ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ
ΤΜΗΜΑ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΟΡΥΚΤΩΝ ΠΟΡΩΝ

ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ ΕΝΤΑΤΙΚΟ – ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΑΚΟΥ ΠΕΔΙΟΥ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΧΩΡΗΣΗ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ ΤΩΝ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΙΩΑΝΝΗΣ Π. ΚΩΝΣΤΑΝΤΑΣ

Εξεταστική Επιτροπή :

Καθηγητής Ζ. ΑΓΙΟΥΤΑΝΤΗΣ (επιβλέπων καθηγητής)

Καθηγητής Γ. ΕΞΑΔΑΚΤΥΛΟΣ

Λέκτορας Ε. ΣΤΕΙΑΚΑΚΗΣ

Χανιά

Μάϊος, 2009

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Σκοπός της διπλωματικής εργασίας αυτής είναι η προσομοίωση του εντατικό – παραμορφωσιακού πεδίου, του ελέγχου της επάρκειας της υποστήριξης και της γενικότερης συμπεριφοράς του συστήματος βραχομάζας – υποστήριξης με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.

Η προσομοίωση πραγματοποιήθηκε αρχικά με λογισμικό πακέτο Plaxis (v. 8.2), ενώ θεωρήθηκε χρήσιμη και εποικοδομητική η προσομοίωση του ίδιου προβλήματος στο λογισμικό Phase^{2}. Τα προαναφερθέντα λογισμικά επιλύουν γεωτεχνικά προβλήματα σε δυο διαστάσεις ενώ ως κριτήριο αστοχίας επιλέχθηκε το κριτήριο Mohr – Coulomb.

Θα πρέπει να σημειωθεί πως η σύγκριση μεταξύ των δυο λογισμικών δεν αποτέλεσε τον πρωταρχικό στόχο της παρούσης εργασίας, παρόλα αυτά εκ της διαδικασίας επίλυσης και εκ των αποτελεσμάτων προέκυψε το πακέτο που χειρίστηκε καλύτερα τα πρόβλημα και τα σημεία υπεροχής του.

Τα συμπεράσματα πρόεκυψαν μετά την προσομοίωση τεσσάρων διαφορετικών μοντέλων, τα οποία εκφράζουν τέσσερις διαφορετικές διατομές και ισάριθμες κατηγορίες εκσκαφής και υποστήριξης.

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Με την ολοκλήρωση της παρούσης διπλωματικής εργασίας αισθάνομαι την υποχρέωση να εκφράσω τις θερμές ευχαριστίες μου σε όλους εκείνους που συνέβαλαν με κάθε δυνατό τρόπο για την τελική διαμόρφωση της και συγκεκριμένα :

- ♠ Στον **κ. Ζαχαρία Αγιουτάντη**, Επιβλέποντα καθηγητή για την ανάθεση του θέματος, για την άριστη συνεργασία που είχαμε, και για την εμπιστοσύνη που μου έδειξε. Πέραν της πολύτιμης βοήθειας του μέσω των σημαντικών υποδείξεων του, μέγιστης σημασίας αποτέλεσε το γεγονός της καθοδήγησης του στον τομέα της κατανόησης των βασικών αρχών της μηχανικής πετρωμάτων καθώς και της κατανόησης της θεωρίας πεπερασμένων στοιχείων.
- ♠ Στον **κ. Γεώργιο Εξαδάκτυλο,** καθηγητή για την διόρθωση και την εξέταση της παρούσης εργασίας.
- ♠ Στην εταιρεία **Γενική Μελετών Ε.Π.Ε ‘ ΙΣΤΡΙΑ’** και τον **κ. Χρύσανθο Στειακάκη,** Μηχανικό Ορυκτών Πόρων Πολυτεχνείου Κρήτης, για την παροχή των δεδομένων για την εκπόνηση της εργασίας αυτής.
- ♠ Στην **Ειρήνη Καλόγηρου,** Μηχανικό Ορυκτών Πόρων Πολυτεχνείου Κρήτης για την πολύτιμη βοήθεια της για την κατανόηση του λογισμικού Plaxis καθώς και για τις σημαντικότατες συμβουλές της σε όλους τομείς καθ’όλη την διάρκεια της συγγραφής της παρούσης εργασίας. Η συμβολή της δίδας Καλογήρου ήταν καταλυτική στον προσανατολισμό του συλλογισμού του συγγραφέα, κατά τέτοιο τρόπο ώστε να είναι αποδοτικότερος, αποτελεσματικός και επιστημονικά τεκμηριωμένος.
- ♠ Στον προϊστάμενο μου και μέντορα σε θέματα μηχανικής **κ. Jukka Pöllä,** Μηχανικό Πετρωμάτων – Σηράγγων και υπογείων Έργων, για την εμπιστοσύνη που μου έδειξε μέσω της επιλογής μου ως μέλος της εταιρείας Fundatec Oy (Vahanen Group) κατά την διάρκεια της συγγραφής της Δ.Ε και την καθοδήγηση που μου προσέφερε σε θέματα διάνοιξης και υποστήριξης σηράγγων.
- ♠ Στον **κ. Στυλιανό Μαυριγιαννάκη,** Μεταλλειολόγο Μηχανικό Ε.Μ.Π για την υλικοτεχνική υποστήριξη και την διάθεση της αίθουσας του μηχανογραφικού κέντρου Η/Υ του τμήματος Μηχ.Ο.Π.
- ♠ Στον **κ. Ευάγγελο Λιαράκο,** Μηχανικό Ορυκτών Πόρων Πολυτεχνείου Κρήτης για τις συνεχείς ανταλλαγές απόψεων πάνω σε θέματα μηχανικής πετρωμάτων, εφαρμοσμένης μηχανικής και επίλυσης προβλημάτων γεωμηχανικής σε δυο διαστάσεις.
- ♠ Στον **κ. Εμμανουήλ Στειακάκη,** Λέκτορα, για την βοήθεια του σχετικά με την ψηφιοποίηση των υπό ανάλυση τομών και την ανταλλαγή απόψεων πάνω σε θέματα αριθμητικών αναλύσεων.

♠ Στην **δίδα Παπαδάκη Ζωγραφιά**, Μηχανικό Ορυκτών Πόρων Πολυτεχνείου Κρήτης και επιστημονικο συνεργάτη του εργαστηρίου μηχανικής πετρωμάτων, για την υπερπολύτιμη συνεισφορά της στην τελική διαμόρφωση της παρούσης διπλώματικής και την μέγιστη συμβολή της για την διεκπεραίωση όλων των απαραίτητων διαδικασιών μέχρι και την τελική ημέρα της παρουσίασης της.

Τέλος θα ήθελα να ευχαριστήσω από τα βάθη της καρδιάς μου, την μητέρα μου **Παναγιώτα**, τον πάτερα μου **Παναγιώτη** και την αδελφή μου **Μαριάννα**, για την αμέριστη υλική και ηθική συμπαράσταση τους και την υπομονή τους, την δίδα **Marika Mäntylä** για την καθημερινή στήριξη της και υπομονή της, καθώς και όλους του συναδέλφους μου στην εταιρεία **Fundatec Oy.**

Αφιερώνεται

Στους γονείς μου,
την Μαριάννα και
την θεία Ρένα.
Ι.Κ

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΣΗΡΑΓΓΕΣ

1.1 Γενικά……1

1.2 Μέθοδοι Διάνοιξης Σηράγγων……2

1.3 Νέα Αυστριακή Μέθοδος διανοιξης Σηράγγων……5

1.3.1 Γενικά……5

1.3.2 Φιλοσοφία Μεθόδου……...6

1.3.3 Χαρακτηριστικά της μεθόδου κατά την εφαρμογή της……..6

1.4 Βασικές αρχές και χαρακτηριστικά της N.A.T.M……11

1.5 Μεθοδολογία Κατασκευής……13

1.6 Φάσεις Εκσκαφών……15

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ

2.1Γενικά……18

2.2 Μέτρα άμεσης υποστήριξης……..20

2.2.1 Κοχλίωση πετρωμάτων……20

2.2.2 Τύποι κοχλιών……21

2.2.3 Πυκνότητα Κοχλίωσης……23

2.3. Μέτρα προσωρινής υποστήριξης……24

2.3.1 Εκτοξευμένο Σκυρόδεμα (shotcrete)……....24

2.3.2 Σύνθεση μίξη εκτοξευόμενου σκυροδέματος……26

2.4 Χαλύβδινα Πλαίσια……29

2.5 Δικτυωτές Δοκοί……31

2.6 Μέθοδος προενίσχυσης με δοκούς προπορείας (Forepoling)……32

2.6.1 Διαδικασία εφαρμογής της μεθόδου……33

2.7 Μόνιμη επένδυση της σήραγγας……35

2.8 Παρακολούθηση της συμπεριφοράς σηράγγων……36

2.8.1 Γενικά……36

2.8.2 Μετρήσεις των μετακινήσεων……37

2.8.2.1 Μετακινήσεις του τοιχώματος της σήραγγας……37
2.8.2.2 Μετακινήσεις της βραχόμαζας……37
2.8.3 Μετακινήσεις (βυθίσεις) της επιφάνειας του εδάφους……38
2.8.4 Μετρήσεις των πιέσεων……38
2.8.5 Μετρήσεις δυνάμεων……39

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΑΡΧΕΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ – ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΣΥΓΚΛΙΣΗΣ – ΑΠΟΤΟΝΩΣΗΣ (RANET)

3.1 Αρχές υποστήριξης και ενίσχυσης……40
3.2 Ανάλυση της διάνοιξης και υποστήριξης σηράγγων με καμπύλες σύγκλισης – αποτόνωσης……42
3.3 Μέθοδος της ισοδύναμης χαλάρωσης της βραχόμαζας……48

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ ΣΤΟΝ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΣΗΡΑΓΓΩΝ – ΘΕΩΡΙΑ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

4.1Γενικά……51
4.2 Σχεδιασμός Σηράγγων……51
4.3 Σήραγγες σε Μαλακά Εδάφη……52
4.4 Πεπερασμένα στοιχεία……54
4.4.1 Γενικά……54
4.4.2Περιγραφή της μεθόδου……54
4.5 Διαίρεση του πεδίου……56
4.5.1. Είδη στοιχείων……56
4.5.2 Χαρακτηριστικά της διαίρεσης πεδίου……57
4.6 Φόρτιση των υλικών και συνοριακές συνθήκες ……59
4.7 Καταστατικές εξισώσεις των υλικών……61
4.8 Μόντέλα συμπεριφοράς των υλικών……62
4.9 Κριτήρια αστοχίας των γεωυλικών……63
4.9.1 Κριτήριο Mohr – Coulomb……64
4.9.2 Κριτήριο Tresca……65
4.9.3 Κριτήριο Von Misses……65

4.9.4 Κριτήριο Drucker – Prager……66
4.9.5 Κριτήριο Griffith……66
4.9.6 Κριτήριο Hoek & Brown……68

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΚΑΙ ΠΡΟΣΩΡΙΝΗΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΤΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΜΕΛΙΣΣΙΟΥ

5.1 Γενικά……71
5.2 Γεωλογικές συνθήκες……..73
5.3 Επιλογή – Διαμόρφωση κατηγοριών εκσκαφής και υποστήριξης……77

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΜΕΘΟΔΟΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

6.1 Γενικά……83
6.2 Διατομές ελέγχου……83
6.3 Προσομοίωση στοιχείων κατασκευής……..85
6.4 Βασικά χαρακτηριστικά λογισμικών Plaxis V.8.2 & Phase ^{2} 7.0…….87

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΑΝΑΔΡΟΜΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΩΝΤΑΣ ΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ PLAXIS.

7.1 Γενικά……..89
7.1.1 Γενικές ρυθμίσεις……92
7.1.2 Διαμόρφωση των μοντέλων……93
7.1.3 Συνοριακές συνθήκες……95
7.1.4 Ιδιότητες Υλικών……96
7.1.5 Αρχικές συνθήκες……..99
7.2 Υπολογισμοί……101
7.2.1 Γενικά……101

7.2.2 Υπολογιστικές φάσεις……..102

7.2.2.1 Προσομοίωση κατηγορίας A (ομοίωμα test23)……102

7.2.2.2 Προσομοίωση κατηγορίας B (ομοίωμα prosomikosi 2)…….107

7.2.2.3 Προσομοίωση κατηγορίας C (ομοίωμα prosomikosi 3)…….110

7.2.3 Επιλογή σημείων για το σχεδιασμό καμπύλων……112

7.3 Αποτελέσματα……114

7.3.1 Μοντέλο κατηγορίας υποστήριξης A (test23)……114

7.3.2 Μοντέλο κατηγορίας υποστήριξης B (prosomikosi 2)……119

7.3.3 Μοντέλο κατηγορίας υποστήριξης C (prosomikosi 3)……124

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

ΑΝΑΔΡΟΜΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΜΕ ΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ PHASE^2 V. 7.0

8.1 Γενικά……127

8.1.1 Γενικές Ρυθμίσεις…….132

8.1.2 Διαμόρφωση των μοντέλων…….132

8.1.3 Συνοριακές συνθήκες……133

8.1.4 Ιδιότητες υλικών…….134

8.2 Υπολογισμοί…….142

8.2.1 Υπολογιστικές Φάσεις……143

8.2.1.1 Προσομοίωση κατηγορίας A (ομοίωμα 1d)…….143

8.2.1.2 Προσομοίωση κατηγορίας B (ομοίωμα 2d)…….148

8.2.1.3 Προσομοίωση κατηγορίας C (ομοίωμα 3d)…….153

8.2.1.4 Προσομοίωση κατηγορίας C (ομοίωμα 4d)……159

8.3 Αποτελέσματα……165

8.3.1 Προσομοίωση κατηγορίας A (ομοίωμα 1d)……165

8.3.2 Προσομοίωση κατηγορίας B (ομοίωμα 2d)…….167

8.3.3 Προσομοίωση κατηγορίας C (ομοίωμα 3d)……169

8.3.4 Προσομοίωση κατηγορίας D (ομοίωμα 4d)…….171

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9

ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

9.1 Γενικά…….....173

9.2 Σύγκριση λογισμικών πακέτων πεπερασμένων στοιχείων Plaxis v.8.2 και Phase^2 V.7.

9.2.1 Σύγκριση προσομοίωσης και αποτελεσμάτων……...173

9.2.2 Πλεονεκτήματα –Μειονεκτήματα……...174

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η υπόγεια σήραγγα του Μελισσίου ανήκει στην νέα σιδηροδρομική γραμμή μεταξύ Πατρών και Κορίνθου και αρχίζει από ανατολικά στην Χ.Θ. 25+369,83 και καταλήγει δυτικά στην Χ.Θ. 26+854,85. Στην είσοδο και την έξοδο κατασκευάζονται τμήματα cut & cover (Χ.Θ. 25+182,50 και 26+998,10 αντίστοιχα) ενώ στην Χ.Θ. 25+947,34 θα κατασκευαστεί σήραγγα διαφυγής η οποία θα συνδέει την υπόγεια σήραγγα με την επιφάνεια. Κατά την διάνοιξη της σήραγγας απαντώνται τρείς διαφορετικού τύπου μαργαϊκοί σχηματισμοί η ποιότητα των οποίων κυμαίνεται από μέτρια έως πάρα πολύ χαμηλή.

Ο μετρίας ποιότητας βραχώδης σχηματισμός χαρακτηρίζεται ως μαλακός βράχος ενώ ο χαμηλής και πολύ χαμηλής ποιότητας βραχώδης (ή ημιβραχώδης) σχηματισμός εντάσσονται στην κατηγορία του σκληρού εδάφους και του εδάφους αντίστοιχα. Πέραν της μέτριας ποιότητας του βραχώδους σχηματισμού (μαλακός βράχος) που εμφανίζει σημαντική αντοχή, οι υπόλοιποι σχηματισμοί έχουν πολύ χαμηλές μηχανικές ιδιότητες και επομένως χαμηλή αντοχή. Στην περίπτωση διάνοιξης σήραγγας σε τέτοιους σχηματισμούς είναι πιθανόν εάν δεν ληφθούν τα κατάλληλα μέτρα υποστήριξης και εάν δεν τοποθετηθούν την κατάλληλη χρονική στιγμή (άμεσα), να εμφανιστούν παραμορφώσεις που μπορούν να οδηγήσουν στην χαλάρωση της βραχόμαζας σε τέτοιο βαθμό ώστε να υπάρχει κίνδυνος αστοχίας της κατασκευής.

Σκοπός της εργασίας αυτής είναι η προσομοίωση του προβλήματος του ελέγχου της ευστάθειας της υπόγειας σήραγγας και της επάρκειας της υποστήριξης με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Ανάλογα με τις συναντώμενες εδαφικές συνθήκες θεωρούνται τέσσερις κατηγορίες εκσκαφής και τέσσερις αντίστοιχες κατηγορίες υποστήριξης, η σύνθεση και η πολυπλοκότητα των οποίων εξαρτάται από τις μηχανικές ιδιότητες του σχηματισμού. Οι τομές που επιλέγθησαν προς ανάλυση αφορούν διαφορετικές κατηγορίες εκσκαφής και υποστήριξης, ενώ υπάρχει διαφοροποίηση στο ύψος υπερκείμενων το οποίο διαφοροποιείται κατά την προχώρηση της σήραγγας. Η προσομοίωση πραγματοποιήθηκε με τα λογισμικά Plaxis (V 8.2) και Phase (V 7.0) τα οποία απευθύνονται σε γεωτεχνικούς μηχανικούς για την ανάλυση και μελέτη συμπεριφοράς των εδαφικών και βραχωδών σχηματισμών κάτω από διαφορετικές εντατικές καταστάσεις. Για την λειτουργία τους χρησιμοποιείται το περιβάλλον των Windows της Microsoft Corp. Οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν αναφέρονται στο δισδιάστατο επίπεδο παραμορφώσεων και συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης. Πιο συγκεκριμένα τα προγράμματα επιτρέπουν την σχεδίαση της γεωμετρίας στο επίπεδο x-y του καθολικού συστήματος συντεταγμένων ενώ η διεύθυνση z θεωρείται εκτός επιπέδου. Τέλος θα πρέπει να σημειωθεί πως οι αναλύσεις έγιναν με την μέθοδο των διατομών ελέγχου η οποία υπακούει στην καμπύλη σύγκλισης αποτόνωσης του Panet ενώ η χαλάρωση προσομειώνεται με την απομείωση του μέτρου ελαστικότητας της βραχομάζας. Ακολουθεί περιγραφή της διάρθρωσης της εργασίας.

Στο πρώτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι μέθοδοι διάνοιξης σηράγγων ενώ αναλύεται διεξοδικά η νέα Αυστριακή μέθοδος σηράγγων (NATM). Η ανάλυση αυτή καλύπτει την φιλοσοφία, τα χαρακτηριστικά και τις βασικές αρχές που διέπουν την μέθοδο ενώ δεν λείπει , σε μια προσπάθεια βαθύτερης κατανόησης της NATM , η παρουσίαση της μεθοδολογίας κατασκευής.

Στο κεφάλαιο 2 γίνεται εκτενής αναφορά στα μέτρα μόνιμης και προσωρινής υποστήριξης. Γίνεται παρουσίαση των κοχλιών, του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, των μεταλλικών πλαισίων, των δοκών προπορείας, των ιδιοτήτων τους και της θεωρίας εφαρμογής τους. Τέλος αναλύεται και ο τρόπος παρακολούθησης της συμπεριφοράς των σηράγγων.

Στο τρίτο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στις αρχές υποστήριξης και ενίσχυσης ενώ μέσω της ερμηνείας των καμπύλων σύγκλισης – αποτόνωσης του Panet γίνεται κατανοητή η ταύτιση της έννοιας 'χαλάρωση' με την απομείωση του μέτρου ελαστικότητας.

Το τέταρτο κεφάλαιο αναφέρεται στην περιγραφή της θεωρίας της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων και απαριθμεί τα σημαντικότερα κριτήρια αστοχίας των γεωυλικών.

Στο κεφάλαιο 5 παρατίθεται ένα γενικό πλαίσιο σχεδιασμού της διάνοιξης και της υποστήριξης της σήραγγας του Μελισσίου, που περιγράφει τις απαντώμενες γεωλογικές συνθήκες, τις κατηγορίες υποστήριξης που διαμορφώνονται και την πορεία της εκσκαφής.

Οι αρχές της προσομοίωσης και της ανάλυσης που ακολουθήθηκαν καθώς και τα βασικά χαρακτηριστικά των λογισμικών Plaxis και Phase^2 παρουσιάζονται στο κεφάλαιο 6.

Στα κεφάλαια 7 και 8 περιγράφονται οι διαδικασίες προσομοίωσης και επίλυσης με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, και συγκεκριμένα με τα δυο διαθέσιμα λογισμικά πακέτα (Plaxis & Phase). Παρουσιάζονται τα μοντέλα και ο τρόπος διαμόρφωσης αυτών, τα βήματα επίλυσης, η διαδικασία ανάδρομων αναλύσεων και τα αποτελέσματα αυτών.

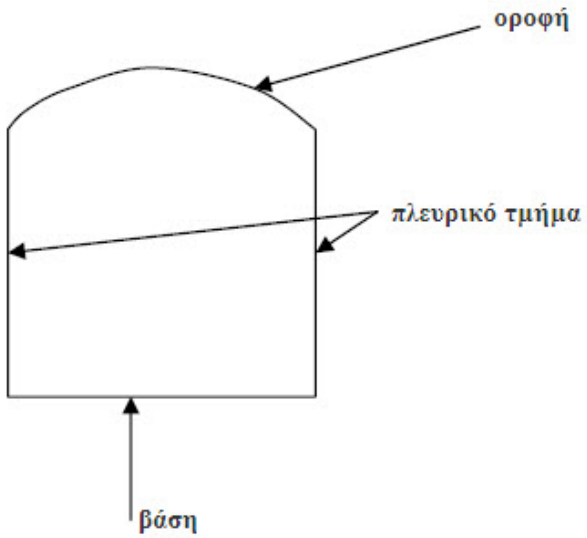
Τέλος στο ένατο κεφάλαιο αναφέρονται τα συμπεράσματα που πρόεκυψαν από την επίλυση του προβλήματος καθώς και από την σύκριση των προγραμμάτων πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποίηθηκαν.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΣΗΡΑΓΓΕΣ

1.1 Γενικά

Σήραγγες ονομάζονται τα υπόγεια τμήματα σιδηροδρομικής γραμμής, τροχιόδρομου ή δρόμου. Είναι συνήθως μια οριζόντια ή περίπου οριζόντια εκσκαφή μέσα στο έδαφος (Κωμοδρόμος, 2006) ενώ όταν η εκσκαφή γίνεται κατακόρυφα τότε ονομάζεται φρέαρ. Η διατομή μίας σήραγγας αποτελείται κυρίως από τα ακόλουθα μέρη (σχημα 1.1) :



Σχήμα 1.1 : Τμηματικός διαχωρισμός τυπικής διατομής σήραγγας (Κωμόδρομος, 2006)

Σύμφωνα με τον Καββαδά (2005) οι σήραγγες κατασκευάζονται σε :

1. Οδικά και σιδηροδρομικά συγκοινωνιακά δίκτυα
   - για διάβαση ορεινών όγκων (σιδηροδρομική σήραγγα Καλλιδρόμου, σήραγγα Κακιάς Σκάλας)
   - για παράκαμψη δυσμενών γεωλογικών συνθηκών, όπως κατολισθήσεων ή ρηξιγενών ζωνών (π.χ. οδική σήραγγα Ανηλίου)
   - για περιβαλλοντικούς λόγους (π.χ. οδική σήραγγα παράκαμψης του αρχαιολογικού χώρου Δωδώνης)
2. Αστικά συστήματα μαζικής μεταφοράς (Μετρό)
3. Υδραυλικά έργα
   - Υδραγωγεία (σήραγγες Μόρνου, Ευήνου, εκτροπής Αχελώου)

- Έργα ταμίευσης (σήραγγες εκτροπής και υπερχείλησης φραγμάτων)
- Αποχετεύσεις και αποστραγγίσεις (σήραγγα Κάρλας και Θεσσαλίας, σήραγγα Καρδίτσας στον Βοιωτικό Κηφισσό)

4. Έργα αποστράγγισης για την βελτίωση των συνθηκών ευστάθειας πρανών (π.χ. σήραγγες Μαλακάσας, Παναγοπούλας).

Η διάνοιξη σηράγγων μέσα σε άρρηκτο βράχο γίνεται συνήθως ανυποστήρικτα ενώ μέσα σε βραχόμαζα χρησιμοποιούνται διάφορα μέτρα υποστήριξης τα οποία θα αναλυθούν περαιτέρω. Γενικότερα βαθιά σε έναν ορεινό όγκο αναπτύσσονται τάσεις που οφείλονται στο βάρος των υπερκείμενων γαιών. Οι αναπτυσσόμενες τάσεις προκαλούν μετακινήσεις και αν υπάρχει η δυνατότητα το μεμονωμένο βραχώδες τεμάχιο (block) θα κινηθεί. Συνεπώς κατά την διάνοιξη της σήραγγας σε υψηλής αντοχής άρρηκτο βράχο με ψαθυρή θραύση είναι δυνατό να εμφανισθεί το φαινόμενο «εκτίναξης τεμαχών βράχου», ενώ αν το πέτρωμα παρουσιάζει πιο πλαστική συμπεριφορά θα υπάρξει πιο αργή μετατόπιση βραχωδών τεμαχών που τελικά θα καταπέσουν μέσα στην σήραγγα.

Σε κάθε περίπτωση η διάνοιξη σήραγγας προκαλεί μετακινήσεις στο περιβάλλον πέτρωμα που τείνουν να μειώσουν τη διατομή του ανοίγματος, ενώ τάσεις που επικρατούν στη γειτονική μορφή είναι κυρίως εφελκυστικές. Επιπροσθέτως από στατικής άποψης αναπτύσσονται συνήθως διατμητικές τάσεις γύρω από την σήραγγα με την μορφή ενός τόξου (φαινόμενο θόλου). Έτσι οι σήραγγες υποστηρίζονται (ή και επενδύονται) προκειμένου οι αναπτυσσόμενες διατμητικές τάσεις να παραλαμβάνονται από την διατμητική αντοχή των πετρωμάτων αλλά και της στήριξης (επένδυση).

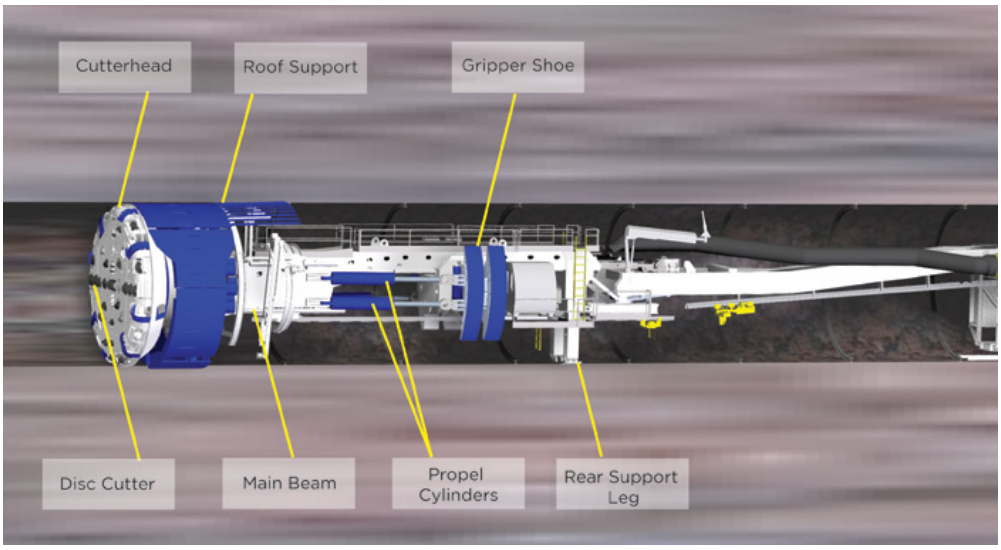
1.2 Μέθοδοι Διάνοιξης Σηράγγων

Οι μέθοδοι κατασκευής σηράγγων είναι οι ακόλουθες :

- Συμβατική Μέθοδος διάνοιξης "Νέα Αυστριακή Μέθοδος Διάνοιξης Σηράγγων"
- Διάνοιξη με μηχανήματα ολομέτωπης κοπής (TBM)
- Διάνοιξη με προστατευτική ασπίδα (shield)
- Διάνοιξη με μηχανήματα σημειακής κοπής (Roadheader)
- Μέθοδος ανοιχτού ορύγματος (cut and cover)
- Παραδοσιακές μέθοδοι χρησιμοποιούμενες σε περιπτώσεις σκληρού πετρώματος (διάτρηση ανατίναξη)

Η επιλογή της μεθόδου διάνοιξης της σήραγγας βρίσκεται σε άμεση συνάφεια με τα γεωτεχνικά χαρακτηριστικά της υπό όρυξης βραχομάζας, τις υφιστάμενες επί τόπου συνθήκες του έργου, την εμπειρία του εργατοτεχικού προσωπικού και τα λειτουργικά και κατασκευαστικά χαρακτηριστικά της υπό κατασκευής σήραγγας (μήκος, διατομή). Επίσης η ύπαρξη υπογείου υδροφόρου ορίζοντα είναι καθοριστικής σημασίας στην εν λόγων επιλογή λόγω υδραυλικού φορτίου αλλά και λόγω εμφάνισης

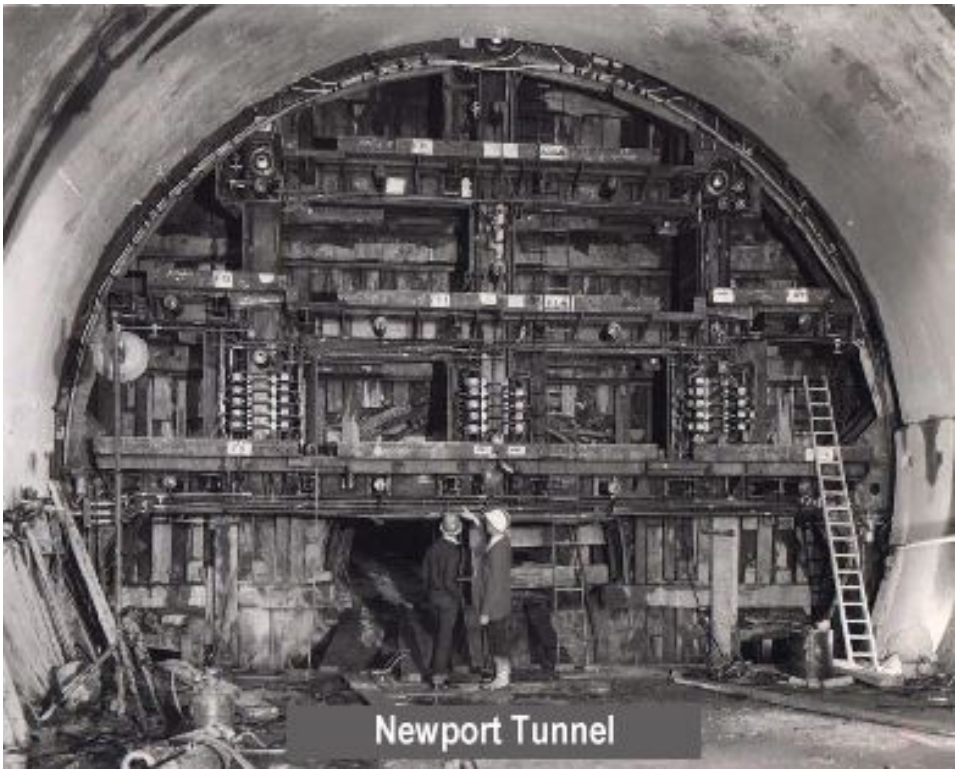
υδάτων κατά την διάτρηση. Ως εκ τούτου σε βραχώδεις σχηματισμούς επιλέγονται τα εκρηκτικά, τα μηχανήματα ολομέτωπης κοπής (σχήμα 1.2) και τα μηχανήματα σημειακής κοπής (σχήμα 1.3).



Σχήμα 1.2 : Διάνοιξη με μηχανήματα ολομέτωπης κοπής (TBM) (Robins Tunneling Company 2000)

Σχήμα 1.3 : Διάνοιξη με μηχανήματα σημειακής κοπής (Roadheader) (Magorian Mine services 2006 Auburn Canada)

Σε μαλακούς (εδαφικούς) σχηματισμούς ή ημίβραχους επιλέγονται ασπίδες (σχήμα 1.4), ή ασπίδες με μηχανήματα ολομέτωπης κοπής ή ασπίδες πολτού. Σε ετερογενείς βραχόμαζες επιλέγεται κυρίως η Νέα Αυστριακή Μέθοδος Σηράγγων (σχήμα 1.5).



Σχήμα 1.4: Διάνοιξη με προστατευτική ασπίδα (shield) (The UK motorway archive, 1946 – Newport tunnel ,Wales)

Σχήμα 1.5: Διάνοιξη σήραγγας με την μέθοδο NATM (Nishimatsu Construction Co., Ltd -Hong Kong,2002)

1.3 Νέα Αυστριακή Μέθοδος διανοιξης Σηράγγων

1.3.1 Γενικά

Η NATM "Νέα Αυστριακή Μέθοδος Διάνοιξης Σηράγγων" (Καββαδάς 2004) αποτελεί ένα σύνολο τεχνικών διάνοιξης και υποστήριξης σηράγγων. Ιστορικά οι τεχνικές αυτές προϋπήρχαν (πίνακας 1.1) και χρησιμοποιούντο από τις αρχές του 19ου αιώνα σε διάφορες χώρες αλλά η συστηματοποίηση τους έγινε την δεκαετία του 60 από Αυστριακούς μηχανικούς (Rabcewicz, Mueller, Brunner και Pacher). Πιο συγκεκριμένα η εξέλιξη και η συστηματοποίηση των τεχνικών αυτών ακολουθούμενες από τον όρο Νέα Αυστριακή Μέθοδος προτάθηκαν κατά την διάρκεια διάλεξης του καθηγητή Rabcewicz το 1962 και έλαβαν παγκόσμια αναγνώριση δύο χρόνια αργότερα (Rabcewicz 1964). Η πρώτη εφαρμογή της μεθόδου (Αγιουτάντης 2002) αυτής έγινε στην Αυστρία το 1954 κατά την κατασκευή ενός αγωγού εκτροπής διαμέτρου 8m για τις ανάγκες ενός εργοστασίου παραγωγής ηλεκτρικής ενέργειας. Η εκσκαφή έγινε σε διογκούμενο έδαφος για την σταθεροποίηση του οποίου χρησιμοποιήθηκε εκτοξευμένο σκυρόδεμα.

Πίνακας 1.1 :Ιστορική εξέλιξη της μεθόδου NATM (M. Karakuş & R.J. Fowell, 2004)

Years	Developments
1811	Invention of circular shield by Brunel.
1848	First attempt to use fast-setting mortar by Wejwanow.
1872	Replacement of timber by steel support by Rziha.
1908-1911	Invention of revolver shotcrete machine by Akeley.
1914	First application of shotcrete in coal mines, Denver.
1948	Introduction of Dual-lining system by Rabcewicz.
1954	Use of shotcrete to stabilize squeezing ground in tunnelling by Bruner.
1955	Development of ground anchoring by Rabcewicz.
1960	Recognition of the importance of a systematic measuring system by Müller.
1962	Rabcewicz introduced the New Austrian Tunnelling Method in a lecture to the XIII Geomechanics Colloquium in Salzburg.
1964	English form of the term NATM first appeared in literature produced by Rabcewicz.
1969	First urban NATM Application in soft ground (Frankfurt am Main).
1980	Redefinition of NATM due to conflict existing in the literature by the Austrian National Committee on Underground Construction of the International Tunnelling Association (ITA).
1987	First NATM in Britain at Barrow upon Soar mine

Στην συνέχεια μετά την επιτυχή εφαρμογή σε άλλα έργα κατασκευής σηράγγων η μέθοδος χρησιμοποιήθηκε για πρώτη φορά σε αστικό περιβάλλον κατά την κατασκευή του υπογείου δικτύου αστικών μεταφορών (Μετρό) της Φρανκφούρτης το 1969 σε αργιλικά υλικά. Από τότε η μέθοδος έχει βρει ευρεία εφαρμογή σε αντίστοιχες κατασκευές ανά τον κόσμο σε αργιλικά μαργαικά και άλλα μαλακά εδαφικά υλικά.

1.3.2 Φιλοσοφία Μεθόδου

Η κύρια φιλοσοφία της μεθόδου έγκειται στο ότι η διάνοιξη των σηράγγων (Καββαδάς 2007) γίνεται διατηρώντας ελεύθερο το μέτωπο της εκσκαφής (χωρίς δηλαδή να ασκείται πίεση με μηχανικά μέσα) καθώς και στο ότι η υποστήριξη του τοιχώματος της σήραγγας γίνεται άμεσα με εκτοξευμένο σκυρόδεμα (άοπλο ή ινοπλισμένο) ή/και αγκύρια βράχου.

Αυτό γίνεται ευκόλως κατανοητό από τον κύριο εμπνευστή της μεθόδου καθηγητή L. Von Rabcewicz ο οποίος ερμηνεύει την ΝΑΤΜ ως εξής (Νοέμβριος 1964)

"Μια μέθοδος βασιζόμενη σε μια λεπτή εκτοξευμένη γραμμή σκυροδέματος η οποία κλείνει το συντομότερο δυνατό με ανάστροφο πυθμένα (invert) για να ολοκληρώσει το δακτύλιο – καλούμενη δευτερεύον βοηθητικό τόξο – η παραμόρφωση του οποίου υπολογίζεται συναρτήσει του χρόνου έως ότου επιτευχθεί ισσοροπία."

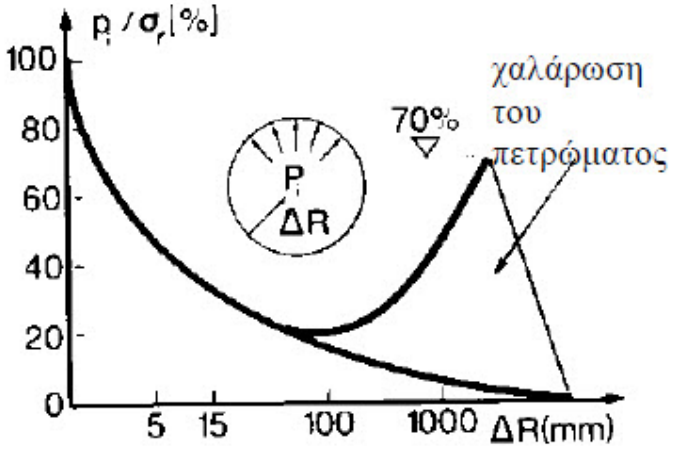
Όσον αφορά την διατομή της σήραγγας (Καββαδάς 2004), συνήθως επιλέγεται η διάνοιξή της σε περισσότερες της μίας φάσης ενώ για την άμεση υποστήριξη χρησιμοποιείται εκτοξευμένο σκυρόδεμα (απλό ή ινοπλισμένο), χαλύβδινο πλέγμα και αγκύρια (απλά ή προεντεταμένα). Ο συνδυασμός του εκτοξευμένου σκυροδέματος με τα αγκύρια βράχου είναι προτεινόμενος αλλά όχι δεδομένος εάν δεν κρίνεται απαραίτητος. Πιο αναλυτικά σε μια περίπτωση ευμενών μηχανικών ιδιοτήτων του πετρώματος (και ομαλού εντατικού πεδίου) είναι πιθανό να χρησιμοποιηθούν μόνο αγκυρια βράχου χωρίς σκυρόδεμα. Πρέπει να σημειωθεί πως η άμεση υποστήριξη αναλαμβάνει το φορτίου της περιβάλλουσας βραχόμαζας την στιγμή που τοποθετείται αλλά όχι το σύνολο αυτών. Γι'αυτό και στις περισσότερες των περιπτώσεων κατασκευάζεται τελική επένδυση σε μεταγενέστερο χρόνο η οποία θεωρείται ως φέρον στοιχείο.

1.3.3 Χαρακτηριστικά της μεθόδου κατά την εφαρμογή της

Ο βασικός σκοπός της μεθόδου (Καββαδάς 2007) είναι να ενεργοποιηθεί η αντοχή της περιβάλλουσας βραχόμαζας και να γίνει πλήρη αξιοποίηση της σε τέτοιο βαθμό ώστε να μειωθούν οι πιέσεις επί της επένδυσης. Η ενεργοποίηση της αντοχής της περιβάλλουσας βραχομάζας γίνεται μέσω ελεγχόμενης σύγκλισης του τοιχώματος της σήραγγας. Όσο αυξάνει η σύγκλιση του τοιχώματος , τόσο μειώνονται οι πιέσεις στην άμεση υποστήριξη.

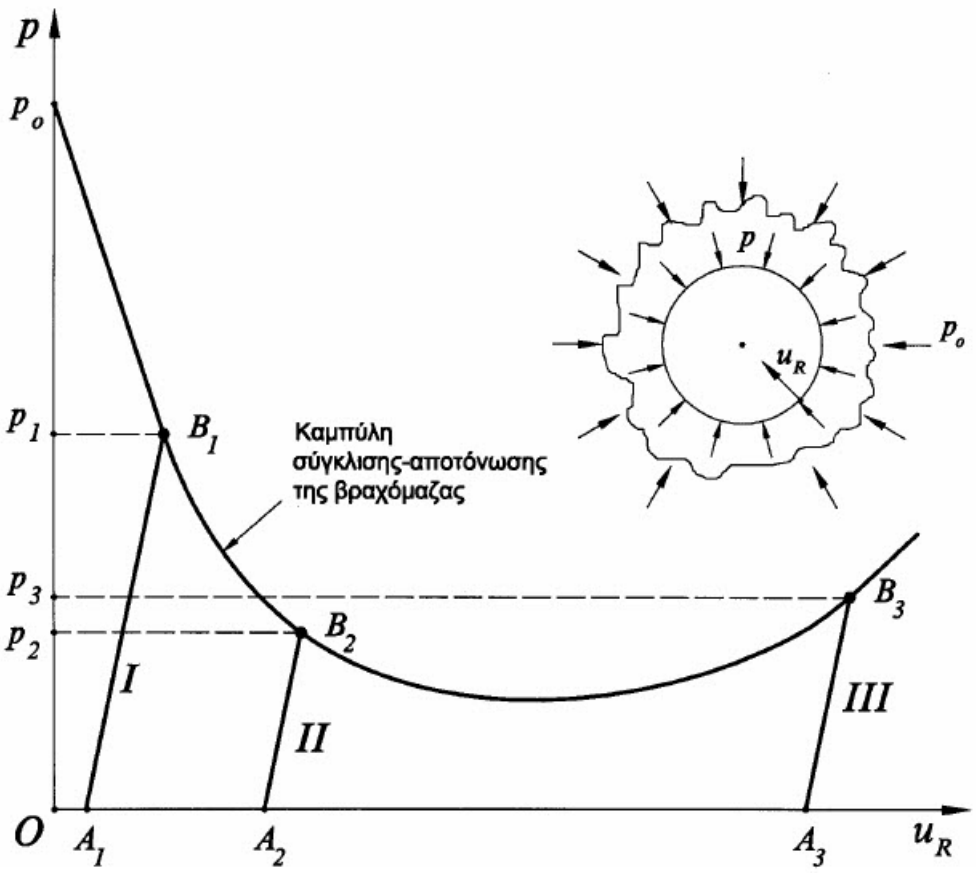
Σύμφωνα με τον Muller (1979), η ελαχιστοποίηση του φορτίου p επί της επένδυσης επιτυγχάνεται με την κατασκευή της τελευταίας ούτε πολύ νωρίς ούτε πολύ αργά, ούτε πολύ εύκαμπτης ούτε πολύ δύσκαμπτης. Προς τούτο (Σοφιανός 2008) βασίζονται στην σκαφοειδή καμπύλη του διαγράμματος πίεσης (pi) → μετακίνησης δi του πετρώματος (σχήμα 1.6) στην διεπιφάνειά του με την επένδυση. Με βάση την καμπύλη αυτήν στηρίζεται η ιδέα της αναπροσαρμογής της υποστήριξης κατά την κατασκευή.

Στο σημείο αυτό ο Kovari (1994) παρατηρεί ότι τέτοια επαρκούς βάθους σκαφοειδής καμπύλη δεν εξηγείται θεωρητικά και δεν έχει επαληθευθεί από την εμπειρία.



Σχήμα 1.6 : Διακλάδωση της καμπύλης απόκρισης του πετρώματος λόγω χαλάρωσης και απώλειας αντοχής (Muller, 1978).

Ο συνδυασμός του διαγράμματος Muller με τον χρόνο τοποθέτησης των μέτρων προσωρινής υποστήριξης έχει ως αποτέλεσμα μια νέα ομαλότερη σκαφοειδή καμπύλη (σχήμα 1.7) η οποία εκφράζει πληρέστερα την φιλοσοφία της συμπεριφοράς της βραχόμαζας. Η καμπύλη αυτή είναι εξίσου σκαφοειδής αλλά σε ομαλότερο βαθμό χωρίς αυτό να σημαίνει πως ξεφεύγει από κάθε απόπειρα κριτικής προσέγγισης όπως αυτή του Kovari.



Σχήμα 1.7 : Επιρροή του χρόνου τοποθέτησης των μέτρων προσωρινής υποστήριξης στην πίεση της βραχόμαζας επί της υποστήριξης της σήραγγας.(Καββαδάς 2004)

I: πολύ νωρίς. Η πίεση στην άμεση υποστήριξη (p1) είναι πολύ μεγάλη.

II: κανονικός χρόνος κατασκευής της άμεσης υποστήριξης. Η πίεση (p2) έχει μειωθεί σημαντικά.

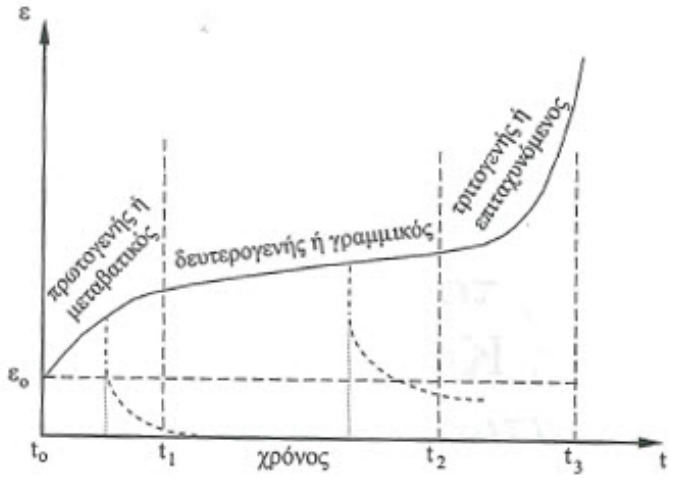
III: πολύ αργά. Η πίεση (p3) έχει αυξηθεί λόγω αποδιοργάνωσης (χαλάρωσης της βραχόμαζας, με συνέπεια τον κίνδυνο κατάρρευσης)

Θα πρέπει να σημειωθεί πως το παραπάνω διάγραμμα εκφράζει αυστηρά ακτινική μετατόπιση συναρτήσει πίεσης επί της υποστήριξης. Η έννοια του « χρόνου αναφέρεται στην χρονική τοποθέτηση της υποστήριξης και την πίεση που θα προκύψει στο σημείο αυτό και κατ'επέκταση στην συμπεριφορά της βραχομάζας. Επομένως δεν μπορεί σε καμιά περίπτωση να εκφράσει χρονικά μεταβαλλόμενη σύγκλιση – αποτόνωση καθώς και συμπεριφορά της άμεσης υποστήριξης μέσα στο χρόνο.

Και στις δύο περιπτώσεις η αναφορά γίνεται σε κυκλική διατομή. Σε αυτήν την αναφορά η ακτινική μετατόπιση (ΔR,u_R) είναι συμμετρικό μέγεθος λόγω ομοιομορφίας κυκλικής διατομής. Αν δεν υπήρχε ομοιομορφία (μη κυκλικό άνοιγμα) είναι πιθανόν να ευσταθούσε θεωρητικά μια καμπύλη για κάθε διακριτό σημείο της διατομής. Εάν ήταν επιθυμητό να εξετασθεί η εντατική και

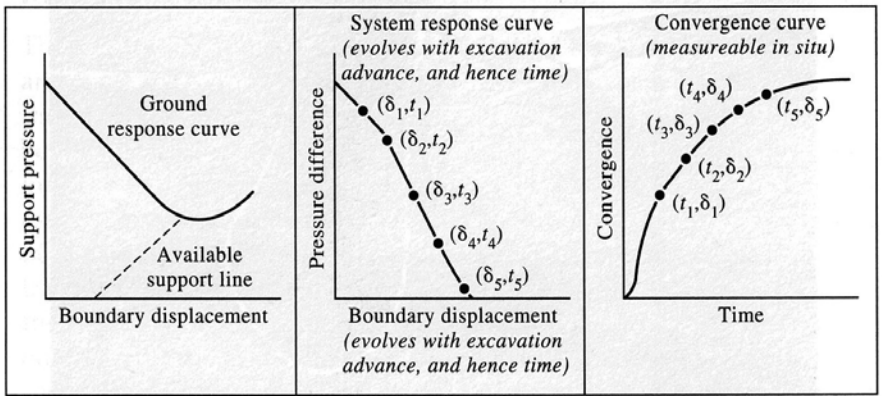
παραμορφωσιακή κατάσταση υλικών συναρτήσει χρόνου, τότε αυτό θα εκφραζόταν καλύτερα από την ερμηνεία του φαινομένου του ερπυσμού (Αγιουτάντης 2002).

Η έννοια του ερπυσμού (creep) είναι η συνεχώς αυξανόμενη παραμόρφωση ενός υλικού κάτω από σταθερή εντατική κατάσταση. Οι μετατοπίσεις του πετρώματος (Αγιουτάντης 2002) στις παρειές , στην οροφή και στο πάτωμα υπογείων ανοιγμάτων που παρατηρούνται μετά την εξόρυξη οφείλονται κατά κανόνα στον ερπυσμό των υλικών που περιβάλλουν το άνοιγμα. Για τη στατική εξέταση της συμπεριφοράς του πετρώματος θεωρείται ότι το εντατικό πεδίο παραμένει σταθερό και ότι οι παραμορφώσεις δεν μεταβάλλονται σαν συνάρτηση του χρόνου. Για την μελέτη του φαινομένου του ερπυσμού, μελετάται η μεταβολή της παραμόρφωσης ενός σώματος σαν συνάρτηση του χρόνου για διάφορες εντατικές καταστάσεις και έτσι προκύπτει μια οικογένεια καμπυλών που περιγράφει την επίδραση του χρόνου στην παραμορφωσιακή κατάσταση ενός σώματος. Η τυπική καμπύλη ερπυσμού για κάποιο πέτρωμα δίδεται στο σχημα 1.8.



Σχήμα 1.8 Ιδανική καμπύλη ερπυσμού για πετρώματα (Αγιουτάντης,2002)

Πιθανός συσχετισμός ερπυσμού – λειτουργίας συστήματος βραχομάζας επένδυσης , είναι εφικτός με την βοήθεια της άνω καμπύλης (σχήμα 1.8) αλλά και του σχήματος 1.9 όπου επεξηγείται η λειτουργία του συστήματος μετά από συνδυασμό χαρακτηριστικών καμπύλων και μετρούμενων συγκλίσεων (Hudson & Harrison, 1997).



Σχήμα 1.9: Συνδυασμός χαρακτηριστικών καμπύλων και μετρούμενων συγκλίσεων (Hudson & Harrison, 1997).

Στο πρώτο σχήμα φαίνονται οι καμπύλες εδάφους και επένδυσης. Στο δεύτερο σχήμα φαίνεται το διάγραμμα διαφοράς τάσεων (επένδυσης-εδάφους) συναρτήσει των συγκλίσεων. Παρατηρείται ότι όσο αυξάνουν οι συγκλίσεις τόσο μειώνεται η διαφορά μεταξύ των αντίστοιχων τάσεων επαφής. Τέλος, στο τρίτο σχήμα φαίνεται η εξέλιξη των συγκλίσεων με τον χρόνο, όπου φαίνεται η σταθεροποίηση των συγκλίσεων που συμβαίνει όταν επέλθει εξισορρόπηση μεταξύ τάσεων εδάφους-επένδυσης.

Αναλυτικότερα στο τρίτο διάγραμμα παρατηρείται πως, συναρτήσει χρόνου, αυξάνει μεν η σύγκλιση αλλά σταθεροποιείται σε κάποιο σημείο. Σε ένα διάγραμμα ερπυσμού (σχήμα 1.8) αυτό θα αντιστοιχούσε σε μια οριζοντίωση της καμπύλης ε στο μεσαίο τμήμα, όπου το ε παραμένει σταθερό και ο χρόνος αυξάνεται. Επομένως η καμπύλη αυτή είναι συγκρίσιμη με την καμπύλη ερπυσμού, απλώς δεν αναφέρεται σαν καμπύλη ερπυσμού αλλά σαν καμπύλη μετατοπίσεων. Σε αυτό το σημείο θα πρέπει να τονιστεί πως η έννοια του ερπυσμού αναφέρεται σε μεγάλα χρονικά διαστήματα, η σε εξαιρετικά βισκοπλαστικά υλικά τα οποία σε μικρά χρονικά διαστήματα παρουσιάζουν μεγάλες παραμορφώσεις.

Σε κάθε περίπτωση (Καββαδάς 2004) από όλα τα διαγράμματα γίνεται αντιληπτό πως σε συνθήκες υπέρμετρης αύξησης της σύγκλισης των τοιχωμάτων είναι πιθανόν να προκληθεί αποδιοργάνωση της βραζόμαζας. Αυτό θα είχε ως συνέπεια την αύξηση των πιέσεων στην άμεση υποστήριξη και τελικώς την κατάρρευση της κατασκευής της διατομής. Ο ίδιος συγγραφέας τονίζει πως ένα σημαντικό ποσοστό της σύγκλισης του τοιχώματος της σήραγγας συμβαίνει εμπρός από το μέτωπο εκσκαφής (δηλαδή πριν η εκσκαφή φθάσει στην συγκεκριμένη θέση) και αυξάνει με ταχείς ρυθμούς στην περιοχή του μετώπου εκσκαφής. Αν και γι'αυτό το ζήτημα θα γίνει εκτενέστερη ανάλυση σε επόμενο κεφάλαιο της παρούσας διπλωματικής εργασίας, σαν γενικό συμπέρασμα προκύπτει ότι η αντοχή της βραχόμαζας έχει ενεργοποιηθεί πολύ κοντά στο μέτωπο της εκσκαφής.

Συνεπώς η άμεση υποστήριξη θα πρέπει να κατασκευαστεί κατά το δυνατόν πλησιέστερα στο μέτωπο εκσκαφής.

1.4 Βασικές αρχές και χαρακτηριστικά της Ν.Α.Τ.Μ

Με βάση όλα τα παραπάνω ο καθηγητής Muller (1980) συνόψισε τα σημαντικά χαρακτηριστικά γνωρίσματα της ΝΑΤΜ και τα απέδωσε μέσω 22 αρχών. Μεταξύ αυτών οι βασικότερες αρχές είναι :

i. Το κύριο συστατικό στοιχείο φέροντος φορτίου της σήραγγας είναι η περιβάλλουσα βραχομάζα. Η αντιστήριξη και η μόνιμη επένδυση έχουν μόνο περιοριστικό ρόλο σχετικά με τις παραμορφώσεις της βραχομάζας. Επιπλέον βοηθούν στον σχηματισμό του "δακτυλίου" φέροντος φορτίου.

ii. Προκειμένου η βραχομάζα να αυτοϋποστηρίξει την σήραγγα, θα πρέπει η αντοχή της να διατηρηθεί στο μεγαλύτερο δυνατό ποσοστό. Επομένως, πρέπει να εμποδιστούν τυχόν χαλάρωση και εκτεταμένες παραμορφώσεις οι οποίες έχουν ένα προοδευτικά αποσυνθετικό χαρακτήρα. Αυτό είναι δυνατό να επιτευχθεί με την εφαρμογή κατάλληλα επιλεγμένων μέτρων αντιστήριξης.

iii. Με σκοπό την βελτιστοποίηση του σχηματισμού του φέροντος "δακτυλίου", πρέπει να εκτιμηθεί σωστά η συμπεριφορά της βραχομάζας (ή του συστήματος επένδυσης και της βραχομάζας αντίστοιχα). Σε αυτό βοηθούν οι μετρήσεις μετακινήσεως εντός της σήραγγας. Σημαντική είναι επίσης η συμβολή της γεωμηχανικής ταξινόμησης της βραχομάζας.

iv. Από στατικής άποψης, η σήραγγα θεωρείται σαν ένας σημαντικού πάχους σωλήνας, που αποτελείται από την βραχομάζα, την αντιστήριξη και την μόνιμη επένδυση.

v. Κατά την εκσκαφή μιας σήραγγας, η κατάσταση ισορροπίας στην περιβάλλουσα βραχομάζα (αρχική εντατική κατάσταση) μεταβάλλεται διαμέσου πολλών ενδιάμεσων βημάτων φασικής ανακατανομής έως ότου διαμορφωθεί νέα κατάσταση ισορροπίας.

vi. Η αλληλουχία εκσκαφής των μέτρων υποστήριξης πρέπει να γίνεται με τέτοιο τρόπο ώστε οι παραμορφώσεις στο περιβάλλον υλικό να παραμένουν ικανά μικρές και επομένως να μην ελαττώνεται η αντοχή του.

vii. Το σχήμα διατομής της σήραγγας επιλέγεται κατάλληλα και αφού ληφθούν υπόψη οι εδαφικές συνθήκες όσον αφορά το υπάρχον εντατικό πεδίο καθώς και η αντοχή του εδάφους. Κατά αυτόν τον τρόπο, μειώνονται οι συγκεντρώσεις τάσεων κατά την εκσκαφή και αυξάνεται η ασφάλεια κατασκευής.

viii. Το μήκος αστήρικτης έκτασης θα πρέπει να είναι όσο μικρότερο γίνεται.

ix. Εκείνοι που συμμετέχουν στην εκτέλεση, στον σχεδιασμό και την εποπτεία της κατασκευής ΝΑΤΜ πρέπει να κατανοήσουν την προσέγγιση (ΝΑΤΜ) και να αντιδράσουν συνεταιρικά στην επίλυση οποιουδήποτε προβλήματος.

x. Ολοκλήρωση του δακτυλίου του εκτοξευμένου σκυροδέματος στο σύνολο της διατομής (δηλαδή και στο δάπεδο). Με τον τρόπο αυτό δημιουργείται ένας κλειστός δακτύλιος με πολύ μικρή παραμορφωσιμότητα ώστε να περιορίζονται οι περαιτέρω συγκλίσεις του τοιχώματος. Η δημιουργία κλειστού δακτυλίου με την ταχεία σκυροδέτηση του δαπέδου (early invert closure) συντελεί στην μείωση της σύγκλισης τοιχώματος της σήραγγας και στην ευστάθεια της διατομής. Η περίπτωση του δακτυλίου θα πρέπει να ρυθμιστεί με έναν κατάλληλο συγχρονισμό που μπορεί να ποικίλει εξαρτώμενο από τις συνθήκες εδάφους ή πετρωμάτων. Σημειώνεται ότι στην περίπτωση βραχόμαζας με καλά μηχανικά χαρακτηριστικά συχνά δεν είναι απαραίτητο να ολοκληρώνεται ο δακτύλιος του εκτοξευμένου σκυροδέματος δηλαδή δεν επενδύεται με σκυρόδεμα το δάπεδο της σήραγγας.

xi. Τα στοιχεία προσωρινής επένδυσης της σήραγγας όπως είναι το εκτοξευμένο σκυρόδεμα, τα μεταλλικά πλαίσια (χαλύβδινα) και τα αγκύρια επιλέγονται να διαστασιολογούνται κατάλληλα βοηθώντας έτσι και το έδαφος να διατηρήσει την αντοχή του. Το εκτοξευμένο σκυρόδεμα βρίσκεται σε απόλυτη επαφή με την περιβάλλουσα βραχόμαζα (και συνεπώς η παραμικρή σύγκλιση του τοιχώματος προκαλεί την φόρτισή του) και έχει μικρό χρόνο πήξεως. Η χρήση αγκυρίων βράχου σε κανονικό κάνναβο οπλίζει την περιβάλλουσα βραχόμαζα και συντελεί στην καλύτερη ανάπτυξη της λειτουργίας του τόξου σε αυτήν. Η τάση της βραχόμαζας να παραμορφωθεί διατμητικά προκαλεί (μέσω διασταλτικότητας) την ανάπτυξη εφελκυσμού στα αγκύρια και συνεπώς θλίψης στην βραχόμαζα. Η θλίψη της βραχόμαζας αυξάνει την αντοχή της και μειώνει την παραμορφωσιμότητα της λόγω εγκιβωτισμού (λειτουργία ανάλογη με αυτήν του σπειροειδούς οπλισμού στα υποστηλώματα).

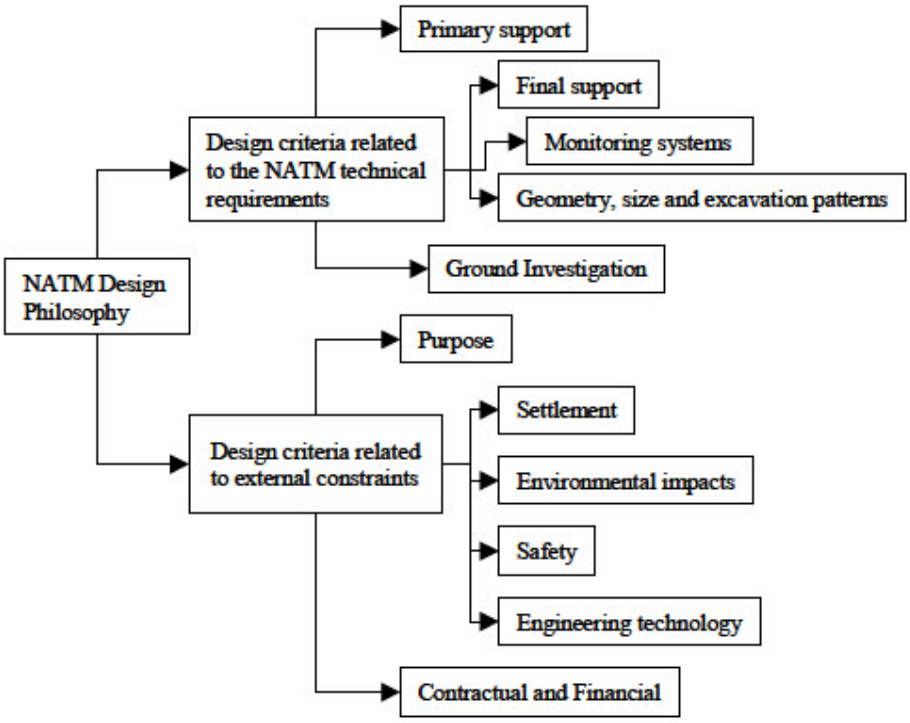
xii. Κατά την διάνοιξη σηράγγων σε βραχόμαζα με πολύ πτωχά μηχανικά χαρακτηριστικά η σε εδαφικούς σχηματισμούς είναι συνήθης η εμφάνιση φαινομένων αστάθειας του μετώπου εκσκαφής (face instability). Σε αυτήν την περίπτωση λαμβάνονται μέτρα βελτίωσης της ευστάθειας του μετώπου όπως αύξηση αριθμού φάσεων εκσκαφής, μείωση διαστάσεων μετώπου, διαμόρφωση του μετώπου με κλίση ως προς την κατακόρυφο, ενίσχυση του μετώπου με αγκύρια, ενίσχυση οροφής με ράβδους (spiles) ή δοκούς προπορείας (forepoling) κατασκευή τσιμεντενέσεων, επένδυση μετώπου με εκτοξευμένο σκυρόδεμα κ.τ.λ. (Καββαδάς 2004).

1.5 Μεθοδολογία Κατασκευής

Για να διασφαλιστούν οι ανώτερες βασικές αρχές, η μεθοδολογία μελέτης/κατασκευής ενός έργου με την μέθοδο ΝΑΤΜ είναι η εξής ακόλουθη (ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ, 2000)

- Αρχικά εκπονείται γεωτεχνική/γεωλογική έρευνα και δοκιμές (επί τόπου και εργαστηριακές) για τον προσδιορισμό παραμέτρων, ιδιοτήτων και χαρακτηριστικών του εδάφους (πετρωμάτων) στην περιοχή όπου επίκειται η διάνοιξη της σήραγγας.
- Βάση των γεωτεχνικών χαρακτηριστικών του εδάφους που προέκυψαν από το προηγούμενο στάδιο γίνεται μελέτη (υπολογισμός/σχεδιασμός) εκσκαφής και προσωρινής υποστήριξης της σήραγγας. Σε αυτό το στάδιο γίνεται συνήθως η επιλογή και μελέτη της μόνιμης (τελικής) επένδυσης της σήραγγας.
- Εκτελείται η εκσκαφή με συμβατικά μέσα (εκσκαφέας σημειακής κοπής, συμβατικός εκσκαφέας κτλ) και ενίοτε γίνεται και άμεση υποστήριξη του μετώπου εκσκαφής κατά φάσεις, ανάλογα με την ποιότητα του εδάφους. Η εκσκαφή γίνεται τμηματική αναλόγων των χαρακτηριστικών των πετρωμάτων και του έργου. Συνήθως γίνεται σε δύο φάσεις άνω ημιδιατομή (θόλου) και κάτω ημιδιατομή (πυθμένας).
- Μετά την εκσκαφή έπεται η τοποθέτηση του συστήματος υποστήριξης που αποτελείται από επένδυση με εκτοξευμένο σκυρόδεμα (gunite), αγκύρια (bolts), πλαίσια κτλ. ενώ σε περίπτωση φτωχής βραχόμαζας τοποθετούνται δοκοί προπορείας (forepoling) σε όλη την περιοχή πάνω από τον θόλο της σήραγγας σε μορφή «ομπρέλας» προστασίας του μετώπου εκσκαφής. Στην φάση αυτή άμεση υποστήριξη και περιβάλλον πέτρωμα αποτελούν το στατικό φορέα της σήραγγας.
- Καθ'όλη την διάρκεια της κατασκευής γίνονται συστηματικές μετρήσεις παρακολούθησης (monitoring) της συμπεριφοράς της βραχόμαζας και της προσωρινής αντιστήριξης. Συγκεκριμένα γίνονται ενόργανες μετρήσεις κυρίως καθιζήσεων της επιφάνειας του εδάφους, συγκλίσεων εντός του ανοίγματος και της αυξομείωσης της στάθμης του υπογείου ύδατος.
- Τέλος όταν το σύστημα αρχικής υποστήριξης έχει φτάσει σε συνθήκες ισορροπίας κατασκευάζεται η τελική (μόνιμη) επένδυση.

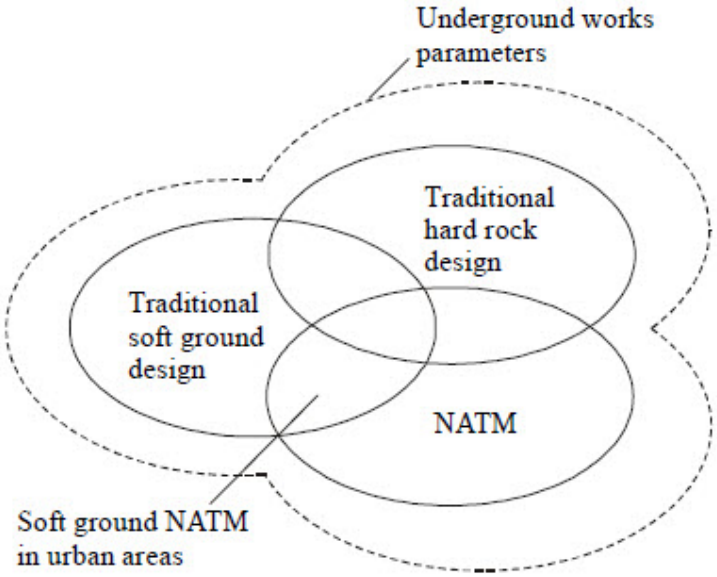
Γενικότερα τα χαρακτηριστικά για μια κατάλληλη μεθοδολογία (M. Karakuş & R.J. Fowell 2004) σχεδιασμού της ΝΑΤΜ κατατάσσονται σε δύο κύριες κατηγορίες. Η πρώτη μπορεί να θεωρηθεί ως λειτουργία των τεχνικών απαιτήσεων ΝΑΤΜ κατά την εφαρμογή σε μαλακό έδαφος ή βράχο σε σχέση πάντα με την επιλογή συστήματος υποστήριξης. Η δεύτερη είναι η συνάρτηση των εξωτερικών παραγόντων όπως κατηγορία ή ανακατανομή των τάσεων, οι περιβαλλοντολογικές επιπτώσεις, η ασφάλεια, η τεχνολογία εφαρμοσμένης μηχανικής και οι συμβατικοί και οικονομικοί περιορισμοί (σχήμα1.10)



Σχήμα 1.10 : Γενική διάσταση σχεδιασμού NATM (Karakuş & Fowell 2004).

Οι Golser & Mussger (1979) για παράδειγμα σημειώνουν την σημασία του σχεδιασμού της NATM βάση σύμβασης που διαδραματίζει ίσως το μεγαλύτερο ρόλο στην επιτυχή οικονομική εφαρμογή της μεθόδου.

Το ινστιτούτο των πολιτικών μηχανικών ICE (1996) ταξινόμησε τις αρχές (φιλοσοφίες) σχεδιασμού των σηράγγων σε τρεις γενικές ομάδες όπως φαίνεται στο σχήμα 1.11 (αυτή η γενική ταξινόμηση αναφέρεται σε κάθε μέθοδο διάνοιξης σηράγγων ανάλογα με τα χρησιμοποιημένα μέτρα υποστήριξης). Με αυτόν τον τρόπο η NATM ερμηνεύεται ως συνδυασμός παραδοσιακών σχεδιασμών σε σκληρό και μαλακό έδαφος.



Σχήμα 1.11 : Αλληλοσυσχετισμός φιλοσοφιών σχεδιασμού σηράγγων.

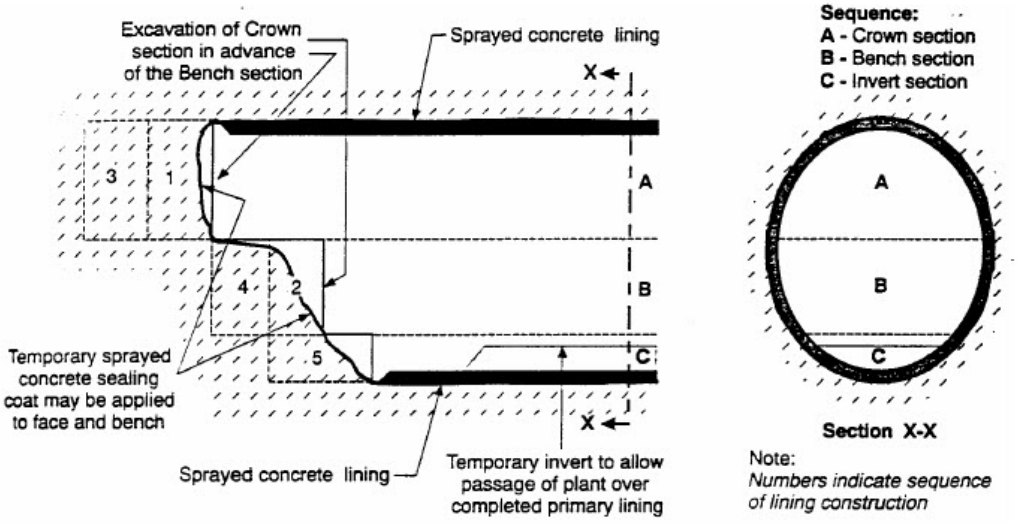
Καθένα από τα παραπάνω χαρακτηριστικά αποτελούν μέρος μιας ολόκληρης διαδικασίας σχεδιασμού. Πιθανός μεμονωμένος σχεδιασμός αυτών των γνωρισμάτων (εκτός αν είναι ενσωματωμένοι μεταξύ τους) μπορεί να προκαλέσει την αποτυχία της NATM.

1.6 Φάσεις Εκσκαφών

Η εκσκαφή σηράγγων με τη μέθοδο NATM συνήθως γίνεται σε περισσότερες της μιας φάσεις (Καββαδάς 2004). Τα κυριότερα συστήματα εκσκαφής είναι:

1. Εκσκαφή μετώπου-βαθμίδας (top heading and bench).

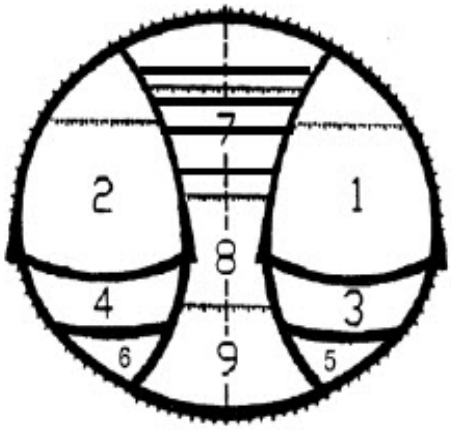
Η εκσκαφή της σήραγγας γίνεται από πάνω προς τα κάτω (σχήμα 1.12). Η πρώτη φάση εκσκαφής (top heading) μπορεί να εκσκαφεί και σε περισσότερες υποφάσεις κατά το πλάτος της σήραγγας. Στην περίπτωση αυτή η πρώτη φάση ουσιαστικά αποτελεί σήραγγα-πιλότο που χρησιμεύει και για τη διερεύνηση των συνθηκών που αναμένεται να συναντηθούν κατά τη διάνοιξη της σήραγγας.



Σχήμα 1.12: Διάνοιξη σήραγγας σε τρεις φάσεις καθ' ύψος (top heading-bench-invert) (Καββαδάς 2004)

2. Εκσκαφή με πλευρικές στοές (side-wall drifts).

Η μέθοδος εφαρμόζεται σε σήραγγες μεγάλου εύρους σε βραχόμαζες με σχετικώς πτωχά χαρακτηριστικά ή στις περιπτώσεις όπου είναι κρίσιμος ο περιορισμός της σύγκλισης του τοιχώματος (π.χ. σε αστικές περιοχές). Περιλαμβάνει την υποδιαίρεση της διατομής κατά το πλάτος και διάνοιξη πρώτα της μιας πλευράς και στη συνέχεια της άλλης πλευράς (σχήμα 1.13).



Σχήμα 1.13: Διάνοιξη σήραγγας με δυο πλευρικές στοές και κεντρικό πυλώνα (Καββαδάς 2004)

Σε ιδιαιτέρως δύσκολες συνθήκες η μέθοδος μπορεί να περιλάβει δυο πλευρικές στοές και ενδιάμεσο πυλώνα (twin side-wall drifts with central pillar). Στην περίπτωση αυτή πρώτα διανοίγονται οι πλευρικές στοές και στο τέλος διανοίγεται ο κεντρικός πυλώνας

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ

2.1 Γενικά

Τα μέτρα που λαμβάνονται για την ασφαλή διέλευση μέσα από ένα υπόγειο άνοιγμα αλλά και για την διατήρηση του σχήματος του αναφέρονται στην βιβλιογραφία με τον όρο υποστήριξη (π.χ. Οικονομόπουλος 1989). Παρόμοιος είναι και ο όρος support που χρησιμοποιείται στην αντίστοιχη αγγλοσαξονική βιβλιογραφία (Hoek, Kaizer & Bawden, 1995). Ιστορικά (Σοφιανός 2008) ο σκοπός της υποστήριξης έως και τον προηγούμενο αιώνα ήταν κατά την διάνοιξη υπόγειων σηράγγων να διασφαλιστεί η προστασία των εργαζομένων από τις καταπτώσεις ασταθών βραχωδών όγκων λόγω βαρύτητας. Οι σύγχρονες τεχνικές σταθεροποίησης των πετρωμάτων προσπαθούν να μεταφέρουν όσο το δυνατόν περισσότερο φορτίο μέσα από το πέτρωμα. Επομένως ο όρος υποστήριξη με την ευρεία έννοια έχει πλέον αντικειμενικούς σκοπούς (Brady and Brown, 1985) :

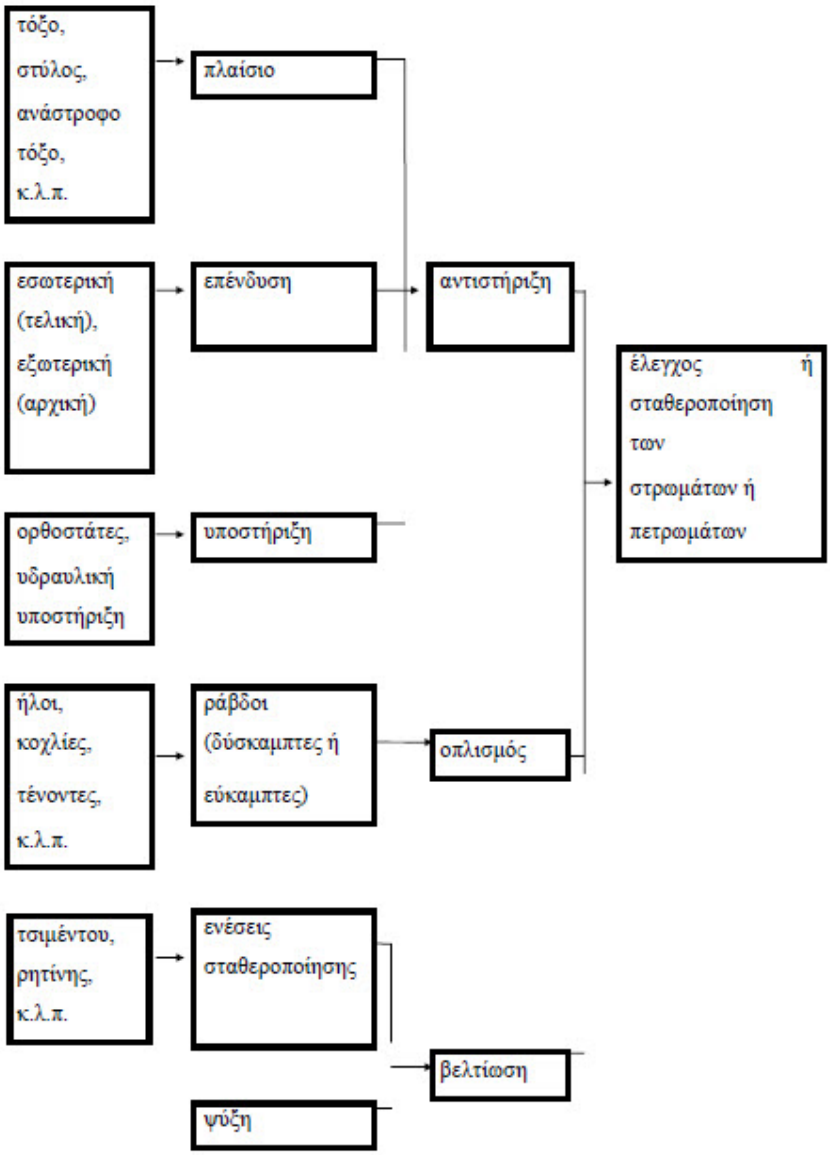
- Να ενισχύσει (reinforce) το πέτρωμα με την ενεργοποίηση και την διατήρηση της προϋπάρχουσας αντοχής της βραχομάζας (mobilized strength).
- Να υποστηρίξει (support) το φορτίο μεμονωμένων τμημάτων της οροφής και των τοιχωμάτων που έχουν αποκολληθεί από την βραχομάζα.

Ο όρος αντιστήριξη υποδηλώνει την στήριξη εξ αντιθέτου (Δημητράκος 1964). Ο όρος είναι ευρύτερος και περιλαμβάνει φορείς που αναλαμβάνουν και οριζόντια φορτία ή ωθήσεις πυθμένα. Ο όρος δεν περιλαμβάνει τον οπλισμό πετρώματος ή τα μέτρα που βελτιώνουν την ποιότητα του ούτε υποδηλώνει τον σκοπό των μέτρων. Ο συνδυασμός μέτρων αντιστήριξης (support) και οπλισμού (reinforcement) σύμφωνα με τον Stillborg (1986) καλούνται μέτρα σταθεροποίησης.

Τα μέτρα σταθεροποίησης (Σοφιανός 2008) (Brady and Brown 1985) συχνά διακρίνονται σε προσωρινά και σε μόνιμα (temporary, permanent). Οι όροι αυτοί έχουν περισσότερο ιστορική αξία. Προσωρινή ονομαζόταν η ξύλινη υποστήριξη επειδή αφαιρούνταν κατά την τοποθέτηση της μόνιμης η οποία συνήθως αποτελούνταν από αψιδολίθους. Σήμερα προσωρινή λειτουργία θα μπορούσε να χαρακτηριστεί ότι έχουν τα χωρίς αντιδιαβρωτική προστασία αγκύρια. Η σύγχρονη πρακτική (Brady, Brown 1985) επιβάλλει την περιγραφή της υποστήριξης ή ενίσχυσης του πετρώματος ως πρωτογενούς (primary) ή δευτερογενούς (secondary). Η πρωτογενής υποστήριξη πρέπει να αποτελεί είτε ένα μέρος είτε το σύνολο της απαιτούμενης υποστήριξης.

Η υποστήριξη ή ενίσχυση ενός ανοίγματος μπορεί να χαρακτηριστεί (Αγιουτάντης 2002) ως ενεργητική (active) ή παθητική (passive) υποστήριξη. Η ενεργητική υποστήριξη μπορεί να εφαρμοστεί με ποικίλα μέσα όπως οι προεντεταμένοι κοχλίες ή συρματόσχοινα, μηχανικοί ή υδραυλικοί ορθοστάτες ή διογκούμενη υποστήριξη από σκυρόδεμα κτλ. Στο διάγραμμα στο σχήμα

2.1 δίνονται σε σειρά, υπερσυνόλου υποσυνόλου, κάποια επιλεγμένα μέτρα, φορείς και υλικά σταθεροποίησης του πετρώματος.



Σχημα 2.1: Κάποια υποσύνολα των μέτρων σταθεροποίησης των πετρωμάτων (Σοφιανός, 2008)

Η ενεργητική υποστήριξη είναι συνήθως απαραίτητη όταν πρέπει να υποστηριχτούν βαρυτικά φορτία που προκύπτουν από χαλαρωμένα τμήματα πετρώματος. Η παθητική υποστήριξη δεν εφαρμόζεται με κάποιο προκαθορισμένο τρόπο αλλά αναπτύσσεται σταδιακά καθώς παραμορφώνεται η βραχομάζα. Τα συστατικά με τα οποία εφαρμόζεται η παθητική υποστήριξη περιλαμβάνουν χαλύβδινες αψίδες, ξύλινη υποστήριξη με προεντεταμένους κοχλίες.

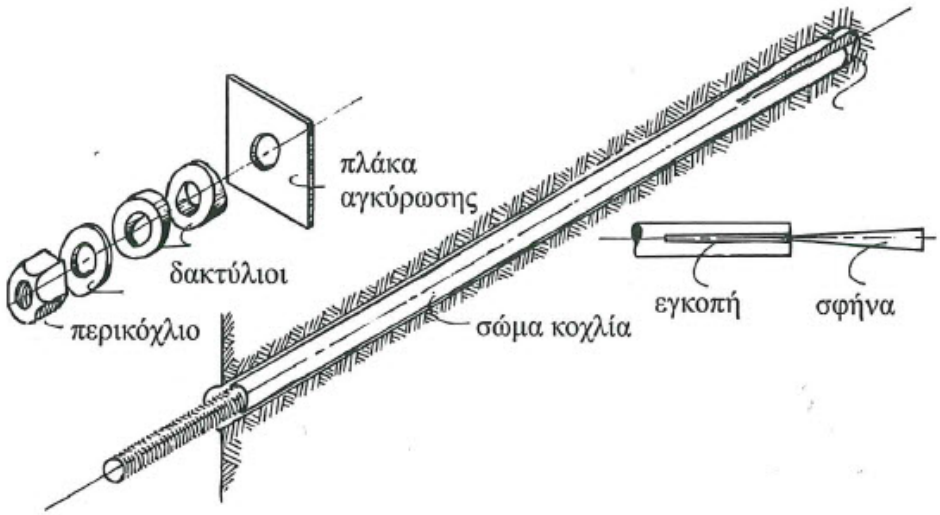
2.2 Μέτρα άμεσης υποστήριξης

2.2.1 Κοχλίωση πετρωμάτων

Το πέτρωμα γύρω από το άνοιγμά του (Σοφιανός 2008) δεν έχει συνήθως τη δυνατότητα να παραλαμβάνει σημαντικές εφελκυστικές ή διατμητικές δυνάμεις. Η αδυναμία αυτή, όπως και στο σκυρόδεμα, αντιμετωπίζεται με τη χρήση διαμήκων ράβδων, χαλύβδινων τις περισσότερες φορές, που αναλαμβάνουν τις πιο πάνω δυνάμεις. Οι όροι που χρησιμοποιούνται για να προσδιορίσουν τα στοιχεία αυτά είναι κοχλίας (Οικονομόπουλος, 1989), βλήτρο, ήλος, καρφί, αγκύριο (Anon, 1990). Σύμφωνα με τον Stillborg, (1986, 1996), χρησιμοποιείται ο γενικός όρος rockbolt

Ένας κλασσικός κοχλίας (Αγιουτάντης 2002) αποτελείται από την μεταλλική ράβδο η οποία φέρει στο ένα άκρο της το σύστημα αγκύρωσης και στο άλλο είναι δυνατόν να τοποθετηθεί περικόχλιο (παξιμάδι), το οποίο αφού συσφιχθεί με ορισμένη ροπή επιβάλλει μέσω μεταλλικής πλάκας αντίστοιχες τάσεις στο πέτρωμα. Η τοποθέτηση ενός κοχλία ακολουθεί τα εξής στάδια :

- Όρυξη διατρήματος κατάλληλου μήκους και κατάλληλης διαμέτρου
- Καθορισμός του διατρήματος
- Εισαγωγή του κοχλία και του υλικού αγκύρωσης (αν προβλέπεται)
- Τοποθέτηση του περικοχλίου και της πλάκας εφαρμογής τάσεων
- Τάνυση του κοχλία



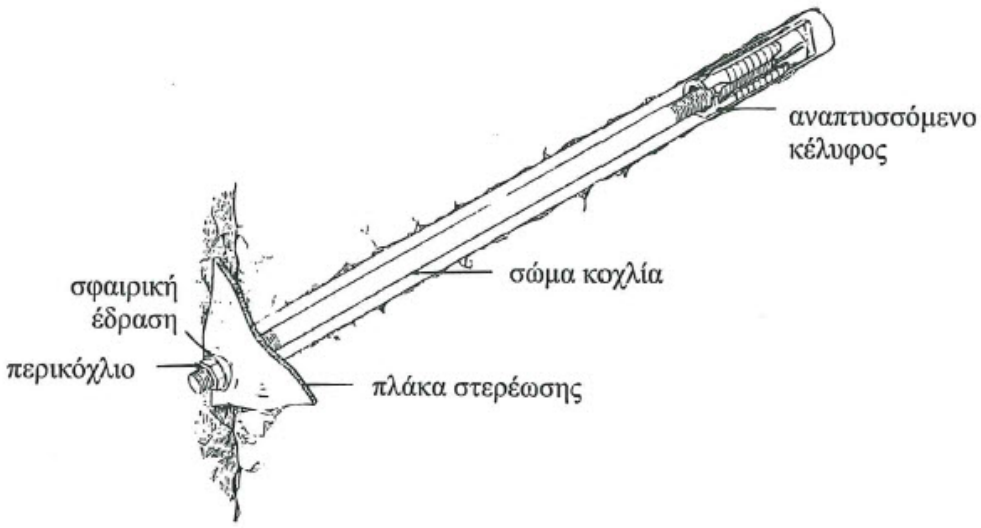
Σχημα 2.2 Κοχλίες σημειακής αγκύρωσης με μεταλική σφήνα (Hoek & Brown, 1980)

2.2.2 Τύποι κοχλιών

Οι κοχλίες διακρίνονται ανάλογα με την προένταση της μεταλλικής ράβδου στους προεντεταμένους (rockbolts) και στους μη προεντεταμένους (dowel) και ανάλογα με τον τύπο της αγκύρωσης σε κοχλίες σημειακής και κατανεμημένης (διανεμημένης) αγκύρωσης (Hoek & Brown, 1980). Σημειώνεται ότι πολλές φορές χρησιμοποιείται ο γενικότερος όρος roofbolt όταν αναφέρεται κανείς σε κοχλίες υποστήριξης υπογείων ανοιγμάτων σε αντίθεση με το rockbolt που αναφέρεται γενικά σε κοχλίες. Η διαφορά ανάμεσα στους προεντεταμένους και μη προεντεταμένους κοχλίες εντοπίζεται στην δυνατότητα εφαρμογής ενεργητικής ή παθητικής υποστήριξης.

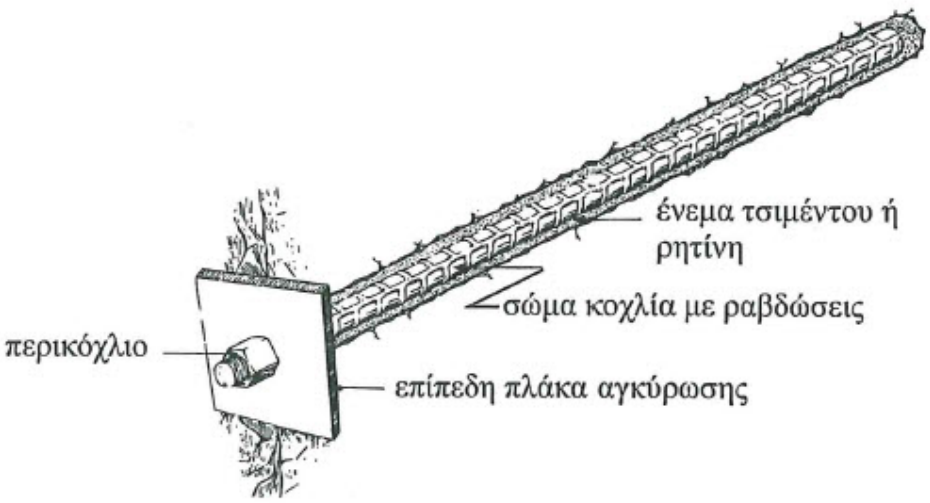
Γενικότερα υπάρχουν εκατοντάδες διαφορετικά είδη κοχλιών (προεντεταμένων και μη) που χρησιμοποιούνται ανά τον κόσμο και είναι αδύνατον να παρουσιαστούν όλα σε αυτό το κεφάλαιο. Κάποια αντιπροσωπευτικά παραδείγματα αυτών φαίνονται στα σχήματα (2.2-2.7 Αγιουτάντης, 2002, Stillborg, 1994) ενώ χαρακτηριστικά τους παρουσιάζονται στην συνέχεια.

- Προεντεταμένοι κοχλίες σημειακής αγκύρωσης με μεταλλική σφήνα.
- Προεντεταμένοι κοχλίες σημειακής αγκύρωσης με αναπτυσσόμενο κέλυφος (expansion shell)

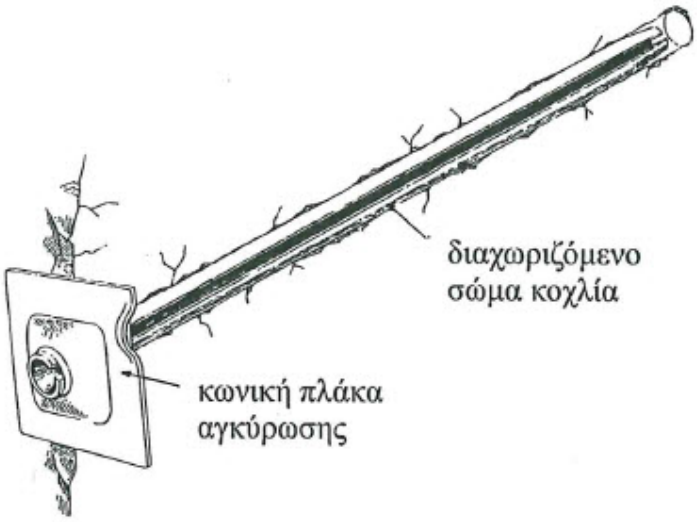


Σχήμα 2.3: Προεντεταμένοι κοχλίες σημειακής αγκύρωσης με αναπτυσσόμενο κέλυφος (expansion shell) (Stillborg, 1994).

- Προεντεταμένοι κοχλίες κατανεμημένης αγκύρωσης με τσιμέντο
- Προεντεταμένοι κοχλίες κατανεμημένης αγκύρωσης με ρητίνη.
- Μη προεντεταμένοι κοχλίες κατανεμημένης αγκύρωσης με τσιμέντο

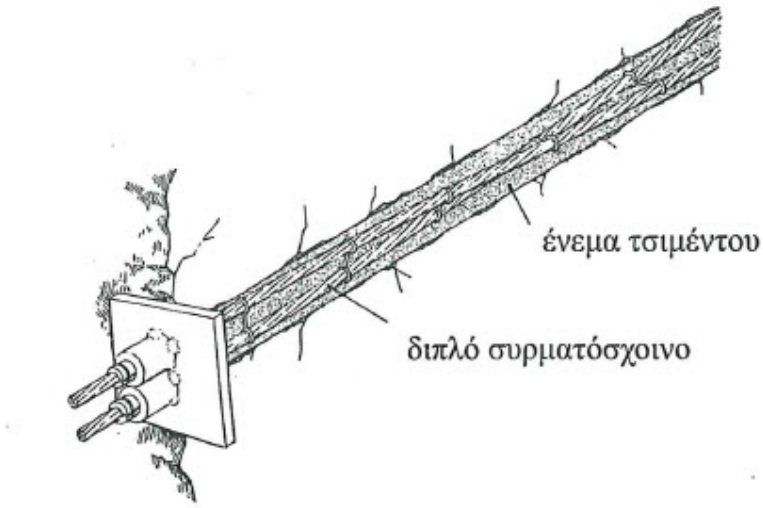


Σχήμα 2.4 : Προεντεταμένοι κοχλίες κατανεμημένης αγκύρωσης με τσιμέντο (Stillborg, 1994).

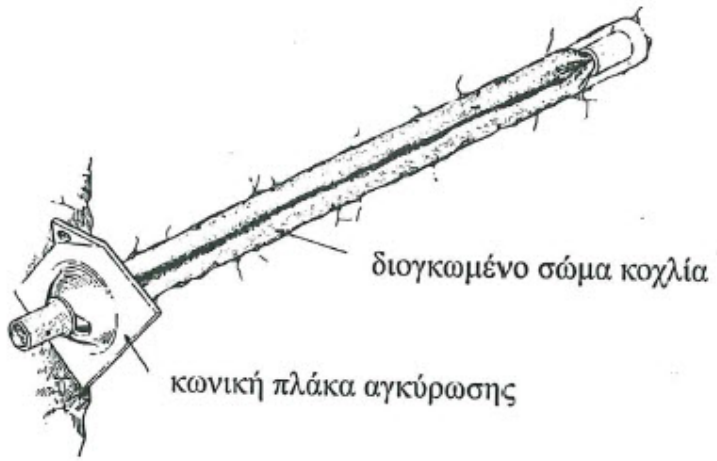


Σχήμα 2.5 : Μη προεντεταμένοι διαχωριζόμενοι κοχλίες σημειακής αγκύρωσης (split set) (Stillborg, 1994)

- Μη προεντεταμένοι διαχωριζόμενοι κοχλίες σημειακής αγκύρωσης (split set)
- Μη προεντεταμένοι σωληνοειδείς κοχλίες κατανεμημένης αγκύρωσης (swellex)
- Μη προεντεταμένοι κοχλίες κατανεμημένης αγκύρωσης με τσιμέντο αποτελούμενοι από ένα ή περισσότερα συρματόσχοινα (cable bolts).



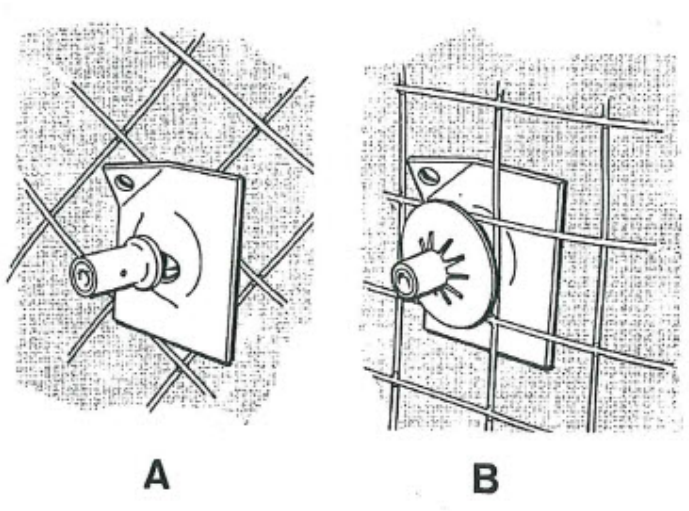
Σχήμα 2.6 : Μη προεντεταμένοι κοχλίες κατανεμημένης αγκύρωσης με τσιμέντο αποτελούμενοι από ένα ή περισσότερα συρματόσχοινα (cable bolts) (Stillborg, 1994).



Σχήμα 2.7 : Μη προεντεταμένοι κοχλίες σωληνοειδείς κοχλίες κατανεμημένης αγκύρωσης (swellex) (Stillborg, 1994).

2.2.3 Πυκνότητα Κοχλίωσης

Σύμφωνα με τον Αγιουτάντη (2002) η πυκνότητα κοχλίωσης εξαρτάται από την κατάσταση του πετρώματος που πρέπει να υποστηριχθεί και κυμαίνεται συνήθως από 0,5 εως 1 κοχλία ανά m^2 επιφάνειας υποστήριξης. Τα αποτελέσματα της κοχλίωσης μπορούν να βελτιωθούν με την τοποθέτηση μεταλλικού πλέγματος το οποίο συγκρατεί τα ενδιάμεσα τμήματα του πετρώματος και επομένως εμποδίζει την χαλάρωση του κύριου όγκου της οροφής (σχήμα 2.8).



Σχήμα 2.8 : Χρήση πλέγματος κατά την κοχλίωση οροφής Α) στερέωση μέσω της πλάκας του κοχλία Β) στερέωση με χωριστή πλάκα (Stillborg, 1994).

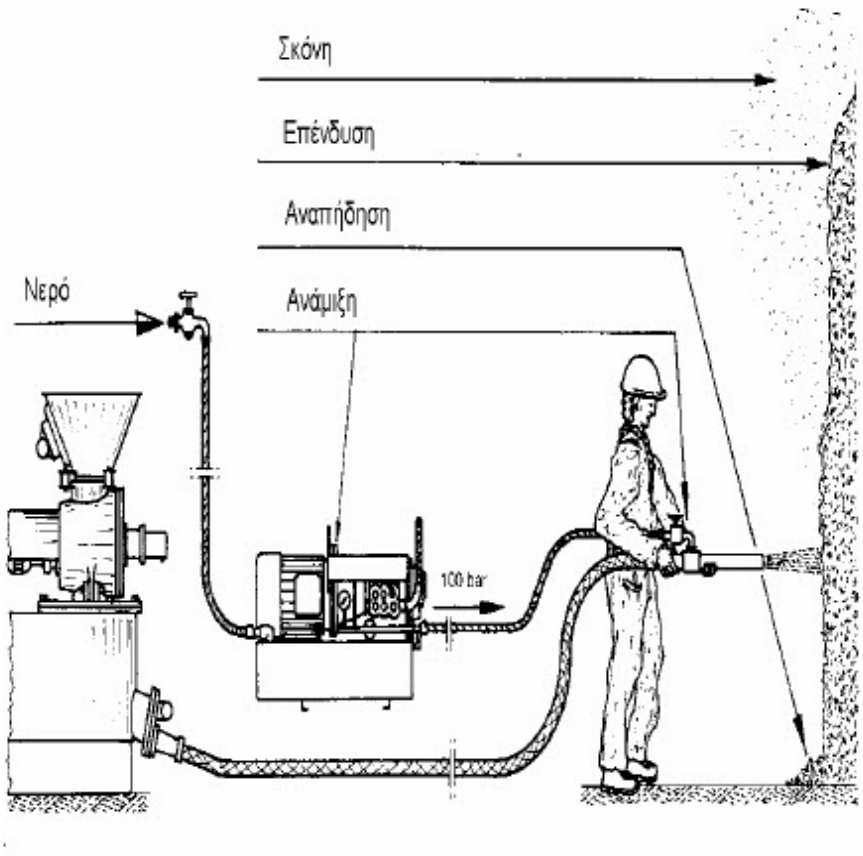
Στις περιπτώσεις όπου απαιτείται κοχλίωση των τοιχωμάτων μιας στοάς αυτή επιτυγχάνεται συνήθως με μικρότερη πυκνότητα κοχλίωσης.

2.3. Μέτρα προσωρινής υποστήριξης

2.3.1 Εκτοξευμένο Σκυρόδεμα (shotcrete)

Η εκτόξευση σκυροδέματος ή σκυροκονιάματος (gunite) (Αγιουτάντης 2002), αποτελεί συνήθως μια μορφή προσωρινής υποστήριξης η ενίσχυσης των τοιχωμάτων του πετρώματος, η οποία στην συνέχεια είναι δυνατόν να ενσωματωθεί στην τελική ή μόνιμη υποστήριξη του ανοίγματος. Για την σωστή εφαρμογή της μεθόδου είναι απαραίτητος ο καθαρισμός των τοιχωμάτων του ανοίγματος ώστε να διευκολυνθεί η πρόσφυση του τσιμεντοπολφού στα πετρώματα.

Ο όρος εκτοξευμένο σκυρόδεμα (Καββαδάς 2004) χρησιμοποιείται για σκυροδέματα που συνίστανται από τσιμέντο, νερό και λεπτόκοκκα αδρανή (συνήθως έως 10mm) τα οποία εφαρμόζονται με εκτόξευση (με βοήθεια πεπιεσμένου αέρα). Οι ταχύτητες εκτόξευσης είναι της τάξης των 100m/sec και συνήθως εφαρμόζεται ένα πάχος από 2 εως 7cm (Οικονομόπουλος 1973). Η παρασκευή του γίνεται είτε ως ξηρό μείγμα (dry mix) (σχήμα 2.9) με προσθήκη νερού στο στόμιο της εκτόξευσης είτε ως υγρό μίγμα (wet mix) όπου η ανάμιξη με νερό γίνεται στον αναδευτήρα κατά την παρασκευή του μίγματος.



Σχήμα 2.9 : Εκτόξευση σκυροδέματος ξηρής μιξης (Σοφιανός, 2000)

Μέχρι σήμερα (Σοφιανός 2000) η μέθοδος ξερής μίξης χρησιμοποιείται συχνότερα επειδή ο εξοπλισμός είναι ελαφρύτερος και οικονομικότερος. Τα ξηρά υλικά μπορούν να μεταφερθούν σε μεγαλύτερες αποστάσεις. Η επένδυση σε εξοπλισμό της μεθόδου υγρής μίξης είναι τουλάχιστον τριπλάσια της αντίστοιχης της ξηρής. Εν τούτοις ο κατασκευαστής που επιθυμεί γρήγορη πρόοδο των εργασιών προτιμά την υγρή μίξη, που έχει οικονομικότερη αναπήδηση, ενώ προσφέρει δυνατότητα προμήθειας υλικού σε μεγάλες ποσότητες από μονάδα παραγωγής σκυροδέματος. Με τον τρόπο αυτό επιτυγχάνει κανείς παραγωγή έως και 20 m^3/h ειδικά όταν χρησιμοποιούνται τηλεχειριζόμενες αυτοματοποιημένες μηχανές Η σύγκριση μεταξύ των δύο μεθόδων παρουσιάζεται στον πίνακα 2.1.

Πίνακας 2.1 : Παράγοντες επιλογής της διαδικασίας μίξης (Σοφιανός 2000)

Παράγων	Ξερή μίξη	Υγρή μίξη
Εξοπλισμός	Χαμηλή ολική επένδυση Συντήρηση σχετικά απλή και αραιή	Λιγότερος επιτόπου εξοπλισμός Λιγότερη φθορά στην αντλία, στις σωλήνες και στο ακροφύσιο. Λιγότερο από 60 % κατανάλωση πιεσμένου αέρα.
Μείξη	Στο εργοτάξιο ή στο εργοστάσιο Έτοιμα αναμιγμένα ξηρά συστατικά μπορούν να χρησιμοποιηθούν, αλλά δεν μπορούν να παραμείνουν ανοικτά σε ύφυγρο ή υγρό περιβάλλον Η συμπεριφορά βλάπτεται από την υγρασία της άμμου.	Ακριβής ανάμιξη στη μονάδα ανάμειξης. Χρήση έτοιμου σκυροδέματος. Αποδεκτή η υγρή άμμος.
Παραγωγή	Σπανίως ξεπερνά επιτόπου τα 5 m^3/h. Μπορεί να μεταφερθεί σε μεγαλύτερες αποστάσεις από ότι τα υγρά μείγματα.	Μεγαλύτερη από ότι αντίστοιχες μηχανές ξηρής μίξης. 2-10m^3/h από ακροφύσιο χειριστή ως 20m^3/h με βραχίονα χειρισμού
Αναπήδηση	Μπορεί να είναι 15-40% από κατακόρυφα τοιχώματα και 20 - 50% από την οροφή. Δημιουργεί θύλακες αναπήδησης. Η απώλεια αδρανών κάνει τη συμφωνία με τη μελέτη σύνθεσης δύσκολη, και το προστιθέμενο τσιμέντο είναι συνήθως πολύ.	Χαμηλή κάτω του 10% για σωστό μίγμα. Μη δημιουργία θυλάκων αναπήδησης Μικρή απώλεια αδρανών
Ποιότητα	Υψηλότερη αντοχή λόγω του χαμηλότερου λόγου Ν/Σ. Λιγότερο ομοιογενής καθόσον η προσθήκη νερού κανονίζεται από τον χειριστή και την ασυνεχή προώθηση του υλικού..	Δυσκολία επίτευξης υψηλής αντοχής λόγω του υψηλότερου λόγου Ν/Σ Πιο ομοιογενής ποιότητα
Ταχύτητα κρούσης	Υψηλή, με καλή πρόσφυση και ευκολότερη χρήση στην οροφή	Γενικά επαρκής για τα υπόγεια έργα
Πρόσθετα	Σα σκόνη στο μείκτη ή στη χοάνη Υγρά στο ακροφύσιο	Γενικά σε υγρή μορφή στο ακροφύσιο
Σκόνη	Μεγάλη παραγωγή σκόνης που μπορεί να μειωθεί με 5-15% προϋγρανση, ή με μετακίνηση του δακτυλίου του νερού προς τα πίσω του ακροφυσίου.	Πολύ μικρή ποσότητα Καλύτερη ορατότητα Κανένας κίνδυνος δημιουργίας στρώσεων από τη σκόνη.
Άλλη χρήση	Αμμοβολή	Άντληση σκυροδέματος

2.3.2 Σύνθεση μίξη εκτοξευόμενου σκυροδέματος

Η σύνθεση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος πρέπει να ικανοποιεί τις ακόλουθες προδιαγραφές (Hoek & Brown, 1980) :

- Να είναι αποδοτική η εκτόξευση του (ακόμα και στην οροφή) με τις ελάχιστες δυνατές απώλειες
- Να είναι δυνατόν να αναπτύξει μεγάλο ποσοστό της αντοχής του σε μικρό χρόνο

- Να είναι δυνατόν να αναπτύξει την πλήρη του αντοχή στο προδιαγεγραμμένο χρονικό διάστημα παρόλο που έχουν προστεθεί επιταχυντές πήξης.
- Να διατηρήσει τις μηχανικές αντοχές του για μεγάλα χρονικά διαστήματα.

Κατά την παρασκευή εκτοξευόμενου σκυροδέματος (Καββαδάς,, 2004) η αναλογία ανάμιξης είναι η εξής (για την παραγωγή ενός κυβικού μέτρου βάρους 2250-2350 kg):

- Τσιμέντο: 400-450 kg
- Αδρανή (διάσταση κόκκου έως 10mm): 1600-1700 kg
- Παιπάλη πυριτίου (micro-silica): 30-50 kg
- Επιταχυντής πήξεως: 10-15 kg
- Νερό: 200-250 kg

Η παιπάλη πυριτίου είναι μια λεπτόκοκκη ποζολάνη η οποία αντιδρά με το υδροξείδιο του ασβεστίου (Ca(OH)2) που παράγεται κατά την ενυδάτωση του τσιμέντου και συντελεί στην αύξηση της αντοχής του σκυροδέματος και τη μείωση της διαπερατότητάς του. Επιπλέον με την προσθήκη της ποζολάνης επιτυγχάνεται μείωση της αναπήδησης (rebound) κατά την εκτόξευση, βελτίωση της πρόσφυσης στη βραχόμαζα και δυνατότητα αύξησης του πάχους της στρώσης του νωπού σκυροδέματος (λόγω αύξησης του ιξώδους και της πρόσφυσης) έως και σε 200mm.

Η αντοχή και η πλαστιμότητα του εκτοξευόμενου σκυροδέματος μπορούν να αυξηθούν με την προσθήκη μεταλλικών ινών (steel fibres) οι οποίες δρουν ως οπλισμός. Η προσθήκη μεταλλικών ινών ως οπλισμού του εκτοξευόμενου σκυροδέματος τείνει να αντικαταστήσει την όπλιση με μεταλλικά πλέγματα (wire mesh reinforcement). Η συνήθης αναλογία μεταλλικών ινών είναι 40-60 kg ανά κυβικό μέτρο σκυροδέματος. Η προσθήκη μεταλλικών ινών πλεονεκτεί ως προς τη χρήση μεταλλικού πλέγματος και για τους εξής λόγους:

1. Δεν προκαλεί αυξημένη αναπήδηση (rebound) του σκυροδέματος όπως το μεταλλικό πλέγμα.
2. Δεν υπόκειται σε ηλεκτρολυτική διάβρωση (corrosion) επειδή οι ίνες δεν είναι συνεχείς όπως το μεταλλικό πλέγμα.
3. Η χρήση των ινών είναι ταχύτερη και κατασκευαστικά ευκολότερη απ' ότι η χρήση μεταλλικού πλέγματος ιδίως στην περίπτωση που η επιφάνεια της βραχόμαζας είναι αρκετά ανώμαλη.

Η εκτόξευση του σκυροδέματος (Sandvic – Tamrock, 1999) γίνεται είτε χειρωνακτικά (σχήμα 2.10) (χειρωνακτικός χειρισμός του ακροφυσίου) είτε με μηχανικά μέσα (σχήμα 2.11) (ρομπότ ψεκασμού). Στην πρώτη περίπτωση (Σοφιανός, 2000), ο χειριστής του ακροφυσίου πρέπει να είναι πάντα σε θέση να εκτοξεύει σκυρόδεμα κάθετα στην επιφάνεια και από απόσταση 1 μέτρο περίπου.

Για το σκοπό αυτό απαιτείται είτε ικρίωμα είτε υδραυλική πλατφόρμα είτε πλατφόρμα τοποθετημένη στο διατρητικό όχημα (drill jumbo). Στα φρέατα εφόσον δεν έχουν ακόμη απομακρυνθεί τα μπάζα η εκτόξευση μπορεί να γίνει από χειριστή που πατάει πάνω τους. Κατά την

υγρή εκτόξευση το κράτημα της ιδιαίτερα βαριάς σωλήνας που είναι γεμάτη με σκυρόδεμα δημιουργεί σημαντική φυσική καταπόνηση.

Σχήμα 2.10: Χειρωνακτικός χειρισμός του ακροφυσίου (Reed, Chino Califorinia 2009)

Ο χειρωνακτικός χειρισμός του ακροφυσίου απαιτεί από ένα χειριστή σε κάθε ακροφύσιο και ένα οδηγό της πλατφόρμας των χειριστών, απ' όπου οι χειριστές βρίσκονται σε κοντινή απόσταση στην περιφέρεια της εκσκαφής, η δε παραγομένη ποιότητα του υλικού δεν είναι πάντα η καλύτερη δυνατή, ούτε η κάλυψη είναι ομοιόμορφη, ειδικά πάνω από τις ανώμαλες επιφάνειες των δοκών.

Σήμερα η υγρή μίξη με ρομπότ ψεκασμού προτιμάται από την ξηρή μίξη όποτε απαιτείται μεγάλη ποσότητα εκτοξευόμενου σκυροδέματος ειδικά στις μεγάλης διαμέτρου σήραγγες. Επειδή δε η επιτυχία ενός συστήματος εκτόξευσης εξαρτάται σημαντικά από την ικανότητα παροχής σκυροδέματος υπό υψηλή πίεση για καλή συμπύκνωση, ο χειρονακτικός έλεγχος του ακροφυσίου είναι αδύνατος. Η περαιτέρω απαίτηση για ταχύτερη κατασκευή με ποσότητες εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάνω από 10 m^3/h προώθησε περαιτέρω την ανάπτυξη αυτοματοποιημένων και τηλεχειριζόμενων συστημάτων εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

Σχήμα 2.11 : Εκτόξευση του σκυροδέματος με μηχανικά μέσα. (Kehä 1, Finland 2008)

Ένας βραχίονας ψεκασμού πλεονεκτεί ειδικά στις κατασκευές σηράγγων, καθόσον όχι μόνον αντικαθιστά τον χειριστή του ακροφυσίου αλλά δίνει και τη δυνατότητα πλήρους αξιοποίησης της ικανότητας της μηχανής. Τούτο σημαίνει ότι ο χρόνος εκτόξευσης μπορεί να μειωθεί στο μισό, ο δε χρόνος κατασκευής μεγάλων σηράγγων μπορεί να μειωθεί κατά 10 - 15 %, με αποτέλεσμα το μειωμένο κόστος ενοικίασης όλου του εξοπλισμού.

2.4 Χαλύβδινα Πλαίσια

Τα πλαίσια γενικά είναι σκελετοί που περιβάλλουν και συγκρατούν κάποιο αντικείμενο προς στερέωση (Δημητράκος 1964). Το χαλύβδινο τόξο (rib) είναι πάντα καμπύλος φορέας και μπορεί να αποτελεί τμήμα πλαισίου. Συνήθως τοποθετείται για την στήριξη του θόλου της στοάς. Εφόσον η οροφή της στοάς είναι επίπεδη, τότε ο φορέας που είναι σε επαφή με αυτήν και την στηρίζει ονομάζεται (ευθύγραμμη) δοκός (beam). Ο στύλος (post) είναι ευθύγραμμος και κατακόρυφος συνήθως φορέας, αποτελεί δε συνήθως τμήμα πλαισίου (σχήμα).

Η εξέλιξη των πλαισίων βασίστηκε στην κατασκευή δοκών με μεγάλη ροπή αδράνειας για μικρό βάρος με μεγάλη αντοχή και με ευκολία χειρισμού τους. Οι χρησιμοποιούμενες διατομές είναι συνήθως σχήματος (δοκοί ΤΗ) V ή Η με πλατύ πέλμα.(σχήμα 2.12)

Σχήμα 2.12 : Χαλύβδινα τύπου ΗΕΒ (Έδραση, 2005).

Οι απαιτούμενες μηχανικές ιδιότητες του χάλυβα από τον οποίο δημιουργούνται πλαίσια είναι (Έδραση, 2005) :

a) Υψηλή τάση διαρροής
b) Υψηλή αντοχή
c) Ολκιμότητα
d) Ικανότητα ψυχρής επανέλασης

Τα πλεονεκτήματα στην χρήση χαλύβδινου πλαισίου είναι :

1. Τυποποίηση των εκάστοτε απαιτήσεων για κάθε έργο
2. Δυνατότητα προκατασκευής της υποστήριξης
3. Άμεση φέρουσα ικανότητα εφόσον είναι σε επαφή με το πέτρωμα
4. Κατακόρυφη η λοξή τοποθέτηση ανάλογα με την διαμόρφωση του μετώπου
5. Καλύτερη εποπτεία της διαμόρφωσης της διατομής της σήραγγας

Τα μειονεκτήματα στην χρήση πλαισίου είναι :

a) Δυσκολία χειρισμού βαριών διατομών
b) Η δυσκαμψία του πλαισίου
c) Σημαντικός χρόνος παράδοσης των πλαισίων

Το πλαίσιο αποτελείται από δύο τεμάχια: το «καπέλο» το οποίο τοποθετείται στην οροφή της σήραγγας και τα δύο (2) ελεύθερα άκρα – ποδαρικά στα οποία στηρίζεται το καπέλο και τα οποία πατάνε στο πέτρωμα των τοιχωμάτων της σήραγγας για να έχουμε καλύτερη στήριξη. Συνήθως τοποθετείται πρώτα το καπέλο και ύστερα τα ποδαρικά του πλαισίου (σχήματα 2.13 & 2.14).

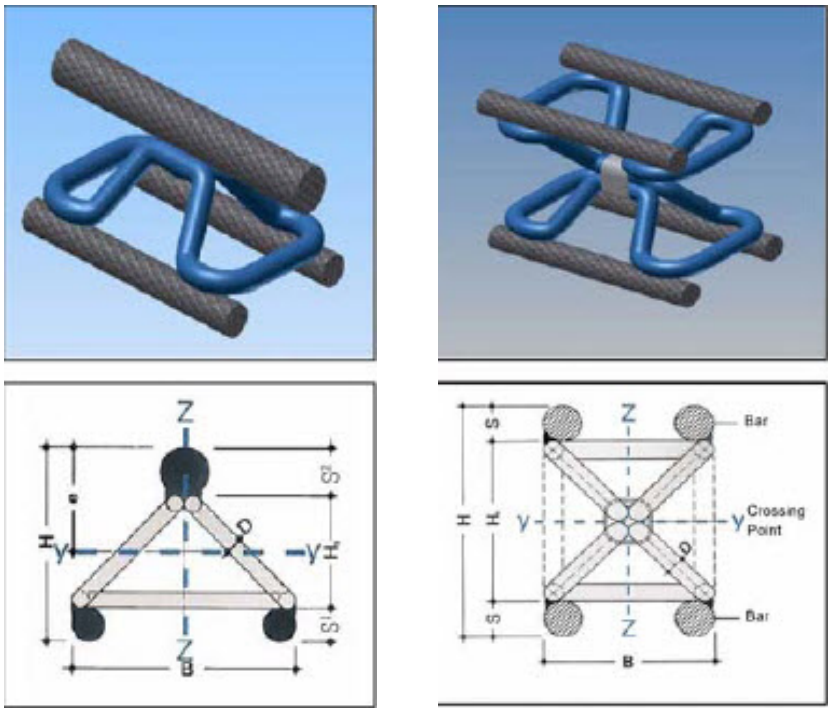
Σχήμα 2.13 : Μεταφορά καπέλου προς τοποθέτηση, με υδραυλικό εκσκαφέα (Έδραση, 2005).

Σχήμα 2.14 :Α)Τοποθέτηση ποδαρικού Β)Ηλεκτροσυγκόλληση ποδαρικού (Έδραση, 2005).

2.5 Δικτυωτές Δοκοί

Οι δικτυωτές δοκοί (lattice girder) (Σοφιανός 2000) αποτελούνται από συγκολλημένες ράβδους οπλισμού οι οποίες έρχονται προκατασκευασμένες στην θέση τοποθέτησής τους (σχήμα 2.15). Με την ενσωμάτωση τους σε επένδυση από έγχυτο ή εκτοξευμένο σκυρόδεμα επιτυγχάνεται η

δυνατότητα ανάληψης από την προσωρινή ή τελική επένδυση εφελκυστικών τάσεων. Οι δοκοί αυτοί προσφέρουν κατά την διάνοιξη όπως και τα χαλύβδινα τόξα προστασία στους εργαζομένους και βοήθεια στην διαμόρφωση της διατομής του ανοίγματος.



Σχήμα 2.15 Δικτυωτά πλαίσια τριών και τεσσάρων (διαμήκων) ράβδων (Σοφιανός, 2008).

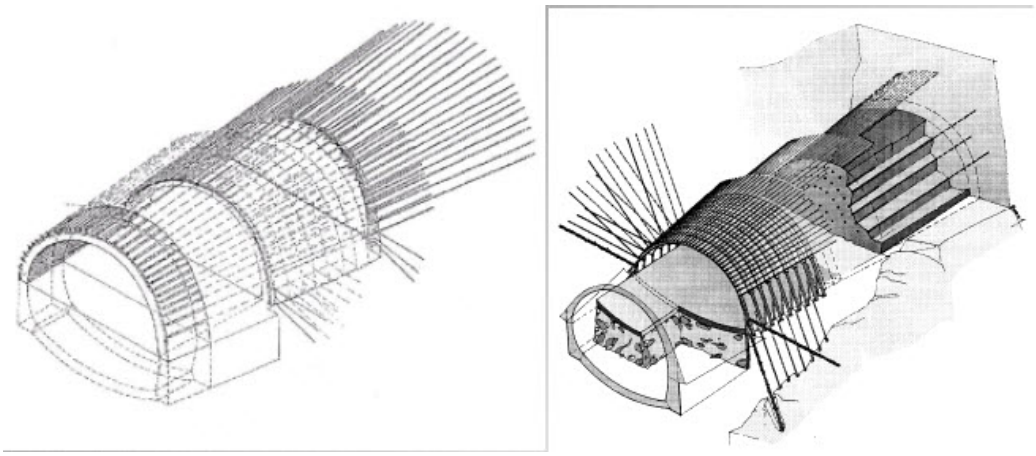
Παραλλαγή των δικτυωτών δοκών αποτελούν οι νευρώσεις οπλισμού του εκτοξευμένου σκυροδέματος (RRS). Πρόκειται για παράλληλους ραβδοχάλυβες συνδεδεμένους με εγκάρσιες ράβδους οι οποίοι ενσωματώνονται στο εκτοξευμένο σκυρόδεμα και δημιουργούν νευρώσεις σε επίπεδα κάθετα στον άξονα της σήραγγας.

Πλεονεκτούν των δικτυωτών δοκών ως προς την ακαμψία, στην ευκολία τοποθέτησης, τον τρόπο σύνδεσης και δεν απαιτούν σημαντικό πάχος επένδυσης. Αντιθέτως η αρχική ευκαμψία τους αποτελεί μειονέκτημα τόσο στην προσφορά ικανοποιητικής υποστήριξης μέχρι την σκλήρυνση του σκυροδέματος της νεύρωσης όσο και στην βοήθεια διαμόρφωσης της διατομής του ανοίγματος.

2.6 Μέθοδος προενίσχυσης με δοκούς προπορείας (Forepoling)

Η διάνοιξη σηράγγων μέσα σε δυσμενείς γεωτεχνικά συνθήκες (Κακογιαννάκη, 2000), όπως είναι η διέλευση μέσα από ασθενείς σχηματισμούς, ζώνες ρηγμάτων και περιοχές με μικρό υπερκείμενο μέσα σε αστικές περιοχές, είναι ένα δύσκολο πρόβλημα, ιδιαίτερα όταν οι επιτόπου τάσεις είναι υψηλές. Κατά τη κατασκευή σηράγγων στις συνθήκες αυτές παρατηρούνται σημαντικά

προβλήματα, κυρίως στην περιοχή του μετώπου διάνοιξης. Η τεχνική των δοκών προπορείας είναι μία τεχνική προενίσχυσης των φτωχών εδαφών που βρίσκονται μπροστά από το μέτωπο διάνοιξης της σήραγγας, ώστε η εκσκαφή να γίνει υπό ασφαλείς συνθήκες. Η εφαρμογή της τεχνικής συνίσταται στην κατασκευή ενός δακτυλίου υποοριζόντιων δοκών μπροστά από το μέτωπο διάνοιξης, οι οποίοι σχηματίζουν ένα τόξο στο έδαφος έξω και πάνω από το περίγραμμα της επικείμενης εκσκαφής και λειτουργούν ως μία επιτόπου υποστήριξη που τοποθετείται πριν από την εκσκαφή (σχήμα 2.16).



Σχήμα 2.16 : Τυπική διάρθρωση δακτυλίου υποοριζόντιων δοκών προπορείας (forepoling)(Peila, 2005)

Η πιο παλιά αναφορά για κατασκευή ενός τύπου ομπρέλας προπορείας (Rotex Oy, 2006) είναι το 1975 από δύο Ιταλούς μηχανικούς τον Fastoli και τον Pastore. Οι δύο αυτοί μηχανικοί αναφέρουν για την προενίσχυση της οροφής ενός σπηλαίου στην είσοδο και την έξοδο του. Η επόμενη αναφορά για την εφαρμογή της μεθόδου κατασκευής ομπρέλας προπορείας είναι το 1976 στην Ιταλία για τις ανάγκες διάνοιξης δρόμου. Ακόμα το 1978 αναφέρεται άλλη μια οδική σήραγγα υπό με χρήση της μεθόδου κατασκευής της ομπρέλας προπορείας.

Οι συγγραφείς της εποχής για να περιγράψουν την μέθοδο αναφέρουν : «Σωλήνες, που έχουν επιλεχθεί για να αντιστέκονται στα κατακόρυφα φορτία τα οποία προέρχονται από το βάρος της γης (= εδάφους) και από τα κτίρια, τοποθετούνται οριζόντια σε μία ή σε περισσότερες σειρές και είναι τοποθετημένες μέσα στο έδαφος 20 με 30 μέτρα προς τον άξονα της σήραγγας». Από εκείνη την περίοδο μέχρι σήμερα έχει εξελιχθεί πάρα πολύ η μέθοδος και ο εξοπλισμός που χρησιμοποιείται.

2.6.1 Διαδικασία εφαρμογής της μεθόδου

Η μέθοδος στηρίζεται στο ότι η περιοχή του σχηματισμού που ενισχύεται από τις δοκούς αποκτά αυξημένα μηχανικά χαρακτηριστικά (Κακογιαννάκη, 2000). Κατά την εφαρμογή της μεθόδου, ανοίγονται αρχικά οπές με το κατάλληλο διατρητικό μηχάνημα (σχήμα 2.17) και εν συνεχεία τοποθετούνται δοκοί (χαλύβδινοι σωλήνες), με μια ελαφριά κλίση 5º με 10º ως προς τον

οριζόντιο άξονα της σήραγγας, στην περιφέρεια της σήραγγας. Οι δοκοί αυτοί μετά την τοποθέτηση τους, πληρώνονται με σκυρόδεμα.

Σχήμα 2.17 : Διάνοιξη οπών, με διατρητικό τύπου casagrande (ιταλικής προέλευσης & κατασκευής, σε συνεργασία με την AGF Ιαπωνίας, Rotex Oy Finland 2002).

Αναλυτικότερα το δαχτυλίδι που δημιουργείται μεταξύ της δοκού και του εδάφους πληρώνεται με σκυρόδεμα χαμηλής πίεσης ενώ μέσα στις δοκούς εισπιέζεται σκυρόδεμα με υψηλή πίεση μέσω κατάλληλων βαλβίδων που τοποθετούνται εντός αυτών. Οι δοκοί έχουν συνήθως οπές ανά 2 μέτρα στην επιφάνειά τους. Έτσι το σκυρόδεμα που εισέρχεται διαχέεται σε όλο το πέτρωμα είτε από τις οπές είτε από το άλλο άκρο της δοκού. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την σταθεροποίηση του εδάφους καθώς και το πλήρωμα με σκυρόδεμα, ρωγμών, διακλάσεων ή εν γένει ασυνεχειών που πιθανόν να υπάρχουν στην δομή του πετρώματος.

Το μέτωπο της σήραγγας στη συνέχεια προχωρά, υπό την προστασία της ομπρέλας προπορείας. Κάθε βήμα εκσκαφής του μετώπου της σήραγγας, για την προχώρηση της, ακολουθείται από την τοποθέτηση χαλύβδινων πλαισίων των οποίων το μέγεθος και το διάστημα είναι συνάρτηση του τύπου του εδάφους και της ομπρέλας προπορείας που έχει κατασκευασθεί. Η συνήθης απόσταση μεταξύ δύο συνεχόμενων ομπρελών προπορείας ποικίλλει από 4 μέτρα έως 10 μέτρα.

Το μήκος της ομπρέλας προπορείας (μήκος των δοκών) εξαρτάται από τους εξής παράγοντες :

- Τη διάσταση της διατομής της σήραγγας
- Τα χαρακτηριστικά του εδάφους
- Τον χρησιμοποιούμενο εξοπλισμό

Συνοπτικά η διαδικασία που ακολουθείται είναι :

1) Τοποθέτηση και εγκατάσταση στο σωστό σημείο με βάση την τοπογραφική μελέτη.
2) Διάτρηση (διάμετρος 140mm με 200mm) και τοποθέτηση χαλύβδινων δοκών (εξωτερικής διαμέτρου μεταξύ 70 και 180mm και πάχους μεταξύ 4 και 10mm).
3) Τοποθέτηση ενός λάστιχου κατά μήκος της δοκού (από άκρη έως άκρη).
4) Πλήρωση των δοκών με σκυρόδεμα.
5) Τοποθέτηση κάποιου τύπου υποστήριξης (π.χ. πλαίσιο ή πλέγμα) και εκτόξευση σκυροδέματος.

2.7 Μόνιμη επένδυση της σήραγγας

Η τελική (μόνιμη) επένδυση της σήραγγας (Αττικό Μετρό, 2000) κατασκευάζεται όταν το σύστημα της αρχικής υποστήριξης έχει φθάσει σε συνθήκες ισορροπίας. Η μόνιμη επένδυση προσφέρει αυξημένη ασφάλεια στο χρόνο ζωής του έργου, δημιουργεί μία ομοιόμορφη εσωτερική επιφάνεια και βελτιώνει την στεγανότητά της. Η μόνιμη επένδυση των σηράγγων κατασκευάζεται από οπλισμένο σκυρόδεμα, έγχυτο επί τόπου. Χρησιμοποιούνται ειδικοί μεταλλότυποι (σχήμα 2.18), συνήθως αυτοφερόμενοι, κάτι που μειώνει σημαντικά τον χρόνο και το κόστος του έργου. Υπάρχουν υδραυλικοί μοχλοί που μπορούν να ρυθμίζουν το επιθυμητό πάχος της επένδυσης. Το συνολικό μήκος τέτοιων καλουπιών είναι της τάξεως των 10-12 μ, αναλόγως τη διατομή. Σε πρώτη φάση κατασκευάζεται το κάτω μέρος της σήραγγας (πυθμένας) και στους κατασκευαστικούς αρμούς τοποθετούνται ειδικοί υδατοφραγμοί (waterstop) για υδατοστεγάνωση.

Σε επόμενη φάση σκυροδετείται ο θόλος με τη χρήση του αυτοφερόμενου μεταλλότυπου. Ο χρόνος αφαίρεσης του σιδηροτύπου είναι της τάξεως ωρών από την έγχυση. Για την ανάπτυξη επαρκούς αντοχής του σκυροδέματος σε σύντομο χρόνο, χρησιμοποιούνται στη σύνθεση του ειδικά χημικά πρόσμεικτα. Επειδή πάντοτε απομένει μικρό κενό μεταξύ της στέψης του σκυροδέματος και του εδάφους στην οροφή της σήραγγας, ακολουθούν τσιμεντενέσεις πλήρωσης αυτών των κενών.

Σχήμα 2.18 : Χαρακτηριστικός μεταλλότυπος επένδυσης (Αιμ.Κωμοδρόμος, 2005).

2.8 Παρακολούθηση της συμπεριφοράς σηράγγων

2.8.1 Γενικά

Η επιτυχής διάνοιξη και προσωρινή υποστήριξη σηράγγων (Καββαδάς, 2004) με τη μέθοδο ΝΑΤΜ βασίζεται σε σημαντικό βαθμό στη συστηματική παρακολούθηση της συμπεριφοράς της σήραγγας και στη συνεχή προσαρμογή των χαρακτηριστικών της διάνοιξης και υποστήριξης με βάση τα αποτελέσματα της παρακολούθησης (π.χ. τροποποίηση του βήματος εκσκαφής και της διαδικασίας τοποθέτησης των μέτρων προσωρινής υποστήριξης, πύκνωση ή αραίωση των μέτρων προσωρινής υποστήριξης, τροποποίηση του πάχους του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, τροποποίηση του μήκους των αγκυρίων, προσθήκη αγκυρίων σε χαρακτηριστικές θέσεις κλπ). Η παρακολούθηση της συμπεριφοράς της σήραγγας γίνεται μέσω συστηματικών μετρήσεων και κατάλληλης αξιολόγησής των.

Κατά τη διάνοιξη και υποστήριξη σηράγγων συνήθως μετρούνται τα εξής:

1. Μετακινήσεις: του τοιχώματος της σήραγγας, της βραχόμαζας που περιβάλλει τη σήραγγα και της επιφάνειας του εδάφους.
2. Πιέσεις: της βραχόμαζας στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, υδατικές πιέσεις στο έδαφος που περιβάλλει τη σήραγγα.
3. Δυνάμεις: εφελκυσμός στα αγκύρια, θλίψη/κάμψη στα χαλύβδινα πλαίσια.
4. Παροχή διηθήσεων υπογείων υδάτων.

Παρακάτω περιγράφονται συνοπτικά οι μέθοδοι που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τις ανωτέρω μετρήσεις, ενώ στο σχήμα 2.19 παρουσιάζεται ο βασικός εξοπλισμός που χρησιμοποιείται, για την παρακολούθηση της συμπεριφοράς των σηράγγων. Σημειώνεται ότι το είδος των μετρήσεων, οι θέσεις τοποθέτησης των οργάνων μέτρησης, η συχνότητα των μετρήσεων, οι τρόπος της αξιολόγησής τους, τα αποδεκτά όρια των μετρήσεων και, τέλος, οι ενέργειες που θα πρέπει να αναλαμβάνονται σε περίπτωση που οι μετρήσεις υπερβούν τα αποδεκτά όρια θα πρέπει να αποτελούν αντικείμενο ειδικής μελέτης. Δεν είναι σπάνια η περίπτωση που οι μετρήσεις γίνονται μεν αλλά δεν αξιολογούνται ή δεν είναι γνωστά τα μέγιστα αποδεκτά όρια ή, τέλος, δεν έχουν αποφασισθεί οι ενέργειες σε περίπτωση υπέρβασης των αποδεκτών ορίων.

2.8.2 Μετρήσεις των μετακινήσεων

2.8.2.1 Μετακινήσεις του τοιχώματος της σήραγγας

- ✓ Τοπογραφική αποτύπωση της μετακίνησης σε τρεις άξονες (3-D convergency) με οπτικούς ανακλαστήρες (reflex targets). Η ακρίβεια των μετρήσεων εξαρτάται από την απόσταση σκόπευσης, την ακρίβεια του οργάνου, τη θερμοκρασία του αέρα, την παρουσία καυσαερίων στη σήραγγα κλπ. Η συνήθης ακρίβεια είναι 2-4mm.
- ✓ Χωροσταθμική υψομετρική αποτύπωση (levelling) με χωροβάτη. Η συνήθης ακρίβεια είναι 1-2mm.
- ✓ Μέτρηση της απόστασης μεταξύ δυο σημείων στο τοίχωμα της
- ✓ σήραγγας με μεταλλική μετροταινία (tape extensometer). Η συνήθης ακρίβεια είναι 0.5mm.

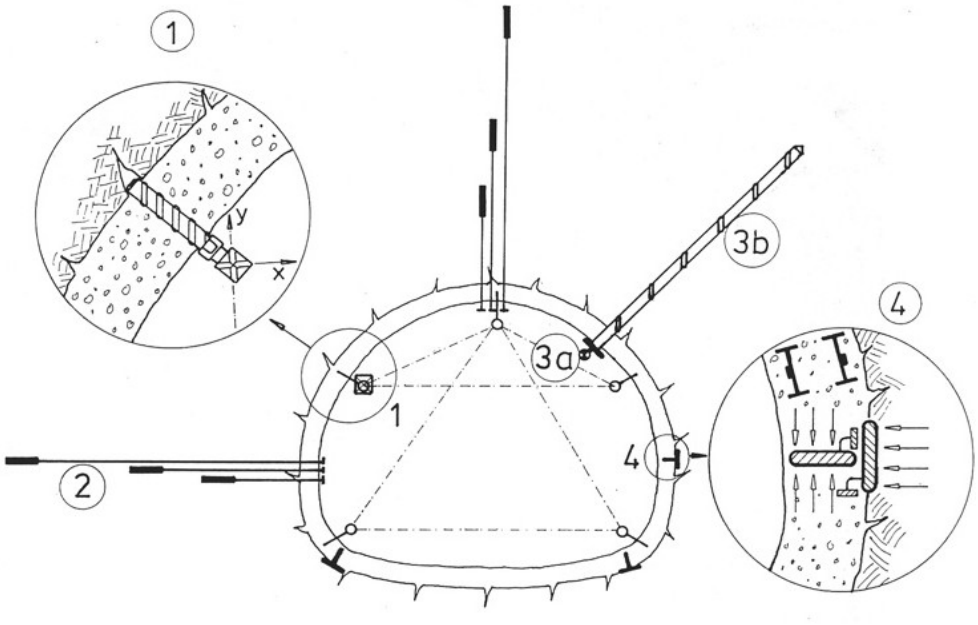
2.8.2.2 Μετακινήσεις της βραχόμαζας

- ✓ Εκτασιόμετρα ράβδου εντός γεωτρήσεων (multi-point rod extensometers).
- ✓ Μαγνητικά εκτασιόμετρα εντός γεωτρήσεων (magnetic probe extensometers). Πλαστικός σωλήνας με μεταλλικούς δακτυλίους σε τακτά διαστήματα. Η μέτρηση γίνεται με βολίδα η οποία με μαγνητική μέθοδο μετρά την απόσταση μεταξύ των δακτυλίων.
- ✓ Ολισθαίνοντα εκτασιόμετρα (sliding micrometer) εντός γεωτρήσεων. Πλαστικός σωλήνας με μεταλλικούς δακτυλίους (measuring marks). Η μέτρηση γίνεται με μεταλλικό στέλεχος που ολισθαίνει κατά μήκος του σωλήνα και κλειδώνει στις θέσεις των μεταλλικών δακτυλίων.
- ✓ Αποκλισιόμετρα (inclinometers) εντός γεωτρήσεων.

2.8.3 Μετακινήσεις (βυθίσεις) της επιφάνειας του εδάφους

- ✓ Με χωροσταθμική υψομετρική αποτύπωση (levelling) με χρήση χωροβάτη

- ✓ Με οριζοντίως διατεταγμένα αποκλισιόμετρα (electro-levels)
- ✓ Με όργανα μέτρησης του ανοίγματος ρωγμών (crack meters)



Legend	Measuring objective	Instrument
1	Deformation of the excavated tunnel surface	Convergence tape Surveying marks
2	Deformation of the ground surrounding the tunnel	Extensometer
3	Monitoring of ground support element 'anchor'	Total anchor force
4	Monitoring of ground support element 'shotcrete shell'	Κύτταρα πιέσεως Embedments gauge

Σχήμα 2.19 : Βασικός εξοπλισμός που χρησιμοποιείται για την παρακολούθηση συμπεριφοράς σηράγγων (Peck, 1969).

2.8.4 Μετρήσεις των πιέσεων

- ✓ Οι εδαφικές πιέσεις στην επένδυση της σήραγγας μπορούν να μετρηθούν με κύτταρα πιέσεως (pressure cells)
- ✓ Οι υδατικές πιέσεις στο έδαφος γύρω από μια σήραγγα μπορούν να μετρηθούν με πιεζόμετρα: υδραυλικά (stand-pipe), ηλεκτρικά (vibrating wire, strain gauge) ή πνευματικά (pneumatic)

2.8.5 Μετρήσεις δυνάμεων

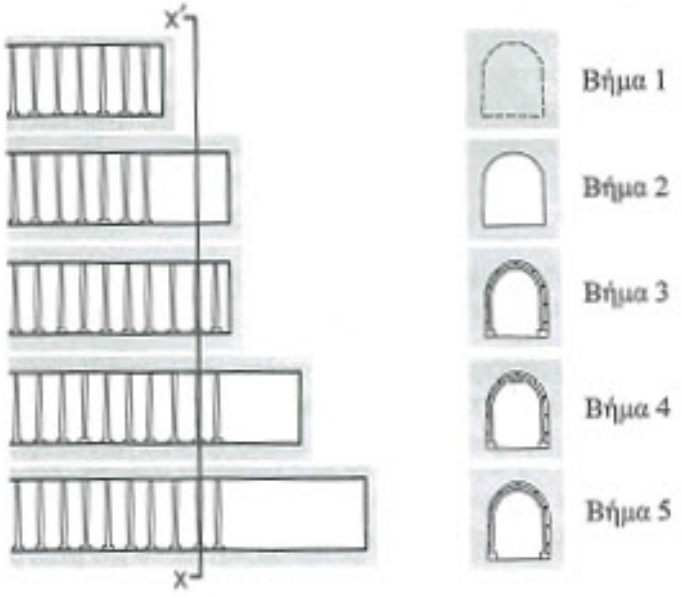
- ✓ Φορτία εφελκυόμενων ή θλιβόμενων στοιχείων (π.χ. αγκύρια, χαλύβδινα πλαίσια κλπ) μπορούν να μετρηθούν με την τοποθέτηση ηλεκτρομηκυνσιομέτρων (strain gauges) ή μετρητών φορτίου (load cells) κατά την κατασκευή των φορτιζόμενων στοιχείων
- ✓ Η μέτρηση του φορτίου σε ένα φορτιζόμενο στοιχείο στο οποίο δεν έχει τοποθετηθεί εκ των προτέρων σύστημα μέτρησης, η συνηθέστερη μέθοδος είναι η μέθοδος της αποφόρτισης με δειγματοληψία (overcoring)

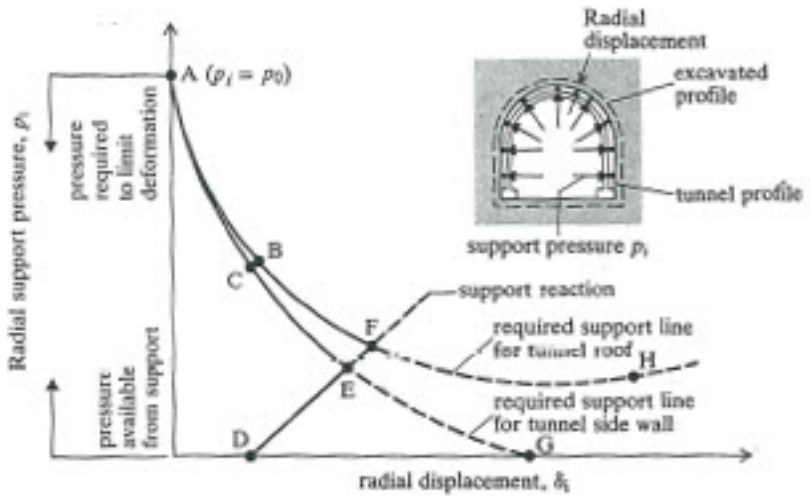
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΑΡΧΕΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ – ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΣΥΓΚΛΙΣΗΣ – ΑΠΟΤΟΝΩΣΗΣ (PANET)

3.1 Αρχές υποστήριξης και ενίσχυσης

Μια τυπική αντίδραση του πετρώματος κατά την εκσκαφή ενός ανοίγματος φαίνεται από τη μελέτη του σχήματος 3.1. Θεωρείται ότι το αρχικό εντατικό πεδίο είναι υδροστατικό (P_0) και ότι το σύστημα υποστήριξης αποτελείται από μεταλλικές αψίδες, οι οποίες εγκαθίστανται αμέσως μετά τον κύκλο διάτρησης- ανατίναξης, στη συνέχεια εξηγείται βήμα προς βήμα η ανάπτυξη της ακτινικής μετατόπισης σε ένα σημείο της οροφής και σε ένα σημείο στα τοιχώματα του ανοίγματος (τομή Χ-Χ΄), καθώς το άνοιγμα απομακρύνεται από το επίπεδο Χ-Χ΄ (Brady & Brown, 1985).





Σχήμα 3.1 : Τυπική καμπύλη αντίδρασης πετρώματος (Brady and Brown, 1985)

Η πίεση που απαιτείται για να υποστηριχτεί το κάθε σημείο (και η οποία μεταβάλλεται με το χρόνο) ονομάζεται πίεση υποστήριξης (P_s) (Brady and Brown, 1985):

- Βήμα 1 : Το άνοιγμα δεν έχει φθάσει ακόμα στο επίπεδο Χ-Χ΄ και επομένως η βραχομάζα στο προτεινόμενο όριο του ανοίγματος βρίσκεται σε ισορροπία με την πίεση υποστήριξης ($P_s = P_0$), όπως παρίσταται από το σημείο Α.
- Βήμα 2 : Το μέτωπο έχει προχωρήσει πέραν του επιπέδου Χ-Χ΄ και επομένως η πίεση υποστήριξης μηδενίζεται ($P_s = 0$). Παρ'ολ'αυτά το φαινομενικά ανυποστήρικτο τμήμα του πετρώματος μεταξύ του τελευταίου στοιχείου υποστήριξης και του μετώπου συγκρατείται λόγω του ότι το μέτωπο είναι σχετικά κοντά, η ακτινικές μετατοπίσεις της οροφής και των πλευρών του ανοίγματος δίνονται από τα σημεία Β και C αντίστοιχα,
- Βήμα 3 : Έχει ολοκληρωθεί η αποκομιδή του προϊόντος , καθώς και η εγκατάσταση των νέων πλαισίων υποστήριξης τα πλαίσια δεν φέρουν ακόμη φορτία ($P_s = 0$) και επομένως η πίεση υποστήριξης παρίσταται από το σημείο D,
- Βήμα 4 και Βήμα 5 : Το μέτωπο έχει προχωρήσει κατά έναν ακόμη κύκλο έτσι, ώστε η επίδραση του στην εντατική κατάσταση των σημείων του επιπέδου Χ-Χ΄ να θεωρείται αμελητέα, εάν δεν υπήρχε η υποστήριξη. Η ακτινική μετατόπιση των σημείων αυτών θα διδόταν από τις καμπύλες CEG και BFH. Καθώς, όμως, αυξάνει η ακτινική μετατόπιση των σημείων αυτών, αυξάνει και η πίεση υποστήριξης που προσφέρουν τα πλαίσια υποστήριξης. Με συνέπεια η ακτινική παραμόρφωση της οροφής και των τοιχωμάτων να παραμείνει στα σημεία F και E αντίστοιχα. Σημειώνεται ότι σε περίπτωση που δεν τοποθετηθούν πλαίσια υποστήριξης, η ακτινική

μετατόπιση των τοιχωμάτων θα φθάνει σε κάποια ισορροπία (σημείο G), ενώ η ακτινική μετατόπιση των σημείων της οροφής θα έχει ως αποτέλεσμα την αστοχία της.

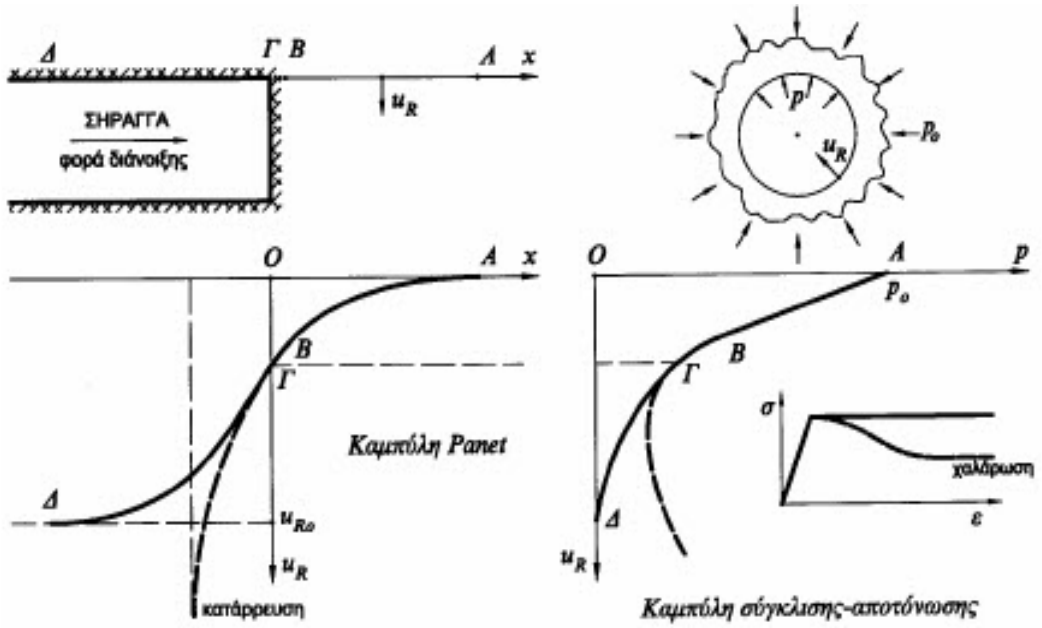
Από την παραπάνω μελέτη φαίνεται ότι (Brady & Brown, 1985) :

- Η παρακολούθηση των μετατοπίσεων των τοιχωμάτων είναι οι σημαντικότερη παράμετρος για την επιτυχή εφαρμογή ενός συστήματος υποστήριξης.
- Το σύστημα υποστήριξης πρέπει να επιτρέπει μια ακτινική μετατόπιση , ώστε η πίεση (το φορτίο) υποστήριξης να διατηρηθεί σε χαμηλά επίπεδα.
- Το σύστημα υποστήριξης πρέπει να μην επιτρέπει μια υπερβολική ακτινική μετατόπιση που θα έχει ως αποτέλεσμα τη χαλάρωση της βραχόμαζας και την απώλεια της φέρουσας ικανότητας.
- Ο χρόνος τοποθέτησης, καθώς και η ακαμψία και η ελαστικότητα της υποστήριξης, επηρεάζουν σε μεγάλο βαθμό τον έλεγχο των μετατοπίσεων.

3.2 Ανάλυση της διάνοιξης και υποστήριξης σηράγγων με καμπύλες σύγκλισης – αποτόνωσης

Όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο της παρούσας διπλωματικής εργασίας, κατά τη διάνοιξη σηράγγων οι μετακινήσεις του εδάφους αρχίζουν σε θέσεις αρκετά εμπρός από το μέτωπο διάνοιξης, δηλαδή πριν το μέτωπο εκσκαφής της σήραγγας φθάσει σε κάποια συγκεκριμένη θέση (Καββαδάς, 2004). Το σχήμα 3.2 παρουσιάζει μια τέτοια καμπύλη (ΑΒΓΔ) εξέλιξης της σύγκλισης για ανυποστήρικτη σήραγγα, σε διάγραμμα x - u_R όπου (u_R) είναι η σύγκλιση της οροφής της σήραγγας και (x) είναι η απόσταση από το μέτωπο εκσκαφής. Από το σχήμα φαίνεται ότι ένα σημαντικό ποσοστό της συνολικής σύγκλισης (u_{RO}), της τάξεως του 30-35% της συνολικής σύγκλισης, συμβαίνει εμπρός από το μέτωπο της σήραγγας. Στο ίδιο σχήμα φαίνεται και η αντίστοιχη καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης. Συνεπώς, σε κάθε θέση (x) κατά μήκος του άξονα της σήραγγας αντιστοιχεί μέσω της καμπύλης x-u_R μια τιμή της σύγκλισης του τοιχώματος (u_R).

Για τη συγκεκριμένη τιμή (u_R) αντιστοιχεί μέσω της καμπύλης σύγκλισης-αποτόνωσης μια τιμή της πίεσης (p), η οποία είναι μικρότερη από την αρχική γεωστατική πίεση (p_o). Η πίεση (p) ονομάζεται "*ισοδύναμη εσωτερική πίεση*" επειδή προκαλεί την ίδια σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας με αυτήν που συμβαίνει σε απόσταση (x) από το μέτωπο της σήραγγας. 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.



Σχήμα 3.2: Καμπύλες σύγκλισης-αποτόνωσης και καμπύλες Panet σε ανυποστήρικτη σήραγγα (Καββαδάς, 2004).

Η συσχέτιση της σύγκλισης (u_R) του τοιχώματος της σήραγγας με την απόσταση (x) από το μέτωπο εκσκαφής είναι πολύ χρήσιμη γιατί επιτρέπει την εκτίμηση της σύγκλισης του τοιχώματος της σήραγγας που έχει συμβεί πριν από την εφαρμογή της προσωρινής υποστήριξης. Σημειώνεται ότι ακόμη και στην περίπτωση όπου η προσωρινή υποστήριξη εφαρμόζεται ακριβώς στη θέση του μετώπου της σήραγγας, κάποια σύγκλιση έχει ήδη συμβεί (της τάξεως του 30-35% της συνολικής σύγκλισης).

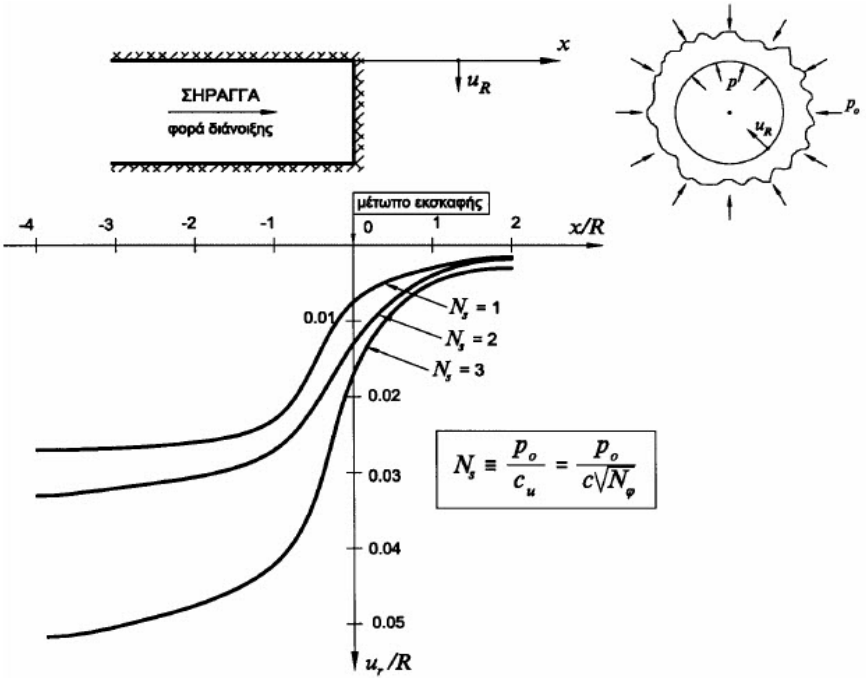
Η σύγκλιση της βραχόμαζας πριν από την εφαρμογή των μέτρων υποστήριξης συντελεί στην αποτόνωση της βραχόμαζας και τη μείωση των πιέσεων που θα ασκηθούν επί των μέτρων υποστήριξης. Κατά συνέπεια, η εκτίμηση της ως άνω σύγκλισης επηρεάζει σημαντικά το σχεδιασμό των μέτρων υποστήριξης. Στα επόμενα εκτιμάται η σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας συναρτήσει της απόστασης (x) από το μέτωπο εκσκαφής.

Η σύγκλιση $u_R(x)$ του τοιχώματος ανυποστήρικτης σήραγγας σε απόσταση ($x < 0$) πίσω από το μέτωπο της εκσκαφής (που βρίσκεται στη θέση $x = 0$) δίνεται από την προσεγγιστική σχέση (Panet, 1995):

$$u_R(x) = u_R(o) + \left[u_{R\infty} - u_R(o)\right]\left\{1 - \left[\frac{m}{m + \xi(-x/R)}\right]^2\right\} \quad (3.1)$$

όπου:

$u_{R\infty}$ = η τελική σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας σε μεγάλη απόσταση (x = -∞) πίσω από το μέτωπο εκσκαφής. Για ελαστοπλαστική βραχόμαζα και ισότροπες γεωστατικές τάσεις ($\sigma_v = \sigma_h = p_0$) η τελική σύγκλιση μπορεί να υπολογισθεί με τις σχέσεις για μηδενική εσωτερική



Σχήμα 3.3: Τυπικές μορφές καμπύλων Panet κατά μήκος του άξονα της σήραγγας, για διάφορες τιμές του συντελεστή υπερφόρτισης (Ns) (Καββαδάς, 2004) .

πίεση ($p=0$). Η σύγκλιση αυτή μπορεί να υπολογισθεί και με αριθμητικές μεθόδους ανάλυσης της συμπεριφοράς της βραχόμαζας κατά τη διάνοιξη της σήραγγας (π.χ. την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων) για μηδενική τιμή της εσωτερικής πίεσης.

R = η ακτίνα της σήραγγας

$\xi = u^e_{R\infty} / u_{R\infty}$ = συντελεστής που ισούται με το λόγο της ελαστικής προς την ελαστοπλαστική τελική σύγκλιση.

Για ισότροπη βραχόμαζα η ελαστική τελική σύγκλιση δίνεται από τη σχέση:

$$u^e_{R\infty} = \frac{p_o}{2G} R \quad (3.2)$$

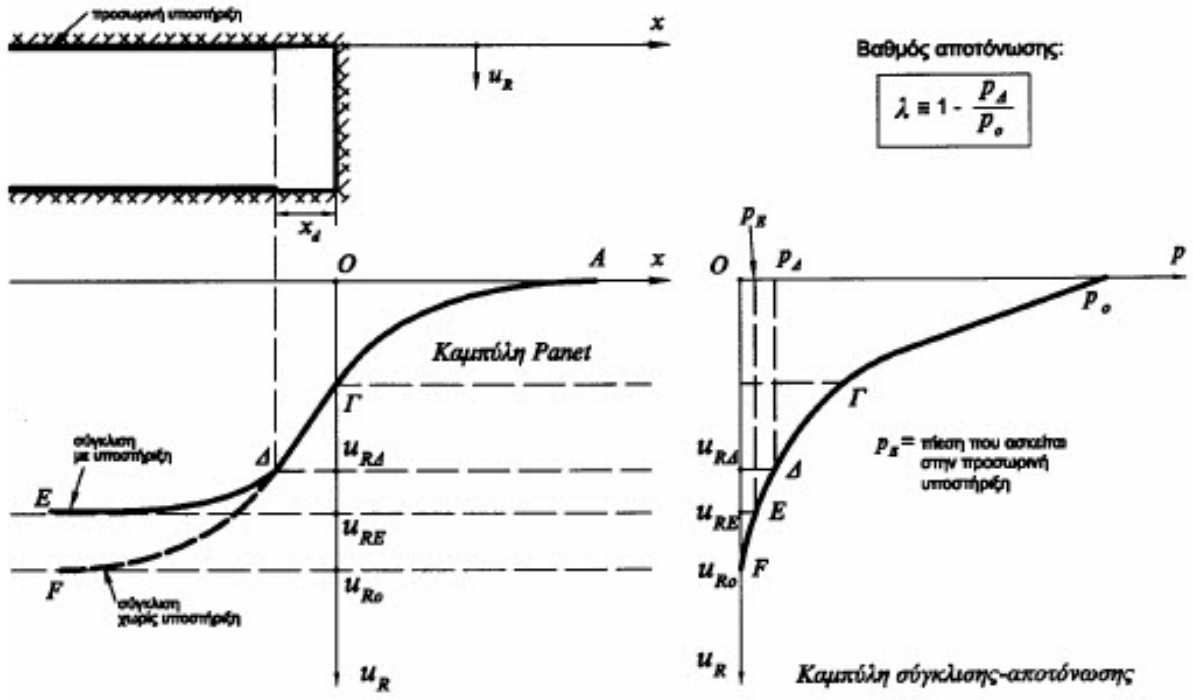
$u_{R(o)}$ = σύγκλιση του τοιχώματος στο μέτωπο εκσκαφής της σήραγγας (θέση x = 0)

m = συντελεστής

Οι τιμές των δύο τελευταίων συντελεστών εξαρτώνται από το συντελεστή υπερφόρτισης της βραχόμαζας $N_s = 2p_o / \sigma_{cm}$ (σcm = αντοχή της βραχόμαζας σε μοναξονική θλίψη). Τυπικές καμπύλες σύγκλισης του τοιχώματος σε διάφορες θέσεις πίσω από το μέτωπο εκσκαφής φαίνονται στο σχήμα 3.3.

Το σχήμα 3.4 παρουσιάζει τις αντίστοιχες καμπύλες σε διατομή σήραγγας που υποστηρίζεται με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Η καμπύλη x-u_R ακολουθεί τη διαδρομή ΑΓΔΕ και η τελική σύγκλιση (u_{RE}) είναι μικρότερη από την αντίστοιχη σύγκλιση της ανυποστήρικτης διατομής (u_{RO}). Αντιστοίχως, στην τελική κατάσταση ισορροπίας (κατάσταση Ε) ασκείται πίεση (p_E) στην προσωρινή υποστήριξη. Εάν (Δ) είναι η κατάσταση κατά τη στιγμή της τοποθέτησης των μέτρων προσωρινής υποστήριξης (σε απόσταση xd πίσω από το μέτωπο διάνοιξης της σήραγγας), τότε στο σημείο Δ αντιστοιχεί μια τιμή της σύγκλισης ($u_{R\Delta}$) και μια ισοδύναμη εσωτερική πίεση (p_Δ). Ο βαθμός αποτόνωσης (deconfinement ratio) των εδαφικών τάσεων κατά την τοποθέτηση των μέτρων προσωρινής υποστήριξης ορίζεται από τη σχέση:

$$\lambda \equiv 1 - \frac{p_\Delta}{p_o} \qquad (3.3)$$



Σχήμα 3.4 : Καμπύλες σύγκλισης-αποτόνωσης και καμπύλες Panet σε σήραγγα υποστηριζόμενη με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. (Καββαδάς, 2004) .

όπου (p_0) είναι η αρχική γεωστατική πίεση και (p_Δ) είναι η ισοδύναμη εσωτερική πίεση που αντιστοιχεί στη θέση τοποθέτησης των μέτρων προσωρινής υποστήριξης. Είναι προφανές ότι ο βαθμός αποτόνωσης των τάσεων είναι μικρότερος από τη μονάδα.

Το σχήμα 3.5 παρουσιάζει τη συσχέτιση μεταξύ του βαθμού αποτόνωσης (λ) και της θέσης τοποθέτησης των μέτρων προσωρινής υποστήριξης (καμπύλες Panet). Στην περίπτωση όπου ο συντελεστής υπερφόρτισης (overload factor) $Ns \equiv p_0 / c_u \leq 1$, η βραχόμαζα γύρω από τη σήραγγα παραμένει στην ελαστική περιοχή1, ακόμη και για πλήρη αποτόνωση της εσωτερικής πίεσης ($p = 0 \rightarrow \lambda = 1$). Στην τελευταία αυτή περίπτωση, ο βαθμός αποτόνωσης των τάσεων στο μέτωπο της εκσκαφής ($x = 0$) είναι $\lambda = 0.27$, δηλαδή $p/p_o = 0.73$. Γενικότερα, από τις καμπύλες Panet προκύπτουν οι εξής τιμές του συντελεστή αποτόνωσης των τάσεων για διάφορες αποστάσεις πίσω από το μέτωπο εκσκαφής της σήραγγας (Καββαδάς, 2004):

Απόσταση (x) από το μέτωπο της εκσκαφής*	Συντελεστής αποτόνωσης (λ) για			
	$N_s \leq 1$	$N_s = 2$	$N_s = 3$	$N_s = 4$
0	0.27	0.39	0.52	0.67
R/2	0.69	0.80	0.84	0.89
R	0.82	0.86	0.88	0.92
2R	0.90	0.92	0.93	0.94

* R = ακτίνα της σήραγγας

Κατά συνέπεια, σε απόσταση περίπου ίση με τη διάμετρο της σήραγγας ($x = 2R$), έχει επέλθει σχεδόν πλήρης αποτόνωση των εσωτερικών τάσεων. Με την αύξηση του συντελεστή υπερφόρτισης (N_s) αυξάνουν οι γεωστατικές (p_o) σε σχέση με την αντοχή της βραχόμαζας ($\sigma_c = 2c_u$), η πλαστική περιοχή γύρω από τη σήραγγα διευρύνεται και αυξάνουν οι συγκλίσεις της οροφής.

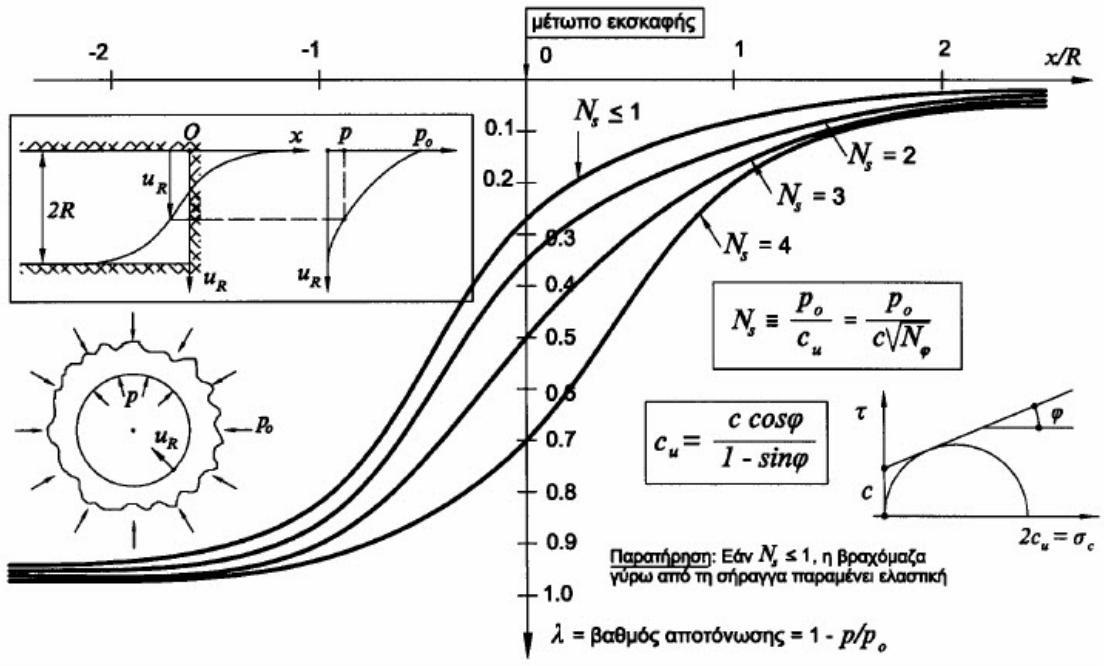
Η συσχέτιση μεταξύ της ισοδύναμης εσωτερικής πίεσης (p), ή του βαθμού αποτόνωσης $\lambda \equiv 1 - p / p_0$, και της σύγκλισης του τοιχώματος της σήραγγας (u_R) περιγράφεται από την καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης (convergence-confinement curve). Η καμπύλη σύγκλισης – αποτόνωσης περιγράφηκε στο κεφάλαιο 1. Η μορφή της καμπύλης σύγκλισης-αποτόνωσης μιας ανυποστήρικτης σήραγγας φαίνεται στο σχήμα 3.6 (καμπύλη ΑΔΕF).

Ο συνδυασμός των καμπύλων Panet (σχήμα 3.5) και της καμπύλης σύγκλισης - αποτόνωσης της ανυποστήρικτης διατομής επιτρέπει την εκτίμηση της σύγκλισης του τοιχώματος σε κάθε θέση (x) του άξονα της σήραγγας. Η μέθοδος είναι η εξής:

1. Υπολογίζεται ο συντελεστής υπερφόρτισης (N_s).
2. Από τη συγκεκριμένη καμπύλη Panet (Σχήμα 3.5) και τη συγκεκριμένη τιμή (x) υπολογίζεται ο βαθμός αποτόνωσης (λ) και στη συνέχεια η ισοδύναμη εσωτερική πίεση $p = po\ (1-\lambda)$.
3. Υπολογίζεται η καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης με βάση τις ελαστικές παραμέτρους (E, ν) και τις παραμέτρους αντοχής (c, φ) του εδάφους

4. Από την καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης και για την τιμή της πίεσης (p) που υπολογίσθηκε παραπάνω, υπολογίζεται η σύγκλιση της διατομής (u_R).

Ο βαθμός αποτόνωσης (λ), δηλαδή η μείωση της εσωτερικής πίεσης από την αρχική της τιμή (p_o) σε μια μικρότερη τιμή (p) μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την προσομοίωση της χρονικής υστέρησης στην τοποθέτηση των μέτρων προσωρινής. υποστήριξης σηράγγων. Πράγματι, μέσω των καμπύλων Panet, μπορεί να υπολογισθεί η εσωτερική πίεση (p) που αντιστοιχεί σε συγκεκριμένη απόσταση (x)τοποθέτησης των μέτρων προσωρινής υποστήριξης ως προς το μέτωπο διάνοιξηςτης σήραγγας.



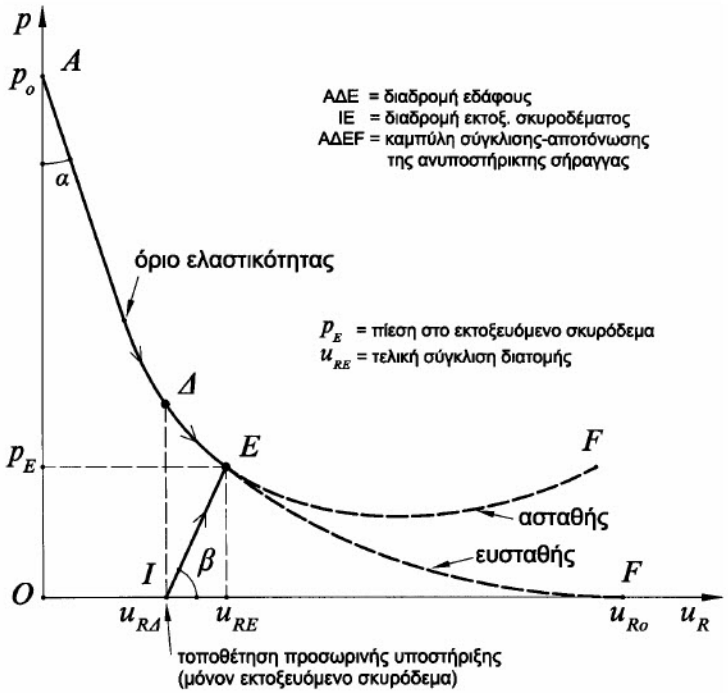
Σχήμα 3.5: Τυπικές μορφές των καμπύλων Panet σε ανυποστήρικτη σήραγγα για διάφορες τιμές του συντελεστή υπερφόρτισης N_s (Καββαδάς, 2004).

υποστήριξης σηράγγων. Πράγματι, μέσω των καμπύλων Panet, μπορεί να υπολογισθεί η εσωτερική πίεση (p) που αντιστοιχεί σε συγκεκριμένη απόσταση (x) τοποθέτησης των μέτρων προσωρινής υποστήριξης ως προς το μέτωπο διάνοιξης της σήραγγας. Στη συνέχεια, η προσομοίωση της διάνοιξης και υποστήριξης της σήραγγας γίνεται σε δυο φάσεις ως εξής:

1. Η εσωτερική πίεση μειώνεται από (p_o) σε (p). Η σύγκλιση της διατομής που προκύπτει αντιστοιχεί στη μετακίνηση του τοιχώματος πριν από την τοποθέτηση της προσωρινής υποστήριξης.
2. Τοποθετούνται τα μέτρα προσωρινής υποστήριξης (αγκύρια, εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κλπ) και στη συνέχεια η εσωτερική πίεση μειώνεται από (p) στο μηδέν. Αυτή η μείωση της εσωτερικής

πίεσης προκαλεί κάποια περαιτέρω σύγκλιση του τοιχώματος και φόρτιση των μέτρων προσωρινής υποστήριξης.

Είναι προφανές ότι όσο αργότερα τοποθετηθούν τα μέτρα προσωρινής υποστήριξης τόσο μικρότερο φορτίο θα αναλάβουν και τόσο μεγαλύτερη θα είναι η συνολική σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας.



Σχήμα 3.6: Καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης σε σήραγγα με προσωρινή υποστήριξη από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (Καββαδάς, 2004).

3.3 Μέθοδος της ισοδύναμης χαλάρωσης της βραχόμαζας

Αρκετά προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιούνται για την ανάλυση της διάνοιξης και προσωρινής υποστήριξης σηράγγων σε δυο διαστάσεις (δηλαδή στο επίπεδο της διατομής της σήραγγας) δεν επιτρέπουν την απομείωση των εσωτερικών τάσεων κατά το βαθμό αποτόνωσης (λ): $p = p_0 (1-\lambda)$. Στις περιπτώσεις αυτές μπορεί να χρησιμοποιηθεί εναλλακτικά η μέθοδος της ισοδύναμης χαλάρωσης της βραχόμαζας στο εσωτερικό της σήραγγας (ground loosening method).

Η μέθοδος αυτή βασίζεται στην αρχή ότι η μείωση του μέτρου ελαστικότητας από την αρχική τιμή (E_o) σε μια μικρότερη τιμή (E) σε μια περιοχή της βραχόμαζας (συγκεκριμένα: στην περιοχή όπου προβλέπεται να εκσκαφεί η σήραγγα) προκαλεί σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας με τον ίδιο τρόπο που θα προκαλούσε η μείωση της εσωτερικής πίεσης από την αρχική τιμή (p_o) σε μια μικρότερη τιμή (p). Επομένως ισχύει ότι :

(α) Η σύγκλιση του τοιχώματος εντός ελαστικού δίσκου ακτίνας (R) λόγω ισότροπης πίεσης (p) είναι:

$$u_R = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)R}{E} p \quad (3.4)$$

(β) Η μετακίνηση του τοιχώματος μιας κυκλικής οπής ακτίνας (R) εντός ελαστικού χώρου λόγω ισότροπης πίεσης στο εσωτερικό της οπής είναι:

$$u_R = \frac{(1+\nu)R}{E} p \quad (3.5)$$

Στη συνέχεια θεωρείται ότι η απομείωση του μέτρου ελαστικότητας στην περιοχή της "οπής" από (E_o) σε (E) προκαλεί μείωση της πίεσης στο τοίχωμα της οπής από (p_o) σε (p). Είναι προφανές ότι η σύγκλιση του τοιχώματος της οπής υπολογιζόμενη είτε μέσω του δίσκου είτε μέσω του χώρου που περιβάλλει την οπή θα πρέπει να είναι η ίδια. Συνεπώς:

(α) Σύγκλιση του τοιχώματος του δίσκου:

$$u_{R1} = -\left[\frac{(1+\nu)(1-2\nu)R}{E_o} p_o - \frac{(1+\nu)(1-2\nu)R}{E} p\right] \quad (3.6)$$

(β) Σύγκλιση του χώρου που περιβάλλει την οπή:

$$u_{R2} = \frac{(1+\nu)R}{E_o} p_o - \frac{(1+\nu)R}{E_o} p \quad (3.7)$$

Εξίσωση των δυο συγκλίσεων δίνει:

$$\frac{E}{E_o} = \frac{(1-2\nu)(p/p_o)}{2(1-\nu)-(p/p_o)} = \frac{(1-2\nu)(1-\lambda)}{(1-2\nu)+\lambda} \quad (3.8)$$

Τυπικές περιπτώσεις εφαρμογής της τελευταίας σχέσης φαίνονται στον ακόλουθο πίνακα ($\lambda = 1 - p/po$) (Καββαδάς, 2004):

λ	p/p_o	Τιμές του E/E_o για		
		ν = 0.25	ν = 0.30	ν = 0.35
0.20	0.80	0.571	0.533	0.480
0.30	0.70	0.438	0.400	0.350
0.40	0.60	0.333	0.300	0.257
0.50	0.50	0.250	0.222	0.187
0.60	0.40	0.182	0.160	0.133
0.70	0.30	0.125	0.109	0.090
0.80	0.20	0.077	0.067	0.054
0.90	0.10	0.036	0.031	0.025

Ο ανωτέρω πίνακας δίνει την αντιστοιχία του συντελεστή αποτόνωσης των τάσεων (λ) και του συντελεστή χαλάρωσης (E/E_o) στο εσωτερικό της σήραγγας και συνεπώς μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την εκτίμηση του συντελεστή χαλάρωσης που ισοδυναμεί με κάποια τιμή του συντελεστή αποτόνωσης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ ΣΤΟΝ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΣΗΡΑΓΓΩΝ – ΘΕΩΡΙΑ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

4.1 Γενικά

Η όρυξη σηράγγων, η εκσκαφή πρανών καθώς και η κατασκευή διαφόρων τεχνικών έργων μπορεί να προκαλέσει σημαντικές αλλαγές στο εντατικό πεδίο των περιβαλλόντων πετρωμάτων. Για την κατανόηση των φαινομένων που σχετίζονται με την δημιουργία των έργων αυτών, είναι απαραίτητος ο υπολογισμός των δυνάμεων, τάσεων, μετατοπίσεων καθώς και ανηγμένων παραμορφώσεων σε φυσικά υλικά κάτω από δεδομένες συνθήκες (Αγιουτάντης, 2002).

Τα τελευταία χρόνια, ιδιαίτερα με την ανάπτυξη της τεχνολογίας των υπολογιστών, μεγάλο ενδιαφέρον παρουσιάζουν οι λεγόμενες αριθμητικές μέθοδοι επίλυσης (numerical methods). Σήμερα υπάρχει πλήθος μεθόδων για την αριθμητική επίλυση των προβλημάτων ελαστικότητας – πλαστικότητας σε ομογενή, ανομοιογενή, ισότοπα, ανισόρροπα, συνεχή και ασυνεχή υλικά (π.χ. εδάφη, πετρώματα) (Αγιουτάντης, 2002).

4.2 Σχεδιασμός Σηράγγων

Κατά τον σχεδιασμό σηράγγων (Duddeck, 1988) υπάρχουν δύο κύρια στάδια που εφαρμόζονται οι αριθμητικές μέθοδοι.

- Στην ανάλυση ευστάθειας του μοντέλου απ’ όπου εξάγονται τα συμπεράσματα για το κατά πόσο η κατασκευή είναι ασφαλής ή τι χρειάζεται για να γίνει ασφαλής.
- Στην ανάλυση και ερμηνεία των αποτελεσμάτων παρακολούθησης ενός έργου κατά τις φάσεις κατασκευής και μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής.

Όσον αφορά στο σχεδιασμό μιας κατασκευής, η χρήση αριθμητικών μεθόδων γίνεται ιδιαίτερα απαραίτητη σε περιπτώσεις, όπου απαιτείται η μοντελοποίηση και προσομοίωση σηράγγων που πρόκειται να κατασκευαστούν σε προβληματικά πετρώματα (βραχόμαζες) ή εδάφη, (υλικά τα οποία έχουν ενδεχόμενα ιδιόμορφα γεωλογικά, γεωτεχνικά και υδρογεωλογικά χαρακτηριστικά), των οποίων η συμπεριφορά μπορεί να θεωρηθεί ανισσόροπη και μη-γραμμική.

Επιπλέον η πολυπλοκότητα της γεωμετρίας ενός υπογείου ανοίγματος, ιδίως δε η μεταβολή των γεωμετρικών χαρακτηριστικών κατά το στάδιο της εκσκαφής απαιτεί εφαρμογή εξειδικευμένων αριθμητικών μοντέλων. Οι μέθοδοι αυτές είναι σε θέση να αντιμετωπίσουν ανομοιογενή εδάφη και πετρώματα, ασυνέχειες, ρήγματα, υλικά και μεταβαλλόμενες ιδιότητες, κ.τ.λ. Εξάλλου, σημειώνεται ότι και η αλληλεπίδραση γυαλικού και συστήματος υποστήριξης είναι μη-γραμμικής μορφής. Επίσης,

μη-γραμμική μπορεί να είναι η συμπεριφορά του εδάφους, των πετρωμάτων, του σκυροδέματος, των αγκυρίων και των λοιπών στοιχείων της κατασκευής. Ο μόνος τρόπος για να επιλυθούν αυτά τα μη-γραμμικά και επομένως σύνθετα μοντέλα είναι η εφαρμογή αριθμητικών μεθόδων (Potts and Zdravkovic, 1999 Youakim et al., 1999).

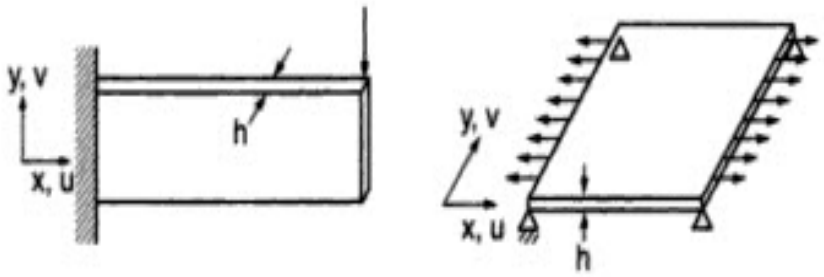
Έτσι, με την εφαρμογή των αριθμητικών μεθόδων κατά το πρώτο στάδιο είναι δυνατή η πρόβλεψη της συμπεριφοράς του εδάφους ή πετρώματος και της κατασκευής πολύ πριν υπάρξουν επί τόπου μετρήσεις απόκρισης των περιβαλλόντων γεωυλικών. Από την συμπεριφορά αυτή είναι δυνατή η επιλογή της μεθόδου διάνοιξης, των σταδίων και των φάσεων εκσκαφής, η επιλογή της κατάλληλης υποστήριξης και των σταδίων εφαρμογής της. Στις περισσότερες περιπτώσεις, η εφαρμογή των μεθόδων αυτών κατά την μελέτη ενός έργου γίνεται με προσεγγιστικό τρόπο, καθώς δεν υπάρχουν ακόμη αρκετές πληροφορίες για τα περιβάλλοντα υλικά.

4.3 Σήραγγες σε Μαλακά Εδάφη

Σε κατασκευές σηράγγων ή στοών σε εδάφη, είναι πολύ σημαντική η κατανόηση της αλληλεπίδρασης της υποστήριξης του ανοίγματος με το περιβάλλον έδαφος. Κατά την διαδικασία της διάνοιξης, το εντατικό πεδίο στο έδαφος διαταράσσεται αρκετά μέτρα εμπρός από το μέτωπο, ενώ ταυτόχρονα η υποστήριξη στις περισσότερες περιπτώσεις αναλαμβάνει μικρό μέρος του επιφανειακού εντατικού πεδίου. Έτσι, το μεγαλύτερο μέρος των τάσεων αναδιανέμεται στις παρειές της εκσκαφής και επομένως η πραγματική συμπεριφορά του εδάφους στο μέτωπο της εκσκαφής, κατά τα στάδια εκσκαφής και τοποθέτησης της υποστήριξης, είναι μια αρκετά πολύπλοκη διεργασία.

Αυτή εξαρτάται από το μέγεθος του βαθμού ακαμψίας του εδάφους και της υποστήριξης, τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των σταδίων εκσκαφής και τους χρόνους τοποθέτησης της υποστήριξης, καθώς και από την εξέλιξη του φαινομένου ανακούφισης εδάφους – παραλαβής φορτίων από την υποστήριξη. Η μοντελοποίηση και προσομοίωση των διαδικασιών αυτών είναι μια αρκετά πολύπλοκη διαδικασία που απαιτεί πολύ προσπάθεια και κόπο (Youakim et al. 1999).

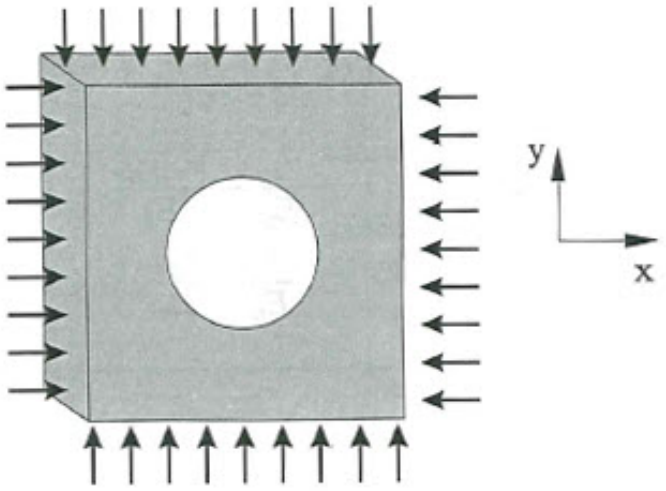
Σε μαλακά εδάφη, ο καθοριστικός παράγοντας ευστάθειας του ανοίγματος είναι η μεγάλου μέτρου ελαστικότητας υποστήριξη. Για την αντιμετώπιση τέτοιων προβλημάτων, χρησιμοποιείται η κλασική θεωρία ανάλυσης σε επίπεδη κατάσταση. Σύμφωνα με την θεωρία αυτή, στην περίπτωση που η τρίτη διάσταση (Αγιουτάντης, 2002) (z) ενός σώματος είναι πολύ μικρή σε σχέση με τις άλλες δύο (π.χ. λεπτή επίπεδη πλάκα) και τα φορτία που δέχεται το σώμα ανήκουν στο επίπεδο των δύο σημαντικών διαστάσεων (επίπεδο x, y) μπορεί να θεωρηθεί ότι οι συνιστώσες τάσης κατά τον τρίτο άξονα είναι πολύ μικρές σε σύγκριση με τις συνιστώσες κατά το επίπεδο φόρτισης (σχήμα 4.1). Η θεώρηση αυτή ονομάζεται θεώρηση της επίπεδης τάσης ή επίπεδης έντασης (plane stress idealization).



Σχήμα 4.1 : Παραδοχή επίπεδης τάσης (Desai, 2001).

Αντίθετα στην περίπτωση που η τρίτη διάσταση (z) δεν είναι μικρή σε σχέση με τις άλλες δύο (x, y) όπως θεωρήθηκε προηγουμένως και τα φορτία που δέχεται το σώμα είναι πάνω στο επίπεδο (x, y) τότε μπορεί να θεωρηθεί ότι η συνιστώσα του διανύσματος μετατοπίσεως (n) είναι μηδενικά κατά την τρίτη διάσταση ($U_Z = 0$ και επομένως $\varepsilon_Z = 0$) καθώς επίσης ότι τα διανύσματα μετατόπισης στο επίπεδο x, y είναι ανεξάρτητα από την τρίτη διάσταση δηλαδή
$U_x = f(x, y)$ και $U_y = f(x, y)$.

Η θεώρηση αυτή ονομάζεται θεώρηση της επίπεδης ανοιγμένης παραμόρφωσης ή θεώρησης της επίπεδης παραμόρφωσης (plane strain idealization)(σχήμα 4.2).



Σχήμα 4.2 : Παραδοχή επίπεδης παραμόρφωσης (Αγιουτάντης, 2002)

4.4 Πεπερασμένα στοιχεία

4.4.1 Γενικά

Τα πεπερασμένα στοιχεία είναι μια από τις αριθμητικές μεθόδους που χρησιμοποιεί η υπολογιστική μηχανική για να προσομοιώσει τα φυσικά προβλήματα. Ως μέθοδος είναι αρκετά παλιά, αναπτύχθηκε στην δεκαετία του 50 (Argyris and Kelsey, 1960)(Clough, 1960)

Στα χρόνια που ακολούθησαν μέχρι και σήμερα η μέθοδος εξελίχθηκε πάρα πολύ παράλληλα με την εξέλιξη των ηλεκτρονικών υπολογιστών. Η μέθοδος από την φύση της είναι πολύ δαπανηρή σε πόρους ηλεκτρονικού υπολογιστή.

4.4.2 Περιγραφή της μεθόδου

Η μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων είναι μια μέθοδος της αριθμητικής ανάλυσης η οποία αποτελεί φυσική προσέγγιση του προβλήματος με τον διαμερισμό του φυσικού χώρου σε επιμέρους διακριτά πεπερασμένα στοιχεία, στα οποία ορίζονται οι εξισώσεις που έχουν ακριβή λύση. Επειδή δε τα προβλήματα της μηχανικής των παραμορφωσίμων (όπως και όλα τα φυσικά προβλήματα του συνεχούς μέσου) περιγράφονται με διαφορικές εξισώσεις με μερικές παραγώγους, είναι δυνατόν να επιλυθούν με την βοήθεια των πεπερασμένων στοιχείων (Σακελλαρίου Κοζάνης, 1999).

Οι διαφορικές εξισώσεις για τα προβλήματα της μηχανικής (Shames & Cozzarelli 1992), (Μυλωνάς, 1992) των παραμορφωσίμων προκύπτουν από διάφορες άλλες εξισώσεις όπως οι σχέσεις μετατοπίσεων – ανηγμένων παραμορφώσεων (4.1), (4.2), οι εξισώσεις συμβιβαστού των παραμορφώσεων (4.3) καθώς και από τις εξισώσεις ισορροπίας στο χώρο (4.4).Παρακάτω παρουσιάζονται ορισμένες βασικές διαφορικές σχέσεις :

Σύνδεση ανοιγμένων παραμορφώσεων – μετατοπίσεων :

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}, \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}, \varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} \tag{4.1}$$

Και

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}, \gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y}, \gamma_{zx} = \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \tag{4.2}$$

Εξισώσεις συμβιβασμού των παραμορφώσεων :

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_i}{\partial j^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_j}{\partial i^2} = \frac{\partial^2 \gamma_{ij}}{\partial i \partial j} \tag{4.3}$$

όπου τα i, j είναι x,y ή y,z, ή z,x

Εξισώσεις ισορροπίας :

$$\frac{\partial \sigma_{ix}}{\partial x}+\frac{\partial \sigma_{iy}}{\partial y}+\frac{\partial \sigma_{iz}}{\partial z}+F_i=0 \qquad (4.4)$$

όπου i = x,y,z. Οι F_i είναι οι μαζικές δυνάμεις.

Για να καταστρωθεί το πρόβλημα των πεπερασμένων στοιχείων, πρέπει το πεδίο του προβλήματος, το οποίο καταλαμβάνει συνήθως κάποιο πεπερασμένο όγκο στον χώρο, να χωριστεί σε πεπερασμένο αριθμό στοιχείων απλούστερου σχήματος (elements). Κάθε πεπερασμένο στοιχείο αποτελείται από κάποιον αριθμό κόμβων (όπως 8 κόμβοι για ένα απλό κυβικό στοιχείο) όπου κάθε κόμβος έχει κάποιους βαθμούς ελευθερίας (3 μετακινήσεις x,y,z για προβλήματα της μηχανικής των παραμορφωσίμων). (Σακελλαρίου Κοζάνης, 1999).

Έτσι το πρόβλημα ανάγεται στο να δοθούν τιμές σε αυτούς τους βαθμούς ελευθερίας. Τα διάφορα στοιχεία συναρμολογούνται σε κάποιους κοινούς βαθμούς ελευθερίας (ή κόμβους). Έτσι σε ένα κόμβο μπορούν να συνδέονται 2,3 ή και περισσότερα στοιχεία. Το πρόβλημα μπορεί να διαπιστωθεί ως (Beer & Watson, 1992) :

$$[K].u=F \qquad (4.5)$$

Όπου u διάνυσμα διάστασης n ίσης με τους βαθμούς ελευθερίας του προβλήματος, όπου κάποιες από αυτές είναι δεσμευμένες (u_i = δέσμευση) και αποτελούν τις συνοριακές συνθήκες Dirichlet. Το F είναι διάνυσμα διάστασης n και περιέχει τις συνοριακές συνθήκες των φορτίσεων δηλαδή οι δυνάμεις στους κόμβους, οι πιέσεις πάνω στις πλευρές των στοιχείων καθώς και οι μαζικές δυνάμεις (όπως το ίδιο βάρος). Ο πίνακας [K] έχει διαστάσεις nxn και ονομάζεται πίνακας δυσκαμψίας (ή ακαμψίας). Στον πίνακα αυτόν περιέχεται η γεωμετρία του προβλήματος καθώς και οι φυσικές ιδιότητες των υλικών.

Ονομάζεται δε πίνακας δυσκαμψίας διότι δείχνει την δυσκαμψία του συστήματος να αντιδράσει σε κάποια επιβολή εξωτερικής φόρτισης ή αλλιώς δείχνει την απόκριση του συστήματος στα εξωτερικά αίτια. Για να γίνει η επίλυση του προβλήματος επιλύεται το σύστημα εξισώσεων [K].u = F και έτσι παίρνουμε τις τιμές για τα u. Έπειτα μετά από κατάλληλες αναγωγές αυτών των τιμών προκύπτουν και άλλα παράγωγα μεγέθη όπως οι τάσεις. (Reddy , 1993).

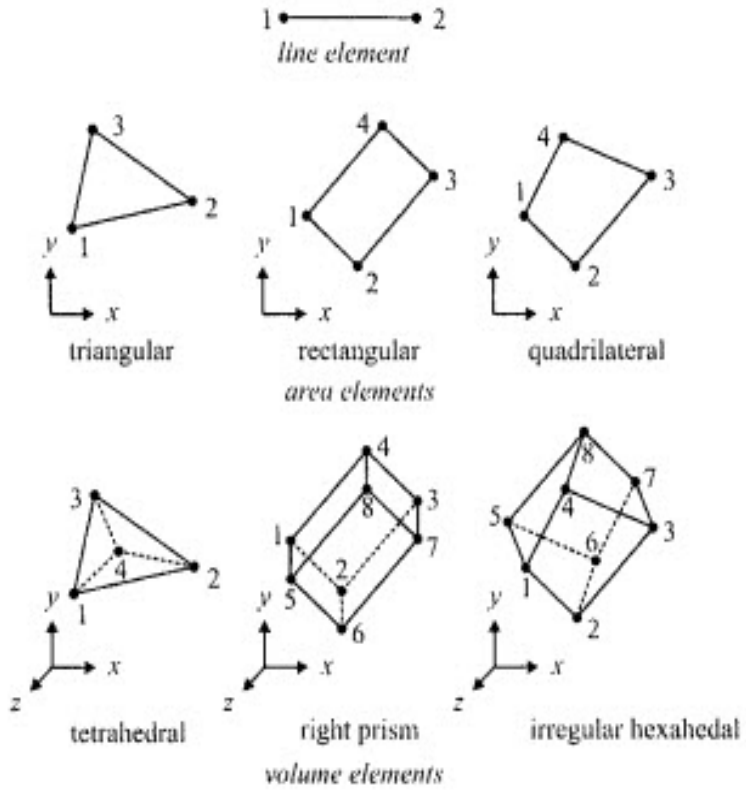
Πριν όμως πραγματοποιηθεί η αναστροφή του μητρώου δυσκαμψίας και η επίλυση της εξίσωσης, πρέπει να οριστούν οι συνοριακές συνθήκες που εφαρμόζονται στο σώμα. Για παράδειγμα σε προβλήματα στατικών υπολογιστών η εφαρμογή συνοριακών συνθηκών εμποδίζει ένα σώμα να μετατοπίζεται κατά την εφαρμογή δυνάμεων. Σε αυτό το σημείο πρέπει να επισημανθεί ότι η λύση της εξίσωσης (4.1) δεν είναι μια απλή διαδικασία.

Η δυσκολία έγκειται στον μεγάλο αριθμό εξισώσεων που απαιτούνται για να περιγράψουν το μεγάλο αριθμό κόμβων. Δεν είναι υπερβολή να αναφερθεί ότι κάποια προβλήματα για να περιγραφούν σωστά χρειάζονται πάνω από 50.000 εξισώσεις. Είναι λοιπόν κατανοητό ότι η αναστροφή του μητρώου ακαμψίας δεν είναι εύκολη διαδικασία. Τα τελευταία χρόνια με την ανάπτυξη των ηλεκτρονικών υπολογιστών και την δημιουργία ειδικών μαθηματικών μεθόδων έχει γίνει εφικτή η επίλυση αυτών των εξισώσεων σε ικανοποιητικά χρονικά όρια (Fagan, 1996).

4.5 Διαίρεση του πεδίου

4.5.1. Είδη στοιχείων

Απαραίτητο στοιχείο για την εφαρμογή της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων είναι η διαφοροποίηση, ή η διαίρεση του μέσου σε στοιχεία ή τμήματα με την βοήθεια ιδεατών γραμμών ή επιφανειών. Τα στοιχεία αυτά αποτελούνται από δύο ή περισσότερους κόμβους, οι οποίου συνδέονται με καμπύλα ή ευθύγραμμα τμήματα. Οι κορυφές των στοιχείων (elements) ορίζουν τους κόμβους (nodes) του πλέγματος ή καννάβου διακριτοποίησης του προβλήματος (Αγιουτάντης, 2002).



Σχήμα 4.3 : Είδη στοιχείων (γραμμής, επιφάνειας, όγκου) (Desai, 2001)

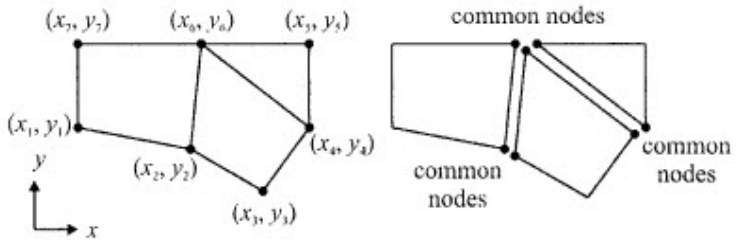
Χαρακτηριστικές μορφές στοιχείων είναι τα μονοδιάστατα ή γραμμικά, τα τριγωνικά και ορθογωνικά ή γενικότερα τετραπλευρικά (quadrilateral) σε δύο διαστάσεις και τα πυραμοειδή και

πρισματικά (τρισδιάστατα). Οι απλούστερες μορφές στοιχείων είναι αυτές που χαρακτηρίζονται από το ότι ο αριθμός των κόμβων των στοιχείων είναι ίσος με τον αριθμό των πλευρών όπως για παράδειγμα τριγωνικά και τρικομβικά στοιχεία, τετραπλευρικά και τετρακομβικά (επίπεδα) στοιχεία, πυραμοειδή και τετρακομβικά (στερεά) στοιχεία, κτλ. Υπάρχουν όμως και περιπτώσεις, όπου ένα στοιχείο περιγράφεται από παραπάνω κόμβους και προκύπτουν τριγωνικά εξακομβικά στοιχεία, τετραπλευρικά και οκτακομβικά (επίπεδα) στοιχεία κτλ. (Αγιουτάντης 2002). Χαρακτηριστικά είδη στοιχείων παρουσιάζονται στο σχήμα 4.3.

4.5.2 Χαρακτηριστικά της διαίρεσης πεδίου

Ένας από τους πλέον σημαντικούς παράγοντες για την επιτυχή προσομοίωση της συμπεριφοράς ενός σώματος με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, είναι η κατάλληλη διαίρεση του σώματος (πεδίου) σε επιμέρους τμήματα (στοιχεία). Η διαδικασία αυτή περιλαμβάνει τις ακόλουθες παραμέτρους (Αγιουτάντης 2002) :

- ✓ Την επιλογή της γεωμετρικής μορφής του στοιχείου
- ✓ Την επιλογή του αριθμού κόμβων του στοιχείου
- ✓ Την επιλογή των συναρτήσεων μορφής κάθε στοιχείου
- ✓ Την επιλογή της πυκνότητας του καννάβου.

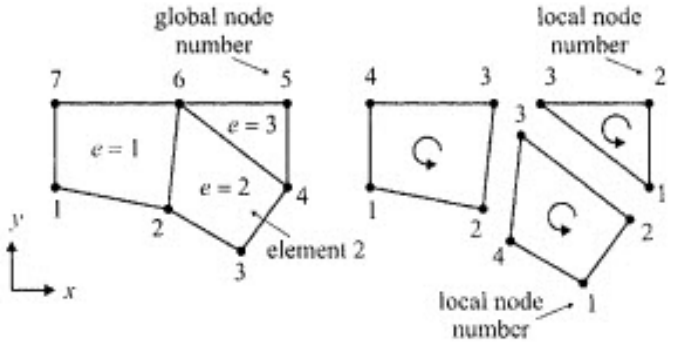


Σχήμα 4.4 : Διαίρεση του πεδίου σε επιμέρους στοιχεία (διακριτοποίηση) (Madenci & Guven, 2006)

Η συνήθης πρακτική όσον αφορά στην επιλογή των διαστάσεων και της μορφής των στοιχείων είναι ότι χρησιμοποιούνται μικρότερα στοιχεία εκεί που αναμένονται μεγάλες μεταβολές των υπολογιζόμενων μεταβλητών (Αγιουτάντης 2002).

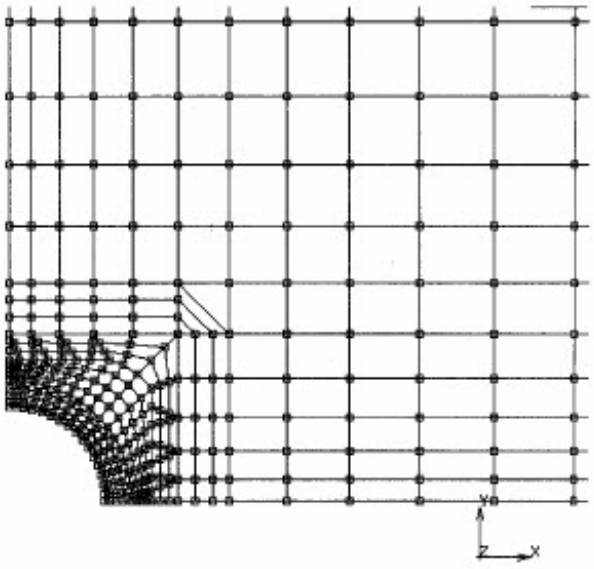
Για παράδειγμα, στην ανάλυση σε δύο διαστάσεις, συνηθέστερα είναι τα τριγωνικά ή τετραπλευρικά στοιχεία με τρεις και τέσσερις κόμβους αντίστοιχα. Είναι δυνατόν, ανάλογα με τις απαιτήσεις του προβλήματος να αυξηθούν οι κόμβοι σε ένα στοιχείο και να χρησιμοποιηθούν τετραπλευρικά στοιχεία με οκτώ κόμβους (Αγιουτάντης 2002).

Στο σχήμα 4.5 φαίνεται η αρίθμηση των κόμβων των στοιχείων, που τελείται αριστερόστροφα, μεμονωμένα (local) και μετά την σύνθεση της διακριτοποίησης (global), που συνθέτουν ένα μεγαλύτερο στοιχείο.



Σχήμα 4.5 : Αρίθμηση στοιχείων κατά την διακριτοποίηση(Madenci & Guven, 2006)

Η διαίρεση του πεδίου γίνεται κατά τέτοιο τρόπο, ώστε το μέγεθος των στοιχείων να είναι μικρό στα σημεία όπου απαιτείται μεγάλη ακρίβεια στους υπολογισμούς, ή εκεί που αναμένεται έντονη μεταβολή του ζητούμενου μεγέθους, ενώ το μέγεθος των στοιχείων είναι μεγαλύτερο στις υπόλοιπες περιοχές του πεδίου. Στο Σχήμα 4.6 φαίνεται η μεταβαλλόμενη διακριτοποίηση του μέσου, στην περίπτωση προσομοίωσης κυκλικού ανοίγματος (Αγιουτάντης 2002).



Σχήμα 4.6 :Μεταβαλλόμενη γεωμετρία στοιχείων (Αγιουτάντης 2002).

Η επιλογή των συναρτήσεων που εκφράζουν την κατανομή των αγνώστων μεταβλητών (π.χ μετατοπίσεων) σε κάθε στοιχείο συναρτήσει των τιμών των μεταβλητών στους κόμβους, συνδέεται άμεσα με την επιθυμητή ακρίβεια στους υπολογισμούς, αλλά και με τον χρόνο επίλυσης του προβλήματος. Οι συναρτήσεις αυτές ονομάζονται συναρτήσεις μορφής.

Οι συναρτήσεις μορφής μπορούν να παρομοιαστούν με συναρτήσεις επιρροής κάθε κόμβου προς το περιβάλλον του. Οι συναρτήσεις αυτές μπορεί να είναι είτε γραμμικές είτε μη γραμμικές.

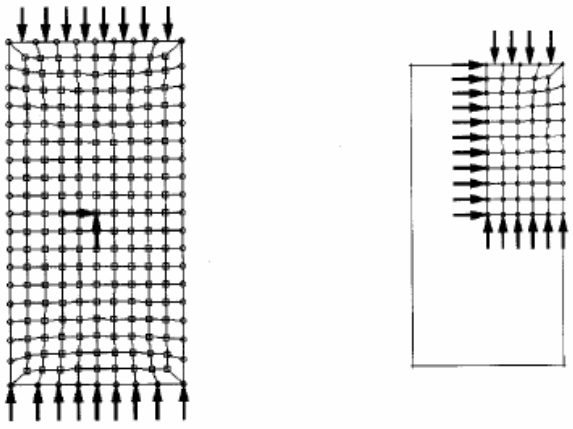
4.6 Φόρτιση των υλικών και συνοριακές συνθήκες

Μετά την δημιουργία των καταστατικών εξισώσεων για να περιγραφεί πλήρως το πρόβλημα πρέπει να ενσωματωθούν και οι συνοριακές συνθήκες που εφαρμόζονται στο σώμα. Πρέπει δηλαδή να εφαρμοστούν περιοριστικές δυνάμεις ώστε να κρατούν το μοντέλο σε ισορροπία.

Η φόρτιση των υλικών ή αντίστοιχα η φόρτιση του διαιρεμένου πεδίου που αντιπροσωπεύει το υλικό, είναι δυνατόν να επιτευχθεί με έναν ή περισσότερους από τους παρακάτω τρόπους (Αγιουτάντης, 2002):

1. Επιβολή δυνάμεων πεδίου στη μάζα του στοιχείου (π.χ. βαρυτικές)
2. Επιβολή σημειακών δυνάμεων στους κόμβους του στοιχείου (κομβικές δυνάμεις)
3. Επιβολή κατανεμημένων δυνάμεων στις πλευρές του στοιχείου (επιφανειακές δυνάμεις)
4. Επιβολή μετατοπίσεων στους κόμβους του στοιχείου.

Όλες οι δυνάμεις πρέπει να αναλυθούν κατάλληλα σε κομβικές, οι οποίες συμμετέχουν στην επίλυση κάθε προβλήματος. Στο Σχήμα 4.7 φαίνονται οι συνοριακές συνθήκες που επιβάλλονται κατά την προσομοίωση φόρτισης κυλινδρικού δοκιμίου σε δύο διαστάσεις, όπου με την κατάλληλη χρήση συνοριακών συνθηκών, μπορεί να αξιοποιηθεί η συμμετρία του ορθογωνικού μοντέλου (Αγιουτάντης, 2002).



Σχήμα 4.7 Συνοριακές συνθήκες και αξιοποίηση συμμετρίας επίπεδου

Υπάρχουν τρεις τύποι συνοριακών συνθηκών (Αγιουτάντης, 2002):

- Προσδιορισμός της ζητούμενης παραμέτρου (μετατόπισης). Οι συνθήκες αυτές ονομάζονται γεωμετρικές και είναι γνωστές και ως συνθήκες Dirichlet.
- Προσδιορισμός της μεταβολής της ζητούμενης παραμέτρου (παράγωγος της μετατόπισης). Οι συνθήκες αυτές ονομάζονται φυσικές συνοριακές συνθήκες και είναι γνωστές και ως συνθήκες Neumann
- Προσδιορισμός και των δύο παραπάνω παραμέτρων ή μικτές συνθήκες.

Στην περίπτωση των προβλημάτων ελαστικότητας , οι γεωμετρικές συνθήκες δίνονται από εκφράσεις της μορφής (Αγιουτάντης, 2002) :

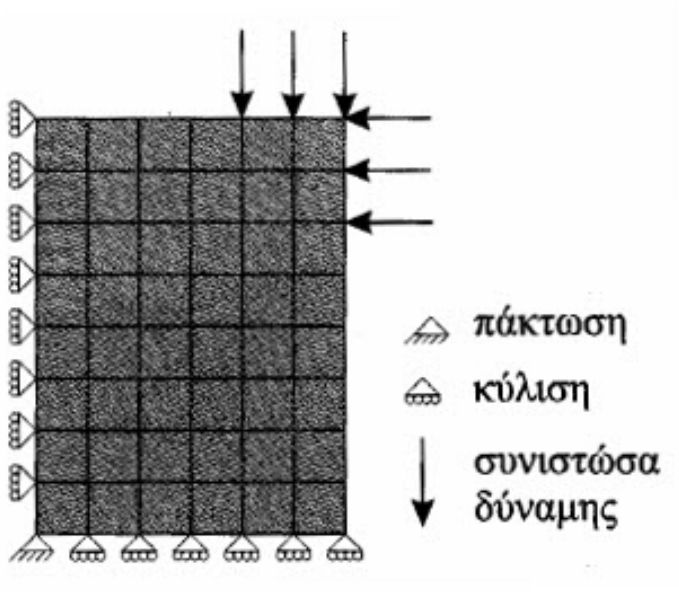
$$u_x = u_0$$
$$u_y = \upsilon_0 \qquad (4.6)$$

όπου u_x και u_y οι μετατοπίσεις στους κόμβους και u_o, υ_o οι αντίστοιχες συνιστώσες μετατοπίσεων που επιβάλλονται στον κόμβο. Οι φυσικές συνθήκες δίνονται από εκφράσεις της μορφής:

$$f_x = f_0$$
$$f_y = w_0 \qquad (4.7)$$

όπου fx και fy οι κομβικές δυνάμεις και f0, w0 οι αντίστοιχες συνιστώσες δυνάμεων που επιβάλλονται στον κόμβο.

Στο Σχήμα 4.8 παρουσιάζεται ο τυπικός συμβολισμός των συνοριακών συνθηκών στις περιπτώσεις προβλημάτων φορτίσεων - παραμορφώσεων. Σημειώνεται ότι με την αξιοποίηση της συμμετρίας ενός προβλήματος και την κατάλληλη χρήση συνοριακών συνθηκών είναι δυνατόν να μειωθεί σημαντικά ο αριθμός των κόμβων ενός προβλήματος και επομένως να μειωθεί ο χρόνος επίλυσης.



Σχήμα 4.8 : Συμβολισμός συνοριακών συνθηκών (Αγιουτάντης, 2002)

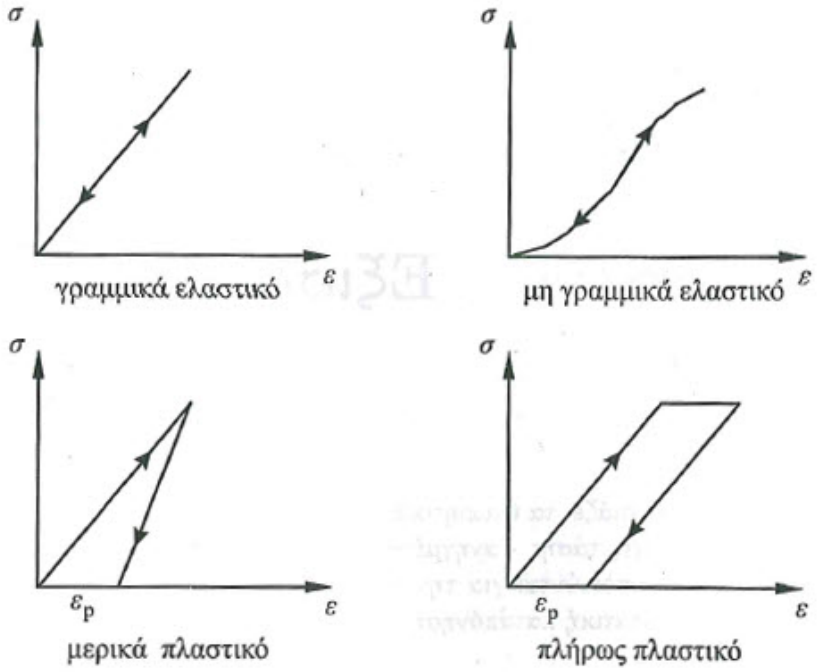
4.7 Καταστατικές εξισώσεις των υλικών

Η εφαρμογή ενός συστήματος εξωτερικών δυνάμεων σε ένα σώμα προκαλεί παραμόρφωση του σώματος (Αγιουτάντης, 2002). Το μέγεθος των παραμορφώσεων εξαρτάται από α) την μηχανική συμπεριφορά του υλικού και β) το μέγεθος των δυνάμεων που επιδρούν σε αυτό. Οι σχέσεις αυτές αιτίου – αποτελέσματος εκφράζονται συνήθως από τις καταστατικές εξισώσεις του υλικού (constitutive relationships). Όταν οι καταστατικές εξισώσεις είναι ανεξάρτητες από τον χρόνο, τότε αναφέρονται και ως εξισώσεις τάσης – ανηγμένης παραμόρφωσης και έχουν την γενική μορφή :

$$\sigma_{ij} = f(\varepsilon_{ij}) \qquad (4.8)$$

Λόγω του πολύπλοκου τρόπου αντίδρασης η μελέτη της συμπεριφοράς τους είναι δυνατόν να γίνει με υπέρθεση διαφόρων προτύπων (μοντέλων) ανάλογα με την περιοχή τάσεων – παραμορφώσεων που εξετάζεται. Σε κάθε μορφή συμπεριφοράς υλικού αντιστοιχούν και διαφορετικές καταστατικές εξισώσεις. Στη συνέχεια επιχειρείται μια γενική κατάταξη των υλικών ανάλογα με τις παραμέτρους που επηρεάζουν τη συμπεριφορά τους :

- Εάν οι τάσεις εξαρτώνται μόνο από τις παραμορφώσεις, τότε τα υλικά θεωρείται ότι συμπεριφέρονται ελαστικά.
- Εάν οι τάσεις εξαρτώνται και από τον τρόπο φόρτισης, τότε τα υλικά θεωρείται ότι συμπεριφέρονται πλαστικά.



Σχήμα 4.9 : Τυπικά μοντέλα ελαστικής και πλαστικής συμπεριφοράς (Αγιουτάντης, 2002)

- Εάν οι τάσεις εξαρτώνται και από την ταχύτητα φόρτισης (ή τις χρονικές παραγώγους των παραμορφώσεων), τότε τα υλικά θεωρείται ότι συμπεριφέρονται βισκοελαστικά ή βισκοπλαστικά.

4.8 Μόντέλα συμπεριφοράς των υλικών

Η επιλογή του κατάλληλου μοντέλου συμπεριφοράς του υλικού, καθώς και η επιλογή των τιμών των σταθερών του μοντέλου αυτού, συνιστά έναν από τους σημαντικότερους παράγοντες για την επιτυχημένη προσομοίωση της συμπεριφοράς φυσικών υλικών (Αγιουτάντης, 2002).

Το απλούστερο μοντέλο που μπορεί να χρησιμοποιηθεί είναι το γραμμικά ελαστικό μοντέλο παρόλο που το μοντέλο αυτό δεν θεωρείται το πλέον κατάλληλο για την (περιγραφή της συμπεριφοράς πετρωμάτων και εδαφικών υλικών) σε μια, η περισσότερες διαστάσεις. Το υλικό θεωρείται ότι παραμορφώνεται γραμμικά και ισότροπα, όπως δίνεται από την ακόλουθη σχέση (Αγιουτάντης, 2002):

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{1+\nu}\left[\varepsilon_{ij} + \frac{\nu}{1-2\nu}\varepsilon_{kk}\delta_{ij}\right] \tag{4.9}$$

όπου: σij = ο τανυστής των τάσεων που υποδεικνύει την εντατική κατάσταση στο σώμα,

Ε = το μέτρο ελαστικότητας του υλικού,

ν = ο λόγος Poisson του υλικού,

εij = ο τανυστής των παραμορφώσεων,

εkk = το άθροισμα των κυρίων παραμορφώσεων,

δij = ο μοναδιαίος τανυστής (δέλτα του Kronecker).

Για την περίπτωση της παραμόρφωσης σε μια διάσταση, είναι:

$$\sigma = E\varepsilon \qquad (4.10)$$

όπου : σ = η τάση που επιβάλλεται στο υλικό,

Ε = το μέτρο ελαστικότητας του, ε = η ανηγμένη παραμόρφωση που αυτό επιδέχεται.

Επιπλεον αυτών, μπορούν εύκολα να χρησιμοποιηθούν άλλα καταστατικά μοντέλα συμπεριφοράς όπως μοντέλα μη ισοτροπικής (ορθοτροπικης ή ανισοτροπικης) ελαστικής συμπεριφοράς, καθώς και μοντέλα μη ελαστικής συμπεριφοράς. Επίσης, καθώς η διαίρεση του πεδίου δημιουργεί συνεχή μεν, αλλά διακριτά τμήματα του σώματος, είναι δυνατόν να οριστούν διαφορετικά μοντέλα υλικού σε διάφορα σημεία του σώματος (Αγιουτάντης, 2002).

4.9 Κριτήρια αστοχίας των γεωυλικών

Λόγω της φόρτισης ενός υλικού, υπάρχει περίπτωση, να επέλθει αστοχία αυτού, οπότε μαζί με την καταστατική συμπεριφορά του, πρέπει να οριστεί και το αντίστοιχο κριτήριο αστοχίας ή διαρροής του υλικού (Αγιουτάντης, 2002). Τα κριτήρια (μοντέλα) ατοχίας των υλικών, είναι δυνατόν να επιδράσουν με δύο τρόπους (Αγιουτάντης, 2002) :

- Είτε να θεωρήσουν ότι ένα στοιχείο αστοχεί, όταν η εντατική κατάσταση που δέχεται το υλικό υπερβαίνει το όριο αντοχής του και επομένως να εμποδίσει το στοιχείο αυτό να δεχτεί μια ανώτερη εντατική κατάσταση,
- Είτε να τροποποιήσουν (μειώσουν κατάλληλα) τις ελαστικές (ή πλαστικές) σταθερές των στοιχείων, ώστε να προσομοιάσουν την αστοχία, με την θεώρηση ότι το υλικό αστόχησε στην παραπάνω εντατική κατάσταση.

Κατά την προσομοίωση, οι παραπάνω διαδικασίες μπορούν να επαναλαμβάνονται,

μέχρις ότου είτε αστοχήσουν όλα τα στοιχεία ενός σώματος, είτε σταθεροποιηθεί η κατάσταση και δεν υπάρχουν πλέον αλλαγές στα στοιχεία, είτε εάν η διαδικασία σταματήσει λόγω υπέρβασης του μέγιστου κύκλου επαναλήψεων της διαδικασίας επίλυσης. Ένα μοντέλο που χρησιμοποιείται συχνά για πετρώματα και εδαφικά υλικά είναι το κριτήριο των Mohr – Coulomb, ενώ εφαρμογή έχουν και τα κριτήρια των Tresca, Von Misses, Drucker – Prager, κλπ. Σημειώνεται ότι συχνά χρησιμοποιούνται μοντέλα πλαστικής συμπεριφοράς για τα σημεία του υλικού σε δύο ή τρεις διαστάσεις, για τα οποία αναμένεται ολίσθηση ή αστοχία, όπως για παράδειγμα κατά μήκος ενός επιπέδου ή μιας επιφάνειας αστοχίας ενός πρανούς (Αγιουτάντης, 2002).

4.9.1 Κριτήριο Mohr – Coulomb

Αν σε ένα σημείο (κάποιου επιπέδου) στο εσωτερικό της μάζας του εδάφους η διατμητική τάση γίνει ίση με τη διατμητική αντοχή αυτού, στο σημείο αυτό θα επέλθει αστοχία. Η διατμητική αντοχή (τ) ενός εδάφους σε κάποιο συγκεκριμένο σημείο και επίπεδο, εκφράστηκε αρχικά από τον Coulomb σαν γραμμική εξίσωση της ορθής τάσης (σ) στο επίπεδο και στο δεδομένο σημείο (Craig, 1997):

$$\tau = c + \sigma \tan\phi \quad (4.11)$$

όπου c και φ είναι οι παράμετροι της διατμητικής αντοχής (συνοχή και γωνία εσωτερικής τριβής αντίστοιχα). Σύμφωνα με την θεμελιώδη αρχή του Terzaghi που θεωρεί ότι η διατμητική τάση του εδάφους οφείλεται στα στερεά σωματίδια που αποτελούν τον εδαφικό σκελετό, η διατμητική αντοχή εκφράζεται ως συνάρτηση της ενεργής τάσης:

$$\tau = c' + \sigma' \tan\phi' \quad (4.12)$$

όπου c' και φ' είναι οι παράμετροι της διατμητικής αντοχής στην περίπτωση των ενεργών τάσεων. Έτσι, η αστοχία θα εμφανιστεί σε οποιοδήποτε σημείο αναπτυχθεί ένας κρίσιμος συνδυασμός της διατμητικής και της ενεργής τάσης (Craig, 1997). Το κριτήριο αστοχίας των Mohr – Coulomb, λόγω κυρίως της απλότητας του, χρησιμοποιείται ευρύτατα παρόλο που δεν είναι το μόνο πιθανό κριτήριο αστοχίας για εδάφη. Ο φάκελος αστοχίας σε όλες τις περιπτώσεις παρουσιάζει μια ελαφρά καμπυλότητα, αλλά στο εύρος των τάσεων που ενδιαφέρουν μπορεί να γίνει προσέγγιση της καμπύλης με ευθεία γραμμή, και οι παράμετροι διατμητικής αντοχής να προσδιοριστούν γι' αυτό το εύρος (Craig, 1997).

4.9.2 Κριτήριο Tresca

Στο κριτήριο αυτό, η αστοχία εμφανίζεται όταν η μέγιστη διατμητική τάση σε ένα σημείο ενός υλικού λάβει μια κρίσιμη τιμή k. Εκφράζοντας τα παραπάνω με βάση τις κύριες τάσεις, η τιμή του k είναι ίση με το ήμισυ της μέγιστης απόλυτης τιμής της διαφοράς μεταξύ των κυρίων τάσεων, όταν αυτές λαμβάνονται κατά ζεύγη (Chen and Han, 1988). Δηλαδή:

$$k = Max\left(\frac{|\sigma_1 - \sigma_2|}{2}, \frac{|\sigma_2 - \sigma_3|}{2}, \frac{|\sigma_3 - \sigma_1|}{2}\right) \quad (4.13)$$

όπου η σταθερά k του υλικού μπορεί να προσδιοριστεί από μια απλή δοκιμή εφελκυσμού. Έτσι,

$$k = \frac{\sigma_o}{2} \quad (4.14)$$

όπου σο είναι η μέγιστη αντοχή στην απλή δοκιμή εφελκυσμού.

4.9.3 Κριτήριο Von Misses

Παρόλο που το κριτήριο της μεγιστής διατμητικής τάσης (κριτήριο Tresca) είναι απλό, δεν είναι αντιπροσωπευτικό για οποιαδήποτε επιρροή της ενδιάμεσης κύριας τάσης στο υλικό. Η οκταεδρική διατμητική τάση ή η ενέργεια παραμόρφωσης είναι μια εναλλακτική επιλογή «κλειδί» έναντι της μέγιστης διατμητικής τάσης, όσον αφορά την αστοχία υλικών. Το κριτήριο αστοχίας του Von Mises, που χρονολογείται από το 1913, αποτελεί αυτή την εναλλακτική και θεωρεί ότι η αστοχία σε ένα υλικό ξεκινά όταν η οκταεδρική διατμητική τάση αγγίξει μια κρίσιμη τιμή k. Το κριτήριο αυτό εκφράζεται από τη σχέση (Chen and Han, 1988):

$$\tau_{oct} = \sqrt{\frac{2}{3}}k \quad (4.15)$$

ή αλλιώς, συναρτήσει των κυρίων τάσεων είναι:

$$(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2=6k^2 \quad (4.16)$$

όπου k είναι η τάση αστοχίας σε διάτμηση.

4.9.4 Κριτήριο Drucker - Prager

Το κριτήριο των Mohr – Coulomb θεωρείται γενίκευση του κριτηρίου του Tresca λαμβάνοντας υπόψη και την επίδραση της υδροστατικής πίεσης. Το κριτήριο Drucker – Prager, που χρονολογείται από το 1952, είναι μια απλή τροποποίηση του κριτηρίου von Mises, όπου η επίδραση της υδροστατικής πίεσης στην αστοχία προκύπτει από προσθήκη ενός επιπλέον όρου στην έκφραση αυτού. Στο μεσημβρινό επίπεδο το κριτήριο των Drucker – Prager δίνεται από τη σχέση (Chen and Han, 1988):

$$f(\xi,\rho)=\sqrt{6}\alpha\xi+\rho-\sqrt{2}k=0 \quad (4.17)$$

Όπου α, k σταθερές του υλικού. Όταν η παράμετρος α μηδενιστεί η σχέση (4.17) μετατρέπεται στο κριτήριο Von Mises. Στην περίπτωση $\alpha > 0$ τότε η επιφάνεια αστοχίας περιγράφεται από μια ορθή πυραμίδα, της οποίας η κορυφή βρίσκεται στην αρχή των αξόνων.

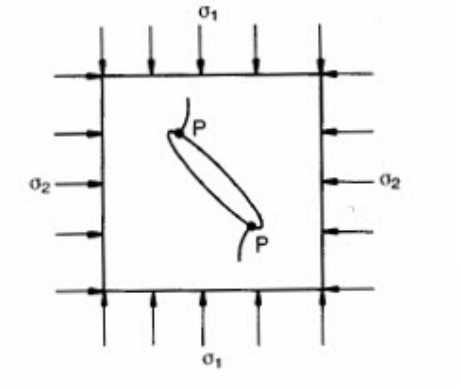
4.9.5 Κριτήριο Griffith

Ο Griffith το 1921 (Jaeger and Cook, 1979), πρότεινε ένα κριτήριο για την ερμηνεία της ψαθυρής θραύσης του χάλυβα στους κινητήρες των αεροπλάνων. Για την τεκμηρίωση της θεωρίας του έκανε σειρά πειραμάτων σε γυαλί, με την υπόθεση ότι η θραύση έχει ως σημεία εκκίνησης ρωγμές οι οποίες υπάρχουν στο υλικό και προκαλούν συγκέντρωση των τάσεων (Σχήμα 4.10). Οι αιχμές δηλαδή των ρωγμών, όπου η ακτίνα καμπυλότητας είναι πολύ μικρή, προκαλούν μία τασική «ιδιομορφία».

Αν και η θεωρία του Griffith δεν μπορεί να εφαρμοστεί στα πετρώματα ως έχει, αποτελεί μία βάση για την ερμηνεία της επιρροής προϋπαρχουσών ρωγμών στο υλικό. Η πλέον σημαντική συμβολή της θεωρίας αυτής είναι η ενεργειακή της θεμελίωση καθώς η βασική της υπόθεση είναι ότι: μία προϋπάρχουσα ρωγμή θα επεκταθεί όταν η συνολική δυναμική ενέργεια του συστήματος των φορτίων και του υλικού μειώνεται ή παραμένει σταθερή για μία αύξηση του μήκους της ρωγμής.
Η ενέργεια ενός συστήματος μπορεί να μεταβληθεί για τρεις λόγους:

- Η δημιουργία νέων επιφανειών των ρωγμών λόγω θραύσης

- Μεταβολή της ελαστικής ενέργειας παραμορφώσεων του δείγματος και



Σχήμα 4.10: Εκκίνηση ρωγμής από το σύνορο εγκοπής ελλειπτικού σχήματος υπό διαξονική θλίψη.

- Μεταβολή της δυναμικής ενέργειας του συστήματος φόρτισης.

Στην περίπτωση θλιπτικού τασικού πεδίου, επιπλέον των ενεργειακών μεταβολών υπάρχει και η συνθήκη ότι στην περιοχή των αιχμών των ρωγμών αναπτύσσονται εφελκυστικές τάσεις οι οποίες δεν μπορούν να ξεπεράσουν ένα όριο.

Το κριτήριο Griffith έχει την ακόλουθη διατύπωση:

$$\sigma \geq \sqrt{\frac{2 \cdot E \cdot a}{\pi \cdot c}} \tag{4.18}$$

όπου Ε το μέτρο ελαστικότητας, α είναι η ενέργεια ανά μονάδα επιφανείας, c είναι το ημιμήκος του μεγάλου άξονα της έλλειψης και σ είναι η εφελκυστική τάση η οποία προκαλεί εκκίνηση διάδοσης ρωγμής.

Εάν απαιτείται να εφαρμοστεί το κριτήριο Griffith στην περίπτωση μονοαξονικής θλίψης θα αναδειχθεί το πρόβλημα της αλληλεπίδρασης των τοιχωμάτων της ρωγμής και το ενδεχόμενο της τριβής. Αυτό σημαίνει ότι αλλάζουν οι συνοριακές συνθήκες του προβλήματος. Έχουν γίνει διάφορες προτάσεις για την αντιμετώπιση αυτού του προβλήματος. Αν υποτεθεί ότι η ρωγμή παραμένει ανοιχτή, ότι δηλαδή δεν υπάρχουν τάσεις στα τοιχώματα, θα ισχύει:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 = 8 \cdot \sigma_t \cdot (\sigma_1 + \sigma_3) \tag{4.19}$$

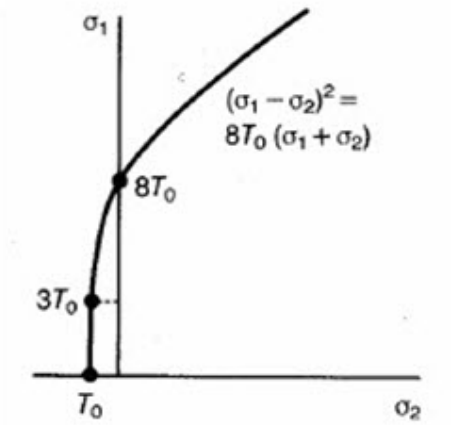
Εάν

$$\sigma_3 = 0 \Rightarrow \sigma_1 = 8 \cdot \sigma_t \quad (4.20)$$

Ο λόγος δηλαδή της αντοχής σε θλίψη προς την αντοχή σε εφελκυσμό έχει τη σταθερή τιμή 8. Αυτό το συμπέρασμα είναι ένας περιορισμός για την εφαρμογή του κριτηρίου Griffith στη βραχομηχανική.

4.9.6 Κριτήριο Hoek & Brown

Οι Hoek & Brown (Jaeger and Cook, 1979) βασίστηκαν στην ενεργειακή θεμελίωση του κριτηρίου αυτού και το τροποποίησαν, εισάγοντας το ομώνυμο εμπειρικό κριτήριο, έτσι ώστε να ισχύει στο ακέραιο πέτρωμα αλλά και στη βραχομάζα. Πέραν της συμβολής του με την ενεργειακή θεμελίωση, το κριτήριο Griffith έχει την βασική ιδιότητα ότι προβλέπει επιφάνεια αστοχίας σχήματος παραβολοειδούς (σχήμα 4.11).



Σχήμα 4.11 : Γραφική παράσταση του κριτηρίου Griffith σε δύο διαστάσεις.

Η μορφή αυτή συμφωνεί με τα αποτελέσματα τριαξονικών δοκιμών πετρωμάτων και σε αυτό ακριβώς το δεδομένο βασίστηκαν οι Hoek και Brown όταν εισήγαγαν το εμπειρικό τους κριτήριο το 1981, ως τροποποίηση του κριτηρίου Griffith ώστε η περιβάλλουσα αστοχίας να προσαρμόζεται στους κύκλους Mohr τριαξονικών δοκιμών.

Αναλυτικότερα οι Hoek and Brown (1980) και Hoek (1983) αφού συγκέντρωσαν όλες τις δημοσιευμένες εργασίες που είχαν σχέση με την αντοχή του άρρηκτου βράχου πρότειναν ένα εμπειρικό κριτήριο αστοχίας του :

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c * \left(m_i \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + 1 \right)^{1/2} \quad (4.21)$$

όπου σ1’ και σ3’ η μέγιστη και η ελάχιστη ενεργός κύρια τάση κατά την αστοχία σc είναι η αντοχή

σε μονοαξονική θλίψη και mi είναι μια σταθερά για τον άρρηκτο βράχο.

Η γενικευμένη μορφή του κριτηρίου των Hoek and Brown εκφράζεται ως ακολούθως :

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c * \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^{\alpha} \quad (4.22)$$

όπου mb είναι η τιμή της σταθεράς m για τη βραχόμαζα s και α είναι σταθερές που εξαρτώνται από τα χαρακτηριστικά της βραχόμαζας σc είναι η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη του άρρηκτου βράχου και σ1' και σ3' είναι η αξονική και η πλευρική ενεργή κύρια τάση γενικά.

Το κριτήριο έχει αποδειχθεί ότι έχει καλή εφαρμογή στις περισσότερες βραχόμαζες καλής ποιότητας που η αντοχή τους ελέγχεται από το «σφιχτό» αλληλοκλείδωμα γωνιωδών τεμαχίων βράχου. Η αστοχία μιας τέτοιας βραχόμαζας μπορεί να εκφρασθεί θέτοντας α = 0.5 στην παραπάνω εξίσωση, δηλαδή:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c * \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^{0.5} \quad (4.23)$$

Σε βραχόμαζες πτωχής ποιότητας στις οποίες το αλληλοκλείδωμα έχει μερικώς καταστραφεί από διάτμηση ή αποσάθρωση και δεν παρουσιάζεται εφελκυστική αντοχή ή συνοχή και τα τεμάχη πέφτουν χωρίς περιορισμούς, θέτωντας s = 0 στην αρχική εξίσωση προκύπτει:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c * \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} \right)^{\alpha} \quad (4.24)$$

Οι προηγούμενες εξισώσεις δεν έχουν καμία απολύτως πρακτική αξία εκτός και αν οι σταθερές α, s και α μπορούν με κάποιο τρόπο να εκτιμηθούν. Οι Panet & Stress (1988) πρότειναν οι σταθερές αυτές να υπολογισθούν από την ταξινόμηση RMR (Rock Mass Rating) του Bieniawski (1976) θεωρώντας πλήρως στεγνές συνθήκες και πολύ ευνοϊκή κλίση ασυνεχειών.

Η διαδικασία είναι ευνοϊκή για βραχόμαζες με RMR μεγαλύτερο από 25, δε μπορεί να λειτουργήσει για βραχόμαζες με πολύ πτωχή ποιότητα, δεδομένου ότι η μικρότερη τιμή RMR είναι 18. Προκειμένου να ξεπεραστεί το πρόβλημα αυτό θεωρήθηκε ένας καινούργιος δείκτης, που ονομάζεται γεωλογικός δείκτης αντοχής (GSI, Geological Strength Index). Οι τιμές του δείκτη κυμαίνονται από 10 (εξαιρετικά πτωχής ποιότητας βραχόμαζα) έως 100 (άρρηκτος βράχος). Οι

σχέσεις μεταξύ m_b/mi, s, α και του δείκτη γεωλογικής αντοχής (GSI) εκφράζονται ακολούθως :

Για GSI >25 (αδιατάρακτες βραχόμαζες)

$$\frac{m_b}{m_i} = \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right) \quad (4.25)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right) \quad (4.26)$$

α = 0.5

Για GSI < 25 (αδιατάρακτες βραχόμαζες)

s = 0

$$a = 0.65 - \frac{GSI}{200} \quad (4.27)$$

Σε μεταγενέστερη έκδοση (2002) το γενικευμένο κριτήριο έχει τη ίδια μορφή αλλά ο υπολογισμός των παραμέτρων δεν εξαρτάται από την τιμή του GSI (μεγαλύτερη ή μικρότερη από 25). Συνεπώς οι σχέσεις που προκύπτουν είναι οι ακόλουθες:

$$\frac{m_b}{m_i} = \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (4.28)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (4.29)$$

$$\alpha = 0.5 + \frac{1}{6}\left(\exp^{\frac{-GSI}{15}} - \exp^{\frac{-20}{3}}\right) \quad (4.30)$$

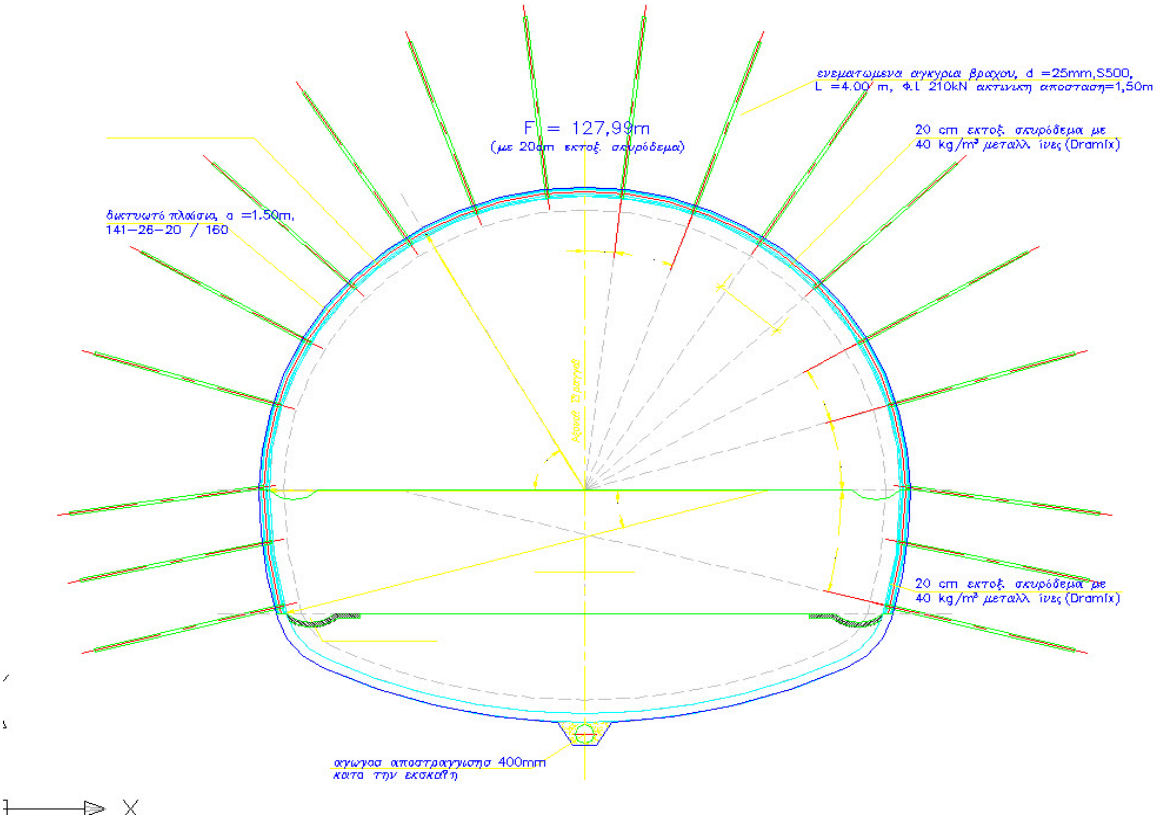
όπου το D είναι παράμετρος που έχει άμεση σχέση με το βαθμό διαταραχής και χαλάρωσης της βραχόμαζας στη φάση εκσκαφής. Οι τιμές που λαμβάνει μεταβάλλονται από 0 (για αδιατάρακτες βραχόμαζες) έως 1 (πλήρως διαταραγμένες βραχόμαζες).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

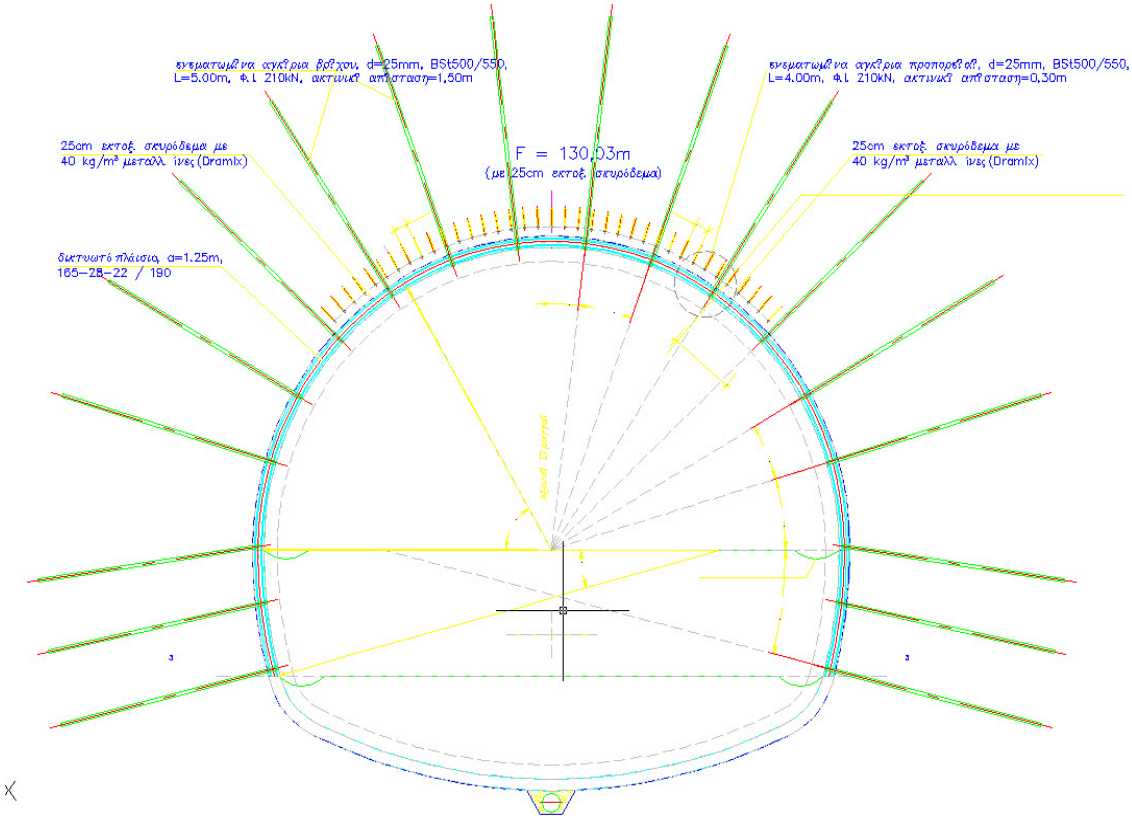
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΚΑΙ ΠΡΟΣΩΡΙΝΗΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΤΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΜΕΛΙΣΣΙΟΥ

5.1 Γενικά

Η υπόγεια σήραγγα του Μελισσίου ανήκει στην νέα σιδηροδρομική γραμμή μεταξύ Πατρών & Κορίνθου και έχει μήκος 1.485m. Η εσωτερική ακτίνα είναι 6,05m, το πάχος της εσωτερικής επένδυσης είναι 40cm, το πάχος της προσωρινής υποστήριξης εξαρτάται από τις κατηγορίες βραχομάζας και κυμαίνεται μεταξύ 20 και 30cm. Η διατομή εκσκαφής κυμαίνεται μεταξύ 128,4m² και 135,64m². Το σχήμα της διατομής καθορίζεται από τον απαιτούμενο ελεύθερο χώρο για την κυκλοφορία και από τις απαιτήσεις ασφαλείας. Η εξωτερική περίμετρος της διατομής σχεδιάστηκε εξομαλυσμένη για σωστή παραλαβή φορτίων. Παρακάτω παρουσιάζονται οι διατομές εκσκαφής, κατά την διάνοιξη της σήραγγας, οι οποίες αποτέλεσαν και τα αντικείμενα μελέτης και ανάλυσης της συγκεκριμένης διπλωματικής εργασίας.

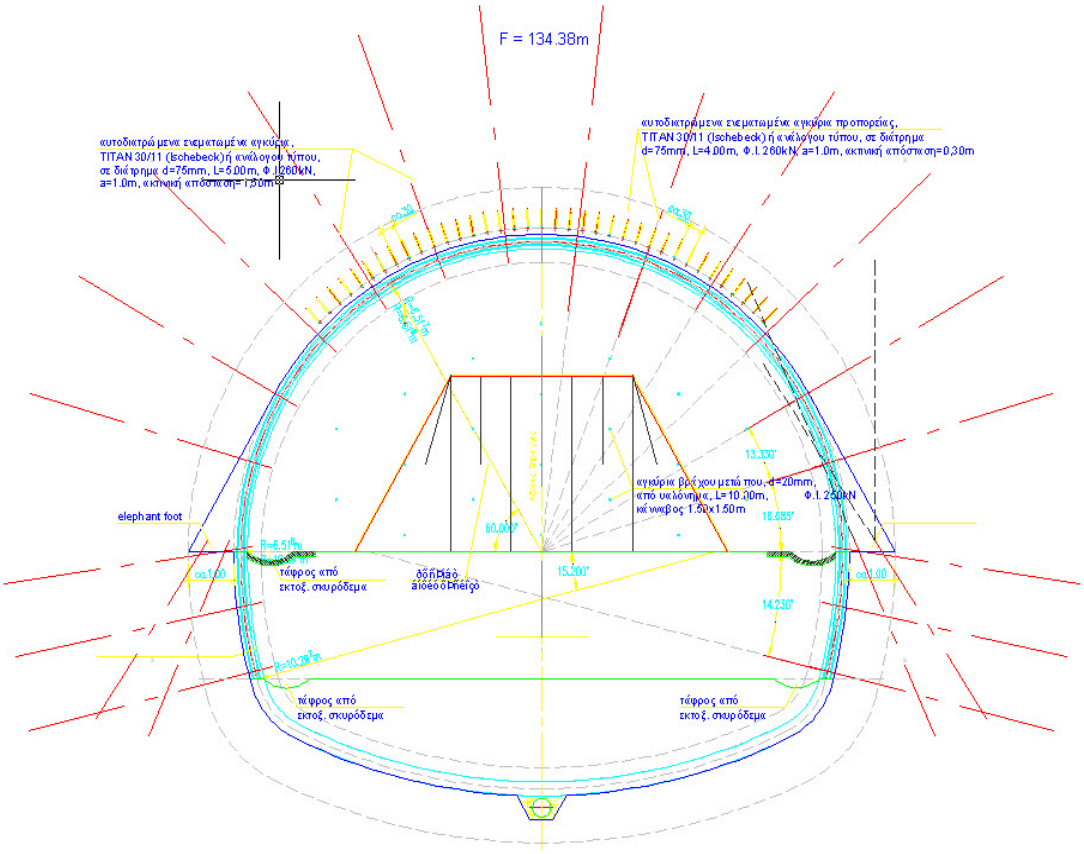


Σχήμα 5.1: Διατομή εκσκαφής Ω13 (Χ.Θ. 26+013,55)



Σχήμα 5.2: Διατομή εκσκαφής N303 (Χ.Θ. 26+270)

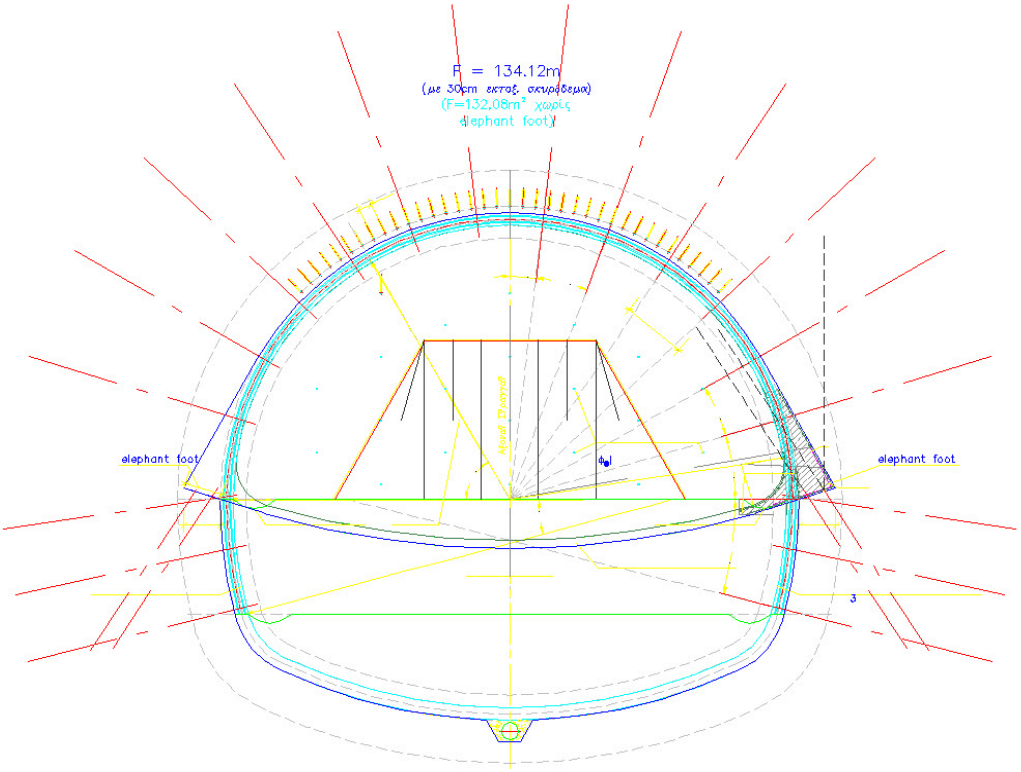
Η προσωρινή υποστήριξη επιλέγεται με κριτήριο την απαντώμενη γεωλογία και τις συγκλίσεις που μετρώνται πίσω από το μέτωπο εκσκαφής. Η επιλεγμένη μέθοδος κατασκευής της προσωρινής υποστήριξης είναι η μέθοδος εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Η μέθοδος έχει μεγάλη ευελιξία σε δύσκολες συνθήκες βραχόμαζας. Η σωστή εφαρμογή των προτεινόμενων μέτρων υποστήριξης εξασφαλίζει την ασφαλή κατασκευή της σήραγγας. Η προσωρινή υποστήριξης της σήραγγας, γενικά περιλαμβάνει εκτοξευόμενο σκυρόδεμα οπλισμένο με ίνες, δοκούς προπορείας, ηλώσεις, δικτυωτά πλαίσια, elephant feet (ποδαρικό) και ανάστροφο τόξο, μέτρα τα οποία θα πρέπει να εφαρμοστούν από έμπειρους τεχνίτες, σύμφωνα με τις προδιαγραφές των προβλεπόμενων υλικών και σύμφωνα με την αλληλουχία που περιγράφεται στα αντίστοιχα σχέδια έτσι ώστε να επιτυγχάνεται η ασφαλής κατασκευή της σήραγγας.



Σχήμα 5.3: Διατομή εκσκαφής Ν359 **(**Χ.Θ. 26+798)

5.2 Γεωλογικές συνθήκες

Η σήραγγα διασχίζει τρείς σχηματισμούς μάργας. Το υλικό της μάργας που συναντάται στις γεωτρήσεις παρουσιάζει τοπικά παραλλαγές σχετικά με την ποιότητα και σε σχέση με το βάθος. Σύμφωνα με τον Καβουνίδη (1985) οι μάργες ανήκουν στην κατηγορία των αργιλικών ημιβράχων και είναι συνήθως ρωγματωμένες (με μικρορωγματώσεις ή στιλπνές επιφάνειες) με χαμηλή παραμένουσα αντοχή και άρα επικινδυνότητα για προοδευτική αστοχία. Κύριο χαρακτηριστικό όλων των μαργαικών σχηματισμών (Κούκη 2006) είναι η σημαντική παρουσία των ανθρακικών ορυκτών χωρίς ωστόσο να υπάρχει διεθνώς καθορισμένο εύρος διακύμανσης του περιεχομένου ποσοστού αυτών.



Σχήμα 5.4: Διατομή εκσκαφής N254 (Χ.Θ. 25+496)

Έτσι ο Pettijohn (Bell, 1983, από Dounias et al, 1993) αναφέρει ότι το ανθρακικό ασβέστιο στις μάργες θα πρέπει να κυμαίνεται από 35% έως 65%, υπάρχουν και μαργαϊκά υλικά με πολύ χαμηλότερα ποσοστά. Οι μαργαϊκοί ψαμμίτες και οι μάργες χαρακτηρίζονται από διαφορές που προέκυψαν κατά την ιζηματογένεση και οφείλονται στην επικράτηση κατά χρονικά διαστήματα των περισσότερο η λιγότερο λεπτομερών υλικών. Αντιθέτως οι μάργες και οι μαργαϊκοί ασβεστόλιθοι χαρακτηρίζονται από διαφορές που πρόεκυψαν κατά ην αποσάθρωση και οφείλονται στο εναπομένον κατά την διάλυση ανθρακικό ασβέστιο. Το ποσοστό του ανθρακικού ασβεστίου παρατηρήθηκε ότι αυξάνεται με το βάθος, ενώ ο βαθμός συγκόλλησης καθώς και ο βαθμός διάλυσης λόγω αποσάθρωσης ελέγχουν την συμπεριφορά των σχηματισμών αυτών.

Όσον αφορά στους μαργαϊκούς σχηματισμούς του Νομού Αχαΐας, γεωγραφικό χώρο στον οποίο αναφέρεται η διπλωματική αυτή, έχουν έντονη συνδετική υλη από άργιλο και ασβεστίτη, η οποία περιβάλλει τους συνήθως μικρού μεγέθους κόκκους των σύνδρομων ορυκτών (Koukis and Rozos, 1983). Ο τύπος της αργίλου και των ορυκτών, καθώς και η διάταξη στο σκελετό των υλικών φαίνεται να επηρεάζουν τα φυσικά χαρακτηριστικά αυτών, με αποτέλεσμα να χαρακτηρίζονται τόσο σαν πολύ στιφρά έως σκληρά εδάφη, όσο και σαν ασθενείς έως μέτρια σκληροί βράχοι.

Επομένως, η γεωτεχνική συμπεριφορά στις δύο οριακές μορφές του μπορεί να έχει μεγάλες διαφορές. Αντίστοιχα η μάργα της περιοχής Μελισσίου είναι ένας σχηματισμός που μπορεί να χαρακτηριστεί από σκληρό έδαφος έως μαλακός βράχος.

Με βάση τα αποτελέσματα των γεωτρήσεων οι σχηματισμοί της μάργας μπορούν να καταταχθούν στις τρεις (3) παρακάτω κατηγορίες:

- **M1**: είναι η καλύτερη φάση της μάργας με τον μικρότερο βαθμό αποσάθρωσης και την μεγαλύτερη μηχανική αντοχή. Η συμπεριφορά της πλησιάζει την συμπεριφορά του βράχου.
- **M2**: είναι η ενδιποιότητας κατηγορία μάργας με μεγαλύτερη αποσάθρωση και συμπεριφορά που βρίσκεται ανάμεσα στην ζώνη σκληρού εδάφους – μαλακού βράχου.
- **M3**: είναι η χειρότερη κατηγορία μάργας και χαρακτηρίζεται από την μεγαλύτερη αποσάθρωση, ενώ συναντάται γενικότερα στις επιφανειακές στρώσεις. Μπορεί να θεωρηθεί ως εδαφικός σχηματισμός.

Κατά προσέγγιση, βρέθηκε ότι η σήραγγα στην αρχή της κείται εξ ολοκλήρου στην μάργα M3, που θεωρείται ότι συμπεριφέρεται ως εδαφικός σχηματισμός. Από την Χ.Θ. 25+500 μέχρι την Χ.Θ. 25+650 η σήραγγα αναμένεται να εκσκαφεί μέσα στον σχηματισμό M2 (σχηματισμός σκληρού εδάφους) και από εκεί και μέχρι την Χ.Θ. 26+500 μέσα στον σχηματισμό της μάργας M1, η οποία περιγράφεται ως σχηματισμός μαλακού βράχου. Μέχρι το τέλος της υπόγειας σήραγγας στην Χ.Θ. 26+854,85 η σήραγγα θεωρείται ότι βρίσκεται στον σχηματισμό της μάργας M2, και πάλι. Στους παρακάτω πίνακες παρουσιάζονται συνοπτικά τα χαρακτηριστικά, των παραπάνω κατηγοριοποιημένων μαργαικών σχηματισμών :

Πίνακας 5.1 : Χαρακτηριστικά μάργας κατηγορίας M1

Χαρακτηριστικά	Τιμή
Φαινόμενο βάρος	$\gamma = 21,5\ kN/m^3$
Μοναξονική αντοχή	$\sigma_c = 2,1\ MPa$
Συνοχή	$c = 200\ kPa$
Γωνία τριβής	$\varphi = 25^0$
Μέτρο ελαστικότητας (φόρτιση)	$E = 170\ MPa$
Μέτρο ελαστικότητας (αποφόρτιση)	$E_{unload} = 800\ MPa$

Πίνακας 5.2 : Χαρακτηριστικά μάργας κατηγορίας M2

Χαρακτηριστικά	*Τιμή*
Φαινόμενο βάρος	$\gamma = 20,5\ kN/m^3$
Συνοχή	$c = 100\ kPa$
Γωνία τριβής	$\varphi = 31^0$
Μέτρο ελαστικότητας (φόρτιση)	$E = 100\ MPa$
Μέτρο ελαστικότητας (αποφόρτιση)	$E_{unload} = 500\ MPa$

Πίνακας 5.3 : Χαρακτηριστικά μάργας κατηγορίας Μ3

Χαρακτηριστικά	*Τιμή*
Φαινόμενο βάρος	$\gamma = 20,5\ kN/m^3$
Συνοχή	$c = 70\ kPa$
Γωνία τριβής	$\varphi = 30^0$
Μέτρο ελαστικότητας (Young)	$E_{unload} = 70\ MPa$

5.3 Επιλογή – Διαμόρφωση κατηγοριών εκσκαφής και υποστήριξης

Λαμβάνοντας υπόψη τις γεωλογικές-γεωτεχνικές συνθήκες της περιοχής της σήραγγας εκτιμώντας τέσσερις διαφορετικές κατηγορίες εκσκαφής (A, B, C, D). Η κατηγορία εκσκαφής Α θα εφαρμοστεί για της συναντώμενες εδαφικές συνθήκες μάργας Μ1 που περιγράφονται ως σχηματισμός μαλακού βράχου με την χρήση κυρίως μηχανικών μέσων για την εκσκαφή (υδραυλική σφύρα και/ή εκσκαφέας). Η κατηγορία εκσκαφής Β και C θα εφαρμοστεί κυρίως στην Μ2, ενώ η D προβλέπεται για το ξεκίνημα της εκσκαφής στις περιοχές των στομίων στην Μ3 καθώς και σε άλλα τμήματα εδάφους κακής ποιότητας. Αντίστοιχα επιλέγονται και οι κατηγορίες υποστήριξης:

- **Κατηγορία υποστήριξης Α**

Εφαρμόζεται σε περίπτωση μαλακού βράχου (μάργας Μ1) μέτριας ποιότητας με χαμηλή αντοχή. Η μάργα, δεν είναι αποσαθρωμένη, ενώ τοπικά εμφανίζει διακλάσεις.

- **Κατηγορία υποστήριξης Β**

Εφαρμόζεται σε περίπτωση σκληρού εδάφους έως μαλακού βράχου (ημίβραχος – μάργα Μ2) χαμηλής ποιότητας και παρουσιάζει ενδιαστρώσεις αποσαθρωμένου υλικού. Η μάργα εδώ εμφανίζεται με μέτρια αποσάθρωση.

- **Κατηγορία υποστήριξης C**

Εφαρμόζεται σε περίπτωση σκληρού εδάφους – εδάφους (μάργα Μ2). Ο σχηματισμός είναι πολύ χαμηλής ποιότητας, πλήρως εξαλλοιωμένος ενώ η μάργα εμφανίζεται με υψηλή αποσάθρωση.

- **<u>Κατηγορία υποστήριξης D</u>**

Εφαρμόζεται σε περίπτωση εδάφους (μάργα Μ3) με εξαιρετικά χαμηλές μηχανικές ιδιότητες. Το γεωυλικό είναι εντελώς αποσαθρωμένο - εδαφοποιημένο σε περιοχές χαμηλών υπερκειμένων.

Το πεδίο εφαρμογής κατηγορίας διάνοιξης και προσωρινής υποστήριξης παρουσιάζεται στον παρακάτω πίνακα (πίνακας 5.4).

Πίνακας 5.4 : Πεδίο εφαρμογής κατηγοριών διάνοιξης και προσωρινής υποστήριξης

<table>
<tr><td>Γεωτεχνική κατηγορία</td><td>M1</td><td colspan="2">M2</td><td>M3</td></tr>
<tr><td>Υλικό</td><td>Μαλακός βράχος</td><td colspan="2">Σκληρό έδαφος</td><td>Έδαφος</td></tr>
<tr><td>Γενική περιγραφή</td><td>Μέτριας ποιότητας βραχώδης σχηματισμός με σημαντική αντοχή</td><td>Χαμηλής ποιότητας ημι-βραχώδης σχηματισμός με χαμηλή αντοχή</td><td>Πολύ χαμηλής ποιότητας σχηματισμός, πάρα πολύ αποσαθρωμένος</td><td>Πάρα πολύ χαμηλές μηχανικές ιδιότητες</td></tr>
<tr><td>Λιθολογία</td><td>Μη αποσαθρωμένη ιλυώδης μάργα με τοπικές διακλάσεις, και με τοπικές ενστρώσεις αργιλικής μάργας και ψαμμίτη</td><td>Ιλυώδης μάργα με μέτρια αποσάθρωση, με τοπικές ενστρώσεις αργιλικής ή αμμώδης μάργας</td><td>Πάρα πολύ αποσαθρω-μένη ιλυώδη μάργα, με τοπικές ενστρώσεις αργιλικής ή αμμώδους μάργας</td><td>Εντελώς αποσαθρωμένο έδαφος όπως το υλικό σε περιοχές με μικρό υπερκείμενο</td></tr>
<tr><td>Νερό</td><td colspan="3">Γενικά λόγω χαμηλής διαπερατότητας της μάργας, πιθανόν να μην παρατηρηθεί εισροή νερού. Νερό αναμένεται να εμφανιστεί με τη μορφή υγρασίας. Εξαίρεση αποτελούν οι περιοχές αμμώδων φακών στο σώμα της μάργας. Αυτοί οι φακοί εμφανίζονται τυχαία, έχουν διαστάσεις στην κατακόρυφο διεύθυνση λίγων μέτρων και περιέχουν νερό, πιθανόν υπό πίεση.</td><td>Σε περιοχές με χαμηλό υπερκείμενο, η εισροή νερού αναμένεται ως αποτέλεσμα των κατεισδυόντων υδάτων</td></tr>
<tr><td>Επιρροή του νερού</td><td>Ελάχιστη επιρροή στις μηχανικές ιδιότητες</td><td colspan="2">Μέτρια επιρροή στις μηχανικές ιδιότητες</td><td>Σημαντική επιρροή στις μηχανικές ιδιότητες</td></tr>
<tr><td>Διόγκωση</td><td colspan="4">Μικρή πιθανότητα διόγκωσης</td></tr>
<tr><td>Σύνθλιψη</td><td colspan="3">Αναμενόμενη μικρή σύνθλιψη σε περιοχές με μεγάλα υπερκείμενα (>40 m)</td><td>Καθόλου σύνθλιψη λόγω χαμηλών υπερκειμένων</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Βαθμός δυσκολίας εκσκαφής</td><td rowspan="2">Με μηχανικά μέσα (υδραυλική σφύρα)</td><td colspan="3">Με καδοφόρο εκσκαφέα ή χειρονακτικά</td></tr>
<tr><td>με δυσκολία</td><td>με προστάθεια</td><td>εύκολα</td></tr>
<tr><td>Κατηγορίες εκσκαφής</td><td>A</td><td>B</td><td>C</td><td>D</td></tr>
<tr><td>Παραμόρφωση [mm]</td><td>27</td><td>27</td><td>34</td><td>45</td></tr>
<tr><td>Όρια προειδοποίησης και κινδύνου [mm]</td><td>14 / 20</td><td>14 / 20</td><td>17 / 25</td><td>22 / 34</td></tr>
</table>

Σημειώνεται δε ότι παρ' όλο που το γεωτεχνικό προσομοίωμα της μηκοτομής θέτει κάποια εκτίμηση των ορίων των γεωυλικών κατά μήκος της σήραγγας, έχει γίνει η παραδοχή (χάριν ασφαλείας) ότι τα γεωυλικά Μ2 και Μ3 δύναται να συναντηθούν τοπικά στην μάζα του γεωυλικού Μ1 και ως εκ' τούτου έχει δοθεί και ανάλογη εκτίμηση των ποσοστών των κατηγοριών υποστήριξης που αντιστοιχούν στα γεωυλικά αυτά κατά μήκος της σήραγγας. Η αναμενόμενη δε μικρή σύνθλιψη στις περιοχές των υψηλών υπερκειμένων αντιμετωπίζεται επαρκώς από τις προβλεπόμενες κατηγορίες υποστήριξης. Η εκσκαφή της διατομής (σχημα 5.5) χωρίζεται γενικά σε τρία βήματα: άνω ημιδιατομή, βαθμίδα και ανάστροφο τόξο. Η εκσκαφή ενός κύκλου πρέπει να είναι συνεχόμενη και δεν πρέπει να διακόπτεται για κανένα λόγο. Η εγκατάσταση των προσωρινών μέτρων υποστήριξης πρέπει να ξεκινήσει αμέσως μετά την εκσκαφή. Σε τέτοιας φύσεως γεωυλικά οι νέο-εκσκαμμένες επιφάνειες της βραχόμαζας θα πρέπει να υποστηρίζονται άμεσα (σχήμα 5.6). Το αντίθετο θα επιφέρει μεγάλη σταδιακή χαλάρωση της βραχόμαζας που περιβάλει την περιφέρεια εκσκαφής της σήραγγας. Εάν δεν εξασφαλιστεί η έγκαιρη παροχή υλικών υποστήριξης (εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, πλαίσια, ήλοι, αγκύρια προπορείας), η έναρξη της εκσκαφής του επόμενου βήματος προχώρησης δεν πρέπει να πραγματοποιείται. Στα σχήματα 5.5, 5.6 και 5.7 δύναται να παρατηρηθούν τα κυριότερα μέτρα προσωρινής υποστήριξης.

Σχήμα 5.5 : Εκσκαφή διατομής σήραγγας Μελισσίου

Αν για οποιοδήποτε λόγο πρέπει να σταματήσουν οι εργασίες διάνοιξης της σήραγγας, τότε το τελευταίο εκσκαμμένο βήμα θα πρέπει να ολοκληρώνεται με όλα τα μέτρα προστασίας πριν σταματήσουν οι εργασίες. Επιπλέον πρέπει να τονιστεί ότι πρέπει να αποφεύγεται με κάθε τρόπο η όποια υπερεκσκαφή στο ανάστροφο τόξο και ειδικότερα κάτω από τα πλευρικά elephant feet. Ανάλογα με τον τύπο του εκσκαφέα που χρησιμοποιείται στο εργοτάξιο, είναι μερικές φορές αδύνατο να εκτελεστούν οι εργασίες διαμόρφωσης της διατομής στο ανάστροφο τόξο εξ ολοκλήρου με τον κάδο του εκσκαφέα και ειδικότερα στην περιοχή των elephant feet, στα οποία δεν μπορεί να φτάσει ο κάδος λόγω του πλαισίου που έχει τοποθετηθεί νωρίτερα. Σε αυτή την περίπτωση οι εργασίες της διατομής πρέπει να πραγματοποιούνται χειρωνακτικά με σφύρες πεπιεσμένου αέρα ή ελαφρά μηχανικά μέσα

Σχήμα 5.6 : Τοποθέτησης μέτρων υποστήριξης σήραγγας Μελισσίου

Σε κάθε περίπτωση η γεωμετρία της εκσκαφής του ανάστροφου τόξου και της περιοχής θεμελίωσης των elephant feet πρέπει πάντα να ελέγχεται με μία ελαφριά και εύκολη στην χρήση συσκευή διαμόρφωσης-ελέγχου της διατομής πριν την εφαρμογή του εκτοξευόμενου σκυροδέματος ή την εγκατάσταση του δομικού πλέγματος. Εάν δεν μπορεί να αποφευχθεί η υπερεκσκαφή κάτω από ένα elephant foot, αυτή θα πρέπει να πληρωθεί προσεκτικά με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Η ανάκτηση (rebound) πρέπει να αποφεύγεται.

Σχήμα 5.7 : Προσωρινά μέτρα υποστήριξης σήραγγας Μελισσίου.

Εάν η πλήρωση της υπερεκσκαφής γίνεται με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, είναι απαραίτητη η επαρκής σκλήρυνσή του πριν την τοποθέτηση του δικτυωτού πλαισίου το οποίο θα επιβαρύνει με το φορτίο του το υπόστρωμα. Η χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος για την πλήρωση είναι δυσμενής σε περίπτωση μεγάλης (> 1m^3) ή βαθιάς υπερεκσκαφής. Η πλήρωση με υφιστάμενο βραχώδες υλικό που είναι εντελώς κερματισμένο, αποσαθρωμένο ή διατμημένο και υγρό, δεν είναι αποδεκτή και είναι ένας από τους σημαντικότερους λόγους για την ανάπτυξη πρόωρων και μεγάλων καθιζήσεων, εφόσον αυτό το αδύναμο υλικό δεν μπορεί να παραλάβει ούτε το βάρος του κελύφους από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Σε κάθε

περίπτωση η επιφάνεια θα πρέπει να είναι καθαρή για την τοποθέτηση του δικτυωτού πλαισίου και τον πρόσθετο οπλισμό του elephant foot.

Θα πρέπει να σημειωθεί πως η παραχώρηση όλων των στοιχείων και πληροφοριών που αφορούν τόσο το σχεδιασμό της σήραγγας, όσο και τις αρχές προσομοίωσης και ανάλυσης αυτής, παραχωρήθηκαν από την εταιρεία Γενική Μελετών Ιστρια.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΜΕΘΟΔΟΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

6.1 Γενικά

Οι αριθμητικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με την χρήση των λογισμικών πακέτων Plaxis v 8.2 και Phase^2 v 7.0 τα οποία χρησιμοποιούν την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων για την επίλυση γεωτεχνικών προβλημάτων σε δύο διαστάσεις. Για τις αναλύσεις αυτές έγινε παραδοχή συνθηκών επίπεδης παραμόρφωσης (plain strain analysis) και για διατομές μοναδιαίου πάχους θεωρείται δηλαδή ότι σ_{xx}, σ_{yy}, σ_{zz}, $\neq 0$ και ε_{xx}, $\varepsilon_{yy} \neq 0$, $\varepsilon_{zz} = 0$. Για την προσομοίωση του υλικού της βραχομάζας χρησιμοποιήθηκε το κριτήριο Mohr Coulomb.

Οι τομές που επιλέχθηκαν για την ανάλυση είναι οι παρακάτω

- **Διατομή Ω13 στην Χ.Θ. 26+013,55:** Αυτή είναι η διατομή που συνδυάζει το μέγιστο υπερκείμενο πάνω από τον σχηματισμό Μ1 και επιπροσθέτως υπάρχουν κτίρια σε απόσταση 20 – 50 m. Από τον έλεγχο της διατομής αυτής προέκυψε η κατηγορία υποστήριξης Α.
- **Διατομή Ν303 στην Χ.Θ. 26+270:** Αυτή είναι η διατομή με το μέγιστο υπερκείμενο σε περίπτωση εκσκαφής στον σχηματισμό Μ2. Από τον έλεγχο της διατομής αυτής προέκυψε η κατηγορία υποστήριξης Β.
- **Διατομή Ν359 στην Χ.Θ. 26+798:** Σε αυτή την διατομή υπάρχει μέγιστο υπερκείμενο για την περίπτωση σχηματισμού με μηχανικά χαρακτηριστικά μεταξύ των σχηματισμών Μ και Μ2. Από τον έλεγχο της διατομής αυτής προέκυψε η κατηγορία υποστήριξης C.
- **Διατομή Ν254 στην Χ.Θ. 25+496:** Σε αυτή την διατομή εξετάζεται η περίπτωση εκσκαφής στον σχηματισμό Μ3 με τα μέγιστα υπερκείμενα. Από τον έλεγχο της διατομής αυτής προέκυψε η κατηγορία υποστήριξης D.

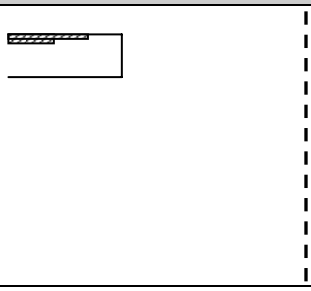
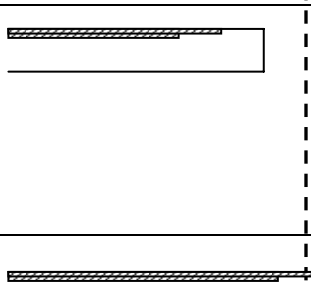
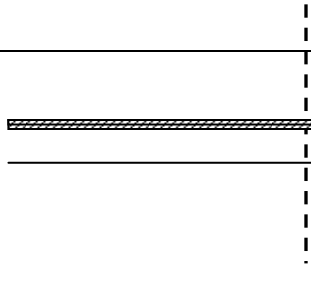
Σε αυτό το σημείο θα πρέπει να σημειωθεί πως με το λογισμικό πακέτο Plaxis αναλύθηκαν οι τρεις πρώτες διατομές, ενώ αντίθετα με το phases αναλύθηκαν και οι τέσσερις. Οι λόγοι για τους όποιους έγινε αυτό, αναλύονται σε επόμενο κεφαλαίο.

6.2 Διατομές ελέγχου

Η διαδικασία προχώρησης της σήραγγας και η σταδιακή εφαρμογή των μέτρων προσωρινής υποστήριξης είναι ένα πρόβλημα τριών διαστάσεων που επηρεάζεται δε και από τη χρονική υστέρηση

των φάσεων. Η απόσταση από το μέτωπο προσβολής επηρεάζει σημαντικά την ανακατανομή των τάσεων στη βραχομάζα, ενώ ο χρόνος τοποθέτησης των στοιχείων της προσωρινής επένδυσης επηρεάζει την έκταση των πραγματοποιούμενων παραμορφώσεων καθώς και την ένταση των στοιχείων επένδυσης.

Πίνακας 6.1 : Στάδια ανάλυσης με την χρήση της διατομής ελέγχου

Στάδιο	**Διατομή Ελέγχου**	**Περιγραφή**
1		Το μέτωπο βρίσκεται σε τέτοια απόσταση, ώστε δεν επηρεάζει το εντατικό πεδίο στη διατομή ελέγχου
2		Αποτόνωση στη διατομή ελέγχου λόγω της εγγύτητας του μετώπου διάνοιξης
3		Εφαρμογή πρώτης στρώσης gunite με ιδιότητες 24 ωρών. Παρέχεται υποστήριξη από τη βραχομάζας λόγω εγγύτητας του μετώπου
4		Ολοκλήρωση μέτρων προσωρινής υποστήριξης. Το μέτωπο βρίσκεται σε τέτοια απόσταση, ώστε να υπάρχει πλήρης αποτόνωση στη διατομή ελέγχου

Για να συνυπολογιστεί η επίδραση των ως άνω παραγόντων στην ανάλυση επίπεδης παραμόρφωσης υιοθετείται η μέθοδος των διατομών ελέγχου. Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή η προχώρηση της σήραγγας αναλύεται θεωρώντας μια διατομή κάθετη στον άξονα της σήραγγας. Το μέτωπο διάνοιξης της σήραγγας θεωρείται ότι βρίσκεται αρχικά πίσω από τη διατομή αυτή, σταδιακά κινείται προς αυτήν και την προσπερνά έως ότου βρεθεί σε μεγάλη απόσταση μπροστά από τη διατομή ελέγχου. Θεωρείται δηλαδή ότι το επίπεδο της ανάλυσης επίπεδης παραμόρφωσης προσομοιώνει τις συνθήκες στο επίπεδο της διατομής ελέγχου. Τα στάδια της ανάλυσης παρουσιάζονται σχηματικά στον πίνακα 6.1.

Κατά το πρώτο Στάδιο ορίζεται το τασικό πεδίο στην αρχική του μορφή πριν επηρεαστεί από οποιαδήποτε διαδικασία που συνδέεται με τη διάνοιξη της σήραγγας. Κατά την προχώρηση της σήραγγας και πριν από την διάνοιξη του μετώπου στη διατομή ελέγχου έχουν ήδη πραγματοποιηθεί μετατοπίσεις του εδάφους λόγω χαλάρωσης του εδάφους από τη διάνοιξη στο τμήμα που προηγήθηκε. Η χαλάρωση αυτή είναι δυνατόν να προσομοιωθεί με την απομείωση του μέτρου ελαστικότητας και των εσωτερικών τάσεων της βραχομάζας. Η διαδικασία αυτή πραγματοποιείται στο δεύτερο στάδιο της ανάλυσης. Στη φάση κατά την οποία η διατομή ελέγχου βρίσκεται εντός του εκσκαμμένου τμήματος της σήραγγας, το μέτωπο εκσκαφής -ανάλογα με την απόστασή του από τη διατομή ελέγχου- προσφέρει μία πίεση υποστήριξής, οποία μειώνεται κατά την απομάκρυνσή του από τη διατομή ελέγχου. Η επιρροή της πίεσης υποστήριξης του μετώπου προσομοιώνεται με τη μέθοδο της σταδιακής αποτόνωσης της βραχομάζας. Για το σκοπό αυτό, τα στοιχεία της βραχομάζας δεν αφαιρούνται, αλλά συμμετέχουν με απομειωμένο μέτρο ελαστικότητας. Η διαδικασία αυτή αντιστοιχεί στο Στάδιο 3 της ανάλυσης.

Κατά το τέταρτο και τελευταίο στάδιο θεωρείται ότι το μέτωπο της σήραγγας έχει τέτοια απόσταση από τη διατομή ελέγχου, ώστε να μην παρέχεται πλέον πίεση υποστήριξης από το μέτωπο. Κατά το Στάδιο απενεργοποιούνται πλήρως τα στοιχεία της περιοχής εκσκαφής, ενώ τα στοιχεία της προσωρινής επένδυσης έχουν τις τελικές τους ιδιότητες

6.3 Προσομοίωση στοιχείων κατασκευής

Η ποιότητα του εκτοξευόμενου σκυροδέματος ελήφθη Β25 (C20/25) με θλιπτική αντοχή 17500 kPa. Για το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα η τελική τιμή του μέτρου ελαστικότητας θα ληφθεί 15 GPa, λόγω της ανάπτυξης φαινομένων ρηγμάτωσης. Τα στοιχεία της προσωρινής επένδυσης στην τελική τους κατάσταση προσομοιώθηκαν με το πάχος που προβλέπεται ανάλογα με την κατηγορία υποστήριξης.

Για την προσομοίωση της επιρροής των ράβδων προπορείας προσαρμόσθηκε κατ' αρχήν το ποσοστό αποτόνωσης της εκσκαπτόμενης διατομής κατά τρόπο τέτοιο, ώστε να αποδίδεται η υποστηρικτική τους

επίδραση. Επίσης στη ζώνη των ράβδων προπορείας αποδόθηκε αυξημένο μέτρο ελαστικότητας σύμφωνα με το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα και του τσιμεντενέματος και το αντίστοιχο ποσοστό συμμετοχής της επιφάνειας τους στη διατομή της ζώνης αυτής. Συγκεκριμένα το μέτρο ελαστικότητας της ζώνης προϋποστήριξης τροποποιήθηκε σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

$$E_m = \frac{E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s + E_r \cdot A_r}{A_c + A_s + A_r},$$

όπου E_m το τροποποιημένο μέτρο ελαστικότητας

E_c, E_s, E_r τα μέτρα ελαστικότητας τσιμεντενέματος, χάλυβα και βραχομάζας

A_c, A_s τα μέτρα εμβαδά συμμετοχής σκυροδέματος, χάλυβα και βραχομάζας

Για τον χάλυβα χρησιμοποιήθηκε E_s=210 GPa και για το τσιμεντένεμα E_C=10 GPa.

Η ποιότητα του χάλυβα των ακτινικών ηλώσεων λαμβάνεται S550s. Η διατομή των στοιχείων των ήλων ελήφθη κυκλική Ø25 ή κοίλη κυκλική 30/11, ανάλογα με την πρόβλεψη της κάθε κατηγορίας. Στον παρακάτω πίνακα 6.2 εμφανίζονται οι γενικές παράμετροι για το υλικό εντός του οποίου πραγματοποιείται η διάνοιξη της σήραγγας.

Σημειώνεται δε ότι βάσει της μηκοτομής έχουν προσομοιωθεί με τις αντίστοιχες παραμέτρους οι γεωτεχνικές ενότητες που εμφανίζονται υψηλότερα ή χαμηλότερα από την περιοχή διάνοιξης της σήραγγας.

Πίνακας 6.2 : Γενικές παράμετροι υλικού εντός του οποίου πραγματοποιείται η διάνοιξη της σήραγγας.

Κατηγορία Υποστήριξης	**Γεωυλικό**	**Ύψος Υπερκει-μένων (m)**	**ν**	**K_0**	**E (MPa)**	**φ (°)**	**c (kPa)**	**Διατομή ανάλυσης**
A	M1	76	0,3	0,7	650	25	200	Ω13
B	M2	56	0,3	0,7	400	31	100	N303
C	M / M2	12	0,3	0,7	100	31	80	N359
D	M3	20	0,3	0,7	70	30	70	N254

6.4 Βασικά χαρακτηριστικά λογισμικών Plaxis V.8.2 & Phase ^{2} 7.0

Το Plaxis (Plaxis B.V, Holland) είναι ένα πακέτο πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιείται για την ανάλυση της παραμόρφωσης και της ευστάθειας στα γεωτεχνικά προβλήματα. Οι γεωτεχνικές εφαρμογές απαιτούν προηγμένα μοντέλα για την προσομοίωση της μη γραμμικής και χρονικά εξαρτημένης συμπεριφοράς των εδαφών. Επιπλέον, δεδομένου ότι το έδαφος είναι ένα πολυφασικό υλικό απαιτούνται ειδικές διαδικασίες για να εξεταστούν οι υδροστατικές και μη υδροστατικές πιέσεις πόρων. Αν και η διαμόρφωση του ίδιου του εδάφους είναι ένα σημαντικό ζήτημα, πολλά γεωτεχνικά προβλήματα περιλαμβάνουν τη διαμόρφωση των κατασκευαστικών δομών και την αλληλεπίδραση μεταξύ αυτών των δομών και του εδάφους. Το Plaxis είναι εξοπλισμένο με ειδικά χαρακτηριστικά στοιχεία για να εξετάσει τις πολυάριθμες πτυχές των σύνθετων γεωτεχνικών δομών.

Το Plaxis αποτελείται από τέσσερα υποπρογράμματα:

1. Εισαγωγή δεδομένων (Input)

2. Υπολογισμοί (Calculations)

3. Αποτελέσματα (Output)

4. Σχεδιασμός καμπύλων (Curves)

Το Phase^2 7.0 (Rocscience, Canada) είναι ένα ελαστοπλαστικό πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων για την ανάλυση της εντατικής κατάστασης σε υπόγειες ή επιφανειακές εκσκαφές σε πέτρωμα ή έδαφος. Μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε ένα ευρύ φάσμα εφαρμοσμένων προβλημάτων και περιλαμβάνει τον σχεδιασμό υποστήριξης, την ευστάθεια πρανών και την ανάλυση υπόγειων νερών. Τα απαιτούμενα σύνθετα και πολυσταδιακά μοντέλα μπορούν να δημιουργηθούν εύκολα και να αναλυθούν γρήγορα για να αναλύσουν εντατικά προβλήματα όπως:

- σήραγγες σε φτωχό ή ρωγματομένο βράχο (tunnels in weak or jointed rock),
- υπόγεια ανοίγματα εργοστασίων παραγωγής ηλεκτρικού ρεύματος (underground powerhouse caverns),
- υπαίθρια ορυχεία (open pit mines),
- πρανή και αναχώματα (slopes, embankments),

- σταθεροποιημένα εδαφικά υλικά (MSE stabilized earth structures),

Επιπροσθέτως μπορεί να εξεταστεί η προοδευτική αποτυχία (progressive failure), η αλληλεπίδραση υποστήριξης – βραχομάζας και ποικίλα άλλα προβλήματα. Το Phase^2 προσφέρει ένα ευρύ φάσμα επιλογών διαμόρφωσης υποστήριξης. Τα στοιχεία επένδυσης (liner types) μπορούν να επιλεγούν για την προσομοίωση μέτρων υποστήριξης (shotcrete, concrete, steel set systems, retaining walls, piles, multi-layer composite liners, geotextiles) ενώ είναι δυνατή και η επιλογή τύπου κοχλίωσης (end anchored, fully bonded, cable bolts, split sets and grouted tiebacks).

Το συγκεκριμένο πρόγραμμα μπορεί να αναλυσει ταυτόχρονα και την επίδραση των υπογείων υδάτων. Η πίεση των πόρων (καθώς και η ροη) υπολογίζεται με βάση τις καθορισμένες, από το χρήστη, υδραυλικές παραμέτρους και την αγωγιμότητα (υδραυλική) του υλικού. Τα αποτελέσματα της πίεσης των πόρων ενσωματώνονται αυτόματα στα αποτελέσματα της ανάλυσης του εντατικού πεδίου.

Τα καταστατικά μοντέλα για την προσομοίωση βράχου η εδάφους περιλαμβάνουν τα έξης κριτήρια :

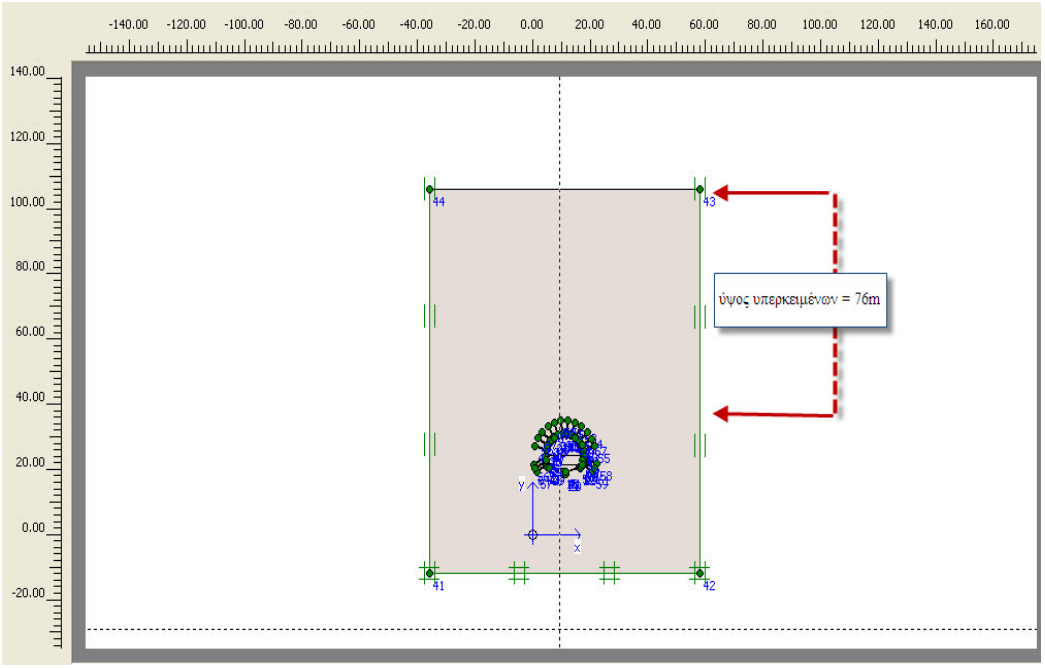
- Mohr- Coulomb
- Γενικευμένο Hoek & Brown
- Cam Clay

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

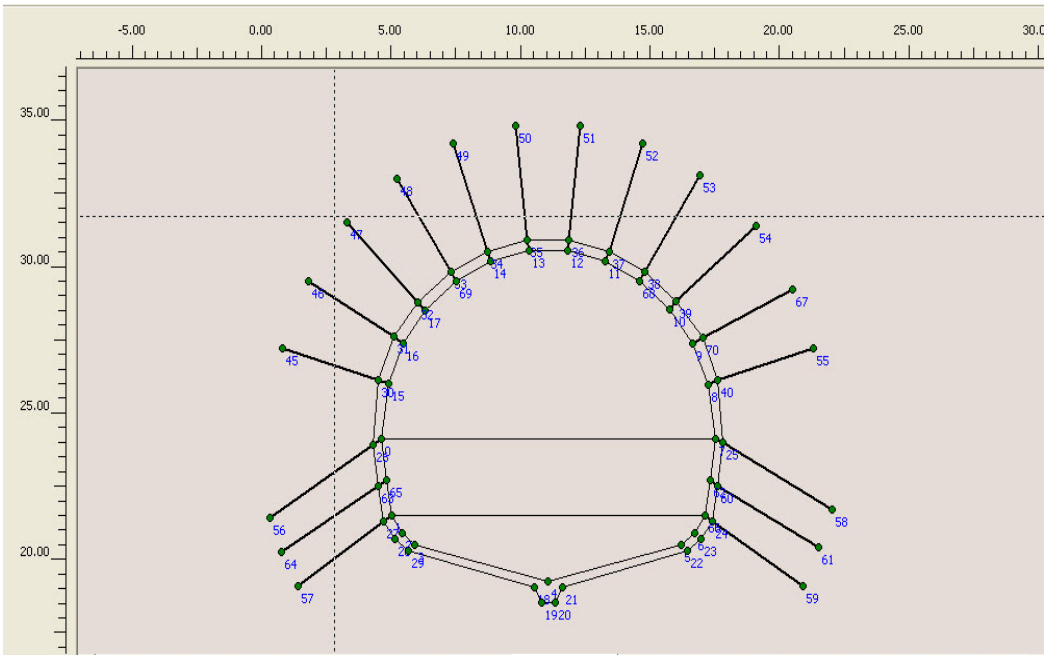
ΑΝΑΔΡΟΜΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΩΝΤΑΣ ΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ PLAXIS.

7.1 Γενικά

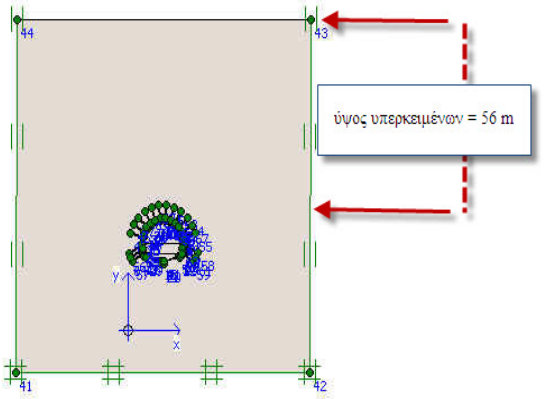
Η διαδικασία της ανάλυσης ξεκινά, με την δημιουργία ενός γεωμετρικού μοντέλου το οποίο απεικονίζει το πρόβλημα. Στην συγκεκριμένη προσομοίωση του προβλήματος χρησιμοποιήθηκαν οι χαρακτηριστικές τομές που αναφέρθηκαν σε προηγούμενα κεφάλαια, Ω13, N303, N359, και κατασκευάστηκαν τρία διαφορετικά γεωμετρικά μοντέλα. Κάθε μοντέλο προσομοιώνει τις διαφορετικές κατηγορίες υποστήριξης A, B και C. Η προσέγγιση για το σχεδιασμό, βασίστηκε αρχικά στην δημιουργία της τομής Ω13, ενώ πάνω σε αυτήν, με διαφοροποιήσεις στα ύψη υπερκειμένων και στη κατηγορία εκσκαφής – υποστήριξης, παρουσιάστηκαν και οι υπόλοιπες διατομές ανάλυσης. Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζονται, τα ομοιώματα προσομοίωσης των υπό ανάλυση διατομών.



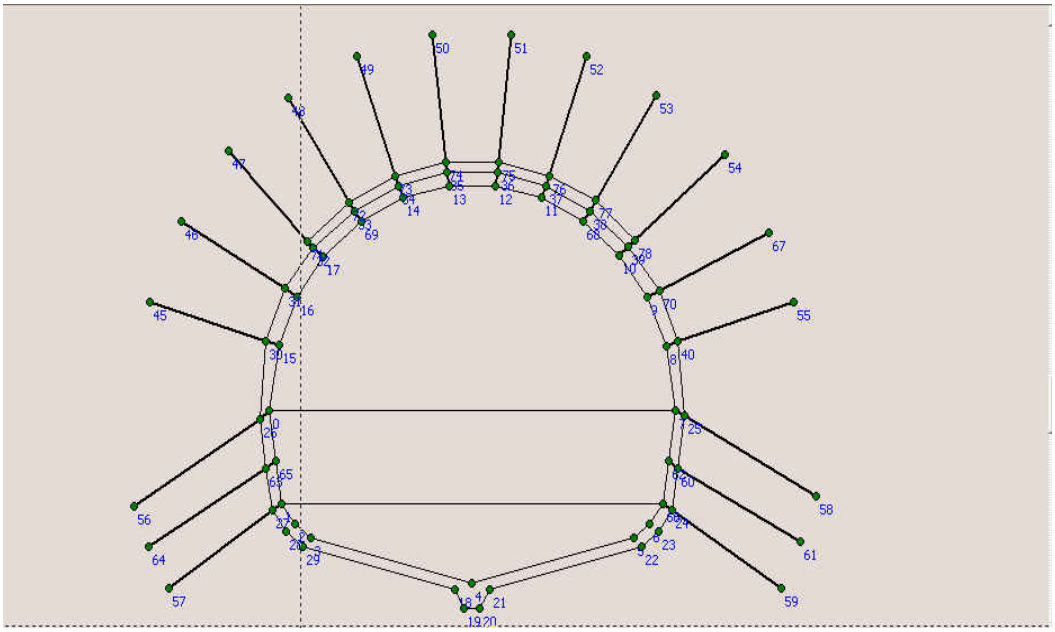
Σχήμα 7.1 : Ομοίωμα διατομής Ω13 - Μοντέλο test23 (Κατηγορία υποστήριξης A)



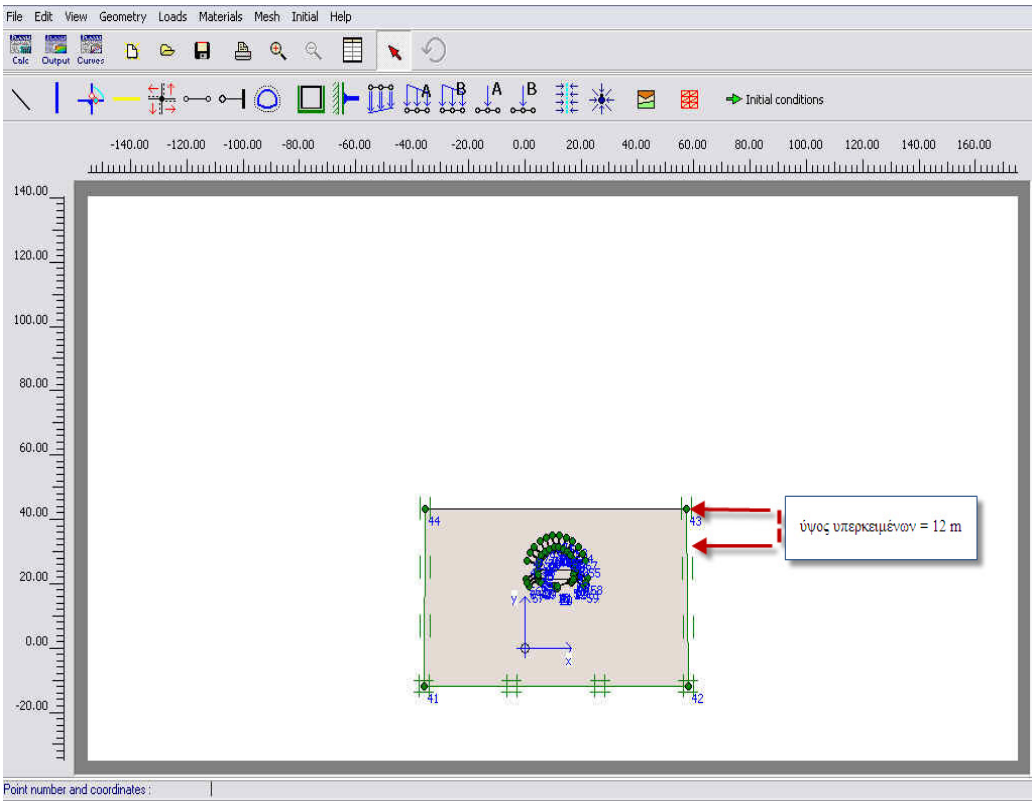
Σχήμα 7.2 : Διατομή Ω13 (Κατηγορία υποστήριξης Α)



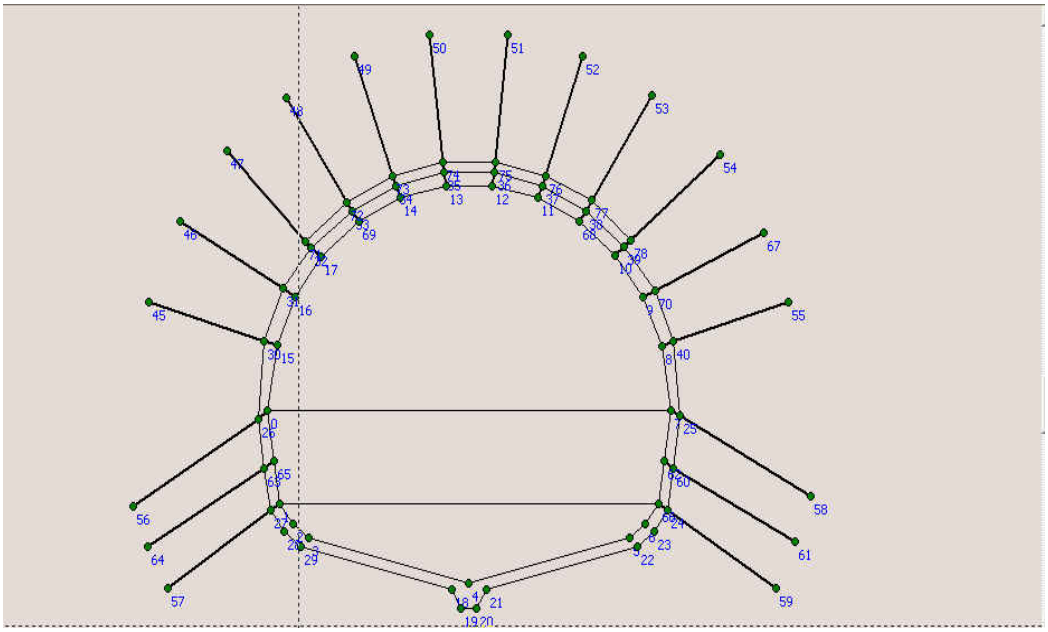
Σχήμα 7.3 : Ομοίωμα διατομής Ν303 - Μοντέλο test24 (Κατηγορία υποστήριξης Β)



Σχήμα 7.3 : Διατομή N303 (Κατηγορία υποστήριξης Β)



Σχήμα 7.4 : Ομοίωμα διατομής N359 - Μοντέλο test25 (Κατηγορία υποστήριξης C)



Σχήμα 7.5: Διατομή Ν359 (Κατηγορία υποστήριξης C)

7.1.1 Γενικές ρυθμίσεις

Στον πινάκα 7.1 παρουσιάζονται οι γενικές ρυθμίσεις των μοντέλων. Περιέχει το όνομα του αρχείου, την περιγραφή της διατομής που αντιστοιχεί σε κάθε αρχείο , το είδος του μοντέλου και το είδος των στοιχείων. Στον πίνακα 7.2 περιέχονται οι βασικές μονάδες μήκους, δύναμης και χρόνου, οι διαστάσεις της περιοχής σχεδίασης και η πυκνότητα του καννάβου.

Πίνακας 7.1 Γενικές ρυθμίσεις μοντέλων

Όνομα Αρχείου	**Περιγραφή Έργου**	**Είδος Μοντέλου**	**Είδος Στοιχείων**
Μοντέλο test23	Ανάλυση Τομής Ω13	Επίπεδης ανηγμένης παραμόρφωσης (plane strain)	6 – κομβικά (6- Node)
Μοντέλο test24	Ανάλυση Τομής Ν303		6 – κομβικά (6- Node)
Μοντέλο test25	Ανάλυση Τομής Ν359		6 – κομβικά (6- Node)

Πίνακας 7.2 Γενικές ρυθμίσεις μοντέλων, μονάδες διαστάσεις

Μονάδες		**Διαστάσεις Περιοχής**		**Πυκνότητα Καννάβου**	
Μήκος	m	Αριστερά	-30	Αραίωση	0,1
Δύναμη	KN	Δεξιά	50	Αριθμός Μέσων Διαστημάτων	1
Χρόνος	day	Κάτω	-15		
		Πάνω	120		

7.1.2 Διαμόρφωση των μοντέλων

Τα γεωμετρικά μοντέλα αποτελούνται από τις εξής περιοχές :

- Από την κυρίως βραχομάζα που περικλείει την προς ανάλυση διατομή (στοιχεία εδάφους)
- Από την χαρακτηριστική διατομή η οποία αποτελείται από : α) την άνω ημιδιατομή β) την βαθμίδα και γ) το ανάστροφο τόξο
- Από τα στοιχεία επένδυσης

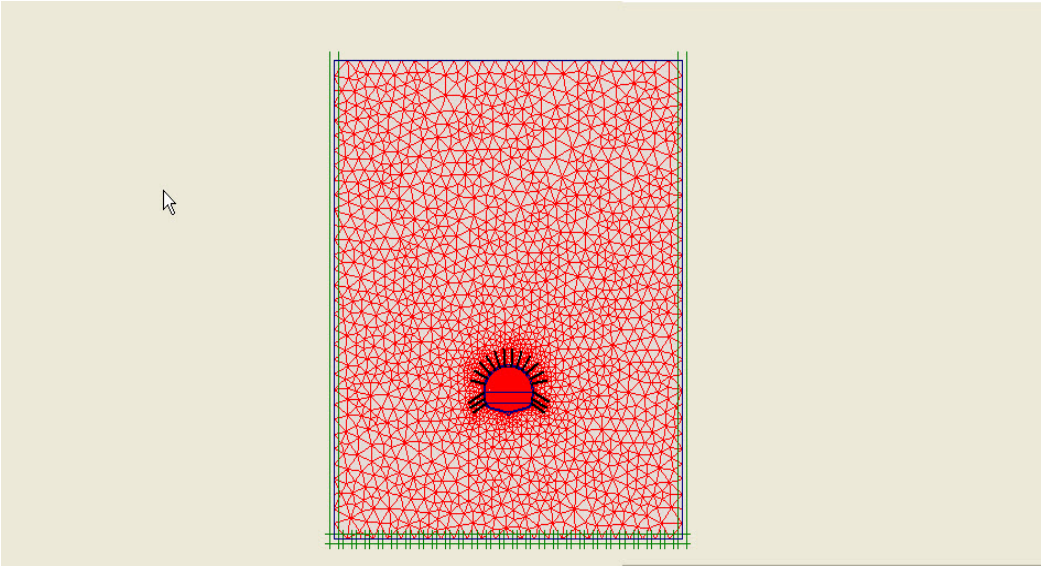
Κατά τη μόρφωση του καννάβου πεπερασμένων στοιχείων λήφθηκε μέριμνα ώστε η διακριτοποίηση να είναι επαρκώς λεπτομερής στην κοντινή περιοχή των σηράγγων και αραιότερη στα όρια του καννάβου για εξοικονόμηση υπολογιστικού χρόνου. Επομένως σε όλα τα μοντέλα επιλέγεται το πυκνό (fine) επίπεδο ολικής πυκνότητας δικτυώματος στοιχείων και γίνεται τοπική πύκνωση του στις γραμμές (refine line) που προσομοιώνουν τις περιοχές εκσκαφής και υποστήριξης, αλλά και στις περιοχές αυτές εξολοκλήρου (refine cluster).

Αυτό έχει ως αποτέλεσμα το επίπεδο ολικής πυκνότητας δικτυώματος στοιχείων να προσεγγίζει την κατηγορία του πολύ πυκνού (very fine), κάτι που μπορεί να μην αποσκοπεί τόσο στην εξοικονόμηση υπολογιστικού χρόνου, όσο στην καλύτερη δυνατή επίλυση. Στον πίνακα 7.3 φαίνονται τα επίπεδα δικτυώματος που χρησιμοποιούνται καθώς και ο ακριβής αριθμός στοιχείων σε κάθε περίπτωση

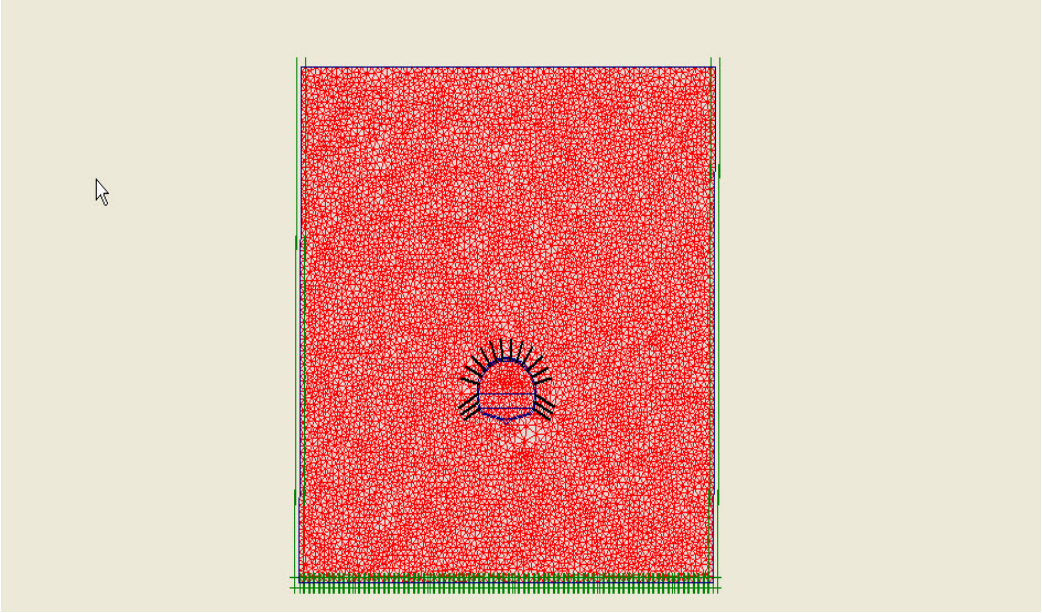
Πίνακας 7.3 : Πυκνότητα δικτυώματος στοιχείων και αριθμός στοιχείων

Πυκνότητα δικτυώματος στοιχείων	**Αριθμός στοιχείων**
Πυκνό (A)	5986
Πυκνό (με πρόσθετη τοπική πύκνωση) (B)	16421
Πυκνό (με πρόσθετη τοπική πύκνωση) (C)	17326

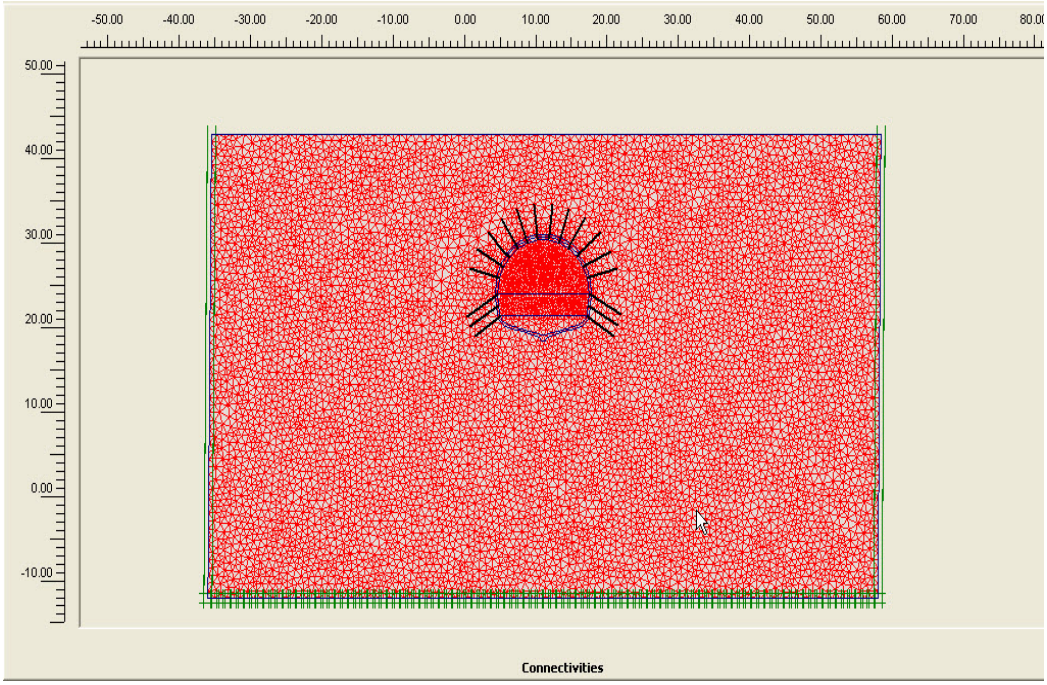
Στα σχήματα 7.6, 7.7, και 7.8 παρουσιάζεται η διακριτοποίηση όλων των ομοιωμάτων



Σχήμα 7.6 : Διακριτοποίηση ομοιώματος κατηγορίας Α



Σχήμα 7.7 : Διακριτοποίηση ομοιώματος κατηγορίας Β



Σχήμα 7.8 : Διακριτοποίηση ομοιώματος κατηγορίας C

7.1.3 Συνοριακές συνθήκες

Τα όρια του καννάβου επελέγησαν να εκτείνονται σε επαρκή απόσταση από τις σήραγγες, ώστε τα αποτελέσματα να μην επηρεάζονται από τις συνοριακές συνθήκες. Εφόσον τα όρια του προσομοιώματος βρίσκονται εκτός της ζώνης επιρροής της εκσκαφής, οι συνοριακές συνθήκες που είναι κατάλληλες για την υπ' όψη περίπτωση είναι η δέσμευση των οριζόντιων μετατοπίσεων στις κατακόρυφες παρειές του καννάβου και η δέσμευση των κατακόρυφων μετατοπίσεων στη βάση. Θα πρέπει να σημειωθεί, ότι στην συγκεκριμένη γεωμετρία καννάβου τύπου Π (κουτί ανάποδο) η κύλιση με την πάκτωση, στο κατώτερο οριζόντιο όριο, έχουν ελάχιστες διαφορές, που τείνουν στο 0. Αντιθέτως η κύλιση με την πάκτωση στην, ιδίου τύπου, γεωμετρία, ως προς τον άξονα y έχουν σαφείς διαφορές μόνο στην περίπτωση ύπαρξης κατακόρυφης τάσης. Έτσι οι συνοριακές συνθήκες που επιλέχθησαν στο συγκεκριμένο λογισμικό βασίζονται στην επιλογή τυποποιημένων συνθηκών (standard fixities) που προσφέρονται :

- ✓ κύλιση στο δεξί και αριστερό όριο του μοντέλου ως προς τον y-άξονα και
- ✓ πάκτωση στο κατώτερο οριζόντιο όριο
- ✓ Όσον αφορά τα συστήματα φόρτισης στα συγκεκριμένα μοντέλα δεν εφαρμόζονται ούτε σημειακές δυνάμεις ούτε ελκτικά φορτία. Η προσομοίωση της αλληλεπίδρασης μεταξύ βραχομάζας και υποστήριξης, γίνεται με την εφαρμογή στα μοντέλα του ίδιου του βάρους

του υλικού. Για τον ίδιο λόγο (αλληλεπίδραση βραχομάζας – υποστήριξης), χρησιμοποιείται η επιλογή των διεπιφανειών (interfaces).

7.1.4 Ιδιότητες Υλικών

Οι ιδιότητες των υλικών της βραχομάζας καθώς επίσης και οι ιδιότητες των υλικών της υποστήριξης, σε κάθε μοντέλο προσομοίωσης της εκάστοτε διατομής και κατηγορίας υποστήριξης παρουσιάζονται στους πινάκες 7.4, 7.5 και 7.6. Οι χρωματικές διαβαθμίσεις των στρωμάτων, όπως φαίνονται στα κελιά, είναι αντίστοιχες με του μοντέλου. Για την προσομοίωση της συμπεριφοράς της βραχομάζας καθώς και των άλλων στοιχείων επιλέγεται το απλό μη γραμμικό μοντέλο Mohr-Coulomb ο εδαφικός τύπος επιλέγεται ως στραγγιζόμενος (drained) ενώ τα στοιχεία υποστήριξης μη πορώδη (non porous). Αναφορικά με τις διεπιφάνειες, η διαπερατότητα τους δεν λαμβάνεται υπόψη και έτσι χρησιμοποιείται η επιλογή "neutral"ενώ στα μέτρα υποστήριξης (εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, δοκοί προπορείας) η επιλογή "impermeable". Ο παράγοντας μείωσης της αντοχής Rinter λαμβάνεται ίσος με την μονάδα, μια επιλογή που εκφραζει ακαμψία (rigid).

Πίνακας 7.4: Ιδιότητες υλικών βραχομαζας και υλικών υποστηριξης κατηγοριας Α.

	γ_{unsat}[kN/m³]	k_y[m/day]	E_{ref} [kN/m²]	c_{ref} [kN/m²]	ν	φ [°]
	γ_{sat}[kN/m³]	k_x[m/day]				
Μάργα	21.5	0.0001	650000	200	0.3	25
Μάργα 50%	21.5	0.0001	325000	200	0.3	25
Μάργα 25%	21.5	0.0001	162500	200	0.3	25
Εκτ.Σκυρόδεμα	25	0	1500000	500	0.25	24
Εκτ.Σκυρόδεμα 40%	25	0	6000000	500	0.25	24
Αγκύρια	**EA [kN]**			**L spacing [m]**		
	260			1.5		

Πίνακας 7.5: Ιδιότητες υλικών βραχομάζας και υλικών υποστήριξης κατηγορίας Β

	γ_{unsat}[kN/m³] / γ_{sat}[kN/m³]	k_y[m/day] / k_x[m/day]	E_{ref} [kN/m²]	c_{ref} [kN/m²]	ν	φ [°]
Μάργα κατ. β	20.5	0.0001	400000	100	0.3	31
Μάργα κατ. β 60%	20.5	0.0001	240000	100	0.3	31
Μάργα κατ.β 50%	20.5	0.0001	200000	100	0.3	31
Μάργα κατ.β 35%	20.5	0.0001	140000	100	0.3	31
Μάργα κατ.β 25%	20.5	0.0001	100000	100	0.3	31
Εκτ.Σκυρόδεμα	25	0	1500000	500	0.25	24
Εκτ.Σκυρόδεμα 40%	25	0	6000000	500	0.25	24
Δοκοί Προπορείας	25	0	2670000	400	0.25	24
Χαλύβδινα Πλαίσια + Σκυρόδεμα	25	0	19220000	1000	0.3	24
Αγκύρια	**EA [kN]**			**L spacing [m]**		
	260			1.5		

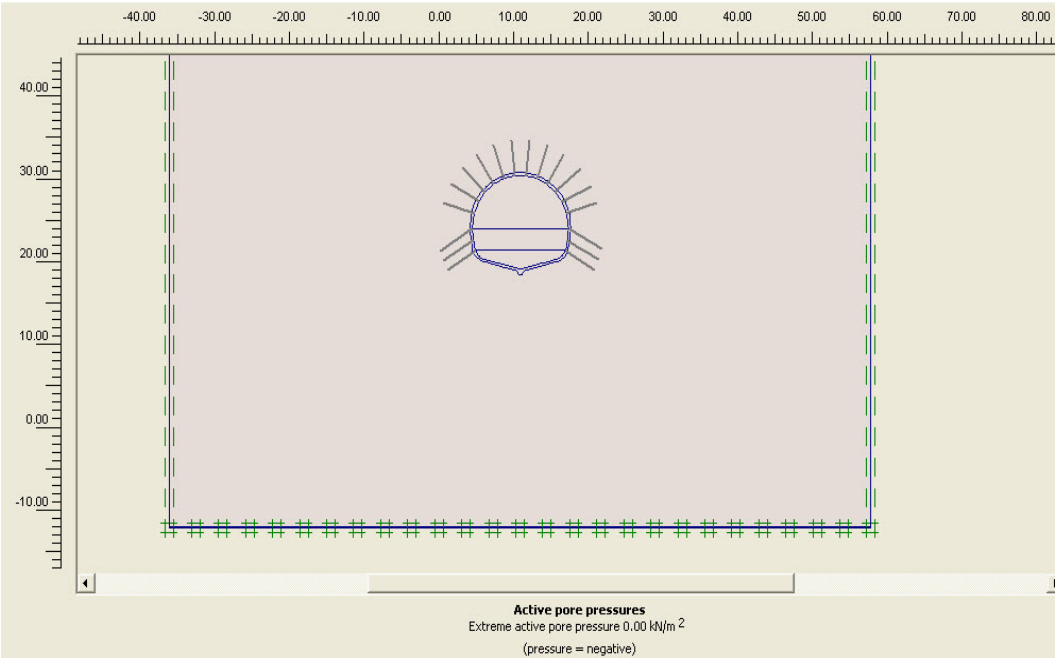
Πίνακας 7.6: Ιδιότητες υλικών βραχομάζας και υλικών υποστήριξης κατηγορίας C

	γ_{unsat}[kN/m³]	k_y[m/day]	E_{ref} [kN/m²]	c_{ref} [kN/m²]	ν	φ [°]
	γ_{sat}[kN/m³]	k_x[m/day]				
Μάργα κατ. c	20.5	0.0001	100000	80	0.3	31
Μάργα κατ. c 70%	20.5	0.0001	70000	80	0.3	31
Μάργα κατ. c 60%	20.5	0.0001	60000	80	0.3	31
Μάργα κατ. c 50%	20.5	0.0001	50000	80	0.3	31
Μάργα κατ. c 30%	20.5	0.0001	30000	80	0.3	31
Μάργα κατ. c 25%	20.5	0.0001	25000	80	0.3	31
Εκτ.Σκυρόδεμα	25	0	1500000	500	0.25	24
Εκτ.Σκυρόδεμα 40%	25	0	6000000	500	0.25	24
Εκτ.Σκυρόδεμα 60%	25	0	9000000	500	0.25	24
Εκτ.Σκυρόδεμα 70%	25	0	10500000	500	0.25	24
Δοκοί Προπορείας	25	0	9590000	400	0.25	24
Χαλύβδινα Πλαίσια + Σκυρόδεμα	25	0	112500000	1000	0.3	24
Αγκύρια	**EA [kN]**			**L spacing [m]**		
	260			1.5		

7.1.5 Αρχικές συνθήκες

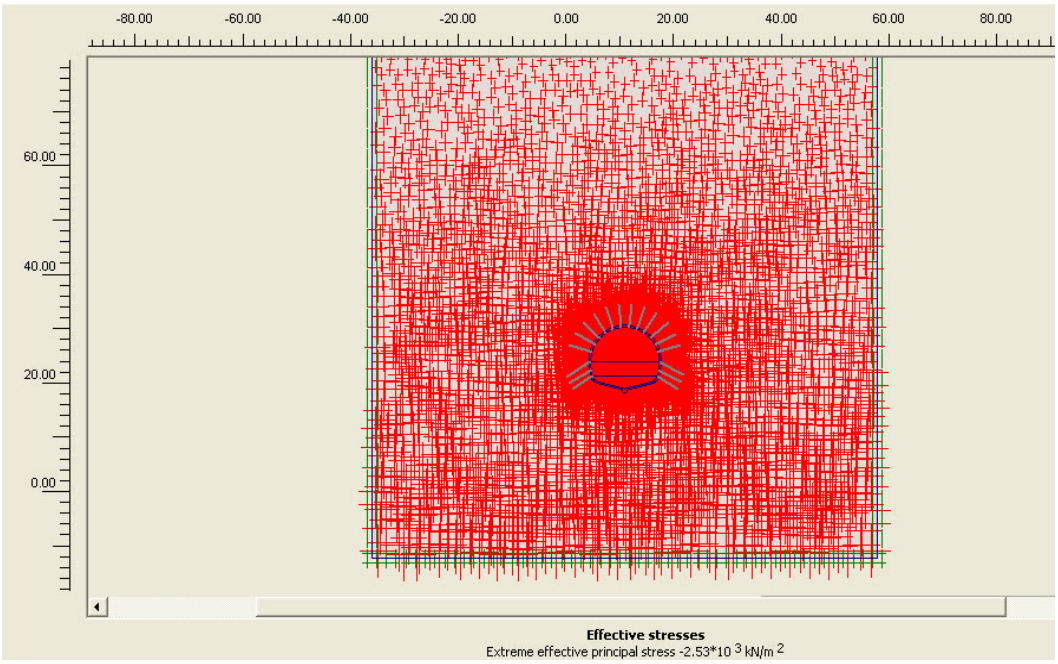
Μετά την δημιουργία του γεωμετρικού μοντέλου και το πλέγματος των πεπερασμένων στοιχείων ορίζεται η αρχική κατάσταση όσον αφορά την πίεση των πόρων και τις τάσεις. Για την επιλογή αυτή γίνονται οι εξής παραδοχές:

- ✓ Σε όλα τα ομοιώματα προσομοίωσης, δεν λαμβάνεται υπόψη η επίδραση της πίεσης των πόρων, οπότε το επίπεδο του υδροφόρου σχεδιάζεται στο κατώτερο σημείο του γεωμετρικού μοντέλου (σχ ημα 7.9) και όλες οι πιέσεις πόρων λαμβάνονται ίσες με το μηδέν.

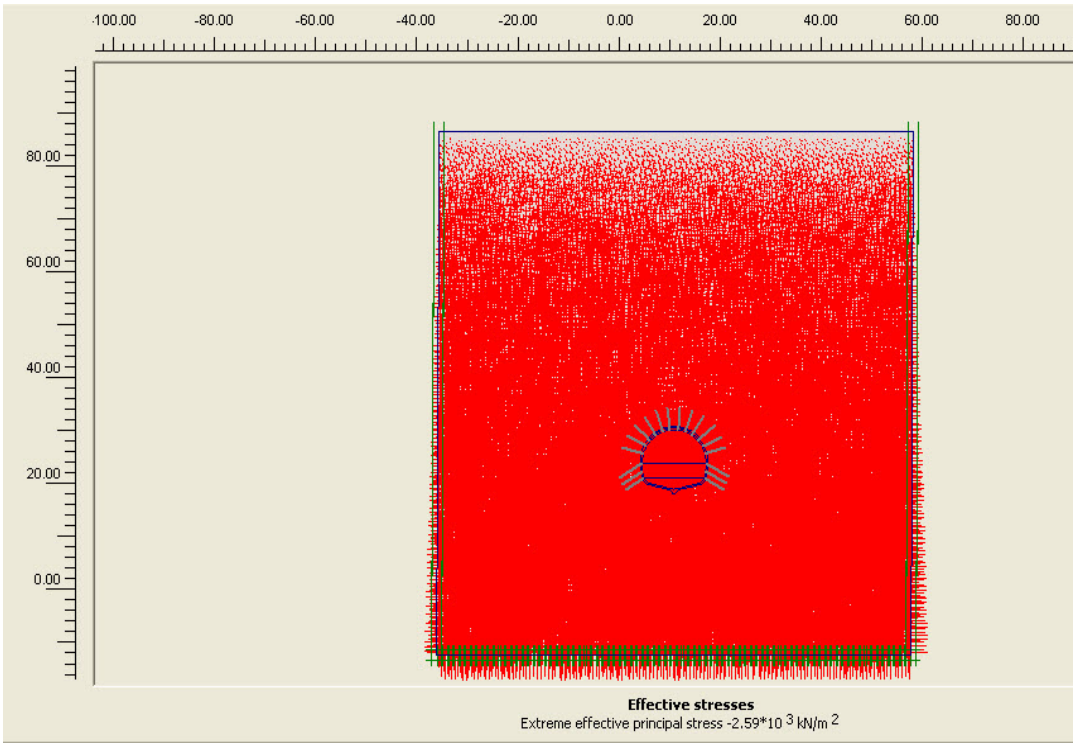


Σχήμα 7.9 : Παρουσίαση κοινής επιλογής σε όλα τα μοντέλα, να μην ληφθεί υπόψη η επίδραση της πίεσης των πόρων.

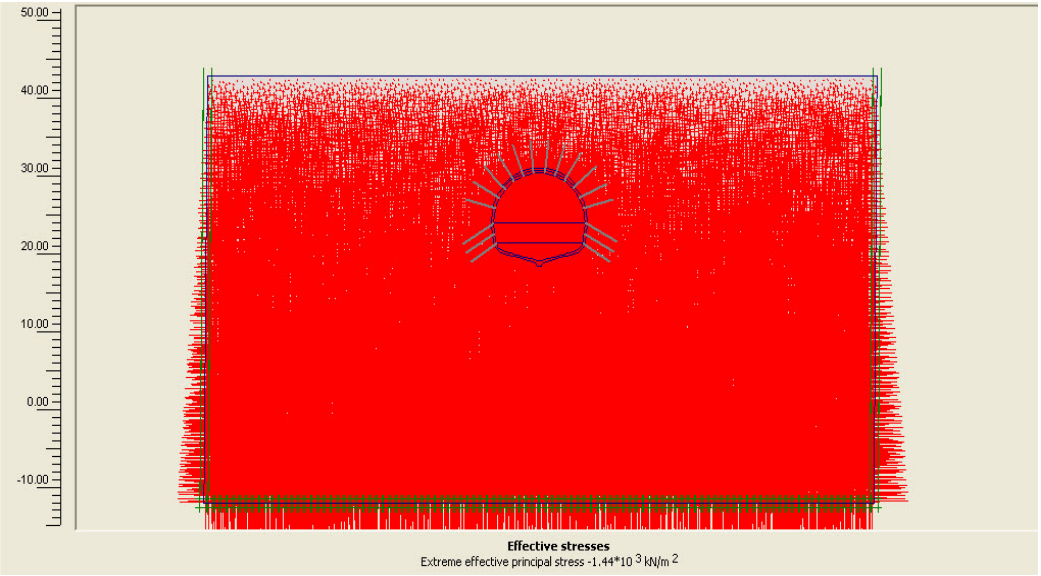
- ✓ Όσον αφορά τις αρχικές τάσεις δημιουργούνται με τον ορισμό του συντελεστή πλευρικής πίεσης K_0. Στα παρακάτω σχήματα (7.10, 7.11 και 7.12) απεικονίζονται οι αρχικές τάσεις για κάθε μοντέλο ξεχωριστα.



Σχήμα 7.10 : Αρχικές τάσεις μοντέλου test23



Σχήμα 7.11 : Αρχικές τάσεις μοντέλου test24



Σχήμα 7.12 : Αρχικές τάσεις μοντέλου test25

7.2 Υπολογισμοί

7.2.1 Γενικά

Μετά την δημιουργία ενός μοντέλου πεπερασμένων στοιχείων, ακολουθεί το στάδιο των υπολογισμών (calculations). Η διαδικασία αυτή ξεκινά με το στάδιο το όποιο αντιπροσωπεύει την αρχική κατάσταση του προβλήματος, όπως καθορίζεται στο πρόγραμμα εισαγωγής (input program). Το στάδιο αυτό υποδεικνύεται ως 'Αρχική φάση' (initial phase). Η αρχική φάση είναι η αφετηρία για τους περεταίρω υπολογισμούς, οι οποίοι απαιτούν καθορισμό υπολογιστικών φάσεων.

Στα υπό ανάλυση ομοιώματα διατομών εισάγονται περί τις δέκα υπολογιστικές φάσεις (στο μοντέλο test25 εισήχθησαν 11) οι οποίες προσομοιώνουν την αποτόνωση του υλικού της διατομής και την εφαρμογή της υποστήριξης υπακούοντας στην θεώρηση των διατομών ελέγχου. Σε όλες τις αναλύσεις επιλέγεται ο υπολογιστικός τύπος plastic ο οποιος πραγματοποιεί ανάλυση πλαστικής συμπεριφοράς του μοντέλου. Η διαδικασία αυτή επιλέγεται με σκοπό την πραγματοποίηση μιός ελαστοπλαστικής ανάλυσης παραμόρφωσης όπου δεν είναι απαραίτητο να συμπεριληφθούν επιδράσεις μεγάλων παραμορφώσεων.

Ο πίνακας ακαμψίας σε αυτού του τύπου την επίλυση βασίζεται στην αρχική, μη παραμορφωμένη γεωμετρία του μοντέλου. Γενικά η ανάλυση αυτή χρησιμοποιείται σε πολλές γεωτεχνικές εφαρμογές, ενώ δεν λαμβάνει υπόψη της την επίδραση του χρόνου, εκτός από την περίπτωση που χρησιμοποιείται το μοντέλο μαλακού ερπυσμού μαλακού εδάφους (soft soil creep model).

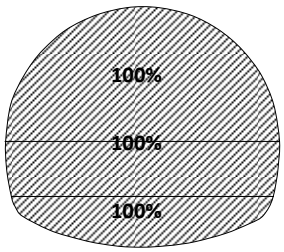
7.2.2 Υπολογιστικές φάσεις

Παρακάτω αναλύονται οι υπολογιστικές φάσεις, για κάθε μοντέλο ξεχωριστά, και τα χαρακτηριστικά της κάθε μιας.

7.2.2.1 Προσομοίωση κατηγορίας Α (ομοίωμα test23)

Φάση 1

Στην πρώτη υπολογιστική φάση του μοντέλου, θεωρείται το αρχικό γεωστατικό πεδίο (σχήμα 7.13).



Σχήμα 7.13 : Φάση 1 Αρχικό γεωστατικό πεδίο

Εφαρμόζεται το ίδιο το βάρος του υλικού, επιλέγοντας τους συνολικούς πολλαπλασιαστές (total multipliers). Αυτό γίνεται θέτοντας τον συντελεστή βάρους (Σ-M weight) ίσο με τη μονάδα. Επίσης ενεργοποιείται η επιλογή της διαγραφής των ενδιάμεσων βημάτων (delete intermediate steps), έτσι ώστε να διαγράφονται όλα τα ενδιάμεσα βήματα και τα αποτελέσματα τους, εκτός από το τελευταίο. Η επιλογή αυτή διατηρείται σε όλες τις φάσεις. Όσον αφορά τις παραμέτρους ελέγχου επαναληπτικής διαδικασίας επιλέγονται οι τυποποιημένες. Τα επιπλέον βήματα παρουσιάζουν (additional steps) επιλέγονται διακόσια πενήντα. Η παράμετρος αυτή υποδεικνύει το μέγιστο αριθμό υπολογιστικών βημάτων που εκτελείται σε μια συγκεκριμένη φάση.

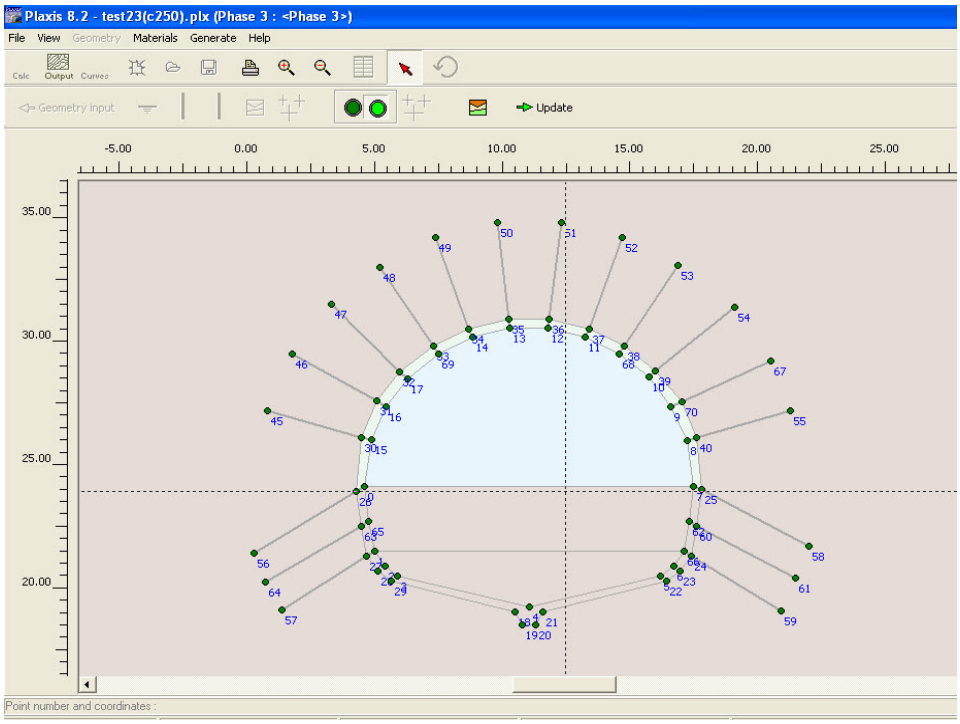
Φάση 2

Κατά την δεύτερη φάση γίνεται αποτόνωση της άνω ημιδιατομής μέχρι ποσοστού 50%. Θα πρέπει να υπενθυμιστεί ότι ως αποτόνωση, ορίζεται ο λόγος του εναπομείναντος μέτρου ελαστικότητας E του υλικού μέσα στην διατομή της σήραγγας, προς το αρχικό μέτρο ελαστικότητας E_0. Για την προσομοίωση της φάσης αυτής χρησιμοποιείται ενεργοποιείται η επιλογή stage construction. Εκτός από την διαγραφή των ενδιάμεσων βημάτων επιλέγεται και ο μηδενισμός παραμορφώσεων (reset displacement to zero). Με την εντολή αυτή το πρόγραμμα δίνει την δυνατότητα μηδενισμού των

παραμορφώσεων όλων των προηγούμενων σταδίων προσομοίωσης (στην προκειμένη περίπτωση των σταδίων πριν την εφαρμογή της υποστήριξης) χωρίς να επηρεάζεται το εντατικό πεδίο.

Φάση 3

Στην φάση αυτή γίνεται αποτόνωση της άνω ημιδιατομής μέχρι ποσοστού 25% (σχήμα 7.14). Επίσης ενεργοποιούνται τα στοιχεία επένδυσης, με την ακαμψία αυτής να λαμβάνει τιμή, το 40% της τελικής τιμής.

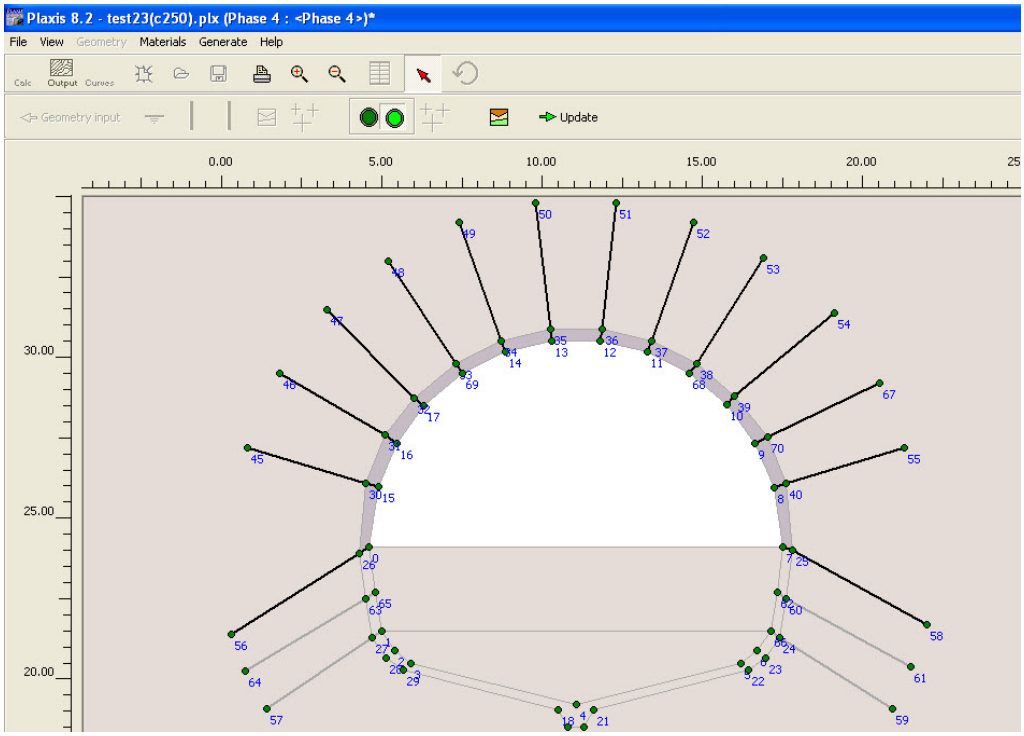


Σχήμα 7.14 : Φάση 3

Από αυτό το στάδιο και μετά (όπου εφαρμόζεται η υποστήριξη) απενεργοποιείται η επιλογή reset displacement to zero, ενώ όλες οι άλλες επιλογές παραμένουν ως έχουν.

Φάση 4

Στην τέταρτη φάση γίνεται πλήρης αφαίρεση υλικού άνω ημιδιατομή (σχημα 7.15) τα στοιχεία επένδυσης ενεργοποιούνται πλήρως ενώ ενεργοποιούνται και οι ηλώσεις $1^{ης}$ φάσης.



Σχήμα 7.15 : Φάση 4

Φάση 5

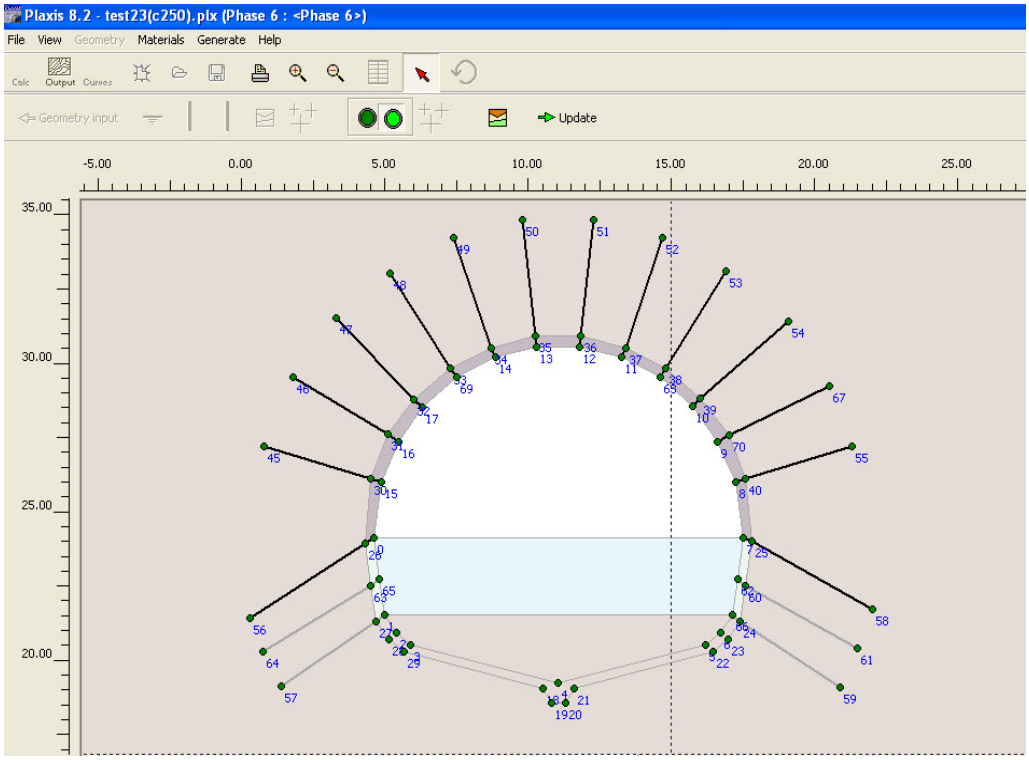
Εδώ πραγματοποιείται αποτόνωση περιοχής βαθμίδας μέχρι ποσοστού 50%.

Φάση 6

Στην έκτη φάση γίνεται αποτόνωση περιοχής βαθμίδας μέχρι ποσοστού 25% (σχήμα 7.16) . Ταυτόχρονα ενεργοποιούνται τα στοιχεία επένδυσης στην ίδια περιοχή με τιμή ακαμψίας το 40% της τελικής τιμής.

Φάση 7

Κατά την φάση αυτή αφαιρείται πλήρως το υλικό της βαθμίδας ενώ ενεργοποιείται πλήρως η επένδυση και οι ηλώσεις $2^{ης}$ φάσης.



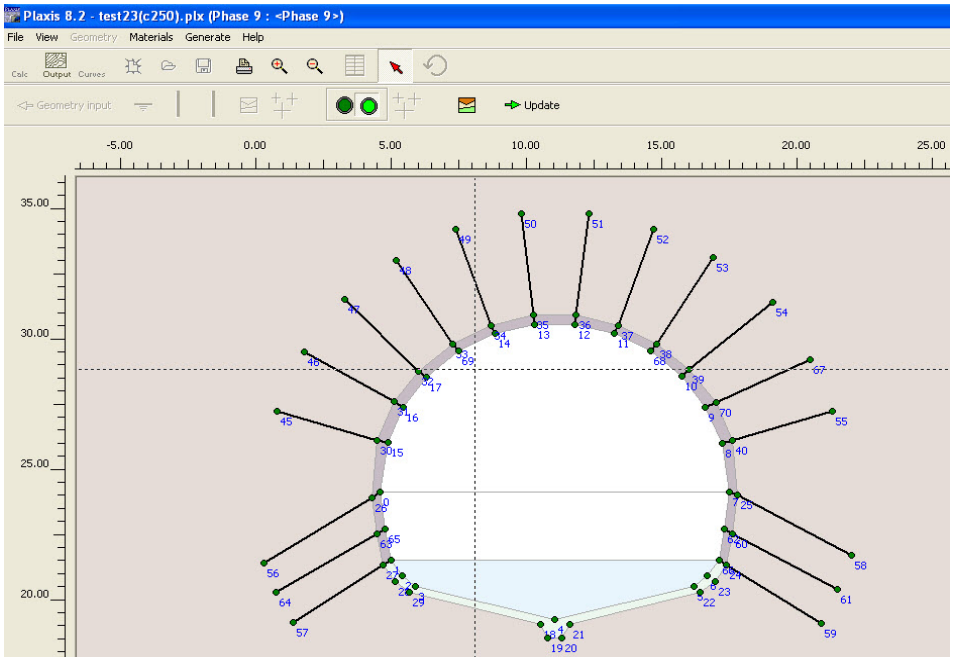
Σχήμα 7.16 : Φάση 6

Φάση 8

Στην όγδοη φάση ακολουθεί αποτόνωση περιοχής ανεστραμμένου τόξου μέχρι ποσοστού 50%

Φάση 9

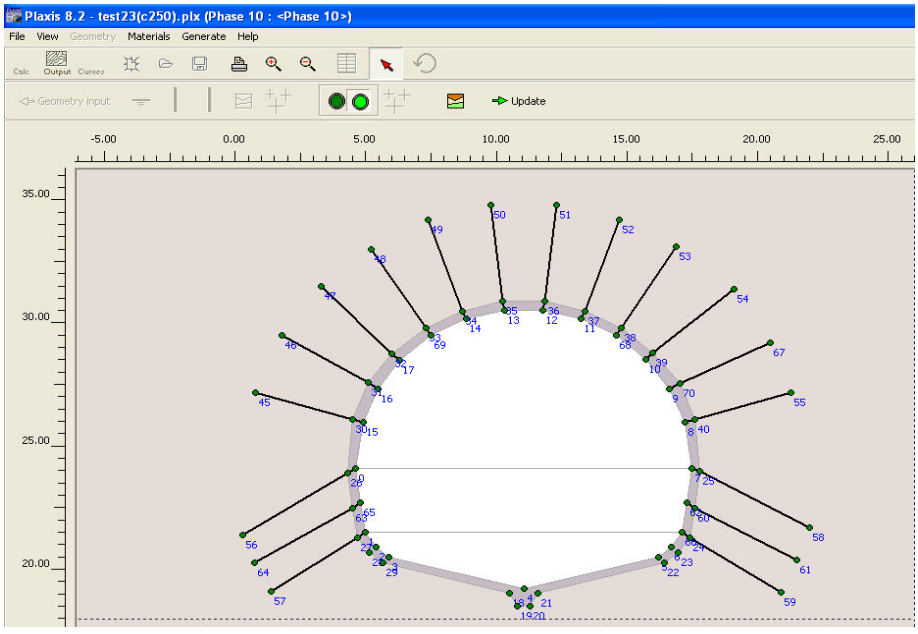
Εδώ πραγματοποιείται αποτόνωση περιοχής ανεστραμμένου τόξου μέχρι ποσοστού 25% (σχήμα 7.17), ενεργοποιούνται τα στοιχεία επένδυσης 3^{ης} φάσης με ακαμψία επένδυσης το 40% της τελικής τιμής



Σχήμα 7.17 : Φάση 9

Φάση 10

Στην δέκατη φάση, η οποία αποτελεί και το τελικό στάδιο προσομοίωσης του ομοιώματος, γίνεται πλήρης αφαίρεση υλικού ανεστραμμένου τόξου, συνοδευόμενη από την πλήρη ενεργοποίηση των στοιχείων επένδυσης (σχήμα 7.18).



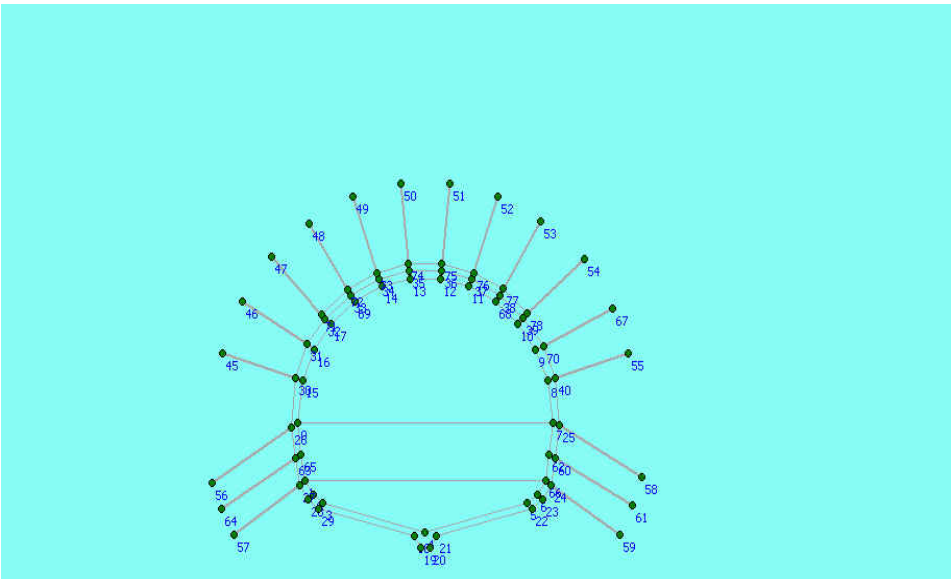
Σχήμα 7.18 : Φάση 10 (τελικό στάδιο)

7.2.2.2 Προσομοίωση κατηγορίας Β (ομοίωμα test24)

Τα στάδια προσομοίωσης που ακολουθήθηκαν στην ανάλυση της κατηγορίας υποστήριξης Β παρουσιάζονται παρακάτω.(Σημείωση :Και στο παρόν ομοίωμα αλλά και στο επόμενο τα υπολογιστικά στοιχεία, οι παράμετροι υπολογιστικού ελέγχου και οι παράμετροι ελέγχου επαναληπτικής διαδικασίας επιλέγονται ενεργοποιούνται και απενεργοποιούνται στα ίδια στάδια προσομοίωσης και με την ίδια ακολουθία, με το πρώτο μοντέλο test23).

Φάση 1

Στην πρώτη υπολογιστική φάση του μοντέλου, θεωρείται το αρχικό γεωστατικό πεδίο (σχήμα 7.19).



Σχήμα 7.19 : Φάση 1 Αρχικό Γεωστατικό πεδίο

Φάση 2

Κατά την δεύτερη φάση γίνεται αποτόνωση της άνω ημιδιατομής μέχρι ποσοστού 60%.

Φάση 3

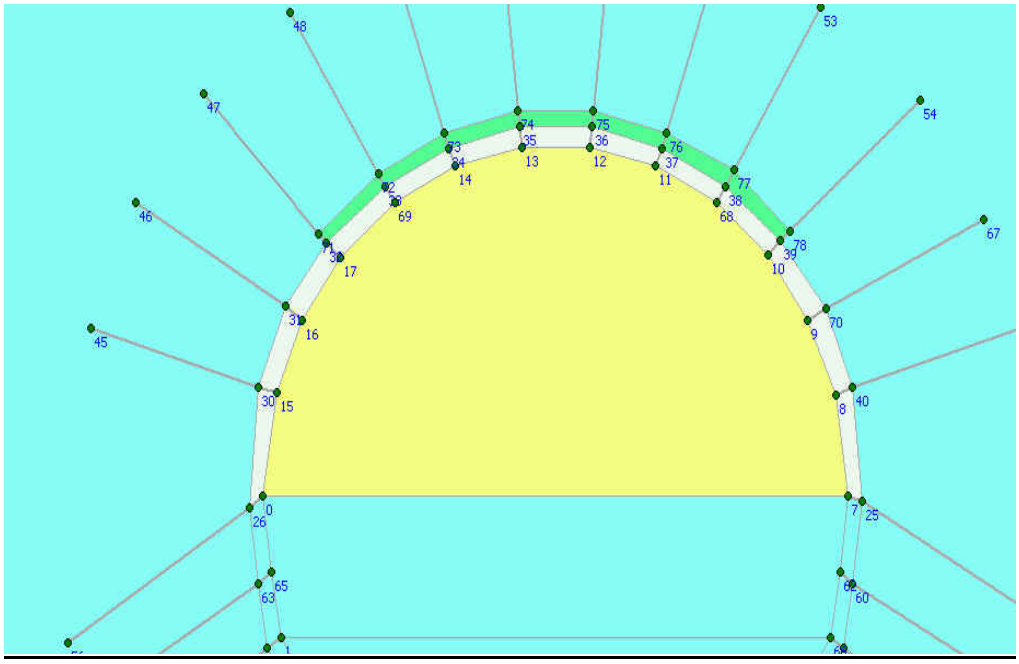
Στην φάση αυτή γίνεται αποτόνωση της άνω ημιδιατομής μέχρι ποσοστού 35%. Επίσης ενεργοποιούνται τα στοιχεία επένδυσης και οι δοκοί προπορείας , με την ακαμψία αυτών να λαμβάνει τιμή, το 40% της τελικής τιμής (σχήμα 7.20).

Φάση 4

Στην τέταρτη φάση γίνεται πλήρης αφαίρεση υλικού άνω ημιδιατομής, τα στοιχεία επένδυσης ενεργοποιούνται πλήρως ενώ ενεργοποιούνται οι ηλώσεις 1^{ης} φάσης και τα elephant feet (σχήμα 7.21).

Φάση 5

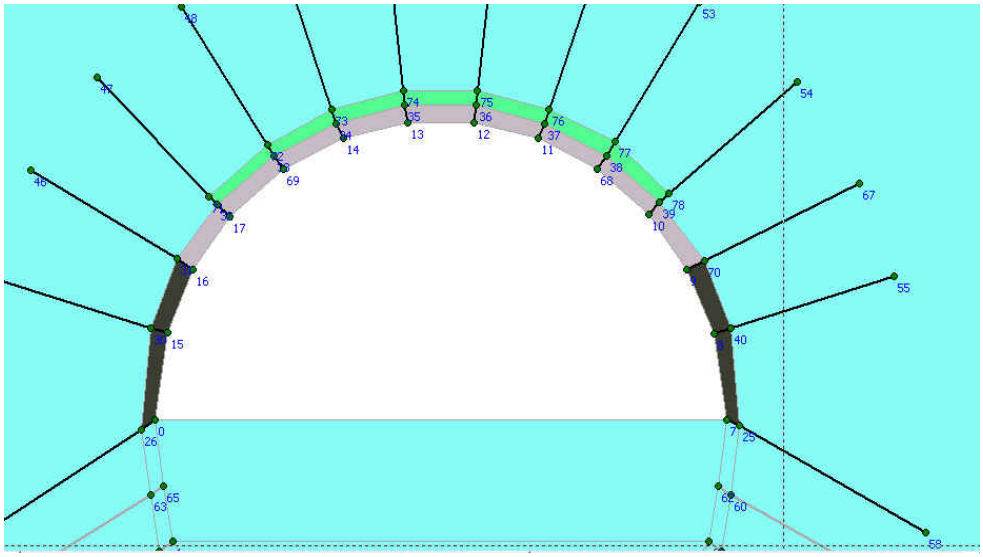
Εδώ πραγματοποιείται αποτόνωση περιοχής βαθμίδας μέχρι ποσοστού 50%



Σχήμα 7.20 : Φάση 3

Φάση 6

Στην έκτη φάση γίνεται αποτόνωση περιοχής βαθμίδας μέχρι ποσοστού 25%. Ταυτόχρονα ενεργοποιούνται τα στοιχεία επένδυσης στην ίδια περιοχή με τιμή ακαμψίας το 40% της τελικής τιμής.



Σχημα 7.21 :Φάση 4

Φάση 7

Κατά την φάση αυτή αφαιρείται πλήρως το υλικό της βαθμίδας ενώ ενεργοποιείται πλήρως η επένδυση και οι ηλώσεις $2^{ης}$ φάσης.

Φάση 8

Στην όγδοη φάση ακολουθεί αποτόνωση περιοχής ανεστραμμένου τόξου μέχρι ποσοστού 50%.

Φάση 9

Εδώ πραγματοποιείται αποτόνωση περιοχής ανεστραμμένου τόξου μέχρι ποσοστού 25%, ενεργοποιούνται τα στοιχεία επένδυσης $3^{ης}$ φάσης με ακαμψία επένδυσης το 40% της τελικής τιμής.

Φάση 10

Στην δέκατη φάση, η οποία αποτελεί και το τελικό στάδιο προσομοίωσης του ομοιώματος, γίνεται πλήρης αφαίρεση υλικού ανεστραμμένου τόξου, συνοδευόμενη από την πλήρη ενεργοποίηση των στοιχείων επένδυσης.

7.2.2.3 Προσομοίωση κατηγορίας C (ομοίωμα test25)

Ομοίως παρουσιάζονται τα στάδια προσομοίωσης που ακολουθήθηκαν στην ανάλυση της κατηγορίας υποστήριξης C.

Φάση 1

Στην πρώτη υπολογιστική φάση του μοντέλου, θεωρείται το αρχικό γεωστατικό πεδίο.

Φάση 2

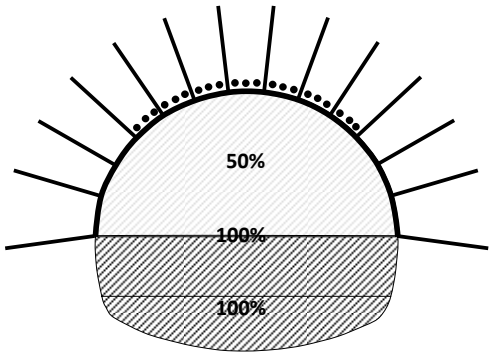
Κατά την δεύτερη φάση γίνεται αποτόνωση της άνω ημιδιατομής μέχρι ποσοστού 70%.

Φάση 3

Στην φάση αυτή γίνεται αποτόνωση της άνω ημιδιατομής μέχρι ποσοστού 60%. Επίσης ενεργοποιούνται τα στοιχεία επένδυσης και οι δοκοί προπορείας , με την ακαμψία αυτών να λαμβάνει τιμή, το 40% της τελικής τιμής.

Φάση 4

Στην τέταρτη φάση γίνεται αποτόνωση της άνω ημιδιατομής μέχρι ποσοστού 50%. Ενεργοποιούνται οι ηλώσεις $1^{ης}$ φάσης ενώ η ακαμψία της επένδυσης λαμβάνει τιμή, το 70% της τελικής τιμής (σχήμα 7.22).



Σχήμα 7.22 :Φάση 4

Φάση 5

Εδώ πραγματοποιείται αποτόνωση περιοχής βαθμίδας μέχρι ποσοστού 30%. Ενεργοποιούνται τα elephant feet ενώ η ακαμψία της επένδυσης λαμβάνει τιμή, το 60% της τελικής τιμής.

Φάση 6

Στην έκτη φάση γίνεται πλήρης αφαίρεση υλικού άνω ημιδιατομής και πλήρης ενεργοποίηση στοιχείων επένδυσης $1^{ης}$ φάσης.

Φάση 7

Κατά την φάση αυτή γίνεται αποτόνωση περιοχής βαθμίδας μέχρι ποσοστού 50%.

Φάση 8

Στην όγδοη φάση γίνεται αποτόνωση περιοχής βαθμίδας μέχρι ποσοστού 25%. Ταυτόχρονα ενεργοποιούνται τα στοιχεία επένδυσης στην ίδια περιοχή με τιμή ακαμψίας το 40% της τελικής τιμής.

Φάση 9

Κατά την φάση αυτή αφαιρείται πλήρως το υλικό της βαθμίδας ενώ ενεργοποιείται πλήρως η επένδυση και οι ηλώσεις $2^{ης}$ φάσης.

Φάση 10

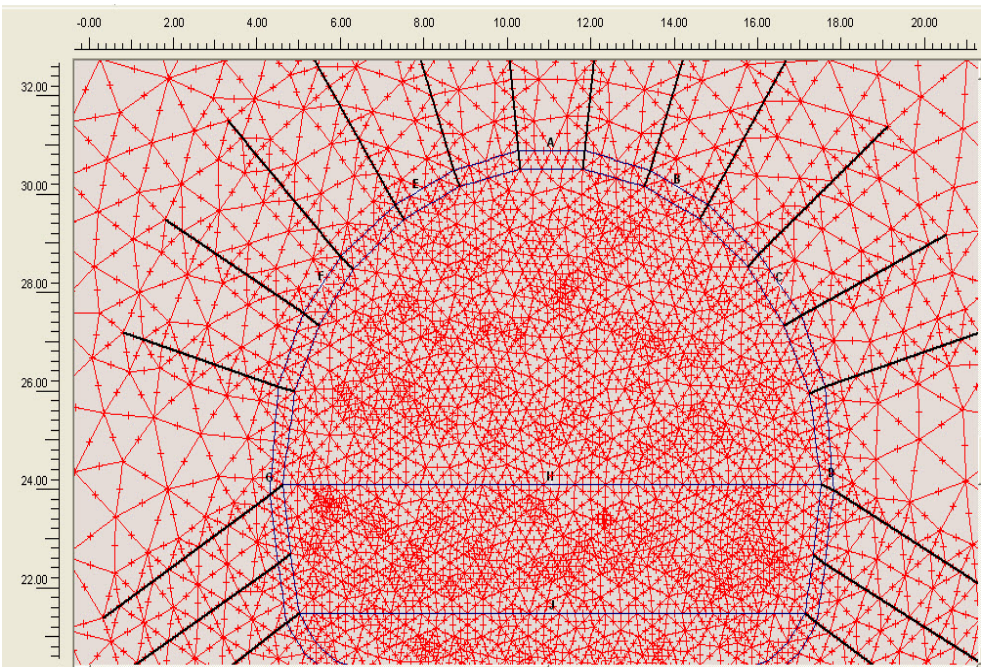
Εδώ πραγματοποιείται αποτόνωση περιοχής ανεστραμμένου τόξου μέχρι ποσοστού 25%, ενεργοποιούνται τα στοιχεία επένδυσης $3^{ης}$ φάσης με ακαμψία επένδυσης το 40% της τελικής τιμής.

Φάση 11

Στην ενδεκάτη φάση, η οποία αποτελεί και το τελικό στάδιο προσομοίωσης του ομοιώματος, γίνεται πλήρης αφαίρεση υλικού ανεστραμμένου τόξου, συνοδευόμενη από την πλήρη ενεργοποίηση των στοιχείων επένδυσης.

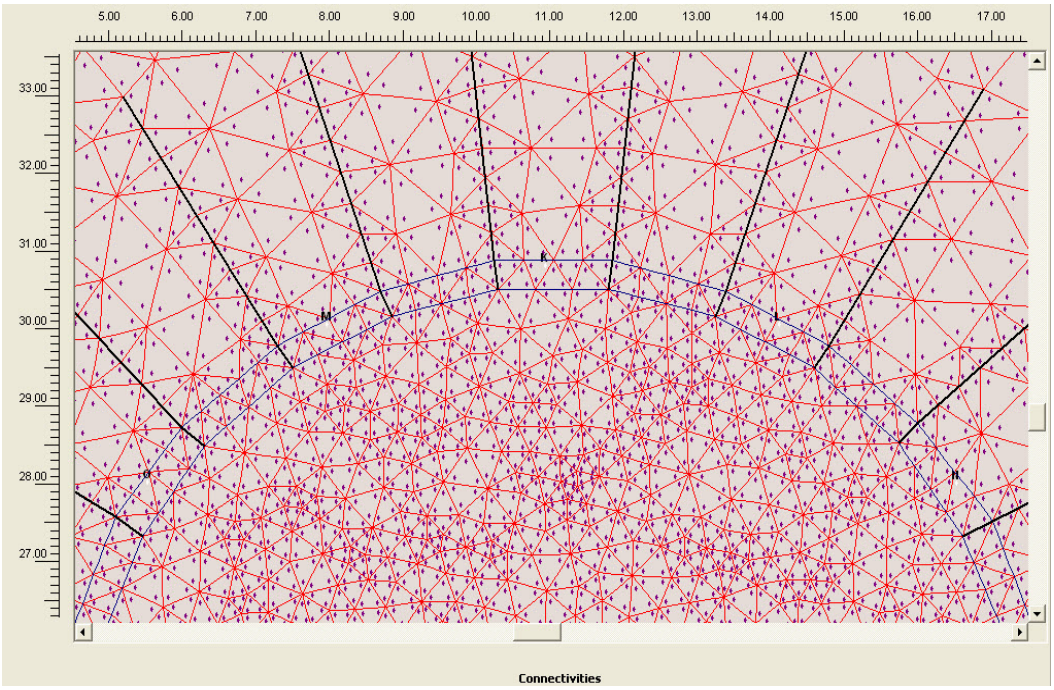
7.2.3 Επιλογή σημείων για το σχεδιασμό καμπυλών

Για την δημιουργία των καμπυλών όσον αφορά τις μετατοπίσεις επιλέγονται τα παρακάτω σημεία (load – displacement points) : A, B , C, D, E, F, G, H, J και I. Τα σημεία αυτά βρίσκονται πάνω στην επιφάνεια της υποστήριξης, κατά μήκος της άνω ημιδιατομής, ενώ κάποια από αυτά βρίσκονται στα σύνορα της με την βαθμίδα και αντιστοίχως στα σύνορα αναστραμμένου τόξου και υποστήριξης σε αυτή. Τα επιλεγμένα σημεία παρουσιάζονται στο σχήμα 7.23.

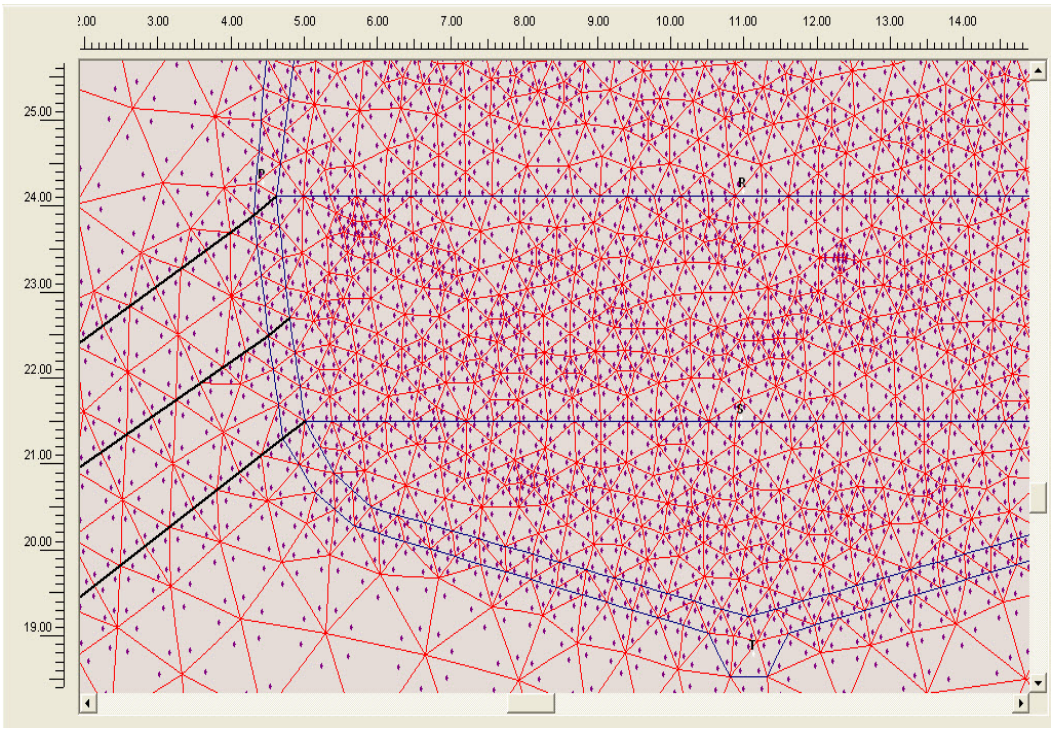


Σχήμα 7.23 : Load displacement points

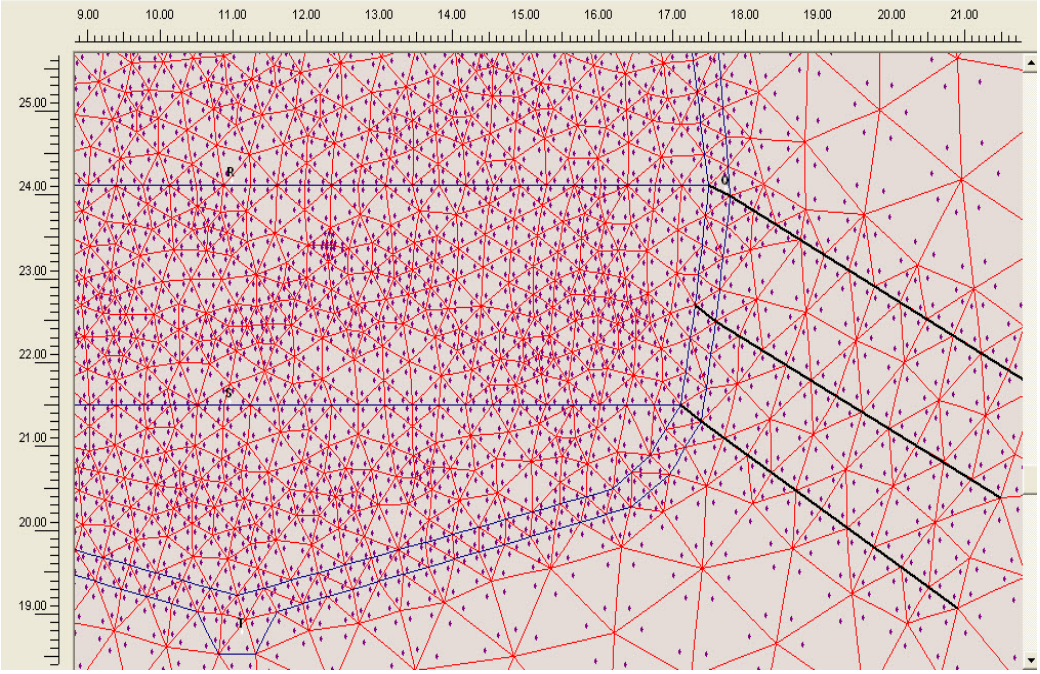
Αντίστοιχα για την δημιουργία καμπύλων τάσης – παραμόρφωσης συναρτήσει των βημάτων ανάλυσης επιλέγονται διαφορετικά σημεία (strain – stress points) τα οποία όμως βρίσκονται στις ίδιες περίπου περιοχές με τα προηγούμενα. Τα σημεία αυτά γίνονται κατανοητά από τα σχήματα 7.24, 7.25 και 7.26.



Σχήμα 7.24 : Επιλεγμένα σημεία (strain-stress points) K, L, M, N και O.



Σχήμα 7.25 : Επιλεγμένα σημεία (strain-stress points) P, R, S και T.



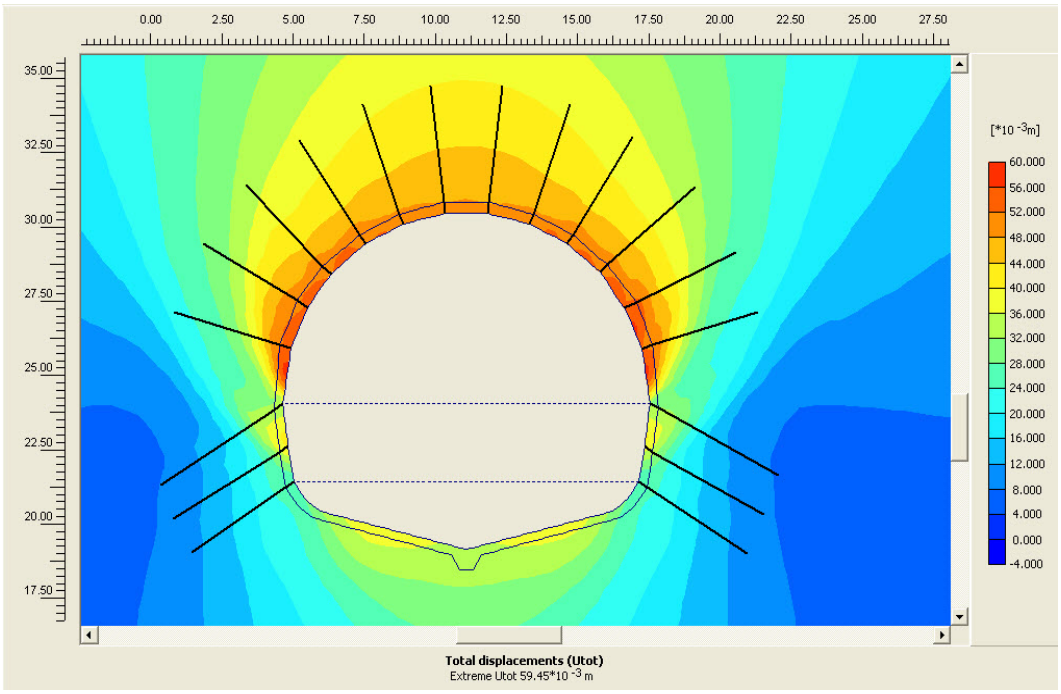
Σχήμα 7.26 : Επιλεγμένα σημεία (strain-stress points) P, R, S και O.

7.3 Αποτελέσματα

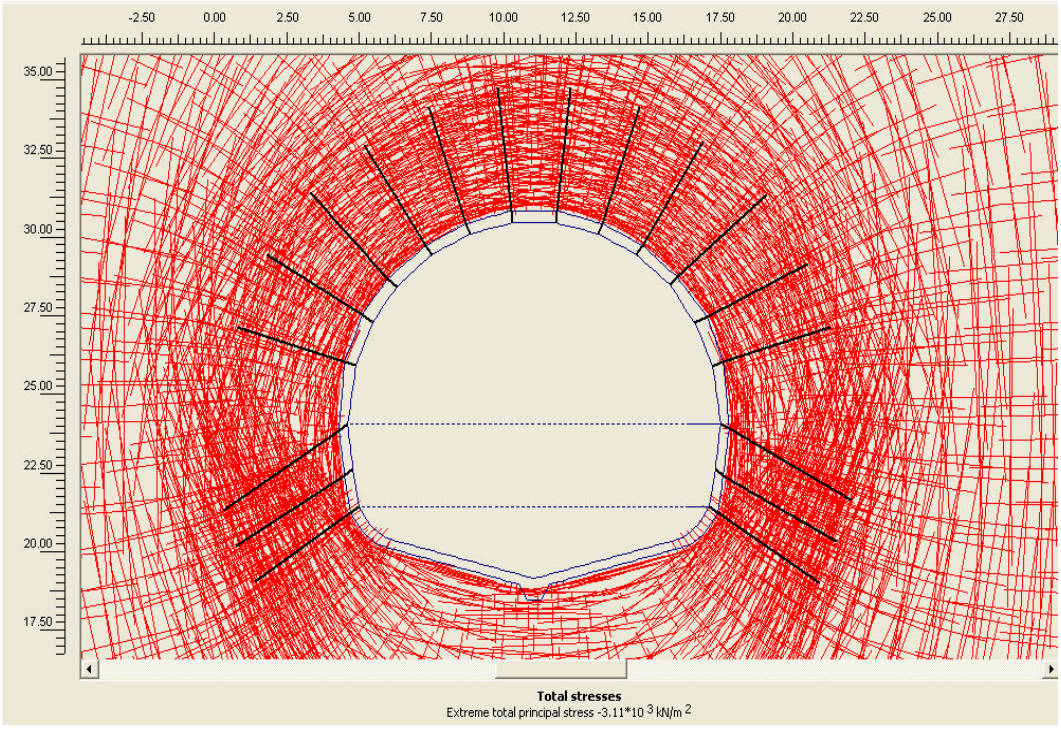
Παρακάτω παρατίθεται τα αποτελέσματα που ελήφθησαν κατά την ανάλυση που έγινε χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Plaxis V8.2 για κάθε μοντέλο ξεχωριστά . Θα πρέπει να τονιστεί πως τα αποτελέσματα που ακλουθούν καθώς και τα σχήματα που τα παρουσιάζουν αναφέρονται στο τελικό στάδιο προσομοίωσης όταν και έχει αφαιρεθεί πλήρως το υλικό της διατομής και έχουν ενεργοποιηθεί πλήρως τα μέτρα υποστήριξης. Αντιθέτως τα διαγράμματα αναφέρονται σε όλα τα στάδια και σε όλα τα βήματα αυτών

7.3.1 Μοντέλο κατηγορίας υποστήριξης Α (test23)

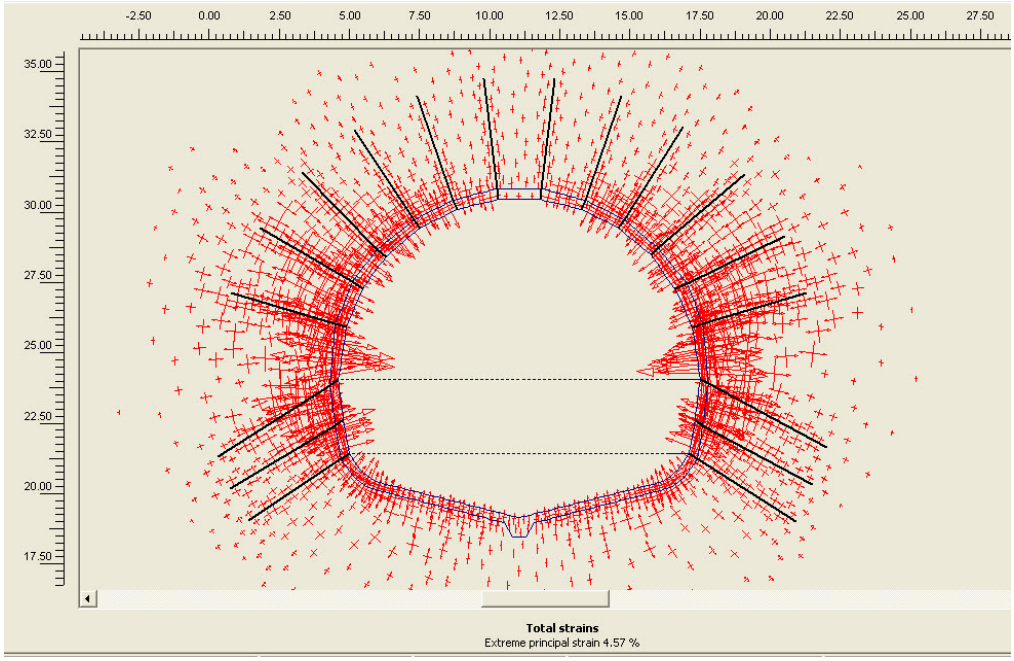
Στα σχήματα 7.27, 7.28 και 7.29 παρουσιάζονται οι ολικές μετατοπίσεις οι ολικές τάσεις και οι ολικές παραμορφώσεις αντίστοιχα. Από το σχήμα 7.27 παρατηρείται ότι οι ολικές μέγιστες μετατοπίσεις είναι της τάξης των 5,9 cm και αναπτύσσονται κυρίως στα σημεία όπου η υποστήριξη αναλαμβάνει τα φορτία (βάρος) των υπερκειμένων. Επίσης παρατηρείται ότι έχουμε εφελκυστικές τάσεις γύρω από τη διατομή της τάξης των -3,11 MPa (σχήμα 8.27). Τέλος οι ολικές παραμορφώσεις γύρω από τη διατομή (σχήμα 7.29) κυμαίνονται στο 4,57%.



Σχήμα 7.27 : Ολικές μετατοπίσεις (μοντέλο test23)

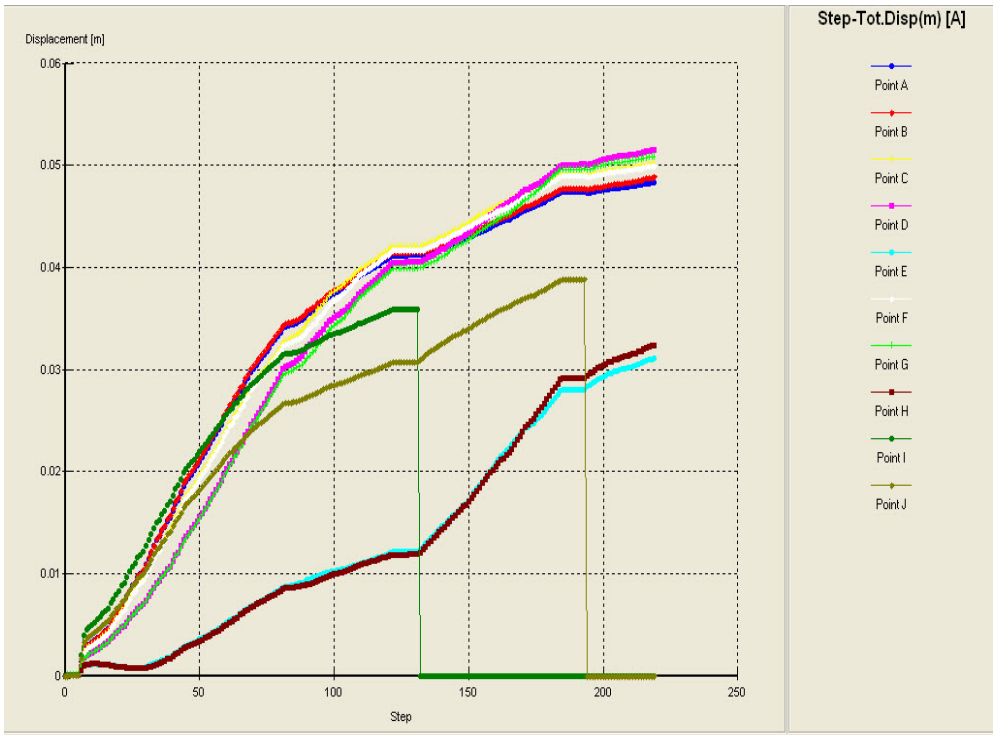


Σχήμα 7.28 : Ολικές τάσεις (μοντέλο test23).

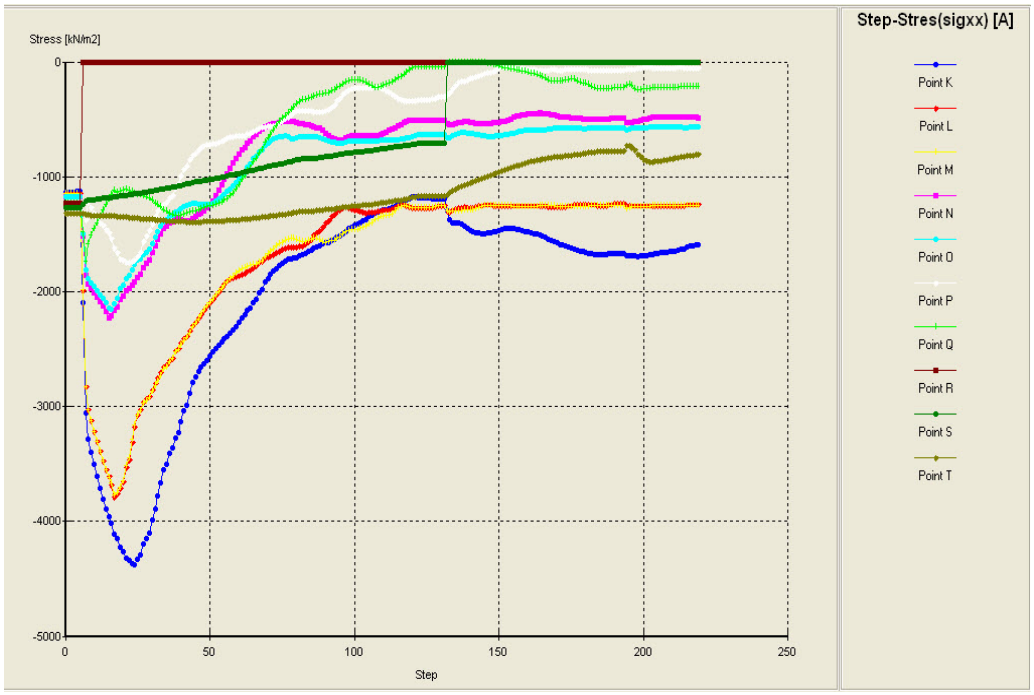


Σχήμα 7.29 : Ολικές παραμορφώσεις (μοντέλο test23).

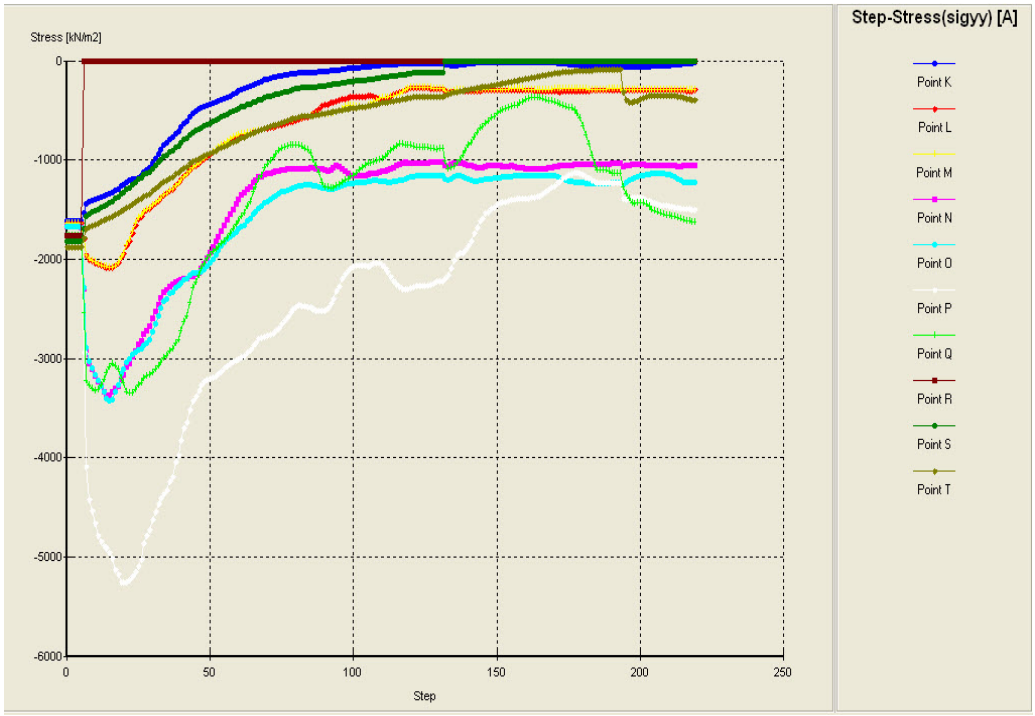
Εν συνεχεία παρατίθενται οι καμπύλες (σχήματα 7.30 – 7.34) των βημάτων προσομοίωσης συναρτήσει ολικών μετατοπίσεων, τάσεων και παραμορφώσεων.



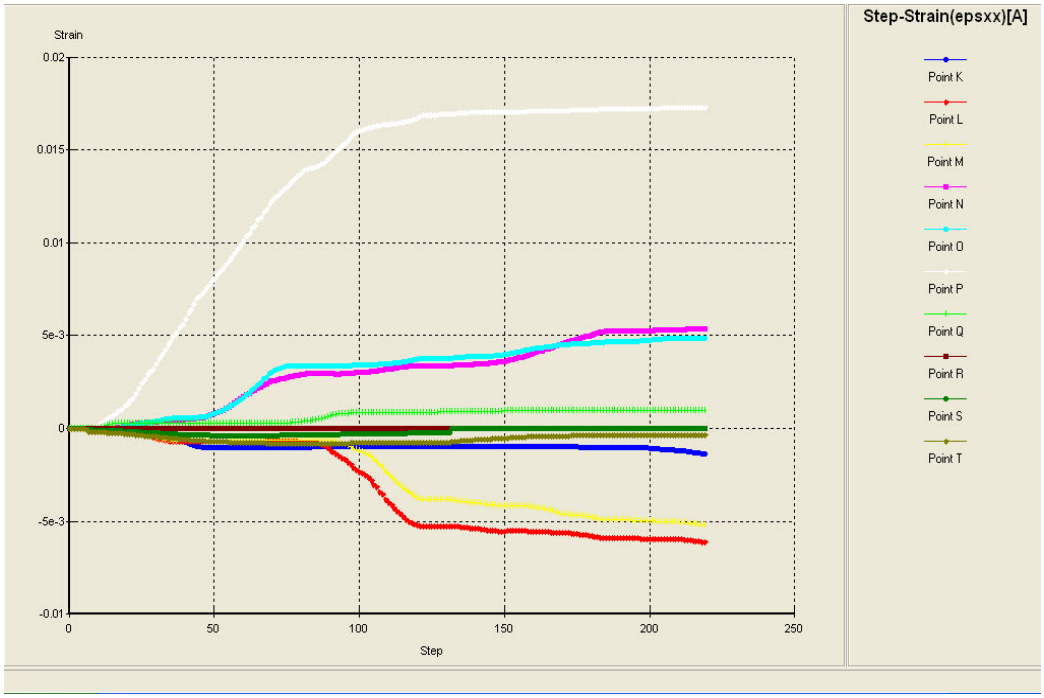
Σχήμα 7.30 : Καμπύλη βημάτων προσομοίωσης – ολικών μετατοπίσεων



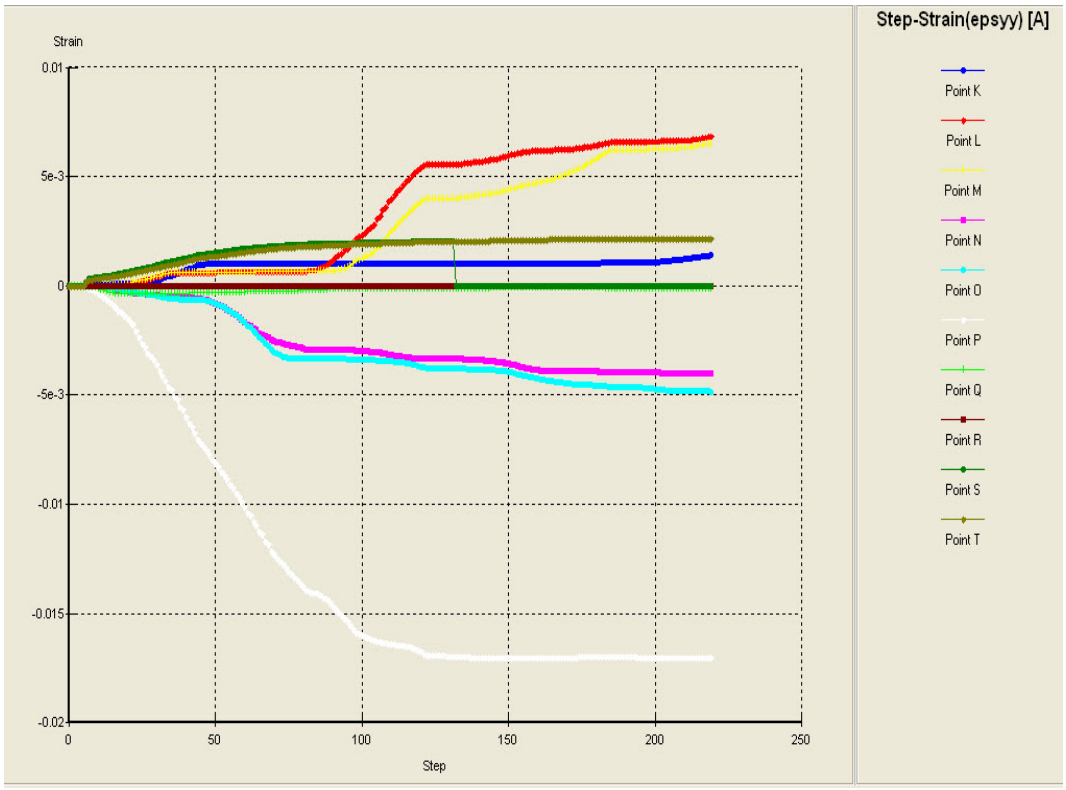
Σχήμα 7.31 : Καμπύλη βημάτων προσομοίωσης – τάσεων σ_{xx}



Σχήμα 7.32 : Καμπύλη βημάτων προσομοίωσης – τάσεων σ_{yy}



Σχήμα 7.33: Καμπύλη βημάτων προσομοίωσης – παραμορφώσεων ε_{xx}



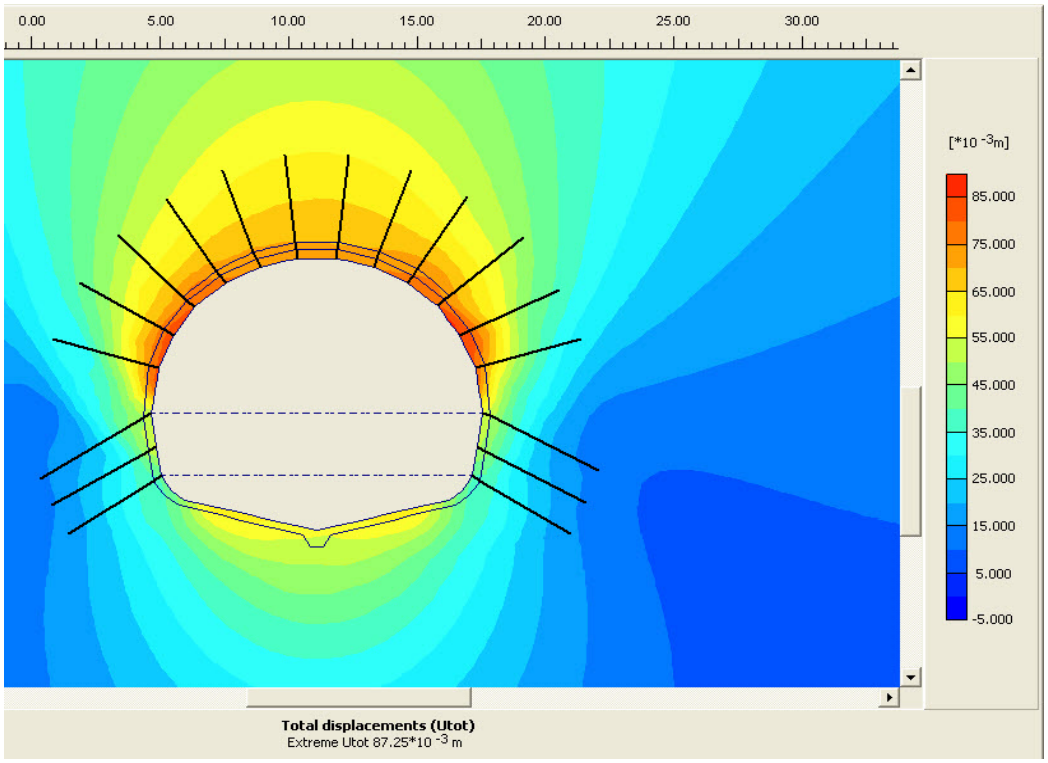
Σχήμα 7.34: Καμπύλη βημάτων προσομοίωσης – παραμορφώσεων ε_{yy}.

Από την καμπύλη τους σχήματος 7.30 παρατηρείται αύξηση των μετατοπίσεων στα επιλεγμένα σημεία, κατά την εκτέλεση των υπολογιστικών βημάτων, με μέγιστο το σημείο πάνω από τα 5 cm. Τα σημεία I και J, παρουσιάζουν μετατοπίσεις έως και 3,5 cm, οι όποιες απότομα μηδενίζονται λόγω της πλήρους εκσκαφής των περιοχών στις οποίες βρίσκονται.

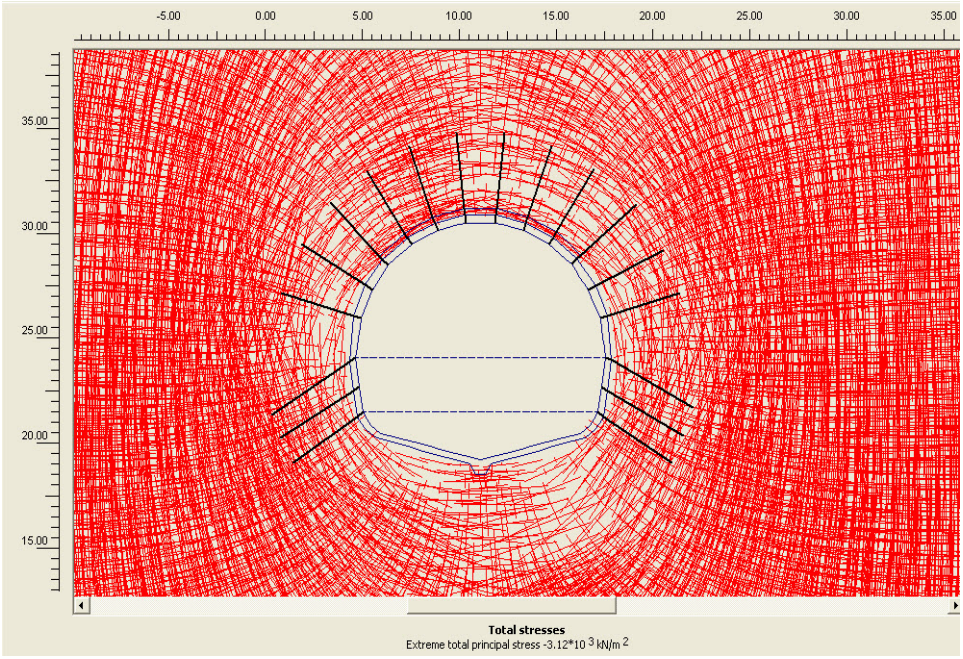
Εν συνεχεία από τις καμπύλες βημάτων προσομοίωσης – τάσεων και βημάτων προσομοίωσης – παραμορφώσεων (σχήματα 7.31 – 7.34), φαίνεται πως οι τάσεις και οι παραμορφώσεις σταθεροποιούνται είτε γρηγορότερα είτε αργότερα για κάθε σημείο που επιλέγει. Αναλυτικότερα σε κάποια σημεία απαιτούνται λιγότερα βήματα για να σταθεροποιηθούν οι τάσεις η οι παραμορφώσεις (π.χ. στο σχήμα 7.34 οι παραμορφώσεις για το σημείο P απαιτούν γύρω στα εκατόν τριάντα υπολογιστικά βήματα) ενώ σε άλλα επιλεγμένα σημεία απαιτούνται περισσότερα (π.χ. στο σχήμα 7.34 για την σταθεροποίηση των παραμορφώσεων του σημείου N απαιτούνται όλα τα διαθέσιμα υπολογιστικά βήματα).

7.3.2 Μοντέλο κατηγορίας υποστήριξης B (test24)

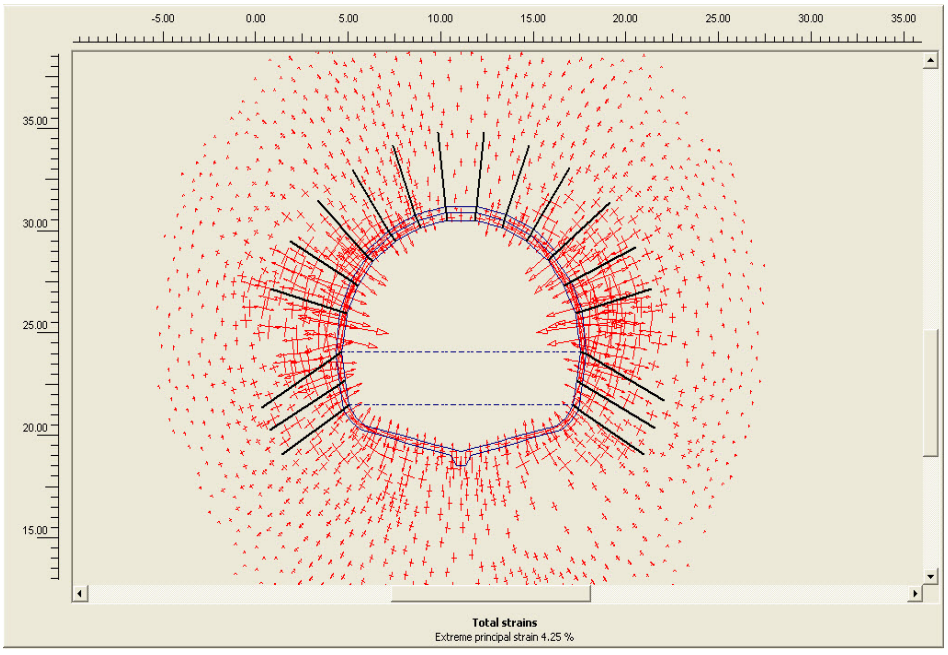
Παρομοίως με προηγούμενο μοντέλο προσομοίωσης παρουσιάζονται ιδίου τύπου αποτελέσματα χρησιμοποιώντας επίσης τα αντίστοιχα σχήματα (7.35, 7.36 και 7.37).



Σχήμα 7.35 : Ολικές μετατοπίσεις (μοντέλο test24)



Σχήμα 7.36 : Ολικές τάσεις (μοντέλο test24)

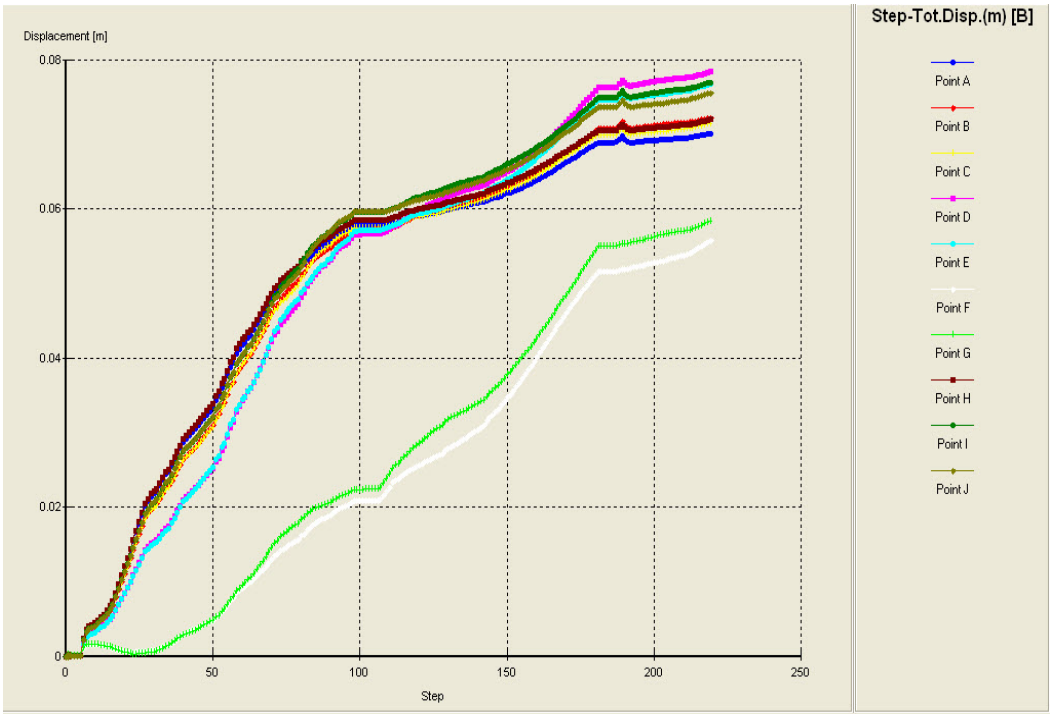


Σχήμα 7.37 : Ολικές παραμορφώσεις (μοντέλο test24)

Από την παρουσίαση των ολικών μετατοπίσεων, λαμβάνεται ως μέγιστη τιμή τα 8,725cm. Οι μετατοπίσεις είναι μεγαλύτερες σε αυτό το ομοίωμα, λόγω του ότι ο σχηματισμός της μάργας που απαντάται ανήκει στην κατηγορία Μ2 η οποία είναι χαμηλότερης ποιότητας σε σχέση με αυτή του

μοντέλου test23 (M1). Συγκεκριμένα υπενθυμίζεται πως η κατηγορία μάργας αυτή παρουσιάζει χαμηλή αντοχή και επομένως η συμπεριφορά της βρίσκεται ανάμεσα στην ζώνη σκληρού εδάφους και μαλακού βράχου. Οι εφελκυστικές ολικές τάσεις (κυρίες) δεν αλλάζουν σε σχέση με αυτές που αναπτύχτηκαν κατά την προσομοίωση του προηγούμενου μοντέλου και παραμένουν στα -3,12 MPa. Τέλος οι μέγιστες ολικές παραμορφώσεις κυμαίνονται στο 4,25%.

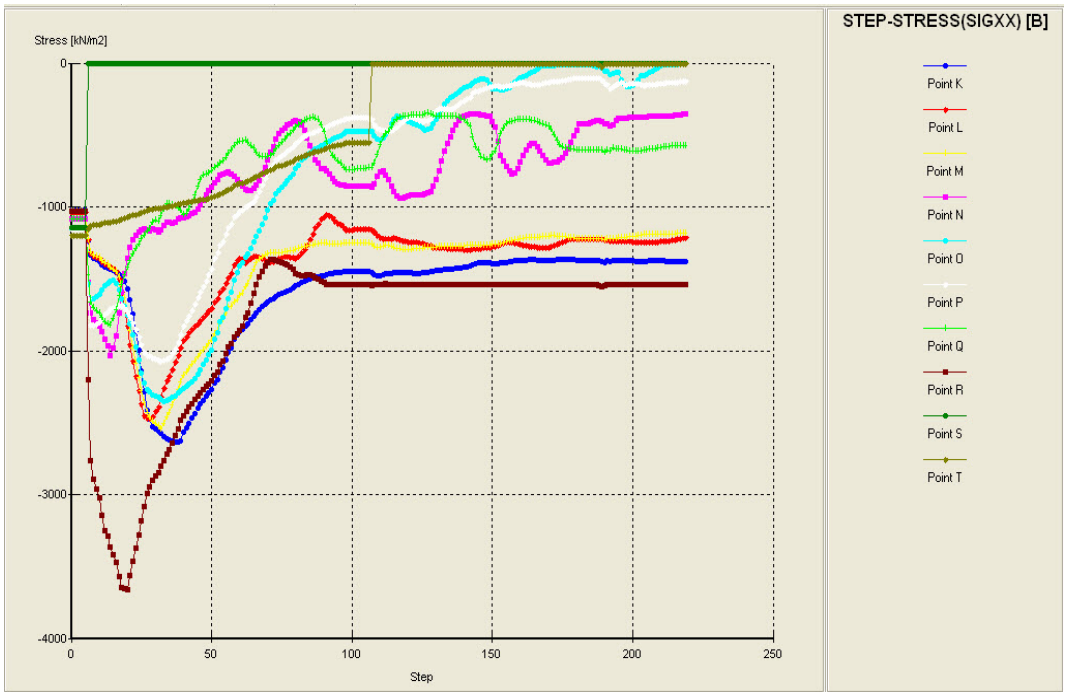
Εν συνεχεία παρουσιάζονται οι καμπύλες (7.38, 7.39, 7.40, 7.41 και 7.42) που προκύπτουν με βάση τα επιλεγμένα σημεία κατά το στάδιο των υπολογισμών.



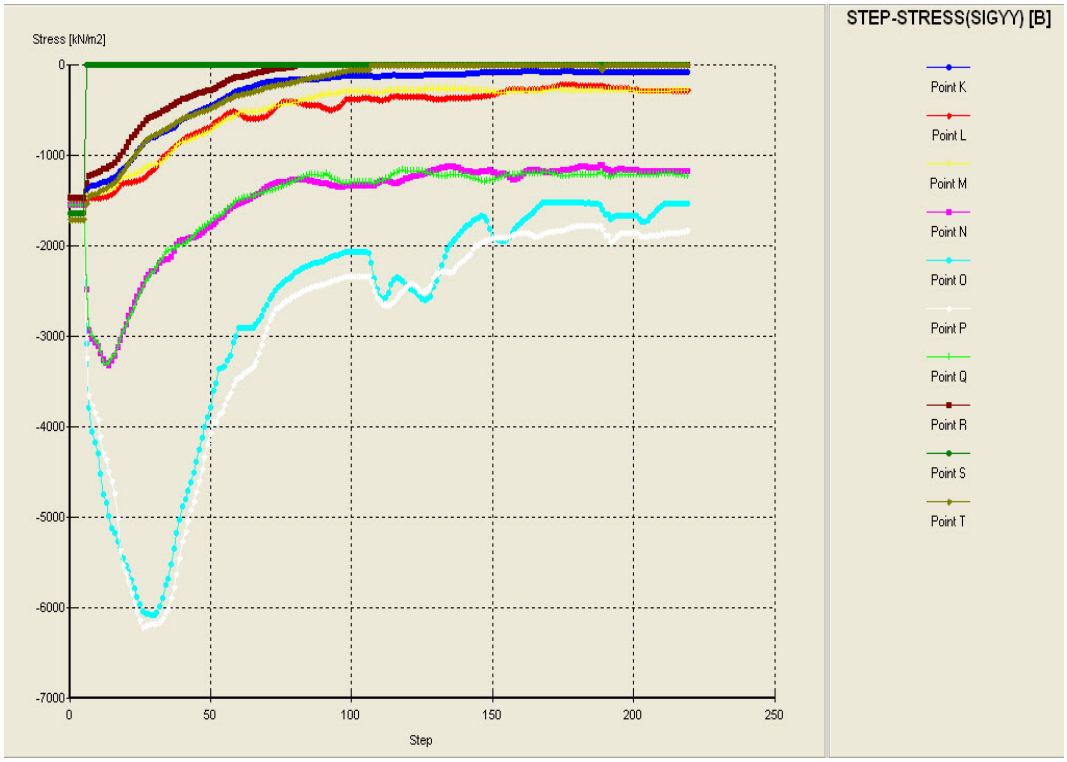
Σχήμα 7.38 : Καμπύλη βημάτων προσομοίωσης – ολικών μετατοπίσεων

Από την καμπύλη τους σχήματος 7.38 παρατηρείται, ομοίως με την καμπύλη 7.30 αύξηση των μετατοπίσεων στα επιλεγμένα σημεία, κατά την εκτέλεση των υπολογιστικών βημάτων, με μέγιστη μετατόπιση περίπου 8 cm. Σε αυτήν την καμπύλη δεν υπάρχουν σημεία που να παρουσιάζουν απότομο μηδενισμό μετατοπίσεων, διότι βρίσκονται στα σύνορα με τις περιοχές πλήρους αποτόνωσης υλικού, χωρίς να ανήκουν σε αυτές.

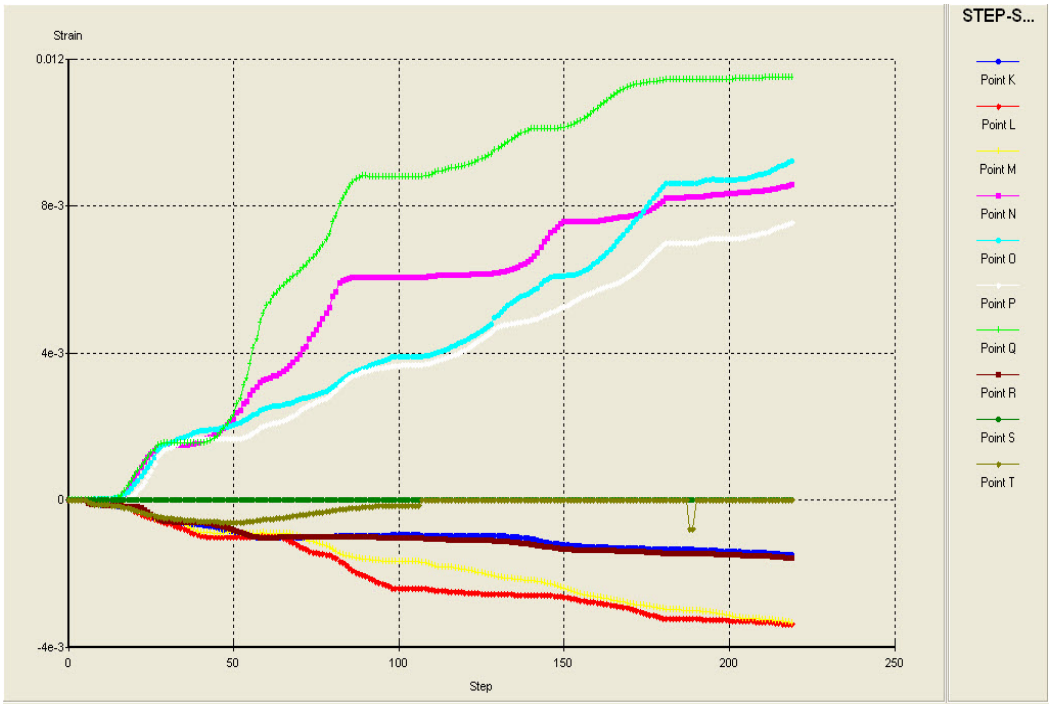
Οι καμπύλες 7.39 – 7.41 εκφράζουν, ομοίως με τις καμπύλες του προηγούμενου μοντέλου προσομοίωσης, τα υπολογιστικά βήματα που απαιτούνται για την σταθεροποίηση των τάσεων και των παραμορφώσεων.



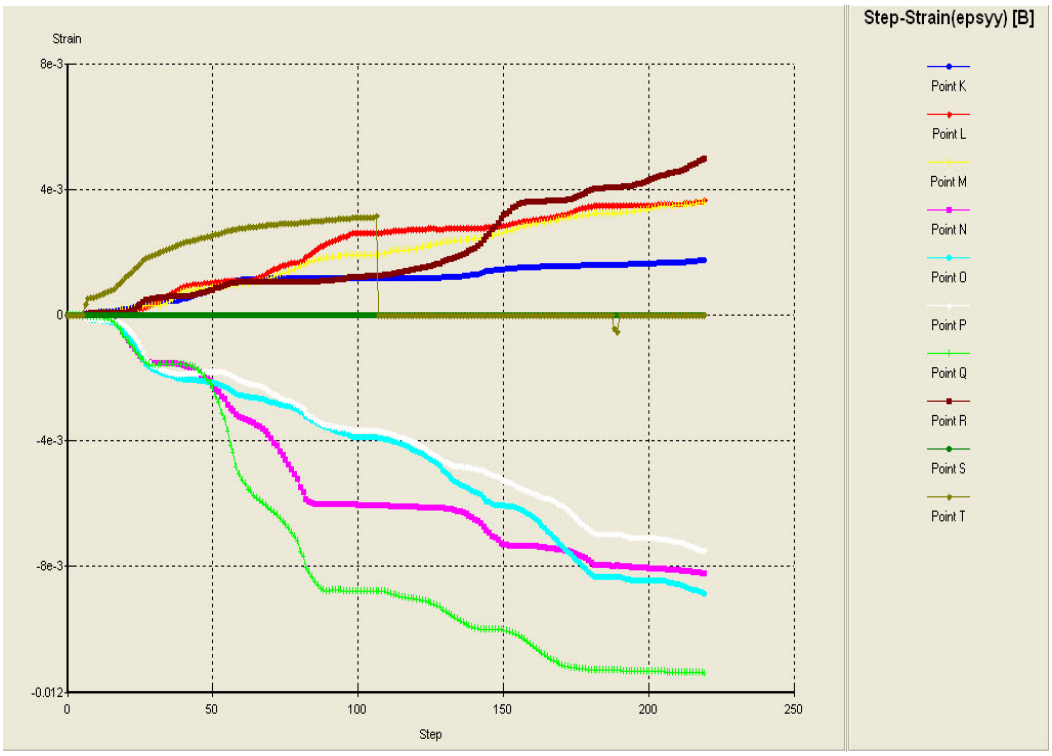
Σχήμα 7.39 : Καμπύλη βημάτων προσομοίωσης – τάσεων σ_{xx}



Σχήμα 7.40 : Καμπύλη βημάτων προσομοίωσης – τάσεων σ_{yy}



Σχήμα 7.41: Καμπύλη βημάτων προσομοίωσης – παραμορφώσεων ε_{xx}

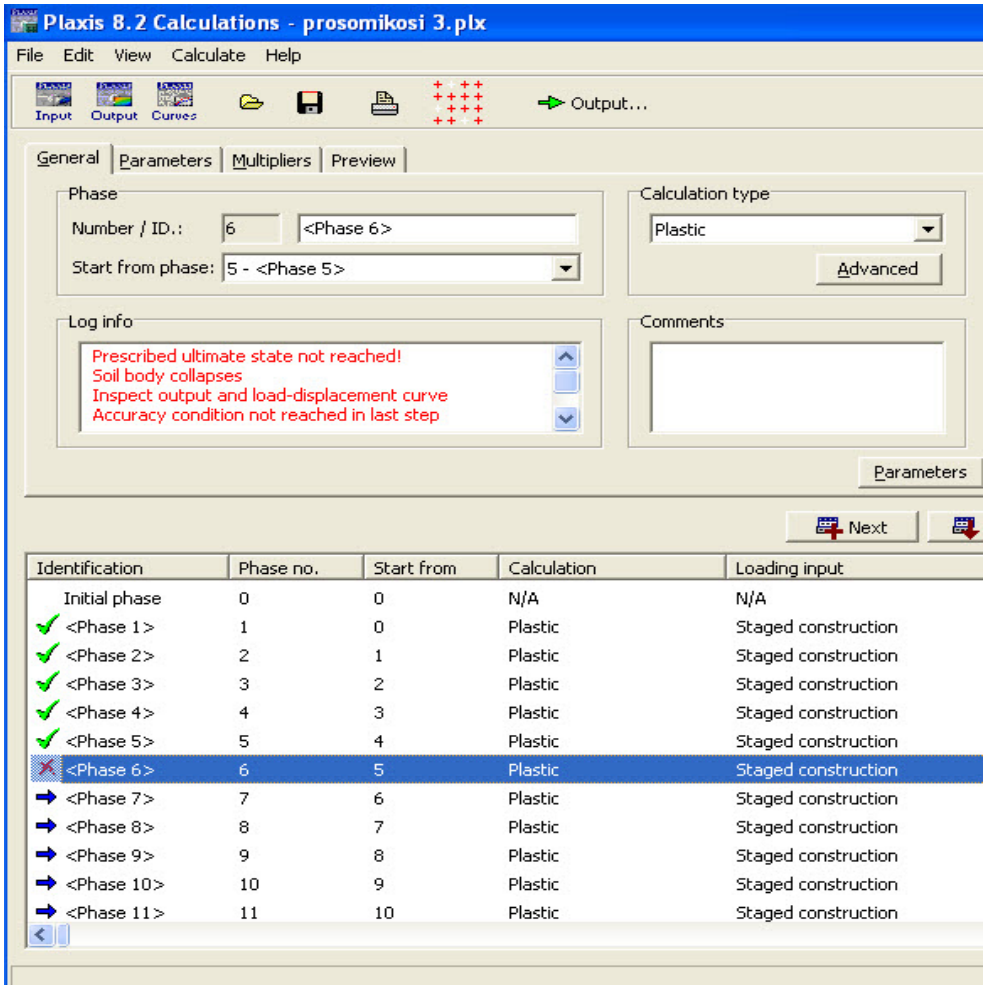


Σχήμα 7.42: Καμπύλη βημάτων προσομοίωσης – παραμορφώσεων ε_{yy}

7.3.3 Μοντέλο κατηγορίας υποστήριξης C (test25)

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης του συγκεκριμένου μοντέλου που προσομοιώνει διατομή με υπερκείμενα, ποιότητας μάργας μεταξύ των σχηματισμών Μ και Μ2, παρουσιάζουν ίσως το μεγαλύτερο ενδιαφέρον.

Αυτό γίνεται κυρίως γιατί το πρόγραμμα σταματήσει τους υπολογισμούς, στην υπολογιστική φάση 6, λόγω πιθανής αστοχίας η κατάρρευσης (σχήμα 7.43).

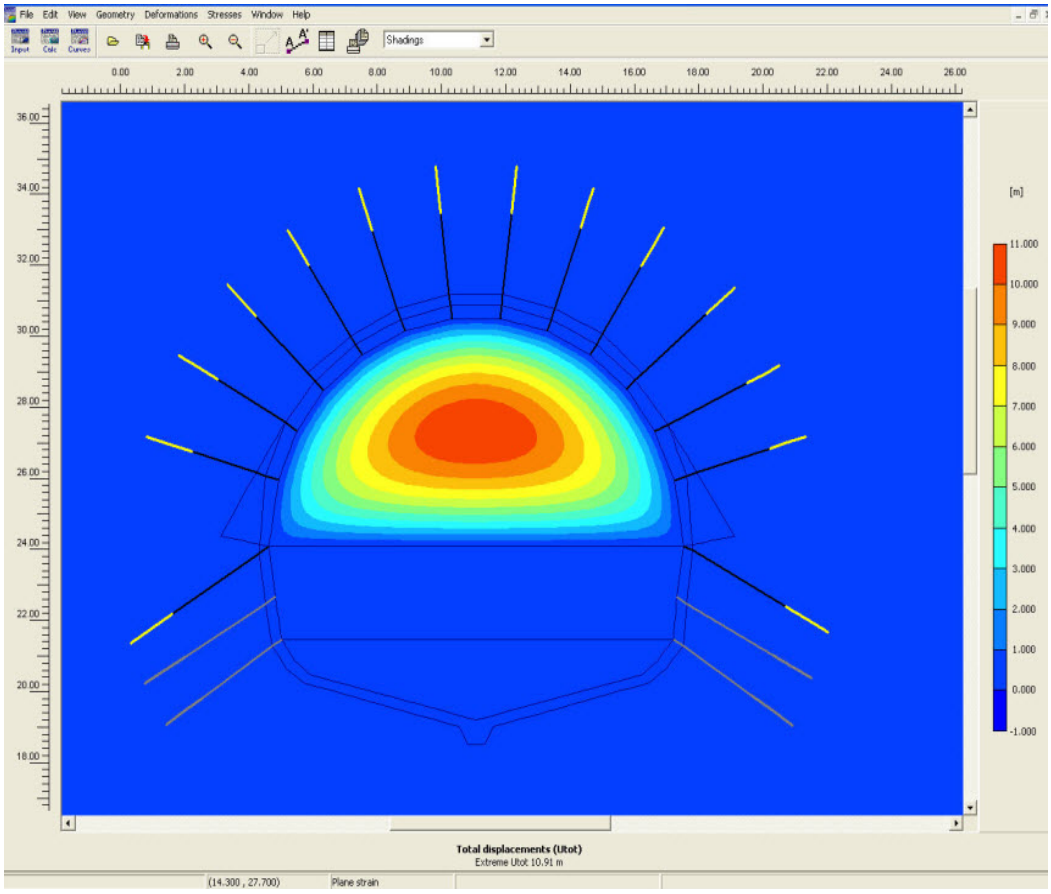


Σχήμα 7.43: Αστοχία μοντέλου κατά την 6η υπολογιστική φάση

Στην προσπάθεια ερμηνείας της αδυναμίας επίλυσης του ομοιώματος πέραν της έκτης υπολογιστικής φάσης γίνεται αρχικά έλεγχος για πιθανή λάθος εισαγωγή δεδομένων (input), έτσι ώστε να διασφαλιστεί ότι δεν είναι αποτέλεσμα GIGO (Garbage In – Garbage Out). Εφόσον δεν ισχύει κάτι τέτοιο, γίνεται έλεγχος σε όλα τα στάδια πριν από την αστοχία.

Κατά την διαδικασία αυτή, εάν πριν από το 'τρέξιμο' κάθε υπολογιστικής φάσης, απενεργοποιηθεί η επιλογή μηδενισμού παραμορφώσεων θα παρατηρηθεί ότι δημιουργούνται υπερβολικά μεγάλες μετατοπίσεις προς το εσωτερικό της εκσκαφής ιδιαίτερα όταν η αποτόνωση είναι τέτοια ώστε η μάργα θα έχει ως μέτρο ελαστικότητας το 30% της αρχικής τιμής. Αυτό το φαινόμενο συμβαίνει κατά την πέμπτη υπολογιστική φάση και παρουσιάζεται στο σχήμα 7.44.

Επομένως γίνεται κατανοητό πως από αυτό το στάδιο και περά, είναι θεωρητικά αδύνατον να συνεχιστεί η επίλυση, δεδομένου ότι η σήραγγα έχει αστοχήσει (καταρρεύσει).



Σχήμα 7.44 : Φάση κατά την οποία αναπτύσσονται υπερβολικά μεγάλες μετατοπίσεις προς το εσωτερικό της σήραγγας .

Μεγάλης σημασίας αποτελεί το γεγονός, ότι η αστοχία επέρχεται κυρίως λόγω αναθόλωσης πυθμένα και όχι λόγω πτώσης οροφής όπως πιθανόν να αναμενόταν.

Αυτό το αποτέλεσμα που προέκυψε από την προσομοίωση του μοντέλου κατηγορίας υποστήριξης C, οδήγησε στην λογική εξέλιξη της μη δημιουργίας και μη ανάλυσης του μοντέλου

που προσομοιώνει την διατομή Ν254 κατηγορίας υποστήριξης D, η οποία έπεται κατά την διάνοιξη και η οποία συναντά την χειρότερη κατηγορία μάργας Μ3

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

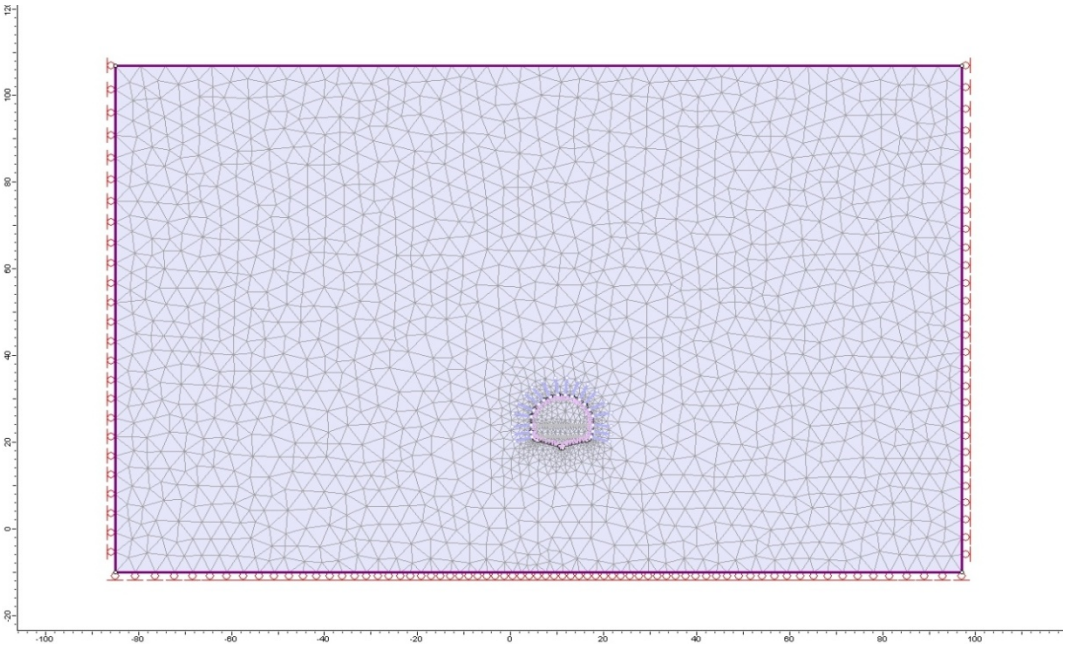
ΑΝΑΔΡΟΜΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΜΕ ΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ PHASE^2 V. 7.0

8.1 Γενικά

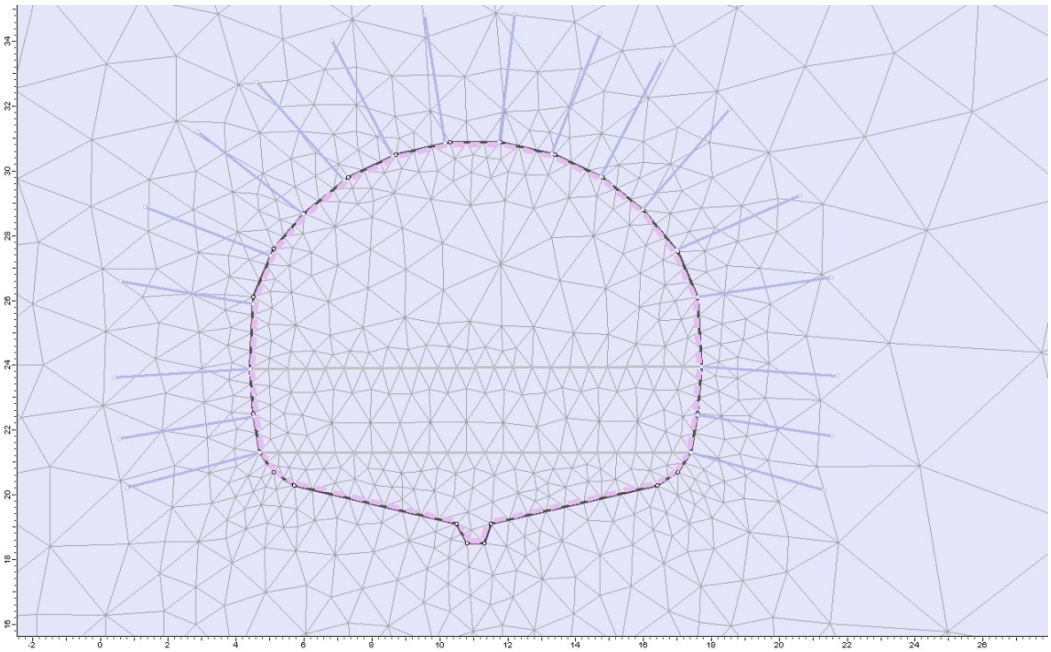
Μετά το πέρας των αναλύσεων με την χρήση του λογισμικού Plaxis και έπειτα από σύντομη εκτίμηση των αποτελεσμάτων που πρόεκυψαν, θεωρήθηκε ότι η καλύτερη δυνατή προσέγγιση του συγκεκριμένου προβλήματος μπορεί να επιτευχθεί μέσω επανεπίλυσης των ομοιωμάτων, χρησιμοποιώντας άλλο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων.

Στα πλαίσια αυτής της θεώρησης, για την συγκεκριμένη περίπτωση χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Phase^2 της εταιρείας Rocscience το οποίο ευγενικά παραχωρήθηκε στον συγγραφέα της παρούσης διπλωματικής εργασίας από την εταιρεία Fundatec Oy (Vahanen Group).

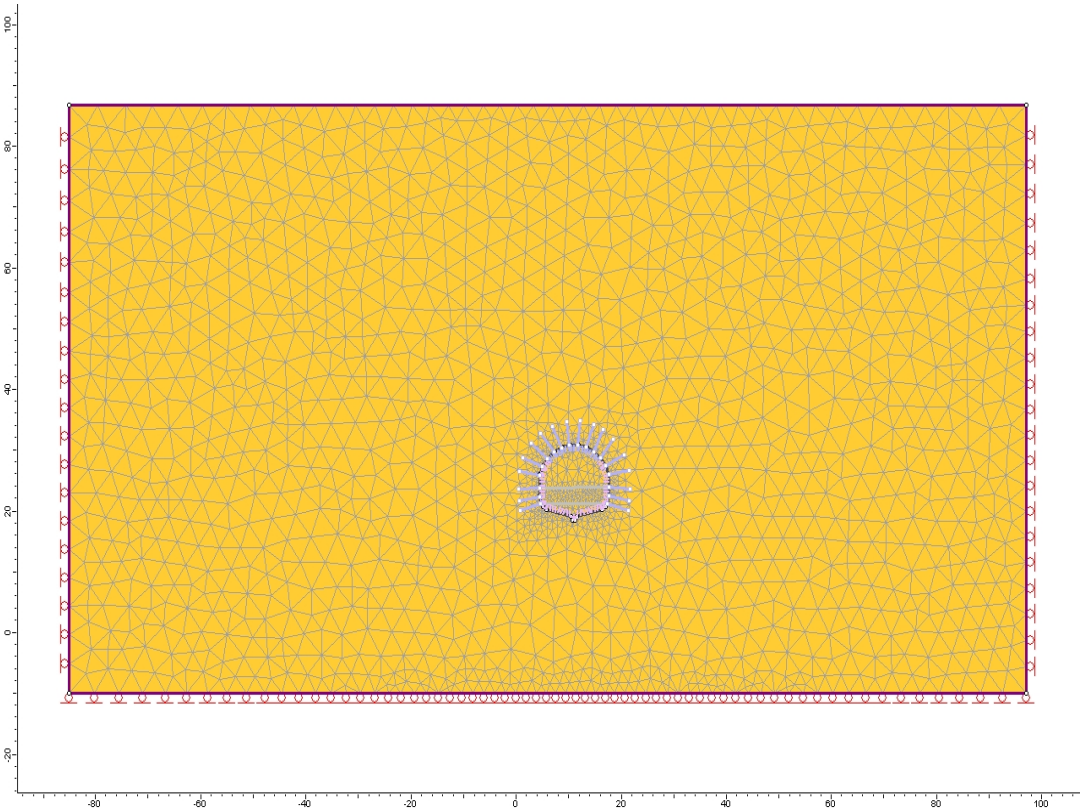
Οι τομές που επιλέχτηκαν για ανάλυση είναι ίδιες με αυτές της προηγούμενης ανάλυσης (Ω13, Ν303, Ν359 και Ν254) οι οποίες εκφράζουν τις κατηγορίες υποστήριξης Α, Β, C και D αντίστοιχα ενώ οι απαντώμενες γεωλογικές συνθήκες υπακούουν στους σχηματισμούς που αναφέρθηκαν κατά τον σχεδιασμό του έργου. Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζονται τα ομοιώματα προσομοίωσης των υπό ανάλυση διατομών.



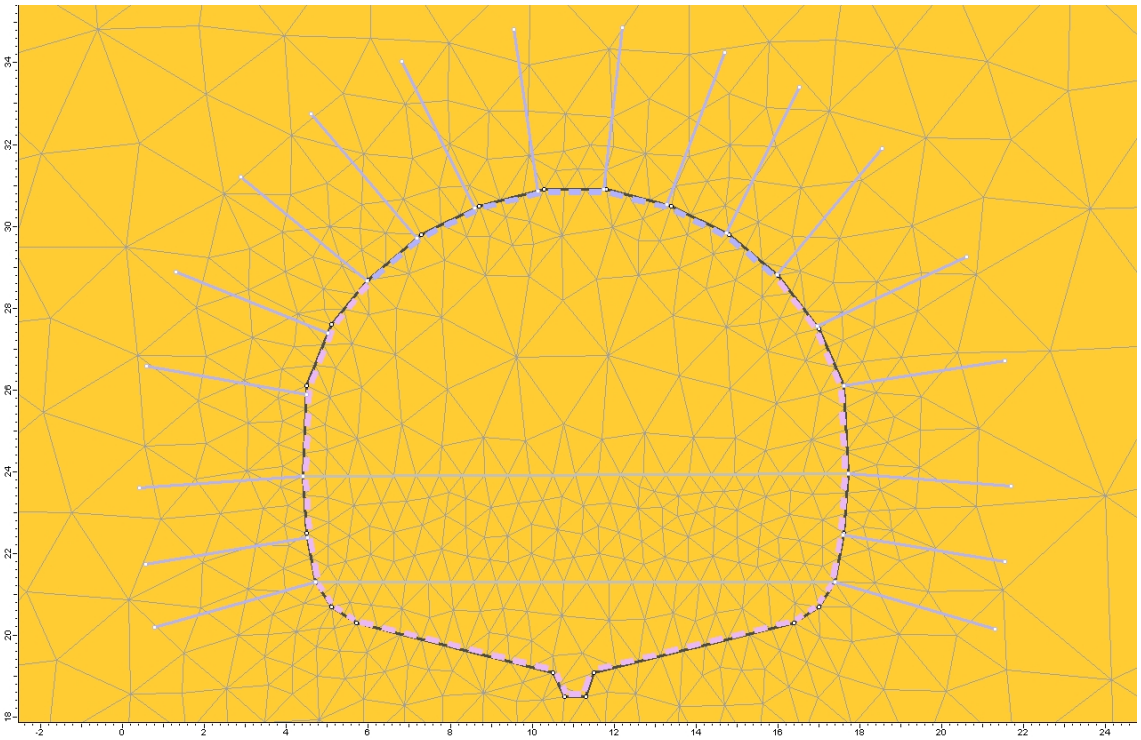
Σχήμα 8.1 : Ομοίωμα διατομής Ω13 – Μοντέλο 1d (Κατηγορία υποστήριξης Α)



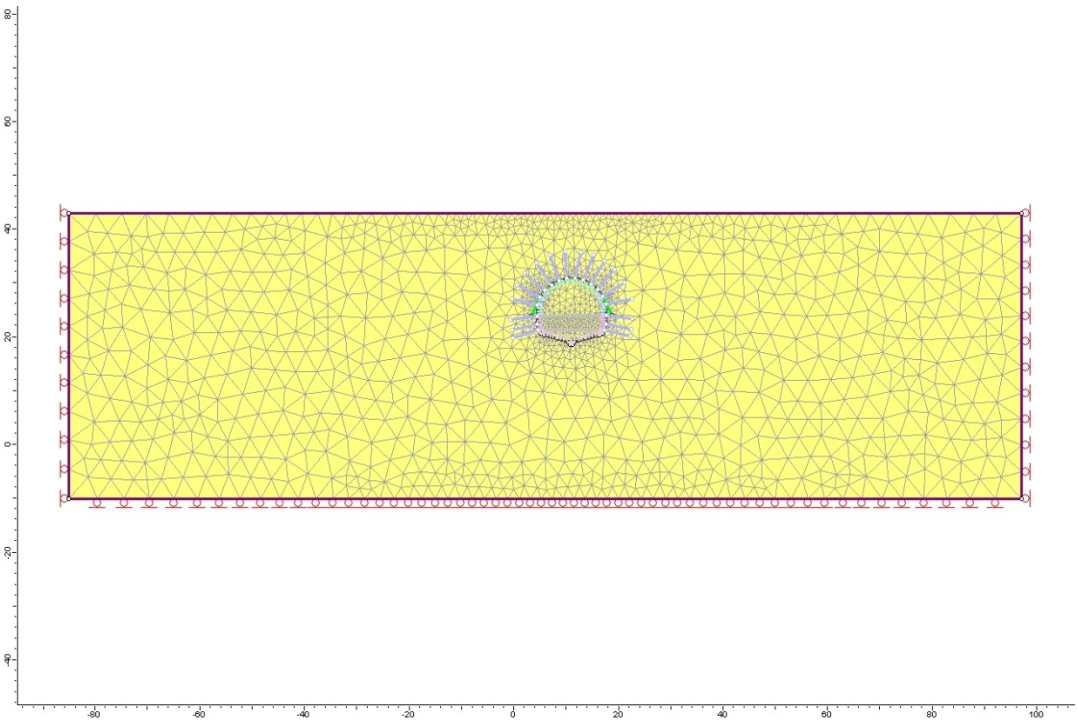
Σχήμα 8.2 : Διατομή Ω13 (Κατηγορία υποστήριξης Α)



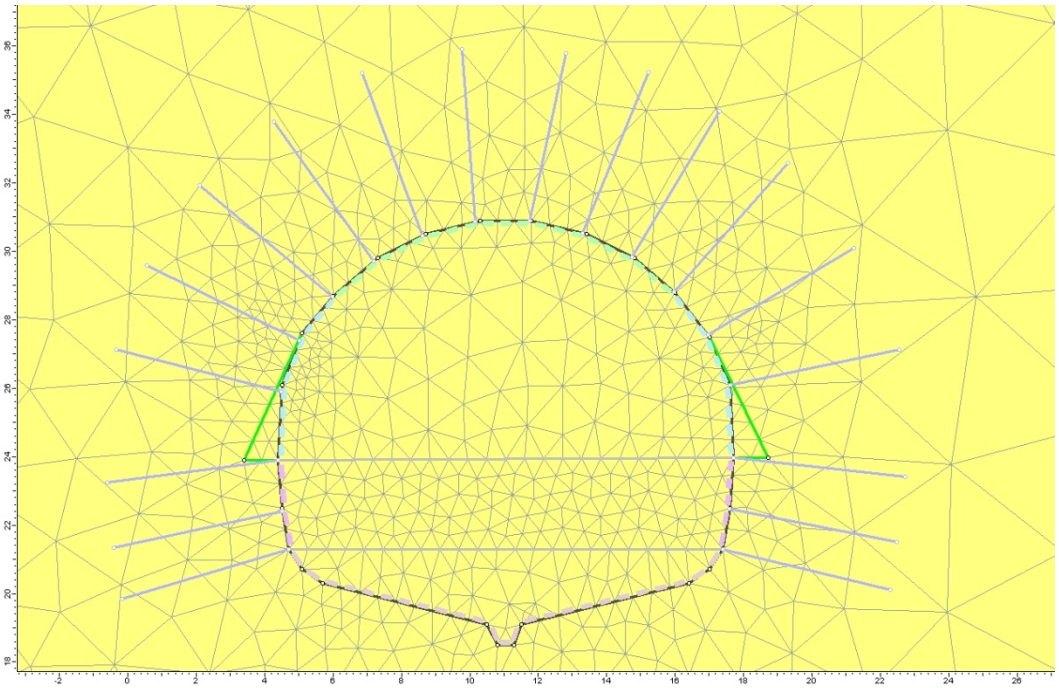
Σχήμα 8.3 : Ομοίωμα διατομής Ν303 - Μοντέλο 2d (Κατηγορία υποστήριξης Β)



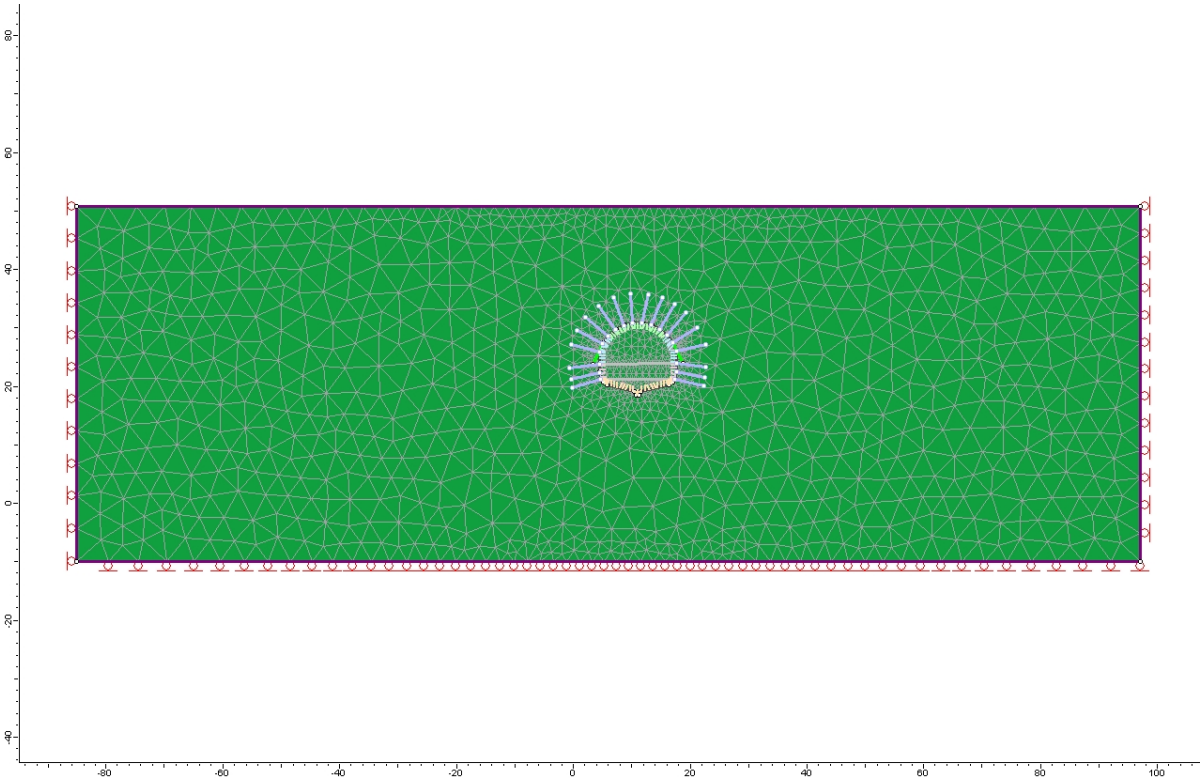
Σχήμα 8.3 : Διατομή N303 (Κατηγορία υποστήριξης Β)



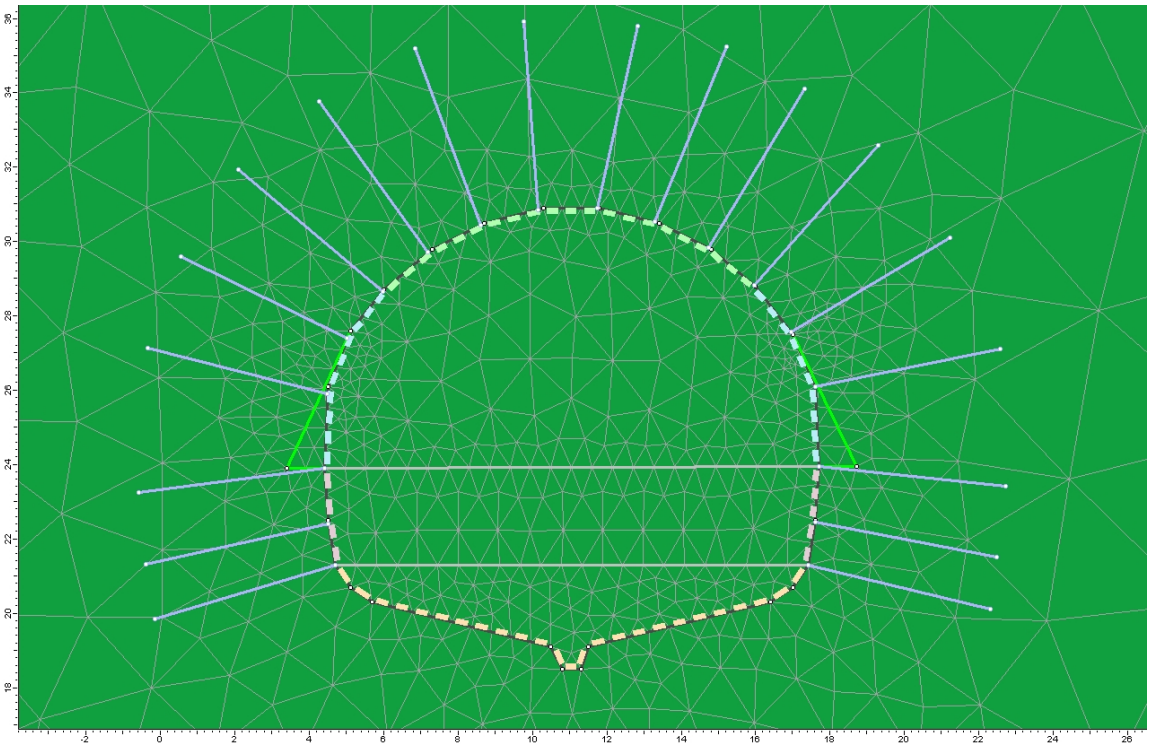
Σχήμα 8.4 : Ομοίωμα διατομής N359 - Μοντέλο 3d (Κατηγορία υποστήριξης C)



Σχήμα 8.5: Διατομή N359 (Κατηγορία υποστήριξης C)



Σχήμα 8.6 : Ομοίωμα διατομής N254 - Μοντέλο 4d (Κατηγορία υποστήριξης D)



Σχήμα 8.7 : Διατομή N254 (Κατηγορία υποστήριξης D)

8.1.1 Γενικές Ρυθμίσεις

Στον πίνακα 8.1 παρουσιάζονται οι γενικές ρυθμίσεις των μοντέλων. Περιέχει το όνομα του αρχείου, τη περιγραφή της διατομής που αντιστοιχεί σε κάθε αρχείο, τον τύπο της επίλυσης και το είδος των στοιχείων.

Πίνακας 8.1: Γενικές ρυθμίσεις μοντέλων

Όνομα Αρχείου	**Περιγραφή Αρχείου**	**Τύπος Ανάλυσης**	**Τύπος Επίλυσης**	**Είδος Στοιχείων**
1d	Ανάλυση Τομής Ω13	Επίπεδης ανηγμένης παραμόρφωσης (plane strain)	Gaussian Elimination	3 – κομβικά (3- Node)
2d	Ανάλυση Τομής N303			3 – κομβικά (3- Node)
3d	Ανάλυση Τομής N359			3 – κομβικά (3- Node)
4d	Ανάλυση Τομής N254			3 – κομβικά (3- Node)

Το σύστημα μονάδων που χρησιμοποιείται είναι το μετρικό (metric). Επομένως οι βασικές μονάδες λαμβάνονται ως εξής :

- Μήκος : m
- Δύναμη : MN (Τάση : MPa)

8.1.2 Διαμόρφωση των μοντέλων

Η διακριτοποίηση των μοντέλων είναι λεπτομερής κοντά στην περιφέρεια των σηράγγων και αραιότερη στα όρια του καννάβου για εξοικονόμηση υπολογιστικού χρόνου. Σε όλα τα μοντέλα χρησιμοποιείται η επιλογή διαβαθμισμένης διακριτοποίησης (graded) ενώ ελέγχεται η ποιότητα δικτυώματος μέσω της επιλογής show mesh quality. Η διαδικασία αυτή διευκολύνει την αναζήτηση φτωχής ποιότητας στοιχείων δικτυώματος (poor quality mesh elements – bad elements) τα οποία λόγω της μορφής τους, είναι δυνατόν να θεωρηθούν υπεύθυνα για πιθανή αδυναμία επίλυσης η εξαγωγή μη αντιπροσωπευτικών αποτελεσμάτων. Σε περίπτωση δε που ανιχνευτούν τέτοιου είδους στοιχεία, τότε με

μη αυτόματο τρόπο γίνεται αύξηση της πυκνότητας δικτυώματος της περιοχής ,στην οποία ανήκει το κάθε ελαττωματικό στοιχείο ξεχωριστά (increase mesh element density).

Στον πίνακα 8.2 φαίνονται τα επίπεδα δικτυώματος που χρησιμοποιούνται καθώς και ο ακριβής αριθμός στοιχείων σε κάθε περίπτωση, ενώ στον πίνακα 8.3 παρουσιάζονται οι προϋποθέσεις που απαιτούνται για τον χαρακτηρισμό ενός στοιχείου ως φτωχό.

Πίνακας 8.2 : Πυκνότητα δικτυώματος στοιχείων και αριθμός στοιχείων

Πυκνότητα δικτυώματος στοιχείων	**Αριθμός στοιχείων**
Διαβαθμισμένο – graded (A)	4047
Διαβαθμισμένο – graded (B)	3603
Διαβαθμισμένο – graded (C)	2903
Διαβαθμισμένο – graded (D)	2838

Πίνακας 8.3 : Προϋποθέσεις που απαιτούνται για τον χαρακτηρισμό ενός στοιχείου ως φτωχό.

Ορισμός στοιχείων φτωχής ποιότητας	
Λόγος μήκους πλευρών (μέγιστο / ελάχιστο)	> 10
Ελάχιστη εσωτερική γωνία	< 20°
Μέγιστη εσωτερική γωνία	>120°

Στα σχήματα 8.1 – 8.7 που προηγήθηκαν και χρησιμοποιήθηκαν για την παρουσίαση των ομοιωμάτων, γίνεται κατανοητή και η διακριτοποίηση που έγινε σε καθένα από αυτά.

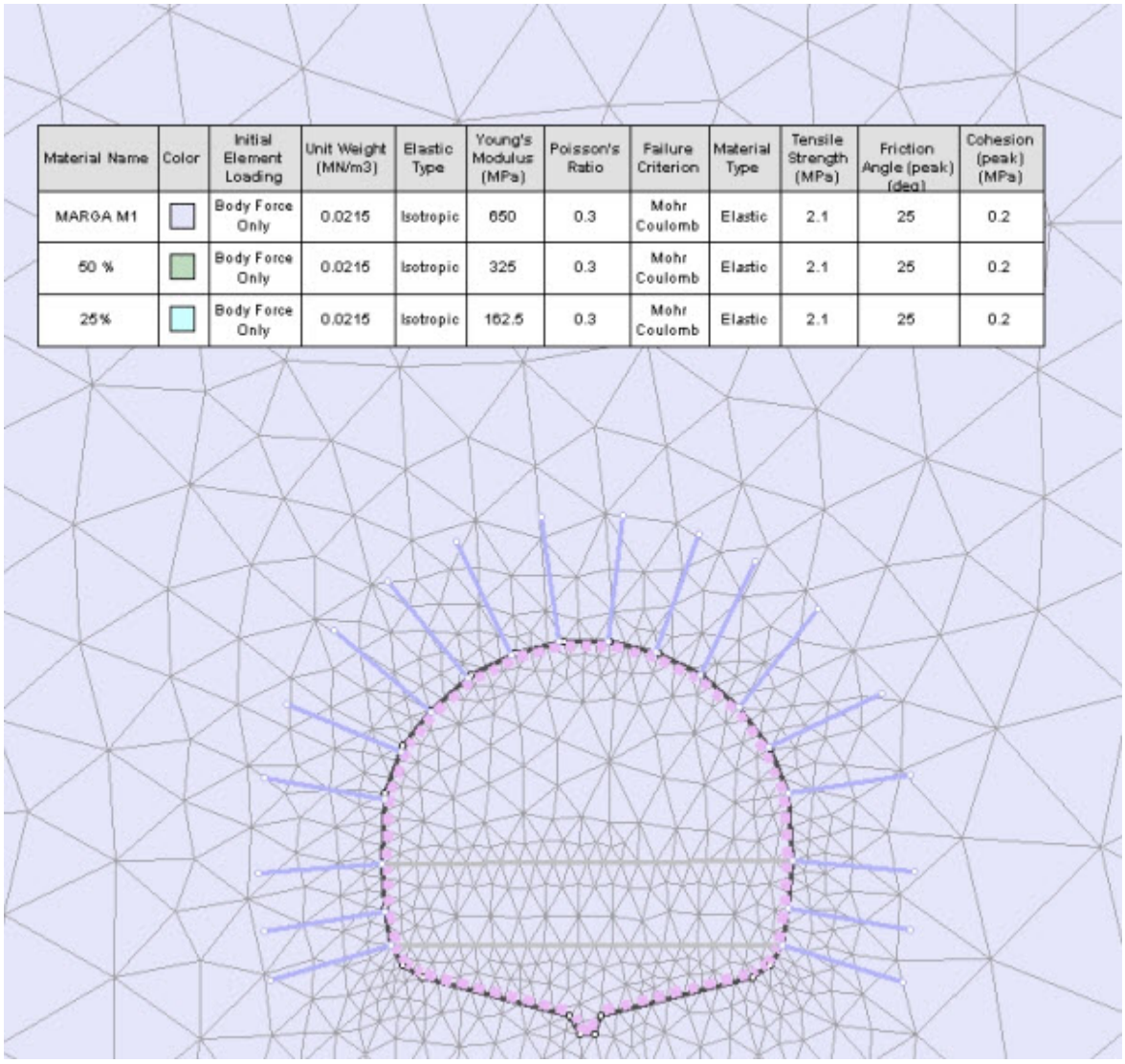
8.1.3 Συνοριακές συνθήκες

Όπως και στην προηγούμενη ανάλυση, έτσι και στην συγκεκριμένη περίπτωση τα όρια του καννάβου εκτείνονται σε επαρκή απόσταση από τις σήραγγες (αριστερά και δεξιά της σήραγγας εκτείνεται σε μήκος ίσο με 6 φορές την διατομή της) ώστε τα αποτελέσματα να μην επηρεάζονται από τις συνοριακές συνθήκες. Η γεωμετρία του καννάβου παραμένει τύπου Π και επομένως επιλέγεται

- κύλιση στο κατώτερο οριζόντιο όριο
- κύλιση στο δεξί και αριστερό όριο του μοντέλου ως προς τον άξονα y

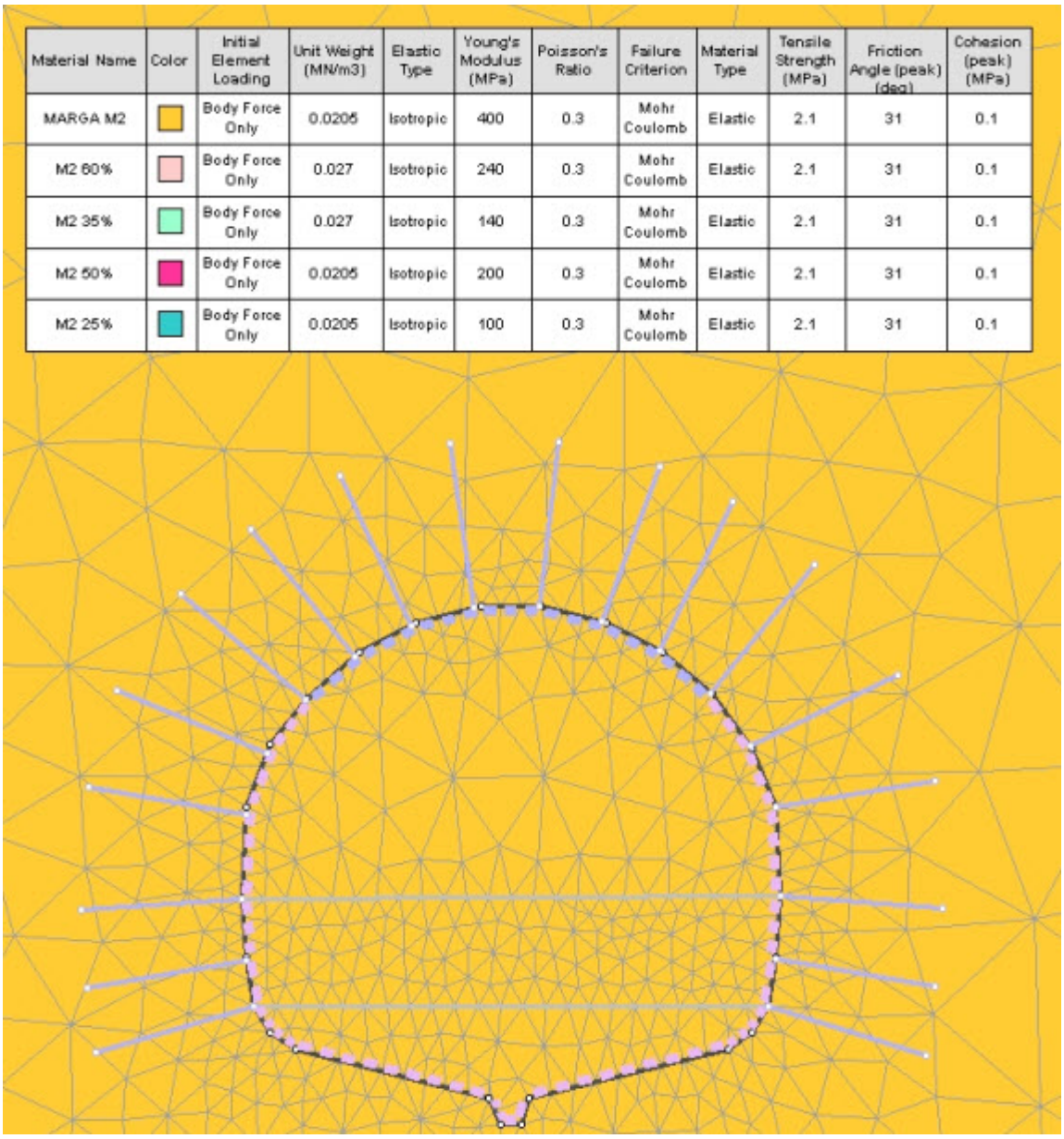
8.1.4 Ιδιότητες υλικών

Το λογισμικό Phase^2 δίνει την δυνατότητα της παρουσίασης λίστας των υλικών που χρησιμοποιούνται σε κάθε μοντέλο, μέσω της επιλογής properties table. Παρακάτω παρουσιάζονται αναλυτικά στα σχήματα (8.8 - , όλα τα μοντέλα με ενεργοποιημένη την επιλογή αυτή:



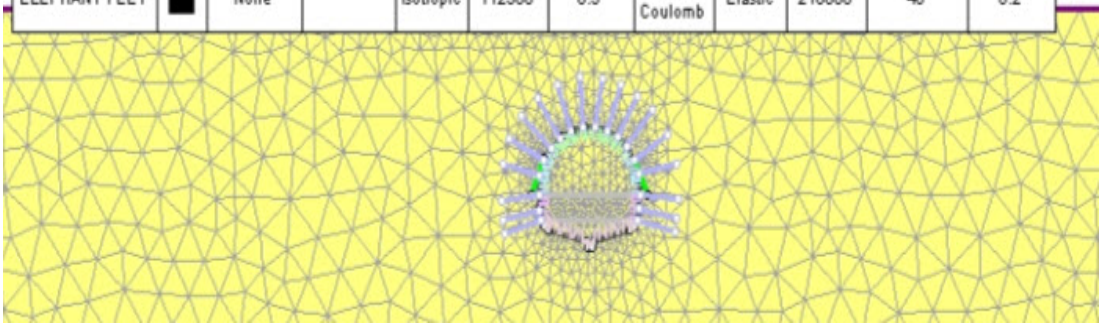
Σχήμα 8.8 : Ιδιότητες υλικών μοντέλου 1d

Material Name	Color	Initial Element Loading	Unit Weight (MN/m3)	Elastic Type	Young's Modulus (MPa)	Poisson's Ratio	Failure Criterion	Material Type	Tensile Strength (MPa)	Friction Angle (peak) (deg)	Cohesion (peak) (MPa)
MARGA M2		Body Force Only	0.0205	Isotropic	400	0.3	Mohr Coulomb	Elastic	2.1	31	0.1
M2 60%		Body Force Only	0.027	Isotropic	240	0.3	Mohr Coulomb	Elastic	2.1	31	0.1
M2 35%		Body Force Only	0.027	Isotropic	140	0.3	Mohr Coulomb	Elastic	2.1	31	0.1
M2 50%		Body Force Only	0.0205	Isotropic	200	0.3	Mohr Coulomb	Elastic	2.1	31	0.1
M2 25%		Body Force Only	0.0205	Isotropic	100	0.3	Mohr Coulomb	Elastic	2.1	31	0.1

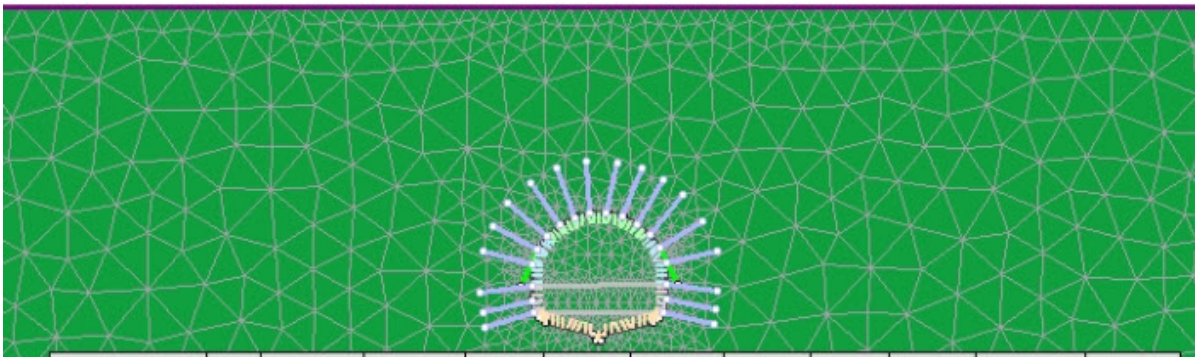


Σχήμα 8.9 : Ιδιότητες υλικών μοντέλου 2d

Material Name	Color	Initial Element Loading	Unit Weight (MN/m3)	Elastic Type	Young's Modulus (MPa)	Poisson's Ratio	Failure Criterion	Material Type	Tensile Strength (MPa)	Friction Angle (peak) (deg)	Cohesion (peak) (MPa)
M2 (C)		Body Force Only	0.0205	Isotropic	100	0.3	Mohr Coulomb	Elastic	2.1	31	0.08
M2(C) 70%		Body Force Only	0.0205	Isotropic	70	0.3	Mohr Coulomb	Elastic	2.1	31	0.08
M2 (C) 60%		Body Force Only	0.0205	Isotropic	60	0.3	Mohr Coulomb	Elastic	2.1	31	0.08
M2(C) 50%		Body Force Only	0.0205	Isotropic	50	0.3	Mohr Coulomb	Elastic	2.1	31	0.08
M2 (C) 30%		Body Force Only	0.0205	Isotropic	30	0.3	Mohr Coulomb	Elastic	2.1	31	0.08
M2 (C) 25 %		Body Force Only	0.0205	Isotropic	25	0.3	Mohr Coulomb	Elastic	2.1	31	0.08
ELEPHANT FEET		None		Isotropic	112500	0.3	Mohr Coulomb	Elastic	210000	40	0.2



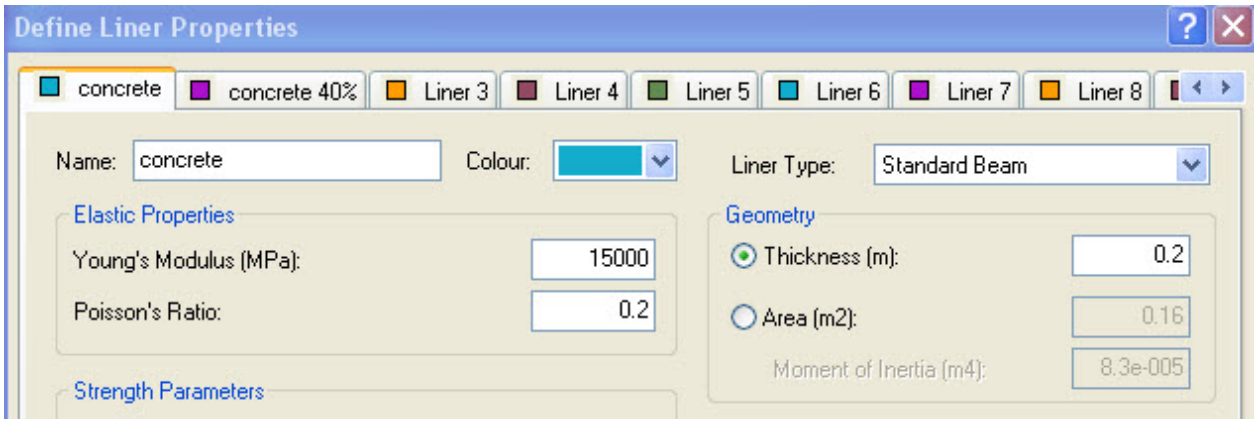
Σχήμα 8.10 : Ιδιότητες υλικών μοντέλου 3d



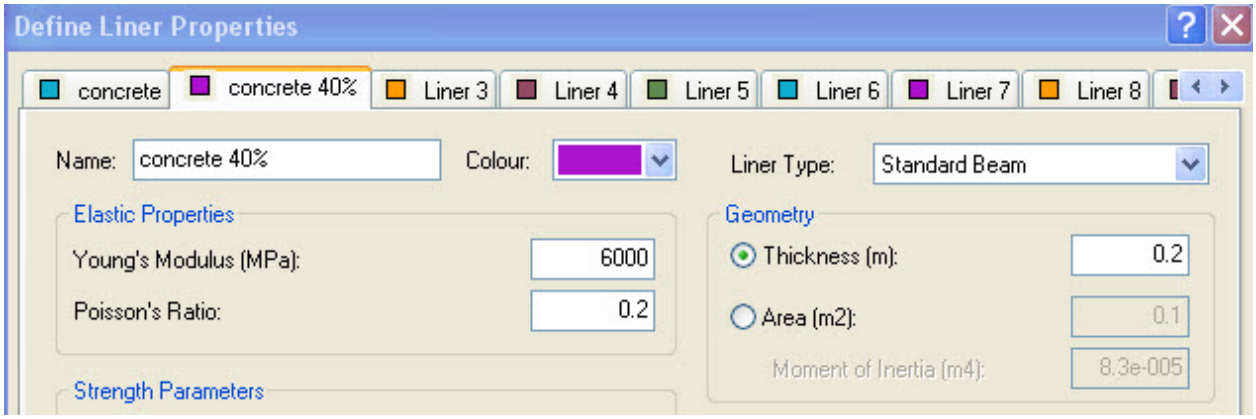
Material Name	Color	Initial Element Loading	Unit Weight (MN/m3)	Elastic Type	Young's Modulus (MPa)	Poisson's Ratio	Failure Criterion	Material Type	Tensile Strength (MPa)	Friction Angle (peak) (deg)	Cohesion (peak) (MPa)
M3		Body Force Only	0.0205	Isotropic	70	0.3	Mohr Coulomb	Elastic	2	30	0.07
M3 75%		Body Force Only	0.0205	Isotropic	52.5	0.3	Mohr Coulomb	Elastic	2	30	0.07
M3 60%		Body Force Only	0.0205	Isotropic	42	0.3	Mohr Coulomb	Elastic	2	30	0.07
M3 50%		Body Force Only	0.0205	Isotropic	35	0.3	Mohr Coulomb	Elastic	2	30	0.07
M3 30%		Body Force Only	0.0205	Isotropic	21	0.3	Mohr Coulomb	Elastic	2	30	0.07
M3 20%		Body Force Only	0.0205	Isotropic	14	0.3	Mohr Coulomb	Elastic	2	30	0.07
M3 25%		Body Force Only	0.0205	Isotropic	17.5	0.3	Mohr Coulomb	Elastic	2	30	0.07
M3 40%		Body Force Only	0.0205	Isotropic	28	0.3	Mohr Coulomb	Elastic	2	30	0.07
M3 10%		Body Force Only	0.0205	Isotropic	7	0.3	Mohr Coulomb	Elastic	2	30	0.07
ELEPHANT FEET		None		Isotropic	112500	0.3	Mohr Coulomb	Elastic	210000	40	0.2

Σχήμα 8.11 : Ιδιότητες υλικών μοντέλου 4d

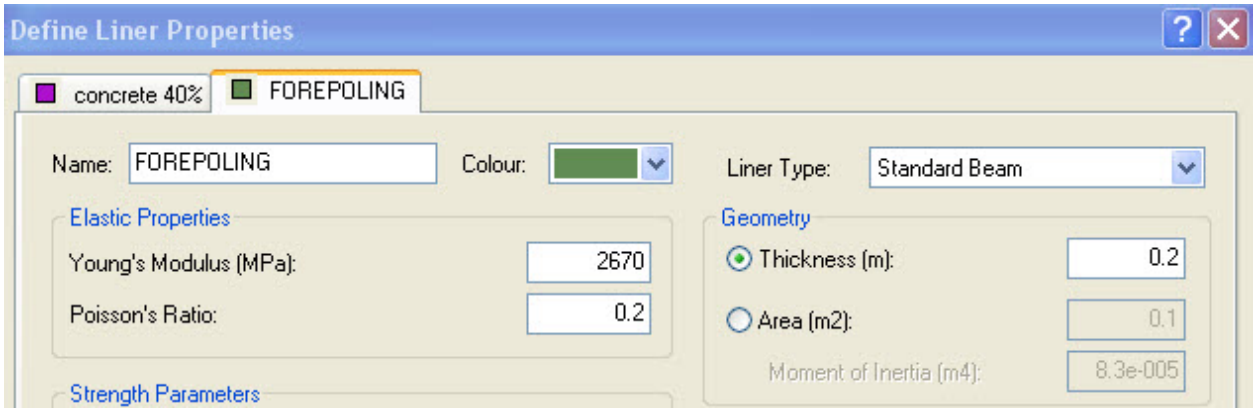
Όλες οι ιδιότητες των υλικών παρουσιάζονται αναλυτικά στους πίνακες των παραπάνω σχημάτων καθώς και το χρώμα που αντιστοιχεί σε καθένα από αυτά. Οι ιδιότητες των μέτρων υποστήριξης ορίζονται από τις επιλογες define liner properties και από τις επιλογές define bolt ορίζονται οι ιδιότητες των αγκυρίων. Παρακάτω παρουσιάζονται οι ιδιότητες των στοιχείων μέτρων υποστήριξης.



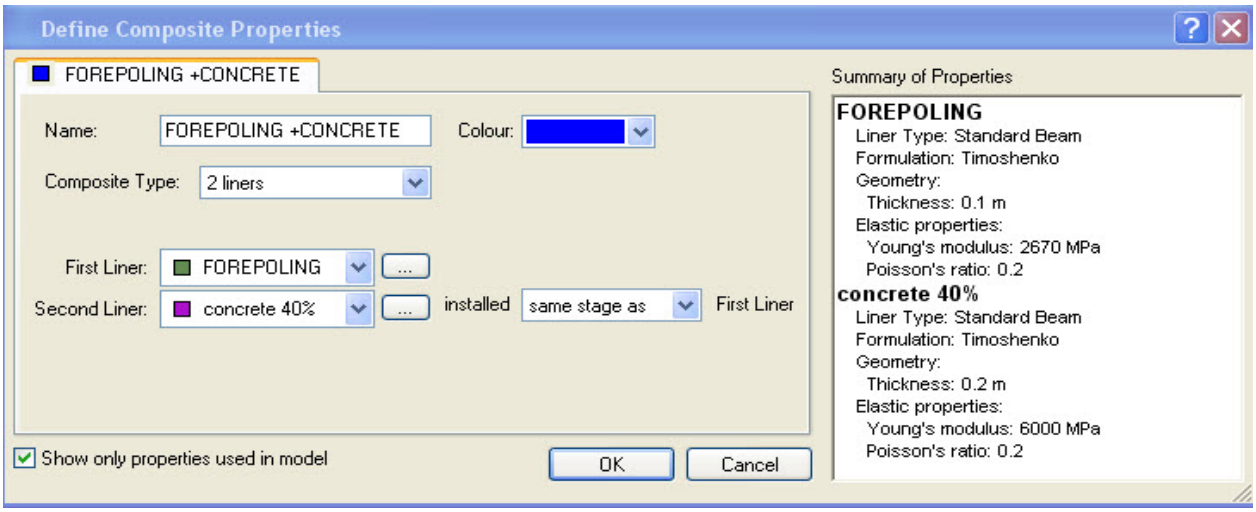
Σχήμα 8.12 : Ιδιότητες υλικού επένδυσης concrete (εκτοξ. Σκυρόδεμα προσωρινής υποστήριξης)



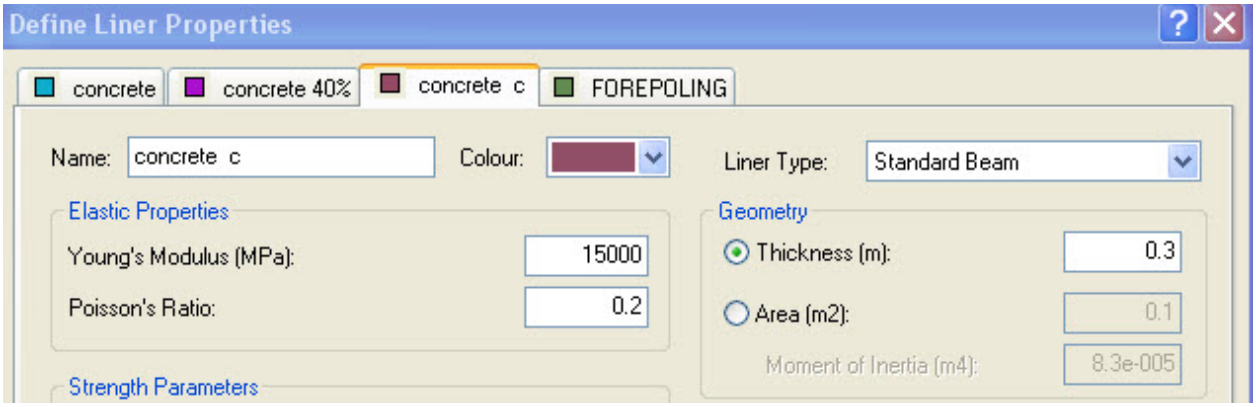
Σχήμα 8.13: Ιδιότητες υλικού επένδυσης concrete 40% (εκτοξ. Σκυρόδεμα προσωρινής υποστήριξης)



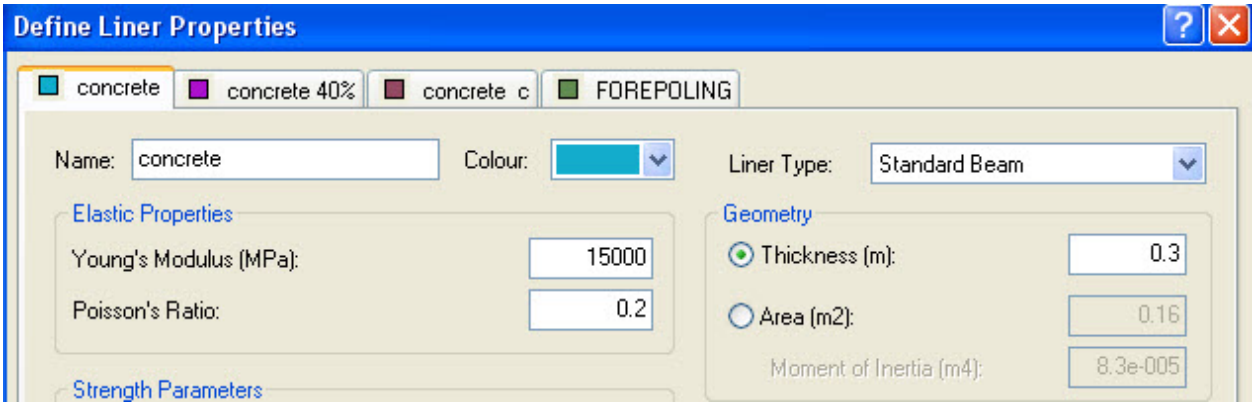
Σχήμα 8.14: Ιδιότητες υλικού επένδυσης forepoling (δοκοί προπορείας προσωρινής υποστήριξης)



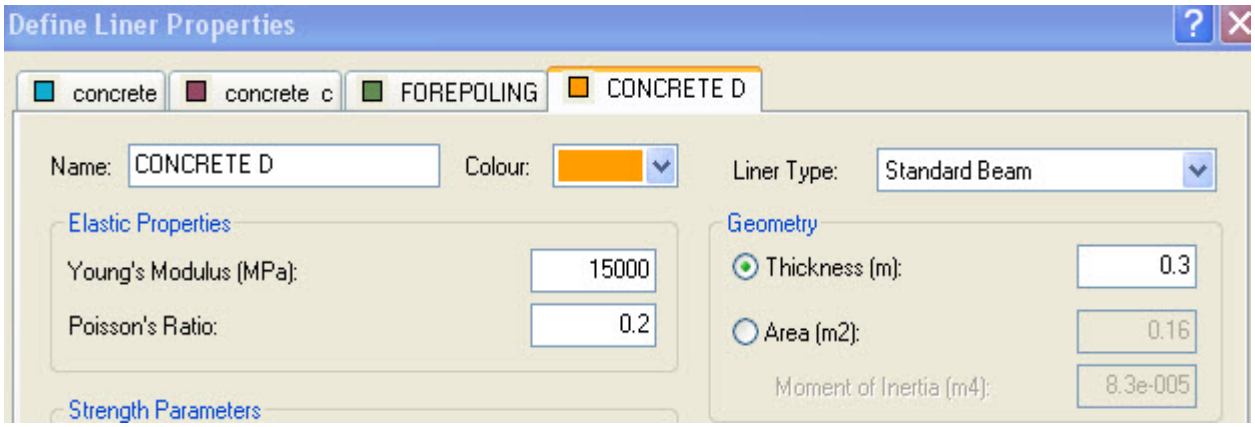
Σχήμα 8.15: Ιδιότητες σύμμεικτου υλικού επένδυσης (forepoling και σκυρόδεμα)



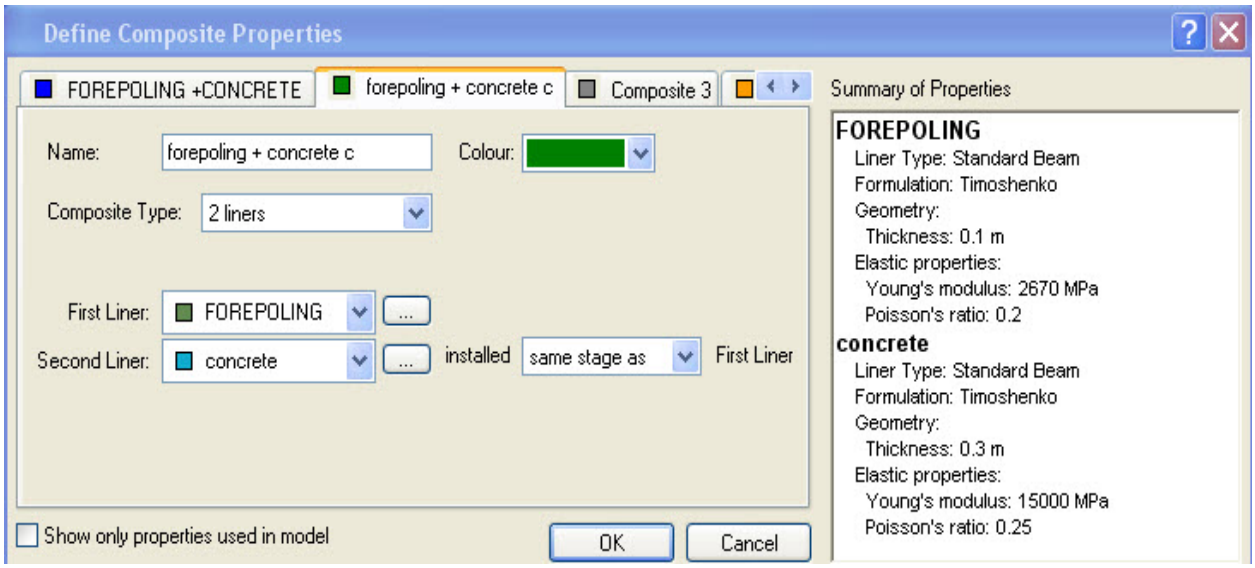
Σχήμα 8.16: Ιδιότητες υλικού επένδυσης concrete c (εκτ. Σκυρόδεμα προσωρινής υποστήριξης)



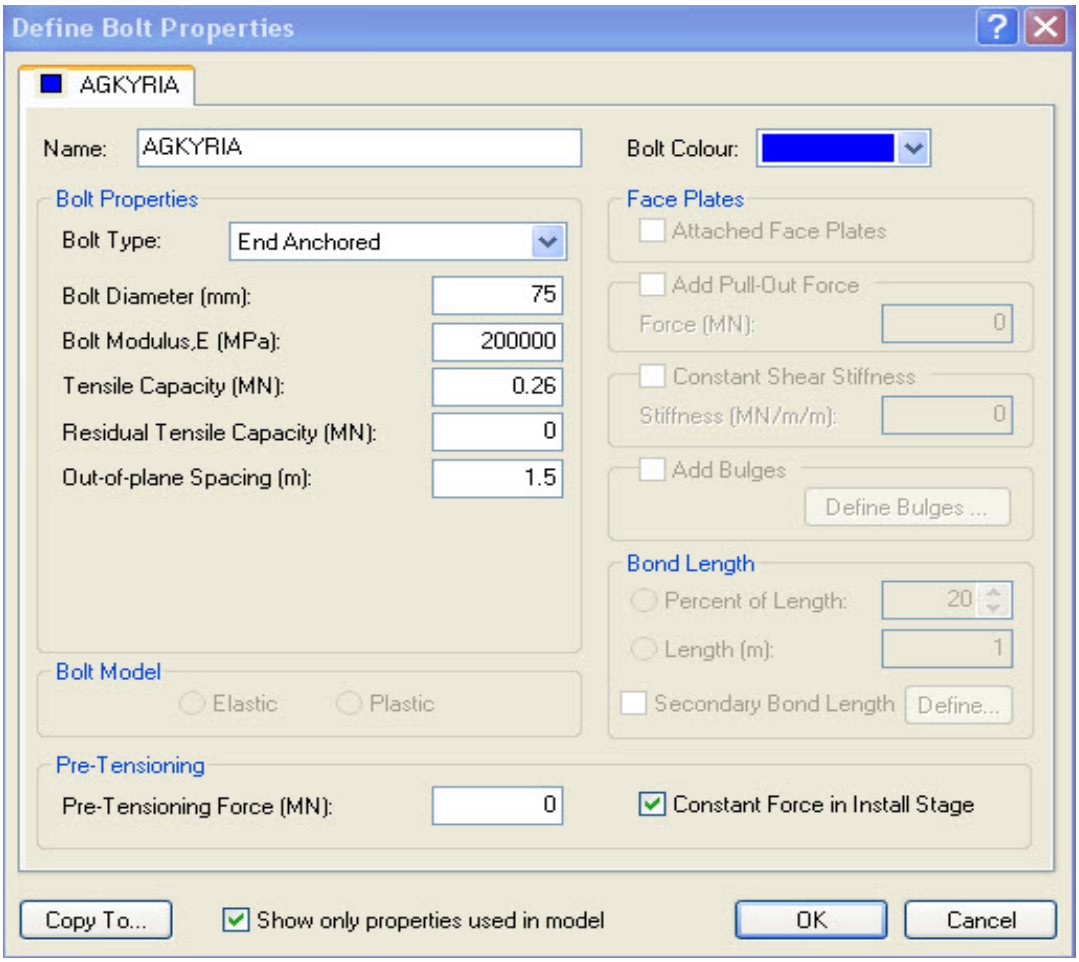
Σχήμα 8.17 : Ιδιότητες υλικού επένδυσης concrete 40% (εκτ. Σκυρόδεμα προσωρινής υποστήριξης)



Σχήμα 8.18 : Ιδιότητες υλικού επένδυσης concrete D (εκτ. Σκυρόδεμα προσωρινής υποστήριξης)



Σχήμα 8.19: Ιδιότητες σύμμεικτου υλικού επένδυσης (forepoling και σκυρόδεμα)



Σχήμα 8.20: Ιδιότητες αγκυρίων

Η προσομοίωση των αρχικών συνθηκών βασίζεται στην διαμόρφωση του εντατικού πεδίου και στην επίδραση της πίεσης των πόρων. Στα υπο ανάλυση ομοιώματα το εντατικό πεδίο ορίζεται ως σταθερό (constant) ενώ η αληλεπίδραση μεταξύ βραχομάζας και υποστήριξης προσωμοιώνεται με την εφαρμογή του ίδιου βάρους των υλικών (body force only). Όσον αφορά την παρουσία υπογείων υδάτων, επιλέγεται η μέθοδος piezometric lines με τιμή ειδικού βάρους ρευστού πόρων (pore fluid unit weight) 0,0981 $MN/m^{2.}$. Γενικότερα όμως σε όλες τις περιπτώσεις (όλα τα ομοιώματα) δεν λαμβάνεται υπόψιν η επίδραση της πίεσης των πόρων.

8.2 Υπολογισμοί

Μετά την δημιουργία όλων των μοντέλων που απαιτούνται για την προσομοίωση του προβλήματος, ακολουθεί το στάδιο των υπολογισμών. Η έναρξη της διαδικασίας απαιτεί τον καθορισμό του σταδίου, το οποίο αντιπροσωπεύει την αρχική κατάσταση του προβλήματος και το οποίο υποδεικνύεται στην συγκεκριμένη περίπτωση ως στάδιο αναφοράς (reference stage). Θα πρέπει να σημειωθεί πως σε αντίθεση με την ανάλυση με το λογισμικό Plaxis, ο καθορισμός των υπολογιστικών ρυθμίσεων στο Phases, λαμβάνει χώρα κατά την κατασκευή των μοντέλων και εισαγωγή δεδομένων και όχι κατά τους υπολογισμούς.

Επομένως στα υπό ανάλυση ομοιώματα διατομών εισάγονται 10 υπολογιστικές φάσεις (εκτός από τα ομοιώματα 3d και 4d όπου εισάγονται 11 και 12 υπολογιστικές φάσεις αντίστοιχα), ενώ οι υπολογιστικές ρυθμίσεις παρουσιάζονται στον πίνακα 8.4.

Πίνακας 8.4 : Υπολογιστικές ρυθμίσεις

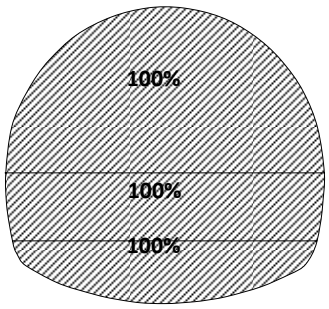
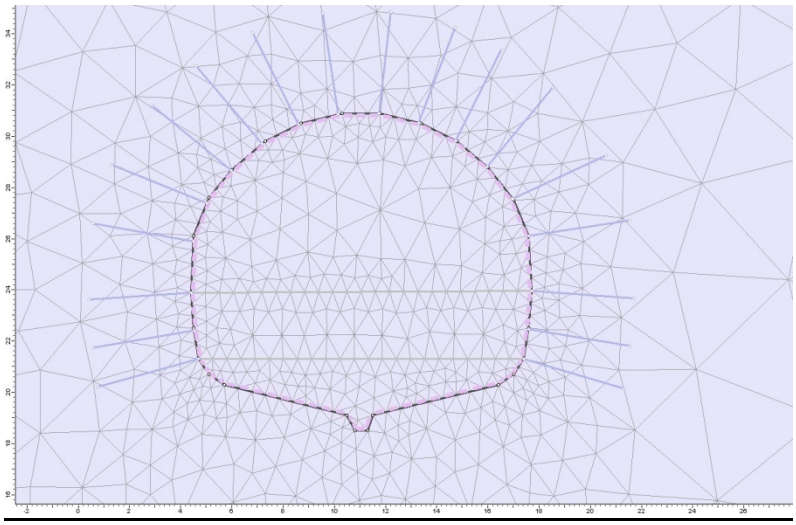
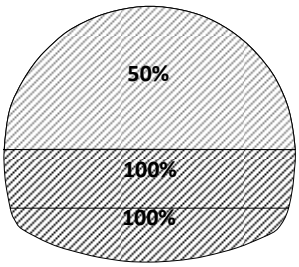
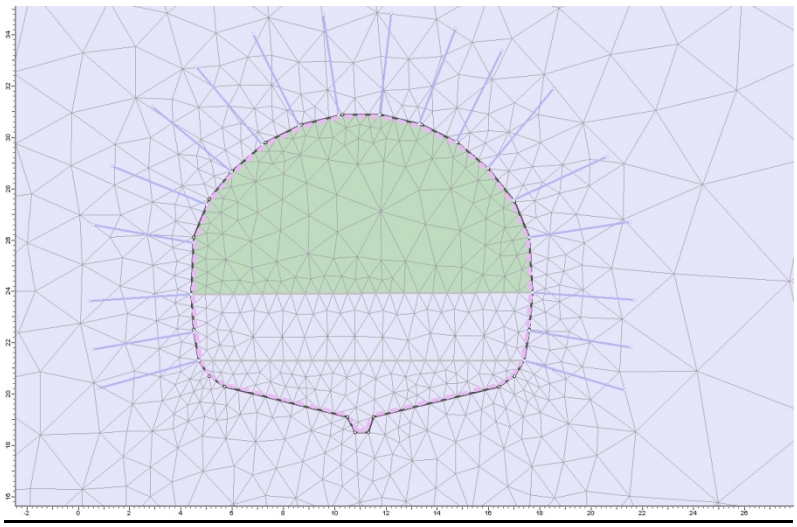
Μέγιστος αριθμός επαναλήψεων	Ανεκτό Σφάλμα	Τύπος Σύγκλισης
500	0,001	Απόλυτη ενέργεια

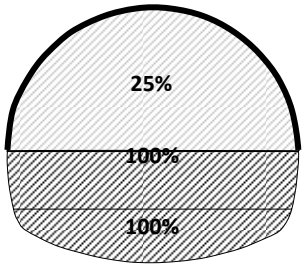
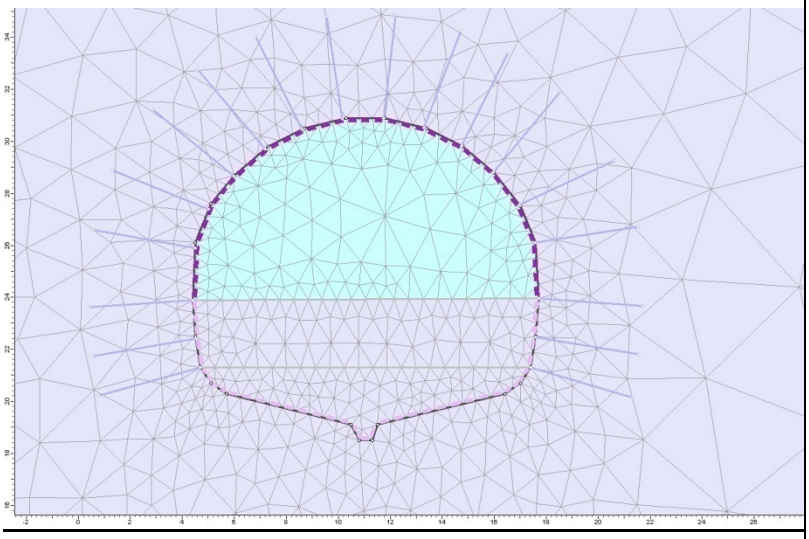
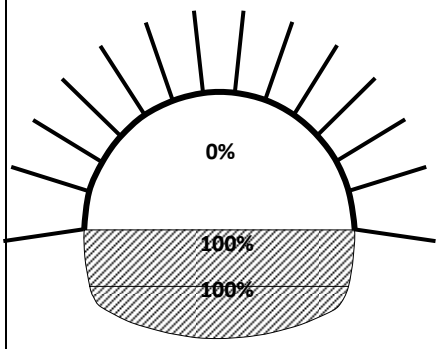
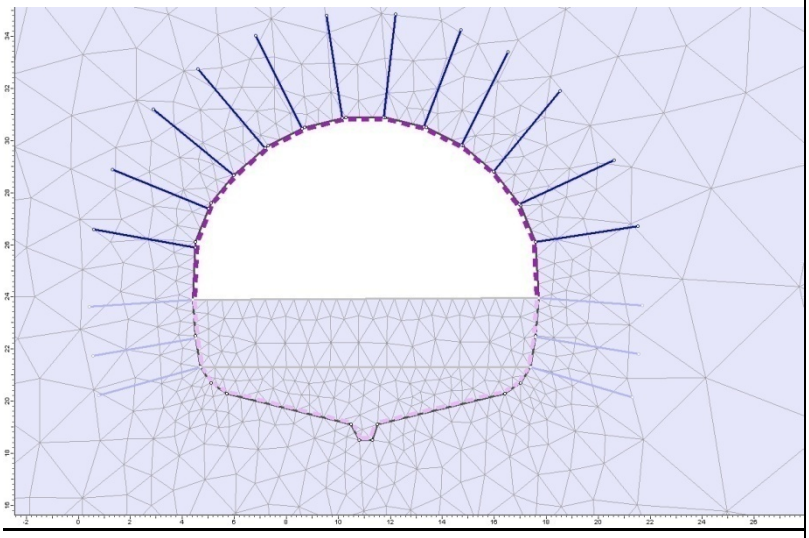
Στο στάδιο το οποίο ορίζεται ως reference stage μηδενίζονται όλες οι παραμορφώσεις και μετατοπίσεις των προηγούμενων σταδίων. Όπως γίνεται κατανοητό οι υπολογιστικές φάσεις αυτές, είναι ίδιες όσον αφορά τα ποσοστά αποτόνωσης υλικού και τον τύπο και τον χρόνο τοποθέτησης μέτρων υποστήριξης σε σχέση με τις φάσεις που επιλέχτηκαν κατά την προηγούμενη επίλυση με το λογισμικό Plaxis.

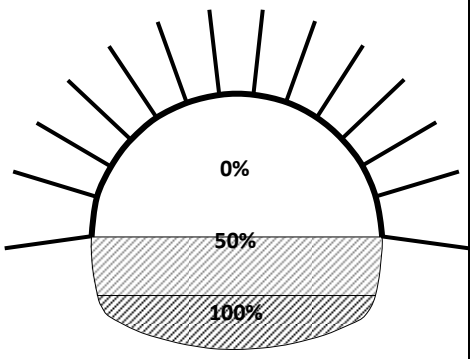
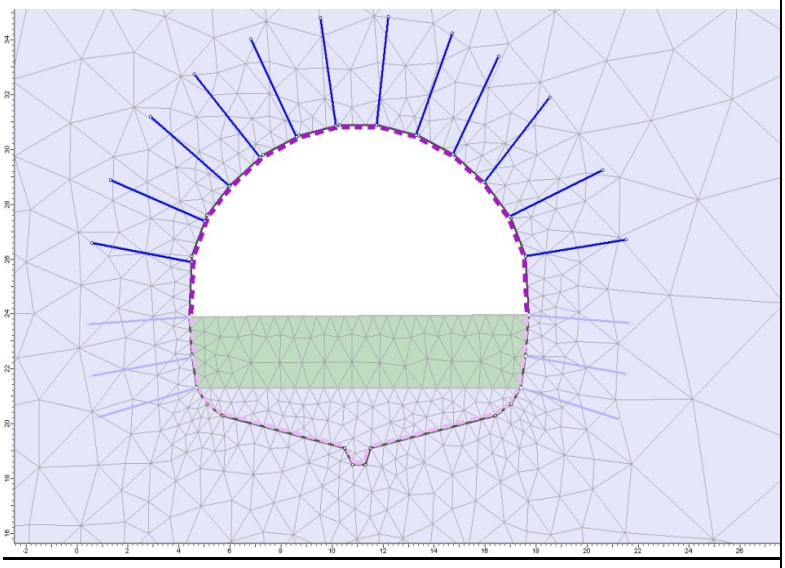
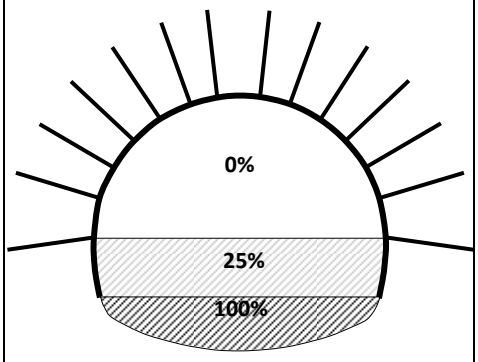
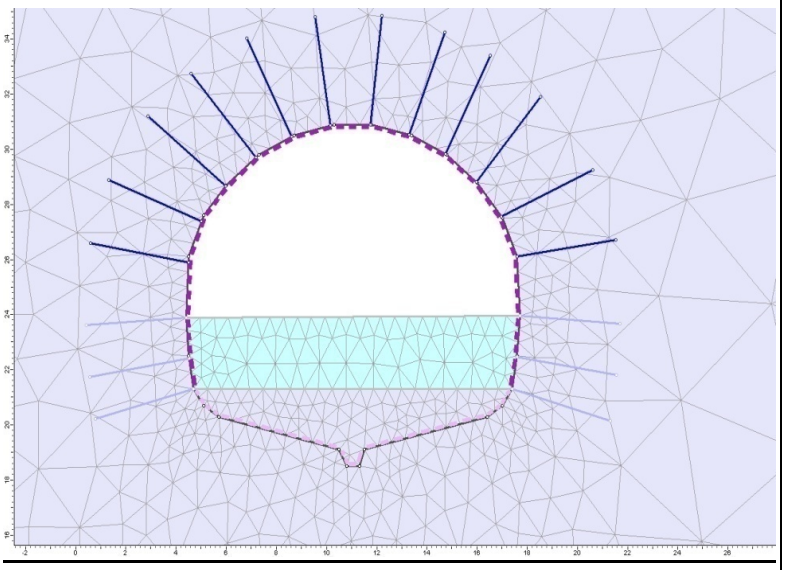
8.2.1 Υπολογιστικές Φάσεις

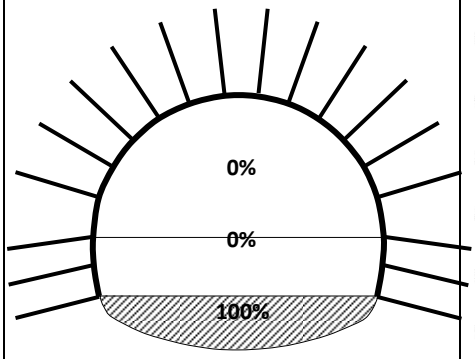
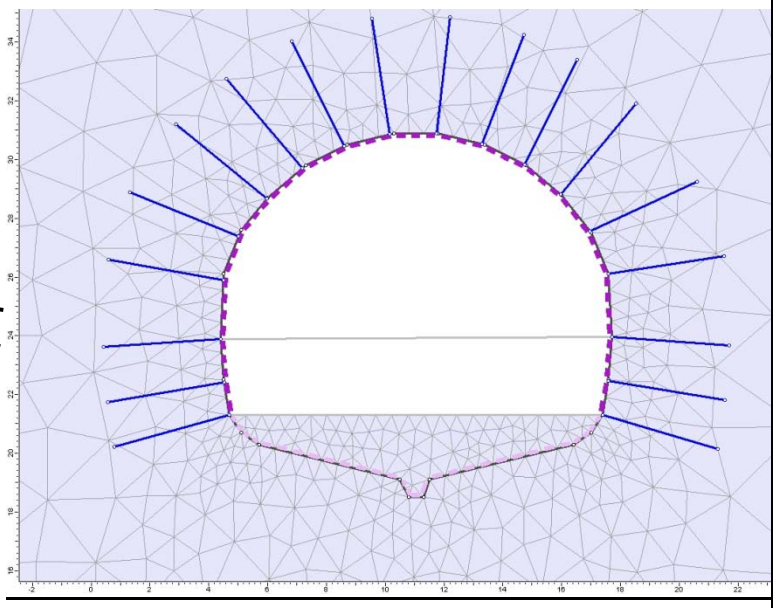
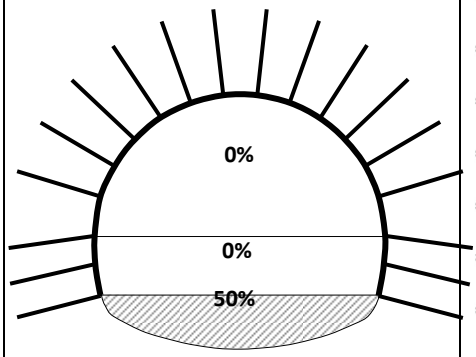
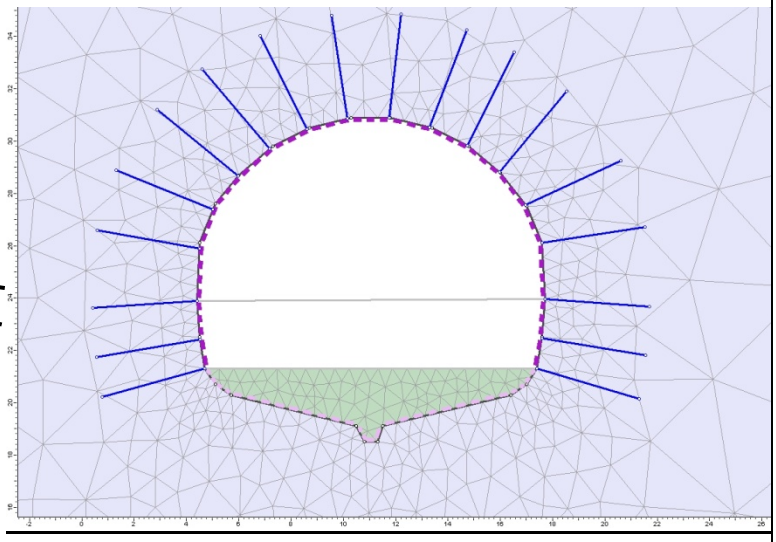
Παρακάτω αναλύονται οι υπολογιστικές φάσεις, για κάθε μοντέλο ξεχωριστά, και τα χαρακτηριστικά της κάθε μιας.

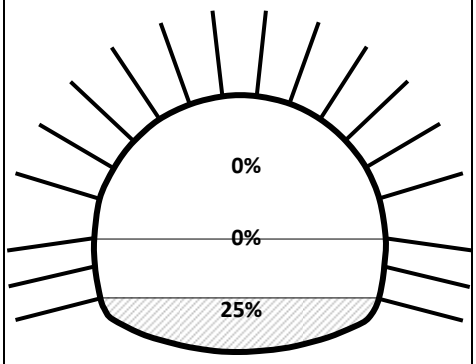
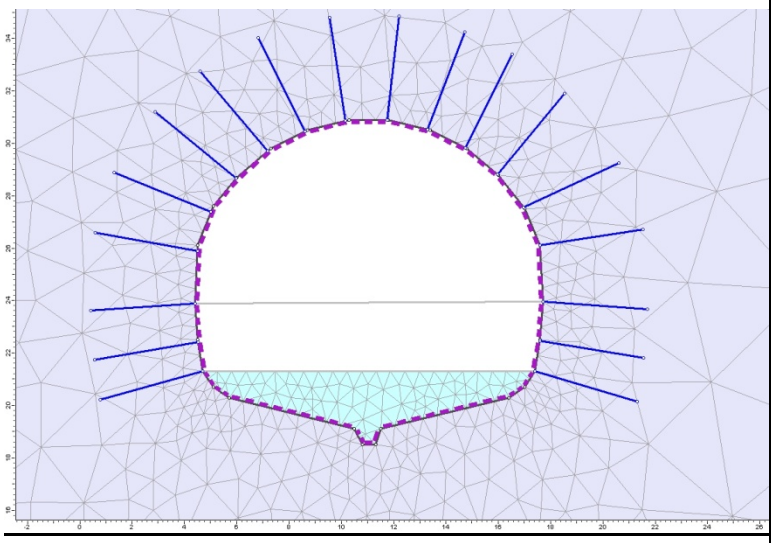
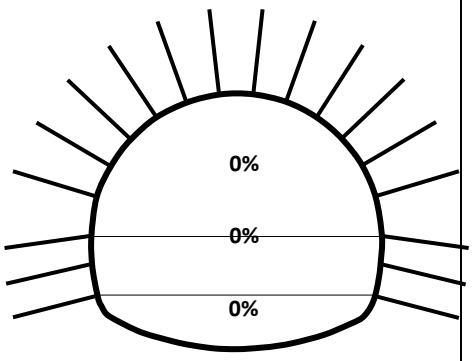
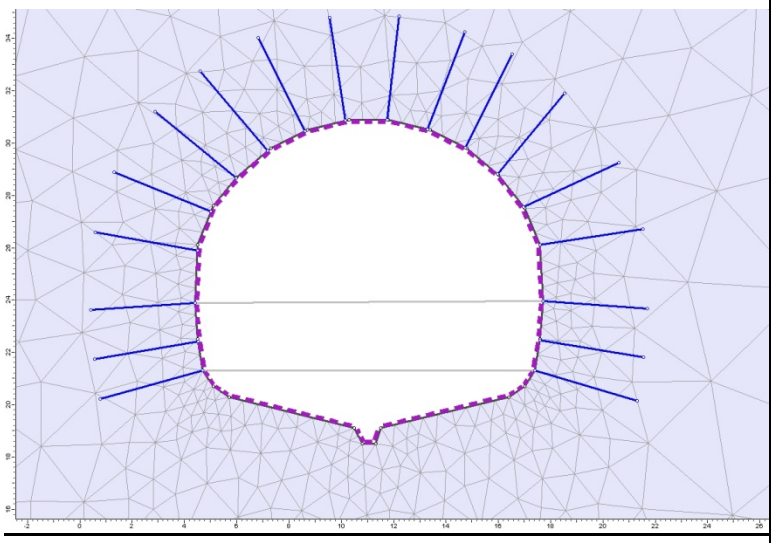
8.2.1.1 Προσομοίωση κατηγορίας Α (ομοίωμα 1d)

Φάση Κατασκευής 1	Αρχικό γεωστατικό πεδίο
	
Φάση Κατασκευής 2	Αποτόνωση άνω ημιδιατομής μέχρι ποσοστού 50%
	

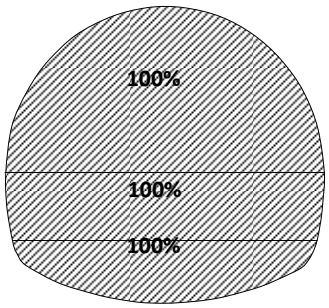
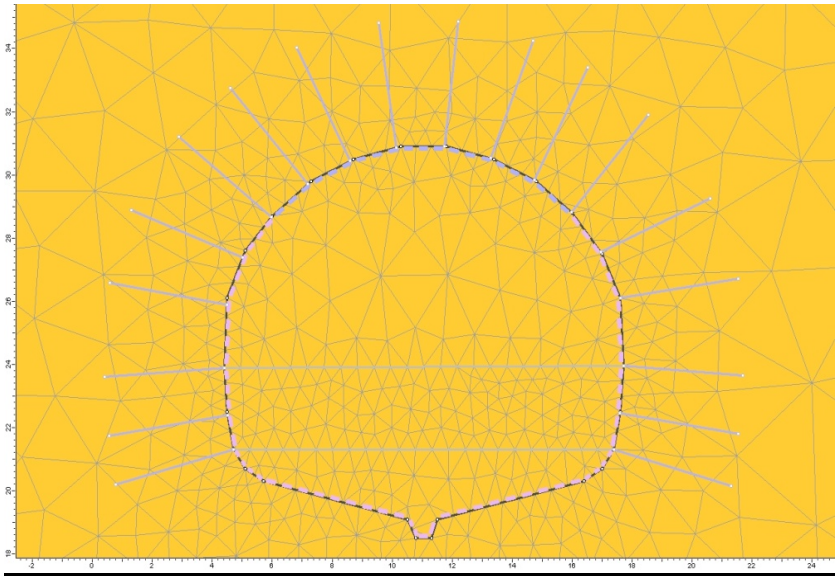
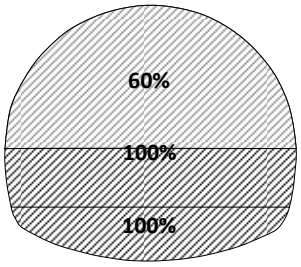
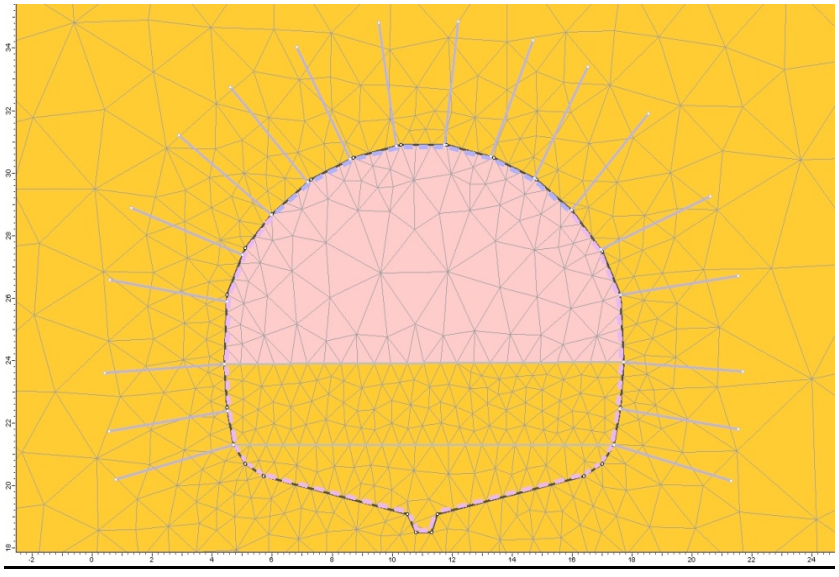
Φάση Κατασκευής 3	Αποτόνωση άνω ημιδιατομής μέχρι ποσοστού 25% .Ενεργοποίηση στοιχείων επένδυσης 1ης φάσης. Ακαμψία επένδυσης: 40% της τελικής τιμής
	
Φάση Κατασκευής 4	Πλήρης αφαίρεση υλικού άνω ημιδιατομής. Πλήρης ενεργοποίηση στοιχείων επένδυσης και ηλώσεων 1ης φάσης
	

Φάση Κατασκευής 5	Αποτόνωση περιοχής βαθμίδας μέχρι ποσοστού 50%
	
Φάση Κατασκευής 6	Αποτόνωση περιοχής βαθμίδας μέχρι ποσοστού 25%. Ενεργοποίηση στοιχείων επένδυσης 2^{ης} φάσης. Ακαμψία επένδυσης: 40% της τελικής τιμής
	

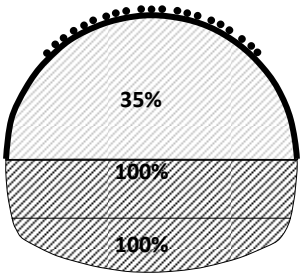
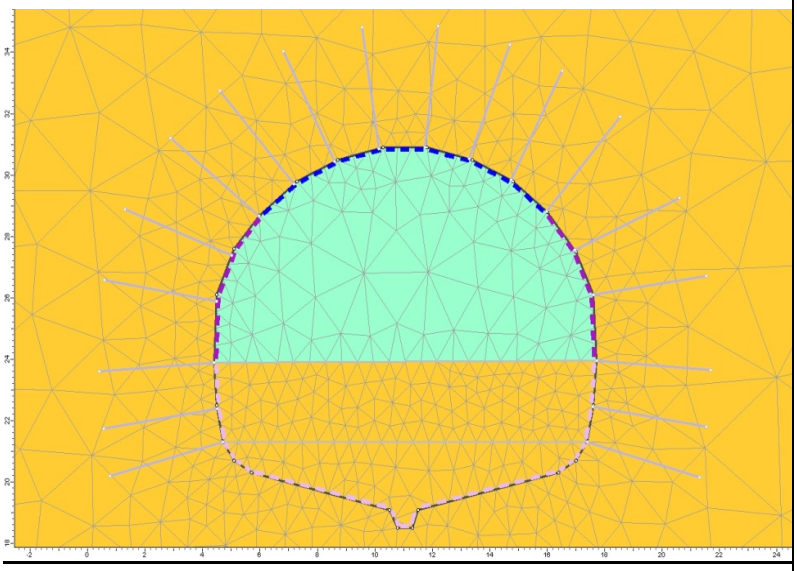
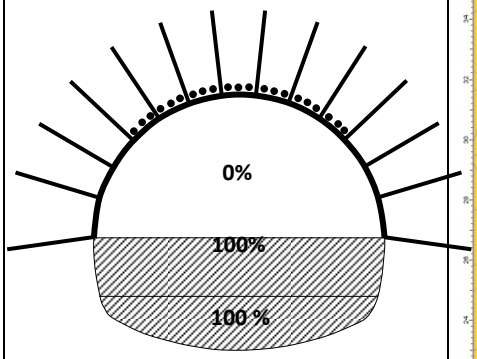
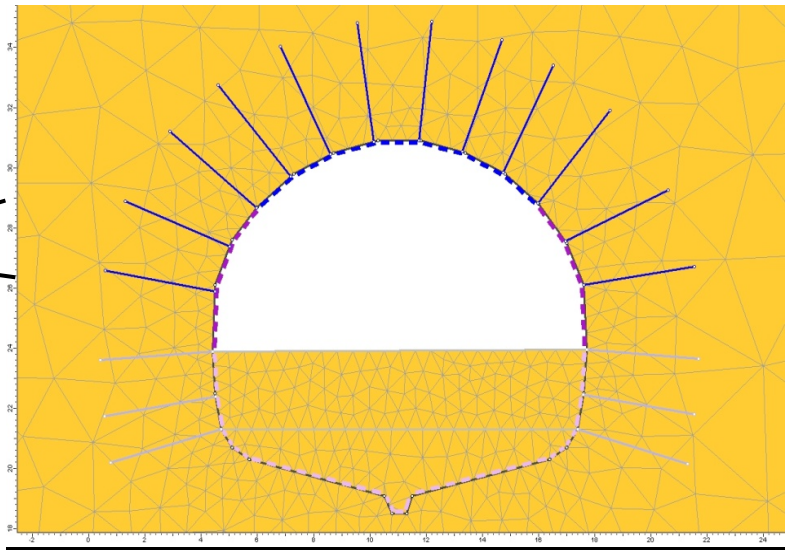
Φάση Κατασκευής 7	Πλήρης αφαίρεση υλικού βαθμίδας. Πλήρης ενεργοποίηση στοιχείων επένδυσης και ηλώσεων 2ης φάσης
	
Φάση Κατασκευής 8	Αποτόνωση περιοχής ανεστραμμένου τόξου μέχρι ποσοστού 50%
	

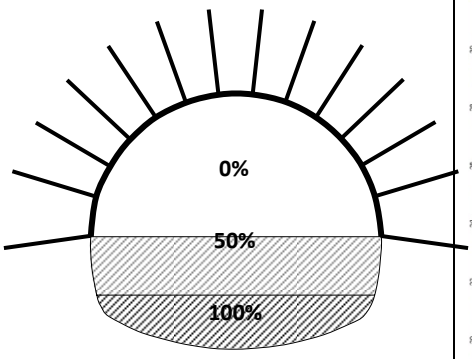
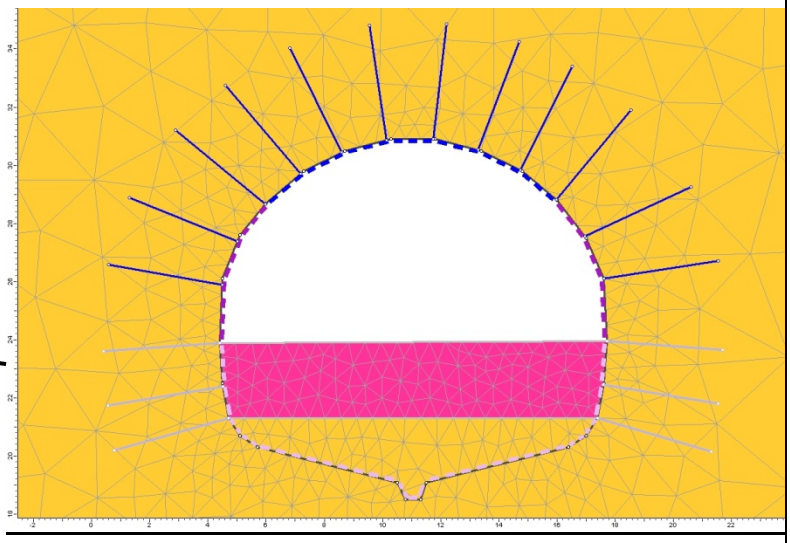
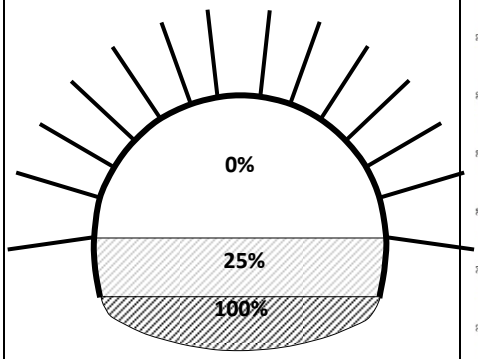
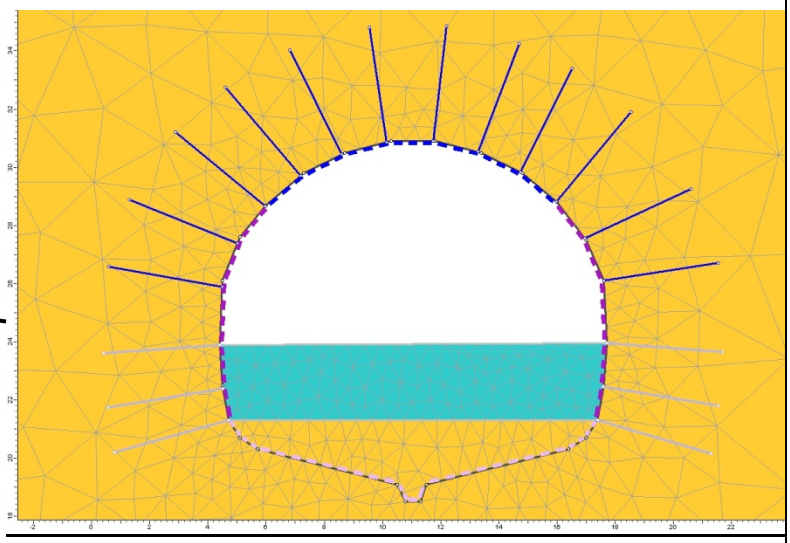
Φάση Κατασκευής 9	Αποτόνωση περιοχής ανεστραμμένου τόξου μέχρι ποσοστού 25% Ενεργοποίηση στοιχείων επένδυσης 3ης φάσης. Ακαμψία επένδυσης: 40% της τελικής τιμής
	
Φάση Κατασκευής 10	Πλήρης αφαίρεση υλικού ανεστραμμένου τόξου. Πλήρης ενεργοποίηση στοιχείων επένδυσης
	

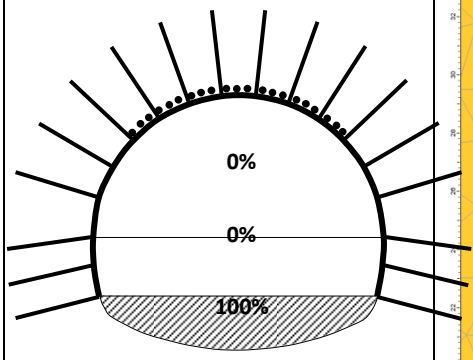
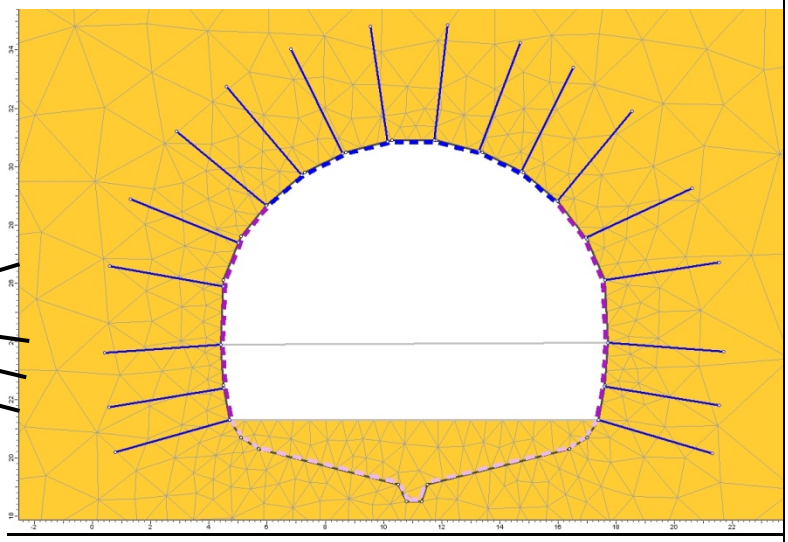
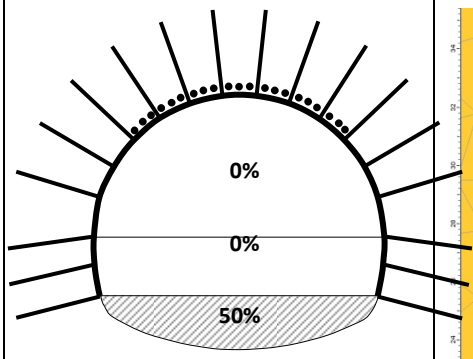
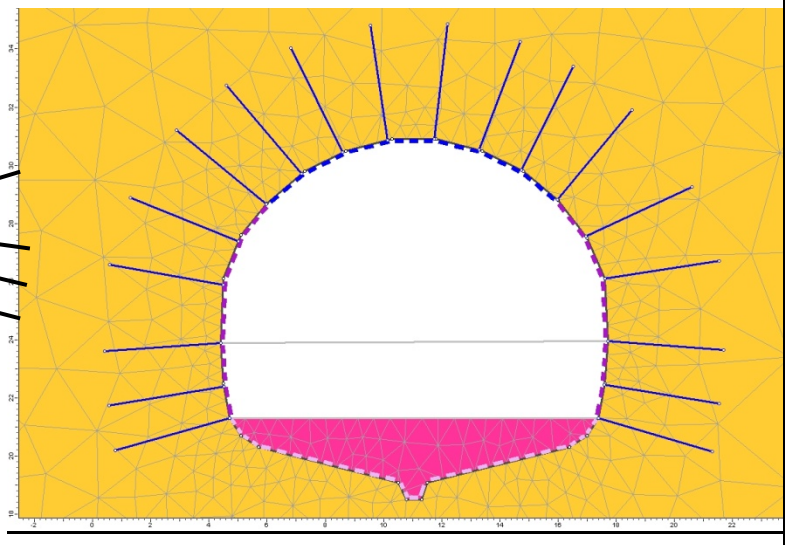
8.2.1.2 Προσομοίωση κατηγορίας Β (ομοίωμα 2d)

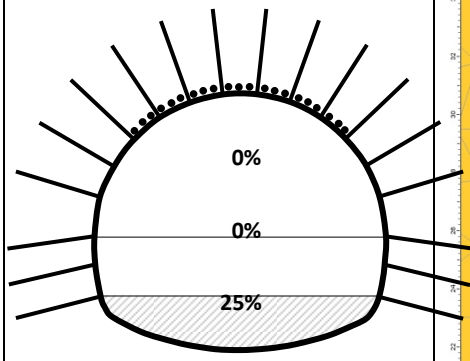
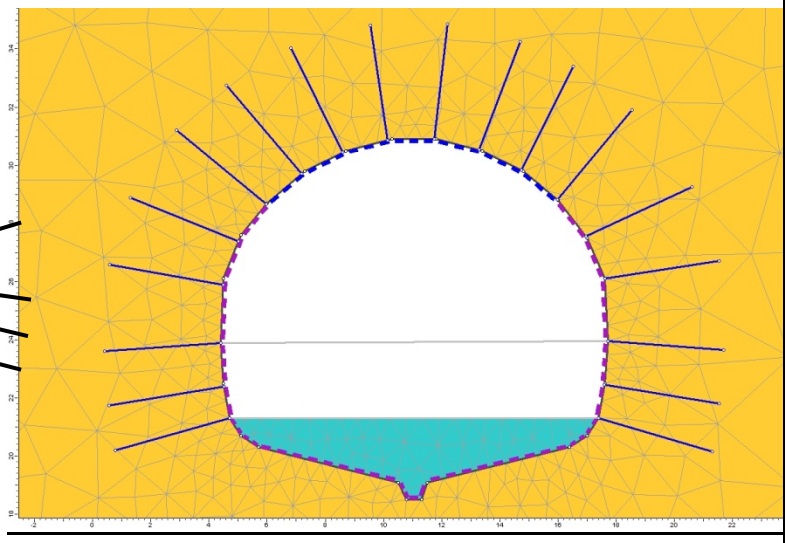
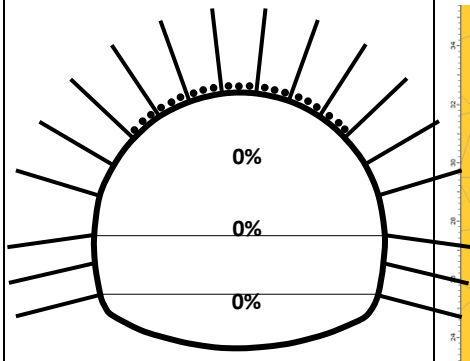
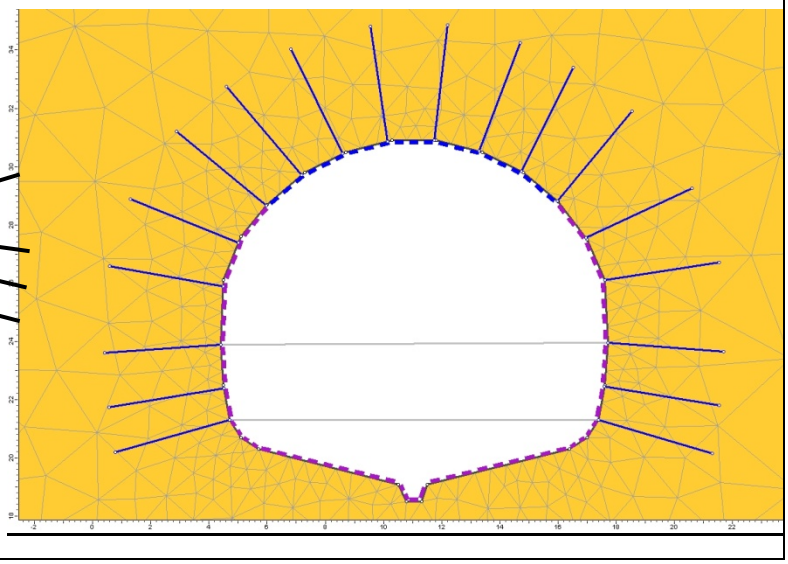
Φάση Κατασκευής 1	Αρχικό γεωστατικό πεδίο
	
Φάση Κατασκευής 2	Αποτόνωση άνω ημιδιατομής μέχρι ποσοστού 60%
	

.

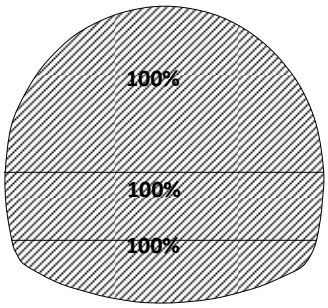
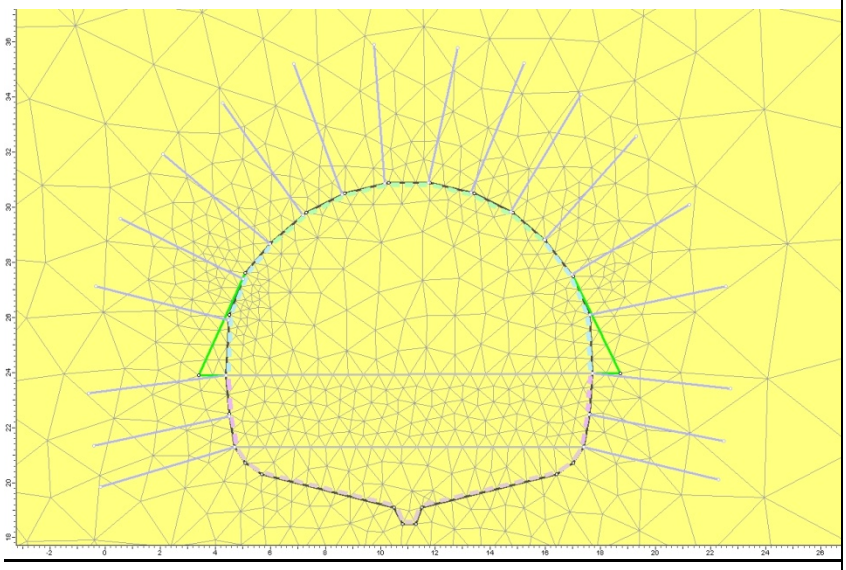
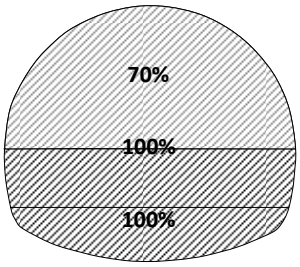
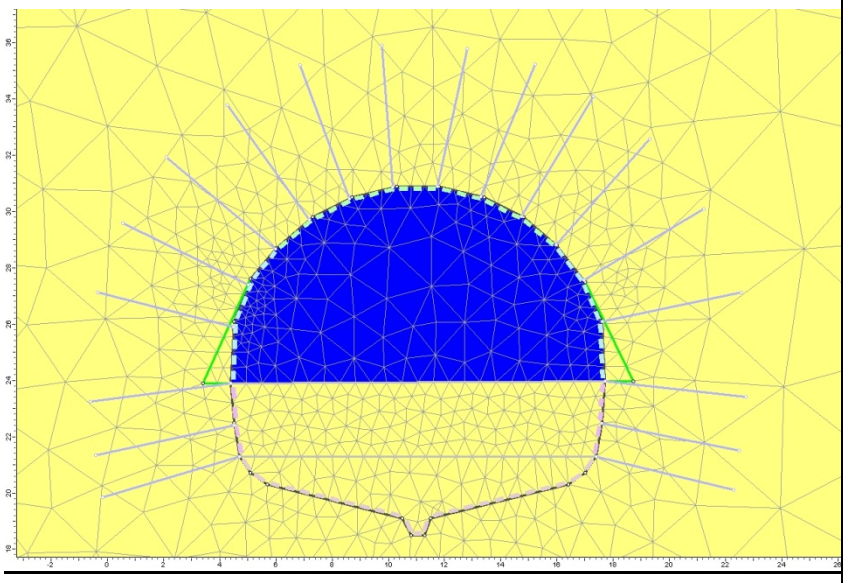
Φάση Κατασκευής 3	Αποτόνωση άνω ημιδιατομής μέχρι ποσοστού 35% .Ενεργοποίηση στοιχείων επένδυσης 1ης φάσης και ράβδων προπορείας. Ακαμψία επένδυσης: 40% της τελικής τιμής
	
Φάση Κατασκευής 4	Πλήρης αφαίρεση υλικού άνω ημιδιατομής. Πλήρης ενεργοποίηση στοιχείων επένδυσης, και ηλώσεων 1ης φάσης
	

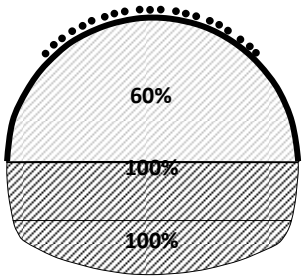
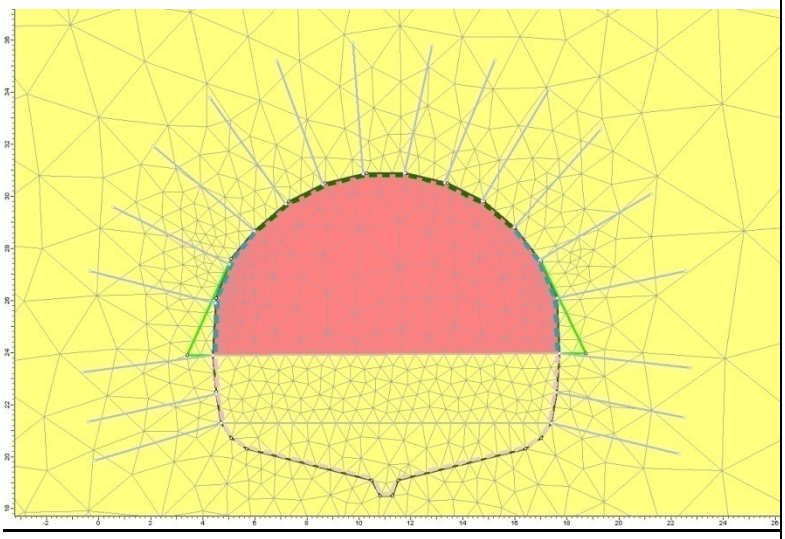
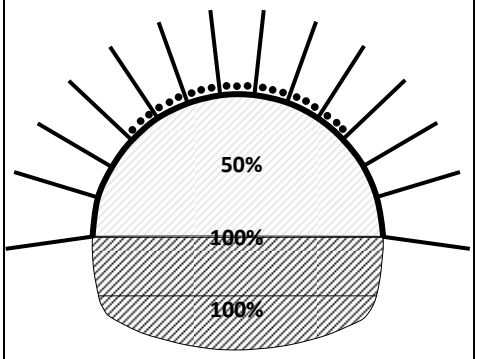
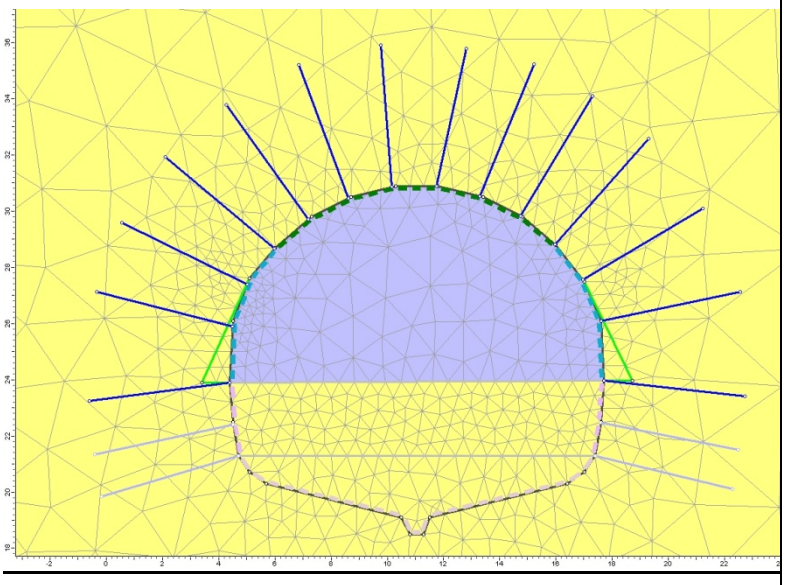
Φάση Κατασκευής 5	Αποτόνωση περιοχής βαθμίδας μέχρι ποσοστού 50%
	
Φάση Κατασκευής 6	Αποτόνωση περιοχής βαθμίδας μέχρι ποσοστού 25% Ενεργοποίηση στοιχείων επένδυσης 2^{ης} φάσης. Ακαμψία επένδυσης: 40% της τελικής τιμής
	

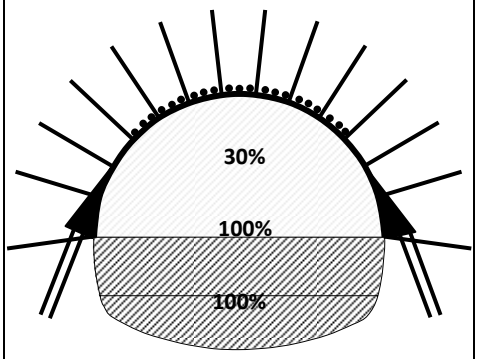
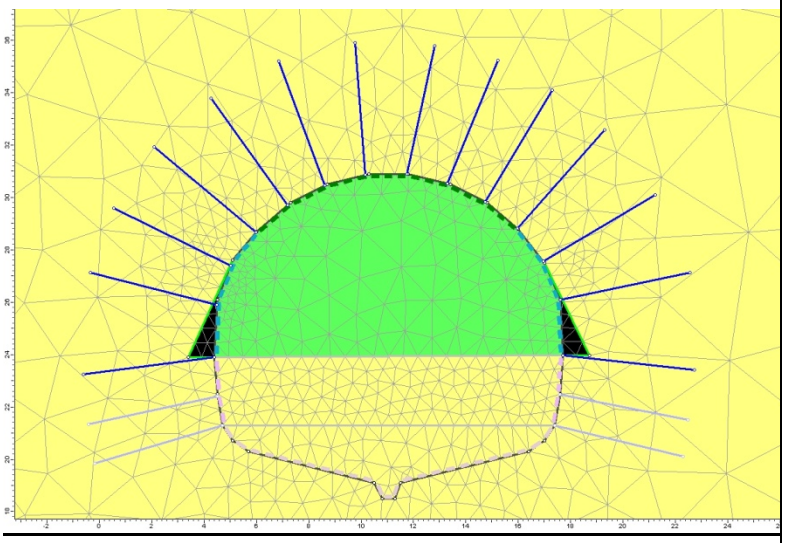
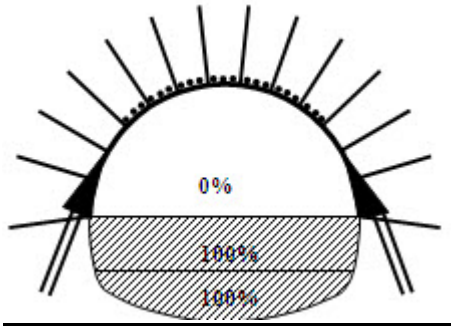
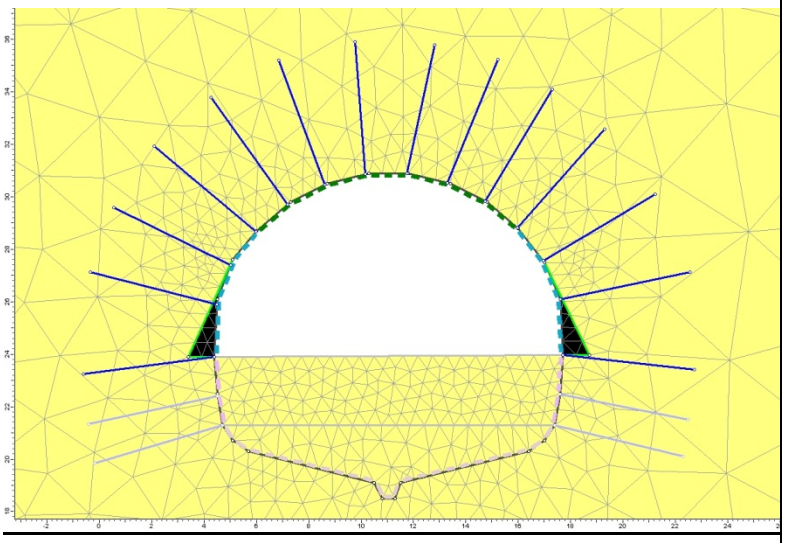
Φάση Κατασκευής 7	Πλήρης αφαίρεση υλικού βαθμίδας. Πλήρης ενεργοποίηση στοιχείων επένδυσης, στοιχείων και ηλώσεων 2ης φάσης
	
Φάση Κατασκευής 8	Αποτόνωση περιοχής ανεστραμμένου τόξου μέχρι ποσοστού 50%
	

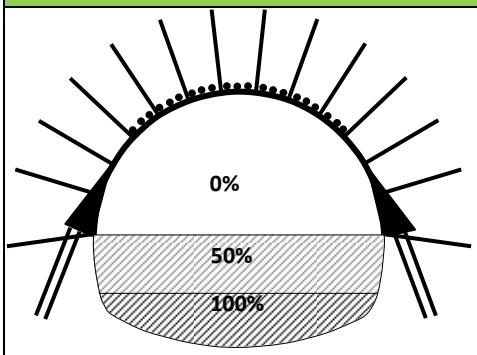
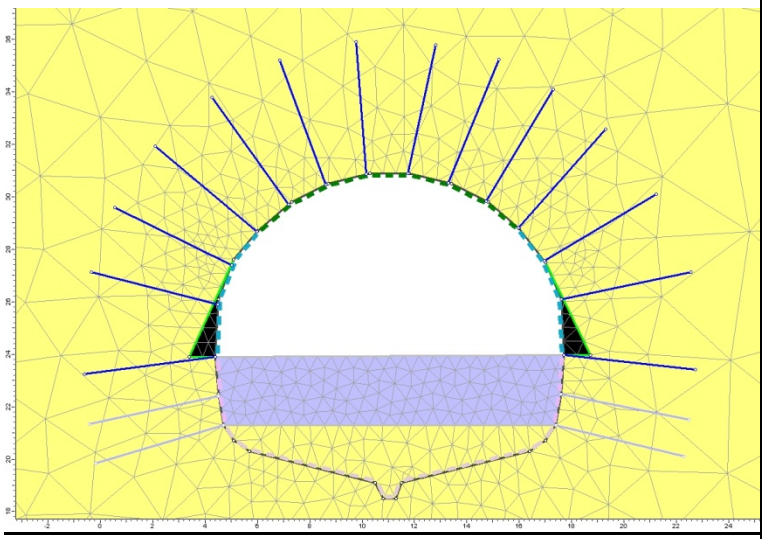
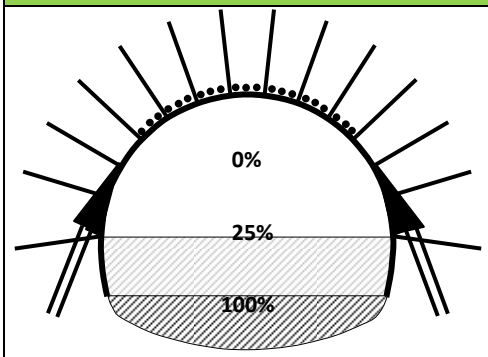
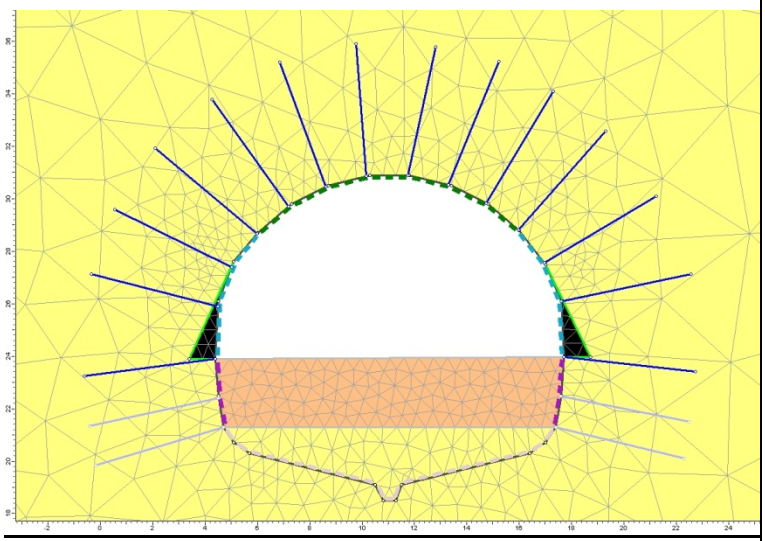
Φάση Κατασκευής 9	Αποτόνωση περιοχής ανεστραμμένου τόξου μέχρι ποσοστού 25% Ενεργοποίηση στοιχείων επένδυσης 3ης φάσης. Ακαμψία επένδυσης: 40% της τελικής τιμής
	
Φάση Κατασκευής 10	Πλήρης αφαίρεση υλικού άνω ημιδιατομής. Πλήρης ενεργοποίηση στοιχείων επένδυσης
	

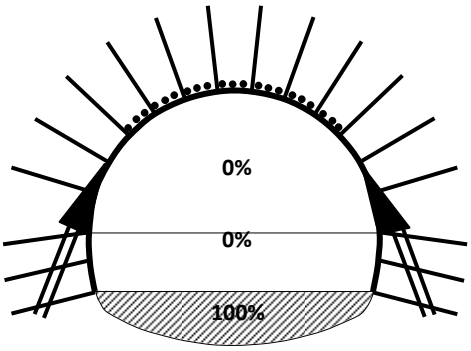
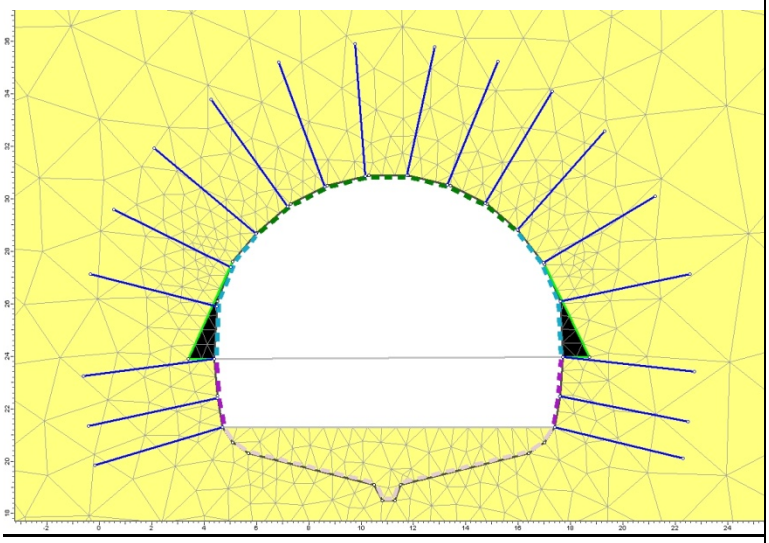
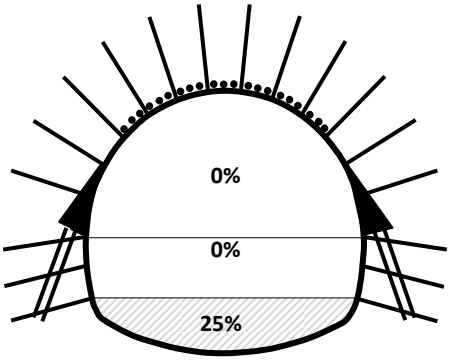
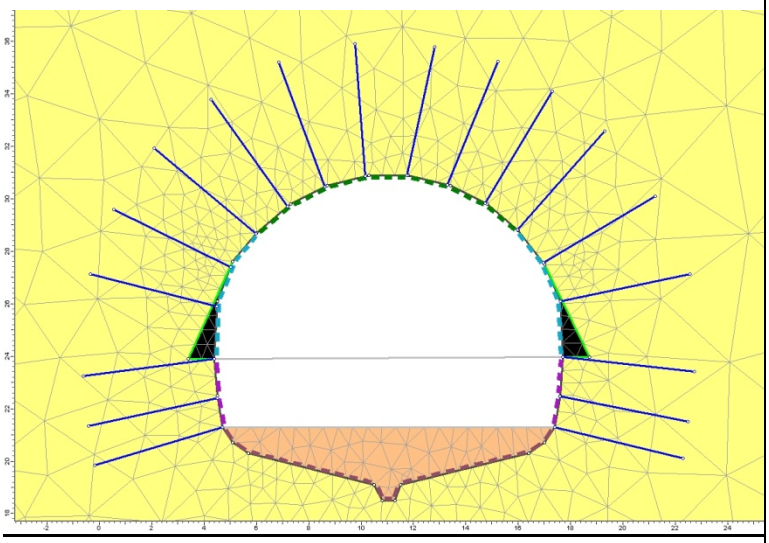
8.2.1.3 Προσομοίωση κατηγορίας C (ομοίωμα 3d)

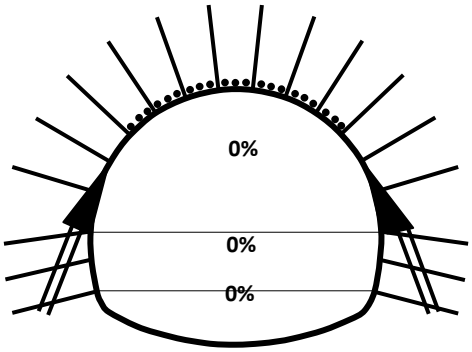
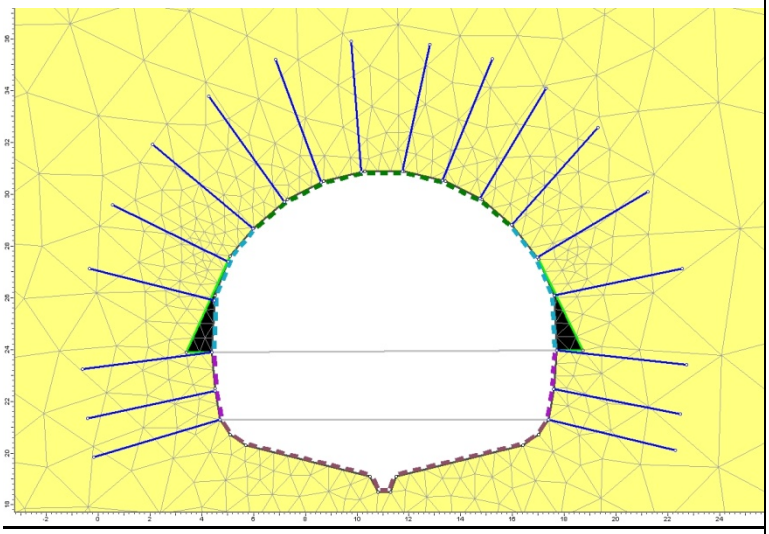
Φάση Κατασκευής 1	Αρχικό γεωστατικό πεδίο
	
Φάση Κατασκευής 2	Αποτόνωση άνω ημιδιατομής μέχρι ποσοστού 70%
	

Φάση Κατασκευής 3	Αποτόνωση άνω ημιδιατομής μέχρι ποσοστού 60% Ενεργοποίηση στοιχείων επένδυσης 1ης φάσης, ράβδων προπορείας. Ακαμψία επένδυσης: 40% της τελικής τιμής
	
Φάση Κατασκευής 4	Αποτόνωση άνω ημιδιατομής μέχρι ποσοστού 50% Ενεργοποίηση ηλώσεων 1ης φάσης Ακαμψία επένδυσης: 70% της τελικής τιμής
	

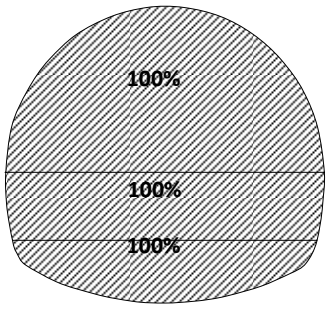
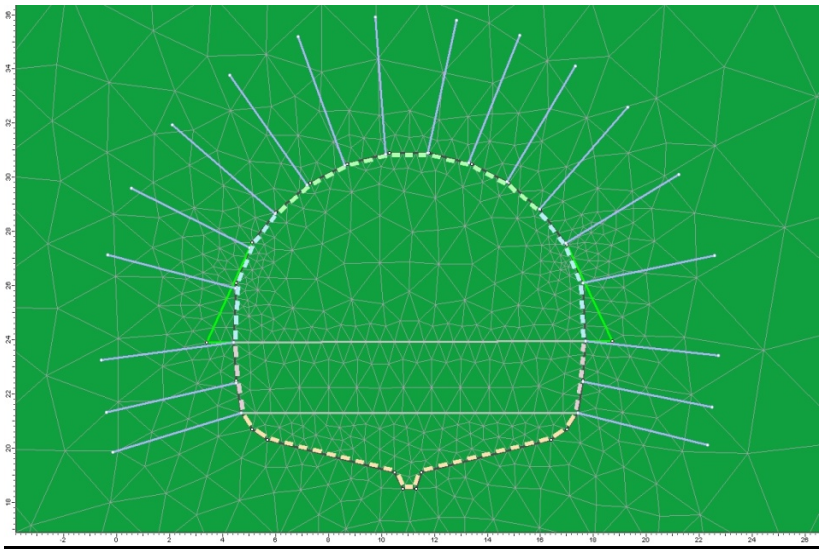
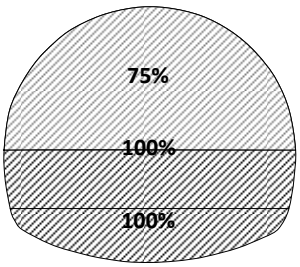
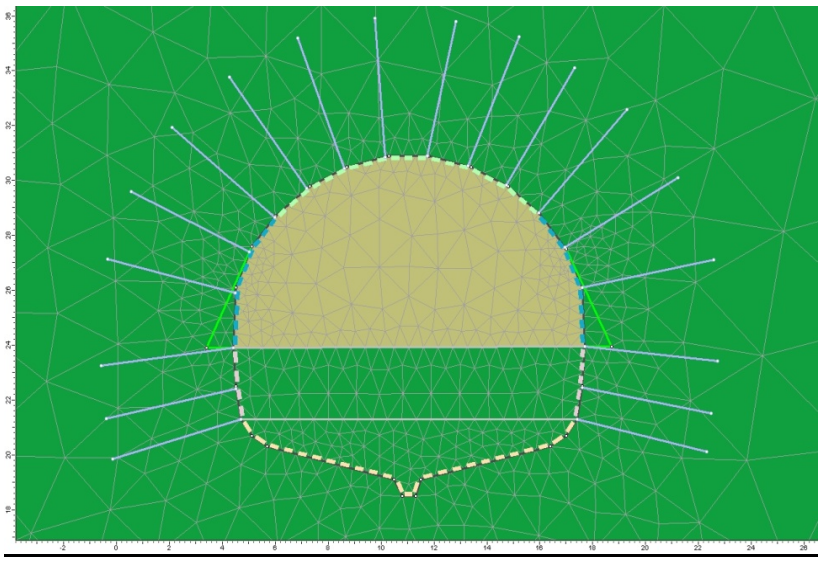
Φάση Κατασκευής 5	Αποτόνωση άνω ημιδιατομής μέχρι ποσοστού 30% Ενεργοποίηση elephant feet. Ακαμψία επένδυσης: 60% της
	
Φάση Κατασκευής 6	Πλήρης αφαίρεση υλικού άνω ημιδιατομής Πλήρης ενεργοποίηση στοιχείων επένδυσης 1ης φάσης
	

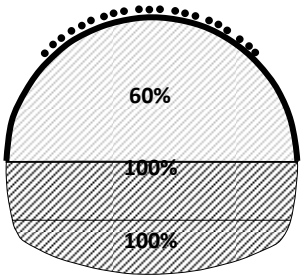
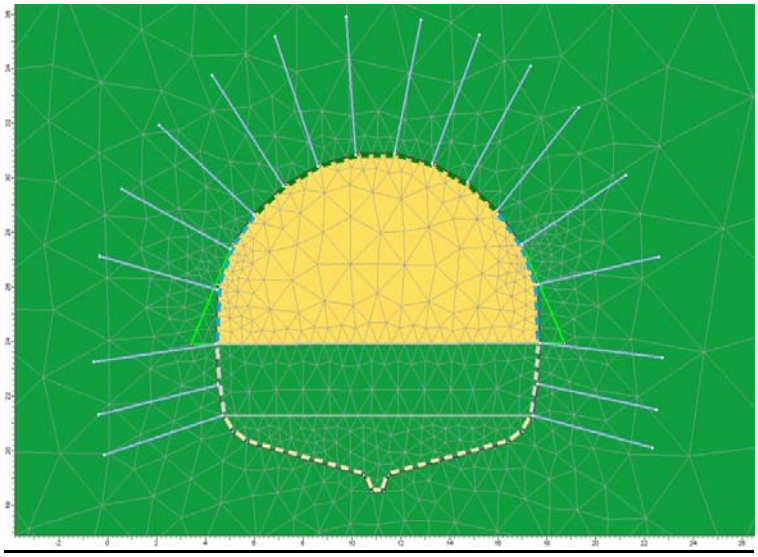
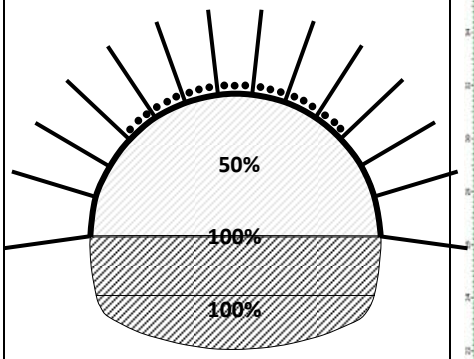
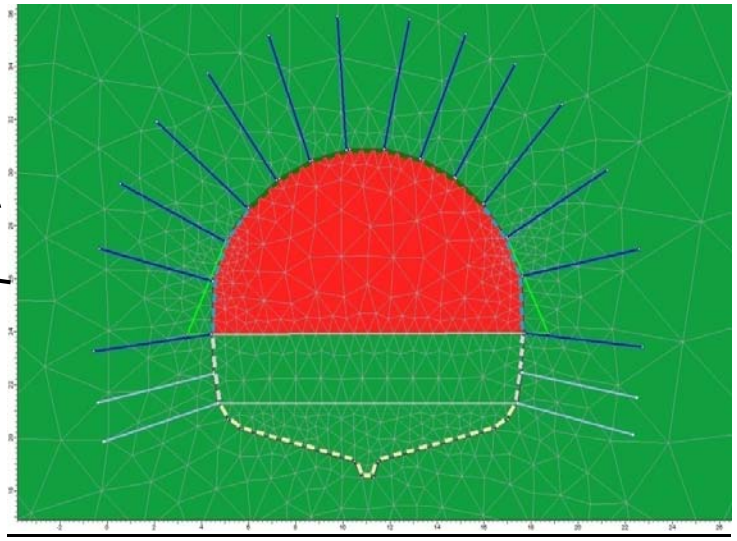
Φάση Κατασκευής 7	Αποτόνωση περιοχής βαθμίδας μέχρι ποσοστού 50%
	
Φάση Κατασκευής 8	Αποτόνωση περιοχής βαθμίδας μέχρι ποσοστού 25% Ενεργοποίηση στοιχείων επένδυσης 2ης φάσης. Ακαμψία επένδυσης: 40% της τελικής τιμής
	

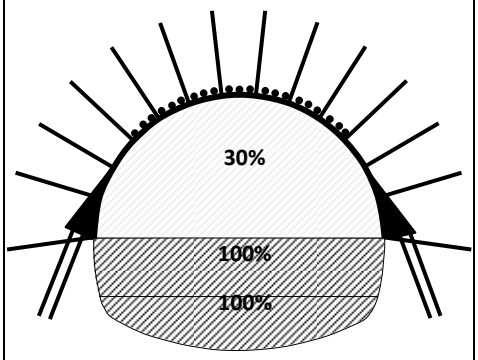
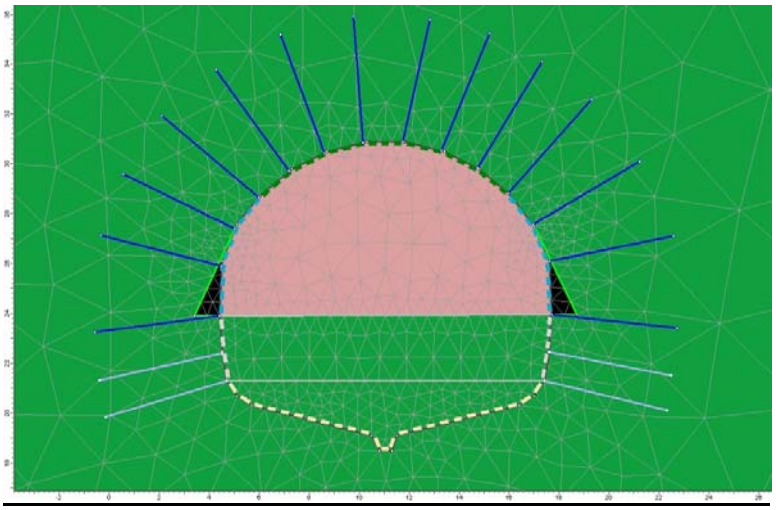
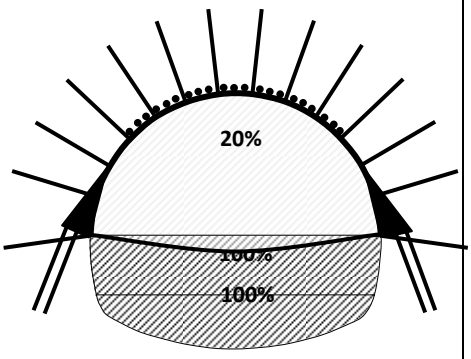
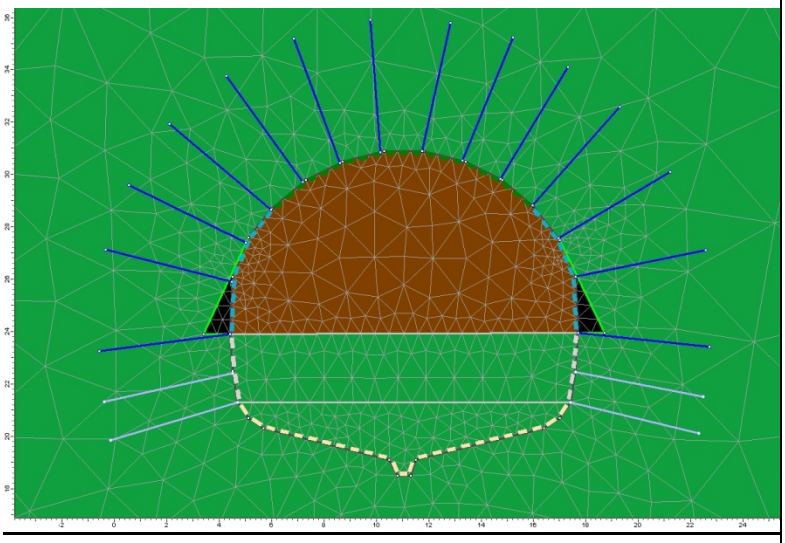
Φάση Κατασκευής 9	Πλήρης αφαίρεση υλικού βαθμίδας. Πλήρης ενεργοποίηση στοιχείων επένδυσης και ηλώσεων 2ης φάσης
	
Φάση Κατασκευής 10	Αποτόνωση περιοχής ανεστραμμένου τόξου μέχρι ποσοστού 25%. Ενεργοποίηση στοιχείων επένδυσης 3ης φάσης. Ακαμψία επένδυσης: 40% της τελικής τιμής
	

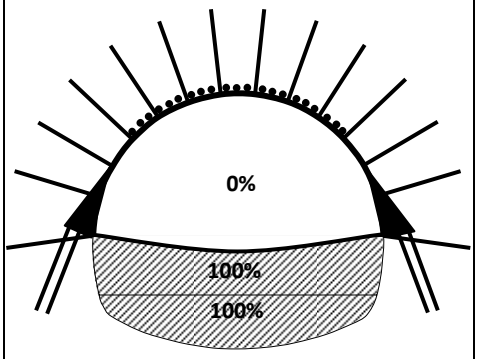
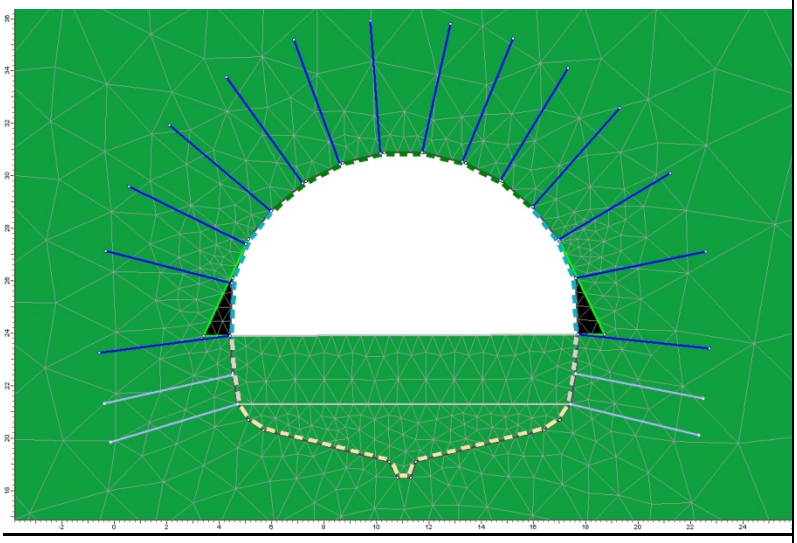
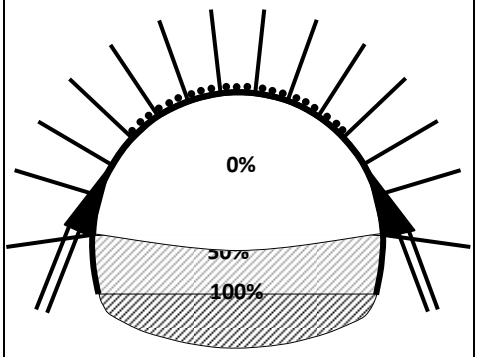
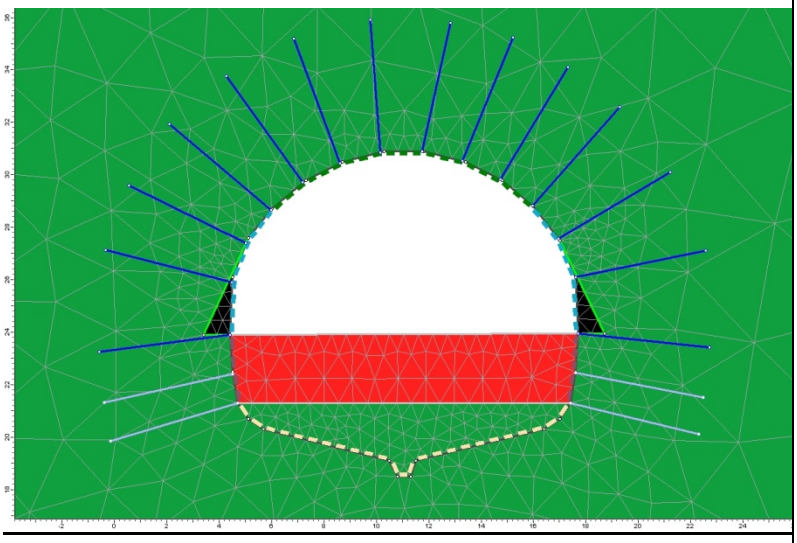
Φάση Κατασκευής 11	Πλήρης αφαίρεση υλικού ανεστραμμένου τόξου. Πλήρης ενεργοποίηση στοιχείων επένδυσης
	

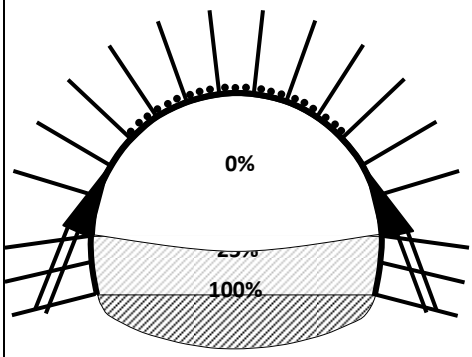
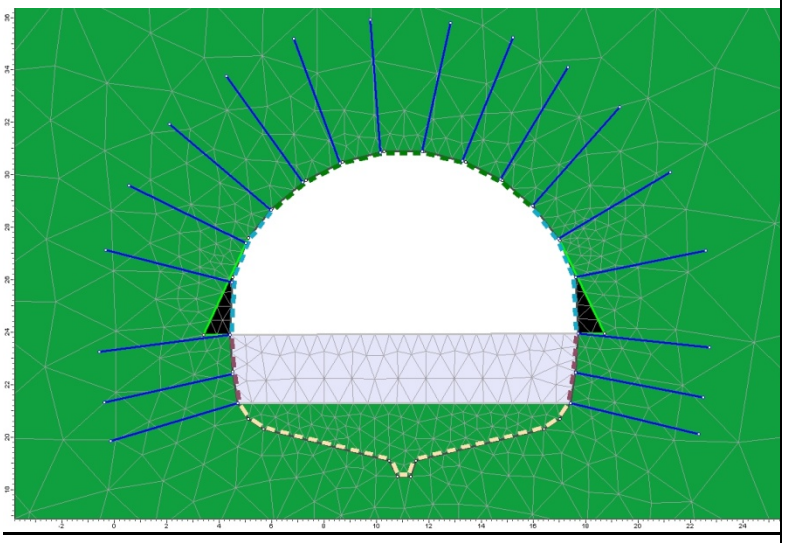
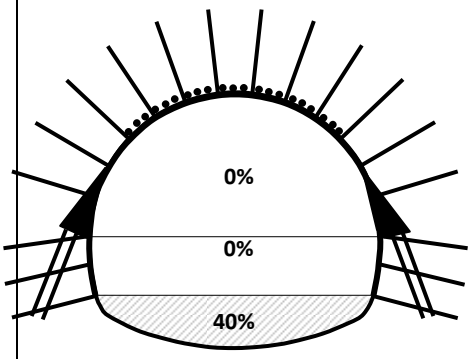
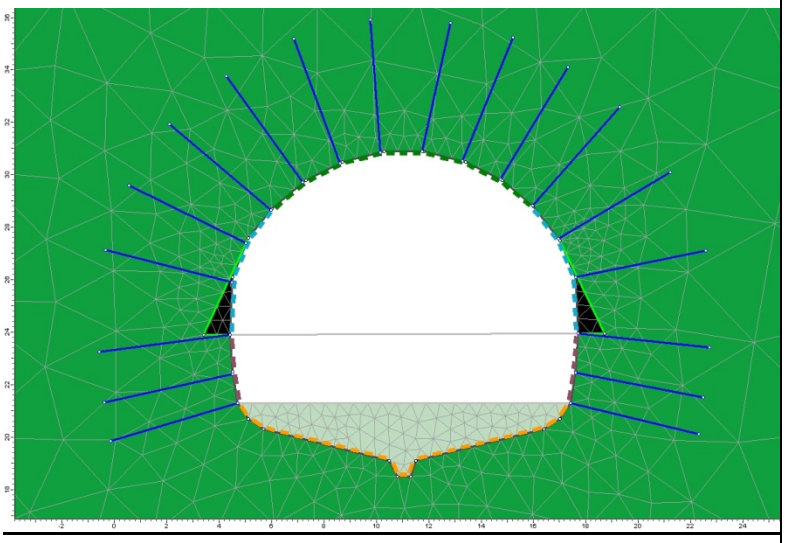
8.2.1.4 Προσομοίωση κατηγορίας C (ομοίωμα 4d)

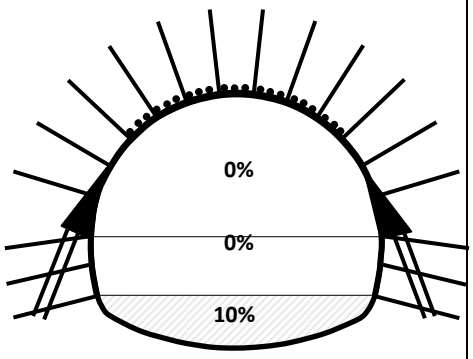
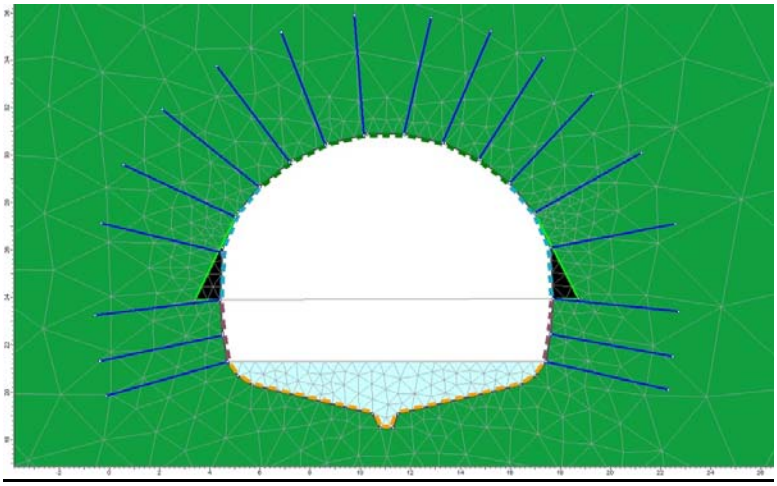
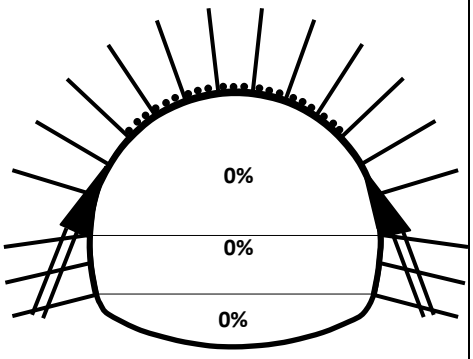
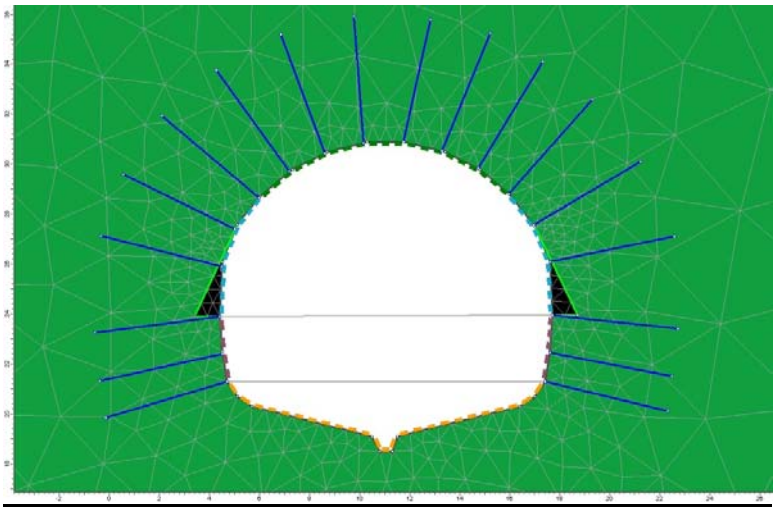
Φάση Κατασκευής 1	Αρχικό γεωστατικό πεδίο
	
Φάση Κατασκευής 2	Αποτόνωση άνω ημιδιατομής μέχρι ποσοστού 75%
	

Φάση Κατασκευής 3	Αποτόνωση άνω ημιδιατομής μέχρι ποσοστού 60% . Ενεργοποίηση στοιχείων επένδυσης 1ης φάσης, ράβδων προπορείας. Ακαμψία επένδυσης: 20% της τελικής τιμής
	
Φάση Κατασκευής 4	Αποτόνωση άνω ημιδιατομής μέχρι ποσοστού 50%. Ενεργοποίηση, ηλώσεων 1ης φάσης. Ακαμψία επένδυσης: 60% της τελικής τιμής
	

Φάση Κατασκευής 5	Αποτόνωση άνω ημιδιατομής μέχρι ποσοστού 30%. Ενεργοποίηση , στοιχείων elephant feet. Ακαμψία επένδυσης: 70% της τελικής τιμής
	
Φάση Κατασκευής 6	Αποτόνωση άνω ημιδιατομής μέχρι ποσοστού 30%. Ακαμψία επένδυσης: 85% της τελικής τιμής
	

Φάση Κατασκευής 7	Πλήρης αφαίρεση υλικού άνω ημιδιατομής. Πλήρης ενεργοποίηση στοιχείων επένδυσης.
	
Φάση Κατασκευής 8	Αποτόνωση περιοχής βαθμίδας μέχρι ποσοστού 50%. Ενεργοποίηση στοιχείων επένδυσης 2^{ης} φάσης. Ακαμψία επένδυσης: 15% της τελικής τιμής
	

Φάση Κατασκευής 9	Αποτόνωση περιοχής βαθμίδας μέχρι ποσοστού 25% Πλήρης ενεργοποίηση στοιχείων επένδυσης και ηλώσεων 2ης φάσης. Ακαμψία επένδυσης: 40% της τελικής τιμής
	
Φάση Κατασκευής 10	Πλήρης αφαίρεση υλικού βαθμίδας. Αποτόνωση περιοχής ανάστροφου πυθμένα μέχρι ποσοστού 40%. Πλήρης ενεργοποίηση στοιχείων επένδυσης 2ης φάσης, ακαμψία επένδυσης ανάστροφου τόξου: 30% της τελικής τιμής
	

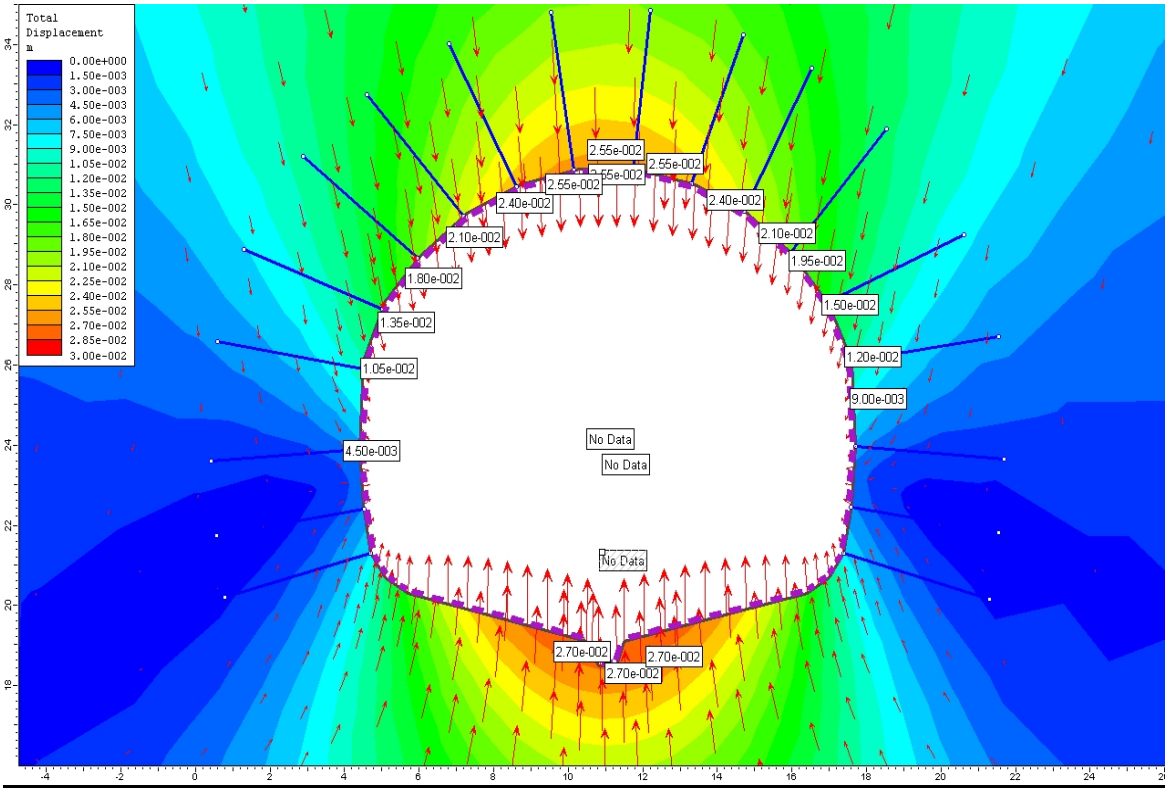
Φάση Κατασκευής 11	Αποτόνωση περιοχής ανάστροφου πυθμένα μέχρι ποσοστού 10% Ακαμψία επένδυσης ανάστροφου τόξου: 60% της τελικής τιμής
	
Φάση Κατασκευής 12	Πλήρης αφαίρεση υλικού ανάστροφου πυθμένα Πλήρης ενεργοποίηση στοιχείων επένδυσης ανάστροφου τόξου
	

8.3 Αποτελέσματα

Παρακάτω παρατίθεται τα αποτελέσματα που ελήφθησαν κατά την ανάλυση που έγινε χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Phase^2 για κάθε μοντέλο ξεχωριστά . Θα πρέπει να τονιστεί πως τα αποτελέσματα που ακολουθούν καθώς και τα σχήματα που τα παρουσιάζουν αναφέρονται στο τελικό στάδιο προσομοίωσης όταν και έχει αφαιρεθεί πλήρως το υλικό της διατομής και έχουν ενεργοποιηθεί πλήρως τα μέτρα υποστήριξης.

8.3.1 Προσομοίωση κατηγορίας Α (ομοίωμα 1d)

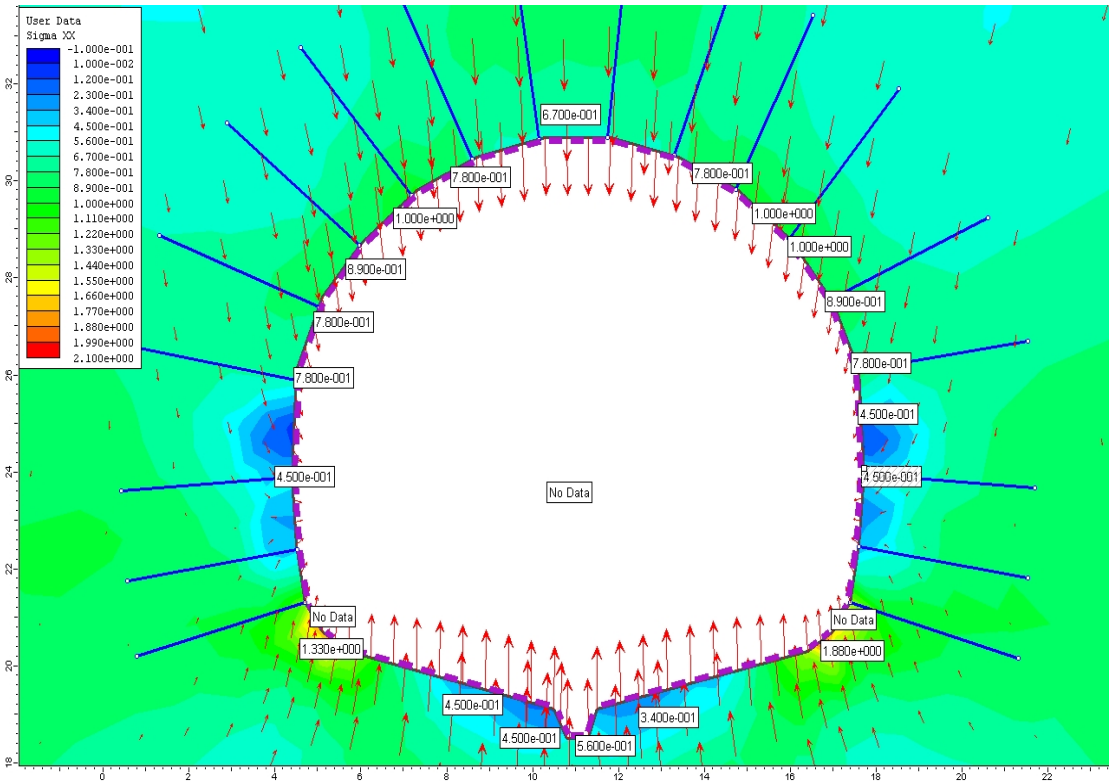
Στα σχήματα 8.21, 8.22 και 8.23 παρουσιάζονται οι ολικές μετατοπίσεις και οι ολικές τάσεις (σ_{xx}, σ_{yy}) αντίστοιχα.



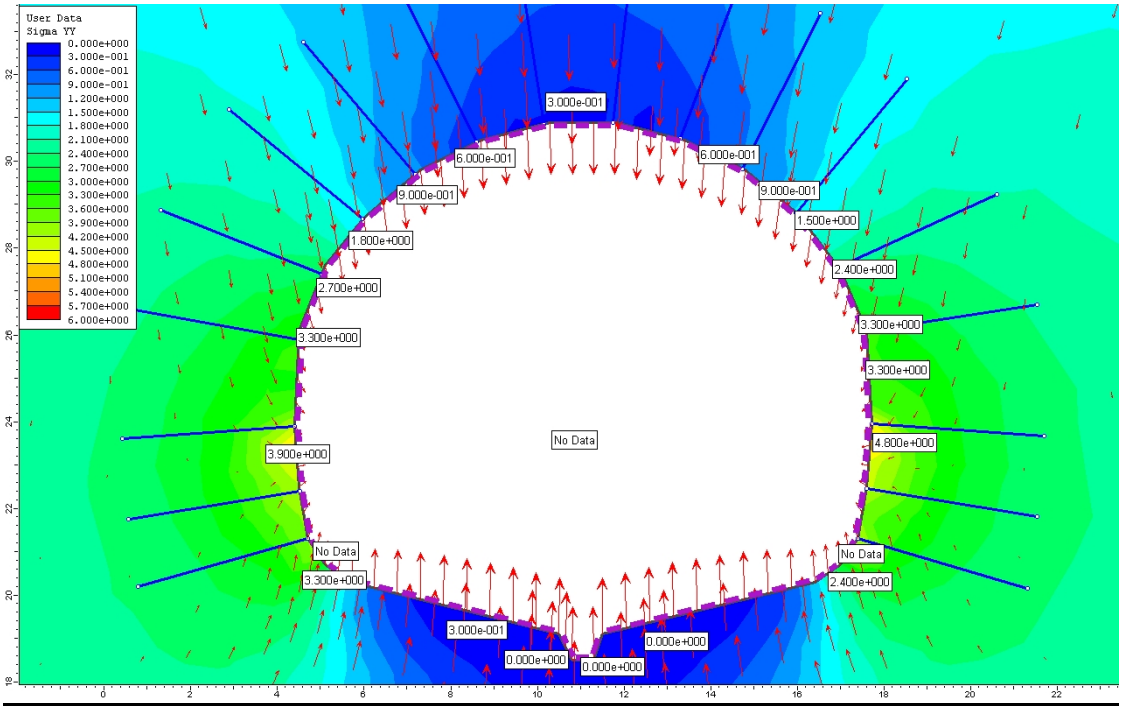
Σχήμα 8.21 : Ολικές μετατοπίσεις (μοντέλο 1d)

Οι ολικές μετατοπίσεις που παρουσιάζονται, από την ανάλυση είναι :

- 2,7 cm στον πυθμένα της σήραγγας
- 2,1 - 2,55 cm στην οροφή της σήραγγας



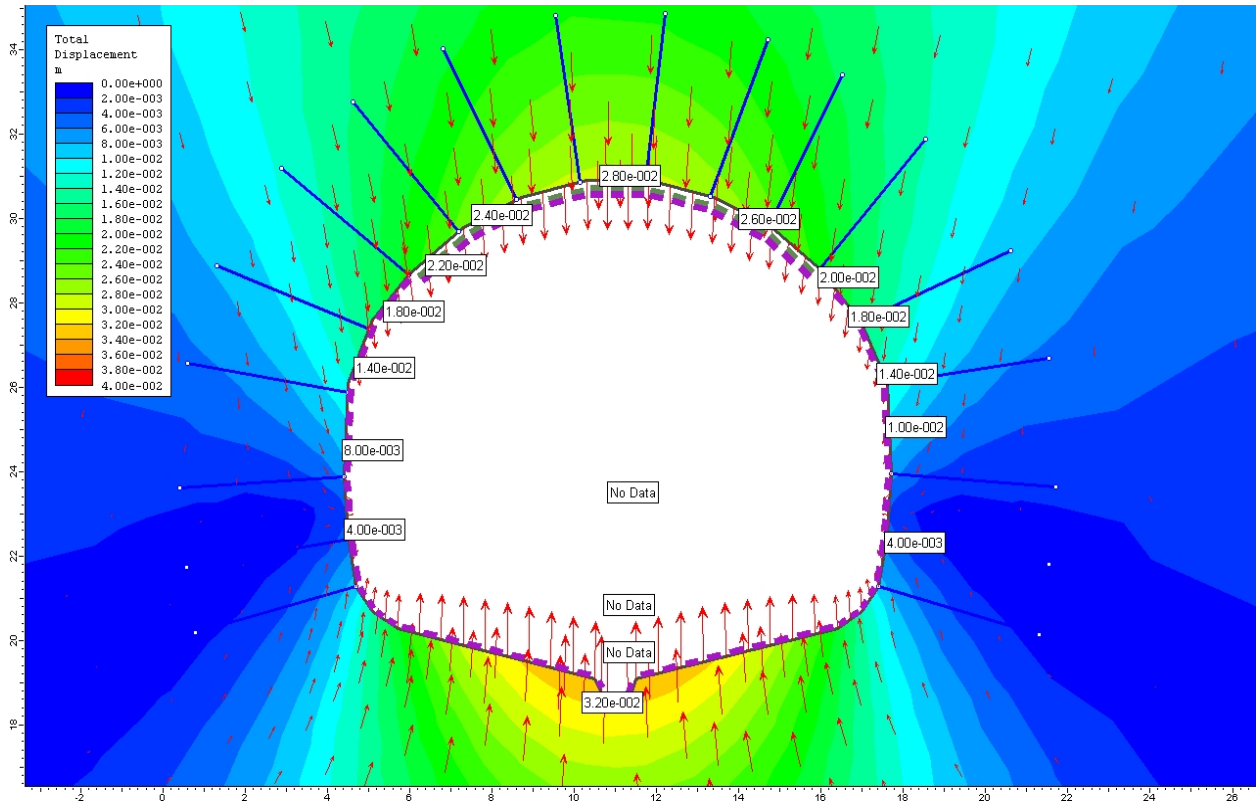
Σχήμα8.22 : Τάσεις σ_{xx}(1d).



Σχήμα 8.23 : Τάσεις σ_{yy}(1d)

8.3.2 Προσομοίωση κατηγορίας Β (ομοίωμα 2d)

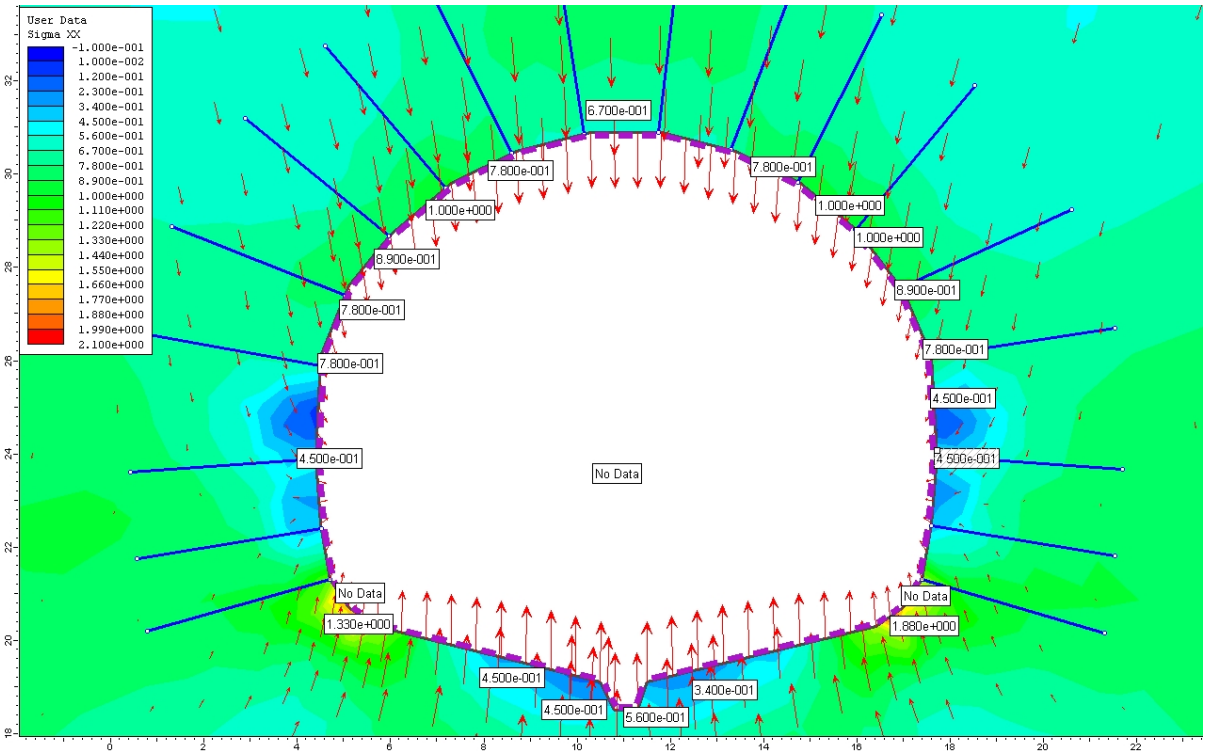
Στα σχήματα 8.24, 8.25 και 8.26 παρουσιάζονται οι ολικές μετατοπίσεις και οι ολικές τάσεις (σ_{xx}, σ_{yy}) αντίστοιχα.



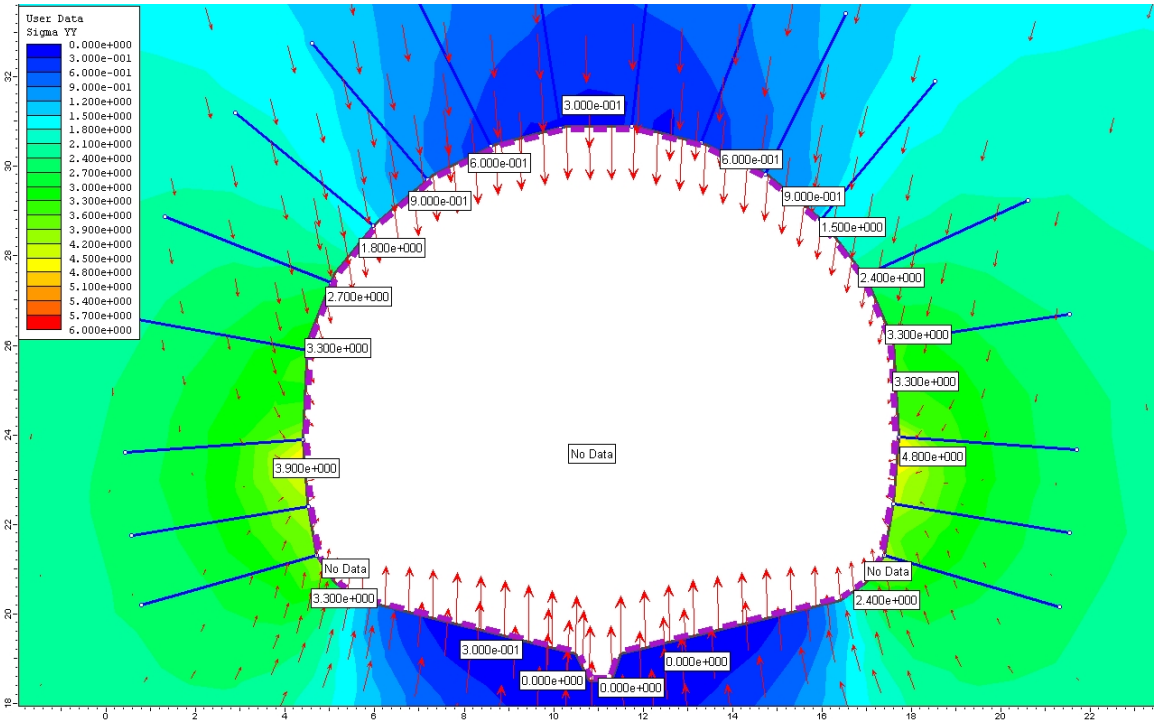
Σχήμα 8.24 : Ολικές μετατοπίσεις (μοντέλο 2d)

Από το παραπάνω σχήμα γίνεται αντιληπτό πως αναμένονται μετατοπίσεις της τάξης των :

- 3,2 cm στον πυθμένα της σήραγγας (ανάστροφο τόξο)
- 2 – 2,8 cm στην οροφή της διατομής



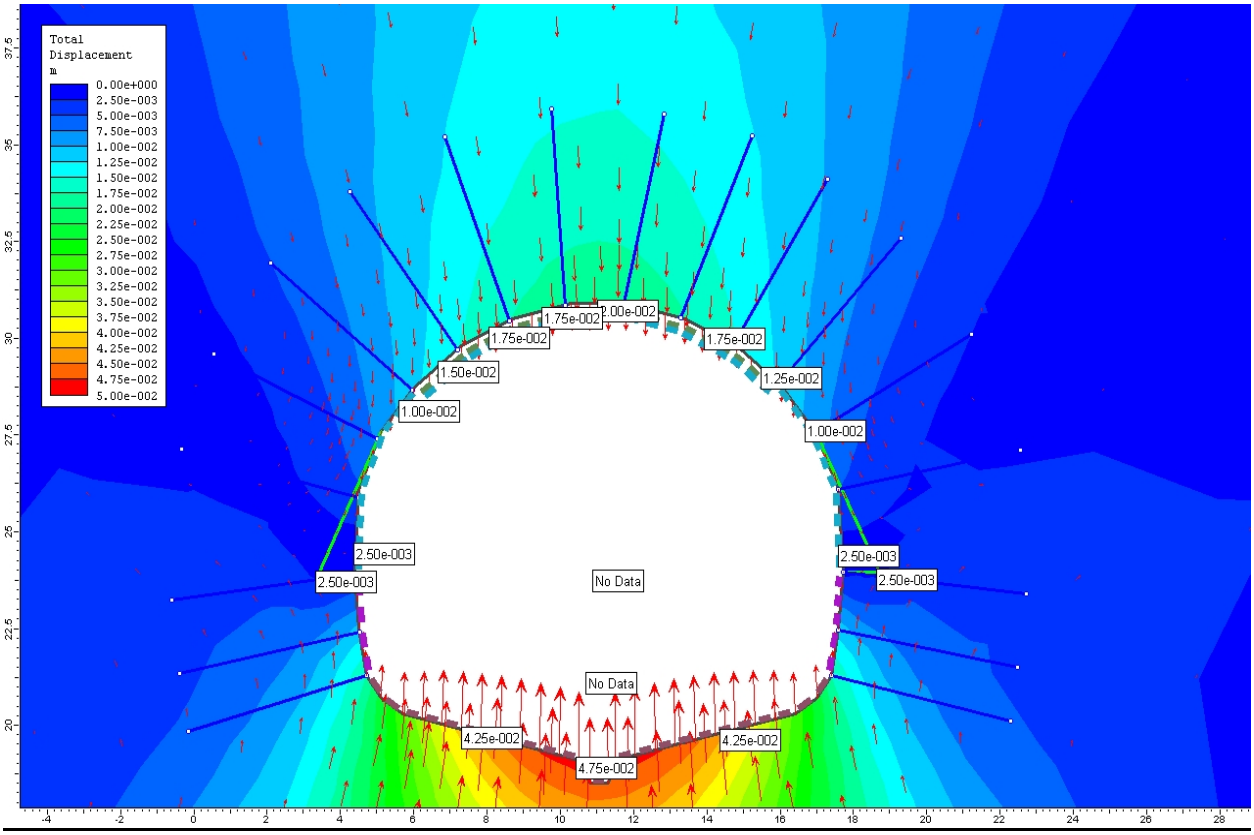
Σχήμα 8.25 : Τάσεις σ_{xx}(2d).



Σχήμα 8.26 : Τάσεις σ_{yy} (2d).

8.3.3 Προσομοίωση κατηγορίας C (ομοίωμα 3d)

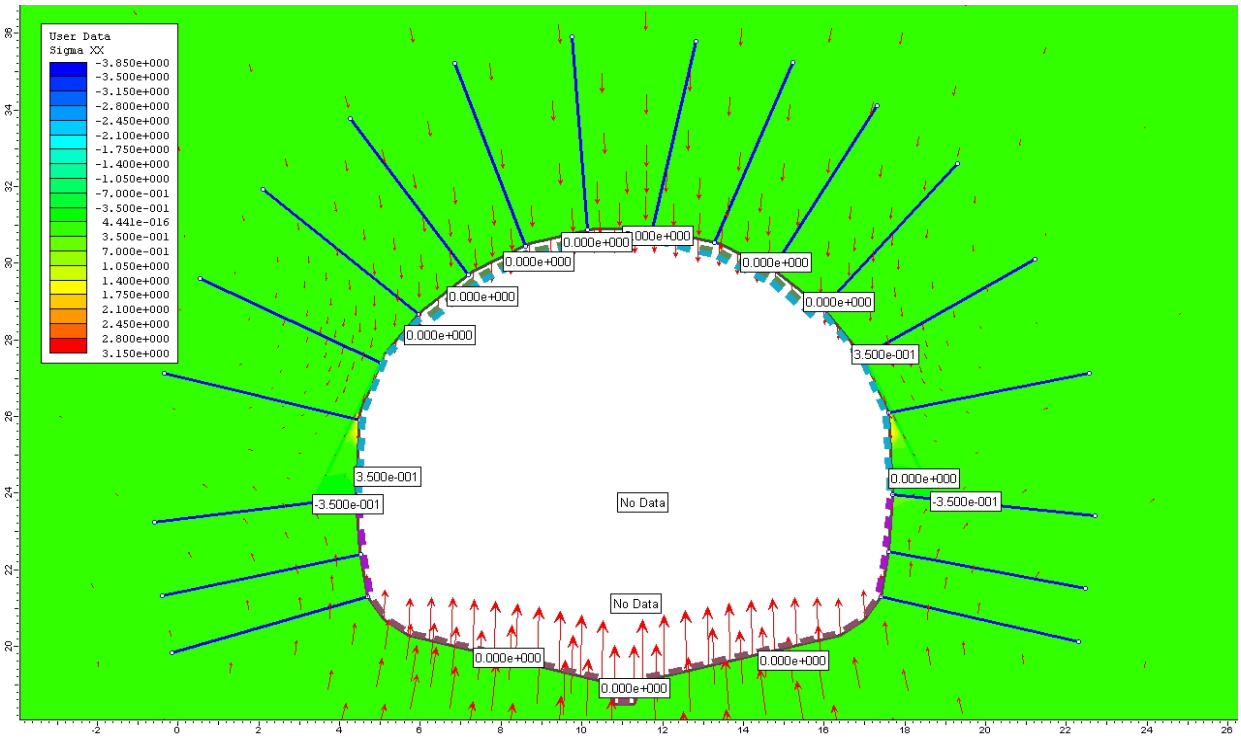
Στα σχήματα 8.27, 8.28 και 8.29 παρουσιάζονται οι ολικές μετατοπίσεις και οι ολικές τάσεις ολικές τάσεις (σ_{xx}, σ_{yy}) αντίστοιχα.



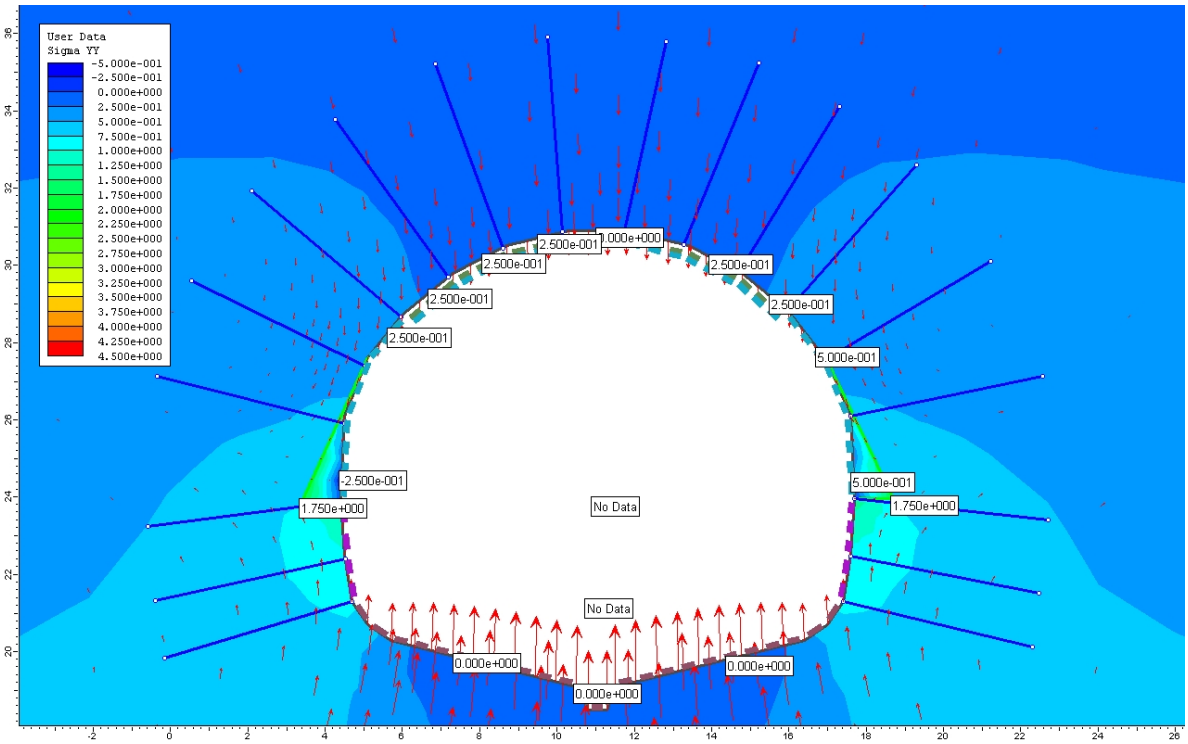
Σχήμα 8.27 : Ολικές μετατοπίσεις (μοντέλο 3d).

Σε αυτήν την περίπτωση, λόγω των ενισχυμένων μέτρων υποστήριξης, αναπτύχτηκαν μετατοπίσεις της τάξης των :

- 1,75 – 2 cm στη οροφή της διατομής
- 4,25 - 4,75 cm στον πυθμένα (ανάστροφο τόξο)



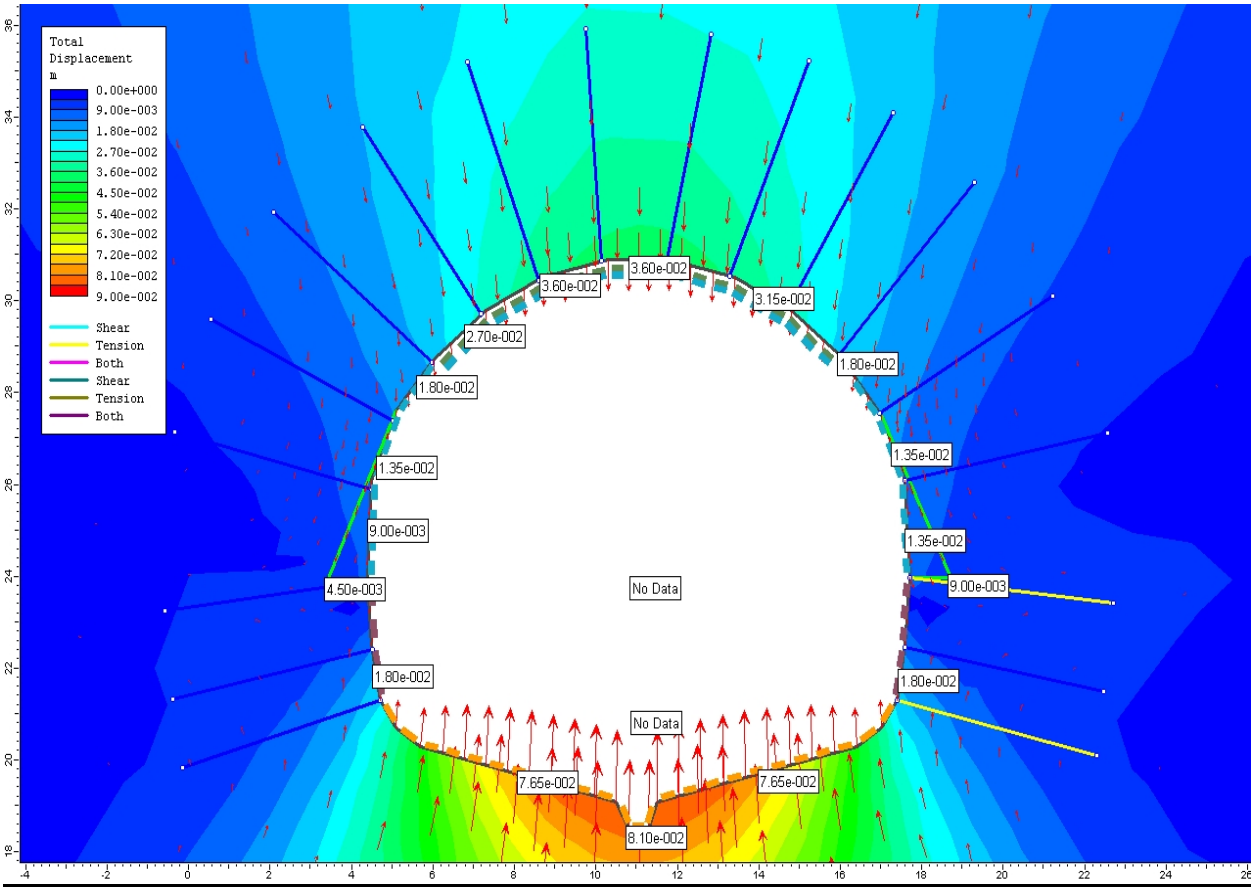
Σχήμα 8.28 : Τάσεις σ_{xx}(3d).



Σχήμα 8.29 : Τάσεις σ_{yy} (3d).

8.3.4 Προσομοίωση κατηγορίας D (ομοίωμα 4d)

Στα σχήματα 8.30, 8.31 και 8.32 παρουσιάζονται οι ολικές μετατοπίσεις και οι ολικές τάσεις (σ_{xx}, σ_{yy}) αντίστοιχα.

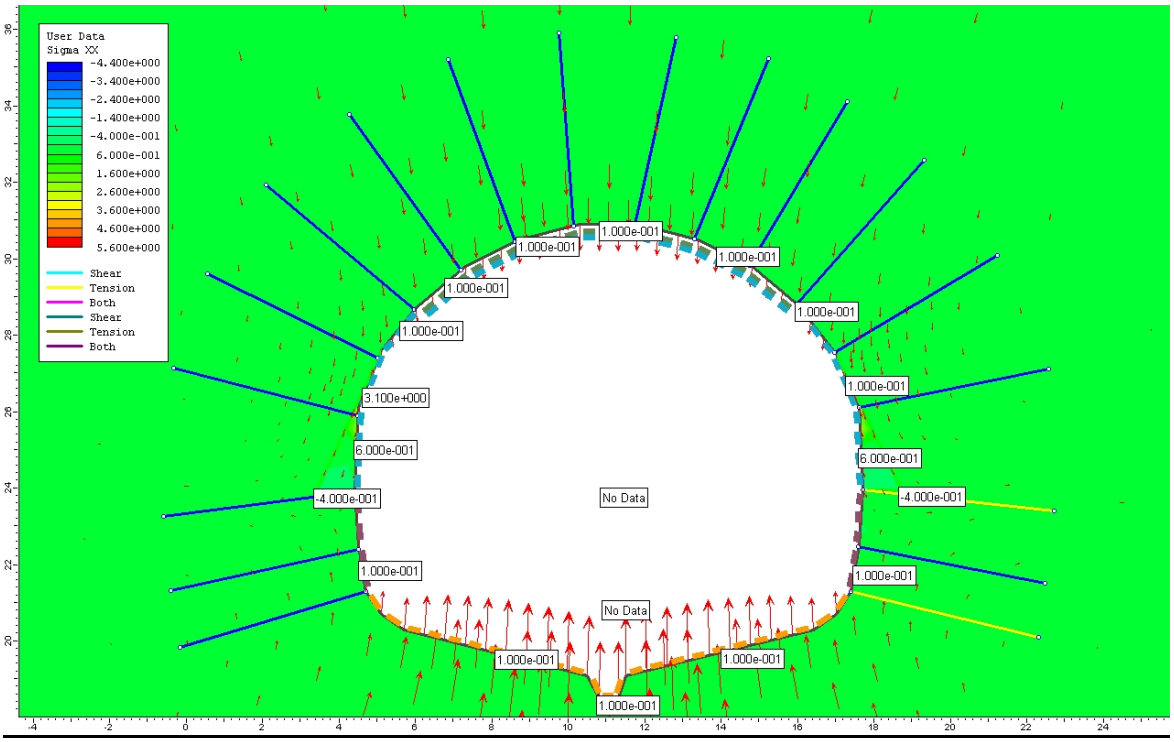


Σχήμα 8.30 : Ολικές μετατοπίσεις (μοντέλο 4d).

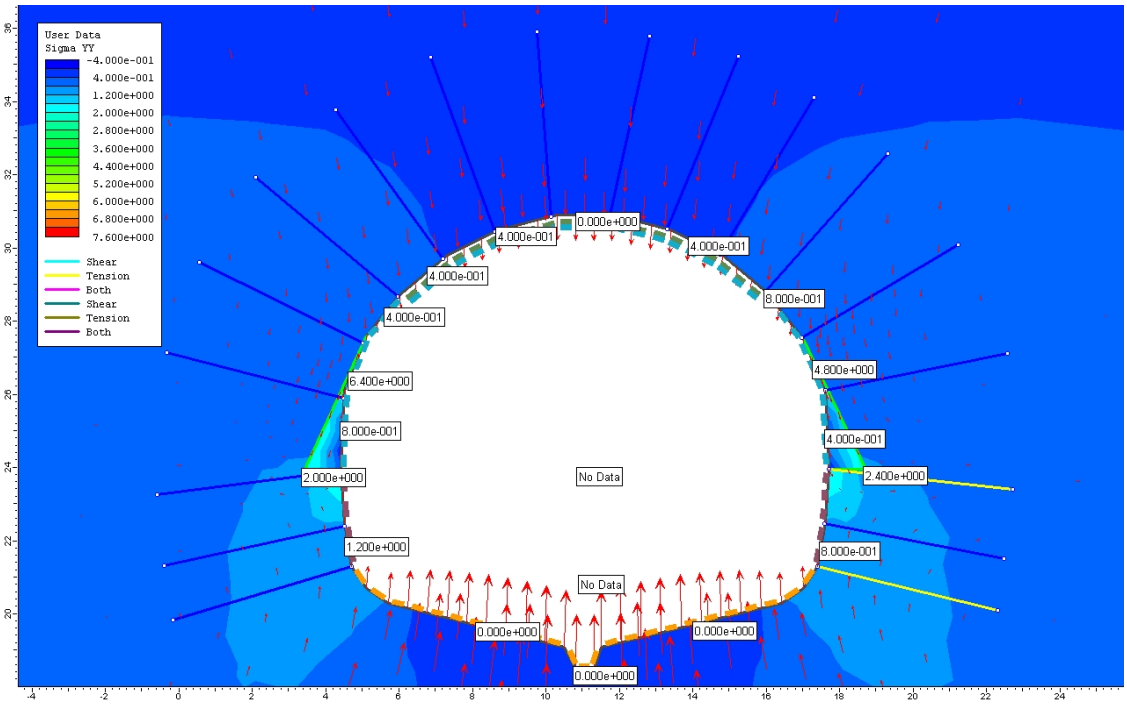
Τα αποτελέσματα αυτής της ανάλυσης δίνουν επίσης χαμηλές μετατοπίσεις στην οροφή και υψηλές στον πυθμένα της διατομής, πάντα προς το εσωτερικό της εκσκαφής. Παρατηρείται επίσης ότι δύο εκ των ηλώσεων $2^{ης}$ φάσης, στην περιοχή της βαθμίδας, αστοχούν σε θλίψη.

Αναλυτικότερα οι μετατοπίσεις είναι της τάξεως των

- 2,7 – 3,6 cm στην οροφή της διατομής
- 7,65 – 8,1 cm στον πυθμένα της διατομής (ανάστροφο τόξο)



Σχήμα 8.31 : Τάσεις σ_{xx}(4d).



Σχήμα 8.32 : Τάσεις σ_{yy} (4d).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9

ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

9.1 Γενικά

Οι παραμορφώσεις που σημειώνονται στις διατομές των σηράγγων, αντικατοπτρίζουν την συμπεριφορά και εντατική κατάσταση των γεωλογικών σχηματισμών κατά το στάδιο της διάνοιξης αυτών σε συνδυασμό και με άλλους παράγοντες όπως το ύψος των υπερκειμένων, τα μέτρα άμεσης υποστήριξης, τον τρόπο διάνοιξης και προχώρησης κ.τ.λ.

Σύμφωνα με αυτό και με βάση την ανάλυση του συγκεκριμένου προβλήματος, της μοντελοποίησης του εντατικό-παραμορφωσιακού πεδίου της σήραγγας του Μελισσίου, στην παρούσα διπλωματική εργασία εξάγονται τα εξής κύρια συμπεράσματα:

- Δεδομένου ότι η εκσκαφή κατά μήκος της σήραγγας αναμένεται να συναντήσει σχηματισμούς μάργας με διαφορετικά μηχανικά χαρακτηριστικά, οι μεγαλύτερες παραμορφώσεις (και μετατοπίσεις) εμφανίζονται όταν η σήραγγα διασχίζει γεωυλικό χαμηλής ποιότητας, με υψηλό βαθμό αποσάθρωσης.
- Οι μεγαλύτερες παραμορφώσεις παρατηρούνται στις διατομές χαμηλού ύψους υπερκειμένων και συγκεντρώνονται κυρίως στην στέψη και στη περιοχή του πυθμένα των διατομών.
- Πολύ σημαντική παράμετρος κατά την επίλυση αποτελεί η απομείωση του μέτρου ελαστικότητας (ground loosening method). Υπενθυμίζεται πως η μέθοδος βασίζεται στην αρχή της μείωσης του μέτρου ελαστικότητας από την αρχική τιμή (E_0) σε μια μικρότερη (E) στην περιοχή της βραχομάζας που προβλέπεται να εκσκαφεί η σήραγγα.

9.2 Σύγκριση λογισμικών πακέτων πεπερασμένων στοιχείων Plaxis v.8.2 και Phase^2 V.7.

9.2.1 Σύγκριση προσομοίωσης και αποτελεσμάτων.

Κατά την προσομοίωση των υπό ανάλυση διατομών με το Plaxis παρατηρήθηκε πως το εν λόγω πρόγραμμα κατάφερε επιτυχώς να διαχειριστεί τα ομοιώματα κατηγορίας υποστήριξης Α και Β (ομοιώματα test 23 και test 24), τα οποία διασχίζουν περιοχές μέτριας έως χαμηλής ποιότητας μάργας και υψηλών υπερκειμένων. Στα συγκεκριμένα μοντέλα τα μέτρα υποστήριξης που χρησιμοποιήθηκαν ήταν το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, τα αγκύρια και οι δοκοί προπορείας. Αντίθετα κατά την προσομοίωση της κατηγορίας υποστήριξης C (test25), η οποία αναφέρεται στην διατομή με χαμηλό ύψος υπερκειμένων το πρόγραμμα σταμάτησε τους υπολογισμούς στην φάση 6 (φάση κατά την οποία

έχει ενεργοποιηθεί το elephant feet και γίνεται πλήρης αποτόνωση άνω ημιδιατομής) λόγω αστοχίας και πιθανής κατάρρευσης της σήραγγας.

Τα αποτελέσματα όσον αφορά τα δυο πρώτα ομοιώματα δίνουν τιμές παραμορφώσεων ίδιας τάξης μεγέθους μεταξύ τους. Θα πρέπει δε να σημειωθεί πως παρατηρείται τριπλασιασμός των παραμορφώσεων μεταξύ των δυο προσομοιώσεων κάτι που δύσκολα δικαιολογείται, δεδομένου πως αναμένονται μεν μεγαλύτερες παραμορφώσεις στην διατομή που διασχίζει πτωχότερο μαργαϊκό σχηματισμό όχι όμως σε τέτοιο βαθμό, αφού τα μοντέλα προσομοιώνουν παρόμοιες συνθήκες (ύψος υπερκειμένων, μέτρα υποστήριξης κ.α). Κατά την προσομοίωση του τρίτου ομοιώματος δημιουργούνται απότομα, υπερβολικά μεγάλες μετατοπίσεις προς το εσωτερικό της εκσκαφής, που συνιστούν αστοχία.

Από την άλλη πλευρά κατά την προσέγγιση του προβλήματος με το πρόγραμμα Phase^2 δεν υπάρχει καμιά επιπλοκή στην επίλυση όλων των φάσεων των ομοιωμάτων και των τεσσάρων υπό ανάλυση διατομών. Τα αποτελέσματα δίνουν παραμορφώσεις στην οροφή και τον πυθμένα των διατομών, οι οποίες (παραμορφώσεις) σχετίζονται άμεσα με το ύψος των υπερκειμένων και το είδος του περιβάλλοντα σχηματισμού.

Από όλα τα παραπάνω γίνεται κατανοητό ότι :

- Το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Plaxis αδυνατεί να διαχειριστεί και κατ' επέκταση να επιλύσει πλήρως το παρόν πρόβλημα Γεωμηχανικής σε δυο διαστάσεις. Τα αποτελέσματα αυτής δίνουν διπλάσιες εως τριπλάσιες τιμές μετατοπίσεων στις τελικές φάσεις.
- Το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Phase^2 προσεγγίζει με τον καλύτερο δυνατό τρόπο το θέμα της παρούσης διπλωματικής εργασίας, δίνοντας σαφή και αξιόπιστα αποτελέσματα όσον αφορά το εντατικό πεδίο και τις παραμορφώσεις αποδεικνύοντας παράλληλα την επάρκεια της παρούσης υποστήριξης.

9.2.2 Πλεονεκτήματα –Μειονεκτήματα

Παρακάτω παρατίθενται τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα των παραπάνω προγραμμάτων όσον αφορά την χρηστικότητα τους :

- ✓ **<u>Πλεονεκτήματα Plaxis (+)</u>**

I. Πλειάδα επιλογών εξαγωγής αποτελεσμάτων που καλύπτουν όλο το φάσμα του εντατικό-παραμορφωσιακού πεδίου.

II. Δυνατότητα επιλογής σημείων για τον σχεδιασμό καμπύλων όσον αφορά τις μετατοπίσεις καθώς και για τις καμπύλες τάσης παραμόρφωσης.

III. Εύχρηστος κατάλογος επιλογών προγραμμάτων (μενού) για την εξαγωγή κατανοητών και χρήσιμων διαγραμμάτων.

- ✓ **Μειονεκτήματα Plaxis (-)**

I. Σύνθετη διαδικασία καθορισμού υπολογιστικών φάσεων σε πολύπλοκα μοντέλα, όπως τα αναλυόμενα στην παρούσα εργασία, που καθυστερεί την διαδικασία της επίλυσης και αυξάνει την πιθανότητα σφάλματος.

II. Κατά την μεγάλη πύκνωση καννάβου, η οποία προσομοιώνει πιθανόν το πρόβλημα με μεγαλύτερη ακρίβεια, το μοντέλο παρουσιάζεται ασταθές, δηλαδή απαιτείται αύξηση του μεγίστου σφάλματος για την επίλυση του.

III. Μικρή βάση δεδομένων όσον αφορά τα υλικά.

IV. Περιορισμός κατά την μεγέθυνση του μοντέλου (zoom).

V. Αδυναμία εξαγωγής εικόνων σε μορφή .jpg, .tif, .bmp, κ.α

VI. Αργή διαδικασία υπολογισμών (calculations).

VII. Δυσκολία ορθής προσομοίωσης και ενεργοποίησης μέτρων υποστήριξης όπως αγκύρια, εκτ. σκυρόδεμα και σύμμεικτα υλικά.

- ✓ **Πλεονεκτήματα Phase^2 (+)**

I. Εύκολος καθορισμός υπολογιστικών φάσεων.

II. Εύκολη εισαγωγή δεδομένων.

III. Δυνατότητα εξαγωγής εικόνων σε μορφή .jpg, .tif, .bmp

IV. Δυνατότητα μεγάλης και ομοιόμορφης πύκνωσης καννάβου και διορθώσεις φτωχής ποιότητας στοιχείων δικτυωμάτων.

V. Έξυπνη παρουσίαση λίστας με τα χρησιμοποιούμενα υλικά.

VI. Δυνατότητα προσομοίωσης και ενεργοποίησης μέτρων υποστήριξης και σύνθετων υλικών (σύμμεικτων υλικών κ.λ.π).

VII. Γρήγοροι υπολογισμοί (calculations).

VIII. Πλούσια βάση δεδομένων υλικών.

IX. Εύχρηστη επιφάνεια εργασίας (σχεδιασμού) με εργαλεία που χρησιμοποιούνται από προγράμματα σχεδιασμού (Autocad κ.λ.π)

X. Άριστη συνεργασία του προγράμματος Phase^2 με όλα τα υπόλοιπα προγράμματα του πακέτου της rocsience και κυρίως με το πρόγραμμα RockLab από το οποίο είναι δυνατόν να εισαχθούν κατευθείαν δεδομένα και μηχανικές παράμετροι υλικών, κατά την διαμόρφωση ομοιώματος στο Phase^2.

XI. Δυνατότητα λήψης τιμής για οποιοδήποτε αποτέλεσμα οποιουδήποτε σημείου, με την χρήση ετικετών.

- ✓ **Μειονεκτήματα Phase^2 (-)**

I. Περιορισμένες επιλογές για εξαγωγή αποτελεσμάτων που αφορούν το εντατικό πεδίο.

II. Περιορισμένες επιλογές για την δημιουργία καμπύλων, οι οποίες στην πλειοψηφία τους είναι δυσκολονόητες όσον αφορά τον συσχετισμό τους με τα αποτελέσματα.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ – ΑΝΑΦΟΡΕΣ

Ελληνική Βιβλιογραφία

1. Αγιουτάντης, Z., (2002), Στοιχεία Γεωμηχανικής, Μηχανική Πετρωμάτων, Εκδόσεις ΙΩΝ, Αθήνα.
2. Anon, (1990), Υδροηλεκτρικό έργο Μεσοχώρας, Σήραγγα αποστραγγίσεων και τσιμεντενέσεων, Σ.Α-Τ/9, Δ.Ε.Η.
3. Αττικό Μετρό Α.Ε., (2000), Τεχνικά Στοιχεία – Μέθοδοι κατασκευής (http://www.ametro.gr)
4. Δημητράκος, Δ., (1964), Μέγα λεξικόν όλης της Ελληνικής γλώσσης, Εκδ. Οργ. Ασημακόπουλος.
5. 'Εδραση Χ.Ψαλλίδας Α.Ε, (2005), Τεχνικά Στοιχεία κατασκευής σήραγγας Ιχθυόσκαλας - Αγ. Διονυσίου (περιέχονται στην θερινή πρακτική άσκηση Ιωάννη Π. Κωνσταντά, 2005 Πολυτεχνείο Κρήτης)
6. Καββαδάς, Μ., (2004), Σχεδιασμός Υπόγειων Έργων, Ε.Μ.Π.
7. Καββαδάς, Μ., (2005), Σχεδιασμός Υπόγειων Έργων, Ε.Μ.Π.
8. Καββαδάς, Μ., (2007), Υπολογιστικές Μέθοδοι Ανάλυσης Υπογείων Έργων, Ε.Μ.Π
9. Καβουνίδης, Σ., (1985), Γεωτεχνική θεώρηση αργιλικών ημίβραχων. Πρακτικά ημερίδας « Γεωτεχνικά προβλήματα της μάργας του Πειραιά », ΤΕΕ, Αθήνα.
10. Κακογιαννάκη, Ε., (2000), Ενίσχυση μετώπου εκσκαφής σήραγγας με δοκούς προπορείας, Ε.Μ.Π.
11. Κοζάνης Σ., Σακελλαρίου Μ.Γ., (1999), Ανάπτυξη προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων, Εσωτερικό κείμενο Εργαστηρίου Δομικής Μηχανικής Ε.Μ.Π.
12. Κουκκή, Α., (2006), Τεχνικογεωλογικές – Γεωτεχνικές Παράμετροι και Μηχανική Συμπεριφορά Σκληρών Εδαφών και Μαλακών Βράχων στον Σχεδιασμό Υπογείων Τεχνικών Έργων, Πανεπιστήμιο Πατρών
13. Κωμοδρόμος, Αιμ., (2005), Σήραγγες και Υπόγεια Έργα, Σημειώσεις μαθήματος, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας.
14. Κωμοδρόμος, Αιμ., (2006), Τεχνική Γεωλογία και Σήραγγες, Σημειώσεις μαθήματος, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας.
15. Μυλωνάς Κ.Π., (1992), Μηχανική παραμορφωσίμων σωμάτων, Ε.Μ.Π.
16. Οικονομόπουλος, Ι.Ν, (1973), Εκμετάλλευσις Μεταλλείων – Υποστήριξις, Αθήνα.
17. Οικονομόπουλος, Ι.Ν, (1989), Εκμετάλλευσις Μεταλλείων – Υποστήριξις, Ε.Μ.Π
18. Σοφιανός, Α.Ι, (2000), Υποστήριξη Υπογείων Ανοιγμάτων, Ε.Μ.Π.

19. Σοφιανός, Α.Ι, (2008), Μέτρα Υποστήριξης Σηράγγων, Ε.Μ.Π.

Διεθνής Βιβλιογραφία

1. Argyris, J.H. and Kelsey, S. (1960) "Energy Theorems and Structural Analysis", Plenum Press.
2. Beer & Watson, (1992), Introduction to Finite and Boundary Element Methods for Engineers, John Wiley & Sons.
3. Bell, F.G et al., (1993), Volume changes in weak rocks : Prediction and measurement. Proc of Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks, Athens, Balkema, Rotterdam.
4. Bieniawski, Z.T. (1979) , The geomechanics classification in rock engineering applications, Proc. 4th Congress Int. Soc. of Rock Mechnanics, Montreux.
5. Brady, B.H.G & E.T Brown, (1985), Rock Mechanics for Underground Mining, George Allen and Unwin.
6. Chen, W.F, and D.J. Han, (1998), Plasticity for Structural Engineering, Springer – Verlang, New york.
7. Clough R.W., (1960), The Finite Element Method in Plane Stress Analysis, Proc. 2nd Conf. Electronic Computation, ASCE, Pittsburg, Pa., Sept. 8-9.
8. Craig, R.F., (1997), Soil Mechanics, Department of Civil Engineering, University of Dundee
9. Desai, C., (2001), Introductory Finite Element Method, CRC Press.
10. Dounias, G.T, et al., (1993), A marl of Samos as fill, Proc of Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks, Athens, Balkema, Rotterdam.
11. Duddeck H., (1988), Application of Numerical Analyses for Tunneling, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics.
12. Fagan, M.J. (1996), Finite Element Analysis, Theory and Practice, Longman.
13. Golser & Mussger (1979) Another view of the NATM, Tunnels & Tunnelling,
14. Golser J. & Mussger K. (1978), The New Austrian TunnellingMethod (NATM) contractual aspects, Tunnelling Under Difficult Conditions, Proceedings of the InternationalTunnel Symposium, Tokyo, Pergamon Press, Oxford.
15. Hoek, E. (1983), Strength of jointed rock masses, 23rd. Rankine Lecture. Géotechnique
16. Hoek E. and Brown E.T., (1980), Underground Excavations in Rock . London: Institution of Mining and Metallurgy.
17. Hoek, E. and Brown, E.T. 1980. Empirical strength criterion for rock masses. J. Geotech. Engng Div.

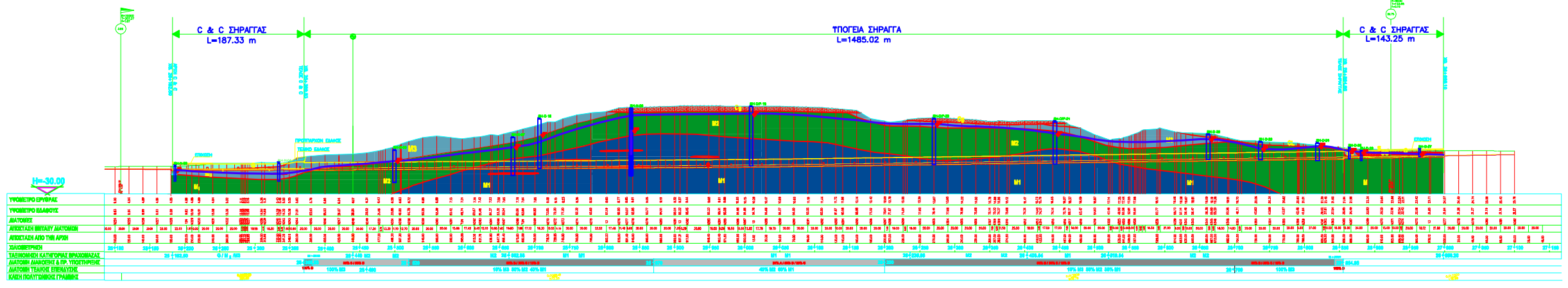
18. Hoek, E., Carranza-Torres, C.T., and Corkum, B. (2002), Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. Proc. North American Rock Mechanics Society meeting in Toronto in July 2002
19. Hoek E., Kaiser P.K. and Bawden W.F. (1995), Support of Underground Excavations in Hard Rock, Balkema Publishers.
20. Hudson,J.A., Harrison,J.P., (1997), Engineering Rock Mechanics: an Introduction to the Principles and Applications, Elsevier Science.
21. Institution of Civil Engineers (ICE) (1996), Sprayed Concrete Linings (NATM) for tunnels in soft ground, ICE design and practice guide, Thomas Telford, London
22. Jaeger, J. C., and N. *G.* W. Cook, (1979), Fundamentals of rock mechanics, 3rd ed.: Chapman and Hall, New York.
23. Karakuş, M., & R.J. Fowell, (2004), An insight into the New Austrian Tunnelling Method (NATM), ROCKMEC′2004-VIIth Regional Rock Mechanics Symposium, Sivas, Türkiye
24. Koukis, G., Rozos, D., (1993), Mineralogical composition and texture of the Miocene sediments of the NW Peloponnesus, Greece. Proc of Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks, Athens, Balkema, Rotterdam.
25. Kovári K. (1994), Erroneous concepts behind the New Austrian Tunnelling Method, Tunnels & Tunnelling,
26. Madenci, E., & I., Guven (2006), The Finite Element Method and Applications with ANSYS.
27. Magorian Mine services (2006), Auburn Canada.
28. Müller L. (1978), The reasons for unsuccessful applications of the New Austrian Tunnelling Method, Tunnelling Under Difficult Conditions, Proceedings of the International Tunnel Symposium, Tokyo, Pergamon Press
29. Müller L. (1990) Removing the misconceptions on the New Austrian Tunnelling Method, Tunnels & Tunnelling.
30. Nishimatsu Construction Co.,(2002), Ltd -Hong Kong (http://www.nishimatsu.com).
31. Panet M. (1995), Le calcul des tunnels par la methode convergence-confinement, Presses de l' Ecole Nationale des Ponts et Chaussees.
32. Panet, M., Guenot, A., (1982), Analysis and Convergence behind the face of atunnel. International Symposium, Brighton.
33. Peck, R. B., (1969), Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. Geotechnique
34. Peila D. (2005) Ground reinforcing for tunneling : The example for steel pipe umbrella, Istambul.
35. Pettijohn, F., (1975), Sedimentary Rocks. 3rd edition Harper and Row publishers.

36. Potts and Zdravkovic, (1999), Finite element Analysis in Geotechnical Engineering, application, Thomas Telford.
37. Rabcewicz L., (1964), The New Austrian Tunnelling Method, Part one, Water Power.
38. Rabcewicz L. & Golser J., (1973), Principles of dimensioning the supporting system for the New Austrian Tunnelling Method, Water Power.
39. Reddy J.N.,(1993), Finite Element Method, McGrawHill.
40. Reed concrete pumps & gunite machines, (2009), Chino Californiα (http://www.reedpumps.com)
41. Robins Tunneling Company (2000), (http://www.therobbinscompany.com)
42. Rotex Oy Finland (2002), Forepoling methods.
43. Sandvik – Tamrock, (1999), Tunneling – Rock excavation Handbook for civil engineer.
44. Shames I.H. & Cozzarelli F.A.,(1992), Elastic and Inelastic Stress Analysis, Prentice-Hall.
45. Stillborg, B., Stillborg, Eng., (1986), Professional users handbook for rock bolting (Series on Rock and Soil Mechanics).
46. Stillborg, B. (1994). Professional users handbook for rock bolting, 2nd edn. Clausthal-Zellerfeld: Trans Tech Publications
47. The UK motorway archive, (1946), Newport tunnel ,Wales
48. Youakim et al., (1999), Nonlinear Analysis Of tunnels In Clayvey/Sandy Soil with Concrete Lining, Engineering Structures
49. YIT(2008), Mestaritunneli ,Kehä 1, Finland

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

Πίνακας Κριτηρίων Εφαρμογής Μέτρων Υποστήριξης

Γεωτεχνική κατηγορία	M1	M2		M3
Υλικό	Μαλακός βράχος	Σκληρό έδαφος		Έδαφος
Γενική περιγραφή	Μέτριος ποσότητας βραχώδης σχηματισμός με σημαντική αντοχή	Χαμηλής ποσότητας ημι-βραχώδης σχηματισμός με χαμηλή αντοχή	Πολύ χαμηλής ποσότητας σχηματισμός, πάρα πολύ αποσαθρωμένος	Πάρα πολύ χαμηλές μηχανικές ιδιότητες
Λιθολογία	Μη αποσαθρωμένη ιλυώδης μάργα με τοπικές διακλάσεις, και με τοπικές ενστρώσεις αργιλικής μάργας και ασβεστη.	Ιλυώδης μάργα με μέτρια αποσαθρωση, με τοπικές ενστρώσεις αργιλικής ή αμμώδους μάργας	Πάρα πολύ αποσαθρωμένη ιλυώδη μάργα, με τοπικές ενστρώσεις αργιλικής ή αμμώδους μάργας	Εντελώς αποσαθρωμένο έδαφος όπως το υλικό σε περιοχές με μικρό υπερκείμενο
Νερό	Γενικά λόγω χαμηλής διαπερατότητας της μάργας, πιθανόν να μην παρατηρηθεί εισροή νερού. Νερό αναμένεται να εμφανιστεί με τη μορφή υγρασίας. Εξάρεση αποτελούν οι περιοχές αμμώδων ενοτήτων στο σώμα της μάργας. Αυτά σε φυσική εμφάνιση τυγχάνει, έχουν διαστάσεις στην κατακόρυφο διεύθυνση λίγων μέτρων και περιέχουν νερό, πιθανόν υπό πίεση.			Σε περιοχές με χαμηλό υπερκείμενο, η εισροή νερού αναμένεται ως αποτέλεσμα των κατακρημνισμάτων υδάτων
Επιρροή του νερού	Ελάχιστη επιρροή στις μηχανικές ιδιότητες	Μέτρια επιρροή στις μηχανικές ιδιότητες		Σημαντική επιρροή στις μηχανικές ιδιότητες
Διόγκωση	Μικρή πιθανότητα διόγκωσης			
Σύνθλιψη	Αναμενόμενη μικρή σύνθλιψη σε περιοχές με μεγάλα υπερκείμενα (>40 m)			Καθίζουσα σύνθλιψη λόγω χαμηλών υπερκειμένων
Βαθμός δυσκολίας εκσκαφής	Με μηχανικά μέσα (υδραυλική σφύρα)	Με καθορόφαρο εκσκαφέα ή χρονοκαστιά		
		με δυσκολία	με προσπάθεια	εύκολα
Κατηγορίες εκσκαφής	A	B	C	D
Παραμόρφωση [mm]	27	27	34	45
Όρια προειδοποίησης και κινδύνου [mm]	14 / 20	14 / 20	17 / 25	22 / 34



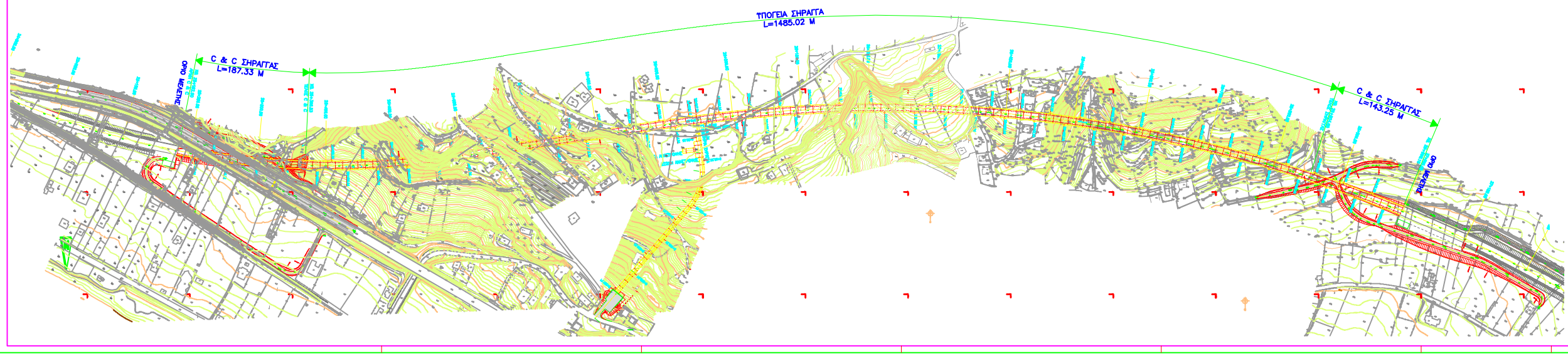
ΥΠΟΜΝΗΜΑ

ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΕΝΟΤΗΤΕΣ

- Φλοιοί ή συνεχείς ενστρώσεις σχηματισμών με κοκκώδες υλικό με πτωχή κυκλοφορία υδάτων
- Ά – Άμμο-χάλικο (από αποσαθρωση κροκαλοπαγών)
- Αποσαθρωμένος μαργαϊλός μανδύας
- Μάργα με συμπεκραφορά σκληρού εδάφους - μαλακού βράχου
- Μάργα με δομή μαλακού βράχου - βράχου
- Άργιλος χαμηλής πλαστικότητας
- Κροκαλοπαγή
- Υδροφόρος ορίζοντας

Γενικά ο υδροφόρος ορίζοντας που συναντάται στην περιοχή και παρουσιάζεται στην μηκοτομή βρίσκεται στην επιφάνεια και δεν εκτείνεται σε μεγάλο βάθη του στρώματος της μάργας. Λόγω της χαμηλής διαπερατότητας της μάργας ο υδροφόρος ορίζοντας διακόπτεται μεσ από εφάδιες των 5-20m. Μειώνει τον χρόνο, επιφάνεια πάνω στην η μακικά αδιαπέρατη μάργα.

Οι ανάδρες του υψώματος του υδροφόρου ορίζοντα προέρχονται από τις μάργιας με ανοιχτού τύπου πιεζόμετρο. Με εξάρεση τη γεώτρηση ΘΗΝ-03, όπου το πιεζόμετρο είναι σε πιεζόμετρο τύπου Casagrande (60.00-95.40) και οι ενδείξεις του αντιπροσώπευν στην υδροστατική πίεση της κοκκώδους ένστρωσης την οποία διατρέχει ενώ το ύψωμα του επαναγκαιούν ο δορυφορος ορίζοντα σε αυτή τη συγκεκριμένη γεώτρηση προέρχεται από παρεμβροπή κατά τη διάρκεια της διάτρησης και γι αυτό δεν συμβαδίζει με τα μετρημένα.



ΚΑΤΟΨΗ / ΜΗΚΟΤΟΜΗ

1 : 2000 Σ 1001