

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Δ.Π.Μ.Σ. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ
ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΜΕΤΩΠΟΥ ΣΗΡΑΓΓΑΣ, ΑΝΥΠΟΣΤΗΡΙΚΤΟΥ ΚΑΙ
ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΜΕ ΑΓΚΥΡΙΑ ΜΕΣΩ ΤΡΙΔΙΑΣΤΑΤΩΝ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ
ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ**



ΚΩΝΣΤΑΝΤΖΟΣ ΙΑΣΩΝ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: Μ. ΚΑΒΒΑΔΑΣ

ΑΘΗΝΑ 2010

Περιεχόμενα

ΠΡΟΛΟΓΟΣ	5
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1	6
1.1 Μέτρα προσωρινής υποστήριξης σηράγγων	6
1.1.1: Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	6
1.1.2: Μεταλλικά πλέγματα - μεταλλικές ίνες.....	7
1.1.3: Αγκύρια Βράχου.....	8
1.1.4: Μεταλλικά Πλαίσια	10
1.1.5: Βελτίωση των συνθηκών έδρασης του κελύφους.....	11
1.1.6: Ολισθαίνουσα - Ενδίδουσα Υποστήριξη:	11
1.1.7: Προσωρινό ανάστροφο τόξο:	12
1.2 Μέτρα ενίσχυσης μετώπου εκσκαφής	13
1.2.1: Χρήση ελαφρών βλήτρων προπορείας:	13
1.2.2: Ομπρέλλα βαριών δοκών προπορείας:.....	13
1.2.3: Κατακόρυφα αγκύρια:	14
1.2.4: Αγκύρια μετώπου	15
1.2.5: Βελτίωση γεωυλικού με χρήση ενέματος – Grouting – Jet Grouting.....	16
1.2.6: Soil Freezing	16
1.2.7: Μείωση των διαστάσεων του μετώπου εκσκαφής.....	17
1.2.8: Αποστραγγιστικές & Ανακουφιστικές Οπές:	19
1.2.9: Άλλες μορφές προσωρινής υποστήριξης	19
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2	20
2.1 Γενική περιγραφή του τασικού πεδίου στο μέτωπο	20
2.2 Μηχανισμοί αστοχίας.....	24
α. Μέθοδος Konaγi - Αναγνώστου	24
β. Μέθοδος κατά Mohr - Coulomb.....	26
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3	29
3.1 Γενικά περί των αγκυρίων μετώπου.....	29
3.2: Πειραματικές έρευνες	30
3.3 Αριθμητικές έρευνες.....	34
3.4 Έρευνα με χρήση θεώρησης οριακής ισορροπίας (Αναγνώστου & Σεραφειμίδης, 2007) ..	42
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4	50
4.1 Λογισμικό - Λεπτομέρειες για το μοντέλο - διάφορες παράμετροι για το έδαφος.....	50
4.2 Σχετικά με τους χρησιμοποιούμενους καννάβους αγκυρίων	51

4.3 Επίδραση του μήκους του αγκυρίου που είναι διαθέσιμο μπροστά στο μέτωπο	53
4.4 Αναλυτική περιγραφή του αριθμητικού προσομοιώματος	53
4.5 Είδη πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιήθηκαν	54
4.6 Συγκέντρωση των αποτελεσμάτων.....	56
4.7 Περιπτώσεις ανυποστήρικτου μετώπου	58
4.8 Περιπτώσεις ενισχυμένου μετώπου – Περιορισμένα και απεριόριστα αγκύρια	64
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5	70
5.1 Περίπτωση ανυποστήρικτου μετώπου.....	70
5.1.1: Χρήση κατάλληλων διαγραμμάτων για ομαδοποίηση των αποτελεσμάτων	70
5.1.2 Παρατηρήσεις από τα διαγράμματα – γενικές και ειδικές επισημάνσεις.....	72
5.1.3 Αναγκαιότητα χρήσης νέας μεταβλητής- ο παράγοντας F_{FS}	78
5.2 Συγκέντρωση αποτελεσμάτων για το ενισχυμένο μέτωπο	82
5.2.1 Γενικά για τις αναλύσεις με αγκύρια.....	82
5.2.2: Γενικά συμπεράσματα περί συμβατότητας του F_{FS} με τις αναλύσεις με αγκύρια.....	90
5.2.3: Υιοθέτηση νέου συντελεστή F_{FS}^* για τη μελέτη της συμπεριφοράς του ενισχυμένου μετώπου.....	94
5.3 Συμπεράσματα σε σχέση με τους απαιτούμενους καννάβους.....	98
5.4: Συμπεράσματα.....	99
Βιβλιογραφία:.....	101
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ι	103
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΙΙ	107
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΙΙΙ	111
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΙV	116
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ V.....	121
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ VI.....	125

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Το έναυσμα για τη συγκεκριμένη διπλωματική εργασία προέκυψε αρκετό καιρό πριν ολοκληρώσω την προπτυχιακή μου διπλωματική εργασία, στα πλαίσια της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του ΕΜΠ.

Έχοντας ασχοληθεί εκτενώς με το θέμα των αγκυρίων μετώπου, βρέθηκα πολλές φορές μπροστά στο πρόβλημα της ιδιαίτερα χρονοβόρας εξαγωγής αποτελεσμάτων από τις αναλύσεις του Abaqus, κάτι που πραγματικά μου έδενε τα χέρια, αναγκάζοντάς με να θυσιάσω παραγωγικές ώρες που θα μπορούσαν να αξιοποιηθούν πολύ πιο εποικοδομητικά με βαθύτερη ενασχόληση σε ένα από τα θέματα που είχα αναπτύξει.

Έτσι, με την απόφαση της συνέχισης των σπουδών μου στο διατμηματικό μεταπτυχιακό πρόγραμμα «Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπογείων Έργων», αποφάσισα να συνεχίσω τη μελέτη μου στο θέμα των αγκυρίων μετώπου, ξεκινώντας από το να φτιάξω μια βάση την οποία θα μπορεί να συμβουλευεται κάθε συνεχιστής της έρευνας, αποφεύγοντας τις χρονοβόρες διαδικασίες που εντόπισα.

Κατασκευάστηκε λοιπόν ένα ιδιαίτερα βαρύ φύλλο υπολογισμού, που με απλή διαδικασία copy-paste του κειμένου του output των αναλύσεων έβγαζε τρεις διαφορετικές εκφράσεις της έκθλιψης του μετώπου, μια στο κέντρο της σήραγγας (κάτι που είχε γίνει ήδη), μια διδιάστατη, ως εμβαδό ορθογωνίου ίδιου με το εμβαδό της έκθλιψης της κατακορύφου του κέντρου της σήραγγας, καθώς και μια τριδιάστατη, ως τον όγκο ενός κώνου ίσου με τον όγκο της έκθλιψης σε όλη την επιφάνεια του μετώπου.

Οι δύο τελευταίες προσθήκες ήταν εξαιρετικά σημαντικές σε ό,τι έχει να κάνει με τη σύγκριση των τιμών που δίνει το ανυποστήρικτο και το ενισχυμένο μέτωπο, καθώς η τιμή της εξώθησης στο κέντρο δεν έχει κανένα πρακτικό νόημα στις αναλύσεις με αγκύρια.

Έχοντας λοιπόν όλες αυτές τις τιμές, πραγματοποιήθηκαν πολλές παραπάνω αναλύσεις κοντά στην περιοχή της πλαστικοποίησης του μετώπου, ώστε να μπορούμε να έχουμε μια ξεκάθαρη εικόνα για το που αυτό αρχίζει να συμπεριφέρεται πλαστικά, και έχει ανάγκη ενίσχυσης (το ανυποστήρικτο) ή πύκνωσης του καννάβου της ενίσχυσης (το ήδη ενισχυμένο). Τελικά μπορέσαμε για την περίπτωση των αβαθών σηράγγων να κατασκευάσουμε ένα διάγραμμα που να δείχνει την απαίτηση σε κάρναβο αγκυρίων, τέτοιο ώστε για κάθε περίπτωση να γίνεται η απολύτως οικονομικότερη επιλογή.

Στην όλη εκπόνηση της διπλωματικής αυτής υπεροπολύτιμη ήταν η βοήθεια του υποψήφιου διδάκτορα Γ. Προυντζόπουλου, που έχοντας βαθιά γνώση του θέματος της ευστάθειας μετώπου ήταν εκεί για κάθε πιθανή μου απορία, του υποψήφιου διδάκτορα Π. Φορτσάκη, χωρίς τη βοήθεια και τις προγραμματιστικές γνώσεις του οποίου θα ήταν πολύ πιο χρονοβόρα η κατασκευή του εξαιρετικά απαιτητικού αυτού φύλλου υπολογισμών, καθώς και του επιβλέποντα καθηγητή μου Μ. Καβαβάδα, που ήταν ανά πάσα στιγμή διαθέσιμος για οποιαδήποτε απορία μου.

Κωνσταντζος Ιάσων, Νοέμβρης 2010

1.1 Μέτρα προσωρινής υποστήριξης σηράγγων

1.1.1: Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Μέτρο που χρησιμοποιείται στη συντριπτική πλειοψηφία των σηράγγων, κυρίως για λόγους λειτουργικούς της κατασκευής, και ασφαλείας προσωπικού, αφού αποτρέπει την πιθανή πτώση μικρών τεμαχίων βράχου, χαλαρωμένων λόγω της διάνοιξης. Ειδικότερα δε σε περιπτώσεις ιδιαίτερως κερματισμένης ή αποδομημένης βραχώμαζας, προλαμβάνεται η καταρροή υλικού, που πέραν των πιθανών τραυματισμών του προσωπικού θα μπορούσε να οδηγήσει επιπλέον σε σχηματισμό καθιζήσεων μορφής καμινάδας.

Τέλος, δε θα πρέπει να ξεχνάμε και τη δομική χρησιμότητα του εκτοξευομένου σκυροδέματος, αφού σε περιπτώσεις βραχώμαζας αντοχών μικρότερων σε σχέση με τις επιτόπου τάσεις, λόγω του κλειστού δακτυλίου που αυτό δημιουργεί, υπόκεινται σε μια ομαλότερη και σίγουρα ευνοϊκότερη κατανομή των τάσεων αυτών, και προλαμβάνεται σε πολλές περιπτώσεις πιθανή αστοχία.



Εικόνα 1.1.1: Επιφάνεια εκτοξευομένου σκυροδέματος στη σήραγγα Δερβένι της ΠΑΘΕ.

Σε πολύ πιο περιορισμένο βαθμό εφαρμόζεται το εν λόγω μέτρο και στο μέτωπο, όμως η αποτελεσματικότητά του έναντι της έκθλιψης δεν κρίνεται σημαντική.

1.1.2: Μεταλλικά πλέγματα - μεταλλικές ίνες

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ουσιαστικά δεν επιτελεί δομικό ρόλο, πέραν της ανακατανομής των τάσεων σε ευνοϊκότερη μοσφή όταν αυτό σχηματίζει πλήρη δακτύλιο. Ο προφανής λόγος γι' αυτό είναι ότι ως γνωστόν το σκυρόδεμα δεν δύναται να παραλάβει εφελκυστικές τάσεις. Έτσι κρίνεται αναγκαία η προσθήκη ενός είδους οπλισμού, τέτοιου που να μπορεί να τοποθετείται σε σύντομο χρονικό διάστημα και να προσδίδει στο μίγμα διαφορετικές ιδιότητες. Οι συνηθέστερες εκδοχές είναι αυτές του μεταλλικού πλέγματος και των ινών οπλισμού. Κάθε μια από τις μεθόδους αυτές παρουσιάζει τα δικά της πλεονεκτήματα, ενώ αμφότερες προβληματίζουν σε σχέση με την ομοιογένεια της φέρουσας ικανότητας του παραγομένου σκυροδέματος.

Στην περίπτωση του μεταλλικού πλέγματος, η διάταξη, λόγω της ελαστικότητας της, δημιουργεί πίσω από το πλέγμα περιοχές κενές από σκυρόδεμα, με αποτέλεσμα την δομική ανομοιογένεια, που προβληματίζει σε σχέση με τα φορτία που δύνανται να παραληφθούν.

Αντίστοιχα, στην περίπτωση του ινοπλισμένου σκυροδέματος, ενώ θεωρητικά η κατανομή των εφελκυστικών αντοχών είναι περισσότερο ομοιόμορφη, θα πρέπει να γίνει πάρα πολύ προσεκτική ανάμιξη των μεταλλικών ινών ώστε να αποφευχθεί η ύπαρξη σημείων υπερβολικής πύκνωσης, που θα οδηγούσε και πάλι στην ανομοιογένεια.

Η κατασκευαστική εμπειρία δείχνει αξιοποίηση και των δύο άνωθεν μεθόδων, με μάλλον μεγαλύτερη επικράτηση αυτής των πλεγμάτων, αφού πρόκειται αφενός για οικονομικότερη λύση, αφετέρου υπάρχει καλύτερη εποπτεία κατά την τοποθέτηση. Σε περιπτώσεις δε ιδιαίτερα αποδιοργανωμένης βραχόμαζας, όπου αναμένονται έντονες συγκλίσεις, όπως και καταπτώσεις τεμαχών, προτιμάται το ιδιαίτερα πυκνό πλέγμα, που χρησιμεύει εν μέρει και ως "δίχτυ" προστασίας από καταπτώσεις μικρών τεμαχών, πριν την επίστρωση του gunite.

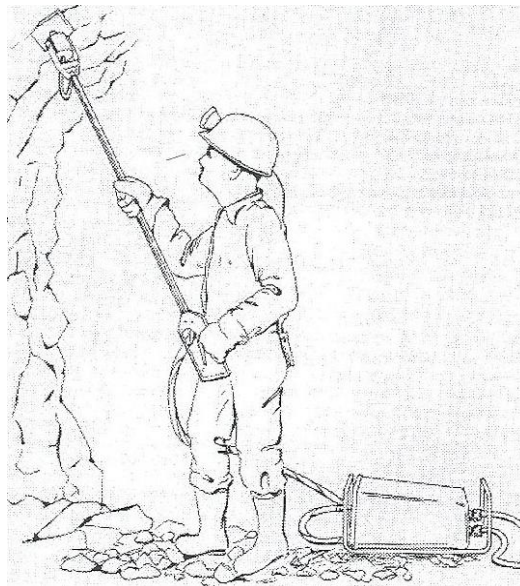
Στην παρακάτω φωτογραφία φαίνονται πλέγματα πριν από την τοποθέτησή τους στη σήραγγα "Δερβένι" της ΠΑΘΕ.



Εικόνα 1.1.2: Πλέγματα πριν την τοποθέτηση στη σήραγγα Δερβένι της ΠΑΘΕ.

1.1.3: Αγκύρια Βράχου

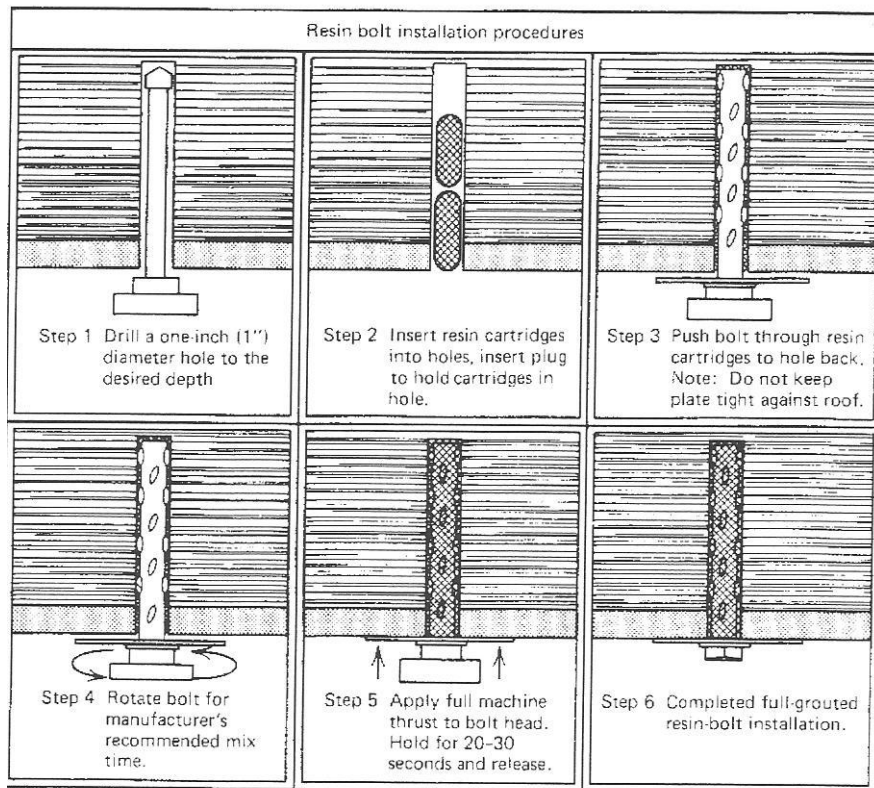
Μία πολύ συχνά χρησιμοποιούμενη μέθοδος προσωρινής υποστήριξης στις σήραγγες είναι τα αγκύρια βράχου. Ως κύριο ρόλο τους έχουν τη σταθεροποίηση όγκων που οριοθετούνται από πιθανές ασυνέχειες της βραχώμαζας. Γίνεται εύκολα αντιληπτό ότι η κρισιμότερη περιοχή για τέτοιες αστοχίες είναι η στέψη της σήραγγας, και αυτός είναι ο λόγος που τα αγκύρια τοποθετούνται εκεί στις περισσότερες περιπτώσεις. Ο κάρναβος εξαρτάται εν πολλοίς από την απόσταση και την εμμόνη των ασυνεχειών. Όταν έχουμε να αντιμετωπίσουμε άστρωτους σχηματισμούς μεγάλης αντοχής, χωρίς κανονικότητα στο εύρος, την κατανομή και τον προσανατολισμό των ασυνεχειών, ενδείκνυται η χρήση πυκνού κάρναβου, έτσι ώστε να ελαχιστοποιούνται οι πιθανότητες αστοχίας. Φυσικά είναι δυνατή και η ολίσθηση τεμαχίων μέσω τεινόμενων ασυνεχειών και στις παρειές, αλλά λόγω της μικρής κλίσης αυτή ολοκληρώνεται σε πολύ μεγαλύτερο χρονικό διάστημα και όχι αιφνίδια, όπως συμβαίνει στην περίπτωση της στέψης. Έτσι μόνο σε λίγες περιπτώσεις πρέπει αυτό να αντιμετωπιστεί από την προσωρινή υποστήριξη. Η ανάγκη για άμεση παραλαβή των φορτίων από τα αγκύρια καθιστά ιδανική επιλογή τα αγκύρια τύπου swellex. Αυτά διαστέλλονται με την τοποθέτησή τους, και μπορούν να παραλάβουν άμεσα τα φορτία.



Εικόνα 1.1.3: Τοποθέτηση αγκυρίου τύπου swellex

Αντίθετα, τα συμβατικά αγκύρια πλήρους πάκτωσης για να παραλάβουν τα απαιτούμενα φορτία θα πρέπει να έχει ολοκληρωθεί πρώτα η πήξη του ενέματος. Το τελευταίο ανάλογα με την κάθε περίπτωση, πρόκειται είτε για τσιμεντένεμα είτε για ρηνικό ένεμα. Το δεύτερο πλεονεκτεί του πρώτου, αφού παραλαμβάνει τις αντοχές του αισθητά ταχύτερα.

Τα αγκύρια όμως χρησιμοποιούνται σε πολλές περιπτώσεις και σε συνδυασμό με το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, αφού σε περίπτωση βραχόμαζας έντονα κερματισμένης υφίσταται ο κίνδυνος εκτεταμένης κατάπτωσης τεμαχών.



Εικόνα 1.1.4: Διαδικασία τοποθέτησης αγκυρίων

Υπό αυτές τις συνθήκες, είτε τοποθετούνται τα αγκύρια σε θέσεις σταθερότερες μακριά από την εκσκαφή, είτε ενισχύεται το αλληλοκλειδίωμα μεταξύ των τεμαχών του βράχου ανάμεσα στην κεφαλή και το άκρο του αγκυρίου μέσω της ορθής δύναμης που αυτό ασκεί:

Όταν ο κύριος μηχανισμός αστοχίας είναι η δημιουργία πλαστικής ζώνης γύρω από την σήραγγα, ως αποτέλεσμα διατμητικής αστοχίας της βραχόμαζας, τα αγκύρια χρησιμοποιούνται με τρόπο τέτοιο ώστε να παρεμποδίζονται οι παραμορφώσεις, όσο αυτό είναι αναγκαίο, και να μειώνεται όσο γίνεται η αποδιοργάνωση της βραχόμαζας. Κάτι τέτοιο επιτυγχάνεται όταν το άκρο του αγκυρίου να φτάνει στην «υγρή» περιοχή, πέρα από τα όρια της πλαστικοποιημένης ζώνης, και πιο συγκεκριμένα, σε θέσεις όπου το άνοιγμα της σήραγγας δεν έχει δημιουργήσει κάποια τοπική μείωση της αντοχής, ώστε τελικά το αγκύριο να συνεισφέρει στην μείωση των συγκλίσεων.

Σύμφωνα με τα παραπάνω, σε περιπτώσεις διάνοιξης σηράγγων σε ιδιαίτερα χαμηλών αντοχών σχηματισμούς, όπου η πλαστικοποιημένη ζώνη είναι εκτεταμένη, κρίνεται ασύμφορη η τοποθέτηση αγκυρίων τόσο μεγάλου μήκους ώστε να πακτώνονται εκτός του εύρους της πλαστικής ζώνης. Εξάλλου είναι και δύσκολο να βρεθούν στο εμπόριο αγκύρια τέτοιου μήκους. Ωστόσο, είναι δυνατόν σε περίπτωση που το αγκύριο αγκυρώνεται σε ζώνη χαμηλών αντοχών, μέσω του ενέματος να πραγματοποιηθεί μια βελτίωση του βράχου σε μεγάλο βαθμό, αφού αφενός το ένεμα συμπληρώνει τα διάφορα κενά που ενδεχομένως υπάρχουν στον σχηματισμό, αφετέρου οι ορθές τάσεις που δημιουργούνται οδηγούν στην αύξηση της διατμητικής αντοχής.

1.1.4: Μεταλλικά Πλαίσια

Κατά την τοποθέτηση του εκτοξευομένου σκυροδέματος, στις περισσότερες των περιπτώσεων απαιτείται μια πρόσθετη ενίσχυση για να αποφευχθούν υπερβολικές συγκλίσεις, που θα οδηγούσαν σε κατάρρευση της κοιλότητας. Εξάλλου, ακόμη και σε πιο ανθεκτικές βραχώμαζες, θα πρέπει να λαμβάνουμε υπόψιν ότι το gunite απαιτεί κάποιον χρόνο για να μπορεί να παραλάβει φορτία, που παρόλο που είναι ιδιαίτερα μικρός σε σχέση με το τυπικό σκυρόδεμα, δεν είναι μηδενικός. Έτσι, μαζί με το gunite τοποθετούνται και χαλύβδινα πλαίσια, η διατομή των οποίων είναι συνάρτηση της ποιότητας της βραχώμαζας και των γεωστατικών φορτίων της κάθε περίπτωσης. Για να λειτουργήσουν σωστά τα πλαίσια αυτά, απαιτείται η επιτυχημένη συνάφεια αυτών με τη βραχώμαζα. Κάτι τέτοιο καθίσταται δυνατό με την προσθήκη gunite έτσι ώστε να πληρωθούν τα κενά που σχηματίζονται ανάμεσα στα πλαίσια και τη βραχώμαζα. Αυτός είναι άλλωστε και ο λόγος της επικράτησης των δικτυωτών πλαισίων, καθώς τα κλασικά διατομής HEB δυσχεραίνουν την πλήρωση με gunite.



Εικόνα 1.1.5: Μεταλλικά πλαίσια

Γενικότερα, για τη σωστή διαστασιολόγηση των πλαισίων, είναι κρίσιμο το να μπορούμε σε πρώτη φάση να γνωρίζουμε τον ακριβή λόγο τοποθέτησής τους, αν δηλαδή τοποθετούνται με σκοπό να αποτραπούν οι καταπτώσεις μεμονωμένων τεμαχίων πετρώματος, χωρίς προσπάθεια αποτροπής της σύγκλισης της διατομής, ή αν σκοπός είναι η καθυστέρηση των συγκλίσεων της διατομής έως ότου τοποθετηθεί η μόνιμη επένδυση.

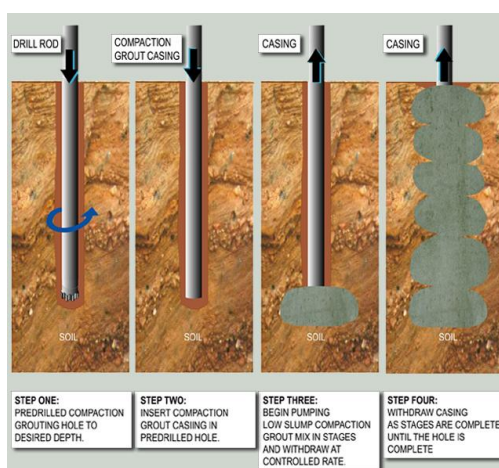
Στην πρώτη περίπτωση τα πλαίσια επιτελούν περιορισμένη δομική λειτουργία, έτσι χρησιμοποιούνται σε χαμηλών αντοχών διατάξεις, είτε μόνα τους είτε σε συνδυασμό με φύλλα.

Στη δεύτερη περίπτωση, μια και τα πλαίσια καλούνται να αναλάβουν ένα μέρος της πίεσης σταθεροποίησης, χρησιμοποιούνται είτε βαριά, με δύσκαμπτες συνδέσεις ώστε να αντέχουν μεγάλα φορτία και να περιορίζουν τις παραμορφώσεις της διατομής, είτε ελαφρά, τα οποία αναλαμβάνουν μικρά φορτία, επιτρέποντας κάποιες παραμορφώσεις.

Για να καθίσταται σταθερότερη η έδραση των εν λόγω πλαισίων, ειδικά στις περιπτώσεις διάνοιξης σηράγγων σε δύο φάσεις, έχει καθιερωθεί η τεχνική της διεύρυνσης του κάτω άκρου του πλαισίου, για κάθε φάση, εν είδει "πεδίλου". Το πεπλατυσμένο αυτό άκρο, με την καθιερωμένη ονομασία "elephant foot" θα πρέπει να είναι σωστά διαστασιολογημένο, ώστε να μπορεί να μεταφέρει στο έδαφος τα φορτία του πλαισίου, του εκτοξευομένου σκυροδέματος, του κελύφους, και όποιων πιθανών άλλων πρόσθετων διατάξεων προσωρινής υποστήριξης, όπως δοκοί προπορείας, κ.α.

1.1.5: Βελτίωση των συνθηκών έδρασης του κελύφους

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, τα πλαίσια μέσω του elephant foot μεταφέρουν τα φορτία τους στο έδαφος. Σε πολλές περιπτώσεις, οι παράμετροι αντοχής του σημείου έδρασης είναι τέτοιες που δεν επιτρέπουν τη σωστή έδραση, οπότε η προφανής λύση είναι η προσπάθεια βελτίωσης του εδάφους στη θέση αυτή. Κάτι τέτοιο επιτυγχάνεται με διάφορες μεθόδους, ανάλογα φυσικά την περίπτωση. Όταν το έδαφος χαρακτηρίζεται από περατότητα, συχνά είναι αρκετή η προσθήκη ενέμματος, με επί τόπου εισπίεση. Αυτό επιτυγχάνει τη δημιουργία μιας "δοκού" ενισχυμένου υλικού στις θέσεις έδρασης του ελεφαντοπόδαρου, η οποία μπορεί πλέον να παραλάβει τα ζητούμενα φορτία.



Εικόνα 1.1.6: Διαδικασία ενίσχυσης με προσθήκη ενέμματος

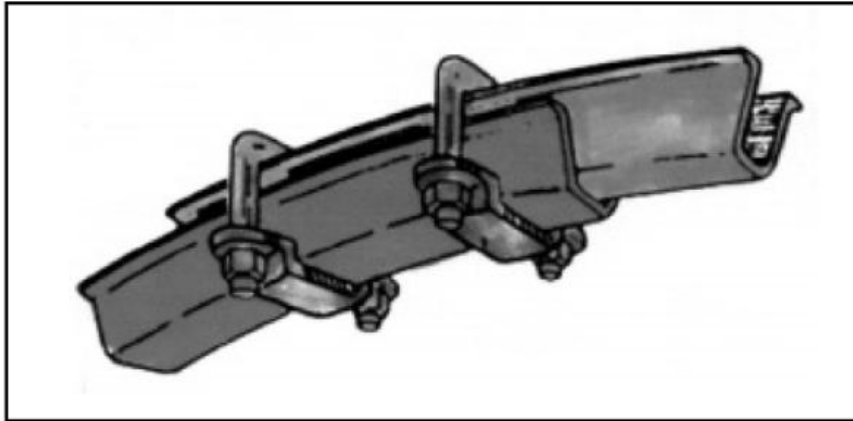
Σε περιπτώσεις έντονα διατμημένου πλαστικού αργιλικού εδάφους, η παραπάνω λύση δεν ενδείκνυται, και συνηθίζεται η κατασκευή μικροπασσάλων στις θέσεις θεμελίωσης του κελύφους. Για τους μικροπασσάλους αυτούς επιλέγεται ως διεύθυνση διάταξης αυτή της θλίψης του τόξου του θόλου, ενώ για να διασφαλιστεί η σωστή κατανομή των τάσεων στο κέλυφος, συνδέονται με μια πλάκα έδρασης.

1.1.6: Ολισθαίνουσα - Ενδίδουσα Υποστήριξη:

Πολύ συχνά, όταν μιλάμε για μεγάλα γεωστατικά φορτία (επιτόπου τάσεις), και για σχετικά χαμηλών αντοχών βραχώμαζας, καθίσταται πρακτικώς αδύνατη η πλήρης παραλαβή των φορτίων από μια προσωρινή υποστήριξη, τέτοια που θα επέτρεπε μηδενικές συγκλίσεις. Με άλλα λόγια, η λύση ενός άκαμπτου προσωρινού κελύφους δεν είναι δυνατή. Έτσι, για τις περιπτώσεις αυτές, υιοθετείται η λύση της ενδίδουσας υποστήριξης. Αυτή, λειτουργεί με τη λογική της "αποτόνωσης" των επί τόπου τάσεων μέσω της ελεγχόμενης σύγκλισης, μέχρι ενός σημείου του ανοίγματος. Η πραγματοποίηση της σύγκλισης αυτής έχει μειώσει σε σημαντικό βαθμό τις τάσεις που πρέπει να παραληφθούν από την προσωρινή υποστήριξη, με αποτέλεσμα τελικά να μπορεί να διαστασιοποιηθεί αποτελεσματικά. Σύμφωνα με τα παραπάνω, κρίσιμο σημείο του σχεδιασμού με ενδίδουσα υποστήριξη είναι η πρόβλεψη του σωστού ποσοστού υπερκεκασφής, έτσι ώστε μετά την εκτόνωση της πίεσης το προκύπτον άνοιγμα να έχει την επιθυμητή διάμετρο. Η μορφή της υποστήριξης που χρησιμοποιείται συνήθως είναι πλαίσια διατομής U τα οποία μπαίνουν το ένα

μέσα στο άλλο κατά τη διάρκεια των επιθυμητών συγκλίσεων. Στη συνέχεια, αυτά κλειδώνουν μεταξύ τους, μη επιτρέποντας περαιτέρω σύγκλιση, που θα μείωνε την επιθυμητή διατομή. Αυτά χρησιμοποιούνται πάντα σε συνδυασμό με πλέγμα, το οποίο αποτρέπει πιθανές καταπτώσεις τεμαχών στα κενά που δημιουργούνται κατά τη διάρκεια της αποτόνωσης ή στις κενές θέσεις της ολισθαίνουσας υποστήριξης.

Εναλλακτικά χρησιμοποιείται και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα που φέρει στα κενά του ενδόσιμα μεταλλικά ελάσματα, σε ρόλο αρμών.



Εικόνα 1.1.7: Πλαίσιο ολισθαίνουσας υποστήριξης

Συχνή επίσης είναι η χρήση αποκλειστικά και μόνον εκτοξευόμενου σκυροδέματος, που στα κενά του φέρει ενδόσιμα κυλινδρικά ελάσματα, σε ρόλο αρμών. Μετά το πέρας της προγραμματισμένης σύγκλισης, τα κενά αυτά είτε πληρώνονται με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, είτε καλύπτονται από τις διατάξεις των κυλίνδρων που έχουν φτάσει στο τελικό στάδιο παραμόρφωσής τους.

1.1.7: Προσωρινό ανάστροφο τόξο:

Η εν λόγω μέθοδος είναι ουσιαστικά η κατασκευή της σήραγγας σε δύο φάσεις, με άνω και κάτω ημιδιατομή. Πριν την έναρξη της επόμενης φάσης, στην άνω ημιδιατομή ουσιαστικά διαμορφώνεται ένα κλειστό κέλυφος το οποίο αποτρέπει την ανύψωση του πυθμένα, που θα οδηγούσε στην αποδιοργάνωση της όλης περιβάλλουσας βραχώμαζας. Η μικρότερη περίμετρος του προσωρινού κελύφους δε, συνεπάγεται μικρότερη καταπόνηση από καμπτικές ροπές, καλύτερη κατανομή των τάσεων στο κέλυφος όπως και καλύτερη μεταφορά των τάσεων στο elephant foot. Όσο δε το τόξο αυτό προσεγγίζει (κατά το δυνατόν) το κυκλικό σχήμα, η κατανομή των εντατικών μεγεθών γίνεται ευνοϊκότερη.

Τα ουσιαστικά προβλήματα που υπεισέρχονται στην εν λόγω μέθοδο, είναι ο κίνδυνος αποτυχημένης σύνδεσης του ανάστροφου τόξου με τον υπόλοιπο φορέα, ενδεχόμενο που θα τον απέτρεπε από το να λειτουργεί ενιαία, και θα του έδινε σημεία αδυναμίας, πολύ επικίνδυνα για την ανάπτυξη ρωγμών και αστοχιών λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων. Θα πρέπει να δωθεί μεγάλη προσοχή δε στο σχηματισμό ικανού εύρους αρμού ανάμεσα στο προσωρινό ανάστροφο τόξο και το elephant foot, αφού θα πρέπει να διασφαλιστεί ότι η ηθελημένη καταστροφή του πρώτου δε θα δημιουργήσει ζημιές στο τελευταίο.

1.2 Μέτρα ενίσχυσης μετώπου εκσκαφής

Παρακάτω θα παραθέσουμε ορισμένες μεθόδους που σκοπό έχουν την ενίσχυση του μετώπου της εκσκαφής, αφού όπως έχει δείξει η κατασκευαστική εμπειρία σήμερα, ευσταθές μέτωπο συνεπάγεται βελτίωση της ευστάθειας και στην διανοιγόμενη κοιλότητα.

1.2.1: Χρήση ελαφρών βλήτρων προπορείας:

Μια από τις πιο συνηθισμένες μεθόδους ενίσχυσης του μετώπου, είναι η τοποθέτηση ελαφρών βλήτρων προπορείας, διατάξεων δηλαδή που μπορεί να είναι είτε μεταλλικές ράβδοι οπλισμού είτε κοίλες δοκοί μικρές διαμέτρου. Αυτές τοποθετούνται υπό γωνία 20° έως και 23° ως προς την οριζόντια διεύθυνση, σχηματίζοντας έτσι μια «ομπρέλλα» προπορείας σε ένα τόξο εύρους 120° περίπου. Η απόσταση που σχηματίζουν αυτές μεταξύ τους εξαρτάται προφανώς από την ποιότητα της βραχώμαζας. Όταν αυτή είναι έντονα κερματισμένη, ο κίνδυνος καταρροής υλικού είναι ιδιαίτερα αυξημένος, οπότε η πυκνότητα σχεδιάζεται αυξημένη. Θα πρέπει φυσικά να λαμβάνεται υπόψιν και κάθε τυχόν περιορισμός σε ό,τι έχει να κάνει με τη μέγιστη πυκνότητα που είναι κατασκευάσιμη χωρίς προβλήματα.

Οι διατάξεις αυτές, στο ένα άκρο τους εδράζονται στο κέλυφος της προσωρινής υποστήριξης, και στο άλλο, μπροστά από το μέτωπο πακτώνονται με χρήση τσιμεντενέματος. Έτσι, γίνεται κατανοητό πως θα πρέπει να προηγηθεί η τοποθέτηση πλασιών, έτσι ώστε να καθίσταται δυνατή η έδραση του εξώτερου άκρου του βλήτρου. Κάτι στο οποίο θα πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή, είναι η ασυμβατότητα αυτών των διατάξεων με μαλακά εδάφη, αφού οι μεγάλες σχηματιζόμενες καμπτικές ροπές είναι αδύνατον να παραληφθούν από διατάξεις τόσο μικρής διαμέτρου όσο τα εν λόγω βλήτρα.

1.2.2: Ομπρέλλα βαριών δοκών προπορείας:

Μια διαφορετική προσέγγιση της παραπάνω μεθόδου, βασίζεται στην χρήση δοκών μεγαλύτερης διατομής, της τάξεως του $\Phi 120$. Αυτή η αύξηση της διαμέτρου, και κατά συνέπεια, της δυσκαμψίας, οδηγεί σε σημαντική αύξηση της καμπτικής αντοχής. Στην περίπτωση αυτή, η τοποθέτηση γίνεται σε μικρότερες γωνίες ως προς την οριζόντια, της τάξεως των 5° , και επιτυγχάνεται όπως και παραπάνω ένα τόξο εύρους περί τις 120° . Ο λόγος που τοποθετούνται υπό γωνία, είναι κατά βάση η εξασφάλιση ύπαρξης χώρου κάτω από την κάθε ομπρέλα για την εκκίνηση της επόμενης. Εξάλλου, για να εξασφαλιστεί η συνεχής παρουσία της ομπρέλας πάνω στο μέτωπο χωρίς να μειώνεται η προς εκσκαφή διατομή, οι διατάξεις τοποθετούνται με επικάλυψη ίση με το $1/3$ του μήκους τους.



Εικόνα 1.2.1: Απεικόνιση τοποθέτησης δοκών προπορείας

Οι ομοιότητες με τη μέθοδο των βλήτρων προπορείας δε σταματούν εδώ, αφού και στην περίπτωση αυτή το ένα άκρο πακτώνεται με χρήση τσιμεντενέματος στη βραχόμαζα μπροστά απ'το μέτωπο, ενώ το άλλο εδράζεται πάνω στο κέλυφος της προσωρινής υποστήριξης. Αυτό που διαφοροποιείται, είναι ότι λόγω της μεγάλης διατομής των δοκών, έχουμε μεγάλο βάρος αυτών, άρα πρέπει να γίνει διαφορετική διαστασιολόγηση των πλαισίων ώστε να τα φέρουν με επιτυχία.

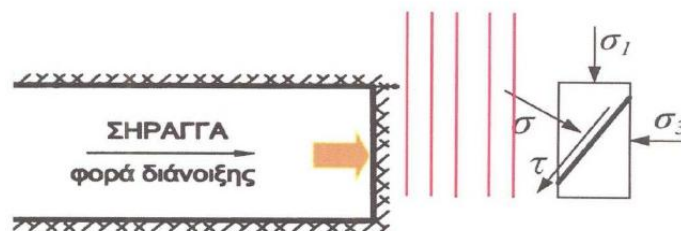
Η αποτελεσματικότητα των δοκών προπορείας αυξάνεται από το γεγονός ότι λόγω μεγαλύτερης διατομής και δυσκαμψίας, αυτές έχουν μεγαλύτερη καμπτική αντοχή, άρα μπορούν και να παραλάβουν μέρος της κατακόρυφης τάσης, μειώνοντας έτσι την προσύγκλιση. Θυμίζουμε εδώ ότι η προσύγκλιση, ιδίως σε βραχόμαζες με μικρή αντοχή σε σχέση με τις επιτόπου τάσεις αποτελεί το κύριο κομμάτι της παραμόρφωσης, ενώ συχνά ευθύνεται και για την πιθανή αποδιοργάνωση της βραχόμαζας.

Ωστόσο, όπως έδειξαν πρόσφατες έρευνες, σε περιπτώσεις βαθιών σηράγγων, όπου οι επιτόπου τάσεις είναι πολύ μεγάλες και επικρατούν συνθήκες σύνθλιψης, η ακαμψία των δοκών δεν επαρκεί για το μέγεθος των φοιτών που δέχεται ο πυρήνας του μετώπου. Άρα θα πρέπει να εφαρμοστούν επικουρικά και άλλες μορφές ενίσχυσης.

Σε ό,τι έχει να κάνει με την εφαρμογή της μεθόδου, θα πρέπει να δωθεί ιδιαίτερη προσοχή στη θεμελίωση του κελύφους, αφού όπως προαναφέρθηκε το πρόσθετο βάρος των δοκών είναι μεγάλο και αυξάνει την πίεση του μετώπου στο κέλυφος. Ο βασικός λόγος που συμβαίνει κάτι τέτοιο, είναι το ότι οι δοκοί είναι τοποθετημένες σε κάποια απόσταση μεταξύ τους, τέτοια που δεν επιτρέπει τη σωστή «συνεργασία» τους, ώστε να αναπτυχθεί σωστά μια μορφή τοξωτής λειτουργίας.

1.2.3: Κατακόρυφα αγκύρια:

Σε πολλές περιπτώσεις αβαθών σηράγγων, αποτελεί εξαιρετικά κρίσιμο παράγοντα η μη όχληση των υπερκειμένων κατασκευών, κατά συνέπεια η πρόκληση όσο το δυνατόν μικρότερων καθιζήσεων. Εκεί λοιπόν, το μικρό ύψος υπερκειμένων ευνοεί την τοποθέτηση κατακόρυφων αγκυριών κάθετα στην επιφάνεια του εδάφους, εν είδει πασσάλων.



Εικόνα 1.2.2: Σκαρίφημα λειτουργίας κατακορύφων αγκυριών

Αυτό έχει στόχο όπως γίνεται εύκολα αντίληπτό την μείωση της συνολικά ασκούμενης κατακόρυφης τάσης στο σημείο της εκσκαφής. Αυτό επιτυγχάνεται με τα αγκύρια να παραλαμβάνουν σημαντικό ποσοστό αυτής. Στις περισσότερες περιπτώσεις, η μέθοδος συνοδεύεται από την κατασκευή μικροπασσάλων σκυροδέματος μπροστά από το μέτωπο, οι οποίοι

στο σημείο της εκσκαφής είναι άοπλοι. Αυτό διευκολύνει την κοπή τους από το μηχάνημα εκσκαφής.

1.2.4: Αγκύρια μετώπου

Μια μέθοδος που χρησιμοποιείται ευρέως σήμερα σε βραχώμαζες σχετικά χαμηλών αντοχών βασίζεται σε οριζόντια αγκύρια που τοποθετούνται σε κατάλληλο κάρναβο κάθετα στο μέτωπο. Τα αγκύρια αυτά είναι κατασκευασμένα από fiberglass, ένα υλικό που παρουσιάζει τις ιδιαιτέρως επιθυμητές για την περίπτωση ιδιότητες να έχει πολύ μεγάλη εφελκυστική αντοχή και ελάχιστη αντοχή σε διάτμηση, έτσι ώστε να μπορεί να κόβεται εύκολα από τα εκσκαπτικά μηχανήματα κατά την προχώρηση του μετώπου.

Η λειτουργία τους πρακτικώς έγκειται στην μείωση των οριζόντιων παραμορφώσεων (εξωθήσεων) του μετώπου. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω της «προσφορά» μιας επιπλέον οριζόντιας τάσης συγκράτησης του μετώπου, η οποία είναι αποτέλεσμα της συνάφειας αγκυρίου – βραχώμαζας. Ουσιαστικά δηλαδή μιλάμε «ακύρωση» του μηδενισμού της οριζόντιας πίεσης συγκράτησης της βραχώμαζας μέσω της διατμητικής αντοχής συνάφειας.



Εικόνα 1.2.3: Αγκύρια μετώπου μετά από εκσκαφή βήματος

Έτσι, δημιουργείται μια μορφή τριαξονικής κατάστασης, που όπως είναι γνωστό είναι ευνοϊκότερη για την εξώθηση του μετώπου, την προσύγκλιση και τη γενικότερη ευστάθεια. Δεδομένου ότι η μέθοδος αυτή στη συνέχεια θα αναλυθεί διεξοδικά, συνοπτικά μόνον χάριν πληρότητας αναφέρουμε ότι κάρναβος τοποθέτησης είναι άμεση συνάρτηση των χαρακτηριστικών αντοχής της βραχώμαζας, ενώ υπάρχει ένα βέλτιστο μήκος έμπηξης στο μη εκσκαμμένο μέτωπο, άυξηση του οποίου δεν επιφέρει ουσιαστική βελτίωση στην ευστάθεια, παρά μόνο οικονομική σπατάλη. Τέλος, αξίζει να αναφερθεί ότι σε περιπτώσεις αβαθών σηράγγων, ή ιδιαιτέρως τεκτονισμένης βραχώμαζας, λόγω του ιδιαιτέρως αυξημένου συντελεστή ουδέτερης ώθησης γαιών, απαιτείται η χρήση πυκνού καννάβου, σε συνδυασμό βέβαια πάντα με αργή και προσεκτική προχώρηση της εκσκαφής.

Σε ειδικές περιπτώσεις είναι δυνατή και η χρήση αγκυρίων από χάλυβα, καθώς αυτά είναι οικονομικότερα.

1.2.5: Βελτίωση γεωυλικού με χρήση ενέματος – Grouting – Jet Grouting

Σε περιπτώσεις ασθενούς βραχώμαζας, μια άλλη λύση που χρησιμοποιείται συχνά είναι η εισπίεση ενέματος στο εσωτερικό της. Αυτή λαμβάνει χώρα είτε από το εσωτερικό του διανοιγμένου μέρους της σήραγγας, είτε από την επιφάνεια του εδάφους μπροστά από το μέτωπο εκσκαφής, στην περίπτωση βέβαια αβαθών σηράγγων.

Χρησιμοποιούνται κατά βάση δύο τεχνικές εισπίεσης, που θα περιγραφούν συνοπτικά παρακάτω:

Η απλή εισπίεση (grouting)

Η τεχνική αυτή πληρώνει ουσιαστικά τα κενά της βραχώμαζας με ένεμα, χαρίζοντας έτσι στο υπάρχον γεωυλικό βελτιωμένες ιδιότητες που προκύπτουν ως σταθμισμένος μέσος των αρχικών και αυτών του ενέματος. Όπως γίνεται κατανοητό, απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της συγκεκριμένης μεθόδου είναι η αυξημένη περατότητα της βραχώμαζας. Πολύ σημαντική εφαρμογή έχει η εν λόγω μέθοδος σε περιπτώσεις διάνοιξης μέσα σε ασθενείς ζώνες περατών υλικών χωρίς δομή και συνοχή, όπως πχ σε περίπτωση φακών άμμου σε ασβεστολιθικά πετρώματα. Αποτέλεσμα της μεθόδου είναι η σημαντικά μειωμένη καταρροή υλικού, και η ελαχιστοποίηση καθιζήσεων τύπου καμινάδας.

Jet grouting:

Στην παραλλαγή της απλής εισπίεσης που περιγράφεται ως jet grouting, την εισπίεση του ενέματος συνοδεύει η περιστροφή του στελέχους από το οποίο χύνεται το ένεμα, κάτι που οδηγεί στη δημιουργία ενός κυλίνδρου ενισχυμένου υλικού. Αλληλοκαλυπτόμενοι, οι κύλινδροι αυτοί δημιουργούν μια ομπρέλα προστασίας του μετώπου, η οποία συνεισφέρει αποτελεσματικά στην τοξωτή λειτουργία του εδάφους σε επίπεδο κάθετο στον άξονα της σήραγγας. Τελικά, με χρήση της μεθόδου αυτής επιτυγχάνεται η αποτελεσματική εξυγίανση ασθενών αργιλικών υλικών, όπως μέσα σε καρσικά έγκοιλα αργιλικής πλήρωσης, διατμημένους ερυθροπηλίτες χαοτικής δομής, κ.α. Εξάλλου, επιτυγχάνεται μια ισχυρή ομπρέλα πάνω απ'το μέτωπο εκσκαφής, λόγω της ενίσχυσης του πυρήνα του μετώπου με τους κυλίνδρους που αναφέρθησαν παραπάνω, κάτι που οδηγεί σε δραστικό περιορισμό της προσύγκλισης.

1.2.6: Soil Freezing

Μια τεχνική εξαιρετικά απλή ως σύλληψη, αρκετά πιο δύσκολη ως υλοποίηση, είναι η ψύξη του μετώπου σε θερμοκρασίες μικρότερες των 0°C, με σκοπό την αύξηση της ακαμψίας του.

Ο σχηματισμός με τον τρόπο αυτό σταθεροποιείται προσωρινά, είτε μέσω της ψύξης του περιεχόμενου νερού στους πόρους, στην περίπτωση κορεσμένου σχηματισμού, είτε μέσω της εισαγωγής κάποιου ρευστού που ψύχεται στη συνέχεια.



Εικόνα 1.2.4: Πάγωμα μετώπου

Ο σχηματιζόμενος πάγος, συνδέει μεταξύ τους τους κόκκους του εδαφικού υλικού και καθιστά πρόσκαιρα το υλικό αδιαπέρατο, και με σημαντικά μεγαλύτερες αντοχές. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την πραγματοποίηση της διάνοιξης σε συνθήκες πολύ πιο ευμενείς από τις προϋπάρχουσες, ενώ όταν η φυσική θερμοκρασία επανέλθει, έχει ήδη τοποθετηθεί η τελική επένδυση, άρα δεν υπάρχει ανάγκη για μέτρα πρόσθετης ενίσχυσης.

Η εφαρμογή της μεθόδου είναι πρακτικώς δυνατή σε κάθε τύπο εδάφους, ανεξαρτήτως του μεγέθους των κόκκων και της περατότητάς του, ενώ χαρακτηριστικό είναι πως τα νέα χαρακτηριστικά παραμορφωσιμότητας και αντοχής που παρατηρούνται στον παγωμένο σχηματισμό εξαρτώνται από τη θερμοκρασία του εξοπλισμού και τη διάρκεια εφαρμογής της μεθόδου, και όχι από τις αρχικές γεωτεχνικές ή υδρογεωλογικές συνθήκες.

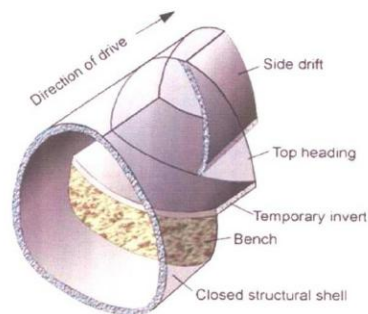
Στα μειονεκτήματα της μεθόδου, συγκαταλέγονται καταρχάς οι σημαντικές καθιζήσεις που προκαλούνται κατά την απόψυξη των υδάτων, αφού ως γνωστόν ο όγκος τους μειώνεται περί το 9%, με αποτέλεσμα σημαντικά προβλήματα σε γειτονικές υφιστάμενες κατασκευές. Επίσης, όπως έχει δείξει η εμπειρία αλλά και η έρευνα ως σήμερα, κατά την εφαρμογή της μεθόδου παρατηρούνται σημαντικές παραμορφώσεις, ιδίως σε αργιλικά υλικά.

Τέλος, μη σωστός έλεγχος της θερμοκρασίας κατά την εφαρμογή μπορεί να οδηγήσει σε σοβαρά τεχνικά προβλήματα ή και καθυστερήσεις στο έργο.

1.2.7: Μείωση των διαστάσεων του μετώπου εκσκαφής

Μια συνήθης πρακτική που ακολουθείται, είναι η διάνοιξη μικρών διαδοχικών τμημάτων του μετώπου με διαφορετικό βήμα προχώρησης. Υπάρχουν ουσιαστικά τρεις διαφορετικές μέθοδοι σ'αυτή την κατηγορία, που θα εξεταστούν συνοπτικά παρακάτω:

Στην πρώτη προσέγγιση διανοίγονται μικρά διαδοχικά τμήματα του μετώπου, με διαφορετικό πολλές φορές βήμα προχώρησης. Η μέθοδος στηρίζεται στο ότι η διαδοχική τμηματική εκσκαφή του μετώπου οδηγεί στη δημιουργία ενός ιδιαίτερος ενισχυμένου θόλου εκτοξευομένου σκυροδέματος



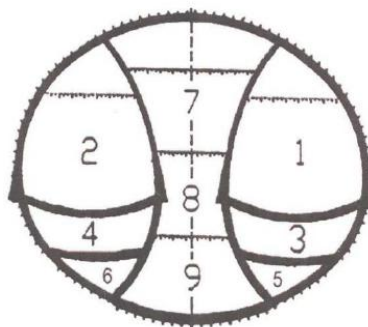
Εικόνα 1.2.5: Διάνοιξη τμημάτων με διαφορετικό βήμα προχώρησης.

Μια παραλλαγή της μεθόδου, που χρησιμοποιήθηκε ευρέως στην περίπτωση βορείων περιοχών των Άλπεων βασίζεται στη λογική της ολομέτωπης έκσκαφής μετώπου –βαθμίδας (**top-heading**). Εδώ, η εκσκαφή γίνεται από πάνω προς τα κάτω, ενώ η πρώτη φάση δύναται να εκσκαφεί σε πολλές φάσεις. Έτσι, η πρώτη φάση μπορεί να θεωρηθεί μια πιλοτική σήραγγα, που καθιστά δυνατή την επιτόπου διερεύνηση πιθανών διαφοροποιήσεων των γεωλογικών συνθηκών από τις προβλεπόμενες,.



Εικόνα 1.2.6: Διάνοιξη με τη λογική του top heading

Τέλος, μια τρίτη λογική, είναι αυτή της εκσκαφής με πλευρικές στοές (**side walls drifts**). Εδώ η διατομή υποδιαιρείται κατά το πλάτος και ανοίγονται διαδοχικά τα κομμάτια αυτά. Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιείται συνήθως σε σήραγγες μεγάλου βάθους που διανοίγονται σε εδάφη χαμηλών αντοχών, όπως και σε σήραγγες που δεν είναι διαπραγματεύσιμος ο περιορισμός της σύγκλισης των τοιχωμάτων.



Εικόνα 1.2.7: Σκαρίφημα σχεδιασμού side wall drifts

Γενικά δεν υπάρχουν αυστηρά κριτήρια για επιλογή ανάμεσα στις άνωθεν μεθόδους, ωστόσο η εκσκαφή σε πολλές φάσεις εφαρμόζεται κατά κανόνα όταν αναμένονται προβλήματα συγκλίσεων, μια και εξασφαλίζει μικρότερες πιέσεις στο προσωρινό κέλυφος και πιο ελεγχόμενη ευστάθεια στο μέτωπο. Επίσης, χρησιμοποιείται σε περιοχές δύσκολης υδρογεωλογίας και σε ρήγματα. Το μοναδικό της μειονέκτημα είναι αφενός η ιδιαίτερη τεχνογνωσία που απαιτείται, αφετέρου η πολύ προσεκτική διαστασιολόγηση που θα πρέπει να γίνει, ώστε να λειτουργήσει σωστά η προσωρινή υποστήριξη.

1.2.8: Αποστραγγιστικές & Ανακουφιστικές Οπές:

Ένα από τα σημαντικότερα στοιχεία που δημιουργούν ποικίλων φύσεων προβλήματα κατά τη διάνοιξη είναι το νερό. Αυτό μπορεί είτε να φορτίσει το μέτωπο εκσκαφής και το κέλυφος προσωρινής υποστήριξης, είτε γενικότερα να οχλήσει την όλη διαδικασία.

Όταν αναφερόμαστε σε σχηματισμούς αυξημένης περατότητας, ο πρώτος στόχος είναι ο καταβιβασμός τους υδροφόρου ορίζοντα, όπως και η αποστράγγιση των υδάτων εκτός της σήραγγας, έτσι ώστε αυτά να μην συγκεντρώνονται στον χώρο των εργασιών.

Όταν έχουμε να κάνουμε με σήραγγες που διανοίγονται κάτω από τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα, εκεί είναι βασική η πρόβλεψη αποστραγγιστικών οπών στο μέτωπο, έτσι ώστε να εκτονώνονται οι πιέσεις από τις δυνάμεις διήθησης, οι οποίες επηρεάζουν καταλυτικά την ευστάθεια του μετώπου.

Τέλος, σε περιπτώσεις σχηματισμών μικρής ή αμελητέας περατότητας, οι υδατικές υπερπιέσεις στο κέλυφος πρέπει να ανακουφιστούν . Αυτό είναι απαραίτητο, αφού το κέλυφος δεν έχει διαστασιολογηθεί για τις υπερπιέσεις αυτές, οπότε υφίσταται σοβαρός κίνδυνος. Τη λύση δίνουν οι αποστραγγιστικές οπές στην περίμετρο της εκσκαφής, με μήκος και κάρνα που εξαρτάται από την περατότητα του σχηματισμού.

1.2.9: Άλλες μορφές προσωρινής υποστήριξης

Οι μέθοδοι που αναφέρθηκαν παραπάνω είναι οι πιο συχνά χρησιμοποιούμενες μέσα απ'την κατασκευαστική εμπειρία ως σήμερα. Φυσικά υπάρχουν και άλλες λογικές στην κατασκευή, όπως πχ η κατασκευή των δίδυμων σηράγγων σε απόσταση μεταξύ τους, ώστε η όχληση από την εκσκαφή της μίας να μην αποδυναμώνει το έδαφος στη θέση της δεύτερης.

Τέλος, ένα ιδιαίτερο κεφάλαιο είναι η εφαρμογή πίεσης στο μέτωπο, που επιτυγχάνεται συνήθως μέσω των μηχανημάτων ολομέτωπης κοπής. Μια και η λογική, καθώς και ο τρόπος πραγματοποίησης της μεθόδου αυτής απαιτούν λεπτομερή περιγραφή, και αυτό ξεφεύγει κατά πολύ από τους σκοπούς της εργασίας αυτής, δεν θα γίνει περαιτέρω αναφορά.

ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΜΕΤΩΠΟΥ

2.1 Γενική περιγραφή του τασικού πεδίου στο μέτωπο

Κάτι που έχει γίνει ξακάθαρο τόσο από τους κατασκευαστές, όσο και από τους ερευνητές στον τομέα των σήραγγων όλα αυτά τα χρόνια, είναι ότι ίσως το κρισιμότερο κομμάτι μιας σήραγγας, ειδικά κατά τη διάρκεια της διάνοιξής της, είναι το μέτωπό της. Ευσταθές μέτωπο, οδηγεί σε γενικότερη κατάσταση ευστάθειας στην κοιλότητα, και σε επιτυχή εξέλιξη της εκσκαφής, ενώ αντίστοιχα ασταθές μέτωπο, μπορεί να οδηγήσει σε ανεξέλεγκτες συγκλίσεις, έως και κατάρρευση.

Ένα άλλο βασικό χαρακτηριστικό των έργων που έχουν να κάνουν με σήραγγες, είναι ότι αυτά έρχονται στην πιο κρίσιμη φάση τους από άποψη κινδύνου αστοχίας όχι στο τέλος, αφού δηλαδή έχει τοποθετηθεί η μόνιμη επένδυση από σωστά διαστασιοποιημένο οπλισμένο σκυρόδεμα, αλλά κατά τη φάση της κατασκευής τους, όπως μετά την εκσκαφή, το μέτωπο παύει να αντιστηρίζεται από το κομμάτι εδάφους που απομακρύνθηκε, με αποτέλεσμα τον μηδενισμό των οριζοντίων τάσεων, που ανάλογα πάντα με τις παραμέτρους του εδάφους και τη γεωμετρία της εκσκαφής, μπορεί να οδηγήσει σε κατάρρευση.

Στο διάστημα αυτό, που μεσολαβεί μεταξύ της εκσκαφής και της τοποθέτησης της υποστήριξης, οι τάσεις ανακατανέμονται γύρω από το άνοιγμα, μέσω της διαδικασίας που είναι γνωστή ως φαινόμενο του θόλου, και δημιουργούν γύρω του μια ζώνη αυξημένων φορτίσεων.

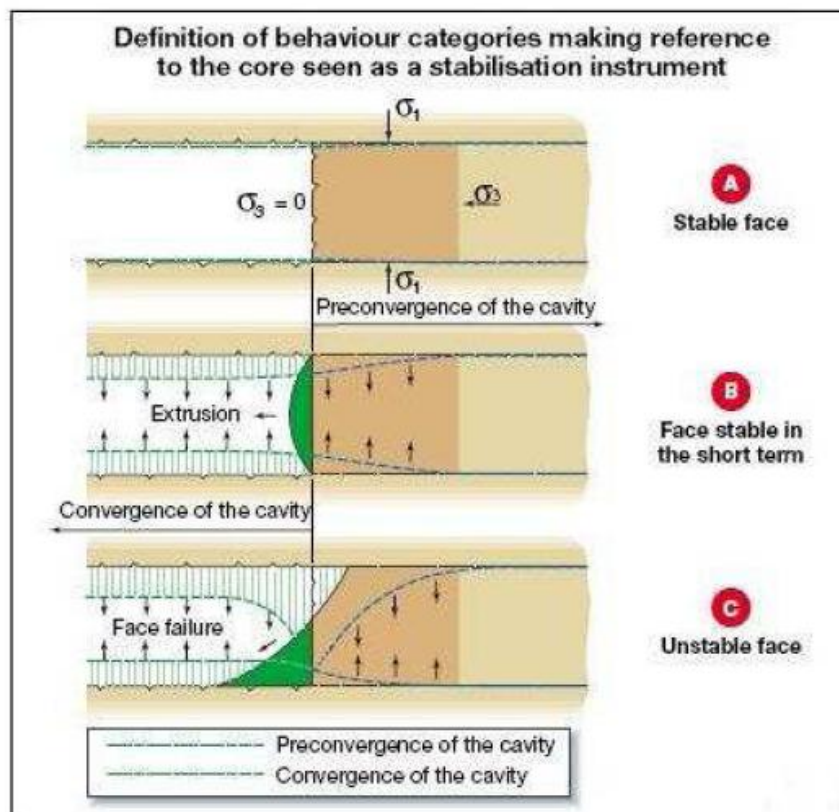
Η ανακατανομή αυτή, ανάλογα με τα χαρακτηριστικά αντοχής του εδάφους, μπορεί να λάβει χώρα είτε κοντά στην εκσκαφή, είτε μακρύτερα, είτε και καθόλου. Έτσι μπορούμε να διαχωρίσουμε τρεις διαφορετικές περιπτώσεις:

- Σε περιπτώσεις που το έδαφος ανταποκρινόμενο ελαστικά μπορεί να παραλάβει ασφαλώς τη ροή των τάσεων, αυτές διοχετεύονται κοντά στο προφίλ της εκσκαφής. Η σταδιακή μείωση της οριζόντιας τάσης σ_3 παράγει τάσεις στην ελαστική περιοχή γύρω απ'το μέτωπο, και η επιφάνεια που διαμορφώνεται λόγω της εκσκαφής χαρακτηρίζεται από ελάχιστες έως αμελητέες παραμορφώσεις.
- Για εδάφη σχετικά χαμηλών αντοχών, που αντιδρούν ανελαστικά στη διοχέτευση των τάσεων γύρω από το άνοιγμα, αυτό πλαστικοποιείται και παραμορφώνεται, ανάλογα με το πόσο συμμετέχει το έδαφος στο φαινόμενο. Το φαινόμενο αυτό συνεχίζει να εξελίσσεται ακτινικά, με τη διοχέτευση των τάσεων να απομακρύνεται από το άνοιγμα, έως ένα σημείο τέτοιο που η τριαξονική κατάσταση φόρτισης να είναι συμβατή με τις παραμέτρους αντοχής του (αυξημένων πλέον αντοχών) εδάφους. Το φαινόμενο του θόλου στην περίπτωση αυτή δημιουργείται μακριά από τους τοίχους της εκσκαφής, και το έδαφος

γύρω απ'αυτήν είναι διαταραγμένο σε τέτοιο βαθμό που η συνεισφορά του στην παραλαβή των τελικών φορτίων έγκειται μόνο στην παραμένουσα αντοχή του. Έτσι, η διαδικασία αυτή της πλαστικοποίησης που εκινείται, μπορεί να αντιμετωπιστεί μόνο με την προσθήκη μέτρων υποστήριξης.

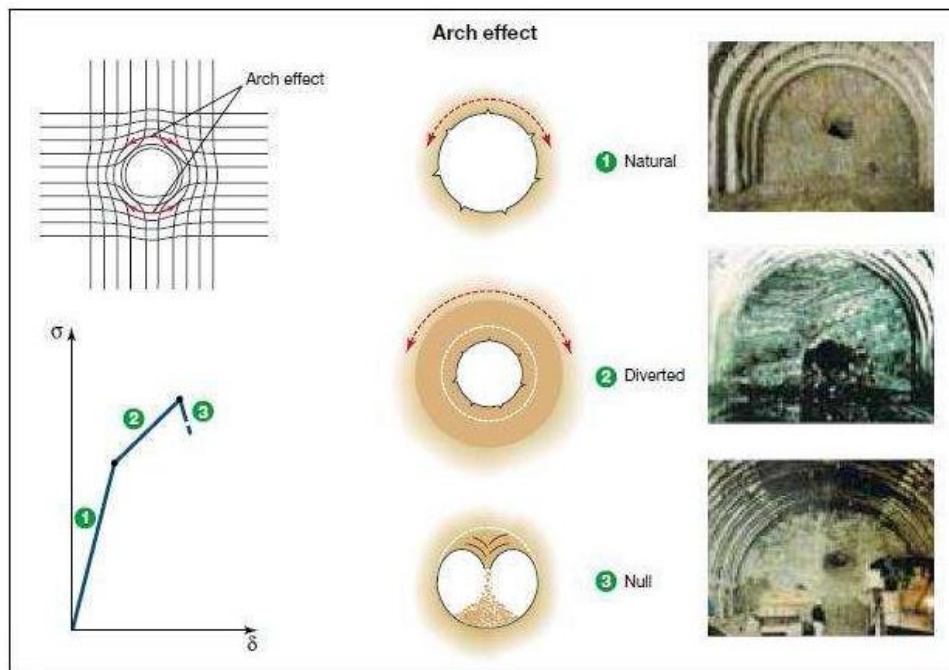
- Για περιπτώσεις εδάφους τόσο χαμηλών αντοχών που δεν είναι δυνατόν να παραληφθεί η ροή των τάσεων που ανακατανέμονται, τότε η επίτευξη της λειτουργίας του θόλου καθίσταται αδύνατη, τότε κινούμαστε στην περιοχή της αστοχίας, με φυσική συνέπεια την κατάρρευση του ανοίγματος.

Σύμφωνα με τα παραπάνω γίνεται εμφανές πως στην περίπτωση εδαφών με αυξημένες αντοχές, το φαινόμενο του θόλου ολοκληρώνεται από το έδαφος, χωρίς την ανάγκη οποιασδήποτε υποβοήθησης, κάτι που κρίνεται απαραίτητο για εδάφη χαμηλοτέρων αντοχών. Τέλος, για τις περιπτώσεις πολύ πτωχών σε αντοχές εδαφών, η τοξωτή λειτουργία επιτυγχάνεται μόνο με βελτιώσεις που πρέπει να γίνουν πριν την εκσκαφή.



Εικόνα 2.1.1: Συμπεριφορά του μετώπου για κάθε πιθανή κατάσταση ευστάθειας (Lunardi 2000)

Οι περιπτώσεις που περιγράφονται αναλυτικά παραπάνω, γίνονται ακόμη πιο ξεκάθαρες με προσεκτική παρατήρηση του παρακάτω σκαριφήματος (Lunardi, 2000), που δείχνει τη διαμόρφωση της τοξωτής λειτουργίας του θόλου για κάθε περίπτωση:



Εικόνα 2.1.2: Τοξωτή λειτουργία για κάθε πιθανή κατάσταση ευστάθειας (Lunardi 2000)

Στη μελέτη που πραγματοποίησε ο Lunardi (2000), διαγράμματα από την οποία παρουσιάζονται στο κεφάλαιο αυτό, θεώρησε την εξέλιξη της εκσκαφής της σήραγγας σαν έναν δίσκο που κινείται με σταθερή ταχύτητα εν μέσω ενός συνεχούς μέσου, αφήνοντας πίσω του κενό χώρο. Ο δίσκος παίζει το ρόλο του μετώπου, ενώ το συνεχές μέσο αυτόν του εδάφους. Η κίνηση του δίσκου προκαλεί μια διαταραχή τόσο κατά την εγκάρσια όσο και κατά τη διαμήκη διεύθυνση του μέσου, ενώ η εκσκαφή εκτρέπει το αρχικό τασικό πεδίο κοντά στα όριά της, με αποτέλεσμα να δημιουργεί αυξημένες τάσεις, από το μέγεθος των οποίων εξαρτάται και το εύρος της διαταρασσομένης ζώνης, άρα κατ'επέκταση κι από την αντοχή της βραχώμαζας.

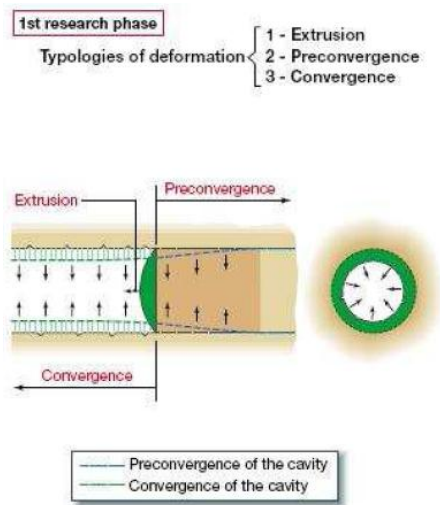
Για την πληρέστερη περιγραφή των φαινομένων που διέπουν το ευρύτερο θέμα της ευστάθειας μετώπου, θα χρειαστεί να εισαχθούν κάποιοι όροι, όπως:

Ο **πυρήνας προώθησης**, που αναφέρεται στον κυλινδρικού σχήματος όγκο εδάφους που οριοθετούν το μέτωπο και μια παράλληλη σ'αυτό επιφάνεια, σε απόσταση μπροστά μιας διαμέτρου απ'αυτό.

Η **εξώθηση**, που είναι η μετακίνηση του μετώπου αμέσως μετά την εκσκαφή, και εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά, παραμορφωσιακά και γεωμετρικά του πυρήνα, καθώς και από το αρχικό εντατικό πεδίο στο οποίο υπόκειται.

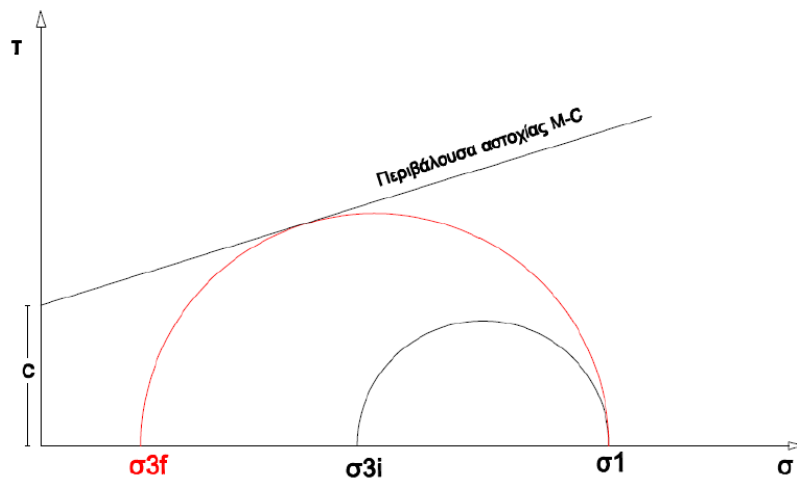
Η **προσύγκλιση**, είναι η σύγκλιση που λαμβάνει χώρα μπροστά από το μέτωπο, στο κομμάτι δηλαδή του εδάφους που δεν έχει εκσκαφεί. Αυτή εξαρτάται από τα παραμορφωσιακά χαρακτηριστικά του πυρήνα προώθησης, και φυσικά από το αρχικό εντατικό πεδίο.

Τα παραπάνω μεγέθη απεικονίζονται στο παρακάτω σχήμα:



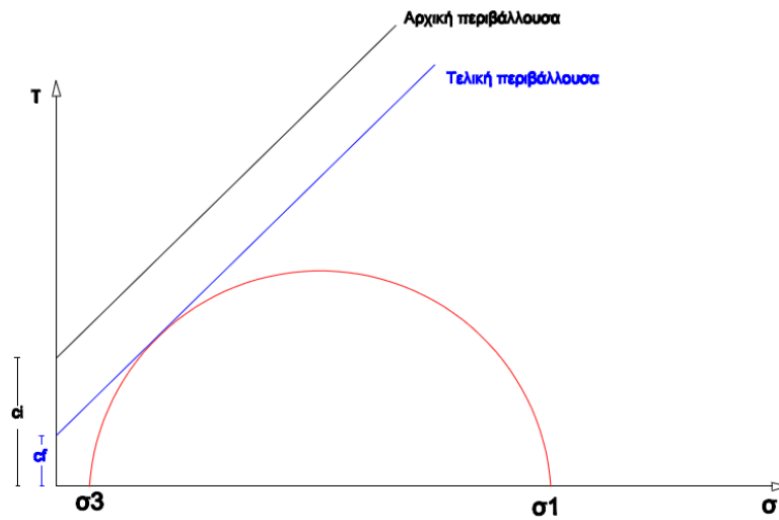
Εικόνα 2.1.3: Απεικόνιση παραμορφωσιακών μεγεθών (Lunardi 2000)

Για να γίνει πιο κατανοητός ο τρόπος με τον οποίο επηρεάζεται η κατάσταση κατά την εκσκαφή, παρουσιάζεται η εξέλιξη της τελευταίας με τη βοήθεια του κύκλου του Mohr:



Εικόνα 2.1.4: Αστοχία λόγω μείωσης της σ_3 (Κωνσταντζος, 2009)

Φυσικά, όπως περιγράφηκε και παραπάνω, η αστοχία μπορεί να επέλθει και με άλλους τρόπους, όπως η μείωση των παραμέτρων αντοχής του εδάφους, ήτοι της συνοχής και της γωνίας τριβής, αλλά και η αύξηση του βάθους υπερκειμένων, ως αύξηση της κατακόρυφης τάσης. Η μείωση της συνοχής φαίνεται στην παρακάτω απεικόνιση του κύκλου του Mohr:



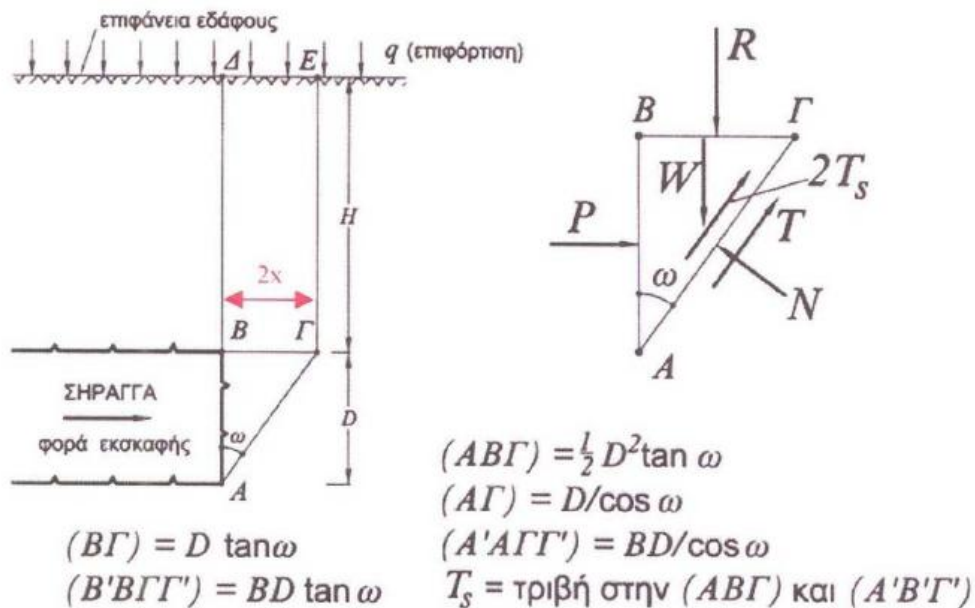
Εικόνα 2.1.5: Αστοχία λόγω μείωσης της συνοχής (Κωνσταντζος, 2009)

2.2 Μηχανισμοί αστοχίας

Παρακάτω περιγράφονται δύο εκ των βασικότερων μεθόδων - μηχανισμών που χρησιμοποιούνται για την έκφραση της ευστάθειας μετώπου.

α. Μέθοδος Κοναρί - Αναγνώστου

Η εν λόγω μέθοδος βασίζεται στην στερεοστατική ισορροπία πρίσματος στο μέτωπο της σήραγγας. Το πρίσμα φαίνεται στο παρακάτω σκαρίφημα, μαζί με τις δυνάμεις που θεωρείται ότι επενεργούν πάνω του:



Σχήμα 2.2.1: Μηχανισμός αστοχίας κατά Kovali-Αναγνώστου

Τα μεγέθη που αναφέρονται στο παραπάνω σχήμα είναι κατά σειρά τα εξής:

- α. Το βάρος W της σφήνας
- β. Η ορθή δύναμη N στη βάση της σφήνας
- γ. Η διατμητική δύναμη T στη βάση της σφήνας.
- δ. Η ασκούμενη δύναμη P στο μέτωπο, που αναφέρεται σε περίπτωση διάνοιξης με μηχανήματα ολομέτωπης κοπής, ενώ στην περίπτωση της NATM θεωρείται μηδενική.
- ε. Η κατακόρυφη δύναμη R , ήτοι το γεωστατικό φορτίο των υπερκειμένων γαιών, θεωρώντας ότι το πρίσμα $B\Gamma B'\Gamma'\Delta E\Delta'E'$ συμπεριφέρεται σαν σιλό.
- στ. Η δύναμη τριβής T_s σε αμφότερες τις παράπλευρες επιφάνειες $AB\Gamma$ και $A'B'\Gamma'$ της σφήνας.

Εφαρμόζοντας συνθήκες ισορροπίας στο πρίσμα, οδηγούμαστε στις ακόλουθες σχέσεις:

$$N = P \cos \omega + (R + W) \sin \omega$$

$$T + T_s + P \sin \omega = (R + W) \cos \omega$$

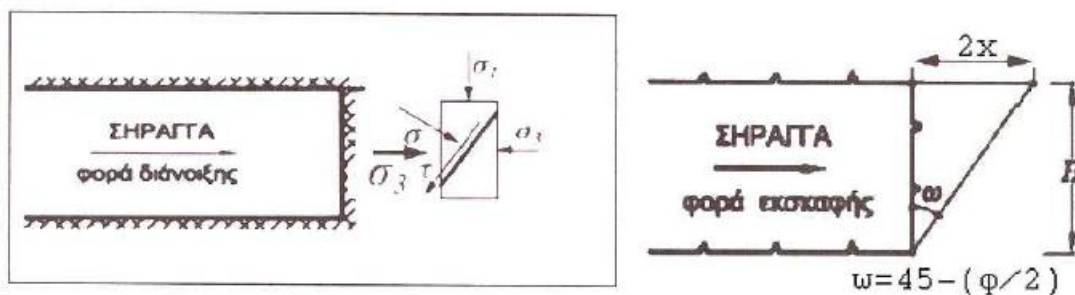
Τελικά, θεωρώντας την ισορροπία των δυνάμεων πάνω στη σφήνα, προκύπτει η ακόλουθη έκφραση για τον συντελεστή ασφαλείας F :

$$F = \frac{T+T_s+P\sin\omega}{(R+W)\cos\omega}$$

Μια και η γωνία ω είναι δεν είναι προσδιορίσιμη, επιλέγεται μια ελάχιστη τιμή αυτής, που δίνει τον ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας. Ο τελευταίος χρησιμοποιείται πρακτικώς ως ο πραγματικός συντελεστής ασφαλείας του μετώπου έναντι αστοχίας, και μειώνεται με την ύπαρξη υδατικών πιέσεων πόρων ή δυνάμεων διηθήσεως.

β. Μέθοδος κατά Mohr - Coulomb

Όπως αναφέρθηκε και στην αρχή του κεφαλαίου, η προώθηση της σήραγγας μειώνει την οριζόντια έκφραση της γεωστατικής τάσης σ_3 , έως ότου αυτή μηδενίζεται, πάνω στο μέτωπο εκσκαφής, και οδηγεί, ανάλογα και με τα χαρακτηριστικά του εδάφους, σε αστοχία του μετώπου. Ο κίνδυνος αυτός μάλιστα, αυξάνεται είτε με μείωση της αντοχής της βραχώμαζας σ_c , είτε με αύξηση του βάθους, άρα και αύξηση των γεωστατικών τάσεων, αύξηση της επιφάνειας του μετώπου εκσκαφής είτε με ροή νερού στο μέτωπο. Το πλάτος της υπό αστοχία σφήνας στο μέτωπο, εκτιμάται σύμφωνα με το παρακάτω σκαρίφημα:

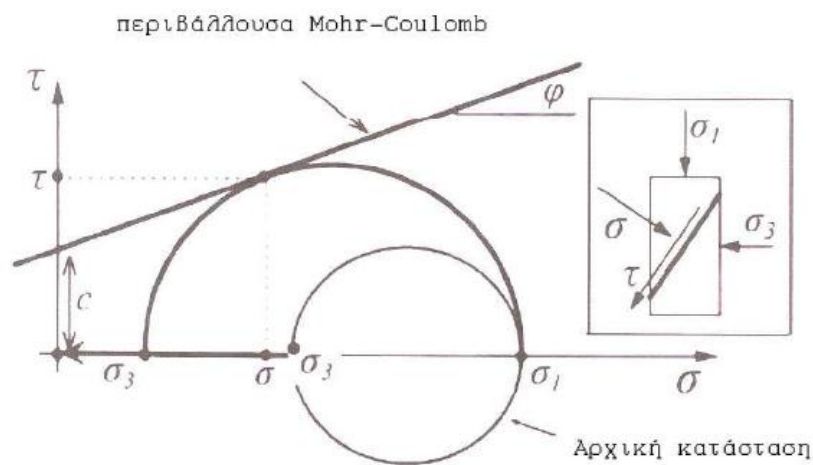


Σχήμα 2.2.2: Αστοχούσα σφήνα στο μέτωπο - γεωμετρικά χαρακτηριστικά

Αν θεωρηθεί ότι H είναι το ύψος της σήραγγας, και φ η γωνία τριβής του εδάφους, τότε από απλούς γεωμετρικούς υπολογισμούς προκύπτει:

$$x = \frac{1}{2} H \tan \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Η επίδραση δε των διαφόρων παραγόντων που αναφέρθηκαν στην προηγούμενη σελίδα, φαίνεται ξεκάθαρα στην παρακάτω απεικόνιση του κύκλου του Mohr:



Σχήμα 2.2.3: Περιγραφή αστοχίας μέσω κύκλων Mohr

Για να γίνει εφικτός ο προσδιορισμός ενός συντελεστή ασφαλείας για την ευστάθεια, θεωρείται μείωση της κατακόρυφης τάσης σ_1 για απόσταση X από το μέτωπο, σύμφωνα με τον βαθμό αποτόνωσης:

$$\sigma_1 = (1-\lambda)p_0$$

Ένας συντελεστής ασφαλείας ορίζεται ως πηλίκο της αντοχής προς την φόρτιση, έτσι και εδώ ισχύει:

$$FS = \frac{\sigma_{cm}}{\sigma_1}$$

Είναι γνωστό από την Βραχομηχανική πως η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη συνδέεται με τον δείκτη GSI (που είναι και η ευκολότερη μέθοδος κατάταξης της βραχώμαζας) μέσω της σχέσης:

$$\sigma_{cm} = \frac{\sigma_{ci}}{50} \exp\left(\frac{GSI}{25.5}\right)$$

Σύμφωνα με όλα τα παραπάνω, ο τελικός συντελεστής ασφάλειας έναντι αστοχίας του μετώπου γράφεται ως:

$$FS_0 = \frac{2}{(1-\lambda)N_s}$$

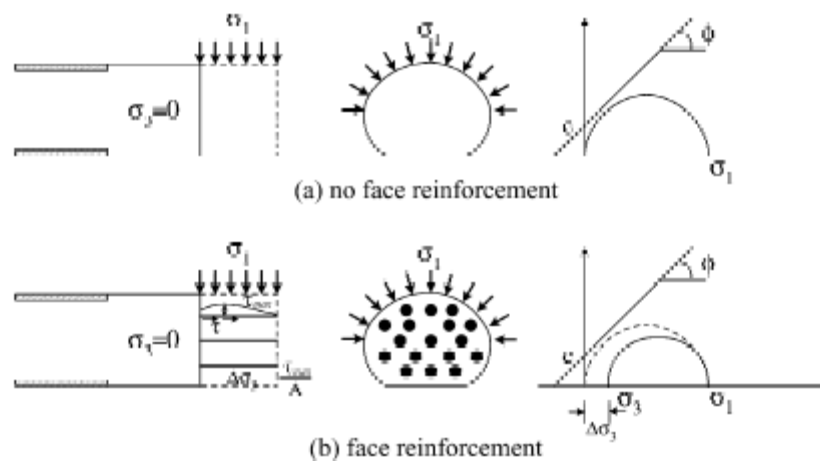
, ενώ ο συντελεστής υπερφόρτισης N_s είναι ίσος με $2r_0/\sigma_{cm}$.

ΑΓΚΥΡΙΑ ΜΕΤΩΠΟΥ

3.1 Γενικά περί των αγκυριών μετώπου

Όπως αναφέρθηκε και στο εισαγωγικό κεφάλαιο, μια εξαιρετικά δημοφιλής μέθοδος ενίσχυσης του μετώπου κατά τη διάνοιξη σηράγγων είναι η τοποθέτηση αγκυριών από fiberglass κάθετα στο μέτωπο, με σκοπό την ενίσχυση της οριζόντιας ευστάθειας, μέσω της δραστικής απομείωσης των εξωθήσεων.

Παρακάτω θα εξετάσουμε αναλυτικά τη λογική της λειτουργίας των διατάξεων αυτών. Όπως είναι γνωστό, πριν την εκσκαφή το έδαφος βρίσκεται σε ισορροπία, αφού κάθε στοιχειώδες κομμάτι του δέχεται την κατακόρυφη γεωστατική τάση σ_1 ενώ μέσω του συντελεστή ουδέτερης ώθησης γαιών K_0 μπορεί εύκολα να υπολογιστεί και η αντίστοιχη οριζόντια τάση που ασκεί το κάθε στοιχειώδες κομμάτι στο γειτονικό του. Μέσω λοιπόν των οριζοντίων αυτών τάσεων στα στοιχειώδη κομμάτια του, το έδαφος ως «όλον» ισορροπεί. Κατά την εκσκαφή όμως της σήραγγας, στην περιοχή του μετώπου απομακρύνεται ένα τμήμα του εδάφους, με αποτέλεσμα το εναπομείνον μέτωπο να πάψει να αντιστηρίζεται, και, λόγω της γεωστατικής τάσης που δέχεται να τείνει να αστοχήσει οριζόντια. Τοποθετώντας τα αγκύρια, η διατμητική τάση που αναπτύσσεται μεταξύ του συστήματος αγκυρίου – ενέμματος – εδάφους ουσιαστικά αντικαθιστά τη χαμένη αντιστήριξη, με αποτέλεσμα τη σαφή βελτίωση της ευστάθειας. Ο μηχανισμός αυτός γίνεται κάτι παραπάνω από κατανοητός στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 3.1.1: Σχηματική απεικόνιση λειτουργίας των αγκυριών μετώπου (Scholsser, 1997)

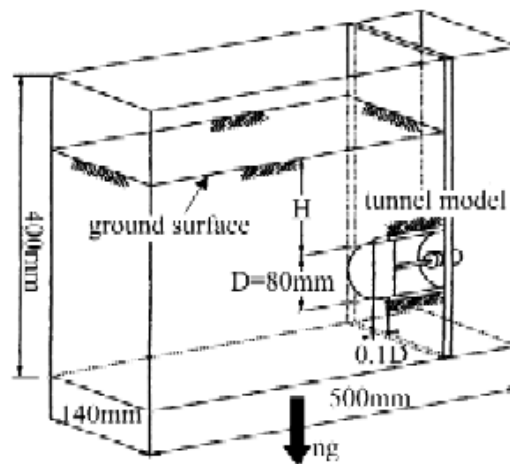
Η μετατόπιση του κύκλου του Mohr προς τα δεξιά, μακριά δηλαδή από την περιβάλλουσα αστοχίας κατά σ_3 φανερώνει την βελτίωση της ευστάθειας που προκλήθηκε μόνο και μόνο από την δημιουργία αυτής της αντιστήριξης. Η επιλογή του fiberglass σαν υλικό δεν είναι καθόλου τυχαία, αφού αυτό παρουσιάζει σημαντικότερες εφελκυστικές αντοχές, απαραίτητες για το σκοπό αυτό,

ενώ αντίστοιχα η αντοχή του σε κάμψη λόγω διάτμησης είναι ελάχιστη, κάτι που διευκολύνει ιδιαίτερα την απομάκρυνση των αγκυρίων από μηχανικό εκσκαφέα κατά την πρόοδο των εργασιών, κατά την προχώρηση δηλαδή του μετώπου.

Για τη λειτουργία των αγκυρίων μετώπου έχουν γίνει στο παρελθόν πολυάριθμες έρευνες. Για λόγους πληρότητας της εργασίας αυτής θα γίνει συνοπτική αναφορά σε 2 «πρώτες» από αυτές, μια που ασχολήθηκε πειραματικά με το θέμα, και μια άλλη που το προσέγγισε αριθμητικά, μέσω της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων. Στη συνέχεια θα γίνει μια εκτενής αναφορά των συμπερασμάτων στα οποία κατέληξε ο υποφαινόμενος στα πλαίσια της προηγούμενης διπλωματικής του εργασίας, μέσω αριθμητικών αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων.

3.2: Πειραματικές έρευνες

Οι Hirohisa Kamata και Hideto Mashimo το 2003 κατασκεύασαν ένα μοντέλο σήραγγας υπό κλίμακα, με σκοπό να μελετήσουν τη λειτουργία των αγκυρίων μετώπου. Το μοντέλο αποτελούσε ουσιαστικά ένα κιβώτιο διαστάσεων 140x500x400 χιλιοστά, που αποτελούσε το όλο εδαφικό κομμάτι, ενώ ένα ημικυλινδρικό ακρυλικό κέλυφος διαμέτρου 8cm έπαιζε τον ρόλο της σήραγγας. Στο εσωτερικό του κιβωτίου τοποθετήθηκε τεφλόν ώστε να απομειώνονται οι τριβές, ενώ ένας ημικυκλικός αλουμινένιος δίσκος πάχους 25mm χρησιμοποιήθηκε για να περιορίζει το μέτωπο.



Σχήμα 3.2.1: Σκαρίφημα της πειραματικής διάταξης που χρησιμοποιήθηκε (Kamata, Mashimo, 2003)

Το εδαφικό υλικό που χρησιμοποιήθηκε για τις ανάγκες της πειραματικής διαδικασίας ήταν άμμος με χαρακτηριστικά που φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Ειδικό βάρος (kN/m ³)	15.1
Δείκτης κορεσμού (%)	6.5
Συνοχή (kPa)	4.6
Γωνία τριβής (μοίρες)	34.5

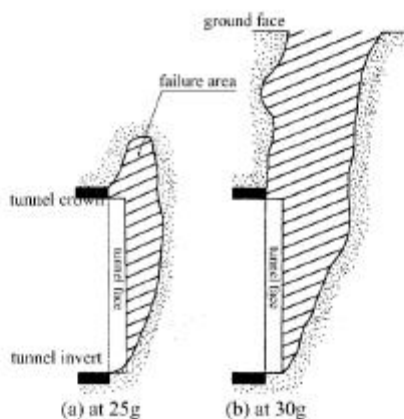
Πίνακας 3.2.2: Χαρακτηριστικά εδαφικού υλικού

Το έδαφος του μοντέλου σχηματίστηκε με διάχυση και μετέπειτα συμπύκνωση σε μια στρώση πάχους 2cm, ενώ θεωρήθηκε ότι το ύψος υπερκειμένων ήταν ίσο με τη διάμετρο της σήραγγας ($H/D=1$). Όπως γίνεται εύκολα κατανοητό, είναι δύσκολο για μια πειραματική διαδικασία να μπορέσει να ελέγχει πάνω από ένα βάθος, οπότε τα συμπεράσματα αφορούσαν μόνο στη συγκεκριμένη κατάσταση.

Η όλη διάταξη τοποθετήθηκε σε φυγοκεντρική έτση ώστε να αντιμετωπιστούν τα διάφορα φαινόμενα κλίμακας, ενώ το μέτωπο μπορούσε να παραμείνει σταθερό υπό συνθήκες επιτάχυνσης 1g έως ότου τοποθετηθούν οι χάλκινες ράβδοι, που προσομοίαζαν για τις ανάγκες του μοντέλου τα αγκύρια, στο μέτωπο.

Όταν η επιτάχυνση αυτή έφτασε στην απαιτούμενη τιμή, ο αλουμινένιος δίσκος αφαιρέθηκε ώστε να αφεθεί ελεύθερο το μέτωπο, και να μπορεί να παρατηρηθεί η ευστάθεια αυτού. Τα αποτελέσματα που παρατηρήθηκαν είχαν ως εξής:

Σε **συνθήκες ανυποστήρικτου μετώπου**, με φυγοκέντρωση στα 25g και στα 30g, παρουσιάστηκε η κατάσταση που φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:

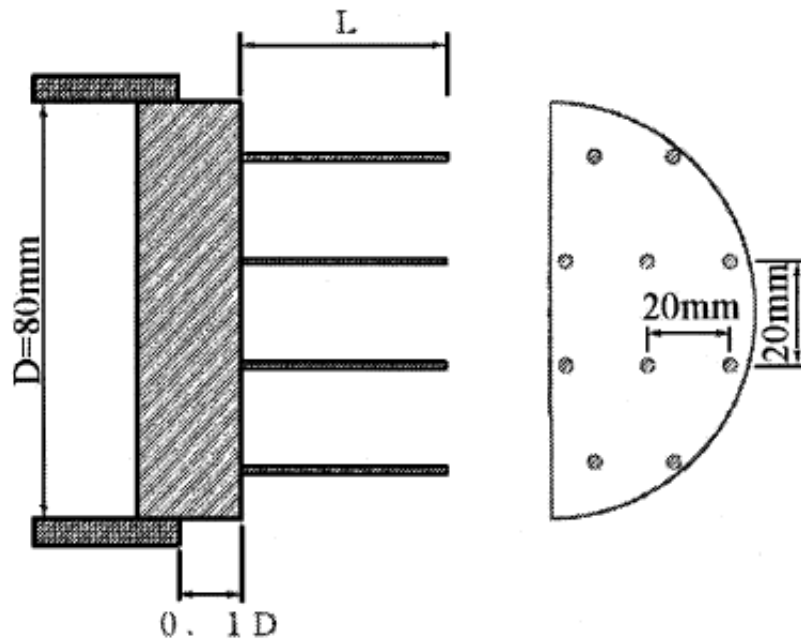


Σχήμα 3.2.3: Συμπεριφορά ανυποστήρικτου μετώπου με φυγοκέντρωση στα 25g και στα 30g (Kamata, Mashimo, 2003)

Μπορούμε ξεκάθαρα να παρατηρήσουμε και στις δύο περιπτώσεις τη σαφή δημιουργία επιφάνειας ολίσθησης κοντά στο κάτω άκρο του μετώπου, εκτεινόμενη πάνω από το μέτωπο. Η περιοχή αστοχίας δε, εκτείνεται μέχρι και μια απόσταση της τάξεως του 0.3D μπροστά από το μέτωπο.

Κατά την κατακόρυφη διεύθυνση, στην περίπτωση των 25g, η δημιουργούμενη καμινάδα εκτείνεται μέχρι 0.4D πάνω από τη στέψη της σήραγγας, ενώ στα 30g φτάνει μέχρι την επιφάνεια του εδάφους, δηλαδή σε ύψος 1D.

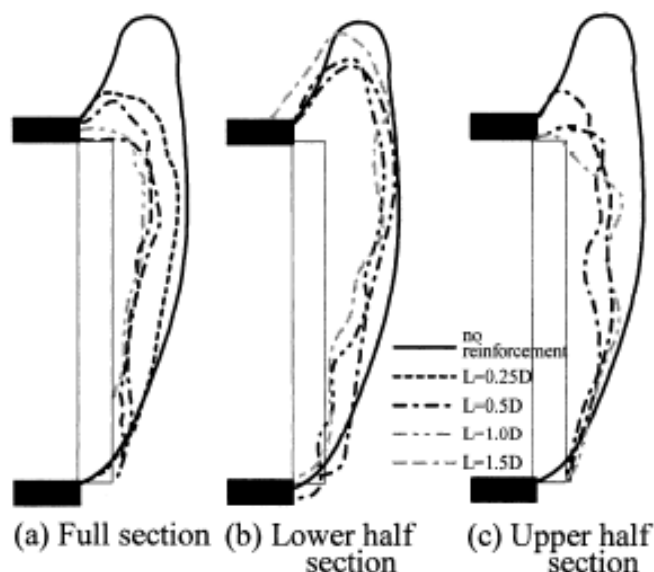
Μετά την προσθήκη των δοκών που έπαιζαν τον ρόλο των αγκυρίων, και με εκ νέου φυγοκέντρηση, τα αποτελέσματα διαφοροποιήθηκαν σημαντικά.



3.2.4: Πειραματική διάταξη αγκυρίων μετώπου (Kamata, Mashimo, 2003)

Έγιναν πολυάριθμες δοκιμές με πολλές διαφοροποιήσεις ως προς τα μήκη των αγκυρίων (0.25D, 0.5D, 1.0D, 1.5D), ενώ αυτά τοποθετήθηκαν για κάθε περίπτωση σε διαφορετικά σημεία του μετώπου, (είτε σε όλη την έκτασή του, είτε στο άνω μισό είτε στο κάτω μισό), και αυτό για κάθε δυνατό μήκος. Οι δοκιμές πραγματοποιήθηκαν με φυγοκέντρηση στα 0.25g.

Στην παρακάτω απεικόνιση φαίνεται για κάθε περίπτωση η συμπεριφορά του μετώπου στις 3 διαφορετικές διατάξεις που δοκιμάστηκαν, και για καθένα από τα 4 μήκη αγκυρίων:

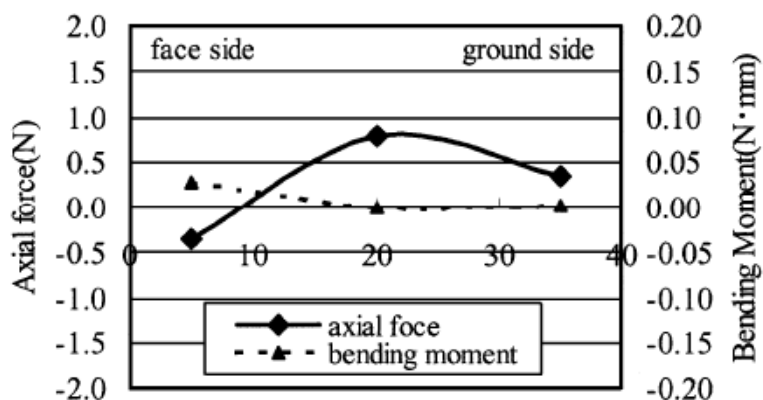


3.2.5: Συμπεριφορά μετώπου για κάθε μορφή τοποθέτησης αγκυρίων (Kamata, Mashimo, 2003)

Το ξεκάθαρο συμπέρασμα ήταν ότι για κάθε μορφή τοποθέτησης αγκυρίων σε όλη την έκταση του μετώπου, η έκταση της αστοχίας ελαχιστοποιείται στην περίπτωση μήκους αγκυρίου 0.25D μπροστά από το μέτωπο. Παρόλο που η έκταση αστοχίας πάνω απ'τη στέψη είναι μικρότερη απ'ότι στην περίπτωση της τελείως ανυποστήρικτης σήραγγας, δεν φαίνεται να βελτιώνεται ουσιαστικά η ευστάθεια του μετώπου. Η αιτία γι'αυτό μπορεί να αναζητηθεί στο ότι η αστοχία συμβαίνει σε απόσταση 0.2-0.3D πίσω απ'το μέτωπο, οπότε τα 0.25D μήκους των αγκυρίων δεν επαρκούν.

Κατά την τοποθέτηση στην κάτω ημιδιατομή, ενώ παρατηρήθηκε αύξηση της ευστάθειας σε σχέση με την τελείως ανυποστήρικτη σήραγγα, η κατάρρευση τύπου καμινάδας έκανε την εμφάνιση της στο σύνολο των δοκιμών, για όλα τα πιθανά μήκη αγκυρίων. Αντίθετα, στην τοποθέτηση στο άνω μισό, παρόλο που παρατηρείται μια μικρής έκτασης αστοχία στο κάτω μέρος του μετώπου, δεν παρατηρείται κατάρρευση καμινάδας. Η μικρή αυτή αστοχία περιορίστηκε στο κάτω μέρος αφού τα αγκύρια του πάνω μέρους εμπόδισαν την επέκτασή της. Έτσι η δοκιμή αυτή απέδειξε ότι η εγκατάσταση των αγκυρίων στο πάνω μισό είναι πιο αποδοτική της εγκατάστασης στο κάτω μισό.

Στο διάγραμμα που ακολουθεί, φαίνονται η αξονική δύναμη και η καμπτική ροπή ενός από τα αγκύρια μήκους 0.5D στην διάταξη που καλύπτει όλο το μέτωπο. Γίνεται εύκολα αντιληπτό ότι οι αξονικές δυνάμεις καλύπτουν όλο το μήκος τους, ενώ παρουσιάζουν μια μέγιστη τιμή ίση με 1N στο κέντρο τους, τιμή λογική σε σχέση με τις διαστάσεις του μοντέλου.



Σχήμα 3.2.6: Αξονική δύναμη και ροπή που αναπτύσσεται στα αγκύρια (Kamata, Mashimo, 2003)

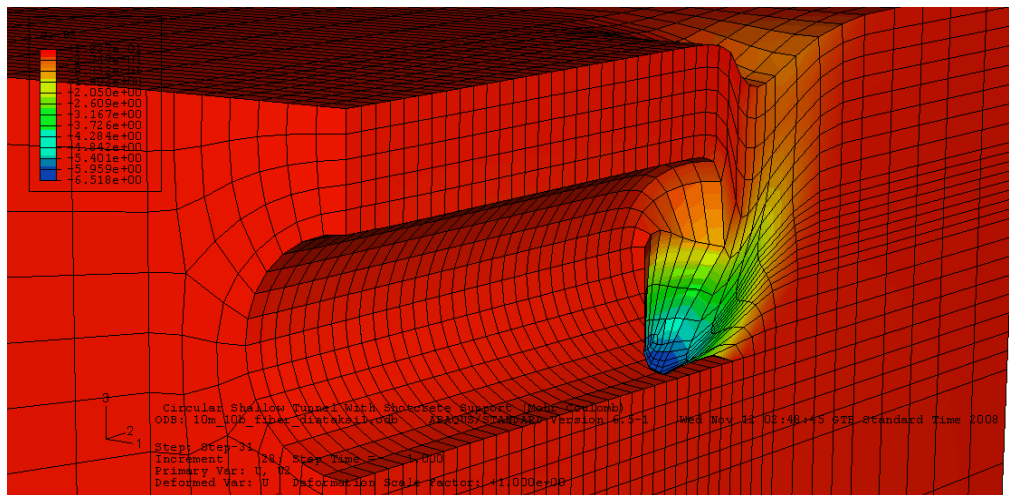
Γενικά πάντως οι καμπτικές ροπές που παρατηρήθηκαν ήταν ελάχιστες, με εξαίρεση την περιοχή πολύ κοντά στο μέτωπο. Συμπερασματικά, η ενίσχυση του μετώπου που προκαλούν τα αγκύρια στηρίζεται κατά ένα πολύ μεγάλο ποσοστό στις αξονικές δυνάμεις

Γενικότερα, τα συμπεράσματα που εξήχθησαν από τη συγκεκριμένη έρευνα, σταχολογούνται στο ότι αφενός για τα αγκύρια, όσο αυτά εκτείνονται πίσω από το μέτωπο σε μήκος μεγαλύτερο του 0.5D έχουν ευεργετική επίδραση στη ευστάθεια μετώπου, αφετέρου όταν τοποθετηθούν στην άνω ημιδιατομή δίνουν καλύτερα αποτελέσματα από όταν τοποθετηθούν στην κάτω.

3.3 Αριθμητικές έρευνες

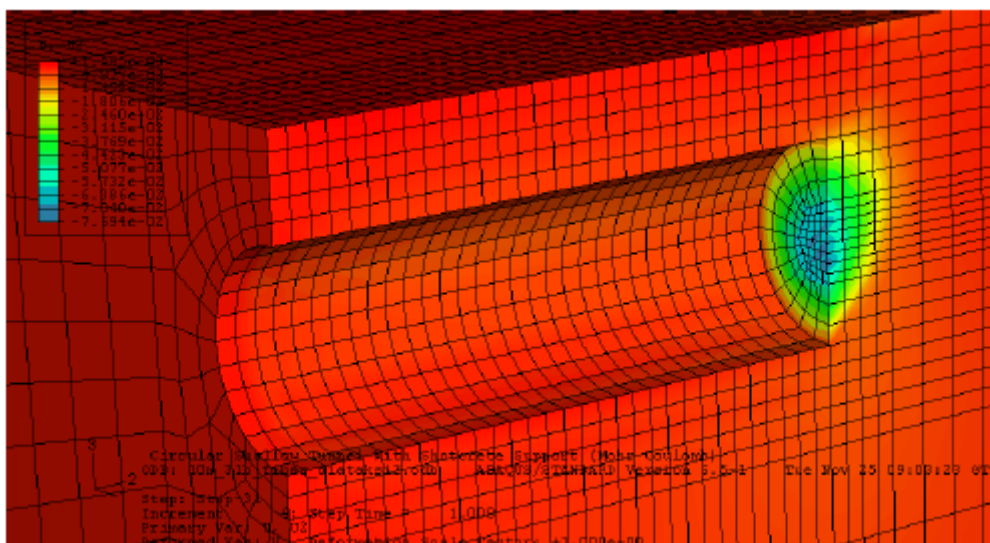
Πέραν των πειραματικών διαδικασιών, πραγματοποιήθηκαν διάφορες εργασίες βασιζόμενες στη χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων. Η τελευταία αυτών, που πραγματοποιήθηκε το 2009, στα πλαίσια της προηγούμενης διπλωματικής μου εργασίας ως προπτυχιακός φοιτητής, είχε ως σκοπό να μελετήσει την όλη λειτουργία των αγκυρίων μετώπου, να αποδείξει την ύπαρξη βέλτιστου μήκους έμπηξης μπροστά από το μέτωπο και να το προσδιορίσει, να αποφανθεί ποιό παράγοντες το επηρεάζουν, ώστε να προκύψουν βάσεις δεδομένων με τα βέλτιστα μήκη για κάθε βάθος και για κάθε συνδυασμό παραμέτρων αντοχής. Επίσης, διερευνήθηκε η προσομοίωση της λειτουργίας των αγκυρίων μέσω μιας ισοδύναμης πίεσης ασκούμενης στο μέτωπο σε όλη την επιφάνειά του, με σκοπό αφενός να διευκολυνθεί η όλη διαδικασία, αφετέρου να καταστεί δυνατόν να χρησιμοποιηθούν αναλυτικές μέθοδοι όπως αυτή των Kovari –Αναγνώστου, που λειτουργούν με τιμές της πίεσης.

Τα συμπεράσματα που προέκυψαν, ήταν σχετικά αναμενόμενα. Έτσι για περίπτωση εδάφους πολύ πτωχών χαρακτηριστικών αντοχής, με $\phi=20^\circ$ και $c=10\text{kPa}$ και για βάθος εκσκαφής ίσο με μία διάμετρο, οι μετακινήσεις που προέκυψαν μέσω της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων ήταν μη αποδεκτές, και φαίνονται στο παρακάτω output του Abaqus. Σημειώνεται εδώ ότι το «εξόγκωμα» που παρατηρείται στο μέτωπο είναι αποτέλεσμα της θεώρησης από το Abaqus του εδάφους ως συνεχούς μέσου, κάτι που φυσικά στην πραγματικότητα δεν ισχύει, παρ'ότι αυτό εμφανίζει συχνά συμπεριφορές που περιγράφονται με τη θεωρία του συνεχούς μέσου. Στην πραγματικότητα, για τέτοιες τάξεις μεγέθους μετακινήσεων το μέτωπο θα είχε καταρρεύσει ολοκληρωτικά.



Σχήμα 3.3.1: Απεικόνιση του Abaqus για μετακινήσεις ανυποστήρικτου μετώπου σε έδαφος πτωχών χαρακτηριστικών (Κωνσταντζος Ιάσων, 2009)

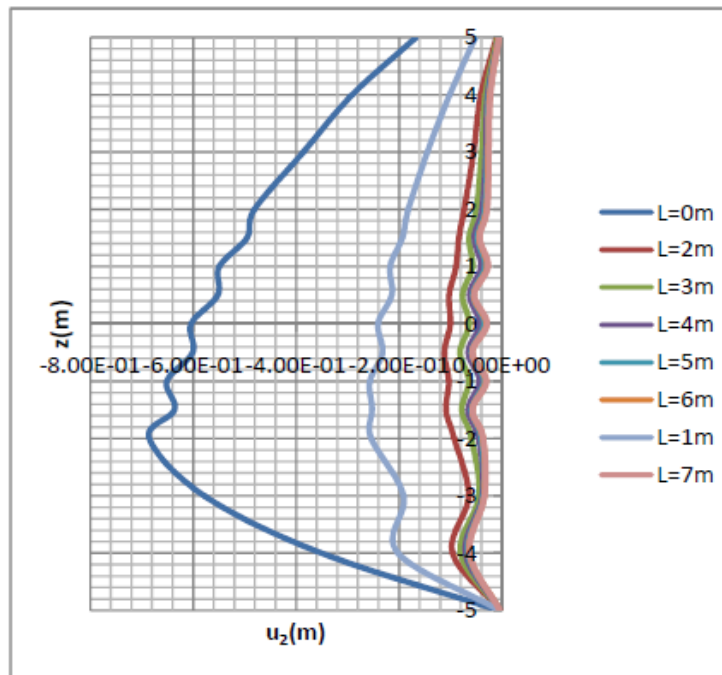
Αλλάζοντας τις παραμέτρους αντοχής του εδάφους, προκύπτουν σαφείς διαφοροποιήσεις στις μετακινήσεις. Έτσι, για περίπτωση ενός εδάφους καλών αντοχών ($\phi=35^\circ$, $c=15\text{kPa}$), οι παρατηρούμενες μετακινήσεις είναι σημαντικά μικρότερες, παραμένοντας όμως σε κάθε περίπτωση μη αποδεκτές για ένα έργο σήραγγας.



Σχήμα 3.3.2: Απεικόνιση του Abaqus για μετακινήσεις ανυποστήρικτου μετώπου σε έδαφος ικανοποιητικών αντοχών (Κωνσταντζος Ιάσων, 2009)

Στη συνέχεια, αφού αποδείχθηκε η ευνοϊκή επίδραση των αγκυρίων, διερευνήθηκε η επίδραση του μήκους έμπηξης των αγκυρίων μπροστά από το μέτωπο. Για να καταστεί κάτι τέτοιο δυνατό, μοντελοποιήθηκαν αγκύρια που εκτείνονταν 31 μέτρα από την αρχή του μοντέλου, και συγκρίνονταν φάσεις τις εκσκαφής από τα 24 έως τα 31 μέτρα, ώστε να εξετάζονται οι μετακινήσεις για παρουσία αγκυρίου μπροστά από το μέτωπο από 0 (ανυποστήρικτο μέτωπο) έως και 8 μέτρα. Οι διαφορές παρουσιάζονταν ιδιαίτερως σημαντικές, όπως φαίνεται στο παρακάτω διάγραμμα. Για

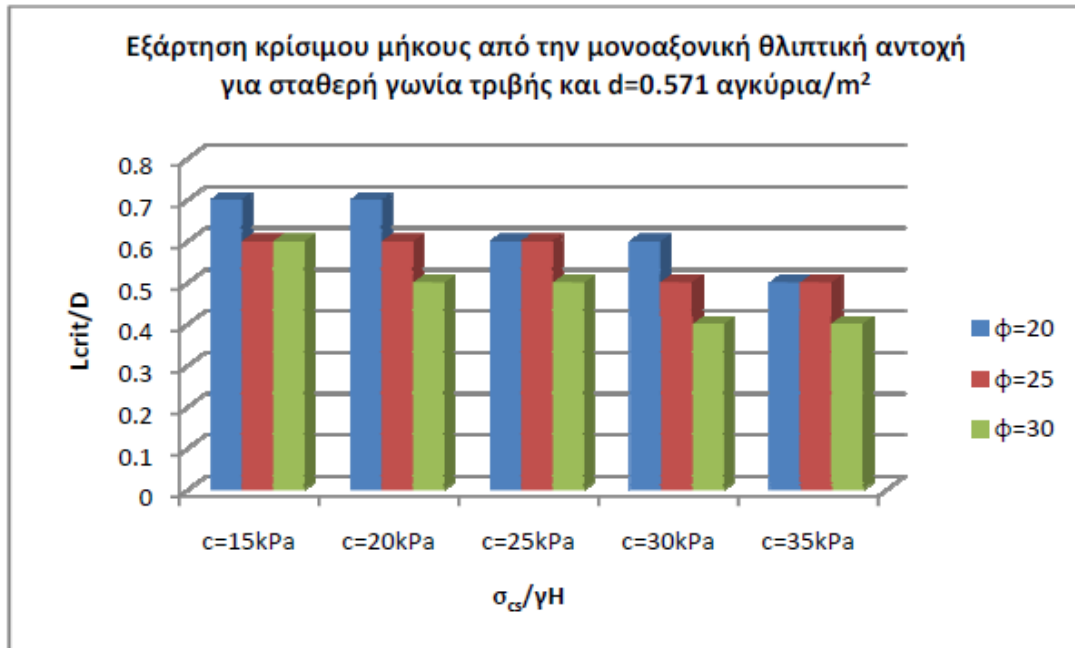
ανυποστήρικτο μέτωπο οι οριζόντιες μετακινήσεις στο μέτωπο έφταναν σε πολλές περιπτώσεις (ουσιαστικά κατάρρευσης) μέχρι και το 1m, ενώ με παρουσία σχετικά πυκνού καννάβου αγκυρίων που εκτεινόταν στα 7 ή 8 μέτρα μπροστά απ'το μέτωπο, οι μετακινήσεις περιοριζόνταν σε ελάχιστα εκατοστά.



Σχήμα 3.3.3: Διαφοροποίηση μετακινήσεων ανάλογα με το μήκος έμπηξης - ύπαρξη βέλτιστου μήκους (Κωνσταντζος Ιάσων, 2009)

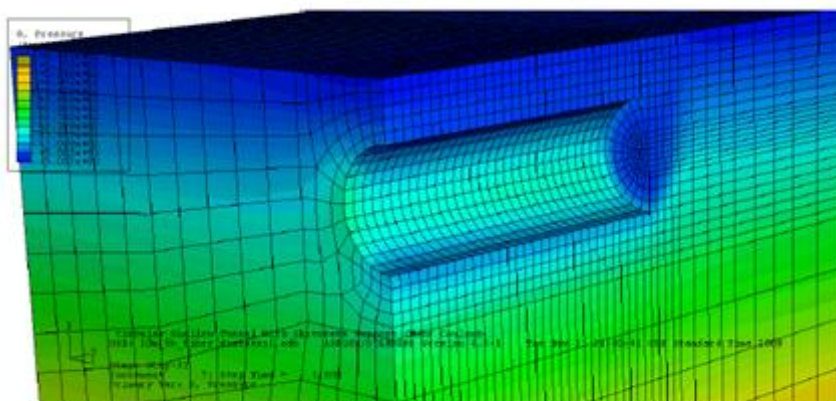
Για κάθε συνδιασμό παραμέτρων αντοχής και για δύο βάθη, για $H=10m$ ώστε να προσομοιάζονται συνθήκες αβαθούς σήραγγας και για $H=50m$ ώστε να έχουμε συνθήκες βαθιάς σήραγγας, προσδιορίστηκε το βέλτιστο μήκος έμπηξης των αγκυρίων μέσα στο μέτωπο, για δύο διαφορετικούς καννάβους, έναν αραιό των 26 αγκυρίων και έναν πυκνό των 45 αγκυρίων σε ολόκληρη τη διατομή.

Στο παρακάτω διάγραμμα φαίνεται η εξάρτηση του αδιαστατοποιημένου βέλτιστου μήκους από μια έκφραση της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής, για σταθερή γωνία τριβής για τον πυκνό κάνναβο. Η επιλογή του πυκνού καννάβου εδώ γίνεται δειγματοληπτικά, καθώς στην εν λόγω εργασία υπάρχουν διαγράμματα και για τον αραιό κάνναβο, όσο και για την περίπτωση της βαθιάς σήραγγας.

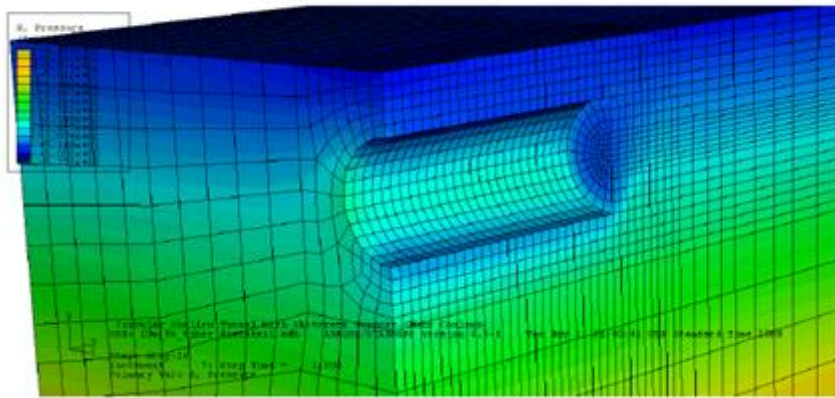


Σχήμα 3.3.4: Εξάρτηση κρίσιμου μήκους από τη μονοαξονική θλιπτική αντοχή για αβαθή σήραγγα και πυκνό κάρναβο αγκυριών (Κωνσταντζος Ιάσων, 2009)

Ενδιαφέρον παρουσιάζουν και οι παρακάτω απεικονίσεις του Abaqus για σήραγγα βάθους 10m, όπου φαίνεται η διαφοροποίηση της μέσης ορθής τάσης για ανυποστήρικτο μέτωπο και για ενισχυμένο με αγκύρια fibreglass. Παρατηρείται ότι όσο το μέτωπο είναι ανυποστήρικτο, οι οριζόντιες τάσεις μηδενίζονται, αντίθετα με την παρουσία των αγκυριών ακυρώνεται ο μηδενισμός καθιστώντας το μέτωπο ευσταθές.

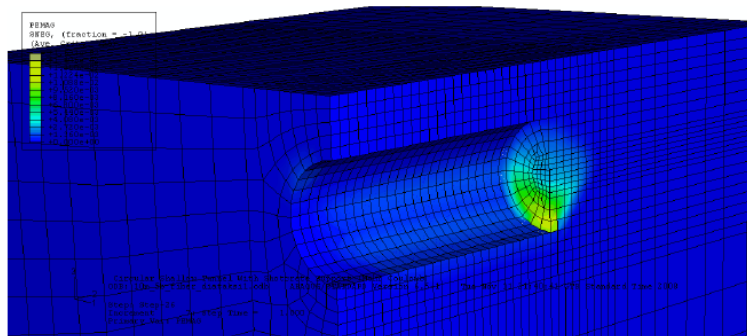
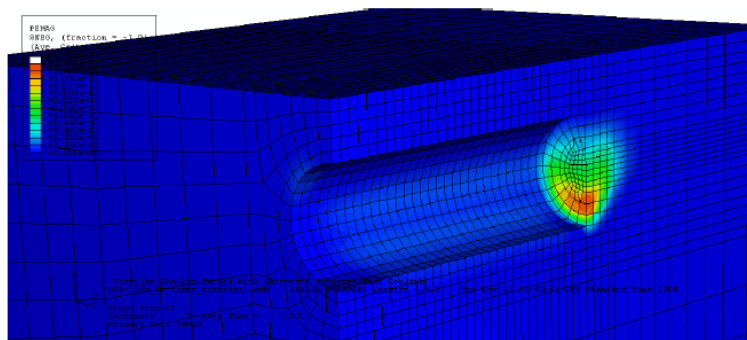


Σχήμα 3.3.5α: Μηδενισμός ορθών τάσεων σε ανυποστήρικτο μέτωπο (Κωνσταντζος Ιάσων, 2009)



Σχήμα 3.3.5β: Ακύρωση μηδενισμού ορθών τάσεων σε ενισχυμένο μέτωπο (Κωνσταντίνος Ιάσων, 2009)

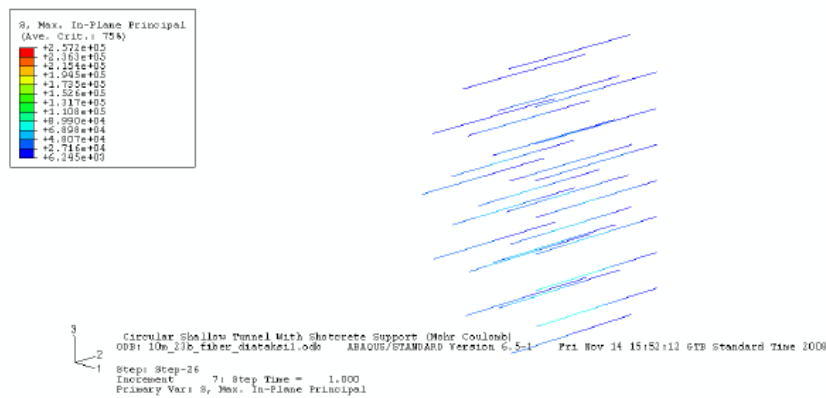
Αξιοσημείωτη δε είναι και η δραστική μείωση του εύρους της πλαστικής ζώνης με την προσθήκη των αγκυριών.



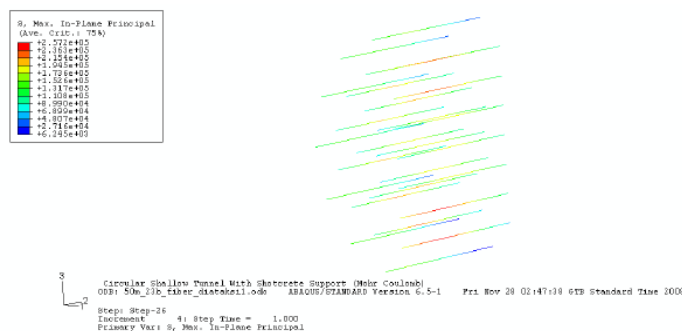
Σχήμα 3.3.6: Διαφοροποίηση εύρους πλαστικής ζώνης σε ανυποστήρικτο και ενισχυμένο μέτωπο (Κωνσταντίνος Ιάσων, 2009)

Η παρατήρηση αυτή παρουσιάζει ιδιαίτερο ενδιαφέρον, αφού πέραν της σαφούς ενίσχυσης της ευστάθειας, υπάρχουν ενδείξεις της βελτίωσης λειτουργίας μιας άλλης κλασσικής μεθόδου προσωρινής υποστήριξης, αυτής των δοκών προπορείας. Όπως είναι γνωστό, οι δοκοί αυτές ουσιαστικά πακτώνονται σε "υγιές" σημείο μπροστά από το μέτωπο, πέρα από το εύρος της πλαστικής ζώνης, στο ένα άκρο τους, και στο ήδη διαμορφωμένο κέλυφος στο άλλο. Στη συνέχεια, οι δοκοί λειτουργούν ουσιαστικά ως αμφιέρρειστες, με αποτέλεσμα τυχόν αυξημένο μήκος τους να προκαλεί προβληματική αύξηση των μέγιστων ροπών που θα πρέπει αυτές να φέρουν. Έτσι, με τη μείωση του εύρους της πλαστικής ζώνης, οι δοκοί μπορούν να γίνουν σημαντικά μικρότερες σε μήκος, με σαφώς μικρότερες απαιτήσεις σε φέρουσα ικανότητα σε κάμψη.

Εξετάστηκαν επίσης οι αξονικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στα αγκύρια. Ήταν άξιο αναφοράς πως τόσο στην περίπτωση της αβαθούς όσο και στις βαθιάς, οι τάσεις στα αγκύρια δεν πλησίαζαν το όριο διαρροής τους, τα 400kPa, αντιθέτως ήταν σημαντικά μικρότερες, της τάξεως των 20kPa για την αβαθή και των 250kPa για τη βαθειά.



Σχήμα 3.3.7.α: Αξονικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στα αγκύρια στην περίπτωση της αβαθούς σήραγγας (Κωνσταντζος Ιάσων, 2009)

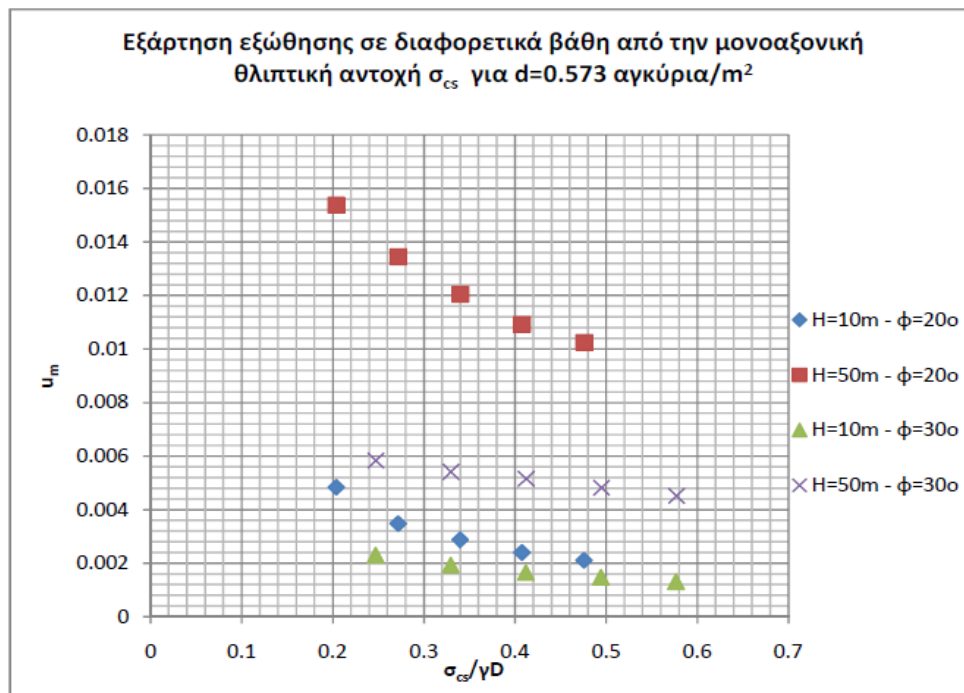


Σχήμα 3.3.7.β: Αξονικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στα αγκύρια στην περίπτωση της βαθιάς σήραγγας (Κωνσταντζος Ιάσων, 2009)

Πέραν των παραπάνω γενικών παρατηρήσεων, πραγματοποιήθηκε όπως προαναφέρθηκε λεπτομερής παραμετρική διερεύνηση σε σχέση με παράγοντες όπως το βάθος, η πυκνότητα των αγκυρίων στο μέτωπο, και τα εδαφικά χαρακτηριστικά.

Για να γίνουν πιο εποπτικά τα αποτελέσματα, έγιναν διαγράμματα που παρουσιάζουν την συμβολή όλων των παραπάνω παραγόντων.

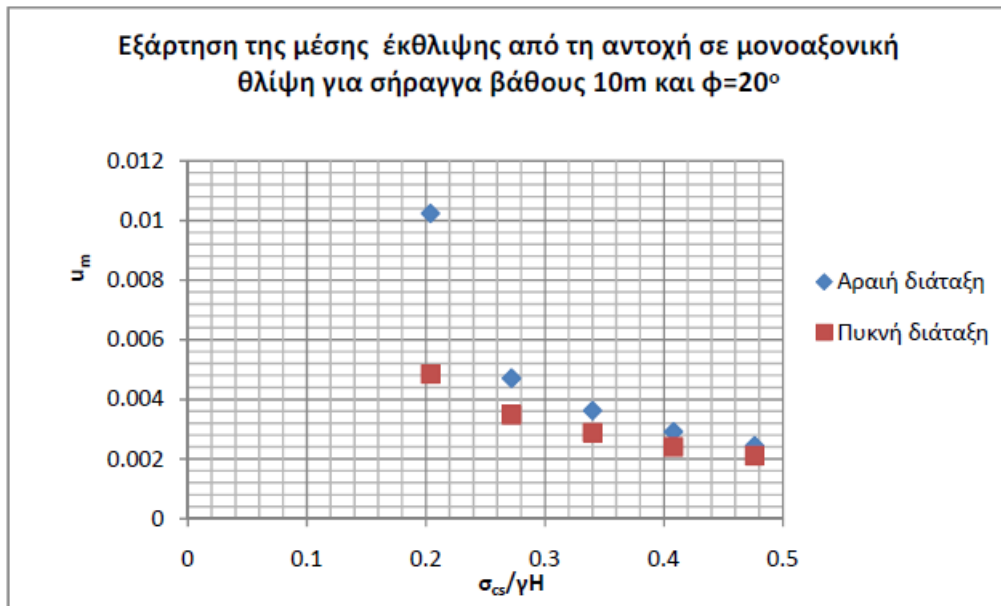
Έτσι, σε σχέση με το βάθος εκσκαφής, για τον πυκνό κάνναβο αγκυρίων, φαίνονταν οι εξής διαφοροποιήσεις για τη μέση έκθλιψη σε διαφορετικά βάθη, για σταθερή γωνία τριβής:



Σχήμα 3.3.8: Εξάρτηση εξώθησης σε διαφορετικά βάθη από τη μονοαξονική θλιπτική αντοχή (Κωνσταντίνος Ιάσων, 2009)

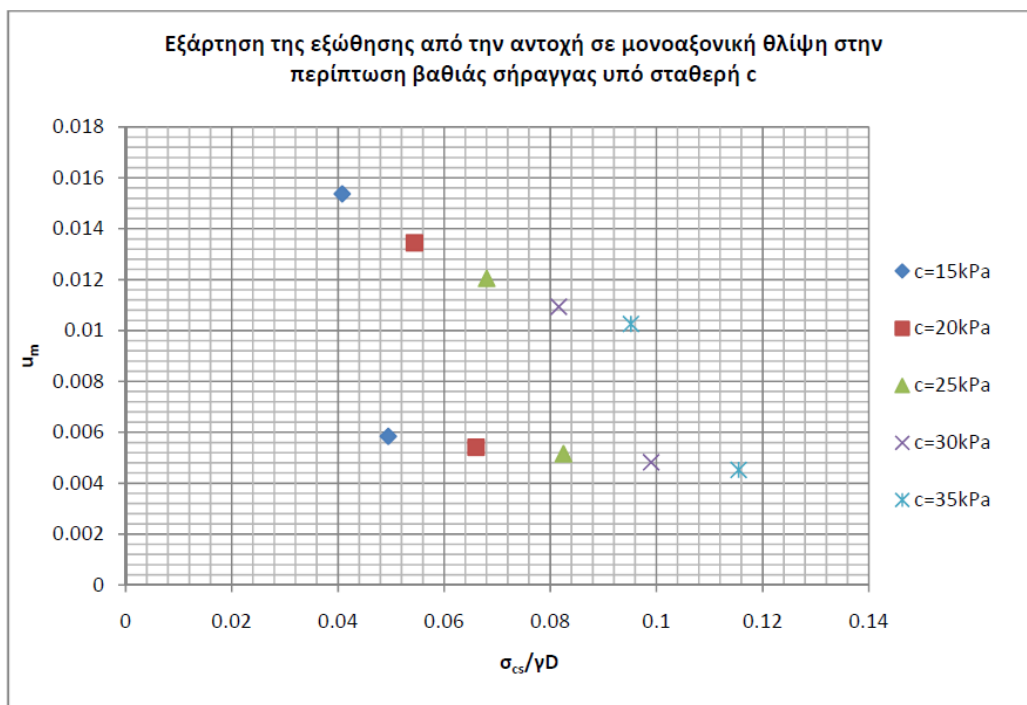
Αντίστοιχα διαγράμματα έγιναν και για τον αραιό κάνναβο, η λεπτομερής όμως παράθεσή τους όμως ξεφεύγει από τους σκοπούς της παρούσας εργασίας.

Όπως είναι λογικό, δεδομένου ότι τα αγκύρια είναι αυτά που συμβάλουν στην ενίσχυση του μετώπου, πυκνότερος κάνναβος αυτών θα έπρεπε να οδηγεί σε περαιτέρω αύξηση της ευστάθειας. Κάτι τέτοιο αποδείχθηκε στη διερεύνησή αυτή, και προέκυψε το παρακάτω διάγραμμα, για την περίπτωση της αβαθούς σήραγγας:



Σχήμα 3.3.9: Εξάρτηση εξώθησης από την πυκνότητα αγκυριών (Κωνσταντίνος Ιάσων, 2009)

Τέλος, στη συγκεκριμένη έρευνα, έγιναν διαγράμματα για το πως επηρεάζει αντίστοιχα αύξηση της γωνίας τριβής ή της συνοχής. Αποδείχθηκε πως ειδικά η γωνία τριβής παίζει μεγάλο ρόλο, και μάλιστα στο μεγάλο βάθος, για το οποίο παρουσιάζεται εδώ ένα διάγραμμα:

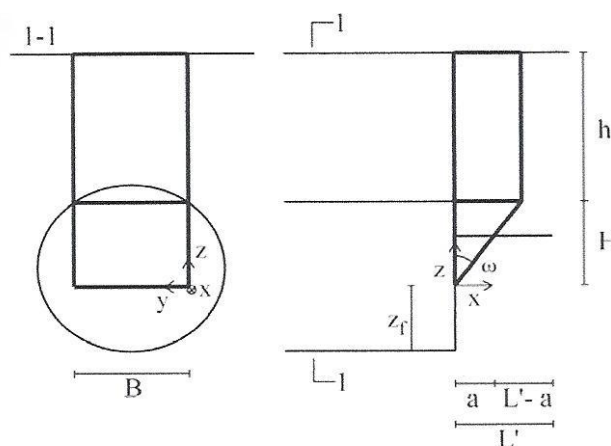


Σχήμα 3.3.10: Εξάρτηση εξώθησης από τη γωνία τριβής (Κωνσταντίνος Ιάσων, 2009)

3.4 Έρευνα με χρήση θεωρήσης οριακής ισορροπίας (Αναγνώστου & Σεραφειμίδης, 2007)

Μια πολύ σημαντική συμβολή στο θέμα της χρήσης αγκυρίων ως μέτρο προσωρινής υποστήριξης έγινε από τους Αναγνώστου και Σεραφειμίδη το 2007. Αυτοί παρουσίασαν μια υπολογιστική μέθοδο βασισμένη σε θεωρήσεις οριακής ισορροπίας, που μπορεί να εφαρμοστεί σε ετερογενές έδαφος με στρώσεις, όπως και σε μη καθορισμένες μορφές υποστήριξης, σε σχέση με την κατανομή, το μήκος, την επικάλυψη, και τη σειρά εγκατάστασης των διατάξεων. Προχώρησαν δε την έρευνα παραπέρα, σχεδιάζοντας νομογράμματα για την εκτίμηση της ευστάθειας μετώπου στην ειδική περίπτωση ομογενούς εδάφους με ομοιόμορφη ενίσχυση.

Η όλη θεώρηση τους στηρίχθηκε στο μηχανισμό αστοχίας που αποτελείται από ένα τριγωνικό πρίσμα και ένα υπερκείμενο πρίσμα. Επίσης θεωρήθηκαν για το έδαφος συνθήκες αστοχίας Mohr - Coulomb, ενώ οι παράμετροι αντοχής θεωρήθηκε ότι μπορούν να διαφέρουν για διαφορετικά ύψη του μετώπου, λόγω εδάφους με στρώσεις. Τόσο η κλίση ω της επιφάνειας ολίσθησης όσο και το ύψος του πόδα του πρίσματος θεωρήθηκαν γενικά άγνωστα αρχικά, αφού οι κρίσιμες τιμές τους (για τις οποίες απαιτείται η μέγιστη υποστήριξη) θα υπολογιστούν σχετικά, αφού εξαρτώνται απ'τη διατμητική αντοχή.



Σχήμα 3.4.1: Μηχανισμός αστοχίας (Αναγνώστου & Σεραφειμίδης, 2007)

Κατά την εκσκαφή, η ενίσχυση που επιτυγχάνεται από τα αγκύρια μετώπου εξαρτάται μόνον από την αντοχή της συνάφειας μεταξύ ενέματος και εδάφους. Η δύναμη υποστήριξης του κάθε αγκυρίου εξαρτάται από την εφελκυστική του αντοχή F_z , τη διάμετρο της οπής, τη διατμητική αντοχή τ_m του συστήματος εδάφους ενέματος, του μήκους του αγκυρίου a μέσα στο πρίσμα, καθώς και από το μήκος του $L'-a$ μέσα στο κυρίως έδαφος, όπου L' είναι το συνολικό μήκος του αγκυρίου.

Γενικότερα, η πίεση υποστήριξης s δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$s = n \times \min[F_z, \max(\pi d \tau_m a, F_p), \pi d \tau_m (L' - a)]$$

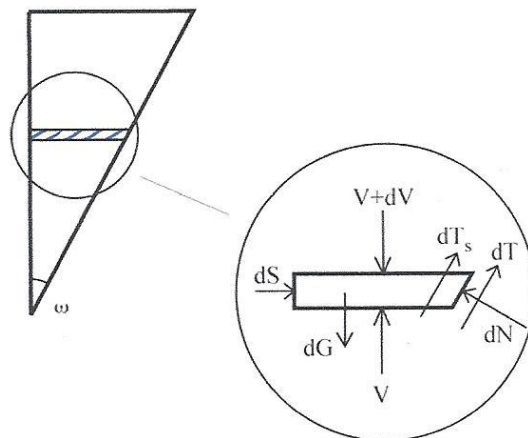
,όπου το n συμβολίζει την πυκνότητα των μέτρων υποστήριξης, ήτοι των αριθμό των αγκυρίων ανά τετραγωνικό μέτρο.

Εδώ θα πρέπει να σημειωθεί ότι τα μήκη των αγκυρίων αφενός διαφέρουν, αφετέρου εξαρτώνται από τον συγκεκριμένο μηχανισμό που θεωρήθηκε, και τις παραμέτρους ω και z_f . Έτσι, η δύναμη υποστήριξης από την ενίσχυση δε γίνεται να είναι κατανεμημένη ομοιόμορφα ακόμη και στην περίπτωση που έχουμε σταθερή απόσταση μεταξύ των αγκυρίων.

Άξιο αναφοράς δε , ήταν το ότι για την ίδια συνολική ποσότητα αγκυρίων, μπορεί να προκύψουν διαφορετικές πιέσεις, ανάλογα με τη σειρά εγκατάστασής τους.

Η σφήνα φορτίζεται από το υπερκείμενο πρίσμα. Η αντοχή της εξαρτάται από τη διατμητική αντίσταση του εδάφους και την δύναμη υποστήριξης που προσφέρουν τα αγκύρια.

Στο παρακάτω σχήμα φαίνονται ξεκάθαρα οι δυνάμεις που ενεργούν στο πρίσμα, καθώς και λεπτομέρεια λωρίδας αυτού, που θεωρήθηκε στις εξισώσεις που υιοθέτησαν οι Αναγνώστου και Σεραφειμίδης.



Σχήμα 3.4.2: Δυνάμεις επενεργούσες στην απειροστή λωρίδα (Αναγνώστου & Σεραφειμίδης, 2007)

Θεωρήθηκε ότι οι οριζόντιες τάσεις είναι ίσες με το 80% των κατακορύφων, με το ποσοστό αυτό να παραμένει σταθερό.

Πάνω στην απειροστή λωρίδα του σχήματος ενεργούν οι ακόλουθες δυνάμεις: Το βάρος ΔG , η δύναμη υποστήριξης $V(z)$ από το υποκείμενο έδαφος, το φορτίο $V(z)+dV$ από το υπερκείμενο έδαφος, οι δυνάμεις dN και dT στην κεκλιμένη επιφάνεια ολίσθησης, η διατμητική δύναμη dT_s στην κατακόρυφη επιφάνεια ολίσθησης και η δύναμη υποστήριξης dS της ενίσχυσης, η οποία ισούται με $s(z)Bdz$, όπου B το πλάτος της σφήνας και dz το πάχος του τεμάχου.

Η συνθήκη ισοροπίας παράλληλα και κάθετα της επιφάνειας ολίσθησης δίνει την εξίσωση:

$$dT_s + dT + S \sin \omega = (dV + dG) \cos \omega$$

καθώς και:

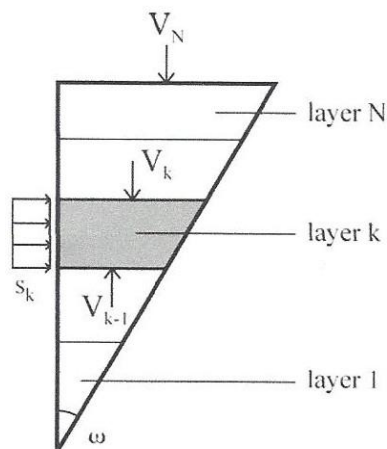
$$dN = (dV + dG) \sin \omega + dS \cos \omega$$

Οι παραπάνω σχέσεις οδηγούν στην ακόλουθη διαφορική εξίσωση που διέπει την κατακόρυφη δύναμη $V(z)$:

$$\frac{dV}{dz} - A(z)V = \Gamma(z)z + \Delta(z)$$

, όπου οι σταθερές $A(z)$, $\Gamma(z)$, και $\Delta(z)$ εξαρτώνται από τις σταθερές διατμητικής αντοχής $c(z)$ και $\phi(z)$, λόγω της θεώρησης στρωσιγενούς εδάφους, το ειδικό βάρος $\gamma(z)$ και τον συντελεστή λ που ορίζει τη σχέση οριζοντίων και κατακορύφων τάσεων, το πλάτος της σφήνας B , την πίεση υποστήριξης $s(z)$ και τη γωνία ω .

Προκειμένου να μπορεί να λυθεί η παραπάνω διαφορική εξίσωση, η σφήνα χωρίζεται σε N απειροστού πάχους λωρίδες k , όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 3.4.3: Διαίρεση της σφήνας σε λωρίδες (στρώσεις)

Καθεμία απ' αυτές θεωρείται ομοιογενής, με συγκεκριμένες παραμέτρους αντοχής, ενώ θεωρούμε πως δέχεται μια σταθερή, ομοιόμορφα κατανεμημένη πίεση s_k , αντί της ανομοιόμορφης $s(z)$ που δέχεται στην πραγματικότητα. Η πίεση αυτή εξαρτάται από την πυκνότητα της ενίσχυσης, λαμβάνοντας υπ' όψιν και το μέσο μήκος των διατάξεων στο κέντρο περίπου της λωρίδας. Στις συνθήκες αυτές οι παραπάνω συντελεστές A, Γ και Δ είναι σταθερές σε κάθε λωρίδα, ενώ μπορούν εύκολα να ολοκληρωθούν για όλη τη σφήνα. Ισχύει για την k -στή λωρίδα η εξίσωση:

$$V_k = C_{sk}s_k + C_{V_k}V_{k-1} + C_{ck}c_k - C_{\gamma k}\gamma_k$$

,όπου:

$$C_{V_k} = e^{A_k(z_k - z_{k-1})}$$

$$C_{sk} = \frac{(C_{v_k} - 1)B \tan(\omega + \varphi_k)}{A_k}$$

$$C_{ck} = \frac{(C_{v_k} - 1) \times B \times A_k + 2 \times F_k \times \sin \omega}{A_k^2 \cos^2 \omega \times (1 - \tan \omega \times \tan \varphi_k)}$$

$$C_{\gamma k} = \frac{F_k \tan \omega \times B}{A_k^2}$$

$$A_k = \frac{2 \times \lambda \times \tan \varphi_k}{B \times \cos \omega \times (1 - \tan \omega \times \tan \varphi_k)}$$

$$F_k = C_{v_k} \times (1 + A_k \times z_{k-1}) - 1 - A_k \times z_k$$

Στις παραπάνω σχέσεις, ο όρος z_k συμβολίζει το ύψος του ορίου με την πάνω στρώση.

Η εξίσωση 5 εκφράσει το φορτίο που ασκείται στο άνω όριο της k -στής λωρίδας, σαν συνάρτηση του φορτίου V_{k-1} που ασκείται στο κάτω όριό του. Έτσι, οι δυνάμεις V_k μπορούν να υπολογιστούν κάνοντας χρήση της εξίσωσης από κάτω προς τα άνω, ξεκινώντας με την τιμή $V_0=0$.

Δεδομένου ότι μια αρνητική τιμή του V_k θα σήμαινε ότι η σφήνα θα πρέπει να κρεμαστεί ώστε να παραμένει ευσταθής, άρα θα σηματοδοτούσε ουσιαστικά κατάρρευση του μετώπου μέχρι τη στρώση k , θεωρείται ο περιορισμός **$V_k \geq 0$, για $k = 1, 2, 3, \dots, N$**

Το μέγεθος **V_N** παρουσιάζει την αντοχή της σφήνας μέχρι το υπερκείμενο πρίσμα. Έτσι, προκειμένου το μέτωπο να παραμένει ευσταθές, θα πρέπει η αντοχή αυτή να είναι μεγαλύτερη του φορτίου V_s που επιφέρει το πρίσμα.

Έτσι, στην οριακή ισορροπία, ισχύει:

$$V_N = V_S$$

Η παραπάνω εξίσωση, με τους περιορισμούς που αναφέρθηκαν παραπάνω, συγκλίνει για τις απαιτούμενες τιμές πυκνότητας για τις δεδομένες συνθήκες ενίσχυσης (για δεδομένη δηλαδή κλίση ω και ύψος του πόδα της σφήνας). Επανάληψη δε της διαδικασίας, μπορεί να δώσει τον απολύτως κρίσιμο μηχανισμός ενίσχυσης, αυτόν δηλαδή που απαιτεί τις μέγιστες ποσότητες υποστήριξης.

Γενικά πρόκειται για ένα πολυπαραμετρικό πρόβλημα με πολλαπλές λύσεις, λόγω κυρίως των διαφορετικών πυκνοτήτων αγκυρίων για κάθε στρώση, ωστόσο στην απλοποιημένη περίπτωση που θεωρηθεί π.χ μια ομοιόμορφη κατανομή των αγκυρίων, τότε μπορεί να προκύψει μοναδική λύση.

Θεώρηση ομοιογενούς εδάφους και ομοιόμορφης κατανομής ενισχυτικών μέσων:

Στην ειδική απλοποιητική περίπτωση όπου θεωρήσουμε ομοιογενές έδαφος και ομοιόμορφη κατανομή των αγκυρίων, τότε η απαιτούμενη πυκνότητα εξαρτάται γραμμικά από την συνοχή του εδάφους, άρα μπορεί να εκφραστεί με τον ακόλουθο τρόπο:

$$n = n_0 \left(1 - \frac{c}{c_{crit}} \right)$$

όπου n_0 θεωρείται η απαιτούμενη πυκνότητα αγκυρίων σε μη συνεκτικό έδαφος, και c_{crit} η απαιτούμενη συνοχή του εδάφους ώστε το μέτωπο να είναι ευσταθές χωρίς προσθήκη αγκυρίων.

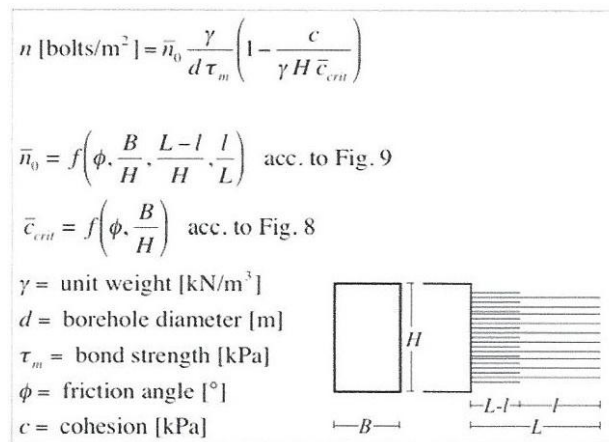
Με τη βοήθεια των αρχών της διαστατικής ανάλυσης, προέκυψε ότι ισχύουν οι ακόλουθες αδιάστατες ισότητες:

$$\frac{c_{crit}}{\gamma H} = f \left(\varphi, \frac{B}{H}, \frac{h}{H}, \lambda \right)$$

καθώς και:

$$\frac{n_0}{\gamma} = \frac{n_0 d r_m}{\gamma} = f \left(\varphi, \frac{B}{H}, \frac{L-l}{H}, \frac{l}{L}, \frac{h}{H}, \lambda \right)$$

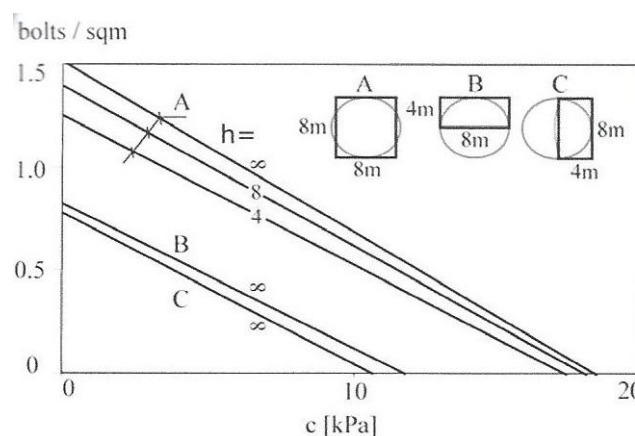
Τα παραπάνω μεγέθη εκφράζονται αναλυτικά στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 3.4.4: Εξισώσεις για χρήση των μονογραμμάτων, (Αναγνώστου & Σεραφειμίδης, 2007)

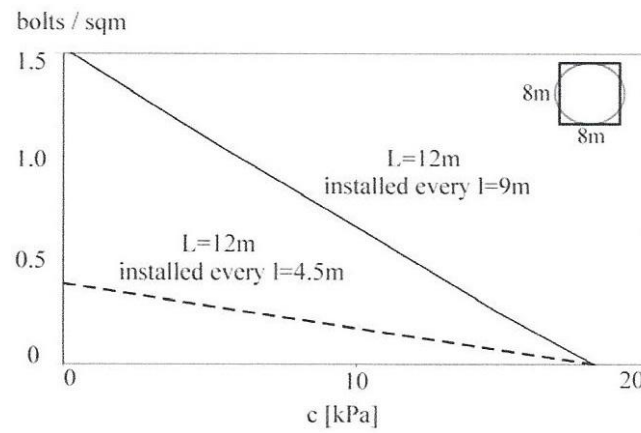
Η τελευταία εξίσωση δεν λαμβάνει υπόψιν την εφελκυστική αντοχή των αγκυρίων, κάτι λογικό δεδομένου ότι θεωρούμε πως η κρίσιμη αντοχή είναι αυτή του συστήματος ενέματος – εδάφους, τουλάχιστον για τις περιπτώσεις μαλακών εδαφών.

Όπως φαίνεται δε από τα νομογραφήματα που ακολουθούν αμελητέα είναι η συμβολή του ύψους του μετώπου h/H , σε αντίθεση με το σχήμα της σφήνας που μέσω του παράγοντα B/H παίζει σημαντικό ρόλο: Όσο μικρότερο το πλάτος, τόσο πιο ξεκάθαρη γίνεται η συμβολή της ενίσχυσης στη διατμητική αντίσταση των κατακορύφων επιφανειών ολίσθησης της σφήνας. Έτσι για παράδειγμα η περίπτωση C στο σχήμα παρακάτω απαιτεί περίπου την ίδια πυκνότητα αγκυρίων με την περίπτωση B, παρόλη τη διαφορά ύψους της σφήνας:



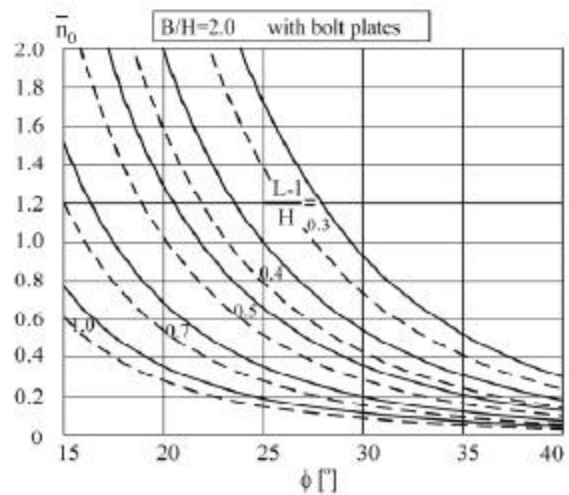
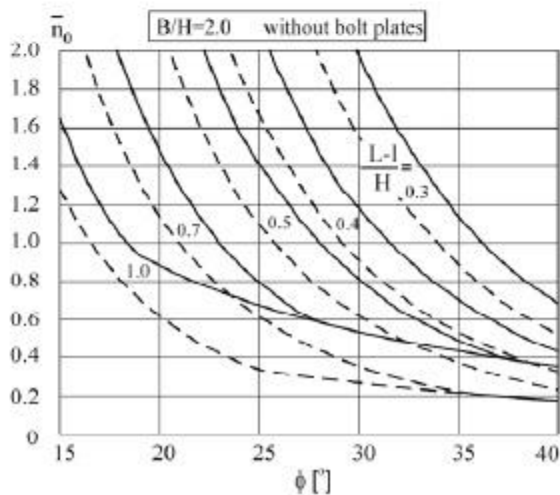
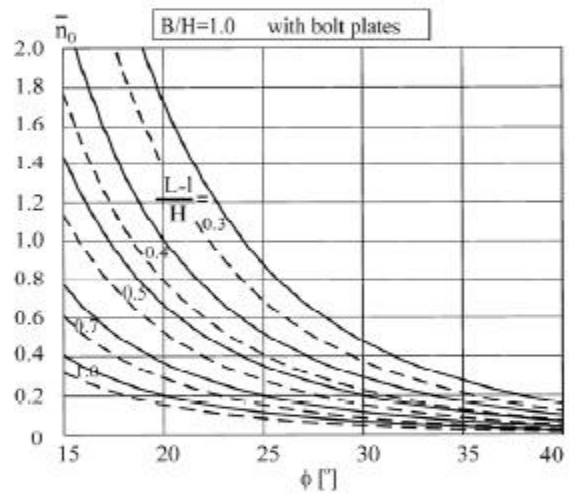
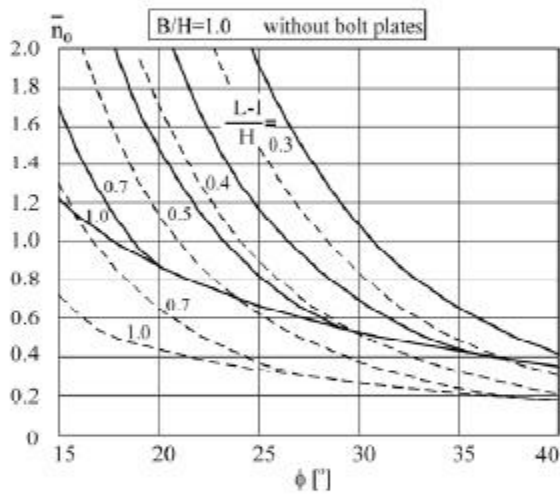
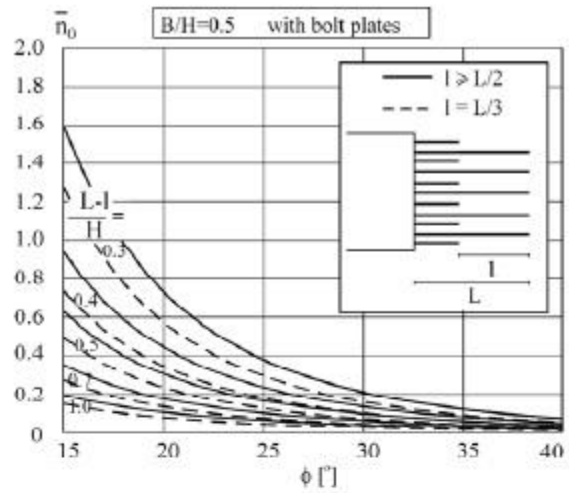
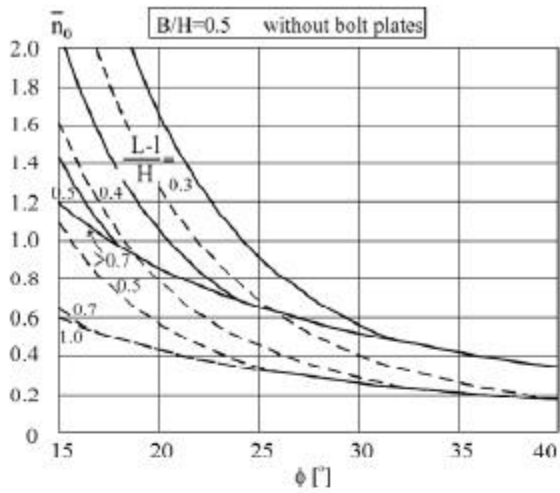
Σχήμα 3.4.5: Αριθμητικό παράδειγμα της επιρροής του σχήματος και του βάθους h (Αναγνώστου & Σεραφειμίδης, 2007)

Τέλος, η σειρά εγκατάστασης των διατάξεων ενίσχυσης παίζει σημαντικό ρόλο, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 3.4.6: Αριθμητικό παράδειγμα της επιρροής της σειράς εγκατάστασης (Αναγνώστου & Σεραφειμίδης, 2007)

Τέλος, παρουσιάζονται όλα τα νομογραφήματα της έρευνας για την απαιτούμενη πυκνότητα αγκυρίων σε σχέση με την γωνία τριβής:



Σχήμα 3.4.7: Αδιάστατη πυκνότητα ενισχυτικών μέσω συναρτήσεως της γωνίας τριβής ϕ , (Αναγνώστου & Σεραφειμίδης, 2007)

ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ

4.1 Λογισμικό - Λεπτομέρειες για το μοντέλο - διάφορες παράμετροι για το έδαφος

Στο υποκεφάλαιο αυτό, θα παρουσιαστεί αναλυτικά η μέθοδος μοντελοποίησης του μετώπου. Όπως αναφέραμε και στην εισαγωγή, για τους σκοπούς της εργασίας αυτής πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων χρησιμοποιώντας το λογισμικό Abaqus. Η επιλογή του στηρίχθηκε στο γεγονός του ότι αυτό αποτελεί σήμερα ίσως το πλέον κατάλληλο λογισμικό για τριδιάστατες αναλύσεις, ενώ παρέχει πλήρη ελευθερία για απόλυτη παραμετροποίηση ανάλογα με κάθε ανάγκη. Χρησιμοποιήθηκαν οι εκδόσεις 6.5.1 και 6.9.1, αφού οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν σε ένα ευρύ χρονικό διάστημα, μέσα στο οποίο το πρόγραμμα αναβαθμίστηκε. Καίριας σημασίας ήταν φυσικά η απόλυτη συμβατότητα της νέας έκδοσης με την πλατφόρμα των Windows 7, όπως και η δυνατότητα λειτουργίας σε περιβάλλον 64bit που βελτίωσε εν πολλοίς την ταχύτητα. Για τη δημιουργία των μοντέλων και μόνον, λόγω πιο εύχρηστου interface επιλέχθηκε το λογισμικό Ansys 9.0 που αποτελεί εξαιρετικά δημοφιλή επιλογή στο πεδίο των εφαρμογών πολιτικών μηχανικών. Έτσι για τις ανάγκες της διπλωματικής αυτής, τα μοντέλα για κάθε βάθος και για κάθε κάρναβο αγκυρίων δημιουργούνταν στο Ansys και με κατάλληλη διαμόρφωση των Input files ώστε να καθίσταται δυνατή η παραμετρική διερεύνηση, οι συνδυασμοί παραμέτρων αντοχής έτρεχαν στο Abaqus, και εξάγονταν με χρήση κατάλληλου φύλλου υπολογισμού οι μετακινήσεις του μετώπου.

Επιλέχθηκε η διάμετρος 10m για τις διάφορες σήραγγες που μοντελοποιήθηκαν, σε διαφορετικά βάθη. Ουσιαστικά το μοντέλο περιλάμβανε τη σήραγγα, να διανοίγεται σε ένα συγκριτικά πολύ μεγαλύτερο κομμάτι βράχου, συνολικών διαστάσεων που διέφεραν για κάθε βάθος. Θεωρήσαμε ότι η διάνοιξη γίνεται ολομέτωπα σε οριζόντια ευθεία διεύθυνση και σε θεωρούμενο ως ομοιογενές έδαφος.

Το αντικείμενο της παρούσας έρευνας είναι η συμπεριφορά του μετώπου και όχι του κελύφους, γι'αυτό και ως κέλυφος για το ήδη διανοιγμένο τμήμα θεωρήθηκε ένας δακτύλιος εκτοξευομένου σκυροδέματος πάχους 20cm με ελαστική συμπεριφορά.

Πραγματοποιήθηκε σε πρώτη φάση παραμετρική ανάλυση σε σχέση με το βάθος, ώστε να καταστεί σαφής η επίδραση του βάθους σε παρόμοιων χαρακτηριστικών αντοχής εδάφη.

Όπως είναι γνωστό, το βάθος παίζει καθοριστικό ρόλο, αφού απ'αυτό εξαρτάται το κύριο φορτίο που δέχεται μια σήραγγα, ήτοι το γεωστατικό. Όσο αυξάνεται λοιπόν το βάθος αυξάνεται έντονα το φορτίο αυτό, με αποτέλεσμα οι ανάγκες για προσωρινή και τελική επένδυση να είναι αυξημένες. Ωστόσο εδώ θα πρέπει να σημειωθεί ότι σήραγγες σε μικρά βάθη συχνά παρουσιάζουν συγκριτικά μεγαλύτερες δυσκολίες ως προς τη διάνοιξή τους, αφού το μικρό ύψος υπερκειμένων δε διευκολύνει τη σωστή ανάπτυξη του φαινομένου του, και των ανακατανομών των τάσεων που αυτό προσφέρει, με αποτέλεσμα σημαντικές καθιζήσεις και μετακινήσεις μέχρι την τοποθέτηση της προσωρινής υποστήριξης.

Τελικά, για τις ανάγκες της παραμετροποίησης του βάθους, χρησιμοποιήθηκε μια ευρεία βάση αναλύσεων και από παλαιότερες διπλωματικές, ενώ πραγματοποιήθηκαν επιπρόσθετες αναλύσεις σε περιοχές του συντελεστή $\sigma_c/\gamma H$ όπου κρίθηκε πως υπάρχουν κενά.

Επίσης έγινε εκτεταμένη παραμετρική ανάλυση σε σχέση με τα χαρακτηριστικά του εδάφους. Για να καταστεί δυνατή η ανάλυση με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, έπρεπε αρχικά να επιλεγεί ένα καταστατικό μοντέλο που να διέπει τη συμπεριφορά του εδάφους. Επιλέχθηκε αυτό των Mohr – Coulomb, ως δημοφιλέστερο ελαστοπλαστικό μοντέλο για τα συνήθη γεωτεχνικά θέματα. Αυτό φυσικά προϋπέθετε και τον ορισμό συγκεκριμένων παραμέτρων, όπως η συνοχή, η γωνία τριβής, η διαστολικότητα το μέτρο ελαστικότητας και ο λόγος Poisson. Σε κάθε βάθος, και είτε για ανυποστήρικτο μέτωπο, είτε για έως και τρεις διαφορετικής πυκνότητας διατάξεις αγκυρίων, εξετάστηκαν τέσσερις γωνίες τριβής, 20, 25, 30 και 35 μοίρες, η καθεμία για τουλάχιστον έξι τιμές της συνοχής, ξεκινώντας από τα 2 και φθάνοντας στα 35kPa. Η διακύμανση των τιμών της διαστολικότητας ήταν άμεσα εξαρτώμενη από τη γωνία τριβής, και φαίνεται στον παρακάτω πίνακα.

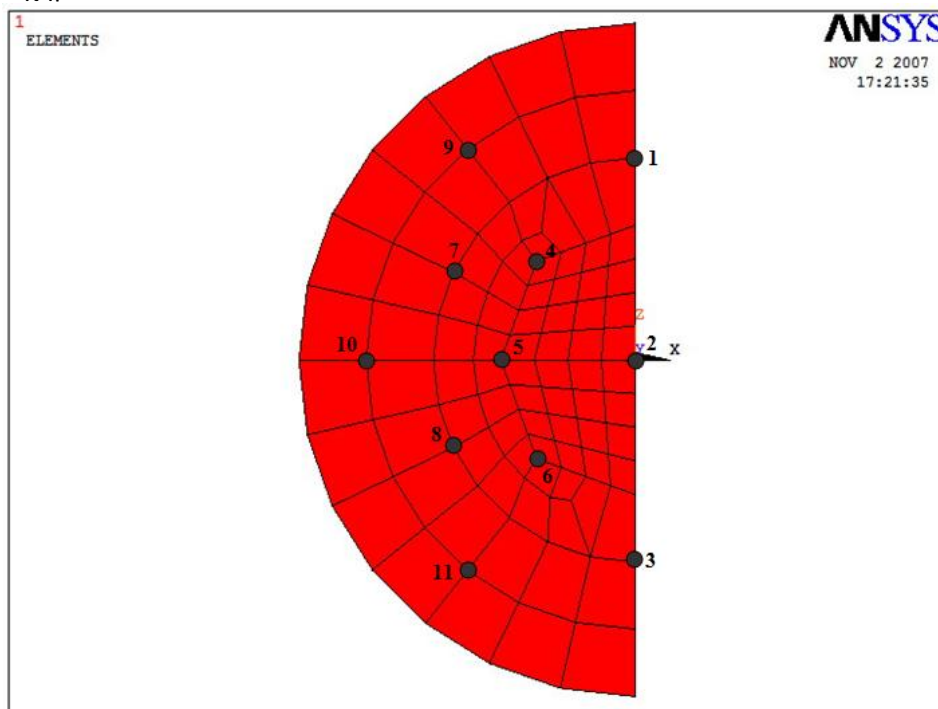
ϕ	ψ
20°	3°
25°	4°
30°	5°
35°	6°

Πίνακας 4.1.1: Διαστολικότητα συναρτήσει της γωνίας τριβής

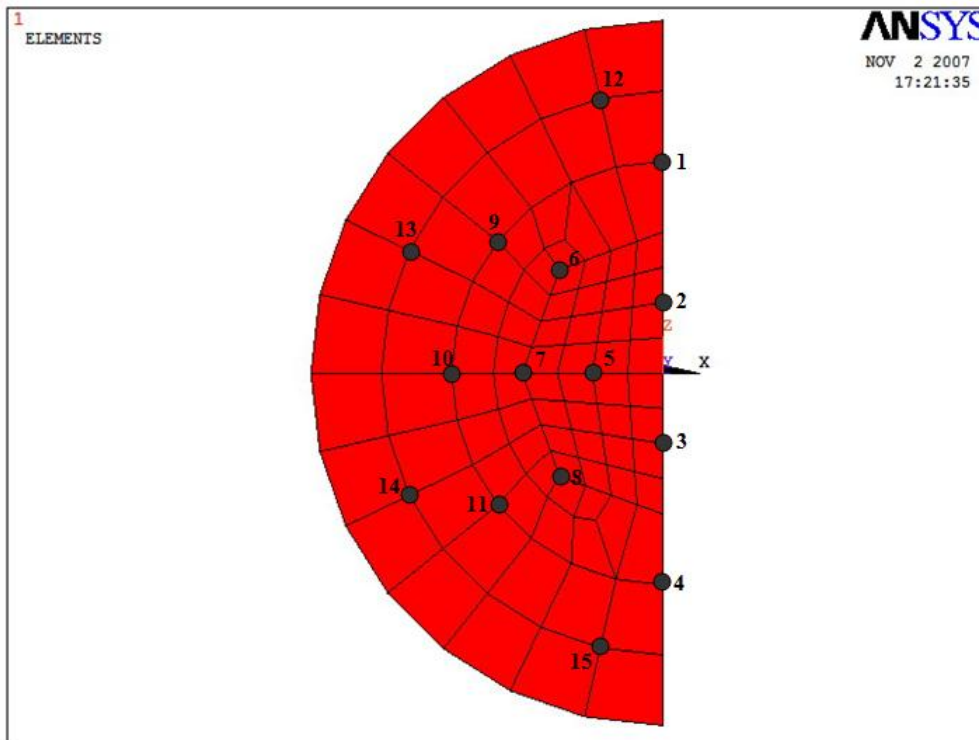
Ο λόγος Poisson θεωρήθηκε σε κάθε περίπτωση ίσος με 0.3, ενώ αντίστοιχα το μέτρο ελαστικότητας E λαμβανόταν διαφοροποιημένο για κάθε συνδυασμό c, ϕ .

4.2 Σχετικά με τους χρησιμοποιούμενους κάρναβους αγκυρίων

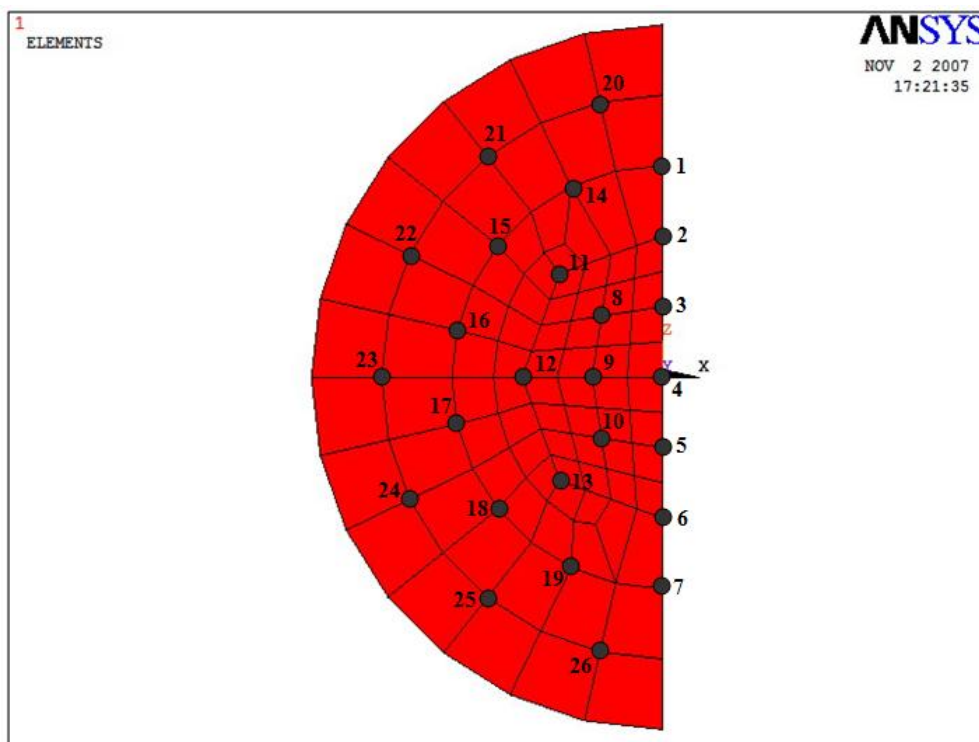
Παραμετρική ανάλυση έγινε και σε σχέση με τη διάταξη των αγκυρίων. Ουσιαστικά, συμπεριλαμβανομένου του ανυποστήρικτου μετώπου, εξετάστηκαν τέσσερις διαφορετικές πυκνότητες αγκυρίων, η πλήρης απουσία αγκυρίων (μηδενική πυκνότητα), ο κάρναβος 45 αγκυρίων, ο κάρναβος 26 αγκυρίων και ο κάρναβος 19 αγκυρίων. Ο κάθε κάρναβος φαίνεται στα παρακάτω σχήματα:



Σχήμα 4.2.1: Κάρναβος 19 αγκυρίων



Σχήμα 4.2.2: Κάνναβος 26 αγκυρίων



Σχήμα 4.2.3: Κάνναβος 45 αγκυρίων

4.3 Επίδραση του μήκους του αγκυρίου που είναι διαθέσιμο μπροστά στο μέτωπο

Όπως είναι γνωστό από έρευνες που έχουν γίνει ως τώρα, η αποτελεσματικότητα των αγκυρίων αυξάνει με το μήκος έμπηξης τους μπροστά από το μέτωπο, μέχρι ενός σημείου, στο οποίο περαιτέρω αύξηση του μήκους οδηγεί σε αμελητέα μείωση των μετακινήσεων. Όπως περιγράφηκε αναλυτικά στο ανάλογο κεφάλαιο, υπάρχουν τιμές που έχουν προκύψει για τα βέλτιστα αυτά μήκη ανάλογα με τα βάθη εκσκαφής, τον συνδυασμό παραμέτρων αντοχής και φυσικά τον κάρνα των αγκυρίων. Θέλοντας να συγκρίνουμε τις τέσσερις διαφορετικές περιπτώσεις ευστάθειας, είτε ανυποστήρικτα, είτε με μια από τις τρεις διατάξεις αγκυρίων, ήταν απαραίτητο να εξασφαλίσουμε ότι τα αγκύρια θα λειτουργούν πλήρως. Έτσι, για απλοποίηση των διαδικασιών, δοκιμάσαμε να συγκρίνουμε τα αποτελέσματα των εξωθήσεων για έμπηξη των αγκυρίων κατά το βέλτιστο μήκος τους, με τα αποτελέσματα για αγκύρια που εκτείνονταν μέχρι το σύνορο του μοντέλου. Η σύγκριση αυτή ήταν απαραίτητη, διότι παρόλο που ο ορισμός του βέλτιστου μήκους ορίζει ότι τα αποτελέσματα θα έπρεπε να είναι παραπλήσια, έπρεπε να ελεγχθεί κατά πόσο η διαφοροποίηση της απόστασης από το σύνορο του μοντέλου επηρεάζει τα αποτελέσματα. Για όλα τα βάθη τελικά αποδείχθηκε ότι τα αποτελέσματα είναι παραπλήσια, κάτι που θα δειχθεί αναλυτικά στο επόμενο κεφάλαιο, οπότε χάριν ελάφρυνσης των αναλύσεων, θεωρήθηκαν αγκύρια εκτεινόμενα ως το πέρας του μοντέλου.

4.4 Αναλυτική περιγραφή του αριθμητικού προσομοιώματος

Ακολουθήσαμε κι εδώ την πρακτική που ακολουθείται στις περισσότερες αναλύσεις σήραγγων με πεπερασμένα στοιχεία, υιοθετώντας την αρχή της απόλυτης συμμετρίας ως προς κατακόρυφο άξονα που διέρχεται από το κέντρο της κυκλικής διατομής της σήραγγας, και προσομοιάσαμε την μισή διατομή της σήραγγας. Η θεώρηση αυτή κατέστησε τις αναλύσεις σημαντικά ελαφρύτερες, τόσο σε απαιτήσεις υπολογιστικής ισχύος όσο και σε χρόνο.

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, για τους σκοπούς της παραμετρικής διερεύνησης του βάθους, δημιουργήθηκαν 6 διαφορετικά κύρια μοντέλα, με βάθη 10, 15, 20, 30, 50 και 100m αντίστοιχα.

Σε καθένα εκ των παραπάνω θεωρήθηκε κυκλική διατομή διαμέτρου 10m, ενώ όπως ήδη αναφέρθηκε, ως κέλφος θεωρήσαμε μια επένδυση εκτοξευομένου σκυροδέματος πάχους 20cm.

Παρακάτω αναφέρονται συνοπτικά οι διάφοροι περιορισμοί στους οποίους υπόκεινται τα προσομοιώματα, έτσι ώστε να βρίσκονται όσο το δυνατόν πιο κοντά στην πραγματικότητα.

1. Μεταξύ της σήραγγας και των δεσμεύσεων του μοντέλου, είναι απαραίτητο να παρεμβάλεται ποσότητα εδάφους τέτοια ώστε οι δεσμεύσεις να μην επηρεάζουν τα σημεία του μοντέλου που μας ενδιαφέρουν.
2. Σε απόλυτο μέγεθος, οι διαστάσεις θα πρέπει να είναι οι ελάχιστες δυνατές, κάτι απαραίτητο ώστε να επιταχύνονται οι αναλύσεις και να ελαχιστοποιείται κατά το δυνατό η απαιτούμενη υπολογιστική ισχύς.
3. Κρίθηκε απαραίτητο, λόγω της ομοιογενούς θεώρησης του εδάφους, να σχηματίζονται ισοτασικά επίπεδα, παράλληλα με τον ορίζοντα. Έτσι η απόσταση της σήραγγας από το κάτω όριο έπρεπε να προβλεφθεί αρκετή, ώστε η κατανομή των τάσεων μετά την εκσκαφή να παρουσιάζεται ομοιόμορφη ως προς το οριζόντιο επίπεδο.

4. Σε πλήρη αντιστοιχία με το παραπάνω, έτσι και η απόσταση από το πλευρικό όριο θα έπρεπε να είναι τέτοια ώστε και εδώ να εμφανίζεται ομοιόμορφη ως προς το οριζόντιο επίπεδο κατανομή τάσεων, με όσο γίνεται μικρότερη τιμή.

5. Απαραίτητη προϋπόθεση για τη διενέργεια σωστών αναλύσεων, ήταν και να είναι το μήκος των σηράγγων αρκετό, έτσι ώστε η περιοχή ενδιαφέροντος, που περιλαμβάνει το μέτωπο της εκσκαφής και την περιοχή γύρω απ' αυτό να μην επηρεάζεται από τα πλευρικά όρια.

Τελικά σχεδιάστηκε ένα ορθογωνικό στερεό παραλληλεπίπεδο μοντέλο μήκους 60 μέτρων, πλατους 50 μέτρων (όπου ως πλάτος θεωρούμε την απόσταση του κέντρου της σήραγγας στο ένα άκρο και του πέρατος του μοντέλου στο άλλο άκρο), ύψους που φυσικά διέφερε για κάθε περίπτωση βάθους. Απεικονίσεις των μοντέλων συγκεντρώνονται στο κεφάλαιο 4.7 της συγκέντρωσης των αποτελεσμάτων.

4.5 Είδη πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιήθηκαν

I. Για το έδαφος

Ως προσομοίωμα του εδάφους χρησιμοποιήθηκαν οκτακομβικά εξαπλευρικά στοιχεία τύπου C3D8R.

Ακολουθώντας τη συνήθη οδό για τις αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων, ο κάρναβος σχεδιάστηκε πυκνότερος στις περιοχές ενδιαφέροντος, δηλαδή στο μέτωπο και στην περιοχή γύρω απ' αυτό, και αραιώνει προοδευτικά μέχρι τα άκρα του μοντέλου. Σε απόλυτα μεγέθη, στην περιοχή ενδιαφέροντος κατά μήκος της πρόοδου της εκσκαφής της σήραγγας, τα στοιχεία είχαν πάχος 1m για τα πρώτα 35m του μοντέλου, 2m για τα επόμενα 8m, 3m για τα επόμενα 9m, και τα εναπομείναντα 8m πάχος 4m, κάτι που ίσχυε και για τα υπόλοιπα στοιχεία στο πλευρικά όρια, εκτός σήραγγας.

II. Για το κέλυφος υποστήριξης

Όπως είπαμε, λόγω του αντικειμένου της παρούσας εργασίας, ο ρόλος της υποστήριξης είναι αμελητέος, οπότε χρησιμοποιήθηκε μια συνήθης μορφή αυτής, ήτοι εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 20cm, υπό τη μορφή κελύφους. Αυτό προσομοιώθηκε από τετρακομβικά στοιχεία κελύφους, τύπου S4R5, πάχους 20cm, ειδικού βάρους όσο αυτό του οπλισμένου σκυροδέματος (25KN/m^3) και μέτρου ελαστικότητας $E=15\text{GPa}$. Τέλος για το κέλυφος θεωρήθηκε λόγος Poisson ίσος με 0.2, ενώ έγινε θεώρηση ελαστικής συμπεριφοράς

III. Για τα αγκύρια

Ως προσομοίωμα για τα αγκύρια fibreglass, χρησιμοποιήθηκαν truss elements τύπου T3D2, γραμμικά δηλαδή στοιχεία που παραλαμβάνουν μόνο αξονικές δυνάμεις, και συμπεριφέρονται κατά το ελαστικό-απολύτως πλαστικό πρότυπο.

Θεωρήσαμε αγκύρια διαμέτρου $d=2.5\text{cm}$, ειδικού βάρους $\gamma=18\text{KN/m}^3$, μέτρου ελαστικότητας $E=20\text{GPa}$ και τάσης διαρροής $\sigma_y=400\text{MPa}$, ενώ και στην περίπτωση αυτή λήφθηκε ο λόγος του Poisson ίσος με 0.2. Δεδομένου ότι η ανάλυση της εκσκαφής έγινε σε 31 στάδια, θεωρήθηκαν αγκύρια μήκους 31m, τα οποία διαδοχικά σε κάθε βήμα κόβονταν κατά 1 ή 2 μέτρα. Όπως προαναφέρθηκε, σε κάποιες από τις αναλύσεις μας, για λόγους ελάφρυνσης του υπολογιστικού φόρτου, θεωρήθηκαν αγκύρια που εκτεινόταν μέχρι το πέρασ του μοντέλου, χωρίς να

διαφοροποιούνται αισθητά τα αποτελέσματα για τις μετακινήσεις, συγκρινόμενα με μήκος αγκυρίου εμπηγμένου μέσα στο μέτωπο ίσο με το βέλτιστο μήκος αυτού.

Μια και η εργασία απαιτούσε παραμετρική ανάλυση σε σχέση και με την πυκνότητα των αγκυρίων, για κάθε βάθος χρησιμοποιήθηκαν δύο διαφορετικές διατάξεις των αγκυρίων, μια πυκνή και μια αραιή, ενώ συγκεκριμένα για τα βάθη των 20 και των 50 μέτρων, χρησιμοποιήθηκε και μία ακόμη αραιότερη.

Στην πρώτη περίπτωση, στη διατομή της σήραγγας τοποθετήθηκαν 45 αγκύρια, ποσό που αντιστοιχεί σε πυκνότητα ίση με 0.573 αγκύρια/ m^2 , ενώ στη δεύτερη περίπτωση τοποθετήθηκαν 25 αγκύρια, δηλαδή είχαμε πυκνότητα 0.331 αγκύρια/ m^2 . Τέλος, για την περίπτωση των 19 αγκυρίων η πυκνότητα υπολογίζεται ίση με 0.242 αγκύρια/ m^2 . Οι κάρναβοι φαίνονται στο κεφάλαιο 4.3

Η ανάλυση της διαδικασίας εκσκαφής έγινε σε 31 στάδια. Θεωρήθηκε ολομέτωπη εκσκαφή διαμέτρου ίσης με τη διάμετρο της σήραγγας, δηλαδή ίση με 10m, ενώ θεωρήσαμε ότι σε κάθε στάδιο διανοιγόταν τμήμα μήκους 1m, εκτός από το πρώτο στάδιο που αφορούσε μήκος 2m. Ο λόγος που μας ώθησε στο να επιλέξουμε τα 31 βήματα είναι ότι έπρεπε να επιτύχουμε την σταθεροποίηση της εξώθησης πριν αυτή αρχίσει να επηρεάζεται από την μείωση του μήκους των αγκυρίων.

Έτσι τα βήματα προσομοίωσης προγραμματίστηκαν ως εξής:

- Στο πρώτο βήμα υπολογίστηκαν οι γεωστατικές συνθήκες, το τασικό δηλαδή πεδίο πριν πραγματοποιηθεί οποιαδήποτε εκσκαφή.
- Στο δεύτερο βήμα θεωρήσαμε εκσκαφή 2m ενώ από το εκσκαμμένο μέρος αφαιρέσαμε το τμήμα των αγκυρίων που περιείχε και θεωρήσαμε στο ένα μέτρο του πρώτου βήματος προσωρινή υποστήριξη εκτοξευομένου σκυροδέματος, με τα χαρακτηριστικά που προαναφέρθηκαν.
- Από το τρίτο έως το τριακοστό πρώτο βήμα, επαναλαμβάνουμε την ίδια διαδικασία, θεωρούσαμε σε κάθε βήμα εκσκαφή ενός μέτρου, με ταυτόχρονη αφαίρεση του αντίστοιχου τμήματος των αγκυρίων και προσθήκη κελύφους εκτοξευομένου σκυροδέματος σε απόσταση 1m από το μέτωπο.

Στις περιπτώσεις του ανυποστήρικτου μετώπου, για να πάρουμε αποτελέσματα για την έκθλιψη θεωρούσαμε το βήμα 30, όπου η διάνοιξη είχε προχωρήσει 30 μέτρα απ'την αρχή του μοντέλου, έτσι ώστε να βρίσκεται αρκετά μακριά από αμφότερα τα σύνορα και να μην επηρεάζεται από αυτά.

Για τις περιπτώσεις όπου είχαμε πεπερασμένα αγκύρια, αφού όπως διαπιστώθηκε σε προηγούμενη έρευνα, το μέγιστο βέλτιστο μήκος για τα πλέον πτωχά εδάφη κυμαινόταν περί τα 7 μέτρα, παίρναμε αποτελέσματα για το βήμα 24 της ανάλυσης, έτσι ώστε να διασφαλίζεται ότι μπροστά απ'το μέτωπο υπήρχε αγκύριο εμπηγμένο κατά το βέλτιστο μήκος του, έτσι ώστε να λειτουργεί όσο το δυνατόν αποδοτικότερα.

Τέλος, για τις αναλύσεις που έγιναν με αγκύρια απείρου μήκους, λαμβάναμε αποτελέσματα όπως και στην ανυποστήρικτη σήραγγα στο βήμα 30, αφού αφενός η διαθεσιμότητα εμπηγμένου αγκυρίου ίση ή μεγαλύτερη του βέλτιστου μήκους ήταν εγγυημένη μέσω των απειρομήκων αγκυρίων, αφετέρου, όπως προαναφέρθηκε τα 30 μέτρα από την αρχή του μοντέλου ήταν μια πολύ καλή τιμή της απόστασης ώστε να μην επηρεάζεται από τα σύνορα. Επίσης, η επιλογή εκ νέου του βήματος 30 ήταν σοφή επιλογή αφού έτσι ήταν δυνατή η χρήση του ίδιου φύλλου υπολογισμών με

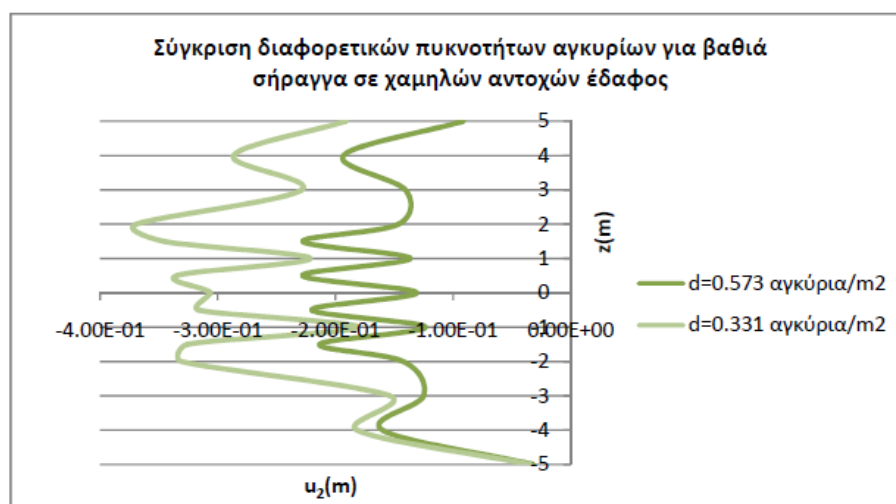
την περίπτωση του ανυποστήρικτου μετώπου, κάτι που βοήθησε τα μάλα στην αποδοτικότητα των εργασιών μας.

4.6 Συγκέντρωση των αποτελεσμάτων

Μέρος της παρούσας εργασίας, ήταν το να συγκεντρωθούν τα αποτελέσματα από πολυάριθμες αναλύσεις που έχουν γίνει στο παρελθόν, είτε στα πλαίσια άλλων διπλωματικών εργασιών, είτε διδακτορικών, είτε παρουσιάσεων σε συνέδρια και άρθρων. Ο σκοπός της διαδικασίας αυτής, ήταν η κατάστρωση συγκεντρωτικών διαγραμμάτων, στα οποία να γίνεται ξεκάθαρη η συμπεριφορά του μετώπου, με ή χωρίς αγκύρια, για διάφορα βάθη, και για διαφορετικές περιπτώσεις εδαφικών παραμέτρων αντοχής, και φυσικά για διαφορετικές διατάξεις και πυκνότητες αγκυρίων.

Δεδομένου ότι ο όγκος των αναλύσεων αυτών ήταν πάρα πολύ μεγάλος, όπως και η ποικιλομορφία τους, ένα πρόβλημα που προέκυψε αμέσως ήταν ο τρόπος με τον οποίο θα μπορέσουμε να αντλήσουμε από κάθε ανάλυση τα επιθυμητά αποτελέσματα, ενώ κρίσιμο σημείο ήταν και η επιλογή των παραμέτρων που θα τεθούν υπό σύγκριση, έτσι ώστε να καθίσταται δυνατή η απευθείας σύγκριση ομοίων πραγμάτων.

Όπως είναι γνωστό, η ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία θεωρεί το έδαφος σαν συνεχές μέσο. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα, σε συνθήκες που το μέτωπο θα είχε καταρρεύσει τελείως στην πραγματικότητα, στα αποτελέσματα του προγράμματος να παρουσιάζεται απλά ένα "φούσκωμα" μεγάλων διαστάσεων, που φτάνει σε συγκεκριμένες περιπτώσεις ακόμα και τα 1.5-2 μέτρα. Επίσης, στις περιπτώσεις του ενισχυμένου μετώπου με αγκύρια, παρουσιάζεται το προφίλ των μετακινήσεων να παρουσιάζει διαβαθμίσεις, στα στα σημεία όπου υπάρχουν αγκύρια και σε αυτά που δεν υπάρχουν. Αυτό φαίνεται για παράδειγμα στο παρακάτω διάγραμμα, όπου συγκρίνονται οι μετακινήσεις για δύο διαφορετικές πυκνότητες αγκυρίων στο μέτωπο:



Σχήμα 4.6.1: Προφίλ έκθλιψης που προκύπτει από το Abaqus λόγω θεώρησης του εδάφους ως συνεχές μέσο

Αποφασίσαμε λοιπόν για κάθε ανάλυση να συγκρίνουμε τρεις μορφές της μετακίνησης του μετώπου. Μια μονοδιάστατης έκφρασης, που σηματοδοτούσε την μετακίνηση του κέντρου του μετώπου, και ουσιαστικά είχε νόημα μόνο στην περίπτωση του ανυποστήρικτου μετώπου, μια διδιάστατης έκφρασης, που αποτελούσε ουσιαστικά τη μετακίνηση των σημείων που βρίσκονται στην κατακόρυφο που περνάει από το κέντρο του μετώπου, και έδινε σαν μετακίνηση ένα ορθογώνιο με εμβαδόν ίσο με το συνολικό εμβαδόν της έκθλιψης, και τέλος, μια τριδιάστατης έκφρασης, που αφορούσε τις μετακινήσεις σε όλη την επιφάνεια του μετώπου, και έδινε την έκθλιψη ως ένα κωνικό τμήμα, του οποίου ο όγκος ήταν ίσος με τον όγκο της συνολικής έκθλιψης σε όλη την επιφάνεια του μετώπου. Οι δύο τελευταίες ήταν ο ιδανικότερος τρόπος που επιλέχθηκε ώστε να μπορούμε να μελετάμε τη μέση έκθλιψη, δεδομένων των περιορισμών που αναφέρθηκαν λόγω της θεώρησης συνεχούς μέσου.

Η πρώτη μετακίνηση ήταν ίση με το u_2 που αντλήσαμε από τις αναλύσεις, η δεύτερη υπολογιζόταν μέσω του εμβαδού της «παραμορφωμένης» κατακορύφου, που προέκυπτε από τις u_2 κάθε κόμβου αυτής, και η τρίτη μέσω του συνολικού όγκου του παραμορφωμένου μετώπου.

Μια τέτοια προσέγγιση θα απαιτούσε πολυάριθμες πράξεις, άρα και πιθανά λάθη, οπότε κατέστη αναγκαία η εφεύρεση ενός αυτοματοποιημένου τρόπου βάσει του οποίου όλη η παραπάνω διαδικασία θα γίνεται με ελάχιστη συμμετοχή, άρα και εκμηδενισμό της πιθανότητας του ανθρώπινου λάθους.

Έτσι ,σε ένα αρχείο Excel, με πολλά φύλλα υπολογισμού, εισάγουμε αρχικά τους κόμβους του μοντέλου, τις τριδιάστατες συντεταγμένες τους, όπως και την ακτίνα που προκύπτει από το άθροισμα των τετραγώνων των συντεταγμένων x και z .

Στη συνέχεια, εισάγονται τα elements του μοντέλου, με τον άξοντα αριθμό τους, καθώς και το σύνολο των κόμβων τους. Μέσω της εντολής `lookup` και προγραμματιστικών εντολών, το Excel παρουσιάζει σε στήλες δεξιά τις συντεταγμένες y , r κάθε κόμβου, όπως και τις μέσες συντεταγμένες για κάθε στοιχείο. Η διαδικασία αυτή είναι αρκετά χρονοβόρα, λόγω του πολυπληθούς των στοιχείων, ωστόσο ολοκληρώνεται σε λογικό χρονικό διάστημα, περί τα 10-30 λεπτά. Όταν ολοκληρωθεί, φιλτράρουμε τις μέσες συντεταγμένες των στοιχείων, ώστε να απομονώσουμε τα elements που αποτελούν το μέτωπο, καθώς αυτά είναι που μας ενδιαφέρουν. Για να γίνει κάτι τέτοιο δυνατό, δίδεται εντολή `filtering` στο y ώστε απομονωθούν τα στοιχεία με μέσο y ίσο με $A+0.5m$, όπου A το βήμα για το οποίο θέλουμε να πάρουμε αποτελέσματα, δηλαδή τα στοιχεία που μένουν ως μέτωπο μετά τα A βήματα εκσκαφής, και αντίστοιχα `filtering` στο r με τιμές μικρότερες ίσες των $5m$, ώστε να απομονωθούν τα στοιχεία που βρίσκονται εντός της διατομής της σήραγγας. Αρχικά έγινε προσπάθεια να αυτοματοποιηθεί και αυτή η διαδικασία, ωστόσο αυτό κάτι τέτοιο οδηγούσε σε ένα υπερβολικά βαρύ αρχείο Excel, η διάρκεια τρεξίματος του οποίου υπολογιζόταν σε ημέρες αντί για λεπτά, άρα η σκέψη κρίθηκε ασύμφορη.

Με την ολοκλήρωση του φιλτραρίσματος αυτού, έχουμε ουσιαστικά συγκεντρωμένα τα στοιχεία που βρίσκονται στο μέτωπο της εκσκαφής. Ωστόσο, η διαδικασία δε μπορεί να ολοκληρωθεί σ'αυτό το σημείο, αφού τα στοιχεία είναι οκτακομβικά, ενώ εμείς χρειαζόμαστε τις μετακινήσεις των κόμβων που βρίσκονται πάνω στο μέτωπο, άρα τους 4 από τους 8 κόμβους. Μια δεύτερη υπορουτίνα του Excel, απομονώνει τους ζητούμενους κόμβους, ενώ μια τρίτη καλείται για κάθε έναν από αυτούς να τυπώσει τις συντεταγμένες του. Έτσι, τελικά εμφανίζεται ένα σύνολο κόμβων με τις συντεταγμένες τους.

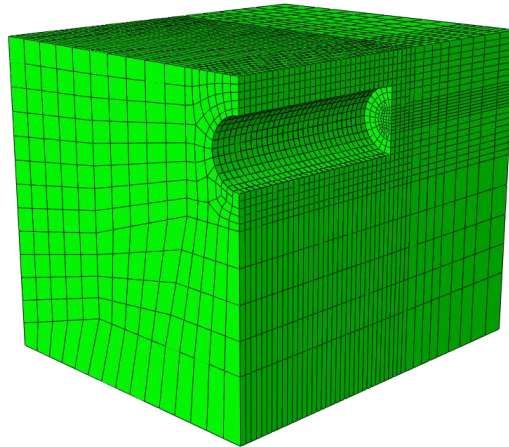
Σε άλλη, καθορισμένη σελίδα, του φύλλου υπολογισμού, επισυνάπτουμε μέσω της διαδικασίας copy – paste το αρχείο εξόδου των μετακινήσεων από το Abaqus. Οι μετακινήσεις λοιπόν, διαβάζονται από το Excel, συνδυάζονται με τους σωστούς κόμβους, και υπολογίζονται έτσι με απλές γεωμετρικές μεθόδους τα ζητούμενα εμβαδά και όγκοι που αναφέρθηκαν παραπάνω. Για να απομονώσουμε δε τους κόμβους της κατακορύφου που περνάει από το κέντρο, γίνεται ένα περαιτέρω φιλτράρισμα με στοιχεία $x=0$, $y=30$ (το μήκος εκσκαφής) και $-5 < r < 5$. Η παραπάνω μεθοδολογία κατέστησε δυνατή την επεξεργασία ενός πολύ μεγάλου αριθμού αποτελεσμάτων σε μικρό χρόνο, άρα προτείνεται ανεπιφύλακτα για επόμενες έρευνες. Έτσι, έγινε συγκέντρωση των αποτελεσμάτων αναλύσεων που εκπονήθηκαν στα πλαίσια προηγούμενων διπλωματικών εργασιών. Αυτό θα βοηθούσε ιδιαίτερα στην καλύτερη εποπτεία της επίδρασης των αγκυριών σε σήραγγες διαφορετικών βαθών και σε διαφορετικών ιδιοτήτων εδάφη, όσο και στη μελέτη της εξώθησης του ανυποστηρίκτου μετώπου για διαφορετικά βάθη.

Πράγματι, υπήρχε διαθέσιμος ένας ιδιαίτερα σημαντικός όγκος αναλύσεων, για βάθη 10 από 10m έως και 100m, συγκεκριμένα στα 10m, 15m, 20m, 30m, 50m και 100m, καλύπτοντας έτσι ένα επαρκές εύρος από αβαθείς έως και πολύ βαθείς σήραγγες. Για κάθε βάθος, οι αναλύσεις κάλυπταν εδάφη με τέσσερις διαφορετικές γωνίες τριβής, $\phi=20^\circ$, $\phi=25^\circ$, $\phi=30^\circ$ και $\phi=35^\circ$, ενώ για κάθε γωνία από τις παραπάνω εξετάζονταν διάφορες τιμές της συνοχής, από 8 έως και 35MPa. Στο επόμενο κεφάλαιο παρατίθενται τόσο πίνακες με τους εδαφικούς τύπους που εξετάστηκαν για κάθε βάθος και πυκνότητα ενίσχυσης, όσο και επιμέρους ή γενικότερα συμπεράσματα.

4.7 Περιπτώσεις ανυποστήρικτου μετώπου

A/A	D(m)	H(m)	K _o	c(kPa)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)	C _u (kPa)	E(MPa)		
2b	10	10	0.5	20	20	21	75.26	38.0	$\phi=20$	H=10m
2.1b	10	10	0.5	21	20	21	76.32	38.0		
2.2b	10	10	0.5	22	20	21	77.38	39.0		
2.3b	10	10	0.5	23	20	21	78.44	39.0		
3b	10	10	0.5	25	20	21	80.56	40.0		
4b	10	10	0.5	30	20	21	85.86	43.0		
5b	10	10	0.5	35	20	21	91.17	46.0	$\phi=25$	
11.2b	10	10	0.5	17	25	21	86.80	43.0		
11.3b	10	10	0.5	18	25	21	87.86	44.0		
11.4b	10	10	0.5	19	25	21	88.91	44.0		
12b	10	10	0.5	20	25	21	89.97	45.0		
13b	10	10	0.5	25	25	21	95.24	48.0		
14b	10	10	0.5	30	25	21	100.52	50.0	$\phi=30$	
15b	10	10	0.5	35	25	21	105.79	53.0		
16b	10	10	0.5	40	25	21	111.06	56.0		
20	10	10	0.5	13	30	21	97.51	49.0		
21	10	10	0.5	15	30	21	99.59	50.0		
21.5	10	10	0.5	17	30	21	101.67	51.0		
22	10	10	0.5	20	30	21	104.78	52.0	$\phi=35$	
23	10	10	0.5	25	30	21	109.98	55.0		
30.7b	10	10	0.5	13	35	21	112.45	56.0		
31	10	10	0.5	15	35	21	114.47	57.0		
32	10	10	0.5	20	35	21	119.54	60.0		

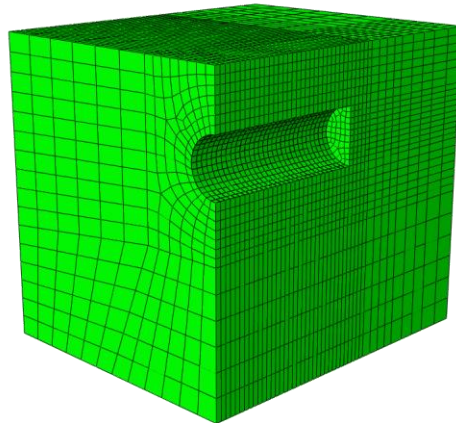
Πίνακας 4.7.1: Συνδυασμοί εδαφών που εξετάστηκαν για το βάθος H=10m.



Σχήμα 4.7.2: Το μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε για H=10m

A/A	D(m)	H(m)	Ko	c(kPa)	$\varphi(^{\circ})$	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$C_u(\text{kPa})$	E(MPa)		
2b	10	15	0.5	20	20	21	102.28	51.0	$\varphi=20$	H=15m
3b	10	15	0.5	25	20	21	107.58	54.0		
4b	10	15	0.5	30	20	21	112.88	56.0		
2.1b	10	15	0.5	21	20	21	103.34	52.0		
2.2b	10	15	0.5	22	20	21	104.40	52.0		
2.3b	10	15	0.5	23	20	21	105.46	53.0		
2.4b	10	15	0.5	24	20	21	106.52	53.0		
11b	10	15	0.5	15	25	21	119.13	60.0	$\varphi=25$	
12b	10	15	0.5	20	25	21	124.40	62.0		
13b	10	15	0.5	25	25	21	129.68	65.0		
14b	10	15	0.5	30	25	21	134.95	68.0		
15b	10	15	0.5	35	25	21	140.22	70.0		
11.1b	10	15	0.5	16	25	21	120.18	60.0		
11.2b	10	15	0.5	17	25	21	121.24	61.0		
11.3b	10	15	0.5	18	25	21	122.29	61.0		
11.4b	10	15	0.5	19	25	21	123.35	62.0		
21b	10	15	0.5	15	30	21	141.59	71.0	$\varphi=30$	
22b	10	15	0.5	20	30	21	146.78	73.0		
20b	10	15	0.5	13	30	21	139.51	70.0		
20.5b	10	15	0.5	14	30	21	140.55	70.0		
21b	10	15	0.5	15	30	21	141.59	71.0		
21.5b	10	15	0.5	17	30	21	143.67	72.0		
23b	10	15	0.5	25	30	21	151.98	76.0		
30b	10	15	0.5	10	35	21	159.05	80.0	$\varphi=35$	
30.5b	10	15	0.5	12	35	21	161.08	81.0		
31b	10	15	0.5	15	35	21	164.12	82.0		
32b	10	15	0.5	20	35	21	169.18	85.0		

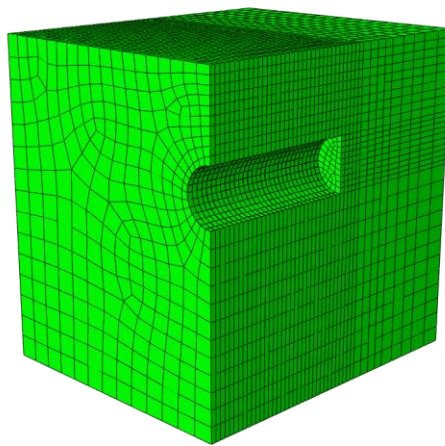
Πίνακας 4.7.3: Συνδυασμοί εδαφών που εξετάστηκαν για το βάθος H=15m.



Σχήμα 4.7.4: Το μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε για H=15m

A/A	D(m)	H(m)	Ko	c(kPa)	$\phi(^{\circ})$	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$C_u(\text{kPa})$	E(MPa)		
2b	10	20	0.5	20	20	21	129.30	64.0	$\phi=20$	H=20m - Ko=0.5
2.5.1b	10	20	0.5	21	20	21	130.36	65.0		
2.5.2b	10	20	0.5	22	20	21	131.42	65.0		
2.5b	10	20	0.5	23	20	21	132.48	66.0		
3b	10	20	0.5	25	20	21	134.60	67.0		
4b	10	20	0.5	30	20	21	139.91	69.0		
5b	10	20	0.5	35	20	21	145.21	73.0		
6b	10	20	0.5	40	20	21	150.51	75.0		
7b	10	20	0.5	45	20	21	155.82	77.0	$\phi=25$	
11b	10	20	0.5	15	25	21	153.56	76.0		
11.2b	10	20	0.5	17	25	21	155.67	77.0		
11.3b	10	20	0.5	18	25	21	156.72	78.0		
11.4b	10	20	0.5	19	25	21	157.78	78.0		
12b	10	20	0.5	20	25	21	158.83	79.0		
13b	10	20	0.5	25	25	21	164.11	82.0		
14b	10	20	0.5	30	25	21	169.38	84.0		
15b	10	20	0.5	35	25	21	174.66	87.0	$\phi=30$	
16b	10	20	0.5	40	25	21	179.93	89.0		
17b	10	20	0.5	45	25	21	185.21	93.0		
20b	10	20	0.5	14	30	21	201.03	91.0		
21b	10	20	0.5	15	30	21	183.59	91.0		
22b	10	20	0.5	20	30	21	188.78	94.0		
23b	10	20	0.5	25	30	21	193.98	96.0		
24b	10	20	0.5	30	30	21	199.18	100.0		
25b	10	20	0.5	35	30	21	204.37	102.0	$\phi=35$	
26b	10	20	0.5	40	30	21	209.57	104.0		
30b	10	20	0.5	10	35	21	208.69	104.0		
30.5.1b	10	20	0.5	12	35	21	210.72	105.0		
31b	10	20	0.5	15	35	21	213.76	106.0		
32b	10	20	0.5	20	35	21	218.82	109.0		
33b	10	20	0.5	25	35	21	223.89	111.0		
34b	10	20	0.5	30	35	21	228.95	115.0		
35b	10	20	0.5	35	35	21	234.01	117.0		

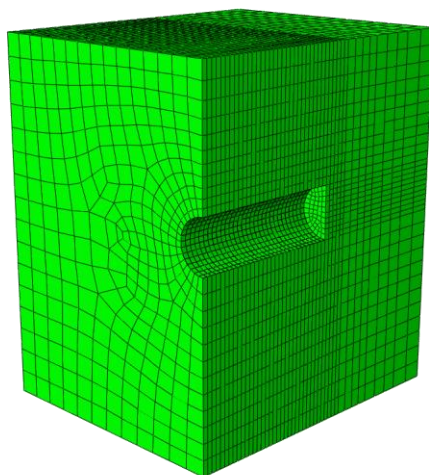
Πίνακας 4.7.5: Συνδυασμοί εδαφών που εξετάστηκαν για το βάθος H=20m.



Σχήμα 4.7.6: Το μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε για H=20m

A/A	D (m)	H(m)	K _o	c(kPa)	φ (°)	γ(kN/m ³)	C _u (kPa)	E(MPa)		
1b	10	30	0.5	18	20	21	181.22	91.0	φ=20	H=30m
2b	10	30	0.5	20	20	21	183.34	92.0		
2.1b	10	30	0.5	21	20	21	184.41	92.0		
2.3b	10	30	0.5	23	20	21	186.53	93.0		
3b	10	30	0.5	25	20	21	188.65	94.0		
4b	10	30	0.5	30	20	21	193.95	97.0		
5b	10	30	0.5	35	20	21	199.25	100.0		
6b	10	30	0.5	40	20	21	204.56	102.0	φ=25	
7b	10	30	0.5	45	20	21	209.86	105.0		
11a	10	30	0.5	15	25	21	222.43	67.0		
12b	10	30	0.5	20	25	21	227.70	114.0		
13b	10	30	0.5	25	25	21	232.98	117.0		
11.1b	10	30	0.5	16	25	21	223.48	112.0		
11.2b	10	30	0.5	17	25	21	224.54	112.0		
11.3b	10	30	0.5	18	25	21	225.59	113.0		
14b	10	30	0.5	30	25	21	238.25	119.0		
15b	10	30	0.5	35	25	21	243.53	122.0	φ=30	
21b	10	30	0.5	15	30	21	267.59	134.0		
22b	10	30	0.5	20	30	21	272.78	136.0		
20b	10	30	0.5	13	30	21	265.51	133.0		
23b	10	30	0.5	25	30	21	277.98	139.0		
31b	10	30	0.5	15	35	21	313.04	157.0		
30b	10	30	0.5	10	35	21	307.98	154.0		φ=35
32b	10	30	0.5	20	35	21	318.10	159.0		
30.1b	10	30	0.5	11	35	21	308.99	155.0		
30.3b	10	30	0.5	13	35	21	311.01	156.0		
33b	10	30	0.5	25	35	21	323.17	162.0		

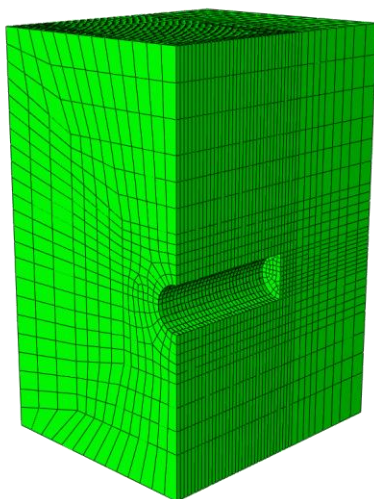
Πίνακας 4.7.7: Συνδυασμοί εδαφών που εξετάστηκαν για το βάθος H=30m.



Σχήμα 4.7.8: Το μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε για H=30m

A/A	D (m)	H(m)	K _o	c(kPa)	φ (°)	γ(kN/m ³)	C _u (kPa)	E(MPa)		
3b	10	50	0.5	25	20	21	296.74	148.0	φ=20	H=50m
4b	10	50	0.5	30	20	21	302.04	151.0		
5b	10	50	0.5	35	20	21	307.34	154.0		
6b	10	50	0.5	40	20	21	312.65	156.0		
7b	10	50	0.5	45	20	21	317.95	159.0		
2.1	10	50	0.5	21	20	21	292.49	146.0		
2.3	10	50	0.5	23	20	21	294.62	147.0		
2.2	10	50	0.5	22	20	21	293.55	147.0	φ=25	
8	10	50	0.5	50	20	21	323.25	162.0		
12	10	50	0.5	20	25	21	365.44	183.0		
13	10	50	0.5	25	25	21	370.71	185.0		
14	10	50	0.5	30	25	21	375.99	188.0		
15	10	50	0.5	35	25	21	381.26	191.0	φ=30	
16	10	50	0.5	40	25	21	386.54	193.0		
17	10	50	0.5	45	25	21	391.81	196.0		
22	10	50	0.5	20	30	21	440.78	220.0	φ=35	
21	10	50	0.5	15	30	21	435.59	218.0		
23	10	50	0.5	25	30	21	445.98	223.0		
24	10	50	0.5	30	30	21	451.18	226.0		
30.3	10	50	0.5	13	35	21	509.58	255.0		
30.4	10	50	0.5	14	35	21	510.59	255.0		
31	10	50	0.5	15	35	21	511.61	256.0		
32	10	50	0.5	20	35	21	516.67	258.0		

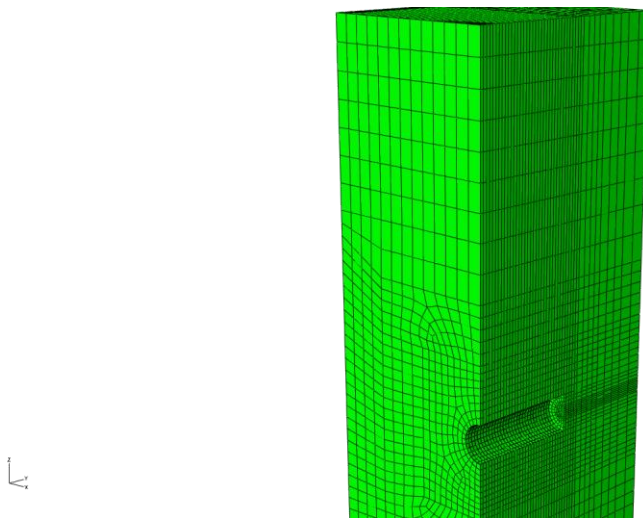
Πίνακας 4.7.9: Συνδυασμοί εδαφών που εξετάστηκαν για το βάθος H=50m.



Σχήμα 4.7.10: Το μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε για H=50m

A/A	D (m)	H(m)	K _o	c(kPa)	φ (°)	γ(kN/m ³)	C _u (kPa)	E(MPa)		
5b	10	100	0.5	35	20	21	577.56	288.78	φ=20	H=100m
6b	10	100	0.5	40	20	21	582.87	291.00		
7b	10	100	0.5	45	20	21	588.17	294.00		
8b	10	100	0.5	50	20	21	593.47	297.00		
9b	10	100	0.5	55	20	21	598.78	299.00		
11b	10	100	0.5	70	20	21	614.68	307.00		
12b	10	100	0.5	80	20	21	625.29	313.00	φ=25	
14b	10	100	0.5	30	25	21	720.33	360.00		
15b	10	100	0.5	35	25	21	725.60	363.00		
17b	10	100	0.5	45	25	21	736.15	368.00		
18b	10	100	0.5	50	25	21	741.43	370.71		
20b	10	100	0.5	60	25	21	751.98	376.00		
24b	10	100	0.5	30	30	21	871.18	435.59	φ=30	
25b	10	100	0.5	35	30	21	876.37	438.19		
26b	10	100	0.5	40	30	21	881.57	440.78		

Πίνακας 4.7.11: Συνδυασμοί εδαφών που εξετάστηκαν για το βάθος H=100m.



Σχήμα 4.7.12: Το μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε για H=100m

4.8 Περιπτώσεις ενισχυμένου μετώπου – Περιορισμένα και απεριόριστα αγκύρια

Για τις περιπτώσεις της ενίσχυσης του μετώπου με αγκύρια fiberglass, υπήρχαν διαθέσιμες αναλύσεις για δύο καννάβους αγκυρίων, έναν με 26 αγκύρια κατανομημένα σχετικά ομοιόμορφα στο μέτωπο και έναν με 45 αγκύρια, οι οποίες εμπλουτίστηκαν με πολλές παραπάνω, για διαφορετικούς συνδυασμούς παραμέτρων αντοχής όπου αυτό κρίθηκε απαραίτητο. Επίσης, συμπληρωματικά έγιναν και κάποιες αναλύσεις με έναν αραιότερο κάνναβο των 19 αγκυρίων, για τα βάθη των 20 και των 50 μέτρων. Δεδομένης της ύπαρξης κρίσιμου μήκους έμπηξης του αγκυρίου στο μέτωπο, αύξηση του οποίου δεν συνεισφέρει ουσιαστικά στην ευστάθεια του μετώπου, αποτέλεσε έναν σημαντικό προβληματισμό το αν θα έπρεπε να χρησιμοποιήσουμε αγκύρια που διακόπτονταν σε κάποιο μήκος πίσω από το μέτωπο ή αγκύρια που εκτεινόταν ως το σύνορο του μοντέλου. Λόγω της ύπαρξης βάσης αναλύσεων και με τους δύο τρόπους, η επόμενη σκέψη ήταν να συγκρίνουμε για κάποια συγκεκριμένα εδάφη αγκύρια στο βέλτιστο μήκος τους και αγκύρια απείρως εκτεινόμενα, ώστε να δούμε αν παρατηρούνται σημαντικές διαφορές. Τελικά, οι διαφορές στις προκύπτουσες μετακινήσεις ήταν σαφώς μικρότερες του 5%, όπως φαίνεται σε κάποια παραδείγματα στους παρακάτω πίνακες:

A/A	Βάθος H(m)	c(kPa)	φ (ο)	E(MPa)	1D	2D	3D	
					U _{2,z=0} (m)	U ₂ (m)	U ₂ (m)	
30b	10	10	35	54.7	0.0265661	0.030203	0.01215	Lim
32b	10	20	35	59.8	0.0180293	0.017326	0.007156	
35b	10	35	35	67.4	0.0117183	0.011372	0.004909	
30b	10	10	35	54.7	0.026525	0.030082	0.012128	Unlim
32b	10	20	35	59.8	0.018010	0.017178	0.007111	
35b	10	35	35	67.4	0.011711	0.011219	0.004855	

Παράδειγμα διαφοροποίησης μετακινήσεων για διακοπώμενα και συνεχή αγκύρια στο βάθος των 10 μέτρων για τον αραιό κάρναβο.

A/A	Βάθος H(m)	c(kPa)	φ (ο)	E(MPa)	1D	2D	3D	
					U _{2,z=0} (m)	U ₂ (m)	U ₂ (m)	
2b	15	20	20	51.0	0.065278	0.071205	0.029785	Lim
20b	15	13.1	30	70.0	0.040143	0.042920	0.017580	
2b	15	20	20	51.0	0.064623	0.070879	0.029790	Unlim
20b	15	13.1	30	70.0	0.040496	0.043316	0.017855	

Παράδειγμα διαφοροποίησης μετακινήσεων για διακοπώμενα και συνεχή αγκύρια στο βάθος των 15 μέτρων για τον αραιό κάρναβο.

A/A	Βάθος H(m)	c(kPa)	φ (ο)	E(MPa)	1D	2D	3D	
					U _{2,z=0} (m)	U ₂ (m)	U ₂ (m)	
1b	20	15	20	62.0	0.0631449	0.08605	0.040001	Lim
2b	20	20	20	65.0	0.054744	0.067653	0.030599	
1b	20	15	20	62.0	0.0579324	0.081579	0.038142	Unlim
2b	20	20	20	65.0	0.0521465	0.065447	0.029724	

Παράδειγμα διαφοροποίησης μετακινήσεων για διακοπώμενα και συνεχή αγκύρια στο βάθος των 20 μέτρων για τον πυκνό κάρναβο.

Σύμφωνα με την παραπάνω διαπίστωση, αποφασίσαμε να χρησιμοποιήσουμε όλες τις αναλύσεις που ήδη υπήρχαν, αυτές με διακοπώμενα αγκύρια έτσι ώστε να υπάρχει σε κάθε βήμα εμπτημένο μήκος ίσο με 7 μέτρα (που για τη συντριπτική πλειοψηφία των περιπτώσεων είναι ίσο και μεγαλύτερο του βέλτιστου, (βλ. "Αριθμητική Διερεύνηση της Ευστάθειας Μετώπου Αβαθών και Βαθέων Σηράγγων, Κωνσταντζος Ι. , 2009), ενώ επιπροσθέτως πραγματοποιήθηκαν και αναλύσεις με τα αγκύρια να εκτείνονται έως το σύνορο του μοντέλου, αφού κάτι τέτοιο προκαλούσε σημαντική ελάφρυνση του υπολογιστικού χρόνου, ενώ η έκταση ως το σύνορο εξασφάλιζε ότι τα αγκύρια λειτουργούν στο 100%.

A/A	H(m)	H/D	K _o	c(kPa)	φ (o)	γ(kN/m ³)	E(MPa)			
0b	10	1	0.5	10	20	21	32.3	φ=20	26 αγκύρια	H=10m
1b	10	1	0.5	15	20	21	35			
1.3b	10	1	0.5	17	20	21	36			
1.5b	10	1	0.5	18	20	21	36.6			
2b	10	1	0.5	20	20	21	38.0			
3b	10	1	0.5	25	20	21	40.0			
4b	10	1	0.5	30	20	21	43.0			
5b	10	1	0.5	35	20	21	46.0			
9.01b	10	1	0.5	7	25	21	38.1	φ=25		
9b	10	1	0.5	8	25	21	38.7			
10b	10	1	0.5	10	25	21	39.7			
11b	10	1	0.5	15	25	21	42.3			
12b	10	1	0.5	20	25	21	45.0			
13b	10	1	0.5	25	25	21	47.6			
15b	10	1	0.5	35	25	21	52.9	φ=30		
20.01b	10	1	0.5	5	30	21	44.6			
21b	10	1	0.5	15	30	21	49.8			
22b	10	1	0.5	20	30	21	52.4			
23b	10	1	0.5	25	30	21	55.0	φ=35		
30.05b	10	1	0.5	5	35	21	52.2			
30b	10	1	0.5	10	35	21	54.7			
31b	10	1	0.5	15	35	21	57.2			
32b	10	1	0.5	20	35	21	59.8			
33b	10	1	0.5	25	35	21	62.3			
34b	10	1	0.5	30	35	21	64.8			
35b	10	1	0.5	35	35	21	67.4			
0.01b	10	1	0.5	5	20	21	29.1	φ=20		
0b	10	1	0.5	10	20	21	32			
1b	10	1	0.5	15	20	21	35			
2b	10	1	0.5	20	20	21	38.0			
3b	10	1	0.5	25	20	21	40.0			
4b	10	1	0.5	30	20	21	43.0			
5b	10	1	0.5	35	20	21	46.0			
9.005b	10	1	0.5	5	25	21	37.1	φ=25		
10b	10	1	0.5	10	25	21	39.7			
11b	10	1	0.5	15	25	21	42.3			
12b	10	1	0.5	20	25	21	45.0			
13b	10	1	0.5	25	25	21	47.6			
14b	10	1	0.5	30	25	21	50.3			
15b	10	1	0.5	35	25	21	52.9			
20.005b	10	1	0.5	3	30	21	43.6	φ=30		
20.02b	10	1	0.5	7	30	21	45.6			
20.03b	10	1	0.5	10	30	21	47.2			
20b	10	1	0.5	13	30	21	48.8			
21b	10	1	0.5	15	30	21	49.8			
22b	10	1	0.5	20	30	21	52.4			
23b	10	1	0.5	25	30	21	55.0			
24b	10	1	0.5	30	30	21	57.6			
25b	10	1	0.5	35	30	21	60.2	φ=35		
30.01b	10	1	0.5	3	35	21	51.2			
30.05b	10	1	0.5	5	35	21	52.2			
30b	10	1	0.5	10	35	21	54.7			
31b	10	1	0.5	15	35	21	57.2			
32b	10	1	0.5	20	35	21	59.8			
35b	10	1	0.5	35	35	21	67.4			

Συνδυασμοί παραμέτρων αντοχής του εδάφους που ελέγχθησαν για δύο διαφορετικούς καννάβους αγκυρίων σε βάθος 10m

A/A	H(m)	H/D	K _o	c(kPa)	φ (o)	γ(kN/m ³)	E(MPa)			
0.01b	15	1.5	0.5	2	20	21	41.6	φ=20	26 αγκύρια	
0.02b	15	1.5	0.5	5	20	21	43.2			
0.03b	15	1.5	0.5	8	20	21	44.8			
0b	15	1.5	0.5	10.1	20	21	46.0			
0.5b	15	1.5	0.5	12.1	20	21	47.0			
1b	15	1.5	0.5	15	20	21	49.0			
1.5b	15	1.5	0.5	18	20	21	50.0			
2b	15	1.5	0.5	20	20	21	51.0			
3b	15	1.5	0.5	25	20	21	54.0			
4b	15	1.5	0.5	30	20	21	56.0			
9.01b	15	1.5	0.5	2	25	21	52.70	φ=25		
9.02b	15	1.5	0.5	5	25	21	54.30			
9b	15	1.5	0.5	8	25	21	55.90			
10.4b	15	1.5	0.5	8.1	25	21	56.00			
10.5b	15	1.5	0.5	10.1	25	21	57.0			
10.6b	15	1.5	0.5	12.1	25	21	58.0			
11b	15	1.5	0.5	15	25	21	60.0			
11.3b	15	1.5	0.5	18	25	21	61.0			
12b	15	1.5	0.5	20	25	21	62.0			
13b	15	1.5	0.5	25	25	21	65.0			
20.01b	15	1.5	0.5	2	30	21	64.0	φ=30		
19.4b	15	1.5	0.5	8.1	30	21	67.0			
19.5b	15	1.5	0.5	10.1	30	21	68.0			
20b	15	1.5	0.5	13.1	30	21	70.0			
21b	15	1.5	0.5	15	30	21	71.0			
22b	15	1.5	0.5	20	30	21	73.0			
23b	15	1.5	0.5	25	30	21	76.0			
24b	15	1.5	0.5	30	30	21	79.0			
30.015	15	1.5	0.5	3	35	21	76.0		φ=35	
29.1b	15	1.5	0.5	5.1	35	21	77.0			
29.2b	15	1.5	0.5	8.1	35	21	79.0			
30b	15	1.5	0.5	10.1	35	21	80.0			
30.5b	15	1.5	0.5	12.1	35	21	81.0			
31b	15	1.5	0.5	15	35	21	82.0			
32b	15	1.5	0.5	20	35	21	85.0			
33b	15	1.5	0.5	25	35	21	87.0			
0.01b	15	1.5	0.5	2	20	21	41.60	φ=20		45 αγκύρια
0.02b	15	1.5	0.5	5	20	21	43.20			
0.03b	15	1.5	0.5	8	20	21	44.80			
0b	15	1.5	0.5	10.1	20	21	46.00			
0.5b	15	1.5	0.5	12.1	20	21	47.00			
1b	15	1.5	0.5	15	20	21	49.00			
1.5b	15	1.5	0.5	18	20	21	50.0			
2b	15	1.5	0.5	20	20	21	51.0			
2.2b	15	1.5	0.5	22	20	21	52.00			
3b	15	1.5	0.5	25	20	21	54.0			
4b	15	1.5	0.5	30	20	21	56.0			
9.01b	15	1.5	0.5	2	25	21	52.70	φ=25		
9.02b	15	1.5	0.5	8.1	25	21	56.00			
10.4b	15	1.5	0.5	8.1	25	21	56.00			
10.5b	15	1.5	0.5	10.1	25	21	57.0			
11b	15	1.5	0.5	15	25	21	60.0			
11.3b	15	1.5	0.5	18	25	21	61.0			
12b	15	1.5	0.5	20	25	21	62.00			
13b	15	1.5	0.5	25	25	21	65.0			
14b	15	1.5	0.5	30	25	21	68.00			
20.01b	15	1.5	0.5	2	30	21	64.00		φ=30	
19.3b	15	1.5	0.5	5.1	30	21	66.00			
19.4b	15	1.5	0.5	8.1	30	21	67.0			
19.5b	15	1.5	0.5	10.1	30	21	68.0			
20.04b	15	1.5	0.5	12	30	21	69.2			
20b	15	1.5	0.5	13.1	30	21	70.0			
21b	15	1.5	0.5	15	30	21	71.0			
22b	15	1.5	0.5	20	30	21	73.0			
23b	15	1.5	0.5	25	30	21	76.0			
30.01b	15	1.5	0.5	2	35	21	75.5	φ=35		
29.1b	15	1.5	0.5	5.1	35	21	77.0			
29.2b	15	1.5	0.5	8.1	35	21	79.0			
30b	15	1.5	0.5	10.1	35	21	80.0			
30.5b	15	1.5	0.5	12.1	35	21	81.0			
31b	15	1.5	0.5	15	35	21	82.0			
32b	15	1.5	0.5	20	35	21	85.0			
33b	15	1.5	0.5	25	35	21	87.0			

Συνδυασμοί παραμέτρων αντοχής του εδάφους που ελέγχθησαν για δύο διαφορετικούς καννάβους αγκυρίων σε βάθος 15m

A/A	H(m)	H/D	Ko	c(kPa)	ϕ (o)	γ (kN/m ³)	E(MPa)		
0.1b	20	2	0.5	7	20	21	57.8	φ=20	26 αγκύρια
0b	20	2	0.5	10.1	20	21	59.0		
0.5b	20	2	0.5	12.1	20	21	60.0		
1b	20	2	0.5	15	20	21	62.0		
1.5b	20	2	0.5	18	20	21	64.0		
2b	20	2	0.5	20	20	21	65.0		
3b	20	2	0.5	25	20	21	67.0		
4b	20	2	0.5	30	20	21	70.0		
9b	20	2	0.5	5	25	21	71.5		
9.5b	20	2	0.5	8.1	25	21	73.0		
10b	20	2	0.5	10.1	25	21	74.0		
10.5b	20	2	0.5	12	25	21	75.2		
11b	20	2	0.5	15	25	21	77.0		
11.3b	20	2	0.5	18	25	21	78.0		
12b	20	2	0.5	20	25	21	79.0		
13b	20	2	0.5	25	25	21	82.0		
14b	20	2	0.5	30	25	21	85.0		
18b	20	2	0.5	2	30	21	85.0		
18.5b	20	2	0.5	5	30	21	86.6		
19.05b	20	2	0.5	8.1	30	21	88.0		
19.1b	20	2	0.5	10.1	30	21	89.0		
19.2b	20	2	0.5	13	30	21	91.0		
21b	20	2	0.5	15	30	21	92.0		
22b	20	2	0.5	20	30	21	94		
23b	20	2	0.5	25	30	21	97.0		
24b	20	2	0.5	30	30	21	100.0		
28b	20	2	0.5	2	35	21	100.3		
29.1b	20	2	0.5	5.1	35	21	102.0		
29.2b	20	2	0.5	8.1	35	21	103.0		
30b	20	2	0.5	10.1	35	21	104.0		
30.5.1b	20	2	0.5	12.1	35	21	105.0		
31b	20	2	0.5	15	35	21	107.0		
32b	20	2	0.5	20	35	21	109.0		
33b	20	2	0.5	25	35	21	112.0		
0	20	2	0.5	5	20	21	56.7		
0b	20	2	0.5	10.1	20	21	59.0		
0.01b	20	2	0.5	8.1	20	21	58.0		
1b	20	2	0.5	15	20	21	62.0		
1.5b	20	2	0.5	18	20	21	64.0		
2b	20	2	0.5	20	20	21	65.0		
3b	20	2	0.5	25	20	21	67.0		
4b	20	2	0.5	30	20	21	70.0		
9b	20	2	0.5	5.1	25	21	72.0		
9.5b	20	2	0.5	8.1	25	21	73.0		
10b	20	2	0.5	10.1	25	21	74.0		
11b	20	2	0.5	15	25	21	77.0		
11.3b	20	2	0.5	18	25	21	78.0		
12b	20	2	0.5	20	25	21	79.0		
13b	20	2	0.5	25	25	21	82.0		
18b	20	2	0.5	2	30	21	85.0		
19.01b	20	2	0.5	5.1	30	21	87.0		
19.05b	20	2	0.5	8.1	30	21	88.0		
19.1b	20	2	0.5	10.1	30	21	89.0		
19.2b	20	2	0.5	13	30	21	91.0		
21b	20	2	0.5	15	30	21	92.0		
22b	20	2	0.5	20	30	21	94		
23b	20	2	0.5	25	30	21	97.0		
29b	20	2	0.5	5	35	21	102.0		
29.1b	20	2	0.5	5.1	35	21	102.0		
30b	20	2	0.5	10.1	35	21	104.0		
30.5.1b	20	2	0.5	12.1	35	21	105.0		
31b	20	2	0.5	15	35	21	107.0		
32b	20	2	0.5	20	35	21	109.0		
33b	20	2	0.5	25	35	21	112.0		
34b	20	2	0.5	30	35	21	115.00		
0	20	2	0.5	5	20	21	56.7		
0.1b	20	2	0.5	7	20	21	57.8		
0b	20	2	0.5	10.1	20	21	59.00		
0.5b	20	2	0.5	12.1	20	21	60.0		
1b	20	2	0.5	15	20	21	62.00		
1.5b	20	2	0.5	18	20	21	64.0		
2b	20	2	0.5	20	20	21	65.00		
3b	20	2	0.5	25	20	21	67.00		
4b	20	2	0.5	30	20	21	70.00		
9b	20	2	0.5	5	25	21	72.00		
9.5b	20	2	0.5	8.1	25	21	73.0		
10b	20	2	0.5	10.1	25	21	74.00		
10.5b	20	2	0.5	12	25	21	75.2		
11b	20	2	0.5	15	25	21	77.00		
11.3b	20	2	0.5	18	25	21	78.0		
12b	20	2	0.5	20	25	21	79.00		
13b	20	2	0.5	25	25	21	82.00		
14b	20	2	0.5	30	25	21	85.00		
18b	20	2	0.5	2	30	21	85.0		
18.5b	20	2	0.5	5	30	21	86.6		
19.05b	20	2	0.5	8.1	30	21	88.0		
19.1b	20	2	0.5	10.1	30	21	89.0		
19.2b	20	2	0.5	13	30	21	91.0		
21b	20	2	0.5	15	30	21	92.0		
22b	20	2	0.5	20	30	21	94		
23b	20	2	0.5	25	30	21	97.0		
24b	20	2	0.5	30	30	21	100.0		
28b	20	2	0.5	2	35	21	100.3		
29.1b	20	2	0.5	5.1	35	21	102.0		
29.2b	20	2	0.5	8.1	35	21	103.0		
30b	20	2	0.5	10.1	35	21	104.0		
30.5.1b	20	2	0.5	12.1	35	21	105.0		
31b	20	2	0.5	15	35	21	107.0		
32b	20	2	0.5	20	35	21	109.0		
33b	20	2	0.5	25	35	21	112.0		

Συνδυασμοί παραμέτρων αντοχής του εδάφους που ελέγχθησαν για δύο διαφορετικούς καννάβους αγκυρίων σε βάθος

20m

A/A	H(m)	H/D	Ko	c(kPa)	ϕ (o)	γ (kN/m ³)	E(MPa)			
0.5b	50	5	0.5	10	20	21	140.4	$\phi=20$	26 αγκύρια	H=50m
1b	50	5	0.5	15	20	21	143			
2b	50	5	0.5	20	20	21	146			
3b	50	5	0.5	25	20	21	148			
4b	50	5	0.5	30	20	21	151			
5b	50	5	0.5	30	20	21	153			
10b	50	5	0.5	15	25	21	177.4	$\phi=25$		
11b	50	5	0.5	15	25	21	180.1			
12b	50	5	0.5	20	25	21	182.7			
13b	50	5	0.5	25	25	21	185.4			
15b	50	5	0.5	35	25	21	190.6			
20b	50	5	0.5	10	30	21	215	$\phi=30$		
21b	50	5	0.5	15	30	21	217			
22b	50	5	0.5	20	30	21	220			
23b	50	5	0.5	25	30	21	223			
24b	50	5	0.5	30	30	21	225			
25b	50	5	0.5	35	30	21	228.2			
30_3b	50	5	0.5	13	35	21	254.8	$\phi=35$		
32b	50	5	0.5	20	35	21	258.3			
35b	50	5	0.5	35	35	21	265.9			
1b	50	5	0.5	15	20	21	143	$\phi=20$	45 αγκύρια	
2b	50	5	0.5	20	20	21	146			
3b	50	5	0.5	25	20	21	148			
4b	50	5	0.5	30	20	21	151			
5b	50	5	0.5	30	20	21	153			
11b	50	5	0.5	15	25	21	180.1	$\phi=25$		
13b	50	5	0.5	25	25	21	185.4			
15b	50	5	0.5	35	25	21	190.6			
20b	50	5	0.5	10	30	21	215	$\phi=30$		
21b	50	5	0.5	15	30	21	217			
22b	50	5	0.5	20	30	21	220			
23b	50	5	0.5	25	30	21	223			
24b	50	5	0.5	30	30	21	225			
25b	50	5	0.5	35	30	21	228.2			
30_3b	50	5	0.5	13	35	21	254.8	$\phi=35$		
32b	50	5	0.5	20	35	21	258.3			
35b	50	5	0.5	35	35	21	265.9			
0_5b	50	5	0.5	10	20	21	140.4	$\phi=20$	19 αγκύρια	
1b	50	5	0.5	15	20	21	143			
2b	50	5	0.5	20	20	21	145.7			
3b	50	5	0.5	25	20	21	148.4			
4b	50	5	0.5	30	20	21	151			
9.5b	50	5	0.5	7	25	21	176			
10b	50	5	0.5	15	25	21	177.4	$\phi=25$		
11b	50	5	0.5	15	25	21	180.1			
12b	50	5	0.5	20	25	21	182.7			
13b	50	5	0.5	25	25	21	185.4			
15b	50	5	0.5	35	25	21	190.6			
20b	50	5	0.5	10	30	21	215	$\phi=30$		
21b	50	5	0.5	15	30	21	217			
22b	50	5	0.5	20	30	21	220			
23b	50	5	0.5	25	30	21	223			
24b	50	5	0.5	30	30	21	225			
25b	50	5	0.5	35	30	21	228.2			
30_3b	50	5	0.5	13	35	21	254.8	$\phi=35$		
31b	50	5	0.5	15	35	21	255.8			
32b	50	5	0.5	20	35	21	258.3			
33b	50	5	0.5	25	35	21	260.9			
34b	50	5	0.5	30	35	21	263.4			
35b	50	5	0.5	35	35	21	265.9			

Συνδυασμοί παραμέτρων αντοχής του εδάφους που ελέγχθησαν για δύο διαφορετικούς καννάβους αγκυρίων σε βάθος

50m

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

5.1 Περίπτωση ανυποστήρικτου μετώπου

5.1.1: Χρήση κατάλληλων διαγραμμάτων για ομαδοποίηση των αποτελεσμάτων

Όλες οι παραπάνω αναλύσεις κρίθηκε σκόπιμο να κατηγοριοποιηθούν σε κατάλληλα διαγράμματα, ώστε να μπορούν αφενός να συγκριθούν οι επιδράσεις των αγκυρίων, οι διαφοροποιήσεις μεταξύ των διαφορετικών πυκνοτήτων, η επίδραση του άπειρου μήκους, η βελτίωση της ευστάθειας σε σχέση με το ανυποστήρικτο μέτωπο, κ.α.

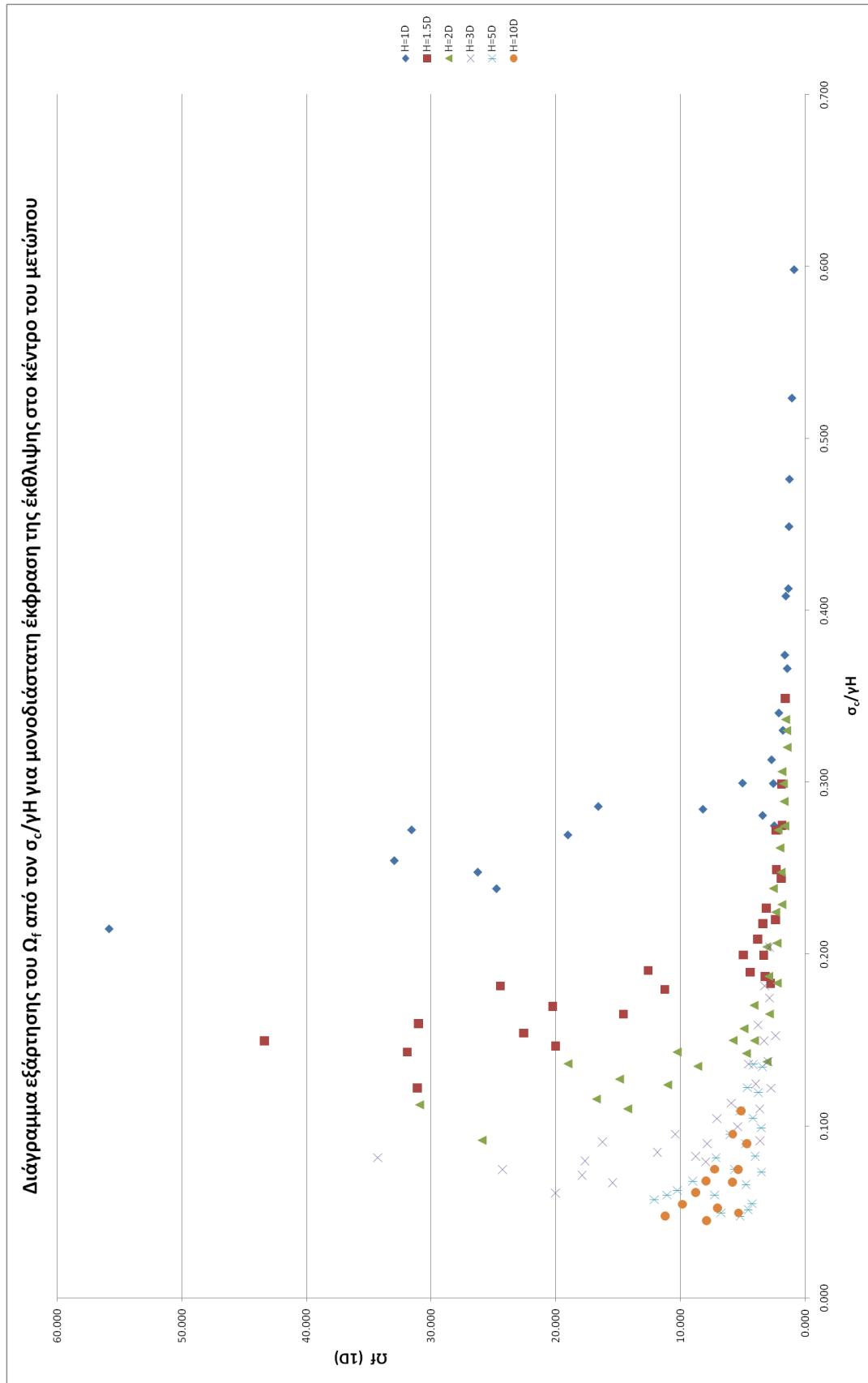
Τα διαγράμματα που κατασκευάστηκαν είχαν ως ανεξάρτητη μεταβλητή τον λόγο της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής του εδάφους προς την επιτόπου γεωστατική τάση. Ο παράγοντας αυτός ($\sigma_{cs}/\gamma H$) είναι συνήθης στην περιγραφή τασικών συνθηκών για τις περιπτώσεις μελέτης σηράγγων. Στον παραπάνω λόγο, η μονοαξονική θλιπτική αντοχή προκύπτει από την ισότητα:

$$\sigma_{cs} = 2 \times c \times \sqrt{\tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)}$$

Ως εξαρτημένη μεταβλητή, στον κατακόρυφο άξονα, χρησιμοποιήθηκε μια τιμή της έκθλιψης του μετώπου, συμβολιζόμενη με τον όρο Ω_f . Ο όρος αυτός χρησιμοποιήθηκε και από τη μελέτη των Ng και Lee το 2002, και είναι ιδανικός αφού κανονικοποιεί παράγοντες όπως η ακαμψία και η οριζόντια παραμόρφωση, που επηρεάζουν το μέγεθος της έκθλιψης χωρίς να επηρεάζουν τη συνολική ευστάθεια. Ο όρος αυτός ορίζεται ως εξής:

$$\Omega_f = \frac{u_h \times E}{D \times \frac{\gamma \times (1 + K) \times H}{2}}$$

Στο παρακάτω διάγραμμα βλέπουμε συγκεντρωτικά την έκθλιψη του κέντρου του μετώπου ως προς την επιτόπου τάση για ανυποστήρικτη σήραγγα, σε διαφορετικά βάθη και για διαφορετικές εδαφικές παραμέτρους:



Διάγραμμα 5.1.1: Διάγραμμα εξάρτησης του Ω_f από τον σ_c/γ_H για μονοδιάστατη έκφραση της έκθλιψης στο κέντρο του μετώπου

5.1.2 Παρατηρήσεις από τα διαγράμματα – γενικές και ειδικές επισημάνσεις

Η πρώτη γενική παρατήρηση που μπορούμε να κάνουμε μελετώντας το παραπάνω διάγραμμα, είναι ότι για κάθε βάθος, η νοητή «καμπύλη» χωρίζεται σε δύο μέρη. Για κάποια τιμή της επιτόπου τάσης και άνω, η έκθλιψη παραμένει φαινομενικά σταθερή, άρα εξαρτάται από τους παράγοντες που έχουμε επιλέξει να εξαλείψουμε μέσω της αδιαστατοποίησης. Από εκεί και κάτω, παρατηρούμε κατακόρυφη αύξηση των μετακινήσεων στο κέντρο του μετώπου, ακόμη και για μικρή μείωση της ανεξάρτητης μεταβλητής, όπως αυτή εκφράστηκε παραπάνω. Ουσιαστικά η έκθλιψη είναι συνάρτηση της αντοχής του εδάφους. Θα πρέπει να σημειωθεί εδώ, ότι εφόσον η θεώρηση γίνεται για το έδαφος ως συνεχές μέσο, κάτι που στην πραγματικότητα είναι μια σχετικά χονδροειδής προσέγγιση, θα πρέπει να ληφθεί υπόψιν ότι στις περιοχές της μεγάλης αύξησης της έκθλιψης ενδεχομένως στην πραγματικότητα να είχαμε πλήρη κατάρρευση του μετώπου.

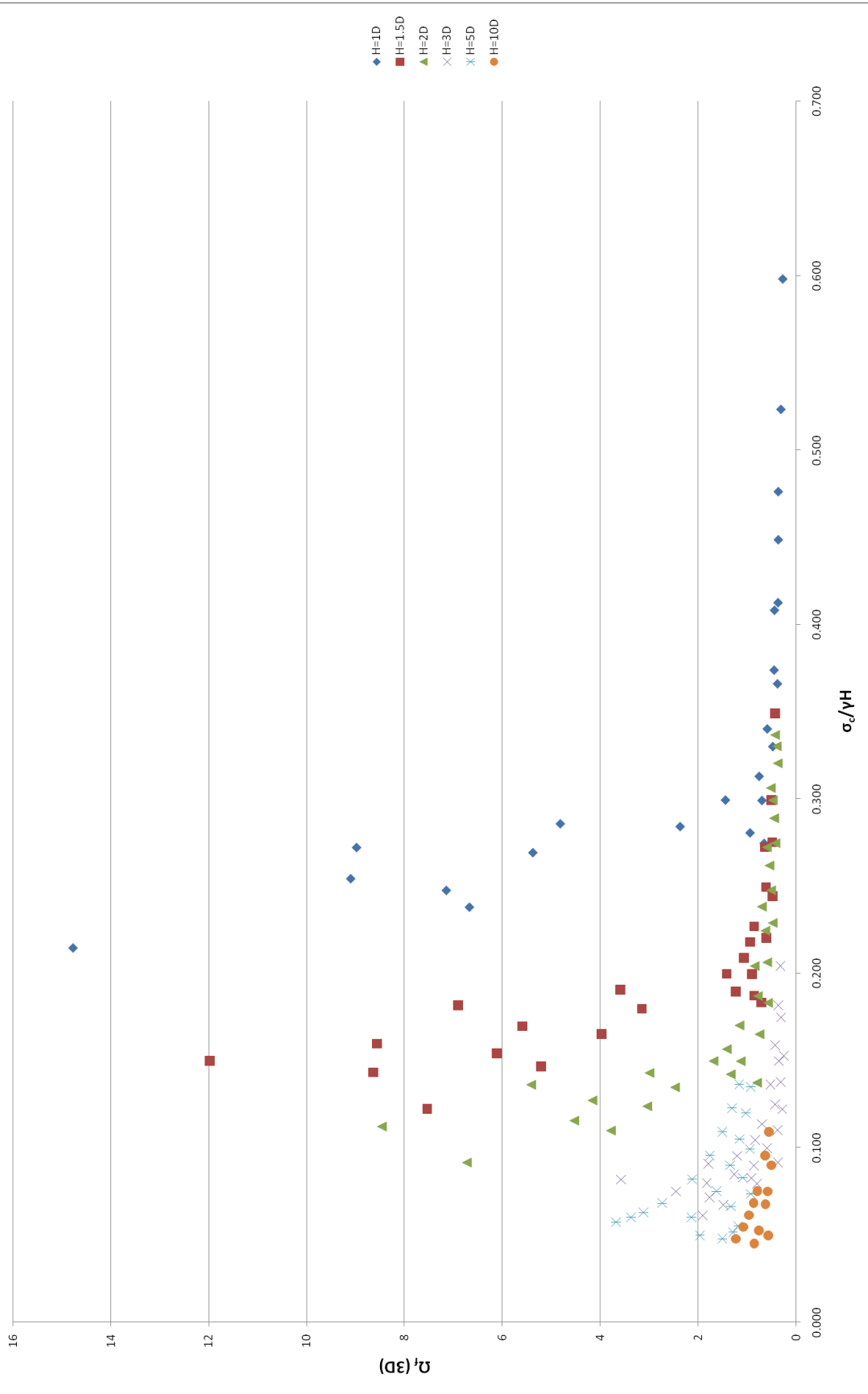
Επίσης μπορούμε να διακρίνουμε ότι η επίδραση της γωνίας τριβής φαίνεται να είναι πολύ μεγαλύτερη σε σχέση με αυτή της συνοχής, αφού για αύξηση του βάθους, τα αποτελέσματα για εδάφη διαφορετικών γωνιών τριβής απέχουν σημαντικά για παραπλήσιες τιμές του λόγου $\sigma_c/\gamma H$.

Κάτι άλλο που μπορούμε να παρατηρήσουμε στο παραπάνω διάγραμμα, είναι ότι ο ευδιάκριτος αυτός «διαχωρισμός» των μετακινήσεων σε ανεξέλεγκτες και περιορισμένες αρχίζει να χάνεται όσο αυξάνει το βάθος. Έτσι, βλέπουμε ότι σε μια πολύ βαθιά σήραγγα ($H=100m$) ουσιαστικά δε φαίνεται να υφίσταται περιοχή «οριακού» λόγου της σ_c προς το γH .

Χάριν καλύτερης εποπτείας, με τη μέθοδο που περιγράφηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο, κατασκευάζονται αντίστοιχα διαγράμματα που να δείχνουν την συμπεριφορά διδιάστατης και τριδιάστατης έκφρασης της έκθλιψης αντίστοιχα, πάντα σε συνάρτηση με τον παράγοντα $\sigma_c/\gamma H$. Τα διαγράμματα, όπως είναι αναμενόμενο, παρουσιάζουν ουσιαστικά την ίδια εικόνα για διδιάστατη και τριδιάστατη έκφραση. Δεδομένου ότι η κατανομή των αγκυρίων, που θα εξεταστούν στη συνέχεια βρίσκεται σε όλη την επιφάνεια του μετώπου, και μας ενδιαφέρει η έκθλιψη σε όλη την επιφάνεια, βάσει και της συνεισφορά των αγκυρίων ως ενισχυτικών διατάξεων, εν γένει η πιο σημαντική πληροφόρηση μας παρέχεται από τα διαγράμματα της τριδιάστατης έκφρασης. Έτσι, από εδώ και στο εξής στον κυρίως κορμό της εργασίας αυτής θα παρουσιάζονται τα διαγράμματα της τριδιάστατης έκφρασης, ενώ αυτά της διδιάστατης θα παρατεθούν σε παράρτημα στο τέλος.

Έτσι, στην επόμενη σελίδα παρουσιάζεται το διάγραμμα για την τριδιάστατη έκφραση της έκθλιψης:

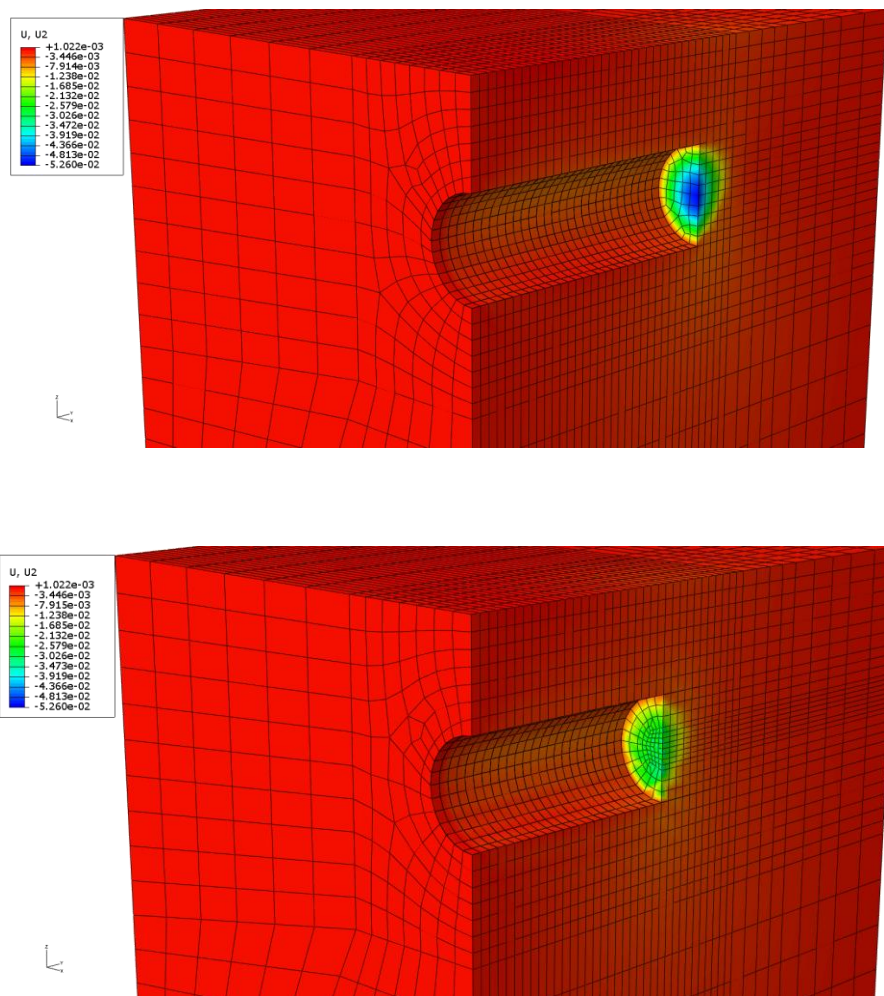
Διάγραμμα εξάρτησης του Ω_f από τον $\sigma_c/\gamma H$ για 3-διάστατη έκφραση της έκθλιψης σε όλη την επιφάνεια του μετώπου



Διάγραμμα 5.1.2: Διάγραμμα εξάρτησης του Ω_f από τον $\sigma_c/\gamma H$ για 3-διάστατη έκφραση της έκθλιψης

5.1.2α: Περιπτώσεις εδαφών χωρίς απαίτηση για αγκύρια

Μελετώντας τα αποτελέσματα για τις τιμές της εξώθησης σε κάθε εδαφικό συνδυασμό, μπορούμε να βγάλουμε κάποια αρχικά συμπεράσματα. Φαίνεται ξεκάθαρα στο διάγραμμα πως για μείωση του συντελεστή που εκφράζει τη αντοχή σε μονοαξονική θλίψη, οι τιμές της εξώθησης αυξάνονται σχεδόν γραμμικά, ενώ από μια κρίσιμη τιμή και μετά παρουσιάζουν ένα σημείο καμπής, πέραν του οποίου αρχίζουν να αυξάνονται ανεξέλεγκτα. Αυτό θεωρούμε ότι είναι και το σημείο όπου το μέτωπο αρχίζει να αστοχεί, απαιτώντας έτσι την χρήση αγκυρίων εν είδει ενίσχυσης. Πράγματι, όπως φαίνεται στις παρακάτω απεικονίσεις του Abaqus, εξετάζοντας ένα έδαφος, συγκεκριμένα το έδαφος 32b, για το βάθος των 15m, για το οποίο είναι $\sigma_c/\gamma H=0.244$, δηλαδή βρίσκεται εντός της γραμμικής περιοχής της νοητής καμπύλης, η συμπεριφορά του ανυποστήρικτου μετώπου δεν μεταβάλλεται ιδιαίτερα με την προσθήκη αγκυρίων:



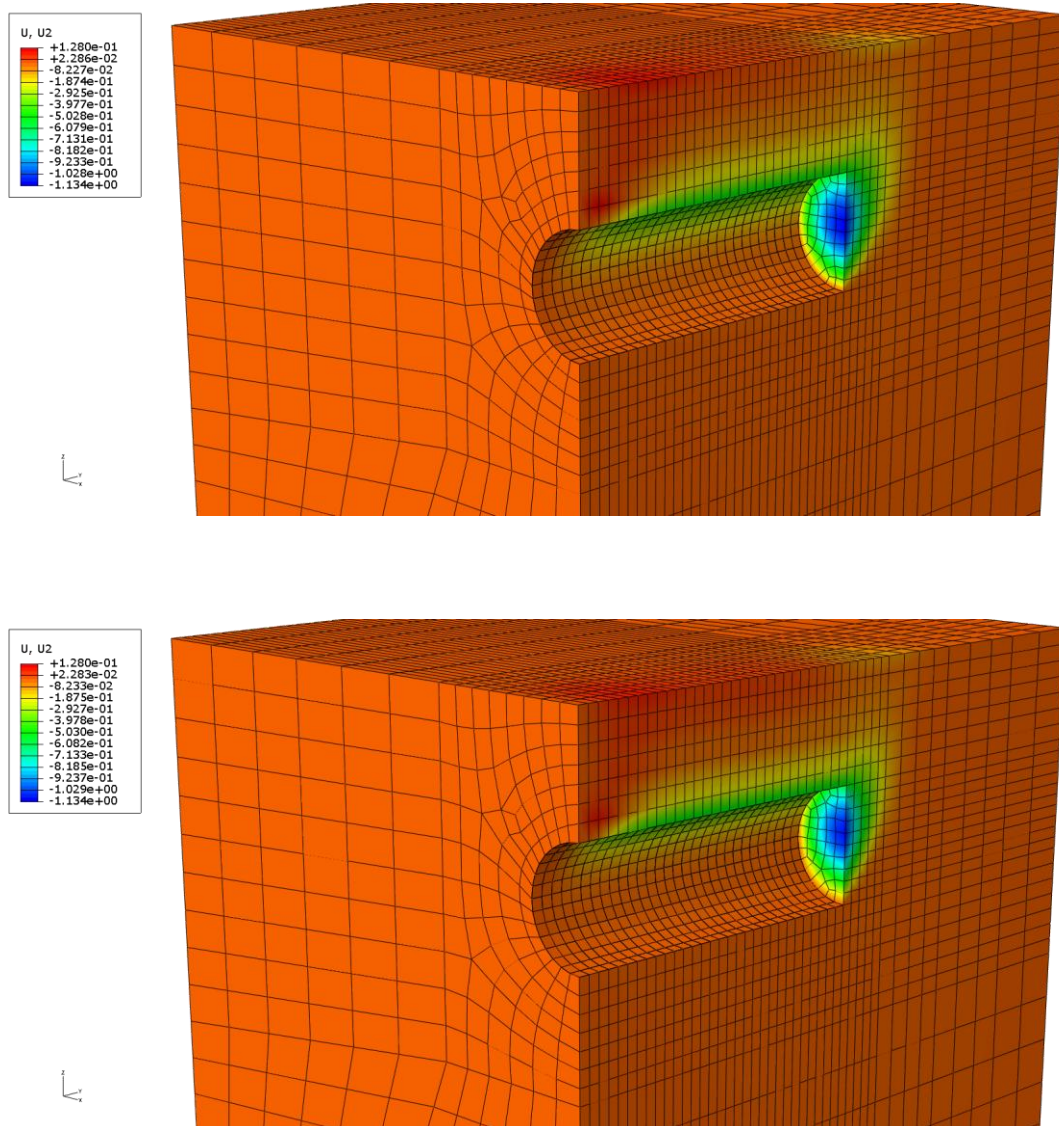
Εικόνα 5.1.3: Διαφοροποίηση ανυποστήρικτου και ενισχυμένου μετώπου

Ενώ φαίνεται πως υπάρχει μια μικρή διαφοροποίηση στις μετακινήσεις στο κέντρο, αυτή είναι της τάξεως των 2cm, ενώ παρατηρώντας το εύρος της πλαστικής ζώνης, βλέπουμε ότι η διαφορά είναι αμελητέα, επιβεβαιώνοντας κατ'ουσίαν τον ισχυρισμό μας, ότι δηλαδή το μέτωπο είναι ευσταθές εξαρχής, και τα αγκύρια δεν βελτιώνουν ουσιαστικά την κατάσταση.

5.1.2β: Περίπτωση παρόμοιων τιμών της εξώθησης για διαφορετικά εδάφη

Ένα άλλο συμπέρασμα στο οποίο μπορούμε να καταλήξουμε με μελέτη των διαγραμμάτων, είναι ότι αντίστοιχες τιμές τις έκθλιψης μπορούν να δωθούν για το ίδιο βάθος από εδάφη τελείως διαφορετικών συνδυασμών παραμέτρων αντοχής.

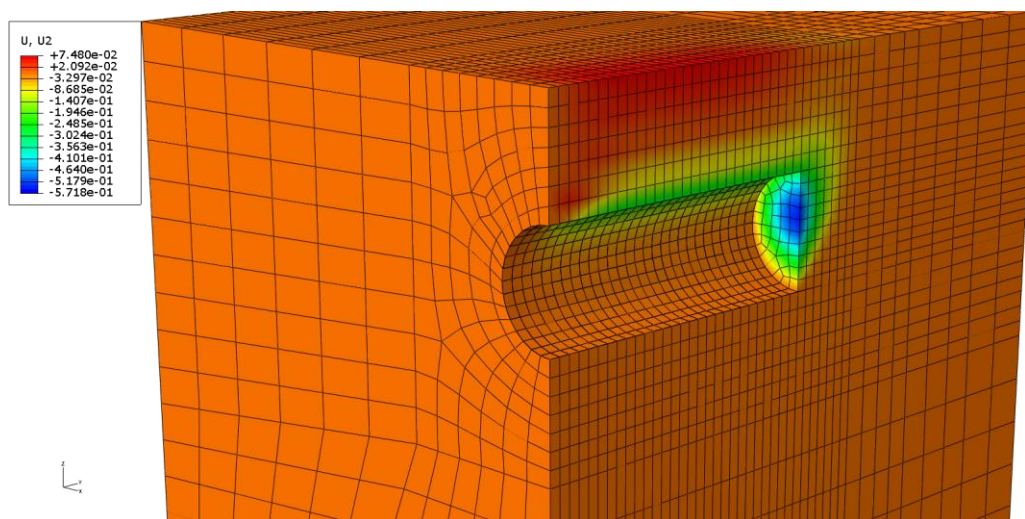
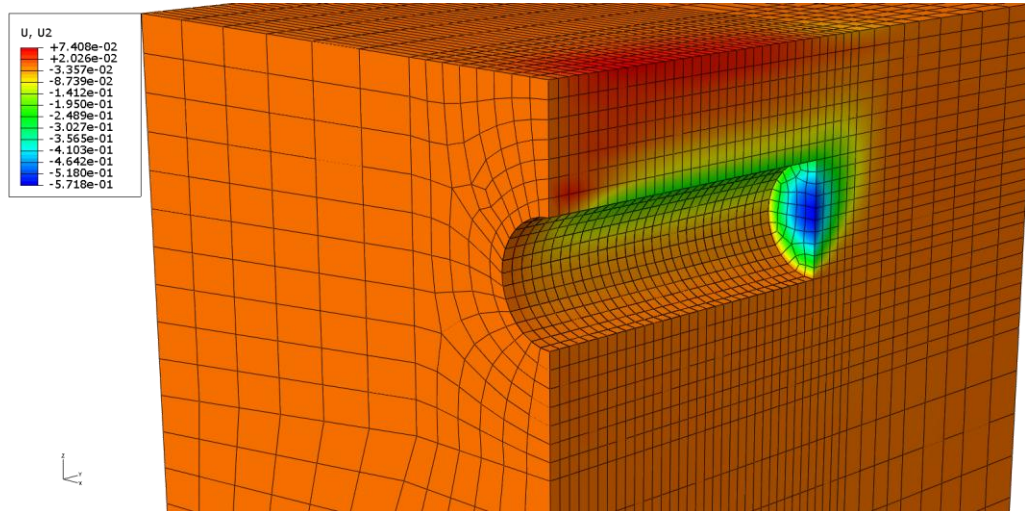
Έτσι, για παράδειγμα, μπορούμε να δούμε στη σήραγγα βάθους 15m, ότι το έδαφος 2b παρουσιάζει ουσιαστικά την ίδια έκθλιψη με το έδαφος 20b. Υπενθυμίζουμε εδώ ότι το έδαφος 2b διαφέρει ελάχιστα ως προς τη συνοχή (13 έναντι 20kPa), ενώ διαφέρει ως προς τη γωνία τριβής (20 έναντι 30 μοιρών). Η διαφοροποίηση αυτή λοιπόν όπως φαίνεται στις παρακάτω απεικονίσεις του Abaqus δεν στάθηκε ικανή να δώσει ουσιαστικές διαφορές στην έκθλιψη.



Εικόνα 5.1.4: Σύγκριση απεικονίσεων έκθλιψης για τα εδάφη 2b και 20b

Κάτι αντίστοιχο συμβαίνει και συγκρίνοντας τα εδάφη 2.1b και 30.5b. Και εδώ, για μεγάλη διαφοροποίηση της γωνίας τριβής (20 έναντι 35 μοιρών), παρατηρούνται αντίστοιχες τιμές για την έκθλιψη στο μέτωπο, όπως φαίνεται στις παρακάτω απεικονίσεις. Η παρατήρηση αυτή

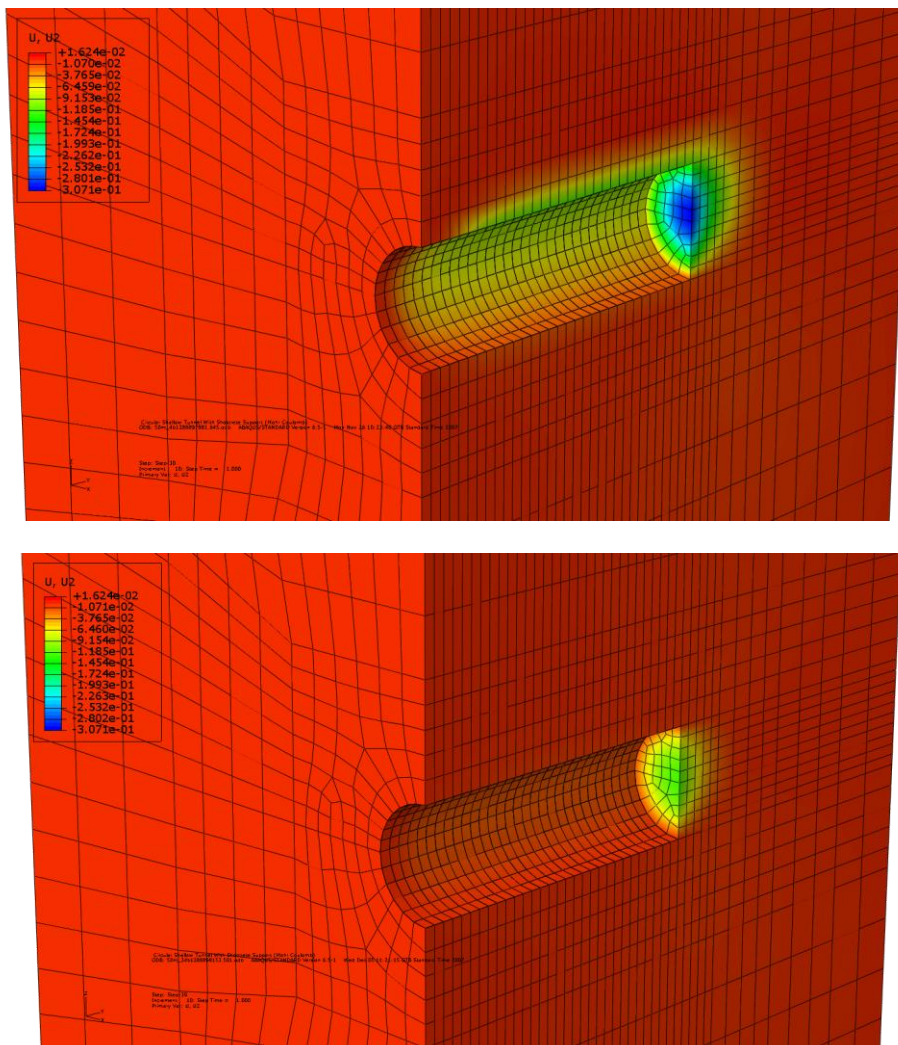
σημειώνεται, καθώς στη συνέχεια θα δούμε ότι η γωνία τριβής παίζει πολύ σημαντικό ρόλο όταν τοποθετηθούν αγκύρια στο μέτωπο.



Εικόνα 5.1.5: Σύγκριση απεικονίσεων του Abaqus για τα εδάφη 2.1b και 30.5b

5.1.2γ: Επίδραση της γωνίας τριβής για εδάφη του ίδιου βάθους

Παρατηρούμε επίσης από τα δεδομένα των αναλύσεων, ότι η γωνία τριβής φαίνεται να παίζει καθοριστικό ρόλο, ακόμη κι όταν αναφερόμαστε στο ίδιο βάθος, για την ίδια τιμή της συνοχής. Η παρατήρηση αυτή έχει σημειωθεί στο παρελθόν (Stability and Strain Distribution Ahead of the Tunnel Face. Comparison between Numerical Analyses and Analytical Methodology. Kavnadas – Prountzopoulos, 2009), και οδήγησε στην ανάγκη ορισμού ενός άλλου παράγοντα ως ανεξάρτητης μεταβλητής, που θα δούμε στη συνέχεια. Η μεγάλη επίδραση της γωνίας τριβής γίνεται ξεκάθαρη συγκρίνοντας τα εδάφη 4b και 24b για το βάθος των 50m. Ανάλογες διαφορές υπάρχουν σε όλα τα βάθη, ωστόσο δεδομένου ότι μιλάμε για σημαντικές μετακινήσεις στο ανυποστήρικτο μέτωπο, στα όρια της αστοχίας, δε στάθηκε δυνατόν να ελέγξουμε τη συμπεριφορά της εξάρτησης από τη γωνία τριβής για αυξανόμενο βάθος.



Εικόνα 5.1.6: Μείωση μετακινήσεων για ίδιο βάθος και αύξηση της γωνίας τριβής

5.1.3 Αναγκαιότητα χρήσης νέας μεταβλητής- ο παράγοντας F_{FS}

Σύμφωνα με τα συμπεράσματα που προκύπτουν από τα παραπάνω διαγράμματα, αλλά και τις οπτικές απεικονίσεις των μετακινήσεων, κρίθηκε αναγκαίο να οριστεί μια νέα ανεξάρτητη μεταβλητή η οποία να μην υπόκειται στους περιορισμούς αυτούς, και να περιγράφει καλύτερα το φαινόμενο για την περίπτωση αβαθών σηράγγων (Προυντζόπουλος & Καββαδάς, 2010). Η βασική ιδιαιτερότητα των αβαθών σηράγγων σε σχέση με τις βαθιές, είναι ότι η αστοχία είναι κατά κύριο λόγο αποτέλεσμα της ανεπιτυχούς ανάπτυξης της τοξωτής λειτουργίας του εδάφους. Κάτι τέτοιο αναφέρεται από τους Chambon & Corte (1994). Έτσι, έπρεπε να διαφοροποιηθεί ο αρχικός παράγοντας $\sigma_c/\gamma H$ ως εξής:

- Πολλαπλασιάστηκε με τον όρο $(H/D)^{\alpha}$, για να ληφθεί υπόψιν η διαφοροποίηση των αποτελεσμάτων σε διαφορετικά βάθη
- Πολλαπλασιάστηκε με $\sqrt{N_{\varphi}}$, έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψιν η αυξημένη επίδραση της γωνίας τριβής.

Από δοκιμές φάνηκε ότι η βέλτιστη τιμή για τον συντελεστή α , η οποία φαίνεται να ταιριάζει στα αποτελέσματα είναι η $\alpha=0.85$.

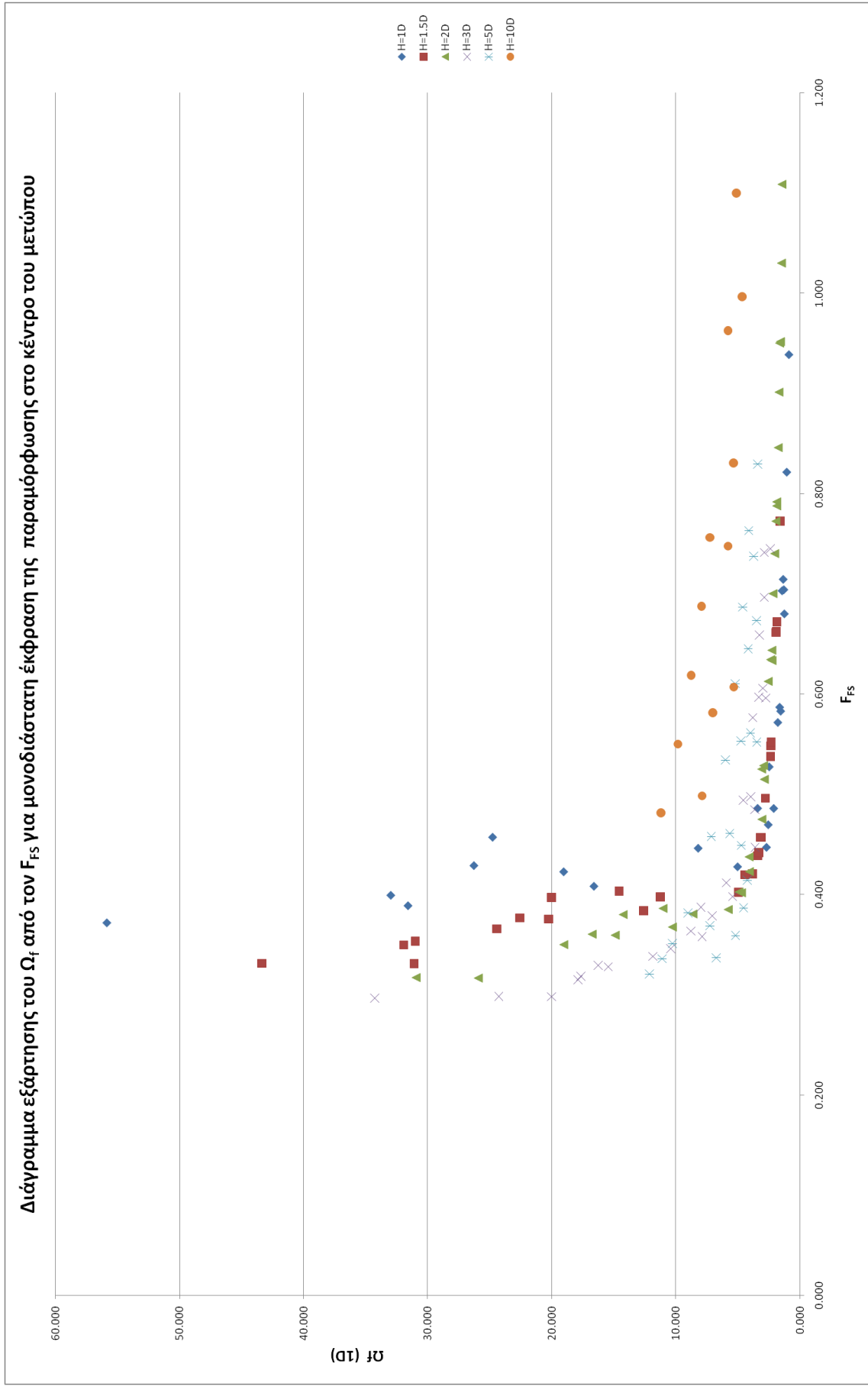
Έτσι, η νέα ανεξάρτητη μεταβλητή, από τους Προυντζόπουλος & Καββαδάς (2010), γράφεται ως:

$$F_{FS} = \frac{2 \times c \times N_{\varphi}}{\gamma \times H^{0.15} \times D^{0.85}}$$

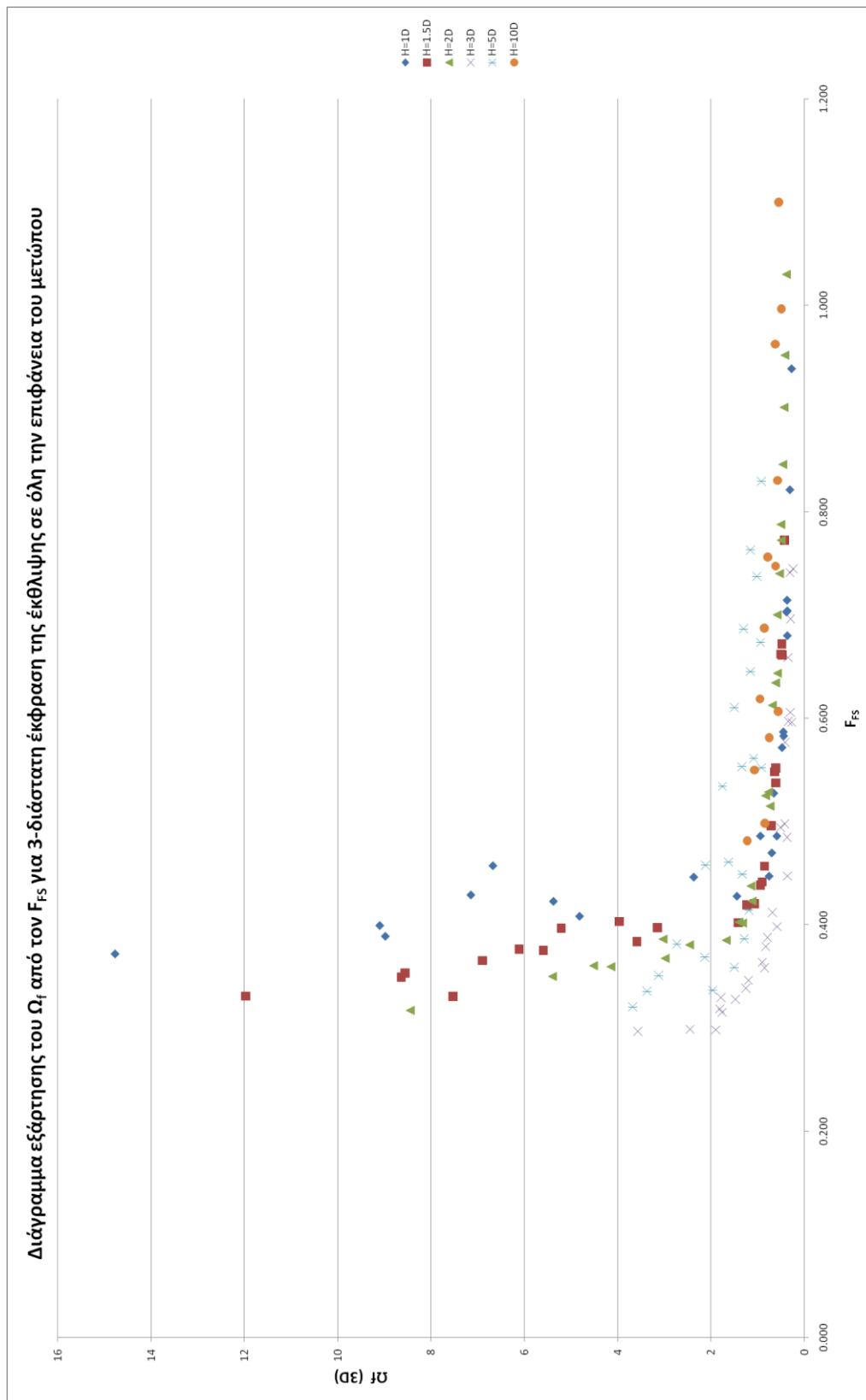
Επιχειρήθηκε λοιπόν η σωρεία αυτή διαθέσιμων αποτελεσμάτων που είχαμε να εκφραστεί σε διαγράμματα με χρήση της παραπάνω σχέσης, έτσι ώστε να είναι ευκολότερη η μελέτη τους, και να γίνει δυνατή η επιβεβαίωση των συμπερασμάτων τους. Τα διαγράμματα που κατασκευάστηκαν φαίνονται στις επόμενες σελίδες.

Στο πρώτο διάγραμμα, που αναφέρεται και πάλι στη μονοδιάστατη έκφραση της έκθλιψης στο κέντρο του μετώπου, γίνεται ξεκάθαρο ότι για τιμές του συντελεστή F_{FS} μικρότερες του 0.5, οι εξωθήσεις του μετώπου αρχίζουν να αυξάνονται κατακόρυφα. Έτσι μπορούμε να θεωρήσουμε ότι οι τιμές $F_{FS} < 0.5$ αντιστοιχούν σε ασταθές μέτωπο, κάτι που επιβεβαιώνεται και από τους Kanvadas & Prountzopoulos (2009)

Όπως και στην προηγούμενη περίπτωση, έτσι και εδώ για εποπτικούς κυρίως λόγους, κατασκευάζονται τα διαγράμματα με την διδιάστατη και την τριδιάστατη έκφραση της έκθλιψης, ενώ εδώ θα παρουσιαστεί μόνο αυτό της τριδιάστατης έκφρασης, ενώ στη συνέχεια θα παρατεθεί το ίδιο μόνο για τις περιπτώσεις των αβαθών σηράγγων, όπου ο F_{FS} λειτουργεί πιο σωστά.

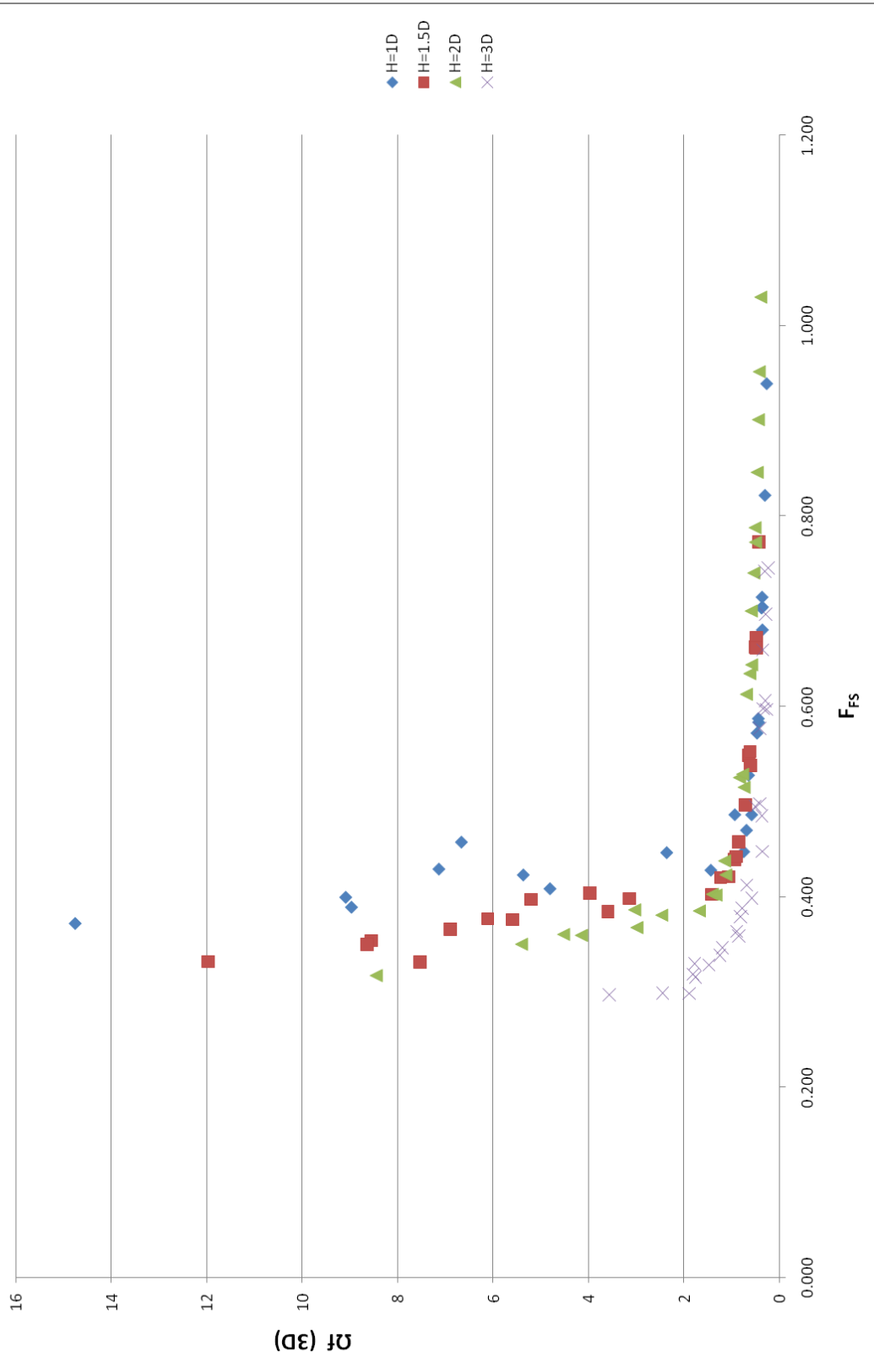


Διάγραμμα 5.1.7: Εξάρτηση του Ω_f από τον F_{FS} για τη μονοδιάστατη έκφραση της



Διάγραμμα 5.1.8: Εξάρτηση του Ω_i από τον F_{FS} για τριδιάστατη έκφραση της έκθλιψης

Διάγραμμα εξάρτησης του Ω_f από τον F_{FS} για 3-διάστατη έκφραση της έκθλιψης σε όλη την επιφάνεια του μετώπου



Διάγραμμα 5.1.9: Εξάρτηση του Ω_f από τον F_{FS} για τριδιάστατη έκφραση της έκθλιψης σε αβαθείς σήραγγες

5.2 Συγκέντρωση αποτελεσμάτων για το ενισχυμένο μέτωπο

5.2.1 Γενικά για τις αναλύσεις με αγκύρια

Εν συνεχεία, βάσει της παραπάνω λογικής, θελήσαμε να διερευνήσουμε αντίστοιχα και τη συμπεριφορά του ενισχυμένου μετώπου. Στην περίπτωση αυτή βέβαια, δεν είχε ουσιαστικώς κανένα νόημα η διερεύνηση της μεταβολής του παράγοντα Ω_f της μίας διάστασης, αφού η παρουσία των αγκυρίων, σε συνδυασμό με τη θεώρηση του εδάφους ως συνεχές μέσο όπως προαναφέρθηκε οδηγούσε σε ένα προφίλ της έκθλιψης που απείχε από την πραγματικότητα, με σοβαρές μετακινήσεις στα μη αγκυρωμένα σημεία του μετώπου και ελάχιστες στα αγκυρωμένα. Προκειμένου λοιπόν να θεωρηθεί ένα ρεαλιστικό μέγεθος της έκθλιψης, προτιμήθηκαν οι παράγοντες Ω_f για δύο και για τρεις διαστάσεις, ενώ τα συμπεράσματα λήφθηκαν κατά κύριο λόγο συγκρίνοντας τα διαγράμματα που αναφέρονταν στην τριδιάστατη έκφραση της έκθλιψης.

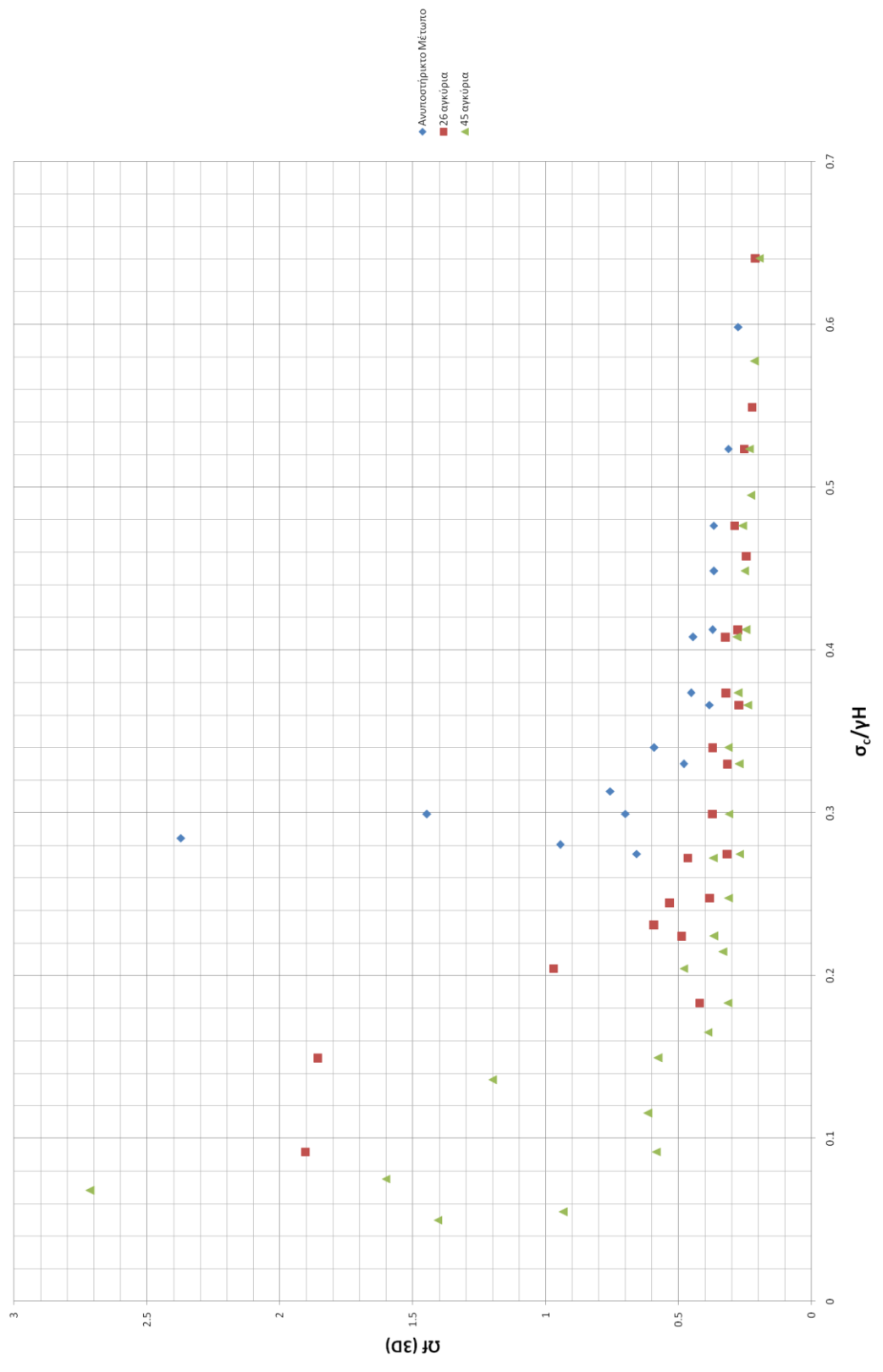
Αναλύσεις με αγκύρια έγιναν όχι για όλα τα βάθη που περιγράφησαν παραπάνω, αλλά για βάθη 10, 15, 20 και 50 μέτρων. Σε κάθε βάθος εξ'αυτών έγιναν αναλύσεις για έναν πυκνό και έναν αραιό κάρναβο αγκυρίων, ενώ συγκεκριμένα για τις περιπτώσεις βάθους 20 και 50 μέτρων, εξετάστηκε και ένας ακόμη πιο αραιός κάρναβος, αποτελούμενος από 19 αγκύρια κατανομημένα στο μέτωπο. Όπως αναφέρθηκε στην αρχή του κεφαλαίου, παρατηρήθηκε ότι δεν υπάρχει ουσιώδης διαφορά στις μετακινήσεις που προκύπτουν από θεώρηση των αγκυρίων ως εμπηγμένα κατά το βέλτιστο μήκος τους μέσα στο μέτωπο, σε σχέση με αυτές που προκύπτουν με θεώρηση αγκυρίων εκτεινομένων ως το σύνορο του μοντέλου. Έτσι, χρησιμοποιήθηκε κάθε ανάλυση που είχε γίνει ως τώρα, με αμφότερες τις παραπάνω λογικές, ενώ οι νέες αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν για συγκεκριμένους συνδυασμούς των παραμέτρων αντοχής, έγιναν για αγκύρια απείρου μήκους, κυρίως για λόγους υπολογιστικού χρόνου.

Παρακάτω παρουσιάζονται σε πίνακες οι εδαφικοί συνδυασμοί που αναλύθηκαν για κάθε βάθος, και για κάθε έναν από τους διαθέσιμους κάρναβους αγκυρίων, αφού για κάθε βάθος φαίνονται οι 3 ή 4 κατά περίπτωση διαμορφώσεις του μετώπου, ανυποστήρικτο είτε αγκυρωμένο με έως και τρεις διαφορετικές διατάξεις. Για λόγους οικονομίας του κειμένου, θα παρουσιάζονται για κάθε βάθος μόνο τα διαγράμματα που αναφέρονται στην τριδιάστατη έκφραση της έκθλιψης, με αυτά της διδιάστατης έκφρασης να βρίσκονται συγκεντρωμένα στο παράρτημα στο τέλος του τεύχους αυτού.

Ενδιάμεσα, θα αναφέρονται παρατηρήσεις που έγιναν με αφορμή τη μελέτη των διαγραμμάτων για κάθε βάθος, συνοδευόμενες από τις απαραίτητες απεικονίσεις του Abaqus, ώστε να γίνονται τα συμπεράσματα όσο το δυνατόν πιο εμφανή. Τονίζουμε ότι παρατηρήσεις που γίνονται με αφορμή τα διαγράμματα κάποιου βάθους, δεν παύουν να ισχύουν για άλλα βάθη, εκτός αν κάτι τέτοιο αναφέρεται ρητά.

Τριδιάστατη έκφραση της έκθλιψης συναρτήσει του παράγοντα $\sigma_{cs}/\gamma H$

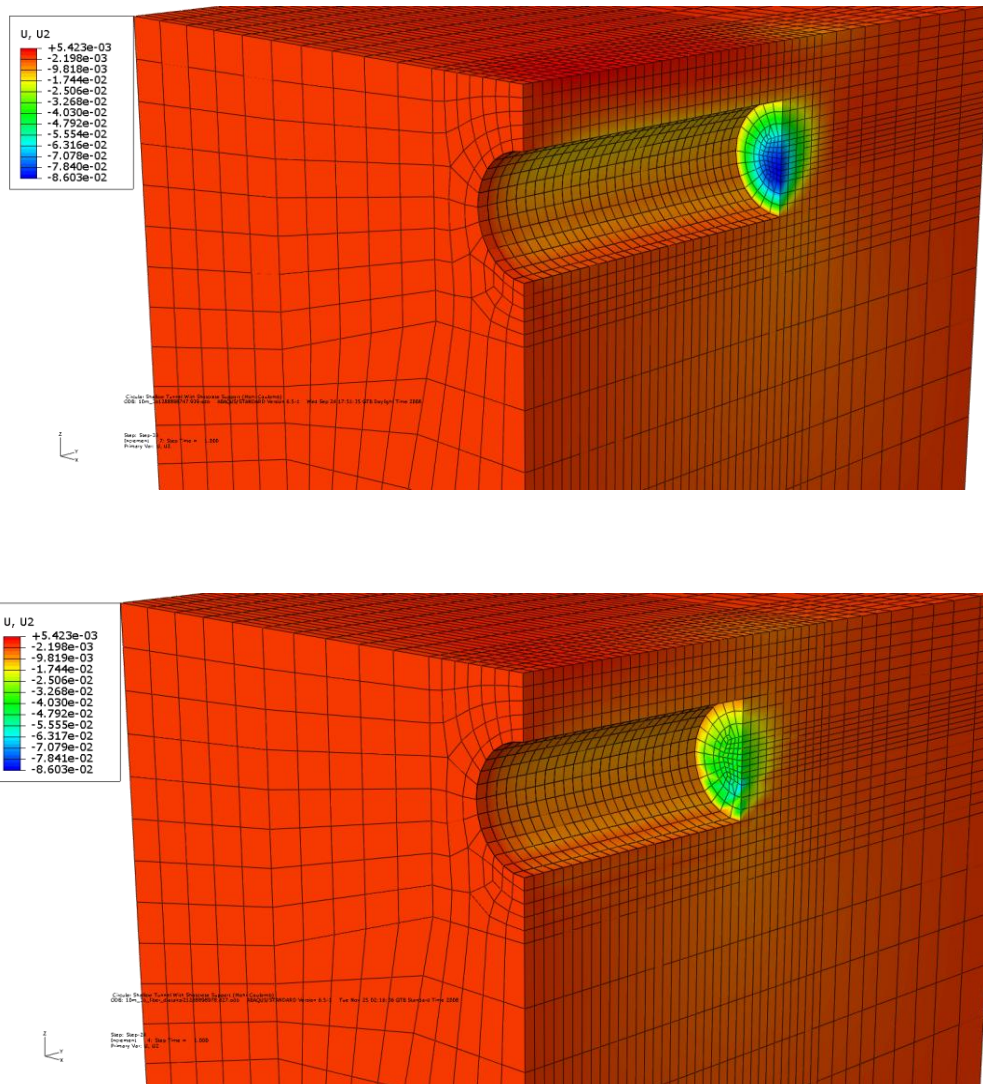
Περίπτωση βάθους 1D



Διάγραμμα 5.2.1: Εξάρτηση του Ω_f από τον $\sigma_{cs}/\gamma H$ για τριδιάστατη έκφραση της έκθλιψης σε $H=10m$

5.2.1α: Επίδραση των αγκυρίων μετώπου ως βελτίωση σε σχέση με την ανυποστήρικτη κατάσταση

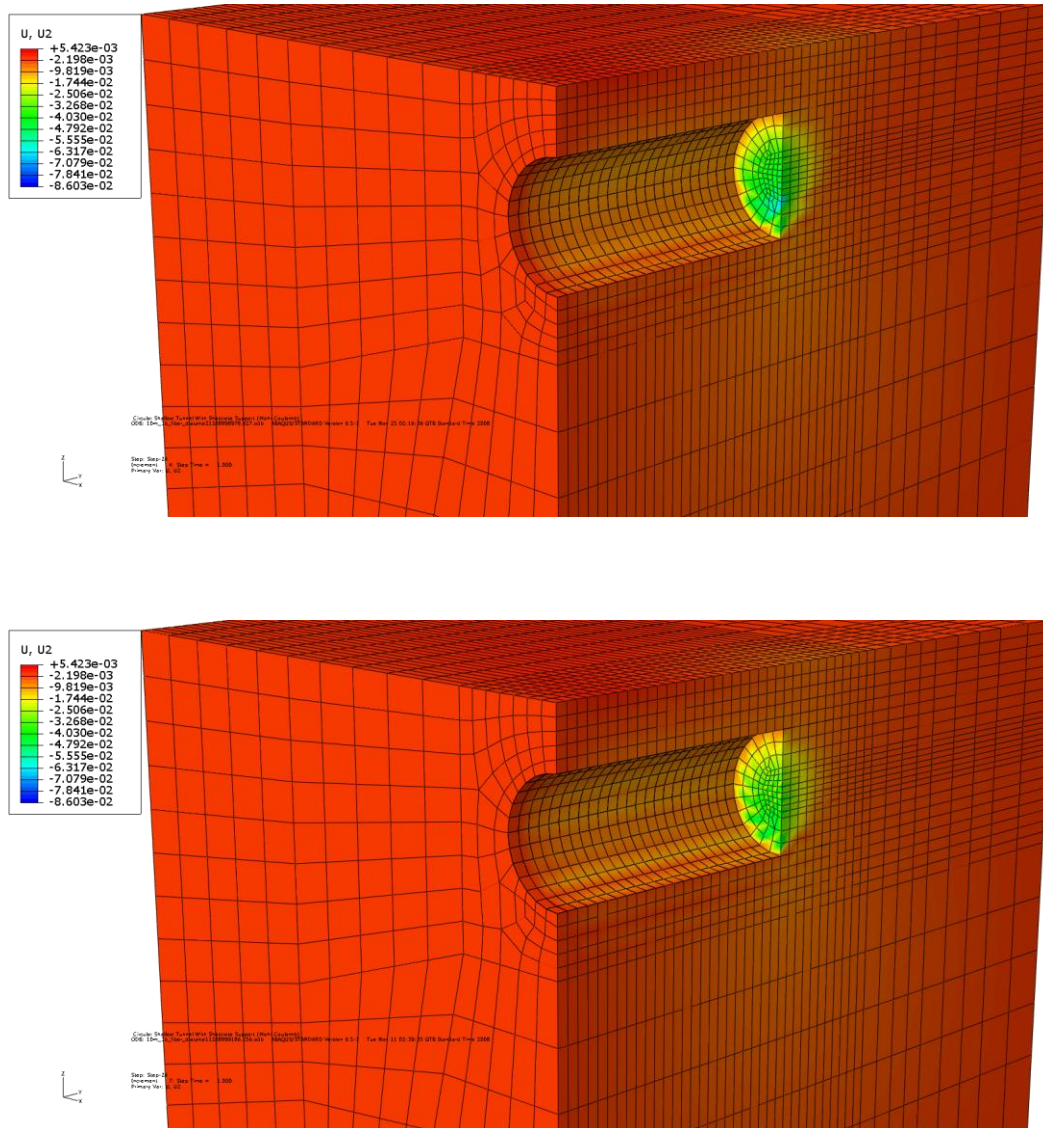
Η περίπτωση του βάρους των 10 μέτρων κρίνεται ως αρκετά ειδική, δεδομένου ότι σε ένα τόσο μικρό βάθος είναι πρακτικώς αδύνατον να υπάρχει επιτυχής ολοκλήρωση της λειτουργίας του θόλου. Έτσι, θεωρητικά το έδαφος δε μπορεί από μόνο του να κρατήσει ευσταθές το μέτωπο οπότε χρειάζεται τα αγκύρια. Από την άλλη πλευρά βέβαια, μικρό βάθος εκσκαφής δίνει πολύ μικρά συγκριτικά μεγέθη για τις γεωστατικές τάσεις, που είναι και το κύριο φορτίο σε ένα έργο σήραγγας. Έτσι τελικά δεν είναι τόσο προφανές το κατά πόσο θα χρειάζεται ένας πυκνός κάνναβος αγκυρίων ή όχι. Πράγματι, για το σχετικά χαμηλών αντοχών έδαφος 3b ($c=25\text{kPa}$, $\phi=20^\circ$), βλέπουμε ότι ο αραιός κάνναβος μειώνει αισθητά τις μετακινήσεις, ενώ η χρήση του πυκνού καννάβου μικρή μόνο βελτίωση επιφέρει στο μέτωπο. Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται η διαφορά των απεικονίσεων για το ανυποστήρικτο μέτωπο και το μέτωπο ενισχυμένο με τον αραιό κάνναβο αγκυρίων:



Εικόνα 5.2.2: Απεικόνιση της βελτίωσης που επιτυγχάνεται από την προσθήκη του αραιού καννάβου αγκυρίων, για την περίπτωση εδάφους με $c=25\text{kPa}$, $\phi=20^\circ$, σε βάθος 10m.

5.2.1β: Μη αναγκαιότητα πύκνωσης καννάβου – θέματα οικονομίας

Αντίστοιχα, παρακάτω παρουσιάζεται η απεικόνιση της διαφοράς των μετακινήσεων για χρήση του αραιού και του πυκνού καννάβου αγκυρίων, πάντα για το έδαφος 3b. Παρατηρούμε ότι η διαφοροποίηση είναι οριακή, άρα μάλλον (όπως θα δούμε στη συνέχεια) ο πυκνός κάρναβος καθίσταται μη απαραίτητος, συνεπώς και αντιοικονομικός.

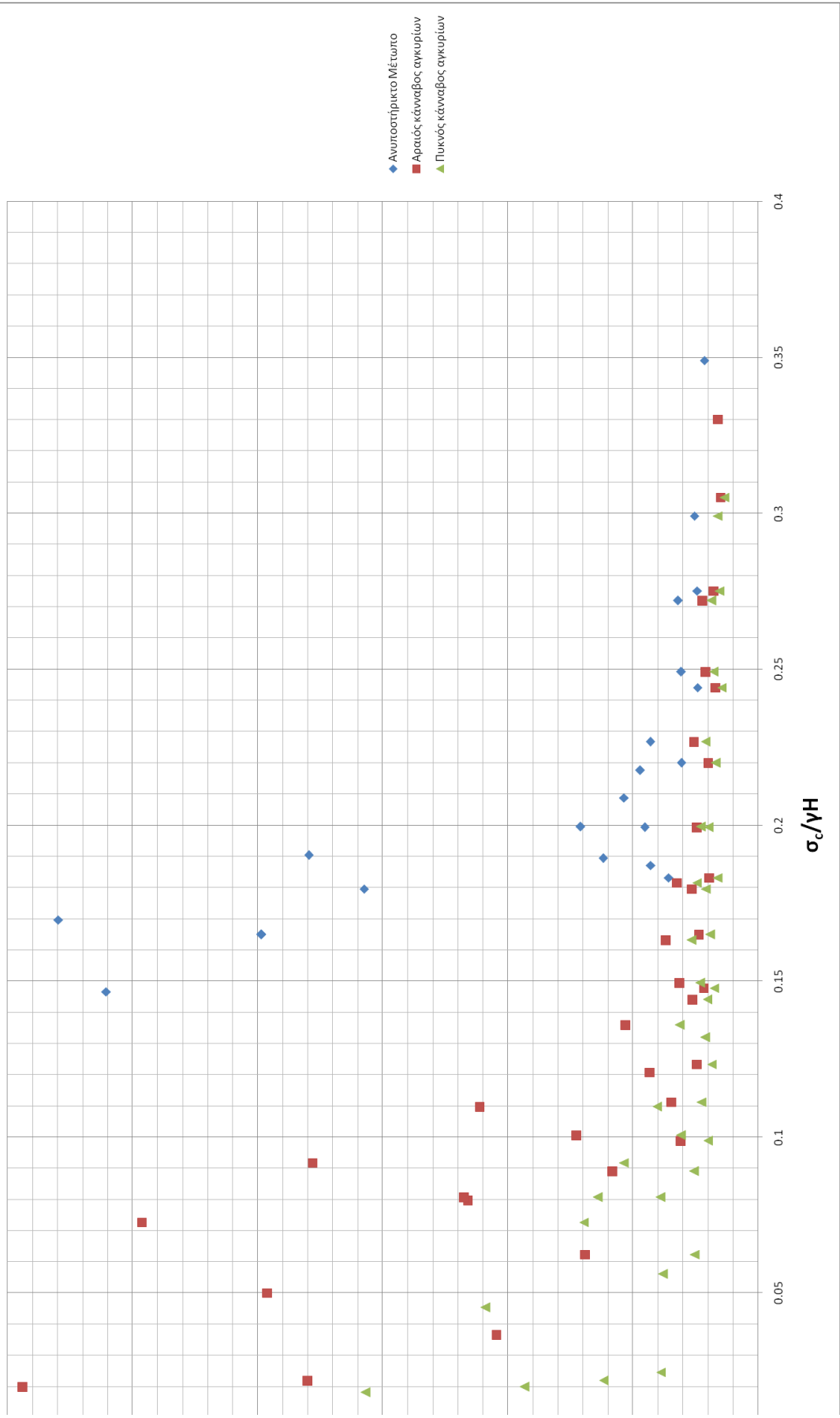


Εικόνα 5.2.3: Απεικόνιση της βελτίωσης που επιτυγχάνεται από την πύκνωση του αραιού καννάβου αγκυρίων, για την περίπτωση εδάφους με $c=25\text{kPa}$, $\phi=20^\circ$, σε βάθος 10m.

Η παρατήρηση αυτή, η οποία φυσικά ισχύει σε όλα τα βάθη για διαφορετικούς τύπους εδάφους, είναι καίρια, καθώς είναι και ένας εκ των βασικών σκοπών της εργασίας αυτής, ο προσδιορισμός δηλαδή του οικονομικότερου καννάβου αγκυρίων που μπορεί να ανταποκριθεί επιτυχώς στις ανάγκες του μετώπου για υποστήριξη.

Τριδιάστατη έκφραση της έκθλιψης συναρτήσει του παράγοντα $\sigma_c/\gamma H$

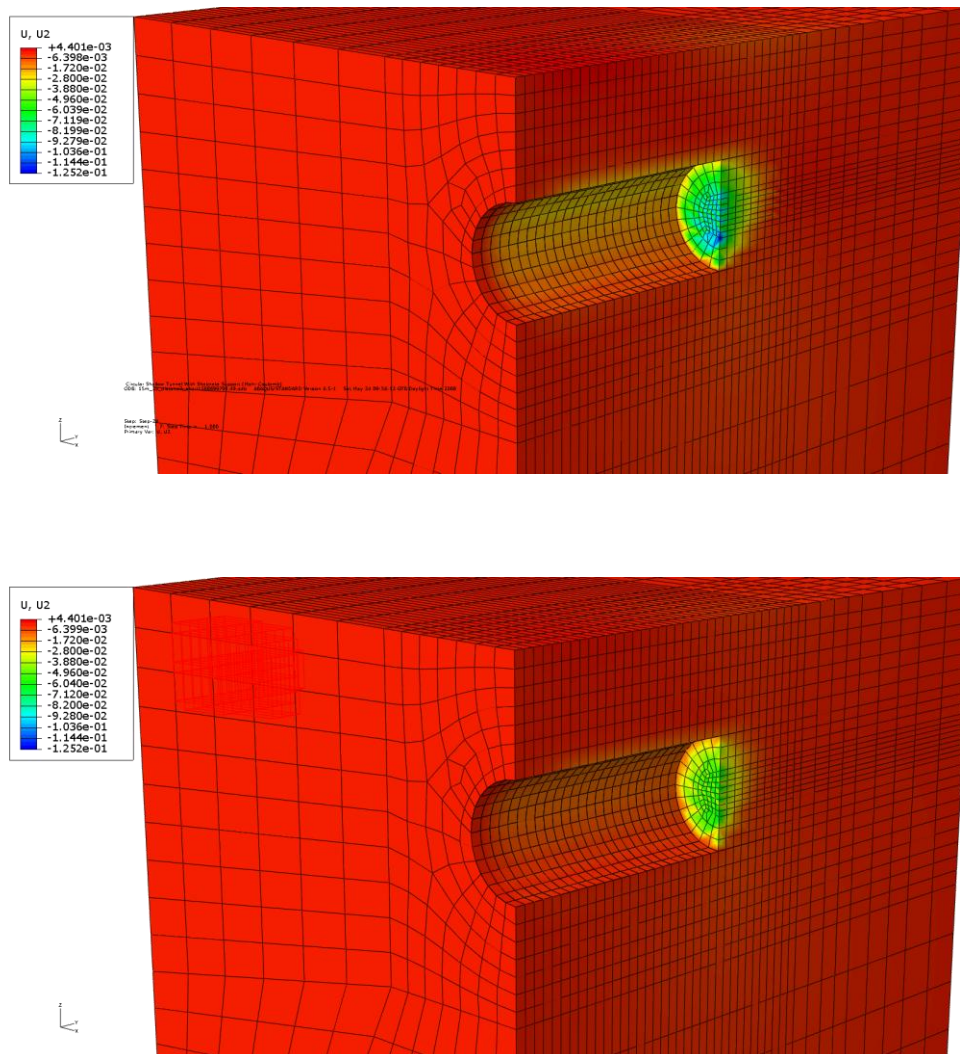
Περίπτωση βάθους 1.5D



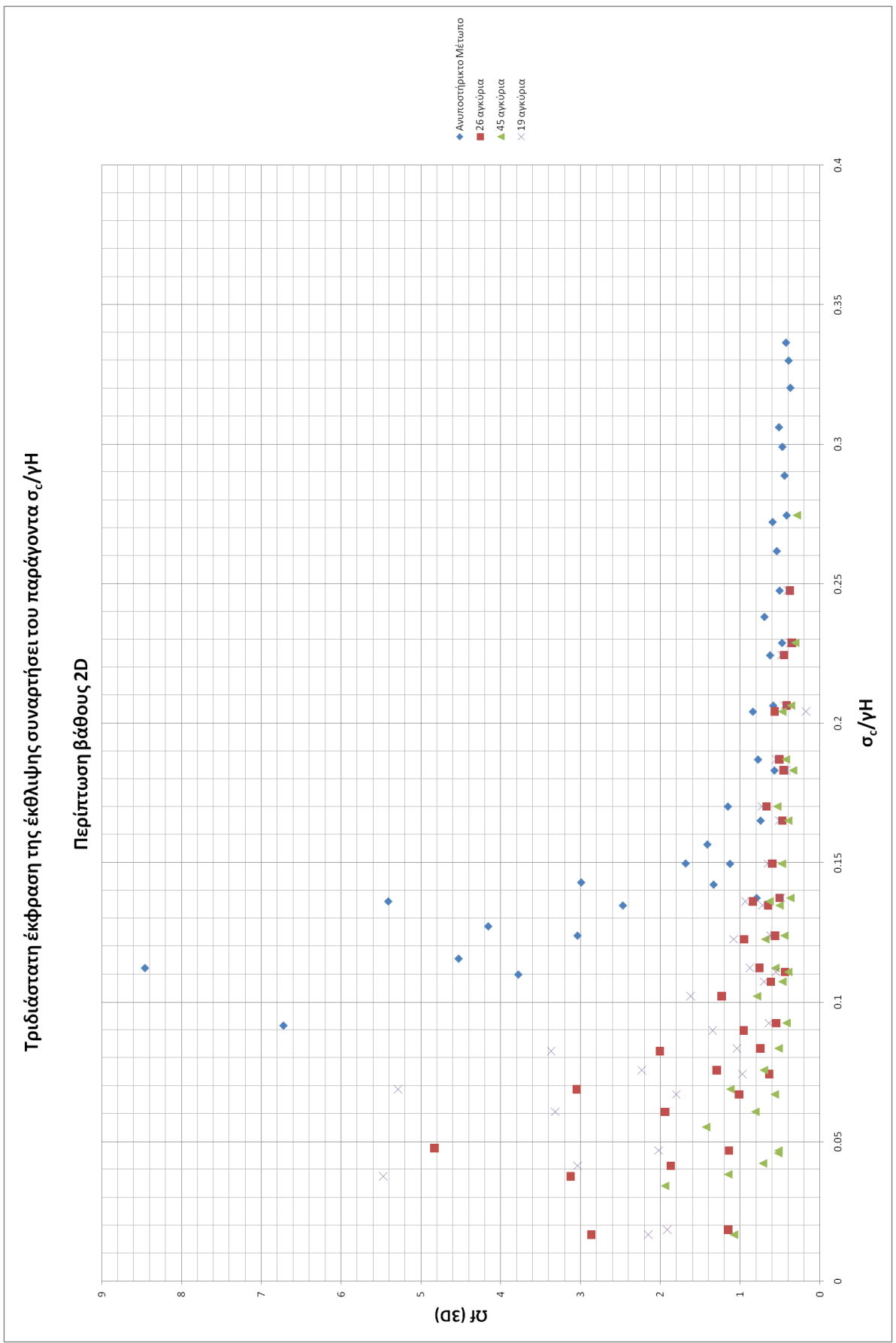
Διάγραμμα 5.2.4: Εξάρτηση του Ω_f από τον $\sigma_c/\gamma H$ για τριδιάστατη έκφραση της έκθλιψης σε $H=15m$

5.2.1γ: Σημαντική επίδραση της γωνίας τριβής

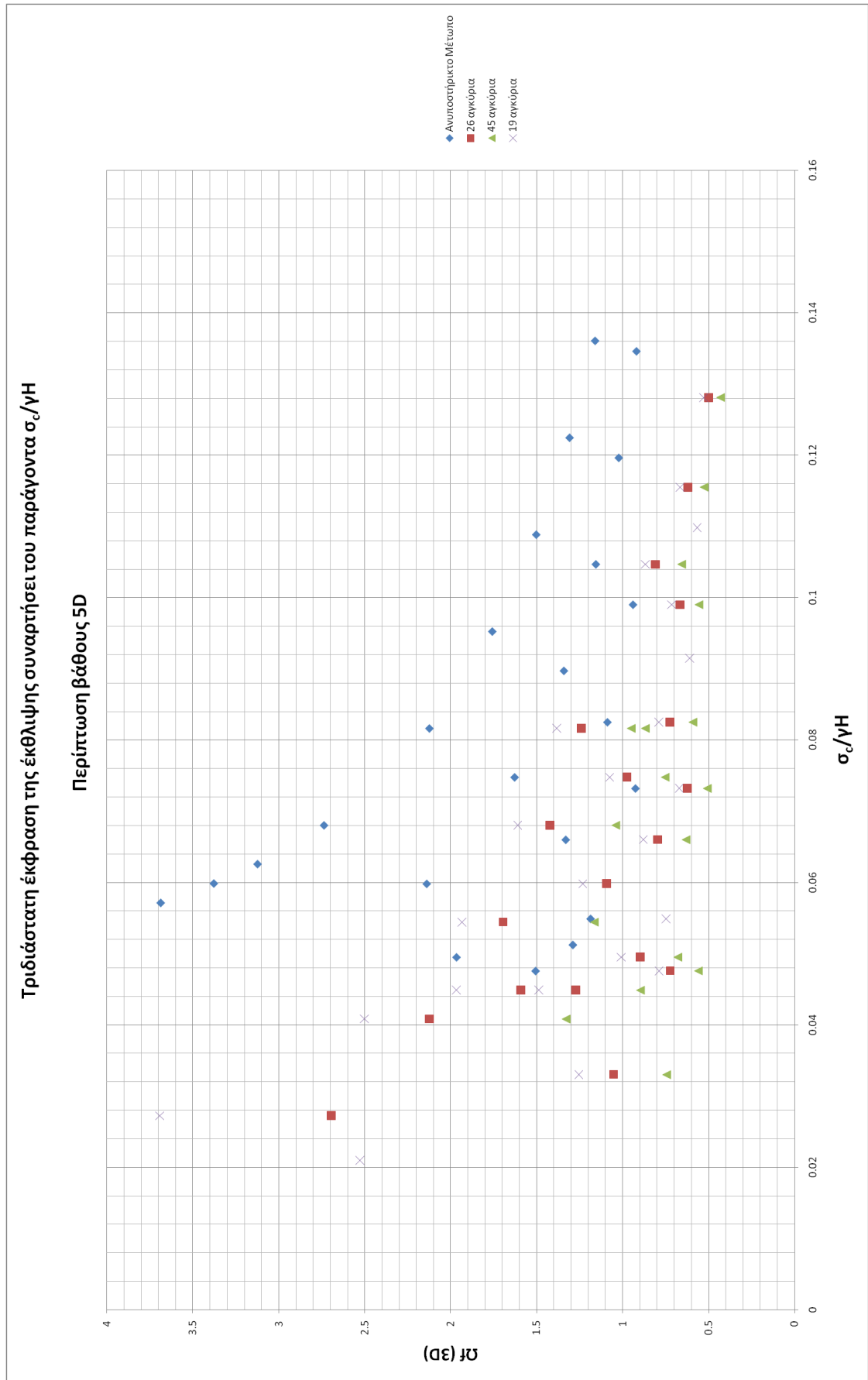
Αυτό που φαίνεται ξεκάθαρα από το παραπάνω διάγραμμα, είναι ότι ενώ υπάρχει μια διασπορά των αποτελεσμάτων για τα αγκύρια, που οφείλεται στα διαφορετικά μεγέθη της γωνίας τριβής. Η διασπορά αυτή είναι μικρή σε σχέση με αυτή που θα δούμε παρακάτω σε μεγάλα βάθη, όπως π.χ. στα 50 μέτρα, κάτι λογικό αν κρίνουμε ότι μιλάμε για το μοντέλο Mohr - Coulomb, στο οποίο η διατμητική αντοχή (κρίσιμη στην περίπτωση των αγκυρίων) εξαρτάται από τη γωνία τριβής σταθμισμένα με τις γεωστατικές τάσεις, άρα η εξάρτηση αυτή αυξάνει με το βάθος. Σε πλήρη αντιστοιχία με το συμπέρασμα αυτό, αν παρατηρήσουμε εκ νέου τα διαγράμματα για το βάθος των 10m θα δούμε ότι η διασπορά αυτή είναι αμελητέα. Παρακάτω, στις απεικονίσεις του Abaqus, φαίνεται η έντονη διαφοροποίηση της έκθλιψης για δύο εδάφη που στην περίπτωση του ανυποστήρικτου μετώπου παρουσίαζαν αντίστοιχη εικόνα σε σχέση με τις μετακινήσεις τους (βλ. σελ)



Εικόνα 5.2.5: Σύγκριση του αραιού καννάβου για εδάφη διαφορετικών γωνιών τριβής στο ίδιο βάθος



Διάγραμμα 5.2.6: Τριδιάστατη έκφραση του Ωf για βάθος 2D



Διάγραμμα 5.2.7: Εξάρτηση της τριδιάστατης έκφρασης του Ωf από τον $\sigma_c/\gamma H$ για $H=50m$

5.2.2: Γενικά συμπεράσματα περί συμβατότητας του F_{FS} με τις αναλύσεις με αγκύρια

Παρατηρώντας στο σύνολο τους τα παραπάνω διαγράμματα, για κάθε βάθος, βλέπουμε ότι ισχύουν πρακτικώς τα ίδια συμπεράσματα στα οποία είχαμε καταλήξει και στην περίπτωση του ανυποστήρικτου μετώπου, εξάλλου, για εποπτικούς λόγους, τοποθετήσαμε και τα σημεία που αντιστοιχούν στις μετακινήσεις του τελευταίου, ώστε να φαίνεται η διαφοροποίηση με τα αγκύρια. Έτσι, και εδώ οι μετακινήσεις αυξάνουν σχεδόν γραμμικά όσο μειώνεται ο συντελεστής που εκφράζει την αντοχή σε ανεμπόδιστη θλίψη, ενώ από ένα σημείο και κάτω, αυξάνονται μη γραμμικά, σηματοδοτώντας έτσι ουσιαστικά την αστοχία του μετώπου. Φυσικά, όπως ήταν αναμενόμενο, το σημείο της αστοχίας με την παρουσία του αραιού καννάβου αγκυρίων μετακινείται προς τα αριστερά, για έδαφος χαμηλότερης αντοχής δηλαδή, ενώ περαιτέρω μετακίνηση προς τα αριστερά δίνει η παρουσία πυκνού καννάβου αγκυρίων.

Θέλοντας να καταλήξουμε σε μια περισσότερο ομογενοποιημένη κατανομή των αποτελεσμάτων για κάθε κάνναβο αγκυρίων, να μειώσουμε δηλαδή τη διασπορά των αποτελεσμάτων κάθε καννάβου, δοκιμάσαμε αρχικά να πλοτάρουμε διαγράμματα χρησιμοποιώντας τον συντελεστή F_{FS} , όπως έγινε και στην περίπτωση του ανυποστήρικτου μετώπου.

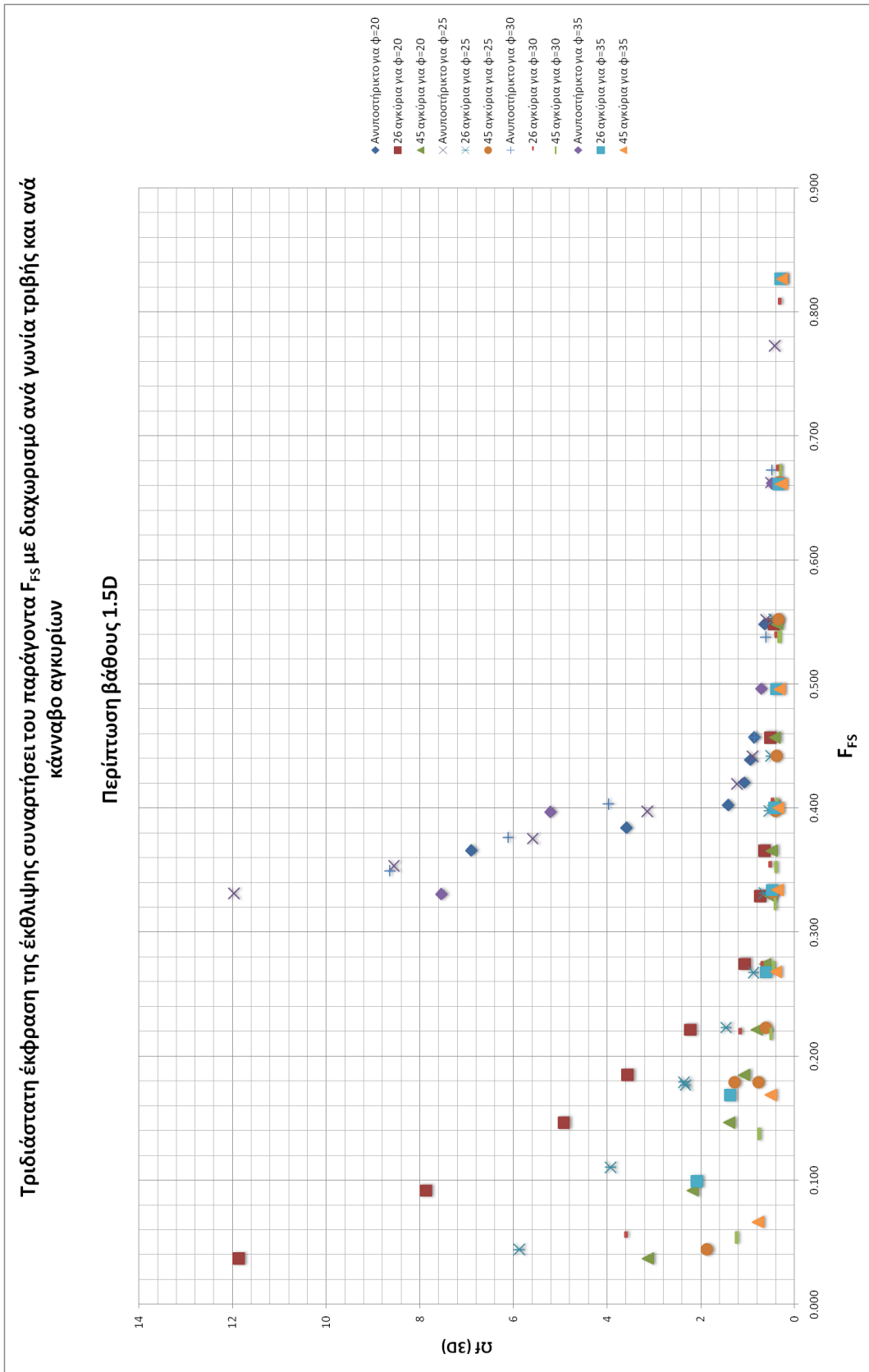
Η αλλαγή αυτή βελτίωσε μεν την ομοιογένεια των σημείων για κάθε κάνναβο, ωστόσο δεν κατάφερε να αντιμετωπίσει τον διαχωρισμό των σημείων που προκύπτουν για διαφορετικές γωνίες τριβής. Αυτό είναι λογικό, δεδομένου ότι στο ενισχυμένο με αγκύρια μέτωπο η γωνία τριβής παίζει πολύ σημαντικό ρόλο. Κάτι τέτοιο είναι άμεση απόρροια του ότι τα αγκύρια κρατούν το μέτωπο υπό θλίψη, άρα η συμπεριφορά του τελευταίου υπακούει στο μοντέλο Mohr Coulomb. Έτσι, όσο αυξάνει το βάθος, η βελτίωση που προσφέρουν τα αγκύρια είναι μεγαλύτερη, αφού η επίδρασή τους σύμφωνα με το καταστατικό μοντέλο M-C περιγράφεται με την βοήθεια της σχέσης:

$$\tau = c + \sigma_1 \times \tan\varphi$$

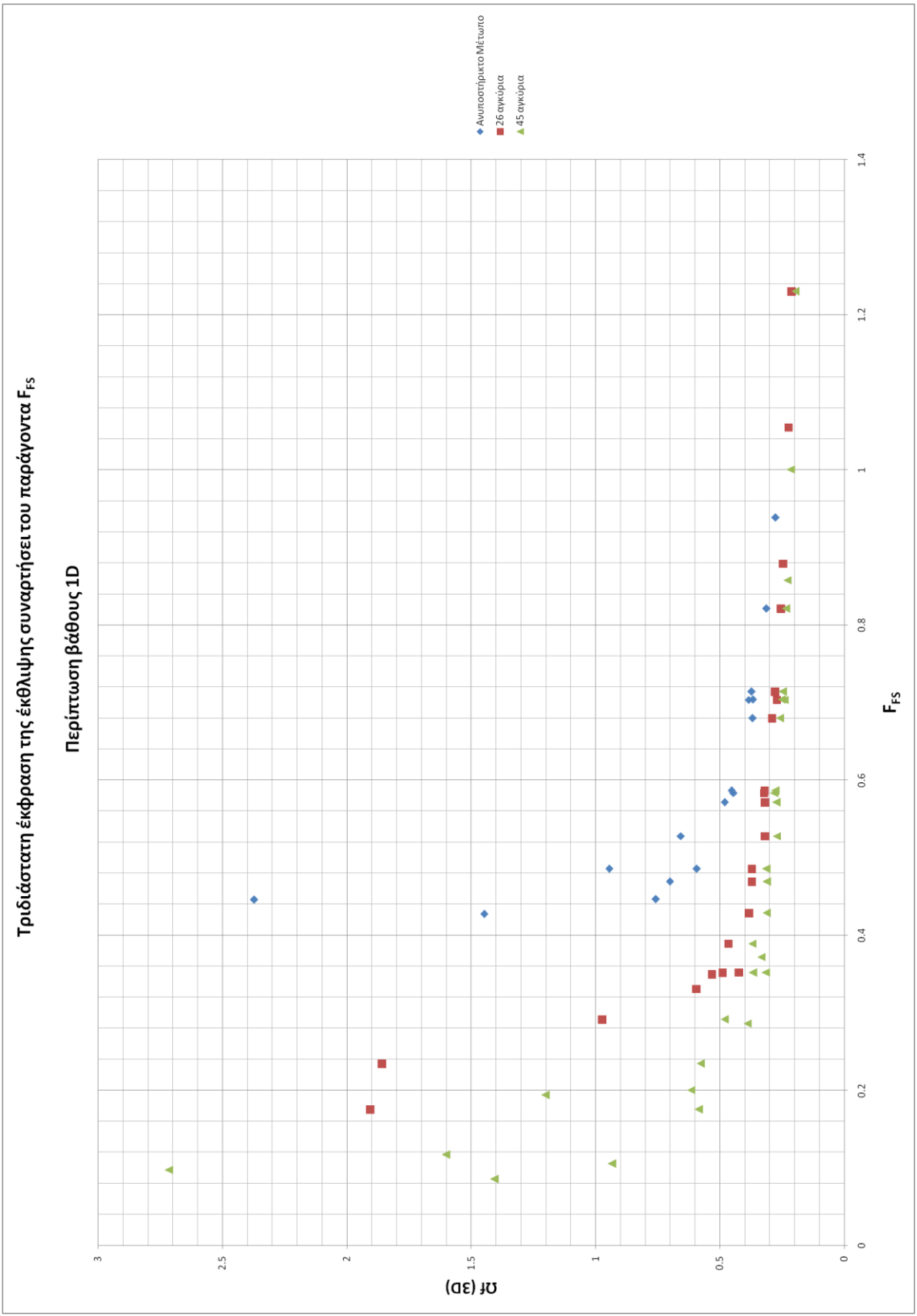
Σύμφωνα με την παραπάνω σχέση, και δεδομένου ότι η κατακόρυφη τάση ισοδυναμεί με τα γεωστατικά φορτία στη συγκεκριμένη θέση, η επίδραση της γωνίας τριβής αυξάνει δραστικά μαζί με το μέγεθος των γεωστατικών φορτίων, για αύξηση δηλαδή του βάθους.

Έτσι, τελικά βλέπουμε ότι στα διαγράμματα ομαδοποιούνται σημεία για ίδια γωνία τριβής, σχηματίζοντας καμπύλες διαφορετικές για τον ίδιο κάνναβο αγκυρίων. Η διαφοροποίηση αυτή δε, αυξάνει όσο αυξάνει το βάθος για τους παραπάνω λόγους.

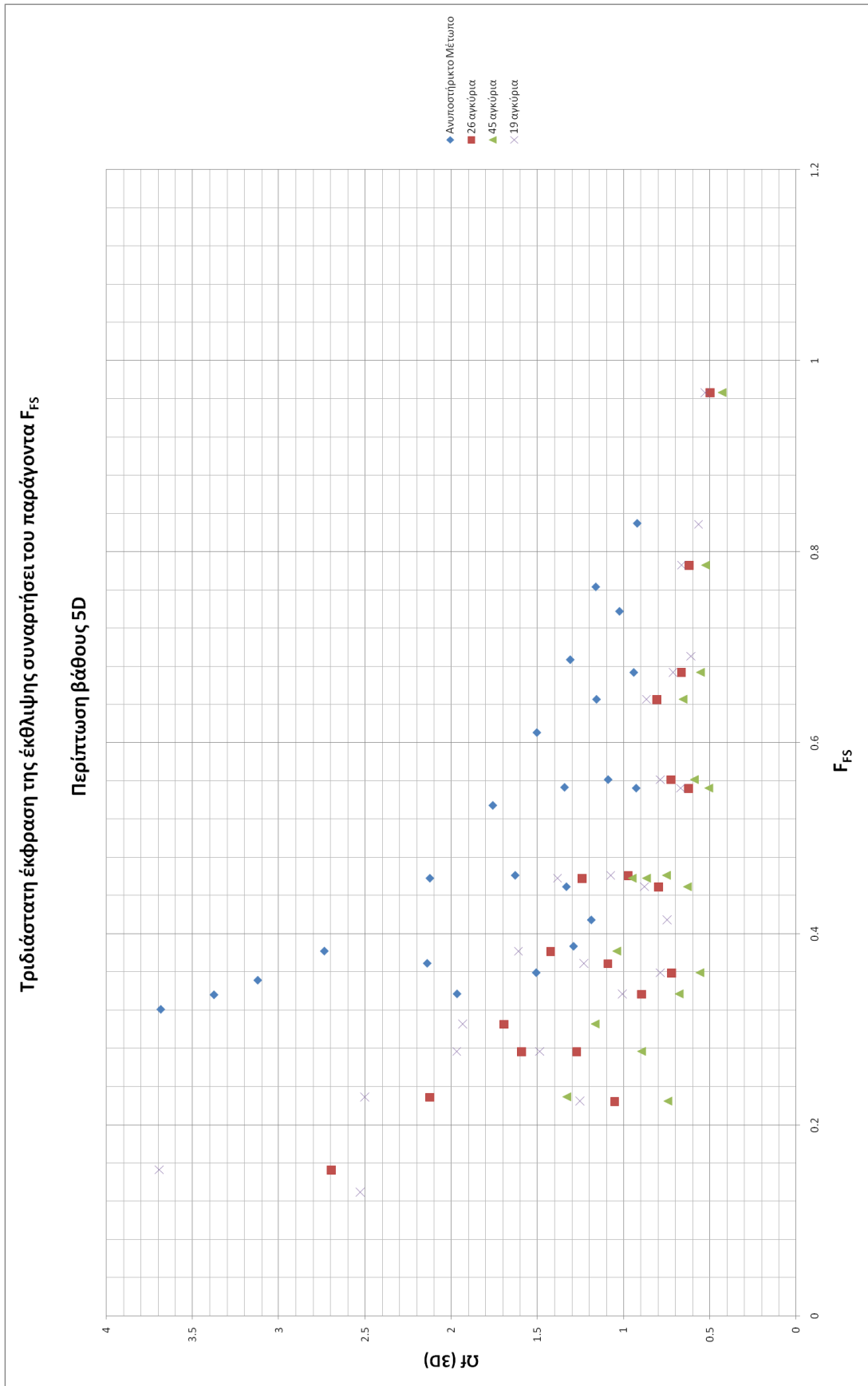
Παρακάτω φαίνεται παράδειγμα της διαφοροποίησης αυτής για την περίπτωση του βάθους των 15m, ενώ στη συνέχεια παρατίθενται τα διαγράμματα της τριδιάστατης έκφρασης της έκθλιψης για τον παράγοντα F_{FS} , συγκριτικά για τις περιπτώσεις των 10 και των 50 μέτρων, ώστε να καταστεί σαφής η αδυναμία χρήσης του ως ανεξάρτητης μεταβλητής για την κατάστρωση ενιαίων διαγραμμάτων, χρήση των οποίων θα μπορούσε να δίνει σαφή απάντηση για τον απαιτούμενο κάνναβο αγκυρίων.



Διάγραμμα 5.2.8: Διασπορά των αποτελεσμάτων λόγω επίδρασης γωνίας τριβής



Διάγραμμα 5.2.9: Μικρή διασπορά αποτελεσμάτων του F_{FS} για μικρό βάθος



Διάγραμμα 5.2.10: Μεγάλη διασπορά αποτελεσμάτων του F_{FS} για μεγάλο βάθος

5.2.3: Υιοθέτηση νέου συντελεστή F_{FS}^* για τη μελέτη της συμπεριφοράς του ενισχυμένου μετώπου

Έχοντας ως δεδομένη αυτή την διασπορά των αποτελεσμάτων για ίδιο κάρναβο και διαφορετικές γωνίες τριβής κρίθηκε σκόπιμη η αλλαγή του συντελεστή F_{FS} με τρόπο τέτοιο, ώστε τα αποτελέσματα για κάθε κάρναβο σε συγκεκριμένο βάθος να αποτελούν μια ενιαία νοητή γραμμή. Ο μόνος τρόπος να καταστεί κάτι τέτοιο δυνατόν θα ήταν στον συντελεστή F_{FS} να αυξήσουμε τη συμμετοχή της γωνίας τριβής. Έτσι, υψώθηκε ο παράγοντας $\tan(45+\phi/2)$ στον εκθέτη 2.5, και εν συνεχεία παρατηρήσαμε τις αλλαγές στα διαγράμματα.

$$F_{FS}' = (2 \times c \times \tan^{2.5}(45 + \phi/2)(\gamma \times H^{0.15} \times D^{0.85})$$

Ενώ η κατάσταση βελτιώθηκε αισθητά, ως προς την απόκλιση των σημείων μεταξύ τους στα μικρά βάθη, όσο μεγάλωνε το βάθος υπήρχε μια τάση να προκύψει και πάλι η διασπορά αυτή. Έτσι, η επόμενη στρατηγική κίνηση ήταν στην αύξηση του παράγοντα της γωνίας τριβής να συμπεριλάβουμε με κάποιο τρόπο το βάθος. Πράγματι, στον εκθέτη του παράγοντα $\tan(45+\phi/2)$, ο οποίος παραπάνω θεωρήθηκε ίσος με 2.5, προστέθηκε ο αδιάστατος λόγος H/D , που διαφοροποιούταν προφανώς για κάθε βάθος. Επειδή όμως οι δοκιμές μας έδειξαν ότι ο παράγων αυτός οδηγούσε σε μεγάλη διαφοροποίηση τον συντελεστή F_{FS}^* για τα μεγαλύτερα βάθη, η επίδραση του βάθους μειώθηκε με την προσθήκη του μειωτικού συντελεστή 0.8. Έτσι ο νέος συντελεστής βάσει του οποίου έγιναν τα νέα διαγράμματα για την επίδραση των αγκυριών στο μέτωπο ήταν ο εξής:

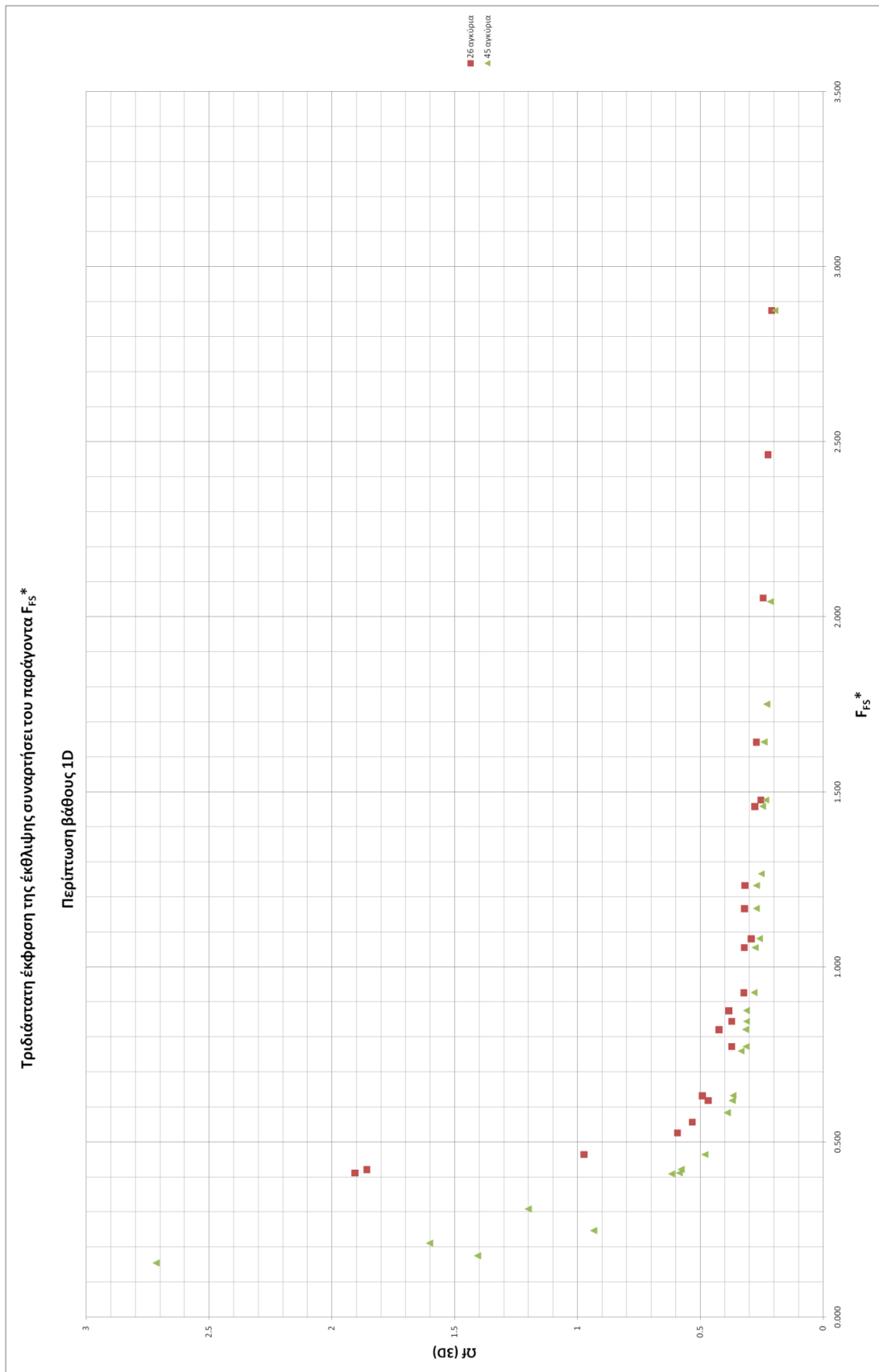
$$F_{FS}^* = (2 \times c \times \tan^{(2.5 + \frac{0.8H}{D})}(45 + \phi/2)(\gamma \times H^{0.15} \times D^{0.85})$$

Κατασκευάζοντας τα διαγράμματα με τον άνωθεν συντελεστή στον οριζόντιο άξονα, παρατηρήσαμε πως πράγματι υπήρξε μια σωστή κατανομή των σημείων για κάθε κάρναβο, και για όλες τις περιπτώσεις των αβαθών σηράγγων που μελετήσαμε. Ωστόσο, ο συντελεστής αυτός δεν μπόρεσε να λειτουργήσει σωστά για την περίπτωση της βαθιάς σήραγγας των 50m. Αυτό ήταν αναμενόμενο, καθώς ο αντίστοιχος λογικός συντελεστής F_{FS} για τις ανυποστήρικτες σήραγγες πάλι παρουσιάζει προβλήματα για μεγάλα βάθη.

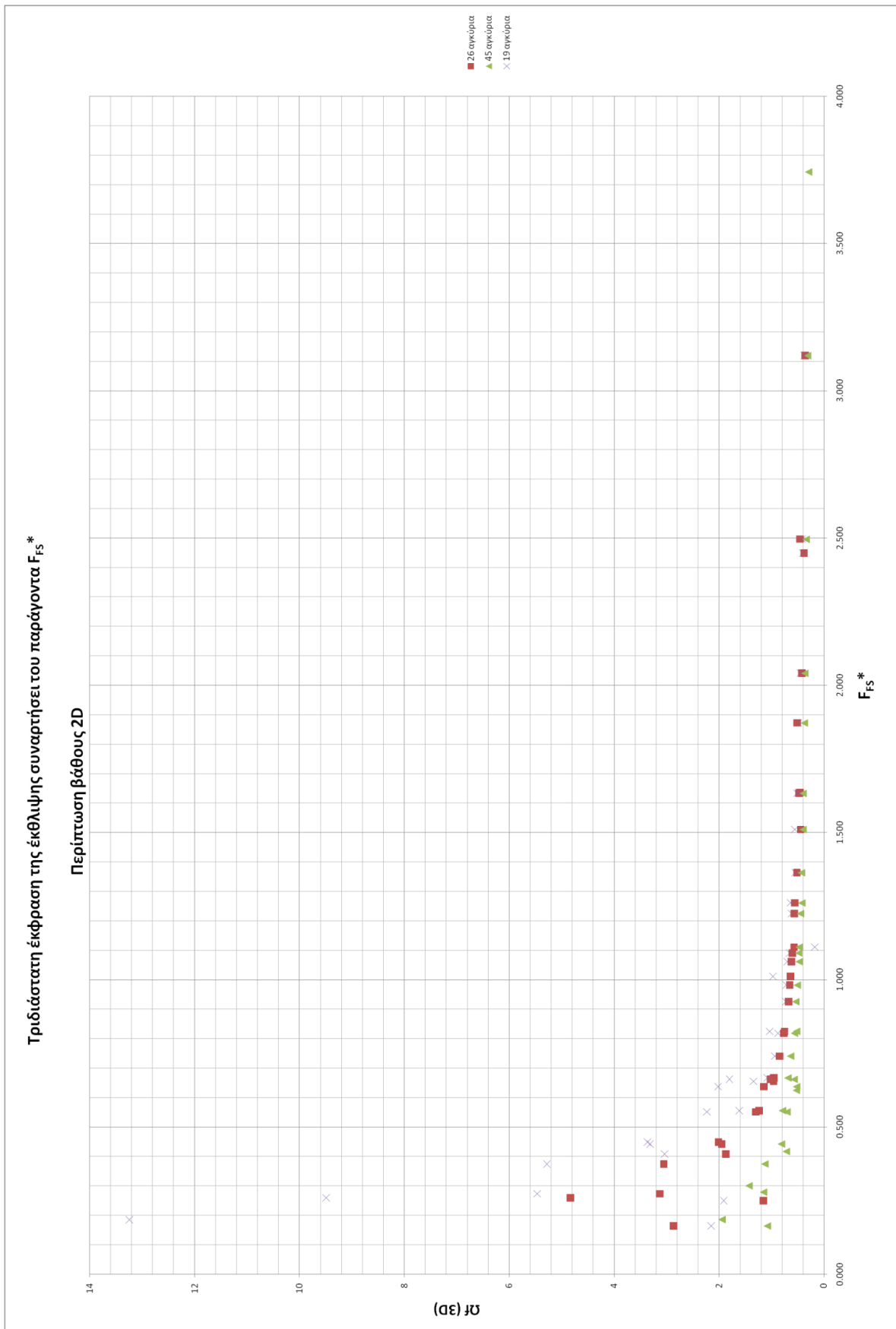
Ενδεχομένως, αν υπήρχαν αναλύσεις με αγκύρια και για τη σήραγγα των 100m βάθους, να προέκυπτε και από εκεί το ότι η διαφοροποίηση που κάναμε στον συντελεστή F_{FS} ήταν ανεπαρκής, και θα έπρεπε με κάποιον τρόπο να αυξήσουμε την επίδραση του βάθους στον τύπο. Λόγω πολύ

μεγάλου επιπρόσθετου υπολογιστικού χρόνου, αποφασίστηκε να μην προχωρήσουμε σε τέτοιες αναλύσεις, οι οποίες ωστόσο προτείνονται ως αντικείμενο κάποιας επόμενης διπλωματικής εργασίας. Εξάλλου, μια και από μόνο τις αναλύσεις των 50m δε θα μπορούσαν να βγουν ασφαλή συμπεράσματα για τις βαθιές σήραγγες, για τις ανάγκες της συγκεκριμένης εργασίας κατασκευάστηκαν διαγράμματα απαιτούμενων καννάβων μόνο για τις αβαθείς. Έτσι καθίσταται πολύ ενδιαφέρον μια μελλοντική εργασία έχοντας κατηγοριοποιημένα τα αποτελέσματα για τις σήραγγες των 50m με τρεις διαφορετικούς καννάβους, να διαμορφωθεί κατάλληλα ο συντελεστής αυτός ώστε να μπορεί να δίνει αποτελέσματα που να αφορούν και τις βαθιές σήραγγες πέραν των αβαθών.

Με ξεκάθαρες πλέον τις κατανομές των μετακινήσεων για κάθε κάνναβο και για κάθε βάθος, στάθηκε δυνατό να μπορέσουμε για κάθε βάθος να γνωρίζουμε ανάλογα με τον συντελεστή F_{FS}^* για ποιά τιμή του τελευταίου το μέτωπο ξεκινάει να περνάει στην πλαστική περιοχή. Το εύρημα αυτό είναι εξέχουσας σημασίας, δεδομένου ότι πλέον ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του εδάφους και το βάθος, μπορούμε να επιλέγουμε ανάμεσα σε δύο ή σε τρεις καννάβους αγκυρίων, ώστε να διαστασιολογούμε όσο το δυνατόν οικονομικότερα. Στις παρακάτω σελίδες παρουσιάζονται τα διαγράμματα τις δύο ακραίες τιμές του βάθους, για τις αβαθείς πάντα σήραγγες, ενώ τα υπόλοιπα βρίσκονται συγκεντρωμένα στα ανάλογα παραρτήματα στο τέλος.



Διάγραμμα 5.2.11: Τριδιάστατη έκφραση του Ω ως προς τον νέο παράγοντα F_{FS}^* για 10m



Διάγραμμα 5.2.12: Τριδιάστατη έκφραση του Ω ως προς τον νέο παράγοντα F_{FS}^* για 20m

5.3 Συμπεράσματα σε σχέση με τους απαιτούμενους καννάβους

Σύμφωνα με τα διαγράμματα των προηγούμενων σελίδων για το κάθε βάθος, μπορούμε να αποφανθούμε για τις περιοχές του παράγοντα F_{FS}^* , για τις οποίες χρειαζόμαστε τον πυκνό κάνναβο, και αυτές για τις οποίες αρκεί και ένας από τους δύο αραιότερους. Η χρησιμότητα αυτού του συμπεράσματος είναι προφανής, αφού τα αγκύρια είναι πολύ ακριβές διατάξεις, και χρήση του οικονομικότερου καννάβου θα μπορούσε να οδηγήσει σε είτε πολύ οικονομικότερο προϋπολογισμό έως και να είναι κρίσιμη για τη τεχνοοικονομική βιωσιμότητα του έργου.

Η λογική εντοπισμού των θέσεων αυτών περιγράφηκε παραπάνω, ουσιαστικά το όριο που χρειαζόμαστε είναι το σημείο στο οποίο η αύξηση των μετακινήσεων παύει να είναι γραμμική.

Σύμφωνα με τα παραπάνω, κατασκευάζεται ο παρακάτω πίνακας, με δεδομένα από τα διαγράμματα της τριδιάστατης έκφρασης της έκθλιψης.

F_{FS}^*	Απαιτούμενος κάνναβος	Βάθος εκσκαφής
$0.60 < F_{FS}^* < 0.80$	45 αγκύρια	H=10m
> 0.80	26 αγκύρια	
$0.50 < F_{FS}^* < 0.65$	45 αγκύρια	H=15m
> 0.65	26 αγκύρια	
$0.40 < F_{FS}^* < 0.55$	45 αγκύρια	H=20m
$0.55 < F_{FS}^* < 0.70$	26 αγκύρια	
> 0.70	19 αγκύρια	

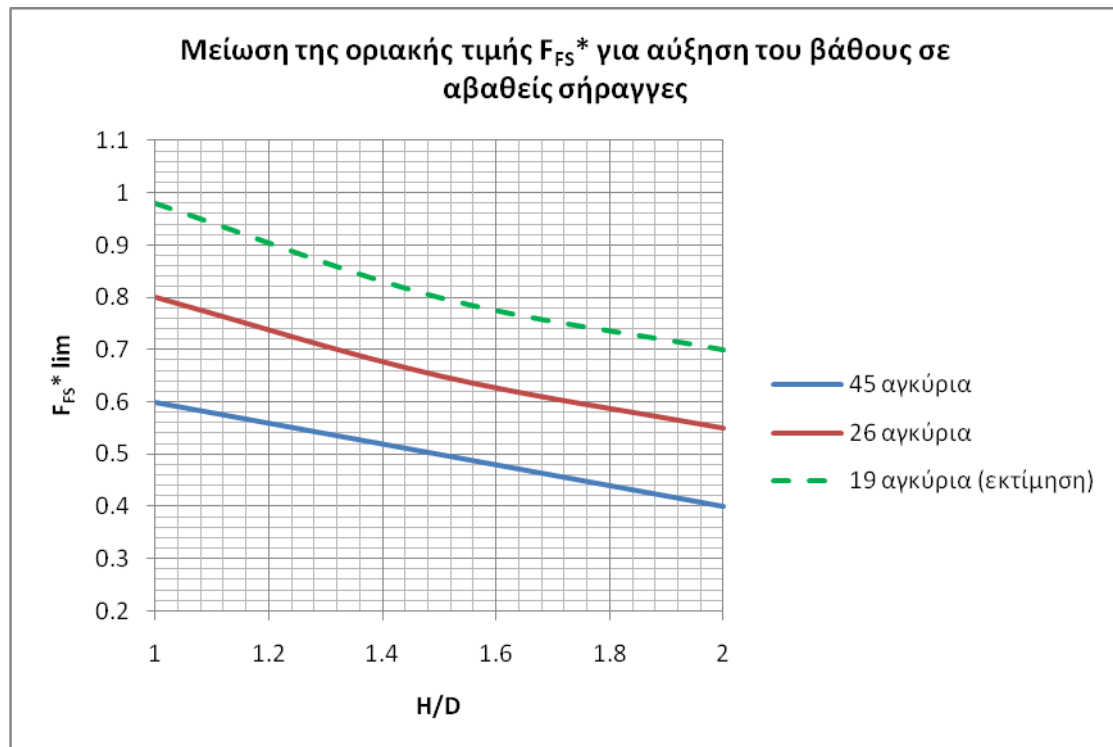
Πίνακας 5.3.1: Οριακές τιμές F_{FS}^* για κάθε κάνναβο αγκυρίων σε αβαθείς σήραγγες

Όπως ήταν αναμενόμενο, τα σημεία καμπής είναι πρακτικώς τα ίδια, είτε μιλάμε για τη διδιάστατη έκφραση είτε για την τριδιάστατη, για τον λόγο αυτό δεν κρίθηκε σκόπιμο να κατασκευαστεί ο αντίστοιχος πίνακας που θα προέκυπτε από τα διαγράμματα της διδιάστατης έκφρασης της έκθλιψης. Οι ελάχιστες αποκλίσεις που πιθανώς θα συναντούσαμε είναι εξάλλου περισσότερο σφάλμα ανάγνωσης του διαγράμματος παρά ουσιαστική διαφοροποίηση. Αυτό οφείλεται στο ότι ο παράγων Ωf είναι κατ'ουσίαν ο ίδιος, απλά εκφρασμένος με διαφορετική μορφή, συνεπώς παρουσιάζει τα ίδια οριακά σημεία.

Παρατηρώντας τον παραπάνω πίνακα, μπορούμε να διακρίνουμε μια απολύτως γραμμική μείωση για την οριακή τιμή του συντελεστή F_{FS}^* . Δεδομένου ότι μιλάμε για αντίστοιχα "γραμμική" μεταβολή στο βάθος, το συμπέρασμα είναι αρκετά χρήσιμο, αφού μπορούμε να το χρησιμοποιήσουμε με σχετική ασφάλεια για οποιοδήποτε ενδιάμεσο βάθος, όχι για την τελική διαστασιολόγηση της προσωρινής υποστήριξης, αλλά ως "σημείο έναρξης", για τη διενέργεια δοκιμών σε σχέση με την επάρκεια υποστήριξης.

Για να καταστούν τα παραπάνω πιο εποπτικά, κατασκευάζεται το παρακάτω διάγραμμα για τη μείωση της οριακής τιμής του συντελεστή για αύξηση του βάθους, στην περίπτωση πάντα των

αβαθών σηράγγων. Φυσικά για τον κάρναβο των 19 ακυρίων δε μπορούμε να βγάλουμε ασφαλή συμπεράσματα, αφού σε ό,τι έχει να κάνει με αβαθείς σήραγγες έχουμε αποτελέσματα μόνο για ένα συγκεκριμένο βάθος, αυτό των 20m. Ωστόσο, δεδομένης της σχεδόν γραμμικής συμπεριφοράς των υπολοίπων καννάβων, υποθέτουμε την παρακάτω μορφή, προς επιβεβαίωση φυσικά από επόμενες έρευνες. Η ελάχιστη απόκλιση της από τη γραμμική συμπεριφορά σε πολύ μικρά βάθη είναι πάλι εκτίμηση που αναφέρεται στην ελλειπή ολοκλήρωση της τοξωτής λειτουργίας, σε συνδυασμό με τον πολύ αραιό κάρναβο.



Διάγραμμα 5.3.2: Μείωση της οριακής τιμής F_{FS}^* για αύξηση του βάθους σε αβαθείς σήραγγες

5.4: Συμπεράσματα

- Έγιναν λεπτομερείς πίνακες που δίνουν τρεις διαφορετικές εκφράσεις της εξώθησης ανυποστήρικτου μετώπου για 6 βάθη. Οι πίνακες αυτοί πλέον είναι διαθέσιμοι σε εύχρηστη μορφή για κάθε περαιτέρω έρευνα σχετικά με την ευστάθεια μετώπου, εξοικονομώντας πολύτιμο χρόνο.
- Τα αποτελέσματα πλοταρίστηκαν σε διαγράμματα, τόσο βάσει της μονοαξονικής αντοχής σε θλίψη, όσο και του παράγοντα F_{FS} (Προυντζόπουλος, Καββαδάς, 2010), με τον τελευταίο να δίνει μια σαφή εικόνα για την επάρκεια του ανυποστήρικτου μετώπου σε αβαθείς σήραγγες για τους περισσότερους πιθανούς συνδυασμούς παραμέτρων αντοχής.

- Παρατηρήθηκε ότι υπήρχαν τιμές του συντελεστή FFS, για τις οποίες το μέτωπο παρουσιάζει ικανοποιητική ευστάθεια χωρίς την ανάγκη πρόσθετης ενίσχυσης.
- Επιβεβαιώθηκε μέσω των αποτελεσμάτων για βαθιές σήραγγες η μη καταλληλότητα του παράγοντα F_{FS} για τη μελέτη της επάρκειάς του ανυποστήρικτου μετώπου.
- Κατασκευάστηκαν λεπτομερείς πίνακες για τρεις διαφορετικές εκφράσεις της εξώθησης ενισχυμένου μετώπου, για τρεις διαφορετικούς καννάβους αγκυρίων (45, 26, και 19 αγκυρίων στο μέτωπο). Η πλήρης αυτή καταγραφή θα κάνει πολύ ευκολότερη οποιαδήποτε μελλοντική έρευνα περί των αγκυρίων μετώπου.
- Διαπιστώθηκε ακαταλληλότητα του παράγοντα F_{FS} (Προυντζόπουλος, Καββαδάς, 2010), για την περιγραφή των αποτελεσμάτων, λόγω του ιδιαίτερα αυξημένου ρόλου της γωνίας τριβής για την περίπτωση του ενισχυμένου μετώπου. Για σύγκριση εξωθήσεων που
- Διαμορφώθηκε ο νέος παράγοντας F_{FS}^* , ο οποίος έδωσε σαφέστερη εικόνα για την επάρκεια κάθε διαθέσιμου καννάβου αγκυρίων, αποφεύγοντας τη διασπορά των αποτελεσμάτων του F_{FS} .
- Κατασκευάστηκε πίνακας, και αντίστοιχο διάγραμμα που δίνει για την περίπτωση των αβαθών σηράγγων σαφώς τη μείωση της κρίσιμης τιμής του F_{FS}^* για αύξηση του βάθους. Η μείωση αυτή διαπιστώθηκε ότι είναι σχεδόν γραμμική, δίνοντας έτσι έναν πολύ απλό και σύντομο τρόπο να υπολογίζεται μια αρχική προσέγγιση του απαιτούμενου καννάβου αγκύρωσης, ώστε να αρχίσει από μια σωστή αρχική τιμή η λεπτομερής του διαστασιολόγηση.

Κρίνεται κάτι παραπάνω από επιθυμητό επόμενοι συνάδελφοι σε διπλωματικές να διερευνήσουν αναλυτικότερα τη συμπεριφορά των σηράγγων μεγάλου βάθους, και να τροποποιήσουν κατάλληλα τον παράγοντα FFS^* , έτσι ώστε να μπορέσουμε κάποια στιγμή να έχουμε έναν ενιαίο παράγοντα για όλα τα βάθη, που θα μπορέσει να δώσει μια πραγματικά χρήσιμη κατανομή των αναγκαίων καννάβων ενίσχυσης, σε συνάρτηση για το βάθος.

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω δε, θα ήταν επιθυμητό στο μέλλον να διερευνηθεί διεξοδικά η συμπεριφορά ενός πολύ αραιού καννάβου σε μικρό βάθος, όπως π.χ. στα 10m.

Βιβλιογραφία:

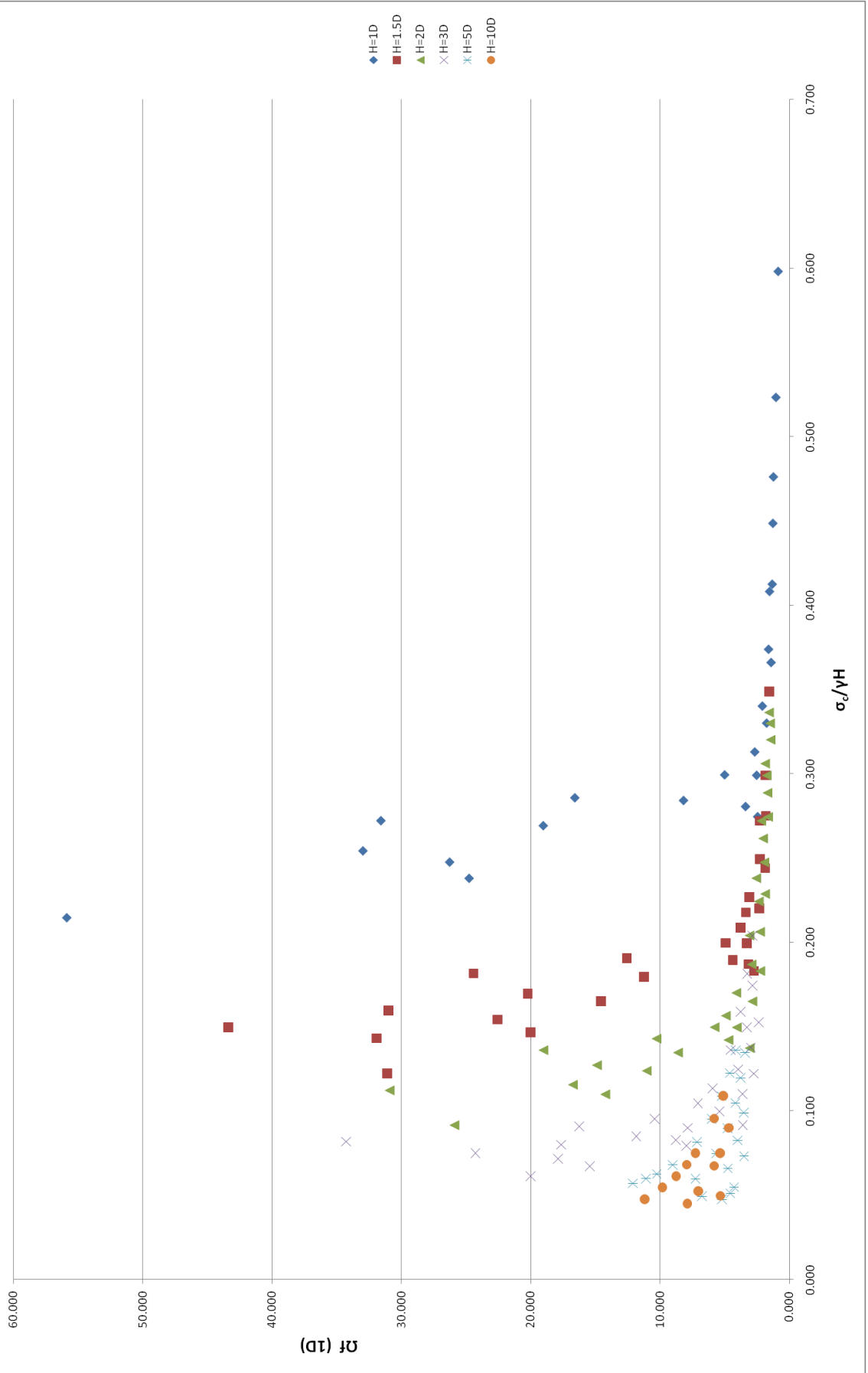
1. Γκαζέτας Γ., 2005, *Εδαφομηχανική*, ΕΜΠ
2. Γκαζέτας Γ., Καββαδάς Μ., 2007, *Αλληλεπίδραση Εδάφους – Κατασκευής*, ΕΜΠ
3. Καββαδάς Μ., 2005, *Σχεδιασμός Υπογείων Έργων*, ΕΜΠ
4. Καββαδάς Μ., 2005, *Στοιχεία Εδαφομηχανικής*, ΕΜΠ
5. Κουρεντζής Β., 2008, *Διερεύνηση της επίδρασης αγκυρίων fibreglass στην ευστάθεια μετώπου εκσκαφής σηράγγων*, Διπλωματική εργασία, Τομέας Γεωτεχνικής, ΕΜΠ
6. Κωνσταντζός Ι., 2009, *Αριθμητική διερεύνηση της ευστάθειας μετώπου αβαθών και βαθέων σηράγγων, ενισχυμένου με αγκύρια fiberglass*, Διπλωματική εργασία, Τομέας Γεωτεχνικής, ΕΜΠ
7. Λαζαρίδη Ε., 2005, *Μέθοδοι ενίσχυσης μετώπου διάνοιξης σηράγγων*, Μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία, Τομέας γεωτεχνικής, ΕΜΠ
8. Παπαδόπουλος Β., 2005, *Σημειώσεις μαθήματος Βραχομηχανική – Σήραγγες*, ΕΜΠ
9. Προυντζόπουλος Γ. & Καββαδάς Μ. *Ευστάθεια και Παραμορφώσεις Μπροστά από το Μέτωπο Εκσκαφής Σηράγγων. Σύγκριση Αριθμητικών Αναλύσεων με Αναλυτική Μέθοδο*. 6ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής. Βόλος, 29 Σεπτεμβρίου – 1 Οκτωβρίου 2010
10. Προυντζόπουλος Γ. & Καββαδάς Μ., *Η Επίδραση των Αγκυρίων Μετώπου στην Ευστάθεια Σηράγγων. Παραμετρική Διερεύνηση με Πεπερασμένα Στοιχεία*. 6ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής. Βόλος, 29 Σεπτεμβρίου – 1 Οκτωβρίου 2010
11. Τζιβάκος Κ., *Αριθμητική διερεύνηση της ευστάθειας μετώπου εκσκαφής σήραγγας*, Μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία, τομέας Γεωτεχνικής ΕΜΠ.
12. Anagnostou G. & Serafeimidis K., *The dimensioning of tunnel face reinforcement*, ITA-AITES World Tunnel Congress "Underground Space –the 4th Diminsion of Metropolises", Prague, 5-10 May 2007
13. Barla G., *Tunnelling under squeezing rock conditions*
14. Funatsu T, Hoshino T., Sawae H., Shimizu N., 2007, *Numerical analysis to better understand the mechanism of the effects of ground supports and reinforcements on the stability of tunnels using the distinct element method*, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol.23, I.5, p. 561-572
15. Galli G., Grimaldi A., Leonardi A., 2004, *Three-dimensional modelling of tunnel excavation and lining*, Computers and Geotechnics, 31, p. 171-183
16. Hoek E., 2000, *Big tunnels in bad rock, Terzaghi lecture*, ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, No.9, p.726-740

17. Kamata Hirohisa, Mashimo Hideto, 2003, *Centrifuge model test of tunnel face reinforcement by bolting*, Tunnelling and Underground Space Technology, 18, p. 205-212
18. Kavvadas M., 2005, *Numerical Analysis in the Design of Urban Tunnels*, Keynote Lecture, 11th International Conference of IACMAG, 4, p. 453-466
19. Kavvadas, M. and Proutzopoulos, G., (2009). "3D Analyses of Tunnel Face Reinforcement using Fibreglass Nails". Proceedings of the 2nd International Conference on Computational Methods in Tunnelling, Ruhr University Bochum, 9-11 September 2009, pp. 825-832.
20. Kavvadas, M., Proutzopoulos, G. and Tzivakos, K., 2009. "Prediction of Face Stability in Unsupported Tunnels using 3D Finite Element Analyses". Proceedings of the 2nd International Conference on Computational Methods in Tunnelling, Ruhr University Bochum, 9-11 September 2009, pp. 259-266.
21. Lunardi P., 2000, *The Design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils*, ADECO-RS Approach T&T International, 2002
22. Ng C.W.W., Lee G.T.K., 2002, *A three-dimensional parametric study of the use of soil nails for stabilising tunnel faces*, Computers and Geotechnics, 29, p. 673-697
23. Peila D., 1994, *A theoretical study of reinforcement influence on the stability of a tunnel face*, Geotechnical and Geological Engineering, 12, p. 145-168
24. Serafeimidis K., Ramoni M. & Anagnostou G., *Analysing the stability of reinforced tunnel facings*, Geotechnical Engineering in Urban Environments, vol.1 p. 1079- 1085
25. Shin Jong-Ho, Choi Yong-Ki, Kwon Oh-Yeob, Lee Sang -Duk, 2006, Model testing for pipe-reinforced tunnel heading in a granular soil, Tunnelling and Underground Technology, vol.23, no.3, p. 241-250
26. Yoo, C., Shin H.K., 2002. "Deformation behaviour of tunnel face reinforced with longitudinal pipes—laboratory and numerical investigation". Tunnelling and Underground Space Technology, Vol.18, pp. 303-319.

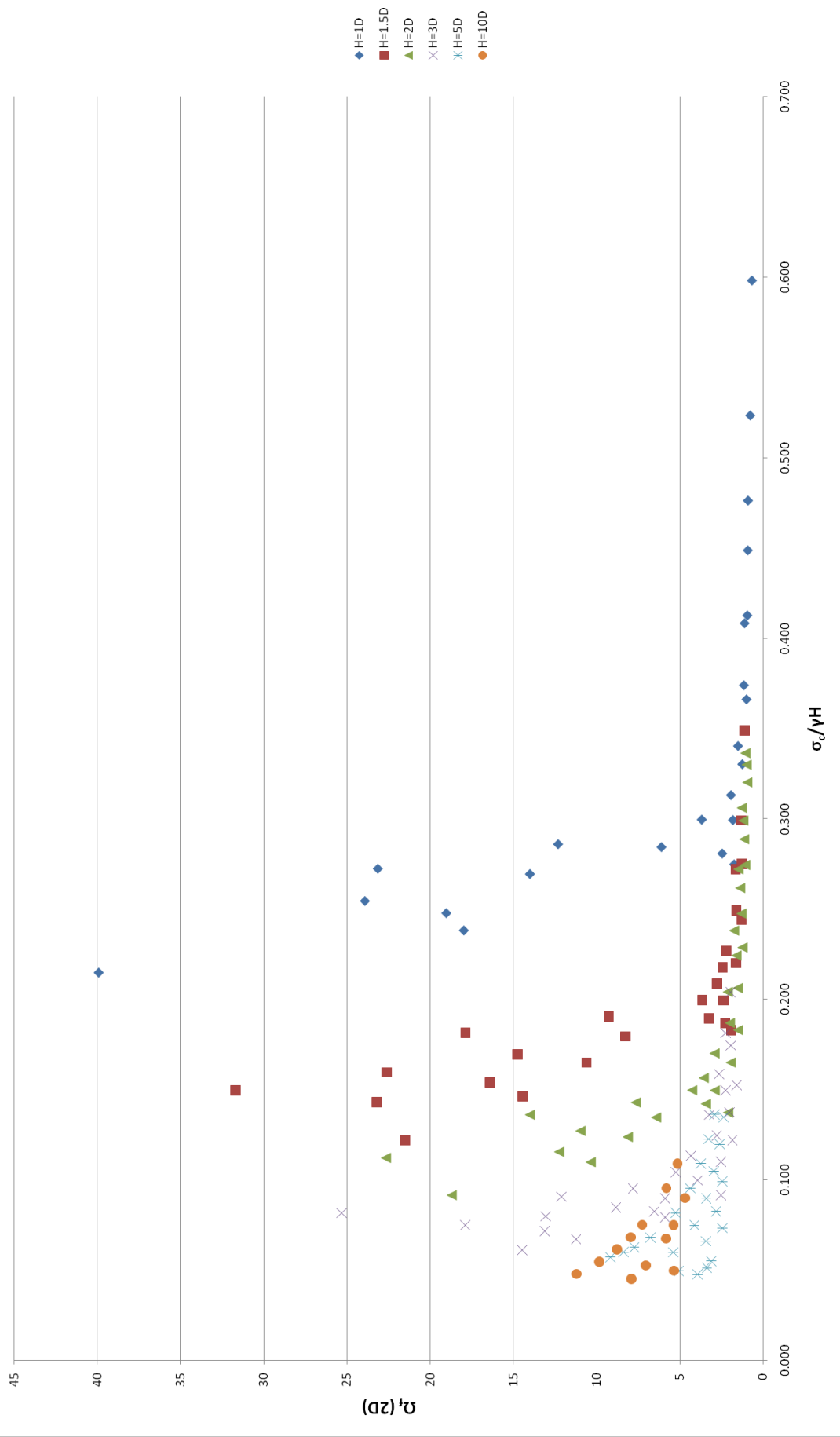
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ι.

**Διαγράμματα μονοδιάστατης, διδιάστατης και τριδιάστατης
έκφρασης της έκθλιψης για αγκυρωμένο μέτωπο, με εξαρτημένη
μεταβλητή των παραγόντα σ_c/γ_H**

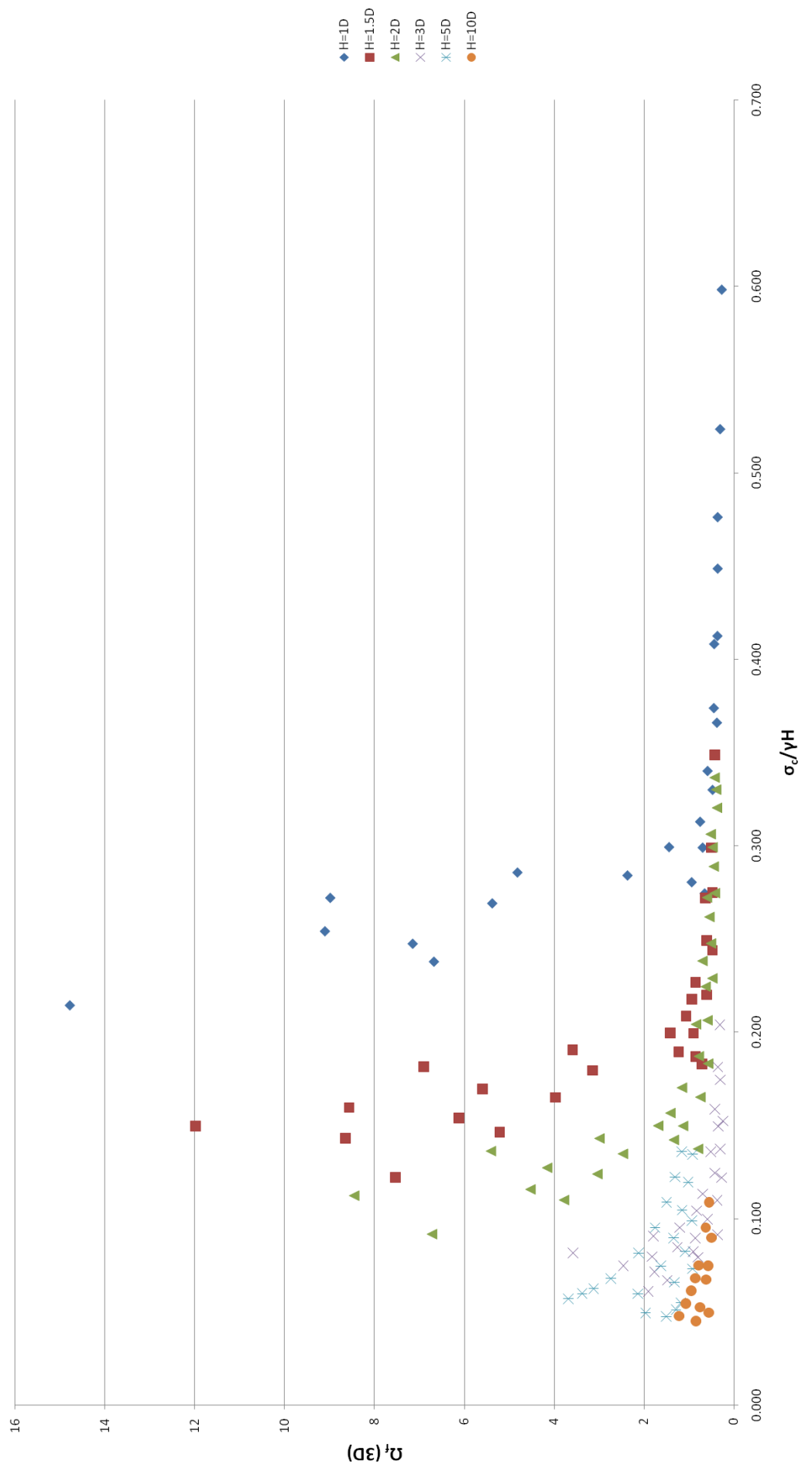
Διάγραμμα εξάρτησης του Ω_i από τον $\sigma_c/\gamma H$ για μονοδιάστατη έκφραση της έκθλιψης στο κέντρο του μετώπου



Διάγραμμα εξάρτησης του Ω_f από τον $\sigma_c/\gamma H$ για 2-διάστατη έκφραση της έκθλιψης στην κατακόρυφο του κέντρου της σήραγγας



Διάγραμμα εξάρτησης του Ω_f από τον $\sigma_c/\gamma H$ για 3-διάστατη έκφραση της έκθλιψης σε όλη την επιφάνεια του μετώπου

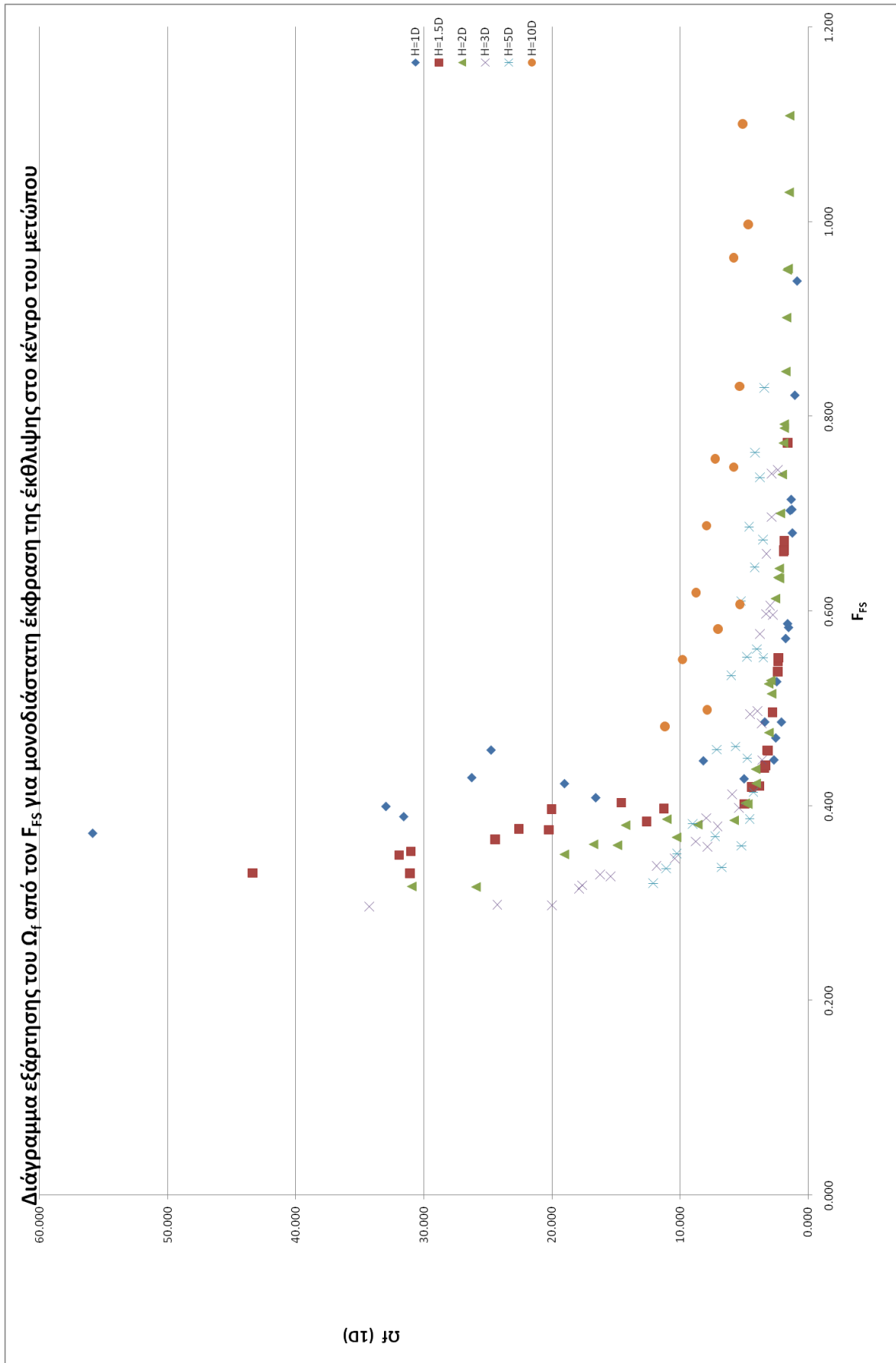


ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΙΙ.

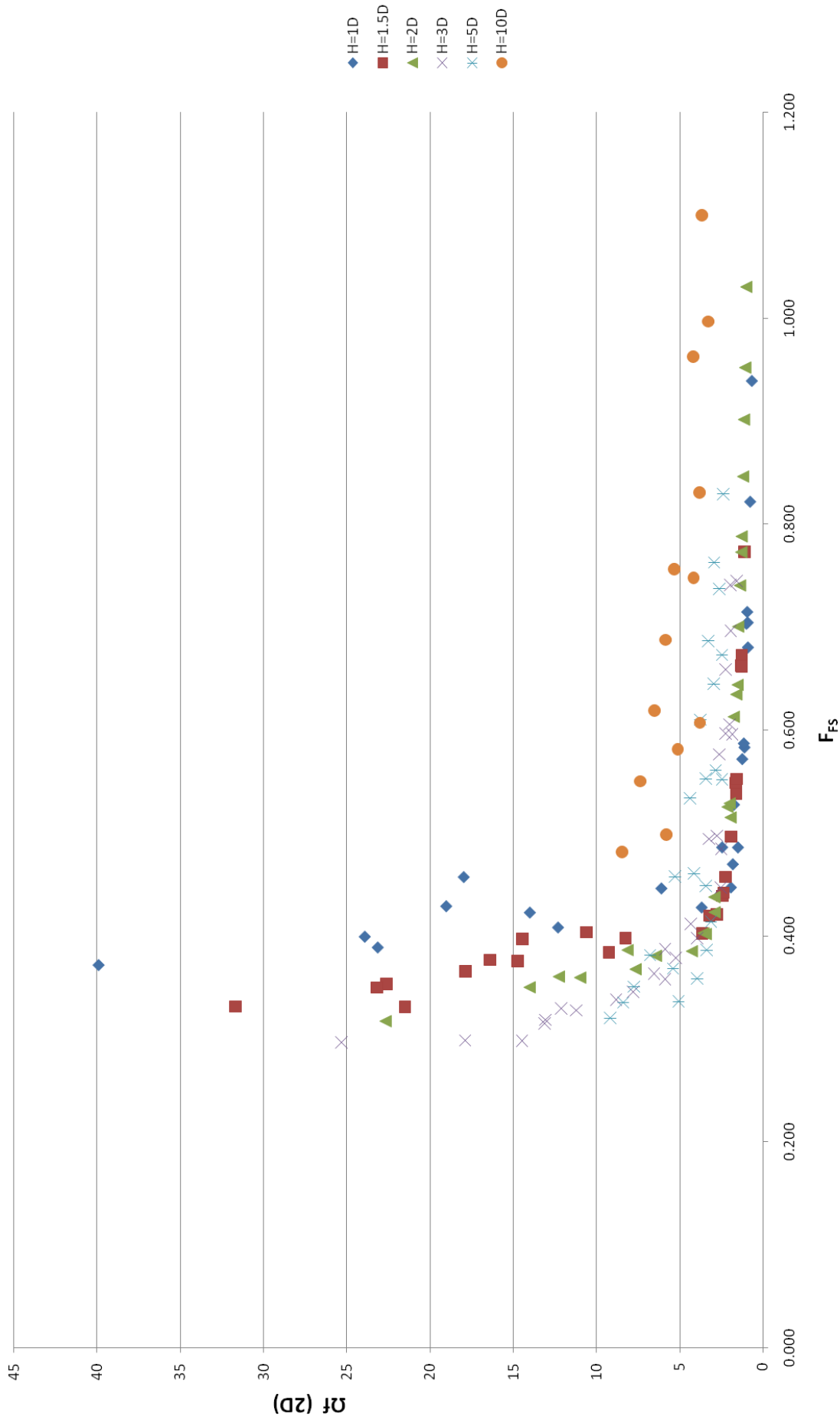
**Διαγράμματα μονοδιάστατης, διδιάστατης και τριδιάστατης
έκφρασης της έκθλιψης για αγκυρωμένο μέτωπο, με εξαρτημένη
μεταβλητή των παράγοντα F_{FS}**

(Προυντζόπουλος & Καββαδάς , 2010)

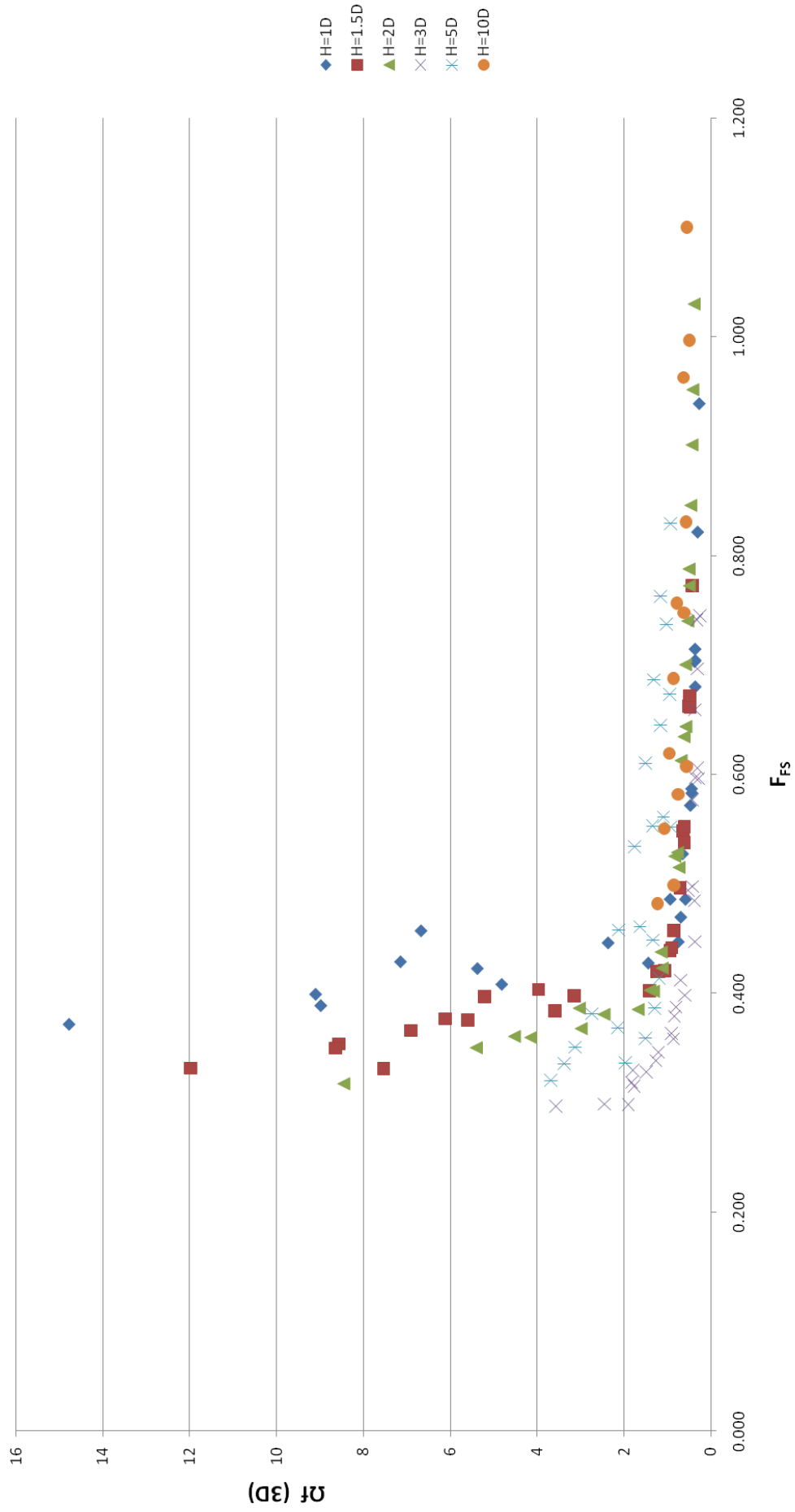
Διάγραμμα εξάρτησης του Ω_f από τον F_{FS} για μονοδιάστατη έκφραση της έκθλιψης στο κέντρο του μετώπου



Διάγραμμα εξάρτησης του Ω_f από τον F_{FS} για διδιάστατη έκφραση της έκθλιψης στην κατακόρυφο που διέρχεται από το κέντρο της σήραγγας



Διάγραμμα εξάρτησης του Ω_f από τον F_{FS} για 3-διάστατη έκφραση της έκθλιψης σε όλη την επιφάνεια του μετώπου



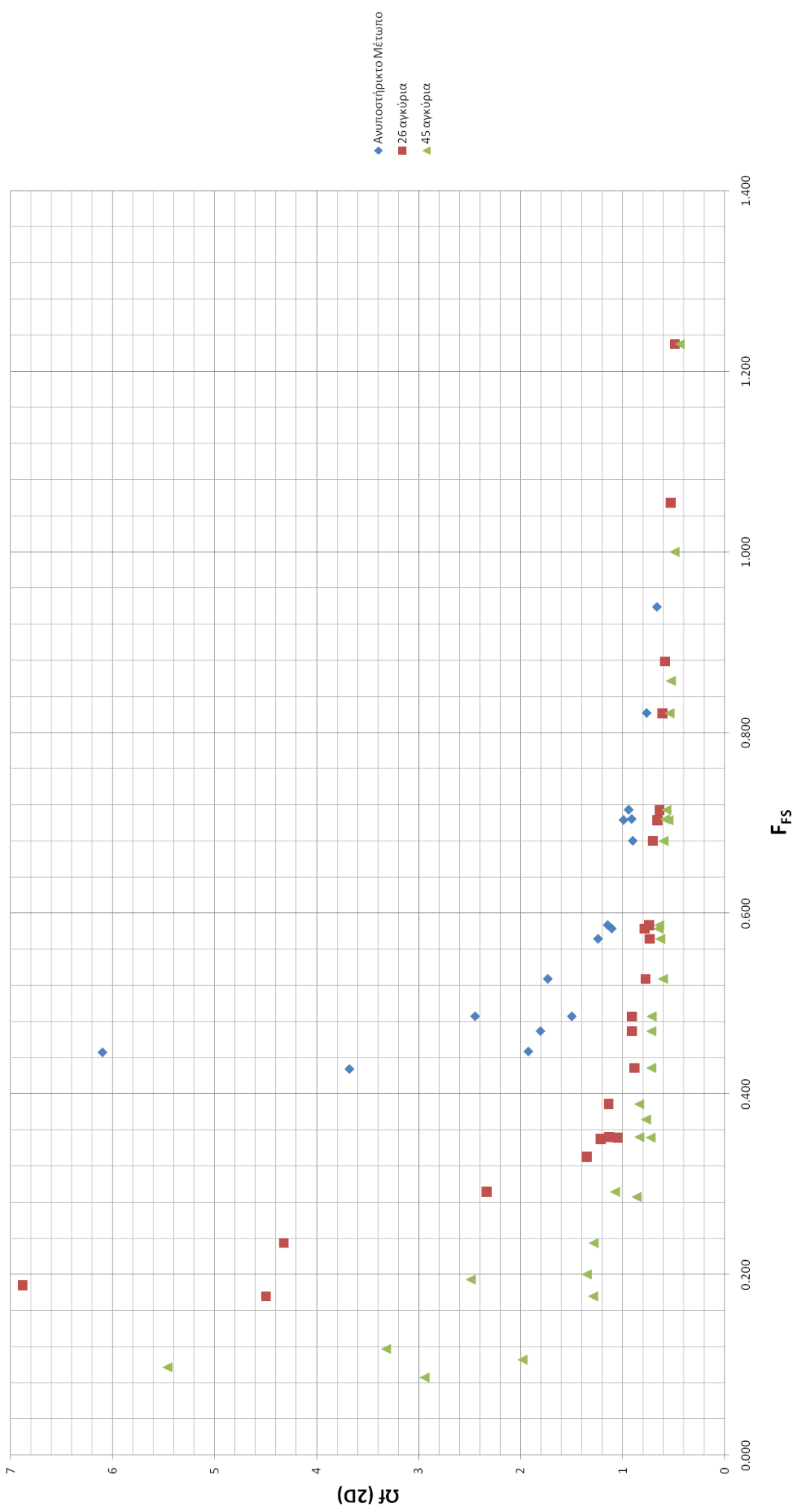
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΙΙΙ.

**Διαγράμματα διδιάστατης έκφρασης της έκθλιψης για
αγκυρωμένο μέτωπο, με εξαρτημένη μεταβλητή των παράγοντα**

F_{FS}

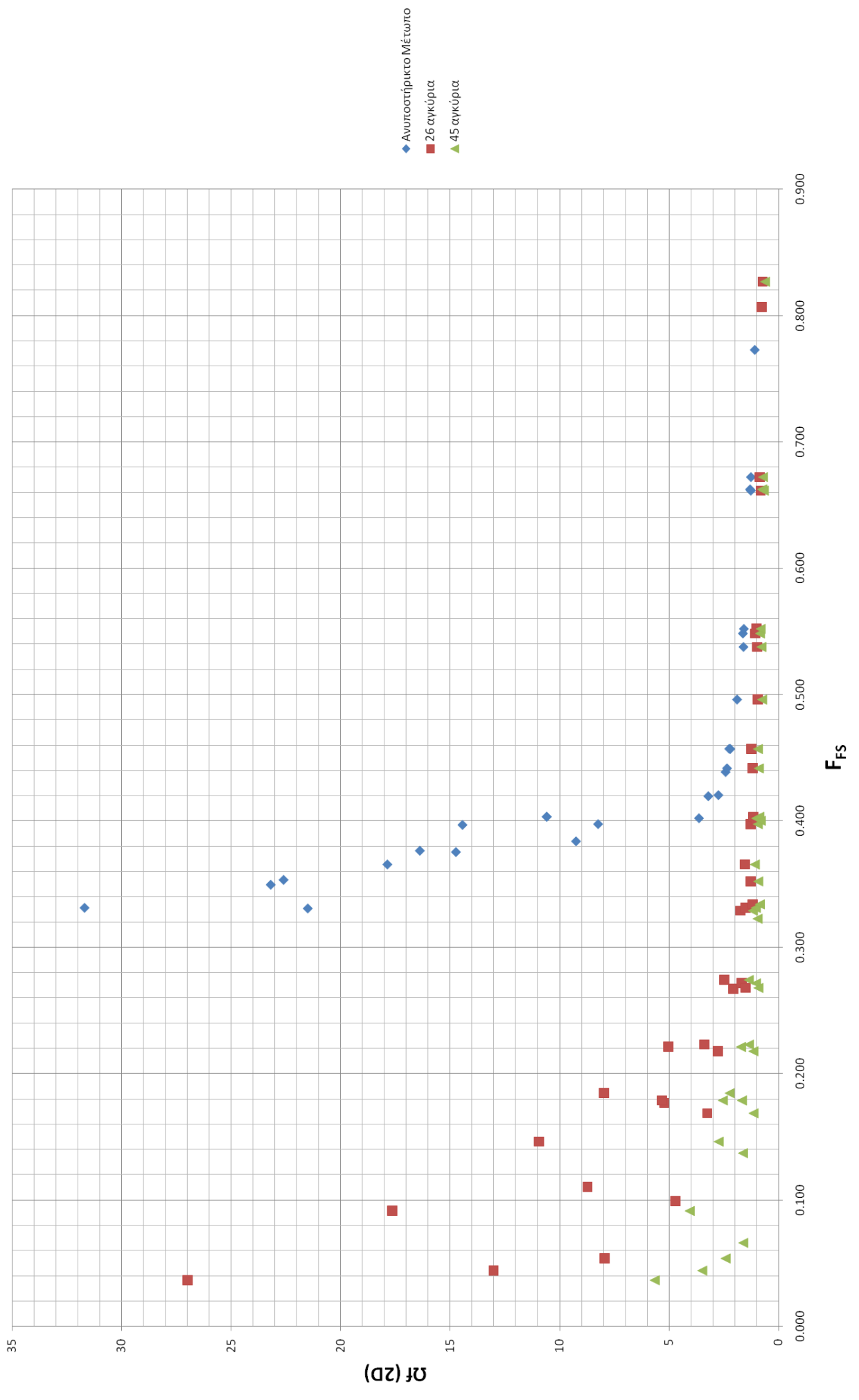
Διδιάστατη έκφραση της έκθλιψης συναρτήσει του παράγοντα F_{FS}

Περίπτωση βάθους 1D



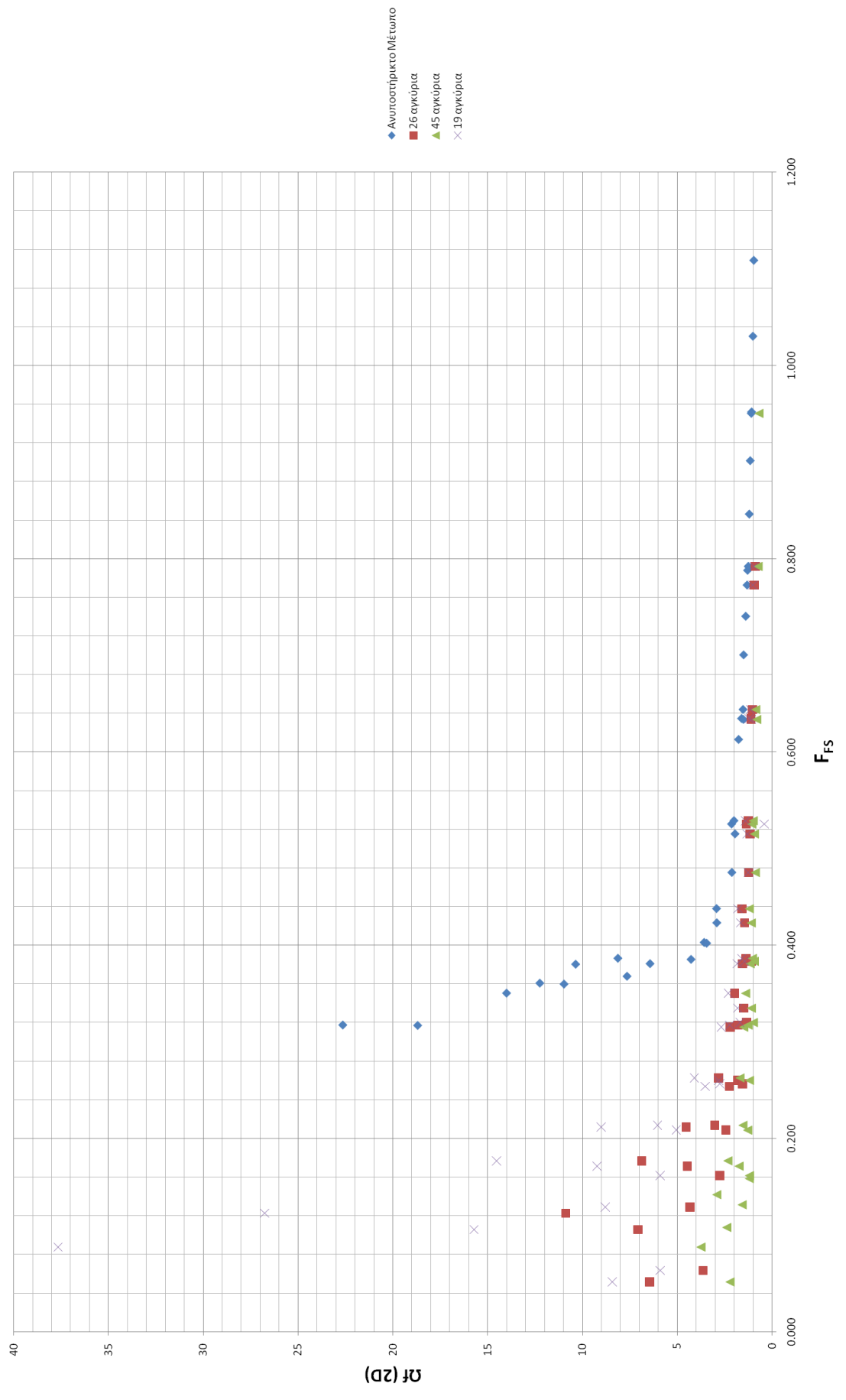
Διδιάστατη έκφραση της έκθλιψης συναρτήσει του παράγοντα F_{FS}

Περίπτωση βάθους 1.5D



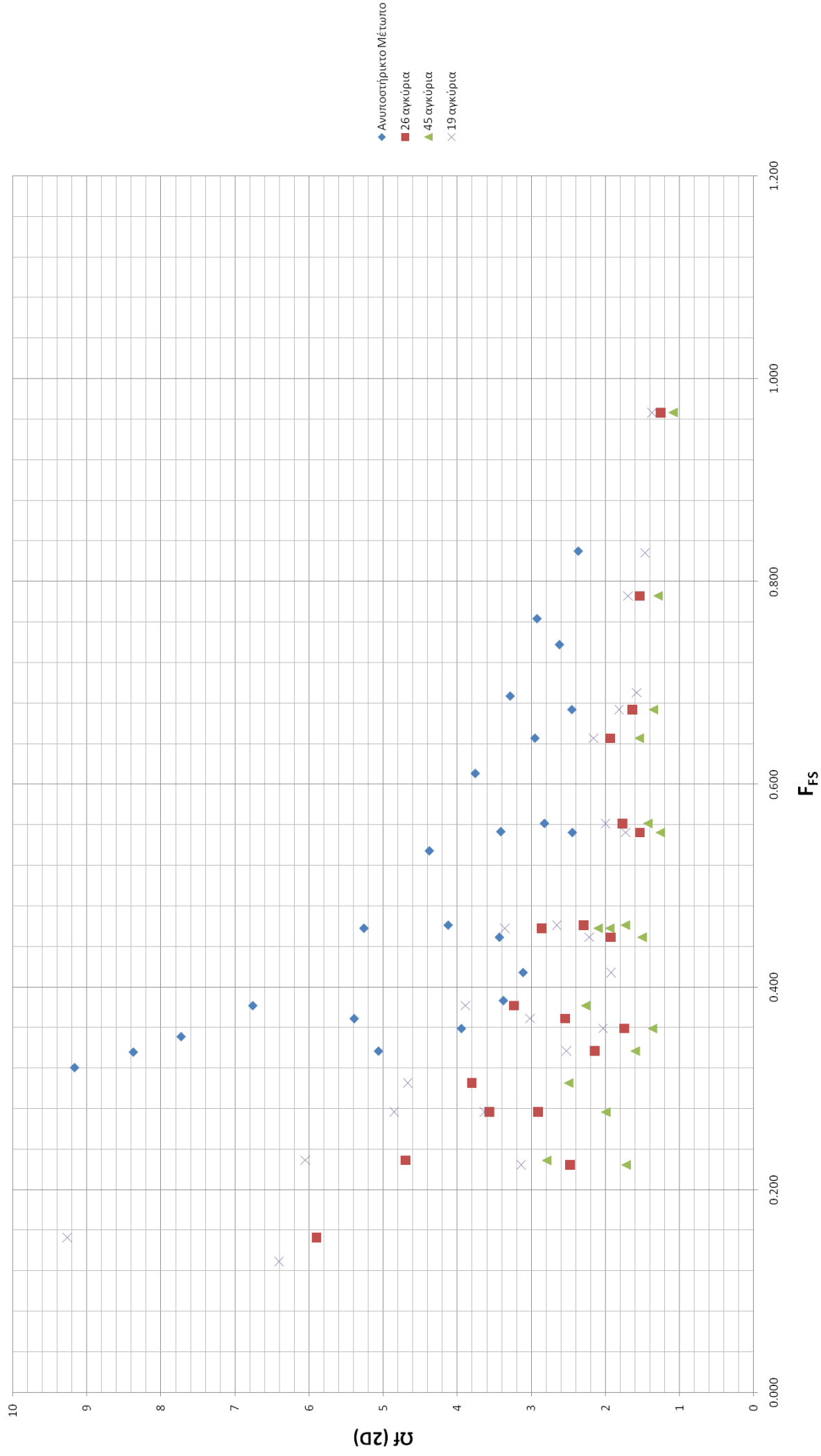
Διδιάστατη έκφραση της έκθλιψης συναρτήσει του παράγοντα F_{FS}

Περίπτωση βάρθους 2D



Διδιάστατη έκφραση της έκθλιψης συναρτήσει του παράγοντα F_{FS}

Περίπτωση βάθους 5D



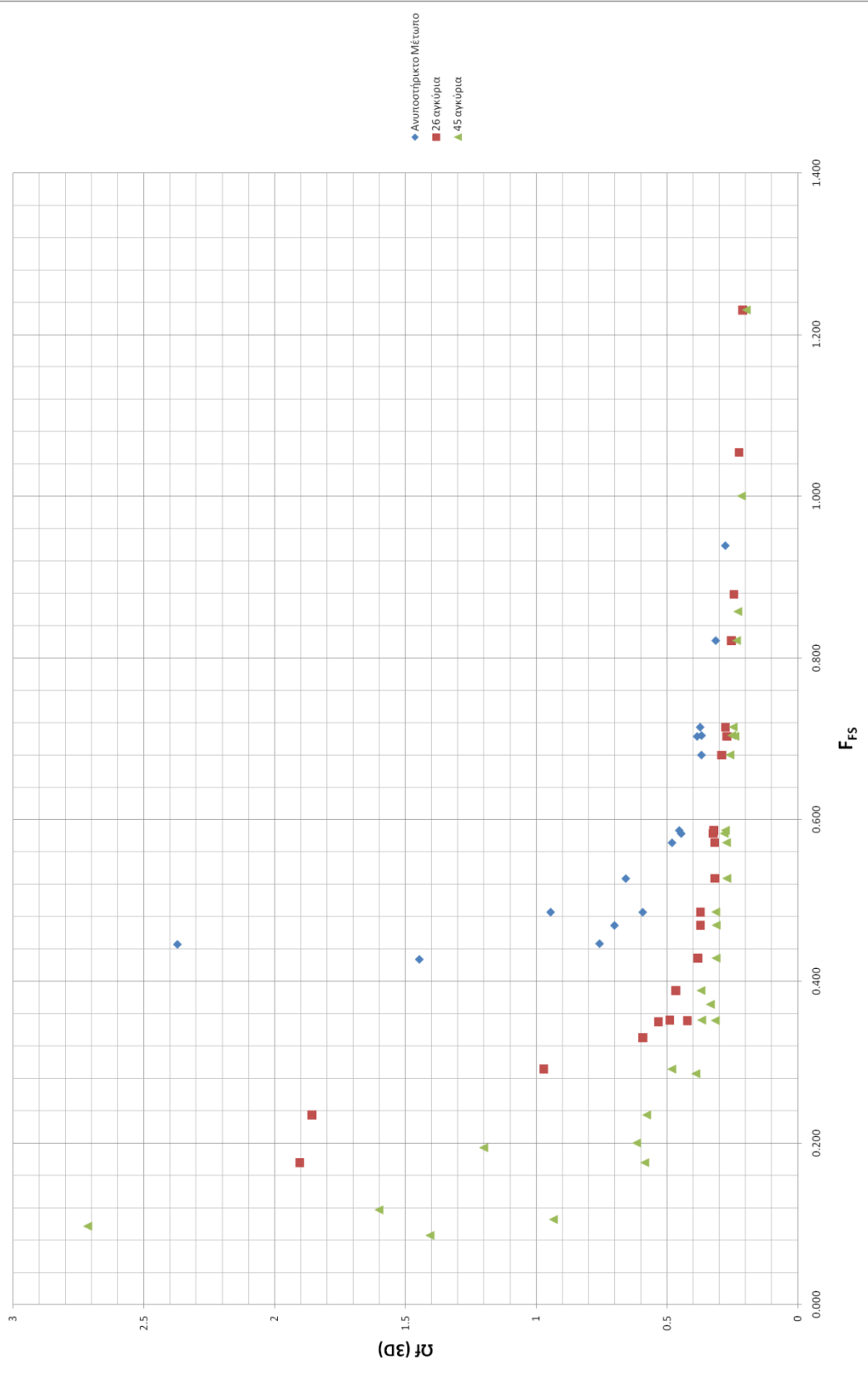
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ IV.

**Διαγράμματα τριδιάστατης έκφρασης της έκθλιψης για
αγκυρωμένο μέτωπο, με εξαρτημένη μεταβλητή των παράγοντα**

F_{FS}

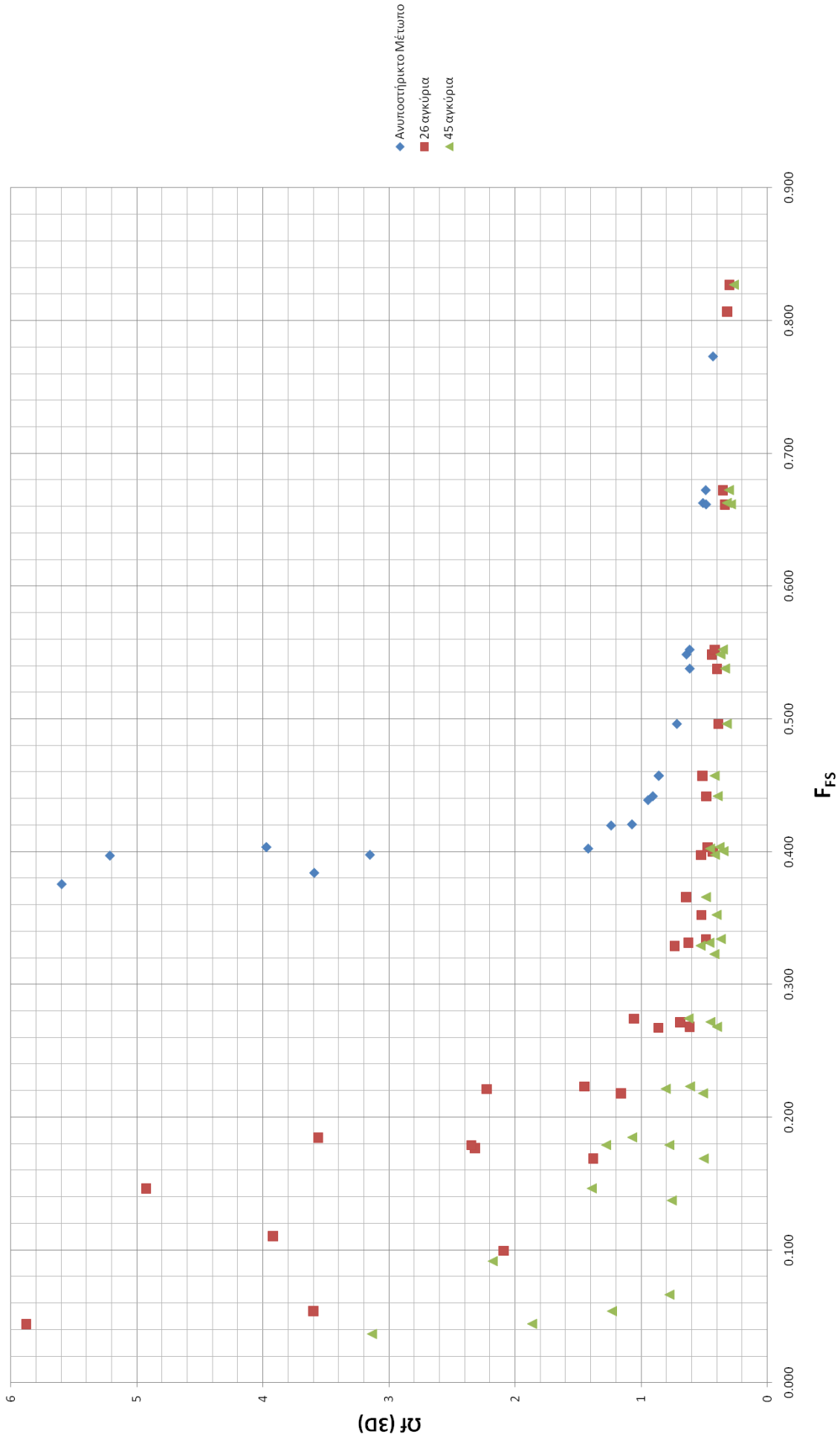
Τριδιάστατη έκφραση της έκθλιψης συναρτήσει του παράγοντα F_{FS}

Περίπτωση βάρους 1D



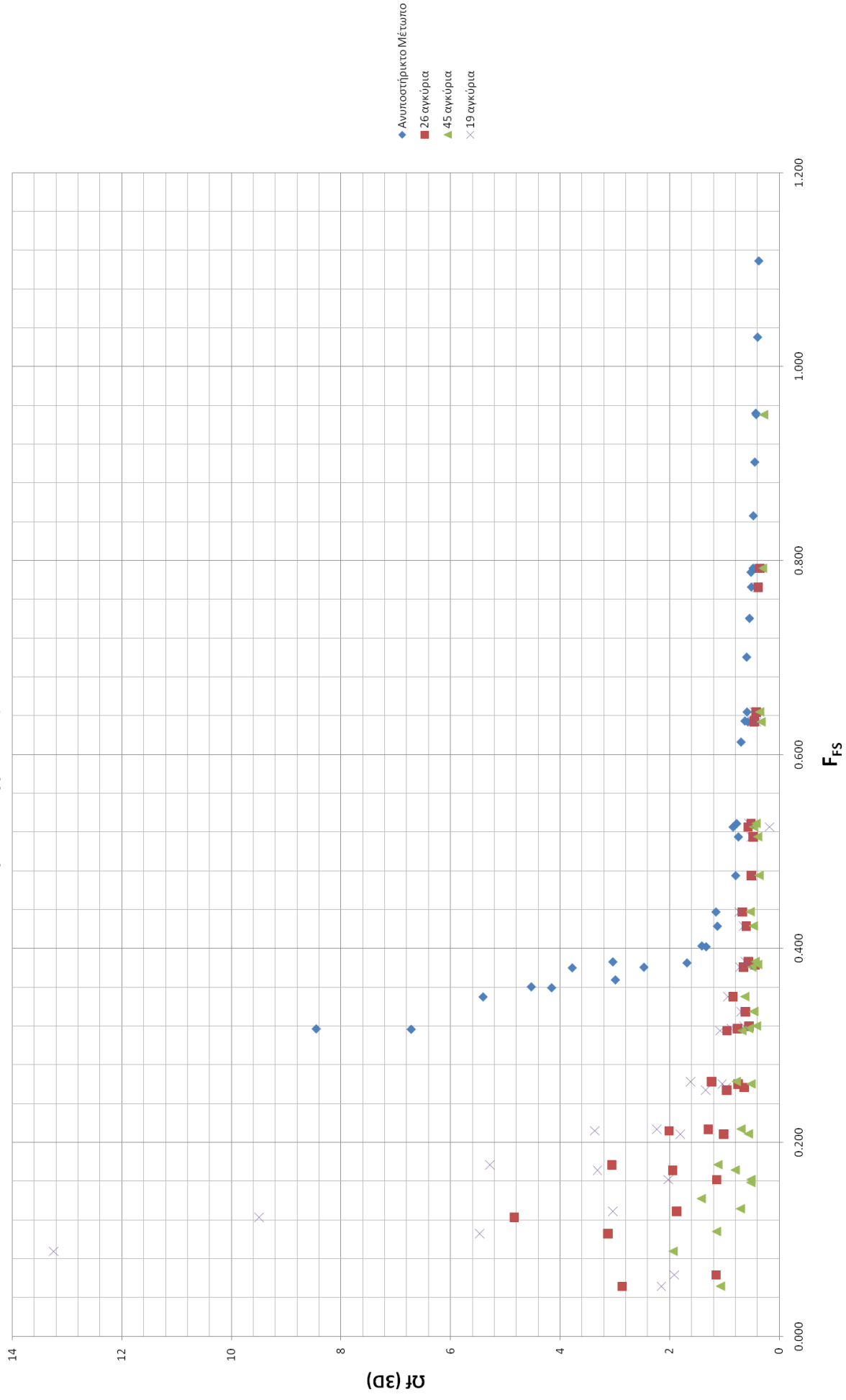
Τριδιάστατη έκφραση της έκθλιψης συναρτήσει του παράγοντα F_{FS}

Περίπτωση βάθους 1.5D



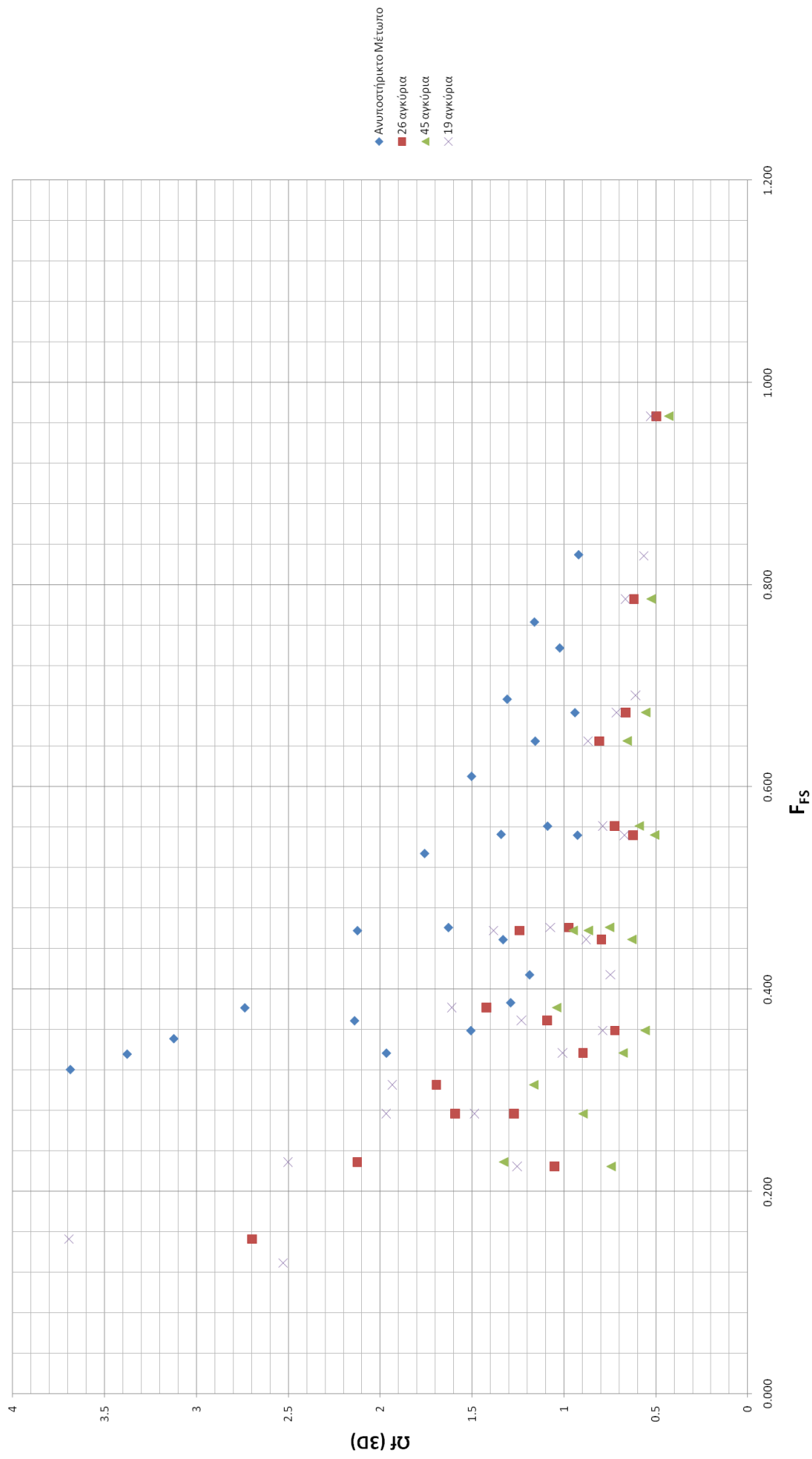
Τριδιάστατη έκφραση της έκθλιψης συναρτήσει του παράγοντα F_{FS}

Περίπτωση βάρους 2D



Τριδιάστατη έκφραση της έκθλιψης συναρτήσει του παράγοντα F_{FS}

Περίπτωση βάρους 5D



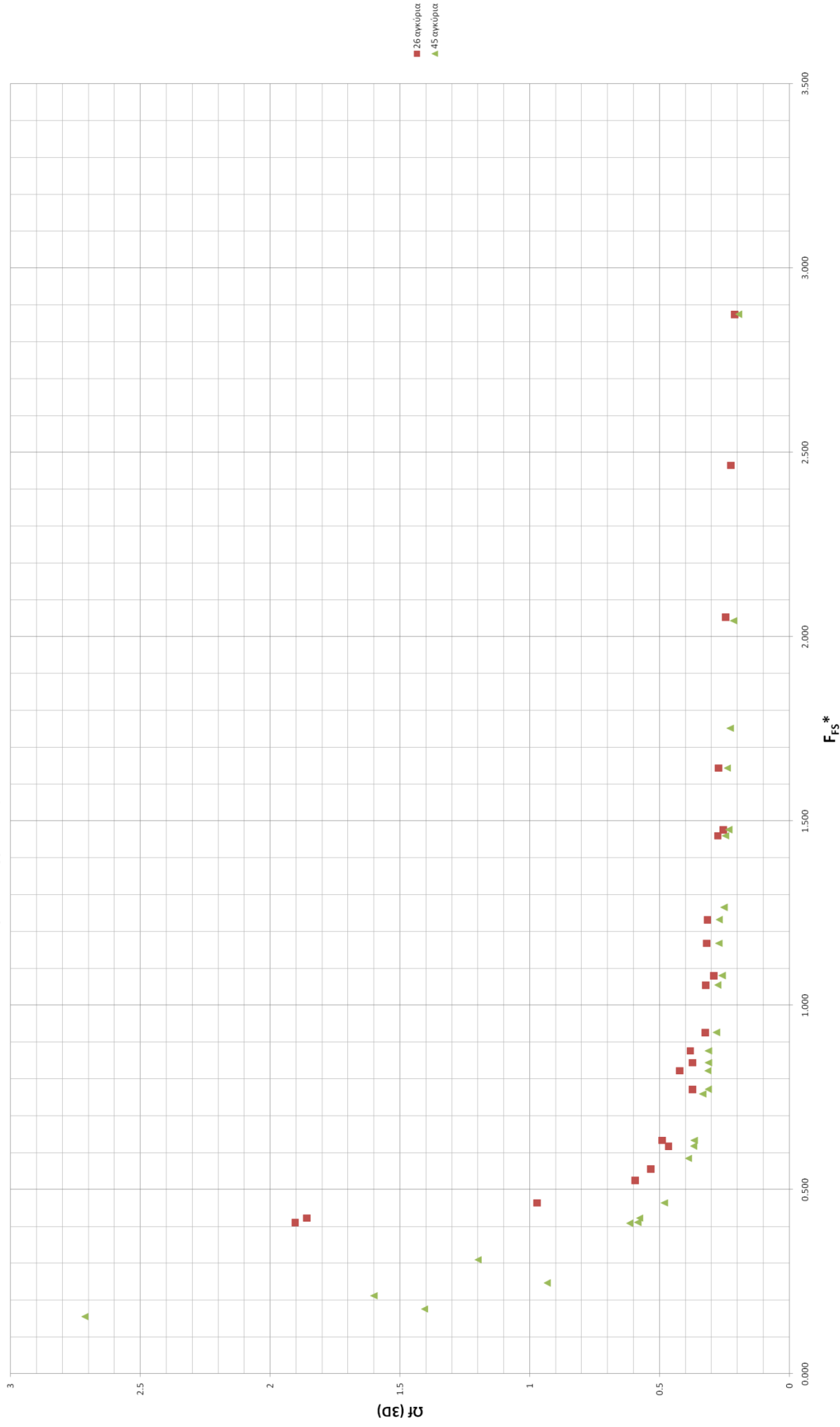
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ V.

**Διαγράμματα τριδιάστατης έκφρασης της έκθλιψης για
αγκυρωμένο μέτωπο, με εξαρτημένη μεταβλητή των παράγοντα**

F_{FS}^*

Τριδιάστατη έκφραση της έκθλιψης συναρτήσει του παράγοντα F_{FS}^*

Περίπτωση βάρους 1D



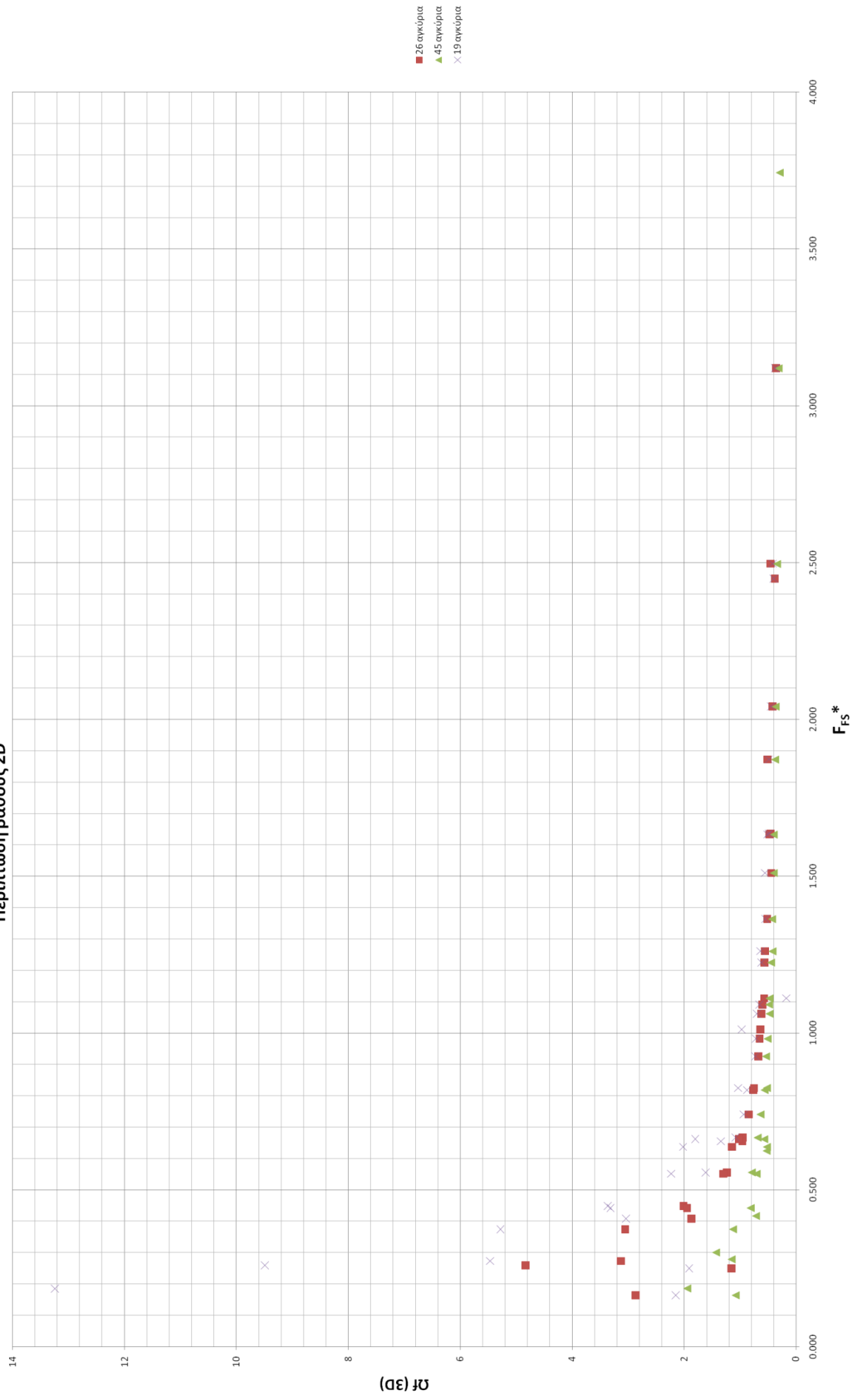
Τριδιάστατη έκφραση της έκθλιψης συναρτήσει του παράγοντα F_{FS}^*

Περίπτωση βάρους 1.5D



Τριδιάστατη έκφραση της έκθλιψης συναρτήσει του παράγοντα F_{FS}^*

Περίπτωση βάρους 2D



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ VI.

**Πίνακες με τις τιμές για τις τρεις διαφορετικές εκφράσεις της
εξώθησης για ανυποστήρικτο μέτωπο**

Πίνακας μετακινήσεων ανυποστήρικτου μετώπου για βάθη 10 και 15 μέτρα

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ					1D	2D	3D	1D	2D	3D	Ωf	Ωf (2D)	Ωφ (3D)
A/A	H/D	c(kPa)	φ (ο)	E(MPa)	U _{2,z=0} (m)	U ₂ (m)	U ₂ (m)	U _{mean/D}	U _{mean/D}	U _{mean/D}	U _{2E/DP0}	U _{2E/DP0}	U _{2E/DP0}
2b	1	20	20	38,0	1,30867	0,95935	0,372252	0,130867	0,095935	0,037225	31,57426	23,1463	8,981327
2.1b	1	21	20	38,0	0,687437	0,51029	0,199764	0,068744	0,051029	0,019976	16,58578	12,31186	4,819703
2.2b	1	22	20	39,0	0,202217	0,14869	0,058457	0,020222	0,014869	0,005846	5,007278	3,681785	1,447512
2.3b	1	23	20	39,0	0,108169	0,07783	0,030616	0,010817	0,007783	0,003062	2,67847	1,927339	0,75812
3b	1	25	20	40,0	0,0824687	0,0591	0,023344	0,008247	0,00591	0,002334	2,094443	1,501057	0,592865
4b	1	30	20	43,0	0,0562146	0,04064	0,016323	0,005621	0,004064	0,001632	1,534748	1,109589	0,445645
5b	1	35	20	46,0	0,0424159	0,03095	0,012606	0,004242	0,003095	0,001261	1,238814	0,903828	0,368184
11.2b	1	17	25	43,0	1,20734	0,87626	0,333336	0,120734	0,087626	0,033334	32,9623	23,92343	9,100597
11.3b	1	18	25	44,0	0,681035	0,50138	0,192577	0,068104	0,050138	0,019258	19,02574	14,00681	5,379921
11.4b	1	19	25	44,0	0,292994	0,21843	0,084936	0,029299	0,021843	0,008494	8,185229	6,102235	2,372827
12b	1	20	25	45,0	0,0887288	0,0633	0,024534	0,008873	0,00633	0,002453	2,535109	1,8087	0,700968
13b	1	25	25	48,0	0,0529507	0,03773	0,014868	0,005295	0,003773	0,001487	1,613736	1,149837	0,453122
14b	1	30	25	50,0	0,0402329	0,02881	0,011592	0,004023	0,002881	0,001159	1,277235	0,914662	0,367989
15b	1	35	25	53,0	0,030986	0,02283	0,009321	0,003099	0,002283	0,000932	1,042703	0,768135	0,313668
16b	1	40	25	56,0	0,0244528	0,01876	0,007788	0,002445	0,001876	0,000779	0,869433	0,666879	0,276909
20	1	13	30	49,0	1,79522	1,28305	0,474802	0,179522	0,128305	0,04748	55,85129	39,9172	14,77161
21	1	15	30	50,0	0,827255	0,59943	0,225168	0,082726	0,059943	0,022517	26,26206	19,02953	7,148181
21,5	1	17	30	51,0	0,104811	0,07566	0,029192	0,010481	0,007566	0,002919	3,39388	2,449854	0,945267
22	1	20	30	52,0	0,0534006	0,03769	0,014561	0,00534	0,003769	0,001456	1,763067	1,244442	0,480757
23	1	25	30	55,0	0,0380873	0,02704	0,010687	0,003809	0,002704	0,001069	1,3298	0,944246	0,373119
30.7b	1	13	35	56,0	0,696275	0,50564	0,187769	0,069628	0,050564	0,018777	24,75644	17,97816	6,67624
31	1	15	35	57,0	0,0679178	0,048	0,018174	0,006792	0,0048	0,001817	2,457978	1,737091	0,657711
32	1	20	35	60,0	0,0372199	0,02609	0,010102	0,003722	0,002609	0,00101	1,417901	0,993934	0,384831
2b	1,5	20	20	51,0	1,13203	0,82779	0,319719	0,113203	0,082779	0,031972	24,43747	17,86965	6,901865
3b	1,5	25	20	54,0	0,135943	0,09705	0,037635	0,013594	0,009705	0,003763	3,107269	2,218203	0,860224
4b	1,5	30	20	56,0	0,098123	0,06925	0,026942	0,009812	0,006925	0,002694	2,325879	1,641407	0,638614
2.1b	1,5	21	20	52,0	0,571817	0,4207	0,163172	0,057182	0,04207	0,016317	12,58602	9,259797	3,591508
2.2b	1,5	22	20	52,0	0,225023	0,16564	0,064424	0,022502	0,016564	0,006442	4,952887	3,645727	1,418016
2.3b	1,5	23	20	53,0	0,169095	0,12301	0,047737	0,01691	0,012301	0,004774	3,793454	2,759605	1,070923
2.4b	1,5	24	20	53,0	0,150637	0,10842	0,042049	0,015064	0,010842	0,004205	3,37937	2,432294	0,943323
11b	1,5	15	25	60,0	1,70868	1,24789	0,471644	0,170868	0,124789	0,047164	43,39505	31,69233	11,97826
12b	1,5	20	25	62,0	0,125944	0,09017	0,034494	0,012594	0,009017	0,003449	3,305197	2,3663	0,905231
13b	1,5	25	25	65,0	0,0832547	0,05807	0,022303	0,008325	0,005807	0,00223	2,290606	1,597689	0,613618
14b	1,5	30	25	68,0	0,065105	0,04564	0,017648	0,006511	0,004564	0,001765	1,873922	1,313571	0,50796
15b	1,5	35	25	70,0	0,0528762	0,03714	0,014451	0,005288	0,003714	0,001445	1,566702	1,100526	0,428183
11.1b	1,5	16	25	60,0	1,22117	0,89017	0,33699	0,122117	0,089017	0,033699	31,01384	22,60743	8,558478
11.2b	1,5	17	25	61,0	0,784294	0,57092	0,216677	0,078429	0,057092	0,021668	20,25055	14,74123	5,594621
11.3b	1,5	18	25	61,0	0,435674	0,31957	0,121985	0,043567	0,031957	0,012199	11,24915	8,251392	3,149676
11.4b	1,5	19	25	62,0	0,167812	0,12272	0,04712	0,016781	0,012272	0,004712	4,403955	3,220522	1,236595
21b	1,5	15	30	71,0	0,484766	0,35259	0,132151	0,048477	0,035259	0,013215	14,56863	10,59623	3,971527
22b	1,5	20	30	73,0	0,0759981	0,05229	0,019832	0,0076	0,005229	0,001983	2,348301	1,615882	0,612812
20b	1,5	13	30	70,0	1,07752	0,78285	0,291621	0,107752	0,078285	0,029162	31,92652	23,19551	8,640627
20.5b	1,5	14	30	70,0	0,761855	0,55309	0,206464	0,076186	0,055309	0,020646	22,57348	16,3877	6,117458
21b	1,5	15	30	71,0	0,484766	0,35259	0,132151	0,048477	0,035259	0,013215	14,56863	10,59623	3,971527
21.5b	1,5	17	30	72,0	0,104538	0,07432	0,028118	0,010454	0,007432	0,002812	3,18592	2,265125	0,856933
23b	1,5	25	30	76,0	0,0570296	0,03961	0,015112	0,005703	0,003961	0,001511	1,834603	1,274272	0,486154
30b	1,5	10	35	80,0	0,918374	0,63502	0,222522	0,091837	0,063502	0,022252	31,09838	21,50331	7,53513
30.5b	1,5	12	35	81,0	0,583864	0,42123	0,152023	0,058386	0,042123	0,015202	20,01819	14,44212	5,212213
31b	1,5	15	35	82,0	0,0793644	0,05496	0,020595	0,007936	0,005496	0,002059	2,754659	1,907705	0,714817
32b	1,5	20	35	85,0	0,0525969	0,03561	0,013436	0,00526	0,003561	0,001344	1,892375	1,281358	0,483396

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ					1D	2D	3D	1D	2D	3D	Ωf	Ωf (2D)	Ωφ (3D)
A/A	H/D	c(kPa)	φ (ο)	E(MPa)	U2,z=0 (m)	U2 (m)	U2 (m)	Umean/D	Umean/D	Umean/D	U2E/DP0	U2E/DP0	U2E/DP0
3b	5	25	20	148,0	0,48012	0,35966	0,145624	0,048012	0,035966	0,014562	9,023208	6,759314	2,736809
4b	5	30	20	151,0	0,372211	0,27427	0,110767	0,037221	0,027427	0,011077	7,136998	5,259012	2,123919
5b	5	35	20	154,0	0,30758	0,22373	0,089916	0,030758	0,022373	0,008992	6,014898	4,375141	1,758365
6b	5	40	20	156,0	0,263668	0,18958	0,075857	0,026367	0,018958	0,007586	5,223138	3,755427	1,502697
7b	5	45	20	159,0	0,228502	0,16264	0,06482	0,02285	0,016264	0,006482	4,613564	3,283721	1,308751
2,1	5	21	20	146,0	0,653901	0,4944	0,198853	0,06539	0,04944	0,019885	12,12312	9,165978	3,686668
2,3	5	23	20	147,0	0,549748	0,41395	0,167334	0,054975	0,041395	0,016733	10,26196	7,727021	3,123567
2,2	5	22	20	147,0	0,594261	0,44856	0,180951	0,059426	0,044856	0,018095	11,09287	8,373074	3,377752
8	5	50	20	162,0	0,201056	0,142	0,056409	0,020106	0,0142	0,005641	4,136009	2,921148	1,160415
12	5	20	25	183,0	0,312208	0,23194	0,09207	0,031221	0,023194	0,009207	7,255119	5,389918	2,139533
13	5	25	25	185,0	0,241217	0,17542	0,069321	0,024122	0,017542	0,006932	5,666685	4,121077	1,628482
14	5	30	25	188,0	0,199888	0,14286	0,056207	0,019989	0,014286	0,005621	4,771929	3,410439	1,341823
15	5	35	25	191,0	0,172311	0,12158	0,047665	0,017231	0,012158	0,004767	4,179226	2,948885	1,156071
16	5	40	25	193,0	0,153017	0,10685	0,041729	0,015302	0,010685	0,004173	3,750131	2,618606	1,022683
17	5	45	25	196,0	0,137118	0,09499	0,036958	0,013712	0,009499	0,003696	3,412715	2,364144	0,919839
22	5	20	30	220,0	0,169898	0,12276	0,047647	0,01699	0,012276	0,004765	4,746357	3,429469	1,331098
21	5	15	30	218,0	0,243819	0,18285	0,071029	0,024382	0,018285	0,007103	6,749529	5,061826	1,966275
23	5	25	30	223,0	0,141457	0,09963	0,038449	0,014146	0,009963	0,003845	4,005703	2,82122	1,088772
24	5	30	30	226,0	0,122906	0,0854	0,032751	0,012291	0,00854	0,003275	3,527207	2,450778	0,9399
30,3	5	13	35	255,0	0,160857	0,12174	0,04652	0,016086	0,012174	0,004652	5,208703	3,942023	1,506364
30,4	5	14	35	255,0	0,140795	0,10425	0,039829	0,01408	0,010425	0,003983	4,559076	3,375553	1,289711
31	5	15	35	256,0	0,131063	0,09564	0,036504	0,013106	0,009564	0,00365	4,260588	3,109103	1,186681
32	5	20	35	258,0	0,106437	0,07462	0,028258	0,010644	0,007462	0,002826	3,487079	2,444819	0,925801
5b	10	35	20	288,78	0,612008	0,4629	0,067115	0,061201	0,04629	0,006711	11,22138	8,487413	1,230574
6b	10	40	20	291,00	0,532599	0,39937	0,0583	0,05326	0,039937	0,00583	9,840401	7,378923	1,077161
7b	10	45	20	294,00	0,469717	0,34946	0,051315	0,046972	0,034946	0,005132	8,768051	6,523295	0,957881
8b	10	50	20	297,00	0,42078	0,31102	0,04594	0,042078	0,031102	0,004594	7,934709	5,865027	0,866294
9b	10	55	20	299,00	0,382348	0,28088	0,041683	0,038235	0,028088	0,004168	7,258543	5,332247	0,791306
11b	10	70	20	307,00	0,297733	0,21514	0,032351	0,029773	0,021514	0,003235	5,803431	4,193543	0,630587
12b	10	80	20	313,00	0,257762	0,18448	0,027953	0,025776	0,018448	0,002795	5,122508	3,666205	0,555511
14b	10	30	25	360,00	0,345802	0,25478	0,03738	0,03458	0,025478	0,003738	7,904046	5,823629	0,854391
15b	10	35	25	363,00	0,305219	0,22234	0,03291	0,030522	0,022234	0,003291	7,034571	5,124439	0,758495
17b	10	45	25	368,00	0,248838	0,17829	0,026751	0,024884	0,017829	0,002675	5,81412	4,165763	0,625031
18b	10	50	25	370,71	0,227669	0,16208	0,024465	0,022767	0,016208	0,002447	5,358735	3,815044	0,575849
20b	10	60	25	376,00	0,195318	0,13758	0,020966	0,019532	0,013758	0,002097	4,66283	3,28445	0,50053
24b	10	30	30	435,59	0,192976	0,13708	0,020512	0,019298	0,013708	0,002051	5,337023	3,79106	0,56728
25b	10	35	30	438,19				0	0	0	0	0	0
26b	10	40	30	440,78				0	0	0	0	0	0

Πίνακας μετακινήσεων ανυποστήρικτου μετώπου για βάθη 50 και 100 μέτρα

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ VII.

**Πίνακες με τις τιμές για τις τρεις διαφορετικές εκφράσεις της
εξώθησης για ενισχυμένο μέτωπο**

A/A	H/D	ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ			1D	2D	3D	1D	2D	3D	Ωf	Ωf (2D)	Ωφ (3D)
		c(kPa)	φ (ο)	E(MPa)									
0b	1	10	20	32,3	0,69671	0,43577	0,19682	0,06967	0,04358	0,01968	14,28813	8,93684	4,03630
1b	1	15	20	35	0,09406	0,10493	0,04371	0,00941	0,01049	0,00437	2,09033	2,33185	0,97129
1.3b	1	17	20	36	0,05276	0,05915	0,02593	0,00528	0,00592	0,00259	1,20604	1,35209	0,59274
1.5b	1	18	20	36,6	0,04756	0,05233	0,02292	0,00476	0,00523	0,00229	1,10524	1,21604	0,53261
2b	1	20	20	38,0	0,04273	0,04707	0,01932	0,00427	0,00471	0,00193	1,03097	1,13565	0,46612
3b	1	25	20	40,0	0,03571	0,03571	0,01466	0,00357	0,00357	0,00147	0,90700	0,90696	0,37241
4b	1	30	20	43,0	0,03026	0,02876	0,01184	0,00303	0,00288	0,00118	0,82618	0,78531	0,32322
5b	1	35	20	46,0	0,02579	0,02408	0,00995	0,00258	0,00241	0,00099	0,75331	0,70326	0,29049
9.01b	1	7	25	38,1	0,58090	0,34891	0,15443	0,05809	0,03489	0,01544	14,05227	8,44022	3,73571
9b	1	8	25	38,7	0,44341	0,28013	0,12407	0,04434	0,02801	0,01241	10,89509	6,88326	3,04848
10b	1	10	25	39,7	0,21817	0,17147	0,07370	0,02182	0,01715	0,00737	5,49924	4,32206	1,85768
11b	1	15	25	42,3	0,03857	0,04214	0,01822	0,00386	0,00421	0,00182	1,03580	1,13175	0,48945
12b	1	20	25	45,0	0,03135	0,03186	0,01303	0,00314	0,00319	0,00130	0,89572	0,91018	0,37235
13b	1	25	25	47,6	0,02682	0,02444	0,01062	0,00268	0,00244	0,00106	0,81051	0,73871	0,32083
15b	1	35	25	52,9	0,01949	0,01817	0,00756	0,00195	0,00182	0,00076	0,65467	0,61043	0,25380
20.01b	1	5	30	44,6	0,43393	0,25358	0,11066	0,04339	0,02536	0,01107	12,28768	7,18060	3,13354
21b	1	15	30	49,8	0,02776	0,02795	0,01209	0,00278	0,00280	0,00121	0,87790	0,88391	0,38217
22b	1	20	30	52,4	0,02358	0,02209	0,00955	0,00236	0,00221	0,00096	0,78458	0,73484	0,31785
23b	1	25	30	55,0	0,02006	0,01825	0,00792	0,00201	0,00182	0,00079	0,70050	0,63722	0,27653
30.05b	1	5	35	52,2	0,21588	0,13564	0,05746	0,02159	0,01356	0,00575	7,15471	4,49546	1,90423
30b	1	10	35	54,7	0,02657	0,03020	0,01215	0,00266	0,00302	0,00122	0,92264	1,04896	0,42198
31b	1	15	35	57,2	0,02105	0,02134	0,00873	0,00210	0,00213	0,00087	0,76441	0,77487	0,31698
32b	1	20	35	59,8	0,01803	0,01733	0,00716	0,00180	0,00173	0,00072	0,68454	0,65782	0,27172
33b	1	25	35	62,3	0,01560	0,01476	0,00617	0,00156	0,00148	0,00062	0,61700	0,58384	0,24425
34b	1	30	35	64,8	0,01341	0,01285	0,00546	0,00134	0,00129	0,00055	0,55189	0,52871	0,22470
35b	1	35	35	67,4	0,01172	0,01137	0,00491	0,00117	0,00114	0,00049	0,50147	0,48664	0,21009
0.01b	1	5	20	29,1	0,06759	0,29566	0,14691	0,00676	0,02957	0,01469	1,24885	5,46263	2,71425
0b	1	10	20	32	0,05905	0,12259	0,05907	0,00590	0,01226	0,00591	1,19969	2,49064	1,20024
1b	1	15	20	35	0,03374	0,04842	0,02166	0,00337	0,00484	0,00217	0,74976	1,07598	0,48125
2b	1	20	20	38,0	0,02908	0,03482	0,01531	0,00291	0,00348	0,00153	0,70165	0,84005	0,36941
3b	1	25	20	40,0	0,02591	0,02831	0,01233	0,00259	0,00283	0,00123	0,65810	0,71910	0,31306
4b	1	30	20	43,0	0,02297	0,02381	0,01029	0,00230	0,00238	0,00103	0,62706	0,65007	0,28089
5b	1	35	20	46,0	0,02035	0,02061	0,00887	0,00204	0,00206	0,00089	0,59449	0,60185	0,25909
9.005b	1	5	25	37,1	0,04131	0,14096	0,06796	0,00413	0,01410	0,00680	0,97309	3,32040	1,60084
10b	1	10	25	39,7	0,02836	0,05102	0,02291	0,00284	0,00510	0,00229	0,71497	1,28605	0,57759
11b	1	15	25	42,3	0,02424	0,03122	0,01367	0,00242	0,00312	0,00137	0,65114	0,83838	0,36708
12b	1	20	25	45,0	0,02214	0,02527	0,01091	0,00221	0,00253	0,00109	0,63267	0,72188	0,31161
13b	1	25	25	47,6	0,01995	0,02129	0,00915	0,00199	0,00213	0,00091	0,60279	0,64355	0,27647
14b	1	30	25	50,3	0,01771	0,01836	0,00789	0,00177	0,00184	0,00079	0,56562	0,58645	0,25208
15b	1	35	25	52,9	0,01574	0,01616	0,00696	0,00157	0,00162	0,00070	0,52860	0,54263	0,23385
20.005b	1	3	30	43,6	0,03047	0,10627	0,05079	0,00305	0,01063	0,00508	0,84347	2,94190	1,40599
20.02b	1	7	30	45,6	0,02158	0,04676	0,02126	0,00216	0,00468	0,00213	0,62473	1,35388	0,61565
20.03b	1	10	30	47,2	0,01973	0,02889	0,01299	0,00197	0,00289	0,00130	0,59117	0,86564	0,38940
20b	1	13	30	48,8	0,01933	0,02497	0,01078	0,00193	0,00250	0,00108	0,59897	0,77367	0,33386
21b	1	15	30	49,8	0,01880	0,02284	0,00987	0,00188	0,00228	0,00099	0,59438	0,72214	0,31214
22b	1	20	30	52,4	0,01700	0,01906	0,00818	0,00170	0,00191	0,00082	0,56555	0,63397	0,27219
23b	1	25	30	55,0	0,01530	0,01640	0,00706	0,00153	0,00164	0,00071	0,53412	0,57268	0,24637
24b	1	30	30	57,6	0,01370	0,01445	0,00625	0,00137	0,00145	0,00062	0,50115	0,52852	0,22850
25b	1	35	30	60,2	0,01227	0,01292	0,00562	0,00123	0,00129	0,00056	0,46888	0,49394	0,21486
30.01b	1	3	35	51,2	0,01990	0,06097	0,02872	0,00199	0,00610	0,00287	0,64679	1,98209	0,93361
30.05b	1	5	35	52,2	0,01676	0,03897	0,01763	0,00168	0,00390	0,00176	0,55551	1,29172	0,58433
30b	1	10	35	54,7	0,01537	0,02095	0,00907	0,00154	0,00210	0,00091	0,53375	0,72772	0,31492
31b	1	15	35	57,2	0,01413	0,01673	0,00746	0,00141	0,00167	0,00075	0,51308	0,60769	0,27110
32b	1	20	35	59,8	0,01304	0,01457	0,00632	0,00130	0,00146	0,00063	0,49500	0,55312	0,24000
35b	1	35	35	67,4	0,00983	0,01031	0,00459	0,00098	0,00103	0,00046	0,42085	0,44136	0,19632

Πίνακας μετακινήσεων ενισχυμένου μετώπου για βάθος 10m

A/A	H/D	ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ			1D	2D	3D	1D	2D	3D	Ωf	Ωf (2D)	Ωφ (3D)
		c(kPa)	φ (ο)	E(MPa)	U2,z=0 (m)	U2 (m)	U2 (m)	Umean/D	Umean/D	Umean/D	U2E/DP0	U2E/DP0	U2E/DP0
0.1b	2	7	20	57,8	0,88814	0,59284	0,26344	0,08881	0,05928	0,02634	16,29665	10,87814	4,83386
0b	2	10,1	20	59,0	0,51046	0,36666	0,16293	0,05105	0,03667	0,01629	9,56092	6,86751	3,05162
0.5b	2	12,1	20	60,0	0,29455	0,23796	0,10545	0,02945	0,02380	0,01055	5,61038	4,53248	2,00865
1b	2	15	20	62,0	0,14660	0,14343	0,06268	0,01466	0,01434	0,00627	2,88536	2,82301	1,23366
1.5b	2	18	20	64,0	0,10323	0,10851	0,04682	0,01032	0,01085	0,00468	2,09743	2,20462	0,95132
2b	2	20	20	65,0	0,08965	0,09538	0,04086	0,00896	0,00954	0,00409	1,84984	1,96806	0,84305
3b	2	25	20	67,0	0,07200	0,07481	0,03156	0,00720	0,00748	0,00316	1,53148	1,59109	0,67127
4b	2	30	20	70,0	0,06207	0,06123	0,02557	0,00621	0,00612	0,00256	1,37925	1,36072	0,56817
9b	2	5	25	71,5	0,50034	0,31152	0,13773	0,05003	0,03115	0,01377	11,35681	7,07110	3,12633
9.5b	2	8,1	25	73,0	0,27162	0,19277	0,08392	0,02716	0,01928	0,00839	6,29462	4,46746	1,94476
10b	2	10,1	25	74,0	0,15070	0,12856	0,05514	0,01507	0,01286	0,00551	3,54025	3,02010	1,29546
10.5b	2	12	25	75,2	0,09647	0,09410	0,04008	0,00965	0,00941	0,00401	2,30292	2,24637	0,95681
11b	2	15	25	77,0	0,07058	0,07403	0,03113	0,00706	0,00740	0,00311	1,72526	1,80966	0,76087
11.3b	2	18	25	78,0	0,06042	0,06311	0,02631	0,00604	0,00631	0,00263	1,49622	1,56262	0,65141
12b	2	20	25	79,0	0,05634	0,05777	0,02399	0,00563	0,00578	0,00240	1,41291	1,44874	0,60154
13b	2	25	25	82,0	0,04937	0,04773	0,01967	0,00494	0,00477	0,00197	1,28512	1,24258	0,51210
14b	2	30	25	85,0	0,04468	0,04106	0,01682	0,00447	0,00411	0,00168	1,20571	1,10802	0,45389
18b	2	2	30	85,0	0,40822	0,23948	0,10619	0,04082	0,02395	0,01062	11,01538	6,46205	2,86536
18.5b	2	5	30	86,6	0,24729	0,15740	0,06802	0,02473	0,01574	0,00680	6,79840	4,32718	1,87002
19.05b	2	8,1	30	88,0	0,10474	0,08711	0,03632	0,01047	0,00871	0,00363	2,92615	2,43349	1,01455
19.1b	2	10,1	30	89,0	0,06483	0,06409	0,02655	0,00648	0,00641	0,00265	1,83172	1,81091	0,75012
19.2b	2	13	30	91,0	0,04990	0,05179	0,02139	0,00499	0,00518	0,00214	1,44142	1,49619	0,61795
21b	2	15	30	92,0	0,04582	0,04689	0,01932	0,00458	0,00469	0,00193	1,33827	1,36937	0,56439
22b	2	20	30	94	0,04038	0,03882	0,01589	0,00404	0,00388	0,00159	1,20494	1,15834	0,47403
23b	2	25	30	97,0	0,03683	0,03549	0,01365	0,00368	0,00355	0,00136	1,13414	1,03293	0,42020
24b	2	30	30	100,0	0,03392	0,02952	0,01196	0,00339	0,00295	0,00120	1,07694	0,93711	0,37970
28b	2	2	35	100,3	0,18620	0,11416	0,03614	0,01862	0,01142	0,00361	5,92888	3,63507	1,15084
29.1b	2	5,1	35	102,0	0,12472	0,08539	0,03526	0,01247	0,00854	0,00353	4,03849	2,76485	1,14168
29.2b	2	8,1	35	103,0	0,04877	0,04750	0,01953	0,00488	0,00475	0,00195	1,59471	1,55303	0,63846
30b	2	10,1	35	104,0	0,03972	0,04062	0,01674	0,00397	0,00406	0,00167	1,31146	1,34110	0,55268
30.5.1b	2	12,1	35	105,0	0,03345	0,03223	0,01320	0,00335	0,00322	0,00132	1,11506	1,07446	0,43984
31b	2	15	35	107,0	0,03626	0,03645	0,01500	0,00363	0,00365	0,00150	1,23167	1,23829	0,50938
32b	2	20	35	109,0	0,03345	0,03223	0,01320	0,00335	0,00322	0,00132	1,15754	1,11539	0,45660
33b	2	25	35	112,0	0,02799	0,02454	0,00994	0,00280	0,00245	0,00099	0,99504	0,87249	0,35339
0	2	5	20	56,7	0,09417	0,20879	0,10784	0,00942	0,02088	0,01078	1,69513	3,75816	1,94105
0b	2	10,1	20	59,0	0,08276	0,12465	0,05987	0,00828	0,01247	0,00599	1,55008	2,33475	1,12144
0.01b	2	8,1	20	58,0	0,09893	0,15861	0,07742	0,00989	0,01586	0,00774	1,82163	2,92043	1,42557
1b	2	15	20	62,0	0,06314	0,08605	0,04000	0,00631	0,00861	0,00400	1,24285	1,69368	0,78732
1.5b	2	18	20	64,0	0,05737	0,07367	0,03364	0,00574	0,00737	0,00336	1,16564	1,49677	0,68351
2b	2	20	20	65,0	0,05474	0,06765	0,03060	0,00547	0,00677	0,00306	1,12964	1,39602	0,63141
3b	2	25	20	67,0	0,04993	0,05649	0,02507	0,00499	0,00565	0,00251	1,06193	1,20157	0,53315
4b	2	30	20	70,0	0,04589	0,04830	0,02115	0,00459	0,00483	0,00212	1,01975	1,07326	0,47005
9b	2	5,1	25	72,0	0,06075	0,10459	0,05024	0,00608	0,01046	0,00502	1,38863	2,39059	1,14829
9.5b	2	8,1	25	73,0	0,05018	0,07527	0,03484	0,00502	0,00753	0,00348	1,16301	1,74433	0,80749
10b	2	10,1	25	74,0	0,04636	0,06553	0,02982	0,00464	0,00655	0,00298	1,08918	1,53944	0,70064
11b	2	15	25	77,0	0,04158	0,05179	0,02279	0,00416	0,00518	0,00228	1,01629	1,26590	0,55700
11.3b	2	18	25	78,0	0,04007	0,04669	0,02034	0,00401	0,00467	0,00203	0,99228	1,15603	0,50361
12b	2	20	25	79,0	0,03905	0,04380	0,01899	0,00391	0,00438	0,00190	0,97945	1,09843	0,47628
13b	2	25	25	82,0	0,03654	0,03808	0,01633	0,00365	0,00381	0,00163	0,95117	0,99140	0,42522
18b	2	2	30	85,0	0,04134	0,08235	0,03986	0,00413	0,00823	0,00399	1,11545	2,22202	1,07565
19.01b	2	5,1	30	87,0	0,03642	0,05712	0,02577	0,00364	0,00571	0,00258	1,00578	1,57763	0,71181
19.05b	2	8,1	30	88,0	0,03342	0,04620	0,02022	0,00334	0,00462	0,00202	0,93359	1,29053	0,56482
19.1b	2	10,1	30	89,0	0,03259	0,04228	0,01829	0,00326	0,00423	0,00183	0,92084	1,19445	0,51682
19.2b	2	13	30	91,0	0,03172	0,03782	0,01621	0,00317	0,00378	0,00162	0,91636	1,09272	0,46834
21b	2	15	30	92,0	0,03115	0,03549	0,01514	0,00311	0,00355	0,00151	0,90974	1,03665	0,44231
22b	2	20	30	94	0,02965	0,03134	0,01324	0,00297	0,00313	0,00132	0,88486	0,93524	0,39525
23b	2	25	30	97,0	0,02788	0,02793	0,01170	0,00279	0,00279	0,00117	0,85839	0,86015	0,36035
29b	2	5	35	102,0	0,02570	0,03707	0,01611	0,00257	0,00371	0,00161	0,83214	1,20022	0,52163
29.1b	2	5,1	35	102,0	0,02575	0,03698	0,01598	0,00257	0,00370	0,00160	0,83377	1,19745	0,51739
30b	2	10,1	35	104,0	0,02493	0,02994	0,01266	0,00249	0,00299	0,00127	0,82301	0,98839	0,41794
30.5.1b	2	12,1	35	105,0	0,02458	0,02813	0,01185	0,00246	0,00281	0,00118	0,81921	0,93781	0,39485
31b	2	15	35	107,0	0,02389	0,02600	0,01089	0,00239	0,00260	0,00109	0,81146	0,88303	0,36996
32b	2	20	35	109,0	0,02249	0,02328	0,00970	0,00225	0,00233	0,00097	0,77829	0,80539	0,33563
33b	2	25	35	112,0	0,02091	0,02085	0,00868	0,00209	0,00209	0,00087	0,74330	0,74139	0,30856
34b	2	30	35	115,00	0,01946	0,01888	0,00786	0,00195	0,00189	0,00079	0,71047	0,68918	0,28698

Πίνακας μετακινήσεων ενισχυμένου μετώπου για βάθος 20m

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ					1D	2D	3D	1D	2D	3D	Ωf	Ωf (2D)	Ωφ (3D)
A/A	H/D	c(kPa)	φ (ο)	E(MPa)	U _{2,z=0} (m)	U ₂ (m)	U ₂ (m)	U _{mean/D}	U _{mean/D}	U _{mean/D}	U _{2E/DP0}	U _{2E/DP0}	U _{2E/DP0}
0	2	5	20	56,7	1,29347	2,09231	0,73611	0,12935	0,20923	0,07361	23,28246	37,66155	13,24993
0.1b	2	7	20	57,8	0,78037	1,45825	0,51751	0,07804	0,14583	0,05175	14,31908	26,75779	9,49598
0b	2	10,1	20	59,00	0,34254	0,77574	0,28215	0,03425	0,07757	0,02822	6,41585	14,52976	5,28477
0.5b	2	12,1	20	60,0	0,19052	0,47292	0,17691	0,01905	0,04729	0,01769	3,62891	9,00805	3,36963
1b	2	15	20	62,00	0,11022	0,20840	0,08233	0,01102	0,02084	0,00823	2,16933	4,10188	1,62037
1.5b	2	18	20	64,0	0,09510	0,13169	0,05318	0,00951	0,01317	0,00532	1,93218	2,67564	1,08049
2b	2	20	20	65,00	0,09021	0,11222	0,04537	0,00902	0,01122	0,00454	1,86153	2,31575	0,93612
3b	2	25	20	67,00	0,08082	0,08506	0,03427	0,00808	0,00851	0,00343	1,71912	1,80931	0,72885
4b	2	30	20	70,00	0,01946	0,01888	0,00786	0,00195	0,00189	0,00079	0,43246	0,41950	0,17469
9b	2	5	25	72,00	0,20061	0,68744	0,23939	0,02006	0,06874	0,02394	4,58528	15,71293	5,47174
9.5b	2	8,1	25	73,0	0,11629	0,39864	0,14317	0,01163	0,03986	0,01432	2,69502	9,23843	3,31800
10b	2	10,1	25	74,00	0,09704	0,25710	0,09517	0,00970	0,02571	0,00952	2,27974	6,03989	2,23580
10.5b	2	12	25	75,2	0,07894	0,14769	0,05635	0,00789	0,01477	0,00564	1,88452	3,52575	1,34529
11b	2	15	25	77,00	0,07018	0,09118	0,03589	0,00702	0,00912	0,00359	1,71546	2,22895	0,87724
11.3b	2	18	25	78,0	0,06618	0,07380	0,02913	0,00662	0,00738	0,00291	1,63866	1,82734	0,72142
12b	2	20	25	79,00	0,06366	0,06640	0,02622	0,00637	0,00664	0,00262	1,59644	1,66520	0,65765
13b	2	25	25	82,00	0,05800	0,05375	0,02125	0,00580	0,00537	0,00213	1,50988	1,39914	0,55320
14b	2	30	25	85,00	0,05301	0,04532	0,01797	0,00530	0,00453	0,00180	1,43040	1,22305	0,48489
18b	2	2	30	85,0	0,10735	0,31242	0,07979	0,01074	0,03124	0,00798	2,89685	8,43046	2,15311
18.5b	2	5	30	86,6	0,09201	0,32022	0,11053	0,00920	0,03202	0,01105	2,52942	8,80356	3,03883
19.05b	2	8,1	30	88,0	0,07012	0,18108	0,06452	0,00701	0,01811	0,00645	1,95881	5,05864	1,80242
19.1b	2	10,1	30	89,0	0,05632	0,09954	0,03679	0,00563	0,00995	0,00368	1,59129	2,81236	1,03944
19.2b	2	13	30	91,0	0,05267	0,06316	0,02427	0,00527	0,00632	0,00243	1,52167	1,82465	0,70117
21b	2	15	30	92,0	0,05118	0,05504	0,02128	0,00512	0,00550	0,00213	1,49491	1,60746	0,62148
22b	2	20	30	94	0,04776	0,04398	0,01714	0,00478	0,00440	0,00171	1,42508	1,31231	0,51162
23b	2	25	30	97,0	0,04388	0,03721	0,01459	0,00439	0,00372	0,00146	1,35108	1,14582	0,44928
24b	2	30	30	100,0	0,04021	0,03222	0,01271	0,00402	0,00322	0,00127	1,27646	1,02293	0,40361
28b	2	2	35	100,3	0,07372	0,18552	0,06005	0,00737	0,01855	0,00601	2,34725	5,90719	1,91214
29.1b	2	5,1	35	102,0	0,05992	0,18219	0,06245	0,00599	0,01822	0,00624	1,94035	5,89933	2,02207
29.2b	2	8,1	35	103,0	0,04323	0,08454	0,02973	0,00432	0,00845	0,00297	1,41345	2,76434	0,97209
30b	2	10,1	35	104,0	0,04164	0,05149	0,01936	0,00416	0,00515	0,00194	1,37478	1,70000	0,63908
30.5.1b	2	12,1	35	105,0	0,04110	0,04350	0,01664	0,00411	0,00435	0,00166	1,37012	1,45015	0,55474
31b	2	15	35	107,0	0,03938	0,03724	0,01437	0,00394	0,00372	0,00144	1,33761	1,26495	0,48817
32b	2	20	35	109,0	0,03629	0,03117	0,01213	0,00363	0,00312	0,00121	1,25585	1,07875	0,41990
33b	2	25	35	112,0	0,03365	0,02701	0,01056	0,00337	0,00270	0,00106	1,19653	0,96020	0,37559

19 αγκύρια
H=20m

Πίνακας μετακινήσεων ενισχυμένου μετώπου για βάθος 20m (Περίπτωση καννάβου 19 αγκυρών)

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ					1D	2D	3D	1D	2D	3D	Qf	Qf (2D)	Qφ (3D)
A/A	H/D	c(kPa)	φ (o)	E(MPa)	U _{2,z=0} (m)	U ₂ (m)	U ₂ (m)	U _{mean/D}	U _{mean/D}	U _{mean/D}	U _{2E/DPO}	U _{2E/DPO}	U _{2E/DPO}
0.5b	5	10	20	140,4	0,437893	0,330871	0,151274	0,0437893	0,033087	0,0151274	7,807007	5,898953	2,696992
1b	5	15	20	143	0,316859	0,258809	0,117055	0,0316859	0,025881	0,0117055	5,753757	4,699641	2,125569
2b	5	20	20	146	0,237175	0,205193	0,091408	0,0237175	0,020519	0,0091408	4,397149	3,804217	1,694677
3b	5	25	20	148	0,190982	0,172175	0,075693	0,0190982	0,017218	0,0075693	3,589249	3,235804	1,42254
4b	5	30	20	151	0,162157	0,149209	0,064773	0,0162157	0,014921	0,0064773	3,109296	2,861023	1,241988
5b	5	30	20	153	0,159903	0,14707	0,063837	0,0159903	0,014707	0,0063837	3,106687	2,857355	1,240255
10b	5	15	25	177,4	0,204603	0,158419	0,070653	0,0204603	0,015842	0,0070653	4,609089	3,568699	1,591602
11b	5	15	25	180,1	0,149115	0,127314	0,055644	0,0149115	0,012731	0,0055644	3,410236	2,911654	1,272573
12b	5	20	25	182,7	0,121656	0,109749	0,047063	0,0121656	0,010975	0,0047063	2,822419	2,546173	1,091863
13b	5	25	25	185,4	0,106765	0,097539	0,041329	0,0106765	0,009754	0,0041329	2,513553	2,296354	0,97301
15b	5	35	25	190,6	0,0898086	0,080071	0,033383	0,0089809	0,008007	0,0033383	2,173653	1,937982	0,870797
20b	5	10	30	215	0,110741	0,090687	0,038537	0,0110741	0,009069	0,0038537	3,023405	2,475905	1,052121
21b	5	15	30	217	0,0873677	0,07779	0,032535	0,0087368	0,007779	0,0032535	2,407466	2,143548	0,896508
22b	5	20	30	220	0,0769117	0,06899	0,028507	0,0076912	0,006899	0,0028507	2,148644	1,927348	0,796379
23b	5	25	30	223	0,0708510	0,062517	0,025575	0,0070851	0,006252	0,0025575	2,006326	1,770319	0,724208
24b	5	30	30	225	0,0665198	0,057352	0,023265	0,006652	0,005735	0,0023265	1,900566	1,63862	0,664723
25b	5	35	30	228,2	0,0628898	0,053101	0,021381	0,006289	0,00531	0,0021381	1,822407	1,538752	0,619579
30_3b	5	13	35	254,8	0,062296	0,054015	0,022309	0,0062296	0,005401	0,0022309	2,015622	1,747673	0,721823
32b	5	20	35	258,3	0,0542165	0,046735	0,018999	0,0054217	0,004674	0,0018999	1,778301	1,532922	0,623153
35b	5	35	35	265,9	0,0461203	0,037188	0,014737	0,004612	0,003719	0,0014737	1,557256	1,255666	0,49761
1b	5	15	20	143	0,131118	0,153739	0,073237	0,0131118	0,015374	0,0073237	2,380936	2,791704	1,329897
2b	5	20	20	146	0,118758	0,134506	0,062856	0,0118758	0,013451	0,0062856	2,201736	2,493695	1,165336
3b	5	25	20	148	0,110154	0,120461	0,055354	0,0110154	0,012046	0,0055354	2,070196	2,263896	1,040306
4b	5	30	20	151	0,103633	0,109321	0,049573	0,0103633	0,010932	0,0049573	1,987122	2,096188	0,950548
5b	5	30	20	153	0,0980951	0,099762	0,044668	0,0098095	0,009976	0,0044668	1,905848	1,938241	0,867827
11b	5	15	25	180,1	0,0803167	0,087125	0,039203	0,0080317	0,008713	0,0039203	1,83683	1,99254	0,896567
13b	5	25	25	185,4	0,0733695	0,073446	0,031955	0,0073367	0,007345	0,0031955	1,727328	1,729134	0,752316
15b	5	35	25	190,6	0,0675026	0,063661	0,027102	0,0067503	0,006366	0,0027102	1,633777	1,540793	0,655958
20b	5	10	30	215	0,0601716	0,06291	0,027241	0,0060172	0,006291	0,0027241	1,64278	1,717538	0,74373
21b	5	15	30	217	0,0576458	0,057873	0,024624	0,0057646	0,005787	0,0024624	1,588462	1,594711	0,678515
22b	5	20	30	220	0,0554196	0,053788	0,022568	0,005542	0,005379	0,0022568	1,54823	1,502653	0,630472
23b	5	25	30	223	0,0534896	0,050284	0,020859	0,005349	0,005028	0,0020859	1,51469	1,423908	0,590684
24b	5	30	30	225	0,0515555	0,047212	0,019434	0,0051556	0,004721	0,0019434	1,473014	1,348917	0,555246
25b	5	35	30	228,2	0,0496406	0,044391	0,018139	0,0049641	0,004439	0,0018139	1,438474	1,286358	0,525626
30_3b	5	13	35	254,8	0,0434575	0,042085	0,017259	0,0043458	0,004209	0,0017259	1,406092	1,361694	0,558436
32b	5	20	35	258,3	0,0413438	0,038283	0,015455	0,0041344	0,003828	0,0015455	1,356077	1,255686	0,506914
35b	5	35	35	265,9	0,037589	0,03206	0,012713	0,0037589	0,003206	0,0012713	1,269196	1,082512	0,429266
0_5b	5	10	20	140,4	0,339343	0,519592	0,20723	0,0339343	0,051959	0,020723	6,050001	9,263581	3,694618
1b	5	15	20	143	0,266146	0,333479	0,13779	0,0266146	0,033348	0,013779	4,832873	6,055547	2,50209
2b	5	20	20	145,7	0,23187	0,252335	0,104566	0,023187	0,025234	0,0104566	4,289963	4,668604	1,934646
3b	5	25	20	148,4	0,206417	0,206599	0,085456	0,0206417	0,02066	0,0085456	3,889814	3,893249	1,610362
4b	5	30	20	151	0,184385	0,175058	0,072157	0,0184385	0,017506	0,0072157	3,535509	3,356671	1,383579
9.5b	5	7	25	176	0,163566	0,286729	0,113142	0,0163566	0,028673	0,0113142	3,65557	6,408164	2,528626
10b	5	15	25	177,4	0,1478	0,215391	0,087371	0,01478	0,021539	0,0087371	3,329488	4,852113	1,968215
11b	5	15	25	180,1	0,134938	0,158938	0,065045	0,0134938	0,015894	0,0065045	3,086011	3,634897	1,487564
12b	5	20	25	182,7	0,123138	0,130143	0,0531	0,0123138	0,013014	0,00531	2,856802	3,019316	1,23193
13b	5	25	25	185,4	0,113531	0,112762	0,045681	0,0113531	0,011276	0,0045681	2,672844	2,654751	1,075472
15b	5	35	25	190,6	0,0982474	0,089321	0,035906	0,0098247	0,008932	0,0035906	2,377899	2,161855	0,869027
20b	5	10	30	215	0,0916037	0,114913	0,045976	0,0091604	0,011491	0,0045976	2,500926	3,137304	1,255229
21b	5	15	30	217	0,0869377	0,091664	0,036568	0,0086938	0,009166	0,0036568	2,395617	2,525865	1,007646
22b	5	20	30	220	0,0820578	0,07937	0,031483	0,0082058	0,007937	0,0031483	2,292408	2,217322	0,879535
23b	5	25	30	223	0,0768753	0,070585	0,027864	0,0076875	0,007058	0,0027864	2,176913	1,998782	0,789035
24b	5	30	30	225	0,0719375	0,063572	0,025005	0,0071938	0,006357	0,0025005	2,055357	1,816331	0,714432
25b	5	35	30	228,2	0,0683376	0,058564	0,022961	0,0068338	0,005856	0,0022961	1,980272	1,697063	0,665349
30_3b	5	13	35	254,8	0,0637556	0,062785	0,024377	0,0063756	0,006279	0,0024377	2,062848	2,031458	0,788718
31b	5	15	35	255,8	0,062619	0,05926	0,02303	0,006262	0,005926	0,002303	2,034054	1,924960	0,748076
32b	5	20	35	258,3	0,059095	0,05269	0,02045	0,005909	0,005269	0,002045	1,938565	1,728387	0,670740
33b	5	25	35	260,9	0,055525	0,04768	0,01844	0,005553	0,004768	0,001844	1,839322	1,579500	0,610887
34b	5	30	35	263,4	0,052656	0,04386	0,01692	0,005266	0,004386	0,001692	1,761210	1,466886	0,566000
35b	5	35	35	265,9	0,0499685	0,04055	0,015642	0,0049969	0,004055	0,0015642	1,68719	1,36918	0,528137

Πίνακας μετακινήσεων ενισχυμένου μετώπου για βάθος 50m