρμογή συστήματος υποστήριξης

Σε σχέση με τα αγκύρια της οροφής, το μόνο δεδομένο εισαγωγής που μεταβάλλεται είναι η διαμήκης απόσταση μεταξύ των αγκυρίων στο κάθετο ως προς αυτό της ανάλυσης επίπεδο. Στην Εικόνα 5.18 εμφανίζονται οι μηχανικές παράμετροι εισαγωγής των αγκυρίων της οροφής.



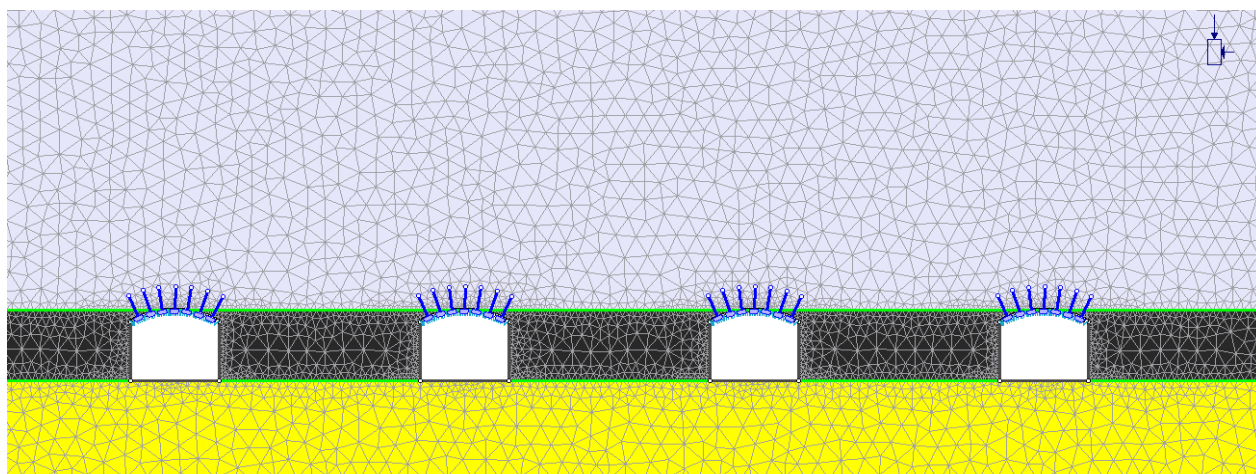
Εικόνα 5.18 Μηχανικές ιδιότητες παθητικών αγκυρίων οροφής

Παρομοίως με τα αγκύρια της οροφής, έτσι και για το δομικό πλέγμα, το μόνο δεδομένο εισαγωγής που μεταβάλλεται είναι η διαμήκης αξονική απόσταση επιρροής του εν λόγω στοιχείου. Στην Εικόνα 5.19 εμφανίζονται οι μηχανικές παράμετροι εισαγωγής του πλέγματος της οροφής.



**Εικόνα 5.19 Μηχανικές ιδιότητες δομικού πλέγματος οροφής**

Τέλος, στην Εικόνα 5.20 εμφανίζεται το αριθμητικό προσομοίωμα με τον πυκνότερο κάρναβο υποστήριξης των αγκυριών της οροφής  $s_c \times s_l = 1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$  για στοές σε υπερκείμενα  $H=120 \text{ m}$ .



**Εικόνα 5.20 Τελική κατάσταση ισορροπίας εξεταζόμενων διατομών**

## 6. Αποτελέσματα αναλύσεων αριθμητικών προσομοιώματων

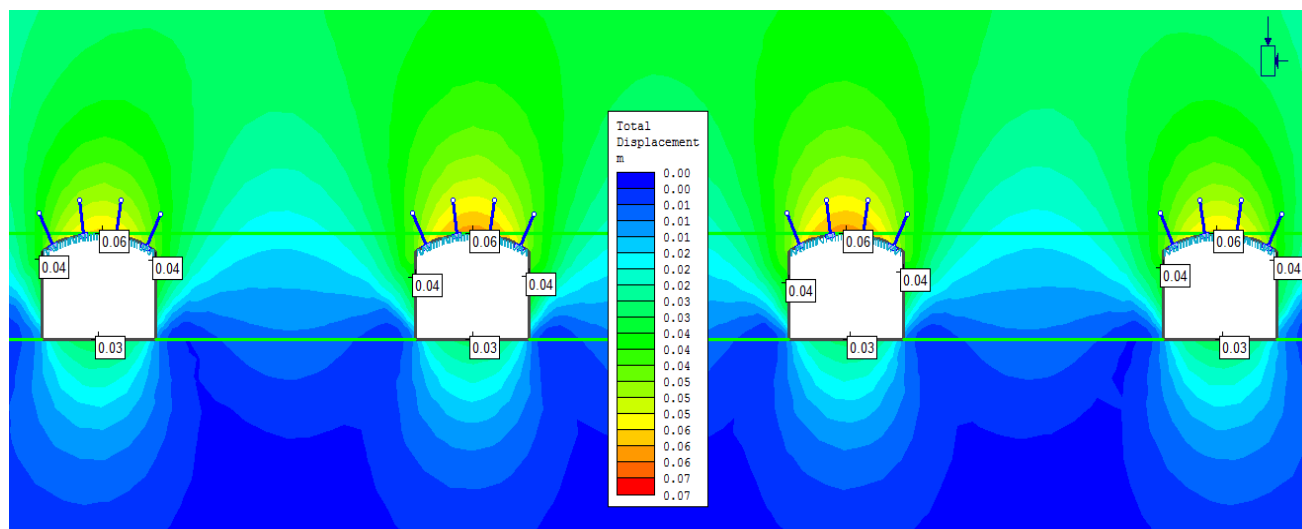
Στο κεφάλαιο αυτό θα εξαχθούν τα συμπεράσματα για την μηχανική συμπεριφορά των παράλληλων λιγνιτικών στοών και του προτεινόμενου συστήματος υποστήριξης μέσω του υποπρογράμματος ερμηνεύσης (interpret) των αναλύσεων του λογισμικού Phase2. Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων θα επικυρωθεί η εφαρμογή του καταρχήν προτεινόμενου συστήματος υποστήριξης, αλλά και σε περίπτωση που αυτό δείχνει να μην ανταποκρίνεται στις ανάγκες της συνολικής ευστάθειας, θα προταθεί νέο που θα βελτιώνει τις συνθήκες στα σημεία που φαίνεται ότι παρουσιάζουν μεγαλύτερο πρόβλημα.

### 6.1 Αποτελέσματα αναλύσεων προσομοιώματος σε υπερκείμενα $H=60$ m

Καταρχήν θα εξεταστούν τα αποτελέσματα του αριθμητικού προσομοιώματος για τις παράλληλες λιγνιτικές στοές σε ύψος υπερκείμενων  $H=60$  m. Τα στοιχεία εκείνα που πρέπει να εξεταστούν με μεγαλύτερη προσοχή, για τον έλεγχο της μηχανικής συμπεριφοράς των υπογείων ανοιγμάτων και της επίδοσης και της επάρκειας του προτεινόμενου συστήματος υποστήριξης είναι οι τελικές συγκλίσεις των διατομών, η έκταση των πλαστικών ζωνών και η λειτουργία της προτεινόμενης αγκύρωσης.

#### 6.1.1 Τελικές συγκλίσεις διατομών και ανάπτυξη πλαστικών ζωνών

Στην κατάσταση ισορροπίας των εξεταζόμενων διατομών, δηλαδή στην κατάσταση ολοκλήρωσης των πλαστικών παραμορφώσεων της περιβάλλουσας βραχομάζας, οι τελικές συγκλίσεις παρουσιάζουν συμμετρία και ίδιες τιμές και στις τέσσερις λιγνιτικές στοές. Στην Εικόνα 6.1 εμφανίζονται οι συγκλίσεις των τεσσάρων εξεταζόμενων διατομών στην οροφή, στις παρειές και στο δάπεδο των στοών.

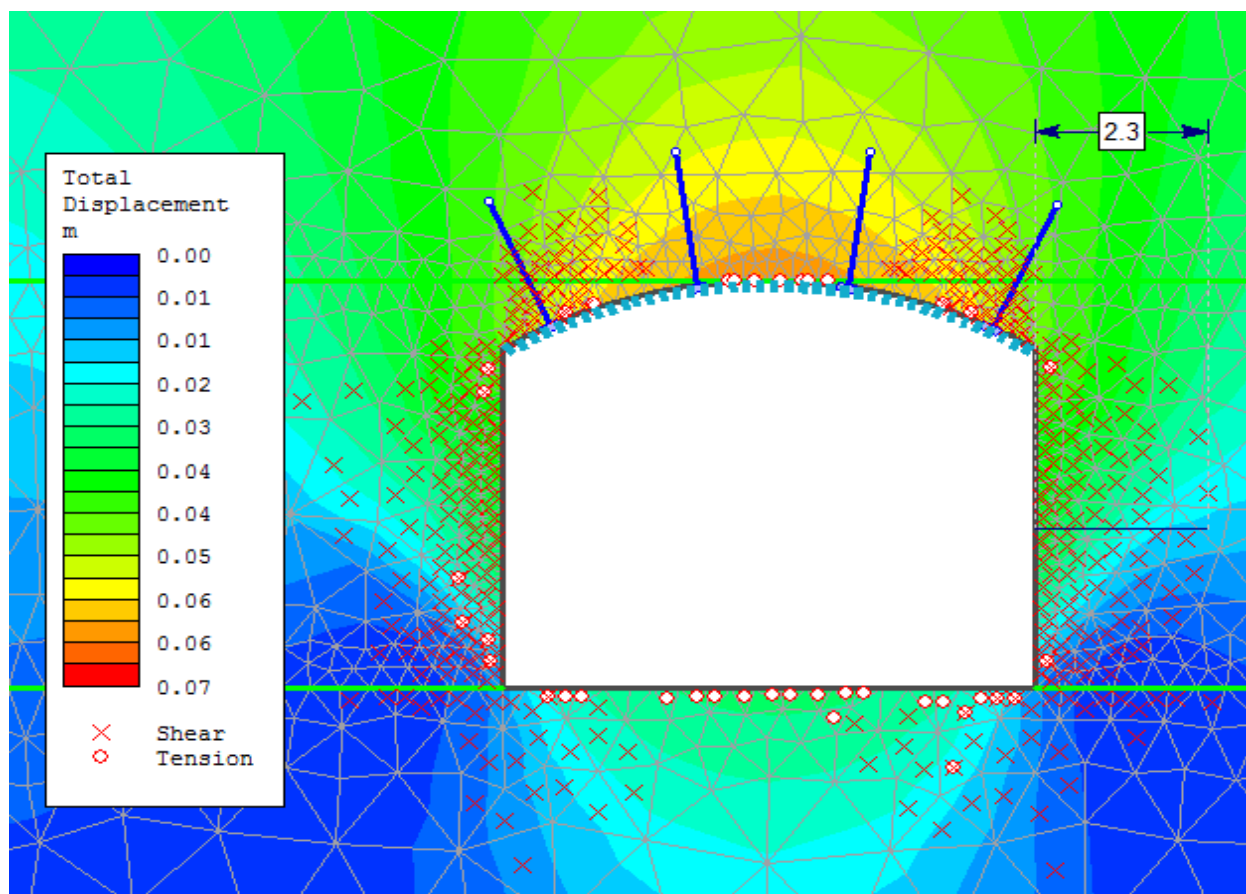


Εικόνα 6.1 Συγκλίσεις τοιχώματος λιγνιτικών στοών σε οροφή, παρειές και δάπεδο

Οι συγκλίσεις της οροφής ανέχονται στα **6 cm**, ενώ στις παρειές στα **4 cm**. Οι ανοδικές συγκλίσεις στο δάπεδο της οροφής εμφανίζουν τις χαμηλότερες τιμές στις εξεταζόμενες διατομές και ανέρχονται στα **3 cm**.

Οι συγκεκριμένες συγκλίσεις των υπογείων στοών είναι αρκετά μικρές. Για να θεωρηθεί όμως το προτεινόμενο σύστημα υποστήριξης κατάλληλο θα πρέπει οι μικρές αυτές μετακινήσεις των τοιχωμάτων, να συνοδεύονται από μικρή έκταση πλαστικών ζωνών, δηλαδή από περιορισμένη χαλάρωση υλικού γύρω από τα υπόγεια ανοίγματα, όπως και από περιορισμένη αστοχία και εντός των στοιχείων της υποστήριξης, δηλαδή των αγκυριών της οροφής.

Στην Εικόνα 6.2 εμφανίζονται τα πλαστικοποιημένα πεπερασμένα στοιχεία σε μία εκ των τεσσάρων διατομών (ικανοποίηση του κριτηρίου αστοχίας Mohr – Coulomb). Λόγω της συμμετρίας του προβλήματος, οι πλαστικές ζώνες γύρω από την εν λόγω διατομή είναι αντιπροσωπευτικές και για τις υπόλοιπες στοές.



Εικόνα 6.2 Ανάπτυξη πλαστικών ζωνών γύρω από τις λιγνιτικές στοές

Η αστοχία του περιβάλλοντος υλικού είναι ικανοποιητική στην οροφή του υπογείου ανοίγματος αφού η πλαστικοποίηση δεν ξεπερνά το εύρος των αγκυριών. Αντίθετα στις παρειές των ανοιγμάτων η αστοχία του υλικού είναι εκτεταμένη και φτάνει τα **2,3 m**.

Το γεγονός αυτό σε συνδυασμό με τις ανυποστήρικτες παρειές είναι πιθανό να οδηγήσει σε αστοχία τύπου ολίσθησης εδαφικού πρίσματος στον λιγνίτη εκατέρωθεν των παρειών των στοών.

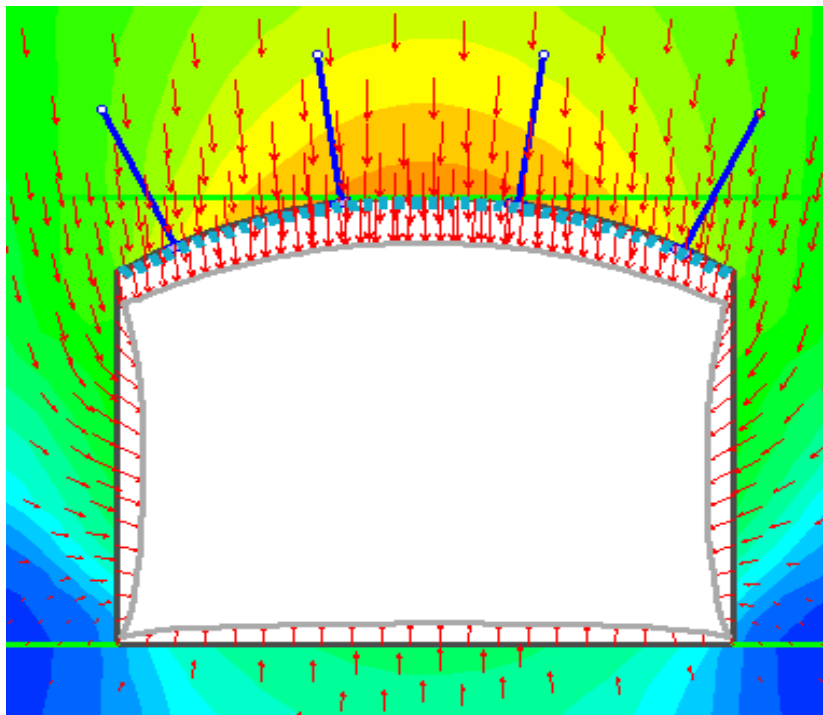
Τα παραπάνω οδηγούν στην επιλογή της βελτίωσης του συστήματος της υποστήριξης των διατομών και ειδικότερα στις παρειές για την βελτίωση της μηχανικής τους συμπεριφοράς και την αύξηση των συνθηκών ασφάλειας του εργαζόμενου προσωπικού κατά την εκτέλεση των εργασιών διάνοιξης.

### 6.1.2 Μηχανική συμπεριφορά συστήματος υποστήριξης

Το στοιχείο υποστήριξης που θα ελεγχθεί στο σημείο αυτό είναι τα αγκύρια της οροφής και συγκεκριμένα η μηχανική τους συμπεριφορά. Η κρίσιμη παράμετρος είναι τα αγκύρια να μην βρίσκονται στη διαρροή, δηλαδή οι αξονικές δυνάμεις που αναπτύσσονται κατά μήκος τους να μην ξεπερνούν την φέρουσα ικανότητα τους.

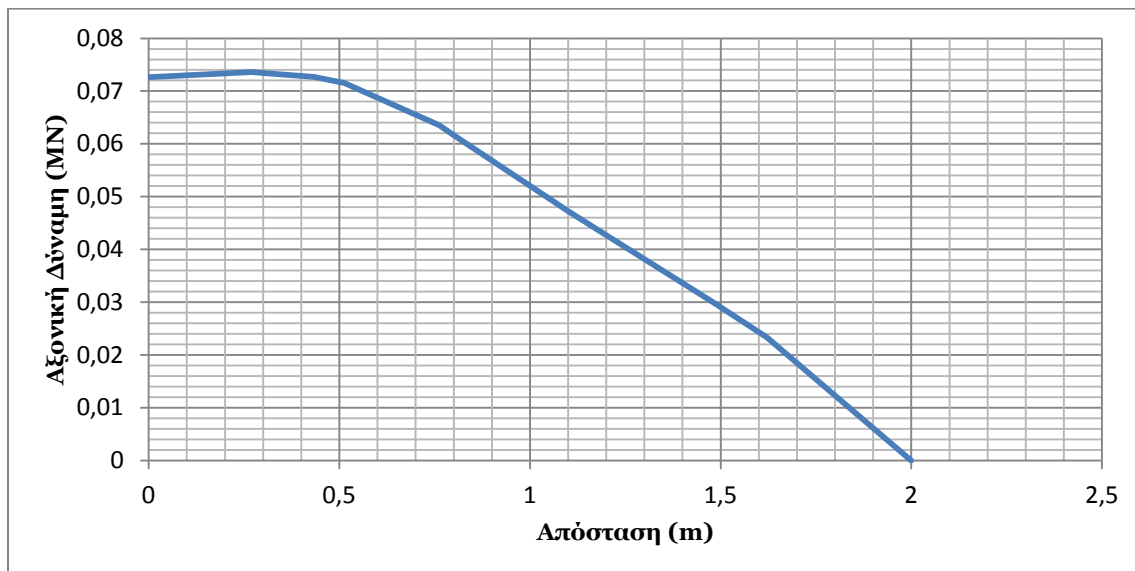
Ο ερμηνευτής των αποτελεσμάτων του συγκεκριμένου λογισμικού χρωματίζει τα αγκύρια σε περίπτωση αστοχίας τους με κίτρινο χρώμα για την περίπτωση αστοχίας σε εφελκυσμό και με γαλάζιο σε περίπτωση αστοχίας σε διάτμηση.

Στην Εικόνα 6.3 παρατηρείται ότι κανένα από τα αγκύρια της οροφής των διατομών δεν αστοχεί, καθώς δεν ξεπερνιέται ούτε η εφελκυστική φέρουσα ικανότητα των αγκυρίων, αλλά ούτε και η τάση συνάφειας βράχου – αγκυρίου.



Εικόνα 6.3 Ικανοποιητική λειτουργία αγκυρίων οροφής σε φορτία εκτός αστοχίας

Ενδεικτικά, παρουσιάζεται στο Διάγραμμα 6.1 η κατανομή της αξονικής δύναμης του αγκυρίου κατά το μήκος του. Το Διάγραμμα 6.1 έχει επιλεγθεί για το αγκύριο εκείνο που βρίσκεται κάτω από τις δυσμενέστερες συνθήκες φόρτισης.



Διάγραμμα 6.1 Κατανομή της αξονικής δύναμης του αγκυρίου συναρτήσει του μήκους του σε υπερκείμενα H=60 m

Παρατηρείται ότι για την δυσμενέστερη των περιπτώσεων το μέγιστο φορτίο που αναπτύσσεται στο αγκύριο της οροφής ανέρχεται στα **74 KN**, τιμή χαμηλότερη από την φέρουσα ικανότητα του **T<sub>bf</sub>=100 KN**.

Ο συντελεστής ασφάλειας του συστήματος της ασγκύρωσης θεωρείται επομένως **SF=1,35**.

## 6.2 Βελτίωση συστήματος υποστήριξης στοών σε υπερκείμενα H=60 m

Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων διαπιστώθηκε ότι η οροφή των ανοιγμάτων και η επιλεγόμενη υποστήριξη τους λειτουργεί αρκετά ικανοποιητικά. Αντιθέτως, οι παρειές των στοών εμφανίζουν μεγάλη έκταση πλαστικών ζωνών και αν μείνουν ανυποστηρίκτες υπάρχει ο κίνδυνος καταρρεύσεων στα σημεία αυτά. Επιπρόσθετα, σε περίπτωση που μελλοντικά επιλεγθεί η διάνοιξη εγκάρσιων στοών για την εφαρμογή της μεθόδου εκμετάλλευσης των θαλάμων και στύλων, η έκταση της αστοχίας του υλικού θα πρέπει να περιοριστεί γιατί η συνολική ευστάθεια του υπογείου έργου θα καθορίζεται από την φέρουσα ικανότητα των εναπομείναντων λιγνιτικών στύλων.

Για την ανάληψη των καινούριων γεωστατικών φορτίων από τους λιγνιτικούς στύλους με ασφάλεια θα πρέπει το υλικό τους να είναι υγιές και οπωσδήποτε η αστοχία να περιορίζεται στις παρειές τους και να μην εισχωρεί στον πυρήνα τους.

### 6.2.1 Πρόταση βελτίωσης υποστήριξης σε υπερκείμενα $H=60\text{ m}$

Το προτεινόμενο σύστημα υποστήριξης περιλαμβάνει την εφαρμογή ενός καννάβου συρματόσχοινων (plain strand cables) στις παρειές των στοών.

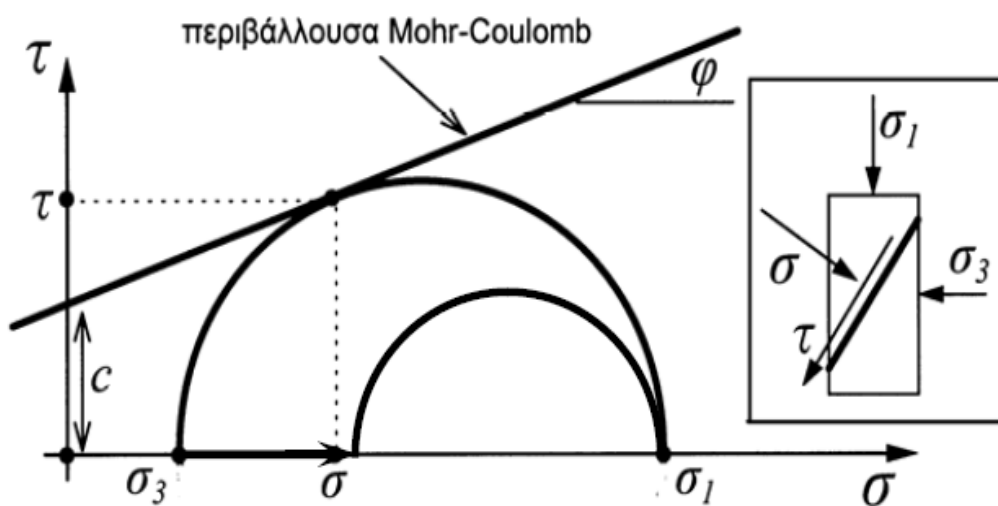
Ο προτεινόμενος κάνναβος των συρματόσχοινων επιλέγεται να είναι  $s_c \times s_l = 1,5\text{ m} \times 2\text{ m}$ , ενώ το μήκος τους  $l=3\text{ m}$ .

Ο σκοπός της εφαρμογής των καλωδίων στις παρειές των στοών θα είναι η βελτίωση – ενίσχυση της περιβάλλουσας λιγνιτικής βραχομάζας και ο περιορισμός της πλαστικοποίησης του γεωυλικού εκατέρωθεν των παρειών.

Η ενίσχυση μέσω των καλωδίων θα αυξήσει την μικρή τάση περιορισμού  $\sigma_3$  που αναπτύσσεται γύρω από τις παρειές και θα προσδώσει αντοχή στην περιβάλλουσα λιγνιτική βραχομάζα περιορίζοντας την αστοχία εντός της.

Η αύξηση της περιοριστικής τάσης  $\sigma_3$  υπό σταθερή τιμή της τάση  $\sigma_1$  μειώνει το μέγεθος του κύκλου του Mohr και τον απομακρύνει από την περιβάλλουσα διατμητικής αντοχής του περιβάλλοντος υλικού (Καββαδάς, 2006).

Ο μηχανισμός απομάκρυνσης του περιβάλλοντος υλικού από την κατάσταση αστοχίας μέσω της αύξησης της περιοριστικής τάσης  $\sigma_3$  από τα συρματόσχοινα των παρειών εμφανίζεται γραφικά στην Εικόνα 6.4.



Εικόνα 6.4 Απομάκρυνση περιβάλλοντος υλικού από την αστοχία με την αύξηση της  $\sigma_3$  υπό σταθερή  $\sigma_1$

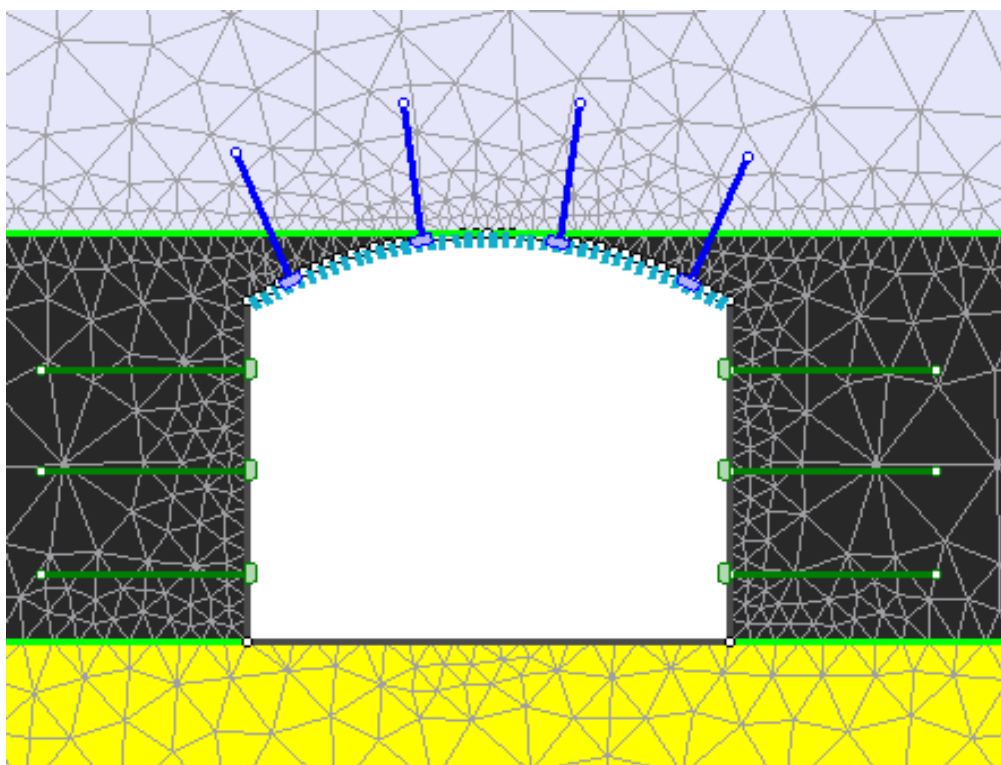
Σημειώνεται, ότι το συγκεκριμένο στοιχείο υποστήριξης επιλέχθηκε για έναν ακόμη πολύ σημαντικό λόγο. Αυτός δεν είναι άλλος από την χαρακτηριστική ευκαμψία των συρματόσχοινων, ώστε στην περίπτωση πραγματοποίησης εγκάρσιων στοών να είναι εύκολη η κοπή και η απομάκρυνση τους από τα εκσκαπτικά μηχανήματα.



Οι μηχανικές παράμετροι εισαγωγής του συγκεκριμένου στοιχείου υποστήριξης στο χρησιμοποιούμενο λογισμικό παρατίθενται παρακάτω:

- |                              |                    |
|------------------------------|--------------------|
| • Διάμετρος οπής διατρήματος | <b>48 mm</b>       |
| • Διάμετρος συρματόσχοινου   | <b>25 mm</b>       |
| • Μέτρο ελαστικότητας υλικού | <b>200.000 MPa</b> |
| • Φέρουσα ικανότητα αγκυρίου | <b>0,25 MN</b>     |
| • Λόγος νερού προς τσιμέντο  | <b>0,35</b>        |

Στην Εικόνα 6.5 παρουσιάζεται η προτεινόμενη βελτίωση της υποστήριξης στις παρειές των λιγνιτικών στοών με την βοήθεια των συρματόσχοινων σε υπερκείμενα **H=60 m**.

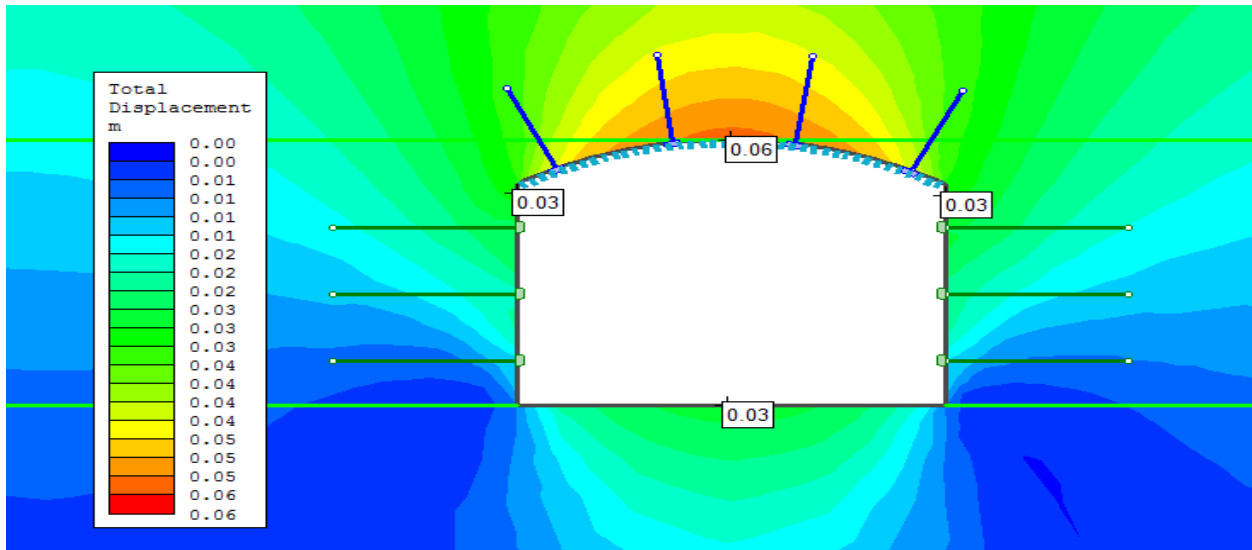


Εικόνα 6.5 Προτεινόμενη βελτίωση του συστήματος της υποστήριξης με συρματόσχοινα στις παρειές

### 6.2.2 Μηχανική συμπεριφορά βελτιωμένου συστήματος υποστήριξης

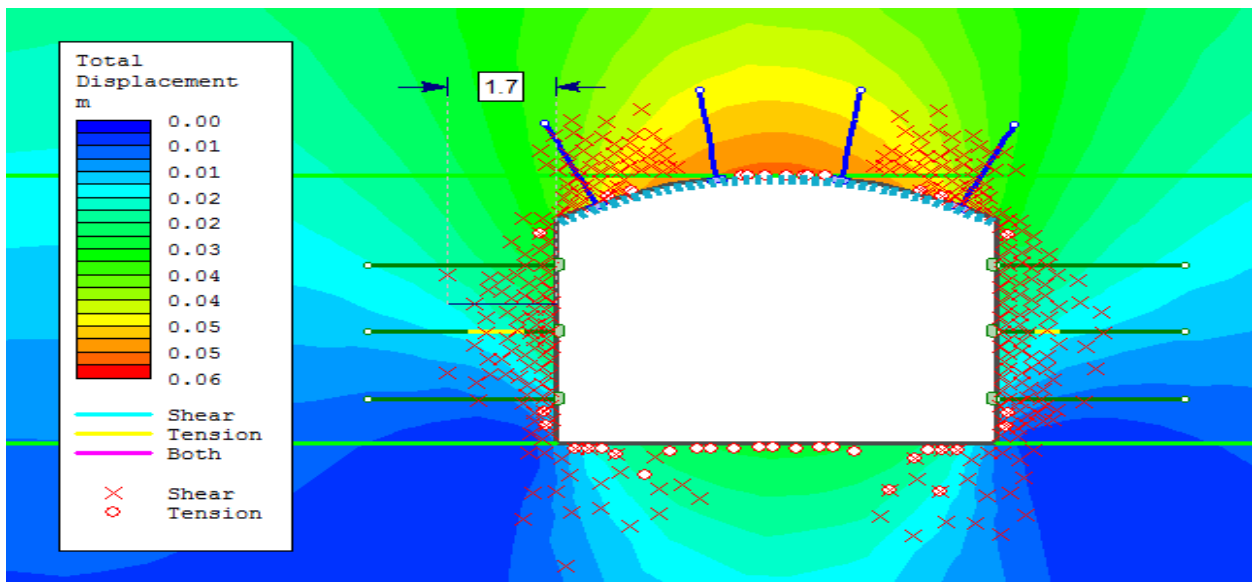
Από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων του βελτιωμένου συστήματος υποστήριξης παρατηρείται από την Εικόνα 6.6 ότι οι συγκλίσεις του τοιχώματος των διατομών, δεν αλλάζουν παρά ελάχιστα στις παρειές σε σχέση με τις αντίστοιχες διατομές ανυποστηρικτων παρειών. Η μείωση των συγκλίσεων των ενισχυμένων παρειών ανέρχονται στο **1 cm**.





Εικόνα 6.6 Ελαφρώς μειωμένες συγκλίσεις στις ενισχυμένες με καλώδια παρειές

Όπως προβλέφθηκε, η μεγάλη διαφορά που επιτελεί το σύστημα ενίσχυσης των παρειών δεν έχει να κάνει με την μείωση των μετακινήσεων σε αυτές, αλλά με την βελτίωση της μηχανικής τους συμπεριφοράς λόγω της αύξησης της τάσης περιορισμού  $\sigma_3$ , η οποία οδηγεί στην μείωση της έκτασης των πλαστικών ζωνών. Στην Εικόνα 6.7 εμφανίζεται η αρκετά μειωμένη έκταση των πλαστικών ζωνών εκατέρωθεν των παρειών.



Εικόνα 6.7 Περιορισμός πλαστικής ζώνης στις παρειές των υπογείων ανοιγμάτων

Στην Εικόνα 6.7 παρατηρείται επίσης και η αρκετά καλή μηχανική συμπεριφορά των συρματόσχοινων καθώς διαρρέουν σε πολύ μικρό βαθμό.

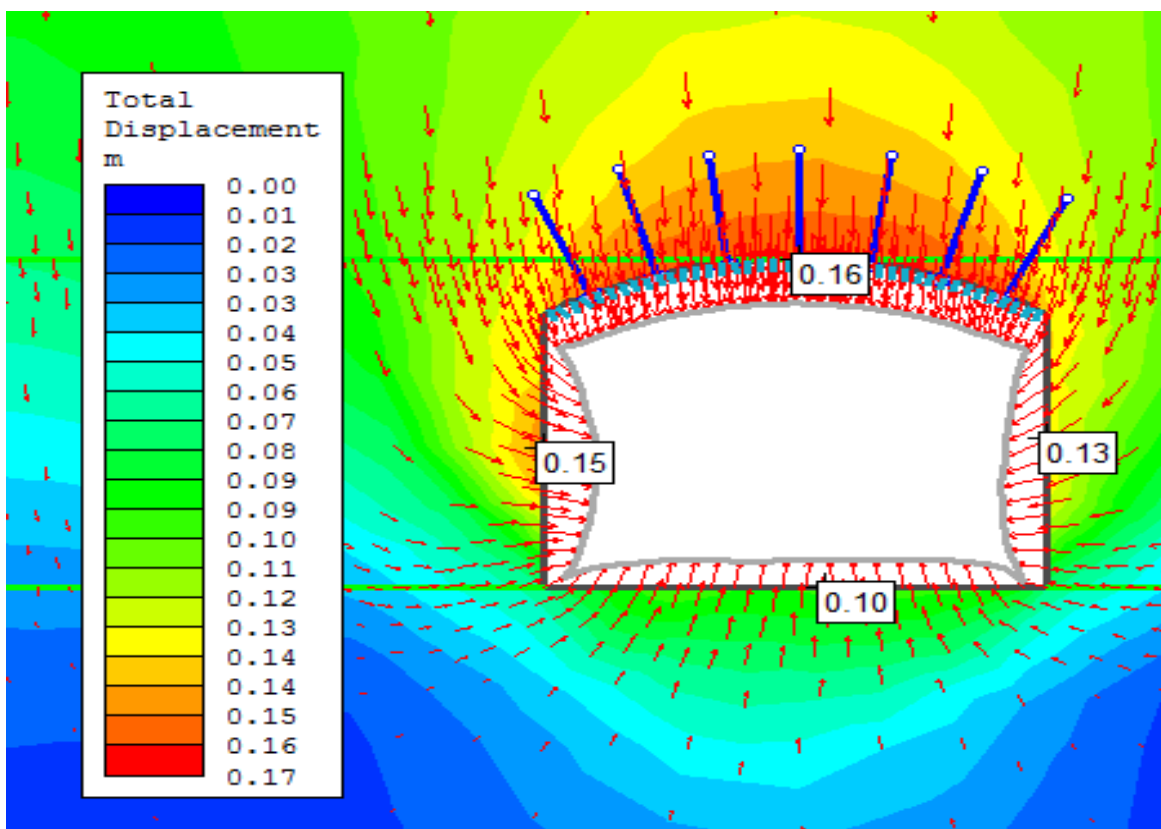
### 6.3 Αποτελέσματα αναλύσεων προσομοιώματος σε υπερκείμενα $H=120\text{ m}$

Στο σημείο αυτό θα εξεταστούν τα αποτελέσματα του αριθμητικού προσομοιώματος για τις παράλληλες λιγνιτικές στοές σε ύψος υπερκειμένων  $H=120\text{ m}$ .

Υπενθυμίζεται ότι το σύστημα υποστήριξης που προτάθηκε αποτελείται από ένα τετραγωνικό κάναβο αγκυρίων  $s_c \times s_i = 1\text{ m} \times 1\text{ m}$  μήκους  $l=2\text{ m}$  και από ένα δομικό χαλύβδινο πλέγμα **T188** στην οροφή της εκσκαφής.

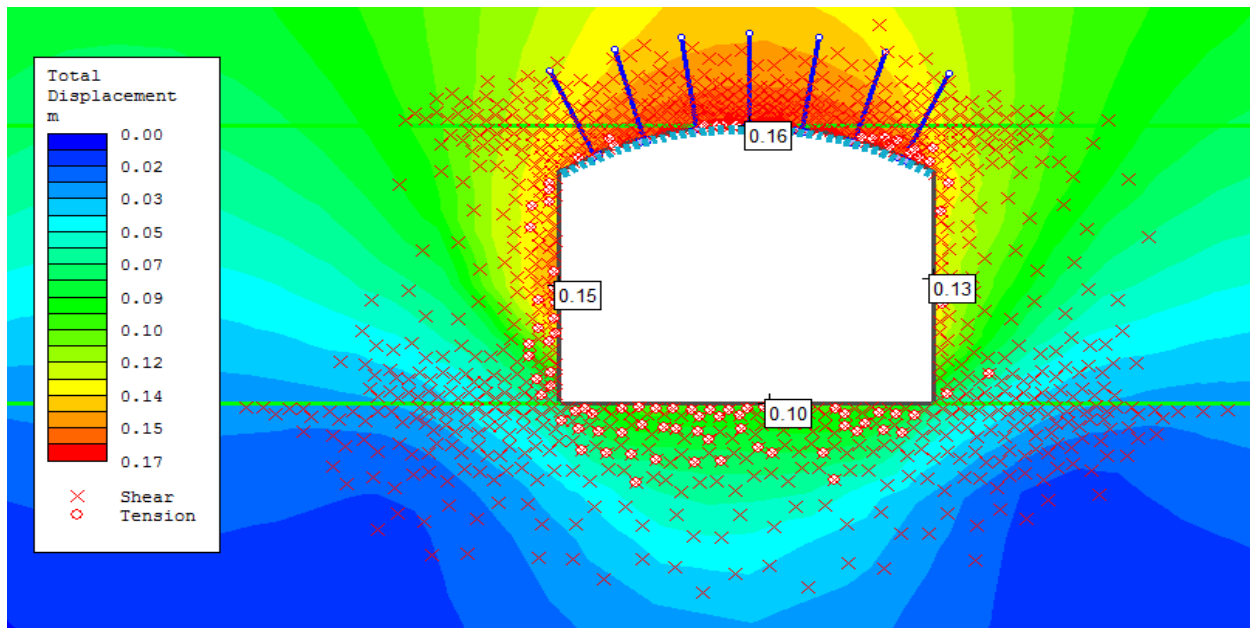
#### 6.3.1 Τελικές συγκλίσεις διατομών και ανάπτυξη πλαστικών ζωνών

Και στην περίπτωση αυτή το πρόβλημα είναι συμμετρικό και η συμπεριφορά των παράλληλων στοών είναι πανομοιότυπη. Επιλέγοντας μία εκ των τεσσάρων διατομών εμφανίζονται στην Εικόνα 6.8 οι τελικές συγκλίσεις των τοιχωμάτων σε οροφή, δάπεδο και παρειές.



Εικόνα 6.8 Συγκλίσεις τοιχώματος οροφής, δαπέδου και παρειών

Οι συγκεκριμένες μετακινήσεις του τοιχώματος των στοών είναι αρκετά μεγάλες και σε συνδυασμό με τις εκτεταμένες πλαστικές ζώνες που εμφανίζονται στην Εικόνα 6.9 οδηγούν στο συμπέρασμα της ανάγκης για σοβαρή βελτίωση και ενίσχυση του συστήματος υποστήριξης.

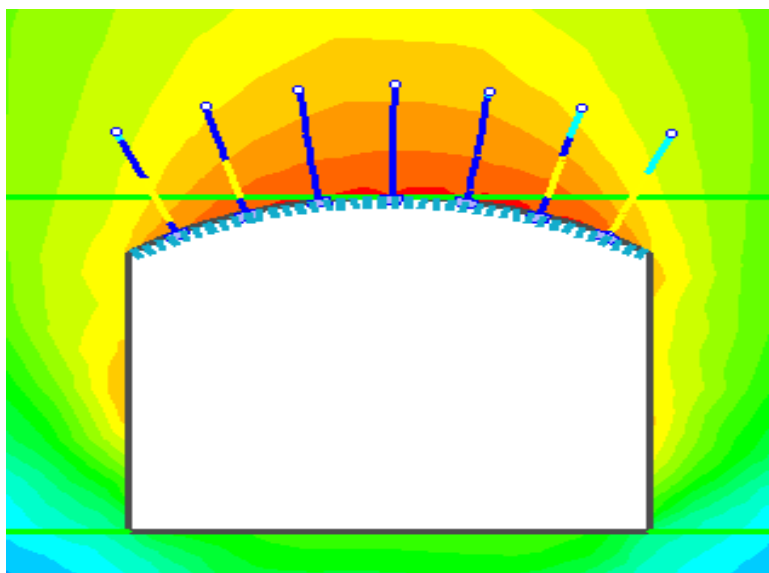


Εικόνα 6.9 Ανάπτυξη εκτεταμένων πλαστικών ζωνών γύρω από τα υπόγεια ανοίγματα

### 6.3.2 Μηχανική συμπεριφορά συστήματος υποστήριξης

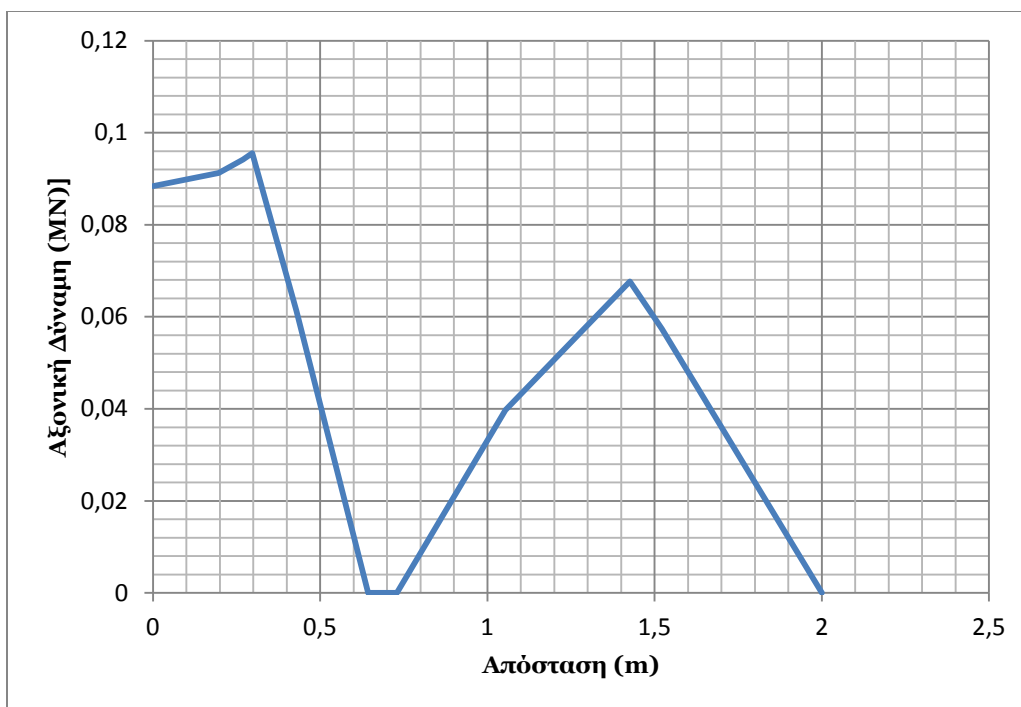
Το κύριο στοιχείο της υποστήριξης που αποτελείται από τον τετραγωνικό κάνναβο αγκυρίων Swellex  $s_c \times s_l = 1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$  μήκους  $l = 2 \text{ m}$  δείχνει να μην ανταποκρίνεται αρκετά καλά στη στάθμη των υπερκειμένων  $H = 120 \text{ m}$ .

Στην Εικόνα 6.10 εμφανίζεται η αστοχία των ακριανών αγκυρίων της οροφής. Ένα πολύ σημαντικό τμήμα των αγκυρίων δείχνει να αστοχεί σε τόσο σε εφελκυσμό όσο και σε διάτμηση.



Εικόνα 6.10 Αστοχία αγκυρίων οροφής σε εφελκυσμό και σε διάτμηση

Στο Διάγραμμα 6.2 εμφανίζεται η κατανομή της αξονικής δύναμης κατά μήκος του αγκυρίου. Μετά την επίτευξη του οριακού φορτίου των **100 KN** και την εφελκυστική αστοχία ακολουθεί η αποφόρτιση του αγκυρίου. Στη συνέχεια το αγκύριο αναλαμβάνει εκ νέου φορτία μέχρι να αστοχήσει πάλι αυτή τη φορά σε διάτμηση σε φορτίο **68 KN** κοντά στο τέλος του μήκους του.



Διάγραμμα 6.2 Κατανομή της αξονικής δύναμης του αγκυρίου συναρτήσει του μήκους του σε υπερκείμενα H=120 m

#### 6.4 Βελτίωση συστήματος υποστήριξης στοών σε υπερκείμενα H=120 m

Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων του αρχικά προτεινόμενου συστήματος υποστήριξης προκύπτει ότι υπάρχει ανάγκη σημαντικής βελτίωσης και ενίσχυσης της διατομής καθώς τα αγκύρια της οροφής έχουν αστοχήσει σε εκτεταμένο βαθμό.

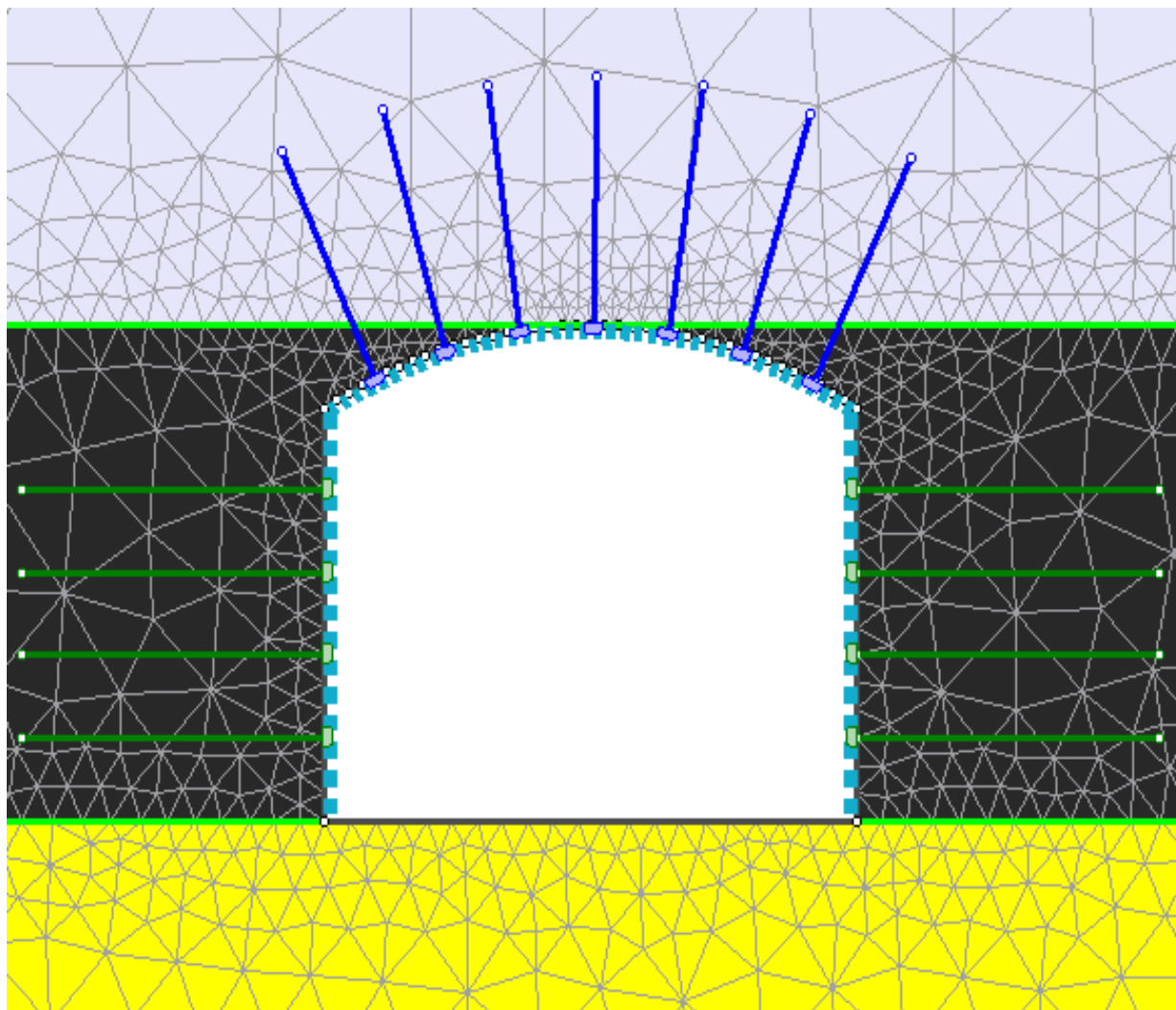
Επίσης, οι συγκλίσεις του τοιχώματος είναι αρκετά μεγάλες και σε συνδυασμό με τις ανυποστήρικτες παρειές των ανοιγμάτων και τις εκτεταμένες πλαστικές ζώνες μπορούν να οδηγήσουν ακόμη και σε μικροκαταρρεύσεις τμημάτων των στοών.

##### 6.4.1 Πρόταση βελτίωσης υποστήριξης σε υπερκείμενα H=120 m

Απαιτείται επομένως η βελτίωση τόσο της υποστήριξης της οροφής, όσο και η ενίσχυση των παρειών της διατομής. Συγκεκριμένα προτείνεται η εφαρμογή ενός κελύφους εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους **t=0,05 m** οπλισμένο από χαλύβδινο πλέγμα **T188**. Το κέλυφος αυτό θα καλύπτει τόσο την οροφή όσο και τις παρειές του ανοίγματος.

Επιπρόσθετα, το μήκος των αγκυρίων της οροφής θα επαυξηθεί στα  $l=3 \text{ m}$ , ενώ τα συρματόσχοινα των παρειών θα τοποθετηθούν σε κάνναβο  $s_c \times s_l = 1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$  με μήκος  $l=4 \text{ m}$ .

Στην Εικόνα 6.11 εμφανίζεται το προτεινόμενο βελτιωμένο σύστημα υποστήριξης για την δυσμενέστερη εξεταζόμενη περίπτωση του ύψους υπερκειμένων  $H=120 \text{ m}$ .



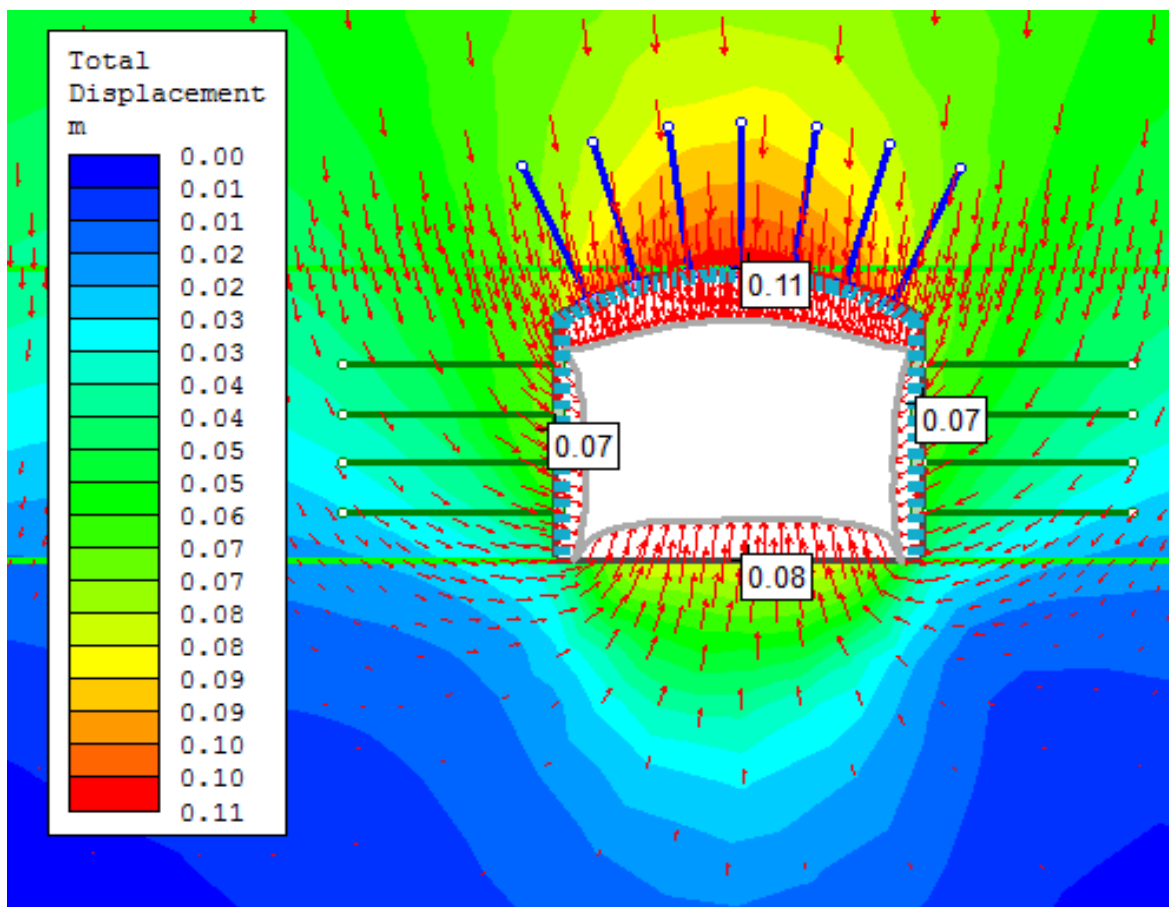
Εικόνα 6.11 Προτεινόμενο βελτιωμένο σύστημα υποστήριξης στοάς σε υπερκείμενα  $H=120 \text{ m}$

Με την παραπάνω επιλογή επιδιώκεται η μείωση των συγκλίσεων της οροφής και ο περιορισμός της χαλάρωσης της περιβάλλουσας βραχομάζας μέσω της αύξησης του μήκους των αγκυρίων της οροφής κατά  $1 \text{ m}$ .

Τα συρματόσχοινα θα παίξουν τον ρόλο της ενίσχυσης του υλικού των παρειών για τον περιορισμό της έκτασης της αστοχίας. Απαιτείται όμως λόγω του ισχυρότερου εντατικού πεδίου η υποβοήθηση του συστήματος της υποστήριξης μέσω ενός στατικού κελύφους. Τον ρόλο αυτό θα τον αναλάβει το κέλυφος του σπλισμένου από χαλύβδινο πλέγμα εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

#### 6.4.2 Μηχανική συμπεριφορά βελτιωμένου συστήματος υποστήριξης

Στην Εικόνα 6.12 εμφανίζονται οι μέγιστες τελικές μετακινήσεις οι οποίες είναι αισθητά μειωμένες σε σχέση με το αρχικώς προτεινόμενο σύστημα υποστήριξης.

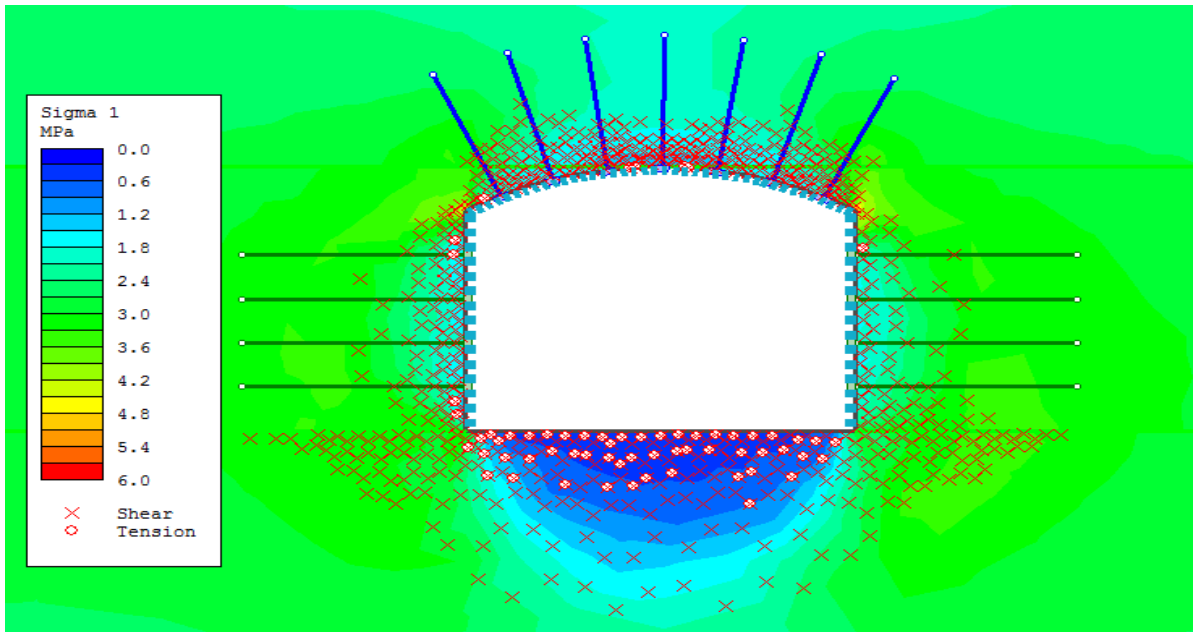


Εικόνα 6.12 Τελικές μετακινήσεις στην οροφή, στις παρειές και το δάπεδο των υπογείων ανοιγμάτων

Οι μετακινήσεις στην οροφή των ανοιγμάτων είναι μειωμένες κατά **5 cm**, στις παρειές τους κατά **8 cm** και στο δάπεδο κατά **2 cm**.

Το μέγεθος των μετακινήσεων αν και όχι αμελητέο δεν προξενεί ανησυχία για την συνολική ευστάθεια των λιγνιτικών στοών καθώς πλέον οι στοές είναι ενισχυμένες και υποστηριγμένες σε όλη τους τη διατομή εκτός του δαπέδου τους, τόσο με την εφαρμογή των συρματοσχοινών όσο και με το κέλυφος του οπλισμένου εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

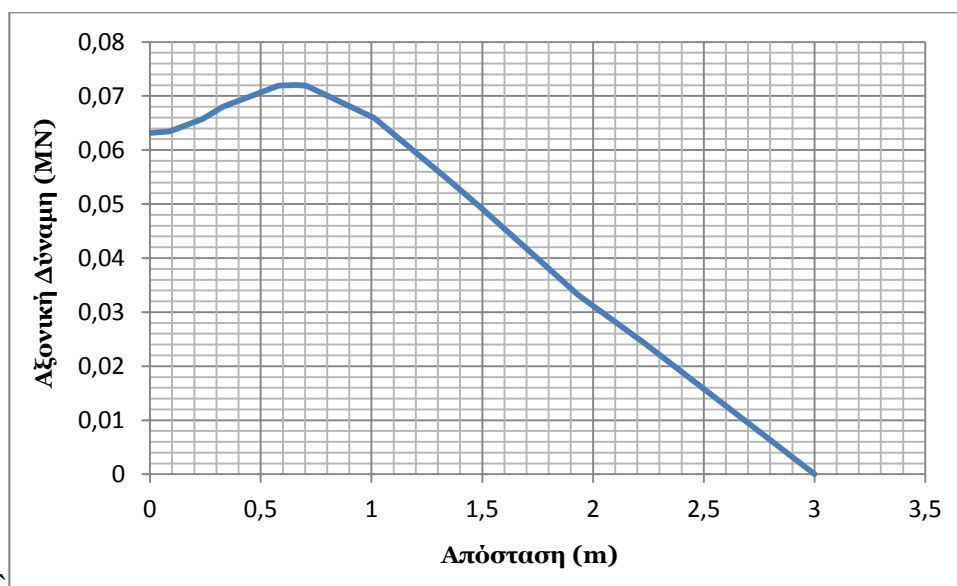
Τα παραπάνω σε συνδυασμό με τον περιορισμό της έκτασης των πλαστικών ζωνών όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 6.13 γύρω από τα υπόγεια ανοίγματα, οδηγεί στο συμπέρασμα ότι το βελτιωμένο σύστημα υποστήριξης πιθανότατα θα ανταποκριθεί καλά στο συγκεκριμένο μέγεθος υπερκειμένων.



Εικόνα 6.13 Περιορισμένης έκτασης πλαστικές ζώνες γύρω από τα υπόγεια ανοίγματα

Η κύρια μορφή αστοχίας του περιβάλλοντος υλικού των υπογείων ανοιγμάτων είναι η διατμητική που εμφανίζεται κυρίως στην οροφή και στις παρειές των στοών. Παρατηρείται ωστόσο και η μορφή της εφελκυστικής αστοχίας στο μοναδικό ανυποστήρικτο τμήμα των στοών, δηλαδή στο δάπεδο.

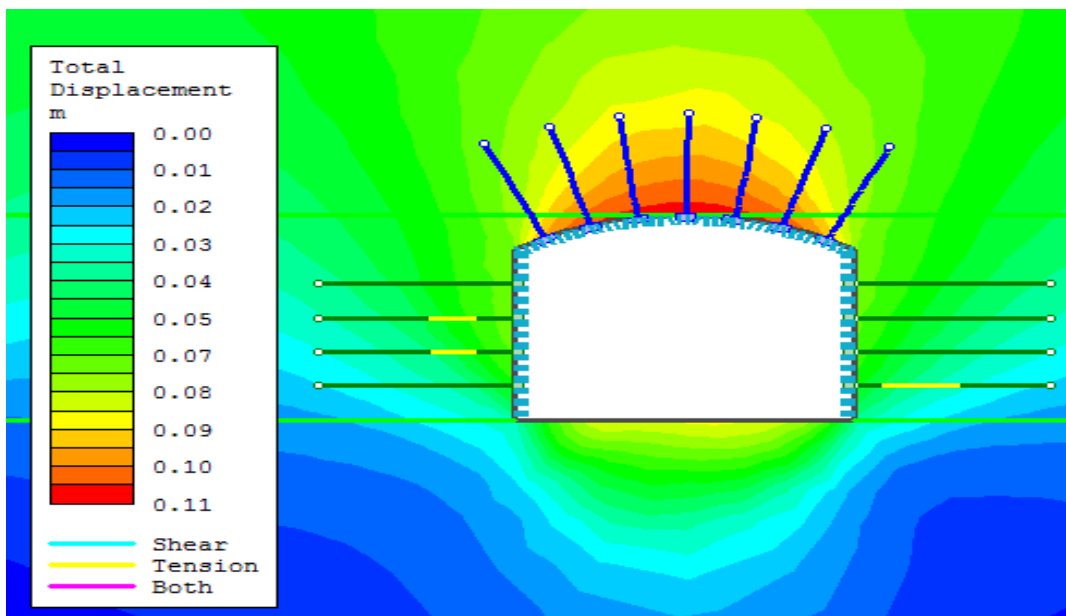
Στο Διάγραμμα 6.3 εμφανίζεται η απόδοση του δυσμενέστερου αγκυρίου της οροφής. Ακόμη και το πιο καταπονημένο αγκύριο της οροφής δείχνει να μην αστοχεί.



Διάγραμμα 6.3 Κατανομή αξονικής δύναμης αγκυρίου οροφής κατά το μήκος του

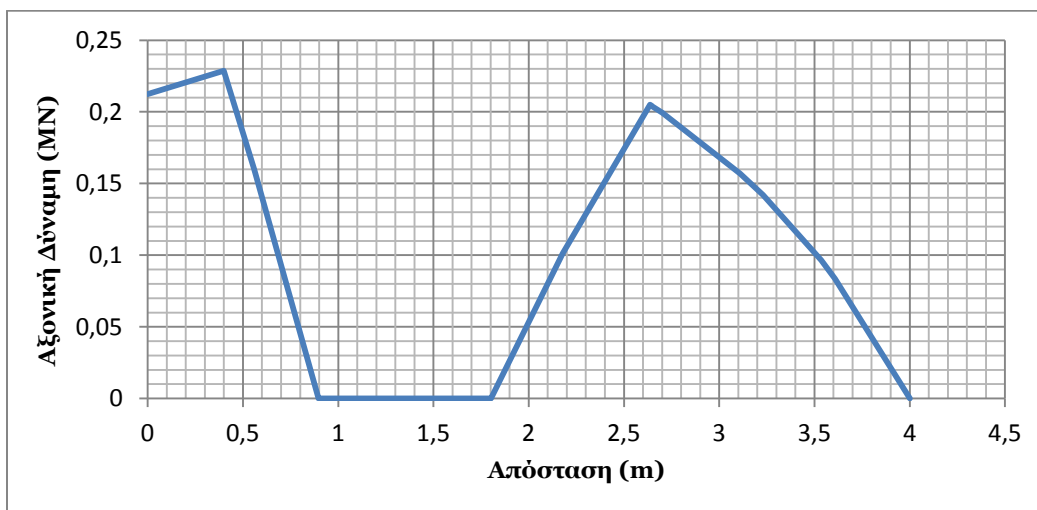


Στην Εικόνα 6.14 εμφανίζεται η μηχανική συμπεριφορά των συρματόσχοινων στις παρειές των υπογείων ανοιγμάτων και παρατηρείται η λειτουργία μικρών τμημάτων τους στη διαρροή. Παρότι η κατάσταση αυτή δεν θεωρείται ανησυχητική για την συνολική ευστάθεια των διατομών και για το προτεινόμενο σύστημα υποστήριξης, η μηχανική συμπεριφορά των παρειών θα έρχιζε ίσως περαιτέρω διερεύνησης.



Εικόνα 6.14 Λειτουργία περιορισμένου τμήματος των συρματόσχοινων των παρειών στη διαρροή

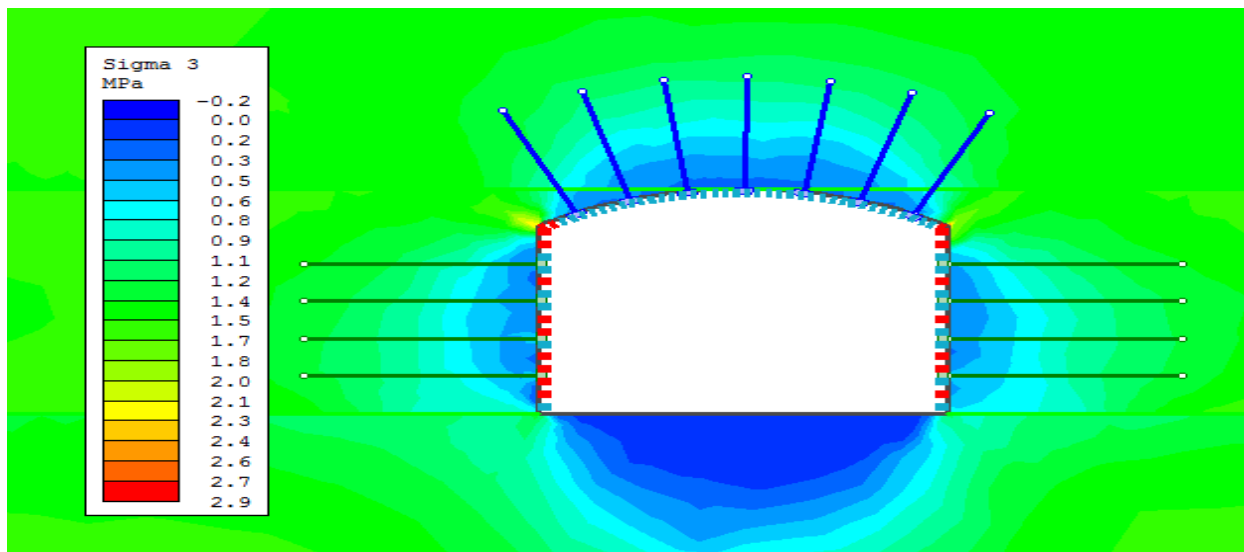
Στο Διάγραμμα 6.4 εμφανίζεται το διάγραμμα αξονικής φόρτισης – μήκους για το δυσμενέστερο συρματόσχοινο της δεξιάς παρειάς του ανοιγματος.



Διάγραμμα 6.4 Κατανομή αξονικής δύναμης καλωδίου παρειών κατά το μήκος του

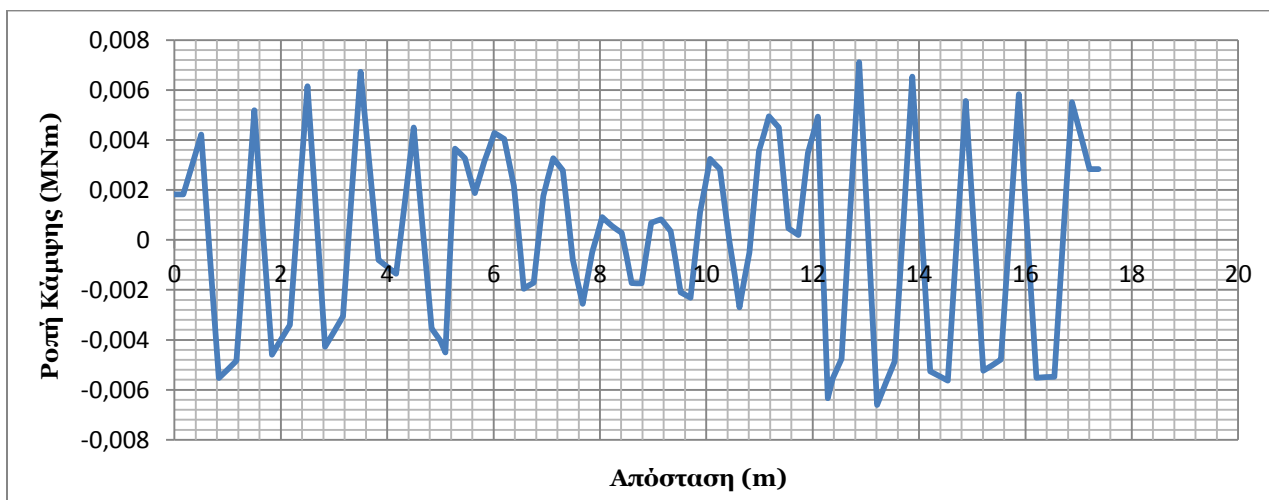


Στην Εικόνα 6.15 εμφανίζεται η μηχανική απόκριση του κελύφους του εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Παρατηρείται η αστοχία (ρωγμάτωση) του κελύφους σε κάποια τμήματα του στις παρειές των στοών, παρόλα αυτά το γεγονός αυτό δεν θεωρείται ανησυχητικό τόσο λόγω της παρουσίας των καλωδίων τα οποία έχουν το περιθώριο να αναλάβουν επιπρόσθετα φορτία μεγάλου μεγέθους, όσο και γιατί τα ανοίγματα είναι μεταλλευτικά και προσωρινά με μικρό χρόνο λειτουργίας. Επαναλαμβάνεται πάντως ότι οι αστοχίες αυτές πρέπει να προβληματίσουν και ότι το σύστημα υποστήριξης των παρειών πιθανά να επιδέχεται βελτιώσεων.



Εικόνα 6.15 Μικρού μεγέθους αστοχία στο κέλυφος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος

Στο Διάγραμμα 6.5 παρουσιάζονται οι αναπτυσσόμενες καμπτικές ροπές κατά μήκος του κελύφους του εκτοξευόμενου σκυροδέματος των υπογείων ανοιγμάτων.



Διάγραμμα 6.5 Ροπές κάμψης κατά μήκος του κελύφους εκτοξευόμενου σκυροδέματος

## 7. Παραμετρική ανάλυση ευστάθειας επιμήκους στύλου

Στην ενότητα αυτή θα εξεταστεί η μηχανική συμπεριφορά των υπογείων ανοιγμάτων και συγκεκριμένα οι μέγιστες συγκλίσεις του τοιχώματος των στοών, οι ζώνες αστοχίας του υλικού των παρειών και η λειτουργία των αγκυριών του συστήματος υποστήριξης για διάφορες τιμές του πάχους του στύλου ανάμεσα στις διαδοχικές στοές.

Η αφετηρία των παραμετρικών αναλύσεων θα είναι η τιμή για το πλάτος στύλου  $W=16\text{ m}$ , το οποίο θα ακολουθείται από τις τιμές  $W=13\text{ m}$ ,  $W=10\text{ m}$  και  $W=7\text{ m}$ . Οι παραμετρικές αναλύσεις θα γίνουν για τα ύψη υπερκειμένων  $H=60\text{ m}$  και για τα μέγιστα των  $H=120\text{ m}$ .

Στόχος των αναλύσεων αυτών θα είναι η επιλογή του βέλτιστου πλάτους του στύλου  $W$  για τα δύο ύψη υπερκειμένων  $H$  και για τα αντίστοιχα προτεινόμενα συστήματα υποστήριξης.

### 7.1 Ανάλυση ευστάθειας επιμήκους στύλου σε ύψος υπερκειμένων $H=60\text{ m}$

Η πρώτη παραμετρική ανάλυση θα γίνει για το ύψος υπερκειμένων  $H=60\text{ m}$  και για το ελαφρύτερο προτεινόμενο σύστημα υποστήριξης. Η κατάσταση αυτή θα προσομοιώνει την συμπεριφορά του επιμήκους στύλου στα πρώτα μέτρα της εκμετάλλευσης και στις σχετικά ευμενέστερες συνθήκες ασφάλειας για το σύστημα της υποστήριξης.

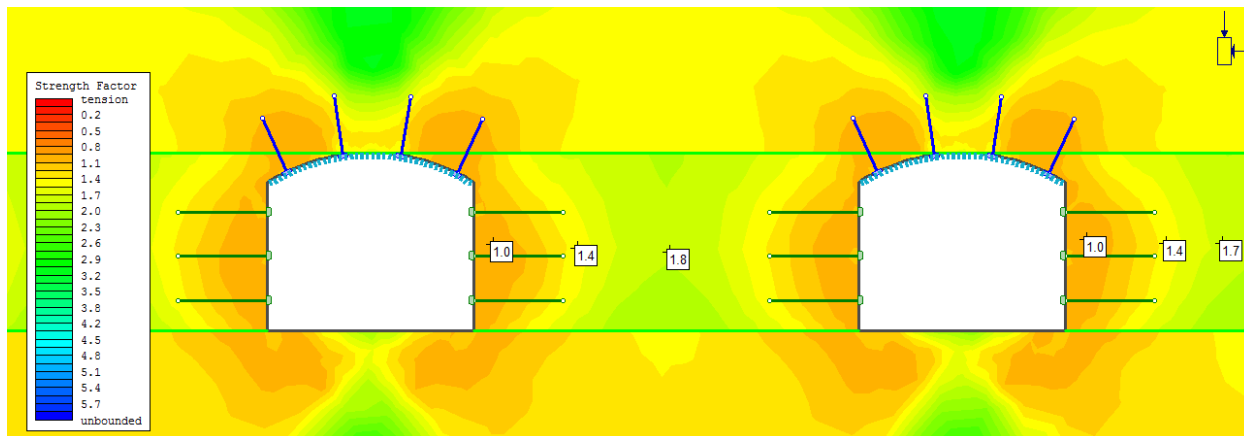
#### 7.1.1 Ζώνη αστοχίας επιμήκους στύλου

Η έκταση της αστοχίας του επιμήκους στύλου θα καθορισθεί με τη βοήθεια του Συντελεστή Αντοχής (Strength Factor) του προγράμματος Phase2. Πρόκειται για περιγράμματα γύρω από τα υπόγεια ανοίγματα τα οποία υποδεικνύουν αν το περιβάλλον υλικό έχει αστοχήσει, αλλά και στην περίπτωση της μη αστοχίας υποδεικνύουν το πόσο μακριά βρίσκεται το υλικό από αυτήν. Στην κατάσταση της αστοχία εξ ορισμού ο συντελεστής αντοχής είναι  $SF=1$ . Όσο το υλικό απομακρύνεται από την κατάσταση αστοχίας, τόσο η τιμή του συντελεστή αστοχίας  $SF$  απομακρύνεται από την μονάδα.

Ενδεικτικά, στην Εικόνα 7.1 εμφανίζονται οι τιμές του συντελεστή αντοχής  $SF$  του επιμήκους στύλου πλάτους  $W=13\text{ m}$  και η αύξηση τους, όσο το υλικό του στύλου απομακρύνεται από τις παρειές των ανοιγμάτων.

Η έκταση της αστοχίας του υλικού του στύλου πλάτους  $W=13\text{ m}$  εκτείνεται σε απόσταση  $r_p=1,8\text{ m}$  από τις παρειές των ανοιγμάτων. Επίσης, στον πυρήνα του στύλου ο συντελεστής αντοχής είναι  $SF=1,8$  και το υλικό δείχνει να βρίσκεται μακριά από την κατάσταση αστοχίας.

Διεξάγοντας τις αναλύσεις για τις διάφορες τιμές του πλάτους των επίμηκων στύλων  $W=16\text{ m}$ ,  $W=13\text{ m}$ ,  $W=10\text{ m}$  και  $W=7\text{ m}$  παρουσιάζονται στον Πίνακα 7.1 οι τιμές της έκτασης της ζώνης αστοχίας του λιγνιτικού υλικού. Ενδεικτική είναι η κατάσταση για το μικρότερο πλάτος  $W=7\text{ m}$ , όπου ο στύλος δείχνει να αστοχεί σε όλη του την έκταση ανάμεσα στις διαδοχικές στοές.

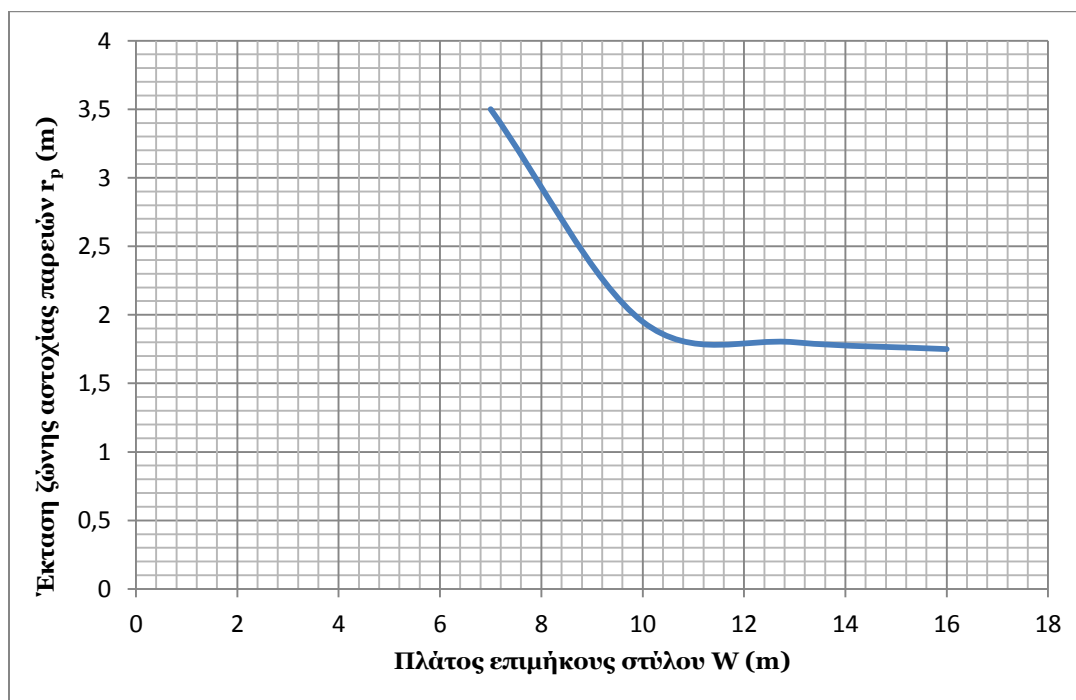


Εικόνα 7.1 Συντελεστής αντοχής κατά μήκος επιμήκους στύλου πλάτους  $W=13$  m

Πλάτος επιμήκους στύλου $W$ (m)	Έκταση αστοχίας επιμήκους στύλου $r_p$ (m)
16	1,75 (×2)
13	1,8 (×2)
10	1,95 (×2)
7	3,5 (×2)

Πίνακας 7.1 Έκταση ζώνης αστοχίας επιμήκους στύλου για τα διάφορα πλάτη του

Τα παραπάνω δεδομένα του Πίνακα 7.1 εμφανίζονται και στο Διάγραμμα 7.1.

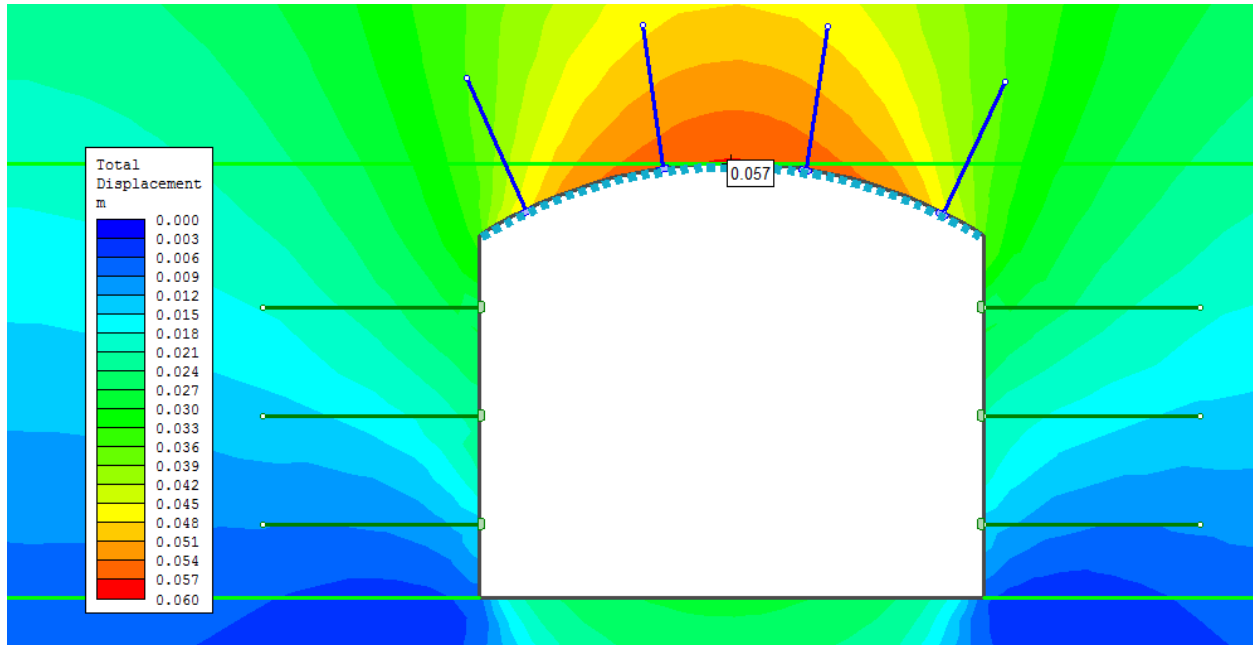


Διάγραμμα 7.1 Έκταση ζώνης αστοχίας επιμήκους στύλου συναρτήσει του πλάτους του

### 7.1.2 Μέγιστες μετακινήσεις τοιχώματος στοών

Σε όλες τις αναλύσεις για τα διάφορα μεγέθη του στύλου, οι μέγιστες μετακινήσεις παρατηρούνται στην οροφή των στοών. Παρόλα αυτά, ακόμη και για την δυσμενέστερη περίπτωση του πλάτους  $W=7\text{ m}$  τα αγκύρια της οροφής δεν αστοχούν.

Ενδεικτικά, στην Εικόνα 7.2 εμφανίζονται οι μέγιστες μετακινήσεις στην οροφή των στοών για πλάτος επιμήκους στύλου  $W=13\text{ m}$ .



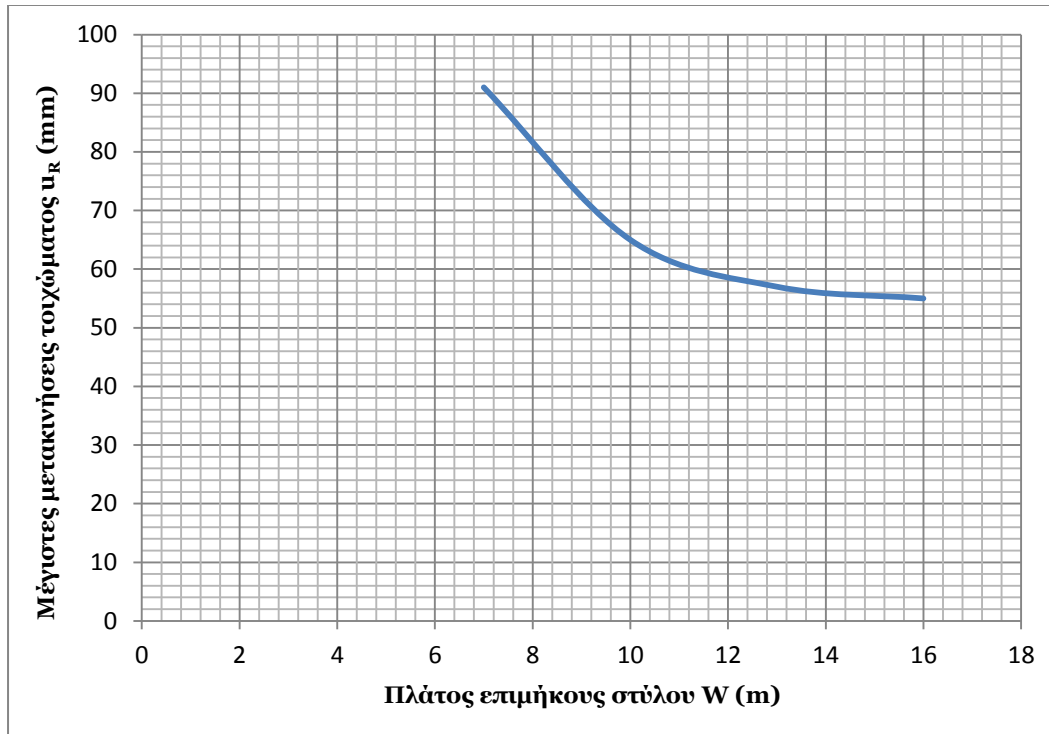
Εικόνα 7.2 Ολικές μετακινήσεις τοιχώματος στοών για πλάτος επιμήκους στύλου  $W=13\text{ m}$

Στον Πίνακα 7.2 εμφανίζονται οι μέγιστες μετακινήσεις του τοιχώματος των στοών  $u_R$  για τα διάφορα πλάτη επιμήκους στύλου, όπως αυτές προέκυψαν από τις αριθμητικές αναλύσεις.

Πλάτος επιμήκους στύλου $W$ (m)	Μέγιστες μετακινήσεις τοιχώματος $u_R$ (mm)
16	55
13	57
10	65
7	91

Πίνακας 7.2 Μέγιστες μετακινήσεις τοιχώματος στοών για τα διάφορα πλάτη του επιμήκους στύλου

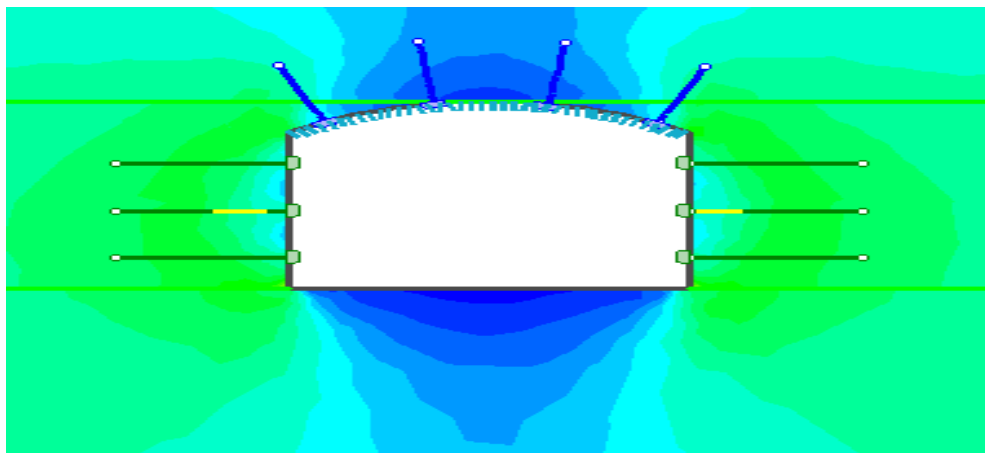
Τα παραπάνω δεδομένα του Πίνακα 7.2 εμφανίζονται και στο Διάγραμμα 7.2. Παρατηρείται μικρή ευαισθησία των μετακινήσεων στην αλλαγή του πλάτους του στύλου. Οι μετακινήσεις δείχνουν να αυξάνονται έντονα για πλάτος επιμήκους στύλου μικρότερο από  $W=10\text{ m}$ .



Διάγραμμα 7.2 Μέγιστες μετακινήσεις τοιχώματος για διάφορα πλάτη επιμήκους στύλου

### 7.1.3 Έκταση λειτουργίας συρματόσχοινων παρειών στην διαρροή

Πολύ σημαντική είναι επίσης και η εξέταση της μηχανικής συμπεριφοράς του συστήματος υποστήριξης και συγκεκριμένα των συρματόσχοινων των παρειών που αναλαμβάνουν το κύριο βάρος της υποστήριξης λόγω της μείωσης του πλάτους του στύλου. Στην Εικόνα 7.3 εμφανίζεται η μηχανική απόκριση των συρματόσχοινων των παρειών για πλάτος στύλου **W=13 m**. Το ποσοστό του μήκους των καλωδίων που δείχνουν να αστοχούν είναι αρκετά μικρό και ικανοποιητικό από την πλευρά της ευστάθειας των ανοιγμάτων.



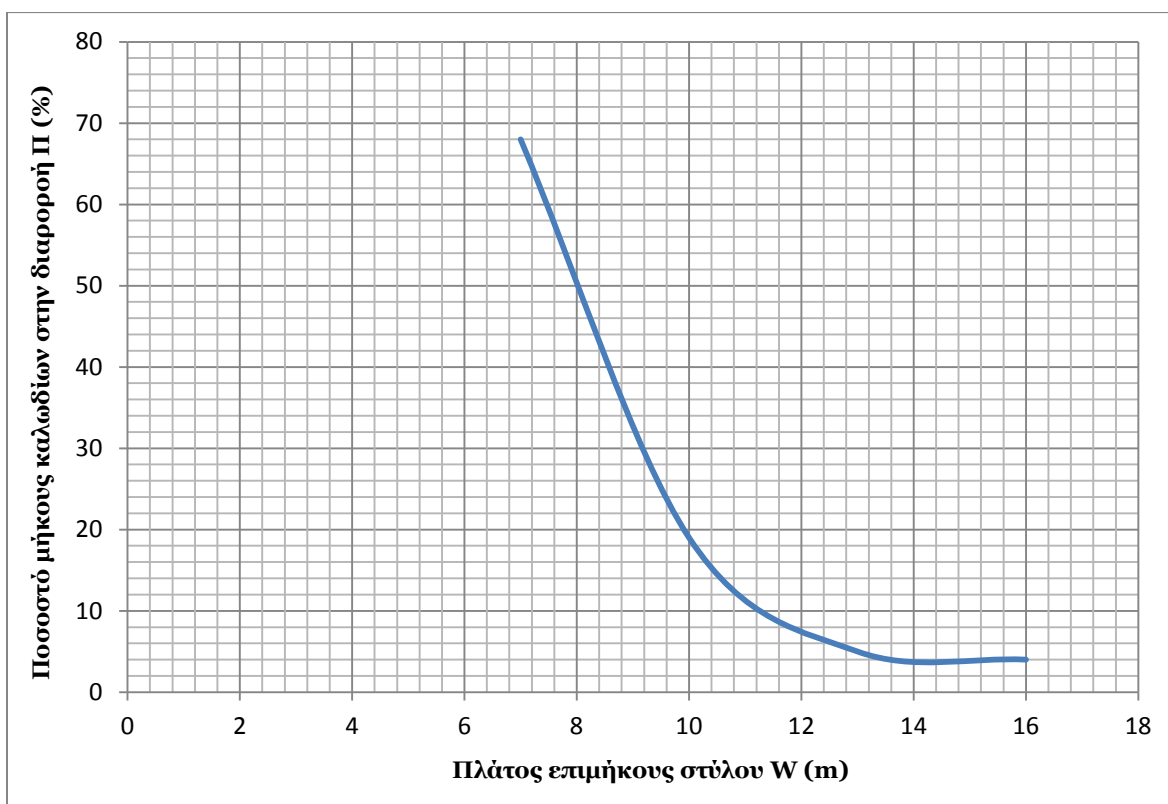
Εικόνα 7.3 Τμήματα καλωδίων παρειών που έχουν αστοχήσει για πλάτος επιμήκους στύλου W=13 m

Στον Πίνακα 7.3 εμφανίζεται συνολικά το ποσοστό των τμημάτων των συρματόσχοινων που έχουν αστοχήσει σε σχέση με το συνολικό τους μήκος για τα διάφορα πλάτη των λιγνιτικών στύλων. Η συνολικοποίηση αυτή έχει νόημα καθώς η συμπεριφορά των καλωδίων είναι παρεμφερής σε όλες τις διατομές, όπως και η γενικότερη μηχανική συμπεριφορά τους.

Πλάτος επιμήκους στύλου <b>W (m)</b>	Ποσοστό λειτουργίας καλωδίων στην διαρροή <b>Π (%)</b>
<b>16</b>	<b>4</b>
<b>13</b>	<b>5</b>
<b>10</b>	<b>19</b>
<b>7</b>	<b>68</b>

Πίνακας 7.3 Ποσοστό λειτουργίας καλωδίων στην διαρροή για διάφορα πλάτη επιμήκους στύλου

Τα παραπάνω αποτελέσματα του Πίνακα 7.3 εμφανίζονται και στο Διάγραμμα 7.3.



Διάγραμμα 7.3 Ποσοστό λειτουργίας καλωδίων στην διαρροή για διάφορα πλάτη επιμήκους στύλου

Όπως και για τις μέγιστες μετακινήσεις του τοιχώματος των στοών, έτσι και για την συμπεριφορά των καλωδίων, αυτή δείχνει να επηρεάζεται έντονα όταν το πλάτος του επιμήκους στύλου γίνεται μικρότερο από **W=10 m**.

## 7.2 Ανάλυση ευστάθειας επιμήκους στύλου σε ύψος υπερκειμένων $H=120\text{ m}$

Η δεύτερη παραμετρική ανάλυση θα γίνει για το ύψος υπερκειμένων  $H=120\text{ m}$  και για το βαρύτερο προτεινόμενο σύστημα υποστήριξης. Η κατάσταση αυτή θα προσομοιώνει την συμπεριφορά του επιμήκους λιγνιτικού στύλου στα τελευταία μέτρα της εκμετάλλευσης και στις δυσμενέστερες συνθήκες φόρτισης για το προτεινόμενο σύστημα της υποστήριξης.

### 7.2.1 Ζώνη αστοχίας επιμήκους στύλου

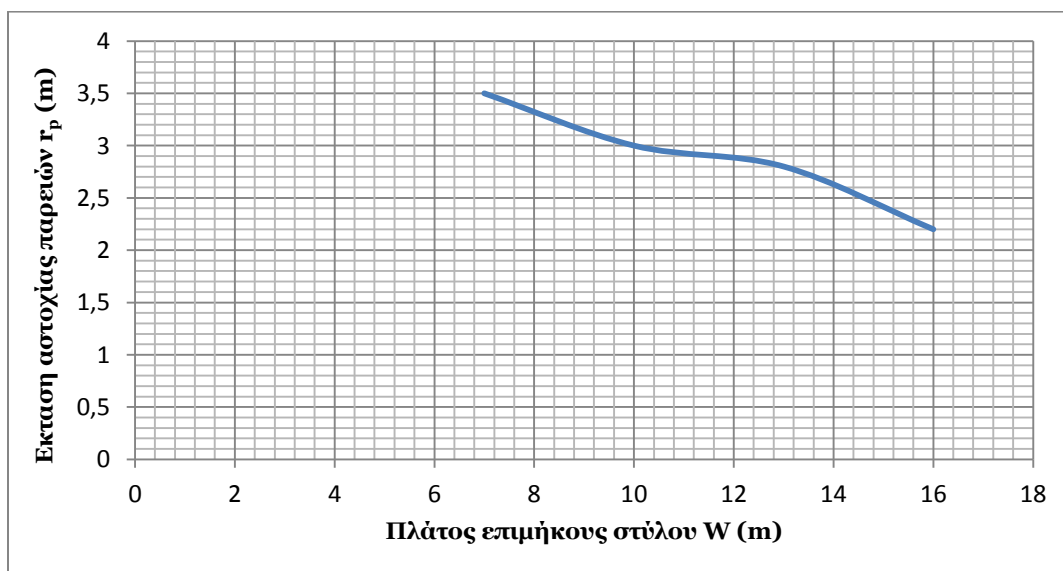
Στην συγκεκριμένη ενότητα θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα των αναλύσεων για τα διάφορα πλάτη του επιμήκους στύλου σε μορφή πινάκων και διαγράμμάτων, χωρίς όμως να παρουσιαστούν αυτή τη φορά οι εικόνες με τα αντίστοιχα περιγράμματα

Στον Πίνακα 7.4 εμφανίζονται τα αποτελέσματα της έκτασης της ζώνης αστοχίας για τα διάφορα πλάτη του επιμήκους στύλου.

Πλάτος επιμήκους στύλου $W$ (m)	Έκταση αστοχίας επιμήκους στύλου $r_p$ (m)
16	2,2 (×2)
13	2,8 (×2)
10	3 (×2)
7	3,5 (×2)

Πίνακας 7.4 Έκταση αστοχίας επιμήκους στύλου για τα διάφορα πλάτη του

Τα αντίστοιχα αποτελέσματα εμφανίζονται και στο Διάγραμμα 7.4.



Διάγραμμα 7.4 Έκταση αστοχίας επιμήκους στύλου συναρτήσει του πλάτους του

Από το διάγραμμα παρατηρείται η ομαλότερη αύξηση της έκτασης της ζώνης αστοχίας του στύλου με την μείωση του πλάτους του. Ο κύριος λόγος πιθανότατα είναι η αλλαγή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων  $K_o=0,8$  για το ύψος υπερκειμένων  $H=120$ . Η αύξηση της τιμής του  $K_o$  κατανέμει τις τάσεις με πιο ομοιόμορφο τρόπο γύρω από τις εκσκαφές, οπότε και η πλαστική ζώνη γύρω από αυτές προσεγγίζει ένα πιο κυκλικό σχήμα σε συνδυασμό και με τις ηπιότερες μεταβολές της συναρτήσεως της μείωσης του πλάτους του στύλου.

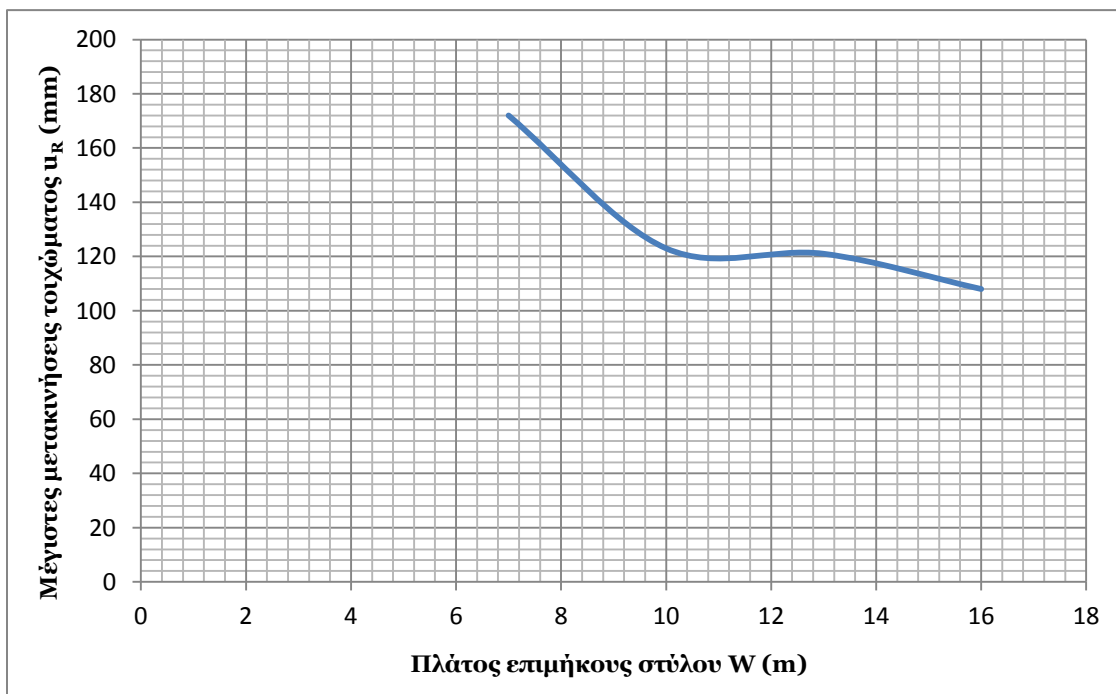
### 7.2.2 Μέγιστες μετακινήσεις τοιχώματος στοών

Στον Πίνακα 7.5 εμφανίζονται τα αποτελέσματα των μέγιστων ολικών μετακινήσεων των στοών οι οποίες και στην περίπτωση αυτή εμφανίζονται στην οροφή των ανοιγμάτων.

Πλάτος επιμήκους στύλου $W$ (m)	Μέγιστες μετακινήσεις τοιχώματος $u_R$ (mm)
<b>16</b>	<b>108</b>
<b>13</b>	<b>121</b>
<b>10</b>	<b>123</b>
<b>7</b>	<b>172</b>

Πίνακας 7.5 Μέγιστες μετακινήσεις τοιχώματος στοών για τα διάφορα πλάτη του επιμήκους στύλου

Τα παραπάνω αποτελέσματα παρουσιάζονται και στο Διάγραμμα 7.5.



Διάγραμμα 7.5 Μέγιστες μετακινήσεις τοιχώματος για διάφορα πλάτη επιμήκους στύλου



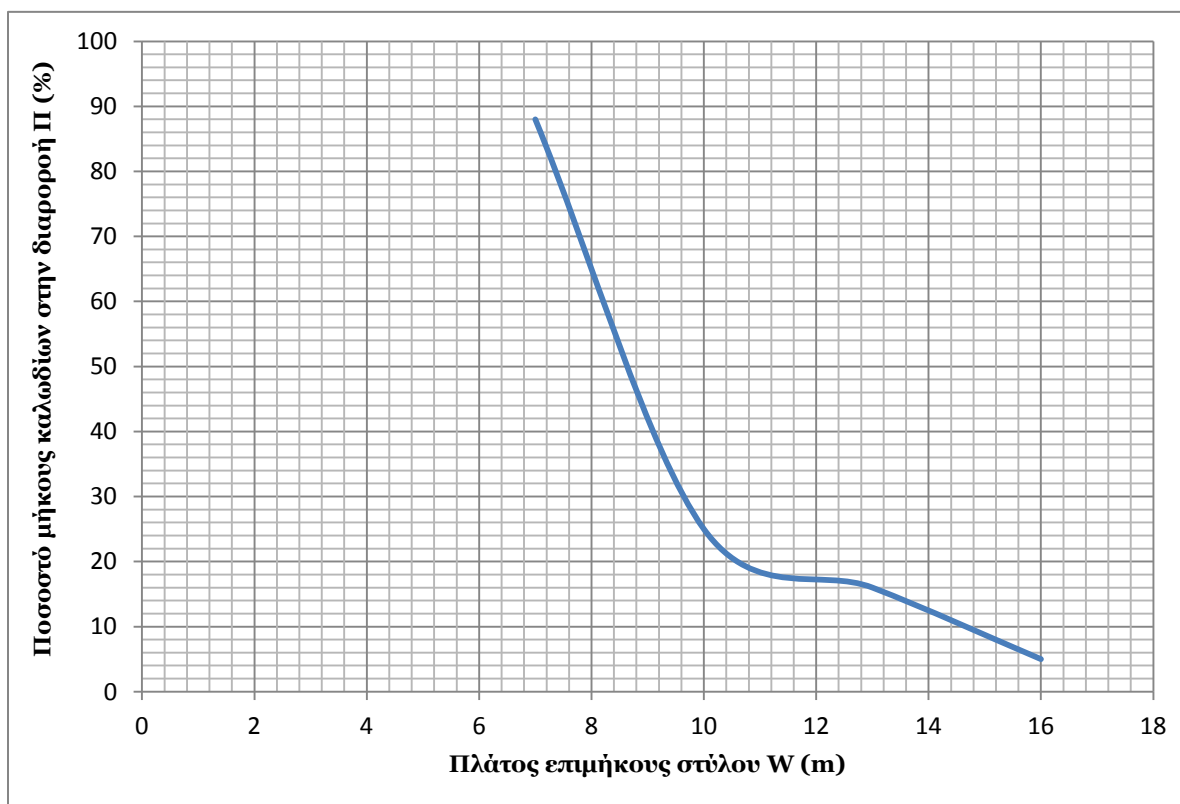
### 7.2.3 Έκταση λειτουργίας συρματοσχοινων παρειών στην διαρροή

Τέλος, στον Πίνακα 7.6 εμφανίζονται τα αποτελέσματα του ποσοστού του μήκους των καλωδίων των παρειών που αστοχούν σε εφελκυσμό για τα διάφορα πλάτη του επιμήκους στύλου.

Πλάτος επιμήκους στύλου <b>W (m)</b>	Ποσοστό λειτουργίας καλωδίων στην διαρροή <b>Π (%)</b>
<b>16</b>	<b>5</b>
<b>13</b>	<b>16</b>
<b>10</b>	<b>25</b>
<b>7</b>	<b>88</b>

Πίνακας 7.6 Ποσοστό λειτουργίας καλωδίων στην διαρροή για διάφορα πλάτη επιμήκους στύλου

Τα αποτελέσματα του Πίνακα 7.6 εμφανίζονται και στο Διάγραμμα 7.6.



Διάγραμμα 7.6 Ποσοστό λειτουργίας καλωδίων στην διαρροή για διάφορα πλάτη επιμήκους στύλου

Όπως και στην περίπτωση των χαμηλών υπερκειμένων, έτσι και για τη μέγιστη τιμή τους **H=120 m**, η λειτουργία του συστήματος υποστήριξης των παρειών δείχνει να επιβαρύνεται έντονα για πλάτος στύλου μικρότερο των **W=10 m**.

### 7.3 Επιλογή βέλτιστου πλάτους στύλου

Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων των προηγούμενων ενοτήτων για τα διάφορα πλάτη επιμήκων στύλων στις δύο στάθμες υπερκειμένων είναι δυνατή η επιλογή του βέλτιστου πλάτους στύλου που θα ικανοποιεί ταυτόχρονα τις ανάγκες για μέγιστη απόληψη κοιτάσματος σε συνδυασμό με την μέγιστη δυνατή ασφάλεια για το σύστημα της υποστήριξης και την συνολική ευστάθεια των εκσκαφών.

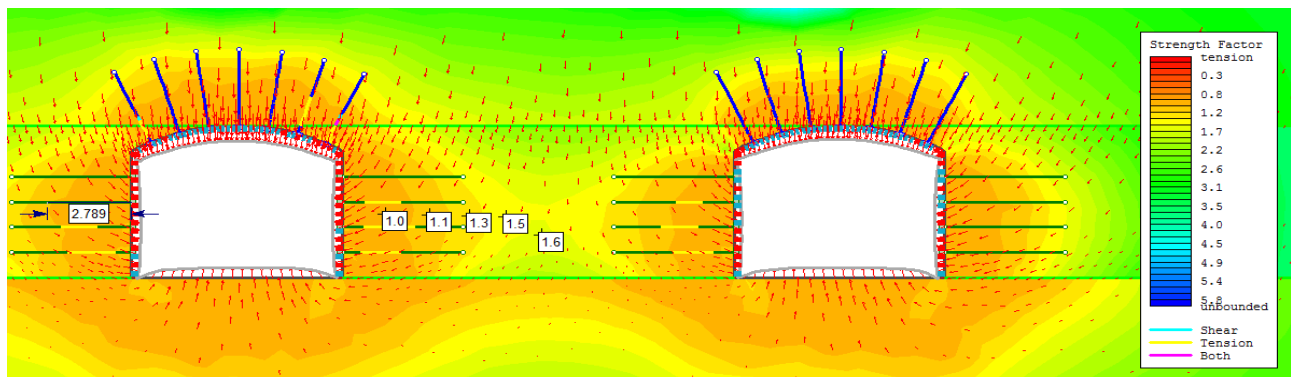
Το βέλτιστο πλάτος στύλου, συνυπολογίζοντας κυρίως την δυσμενέστερη περίπτωση του ύψους υπερκειμένων **H=120 m** επιλέγεται να είναι αυτή των **W=13 m**.

Τα βασικά στοιχεία σχετικά με την μηχανική συμπεριφορά των ανοιγμάτων και την υποστήριξη τους για την συγκεκριμένη επιλογή βέλτιστου πλάτους επιμήκους στύλου, όπως αυτά προέκυψαν από τις αριθμητικές αναλύσεις για τα εξεταζόμενα ύψη υπερκειμένων **H=60 m** και **H=120 m** παρουσιάζονται συγκεντρωμένα στον Πίνακα 7.7.

	Έκταση ζώνης στοχίας επιμήκους στύλου $r_p$ (m)	Μέγιστες μετακινήσεις τοιχώματος $u_R$ (mm)	Ποσοστό λειτουργίας καλωδίων στη διαρροή $\Pi$ (%)
Ύψος υπερκειμένων <b>H=60 m</b>	<b>1,8 (x2)</b>	<b>57</b>	<b>5</b>
Ύψος υπερκειμένων <b>H=120 m</b>	<b>2,8 (x2)</b>	<b>121</b>	<b>16</b>

Πίνακας 7.7 Μηχανική συμπεριφορά υπόγειων στοών και υποστήριξης για πλάτος επιμήκους στύλου **W=13 m** στις στάθμες υπερκειμένων **H=60 m** και **H=120 m**

Στην Εικόνα 7.4 παρουσιάζεται η μηχανική συμπεριφορά των υπόγειων στοών, η απόκριση του συστήματος υποστήριξης και η έκταση της αστοχίας στον λιγνιτικό στύλο πλάτους **W=13 m**.



Εικόνα 7.4 Συμπεριφορά στοών και συστήματος υποστήριξης για πλάτος επιμήκους στύλου **W=13 m**

## 8. Διερεύνηση αντοχής λιγνιτικού τετραγωνικού στύλου

Στο κεφάλαιο αυτό θα διερευνηθεί η δυνατότητα πραγματοποίησης εγκάρσιων στοών ως προς τις εξεταζόμενες παράλληλες λιγνιτικές στοές για την εφαρμογή της μεθόδου εκμετάλλευσης των θαλάμων και στύλων. Σκοπός της εφαρμογής της μεθόδου των θαλάμων και στύλων θα είναι η αύξηση της αποληψιμότητας της μελετούμενης εκμετάλλευσης του λιγνιτικού κοιτάσματος.

Η διερεύνηση της αντοχής θα γίνει για τετραγωνικούς στύλους διαστάσεων **13 m × 13 m**, όσο δηλαδή και το πλάτος του στύλου απείρου μήκους που επιλέχθηκε για το πρώτο στάδιο της εκμετάλλευσης.

Το κρίσιμότερο στοιχείο κατά την συγκεκριμένη διερεύνηση θα είναι η μηχανική συμπεριφορά του υπολειπόμενου τετραγωνικού στύλου, ωστόσο θα εξεταστεί και συμπεριφορά του συστήματος υποστήριξης των λιγνιτικών στοών και η επιβάρυνση του λόγω της διάνοιξης των εγκάρσιων ανοιγμάτων.

Μία από τις μεθόδους που χρησιμοποιούνται για την μοντελοποίηση των εγκάρσιων στοών προτείνεται από τον Pariseau (1979) και χρησιμοποιεί ένα αυξημένο ειδικό βάρος  $\gamma'$  για τα υπερκείμενα πετρώματα της εκσκαφής (Papakonstantinou and Benardos, 2014).

Το αυξημένο ειδικό βάρος των υπερκειμένων πετρωμάτων  $\gamma'$  δίνεται από την μαθηματική σχέση  $\gamma' = \gamma \cdot \left(1 + \frac{W_R}{W_P}\right)$ , όπου  $\gamma$  το πραγματικό ειδικό βάρος των υπερκειμένων πετρωμάτων,

$W_R$  το πλάτος του σχηματιζόμενου θαλάμου και  $W_P$  το πλάτος του τετραγωνικού στύλου.

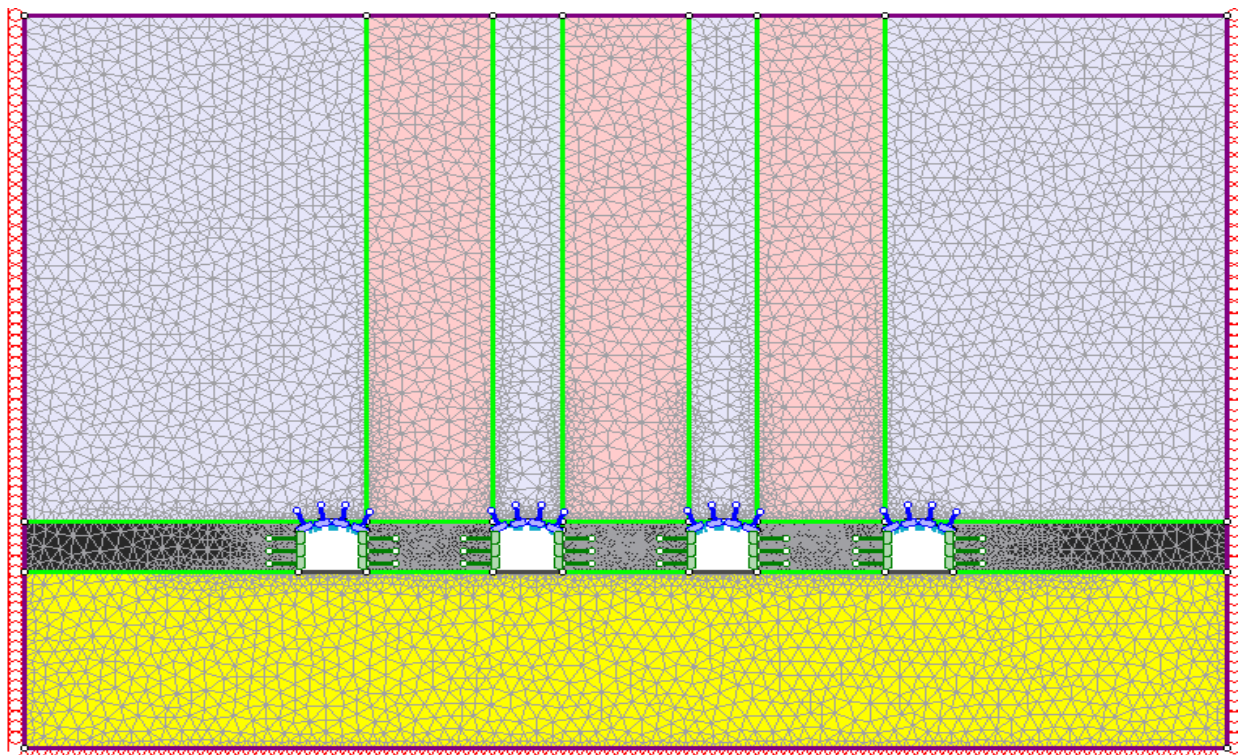
Αντικαθιστώντας το ειδικό βάρος της υπερκείμενης μάργας  $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ , το πλάτος θαλάμου  $W_R = 7 \text{ m}$  και το πλάτος του εναπομείναντος στύλου  $W_P = 13 \text{ m}$ , υπολογίζεται ότι το επαυξημένο ειδικό βάρος της υπερκείμενης μάργας είναι  $\gamma' = 28 \text{ KN/m}^3$ .

Τέλος, η διερεύνηση της μηχανικής συμπεριφοράς του υπογείου έργου θα γίνει όπως και στα προηγούμενα σημεία της εργασίας για δύο ύψη υπερκειμένων **H=60 m** και **H=120 m**.

### 8.1 Διερεύνηση αντοχής λιγνιτικού στύλου σε ύψος υπερκειμένων H=60 m

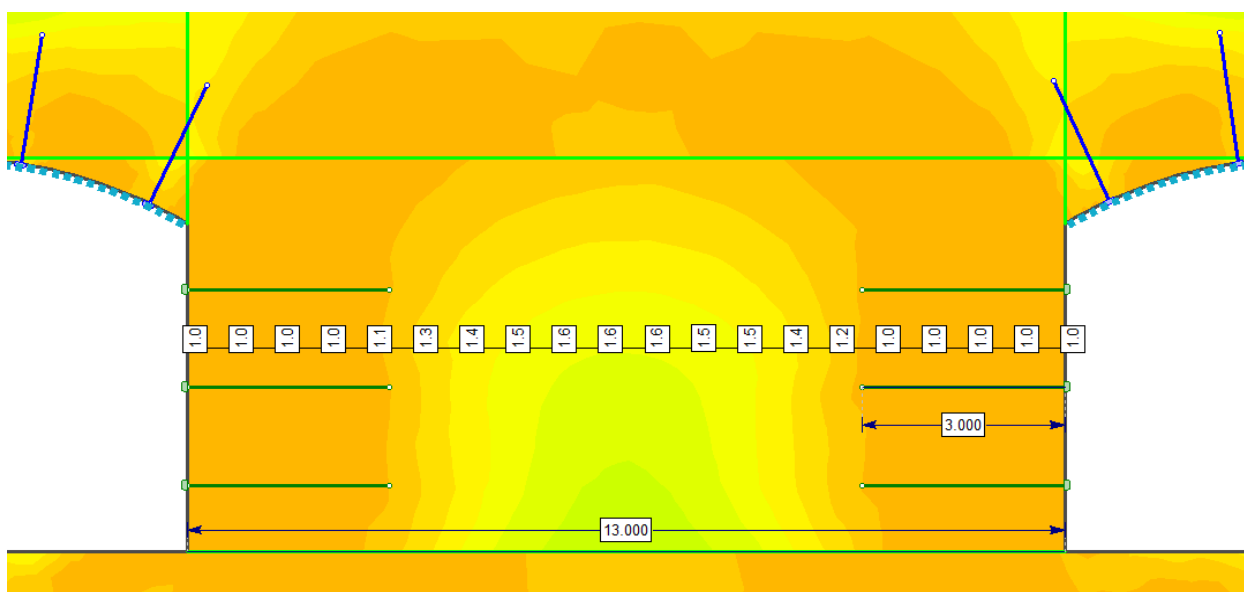
Για την προσομοίωση της διάνοιξης των εγκάρσιων στοών όπως προαναφέρθηκε, το ειδικό βάρος των υπερκειμένων μαργαϊκών σχηματισμών θα επαυξηθεί στην τιμή των  $\gamma' = 28 \text{ KN/m}^3$ . Η επαύξηση αυτή όμως εφαρμοστεί στο τμήμα των μαργαϊκών πετρωμάτων που βρίσκονται πάνω από τον λιγνιτικό στύλο πλάτους  $W_P = 13 \text{ m}$ .

Στην Εικόνα 8.1 εμφανίζεται το μοντέλο επαύξησης του ειδικού βάρους των μαργαϊκών πετρωμάτων. Η εφαρμογή της επαύξησης του ειδικού βάρους στην περιοχή μόνο πάνω από τους εξεταζόμενους στύλους και όχι σε όλη την έκταση των υπερκειμένων θεωρείται δικαιολογημένη ως παραδοχή καθώς σε αυτή την έκταση διανοίγονται οι εγκάρσιες ως προς τις παράλληλες στοές ανάπτυξης.



Εικόνα 8.1 Μοντέλο επαύξησης του ειδικού βάρους των υπερκειμένων μαργών σε ύψος υπερκειμένων  $H=60\text{ m}$

Στην Εικόνα 8.2 εμφανίζεται η συμπεριφορά του λιγνιτικού τετραγωνικού στύλου διαστάσεων  $13\text{ m} \times 13\text{ m}$  μετά την ανάπτυξη των εγκάρσιων στοών σε ύψος υπερκειμένων  $H=60\text{ m}$ , μέσω των περιγραμμάτων κατανομής του συντελεστή αντοχής  $SF$  στο υλικό του στύλου.



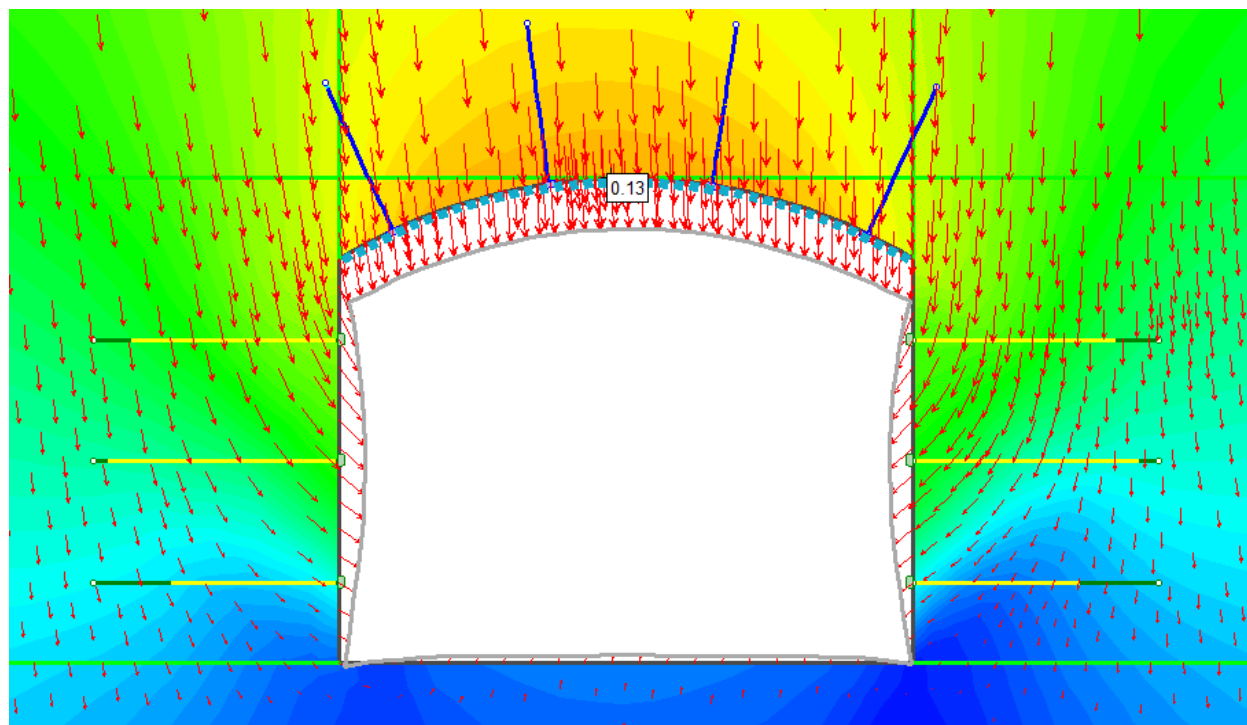
Εικόνα 8.2 Μηχανική συμπεριφορά λιγνιτικού στύλου και συντελεστής αντοχής

Απο τα περιγράμματα του συντελεστή αντοχής συμπεραίνεται η σχετικά καλή μηχανική συμπεριφορά του λιγνιτικού στύλου καθώς η έκταση της αστοχίας του περιορίζεται στην τιμή  $r_p=3\text{ m}$  ανα παρειά.

Φαίνεται δηλαδή ότι η αστοχία εκκινά στις παρειές του στύλου με την κλασική μορφή του τύπου της απολέπισης (spalling), αλλά παρόλα αυτά δεν συνεχίζεται στον πυρήνα του ο οποίος μένει υγιής σε μία έκταση περίπου  $e=7\text{ m}$ .

Ενδεικτικά, στο κέντρο του στύλου ο συντελεστής αντοχής είναι ίσος με  $SF=1,6$  πράγμα που υποδηλώνει ότι το υλικό του πυρήνα του στύλου βρίσκεται αρκετά μακριά από την αστοχία.

Σε σχέση τώρα με την μηχανική συμπεριφορά του συστήματος υποστήριξης, η αστοχία στα συρματοσχοίνα των παρειών είναι εκτεταμένη όπως εμφανίζεται και στην Εικόνα 8.3, αλλά αυτό δεν πρόκειται να αποτελέσει πρόβλημα καθώς μετά την διάνοιξη των εγκάρσιων στοών και την δημιουργία των στύλων θα ακολουθήσει η λιθογόμωση των υπογείων ανοιγμάτων.



Εικόνα 8.3 Μηχανική συμπεριφορά συστήματος υποστήριξης και μετακινήσεις τοιχώματος στοών

Επιπρόσθετα, τα αγκύρια της οροφής δείχνουν να μην αστοχούν, ενώ και οι μετακινήσεις του τοιχώματος των στοών δεν ξεπερνούν την ανεκτή τιμή των  $u_R=13\text{ cm}$  στην οροφή των υπογείων ανοιγμάτων.

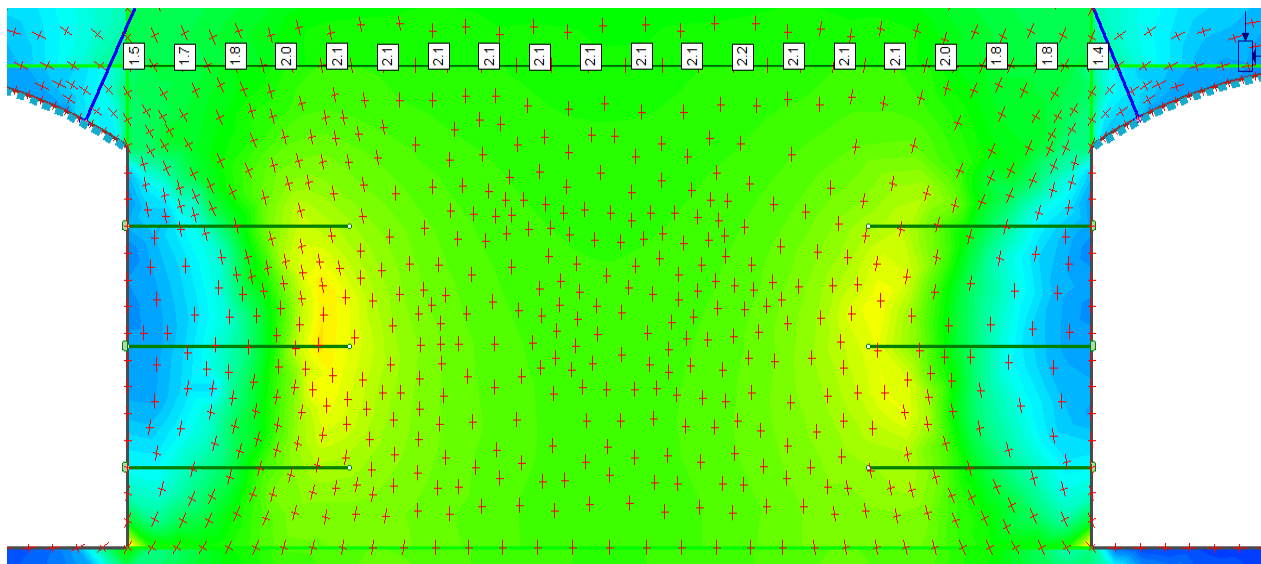
Τέλος, θα επιχειρηθεί η εξαγωγή ενός συντελεστή ασφαλείας για τον λιγνιτικό στύλο με τον συνδυασμό τόσο εμπειρικών τύπων για την αντοχή του στύλου  $C_p$ , όσο και των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων για την μέση αναπτυσσόμενη ορθή τάση σε αυτούς  $\sigma_p$ .

Εφαρμόζοντας τον ευρέως χρησιμοποιούμενο εμπειρικό τύπο της συνεισφέρουσας επιφάνειας,

$$\text{για την αναπτυσσόμενη μέση ορθή τάση σε τετραγωνικούς στύλους } \sigma_P = \sigma_v \cdot \left( 1 + \frac{W_R}{W_P} \right)^2$$

υπολογίζεται ότι  $\sigma_P = 2,5 \text{ MPa}$ .

Επίσης, από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων μπορεί να βρεθεί με μεγαλύτερη ακρίβεια η μέση ορθή τάση  $\sigma_P$  που αναπτύσσεται στην οροφή του λιγνιτικού στύλου. Η κατανομή της μέγιστης κύριας τάσης  $\sigma_1$  στην οροφή του λιγνιτικού στύλου εμφανίζεται στην Εικόνα 8.4.



Εικόνα 8.4 Κατανομή μέγιστης κύριας τάσης στην οροφή του λιγνιτικού στύλου

Από την κατανομή των μέγιστων κύριων τάσεων  $\sigma_1$  στην οροφή του λιγνιτικού στύλου η αναπτυσσόμενη μέση ορθή τάση επιλέγεται ίση με  $\sigma_P = 2,1 \text{ MPa}$ .

Η ακρίβεια των τασικών αναλύσεων με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων συγκριτικά με τους απλουστευτικούς εμπειρικούς τύπους, οδηγεί στην επιλογή της τιμής  $\sigma_P = 2,1 \text{ MPa}$  για την μέση αναπτυσσόμενη ορθή τάση στον λιγνιτικό στύλο.

Στο σημείο αυτό θα υπολογιστεί η αντοχή του λιγνιτικού στύλου  $C_P$  με την βοήθεια του διεθνώς παραδεκτού εμπειρικού τύπου των Salamon & Munro.

Από την σχέση των Salamon & Munro  $C_P = 0,6 \cdot \sigma_{ci} \cdot \frac{W_P^{0,46}}{H_P^{0,66}}$  αντικαθιστώντας τα δεδομένα υπολογίζεται ότι  $C_P = 4,6 \text{ MPa}$ .

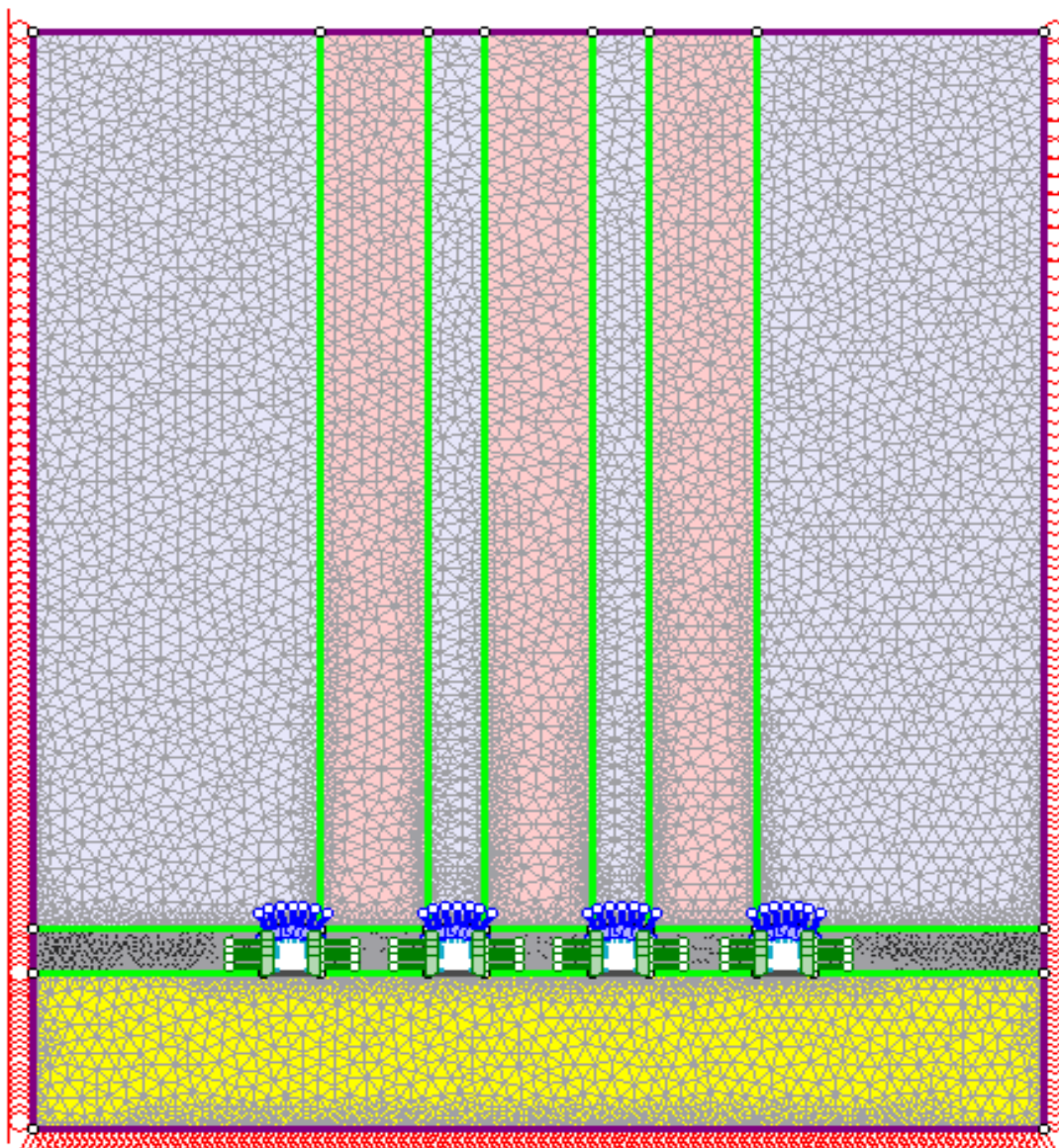
Ο συντελεστής ασφαλείας οριζόμενος ως  $SF = \frac{C_P}{\sigma_P}$  υπολογίζεται ίσος με  $SF = 2,2$ .



## 8.2 Διερεύνηση αντοχής λιγνιτικού στύλου σε ύψος υπερκειμένων H=120 m

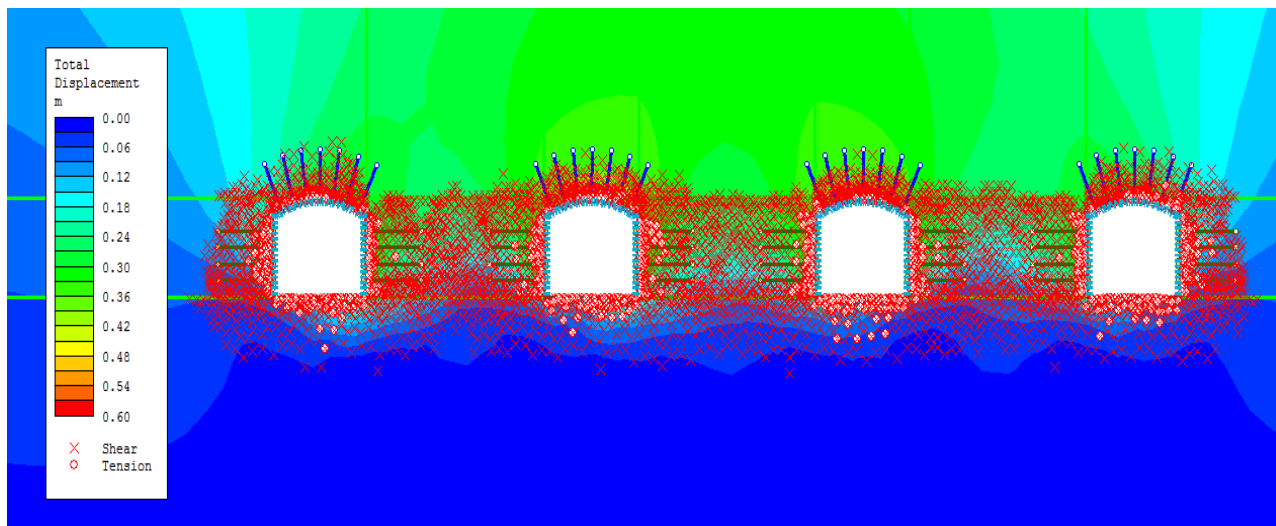
Στην παράγραφο αυτή θα εξεταστεί η μηχανική συμπεριφορά του λιγνιτικού στύλου διαστάσεων **13 m × 13 m** για την περίπτωση των μέγιστων συναντώμενων υπερκειμένων της εκμετάλλευσης.

Η τεχνική της μοντελοποίησης θα ακολουθήσει την ίδια διαδικασία της επαύξης του ειδικού βάρους των υπερκειμένων μαργαϊκών σχηματισμών. Στην Εικόνα 8.5 εμφανίζεται το προσομοίωμα της διάνοιξης των εγκάρσιων στοών μέσω της αύξησης του ειδικού βάρους των υπερκειμένων πετρωμάτων στην τιμή  $\gamma' = 28 \text{ KN/m}^3$ .



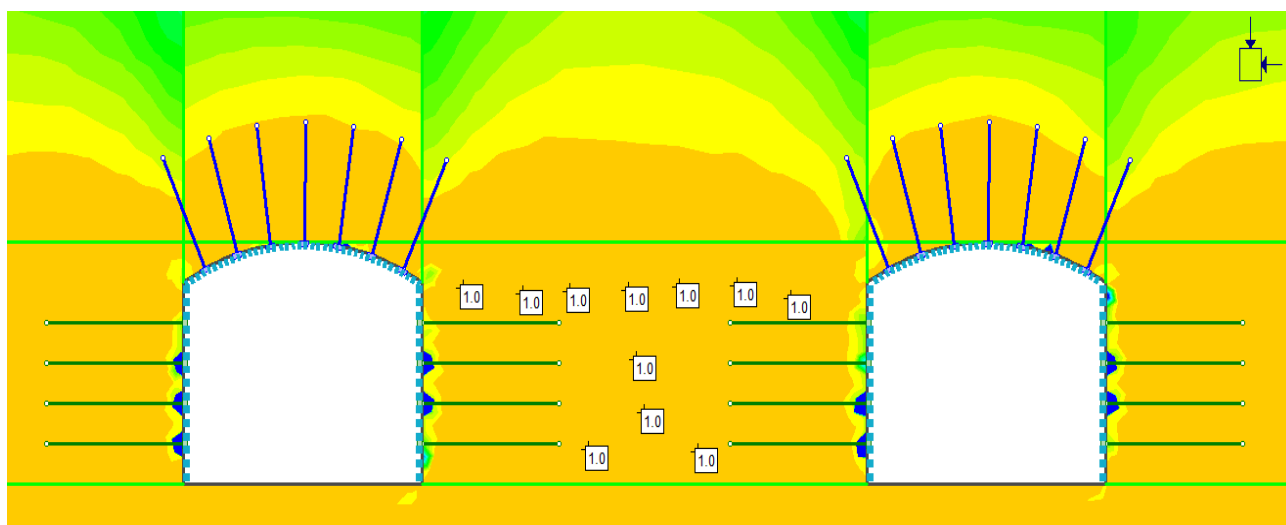
Εικόνα 8.5 Μοντέλο επαύξης του ειδικού βάρους των υπερκειμένων μαργών σε ύψος υπερκειμένων H=120 m

Στην Εικόνα 8.6 εμφανίζεται η μηχανική συμπεριφορά των περιβαλλόντων πετρωμάτων μετά την διάνοιξη των εγκάρσιων στοών σε ύψος υπερκειμένων  $H=120\text{ m}$ .



Εικόνα 8.6 Μηχανική συμπεριφορά περιβαλλόντων πετρωμάτων λόγω διάνοιξης εγκάρσιων στοών

Είναι αξιοσημείωτη η εκτεταμένη πλαστικοποίηση στα περιβάλλοντα υλικά των υπόγειων εκσκαφών. Ο λιγνιτικός στύλος δείχνει να αστοχεί σε όλη του την έκταση, πράγμα που επαληθεύεται και από τις τιμές που λαμβάνει ο συντελεστής αντοχής  $SF$ .



Εικόνα 8.7 Συντελεστής αντοχής λιγνιτικού στύλου

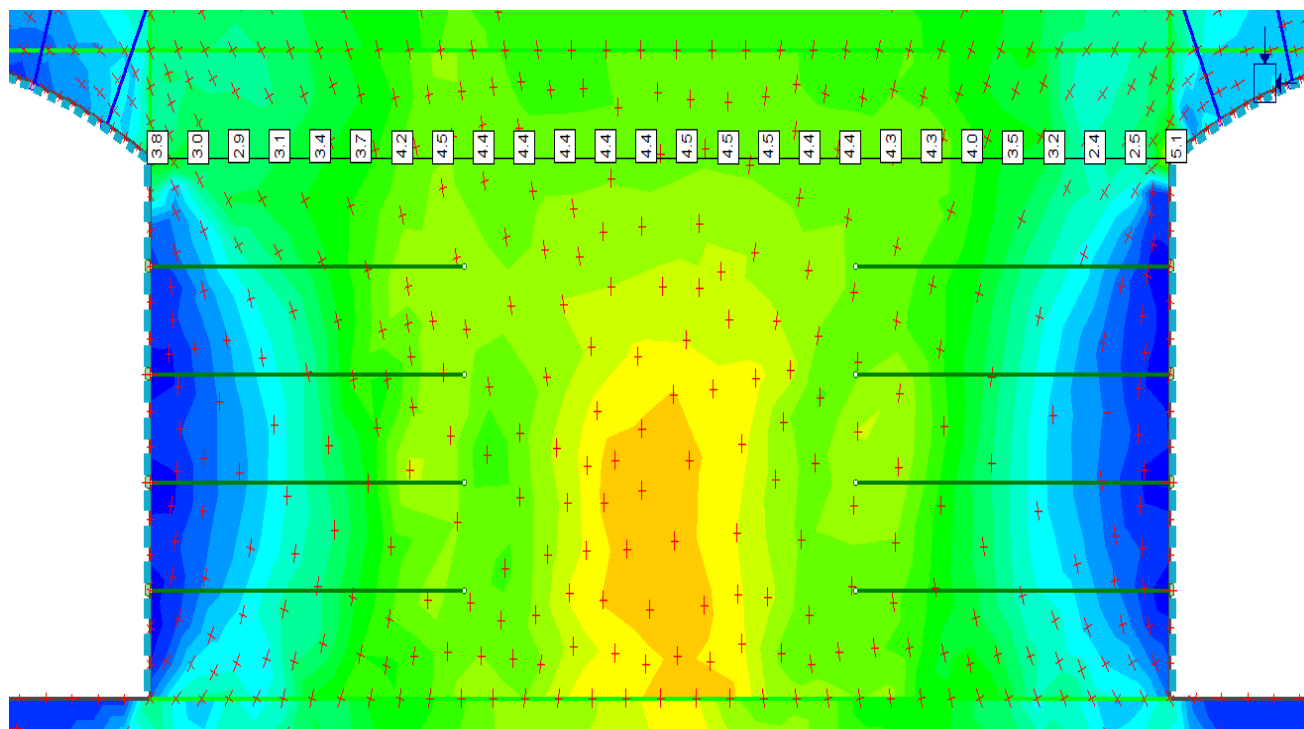
Στην Εικόνα 8.7 παρατηρούνται οι τιμές του συντελεστή αντοχής  $SF=1$  σε όλη την έκταση του στύλου, τιμή που υποδηλώνει και την αστοχία του υλικού του.



Στην περίπτωση αυτή του ύψους υπερκειμένων των  $H=120\text{ m}$  θα χρησιμοποιηθεί επίσης ο εμπειρικός τύπος της συνεισφέρουσας επιφάνειας  $\sigma_P = \sigma_v \cdot \left(1 + \frac{W_R}{W_P}\right)^2$ .

Αντικαθιστώντας, υπολογίζεται η μέση αναπτυσσόμενη ορθή τάση στον τετραγωνικό στύλο  $\sigma_P=5,1\text{ MPa}$ .

Επιπρόσθετα, από την κατανομή της μέγιστης κύριας τάσης  $\sigma_1$  στην οροφή του τετραγωνικού λιγνιτικού στύλου, όπως αυτή προέκυψε από τις αριθμητικές αναλύσεις και παρουσιάζεται στην Εικόνα 8.8, η μέση ορθή τάση στον τετραγωνικό στύλο λαμβάνεται  $\sigma_p=4,4\text{ MPa}$ .



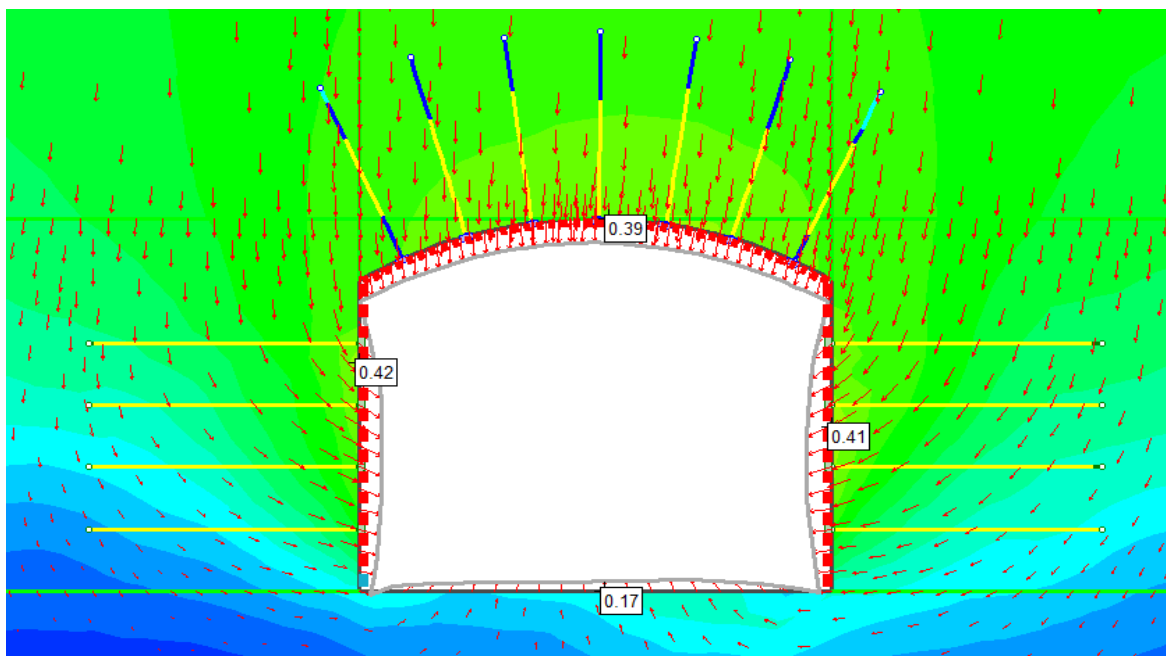
Εικόνα 8.8 Κατανομή μέγιστης κύριας τάσης στην οροφή του λιγνιτικού στύλου

Η αντοχή του λιγνιτικού στύλου  $C_P$  θα ληφθεί και στην περίπτωση αυτή ίση με την τιμή που χρησιμοποιήθηκε στο ύψος υπερκειμένων  $H=60\text{ m}$ , αφού η τιμή της δεν εξαρτάται από την υπερκείμενη φόρτιση, αλλά από την αντοχή του άρρηκτου βραχώδους υλικού του στύλου  $\sigma_{ci}$ , από το πλάτος του  $W_P$ , καθώς και από το ύψος του  $H_P$ .

Συνεπώς, και στην περίπτωση του ύψους υπερκειμένων  $H=120\text{ m}$  λαμβάνεται  $C_P=4,6\text{ MPa}$ .

Ο συντελεστής ασφαλείας οριζόμενος ως  $SF = \frac{C_P}{\sigma_p}$  υπολογίζεται ίσος με  $SF=1,04$ .

Η πολύ δυσμενής κατάσταση κατά την διάνοιξη των εγκάρσιων στοών στο ύψος υπερκειμένων των  $H=120\text{ m}$  μπορεί να φανεί και μέσω των πολύ μεγάλων συγκλίσεων που παρουσιάζουν τα τοιχώματα των ανοιγμάτων σε συνδυασμό και με την εκτεταμένη αστοχία του συστήματος υποστήριξης. Στην Εικόνα 8.9 εμφανίζονται οι παραμορφώσεις στην διατομή των στοών και η σχεδόν ολοκληρωτική αστοχία του προτεινόμενου συστήματος υποστήριξης.



Εικόνα 8.9 Συγκλίσεις τοιχώματος στοών και ολοκληρωτική αστοχία του προτεινόμενου συστήματος υποστήριξης

Οι πολύ μεγάλες παραμορφώσεις των στοών σε συνδυασμό με την ολοκληρωτική αστοχία του συστήματος υποστήριξης, αλλά κυρίως η θραύση του λιγνιτικού υλικού σε όλη την έκταση των στύλων καθιστούν απαγορευτική την διάνοιξη των εγκάρσιων στοών και την εφαρμογή της μεθόδου εκμετάλλευσης των θαλάμων και στύλων στο ύψος υπερκειμένων  $H=120\text{ m}$ . Τα παραπάνω αποτελέσματα οδηγούν στην επιλογή της εφαρμογής της μεθόδου εκμετάλλευσης των θαλάμων και στύλων μέχρι το ύψος των υπερκειμένων που ανέρχονται στα  $H=60\text{ m}$ .

Για τα μεγαλύτερα συναντώμενα υπερκείμενα, η εκμετάλλευση προτείνεται να συνεχιστεί με ασφάλεια μέσω των παράλληλων στοών που προτάθηκαν στο πρώτο στάδιο της εκμετάλλευσης. Σε περίπτωση που επιθυμείται η συνέχιση της μεθόδου των θαλάμων και στύλων και σε μεγαλύτερα βάθη από την επιφάνεια του εδάφους, αυτή θα πρέπει να γίνει κατασκευαστικά με πολύ προσεκτικό τρόπο και σίγουρα για ύψη υπερκειμένων που απέχουν αρκετά από την τιμή  $H=120\text{ m}$ .

Ο προσδιορισμός του μέγιστου ύψους υπερκειμένων που δύναται να συνεχιστεί η εκμετάλλευση με την διάνοιξη εγκάρσιων στοών απαιτεί την χρήση ακριβέστερων τρισδιάστατων αριθμητικών αναλύσεων, οι οποίες θα περιγραφούν αναλυτικά στο επόμενο κεφάλαιο της εργασίας.

## 9. Τρισδιάστατη αριθμητική ανάλυση λιγνιτικού στύλου

Σε προηγούμενη ενότητα της εργασίας έγινε η προσπάθεια να εκτιμηθεί η μηχανική συμπεριφορά του εναπομείναντος λιγνιτικού στύλου μέσω της προσεγγιστικής μεθόδου της επαύξησης του ειδικού βάρους των υπερκείμενων των εκσκαφών πετρωμάτων, προκειμένου να προσομοιωθεί έμμεσα η διάνοιξη εγκάρσιων στοών ως προς τις κύριες παράλληλες διευθυντικές στοές εκμετάλλευσης.

Από την συγκεκριμένη προσέγγιση διαπιστώθηκε η καλή μηχανική συμπεριφορά του λιγνιτικού στύλου για ύψος υπερκείμενων **H=60 m** με περιορισμένη αστοχία του στύλου στις παρειές του και αδιατάραχτη τη μάζα του πυρήνα του.

Αντίθετα, από την αντίστοιχη ανάλυση σε ύψος υπερκείμενων **H=120 m** διαπιστώθηκε η αστοχία του υλικού του στύλου σε όλη του την έκταση, πράγμα που καθιστά επικίνδυνη την συνέχιση της εκμετάλλευσης με όρους σχεδιασμού στο συγκεκριμένο βάθος από την επιφάνεια του εδάφους.

Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο θα εξεταστεί η μηχανική συμπεριφορά του λιγνιτικού στύλου μέσω μεθόδων τρισδιάστατης αριθμητικής ανάλυσης και συγκεκριμένα με τη χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων στις τρεις διαστάσεις.

Πρόκειται για μια μέθοδο άμεσης προσέγγισης του υπό εξέταση ζητήματος, χωρίς την αρκετά απλουστευτική παραδοχή της δισδιάστατης τεχνικής επαύξησης του ειδικού βάρους  $\gamma'$  των υπερκείμενων πετρωμάτων (Pariseau, 1979) ή της τεχνικής εφαρμογής υποθετικού εξωτερικού φορτίου  $q$  (Clough et al., 2006).

Οι αναλύσεις θα πραγματοποιηθούν για διάφορες στάθμες υπερκείμενων προκειμένου να διαπιστωθεί μέχρι πιο βάθος μπορεί να συνεχιστεί η ασφαλής εκμετάλλευση του υπογείου λιγνιτορυχείου με την χρήση της μεθόδου των θαλάμων και στύλων.

Στις ακόλουθες παραγράφους θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα των τρισδιάστατων αριθμητικών αναλύσεων ευστάθειας του εναπομείναντος λιγνιτικού στύλου πλάτους **W<sub>P</sub>=13 m**, για τα διάφορα ύψη υπερκείμενων **H** και των αντίστοιχων αρχικών κατακόρυφων γεωστατικών τάσεων  $\sigma_v$  που παρουσιάζονται στον Πίνακα 9.1.

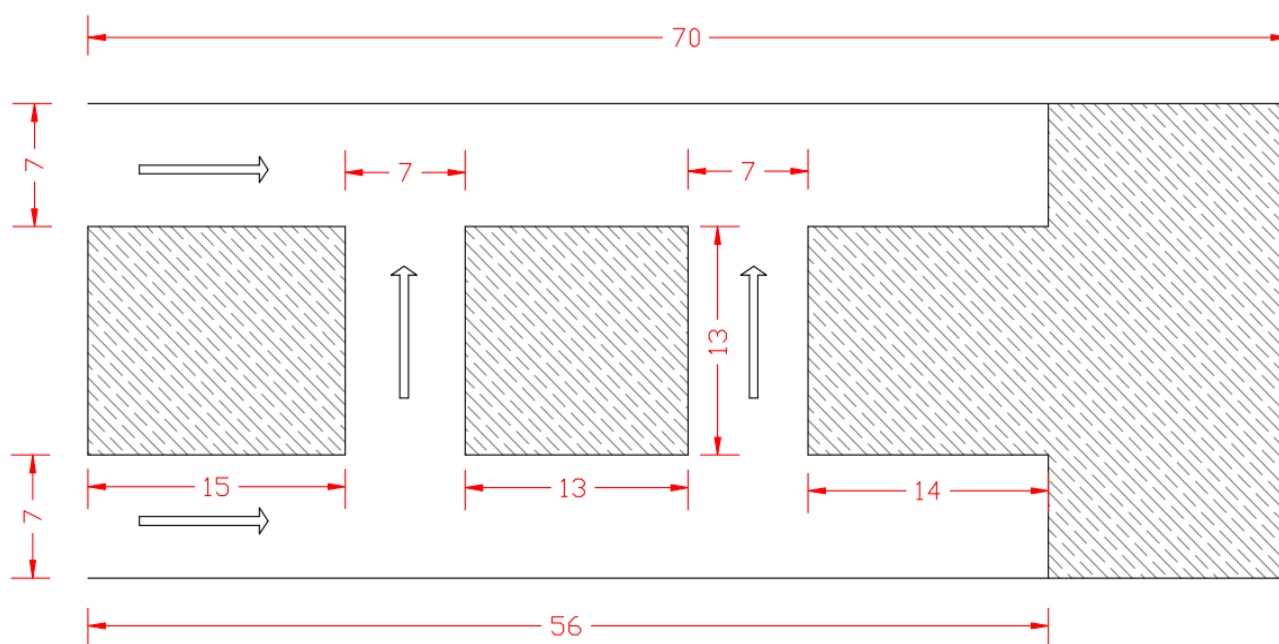
Ύψος Υπερκείμενων <b>H (m)</b>	<b>60</b>	<b>70</b>	<b>80</b>	<b>90</b>	<b>100</b>	<b>110</b>	<b>120</b>
Γεωστατική Τάση <b><math>\sigma_v</math> (MPa)</b>	<b>1,1</b>	<b>1,3</b>	<b>1,5</b>	<b>1,7</b>	<b>1,9</b>	<b>2,1</b>	<b>2,3</b>

Πίνακας 9.1 Ύψη υπερκείμενων και κατακόρυφες γεωστατικές τάσεις αναλύσεων

Τέλος, θα γίνει και μια προσπάθεια συσχέτισης των τρισδιάστατων αριθμητικών μεθόδων με τις δισδιάστατες τεχνικές που έχουν προταθεί από την βιβλιογραφία.

## 9.1 Κατασκευή τρισδιάστατου αριθμητικού προσομοιώματος

Το προσομοίωμα που θα αναπαραστήσει το υπό εξέταση μηχανικό πρόβλημα θα αποτελείται από δύο παράλληλες στοές εύρους  $W_R=7\text{ m}$  σε απόσταση μεταξύ τους ίση με  $W_P=13\text{ m}$ , ενώ σε απόσταση  $15\text{ m}$  και  $35\text{ m}$  αντίστοιχα από την έναρξη των εκσκαφών ακολουθεί η διάνοιξη των εγκάρσιων στοών ίδιου πλάτους όπως φαίνεται στο σχέδιο της Εικόνας 9.1.

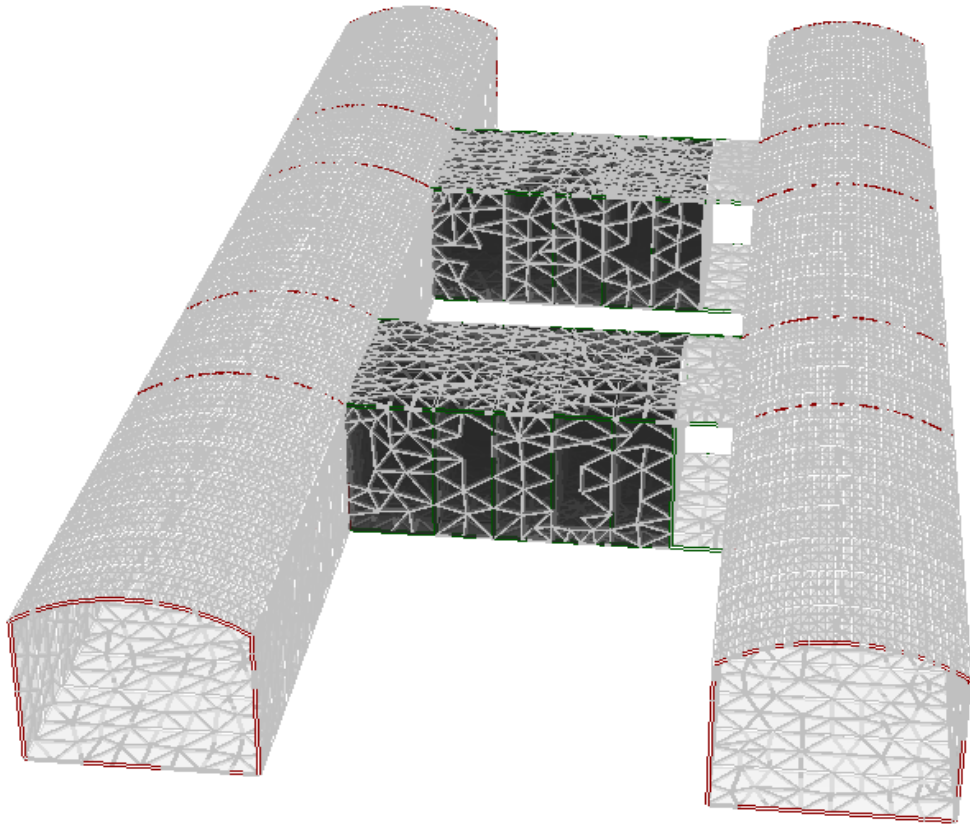


Εικόνα 9.1 Αλληλουχία διάνοιξης κύριων και εγκάρσιων λιγνιτικών στοών

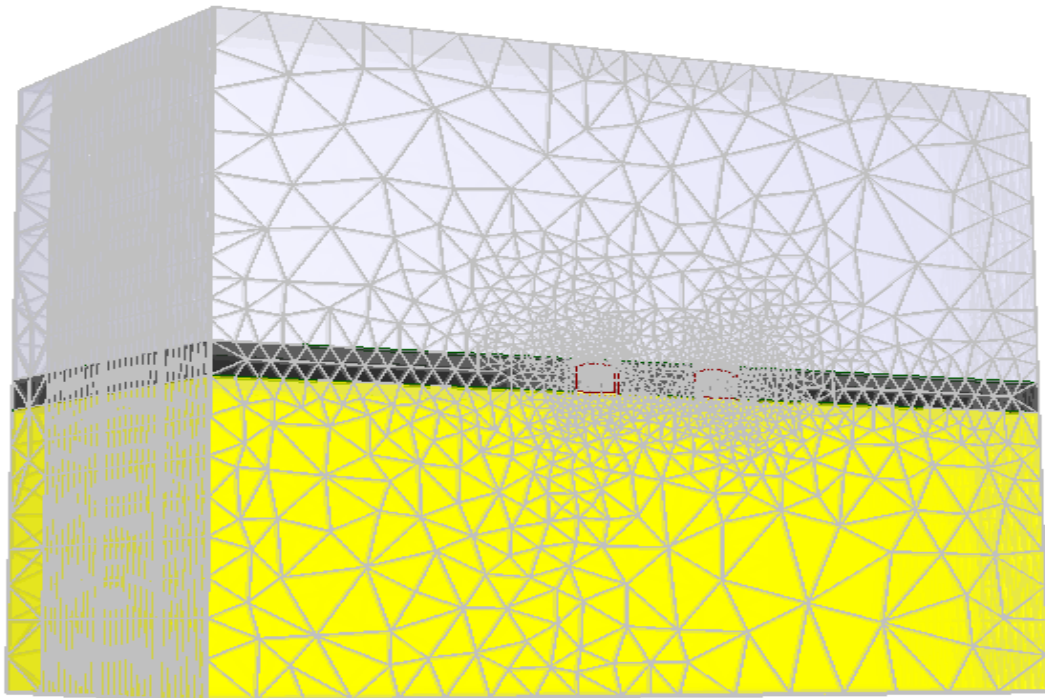
Να σημειωθεί στο σημείο αυτό ότι η προσομοίωση όλων των διανοίξεων έγινε για το ίδιο βήμα εκσκαφής  $s=2\text{ m}$ , καθώς και για ανυποστήρικτες στοές καθώς το εξεταζόμενο ζήτημα εντοπίζεται μόνο στον λιγνιτικό στύλο, η συμπεριφορά του οποίου δεν επηρεάζεται παρά ελάχιστα από το επιλεγόμενο σύστημα υποστήριξης.

Το δημιουργούμενο μοντέλο στο τρισδιάστατο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων RS3 της Rocscience αποτελείται από 35 Στάδια, εκ των οποίων το Στάδιο 1 αντιστοιχεί στην αρχική γεωστατική κατάσταση πριν την διενέργεια των εκσκαφών, ενώ από το Στάδιο 2 έως και το Στάδιο 29 προσομοιώνονται οι ταυτόχρονες παράλληλες εκσκαφές των λιγνιτικών στοών. Τέλος, από το Στάδιο 30 έως το Στάδιο 35 μοντελοποιείται η ταυτόχρονη διάνοιξη των εγκάρσιων στοών.

Ο τύπος του χρησιμοποιούμενου πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων είναι ο διαβαθμισμένος (graded), έτσι ώστε τα πεπερασμένα στοιχεία να πυκνώνουν κοντά στην περιφέρεια των εκσκαφών για μεγαλύτερη ακρίβεια των αποτελεσμάτων σε αυτές τις περιοχές. Τέλος, ο επιλεγόμενος τύπος των τρισδιάστατων πεπερασμένων στοιχείων είναι τα τετράκομβα τετραεδρικά (4 noded tetrahedron).



**Εικόνα 9.2 Προσομοίωση εκσκαφής παράλληλων και εγκάρσιων λιγνιτικών στοών**

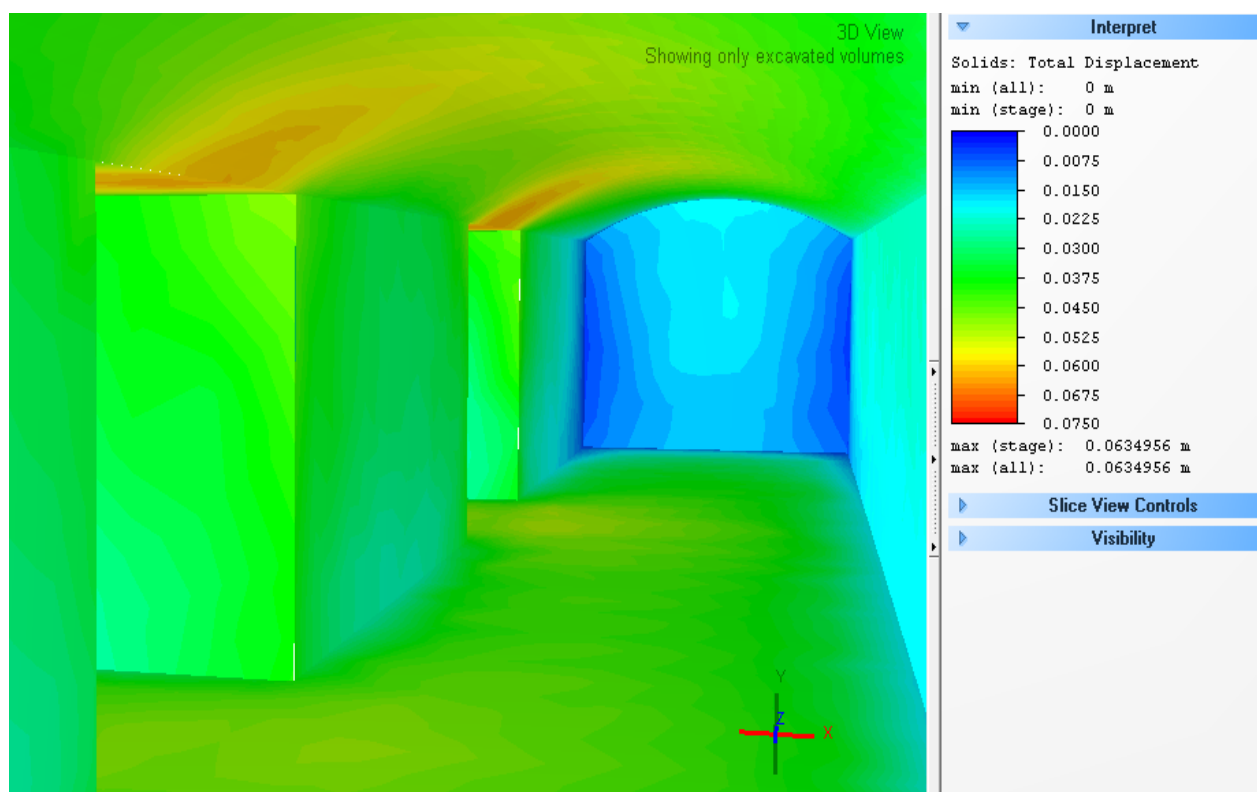


**Εικόνα 9.3 Τρισδιάστατο προσομοίωμα υτογείων εκσκαφών πετρασμένων στοιχείων**

### 9.1.1 Αποτελέσματα αναλύσεων για τα διάφορα ύψη υπερκειμένων

Μετά την ολοκλήρωση της διαδικασίας υπολογισμού των διαφόρων προσομοιωμάτων για τα διάφορα ύψη υπερκειμένων, το χρησιμοποιούμενο λογισμικό παρέχει μια πληθώρα στοιχείων ερμηνεύσης των αποτελεσμάτων, όπως περιγράμματα στις δύο και στις τρεις διαστάσεις, διαγράμματα σε μεμονωμένα σημεία ή και σε γραμμικές περιοχές των μοντέλων κτλ.

Ενδεικτικά, στην Εικόνα 9.4 παρουσιάζεται σε τρισδιάστατη μορφή το περίγραμμα των ολικών μετακινήσεων στα σύνορα των εκσκαφών και στις παρειές του εναπομείναντος λιγνιτικού στύλου για τα υπόγεια έργα εκμετάλλευσης σε ύψος υπερκειμένων  $H=60\text{ m}$  μετά και την ολοκλήρωση της εκσκαφής των εγκάρσιων στοών.



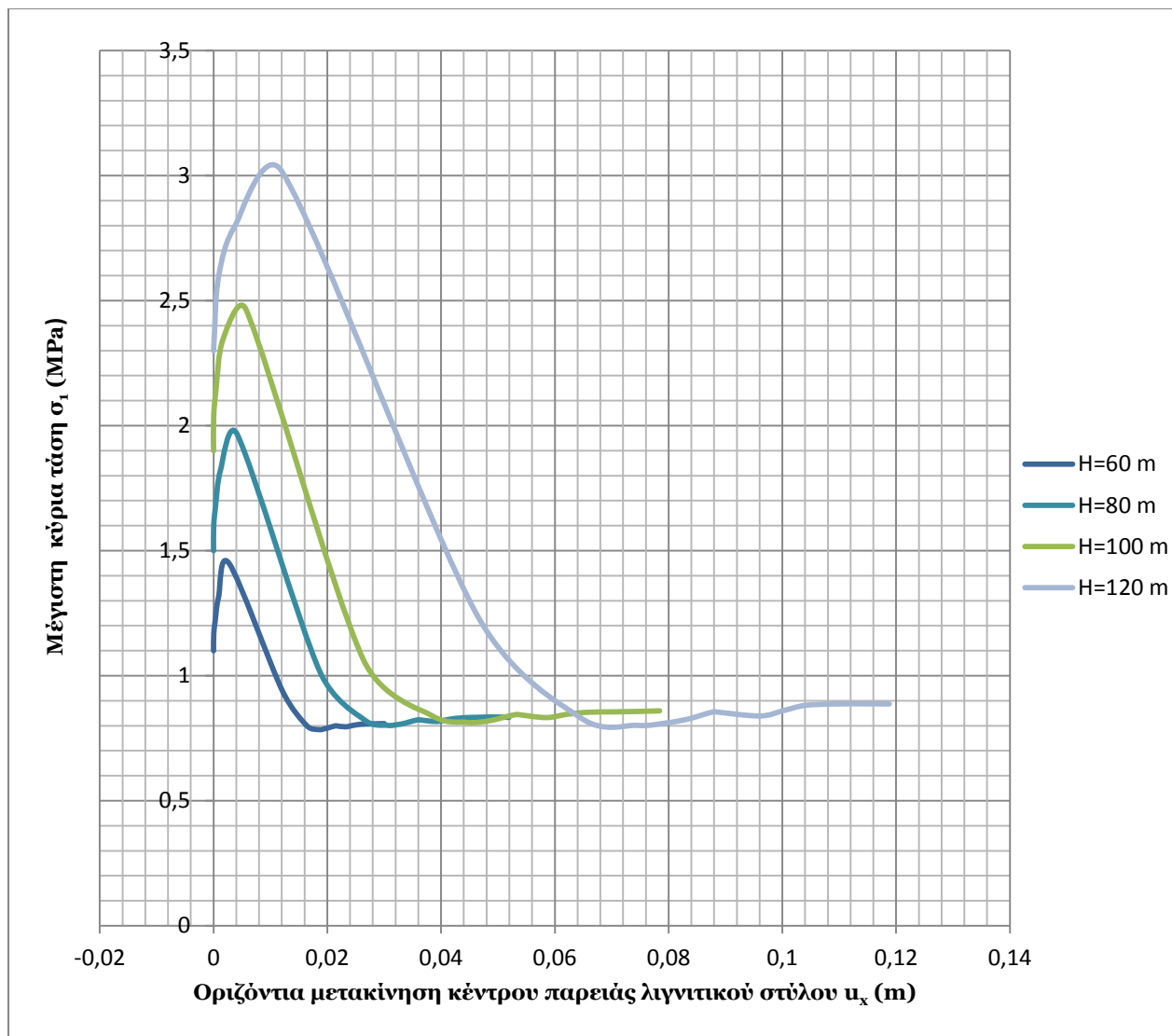
Εικόνα 9.4 Αποτελέσματα ολικών μετακινήσεων λιγνιτικού στύλου και ορίων εκσκαφής

Κατά την αλληλουχία των υπόγειων εκσκαφών ο στύλος υπόκειται σε μια διαδικασία αυξανόμενης φόρτισης έως ότου διάφορα σημεία του να αστοχήσουν, εν συνεχεία να αποφορτιστούν και να αποκτήσουν κάποια παραμένονσα αντοχή. Η κατανομή των τάσεων και των μετακινήσεων κατά την εξέλιξη των εκσκαφών είναι προφανώς διαφορετική για τα διάφορα σημεία του στύλου.

Ενδεικτικά, στα Διαγράμματα 9.1 και 9.2 εμφανίζεται η σχέση τάσεων και παραμορφώσεων για δύο διαφορετικά χαρακτηριστικά σημεία του λιγνιτικού στύλου κατά την εξέλιξη των εργασιών εκσκαφής.



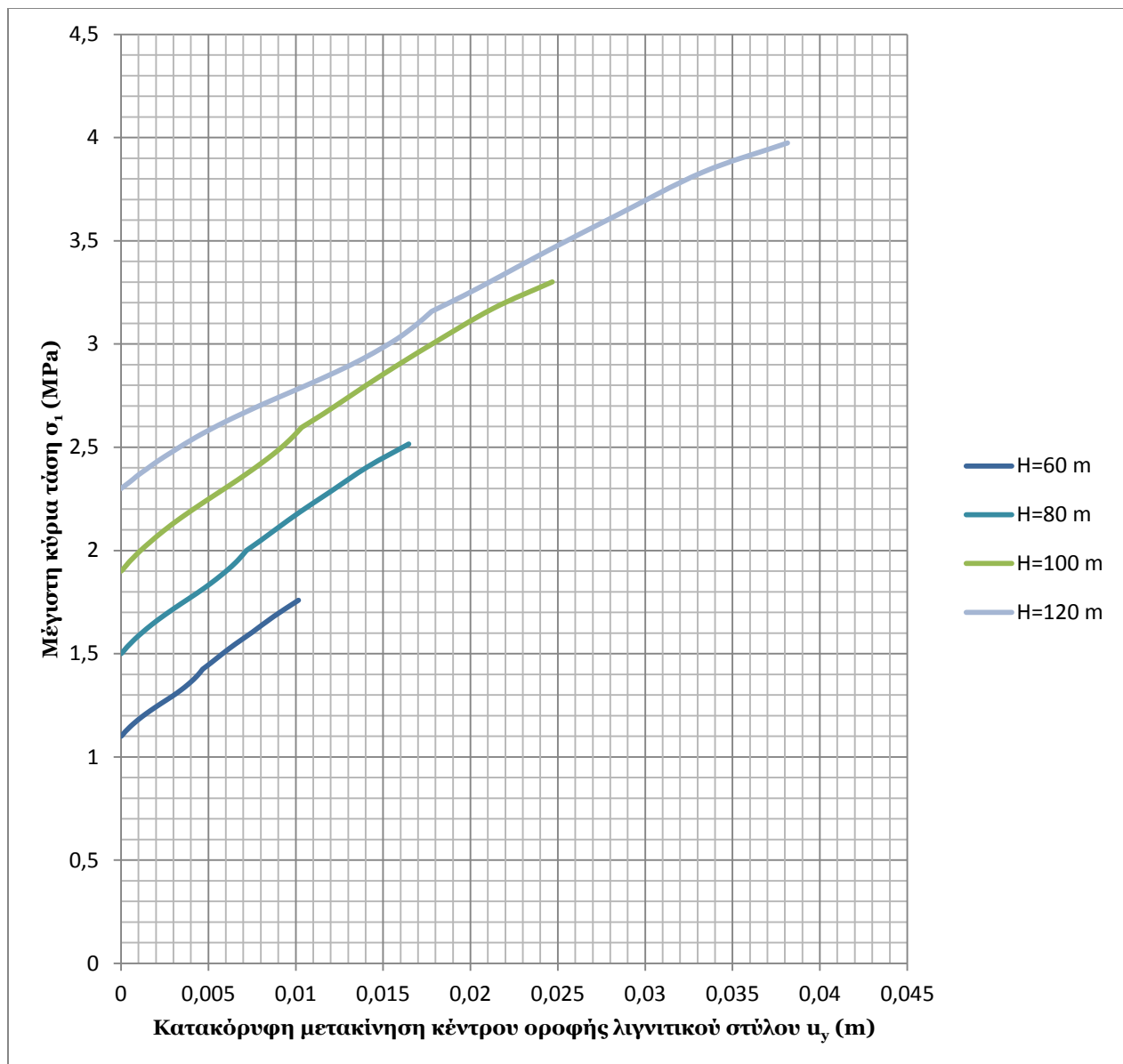
Στο Διάγραμμα 9.1 εμφανίζεται η σχέση της μέγιστης κύριας τάσης  $\sigma_1$  και της οριζόντιας μετακίνησης  $u_x$  στο κέντρο της παρειάς του λιγνιτικού στύλου όπου και αναπτύσσονται οι μέγιστες τιμές της, από την κατάσταση της γεωστατικής ηρεμίας έως και την ολοκλήρωση των εκσκαφών και την δημιουργία του λιγνιτικού στύλου.



Διάγραμμα 9.1 Σχέση τάσεων – οριζόντιων μετακινήσεων παρειάς στύλου

Από το παραπάνω διαγράμματα συμπεραίνεται η ελαστοπλαστική συμπεριφορά το λιγνιτικού στύλου στο κέντρο της παρειάς του, καθώς η εν λόγω περιοχή αστοχεί με την εκσκαφή των παράλληλων στοών, ενώ με την εξέλιξη των εκσκαφών παρατηρείται η αποφόρτιση και η απόκτηση παραμένουσα αντοχής.

Αντίστοιχα, στο Διάγραμμα 9.2 εμφανίζεται η σχέση της κύριας τάσης  $\sigma_1$  και της κατακόρυφης μετακίνησης  $u_y$  στο κέντρο της οροφής του λιγνιτικού στύλου.

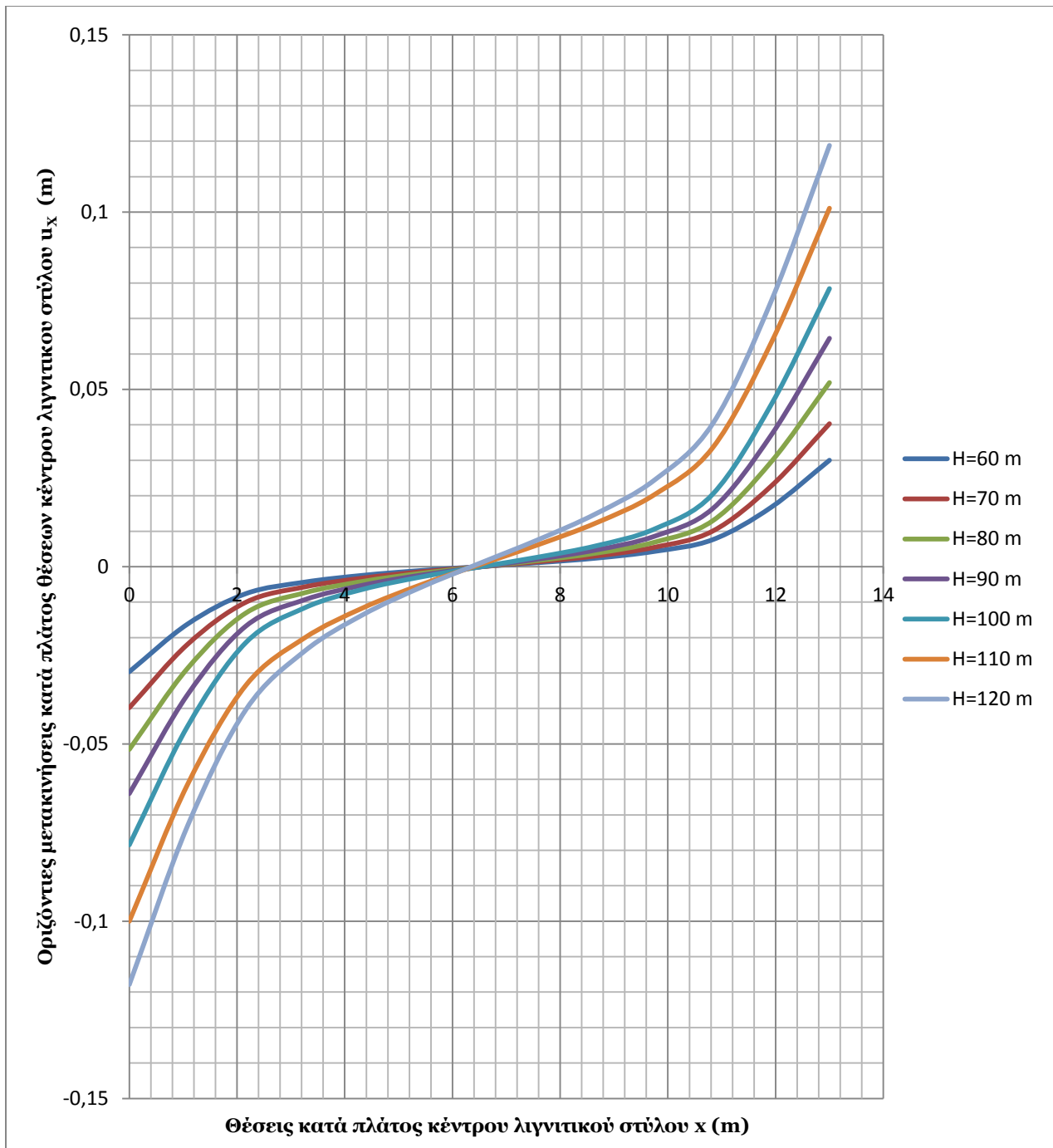


Διάγραμμα 9.2 Σχέση τάσεων – κατακόρυφων μετακινήσεων οροφής στύλου

Από το παραπάνω διάγραμμα παρατηρείται η γραμμικώς ελαστική συμπεριφορά της οροφής του λιγνιτικού στύλου σε όλα τα στάδια φόρτισης του και για κάθε ύψος υπερκειμένων. Από την σύγκριση των δύο διαγραμμάτων για τις οριζόντιες και κατακόρυφες μετακινήσεις του στύλου παρατηρείται η απότομη αύξηση των παραμορφώσεων αυτού μετά το ύψος υπερκειμένων των **H=100 m**.

Στη συνέχεια δίνεται το Διάγραμμα 9.3 κατανομής του μεγέθους των οριζόντιων μετακινήσεων  $u_x$  κατά πλάτος του λιγνιτικού στύλου στο μέσο του ύψους του για τα διάφορα ύψη των υπερκειμένων. Να σημειωθεί ότι με αρνητικό πρόσημο απλώς παρουσιάζονται ή οριζόντιες μετακινήσεις αντίθετης φοράς του δεύτερου μισού του στύλου.

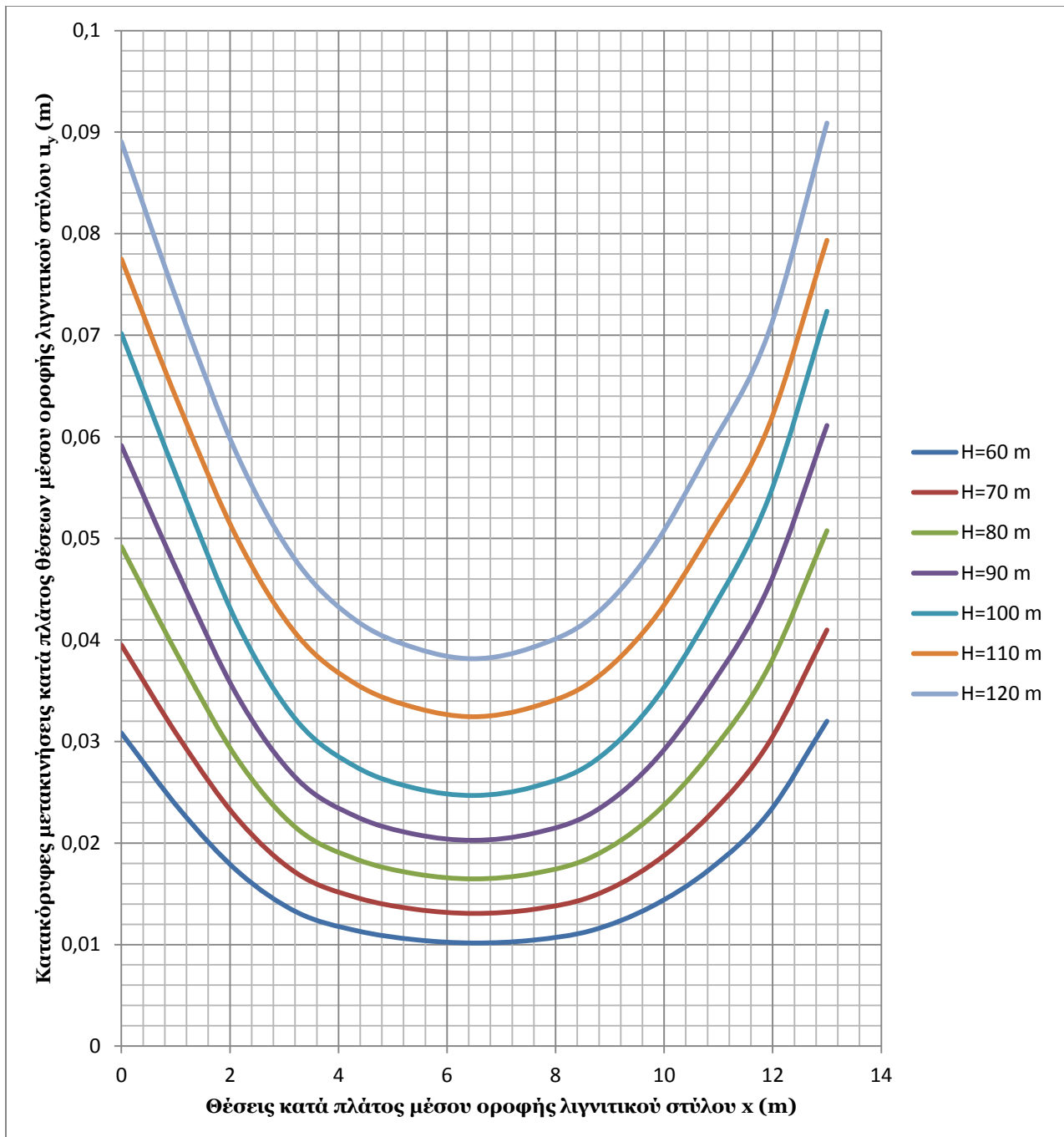




Διάγραμμα 9.3 Κατανομή οριζόντιων μετακινήσεων κατά πλάτος στύλου

Από το παραπάνω διάγραμμα διαπιστώνεται η προφανής εμφάνιση των μέγιστων οριζόντιων μετακινήσεων στις παρειές του στύλου, η συμμετρία της κατανομής των μετακινήσεων κατά πλάτος του, καθώς και η μεδενικές μετακινήσεις στο κέντρο του.

Στο Διάγραμμα 9.4 παρουσιάζεται το αντίστοιχο διάγραμμα της κατανομής των κατακόρυφων μετακινήσεων της οροφής του λιγνιτικού στύλου κατά το πλάτος του.

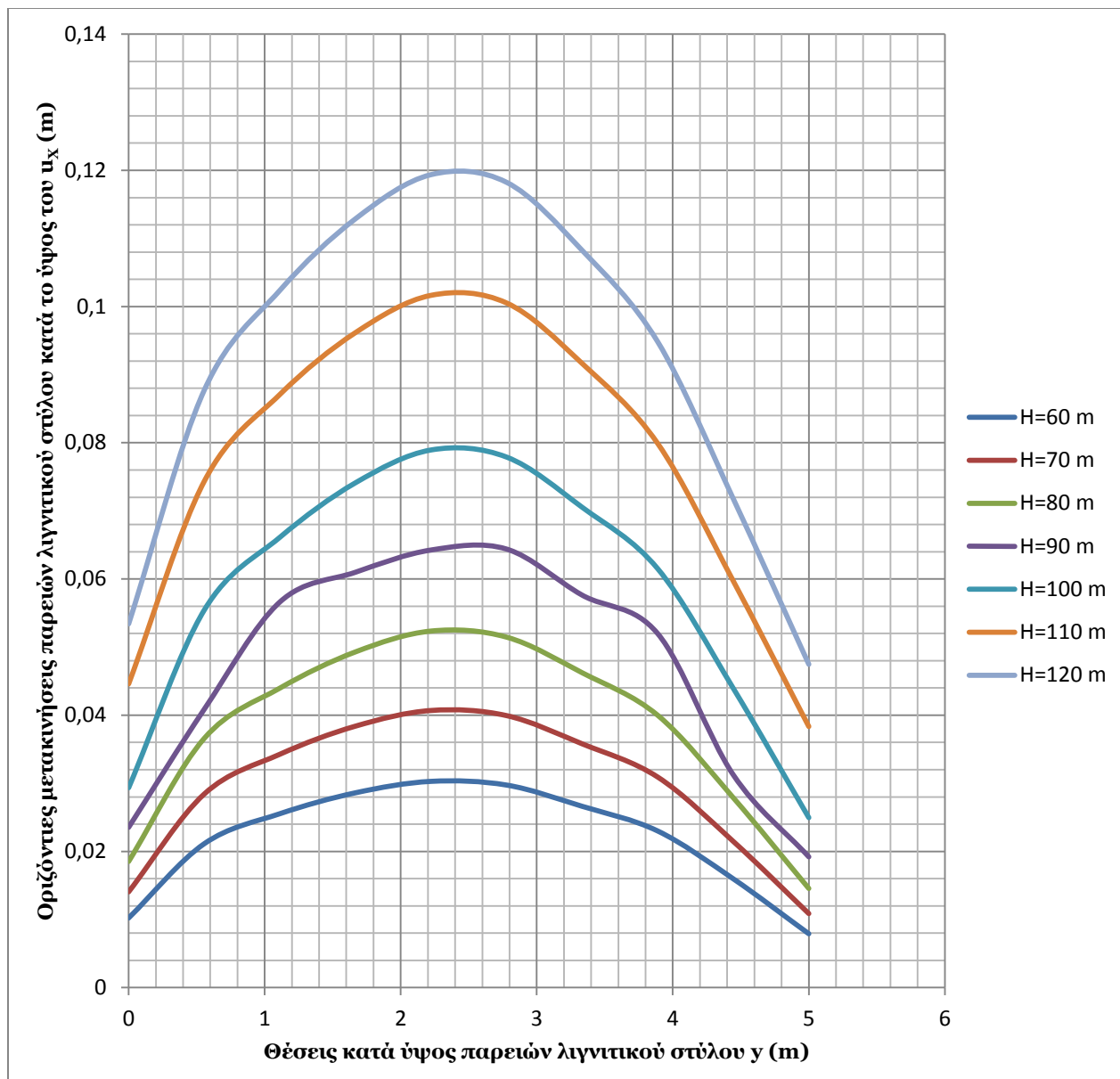


Διάγραμμα 9.4 Κατανομή κατακόρυφων μετακινήσεων κατά πλάτος οροφής στύλου

Από το παραπάνω διάγραμμα κατανομής των κατακόρυφων μετακινήσεων  $u_y$  διαπιστώνεται ότι οι μέγιστες τιμές εμφανίζονται σε θέσεις εγγύτερα στις παρειές του στύλου, ενώ ελαττώνονται προς το κέντρο του.

Από την σύγκριση των διαγραμμάτων για την κατανομή των κατακόρυφων και οριζόντιων μετακινήσεων κατά πλάτος του λιγνιτικού στύλου παρατηρείται εκ νέου η απότομη μεταβολή των μετακινήσεων για ύψη υπερκειμένων πάνω από την τιμή **H=100 m**.

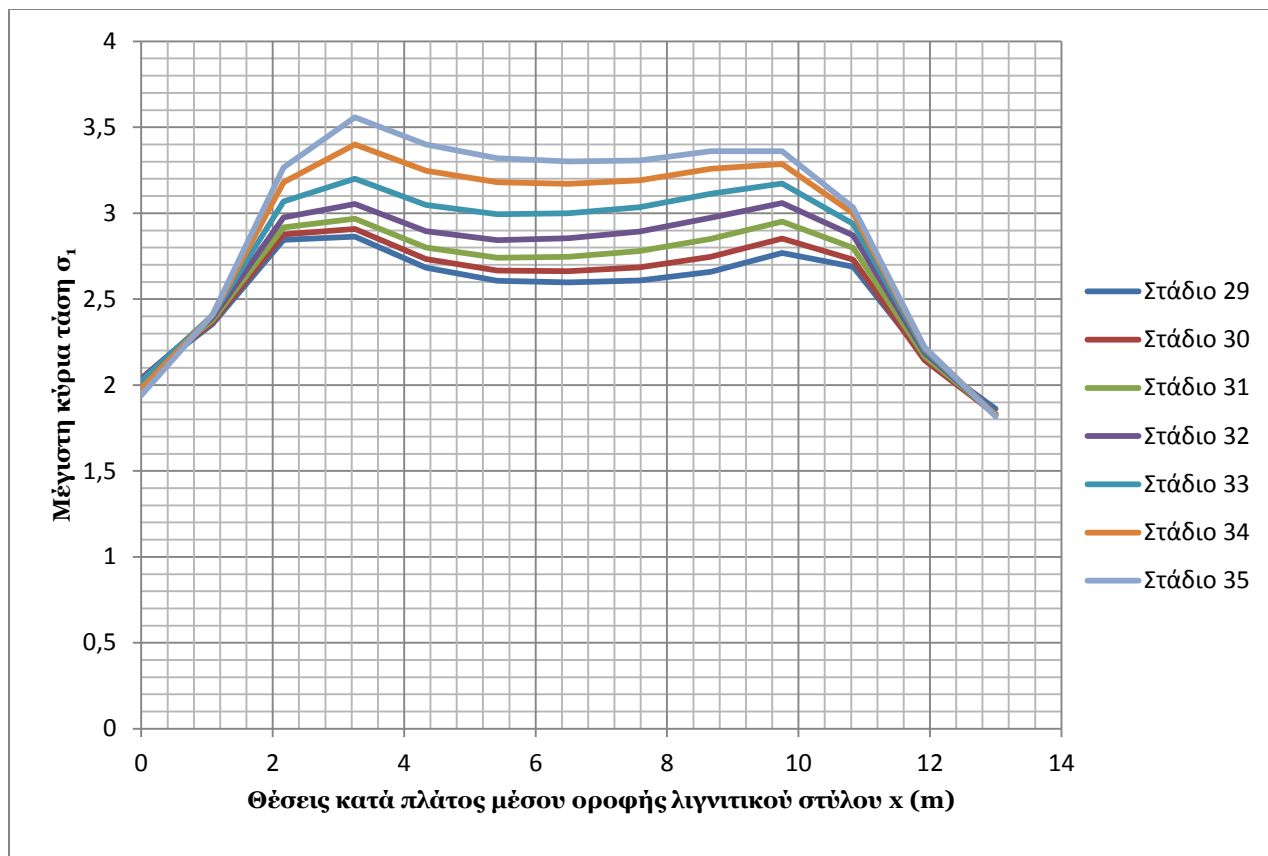
Σημαντική επίσης είναι και η εξέταση της κατανομής των οριζόντιων μετακινήσεων κατά ύψος των παρειών του λιγνιτικού στύλου. Η κατανομή αυτή εμφανίζεται για τα διάφορα ύψη υπερκειμένων στο Διάγραμμα 9.5. Να σημειωθεί ότι στο παρακάτω διάγραμμα η θέση  $y=0$  αντιστοιχεί στην οροφή του λιγνιτικού στύλου, ενώ η θέση  $y=5$  m στη βάση του.



Διάγραμμα 9.5 Κατανομή οριζόντιων μετακινήσεων παρειάς στύλου κατά το ύψος της

Παρατηρείται η ελαφρώς μεγαλύτερη τιμή των μετακινήσεων στην οροφή σε σχέση με την βάση του στύλου, πράγμα που ίσως οφείλεται στο μεγαλύτερο μέτρο ελαστικότητας της μάργας του δαπέδου σε σχέση με την μάργα της οροφής, γεωυλικά που είναι σε άμεση επαφή με το υλικό του εξεταζόμενου στύλου.

Το Διάγραμμα 9.6 παρουσιάζει την κατανομή της μέγιστης κύριας τάσης  $\sigma_1$  κατά πλάτος της οροφής του λιγνιτικού στύλου  $x$  για διάφορα στάδια της προσομοίωσης και συγκεκριμένα από το Στάδιο 29 της έναρξης της διάνοιξης των εγκάρσιων στοών έως και την ολοκλήρωσή τους στο Στάδιο 35.



Διάγραμμα 9.6 Κατανομή μέγιστης κύριας τάσης κατά πλάτος οροφής στύλου

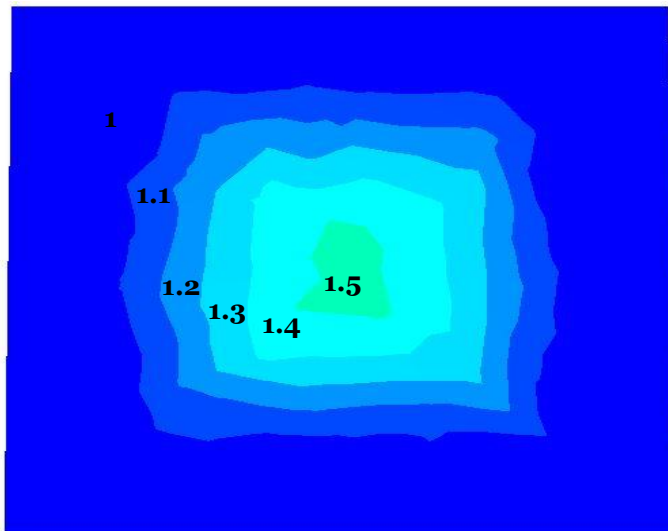
Σημειώνεται ότι το παραπάνω διάγραμμα έχει εξαχθεί από την ανάλυση για ύψος υπερκειμένων γαιών  $H=100$  m.

## 9.2 Συντελεστής ασφάλειας λιγνιτικού στύλου

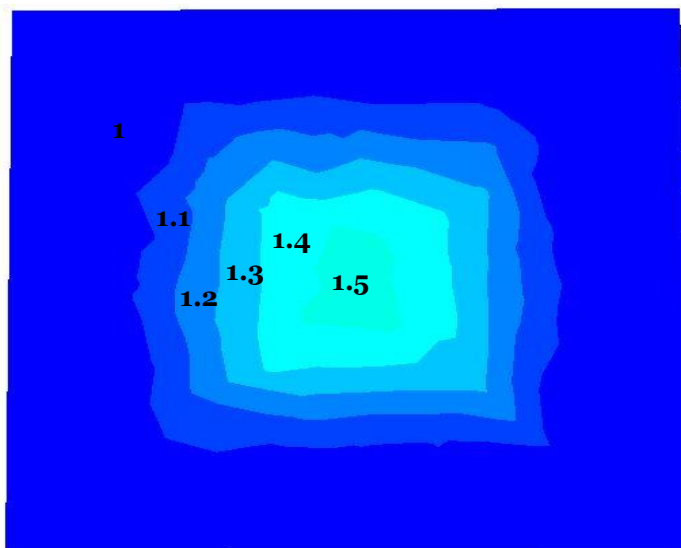
Στο συγκεκριμένο σημείο της εργασίας θα εξεταστεί η κατανομή του συντελεστή ασφαλείας στον λιγνιτικό στύλο, όπως αυτός μπορεί να εξαχθεί από επίπεδα – τομές μέσω του ερμηνευτή των αποτελεσμάτων του χρησιμοποιούμενου λογισμικού. Από αυτές τις τομές μπορεί να συμπερανθεί η λειτουργία του λιγνιτικού στύλου μέσω της εξέτασης της έκτασης της διαρροής μέσα στην λιγνιτική μάζα. Από τα συγκεκριμένα περιγράμματα που αναπαριστούν την έκταση της αστοχίας του στύλου θα επιλεγεί και το μέγιστο ύψος υπερκειμένων που θα συνεχιστεί η εκμετάλλευση του κοιτάσματος με την μέθοδο των θαλάμων και στύλων.

### 9.2.1 Ανάλυση συντελεστή ασφαλείας στα διάφορα ύψη υπερκειμένων

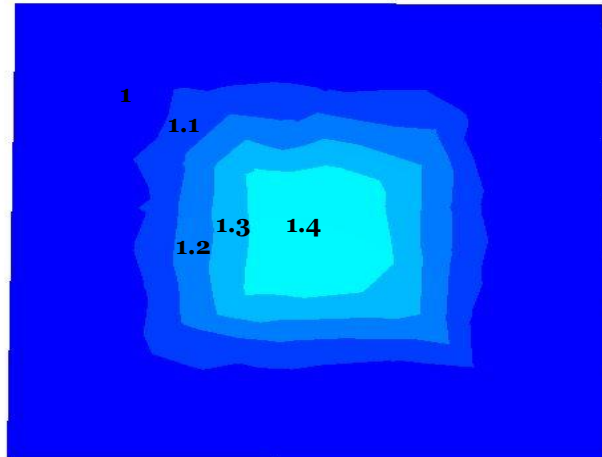
Στις παρακάτω εικόνες που θα ακολουθήσουν θα εμφανιστούν τα περιγράμματα του συντελεστή ασφαλείας του λιγνιτικού στύλου για τα διάφορα ύψη υπερκειμένων των διεξαγόμενων αριθμητικών αναλύσεων. Τα επίπεδα – τομές επιλέχθησαν να αντιστοιχούν στο μέσο του ύψους των στύλων σαν την πιο κατάλληλη περιοχή για την εξέταση της μηχανικής συμπεριφοράς του στύλου, καθώς στο συγκεκριμένο ύψος εμφανίζονται και οι μέγιστες οριζόντιες μετακινήσεις. Υπενθυμίζεται ότι η αστοχία του υλικού των στύλων αντιστοιχεί στην τιμή συντελεστή ασφαλείας  $SF=1$ , ενώ κάθε τιμή μεγαλύτερη της μονάδας υποδηλώνει την ελαστική συμπεριφορά του υλικού.



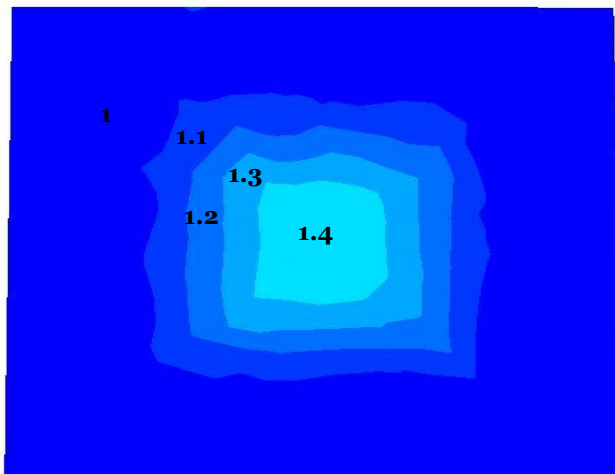
Εικόνα 9.5 Συντελεστής ασφάλειας λιγνιτικού στύλου σε υπερκείμενα H=60 m



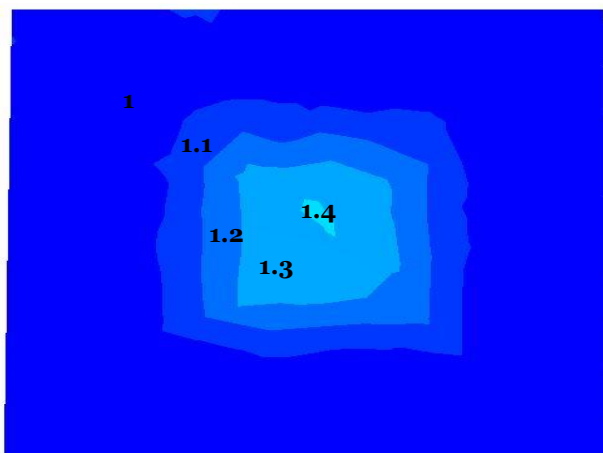
Εικόνα 9.6 Συντελεστής ασφάλειας λιγνιτικού στύλου σε υπερκείμενα H=70 m



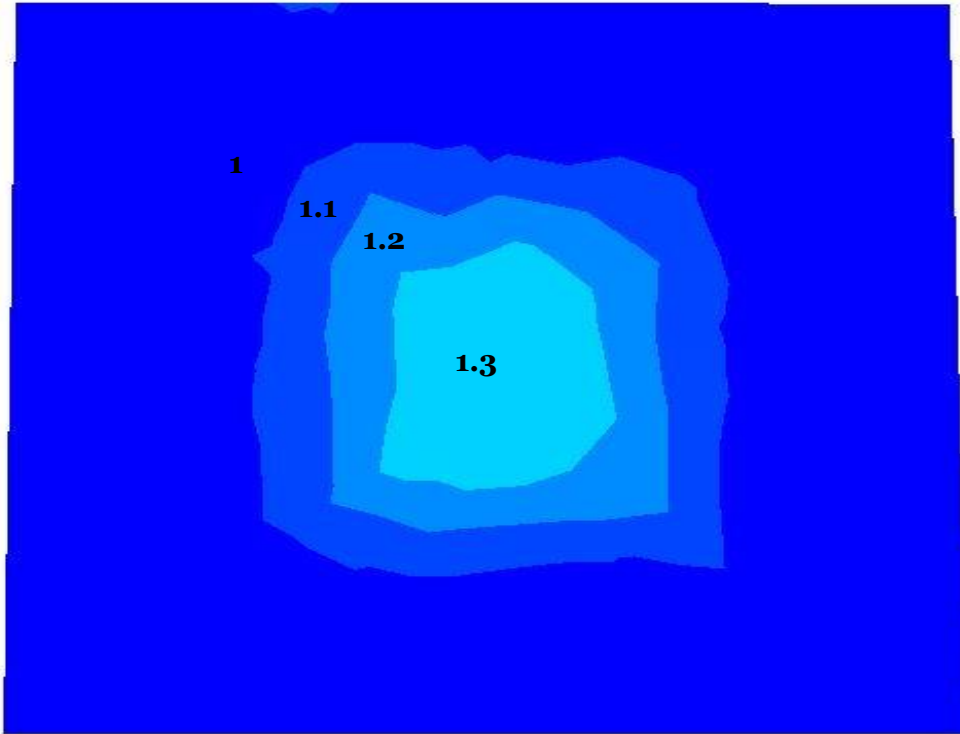
Εικόνα 9.7 Συντελεστής ασφάλειας λιγνιτικού στύλου σε υπερκείμενα  $H=80$  m



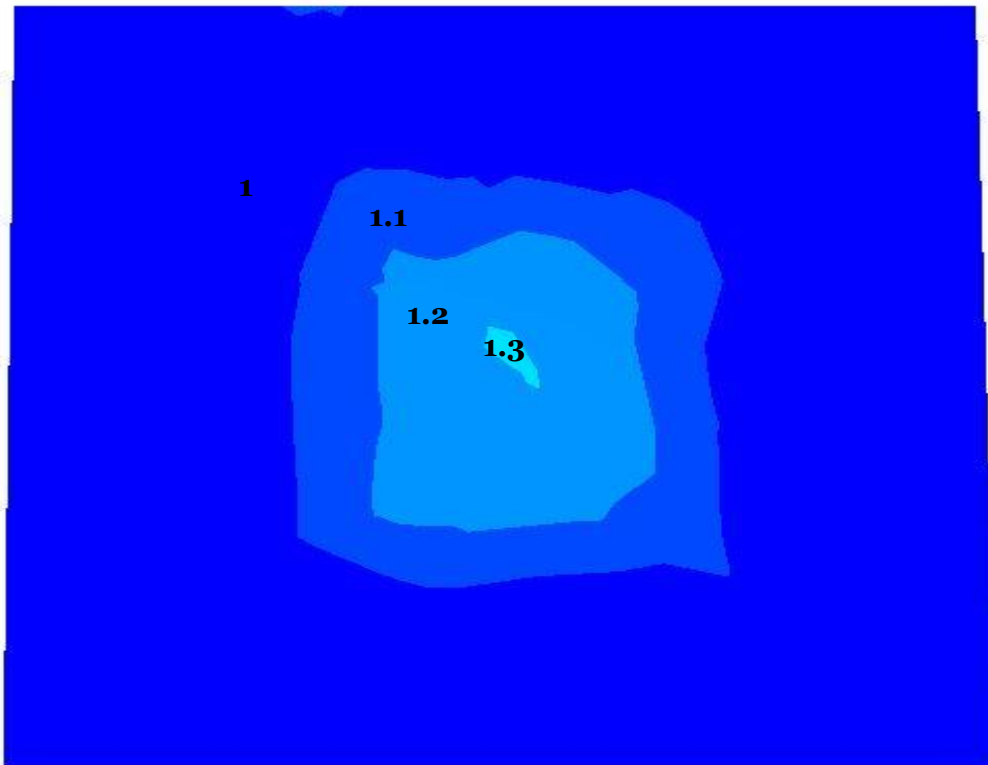
Εικόνα 9.8 Συντελεστής ασφάλειας λιγνιτικού στύλου σε υπερκείμενα  $H=90$  m



Εικόνα 9.9 Συντελεστής ασφάλειας λιγνιτικού στύλου σε υπερκείμενα  $H=100$  m



Εικόνα 9.10 Συντελεστής ασφάλειας λιγνιτικού στύλου σε υπερκείμενα  $H=110$  m



Εικόνα 9.11 Συντελεστής ασφάλειας λιγνιτικού στύλου σε υπερκείμενα  $H=120$  m

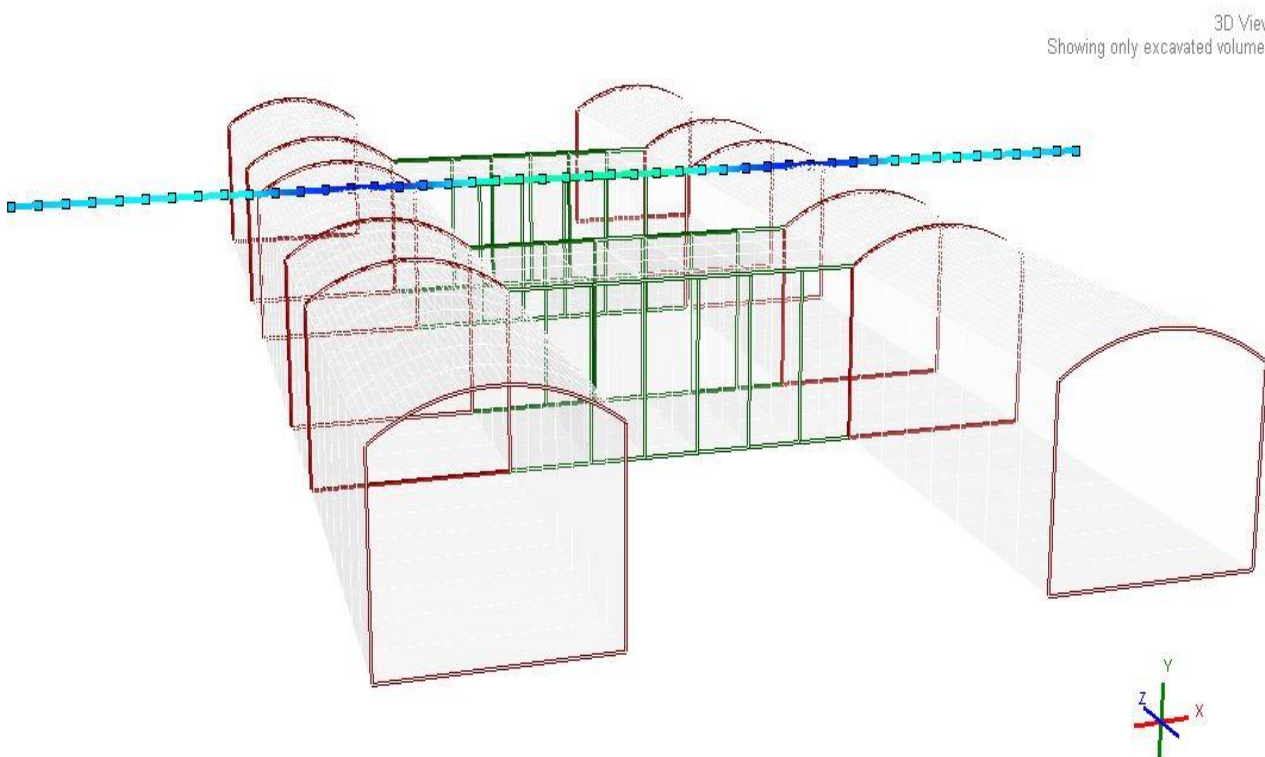
### 9.2.2 Μέγιστο βάθος συνέχισης της μεθόδου θαλάμων και στύλων

Από την συνεκτίμηση των περιγραμμάτων του συντελεστή ασφαλείας για τον λιγνιτικό στύλο, αλλά και από τα προηγούμενα παρατιθέμενα διαγράμματα περιγραφής της μηχανικής συμπεριφοράς του, επιλέγεται σαν μέγιστη τιμή ύψους υπερκειμένων για την συνέχιση της εκμετάλλευσης με την μέθοδο των θαλάμων και στύλων αυτή των **H=100 m**.

Η απόφαση αυτή συνεκτιμά τόσο το γεγονός ότι η διαρροή του υλικού του στύλου για το ύψος υπερκειμένων **H=110 m** εκτείνεται σχεδόν στην μισή διατομή του, πράγμα που ενδέχεται να οδηγήσει στην ολοκληρωτική αστοχία του αν αυτός συνεχίσει να παραλαμβάνει επιπρόσθετη φόρτιση χωρίς κάποιου είδους περιορισμό.

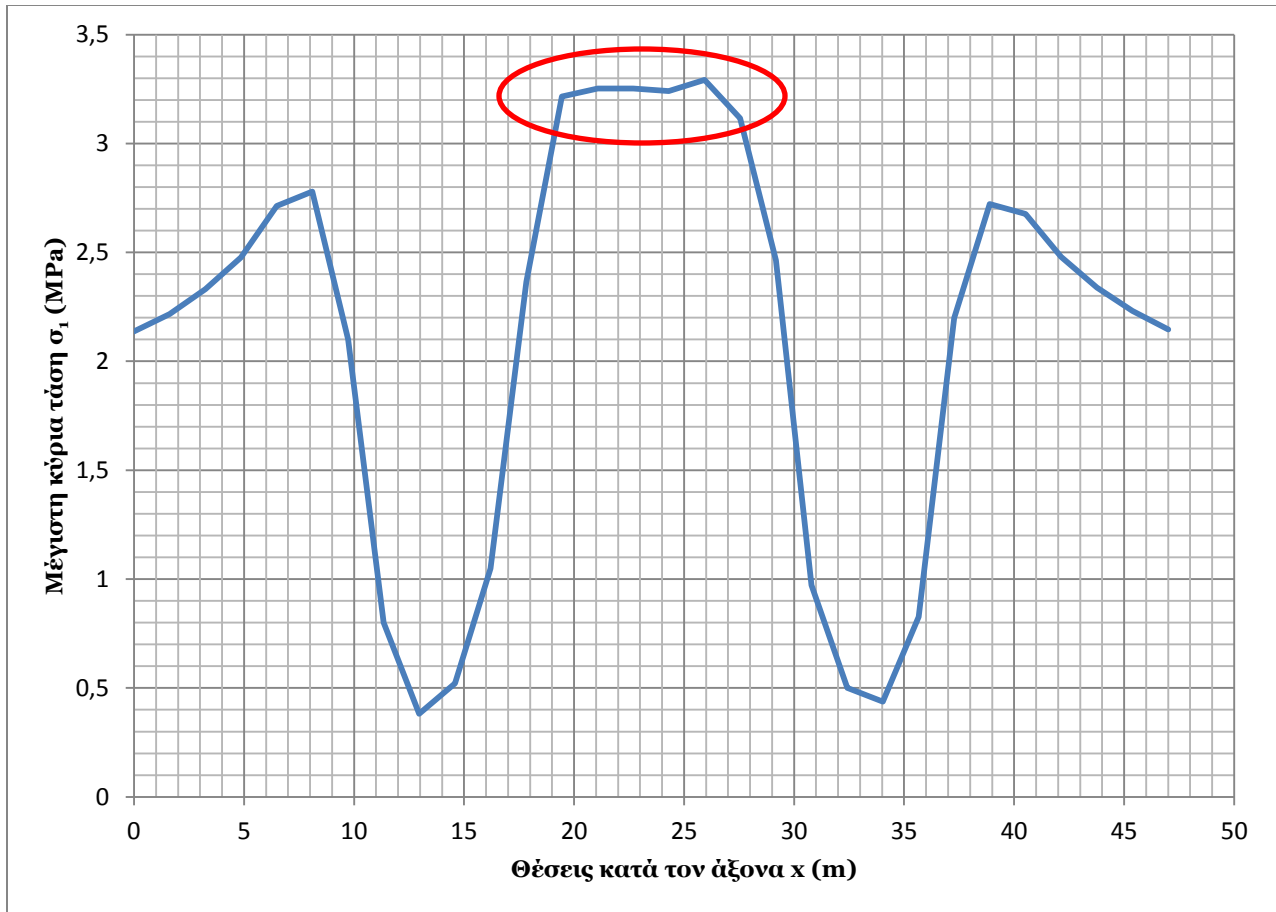
Συνεκτιμά επίσης το γεγονός ότι από τα διαγράμματα για τις κατακόρυφες και κυρίως για τις οροζόντιες μετακινήσεις, οι αυξητικές μεταβολές που παρατηρούνται από την στάθμη υπερκειμένων **H=100 m** έως την στάθμη **H=110 m** είναι πολύ πιο έντονα αισθητές από τις αντίστοιχες αυξητικές μεταβολές από το στάθμη υπερκειμένων **H=90 m** έως την στάθμη **H=100 m**.

Στο Διάγραμμα 9.7 εμφανίζεται για το επιλεγόμενο μέγιστο ύψος υπερκειμένων συνέχισης της εκμετάλλευσης **H=100 m**, η κατανομή της μέγιστης κύριας τάσης  $\sigma_1$  εκατέρωθεν των παράλληλων λιγνιτικών στοών, πάνω από τις παράλληλες λιγνικές στοές, αλλά κυρίως πάνω στον εναπομείναντα λιγνιτικό στύλο, όπως αυτές εμφανίζονται γραφικά στην τρισδιάστατη όψη της Εικόνας 9.12.



Εικόνα 9.12 Κατανομή μέγιστης κύριας τάσης εκατέρωθεν και άνωθεν των εκσκαφών





Διάγραμμα 9.7 Κατανομή της μέγιστης κύριας τάσης εκατέρωθεν και άνωθεν των εκσκαφών

Στο παραπάνω διάγραμμα ο κόκκινος κύκλος αντιστοιχεί στην περιοχή του λιγνιτικού στύλου και οι σταθεροποιημένες τιμές των κυρίων τάσεων μπορούν να ληφθούν υπόψιν σαν την αναπτυσσόμενη μέση ορθή τάση του στύλου. Η μέση αναπτυσσόμενη ορθή τάση στον λιγνιτικό στύλο λαμβάνει την τιμή  $\sigma_P=3,3 \text{ MPa}$ .

### 9.3 Συντελεστής ασφαλείας στύλου σε ύψος υπερκειμένων $H=100 \text{ m}$

Στην ενότητα αυτή, για την δυσμενέστερη περίπτωση της εκμετάλλευσης με την μέθοδο των θαλάμων και στύλων σε ύψος υπερκειμένων  $H=100 \text{ m}$  θα υπολογιστεί ο συντελεστής ασφαλείας του λιγνιτικού στύλου με την βοήθεια του εμπειρικού τύπου για την αντοχή  $C_P$  του

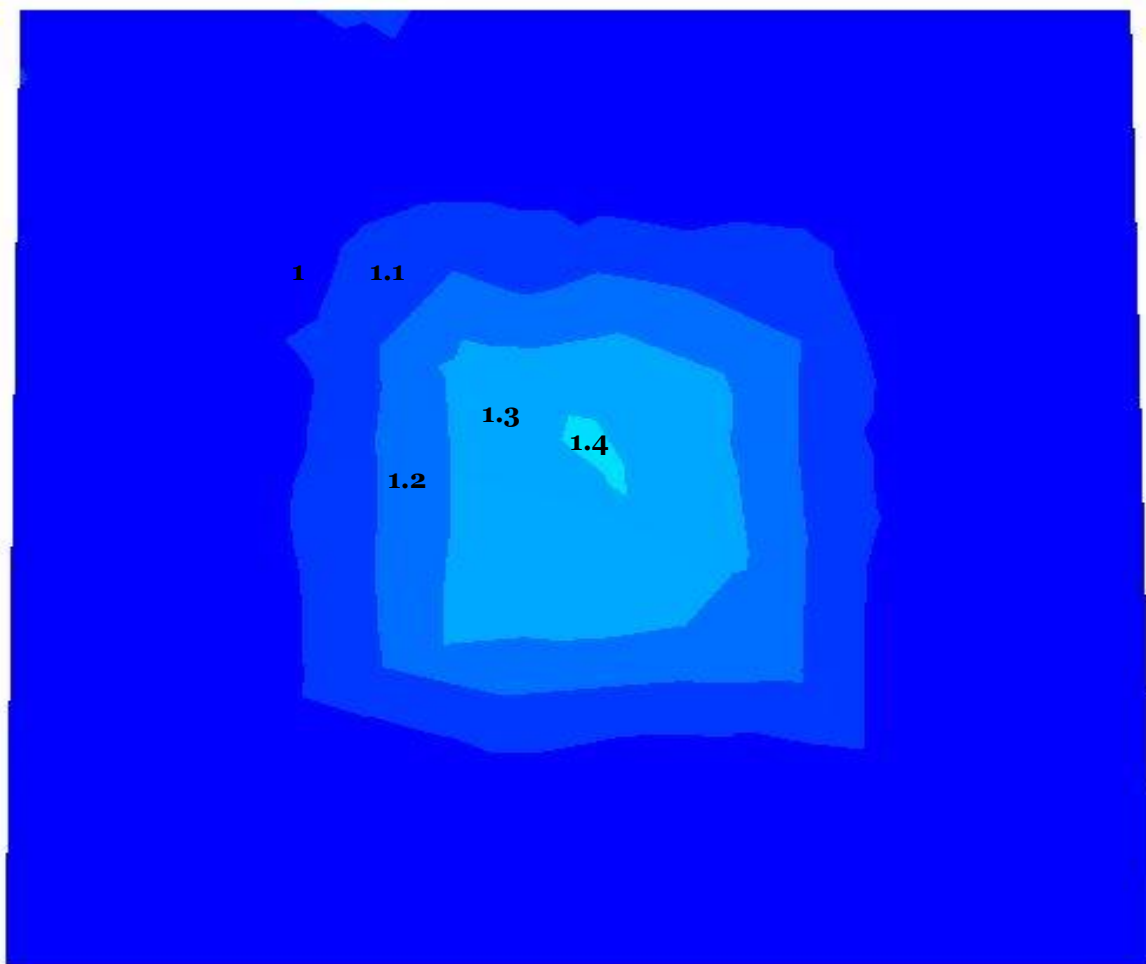
λιγνιτικού στύλου των Salamon & Munro  $C_P=0,6 \cdot \sigma_{ci} \cdot \frac{W_P^{0,46}}{H_P^{0,66}}$ , και μέσω της ορθής τάσης  $\sigma_P$  όπως αυτή προέκυψε από την τρισδιάστατη αριθμητική ανάλυση.

Αυτός ο συντελεστής ασφαλείας θα συγκριθεί με τον συντελεστή ασφαλείας που προκύπτει από το περίγραμμα έκτασης της διαρροής του υλικού του στύλου που παρατέθηκε προηγούμενα.

Σε προηγούμενο σημείο της εργασίας, η αντοχή του επιλεγθέντος στύλου σε μονοαξονική θλίψη από την εμπειρική σχέση των Salamon & Munro υπολογίστηκε  $C_P=4,6 \text{ MPa}$ . Η μέση αναπτυσσόμενη ορθή τάση στον τετραγωνικό στύλο προέκυψε αριθμητικά  $\sigma_P=3,3 \text{ MPa}$ .

Επομένως, ο εμπειρικός συντελεστής ασφαλείας οριζόμενος ως  $SF_E = \frac{C_P}{\sigma_P}$  προκύπτει ίσος με  $SF_E=1,4$ .

Στην Εικόνα 9.13 εμφανίζεται το περίγραμμα του συντελεστή ασφαλείας για τον λιγνιτικό στύλο σε ύψος υπερκειμένων  $H=100 \text{ m}$ , όπως προέκυψε από τις τρισδιάστατες αριθμητικές αναλύσεις με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.



Εικόνα 9.13 Περίγραμμα συντελεστή ασφαλείας στύλου σε υπερκειμένα  $H=100 \text{ m}$

Από την έκταση των περιγραμμάτων των τιμών συντελεστών ασφαλείας στον υπό εξέταση στύλο μπορούμε να εξάγουμε μια γενική τιμή για τον συντελεστή ασφαλείας του λιγνιτικού στύλου. Ο αριθμητικός αυτός συντελεστής ασφαλείας προκύπτει ίσος με  $SF_N=1,2$ .

Οι δύο αυτές τιμές για τους συντελεστές ασφαλείας όπως προέκυψαν με τους δύο διαφορετικούς τρόπους, ο μεν εμπειρικός και ο δε αριθμητικός, δείχνουν μια σχετικά καλή συσχέτιση, πράγμα που υποδεικνύει την καλή λειτουργία του εμπειρικού τύπου για την αντοχή σε μονοαξονική θλίψη  $C_P$  σε λιγνιτικούς στύλους των Salamon & Munro.

### 9.3.1 Συντελεστής απομείωσης $k$

Τέλος, στο σημείο αυτό θα εξετάσουμε για ποιό μέγεθος απομείωσης της αντοχής του άρρηκτου πετρώματος  $\sigma_{ci}$  θα είχαμε ταύτιση των συντελεστών ασφαλείας.

Η γενική μορφή της εμπειρικής σχέσης των Salamon & Munro, η οποία εφαρμόζεται κυρίως σε λιγνιτικά πετρώματα είναι  $C_P = C_1 \cdot \frac{W_P^{0,46}}{H_P^{0,66}}$ , όπου  $C_1$  η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη κυβικού δοκιμίου πετρώματος.

Προσεγγιστικά, μπορεί να θεωρηθεί ότι  $C_1 = k \cdot \sigma_{ci}$ , όπου  $\sigma_{ci}$  η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη κυλινδρικών δοκιμίων πετρώματος και  $k$  ένας συντελεστής απομείωσης της εν λόγω αντοχής λόγω του φαινομένου της επίδρασης της κλίμακας αλλά και του τεκτονισμού.

Η παραδοχή αυτή πραγματοποιείται συνήθως όταν το μόνο γεωτεχνικό δεδομένο αντοχής για το υλικό του στύλου είναι η ανεμπόδιση θλιπτική αντοχή κυλινδρικού δοκιμίου άρρηκτου πετρώματος  $\sigma_{ci}$ .

Θεωρώντας ότι ο ακριβέστερος συντελεστής ασφαλείας του στύλου είναι ο αριθμητικός  $SF_N = 1,2$  υπολογίζεται από την σχέση  $SF_N = \frac{C_P}{\sigma_P}$  ότι η αντοχή του λιγνιτικού στύλου σε μονοαξονική θλίψη είναι  $C_P = 4 \text{ MPa}$ .

Όμως,  $C_P = k \cdot \sigma_{ci} \cdot \frac{W_P^{0,46}}{H_P^{0,66}}$  και λύνοντας ως προς  $k$  προκύπτει η σχέση **9.3.1.1** για τον συντελεστή απομείωσης  $k$ .

$$k = \frac{C_P \cdot H_P^{0,66}}{\sigma_{ci} \cdot W_P^{0,46}} \quad (9.3.1.1)$$

Αντικαθιστώντας τα δεδομένα βρίσκεται ότι ο συντελεστής απομείωσης είναι  $k = 0,5$ .

Συνεπώς, από την συνεκτίμηση όλων των παραπάνω αποτελεσμάτων προτείνεται η εφαρμογή της εμπειρικής σχέσης  $C_P = 0,5 \cdot \sigma_{ci} \cdot \frac{W_P^{0,46}}{H_P^{0,66}}$  για τον υπολογισμό της αντοχής στύλου σε μονοαξονική θλίψη.

Προφανώς, η κατάληξη σε μια συγκεκριμένη τιμή του συντελεστή  $k$  απαιτεί την διεξαγωγή εκτεταμένων αναλύσεων, για διαφορετικές συνθήκες φόρτισης και γεωμετρίες στύλων.

## 9.4 Σύγκριση δισδιάστατων τεχνικών ανάλυσης με τρισδιάστατες μεθόδους

Στην συγκεκριμένη ενότητα θα εξεταστεί η σύγκλιση κοινώς αποδεκτών μεθόδων – τεχνικών που χρησιμοποιούνται στις δισδιάστατες αναλύσεις για την προσέγγιση της μηχανικής συμπεριφοράς στύλων, σε σχέση με τις ακριβέστερες ως προς την πραγματικότητα αριθμητικές μεθόδους τριών διαστάσεων.

Όπως έχει τονιστεί και σε προηγούμενο σημείο της εργασίας, η μελέτη της μηχανικής συμπεριφοράς ενός σχηματιζόμενου στύλου σε όρους παραμορφωσιακής συμπεριφοράς και ενδοτικότητας του υλικού του, αποτελεί ένα καθαρά τρισδιάστατο φαινόμενο λόγω της διάνοιξης των εγκάρσιων στοών ως προς τις αντίστοιχες διευθυντικές, πράγμα που δύσκολα προσομοιώνεται με μεθόδους επίπεδης παραμόρφωσης στις δύο διαστάσεις.

Η μελέτη του συγκεκριμένου ζητήματος στις δύο διαστάσεις απαιτεί την χρησιμοποίηση αρκετά προσεγγιστικών τεχνικών, οι οποίες ωστόσο κρίνονται αρκετά χρήσιμες λόγω κυρίως του μεγάλου υπολογιστικού χρόνου που απαιτούν οι ακριβέστερες τρισδιάστατες αριθμητικές αναλύσεις.

Σκοπός είναι να διερευνηθεί αν αυτές οι προσεγγιστικές τεχνικές είναι κοντά στα αποτελέσματα που προκύπτουν από τις τρισδιάστατες αναλύσεις και πόσο, λαμβανομένου υπόψιν προφανώς ότι οι δεύτερες ανταποκρίνονται σοβαρότερα στην πραγματικότητα. Επίσης, θα πρέπει να διερευνηθεί σε ποιές πλευρές του εξεταζόμενου προβλήματος η κάθε προσεγγιστική τεχνική αποδίδει καλύτερα.

Οι πιο γνωστές προσεγγιστικές τεχνικές που προσομοιώνουν την μηχανική συμπεριφορά του στύλου με την χρήση αριθμητικών μεθόδων είναι οι παρακάτω:

- Μέθοδος επαύξησης του ειδικού βάρους του υπερκείμενου πετρώματος
- Μέθοδος εφαρμογής εξωτερικού επιφανειακού ομοιόμορφου φορτίου
- Απλή ανάλυση εκσκαφής παράλληλων ανοιγμάτων

Κατά την μέθοδο επαύξησης του ειδικού βάρους του υπερκείμενου πετρώματος, σε κάποια συγκεκριμένη έκταση των υπερκείμενων πετρωμάτων – που η εν λόγω εργασία προτείνει να είναι η ζώνη των υπερκείμενων πετρωμάτων ακριβώς πάνω από τον σχηματιζόμενο στύλο όπως φαίνεται και στην Εικόνα 9.14 – το επαυξημένο ειδικό βάρος  $\gamma'$  του υπερκείμενου πετρώματος

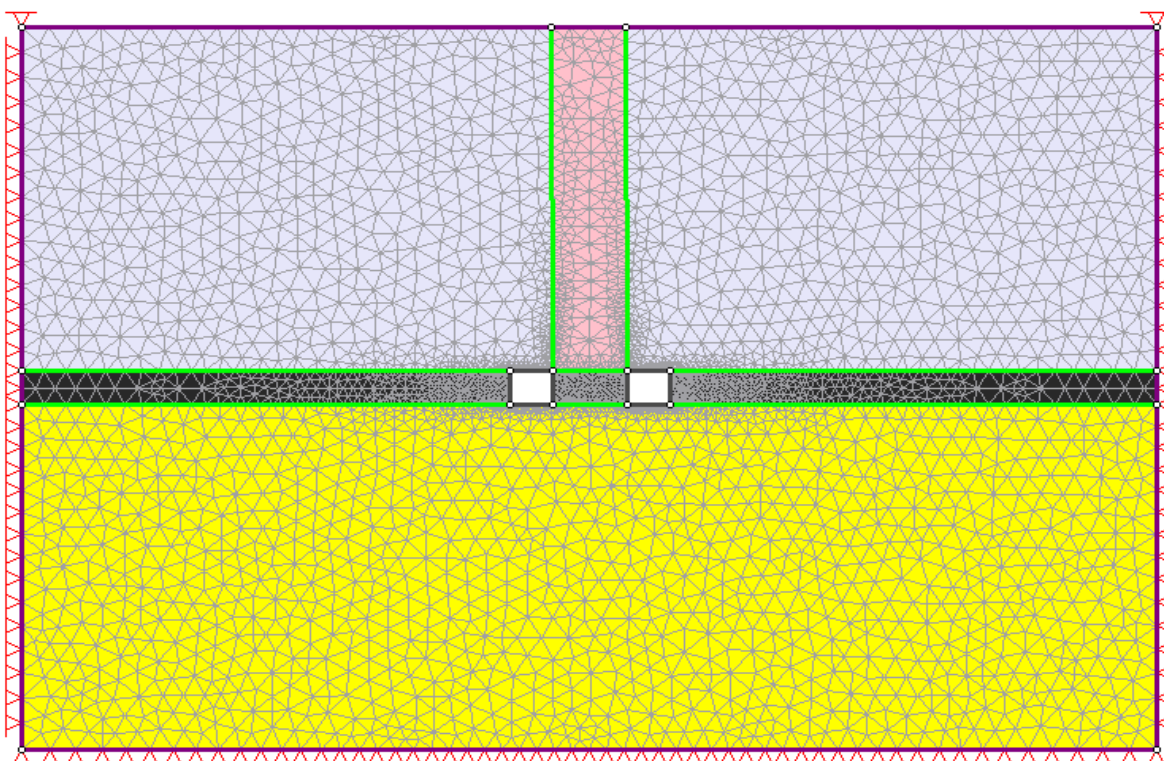
λαμβάνεται από την σχέση  $\gamma' = \gamma \cdot \left( \mathbf{1} + \frac{\mathbf{W}_R}{\mathbf{W}_P} \right)$ .

Στην σχέση αυτή, όπου  $\gamma$  είναι το πραγματικό ειδικό βάρος του υπερκείμενου πετρώματος, όπου  $\mathbf{W}_R$  το πλάτος του σχηματιζόμενου θαλάμου και όπου  $\mathbf{W}_P$  το πλάτος του τετραγωνικού στύλου.

Για την διενέργεια των αναλύσεων θα χρησιμοποιηθούν δύο παράλληλες ορθογωνικές στοές πλάτους  $W_R=7 \text{ m}$  σε απόσταση μεταξύ τους  $W_P=12 \text{ m}$ . Το ύψος των διανοιγόμενων στοών ανέρχεται στα  $H_P=6 \text{ m}$ .

Ο εξεταζόμενος λοιπόν τετραγωνικός στύλος στις προσεγγιστικές διαστάσεις αριθμητικές αναλύσεις, αλλά και στις αμεσότερες τρισδιάστατες θα έχει διαστάσεις  $12 \text{ m} \times 12 \text{ m}$ .

Αντικαθιστώντας τα δεδομένα για τις διαστάσεις του θαλάμου και του στύλου, υπολογίζεται το επαυξημένο ειδικό βάρος των υπερκείμενων πετρωμάτων ίσο με  $\gamma' = 0,028 \text{ MN/m}^3$ .



Εικόνα 9.14 Αριθμητικό προσομοίωμα επαύξησης ειδικού βάρους υπερκείμενων πετρωμάτων

Η δεύτερη τεχνική προσέγγισης του θέματος ακολουθεί την ιδέα μίας ισοδύναμης κατακόρυφης τάσης που εφαρμόζεται σαν ένα εξωτερικό ομοιόμορφο φορτίο  $q$  στην επιφάνεια του εδάφους σε έκταση που ταυτίζεται με το πλάτος του εξεταζόμενου στύλου.

Η μεθοδολογία που προτείνεται να ακολουθηθεί για να προσδιοριστεί το μέγεθος του εφαρμοζόμενου εξωτερικού φορτίου  $q$  βασίζεται στον παρακάτω συλλογισμό.

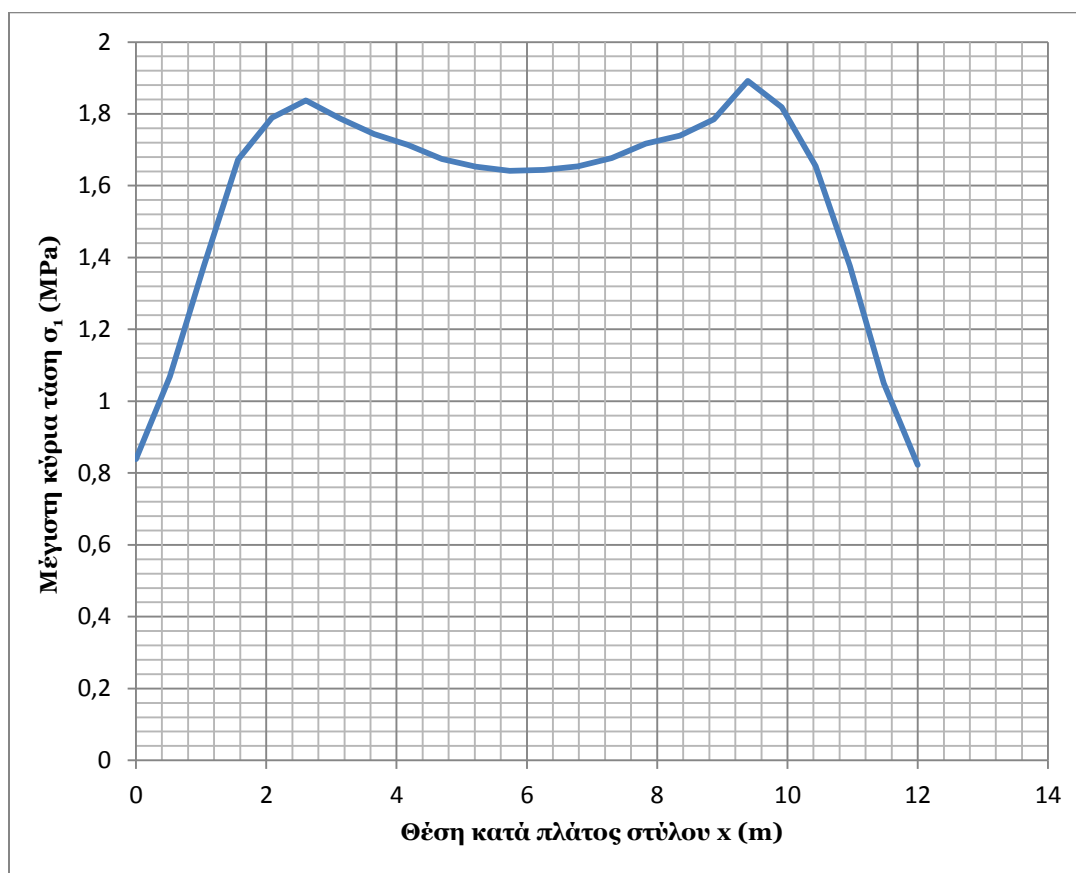
Έστω ότι η μέση ορθή τάση  $\sigma_P$  που αναπτύσσεται στον σχηματιζόμενο στύλο μετά την εκσκαφή της εγκάρσιας στοάς είναι αυτή που προκύπτει από τον εμπειρικό τύπο της συνεισφέρουσας

επιφάνειας (tributary area method)  $\sigma_P = \sigma_v \cdot \left( 1 + \frac{W_R}{W_P} \right)^2$ .

Αντικαθιστώντας τα δεδομένα για ύψος υπερκειμένων  $H=60\text{ m}$  υπολογίζεται ότι  $\sigma_P=2,7\text{ MPa}$ .

Η μέση ορθή τάση  $\sigma_P'$  όμως που αναπτύσσεται πριν την εκσκαφή των εγκάρσιων στοών μπορεί να βρεθεί από την κατανομή της μέγιστης κύριας τάσης  $\sigma_1$  στον στύλο, μέσω δισδιάστατης αριθμητικής ανάλυσης επίπεδης παραμόρφωσης παράλληλων στοών απείρου μήκους, όπως έχει περιγραφεί και σε προηγούμενο σημείο της εργασίας.

Στο Διάγραμμα 9.8 εμφανίζεται η κατανομή της μέγιστης κύριας τάσης  $\sigma_1$  στον λιγνιτικό στύλο πριν την διάνοιξη των εγκάρσιων στοών.

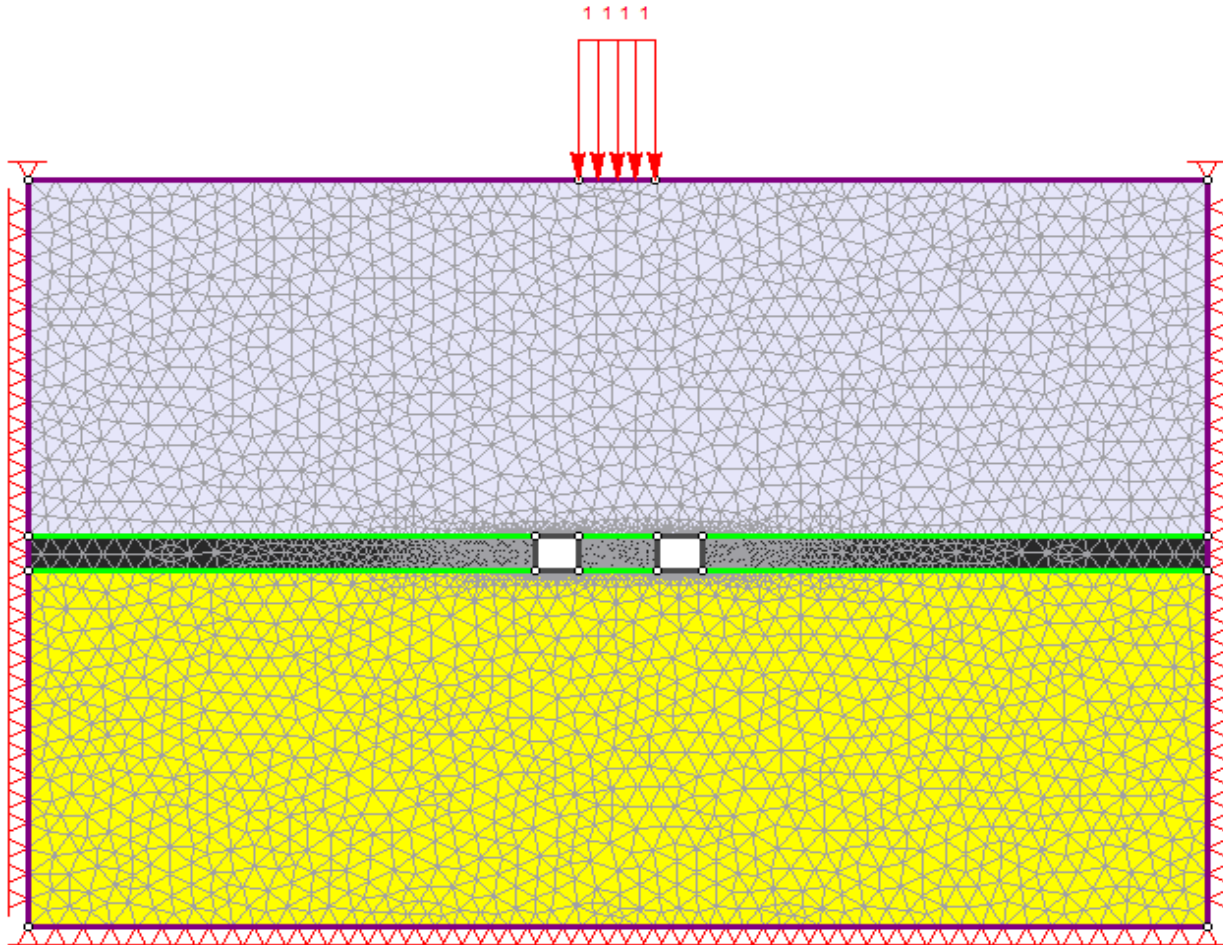


Διάγραμμα 9.8 Κατανομή της μέγιστης κύριας τάσης κατά πλάτος στύλου πριν την διάνοιξη των εγκάρσιων στοών

Από το Διάγραμμα 9.8 μπορεί να θεωρηθεί ότι η μέση αναπτυσσόμενη ορθή τάση στον στύλο πριν την διάνοιξη των εγκάρσιων στοών μπορεί να πάρει την τιμή  $\sigma_P'=1,7\text{ MPa}$ .

Το ομοιόμορφο εξωτερικό φορτίο επομένως μπορεί να θεωρηθεί ότι είναι  $q=\sigma_P - \sigma_P'$ . Ενώ αντικαθιστώντας υπολογίζεται ότι  $q=1\text{ MPa}$ .

Στην Εικόνα 9.15 εμφανίζεται το αριθμητικό προσομοίωμα της τεχνικής εφαρμογής του εξωτερικά εφαρμοζόμενου επιφανειακού φορτίου  $q$ .



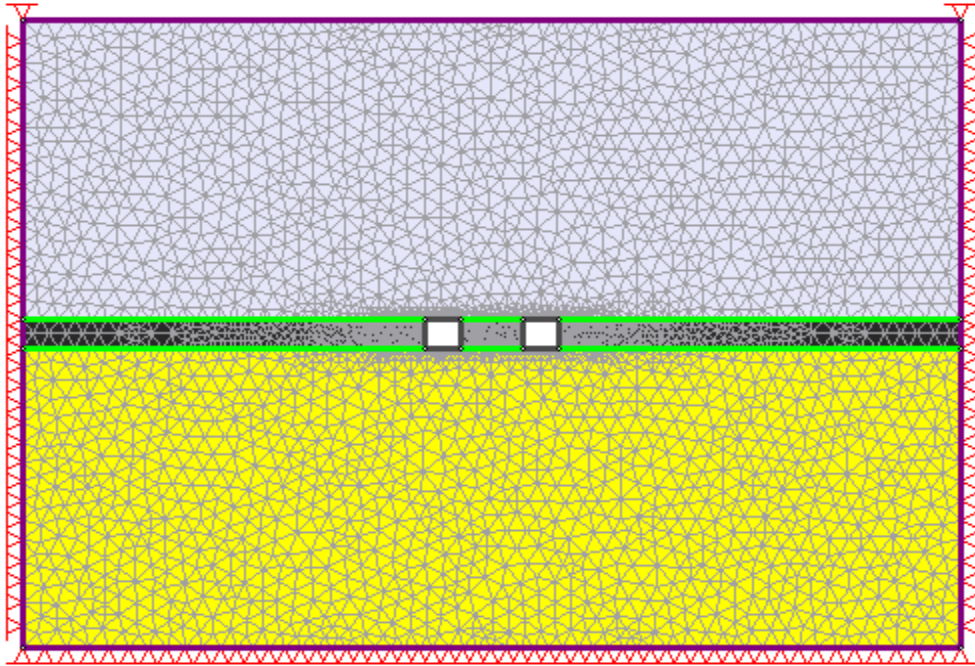
Εικόνα 9.15 Αριθμητικό προσομοίωμα εφαρμογής εξωτερικού επιφανειακού φορτίου

Σημειώνεται ότι τόσο η επαύξηση του ειδικού βάρους των υπερκείμενων πετρωμάτων όσο και το εξωτερικό ομοιόμορφο φορτίο, εφαρμόζονται κατά την κατασκευή των αριθμητικών προσομοιωμάτων μετά την διάνοιξη των παράλληλων στοών σε μεταγενέστερο αυτοτελές στάδιο και όχι από την αρχή της μοντελοποίησης.

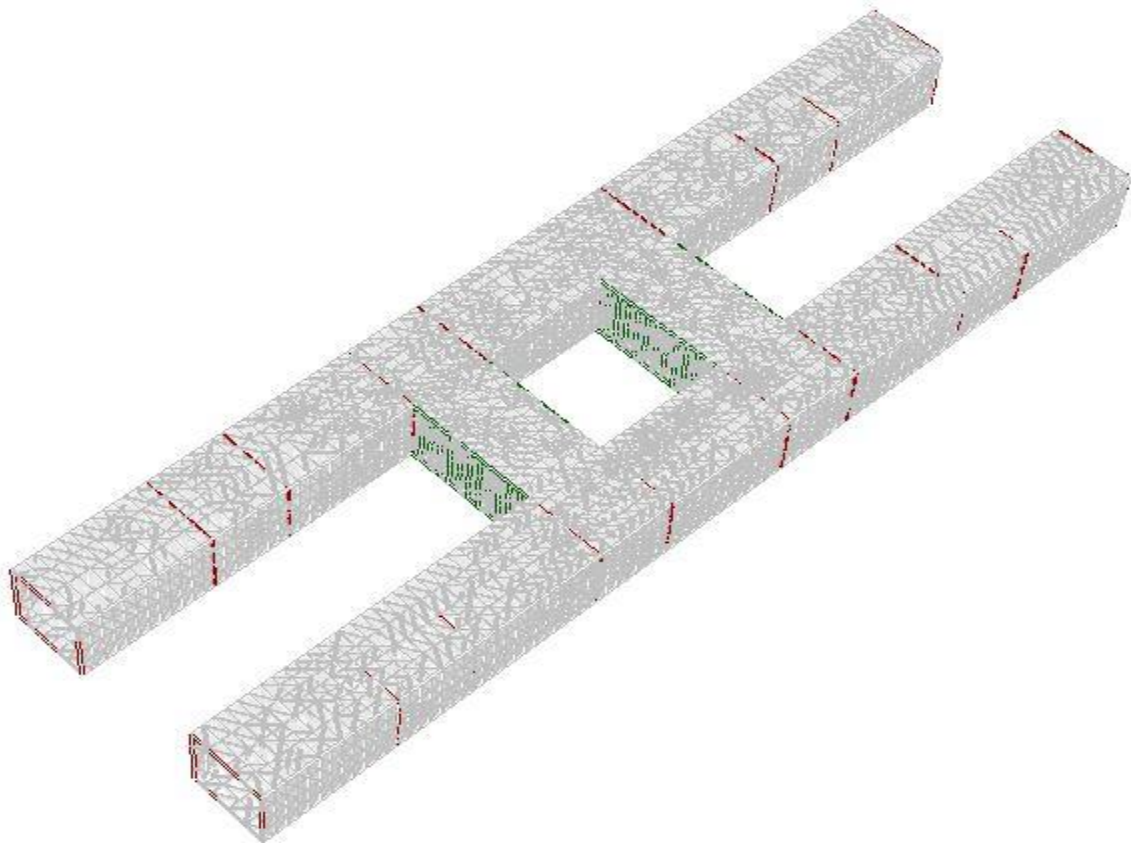
Τέλος, πολλές φορές η συμπεριφορά του εναπομείναντος στύλου εξετάζεται χωρίς καμία από τις προαναφερθείσες τεχνικές, αλλά με την απλουστευτικότερη εκδοχή της απλής διάνοιξης των παράλληλων κύριων στοών, χωρίς καμία προσεγγιστική τεχνική για την προσομοίωση εκσκαφής των εγκάρσιων. Αν και η τελευταία αυτή τεχνική φαίνεται να απέχει αρκετά από την πραγματικότητα, θα εξεταστεί λόγω της ευρείας εφαρμογής της στις μελέτες ευστάθειας στύλων. Το αριθμητικό προσομοίωμα της απλής εκσκαφής παράλληλων στοών εμφανίζεται στην Εικόνα 9.16, ενώ στις Εικόνες 9.17, 9.18 και 9.19 τα τρισδιάστατα αριθμητικά μοντέλα.

Οι πλευρές του ζητήματος που θα εξεταστούν κατά τις αναλύσεις θα είναι η κατανομή της μέγιστης κύριας τάσης  $\sigma_1$  κατά πλάτος της οροφής του στύλου, η κατανομή των οριζόντιων μετακινήσεων  $u_x$  κατά ύψος της παρειάς του στύλου, η έκταση μη διαρροής του υλικού του στύλου  $e$  και η κατανομή των καθιζήσεων στην επιφάνεια του εδάφους  $s$ .



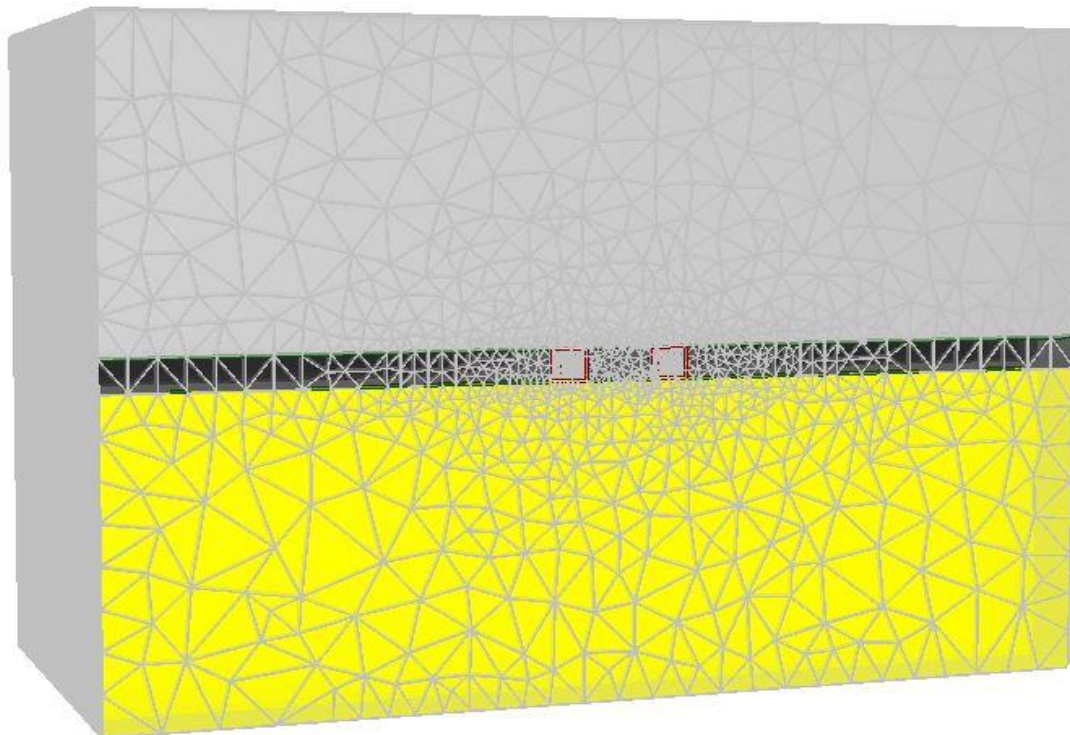


**Εικόνα 9.16** Αριθμητικό προσομοίωμα απλής εκσκαφής παράλληλων στοών

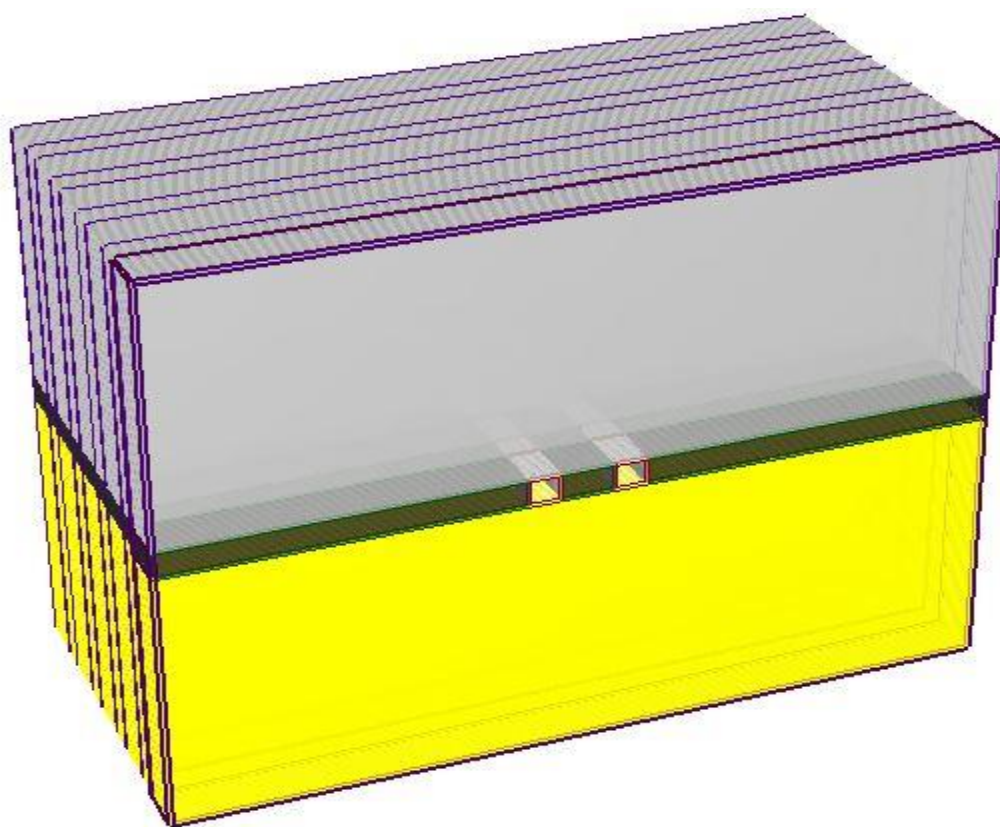


**Εικόνα 9.17** Τρισδιάστατο αριθμητικό προσομοίωμα κύριων και εγκάρσιων στοών





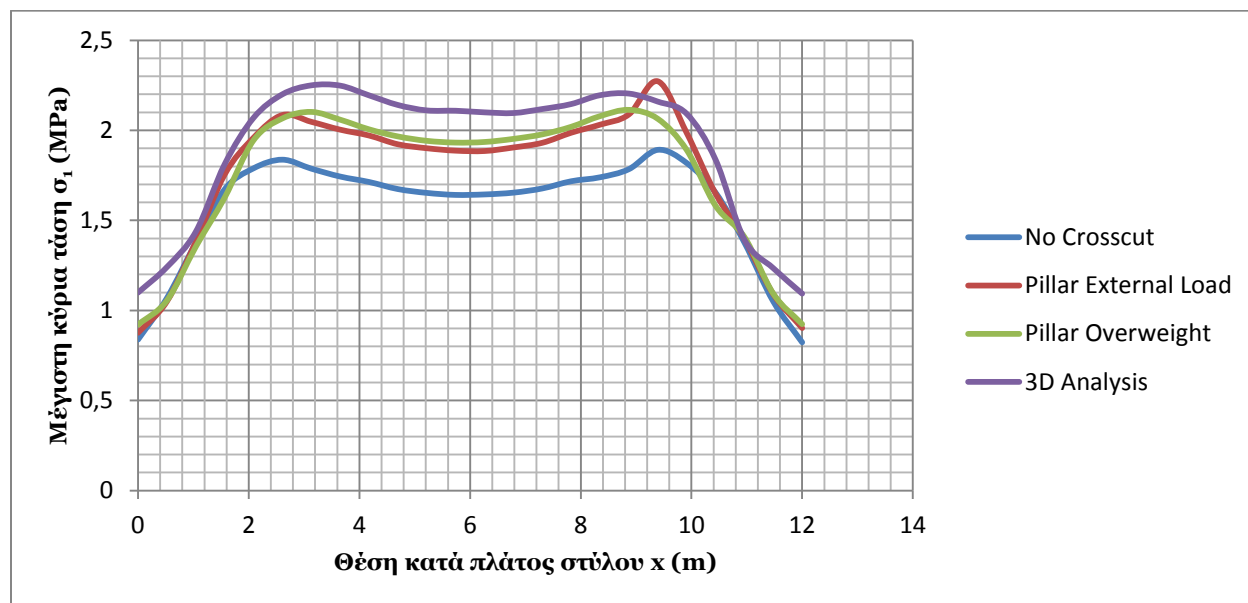
**Εικόνα 9.18 Τρισδιάστατο αριθμητικό προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων**



**Εικόνα 9.19 Τρισδιάστατο γεωμετρικό προσομοίωμα**

### 9.4.1 Κατανομή μέγιστης κύριας τάσης στύλου

Περνώντας στην παράθεση και ερμηνεία των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων, παρουσιάζεται στο Διάγραμμα 9.9 η κατανομή της μέγιστης κύριας τάσης  $\sigma_1$  κατά πλάτος της οροφής του λιγνιτικού στύλου για κάθε διαφορετική μέθοδο.



Διάγραμμα 9.9 Κατανομή της μέγιστης κύριας τάσης κατά πλάτος του στύλου για τις διάφορες μεθόδους ανάλυσης

Η κύρια χρησιμότητα των παραπάνω διαγραμμάτων είναι η εξαγωγή της μέσης ορθής τάσης  $\sigma_p$  που ασκείται στον στύλο για κάθε διαφορετική μέθοδο. Στην εν λόγω περίπτωση παρατηρούμε ότι πιο κοντά στα αποτελέσματα της τρισδιάστατης ανάλυσης βρίσκεται η τεχνική της επαύξησης του ειδικού βάρους, η οποία ωστόσο συμβαδίζει πολύ καλά με αυτή του εξωτερικού φορτίου.

Στον Πίνακα 9.2 παρατίθενται οι τιμές για την μέση ορθή τάση του στύλου όπως αυτή εξάγεται από το διάγραμμα κατανομής της μέγιστης κύριας τάσης για τις διαφορετικές μεθόδους ανάλυσης.

Μέθοδος Ανάλυσης	Απλή εκσκαφή παράλληλων στοών	Εφαρμογή εξωτερικού φορτίου	Επαύξηση ειδικού βάρους υπερκειμένων	Τρισδιάστατη αριθμητική ανάλυση
Μέση Ορθή Τάση $\sigma_p$ (MPa)	1,7	1,9	2	2,1

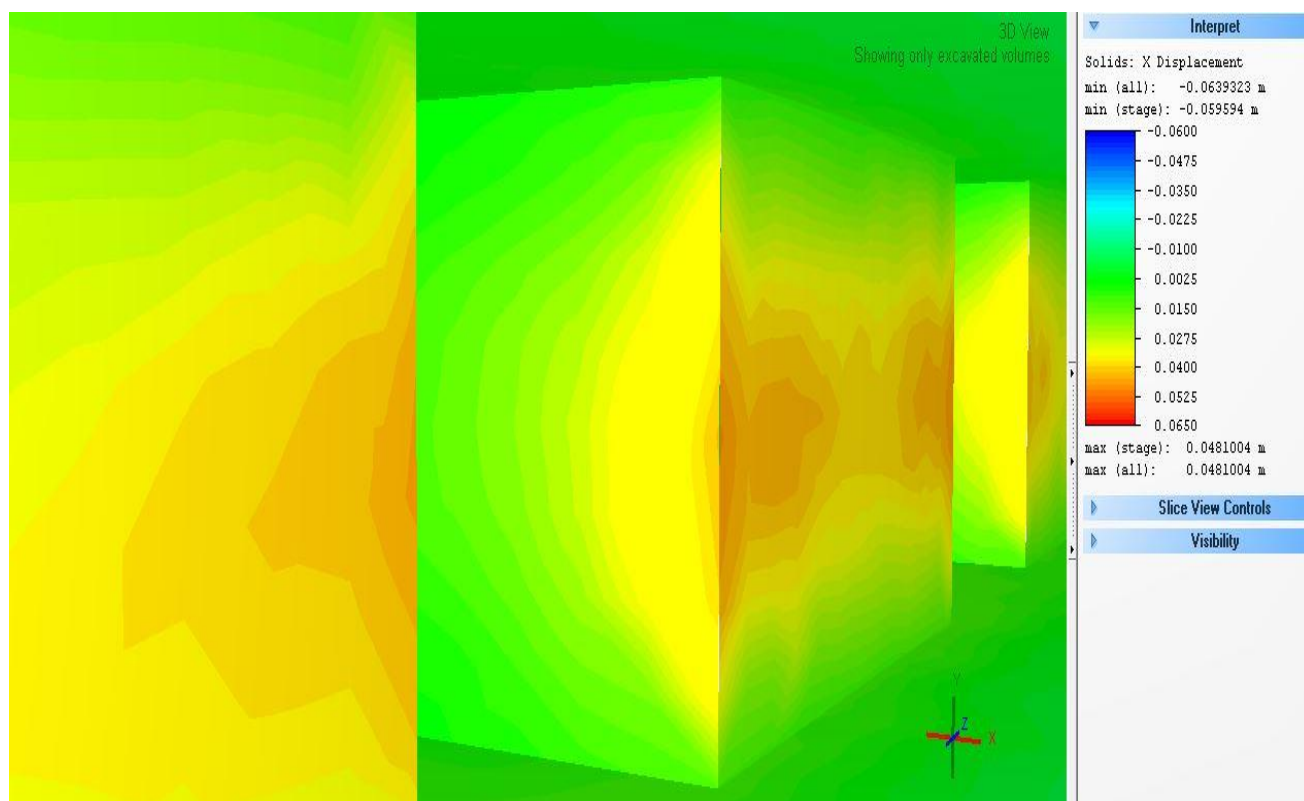
Πίνακας 9.2 Τιμές μέσης ορθής τάσης στύλου για τις διάφορες μεθόδους ανάλυσης

### 9.4.2 Κατανομή οριζόντιων μετακινήσεων στύλου

Το επόμενο στοιχείο που θα εξεταστεί θα είναι η κατανομή των οριζόντιων μετακινήσεων κατά ύψος της παρειάς του στύλου.

Η εξέταση αυτή θα αποτυπώσει το «φούσκωμα» του στύλου, καθώς όπως είναι γνωστό, οι στύλοι λόγω της θλιπτικής τους φόρτισης παραμορφώνονται ανισόμετρα κατά το ύψος τους αποκτώντας βαρελοειδές σχήμα, εμφανίζοντας τις μέγιστες μετακινήσεις στο μέσο του ύψους τους.

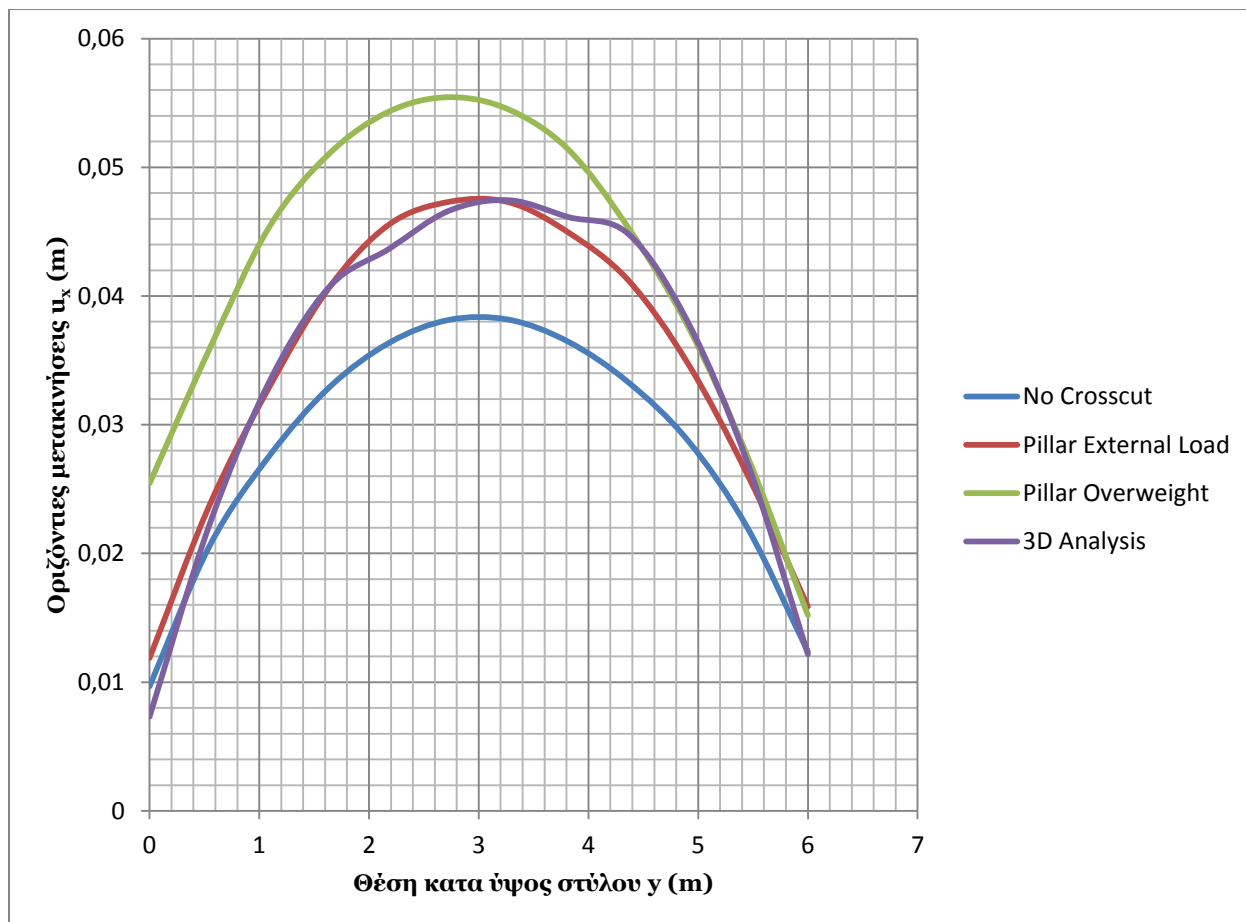
Στην Εικόνα 9.20 εμφανίζονται τα περιγράμματα των οριζόντιων μετακινήσεων στην παρειά του στύλου, όπως αυτά προέκυψαν από την τρισδιάστατη αριθμητική ανάλυση με το πρόγραμμα RS3.



Εικόνα 9.20 Περιγράμματα οριζόντιων μετακινήσεων στύλου

Παρατηρείται ότι τα περιγράμματα των μέγιστων οριζόντιων μετακινήσεων του στύλου εμφανίζονται στο μέσον του ύψους του, επαληθεύοντας τόσο την θεωρητική προσέγγιση του ζητήματος σε συμπαγείς στύλους, όσο και την πρακτική πλευρά της παρατήρησης σε πολυάριθμους υπόγειους χώρους που έχουν κατασκευαστεί με την συγκεκριμένη μέθοδο.

Στο Διάγραμμα 9.10 εμφανίζεται η κατανομή των οριζόντιων μετακινήσεων κατά ύψος της παρειάς του λιγνιτικού στύλου για τις διάφορες μεθόδους ανάλυσης.



Διάγραμμα 9.10 Κατανομή της οριζόντιας μετακίνησης κατά ύψος του στύλου για τις διάφορες μεθόδους ανάλυσης

Στην συγκεκριμένη περίπτωση παρατηρούμε ότι η μέθοδος επιβολής του εξωτερικού φορτίου είναι πολύ κοντά στα αποτελέσματα της τρισδιάστατης ανάλυσης, ενώ η μέθοδος επαύξησης του ειδικού βάρους εμφανίζει συντηρητικά αποτελέσματα.

Στον Πίνακα 9.3 εμφανίζονται οι μέγιστες οριζόντιες μετακινήσεις που εμφανίζονται στο μέσο του ύψους του στύλου, όπως αυτές εξάγονται από το παραπάνω διάγραμμα για τις διάφορες μεθόδους ανάλυσης.

Μέθοδος Ανάλυσης	Απλή εκσκαφή παράλληλων στοών	Εφαρμογή εξωτερικού φορτίου	Επαύξηση ειδικού βάρους υπερκειμένων	Τρισδιάστατη αριθμητική ανάλυση
Μέγιστη Οριζόντια Μετακίνηση $u_x$ (cm)	<b>3,8</b>	<b>4,7</b>	<b>5,5</b>	<b>4,7</b>

Πίνακας 9.3 Μέγιστες μετακινήσεις στύλου για τις διάφορες μεθόδους ανάλυσης

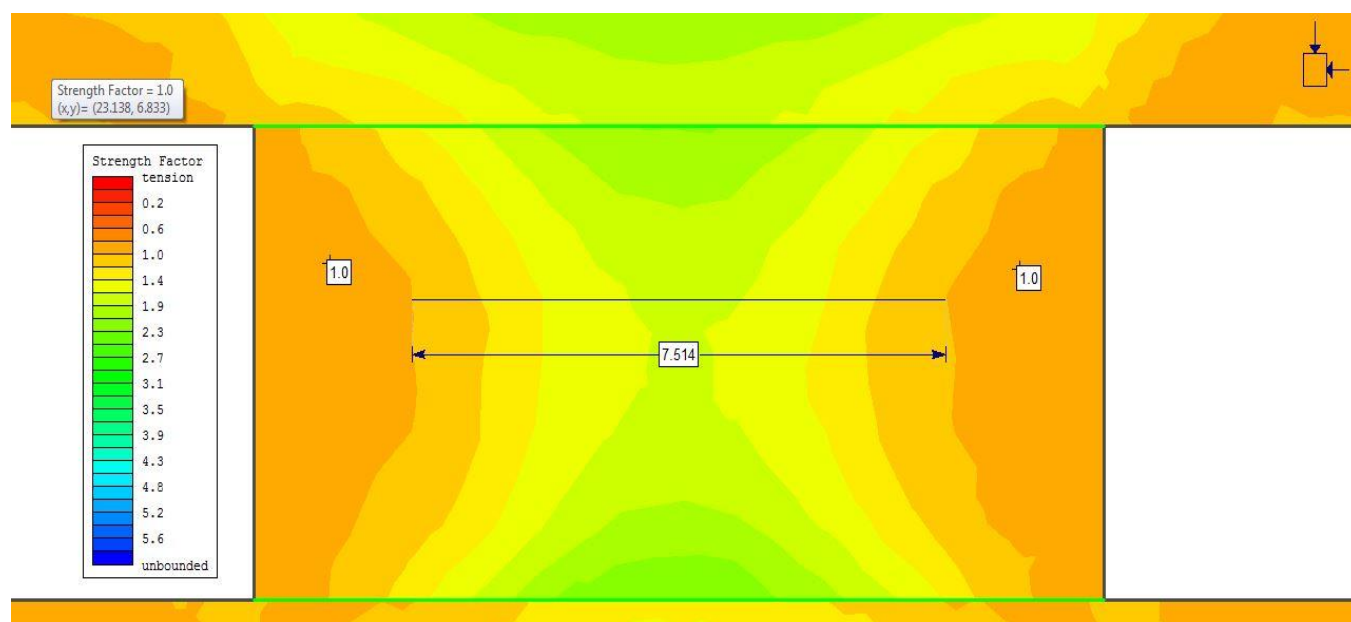
### 9.4.3 Έκταση υγιούς τμήματος υλικού στύλου

Στην παράγραφο αυτή θα εξεταστεί άλλη μια πολύ σημαντική πλευρά του ζητήματος της μηχανικής συμπεριφοράς του στύλου και συγκεκριμένα αυτή που σχετίζεται με την αντοχή του, δηλαδή την έκταση που το υλικό του στύλου βρίσκεται στη διαρροή ή αντίστροφα η έκταση που το υλικό του συμπεριφέρεται ελαστικά.

Για την εκτίμηση αυτής της έκτασης αστοχίας θα χρησιμοποιηθούν τα περιγράμματα του συντελεστή αντοχής **SF** των αριθμητικών αναλύσεων.

Όπως έχει προαναφερθεί σε άλλα σημεία της εργασίας, η αστοχία του υλικού στα χρησιμοποιούμενα λογισμικά υποδηλώνεται με την τιμή του συντελεστή αντοχής **SF=1**, ενώ κάθε τιμή μεγαλύτερη από αυτή, για παράδειγμα **SF=1,1** υποδηλώνει ότι το υλικό συμπεριφέρεται ελαστικά.

Στις παρακάτω εικόνες εμφανίζονται τα περιγράμματα του συντελεστή αντοχής του λιγνιτικού στύλου για τις διαφορετικές χρησιμοποιούμενες τεχνικές των αριθμητικών αναλύσεων.

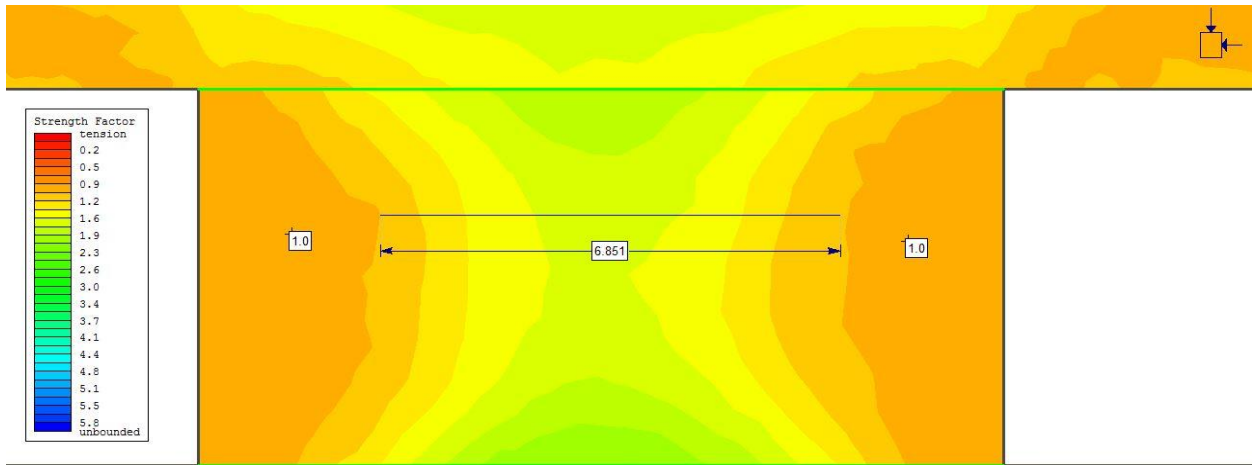


**Εικόνα 9.21 Περιγράμματα συντελεστή αντοχής στύλου με την απλή μέθοδο των παράλληλων στοών**

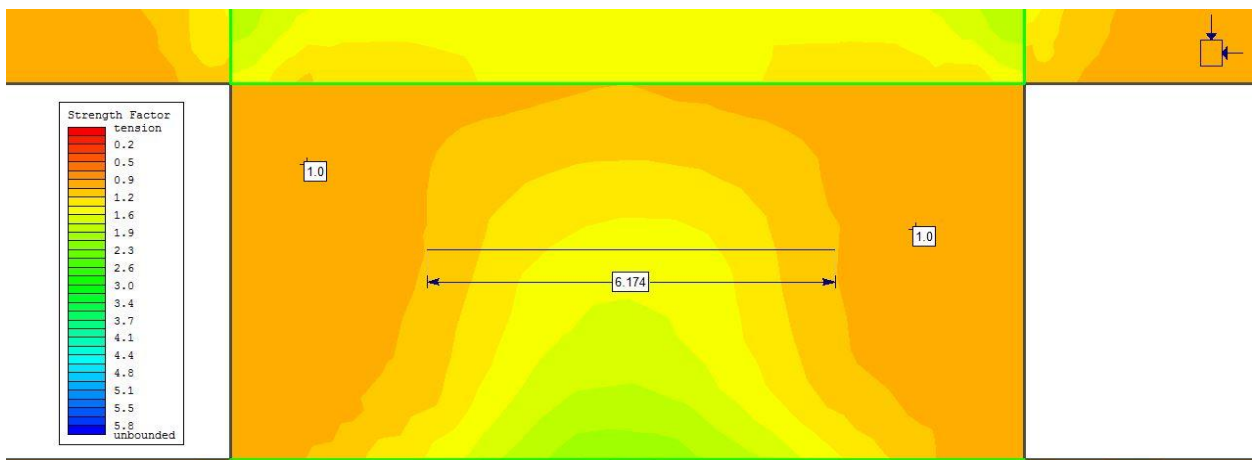
Από τα παραπάνω περιγράμματα παρατηρούμε ότι η μέγιστη έκταση της διαρροής του υλικού του στύλου ανέρχεται περίπου στην τιμή **r<sub>p</sub>=2,2 m** σε κάθε παρειά, ενώ η έκταση του υλικού του που συμπεριφέρεται ελαστικά ανέρχεται στην τιμή **e=7,5 m**.

Απο τα περιγράμματα αστοχίας επαληθεύεται και το σχήμα κλεψύδρας που αποκτά ο στύλος λόγω της τασικής αστοχίας του υλικού των παρειών του (spalling), όπως αυτό έχει παρατηρηθεί σε πολυάριθμους υπόγειους χώρους που έχουν διανοιχθεί με την μέθοδο των θαλάμων και στύλων.

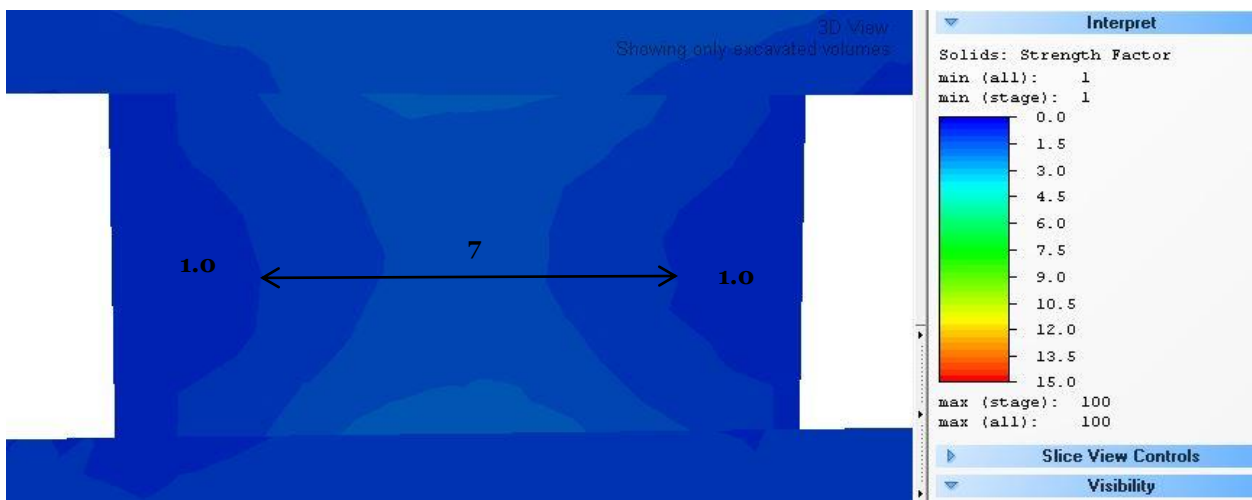




Εικόνα 9.22 Περιγράμματα συντελεστή αντοχής στύλου με μέθοδο εξωτερικού επιφανειακού φορτίου



Εικόνα 9.23 Περιγράμματα συντελεστή αντοχής στύλου με την μέθοδο επαύξησης ειδικού βάρους



Εικόνα 9.24 Περιγράμματα συντελεστή αντοχής στύλου με την μέθοδο της τρισδιάστατης ανάλυσης

Από τα περιγράμματα των παραπάνω εικόνων παρατηρούμε ότι η μέθοδος του εξωτερικού φορτίου δείχνει να προσεγγίζει με μεγαλύτερη ακρίβεια την τρισδιάστατη ανάλυση τόσο στην τιμή της έκτασης του υγιούς υλικού του στύλου, όσο και στο σχήμα των περιγραμμάτων.

Στον Πίνακα 9.4 συγκεντρώνονται τα αποτελέσματα για την έκταση του υγιούς τμήματος του υλικού του στύλου που συμπεριφέρεται ελαστικά για τις διάφορες μεθόδους.

Μέθοδος Ανάλυσης	Απλή εκσκαφή παράλληλων στοών	Εφαρμογή εξωτερικού φορτίου	Επαύξηση ειδικού βάρους υπερκειμένων	Τρισδιάστατη αριθμητική ανάλυση
Έκταση Υγιούς Τμήματος Στύλου <b>e (m)</b>	7,5	6,8	6,1	7

**Πίνακας 9.4 Έκταση υγιούς τμήματος στύλου για τις διάφορες μεθόδους ανάλυσης**

#### 9.4.4 Καθιζήσεις επιφανείας λόγω της κατασκευής θαλάμων και στύλων

Η διάνοιξη υπόγειων ανοιγμάτων ενδέχεται να προκαλέσει καθιζήσεις στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους, ιδιαίτερα στην περίπτωση εδαφικών υπερκειμένων σχηματισμών ή σχηματισμών μαλακού βράχου. Το ενδεχόμενο αυτό επιτείνεται στην περίπτωση που οι υπόγειες εκσκαφές πραγματοποιούνται σε μικρό ύψος υπερκειμένων γαιών.

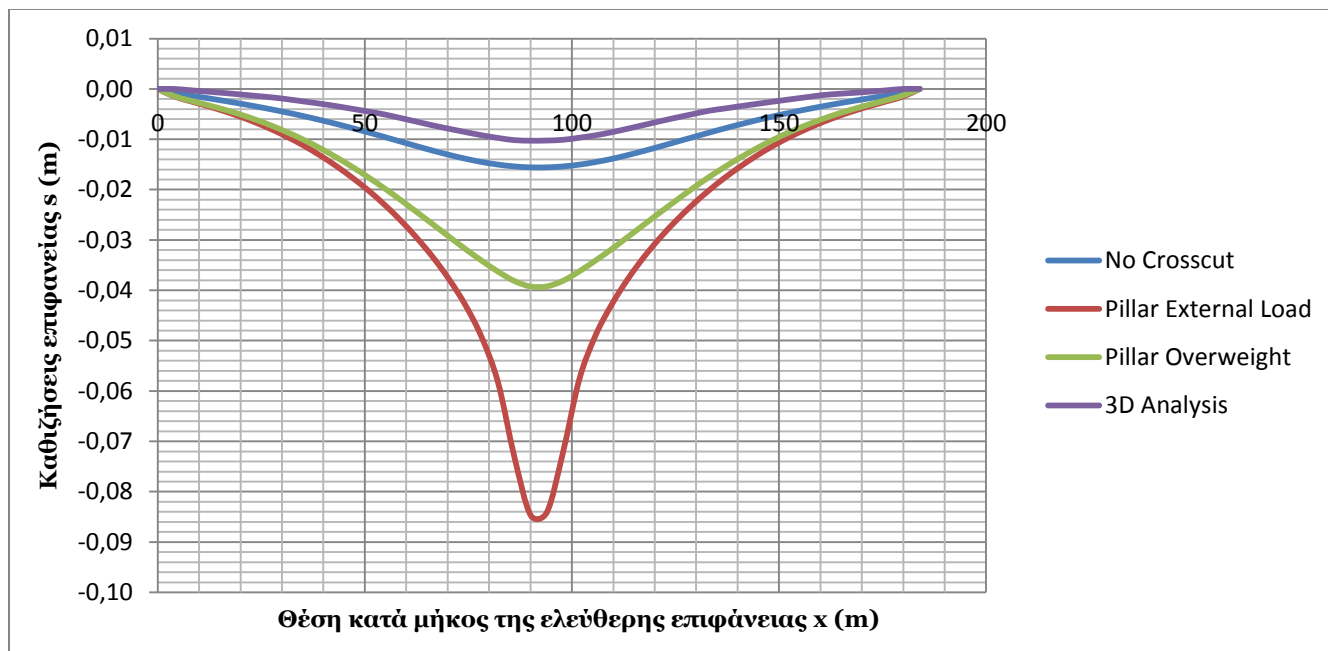
Το ζήτημα των καθιζήσεων χρήζει διερεύνησης καθώς η υπέρμετρη ανάπτυξη τους περιορίζει σημαντικά την αυτοϋποστηρικτική τοξωτή λειτουργία της περιβάλλουσας των εκσκαφών βραχομάζας, ενώ ενδέχεται να οδηγήσει τα υπόγεια ανοίγματα και σε επικίνδυνες αστοχίες τύπου καμινάδας, ιδιαίτερα σε μακροπρόθεμες συνθήκες αύξησης της απόληψης της εκμετάλλευσης μέσω της απολέπτυνσης των εναπομειναντων στύλων.

Στο Διάγραμμα 9.11 εμφανίζονται οι κατανομές των καμπυλών των καθιζήσεων επιφανείας (κατακόρυφων μετακινήσεων) για τις διάφορες χρησιμοποιούμενες μεθόδους ανάλυσης.

Από τις καμπύλες των καθιζήσεων που προκύπτουν από τις διάφορες μεθόδους ανάλυσης παρατηρείται ότι η μέθοδος του εξωτερικού φορτίου και η μέθοδος επαύξησης του ειδικού βάρους απέχουν πάρα πολύ, τόσο ποσοτικά όσο και ποιοτικά, από την καμπύλη των καθιζήσεων που προκύπτει από την τρισδιάστατη αριθμητική ανάλυση.

Από την άλλη μεριά, η καμπύλη των καθιζήσεων που προκύπτει από την απλή ανάλυση των παράλληλων εκσκαφών βρίσκεται σε πολύ καλή συμφωνία με αυτή της τρισδιάστατης ανάλυσης ποσοτικά και ποιοτικά. Οι δύο αυτές καμπύλες επαληθεύουν ποιοτικά την εμπειρική καμπύλη Gauss των καθιζήσεων για συνθήκες ελεύθερης επιφάνειας.

Στον Πίνακα 9.5 εμφανίζονται οι μέγιστες τιμές των καθιζήσεων επιφανείας, οι οποίες εμφανίζονται πάνω από το κέντρο των εκσκαφών για τις διάφορες μεθόδους ανάλυσης.



Διάγραμμα 9.11 Κατανομή καθιζήσεων επιφανείας για τις διάφορες μεθόδους ανάλυσης

Μέθοδος Ανάλυσης	Απλή εκσκαφή παράλληλων στοών	Εφαρμογή εξωτερικού φορτίου	Επαύξηση ειδικού βάρους υπερκειμένων	Τρισδιάστατη αριθμητική ανάλυση
Μέγιστη Καθίζηση Επιφανείας <b>s (cm)</b>	<b>1,6</b>	<b>8,6</b>	<b>4</b>	<b>1</b>

Πίνακας 9.5 Μέγιστες τιμές καθιζήσεων επιφανείας για τις διάφορες μεθόδους ανάλυσης

Συμπερασματικά, φαίνεται ότι η τεχνική εφαρμογής του εξωτερικού επιφανειακού φορτίου  $q$  βρίσκεται σε καλύτερη συμφωνία με την τρισδιάστατη αριθμητική μέθοδο, σε σχέση με τις άλλες δύο τεχνικές.

Πιο συγκεκριμένα, δίνει πανομοιότυπα αποτελέσματα με την τρισδιάστατη ανάλυση σε σχέση με τις οριζόντιες μετακινήσεις του στύλου, ενώ βρίσκεται περισσότερο κοντά από ότι οι υπόλοιπες δύο τεχνικές σε σχέση με την έκταση των αστοχιών στο στύλο. Ακόμη και στην περίπτωση της μέσης ορθής τάσης, όπου η τεχνική επαύξησης του ειδικού βάρους βρίσκεται πιο κοντά στα αποτελέσματα της τρισδιάστατης ανάλυσης, η τεχνική του εξωτερικού φορτίου προσεγγίζει σε μεγάλο βαθμό την πρώτη.

Είναι προφανές ότι στο ζήτημα των καθιζήσεων επιφανείας, η τεχνική του εξωτερικού φορτίου δίνει τα χειρότερα αποτελέσματα, ωστόσο αυτό δεν θα αποτελεί πρόβλημα όταν εξετάζονται βαθιές εκμεταλλεύσεις, όπου οι υπόγειες εκσκαφές δεν θα προκαλούν καθιζήσεις στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους.



## 10. Ανάλυση ευστάθειας πρανούς στα μέτωπα προσβολής

Στο κεφάλαιο αυτό θα εξεταστούν οι συνθήκες ευστάθειας του πρανού από το οποίο θα εκκινήσουν οι εκσκαφές των παράλληλων λιγνιτικών στοών. Η ευστάθεια των πρανών θα είναι καθοριστικής σημασίας για την επιτυχημένη και ασφαλή έναρξη των εργασιών εκσκαφής των υπογείων ανοιγμάτων.

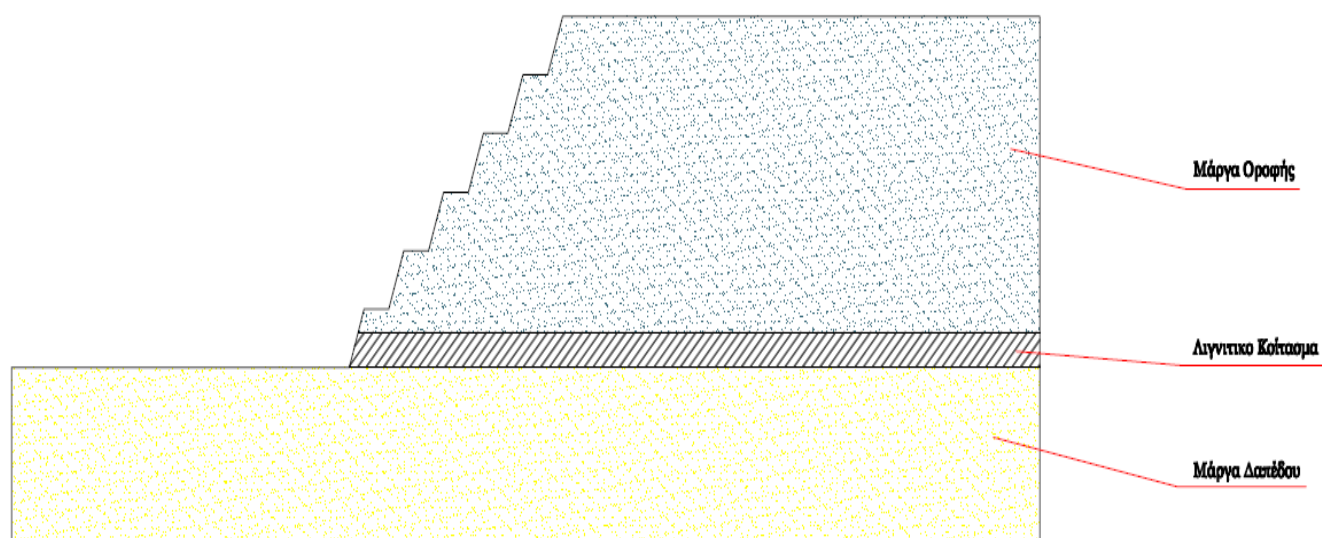
Καθώς τα συναντώμενα υλικά εμφανίζουν περισσότερο εδαφική από ότι βραχώδη συμπεριφορά, η διερεύνηση της ευστάθειας θα ακολουθήσει την κοινώς αποδεκτή για τα εδαφικά πρανή μέθοδο της οριακής ισορροπίας (Limit Equilibrium Method).

Της εν λόγω ανάλυσης, θα ακολουθήσει η ακριβέστερη προσέγγιση βάσει της μεθόδου της μείωσης διατμητικής αντοχής (Shear Strength Reduction Method) με την βοήθεια του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων Phase2.

Οι δύο αυτές μέθοδοι θα καταλήξουν στην εξαγωγή συντελεστών ασφαλείας για την ευστάθεια του εξεταζόμενου πρανού, οι οποίοι και θα συγκριθούν μεταξύ τους. Ωστόσο, η μέθοδος της μείωσης της διατμητικής αντοχής θα προσφέρει και περαιτέρω πληροφορίες αφού θα διεξάγει ακριβή και λεπτομερή τασική ανάλυση σε όλη την μάζα του πρανού.

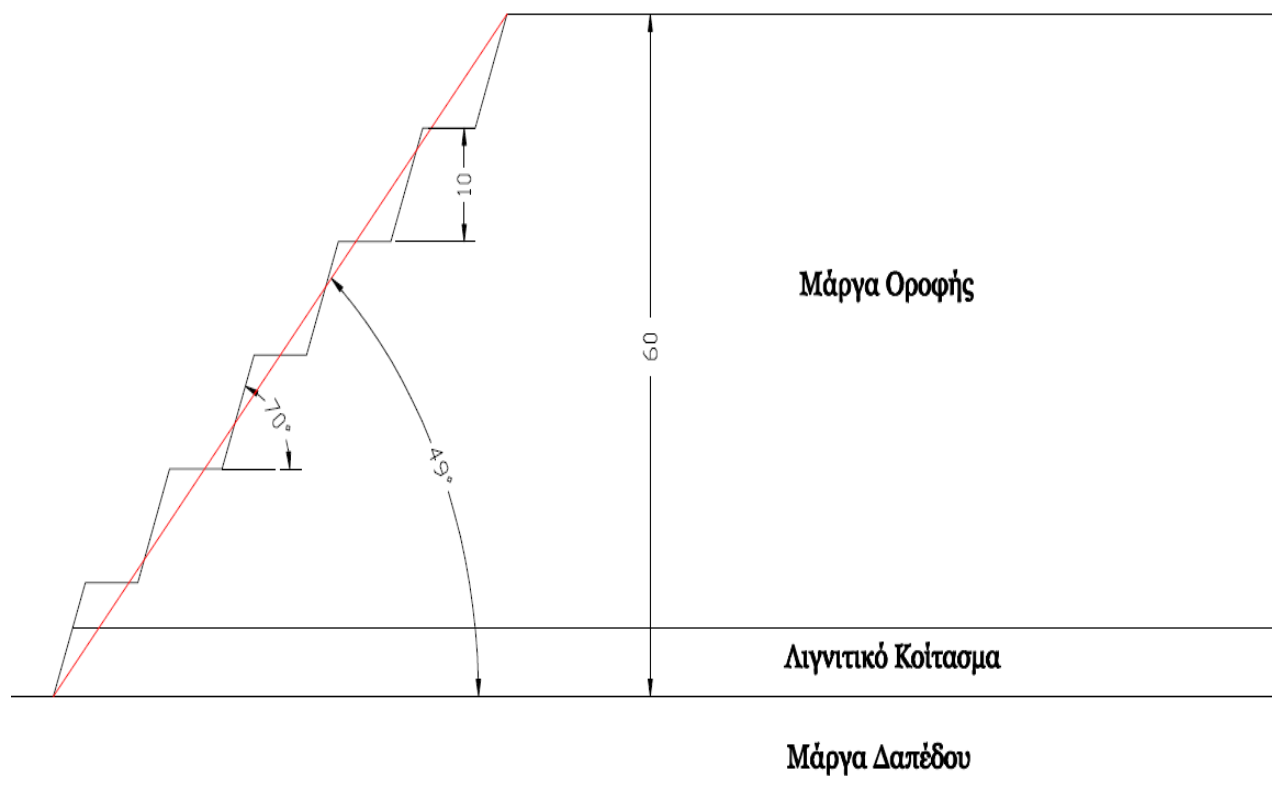
### 10.1 Πρανές μετώπου προσβολής

Στην Εικόνα 10.1 εμφανίζεται το πρανές στο οποίο θα διανοιχθούν οι παράλληλες λιγνιτικές στοές ανάπτυξης στο αρχικό στάδιο της εκμετάλλευσης.



Εικόνα 10.1 Υπό εξέταση ευστάθειας πρανές μετώπου προσβολής

Στο σχέδιο της Εικόνας 10.2 εμφανίζεται το υπό εξέταση ευστάθειας πρανές με τονισμένες τις σημαντικότερες διαστάσεις του.



Εικόνα 10.2 Σχέδιο διαστασιολογημένου πρανούς μετώπου προσβολής

Τα κύρια γεωμετρικά χαρακτηριστικά του υπό εξέταση πρανούς συνοψίζονται παρακάτω:

- Συνολικό ύψος πρανούς **H=60 m**
- Κλίση συνολικού πρανούς  **$\psi=49^\circ$**
- Ύψος βαθμίδας **h=10 m**
- Κλίση βαθμίδας  **$\omega=70^\circ$**

## 10.2 Γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού πρανούς μετώπου προσβολής

Στην ενότητα αυτή θα καθορισθούν οι γεωτεχνικές παράμετροι αντοχής **c** και  **$\phi$**  των υλικών που απαρτίζουν το υπό εξέταση πρανές. Οι εν λόγω μηχανικές ιδιότητες θα υπολογιστούν ως ισοδύναμες παράμετροι διατμητικής αντοχής **c** και  **$\phi$**  μέσω του λογισμικού RocLab.

Όπως έχει προαναφερθεί σε προηγούμενο σημείο της εργασίας, η διαδικασία προσδιορισμού των παραμέτρων διατμητικής αντοχής  $c$  και  $\phi$  πραγματοποιείται μέσω της προσαρμογής στην μη γραμμική περιβάλλουσα του κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown, μιας γραμμικής περιβάλλουσας του κριτηρίου αστοχίας Mohr – Coulomb.

Κρίσιμο στοιχείο στην διαδικασία αυτή είναι το εύρος προσαρμογής της γραμμικής περιβάλλουσας Mohr – Coulomb ως προς την περιοριστική τάση  $\sigma_3$  στον διδιάστατο χώρο του διαγράμματος του κριτηρίου αστοχίας ως προς τις κύριες τάσεις  $\sigma_1$  και  $\sigma_3$ .

Πιο συγκεκριμένα το παραπάνω εύρος προσδιορίζεται από το διάστημα  $[\sigma_t, \sigma_{3max}]$ , όπου  $\sigma_t$  η εφελκυστική αντοχή της βραχομάζας που υπολογίζεται από την σχέση  $\sigma_t = -\frac{s \cdot \sigma_{ci}}{m_b}$  με  $s$  και  $m_b$  σταθερές του κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown.

Για την περίπτωση μελέτης ευστάθειας πρανών η μαθηματική σχέση προσδιορισμού του άνω ορίου είναι  $\sigma_{3max} = \sigma_{cm} \cdot 0,72 \cdot \left( \frac{\sigma_{cm}}{\gamma \cdot H} \right)^{-0,91}$ , όπου  $H$  το ύψος του πρανούς.

Ενδεικτικά, στην Εικόνα 10.3 εμφανίζονται τα δεδομένα εισαγωγής και τα αποτελέσματα για τις παραμέτρους διατμητικής αντοχής  $c$  και  $\phi$  για την μάργα οροφής στο υπό εξέταση πρανές συνολικού ύψους  $H=60$  m.

Hoek-Brown Classification	
sigci	4.31 MPa
GSI	60
mi	5
D	0
<input checked="" type="radio"/> E <sub>i</sub>	377 MPa
<input type="radio"/> MR	

Hoek-Brown Criterion	
mb	1.198
s	0.0117
a	0.503

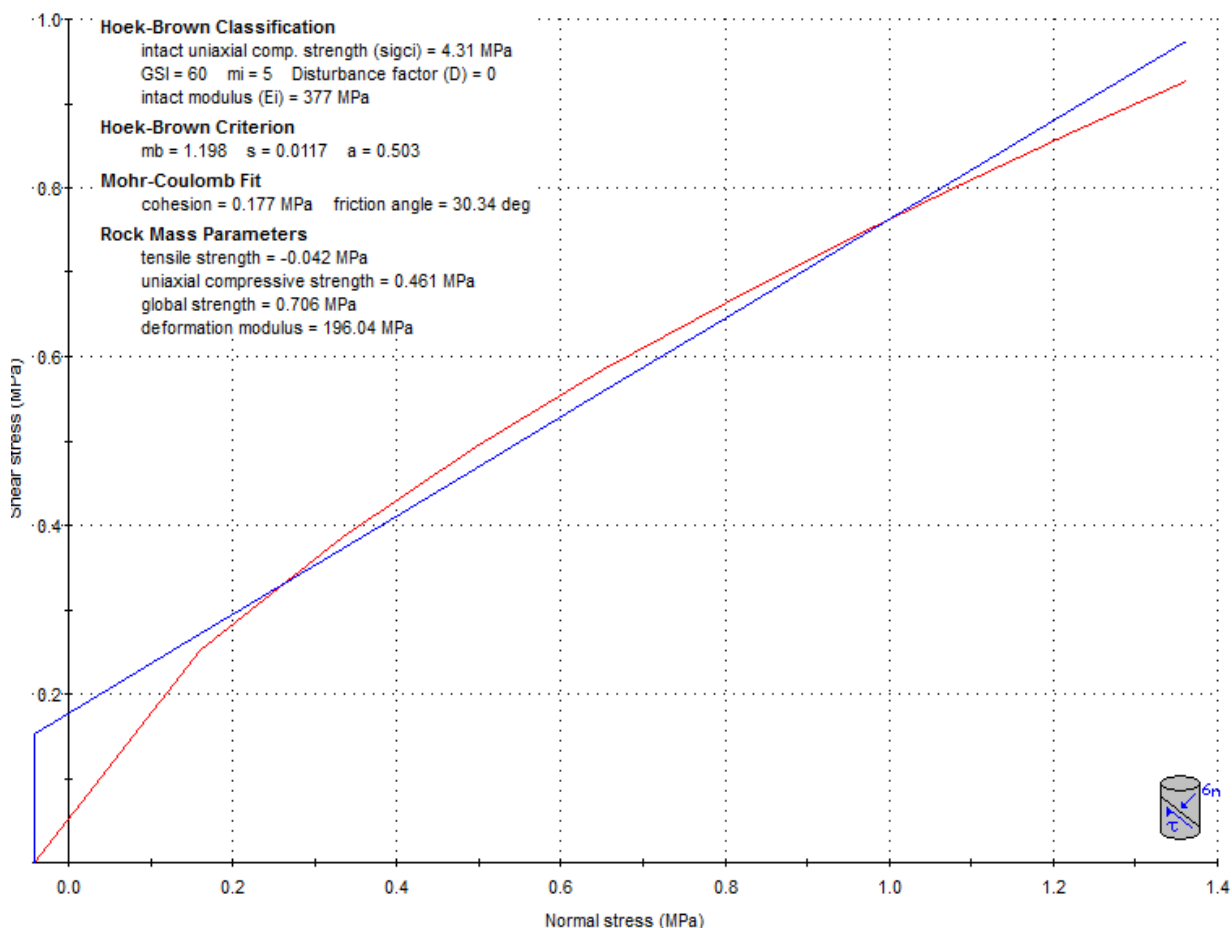
Failure Envelope Range	
Application:	Slopes
sig3max	0.7484 MPa
Unit Weight	0.018 MN/m <sup>3</sup>
Slope Height	60 m

Mohr-Coulomb Fit	
c	0.177 MPa
phi	30.34 deg

Rock Mass Parameters	
sig <sub>t</sub>	-0.042 MPa
sig <sub>c</sub>	0.461 MPa
sig <sub>cm</sub>	0.706 MPa
E <sub>rm</sub>	196.04 MPa

Εικόνα 10.3 Ισοδύναμες παράμετροι διατμητικής αντοχής για την μάργα της οροφής

Στο διάγραμμα της Εικόνας 10.4 εμφανίζεται η προσαρμογή της γραμμικής περιβάλλουσας Mohr – Coulomb στην μη γραμμική περιβάλλουσα Hoek – Brown εκφρασμένης σε χώρο διατμητικών και ορθών τάσεων.



**Εικόνα 10.4** Διάγραμμα προσαρμογής περιβάλλουσας Mohr – Coulomb

Στον Πίνακα 10.1 εμφανίζονται συγκεντρωμένα τα κύρια γεωτεχνικά χαρακτηριστικά των γεωλικών που αποτελούν το υπό εξέταση πρανές.

	Συνοχή <b>c (MPa)</b>	Γωνία Εσωτερικής Τριβής <b><math>\phi</math> (°)</b>	Μονοαξονική Εφελκυστική Αντοχή <b><math>\sigma_t</math> (MPa)</b>	Μονοαξονική Θλιπτική Αντοχή <b><math>\sigma_{cm}</math> (MPa)</b>	Μέτρο Ελαστικότητας <b><math>E_{rm}</math> (MPa)</b>
Μάργα Οροφής	<b>0,177</b>	<b>30</b>	<b>-0,042</b>	<b>0,61</b>	<b>196</b>
Λιγνίτης	<b>0,182</b>	<b>33</b>	<b>-0,065</b>	<b>0,67</b>	<b>169</b>
Μάργα Δαπέδου	<b>0,139</b>	<b>27</b>	<b>-0,023</b>	<b>0,45</b>	<b>249</b>

**Πίνακας 10.1** Γεωτεχνικές παράμετροι υλικών εξεταζόμενου πρανούς

### 10.3 Εξέταση ευστάθειας πρανούς με την μέθοδο οριακής ισορροπίας

Η μέθοδος οριακής ισορροπίας για την εξέταση των συνθηκών ευστάθειας εδαφικών πρανών είναι η συνηθέστερα εφαρμοζόμενη μέθοδος για τον συγκεκριμένο σκοπό.

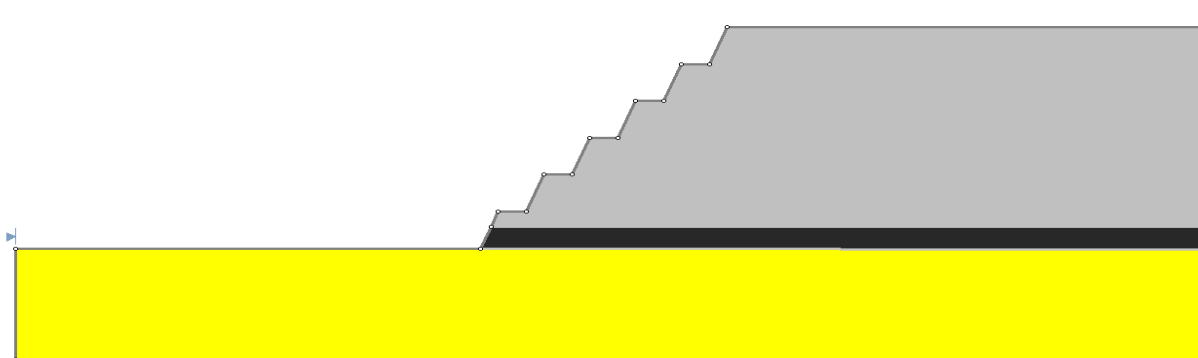
Η ευρεία εφαρμογή της βασίζεται στις απλουστευτικές παραδοχές της σε συνδυασμό με τα αξιόπιστα αποτελέσματα της για το πόσο μακριά ή κοντά βρίσκεται το μελετούμενο πρανές στην αστοχία μέσω της εξαγωγής ενός δεδομένου συντελεστή ασφαλείας. Οι κύριες απλουστευτικές παραδοχές της μεθόδου οριακής ισορροπίας περιγράφονται συνοπτικά παρακάτω (R. Hammah, T. Yacoub, 2004):

- Εκ των προτέρων παραδοχή των πιθανών επιφανειών αστοχίας και του σχήματος τους
- Παραδοχή ότι η ολισθαίνουσα μάζα μετακινείται σαν ένα άκαμπτο τέμαχος, με την μετακίνηση να πραγματοποιείται μόνο κατά την επιφάνεια αστοχίας
- Παραδοχή ότι η διατμητική αντοχή του εδάφους υπερβαίνεται ταυτόχρονα σε ολόκληρο το μήκος της επιφάνειας αστοχίας
- Πολυάριθμες παραδοχές για τις αναπτυσσόμενες δυνάμεις μεταξύ των λωρίδων

Η συγκεκριμένη μέθοδος δεν λαμβάνει υπόψιν σχέσεις τάσεων – παραμορφώσεων και συνεπώς δεν μπορεί να υπολογίσει μετακινήσεις, κάτι που αντιθέτως μπορεί να πραγματοποιηθεί με την τεχνική μείωσης της διατμητικής αντοχής  $\tau$  μέσω της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων.

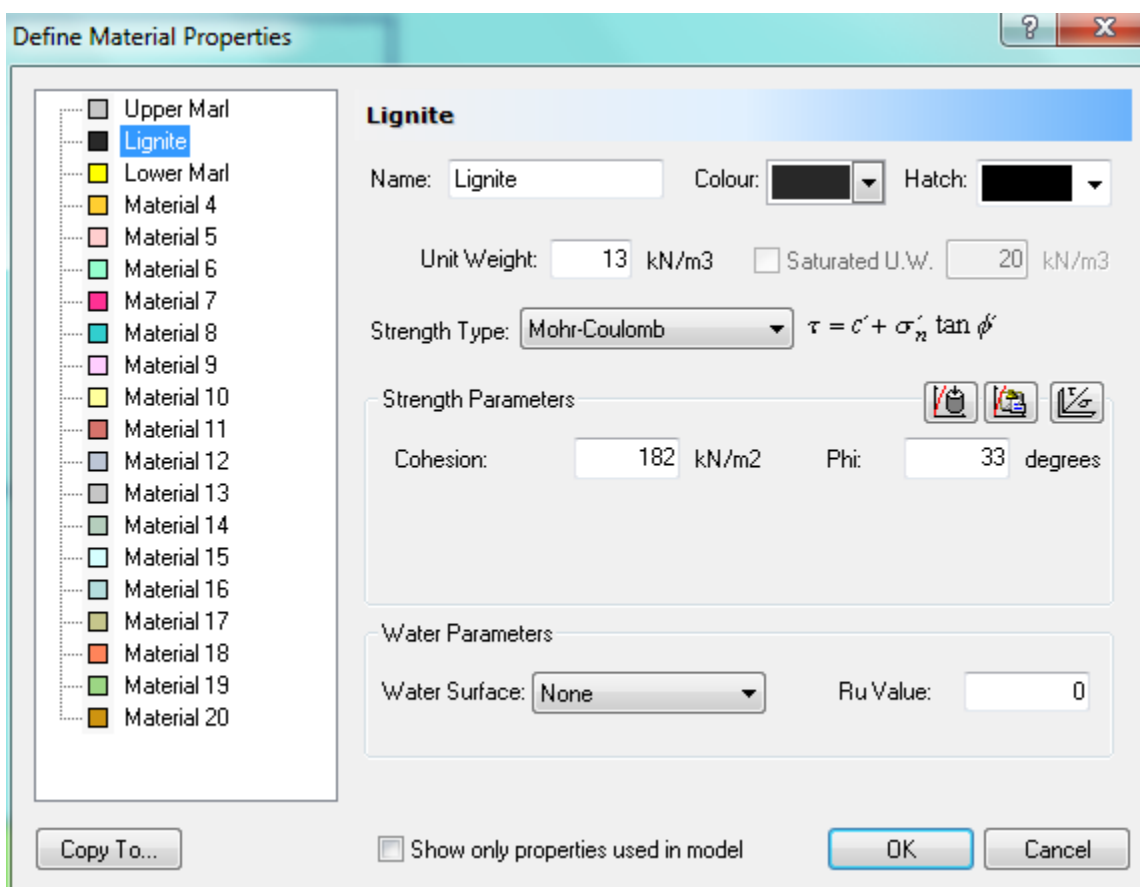
#### 10.3.1 Μοντέλο ευστάθειας πρανούς με την μέθοδο οριακής ισορροπίας

Το μοντέλο του εξεταζόμενου πρανούς σχεδιάστηκε με τη βοήθεια του λογισμικού οριακής ισορροπίας Slide της Rocscience. Στην Εικόνα 10.5 εμφανίζεται το σχεδιασμένο πρανές.



Εικόνα 10.5 Μοντέλο ευστάθειας πρανούς στο λογισμικό οριακής ισορροπίας Slide

Ενδεικτικά, στην Εικόνα 10.6 εμφανίζονται οι μηχανικές παράμετροι εισαγωγής για το υλικό του λιγνίτη και το κριτήριο αστοχίας που το διέπει.



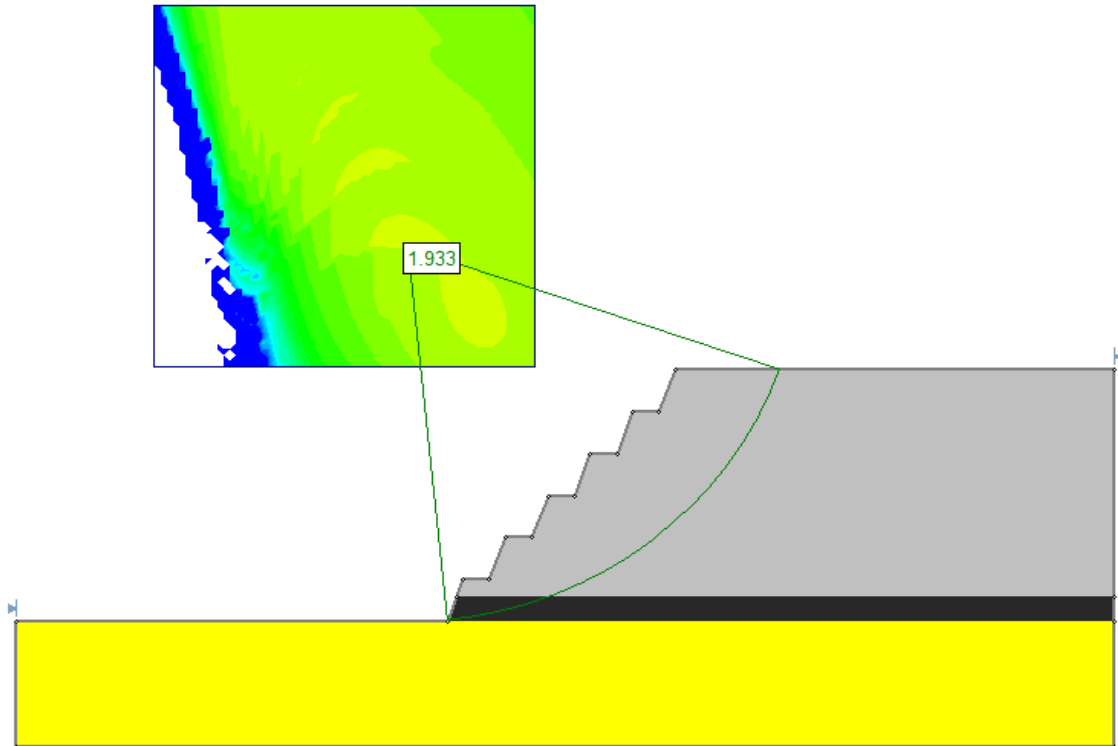
Εικόνα 10.6 Μηχανικές παράμετροι εισαγωγής και κριτήριο αστοχίας λιγνιτικού υλικού

Οι επιλεγόμενες μέθοδοι των λωρίδων για την εύρεση των συντελεστών ασφαλείας του εξεταζόμενου πρηνούς είναι οι κάτωθι:

- Απλοποιημένη μέθοδος Bishop
- Μέθοδος Morgenstern – Price
- Απλοποιημένη μέθοδος Janbu
- Μέθοδος Fellenius
- Μέθοδος Spencer

### 10.3.2 Αποτελέσματα ανάλυσης μεθόδου οριακής ισορροπίας

Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων οριακής ισορροπίας μέσω των διαφόρων μεθόδων λωρίδων, στην Εικόνα 10.7 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τον δυσμενέστερο κύκλο ολίσθησης με τον χαμηλότερο συντελεστή ασφαλείας για την απλοποιημένη μέθοδο Janbu.



Εικόνα 10.7 Δυσμενέστερος κύκλος ολίσθησης πρανούς με την μέθοδο Janbu

Ακόμα και για την δυσμενέστερη περίπτωση παρατηρείται ότι το πρανές βρίσκεται μακριά από την κατάσταση αστοχίας με συντελεστή ασφαλείας **SF=1,933**.

Στον Πίνακα 10.2 εμφανίζονται τα αποτελέσματα με όλους τους συντελεστές ασφαλείας για τις διάφορες μεθόδους λωρίδων.

Μέθοδος Λωρίδων	Bishop	Morgenstern Price	Janbu	Fellenius	Spencer
Συντελεστής Ασφαλείας	<b>1,991</b>	<b>1,991</b>	<b>1,933</b>	<b>1,947</b>	<b>1,992</b>

Πίνακας 10.2 Συντελεστές ασφάλειας πρανούς για διάφορες μεθόδους λωρίδων

## 10.4 Εξέταση ευστάθειας πρανούς με τεχνική μείωσης διατμητικής αντοχής

Η τεχνική μείωσης της διατμητικής αντοχής για την ανάλυση της ευστάθειας πρανών, η οποία βασίζεται στην αριθμητική μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, παρέχει μία πιο ολοκληρωμένη προσέγγιση πάνω στο συγκεκριμένο ζήτημα.

Η επίλυση λαμβάνει υπόψιν τις συνοριακές συνθήκες του προβλήματος, τους καταστατικούς νόμους της μηχανικής συμπεριφοράς του εδάφους, καθώς και τον έλεγχο της συμβατότητας των παραμορφώσεων και της συνολικής ισορροπίας.

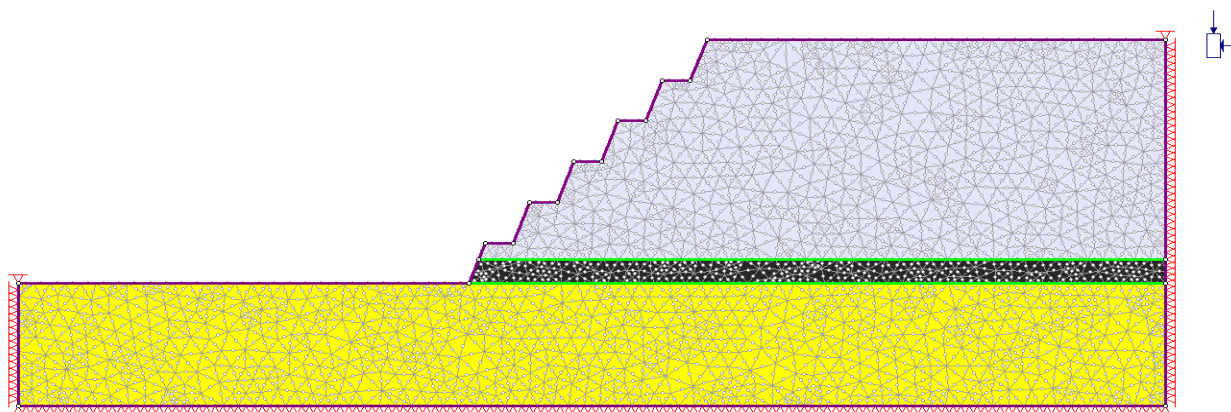
Η μέθοδος επίσης μπορεί να υπολογίσει τις δυνάμεις και τις μετακινήσεις σε πιθανά στοιχεία υποστήριξης, όπως σε πασσάλους, αγκύρια και γεωπλέγματα στην κατάσταση της αστοχίας, αλλά και πριν η μετά από αυτή. Επίσης, η εν λόγω μέθοδος είναι πολύ πιο λεπτομερής και ισχυρή ως προς την μέθοδο οριακής ισορροπίας, καθώς το γεγονός ότι εκτός από τον υπολογισμό ενός συντελεστή ασφαλείας είναι δυνατός ο υπολογισμός των μετακινήσεων σε όλη τη μάζα του πρανού, δημιουργεί την δυνατότητα εξέτασης της λειτουργικής συμπεριφοράς.

Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι αν ένα πρανές εμφανίζει έναν συντελεστή ασφαλείας μεγαλύτερο της μονάδας και δεν αστοχεί ολοκληρωτικά, αλλά οι εμφανιζόμενες παραμορφώσεις εντός του είναι αρκετά μεγάλες για να καλύπτουν τις λειτουργικές ανάγκες του έργου, τότε ο σχεδιασμός πρέπει να επανεξεταστεί.

Επομένως, η χρήση της τεχνικής μείωσης της διατμητικής αντοχής είναι ένα απαραίτητο συμπλήρωμα της κλασικής μεθόδου οριακής ισορροπίας για την εξέταση ζητημάτων ευστάθειας πρανών.

### 10.4.1 Μοντέλο ευστάθειας πρανού με τεχνική μείωσης διατμητικής αντοχής

Για την προσομοίωση του πρανού και την εξέταση της ευστάθειας του θα χρησιμοποιηθεί το λογισμικό πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Phase2. Στην Εικόνα 10.8 εμφανίζεται το μοντέλο του εξεταζόμενου ως προς την ευστάθεια πρανού.

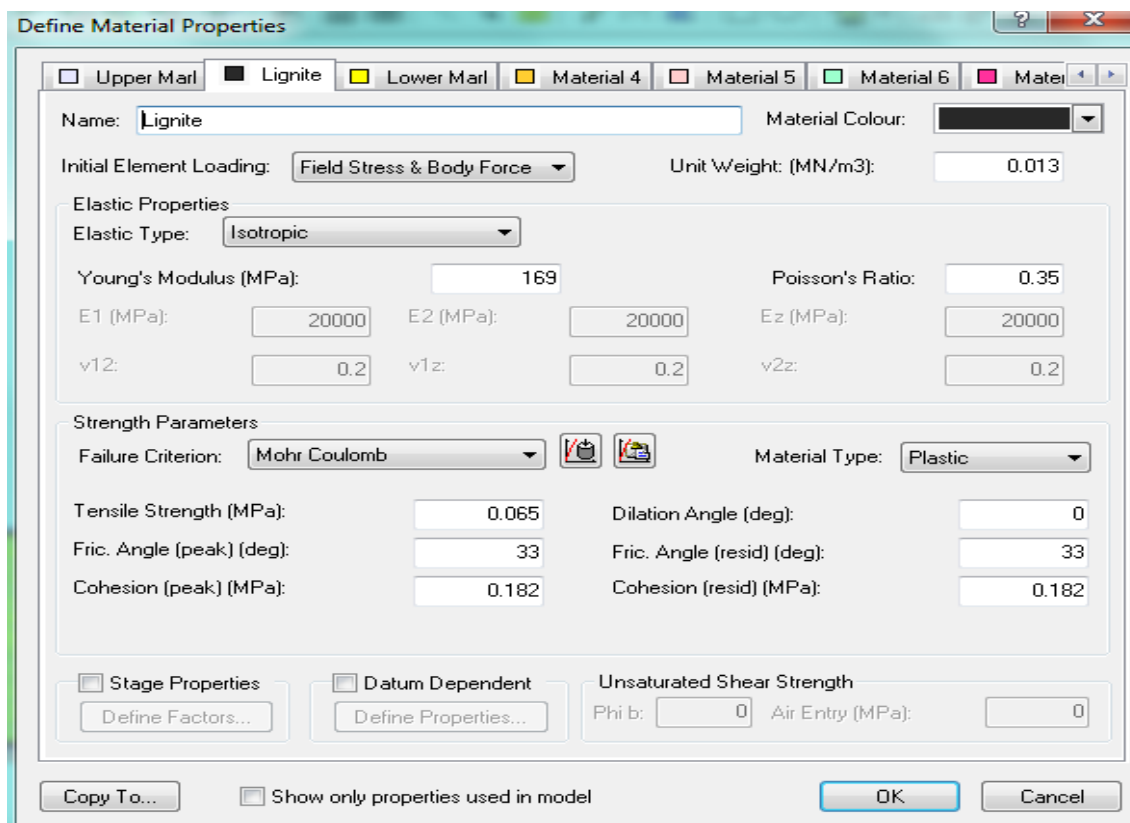


Εικόνα 10.8 Αριθμητικό μοντέλο εξεταζόμενου ως προς την ευστάθεια πρανού



Σημειώνεται ότι ο τύπος του επιλεγόμενου πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων είναι ο ομοιόμορφος (uniform mesh), ενώ επιλέχθηκαν για μεγαλύτερη ακρίβεια στους υπολογισμούς τα εξάκομβα τριγωνικά πεπερασμένα στοιχεία (6 noded triangular elements).

Ενδεικτικά, στην Εικόνα 10.9 εμφανίζονται οι μηχανικές παράμετροι εισαγωγής για το υλικό του λιγνιτικού κοιτάσματος στο υπό εξέταση πρανές.



Εικόνα 10.9 Μηχανικές παράμετροι εισαγωγής λιγνιτικού υλικού

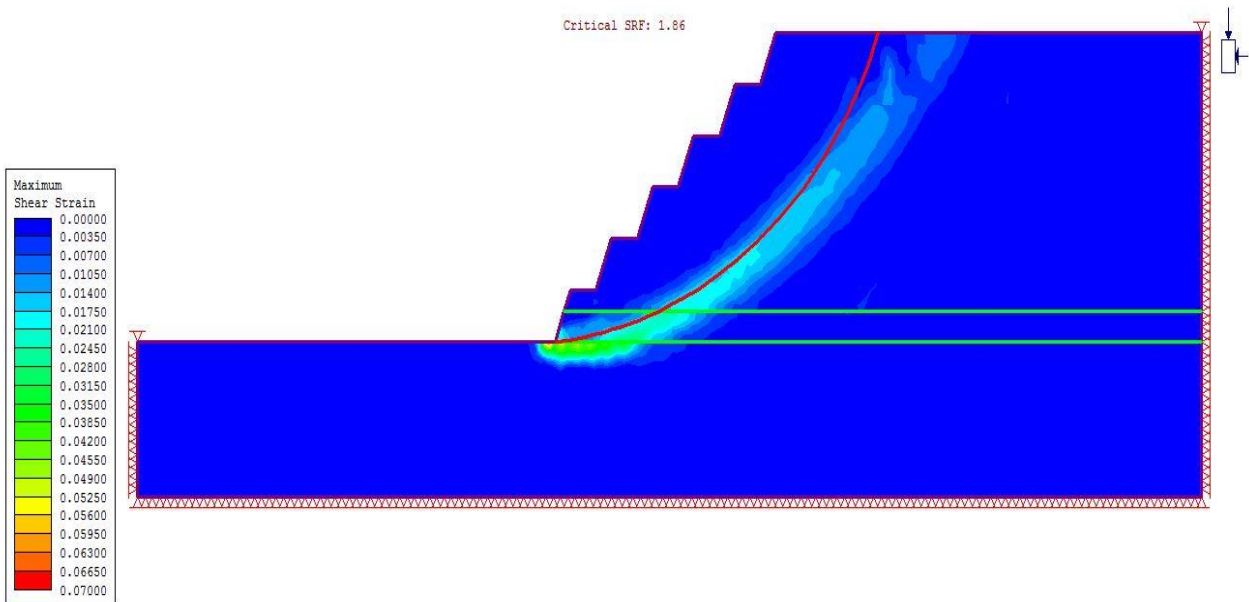
Όπως και στην περίπτωση της μελέτης των υπογείων έργων, έτσι και για την εξέταση ευστάθειας του πρανούς, η μηχανική συμπεριφορά των υλικών μετά την αστοχία επιλέγεται να είναι η ελαστική – τέλεια πλαστική, συνοδευόμενη από μηδενικές διασταλτικές πλαστικές παραμορφώσεις.

Το χρησιμοποιούμενο λογισμικό περιέχει ενσωματωμένη την ρύθμιση για την διεξαγωγή της μεθόδου μείωσης της διατμητικής αντοχής. Οι τασικές αναλύσεις πραγματοποιούνται για σταδιακά μειούμενες τιμές των παραμέτρων διατμητικής αντοχής  $c$  και  $\phi$  των υλικών που αποτελούν το πρανές, έως ότου να προκληθεί αριθμητική αστάθεια στο μοντέλο.

Η στιγμή αυτή ταυτίζεται με τον συντελεστή ασφαλείας του πρανούς, καθώς υποδεικνύει τον βαθμό μείωσης των μηχανικών ιδιοτήτων των υλικών του ώστε να πραγματοποιηθεί η αστοχία του.

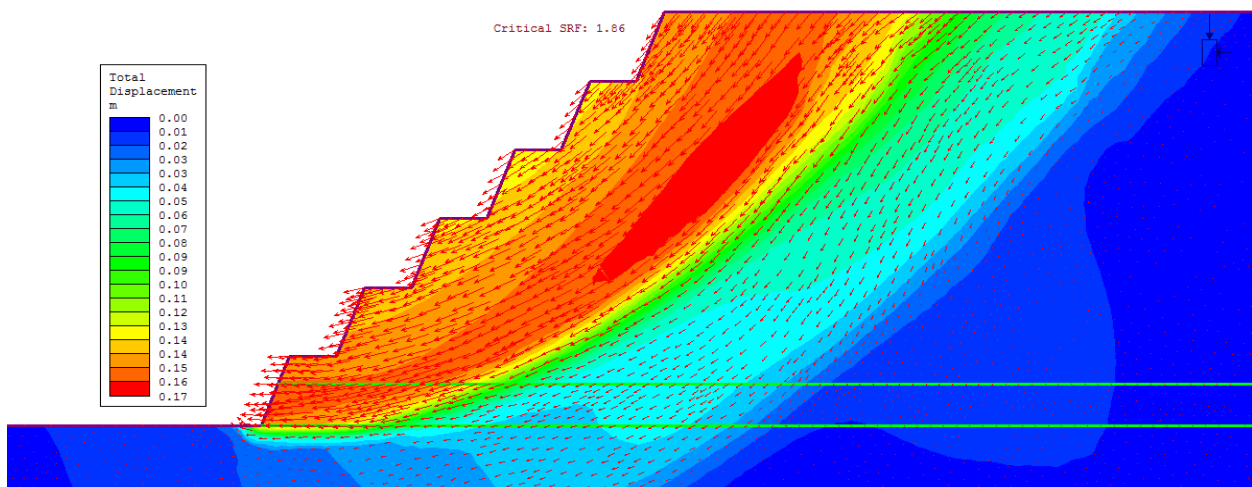
### 10.4.2 Αποτελέσματα ανάλυσης τεχνικής μείωσης διατμητικής αντοχής

Από την ανάλυση με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων εξάγεται τιμή για τον συντελεστή ασφαλείας του εξεταζόμενου πρανούς **SF=1,86**. Το πρανές υπό κατάσταση αστοχίας εμφανίζεται στην Εικόνα 10.10, όπου με κόκκινο χρώμα εμφανίζεται και ο κύκλος αστοχίας κατά Janbu. Η συσχέτιση των δύο μεθόδων φαίνεται να είναι αρκετά ικανοποιητική



Εικόνα 10.10 Συντελεστής ασφαλείας εξεταζόμενου πρανούς SF=1,86

Στην Εικόνα 10.11 εμφανίζονται τα διανύσματα των μετακινήσεων για την περίπτωση της ενδεχόμενης αστοχίας του εξεταζόμενου πρανούς.



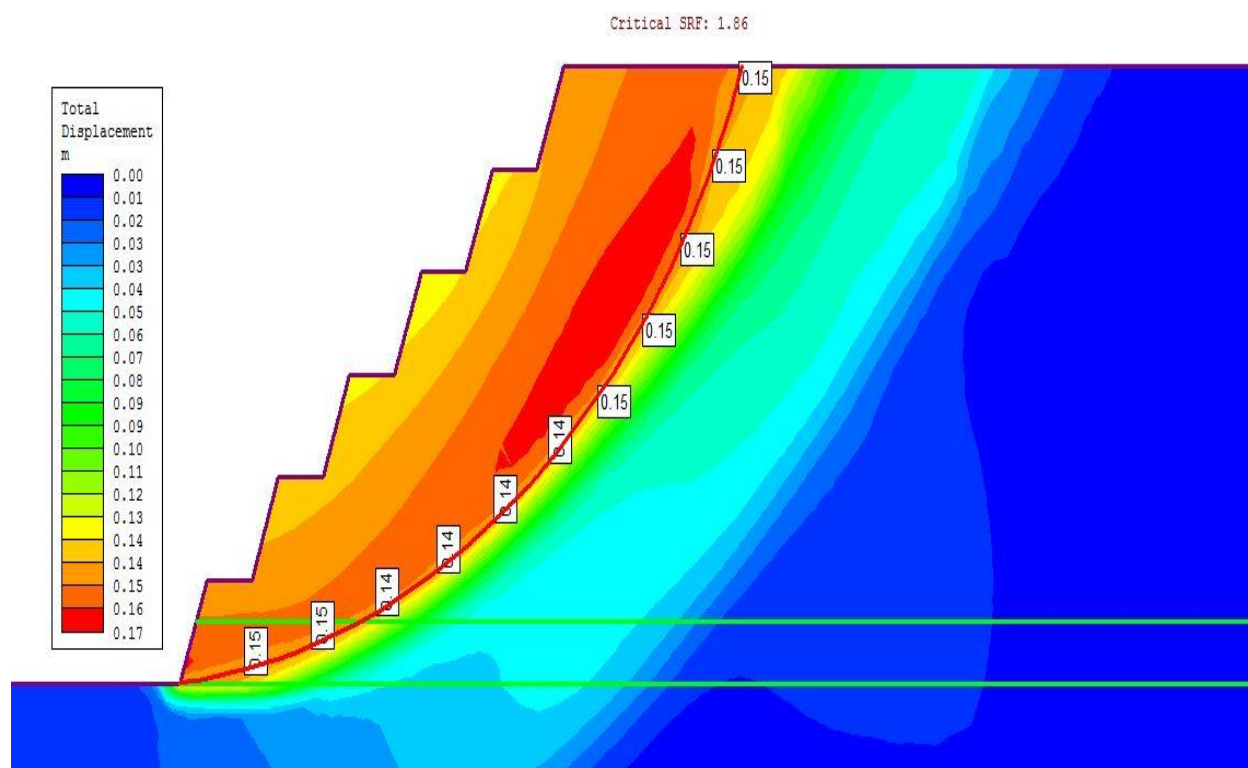
Εικόνα 10.11 Διανύσματα και κατανομή ολικών μετακινήσεων στο υπό εξέταση πρανές

Από τα περιγράμματα των διατμητικών παραμορφώσεων της Εικόνας 10.10 μπορεί να διακριθεί το σχήμα και η θέση της δυνητικής επιφάνειας αστοχίας του εξεταζόμενου πρανού. Η επιφάνεια αστοχίας σχηματίζεται από τα σημεία στα οποία εμφανίζεται υπέρβαση των οριακών διατμητικών παραμορφώσεων, δηλαδή στα σημεία πλαστικοποίησης των υλικών του πρανού.

Τόσο η τιμή του συντελεστή ασφαλείας, όσο το σχήμα και η θέση της επιφάνειας ολίσθησης κατά την ανάλυση με την τεχνική μείωσης της διατμητικής αντοχής είναι αρκετά κοντά με τα αντίστοιχα εξαγόμενα αποτελέσματα μέσω της μεθόδου οριακής ισορροπίας.

Τα διανύσματα των ολικών μετακινήσεων υποδεικνύουν την φορά με την οποία θα κινηθεί η ολισθαίνουσα εδαφική μάζα σε περίπτωση διατμητικής αστοχίας.

Στην Εικόνα 10.12 εμφανίζονται οι ολικές μετακινήσεις πάνω στην δυνητική επιφάνεια ολίσθησης κατά Janbu. Οι διατμητικές αυτές μετακινήσεις αντιστοιχούν στις υπερβάλλουσες διατμητικές παραμορφώσεις που οδηγούν το πρανές στην αστοχία.



**Εικόνα 10.12 Ολικές διατμητικές μετακινήσεις στην ενδεχόμενη επιφάνεια ολίσθησης**

Οι συντελεστές ασφαλείας όπως υπολογίστηκαν με την βοήθεια των δύο διαφορετικών μεθόδων της οριακής ισορροπίας και της μείωσης της διατμητικής αντοχής, εκτός του ότι εμφανίζουν πολύ καλή συμφωνία μεταξύ τους, δείχνουν ότι η πρόταση σχεδιασμού είναι αρκετά ικανοποιητική και το πρανές στα μέτωπα προσβολής ιδιαίτερα ευσταθές και ασφαλές για να φιλοξενήσει τις εργασίες εκσκαφών και διάνοιξης των λιγνιτικών στοών.

## 11. Συμπεράσματα διπλωματικής εργασίας

Η συγκεκριμένη διπλωματική εργασία επιχείρησε να περιγράψει μια αναλυτική διαδικασία προσέγγισης της μηχανικής συμπεριφοράς μιας τυπικής υπόγειας λιγνιτικής εκμετάλλευσης, μιας εκμετάλλευσης δηλαδή που από την άποψη της γεωτεχνικής συμπεριφοράς φιλοξενείται σε ασθενείς βραχώδεις γεωλογικούς σχηματισμούς. Οι υπόγειες λιγνιτικές εκμεταλλεύσεις παρουσιάζουν έμφυτες σημαντικές δυσκολίες λόγω κυρίως των φτωχών μηχανικών ιδιοτήτων των υλικών που περιβάλλουν τα υπόγεια ανοίγματα. Έτσι, ο σχεδιασμός και η κατασκευή τους εμφανίζει ιδιαίτερα υψηλές απαιτήσεις σε σχέση με τις κλασικές υπόγειες μεταλλευτικές εκμεταλλεύσεις που φιλοξενούνται σε γεωλογικό περιβάλλον σχηματισμών μεγάλων αντοχών.

Χρησιμοποιώντας όλες τις διαθέσιμες τεχνικές προσεγγίσεις πάνω στον σχεδιασμό υπογείων έργων, όπως επιλύσεις κλειστού τύπου, αναλυτικές μεθόδους, εμπειρικές μεθόδους, αριθμητικές αναλύσεις στις δύο και στις τρεις διαστάσεις, σε όλα τα στάδια της εκμετάλλευσης, από τις αρχικές παράλληλες εκσκαφές έως την εφαρμογή της μεθόδου των θαλάμων και στύλων, γίνεται η προσπάθεια να διερευνηθεί η μηχανική συμπεριφορά μιας τυπικής υπόγειας λιγνιτικής εκμετάλλευσης και να προταθεί μια διαδικασία για τον βέλτιστο σχεδιασμό της, η οποία να συνδυάζει την μέγιστη δυνατή ασφάλεια με το περιορισμένο σε έκταση κόστος.

Ταξινομώντας τα συνήθη υλικά που περιβάλλουν μια τυπική υπόγεια λιγνιτική εκμετάλλευση στην κατηγορία των μαλακών πετρωμάτων, ερμηνεύοντας την μηχανική συμπεριφορά τους με την βοήθεια της εξαγωγής κρίσιμων γεωτεχνικών παραμέτρων σε σχέση με την ακαμψία και την αντοχή τους και εξετάζοντας τον προσανατολισμό, την πυκνότητα και την διάταξη των κύριων τεκτονικών δομών τους, συμπεραίνεται η κυρίαρχη μηχανική απόκριση των περιβαλλόντων της εκσκαφής υλικών, αλλά και ο κυρίως αναμενόμενος δυνητικός μηχανισμός αστοχίας των υπογείων ανοιγμάτων. Τα αναμενόμενα προβλήματα θα είναι αυτά των συγκλίσεων, καθώς τα υλικά που περιβάλλουν τις εκσκαφές χαρακτηρίζονται ως συνθλίβοντα.

Για την ακριβή γεωτεχνική διερεύνηση της συμπεριφοράς των υπόγειων εκμεταλλευτικών ανοιγμάτων, απαιτήθηκε η διεξαγωγή αριθμητικών αναλύσεων που σε ένα πρώτο στάδιο προσομοίωσαν την εκσκαφή και την υποστήριξη παράλληλων λιγνιτικών στοών ανάπτυξης απείρου μήκους, μοντελοποιώντας επί της ουσίας την ευρέως γνωστή λιγνιτική μέθοδο εκμετάλλευσης του Highwall Mining. Σε επόμενο στάδιο με την βοήθεια των αριθμητικών μεθόδων επιχειρήθηκε η προσομοίωση της μεθόδου εκμετάλλευσης των θαλάμων και στύλων.

Με την βοήθεια των προαναφερθέντων διαδικασιών, η εργασία κατέληξε σε ένα συγκεκριμένο πλάτος στύλου  $W_P$  και σε δύο διακριτές προτάσεις υποστήριξης για δύο στάθμες υπερκειμένων και αντίστοιχων συνθηκών αρχικής γεωστατικής φόρτισης. Οι προτάσεις αυτές δεν είναι τελικές με την σχεδιαστική έννοια, αλλά αποτελούν μια πρώτη προσέγγιση του ζητήματος υπό το πρίσμα της εξέτασης της μηχανικής συμπεριφοράς της υπόγειας λιγνιτικής εκμετάλλευσης.

Συγκεκριμένα, σε ύψος υπερκειμένων  $H=60$  m η πρόταση σχεδιασμού της λιγνιτικής εκμετάλλευσης περιλαμβάνει την κατασκευή τετραγωνικών στύλων πλάτους  $W_P=13$  m, με το σύστημα της υποστήριξης των διεθυντικών στοών να αποτελείται από ένα κάρναβο αγκυρίων Swellex στην οροφή  $s_c \times s_1=2$  m  $\times$  2 m μήκους  $l=2$  m, συνοδευόμενο από ένα κάρναβο συρματόσχοινων στις παρειές  $s_c \times s_1=1,5$  m  $\times$  2 m μήκους  $l=3$  m.

Αντίστοιχα, σε ύψος υπερκειμένων  $H=120 \text{ m}$  προτείνεται ένας κάρναβος αγκυρίων Swellex στην οροφή  $s_c \times s_l = 1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$  με μήκος  $l=3 \text{ m}$ , συνοδευόμενο από ένα κάρναβο συρματόσχοινων στις παρειές  $s_c \times s_l = 1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$  μήκους  $l=4 \text{ m}$ . Επιπρόσθετα, το σύστημα υποστήριξης περιλαμβάνει μία λεπτή στρώση εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους  $t=5 \text{ cm}$  στην οροφή και τις παρειές των στοών.

Οι τριδιάστατες αναλύσεις οδήγησαν στο συμπέρασμα ότι η εφαρμογή της μεθόδου των θαλάμων και στύλων μέσω της διάνοιξης εγκάρσιων στοών δύναται να συνεχιστεί έως και το ύψος υπερκειμένων  $H=100 \text{ m}$ , σχετικά με το ζήτημα της ασφάλειας του λιγνιτικού στύλου. Θεωρήθηκε ότι η χρήση βαρύτερων συστημάτων υποστήριξης για την συνέχιση της μεθόδου και σε μεγαλύτερα βάθη θα καταστήσει την εκμετάλλευση μη συμφέρουσα οικονομικά. Αυτό είναι ένα ζήτημα που απαιτεί διερεύνηση η οποία όμως ξεφεύγει από το πλαίσιο της εργασίας αυτής.

Επίσης, έγινε και μία προσπάθεια συσχέτισης των τρισδιάστατων μεθόδων ανάλυσης με τις κύριες δισδιάστατες προσεγγιστικές τεχνικές σε σχέση την παραμορφωσιακή συμπεριφορά και αντοχή του στύλου. Τρία ήταν τα κύρια χαρακτηριστικά τα οποία ελέγχθηκαν. Η κατανομή της μέγιστης κύριας τάσης στον τετραγωνικό στύλο, δηλαδή η μέση αναπτυσσόμενη ορθή τάση  $\sigma_p$ , η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση στο μέσο του ύψους του στύλου  $u_x$ , και η έκταση του υγιούς ελαστικού υλικού στον πυρήνα του στύλου  $e$ . Διαπιστώθηκε ότι η δισδιάστατη τεχνική που συμφωνεί καλύτερα με την τρισδιάστατη ανάλυση είναι αυτή του εξωτερικά εφαρμοζόμενου επιφανειακού φορτίου.

Ωστόσο, το συγκεκριμένο συμπέρασμα δεν είναι δυνατόν να γενικευθεί, καθώς κάτι τέτοιο θα απαιτούσε την διεξαγωγή πολυάριθμων αριθμητικών αναλύσεων για διαφορετικά χαρακτηριστικά γεωμετρίας στύλων, και συγκεκριμένα για διαφορετικούς λόγους πλάτους προς ύψος  $W/H$ , για διαφορετικές συνθήκες αρχικής γεωστατικής φόρτισης  $p_0$ , αλλά και για διαφορετικά καταστατικά μοντέλα που προσιδιάζουν την μηχανική συμπεριφορά του υλικού του στύλου.

Τέλος, έγινε και μια σύντομη προσπάθεια διερεύνησης της ευστάθειας των πρानών του μετώπου προσβολής του λιγνιτικού κοιτάσματος, προκειμένου να εξεταστεί η δυνατότητα έναρξης των διαδικασιών εκσκαφής των αρχικών παράλληλων στοών με ασφάλεια. Η εξέταση της ευστάθειας πραγματοποιείται τόσο με παραδοσιακές μεθόδους οριακής ισορροπίας, όσο και με την ακριβέστερη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων μέσω της τεχνικής μείωσης της διατμητικής αντοχής. Οι δύο διαφορετικές μέθοδοι παρουσιάζουν πολύ καλή συμφωνία σε σχέση με τους εξαγόμενους συντελεστές ασφαλείας, αλλά και σε σχέση με την θέση της δυσμενέστερης επιφάνειας ολίσθησης.

Οι υψηλής ποιότητας και εκτεταμένες στον αριθμό τρισδιάστατες αριθμητικές αναλύσεις για μια πληθώρα διαφορετικών γεωμετρικών χαρακτηριστικών στύλου, αρχικών συνθηκών φόρτισης, καταστατικών μοντέλων υλικού στύλου, σε συνδυασμό με το καλιμπράρισμα των αριθμητικών μοντέλων με στοιχεία πεδίου που μπορούν να προκύψουν από την γεωτεχνική παρακολούθηση κατά την κατασκευή λιγνιτικών στύλων σε υπόγειες λιγνιτικές εκμεταλλεύσεις, πιθανώς να είναι η πιο ενδεδειγμένη θεωρητική μεθοδολογία για την βαθύτερη κατανόηση των ζητημάτων της παραμορφωσιακής συμπεριφοράς και της αντοχής των λιγνιτικών στύλων.

## Βιβλιογραφία

- Barton N. (2013) – Shear Strength Criteria for Rock, Rock Joints, Rockfill and Rock Masses: Problems and Some Solutions, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 5 (4), pp. 249-261
- Brady B.H.G. and Brown E.T. (2004) – *Rock Mechanics for Underground Mining* – 3<sup>rd</sup> Edition, Kluwer Academic Publishers, New York
- Cheng Y.M., Lansivaara T. and Wei W.B. (2007) – Two Dimensional Slope Stability Analysis by Limit Equilibrium and Strength Reduction Methods, *Computers and Geotechnics*, 34 (3), pp. 137-150
- Coggan J., Gao F., Stead D. and Elmo D. (2012) – Numerical Modelling of the Effects of Weak Immediate Roof Lithology on Coal Mine Roadway Stability, *International Journal of Coal Geology*, 90-91, pp. 100-109
- Duncan M.J. and Wright S.G. (2005) – *Soil Strength and Slope Stability* – 1<sup>st</sup> Edition, Wiley & Sons, New Jersey
- Duncan Fama M.E., Trueman R. and Craig M.S. (1995) – Two and Three-Dimensional Elasto-Plastic Analysis for Coal Pillar Design and its Application to Highwall Mining, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 32 (3), pp. 215-225
- Goodman R.E. (1989) – *Introduction to Rock Mechanics* – 2<sup>nd</sup> Edition, Wiley & Sons, New York
- Hoek E., Kaiser P.K. and Bawden W.F. (1993) – Support of Underground Excavations in Hard Rock, Hoek's Corner Rocscience Website
- Hoek E. and Brown E.T. (1997) – Practical Estimates of Rock Mass Strength, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 34 (8), pp. 1165-1186
- Hudson J.A. and Harrison J.P. (1997) – *Engineering Rock Mechanics (An Introduction to the Principles)* – 1<sup>st</sup> Edition, Pergamon, Oxford
- Jaiswal A. and Shrivastva B.K. (2009) – Numerical Simulation of Coal Pillar Strength, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 46 (4), pp. 779-788
- Lawrence W. (2009) – A Method for the Design of Longwall Gateroad Roof Support, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 46 (4), pp. 789-795
- Marinos V., Marinos P. and Hoek E. (2005) – The Geological Strength Index: Applications and Limitations, *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 64, pp. 55-65
- Martin C.D. and Maybee W.G. (2000) – The Strength of Hard-Rock Pillars, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 37 (8), pp. 1239-1246

- Mohan G.M., Sheorey P.R. and Kushwaha A. (2001) – Numerical Estimation of Pillar Strength in Coal Mines, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 38 (8), pp. 1185-1192
- Mortazavi A., Hassani F.P. and Shabani M. (2009) – A Numerical Investigation of Rock Pillar Failure Mechanism in Underground Openings, *Computers and Geotechnics*, 36 (5), pp. 691-697
- Palmstrom A. and Stille H. (2007) – Ground Behaviour and Rock Engineering Tools for Underground Excavations, Tunnelling and Underground Space Technology, 22 (4), pp. 363-376
- Papakonstantinou D. and Benardos A. (2014) – Pillar Stability Analysis Using the Finite Element Method at the Lavrion Technological and Cultural Park’s Underground Hazardous Waste Repository, *Tunnelling in a Challenging Environment*, 2<sup>nd</sup> Eastern European Tunnelling Conference, Athens Greece 28 September – 01 October 2014, Greek Tunnelling Society
- Porathur J.L., Karekal S. and Palroy P. (2013) – Web Pillar Design Approach for Highwall Mining Extraction, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 64, pp. 73-83
- Sheorey P.R., Das M.N., Barat D., Prasad R.K. and Singh B. (1987) – Coal Pillar Strength Estimation from Failed and Stable Cases, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 24 (6), pp. 347-355
- Stillborg B. (1994) – Professional Users Handbook for Rock Bolting – 2<sup>nd</sup> Edition, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld
- Tutluoglu L., Oge I.F. and Karpuz C. (2011) – Two and Three Dimensional Analysis of a Slope Failure in a Lignite Mine, *Computers & Geosciences*, 37 (2), pp. 232-240
- Wang C., Wang Y. and Lu S. (2000) – Deformational Behaviour of Roadways in Soft Rock in Underground Coal Mines and Principles for Stability Control, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 37 (6), pp. 937-946
- Wei W.B., Cheng Y. and Li L. (2009) - Three Dimensional Slope Failure Analysis by the Strength Reduction and Limit Equilibrium Methods, *Computers and Geotechnics*, 36 (1-2), pp. 70-80
- Whittles D.N., Reddish D.J. and Lowndes I.S. (2007) – The Development of a Coal Measure Classification (CMC) and its Use for Prediction of Geomechanical Parameters, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 44 (4), pp. 496-513
- Καββαδάς Μ. (2005) – Σημειώσεις Σχεδιασμού Υπογείων Έργων, Σημειώσεις Μαθήματος Δ.Π.Μ.Σ “Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπογείων Έργων” Ε.Μ.Π
- Μαρίνος Π.Γ. (2007) – Γεωλογία Σηράγγων, Σημειώσεις Μαθήματος Δ.Π.Μ.Σ “Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπογείων Έργων” Ε.Μ.Π
- Μπενάρδος Α. και Καλιαμπάκος Δ. (2010) – Υπόγεια Έργα, Σημειώσεις Μαθήματος Σχολής Μηχανικών Μεταλλείων – Μεταλλουργών Ε.Μ.Π
- Σοφιανός Α.Ι. και Νομικός Π.Π. (2008) – Προχωρημένη Μηχανική Πετρωμάτων, Σημειώσεις Μαθήματος Δ.Π.Μ.Σ “Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπογείων Έργων” Ε.Μ.Π