



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
Δ.Π.Μ.Σ. ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ  
ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΚΑΤΑΝΟΜΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ ΓΑΙΩΝ  
ΣΕ ΠΟΛΛΑΠΛΑ ΑΓΚΥΡΩΜΕΝΑ  
ΕΥΚΑΜΠΤΑ ΠΕΤΑΣΜΑΤΑ**

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Κωνσταντίνος Κιτσάκης

Επιβλέπων: Μιχάλης Καββαδάς  
Αναπληρωτής Καθηγητής Ε.Μ.Π.

ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2011, ΑΘΗΝΑ







## **ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ**

Ευχαριστώ θερμά τον Αναπληρωτή Καθηγητή κ. Μιχάλη Καββαδά, για την ευκαιρία που μου έδωσε να εκπονήσω την παρούσα μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία, καθώς και για την καθοδήγηση που μου παρείχε σε όλες τις φάσεις εκπόνησής της.

Θα ήθελα επίσης, να ευχαριστήσω θερμά τον υποψήφιο Διδάκτορα του Τομέα Γεωτεχνικής κ. Κωνσταντίνο Τζιβάκο, για την εξαιρετική συνεργασία που είχαμε και τη συμβολή του σε όλα τα στάδια της ενασχόλησής μου με το συγκεκριμένο αντικείμενο.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους υποψήφιους Διδάκτορες του Τομέα Γεωτεχνικής κ.κ. Α. Καλό, Π. Σιταρένιο και Π. Φορτσάκη για τις εποικοδομητικές προτάσεις τους σε επιμέρους πτυχές της ανάλυσης.



## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στην παρούσα μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία διερευνήθηκε το πρόβλημα της κατανομής των εδαφικών ωθήσεων πάνω σε πολλαπλά αγκυρωμένα εύκαμπτα πετάσματα. Για τον υπολογισμό των ανωτέρω ωθήσεων, έχουν προταθεί αρκετές αναλυτικές ημι-εμπειρικές μεθοδολογίες από διάφορους ερευνητές.

Για την αξιολόγηση των παραπάνω μεθόδων και για μια κατά το δυνατόν πιο ρεαλιστική προσομοίωση του εν λόγω προβλήματος, μορφώθηκε ένα κατάλληλο αριθμητικό προσομοίωμα, το οποίο αναλύθηκε με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Έγινε προσπάθεια να καλυφθεί ένα εύρος εδαφών, ώστε να αξιολογηθεί η δυνατότητα εφαρμογής των αναλυτικών μεθόδων σε διάφορες συνθήκες. Το αριθμητικό μέρος της εργασίας δεν είναι μια μελέτη πραγματικής αντιστήριξης, αλλά μια προσπάθεια παραμετρικής διερεύνησης του προβλήματος της κατανομής των εδαφικών πιέσεων επί πολλαπλά αγκυρωμένου εύκαμπτου πετάσματος.

Προέκυψε το συμπέρασμα ότι οι αναλυτικές μεθοδολογίες προσεγγίζουν ικανοποιητικά τις κατανομές των εδαφικών ωθήσεων σε μη συνεκτικά εδάφη, ενώ δε συμβαίνει το ίδιο για συνεκτικά εδάφη. Προτείνεται, αναφορικά με τον υπολογισμό της συνολικής εδαφικής ώθησης, για χαλαρές άμμους η μέθοδος Twine–Roscoe, ενώ για μέσες και πυκνές άμμους η μέθοδος Peck και το κάτω όριο της μεθόδου NAVFAC. Για μαλακές αργίλους προτείνεται η μέθοδος Peck, ενώ για μέσης στιφρότητας αργίλους προτείνεται το άνω όριο της μεθόδου Peck που θεωρητικά αφορά στιφρές αργίλους. Τα πιο πάνω συμπεράσματα προέκυψαν από μεγάλο εύρος ωθήσεων μεταξύ της κατάστασης γεωστατικών τάσεων και της κατάστασης ενεργητικών ωθήσεων, για αντίστοιχα μεγάλο εύρος οριζόντιων μετατοπίσεων του πετάσματος.



# ABSTRACT

The present diploma thesis deals with the problem of the distribution of earth pressures on multi-tied flexible retaining walls. For the calculation of the aforementioned earth pressures, various researchers have proposed a variety of analytical semi-empirical methods.

Aiming at evaluating these methods and for a realistic simulation of the problem of earth pressure distribution on a multi-tied wall, an appropriate numerical model was constructed and analyzed using the finite element method. A variety of cohesionless and cohesive soils was examined with the objective of evaluating the suitability of the analytical methods for a multitude of soil conditions. Therefore, the numerical part of this thesis is not an actual case study, but an attempt for a parametric study of the issue.

It was concluded that the analytical methods approximate adequately the earth pressure distributions for cohesionless soils, whereas this specific conclusion is not applicable to cohesive soils. As for the calculation of the total earth pressure, the Twine-Roscoe method is proposed for loose sands. The method of Peck and the upper value of the NAVFAC method are proposed for medium and dense sands. For soft clays, the Peck method is considered more suitable, whereas for clays of medium stiffness, the upper limit of the Peck method theoretically applicable to stiff clays, is proposed. These conclusions were obtained from a wide range of pressures between the at-rest pressures and the active pressures, and for an accordingly large range of horizontal wall displacements.



# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	1
1.1 Περί αγκυρωμένων τοίχων αντιστήριξης.....	1
1.2 Δομή της εργασίας.....	3
2. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ.....	5
2.1 Δομικά στοιχεία τοίχων αντιστήριξης.....	5
2.2 Μηχανισμοί αστοχίας.....	18
2.3 Ευστάθεια.....	29
2.4 Μετακινήσεις.....	44
2.5 Υπολογισμός εδαφικών ωθήσεων.....	52
3. ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ.....	61
3.1 Γεωμετρία–Μηχανικά χαρακτηριστικά.....	61
3.2 Καταστατικό προσομοίωμα Mohr–Coulomb.....	75
4. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ.....	79
4.1 Μη συνεκτικά εδάφη.....	79
4.2 Συνεκτικά εδάφη.....	95
5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	111
5.1 Μη συνεκτικά εδάφη.....	111
5.2 Συνεκτικά εδάφη.....	112
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ.....	113
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	121



# 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

## 1.1 Περί αγκυρωμένων τοίχων αντιστήριξης

Τα συστήματα αντιστήριξης με πολλαπλά αγκυρωμένα εύκαμπτα πετάσματα αποτελούν δημοφιλή επιλογή για τη βελτίωση της ευστάθειας βαθέων εκσκαφών, χάρη στα τεχνικά και πρακτικά πλεονεκτήματα που προσφέρουν. Ιδιαίτερα σε αστικό περιβάλλον, όπου η αξία της γης είναι σημαντική παράμετρος στην εκτέλεση των τεχνικών έργων, κατασκευάζονται κτίρια με πολλαπλούς υπόγειους ορόφους, δημιουργώντας την ανάγκη για συστήματα αντιστήριξης οικονομικά και ασφαλή.

Τα αγκύρια εδάφους σχεδιάζονται για να σταθεροποιούν και να αντιστηρίζουν φυσικές και τεχνητές δομές και να περιορίζουν τις μετατοπίσεις τους, με τη χρήση δομικών στοιχείων με αντοχή σε εφελκυσμό. Η βασική φιλοσοφία λειτουργίας τους είναι η μεταφορά των εφελκυστικών δυνάμεων αντίστασης που αναπτύσσουν, στο έδαφος, μέσω της κινητοποίησης της διατμητικής αντοχής στη διεπιφάνεια βολβού-εδάφους.

## ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΚΑΤΑΝΟΜΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ ΓΑΙΩΝ 2 ΣΕ ΠΟΛΛΑΠΛΑ ΑΓΚΥΡΩΜΕΝΑ ΕΥΚΑΜΠΤΑ ΠΕΤΑΣΜΑΤΑ

---

Τα πετάσματα μπορούν να κατασκευαστούν με μια πληθώρα δομικών στοιχείων, ανάλογα με τις συνθήκες του εκάστοτε έργου. Οι κυριότεροι τύποι τοίχων είναι: α) με πασσαλοσανίδες, β) τύπου Βερολίνου, συνηθέστερα με χρήση φρεατοπασσάλων και γ) διαφραγματικοί.

Μια σημαντική παράμετρος σχεδιασμού των πολλαπλά αγκυρωμένων πετασμάτων, είναι οι εδαφικές πιέσεις που αναπτύσσονται επί του πετάσματος από το αντιστηριζόμενο έδαφος. Για την εκτίμηση των συγκεκριμένων πιέσεων, έχουν προταθεί μια σειρά από διαφορετικές ημι-εμπειρικές μεθοδολογίες υπολογισμού, οι οποίες έχουν χρησιμοποιηθεί και συνεχίζουν να χρησιμοποιούνται στην κατασκευαστική πράξη. Οι διάφορες μέθοδοι ενέχουν αρκετές παραδοχές, προκειμένου να αποτελέσουν πρακτικό οδηγό κατά το σχεδιασμό έργων αντιστήριξης.

Στην παρούσα εργασία γίνεται μια ανασκόπηση των πιο γνωστών εμπειρικών μεθόδων υπολογισμού και στη συνέχεια επιχειρείται μια σύγκρισή τους με τα αποτελέσματα που προκύπτουν από μια σειρά αριθμητικών αναλύσεων, με τη χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων.



**Σχήμα 1.1** Τοίχος αντιστήριξης με πασσάλους

## 1.2 Δομή της Εργασίας

Η παρούσα εργασία χωρίζεται σε 5 κεφάλαια, συμπεριλαμβανόμενης της Εισαγωγής.

Το κεφάλαιο 2 περιλαμβάνει μια ανασκόπηση των χαρακτηριστικών των δομικών στοιχείων των αγκυρωμένων πετασμάτων, των μηχανισμών αστοχίας που λαμβάνονται υπόψη κατά το σχεδιασμό, ζητήματα ευστάθειας του αντιστηριζόμενου εδάφους, τα χαρακτηριστικά μεγέθη των μετατοπίσεων για τα οποία σχεδιάζονται τα συστήματα αντιστήριξης και τέλος, οι διάφορες αναλυτικές μεθοδολογίες που έχουν προταθεί από τους ερευνητές για τον υπολογισμό των εδαφικών ωθήσεων.

Στο κεφάλαιο 3 περιγράφεται το αριθμητικό προσομοίωμα το οποίο χρησιμοποιήθηκε για τις αναλύσεις με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων, καθώς και το καταστατικό προσομοίωμα του εδάφους Mohr – Coulomb.

Στο κεφάλαιο 4 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για μη συνεκτικά και συνεκτικά εδάφη και γίνεται σύγκριση των κατανομών των εδαφικών ωθήσεων που προέκυψαν από τις αναλύσεις με τις κατανομές των αναλυτικών μεθοδολογιών.

Στο κεφάλαιο 5 συνοψίζονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν για μη συνεκτικά και συνεκτικά εδάφη αντίστοιχα.



## **2. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ**

### **2.1 Δομικά στοιχεία αγκυρωμένων τοίχων αντιστήριξης**

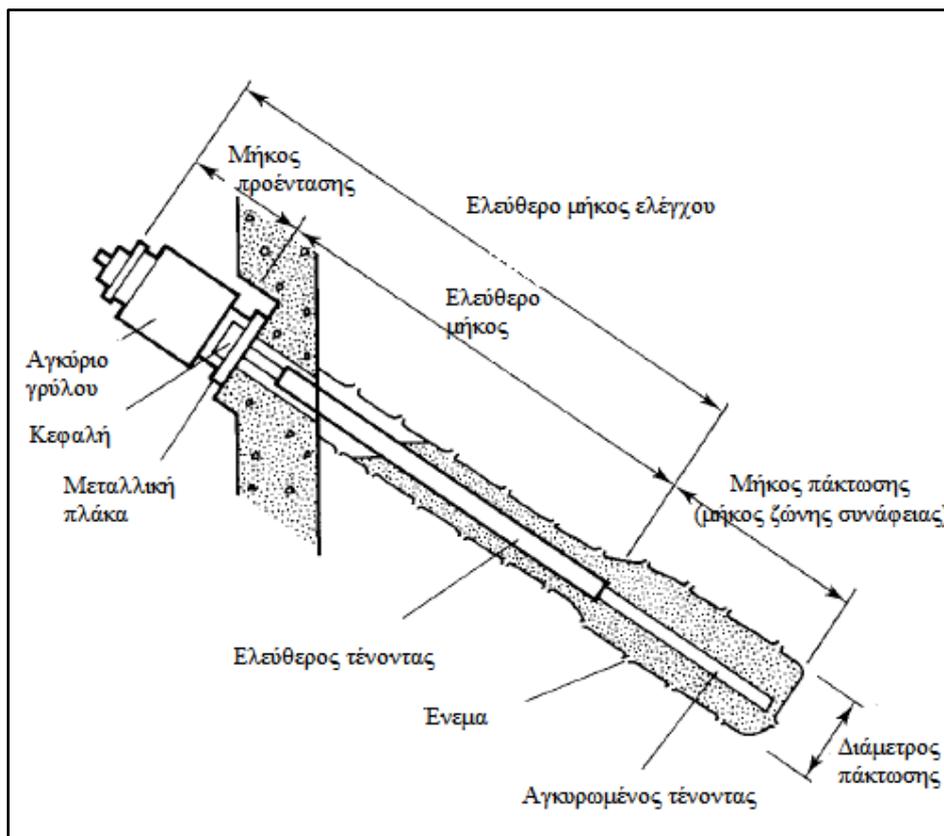
#### **2.1.1 Γενικά**

Τα συστήματα αντιστήριξης με αγκύρια εδάφους σχεδιάζονται για να σταθεροποιήσουν και να υποστηρίξουν φυσικές ή τεχνητές δομές και να περιορίσουν την κίνησή τους κάνοντας χρήση δομικών στοιχείων με αντοχή σε εφελκυσμό. Η βασική φιλοσοφία σχεδιασμού είναι η μεταφορά των εφελκυστικών δυνάμεων αντίστασης των αγκυρίων στο έδαφος, μέσω της τριβής που αναπτύσσεται στις διεπιφάνειες. Τα συστήματα αυτά δίνουν τη δυνατότητα να χρησιμοποιηθεί το έδαφος δίπλα στο έργο για να εξασφαλιστεί οριζόντια και κατακόρυφη υποστήριξη. Σε σχέση με τους κλασσικούς τοίχους αντιστήριξης βαρύτητας ή τα συστήματα αντιστήριξης με αντηρίδες, προσφέρουν τα πλεονεκτήματα της οικονομικότερης κατασκευής, του μικρότερου χρόνου κατασκευής και της οικονομίας χώρου στο εργοτάξιο. Η χρήση τους απαιτεί προσεκτική αξιολόγηση της ανθεκτικότητας των δομικών στοιχείων και της μακροχρόνιας επιτελεστικότητας και μηχανικής συμπεριφοράς τους.

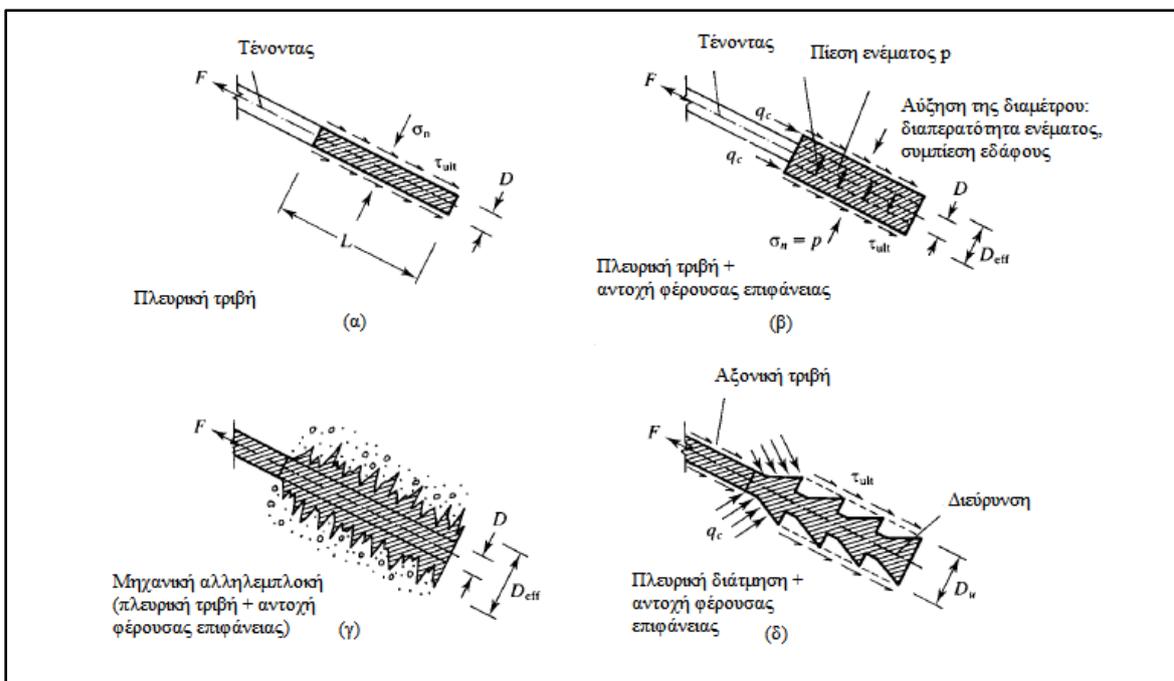
### **2.1.2 Αγκύρια εδάφους**

Τα αγκύρια εδάφους είναι προεντεταμένοι τένοντες πακτωμένοι σε μια κυλινδρική ζώνη τσιμεντενέματος μέσα στο έδαφος. Εγκαθίστανται σε οπές που διανοίγονται με γεωτρήματα και προεντείνονται στο φορτίο σχεδιασμού προκειμένου να μεταφέρουν την απαιτούμενη δύναμη αντίστασης από τον τένοντα στο έδαφος. Τα προσωρινά αγκύρια έχουν σαφώς ορισμένη περίοδο λειτουργίας και το όριο της ωφέλιμης ζωής τους συνήθως είναι μικρότερο από δύο χρόνια. Τα μόνιμα αγκύρια είναι ανθεκτικά σε διάβρωση για να εξασφαλιστεί η απόδοσή τους για όλη τη διάρκεια ζωής του έργου. Στο σχήμα 2.1 φαίνονται τα επιμέρους στοιχεία ενός αγκυρίου εδάφους:

- (α) Ο τένοντας αποτελείται από χαλύβδινα καλώδια, συρματόσχοινα ή ράβδους υψηλής αντοχής. Περιλαμβάνει το πακτωμένο τμήμα, όπου ο τένοντας είναι δεσμευμένος μέσα στο βολβό του ενέματος, το οποίο μεταφέρει την εφελκυστική δύναμη στο περιβάλλον έδαφος και το ελεύθερο τμήμα, όπου ο τένοντας μπορεί να επιμηκυνθεί ελαστικά μεταφέροντας τη δύναμη αντίστασης από το πακτωμένο τμήμα στη διατομή του τοίχου.
- (β) Το ένεμα είναι συνήθως μείγμα τσιμέντου τύπου Portland ή πολυμερής ρητίνη και χρησιμοποιείται για να μεταφερθεί η δύναμη του τένοντα μέσα στο έδαφος. Μια δευτερεύουσα ζώνη ενέματος μπορεί να εισαχθεί στην οπή του αγκυρίου μετά την ένταση του τένοντα προκειμένου αυτός να προστατευτεί από διάβρωση αν δεν διαθέτει επίστρωση.
- (γ) Η κεφαλή αγκύρωσης αποτελείται από μια μεταλλική πλάκα και έναν κοχλία που επιτρέπει την ένταση και μετέπειτα τη σταθεροποίηση του τένοντα.



Σχήμα 2.1 Αγκύριο εδάφους (Fang 1991)



Σχήμα 2.2 Μηχανισμοί αλληλεπίδρασης σε αγκύρια εδάφους (Fang 1991)

## ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΚΑΤΑΝΟΜΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ ΓΑΙΩΝ 8 ΣΕ ΠΟΛΛΑΠΛΑ ΑΓΚΥΡΩΜΕΝΑ ΕΥΚΑΜΠΤΑ ΠΕΤΑΣΜΑΤΑ

---

Υπάρχουν τέσσερα βασικά είδη αγκυρίων, όπως φαίνεται στο σχήμα 2.2. Αυτά είναι:

(α) Με λείο διάτρημα σταθερής διαμέτρου. Χρησιμοποιούνται στα περισσότερα είδη εδαφών και συνήθως εγκαθίστανται με γεωτρύπανα με κοίλο στέλεχος ή με συστήματα tremie και με χαμηλή ή καθόλου πίεση ενέματος. Τα γεωτρύπανα μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε συνεκτικά και αμμώδη εδάφη και η διαδικασία εγκατάστασης περιλαμβάνει τρία στάδια: εισαγωγή του τένοντα στο γεωτρύπανο, διάτρηση και εισαγωγή του ενέματος ενώ αποσύρεται το γεωτρύπανο.

(β) Χαμηλής πίεσης. Συνήθως κατασκευάζονται με συστήματα tremie και πίεση ενέματος μικρότερη από 1 MPa, σε οπές που σε αμμώδη εδάφη γίνονται με την προώθηση ενός κυλινδρικού κελύφους διαμέτρου 10–15 cm και με εισπίεση νερού ή αέρα για την απομάκρυνση του εδάφους. Σε συνεκτικά εδάφη συχνά δεν χρειάζεται κέλυφος.

(γ) Υψηλής πίεσης. Η πίεση του ενέματος είναι μεγαλύτερη από 1 MPa και το κέλυφος της τάξης των 7 έως 8 cm.

(δ) Διαδοχικών διευρύνσεων. Χρησιμοποιούνται σε στιφρά συνεκτικά εδάφη. Αρχικά διανοίγεται η οπή στο έδαφος, στη συνέχεια η κεφαλή κοπής διευρύνεται σταδιακά μέχρι την επιθυμητή διάμετρο. Το έδαφος απομακρύνεται με εισπίεση νερού, εισάγεται το ένεμα και στη συνέχεια εισάγεται ο τένοντας.

Στο σχήμα 2.2 φαίνονται και οι μηχανισμοί αλληλεπίδρασης ανάλογα με τον τύπο του αγκυρίου. Στα αγκύρια λείου διατρήματος η αντίσταση σε εξόλκευση εξασφαλίζεται μέσω της πλευρικής διάτμησης που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια εδάφους–ενέματος. Προσεγγιστικά υπολογίζεται ως:

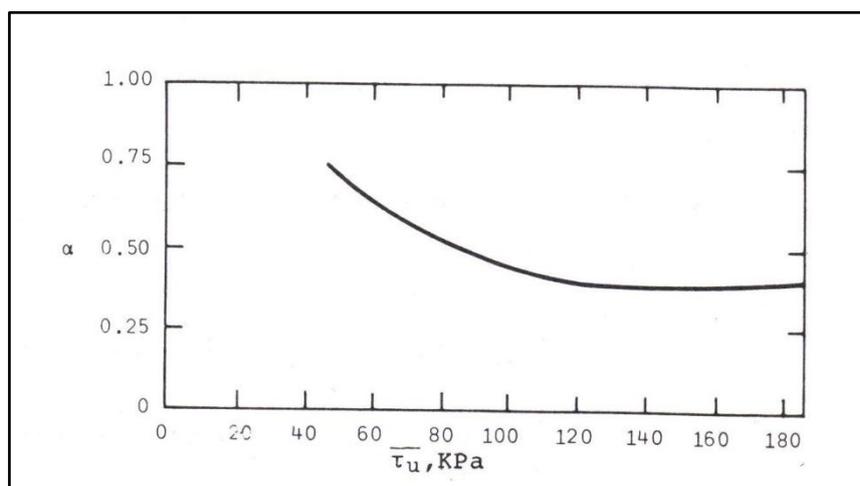
$$T_f = \pi D L \tau_{ult} \quad (2.1)$$

όπου  $\tau_{ult}$  η μέγιστη πλευρική διατμητική τάση στη διεπιφάνεια,  $D$  η διάμετρος και  $L$  το μήκος του πακτωμένου τμήματος. Η πραγματική διάμετρος  $D$  είναι δύσκολο να υπολογιστεί, γιατί εξαρτάται κατά πολύ από το πορώδες και τη διαπερατότητα του

εδάφους. Για συνεκτικά εδάφη η μέγιστη πλευρική διατμητική τάση στη διεπιφάνεια αναφέρεται (Fang 1991) ότι είναι ίση με:

$$\tau_{ult} = \alpha c_u \quad (2.2)$$

Η τιμή του συντελεστή  $\alpha$  κυμαίνεται μεταξύ 0.30 και 0.75 με τις χαμηλότερες τιμές να αφορούν στιφρές αργίλους, όπως φαίνεται και στο σχήμα 2.3.



Σχήμα 2.3 Μειωτικός συντελεστής  $\alpha$  (Χριστούλας 1998)

Στα ακύρια χαμηλής πίεσης, η εισαγωγή του ενέματος προκαλεί μια αύξηση της διαμέτρου του πακτωμένου τμήματος λόγω διάχυσης του ενέματος και τοπικής συμπίεσης του εδάφους. Επομένως, η αντίστασή τους εξαρτάται κατά κύριο λόγο από την τιμή της πίεσης και οφείλεται αφενός στη διατμητική τάση που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια και αφετέρου στην αντοχή αιχμής της επιφάνειας που δημιουργείται κάθετα στον άξονα του αγκυρίου λόγω της αύξησης της διαμέτρου του πακτωμένου τμήματος. Η αντίσταση σε εξόλκευση υπολογίζεται από τη σχέση 2.1 και για μη συνεκτικά εδάφη (Fang 1991) ισχύει ότι:

$$\tau_{ult} = p A \tan \varphi \quad (2.3)$$

όπου  $p$  είναι η πίεση του ενέματος,  $\varphi$  η γωνία τριβής του εδάφους και  $A$  μια αδιάστατη εμπειρική παράμετρος με τιμή μικρότερη της μονάδας.

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΚΑΤΑΝΟΜΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ ΓΑΙΩΝ**  
**10 ΣΕ ΠΟΛΛΑΠΛΑ ΑΓΚΥΡΩΜΕΝΑ ΕΥΚΑΜΠΤΑ ΠΕΤΑΣΜΑΤΑ**

**Πίνακας 2.1** Μέγιστη τάση συνάφειας σε αγκύρια εδάφους (Day 2010)

	Είδος	Μέγιστη τάση συνάφειας (MPa)
Συνεκτικό έδαφος	Μαλακή ιλυώδης άργιλος	0.03–0.07
	Ιλυώδης άργιλος	0.03–0.07
	Στιφρή άργιλος, μέσης έως μεγάλης πλαστικότητας	0.03–0.10
	Πολύ στιφρή άργιλος, μέσης έως μεγάλης πλαστικότητας	0.07–0.17
	Στιφρή άργιλος, μέσης πλαστικότητας	0.10–0.25
	Πολύ στιφρή άργιλος, μέσης πλαστικότητας	0.14–0.35
	Πολύ στιφρή αμμώδης άργιλος, μέσης πλαστικότητας	0.28–0.38
Μη συνεκτικό έδαφος (υπερκείμενο έδαφος τουλάχιστον 4.6 m)	Λεπτόκοκκη έως μεσόκοκκη άμμος, μέσης έως μεγάλης πυκνότητας	0.08–0.38
	Μεσόκοκκη άμμος με χάλικες, μέσης πυκνότητας	0.11–0.66
	Μεσόκοκκη άμμος με χάλικες, πυκνές έως πολύ πυκνές	0.25–0.97
	Ιλυώδης άμμος	0.17–0.41
	Πυκνές παγετώδεις αποθέσεις	0.30–0.52
	Αμμώδεις χάλικες, μέσης έως μεγάλης πυκνότητας	0.21–1.38
	Αμμώδεις χάλικες, πυκνοί έως πολύ πυκνοί	0.28–1.38

Μια εναλλακτική σχέση για τον υπολογισμό της αντοχής σε εξόλκευση αναφέρεται από τον Bowles (1997):

$$T_f = \pi DL(\gamma d_2 K \tan \delta + c_a) \quad (2.4)$$

όπου  $D$  η διάμετρος και το  $L$  το μήκος της πάκτωσης,  $K$  ένας συντελεστής μεταξύ του συντελεστή ενεργητικών ωθήσεων  $K_a$  και του συντελεστή ουδέτερων ωθήσεων  $K_0$ ,  $d_2$  το μέσο βάθος πάκτωσης,  $\delta$  η γωνία τριβής στη διεπιφάνεια ενέματος - εδάφους και  $c_a$  η συνάφεια στο πακτωμένο τμήμα, η οποία κυμαίνεται μεταξύ 0.7 και 1.0 της συνοχής του εδάφους.

Αναφέρεται η παρακάτω σχέση για τον υπολογισμό της αντοχής σε εξόλκευση σε άμμους, η οποία προκύπτει ως άθροισμα της πλευρικής αντίστασης και της αντίστασης του άκρου του αγκυρίου (Μπουκοβάλας 2004):

$$T_f = \pi DLK_f \sigma'_{v0} + \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) \frac{N_q}{1.4} \sigma'_{v0} \quad (2.5)$$

όπου  $K_f$  συντελεστής ο οποίος εξαρτάται από τον τύπο και την κατάσταση συμπύκνωσης του εδάφους,  $\sigma'_{vo}$  η κατακόρυφη γεωστατική τάση στο μέσο του αγκυρίου,  $N_q$  συντελεστής φέρουσας ικανότητας για την περίπτωση των πασσάλων,  $D$  η διάμετρος του πακτωμένου τμήματος και  $d$  η διάμετρος της οπής. Η τιμή του  $N_q$  μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση:

$$N_q = \exp(\pi \tan \varphi) \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.6)$$

Μια ακόμη εμπειρική σχέση (Craig 2004) είναι η ακόλουθη:

$$T_f = L n \tan \varphi' \quad (2.7)$$

Η τιμή της εμπειρικής παραμέτρου  $n$  είναι συνήθως μεταξύ 400–600 kN/m για χονδρόκοκκες άμμους και χάλικες και μεταξύ 130–165 kN/m για λεπτόκοκκες έως μέσης πυκνότητας άμμους.

**Πίνακας 2.2** Τυπικές τιμές συντελεστή  $K_f$  (Χριστούλας 1998)

	Χαλαρή	Μέση	Πυκνή
ΙΛΥΣ	0.1	0.4	1
ΛΕΠΤ. ΑΜΜΟΣ	0.2	0.6	1.5
ΜΕΣ. ΑΜΜΟΣ	0.5	1.2	2
ΑΜΜΟΧΑΛΙΚΟ	1	2	3

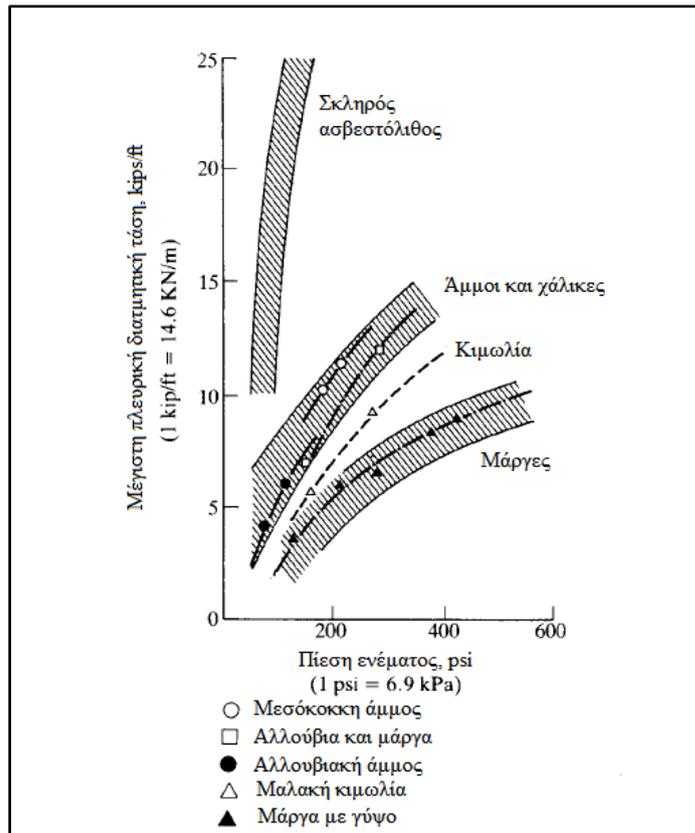
Για αργίλους μπορεί να χρησιμοποιηθεί η παρακάτω σχέση (Μπουκοβάλας 2004):

$$T_f = \pi D L \alpha c_u + \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) c_u N_c \quad (2.8)$$

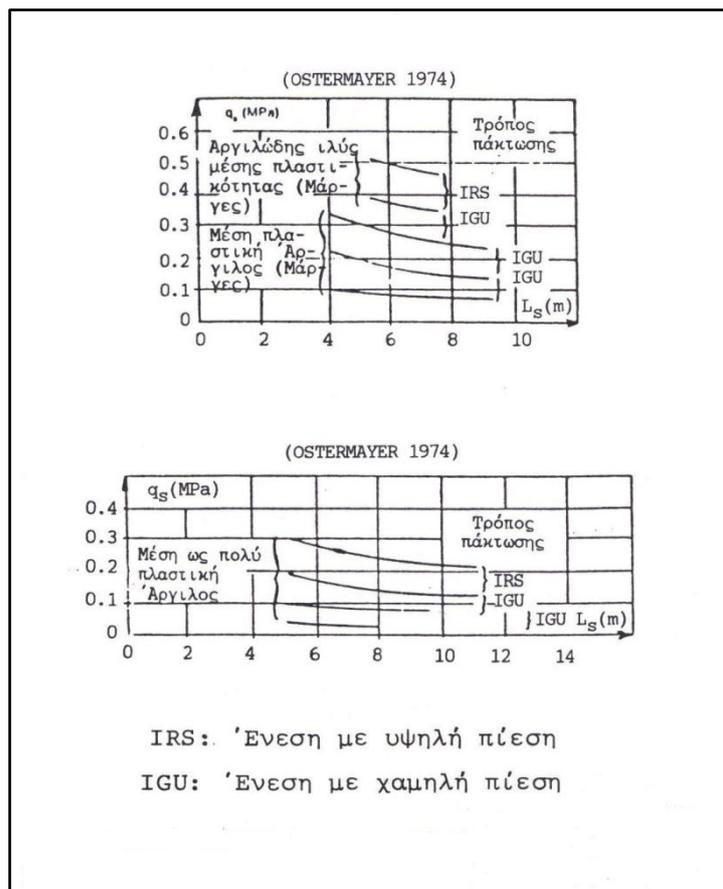
Η παράμετρος  $\alpha$  είναι ο συντελεστής τριβής της διεπιφάνειας ενέματος–εδάφους που αναφέρθηκε παραπάνω. Η τιμή του εξαρτάται από τη μέθοδο κατασκευής του αγκυρίου και είναι της τάξης του 0.3 όταν αυτή γίνεται με σύστημα tremie, 0.6 όταν εισάγεται ένεμα με χαμηλή πίεση και μπορεί να φτάσει την τιμή 1.0 για αγκύρια όπου γίνονται διαδοχικές διευρύνσεις.

## ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΚΑΤΑΝΟΜΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ ΓΑΙΩΝ 12 ΣΕ ΠΟΛΛΑΠΛΑ ΑΓΚΥΡΩΜΕΝΑ ΕΥΚΑΜΠΤΑ ΠΕΤΑΣΜΑΤΑ

Για τα αγκύρια υψηλής πίεσης, επειδή είναι δύσκολο να εκτιμηθεί η επίδραση της πίεσης στην αλληλεπίδραση αγκυρίου-εδάφους, χρησιμοποιούνται εμπειρικές σχέσεις και καμπύλες. Στο σχήμα 2.4 παρουσιάζεται η σημαντική επιρροή της πίεσης του ενέματος στην αλληλεπίδραση αγκυρίου εδάφους για διάφορα εδάφη.



Σχήμα 2.4 Επιρροή της πίεσης του ενέματος στη φέρουσα ικανότητα των αγκυρίων (Fang 1991)



Σχήμα 2.5 Μέγιστη τάση συνάφειας για αγκύρια εδάφους (Χριστούλας 1998)

Για τα αγκύρια διαδοχικών διευρύνσεων, χρησιμοποιούνται εμπειρικές σχέσεις που έχουν προκύψει για το σχεδιασμό πασσάλων σε συνεκτικά εδάφη. Οι Clayton et. al. (1993) προτείνουν την παρακάτω σχέση για συνεκτικά εδάφη:

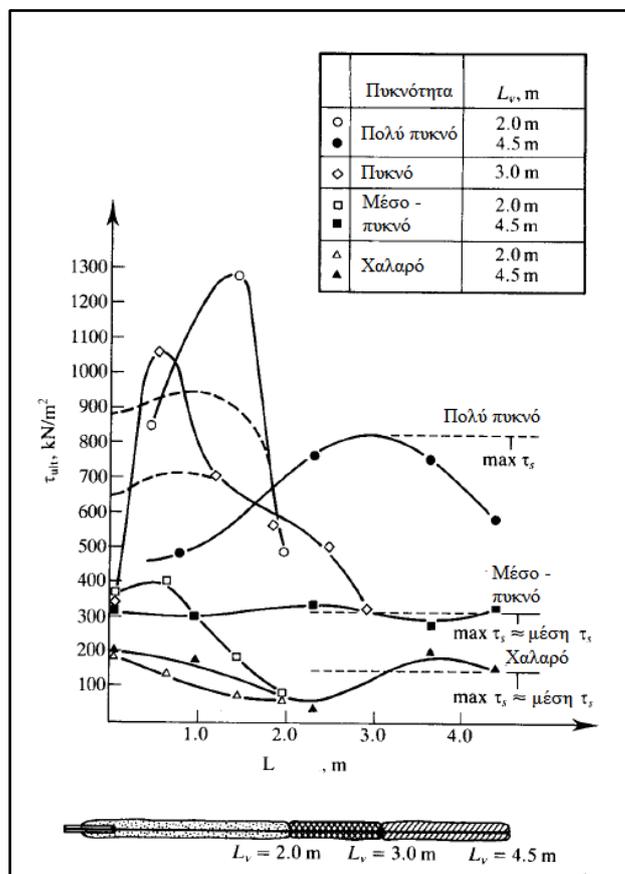
$$T_f = c_u [f_u \pi D_u L_u + N_c \frac{\pi}{4} (D_u^2 - d^2) + \alpha \pi d l_s] \quad (2.9)$$

όπου  $f_u$  συντελεστής αποδοτικότητας με τιμές 0.75–0.90,  $D_u$  η διάμετρος της διεύρυνσης,  $L_u$  το μήκος του τμήματος με τις διευρύνσεις,  $N_c$  ο γνωστός συντελεστής φέρουσας ικανότητας (συνήθως λαμβάνεται  $N_c = 9$ ),  $\alpha$  συντελεστής πρόσφυσης με τιμές 0.30–0.35 και  $l_s$  το μήκος του λείου μέρους του πακτωμένου τμήματος.

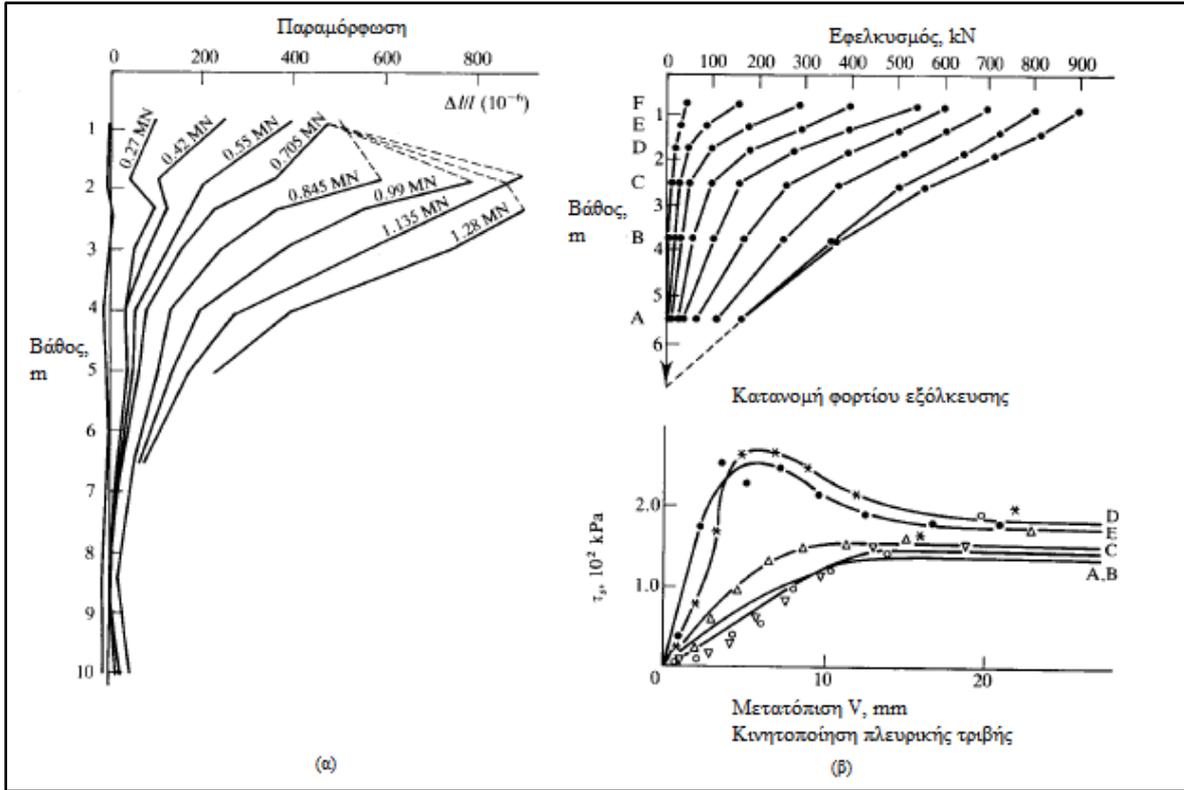
Η κατανομή του φορτίου κατά μήκος του πακτωμένου τμήματος των αγκυρίων έχει μελετηθεί από διάφορους ερευνητές. Στο σχήμα 2.6 παρουσιάζεται η κατανομή της διατμητικής τάσης στη διεπιφάνεια εδάφους–ενέματος για το οριακό φορτίο, για άμμους

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΚΑΤΑΝΟΜΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ ΓΑΙΩΝ  
14 ΣΕ ΠΟΛΛΑΠΛΑ ΑΓΚΥΡΩΜΕΝΑ ΕΥΚΑΜΠΤΑ ΠΕΤΑΣΜΑΤΑ**

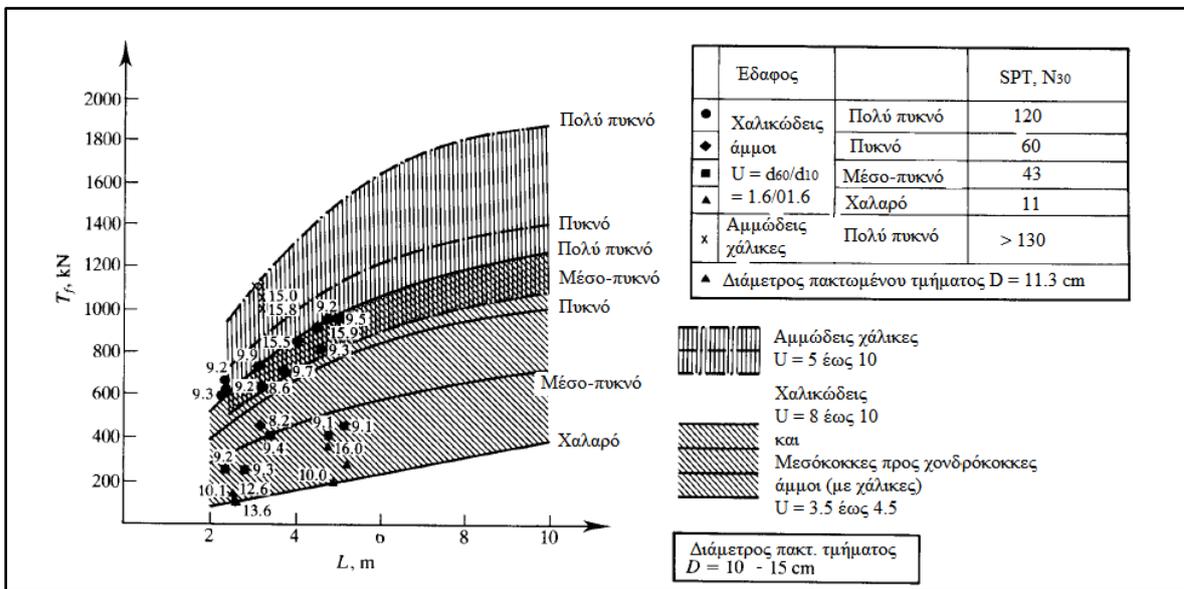
με διαφορετική πυκνότητα. Στο σχήμα 2.7 (α) παρουσιάζονται πειραματικά αποτελέσματα για άμμους ποταμών και στο σχήμα 2.7 (β) αποτελέσματα για πλαστικοποιημένη άργιλο. Παρατηρείται ότι σε πυκνά αμμώδη εδάφη και υπερστερεοποιημένες αργίλους η διατμητική τάση κατά μήκος του αγκυρίου δεν είναι σταθερή, επομένως η αντοχή του αγκυρίου σε εξόλκευση δεν είναι ανάλογη του μήκους του. Το ίδιο συμπέρασμα προκύπτει και από τις εμπειρικές καμπύλες του σχήματος 2.8, όπου η αντοχή σε εξόλκευση των αγκυρίων παρουσιάζεται ως συνάρτηση του πακτωμένου μήκους, του είδους και της πυκνότητας του εδάφους.



**Σχήμα 2.6** Κατανομή της πλευρικής διατμητικής τάσης κατά το μήκος αγκυρίων με πίεση (Fang 1991)



Σχήμα 2.7 (α) Κατανομή της παραμόρφωσης κατά το μήκος ενός αγκυρίου IRP  
 (β) Κινητοποίηση της πλευρικής τριβής σε πλαστικοποιημένη άργιλο (Fang 1991)

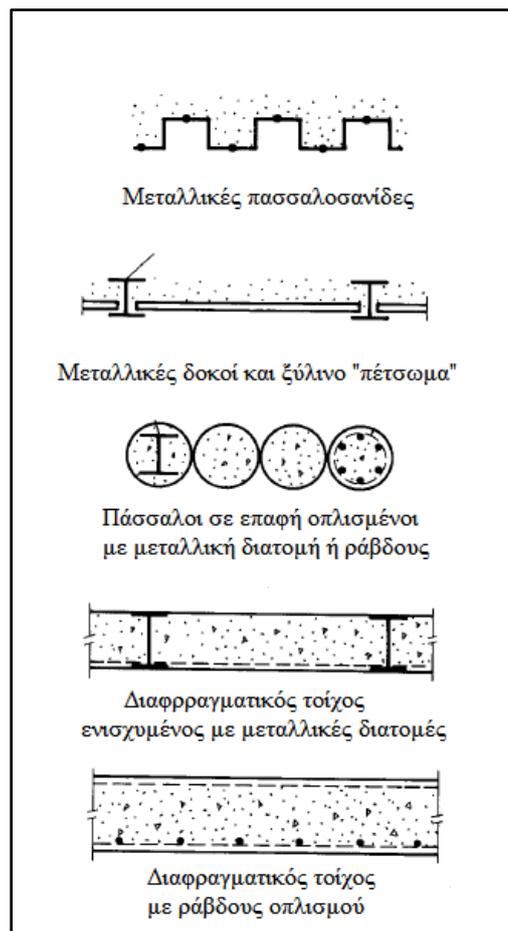


Σχήμα 2.8 Μέγιστη αντοχή σε εξόλκευση αγκυρίων σε αμμογάλικα και άμμους (Fang 1991)

### 2.1.3 Πετάσματα

Οι αγκυρωμένοι τοίχοι αντιστήριξης μπορούν να κατασκευαστούν με ποικίλα δομικά στοιχεία και διάφορες κατασκευαστικές μεθόδους. Η επιλογή της κατάλληλης διατομής πετάσματος εξαρτάται από το είδος του εδάφους, την κατάσταση του υδροφόρου ορίζοντα, τις συνήθεις κατασκευαστικές πρακτικές ανά περιοχή, τη διαθεσιμότητα υλικών και εξοπλισμού και τις απαιτήσεις επιτελεστικότητας του έργου. Τα είδη των διατομών εμπίπτουν στις παρακάτω κατηγορίες:

- (α) Τοίχοι με πασσαλοσανίδες
- (β) Τοίχοι τύπου Βερολίνου
- (γ) Τοίχοι με φρεατοπασσάλους
- (δ) Διαφραγματικοί τοίχοι



Σχήμα 2.9 Διατομές πετασμάτων (Fang 1991)

Οι **τοίχοι με πασσαλοσανίδες** αποτελούνται από μεταλλικά φύλλα των οποίων τα άκρα "κλειδώνουν" μεταξύ τους και τα οποία εμπηγνύονται στο έδαφος πριν την έναρξη της εκσκαφής. Είναι σχετικά αδιαπέρατα από το νερό και εγκαθίστανται σε μαλακές αργίλους, ιλύ με χαμηλή συνοχή και χαλαρές άμμους. Είναι δύσκολο να εγκατασταθούν σε πυκνά αμμώδη εδάφη και εδάφη που περιέχουν λίθους, σκύρα κ.λπ. Είναι σχετικά εύκαμπτες διατομές και κατά συνέπεια οι μετακινήσεις του τοίχων τείνουν να είναι μεγαλύτερες.

Οι **τοίχοι τύπου Βερολίνου** αποτελούνται συνήθως από μεταλλικές δοκούς διατομής διπλού T (HEA, HEB, ΙΠΕ), οι οποίες εμπηγνύονται απευθείας στο έδαφος ή εισάγονται σε προϋπάρχουσες οπές πριν την εκσκαφή. Εναλλακτικά, χρησιμοποιούνται πάσσαλοι από οπλισμένο σκυρόδεμα ή πάσσαλοι με μόνιμο μεταλλικό κέλυφος. Με την πρόοδο της εκσκαφής, το έδαφος μεταξύ των δοκών ή πασσάλων συγκρατείται με ξύλινες σανίδες ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (gunite). Η κατασκευή τους είναι εφικτή για τα περισσότερα είδη εδαφών. Το κύριο μειονέκτημά τους είναι ότι είναι διαπερατοί και η ροή του νερού μέσω του εδάφους μπορεί να προκαλέσει τοπική αστάθεια.

Οι **τοίχοι με φρεατοπασσάλους** κατασκευάζονται με κυλινδρικές διατομές οπλισμένου σκυροδέματος ή μείγματος εδάφους-τσιμέντου που παρασκευάζεται επιτόπου, συχνά αλληλοτεμνόμενες μεταξύ τους ώστε να διαμορφωθεί ένας συνεχής τοίχος. Για να εξασφαλιστεί υδατοστεγανότητα τα διαστήματα μεταξύ των επιμέρους διατομών ενισχύονται με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Βασικό πλεονέκτημα αυτής της μεθόδου κατασκευής είναι η αυξημένη δυσκαμψία του τοίχου και επομένως οι περιορισμένες μετακινήσεις.

Οι **διαφραγματικοί τοίχοι** κατασκευάζονται με εκσκαφή μιας τάφρου στο έδαφος, η οποία γεμίζει με ένα διάλυμα μπεντονίτη σε νερό. Στη συνέχεια εισπιέζεται σκυρόδεμα στην τάφρο, το οποίο αντικαθιστά το διάλυμα του μπεντονίτη απωθώντας το προς τα πάνω. Ο οπλισμός της διατομής γίνεται με κατακόρυφες μεταλλικές δοκούς ή κλωβούς οπλισμού. Αυτού του είδους οι τοίχοι μπορούν να σχεδιαστούν με σκοπό να παρέχουν συγκεκριμένη δυσκαμψία και υδατοστεγανότητα στην κατασκευή, ενώ συχνά χρησιμοποιούνται σε έργα όπου ο καταβιβασμός του υδροφόρου ορίζοντα μπορεί να έχει αρνητικές συνέπειες για γειτονικές κατασκευές.

## 2.2 Μηχανισμοί αστοχίας

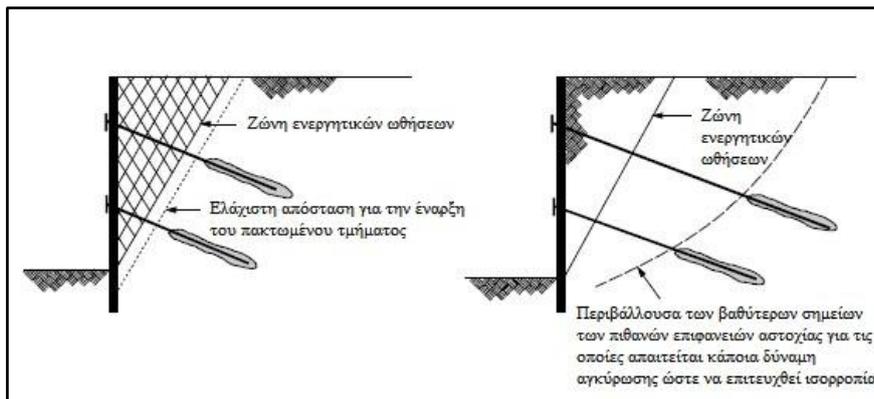
### 2.2.1 Γενικά

Σκοπός ενός αγκυρωμένου συστήματος αντιστήριξης είναι να δημιουργήσει μια εσωτερικά ευσταθή μάζα εδάφους η οποία θα είναι ασφαλής έναντι εξωτερικών μορφών αστοχίας, ικανοποιώντας παράλληλα συγκεκριμένες απαιτήσεις λειτουργικότητας. Ο γενικός σχεδιασμός του αγκυρωμένου τοίχου θα πρέπει να περιορίζει τις μετακινήσεις του εδάφους και του τοίχου και να κινητοποιεί την αντίσταση των αγκυρίων και του πετάσματος προκειμένου να εξισορροπηθούν τα ασκούμενα φορτία, τα οποία προέρχονται από το έδαφος, το νερό και τις επιφανειακές φορτίσεις.

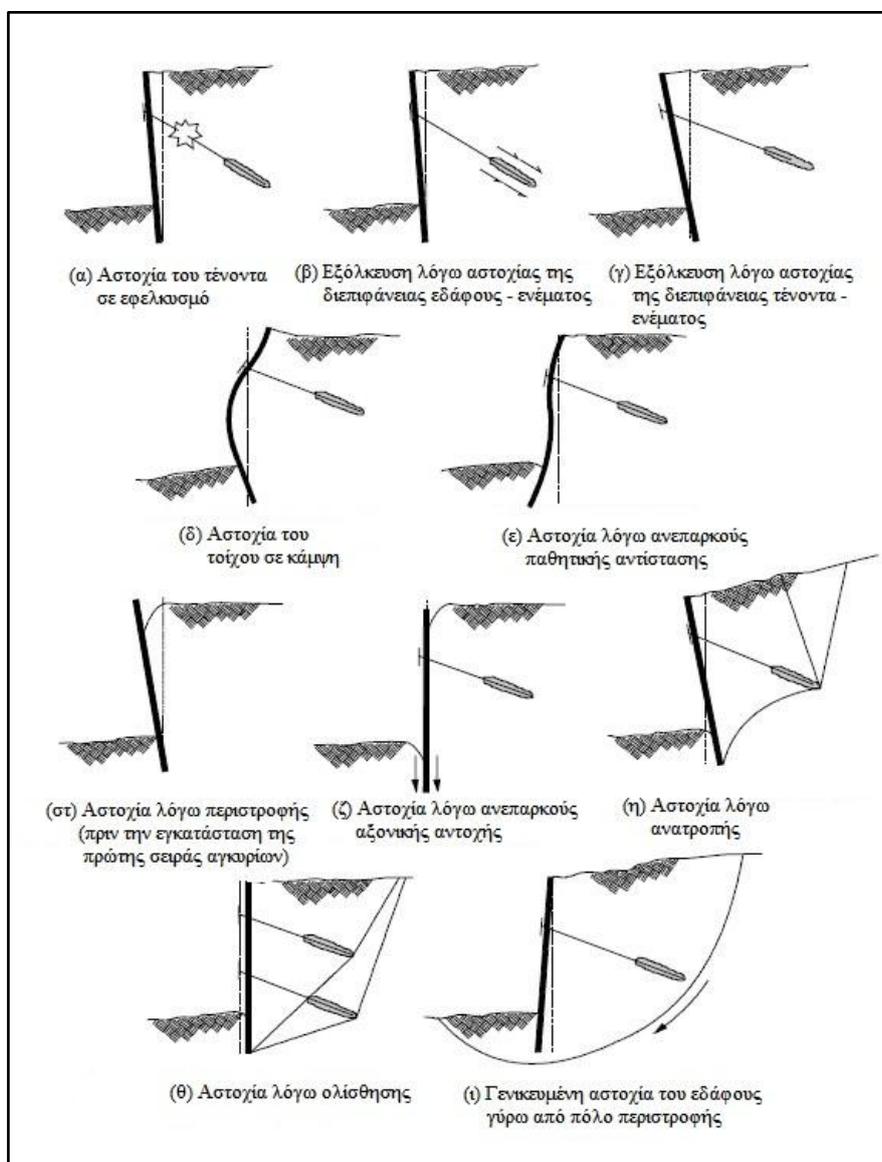
Οι δυνάμεις που αναπτύσσονται στα αγκύρια μεταφέρονται στο έδαφος σε μια ασφαλή απόσταση πίσω από το εδαφικό πρίσμα που αντιστοιχεί σε ενεργητική κατάσταση, όπως φαίνεται και στο σχήμα 2.10. Οι Peck et. al. (1974) συνιστούν μια ελάχιστη οριζόντια απόσταση  $H/5$  πέραν της ζώνης ενεργητικών ωθήσεων. Αυτή είναι μια συνθήκη, η οποία προσδιορίζει πρακτικά τη θέση έναρξης του πακτωμένου τμήματος των αγκυρίων. Επίσης, το πακτωμένο τμήμα των αγκυρίων θα πρέπει να εκτείνεται σε τέτοιο μήκος μέσα στο έδαφος ώστε να τέμνει τις οποιεσδήποτε πιθανές κρίσιμες επιφάνειες αστοχίας που μπορεί να διέρχονται πίσω από τα αγκύρια και κάτω από τη βάση του τοίχου. Επομένως, το απαιτούμενο βάθος κατασκευής τους θα πρέπει να υπολογίζεται βάσει της θέσης των βαθύτερων κρίσιμων επιφανειών αστοχίας οι οποίες παρουσιάζουν ανεπαρκή συντελεστή ασφάλειας όταν δεν υπάρχουν υφιστάμενα αγκύρια.

Συνοπτικά, το σύστημα αντιστήριξης πρέπει να ικανοποιεί δύο βασικές προϋποθέσεις αναφορικά με τα αγκύρια:

- (α) Ο αγκυρωμένος τοίχος πρέπει να εξασφαλίζει την ισορροπία του αντιστηριζόμενου εδάφους. Η απαίτηση αυτή προσδιορίζει τις μέγιστες δυνάμεις προέντασης καθώς και τις απαιτούμενες διαστάσεις, αντοχή και δυσκαμψία του πετάσματος.
- (β) Τα αγκύρια πρέπει να εκτείνονται σε ικανοποιητικό μήκος μέσα στο έδαφος ώστε να προκύπτει επαρκής συντελεστής ασφάλειας για τους πιο κρίσιμους κύκλους αστοχίας.



Σχήμα 2.10 Συμμετοχή των αγκυριών στην ευστάθεια του τοίχου (Sabatini et. al. 1999)



Σχήμα 2.11 Πιθανές μορφές αστοχίας αγκυρωμένων τοίχων που πρέπει να ληφθούν υπόψη κατά το σχεδιασμό (Sabatini et. al. 1999)

### **2.2.2 Αστοχία των αγκυρίων**

Υπάρχουν διάφορες πιθανές μορφές αστοχίας των αγκυρίων. Τα αγκύρια αστοχούν συνήθως από έντονη στατική φόρτιση. Η υπέρβαση της φέρουσας ικανότητας των αγκυρίων μπορεί να σχετίζεται με:

- (α) Εφελκυσμό που ασκείται κατά τον έλεγχο του αγκυρίου σε εξόλκευση ή κατά την τοποθέτηση της κεφαλής
- (β) Την αλληλουχία των φάσεων της εκσκαφής
- (γ) Φορτία στην επιφάνεια του εδάφους από εξοπλισμό ή υλικά του εργοταξίου
- (δ) Κατασκευή παρακείμενων στην εκσκαφή έργων
- (ε) Συνδυασμό των παραπάνω παραγόντων

Η αστοχία μπορεί να αφορά τον τένοντα, την εδαφική μάζα, τη διεπιφάνεια εδάφους–ενέματος ή τη διεπιφάνεια τένοντα–ενέματος.

#### **Αστοχία του τένοντα**

Κατά την εφαρμογή της φόρτισης, ο τένοντας καταπονείται σε εφελκυσμό. Οι Sabatini et al. (1999) συνιστούν το φορτίο σχεδιασμού του τένοντα να μην ξεπερνά το 60% του ορίου διαρροής του χάλυβα, ενώ για βραχυπρόθεσμες φορτίσεις, όπως κατά τη διάρκεια της φόρτισης ελέγχου, να μην ξεπερνά το 80%.

#### **Αστοχία της εδαφικής μάζας**

Για τα αγκύρια που κατασκευάζονται σε μικρό βάθος, η αστοχία χαρακτηρίζεται από ανίχνηση του εδάφους μπροστά από το πακτωμένο τμήμα του αγκυρίου, η οποία συνοδεύεται από εξόλκευση του πακτωμένου τμήματος. Μια επιφάνεια διάτμησης σχηματίζεται στην εδαφική μάζα μπροστά από το αγκύριο καθώς οι αυξανόμενες τάσεις

προκαλούν πλήρη κινητοποίηση της αντίστασης στο πακτωμένο τμήμα. Η επιφάνεια αστοχίας προσομοιάζει την παθητική κατάσταση αστοχίας. Πρακτικά, η αστοχία της εδαφικής μάζας δε συμβαίνει συχνά σε αγκύρια που είναι τοποθετημένα σε βάθος μεγαλύτερο των 4.5 m κάτω από την επιφάνεια του εδάφους.

### **Αστοχία της διεπιφάνειας εδάφους-ένεματος**

Τα αγκύρια κινητοποιούν την τριβή της διεπιφάνειας μεταξύ του πακτωμένου τμήματος και του εδάφους. Γενικά, η συγκεκριμένη αλληλεπίδραση εξαρτάται από τις ορθές τάσεις στην περιοχή της αγκύρωσης και από τη συνοχή και την τριβή που κινητοποιούνται στη διεπιφάνεια. Αρχικά, καθώς το αγκύριο εντείνεται, το διάστημα του πακτωμένου τμήματος που βρίσκεται πλησιέστερα στο σημείο εφαρμογής του φορτίου επιμηκύνεται και μεταφέρει φορτία στο έδαφος. Καθώς ενεργοποιείται η αντίσταση της διεπιφάνειας στο συγκεκριμένο διάστημα του πακτωμένου τμήματος, η ένταση μεταφέρεται βαθύτερα κατά μήκος του πακτωμένου τμήματος. Κατά τη διάρκεια αυτής της διαδικασίας, το αγκύριο συνεχίζει να επιμηκύνεται και να κινητοποιούνται βαθύτερες ζώνες της διεπιφάνειας. Όταν η ένταση μεταφερθεί στο άλλο άκρο του πακτωμένου τμήματος και εξαντληθεί η φέρουσα ικανότητα της διεπιφάνειας, προκύπτει αστοχία του αγκυρίου λόγω εξόλκευσης. Σε αγκύρια που εξαιτίας κατασκευαστικού λάθους υπάρχει μια στήλη ενέματος μεταξύ της κεφαλής αγκύρωσης και την αρχής του πακτωμένου τμήματος, δεν μεταφέρεται ένταση στο πακτωμένο τμήμα με αύξηση του φορτίου.

Σε συνήθη αγκύρια, η αύξηση του μήκους του πακτωμένου μήκους πάνω από 9 έως 12 m δεν οδηγεί σε σημαντική αύξηση της συνολικής αντοχής του αγκυρίου. Οι Sabatini et. al. 1999 θεωρούν ως πιθανή εξήγηση για αυτό το φαινόμενο το γεγονός ότι η ένταση του συνολικού μήκους του πακτωμένου τμήματος συνεπάγεται σημαντική μετατόπιση κατά μήκος της διεπιφάνειας στο αρχικό τμήμα η οποία δύναται να μειώσει την αντοχή της διεπιφάνειας σε επίπεδα παραμένουσας αντοχής. Μήκη πάκτωσης μεγαλύτερα από 12 m μπορούν να χρησιμοποιηθούν αποτελεσματικά, με την προϋπόθεση ότι ο τένοντας εγκαθίσταται στο ένεμα με ειδικές διαδικασίες που εξασφαλίζουν την κινητοποίηση της αντοχής της διεπιφάνειας κατά το πλήρες πακτωμένο μήκος.

Ένας επιπλέον λόγος αστοχίας είναι ο ερπυσμός του εδάφους. Ιδιαίτερα ευαίσθητα σε ερπυσμό είναι τα οργανικά εδάφη, άργιλοι με μέσο δείκτη σχετικής υδαρότητας  $LI$  μεγαλύτερο από 0.2, άργιλοι με όριο υδαρότητας  $LL$  μεγαλύτερο από 50 και άργιλοι με δείκτη πλαστιμότητας  $PI$  μεγαλύτερο από 20. Οι συντηρητικές τιμές φορτίων σχεδιασμού και αντοχής της διεπιφάνειας συνιστώνται ιδιαίτερα για έργα μόνιμων αντιστηρίξεων σε τέτοια εδάφη.

### **Αστοχία της διεπιφάνειας τένοντα–ενέματος**

Η συνάφεια μεταξύ του τένοντα και του ενέματος δεν θα πρέπει να εξαντλείται όταν πρόκειται να κινητοποιηθεί πλήρως η αντοχή της περιοχής του εδάφους που περιβάλλει το πακτωμένο τμήμα. Ο μηχανισμός συνάφειας της διεπιφάνειας τένοντα–ενέματος περιλαμβάνει τρεις συνιστώσες: πρόσφυση, τριβή και μηχανική αλληλεμπλοκή. Η πρόσφυση είναι η φυσική συγχώνευση των μικροσκοπικών ανωμαλιών της επιφάνειας του χάλυβα με το περιβάλλον ένεμα. Αυτός ο αρχικός δεσμός αντικαθίσταται σταδιακά από την τριβή με την έναρξη των μετατοπίσεων. Η τριβή εξαρτάται από την τραχύτητα της επιφάνειας του χάλυβα, την ορθή τάση και το βαθμό ολίσθησης. Η μηχανική αλληλεμπλοκή είναι η διατμητική αντίσταση του ενέματος σε μακροσκοπικές ανωμαλίες στην επιφάνεια του τένοντα, όπως νευρώσεις ή ελικώσεις. Η αλληλεμπλοκή είναι ο κύριος μηχανισμός συνάφειας σε πολύκλωνες ράβδους όπου η πλήρης αντοχή της ράβδου μπορεί να αναπτυχθεί σε μικρό μήκος μέσα στο ένεμα. Η συνάφεια σε λείους τένοντες αναπτύσσεται σταδιακά, με τρόπο ανάλογο με αυτόν της διεπιφάνειας εδάφους–ενέματος. Αστοχία λόγω ολίσθησης προκύπτει μόνο αφού έχει κινητοποιηθεί η συνολική αντοχή σε όλο πακτωμένο μήκος. Μετά από αυτή τη γενικευμένη ολίσθηση και για οποιαδήποτε περαιτέρω επιμήκυνση, ο τένοντας συνεισφέρει μόνο αντίσταση τριβής που αντιστοιχεί περίπου στο μισό της αρχικής συνολικής αντοχής. Από την πρακτική εμπειρία αναφέρονται επίσης (Sabatini et. al. 1999):

- (α) Η αντοχή της διεπιφάνειας δεν είναι γραμμικά ανάλογη με τη θλιπτική αντοχή του ενέματος. Παρά το γεγονός ότι η αντοχή της διεπιφάνειας αυξάνει με την αύξηση της αντοχής του ενέματος, ο λόγος της αντοχής της προς τη μέγιστη αντοχή του ενέματος μειώνεται για μεγαλύτερες τιμές αντοχής του ενέματος.

- (β) Αύξηση του μήκους πάκτωσης αυξάνει την αντοχή της συνολικής διεπιφάνειας, με μειούμενο ρυθμό αύξησης, όπως και στην περίπτωση (α).
- (γ) Η επιφανειακή σκωρία μειώνει την αντοχή, αλλά η απομάκρυνση των περισσότερων σαθρών στρώσεων σκωρίας δημιουργεί μια τραχύτερη επιφάνεια χάλυβα, η οποία αναπτύσσει συνάφεια ίση ή και μεγαλύτερη από αυτή μιας μη σκουριασμένης επιφάνειας. Εμφανώς διαβρωμένοι τένοντες προφανώς είναι ακατάλληλοι άσχετα από την όποια συνάφεια μπορούν να αναπτύξουν.
- (δ) Η χαλαρή επιφανειακή στρώση σκουριάς σε μορφή σκόνης που εμφανίζεται μετά από μικρές περιόδους έκθεσης του χάλυβα στις περιβαλλοντικές συνθήκες δεν επηρεάζει σημαντικά τη συνάφεια.

### 2.2.3 Αστοχία του πετάσματος

Τα στοιχεία της διατομής του πετάσματος υποβάλλονται σε οριζόντια και κατακόρυφα φορτία από το αντιστηριζόμενο έδαφος και τις δυνάμεις προέντασης των αγκυρίων. Η καμπτική αντοχή είναι πιο κρίσιμη κατά τη διαδικασία της προέντασης και ελέγχου της πρώτης στάθμης αγκυρίων, καθώς και όταν η εκσκαφή ολοκληρωθεί στο πλήρες βάθος της, οπότε έχουν εφαρμοστεί και όλα τα φορτία πάνω στον τοίχο.

Κατά την πρόοδο της εκσκαφής, η οποία συνεπάγεται μετακίνηση του τοίχου προς το εσωτερικό της, το αντιστηριζόμενο έδαφος υφίσταται καθιζήσεις και ασκεί στον τοίχο κατακόρυφες διατμητικές τάσεις προς τα κάτω. Εφόσον τα αγκύρια είναι τοποθετημένα με κλίση ως προς την οριζόντιο, η κατακόρυφη συνιστώσα της δύναμης προέντασης προστίθεται στην αξονική καταπόνηση του τοίχου. Στα τελευταία στάδια της εκσκαφής, η τάση αυτή του τοίχου να μετατοπιστεί προς τα κάτω μπορεί να επιφέρει αστοχία της διατομής σε θλίψη. Η κατακόρυφη μετατόπιση του τοίχου δύναται επίσης να μειώσει την ένταση των αγκυρίων στις κατώτερες στάθμες και να καταστρέψει την αποτελεσματικότητά τους. Αυτό έχει ως συνέπεια την αύξηση της έντασης των αγκυρίων στις ανώτερες στάθμες, με πιθανή συνέπεια την υπερβολική φόρτιση και αστοχία τους. Εμφανίζεται έτσι κίνδυνος για γενικευμένη αστοχία του συστήματος τοίχου–αγκυρίων.

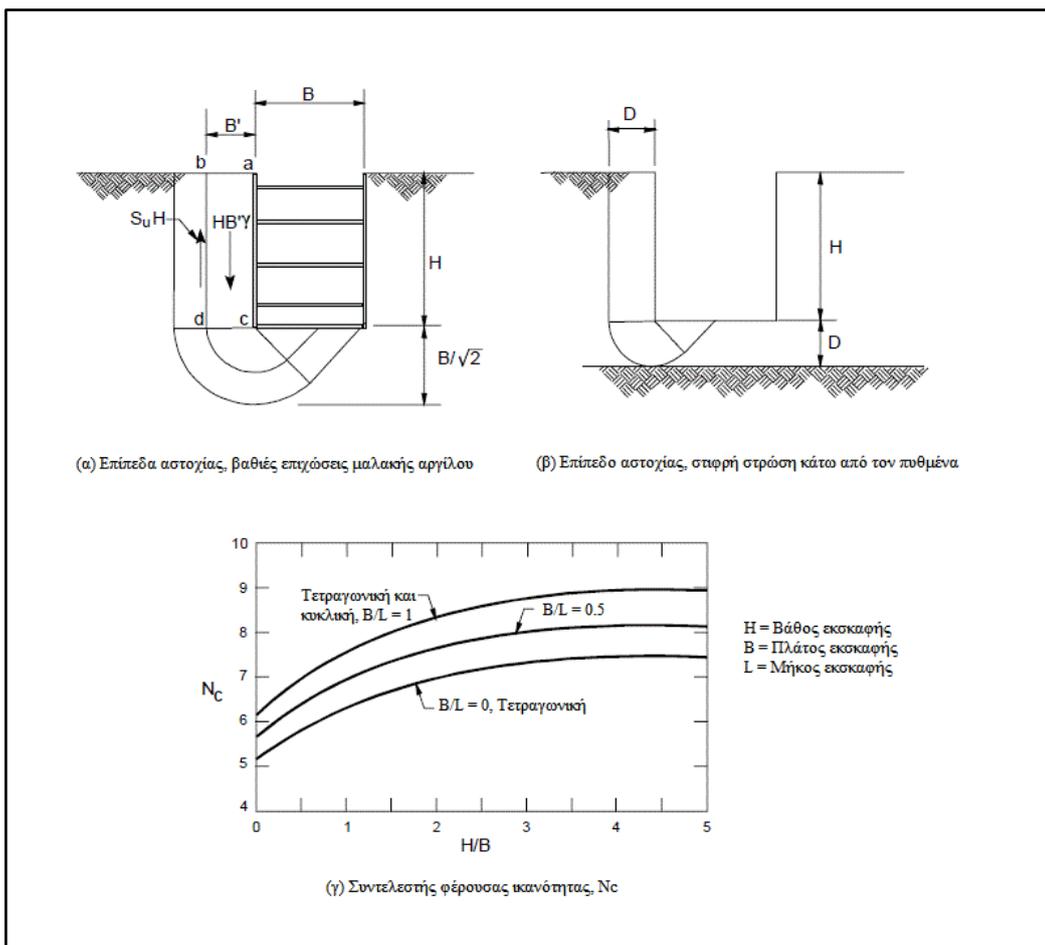
Επομένως, η επάρκεια των διατομών έναντι θλίψης και το ικανοποιητικό βάθος έμπηξης έχουν σημαντική επίδραση στην ευστάθεια των συστημάτων αντιστήριξης.

#### 2.2.4 Αστοχία λόγω ανίξησης στη βάση

Αυτό το είδος αστοχίας αφορά κυρίως μαλακές και μέσης στιφρότητας αργίλους όπου το έδαφος είναι σχετικά ασθενές σε σχέση με τις τάσεις υπερκειμένων που ασκούνται από την αντιστηριζόμενη πλευρά της εκσκαφής. Είναι ανάλογη με την αστοχία φέρουσας ικανότητας ενός θεμελίου, αλλά η διαφορά τους εντοπίζεται στο ότι η αστοχία λόγω ανίξησης προκύπτει από απομείωση τάσεων.

Οι κλασσικές μέθοδοι ανάλυσης έχουν προκύψει από τη μελέτη εκσκαφών με αντηρίδες σε μαλακές και μέσης στιφρότητας αργίλους. Επομένως, παράγουν συντηρητικά αποτελέσματα για εκσκαφές με αγκύρια διότι παραβλέπουν τη διατμητική αντίσταση που παρέχει στο έδαφος το πακτωμένο τμήμα των αγκυρίων. Στο σχήμα 2.12 φαίνεται μια εδαφική τομή σε μαλακή άργιλο. Η μάζα του αντιστηριζόμενου εδάφους ασκεί μια κατακόρυφη πίεση  $q_{applied}$  στη λωρίδα  $cd$  ίση με το βάρος της μείον τη διατμητική αντίσταση του εδάφους κατά τη λωρίδα  $bd$ . Η φέρουσα ικανότητα ενός συνεκτικού εδάφους είναι ίση με  $N_c c_u$  όπου  $N_c$  είναι ο δείκτης φέρουσας ικανότητας. Για εδαφικές τομές πολύ μεγάλου μήκους, ο συντελεστής ασφάλειας έναντι ώθησης προς τα άνω προσεγγίζεται από το λόγο της φέρουσας ικανότητας προς το ασκούμενο φορτίο:

$$FS = \frac{N_c c_u}{H \left( \gamma - \frac{c_u}{B} \right)} \quad (2.10)$$



Σχήμα 2.12 Ανάλυση ευστάθειας βάσης (Terzaghi et. al. 1996)

Με βάση τη γεωμετρία της επιφάνειας αστοχίας, το  $B'$  δεν μπορεί να υπερβαίνει την τιμή  $B\sqrt{2}$ . Επομένως, ο ελάχιστος συντελεστής ασφάλειας για τη σχέση 2.10 γίνεται:

$$FS = \frac{N_c c_u}{H \left( \gamma - \frac{c_u \sqrt{2}}{B} \right)} \quad (2.11)$$

Το πλάτος  $B'$  περιορίζεται όταν κοντά στη βάση υπάρχει σφιγρή εδαφική στρώση. Τότε, το  $B'$  είναι ίσο με το βάθος  $D$ . Αντικαθιστώντας το  $B'$  με  $D$  στη σχέση 2.10:

$$FS = \frac{N_c c_u}{H \left( \gamma - \frac{c_u}{D} \right)} \quad (2.12)$$

Σε περιπτώσεις τοίχων σε ρηχές αποθέσεις μπορεί να χρησιμοποιηθεί η σχέση 2.12. Ωστόσο, σε μέσες και βαθιές αποθέσεις όπου το πλάτος της εκσκαφής είναι πολύ μεγάλο, η συνεισφορά της διατμητικής αντοχής κατά μήκος της εξωτερικής πλευράς της εδαφικής μάζας που αστοχεί είναι αμελητέα και οι σχέσεις 2.10 και 2.11 απλοποιούνται ως εξής:

$$FS = \frac{N_c}{\gamma H / c_u} = \frac{N_c}{N_s} \quad (2.13)$$

όπου  $N_s$  είναι ο δείκτης ευστάθειας ίσος με  $\gamma H / c_u$ . Ο δείκτης φέρουσας ικανότητας στη σχέση 2.13 επηρεάζεται από τους λόγους διαστάσεων  $H/B$  και  $B/L$ . Στη σχέση 2.13 μπορούν να χρησιμοποιούνται οι τιμές του  $N_c$  που φαίνονται στο σχήμα 2.12. Σημειώνεται ότι οι τιμές του  $N_c$  είναι μεγαλύτερες για εκσκαφές που γίνονται ανά μικρά διαστήματα, σε σχέση με εκσκαφές κατά το μήκος όλου του τοίχου. Κατά το σχεδιασμό θα πρέπει να θεωρείται ότι το έδαφος θα αφαιρεθεί καθ' όλο το μήκος του τοίχου για κάθε στάδιο εκσκαφής, αν δεν αναφέρεται ρητά διαφορετικά.

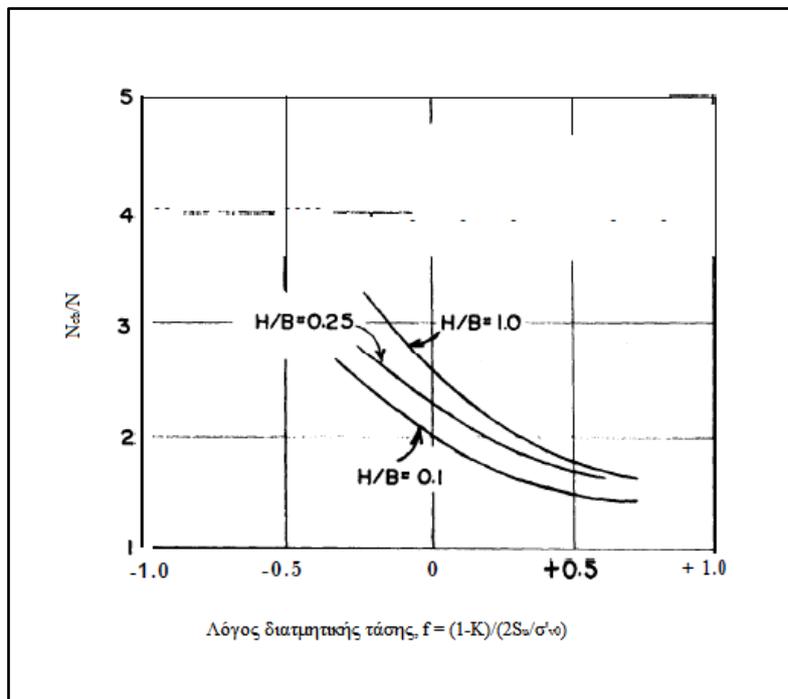
### **2.2.5 Τοπική αστοχία του εδάφους**

Η πλευρική πίεση πάνω στον τοίχο σε συνδυασμό με την απομείωση των τάσεων από την πρόοδο της εκσκαφής μπορεί να προκαλέσει τοπική διαρροή του εδάφους που επαφίεται του πετάσματος. Αυτή η τοπική ένταση οδηγεί σε απώλεια της παθητικής αντίστασης, η οποία με τη σειρά της οδηγεί σε ανεξέλεγκτες μετακινήσεις προς το εσωτερικό της εκσκαφής που μπορεί να φτάσουν και το 50% της συνολικής μετατόπισης.

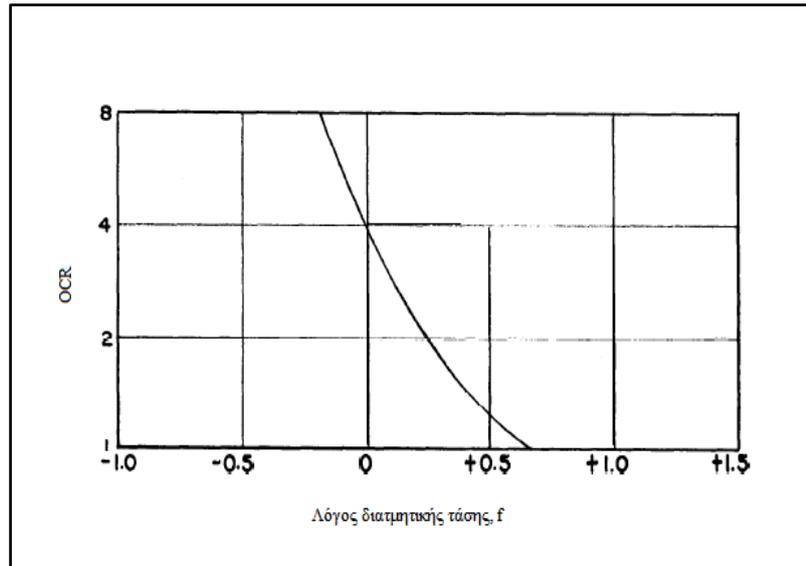
Τα σχήματα 2.13 και 2.14 μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την εκτίμηση της πιθανότητας τοπικής αστοχίας όταν η αντιστήριξη γίνεται με εύκαμπτα πετάσματα. Το σχήμα 2.13 δείχνει το συντελεστή ασφάλειας έναντι ώθησης προς τα άνω που απαιτείται για να προληφθεί η τοπική αστοχία, ως συνάρτηση της γεωμετρίας της τομής και του λόγου διατμητικής τάσης.

Η πιθανότητα για τοπική αστοχία είναι μεγαλύτερη σε υπερστερεοποιημένα εδάφη, τα οποία έχουν μεγάλο συντελεστή οριζόντιων γεωστατικών τάσεων. Η εκσκαφή σε τέτοια

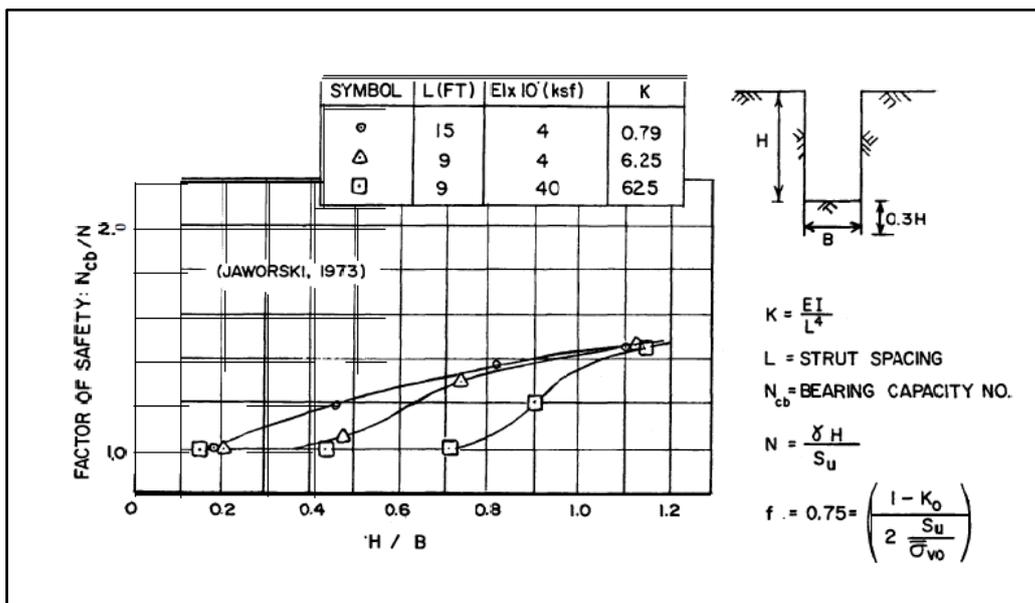
εδάφη απομειώνει τις οριζόντιες τάσεις και αυτό με τη σειρά του οδηγεί σε επέκταση της τοπικής αστοχίας κοντά στη βάση. Στο σχήμα 2.13 ο λόγος  $N_{cb}/N_c$  που απαιτείται για να προληφθεί η τοπική αστοχία αυξάνεται με την αύξηση του  $K_0$ , ενώ όλες οι άλλες παράμετροι παραμένουν σταθερές. Στο σχήμα 2.15 φαίνεται η επίδραση που έχει η δυσκαμψία του πετάσματος στη μείωση της τοπικής διαρροής σε κανονικά στερεοποιημένα εδάφη.



**Σχήμα 2.13** Συντελεστής ασφάλειας που απαιτείται για την πρόληψη της τοπικής αστοχίας κάτω από τη βάση εκσκαφής σε άργιλο (Goldberg et. al. 1976)



Σχήμα 2.14 Λόγος υπερστερεοποίησης (OCR) προς λόγο διαμητικής τάσης (Goldberg et. al. 1976)



Σχήμα 2.15 Επίδραση την ακαμψίας του πετάσματος στο Σ.Α. για τον οποίο επέρχεται διαρροή σε κανονικός στερεοποιημένες αργίλους (Goldberg et. al. 1976)

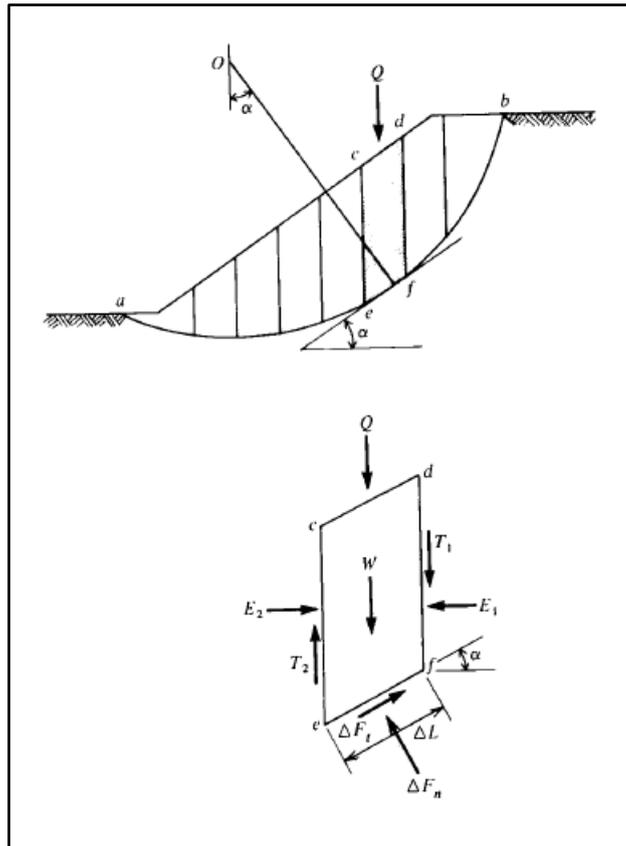
## 2.3 Ευστάθεια

### 2.3.1 Γενικά

Προκειμένου το σύστημα του τοίχου αντιστήριξης να είναι ασφαλές έναντι γενικευμένης αστοχίας του εδάφους γύρω από πόλο περιστροφής, εξετάζεται η ευστάθεια του πρανούς με κάποια από τις μεθόδους των λωρίδων. Συνηθέστερα χρησιμοποιείται η μέθοδος Bishop για κυκλικές επιφάνειες αστοχίας και η μέθοδος Janbu για μη κυκλικές επιφάνειες. Σε περίπτωση που η επιφάνεια αστοχίας μπορεί να αποτυπωθεί ικανοποιητικά από δύο ή τρεις ευθείες γραμμές, εφαρμόζεται η μέθοδος ανάλυσης της εδαφικής σφήνας. Η μέθοδος ισορροπίας δυνάμεων του Kranz μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την ανάλυση συνολικής ισορροπίας αγκυρωμένων τοίχων αντιστήριξης, ώστε να εξασφαλιστεί ότι οι δυνάμεις των αγκυρίων μεταφέρονται σε ικανοποιητική απόσταση πίσω από τον τοίχο, δηλαδή ότι το ελεύθερο τμήμα των αγκυρίων έχει το απαιτούμενο μήκος. Παρά το γεγονός ότι προαναφερθείσες μέθοδοι τυγχάνουν ευρείας εφαρμογής, το βασικό τους μειονέκτημα είναι ότι δε λαμβάνουν υπόψη τη σχέση μεταξύ εδαφικής τάσης και μετατόπισης.

### 2.3.2 Μέθοδος Bishop

Η μέθοδος Bishop είναι χρήσιμη σε περιπτώσεις που το πρανές αποτελείται από υλικά με διάφορες τιμές  $c$  και  $\varphi$ , ενώ είναι γνωστή και η κατανομή των πιέσεων πόρων  $u$ . Στη μέθοδο αυτή η εδαφική μάζα  $acdbfe$  (σχήμα 2.16) διαιρείται σε πολλές κατακόρυφες λωρίδες. Οι δυνάμεις που ασκούνται σε κάθε λωρίδα υπολογίζονται από την οριακή ισορροπία. Η ισορροπία της συνολικής εδαφικής μάζας υπολογίζεται από το άθροισμα των δυνάμεων σε όλες τις λωρίδες.



Σχήμα 2.16 Η μέθοδος Bishop (Fang 1991)

Οι δυνάμεις που ασκούνται στη λωρίδα  $cdef$  είναι το βάρος  $W$ , η επιφανειακή φόρτιση  $Q$ , η ορθή και διατμητική δύναμη  $\Delta F_n$  και  $\Delta F_t$  αντίστοιχα, οι οποίες ασκούνται στην επιφάνεια αστοχίας  $ef$  και οι ορθές και διατμητικές δυνάμεις  $E_1$ ,  $T_1$ ,  $E_2$  και  $T_2$  στις κατακόρυφες πλευρές  $cdef$ . Το σύστημα είναι στατικά αόριστο και για να βρεθεί λύση θα πρέπει να γίνουν ορισμένες παραδοχές που αφορούν τα μεγέθη και τα σημεία εφαρμογής των δυνάμεων  $E$  και  $T$ . Μια προσεγγιστική λύση δίνεται αν υποθεθεί ότι οι δυνάμεις  $E_1$  και  $T_1$  είναι ίσες και έχουν ίδια διανυσματική φορά με τις δυνάμεις  $E_2$  και  $T_2$  αντίστοιχα. Αυτή η παραδοχή απλοποιεί σημαντικά τους υπολογισμούς και από τη συνθήκη ισορροπίας προκύπτει:

$$\Delta F_n = (W + Q)\cos\alpha \quad (2.14)$$

$$\Delta F_t = (W + Q)\sin\alpha \quad (2.15)$$

Μοναδιαία ορθή και διατμητική τάση κατά μήκος της  $\Delta L$ :

$$\sigma_n = \frac{1}{\Delta L} (W + Q) \cos \alpha \quad (2.16)$$

$$\tau_n = \frac{1}{\Delta L} (W + Q) \sin \alpha \quad (2.17)$$

Η διατμητική αντοχή  $s$  υπολογίζεται ως εξής:

$$s = c' + \tan \varphi' \quad (2.18)$$

Η συνολική διατμητική δύναμη σε όλο το τόξο είναι το άθροισμα των διατμητικών δυνάμεων στις λωρίδες και είναι ίσο με  $\Sigma(W + Q) \sin \alpha$ . Η διατμητική αντοχή σε μια λωρίδα είναι ίση με:

$$s \Delta L = c' \Delta L + [(W + Q) \cos \alpha - u \Delta L] \tan \varphi' \quad (2.19)$$

Ο συντελεστής ασφάλειας δίνεται από το λόγο:

$$F = \frac{s}{\tau} \quad (2.20)$$

ή

$$F = \frac{\Sigma\{c' \Delta L + [(W + Q) \cos \alpha - u \Delta L] \tan \varphi'\}}{\Sigma(W + Q) \sin \alpha} \quad (2.21)$$

Η ακρίβεια της ανάλυσης μπορεί να βελτιωθεί αν ληφθούν υπόψη οι δυνάμεις  $E$  και  $T$ . Για το στοιχείο του σχήματος 2.16 το άθροισμα των δυνάμεων κατά την κατακόρυφη διεύθυνση δίνει:

$$\Delta F_n \cos \alpha = (W + Q) + (T_1 - T_2) - u \Delta L \cos \alpha - \Delta F_t \sin \alpha \quad (2.22)$$

Αν το πρανές δεν βρίσκεται στο μεταίχμιο της αστοχίας, η εφαπτομενική δύναμη  $\Delta F_t$  είναι ίση με τη διατμητική αντοχή στην πλευρά  $ef$  διαιρεμένη δια  $F$ :

$$\Delta F_t = \frac{c'\Delta L}{F} + \Delta F_n \frac{\tan\phi'}{F} \quad (2.23)$$

Αντικαθιστώντας στη σχέση 2.22 και λύνοντας ως προς  $F_n$ , προκύπτει:

$$\Delta F_n = \left[ (W + Q) + (T_1 - T_2) - u\Delta L \cos\alpha - \frac{c'}{F} \Delta L \sin\alpha \right] \times \frac{1}{\cos\alpha + (\tan\phi' \sin\alpha / F)} \quad (2.24)$$

Ο συντελεστής ασφάλειας είναι:

$$F = \frac{\Sigma(c'\Delta L + \Delta F_n \tan\phi')}{\Sigma(W + Q) \sin\alpha} \quad (2.25)$$

Αντικαθιστώντας τη σχέση 2.24 στη σχέση 2.25 προκύπτει:

$$F = \frac{\Sigma\{c'\Delta L \cos\alpha + [(W + Q - u\Delta L \cos\alpha) + (T_1 - T_2)] \tan\phi'\} [\cos\alpha + (\tan\phi' \sin\alpha / F)]^{-1}}{\Sigma(W + Q) \sin\alpha} \quad (2.26)$$

Προκειμένου να υπολογιστεί ο συντελεστής ασφάλειας από τη σχέση 2.26 η ποσότητα  $T_1 - T_2$  πρέπει να εκτιμηθεί με διαδοχικές προσεγγίσεις. Χρησιμοποιούνται δοκιμαστικές τιμές των  $E_1$  και  $T_1$  που ικανοποιούν την ισορροπία κάθε λωρίδας, καθώς και οι συνθήκες:

$$\Sigma(E_1 - E_2) = 0 \quad (2.27)$$

$$\Sigma(T_1 - T_2) = 0 \quad (2.28)$$

Οι υπολογισμοί απλοποιούνται αν ο όρος  $\Sigma(T_1 - T_2) \tan\phi'$  ληφθεί ίσος με μηδέν. Στη συνέχεια, επιλέγεται μια τυχαία αρχική τιμή του  $F$ . Αυτή η τιμή, μαζί με τις εδαφικές παραμέτρους  $c'$ ,  $\phi'$ ,  $u$  και τη γεωμετρία  $a$  του πρανούς, εισάγεται στη σχέση 2.26 και υπολογίζεται ο  $F$ . Αν η υπολογισθείσα τιμή διαφέρει πολύ από την αρχική, επιλέγεται μια διαφορετική τιμή και η διαδικασία επαναλαμβάνεται. Σύμφωνα με τον Fang (1991), το

σφάλμα από την παραδοχή  $\Sigma(T_1-T_2)\tan\varphi'=0$  είναι της τάξης του 1%. Αν γίνει χρήση της σχέσης 2.21, τότε το σφάλμα είναι της τάξης του 15%. Για να μειωθεί το σφάλμα της τελευταίας σχέσης, συνιστάται να υπολογίζεται ακριβώς το εμβαδό της κάθε λωρίδας και η γωνία  $a$  να λαμβάνεται από την κλίση της ευθείας γραμμής στην κάτω πλευρά της λωρίδας. Αυτός ο τρόπος υπολογισμού εξασφαλίζει ακρίβεια με τη χρήση σχετικά μικρού αριθμού λωρίδων. Η σειρά των υπολογισμών που περιγράφηκε πιο πάνω αφορά έναν πιθανό κύκλο αστοχίας. Θα πρέπει να εφαρμόζεται για ικανό αριθμό κύκλων ώστε να εντοπιστεί ο πλέον κρίσιμος με το μικρότερο συντελεστή ασφάλειας.

### 2.3.3 Μέθοδος Janbu

Η μέθοδος Janbu είναι, σύμφωνα με τους Clayton et. al. (1993), η μόνη ευρέως χρησιμοποιούμενη μέθοδος που επιτρέπει την εκτίμηση της ευστάθειας μη κυκλικών επιφανειών αστοχίας. Η μέθοδος χρησιμοποιεί την ισορροπία δυνάμεων σε κάθε λωρίδα ξεχωριστά, σε συνδυασμό με την ισορροπία οριζόντιων δυνάμεων ολόκληρου του εδαφικού πρίσματος. Οι δυνάμεις μεταξύ των λωρίδων θεωρούνται μηδενικές. Ο συντελεστής ασφάλειας ορίζεται σε σχέση με την κινητοποιούμενη αντοχή του εδάφους:

$$T_i = \frac{1}{F} (c'l_i + N_i \tan\varphi') = t_i l_i / F \quad (2.29)$$

για την εσωτερική ισορροπία δυνάμεων σε κάθε λωρίδα. Αναλύοντας κάθετα προς την επιφάνεια αστοχίας προκύπτει:

$$N_i = W_i \cos\alpha_i \quad (2.30)$$

Αναλύοντας παράλληλα προς την επιφάνεια αστοχίας:

$$T_i = W_i \sin\alpha_i \quad (2.31)$$

Για την ισορροπία οριζόντιων δυνάμεων ολόκληρου του πρίσματος:

$$\Sigma T_i \cos\alpha_i = \Sigma N_i \sin\alpha_i$$

$$F = \frac{\sum t_i l_i \cos \alpha_i}{\sum W_i \sin \alpha_i \cos \alpha_i} = \frac{\sum t_i b_i \cos^2 \alpha_i}{\sum W_i \tan \alpha_i} \quad (2.32)$$

αφού ισχύει:

$$T_i = \frac{t_i l_i}{FN} = W_i \cos \alpha_i \quad \text{και} \quad l_i = b_i \cos \alpha_i \quad (2.33)$$

Ορίζοντας την παράμετρο  $p_i$  ως:

$$p_i = W_i / b_i \quad (2.34)$$

από τη σχέση 2.30 προκύπτει:

$$N_i = p_i b_i \cos \alpha_i \quad (2.35)$$

Αντικαθιστώντας τη σχέση 2.35 στη σχέση 2.29, προκύπτει:

$$T_i = \frac{1}{F} \left[ \frac{c' b_i}{\cos \alpha_i} + \left( p_i b_i \cos \alpha_i - \frac{u b_i}{\cos \alpha_i} \right) \tan \varphi' \right] \quad (2.36)$$

$$F = \frac{b_i}{T_i \cos \alpha_i} [ c' + (p \cos^2 \alpha_i - u) \tan \varphi' ] \quad (2.37)$$

Αντικαθιστώντας τη σχέση 2.31 στη σχέση 2.37, προκύπτει:

$$F = \frac{[ c' + (p \cos^2 \alpha_i - u) \tan \varphi' ]}{p_i \sin \alpha_i \cos \alpha_i} \quad (2.38)$$

Επειδή  $\cos^2 \alpha = 1 - \sin^2 \alpha$ :

$$F = \frac{[ c' + (p_i - u) \tan \varphi' ]}{p_i \sin \alpha_i \cos \alpha_i} - \tan \alpha_i \tan \varphi' \quad (2.39)$$

Από τις σχέσεις 2.29 και 2.31 και τον ορισμό του  $p$ , προκύπτει:

$$\frac{t_i l_i}{F} = p_i b_i \sin \alpha_i$$

$$F = \frac{t_i b_i / \cos \alpha_i}{p_i b_i \sin \alpha_i} = \frac{t_i}{p \sin \alpha_i \cos \alpha_i} \quad (2.40)$$

$$p \sin \alpha_i \cos \alpha_i = \frac{T_i}{F} \quad (2.41)$$

Αντικαθιστώντας τη σχέση 2.41 στην 2.39, προκύπτει:

$$F = \frac{[c' + (p_i - u) \tan \varphi']}{t_i / F} - \tan \alpha_i \tan \varphi' \quad (2.42)$$

$$t_i = \frac{(c' + (p_i - u) \tan \varphi')}{\left(1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \varphi'}{F}\right)} \quad (2.43)$$

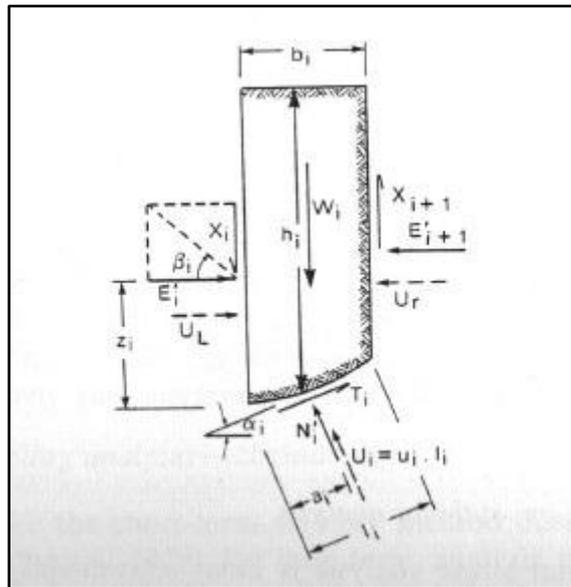
Αντικαθιστώντας τη σχέση 2.43 στην 2.33, προκύπτει:

$$F = \frac{\sum (c' + (p - u) \tan \varphi') b (\sec^2 \alpha_i) \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \varphi'}{F}\right)}{\sum W \tan \alpha} \quad (2.44)$$

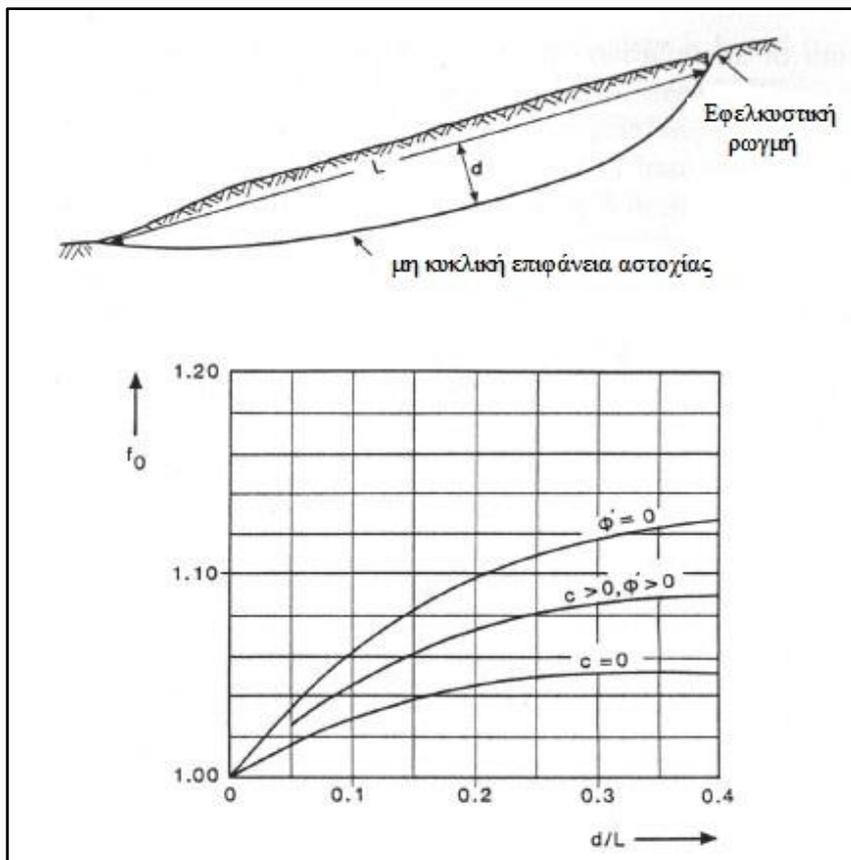
Μόλις βρεθεί λύση μέσω επαναλήψεων, διορθώνεται με τη χρήση ενός συντελεστή προκειμένου να ληφθεί υπόψη το γεγονός ότι οι δυνάμεις μεταξύ των λωρίδων έχουν θεωρηθεί μηδενικές:

$$F = f_0 F_v \quad (2.45)$$

Ο συντελεστής  $f_0$  εξαρτάται από τις παραμέτρους αντοχής που έχουν χρησιμοποιηθεί στην ανάλυση, καθώς και από το πόσο καμπύλη ή επίπεδη είναι η επιφάνεια αστοχίας και παίρνει τιμές μεταξύ 1.0 και περίπου 1.1.



Σχήμα 2.17 Δυνάμεις πάνω σε εδαφική λωρίδα (Clayton et. al. 1993)



Σχήμα 2.18 Συντελεστής διόρθωσης μεθόδου Jambu (Clayton et. al. 1993)

### 2.3.4 Μέθοδος απλού πρίσματος

Στο πρηνές του σχήματος 2.19, οι κινητήριες δυνάμεις ολίσθησης του πρίσματος είναι το βάρος και η πιθανή επιφόρτιση στην επιφάνεια AB, ενώ οι δυνάμεις αντίστασης οφείλονται στη διατμητική αντοχή του εδάφους. Όταν  $\alpha = 45 + \varphi/2$ , προκύπτει ο ελάχιστος συντελεστής ασφάλειας για δεδομένο αντιστηριζόμενο ύψος. Για πρηνές χωρίς αγκύρωση, υπολογίζεται ο συντελεστής ασφάλειας:

$$N = (W + q AB)\cos\alpha \quad (2.46)$$

$$FS_{\text{υπ}} = \frac{c OB + N \tan\varphi}{(W + q AB) \sin\alpha} \quad (2.47)$$

$$AB = H/\tan\alpha \quad (2.48)$$

$$OB = H/\sin\alpha \quad (2.49)$$

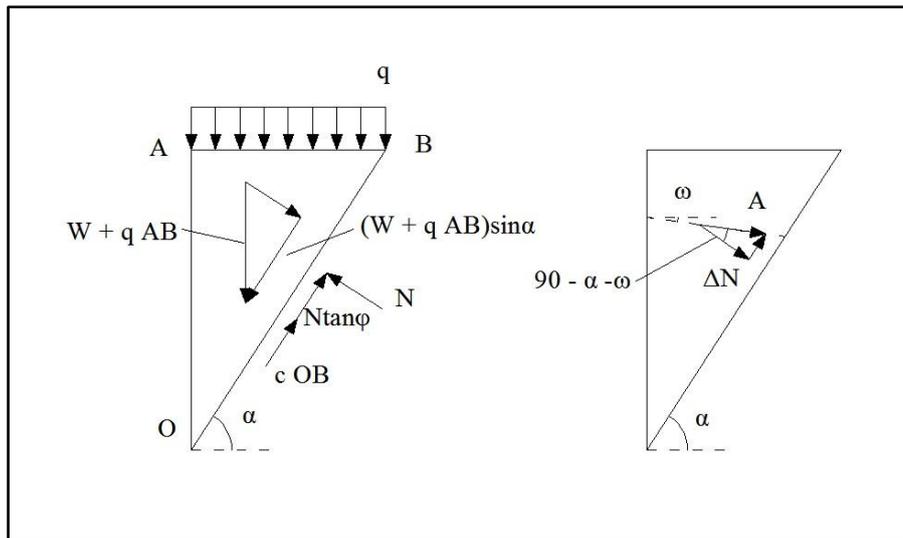
$$\Delta N = A \cos(90 - \alpha - \omega) = A \sin(\alpha + \omega) \quad (2.50)$$

Εφόσον ο παραπάνω συντελεστής ασφάλειας δεν επαρκεί, τότε ο βελτιωμένος συντελεστής ασφάλειας μέχρι την επιθυμητή τιμή υπολογίζεται από τη σχέση:

$$FS_{\alpha\pi} = \frac{c OB + N \tan\varphi + \Delta N \tan\varphi}{(W + q AB) \sin\alpha - A \cos(\alpha + \omega)} = \frac{FS_{\text{υπ}} + A \frac{\sin(\alpha + \omega) \tan\varphi}{W(+q AB)\sin\alpha}}{1 - A \frac{\cos(\alpha + \omega)}{W(+q AB)\sin\alpha}} \quad (2.51)$$

Η απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης επομένως είναι:

$$A = \frac{(FS_{\alpha\pi} - FS_{\text{υπ}})(W + q AB)\sin\alpha}{FS_{\alpha\pi} \cos(\alpha + \omega) + \sin(\alpha + \omega) \tan\varphi} \quad (2.52)$$



Σχήμα 2.19 Αστοχία απλού πρίσματος (Μπουκοβάλας 2004)

### 2.3.5 Μέθοδος Kranz

Στο σχήμα 2.20 απεικονίζεται το διάγραμμα ελεύθερου σώματος και των δυνάμεων που ασκούνται πάνω του. Το σώμα ορίζεται από τα σημεία  $A$ ,  $B$ ,  $C$  και  $D$ . Επειδή το πέτασμα δεν είναι μέρος του ελεύθερου σώματος, οι δυνάμεις  $P_A$  και  $T_{net}$  έχουν τις συγκεκριμένες φορές. Το ακριβές σχήμα του ελεύθερου σώματος είναι προκαθορισμένο. Τα σημεία  $A$  και  $E$  βρίσκονται ακριβώς πάνω από τα  $C$  και  $D$ . Το σημείο  $C$  επιλέγεται ως το σημείο στο οποίο η διατμητική δύναμη στο πέτασμα είναι ίση με μηδέν, δηλαδή ισχύει ότι  $P_{Ax} - T_{desx} = P_{Px}$ . Το σημείο  $D$  ορίζεται μοναδικά ως το μέσο του πακτωμένου τμήματος του αγκυρίου. Επομένως, στο σχήμα 2.20 το μήκος  $L_1$  είναι ίσο με το  $L_2$ . Θεωρείται ότι συνολικό φορτίο του αγκυρίου μεταφέρεται μεταξύ των σημείων  $D$  και  $F$ .

Οι δυνάμεις που ενεργούν πάνω στην εδαφική μάζα περιγράφονται ως εξής:

(α) Η  $P_a$  αναπαριστά την ενεργητική ώθηση πάνω στην πλευρά  $DE$ . Μπορεί να θεωρηθεί ότι ασκείται οριζόντια ή με κλίση.

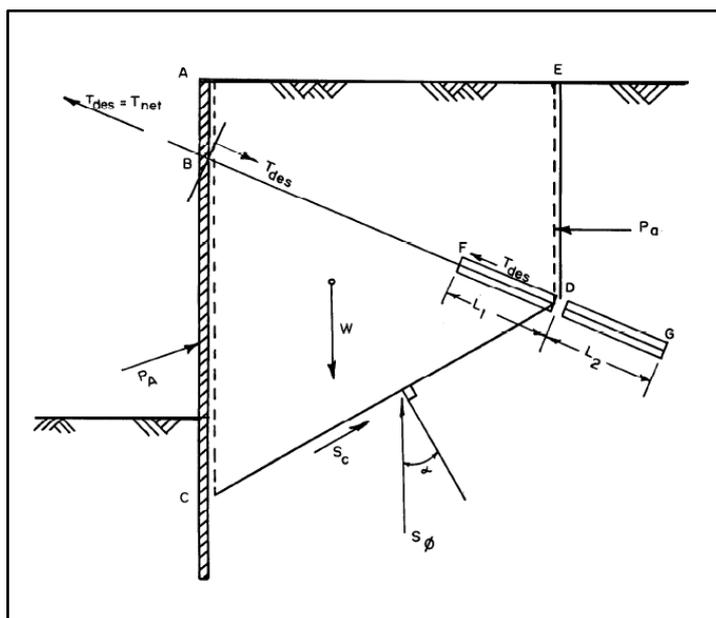
(β) Η  $W$  αναπαριστά το βάρος της εδαφικής μάζας.

(γ) Η  $P_A$  αναπαριστά τη συνολική ενεργητική ώθηση πάνω στην πλευρά  $AC$ . Η κλίση της είναι ίση με τη γωνία τριβής μεταξύ του εδάφους και του πετάσματος.

(δ) Η  $S_\phi$  αναπαριστά τη συνιστώσα τριβής της εδαφικής αντίστασης. Θεωρείται ότι κινητοποιείται πλήρως η εδαφική αντοχή.

(ε) Η  $S_c$  αναπαριστά την πλήρη συνιστώσα της εδαφικής αντίστασης λόγω συνοχής.

(στ) Η  $T$  αναπαριστά τη δύναμη του αγκυρίου. Το ελεύθερο σώμα τέμνει το αγκύριο στα σημεία  $B$  και  $D$ . Η δύναμη  $T_{net}$  αναπαριστά το διανυσματικό άθροισμα των δυνάμεων των αγκυρίων στο σημείο  $B$  και στο σημείο  $D$ . Επειδή η δύναμη στο σημείο  $B$  πρέπει να ξεπερνά τη δύναμη στο σημείο  $D$ , η δύναμη δρα κατά την κατεύθυνση που φαίνεται στο σχήμα.



Σχήμα 2.20 Διάγραμμα ελεύθερου σώματος για σύστημα με ένα αγκύριο (Goldberg et. al. 1976)

Η ευστάθεια του ελεύθερου σώματος εκτιμάται από το λόγο της μέγιστης δυνατής δύναμης αγκύρωσης προς τη δύναμη αγκύρωσης σχεδιασμού:

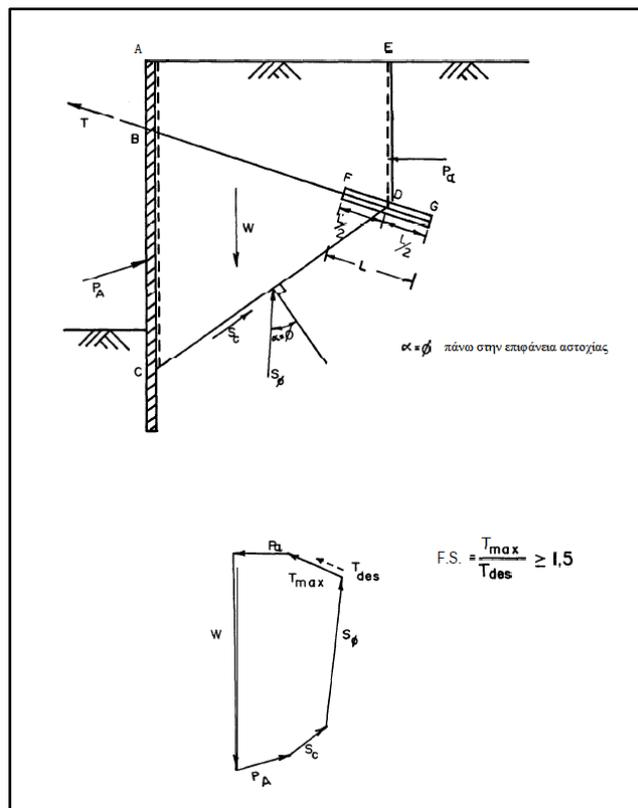
$$FS = \frac{T_{max}}{T_{des}} \quad (2.53)$$

Η μέγιστη δύναμη αγκύρωσης προσδιορίζεται από το ανάλογο δυναμοπολύγωνο.

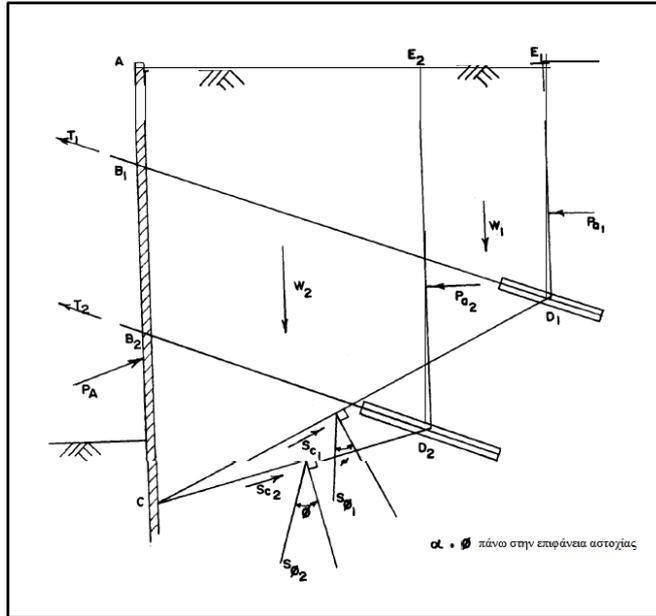
Στο σχήμα 2.21 παρουσιάζεται ένας τοίχος αντιστήριξης με ένα αγκύριο και το δυναμοπολύγωνο που χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό της ευστάθειας του συστήματος. Η δύναμη αγκύρωσης σχεδιασμού πρέπει να είναι μικρότερη από την τιμή  $T_{max}$ . Συνιστάται ελάχιστος συντελεστής ασφάλειας  $F.S. = 1.5$ . Σε περίπτωση που υπάρχει υδροφόρος ορίζοντας, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και οι δυνάμεις λόγω πίεσης πόρων.

Στα σχήματα 2.22 έως 2.27 παρουσιάζονται τα διαγράμματα ελεύθερου σώματος και τα δυναμοπολύγωνα για συστήματα με πολλαπλές αγκυρώσεις. Η βασική διαδικασία είναι ίδια, με τους συντελεστές ασφάλειας να ορίζονται αναλόγως.

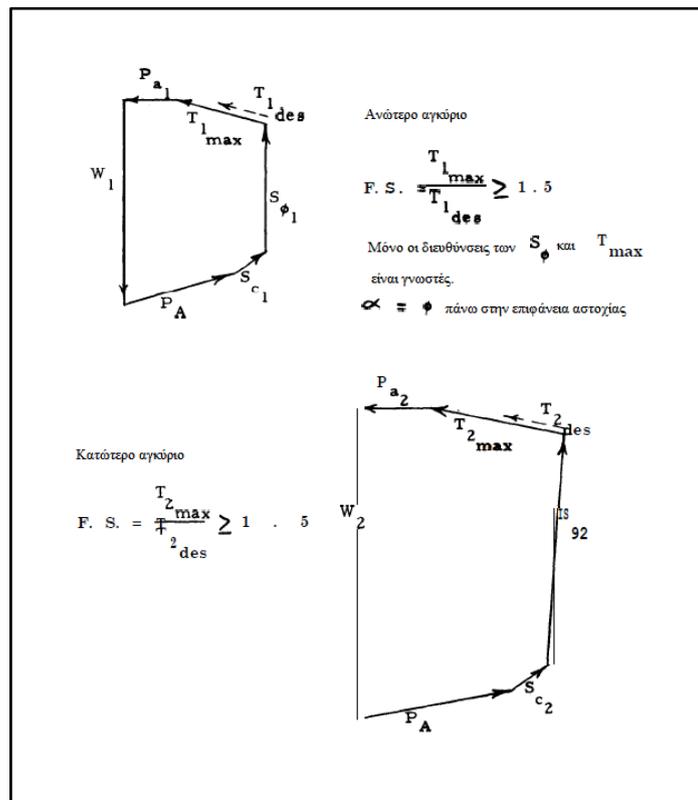
Η μέθοδος Kranz έχει μειονεκτήματα, όπως ο προσδιορισμός μίας και μόνο επιφάνειας αστοχίας, για αυτό θα πρέπει να χρησιμοποιείται σε συνδυασμό και με άλλες μεθόδους ανάλυσης ευστάθειας.



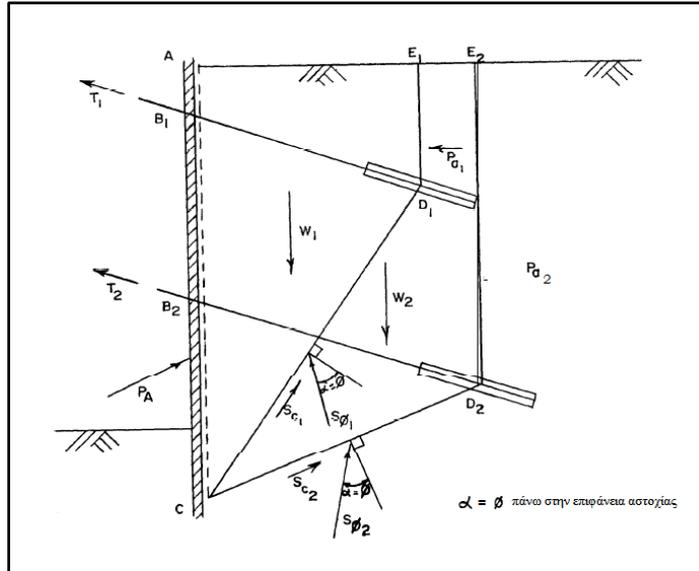
Σχήμα 2.21 Διάγραμμα ελεύθερου σώματος και δυναμοπολύγωνο για σύστημα με ένα αγκύριο (Goldberg et. al. 1976)



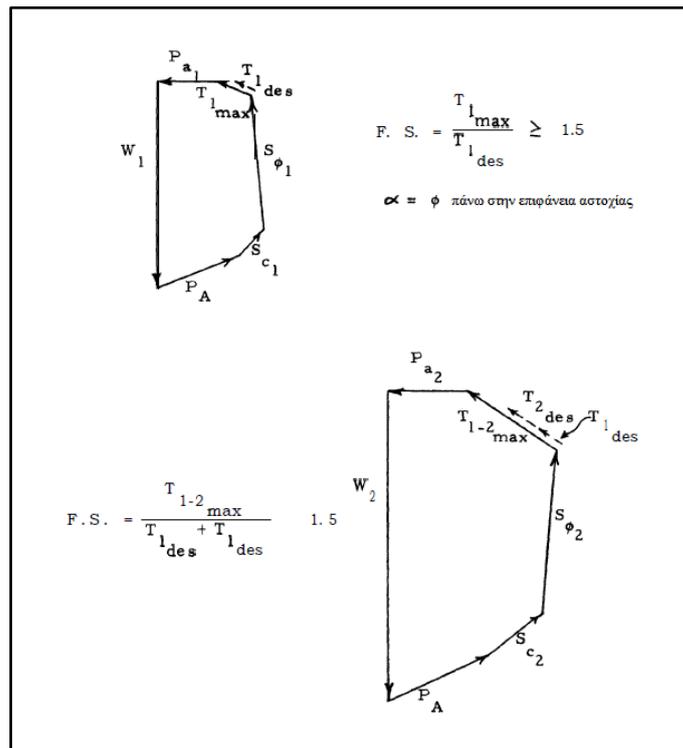
Σχήμα 2.22 Ελεύθερα σώματα και δυνάμεις για δύο εντελώς ανεξάρτητα αγκύρια (Goldberg et. al. 1976)



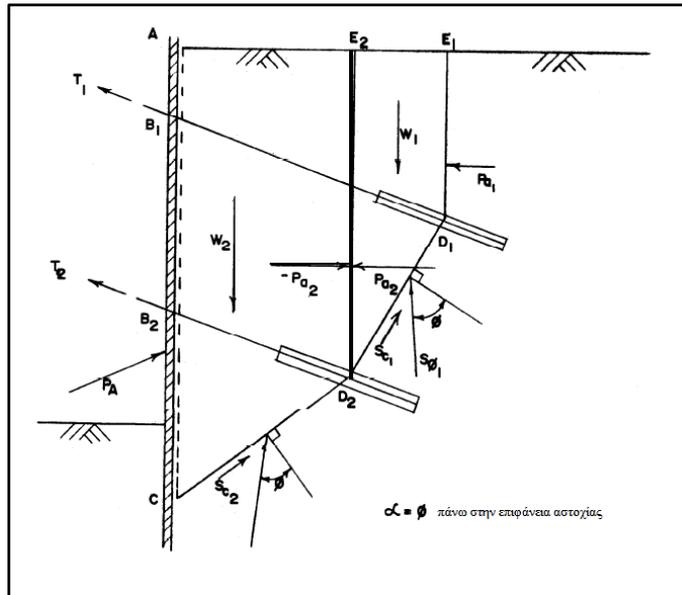
Σχήμα 2.23 Δυναμοπολύγωνα για δύο εντελώς ανεξάρτητα αγκύρια (Goldberg et. al. 1976)



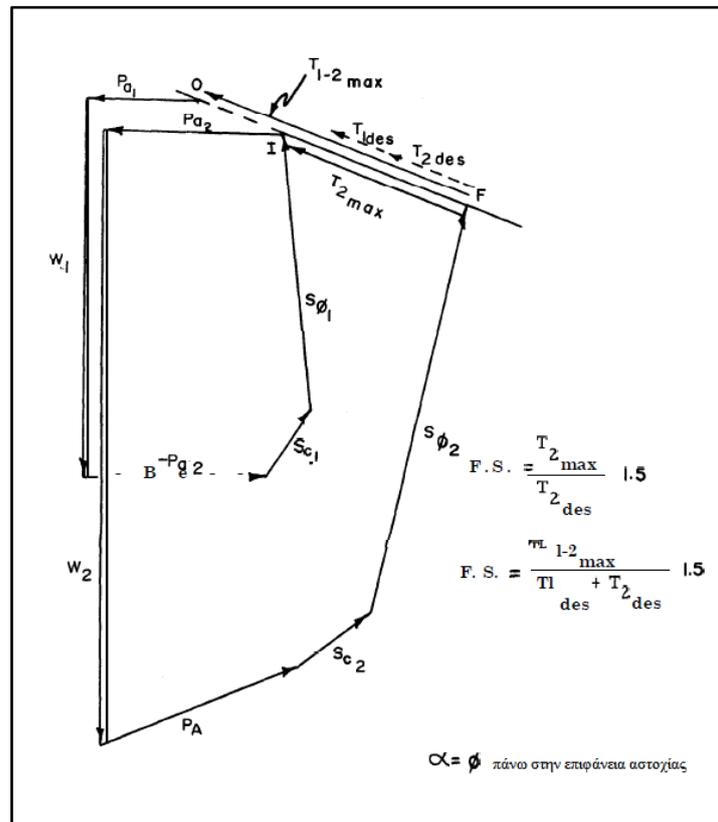
Σχήμα 2.24 Ελεύθερα σώματα και δυνάμεις για ένα ανεξάρτητο αγκύριο (Goldberg et. al. 1976)



Σχήμα 2.25 Δυναμοπολύγωνα για ένα ανεξάρτητο αγκύριο (Goldberg et. al. 1976)



Σχήμα 2.26 Διάγραμμα ελεύθερου σώματος για σύνθετη γεωμετρία επιφάνειας αστοχίας – Συντελεστής ασφάλειας σε όρους δύναμης των αγκυριών (Goldberg et. al. 1976)



Σχήμα 2.27 Δυναμοπολύγωνο για σύνθετη γεωμετρία επιφάνειας αστοχίας – Συντελεστής ασφάλειας σε όρους δύναμης των αγκυριών (Goldberg et. al. 1976)

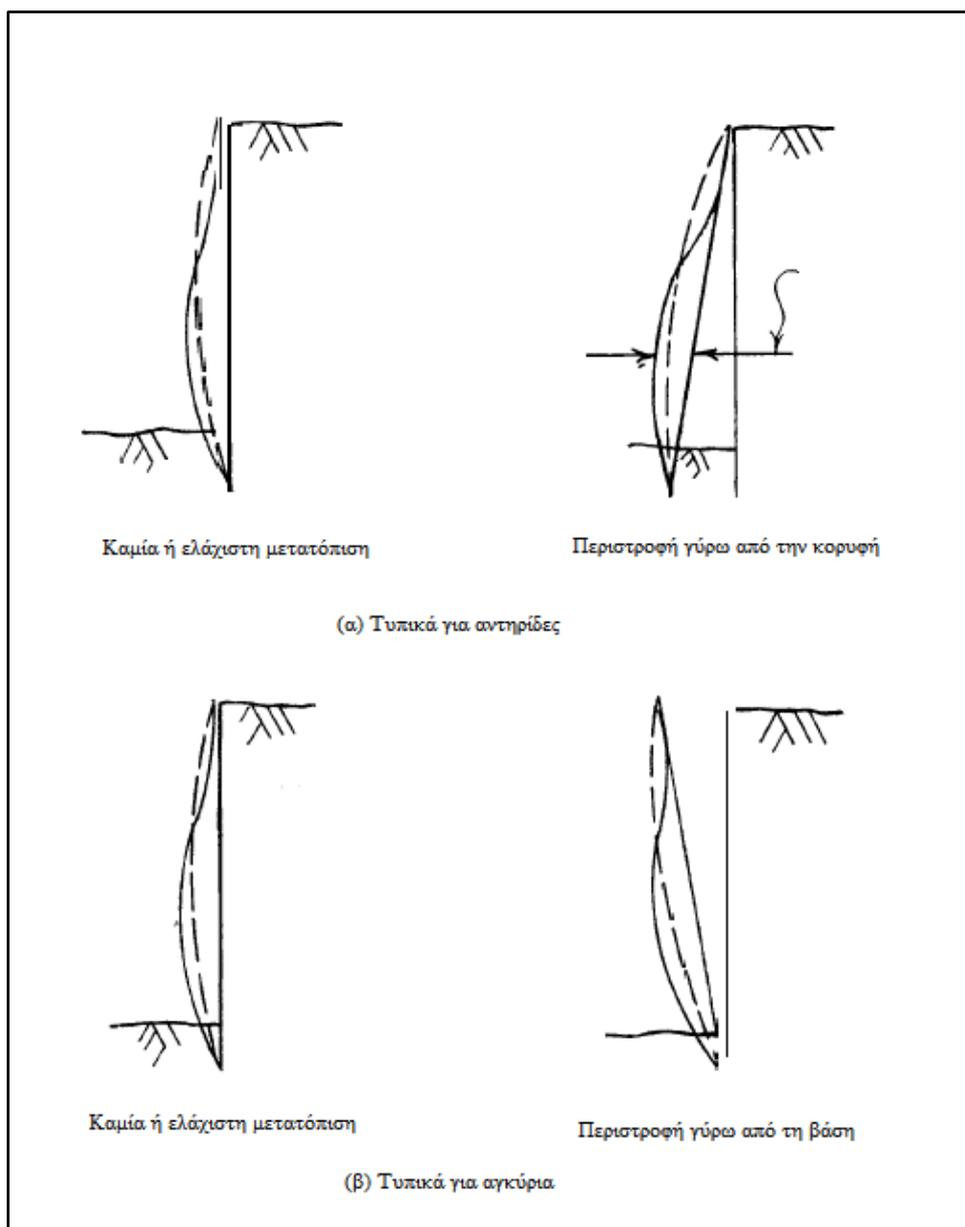
## 2.4 Μετακινήσεις

### 2.4.1 Γενικά

Οι απαιτήσεις ελέγχου των μετακινήσεων του τοίχου και του εδάφους διαφέρουν ανάλογα με τις συνθήκες και τους περιορισμούς που επικρατούν σε κάθε έργο. Για παράδειγμα, όταν δεν υπάρχουν παρακείμενες κατασκευές, οι μετατοπίσεις δεν είναι ιδιαίτερα κρίσιμες, ενώ αντίθετα μπορεί να είναι ο πλέον κρίσιμος παράγοντας σχεδιασμού σε ένα σύστημα προσωρινής αντιστήριξης σε αστικό περιβάλλον. Τα συστήματα αντιστήριξης με αγκύρια πλεονεκτούν στον περιορισμό των μετακινήσεων, οι οποίες γενικά είναι μικρότερες από αυτές των εναλλακτικών συστημάτων.

### 2.4.2 Χαρακτηριστικά

Στους αγκυρωμένους τοίχους, εφόσον εξασφαλίζεται η ακινησία του ανώτερου τμήματός τους, το προφίλ των οριζόντιων μετατοπίσεων προσομοιάζει με αυτό των τοίχων με αντηρίδες του σχήματος 2.28 (α). Αν υπάρξει όμως καθίζηση του πετάσματος, μερική αστοχία των αγκυρίων, μαζική μετατόπιση του εδαφικού πρίσματος ή διατμητική αστοχία του εδάφους, μπορεί να συμβεί εκτεταμένη μετατόπιση του τοίχου προς το εσωτερικό της εκσκαφής και περιστροφή γύρω από τη βάση του (σχήμα 2.28 (β)).



Σχήμα 2.28 Τυπικά προφίλ μετακινήσεων για τοίχους με αντηρίδες και αγκύρια (Goldberg et. al. 1976)

Οι Goldberg et. al. (1976) σημειώνουν ότι σε εδάφη με μεγάλη αντοχή, οι μετατοπίσεις είναι γενικά μικρές και δεν υπάρχουν σημαντικές διαφορές στη συμπεριφορά των τοίχων με αντηρίδες από αυτούς με αγκύρια. Στην πραγματικότητα, η προένταση των αγκυρίων βελτιώνει την αντοχή του αντιστηριζόμενου εδάφους αυξάνοντας τη στιβαρότητα και μειώνοντας την παραμορφωσιμότητά του. Τα αγκύρια είναι λιγότερο ευπαθή σε θερμοκρασιακές μεταβολές και κατά τη διαδικασία της προέντασης αναιρείται η ενδοσιμότητα του εδάφους στη ζώνη επαφής με το πέτασμα.

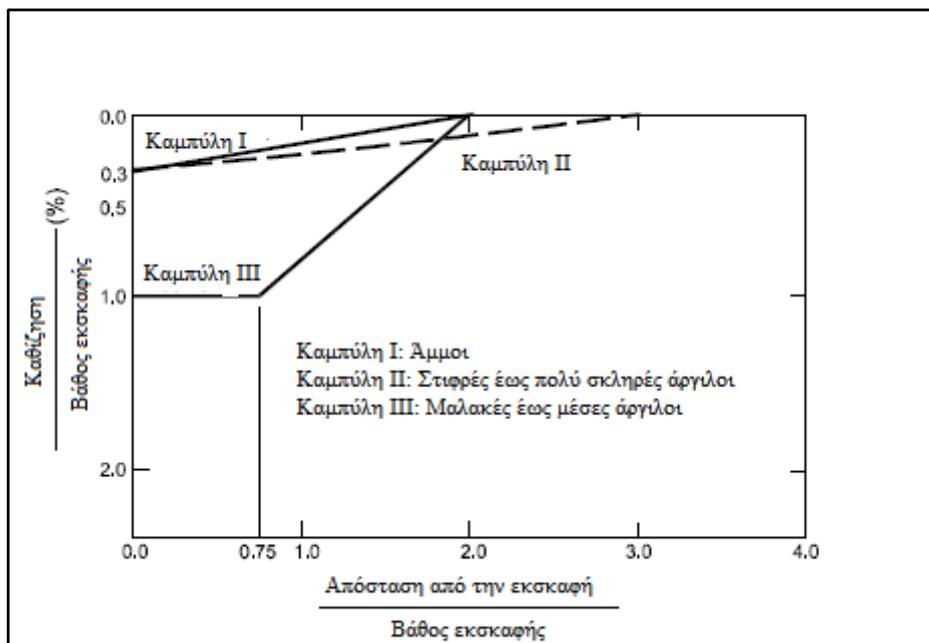
### 2.4.3 Μέγεθος

Οι κύριοι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος των μετατοπίσεων του τοίχου είναι η καμπτική δυσκαμψία του πετάσματος, η δύναμη προέντασης των αγκυρίων, καθώς και η διαμήκης δυσκαμψία τους.

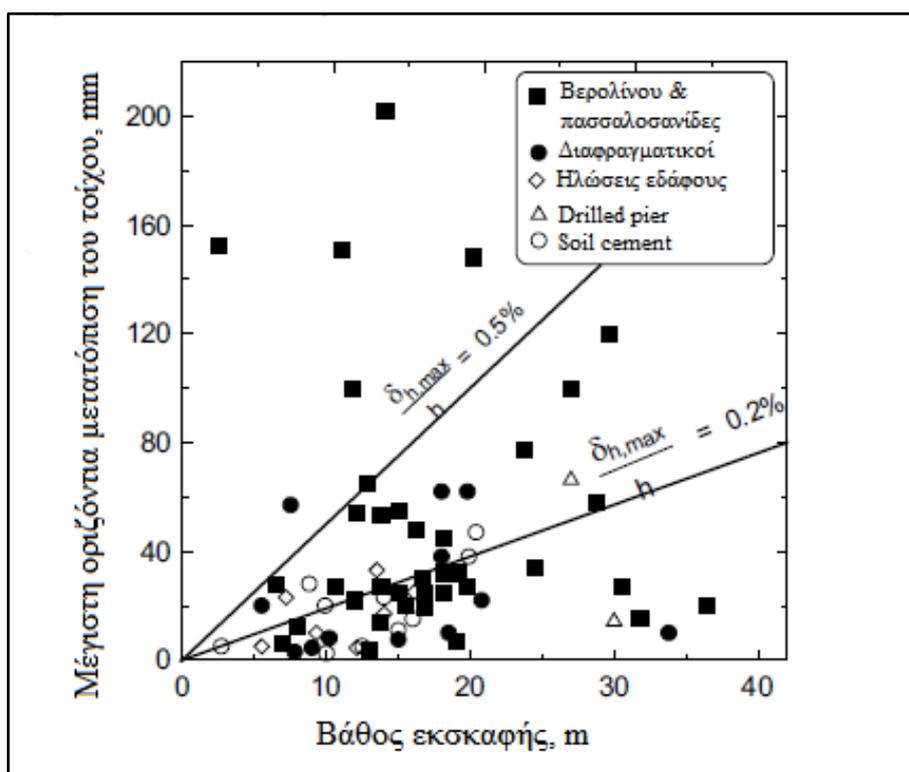
Σύμφωνα με τους Goldberg et. al. (1976), οι οποίοι βασίστηκαν σε στατιστική ανάλυση πλήθους περιπτώσεων συστημάτων αντιστήριξης με αντηρίδες και αγκύρια σε διάφορα εδάφη, σε εδάφη με υψηλή αντοχή όπως άμμους, χάλικες και πολύ στιφρές αργίλους οι οριζόντιες μετατοπίσεις είναι γενικά μικρότερες από 0.35 % του αντιστηριζόμενου ύψους. Σε μαλακές και μέσες αργίλους για τοίχους με πασσαλοσανίδες, οι οριζόντιες μετατοπίσεις είναι πιθανό να ξεπεράσουν το 1 % του αντιστηριζόμενου ύψους. Σε αυτά τα εδάφη η κατασκευή διαφραγματικού τοίχου από σκυρόδεμα και προεντεταμένων αντηρίδων περιορίζει δραστικά τις οριζόντιες μετατοπίσεις, οι οποίες είναι δυνατό να μειωθούν κάτω από 0.25 % του αντιστηριζόμενου ύψους.

Σύμφωνα με τους Sabatini et. al. (1999), οι οριζόντιες μετατοπίσεις για αγκυρωμένους τοίχους σε άμμους και στιφρές αργίλους είναι της τάξης του 0.2 % του αντιστηριζόμενου ύψους με μέγιστη αναμενόμενη τιμή το 0.5 %. Οι καθιζήσεις πίσω από τον τοίχο σε αυτά τα εδάφη είναι κατά μέσο όρο περίπου 0.15 % του ύψους με μέγιστη αναμενόμενη τιμή το 0.5 %. Το σχήμα 2.29 μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την εκτίμηση των καθιζήσεων.

Στο σχήμα 2.30 παρουσιάζεται η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση του τοίχου ως συνάρτηση του βάθους εκσκαφής, με βάση μεγέθη μετατοπίσεων που έχουν παρατηρηθεί σε πλήθος έργων. Το είδος της διατομής του πετάσματος δεν φαίνεται να επηρεάζει σημαντικά τη συμπεριφορά του τοίχου αναφορικά με τις μετατοπίσεις.

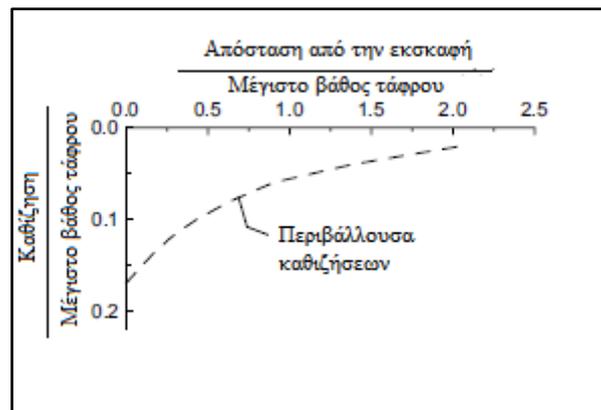


Σχήμα 2.29 Κατανομή καθιζήσεων πίσω από τοίχους με αγκύρια ή αντηρίδες (Sabatini et. al. 1999)



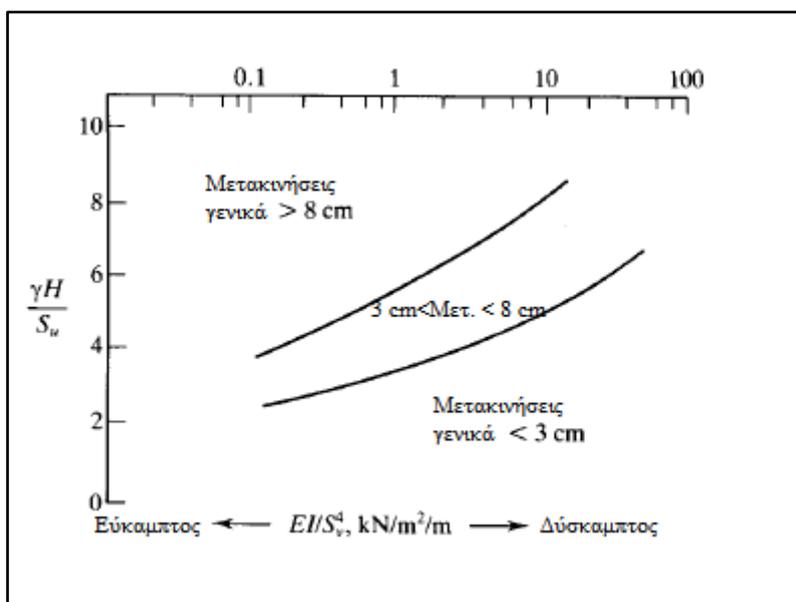
Σχήμα 2.30 Καταγεγραμμένες μέγιστες οριζόντιες μετατοπίσεις τοίχων διαφόρων διατομών σε στιφρές αργίλους, αυτόχθονα εδάφη και άμμους (Kempfert & Gebreselassie 2006)

Ένας ακόμα παράγοντας που επηρεάζει το μέγεθος των μετακινήσεων είναι ο τρόπος κατασκευής του τοίχου. Οι Kempfert και Gebreselassie (2006) διακρίνουν δύο κατηγορίες: τους τοίχους που κατασκευάζονται με έμπηξη των στοιχείων τους στο έδαφος και αυτούς που κατασκευάζονται με αντικατάσταση του εδάφους. Στην πρώτη κατηγορία ανήκουν οι τοίχοι με πασσαλοσανίδες και αυτοί με προκατασκευασμένες διατομές από σκυρόδεμα. Ενδεχομένως η εγκατάσταση των πασσαλοσανίδων στο έδαφος να μη μεταβάλλει σημαντικά το πεδίο των γεωστατικών τάσεων. Εντούτοις, μπορεί να προκύψουν μετακινήσεις κατά την έμπηξη και δόνησή τους. Από την άλλη πλευρά, η κατασκευή διαφραγματικών τοίχων και τοίχων με πασσάλους έχει ως αποτέλεσμα την απομείωση των γεωστατικών τάσεων εξαιτίας της δημιουργίας της τάφρου που απαιτείται, γεγονός που μπορεί να οδηγήσει σε μετατοπίσεις γύρω από την εκσκαφή. Οι μετατοπίσεις αυτές είναι πιθανό να φτάσουν το 50 % των συνολικών μετατοπίσεων του εδάφους. Στο σχήμα 2.31 παρουσιάζεται η κατανομή των καθιζήσεων που προκύπτουν λόγω της κατασκευής ενός διαφραγματικού τοίχου.



Σχήμα 2.31 Καθιζήσεις λόγω εγκατάστασης διαφραγματικού τοίχου (Kempfert & Gebreselassie 2006)

Σημαντική παράμετρος είναι η δυσκαμψία του πετάσματος. Στο σχήμα 2.31 παρουσιάζονται οι μετατοπίσεις του τοίχου συναρτήσει της στιβαρότητάς του και των παραμέτρων ευστάθειας του εδάφους. Το σχήμα αφορά τοίχους με αντηρίδες – όπου  $E$  το μέτρο ελαστικότητας του πετάσματος,  $I$  η ροπή αδράνειας,  $S_v$  η κατακόρυφη απόσταση μεταξύ των αντηρίδων, και  $c_u$  η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους.

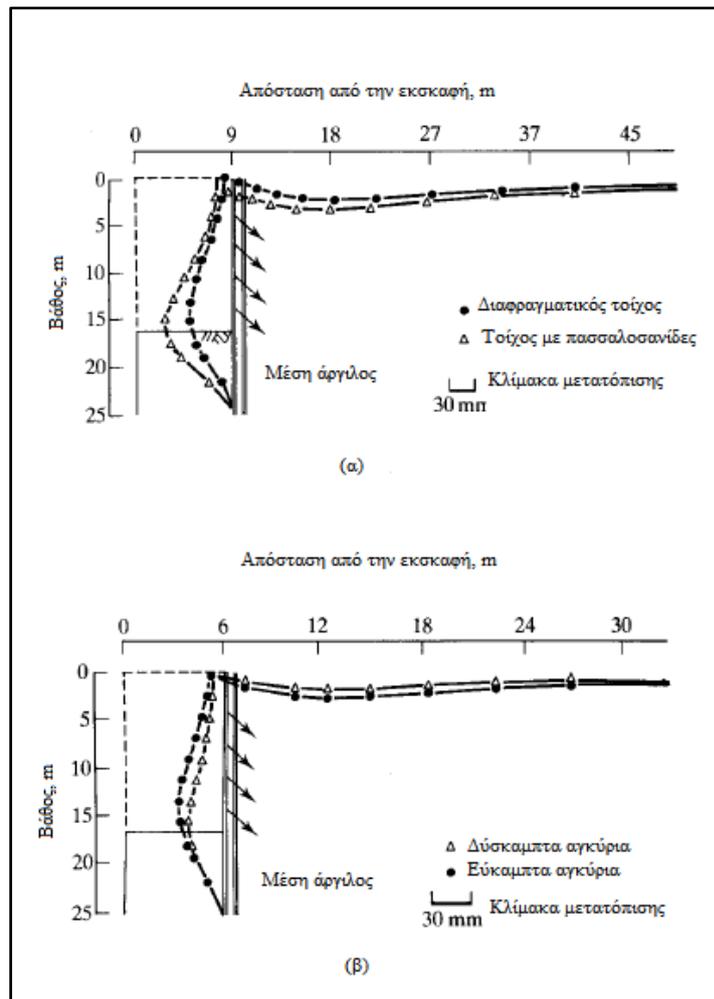


Σχήμα 2.32 Επίδραση της δυσκαμψίας του τοίχου στην οριζόντια μετακίνηση (Fang 1991)

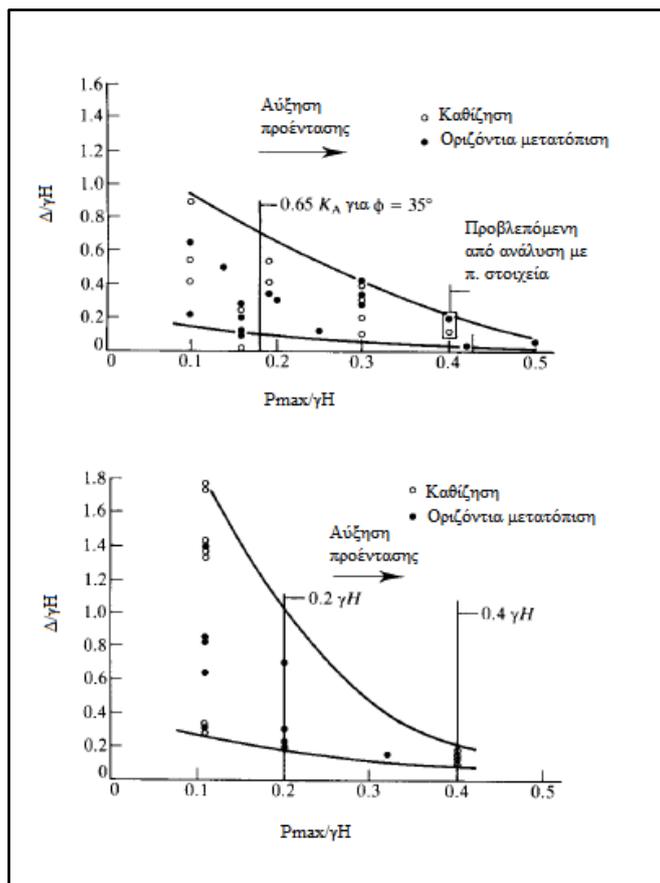
Στο σχήμα 2.33 παρουσιάζεται η επίδραση της δυσκαμψίας του πετάσματος και της στιβαρότητας των αγκυρίων στις μετακινήσεις του τοίχου, με βάση αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία.

Στο σχήμα 2.34 απεικονίζεται η επίδραση της προέντασης των αγκυρίων στις μετακινήσεις του τοίχου, για έργα σε άμμους και αργίλους. Ο Fang (1991) παρατηρεί ότι, παρά τη μεγάλη διασπορά των δεδομένων, η οποία οφείλεται στις διαφορετικές κατασκευαστικές μεθόδους, στα δομικά στοιχεία και στον τύπο του υπεδάφους, αποδεικνύεται ότι η αύξηση της δύναμης προέντασης οδηγεί σε σημαντική μείωση των μετακινήσεων του εδάφους.

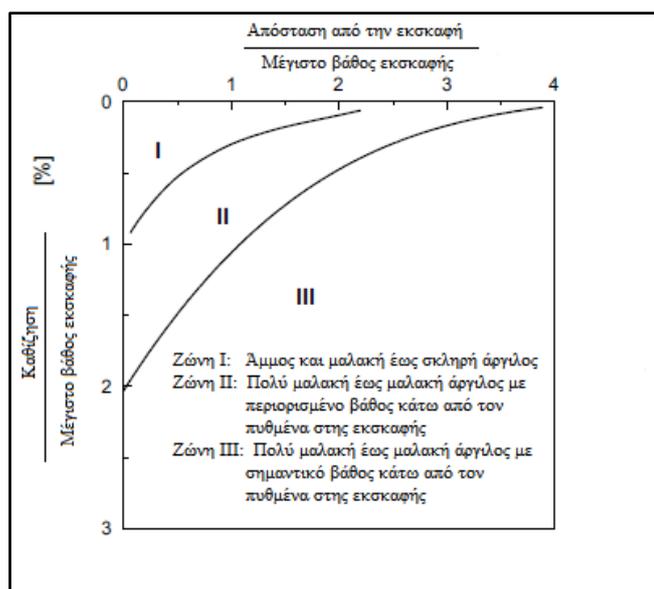
Ένα ακόμα εμπειρικό διάγραμμα υπολογισμού των μετατοπίσεων πίσω από την εκσκαφή παρουσιάζεται στο σχήμα 2.35. Βασίζεται σε καταγεγραμμένες μετατοπίσεις σε τρεις κατηγορίες εδαφών και προτάθηκε από τον Peck (1974). Με βάση το διάγραμμα και για τη συνήθη κατασκευαστική πρακτική, η μέγιστη καθίζηση είναι λιγότερο από 1 % του ύψους της εκσκαφής σε άμμους και μαλακές έως σκληρές αργίλους και πάνω από 2 % για πολύ μαλακές έως μαλακές αργίλους που εκτείνονται σε μεγάλο βάθος.



Σχήμα 2.33 Επίδραση της δυσκαμψίας (α) του πετάσματος και (β) των αγκυρίων στις μετατοπίσεις (Fang 1991)



Σχήμα 2.34 Επίδραση του φορτίου προέντασης στη μετατόπιση του τοίχου σε (α) άμμους και (β) αργίλους (Fang 1991)



Σχήμα 2.35 Καθιζήσεις δίπλα σε τοίχους με αντηρίδες σε διάφορα εδάφη (Kempfert & Gebreselassie 2006)

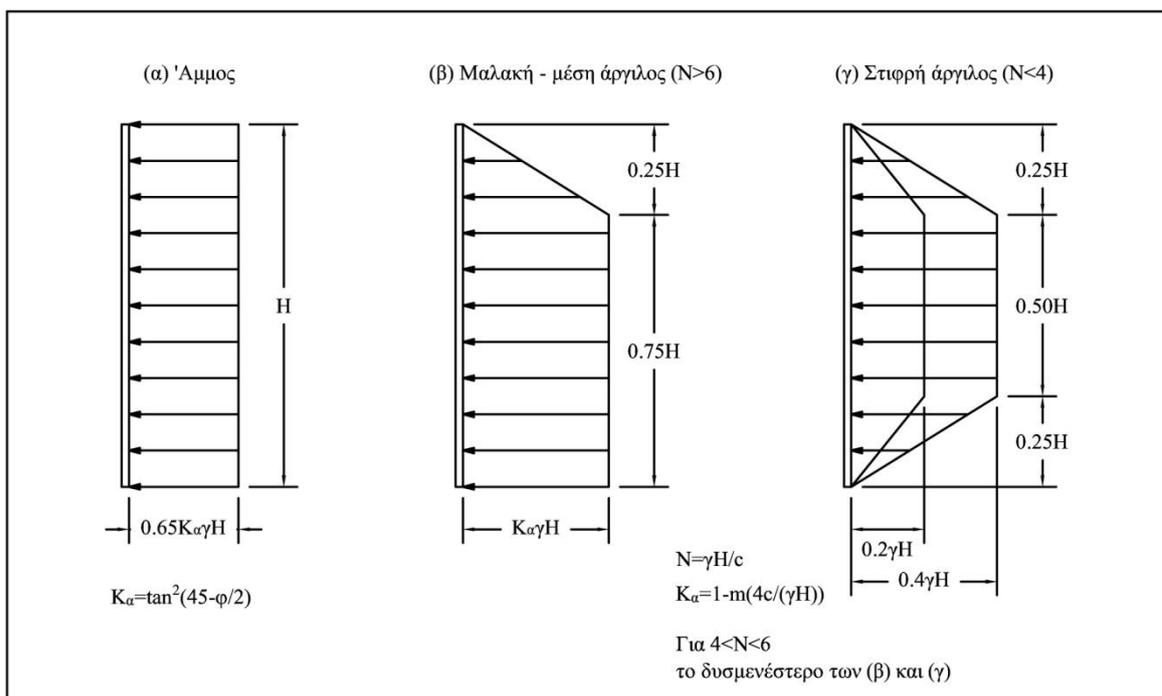
## 2.5 Υπολογισμός εδαφικών ωθήσεων

### 2.5.1 Γενικά

Έχουν προταθεί ημι-εμπειρικές μέθοδοι υπολογισμού των εδαφικών ωθήσεων σε εκσκαφές με αντηρίδες από διάφορους ερευνητές, για παράδειγμα από τους Terzaghi και Peck (μετέπειτα τροποποιημένες από τον Peck), τον Tschebotarioff, τους Goldberg et. al., το NAVFAC και τους Twine και Roscoe. Σύμφωνα με τους Clayton et. al. (1993), τα διαγράμματα του Peck είναι τα συχνότερα χρησιμοποιούμενα, παρά το γεγονός ότι οι διάφορες μέθοδοι είναι παρόμοιες. Στην πράξη εφαρμόζονται και για τον προσδιορισμό των δυνάμεων στα αγκύρια σε τοίχους αντιστήριξης με πολλαπλές αγκυρώσεις.

### 2.5.2 Terzaghi - Peck

Ο Bowles (1997) αναφέρει ότι τα συγκεκριμένα διαγράμματα βασίστηκαν σε μετρήσεις που πραγματοποιήθηκαν σε εκσκαφές σε αργίλους κατά την κατασκευή του υπόγειου σιδηροδρόμου στο Σικάγο, καθώς και σε μετρήσεις σε αμμώδη εδάφη στον υπόγειο σιδηρόδρομο του Βερολίνου κατά τη δεκαετία του 1930. Οι Peck et. al. (1974) σημειώνουν ότι τα διαγράμματα δεν αναπαριστούν πραγματικές κατανομές εδαφικών ωθήσεων, αλλά είναι περιβάλλουσες που αποσκοπούν στην εκτίμηση των μέγιστων τιμών των δυνάμεων που δέχονται οι αντηρίδες. Η συγκεκριμένη ανάγκη προκύπτει από την παρατήρηση ότι ακόμα και στην ίδια εκσκαφή, οι δυνάμεις σε κοντινές αντηρίδες στην ίδια στάθμη, μπορεί να παρουσιάζουν έντονη απόκλιση. Η χρήση περιβαλλουσών για τις εδαφικές ωθήσεις οδηγεί σε υπερσχεδιασμό του πετάσματος, αλλά ο εν λόγω υπερσχεδιασμός είναι επιθυμητός σε ένα βαθμό σύμφωνα με τη φιλοσοφία των διαγραμμάτων, προκειμένου να εξασφαλίζεται ένας ολικός συντελεστής ασφάλειας στο έργο.



Σχήμα 2.36 Διαγράμματα Peck (Peck et. al. 1974)

Οι προϋποθέσεις για την ικανοποιητική εφαρμογή των διαγραμμάτων είναι:

- (α) Βαθιά εκσκαφή (  $H > 6 \text{ m}$  )
- (β) Ο υδροφόρος ορίζοντας βρίσκεται κάτω από τον πυθμένα της εκσκαφής
- (γ) Στραγγισμένες συνθήκες για την άμμο (τα διαγράμματα υπολογίζουν ενεργές τάσεις)
- (δ) Αστράγγιστες συνθήκες για την άργιλο (τα διαγράμματα υπολογίζουν ολικές τάσεις)
- (ε) Η ευστάθεια του πυθμένα πρέπει να εξετάζεται ξεχωριστά

Για τις αργίλους, η παράμετρος ευστάθειας  $N = \gamma H/c_u$  (όπου  $c_u$  η μέση αστράγγιστη διατμητική αντοχή του αντιστηριζόμενου εδάφους) αυξάνεται με την αύξηση του βάθους της εκσκαφής. Για τιμές του  $N$  μεταξύ 3 και 4, μια πλαστική ζώνη αρχίζει να δημιουργείται στην περιοχή του πυθμένα της εκσκαφής. Αυτή η πλαστική ζώνη επεκτείνεται για μεγαλύτερες τιμές του  $N$ . Κατά συνέπεια, δημιουργείται μια εκτεταμένη επιφάνεια ολίσθησης η οποία εκτείνεται αρκετά πίσω από τον τοίχο και σε πολύ μεγαλύτερο βάθος από τη συνήθη επιφάνεια ολίσθησης, η οποία θεωρείται από τη στάθμη του πυθμένα της εκσκαφής μέχρι τη στάθμη της επιφάνειας του εδάφους. Συνεπώς, η εδαφική ώθηση αυξάνεται. Για το λόγο αυτό, χρησιμοποιείται στη σχέση υπολογισμού του  $K_a$  ο μειωτικός συντελεστής  $m$ . Για  $N < 4$ , μπορεί να λαμβάνεται  $m = 1$ . Για  $N > 4$ , ο

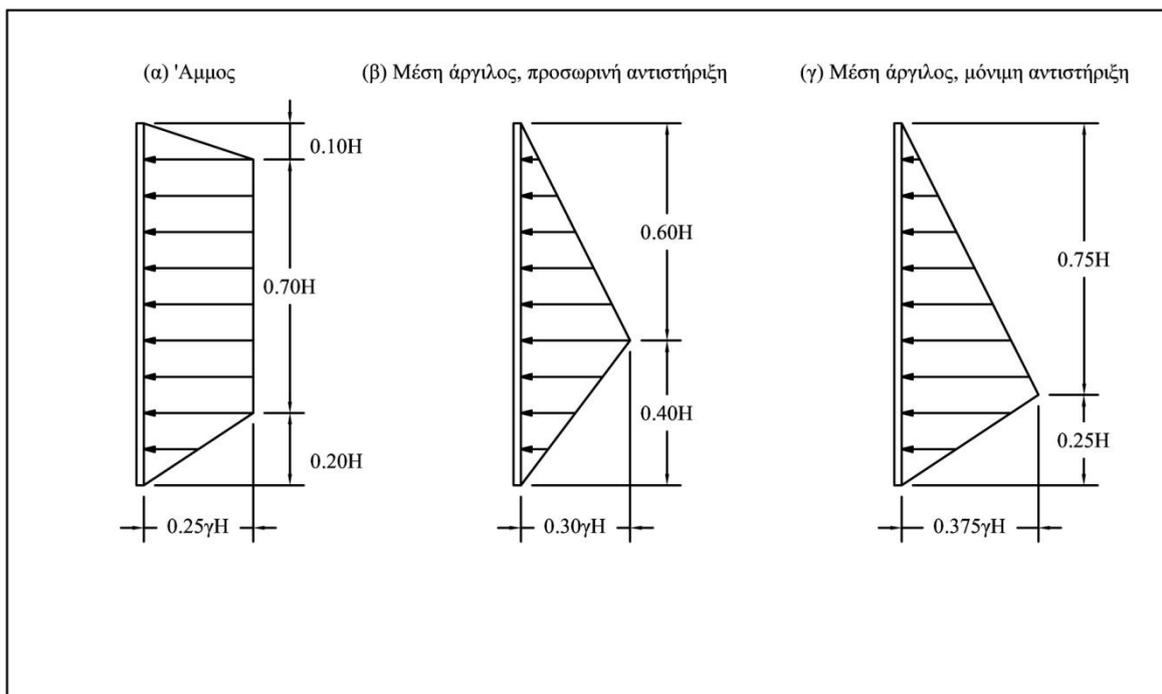
συντελεστής  $m$  μπορεί να μειώνεται μέχρι και την τιμή 0.4. Ο Peck τροποποίησε τον παραπάνω κανόνα ως εξής:  $m = 1.0$  για  $N < 6 \div 8$  και  $m = 0.4$  για  $N > 6 \div 8$ , με την προϋπόθεση ότι το στρώμα μαλακής αργίλου εκτείνεται σε μεγάλο βάθος κάτω από την εδαφική τομή.

Για την περίπτωση  $N < 4$ , το κάτω όριο του  $0.2\gamma H$  μπορεί να χρησιμοποιείται μόνο αν δικαιολογείται από παρατηρήσεις σε παρόμοιες συνθήκες με αυτές που επικρατούν στην περιοχή του έργου, διαφορετικά μια τιμή της τάξης του  $0.3\gamma H$  είναι καταλληλότερη.

Εναλλακτικά, όπως αναφέρεται από τους Peck et. al. (1974), μπορεί να γίνεται χρήση της παραμέτρου ευστάθειας  $N_b = \gamma H / c_b$  που αφορά το έδαφος κάτω από τη στάθμη της εκσκαφής, αντί να χρησιμοποιείται ο μειωτικός συντελεστής  $m$ . Στην εξίσωση υπολογισμού του  $N_b$ , ο παράγοντας  $c_u$  είναι η μέση αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους κάτω από την εκσκαφή. Αν  $N_b < 7$ , το σχήμα 2.36 (β) μπορεί να χρησιμοποιείται ακόμα και για τιμές του  $N$  μεταξύ του 10 και 12, με ελάχιστη χαρακτηριστική πίεση ίση με  $0.4\gamma H$  ανεξαρτήτως  $N$ . Για  $N_b > 7$  και πιθανή αστοχία στη βάση δε δίνεται κάποια σύσταση, αλλά επισημαίνεται ότι οι εδαφικές πιέσεις μπορούν να γίνουν πολύ μεγαλύτερες από αυτές που συμβατικά προβλέπει το διάγραμμα. Επομένως η διερεύνηση της ευστάθειας της βάσης πρέπει να γίνεται πριν την οποιαδήποτε εκτίμηση των δυνάμεων των αντηρίδων.

### **2.5.3 Tschebotarioff**

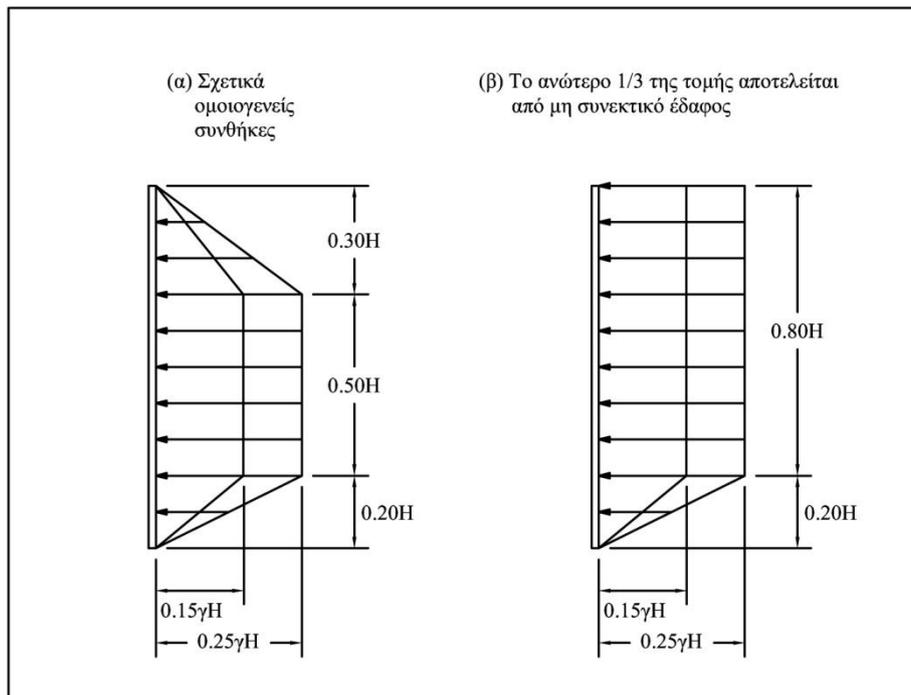
Όταν δημοσιεύτηκαν τα διαγράμματα Peck, ο Tschebotarioff παρατήρησε ότι για την περίπτωση της αργίλου και για ορισμένους συνδυασμούς των  $c_u$ ,  $\gamma$  και  $H$ , προέκυπτε  $K_a = 0.0$ , συνεπώς πραγματοποιήθηκε μια πρώτη τροποποίηση ώστε να μη συμβαίνει αυτό. Επίσης παρατήρησε ότι στην πράξη για τα περισσότερα μη συνεκτικά εδάφη συνήθως ισχύει ότι  $0.65K_a \approx 0.25$ , αφού η γωνία εσωτερικής τριβής  $\varphi$  συνήθως λαμβάνεται κατά προσέγγιση. Κατά τον Bowles (1993), τα διαγράμματα του Tschebotarioff έχουν υπάρξει σχετικά δημοφιλή.



Σχήμα 2.37 Διαγράμματα Tschebotarioff (Bowles 1996)

### 2.5.4 Goldberg et. al.

Τα προτεινόμενα διαγράμματα για πυκνές συνεκτικές άμμους και πολύ στιφρές αμμώδεις αργίλους απεικονίζονται στο σχήμα 2.38. Οι Goldberg et. al. (1976) σημειώνουν ότι οι ελάχιστες τιμές της πίεσης αφορούν εκσκαφές με βάθος μικρότερο των 10 με 12 m, όπου επικρατούν σχετικά ομοιόμορφες εδαφικές συνθήκες και οι στάθμες των αντηρίδων βρίσκονται σε περίπου ίσες αποστάσεις μεταξύ τους. Οι μέγιστες τιμές θα πρέπει να χρησιμοποιούνται για να καλυφθεί η όποια αβεβαιότητα σχετίζεται με την ύπαρξη ασθενών εδαφικών στρώσεων κατά το βάθος της εκσκαφής, με κατασκευαστικά θέματα και με βάθος εκσκαφής μεγαλύτερο από 20 m. Η παρουσία συνεκτικής εδαφικής στρώσης στο ανώτερο τμήμα της εκσκαφής δικαιολογεί τη μείωση της πίεσης. Σημειώνεται επίσης ότι στην περίπτωση πολύπλοκης στρωματογραφίας, κεκλιμένης επιφάνειας του εδάφους ή ύπαρξης επιπλέον φορτίσεων, ο ενδεδειγμένος τρόπος αντιμετώπισης είναι ο υπολογισμός των ωθήσεων με τη θεώρηση ενεργητικής κατάστασης και δοκιμαστικές επιφάνειες ολίσθησης ή με ανάλυση ευστάθειας εδαφικού πρίσματος. Οι υδροστατικές δυνάμεις θα πρέπει να εξετάζονται ξεχωριστά.



Σχήμα 2.38 Διαγράμματα Goldberg για πυκνές συνεκτικές άμμους και πολύ στιφρές αμμόδεις αργίλους (Goldberg et. al. 1976)

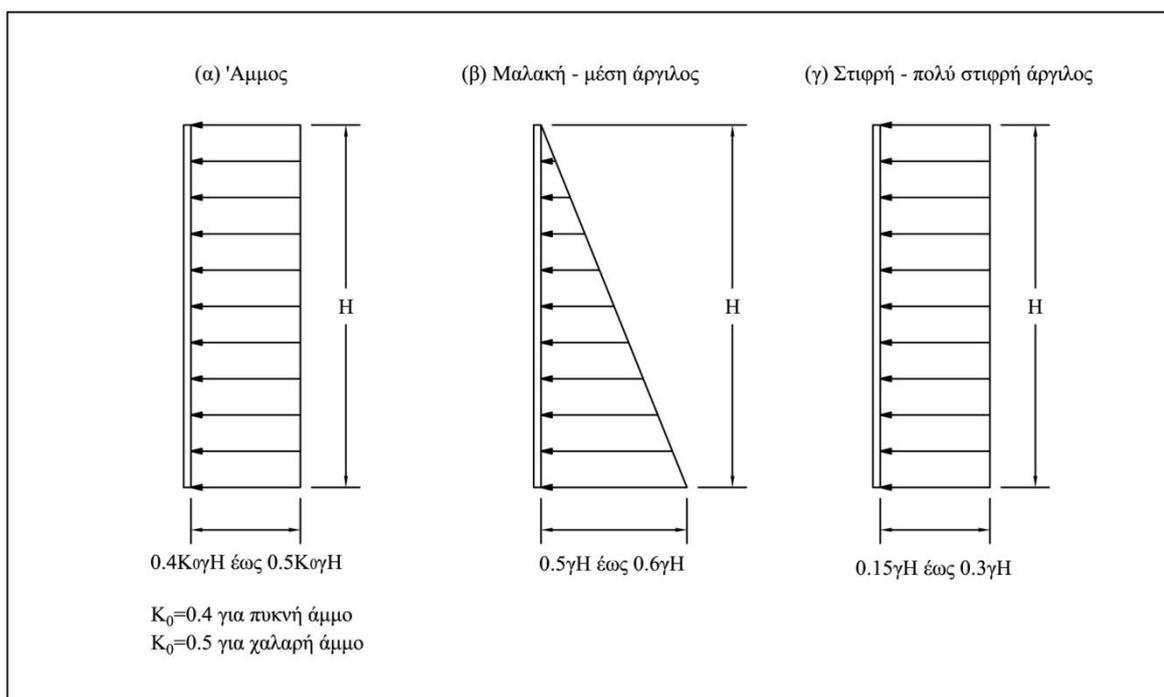
Όταν η εκσκαφή αντιστηρίζεται με αγκυρωμένο πέτασμα, και με δεδομένη τη μη ύπαρξη επαρκώς τεκμηριωμένων μεθόδων για τον υπολογισμό των ωθήσεων ειδικά για πολλαπλά αγκυρωμένους τοίχους, δίνονται απλά ως σύσταση τα διαγράμματα τα οποία αργότερα υιοθετήθηκαν από το NAVFAC (1982).

### 2.5.5 NAVFAC

Για τις άμμους, όταν οι παραμορφώσεις είναι κρίσιμη παράμετρος σχεδιασμού και η προένταση προβλέπεται να φτάσει το 100% του φορτίου σχεδιασμού, χρησιμοποιείται συντελεστής οριζόντιων γεωστατικών τάσεων  $K_0$ . Για τις χαλαρές άμμους θεωρείται  $K_0 = 0.5$ , ενώ για τις πυκνές  $K_0 = 0.4$ . Όπου οι παραμορφώσεις δεν είναι κρίσιμες, μπορεί να χρησιμοποιείται ο μέσος όρος του συντελεστή οριζόντιων γεωστατικών τάσεων  $K_0$  και του συντελεστή ενεργητικών ωθήσεων  $K_a$ .

Για τις στιφρές και πολύ στιφρές αργίλους, εφαρμόζεται μια ομοιόμορφη πίεση της τάξης του  $(0.15 \div 0.30) \gamma H$ . Η υψηλή τιμή σχετίζεται με παράμετρο  $N \approx 4$ . Η χαμηλή τιμή αφορά πολύ στιφρές αργίλους με  $N < 4$ .

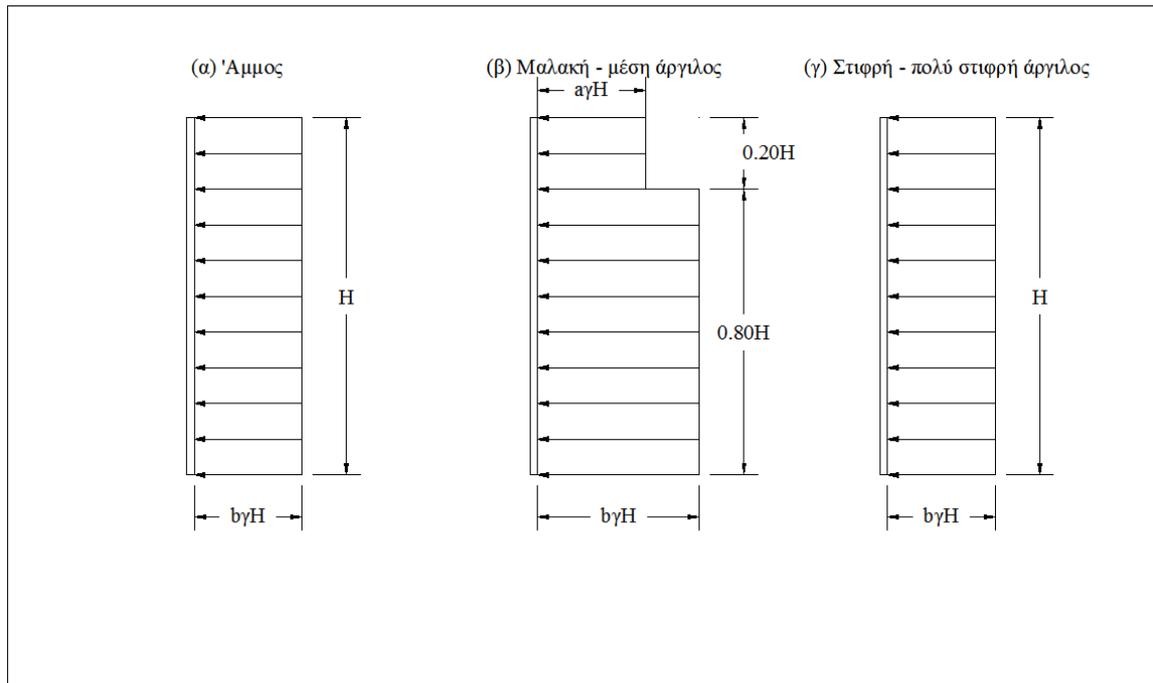
Για τις μαλακές αργίλους, εφαρμόζεται ένα τριγωνικό διάγραμμα με υποτιθέμενη τιμή  $K_0$  μεταξύ 0.5 και 0.6. Ενδεχόμενη υπερβολική προένταση των αγκυρίων μπορεί να προκαλέσει την έναρξη στερεοποίησης μέσα στο στρώμα της αργίλου γύρω από το πακτωμένο τμήμα των αγκυρίων.



Σχήμα 2.39 Διαγράμματα NAVFAC (1982)

### 2.5.6 Twine - Roscoe

Βασισμένοι σε 81 περιπτώσεις εκσκαφών σε διάφορα είδη εδαφών στο Ηνωμένο Βασίλειο, οι Twine και Roscoe (Craig 2004) κατέληξαν σε μια τροποποίηση των διαγραμμάτων του Peck. Οι περιβάλλουσες αφορούν χαρακτηριστικές τιμές για τις δυνάμεις των αντηρίδων, γεγονός που σηματοδοτεί την απαίτηση για χρήση συντελεστή ασφαλείας αποσκοπώντας στον υπολογισμό φορτίων σχεδιασμού. Επίσης, έχει ληφθεί υπόψη ονομαστικό καταναμημένο φορτίο στην επιφάνεια του εδάφους  $10 \text{ kN/m}^2$ . Για τις αργίλους, οι περιβάλλουσες καλύπτουν την αύξηση στη δύναμη που δέχονται οι αντηρίδες, η οποία συνοδεύει την αποτόνωση της αρνητικής υπερπίεσης πόρων που δημιουργείται κατά τη διάρκεια της εκσκαφής.



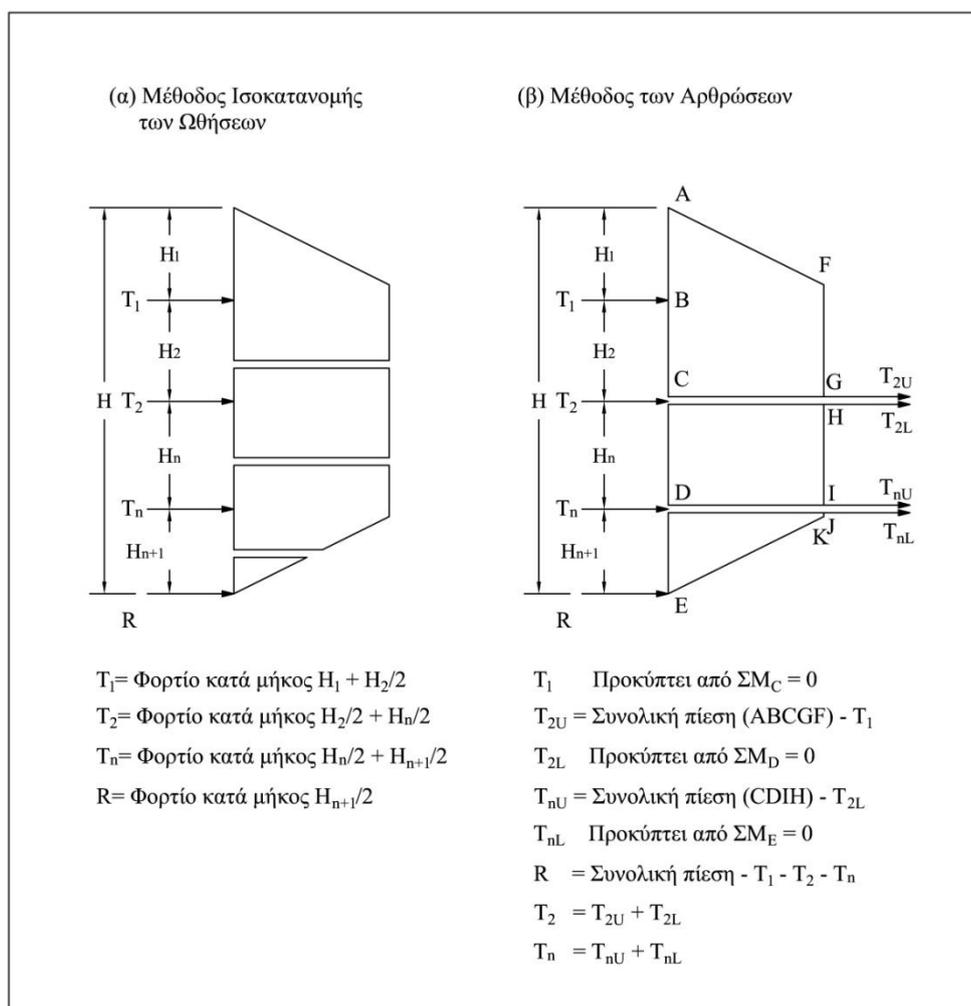
Σχήμα 2.40 Διαγράμματα Twine-Roscoe (Craig 2004)

Για εύκαμπτα πετάσματα που αντιστηρίζουν μαλακές και μέσες αργίλους ισχύει το σχήμα 2.40 (β), το οποίο μπορεί να χρησιμοποιηθεί με επιφύλαξη και για δύσκαμπτους τοίχους (διαφραγματικούς και πασσαλότοιχους). Οι χαμηλές και υψηλές τιμές της πίεσης συμβολίζονται με  $a\gamma H$  και  $b\gamma H$  αντίστοιχα, ενώ οι τιμές τους καλύπτουν το ενδεχόμενο υπερ-εκσκαφής. Οι τιμές των πιέσεων για τις μαλακές αργίλους εξαρτώνται επιπλέον από την ευστάθεια του πυθμένα της εκσκαφής έναντι ανίζησης. Η ευστάθεια βελτιώνεται με την αύξηση του βάθους έμπηξης, οδηγώντας σε μείωση των οριζόντιων μετατοπίσεων και αύξηση των δυνάμεων στα αγκύρια. Για μαλακή άργιλο με ευσταθή βάση λαμβάνονται  $a = 0.50$  και  $b = 0.65$ . Για μαλακή άργιλο με βελτιωμένη ευστάθεια ισχύουν  $a = 0.65$  και  $b = 1.1$ . Για μέση άργιλο ισχύουν  $a = 0.20$  και  $b = 0.30$ .

Οι περιβάλλουσες για στιφρή και πολύ στιφρή άργιλο και για μη συνεκτικά εδάφη είναι ομοιόμορφες. Για στιφρή και πολύ στιφρή άργιλο ισχύει  $b = 0.30$  για εύκαμπτο τοίχο και  $b = 0.50$  για δύσκαμπτο τοίχο. Για άμμους θεωρείται  $b = 0.20$ , λαμβάνοντας όμως υπόψη το ενεργό ειδικό βάρος και προσθέτοντας επιπλέον την υδροστατική πίεση.

2.5.7 Κατανομή δυνάμεων στις αντηρίδες-αγκύρια

Η δύναμη που παραλαμβάνει το κάθε αγκύριο μπορεί να υπολογιστεί είτε με τη μέθοδο της ισοκατανομής των ωθήσεων είτε με τη θεώρηση αρθρώσεων στις στάθμες των αγκυρίων. Πρόκειται για απλές μεθόδους που διευκολύνουν την εκτέλεση υπολογισμών με το χέρι. Και στις δύο περιπτώσεις υποτίθεται ότι υπάρχει άρθρωση στον πόδα και ότι στο σημείο αυτό υπάρχει αντίδραση.



Σχήμα 2.41 Μέθοδοι υπολογισμού δυνάμεων στις αντηρίδες (Sabatini et. al. 1999)

### **2.5.8 Περιορισμοί και αβεβαιότητες**

Οι Clayton et. al. (1993) σημειώνουν ότι υπάρχει μια σειρά από δυσκολίες που συνοδεύουν την πρακτική εφαρμογή των διαγραμμάτων Peck, όπως η κατάταξη των εδαφών σε αργίλους ή άμμους, η αντιμετώπιση των συνθηκών υδατικής ροής, η επιλογή μιας αντιπροσωπευτικής τιμής για την αστράγγιστη διατμητική αντοχή σε εδάφη με μεταβλητή αστράγγιστη διατμητική αντοχή, ο υπολογισμός των ωθήσεων σε εδάφη με διαδοχικές στρώσεις αργίλου και άμμου, ο υπολογισμός για ιλύ.

Οι Kempfert και Gebreselassie (2006) παρατηρούν ότι τα διαγράμματα Peck προτάθηκαν για εύκαμπτες κατασκευές και δεν λαμβάνουν υπόψη την επίδραση της θέσης και του αριθμού των αντηρίδων.

Οι Goldberg et. al. (1976) αναφέρουν ότι παρά το γεγονός ότι δεν υπάρχει εκτεταμένη βιβλιογραφία που να εξετάζει τις διαφορές στις πιέσεις μεταξύ αντιστηρίξεων με αντηρίδες και αντιστηρίξεων με αγκύρια, δεν υπάρχει λόγος που να επιβάλλει ριζικά διαφορετική αντιμετώπιση των δύο προβλημάτων.

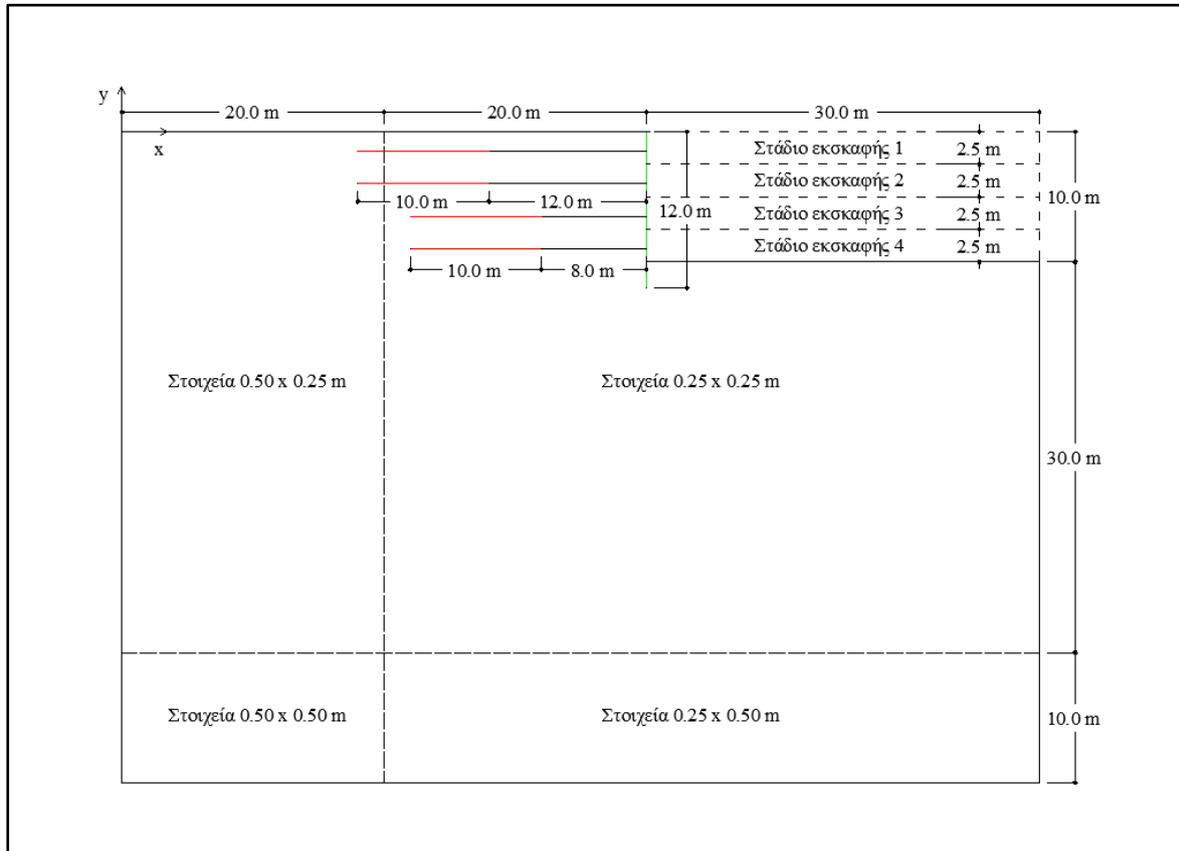
### 3. ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

#### 3.1 Γεωμετρία – Μηχανικά χαρακτηριστικά

Διερευνήθηκε βαθιά εκσκαφή με αντιστηριζόμενο ύψος  $H = 10.0$  m. Το πέτασμα αποτελούνταν από πασσάλους μήκους 12.0 m, κυκλικής διατομής, διαμέτρου  $D = 0.80$  m, σε αξονική απόσταση  $B = 1.20$  m μεταξύ τους. Η εκσκαφή πραγματοποιήθηκε σε 4 στάδια στις στάθμες  $z = -2.50$  m,  $-5.00$  m,  $-7.50$  m,  $-10.00$  m. Τοποθετήθηκαν 4 σειρές αγκυρίων στις στάθμες  $z = -1.50$  m,  $-4.00$  m,  $-6.50$  m,  $-9.00$  m. Για τη διερεύνηση του πολλαπλά αγκυρωμένου πετάσματος σε μη συνεκτικό έδαφος, επιλέχθηκε πακτωμένο μήκος αγκυρίων  $L_g = 8.00$  m. Το αντίστοιχο μήκος για τοίχο αντιστήριξης σε συνεκτικό έδαφος ήταν  $L_g = 10.00$  m. Για τα αγκύρια στις στάθμες  $z = -1.50$  m,  $z = -4.00$  m ορίστηκε ελεύθερο μήκος  $L_{f1} = 12.00$  m, ενώ το ελεύθερο μήκος τους στις στάθμες  $z = -6.50$  m,  $z = -9.00$  m ήταν  $L_{f2} = 8.00$  m. Θεωρήθηκε ότι κάθε αγκύριο αποτελούνταν από 3 χαλύβδινους τένοντες με συνολικό εμβαδό  $A = 4.2 \times 10^{-4}$  m<sup>2</sup>. Τα αγκύρια τοποθετήθηκαν οριζόντια αντί της συνήθους πρακτικής κατασκευής τους με μικρή γωνία κλίσης, προκειμένου να συγκρίνονται άμεσα οι κατανομές ωθήσεων των αναλυτικών μεθοδολογιών με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων. Με τη συγκεκριμένη προσομοίωση

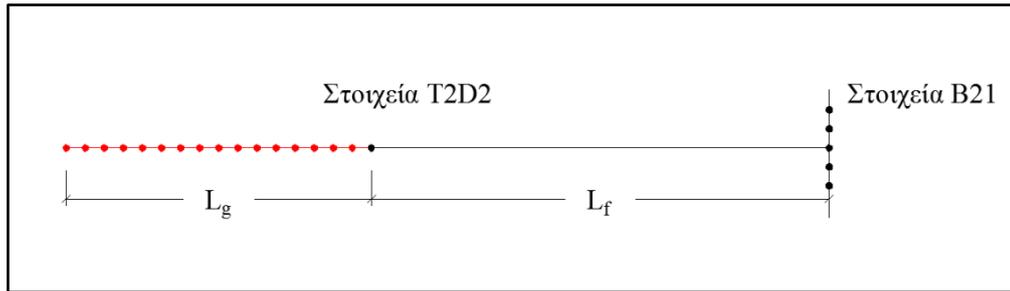
## ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΚΑΤΑΝΟΜΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ ΓΑΙΩΝ 62 ΣΕ ΠΟΛΛΑΠΛΑ ΑΓΚΥΡΩΜΕΝΑ ΕΥΚΑΜΠΤΑ ΠΕΤΑΣΜΑΤΑ

αποφεύχθηκε η επιρροή της κατακόρυφης συνιστώσας των δυνάμεων προέκτασης αγκυρίων υπό κλίση στις εδαφικές ωθήσεις που υπολογίστηκαν από τις αναλύσεις.



Σχήμα 3.1 Γεωμετρία αριθμητικού προσομοιώματος

Η εκσκαφή εξετάστηκε ως πρόβλημα επίπεδης παραμόρφωσης σε 2 διαστάσεις με τη χρήση του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus 6.9-1. Το δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιήθηκε είχε διαστάσεις (μήκος x βάθος) 70.0 x 50.0 m και η διακριτοποίηση των πεπερασμένων στοιχείων του εδάφους περιγράφεται στο σχήμα 3.1. Τα πεπερασμένα στοιχεία του προσομοιώματος είναι τύπου CPE4, τετρακομβικά, πρώτης τάξεως, πλήρους ολοκλήρωσης. Για την προσομοίωση του πασσάλου χρησιμοποιήθηκαν δισδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία δοκού μήκους 0.25 m και τύπου B21. Η προσομοίωση των αγκυρίων πραγματοποιήθηκε με δισδιάστατα δικομβικά πεπερασμένα στοιχεία αξονικής έντασης, τύπου T2D2. Το σύστημα αγκυρίων – τοίχου αντιστήριξης φαίνεται στο σχήμα 3.2.



Σχήμα 3.2 Προσομοίωση συστήματος αγκυρίου – τοίχου αντιστήριξης

Στα όρια του προσομοιώματος εφαρμόστηκαν συνοριακές συνθήκες δέσμευσης της οριζόντιας μετατόπισης στην αριστερή και στη δεξιά κατακόρυφη πλευρά και δέσμευσης της κατακόρυφης μετατόπισης στη βάση.

Το αρχείο εισαγωγής δεδομένων στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus παρατίθεται στο παράρτημα της παρούσας εργασίας.

Διερευνήθηκαν οι πιέσεις επαφής επί πολλαπλά αγκυρωμένου πετάσματος σε 3 αμμώδη εδάφη και σε 3 αργιλικά εδάφη. Η εδαφική πυκνότητα  $\rho$  σε όλες τις περιπτώσεις θεωρήθηκε ίση με  $2.0 \text{ Mg/m}^3$ . Για τη μηχανική συμπεριφορά των παραπάνω εδαφών χρησιμοποιήθηκε το καταστατικό προσομοίωμα Mohr–Coulomb με μη συσχετισμένο νόμο ροής ( $\psi = 0$ ) με τις παραμέτρους αντοχής που αναφέρονται στον πίνακα 3.1. Έγινε ανάλυση ενεργών τάσεων για τα αμμώδη εδάφη και ανάλυση ολικών τάσεων για τα αργιλικά εδάφη.

Πίνακας 3.1 Παράμετροι αντοχής εδαφών της παραμετρικής διερεύνησης

		$\phi$ (°)	$c$ ( $c_u$ ) (kPa)	$\psi$ (°)	$E$ (MPa)	$K_0$	$\nu$
ΑΜΜΟΣ	1	29.0	0.1	0.0	15.0	0.515	0.34
	2	35.0	0.1	0.0	30.0	0.426	0.30
	3	38.0	0.1	0.0	60.0	0.400	0.29
ΑΡΓΙΛΟΣ	1	0.0	30.0	0.0	9.0	1.000	0.499
	2	0.0	50.0	0.0	15.0	1.000	0.499
	3	0.0	70.0	0.0	21.0	1.000	0.499

Οι τιμές της γωνίας εσωτερικής τριβής  $\phi$  για τις άμμους που εξετάστηκαν, επιλέχθηκαν ως οι κατώτερες κατά Budhu (2007) για το χαρακτηρισμό μιας άμμου ως χαλαρής, μέσης ή

πυκνής. Αντίστοιχα για τις αργίλους, οι τιμές της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής  $c_u$ , επιλέχθηκαν για το χαρακτηρισμό μιας αργίλου ως μέσης ή στιφρής. Για τις αργίλους η εκτίμηση του μέτρου ελαστικότητας  $E$  πραγματοποιήθηκε κατά Bowles (1997):

$$E = 300c_u \quad (3.1)$$

**Πίνακας 3.2** Τυπικές τιμές γωνίας εσωτερικής τριβής  $\phi$ ,  
 αστράγγιστης διατμητικής αντοχής  $c_u$  (Budhu 2007)

		$\phi$ (°)	$c_u$ (kPa)
ΑΜΜΟΣ	Πολύ χαλαρή	26–28	
	Χαλαρή	29–34	
	Μέση	35–40	
	Πυκνή	38–45	
	Πολύ πυκνή	>45	
ΑΡΓΙΛΟΣ	Πολύ μαλακή		<10
	Μαλακή		10–25
	Μέση		25–50
	Στιφρή		50–100
	Πολύ στιφρή		100–200
	Εξαιρετικά στιφρή		>200

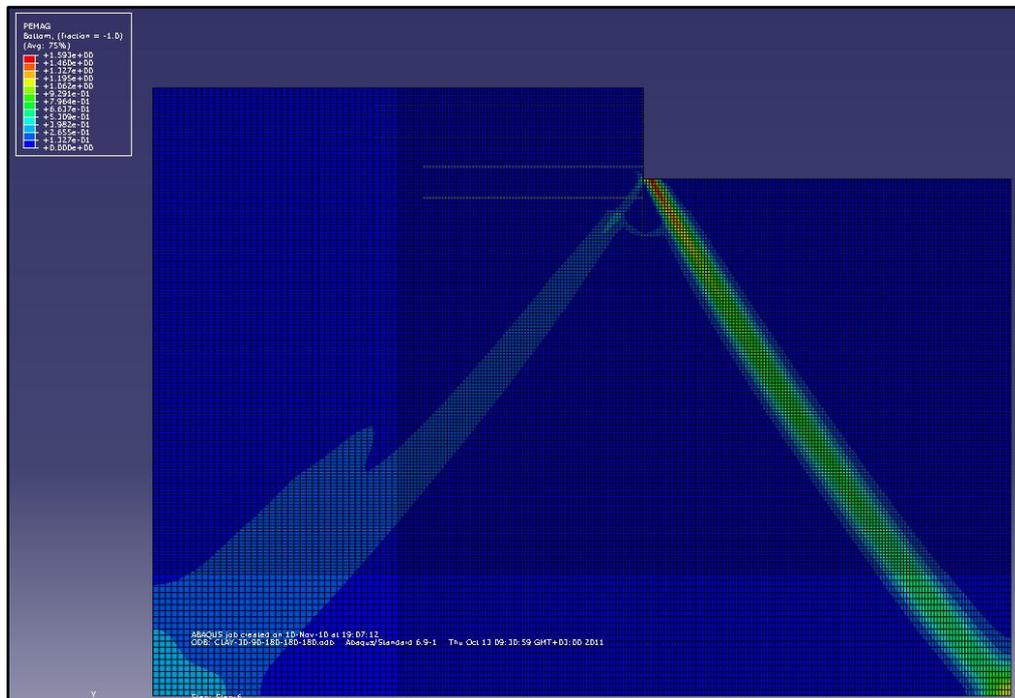
**Πίνακας 3.3** Τυπικές τιμές μέτρου ελαστικότητας  $E$  (Budhu 2007)

		$E$ (MPa)
ΑΜΜΟΣ	Χαλαρή	10–20
	Μέση	20–40
	Πυκνή	40–80
ΑΡΓΙΛΟΣ	Μέση	15–30
	Στιφρή	30–100

Αναφορικά με τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα, οι άμμοι που εξετάστηκαν στην παρούσα εργασία ήταν ξηρές, ενώ για τις αργίλους θεωρήθηκε πλήρης κορεσμός καθ' ύψος του αντιστηριζόμενου εδάφους, προς τούτο και η ανάλυση σε όρους ολικών τάσεων με αστράγγιστη διατμητική αντοχή  $c_u$ .

Στο τμήμα του προσομοιώματος κάτω από την τελική στάθμη της εκσκαφής ( $z = -10.0$  m), ορίζεται μέτρο ελαστικότητας  $E' = 10E$  προκειμένου να ληφθεί υπόψη η γενικά παρατηρούμενη βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών του εδάφους σε βαθύτερα στρώματα. Ο ορισμός του  $E'$  συμβάλλει επίσης στον περιορισμό των ανιζήσεων του πυθμένα εκσκαφής, θεώρηση που υιοθετείται και στη συνήθη μελετητική πρακτική τοίχων αντιστήριξης σε βαθιές εκσκαφές. Σημειώνεται ότι στις αναλύσεις των αργίλων με αστράγγιστη διατμητική αντοχή  $c_u = 30$  kPa και  $c_u = 50$  kPa, στο τμήμα του εδάφους δεξιά από τον γεωμετρικό άξονα του πετάσματος, ορίστηκε  $c_u = 100$  kPa, αλλά μέτρο ελαστικότητας  $E$  ίσο με αυτό που ορίζεται στην αντιστηριζόμενη πλευρά (αριστερά) με τη χαμηλότερη αντοχή. Η συγκεκριμένη προσομοίωση πραγματοποιήθηκε για να αποφευχθούν αστοχίες λόγω ανιζήσεων στη βάση της εκσκαφής. Στις αναλύσεις των άμμων χρησιμοποιήθηκε μια πολύ μικρή τιμή συνοχής  $c = 0.1$  kPa, για λόγους αριθμητικής σύγκλισης της επίλυσης. Επίσης, ο συντελεστής οριζόντιων γεωστατικών τάσεων  $K_0$  έχει υπολογιστεί για κάθε τύπο άμμου σύμφωνα με την παρακάτω σχέση (Chang-Yu 2006):

$$K_0 = 1 - \sin\phi' \quad (3.2)$$



**Σχήμα 3.3** Διακοπή της ανάλυσης εξαιτίας αστοχίας λόγω ανιζήσεων στη βάση της εκσκαφής σε άργιλο με αστράγγιστη διατμητική αντοχή  $c_u = 30$  kPa στο σύνολο των εδαφικών στοιχείων του προσομοιώματος

Ειδικά για την άμμο με γωνία τριβής  $\varphi = 38^\circ$ , λήφθηκε  $K_0 = 0.4$ , υπέρ της ασφάλειας και σύμφωνα με τις συστάσεις των Goldberg et. al. (1976). Ο λόγος Poisson  $\nu$  υπολογίστηκε από τη σχέση:

$$\nu = \frac{K_0}{1 + K_0} \quad (3.3)$$

Σε όλες τις περιπτώσεις των αργίλων χρησιμοποιήθηκε η τιμή  $K_0 = 1.0$ . Η μελέτη αργίλων υπό αστράγγιστες συνθήκες, συνεπάγεται λόγο Poisson  $\nu = 0.5$ . Στις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε η τιμή  $\nu = 0.499$ , για λόγους αριθμητικής σύγκλισης.

Ο πάσσαλος θεωρήθηκε πλήρως ελαστικός, με πρακτικά μηδενική πυκνότητα, μέτρο ελαστικότητας  $E_c = 25.0$  GPa και λόγο Poisson  $\nu = 0.20$ . Στο αρχείο δεδομένων εισήχθη η τιμή:

$$E'_c = \frac{E_c}{1.20 \text{ m}} = 20.83 \text{ GPa/m}$$

προκειμένου να ληφθεί υπόψη το ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας του τοίχου ανά τρέχον μέτρο.

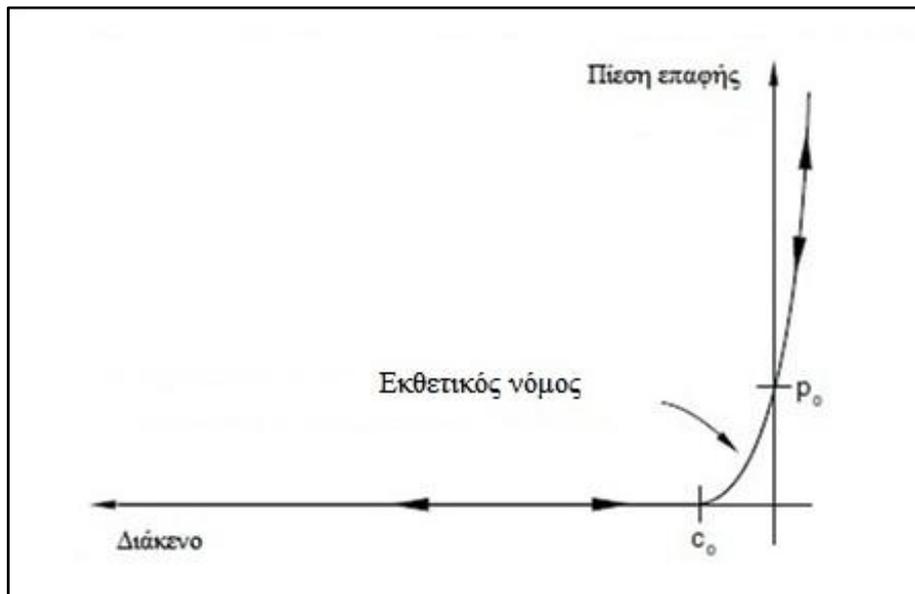
Τα αγκύρια θεωρήθηκαν επίσης πλήρως ελαστικά, με πρακτικά πυκνότητα, μέτρο ελαστικότητας  $E_s = 210.0$  GPa και λόγο Poisson  $\nu = 0.30$ . Στο αρχείο δεδομένων εισήχθη η τιμή:

$$E'_s = \frac{E_s}{1.20 \text{ m}} = 175.0 \text{ GPa/m}$$

προκειμένου να ληφθεί υπόψη το ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας ανά τρέχον μέτρο.

Η διεπιφάνεια πετάσματος εδάφους προσομοιώνεται με τον αλγόριθμο επαφής για ζεύγη επιφανειών, του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus. Η παράμετρος SMALL SLIDING δηλώνει ότι η επιφάνεια επαφής που προσδιορίζεται στο απαραμόρφωτο

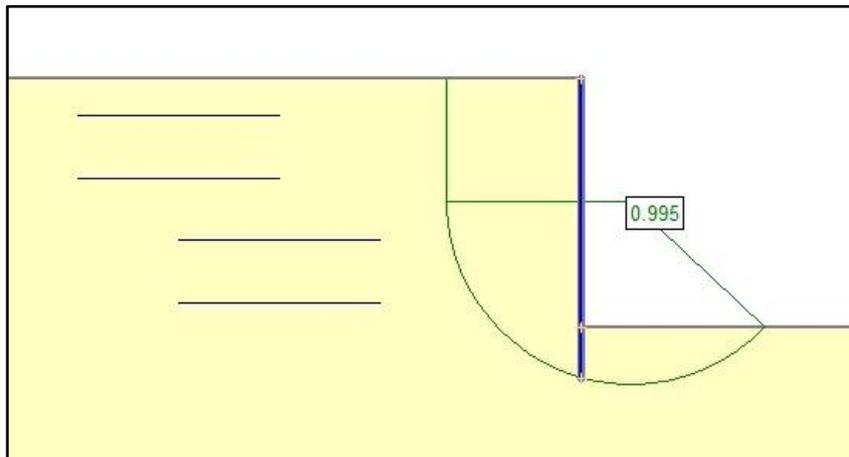
μοντέλο δεν αλλάζει κατά τη διάρκεια της ανάλυσης και βάσει αυτής υπολογίζονται οι πιέσεις επαφής. Η παράμετρος PRESSURE-OVERCLOSURE=EXPONENTIAL (σχήμα 3.4) δηλώνει ότι η διεπιφάνεια εδάφους – πετάσματος διέπεται από εκθετικό νόμο επαφής – αποκόλλησης. Ειδικότερα, οι δύο επιφάνειες αρχίζουν να μεταφέρουν πιέσεις όταν η κάθετη απόσταση στη διεύθυνση επαφής μειωθεί στην τιμή  $c_0 = 0.000001$  m. Καθώς η απόστασή τους εξακολουθεί να μειώνεται, οι πιέσεις επαφής αυξάνονται εκθετικά. Η τιμή  $p_0 = 2.0$  kPa είναι η πίεση για μηδενική απόσταση μεταξύ των επιφανειών. Η παράμετρος ELASTIC SLIP=0.001 m δηλώνει την απόλυτη μετατόπιση μεταξύ των επιφανειών του ζεύγους επαφής μέχρι την οποία θεωρείται ότι δεν ολισθαίνουν η μία πάνω στην άλλη. Ο συντελεστής τριβής της διεπιφάνειας λαμβάνεται ίσος με  $\tan(2\varphi/3)$ , όπου  $\varphi$  η γωνία εσωτερικής τριβής της άμμου, ή ίσος με 0.4 για τις αργίλους.



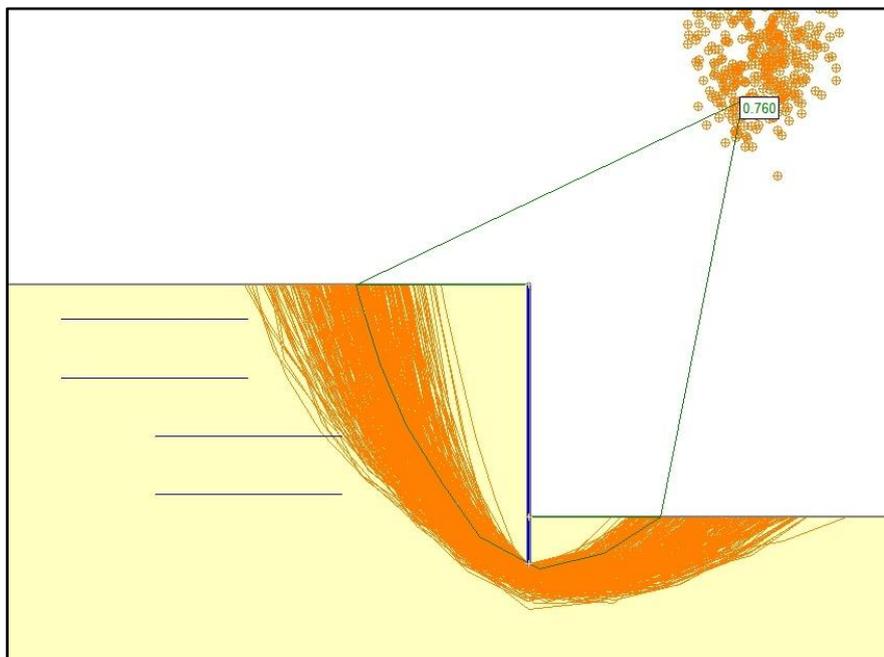
**Σχήμα 3.4** Εκθετικός νόμος πιέσεων επαφής της διεπιφάνειας εδάφους – πετάσματος  
(Abaqus Analysis User's Manual 2009)

Για να επιβεβαιωθεί η επάρκεια του ελεύθερου μήκους των αγκυριών ώστε ο τοίχος να είναι ασφαλής έναντι γενικευμένης αστοχίας του συστήματος εδάφους – αντιστήριξης, εξετάστηκε η ευστάθεια της εκσκαφής παρουσία μόνο του πετάσματος με το λογισμικό Slide 5.0. Αναζητήθηκαν οι οικογένειες των επιφανειών αστοχίας με συντελεστή ασφάλειας μικρότερο της μονάδας με την απλοποιημένη μέθοδο Janbu. Στα σχήματα 3.5 και 3.6 παρουσιάζονται οι συγκεκριμένες επιφάνειες και ενδεικτικά οι γεωμετρικές θέσεις των πακτωμένων τμημάτων των αγκυριών, για την ασθενέστερη άμμο με γωνία

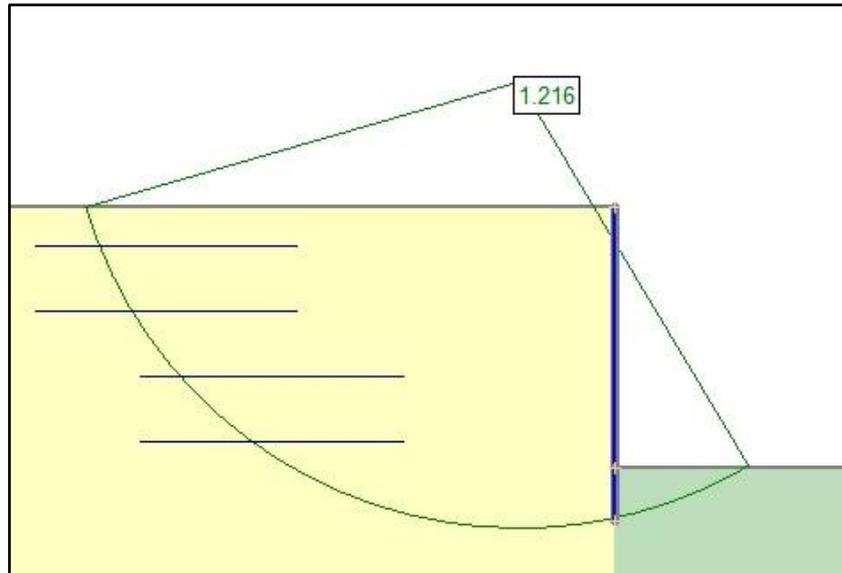
εσωτερικής τριβής  $\varphi = 29^\circ$ . Στα σχήματα 3.7 και 3.8 παρουσιάζονται οι επιφάνειες αστοχίας για την ασθενέστερη άργιλο με αστράγγιστη διατμητική αντοχή  $c_u = 30$  kPa. Οι κύκλοι γενικευμένης ευστάθειας με F.S. < 1 εμφανίζονται μεταξύ του πετάσματος και των πακτωμένων τμημάτων των αγκυρίων. Συνεπώς, τα αγκύρια που επιλέχθηκαν για την προσομοίωση του προβλήματος, τέμνουν αυτούς τους κύκλους και οδηγούν σε F.S. > 1 για τις επιφάνειες ολικής ευστάθειας του συστήματος. Αυτό επιβεβαιώνεται με την εισαγωγή και των αγκυρίων στο Slide, όπως φαίνεται και στα σχήματα 3.9, 3.10, 3.11 και 3.12.



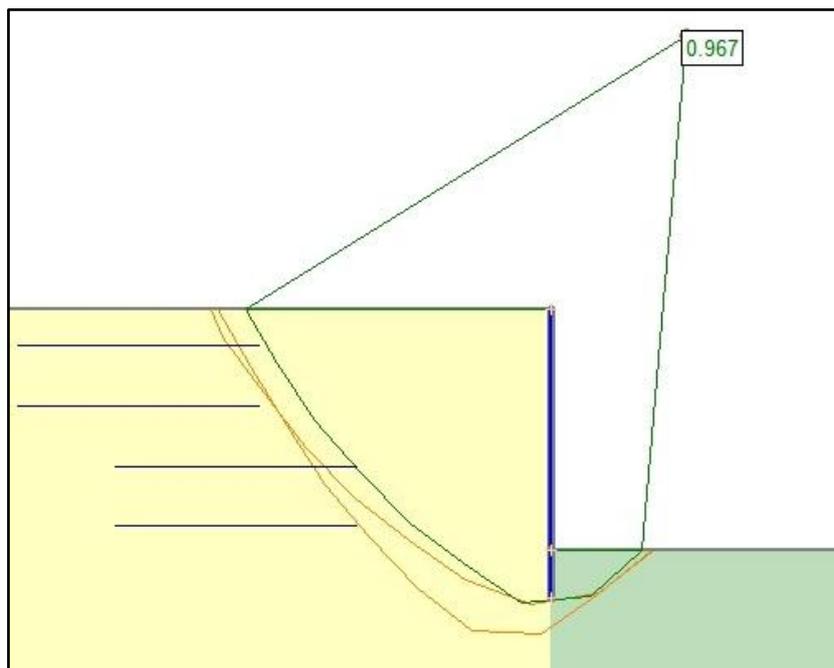
Σχήμα 3.5 Κυκλικές επιφάνειες αστοχίας με συντελεστή ασφαλείας μικρότερο της μονάδας για άμμο με  $\varphi=29^\circ$ , ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας 0.995



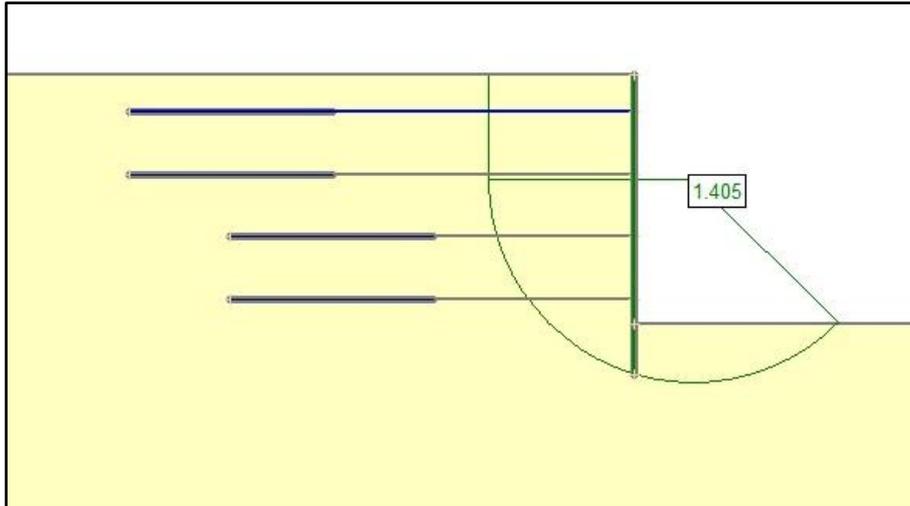
Σχήμα 3.6 Μη κυκλικές επιφάνειες αστοχίας με συντελεστή ασφαλείας μικρότερο της μονάδας για άμμο με  $\varphi=29^\circ$ , ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας 0.760



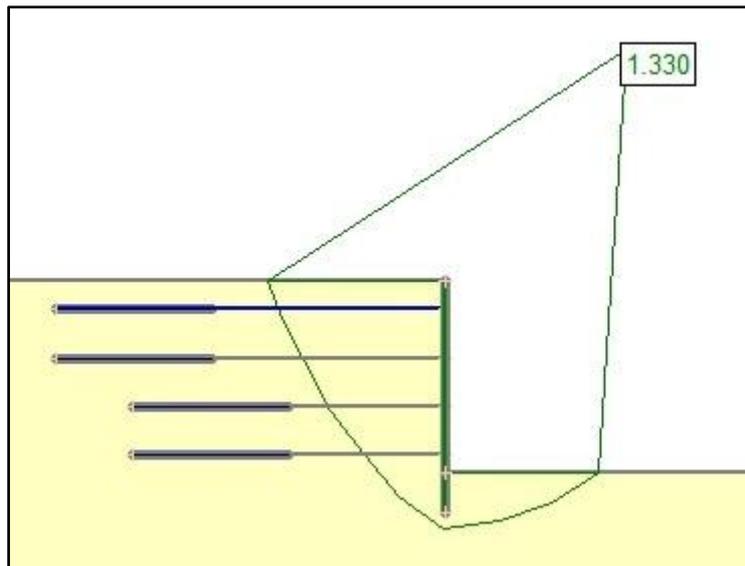
**Σχήμα 3.7** Κυκλικές επιφάνειες αστοχίας με συντελεστή ασφαλείας μικρότερο της μονάδας για άργιλο με  $c_u = 30$  kPa, ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας 1.216 (δεξιά από τον άξονα του πετάσματος  $c_u = 100$  kPa)



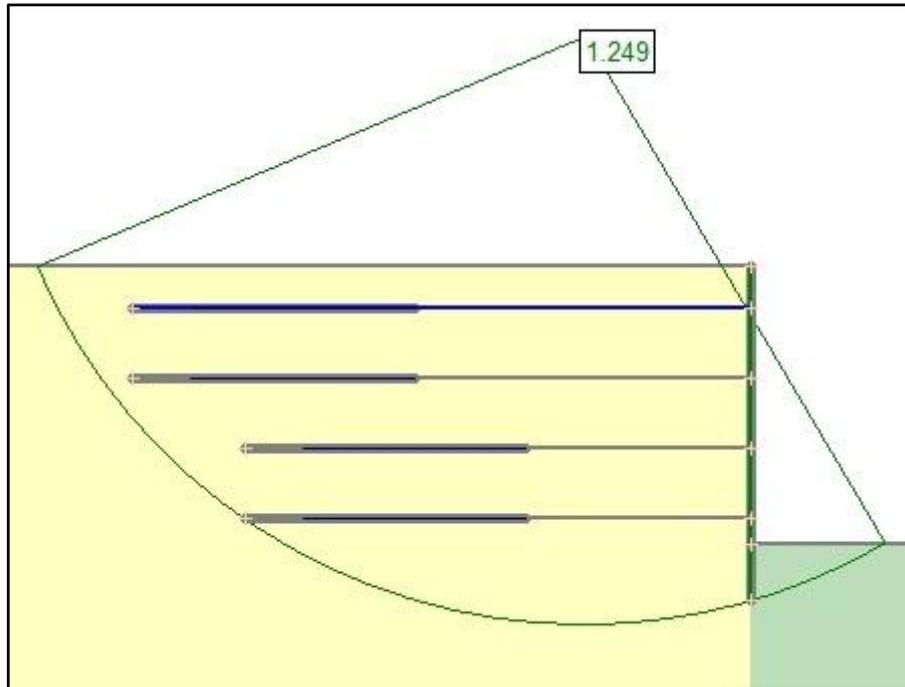
**Σχήμα 3.8** Μη κυκλικές επιφάνειες αστοχίας με συντελεστή ασφαλείας μικρότερο της μονάδας για άργιλο με  $c_u = 30$  kPa, ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας 0.967 (δεξιά από τον άξονα του πετάσματος  $c_u = 100$  kPa)



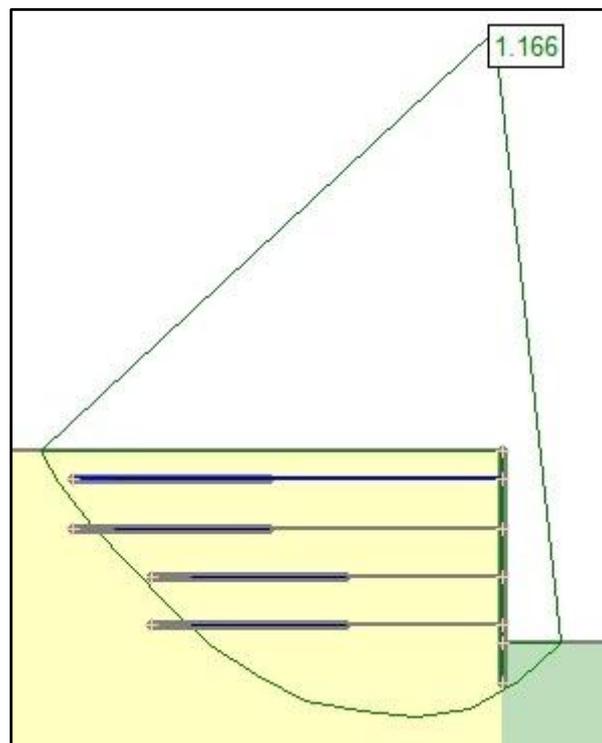
**Σχήμα 3.9** Κυκλικές επιφάνειες αστοχίας για άμμο με  $\phi=29^\circ$ , ελάχιστος συντελεστής ασφάλειας 1.405 (παρουσία αγκυρίων)



**Σχήμα 3.10** Μη κυκλικές επιφάνειες αστοχίας για άμμο με  $\phi=29^\circ$ , ελάχιστος συντελεστής ασφάλειας 1.330 (παρουσία αγκυρίων)



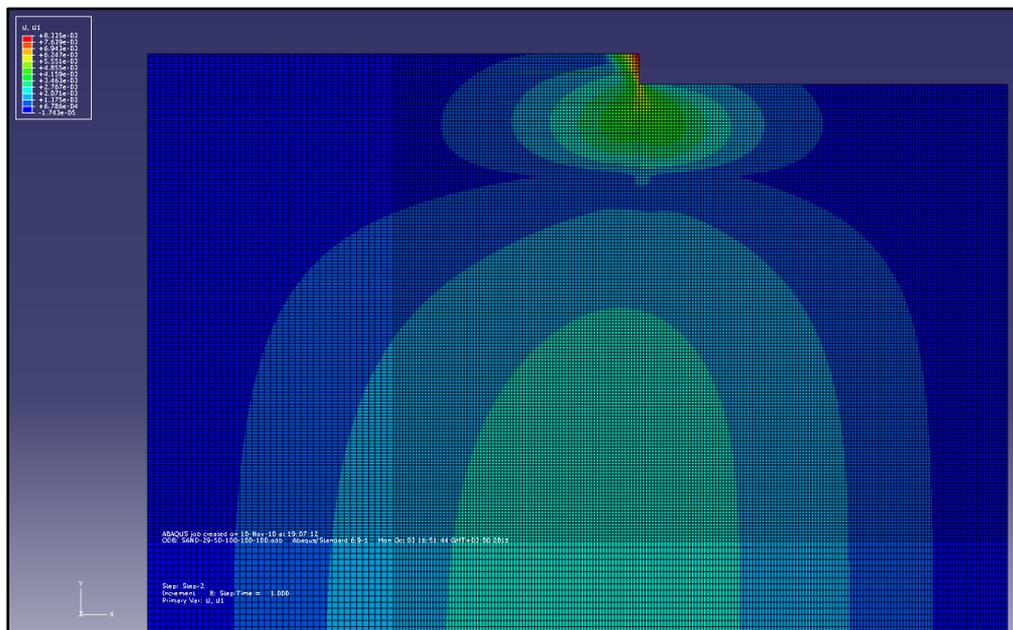
**Σχήμα 3.11** Κυκλικές επιφάνειες αστοχίας για άργιλο με  $c_u = 30$  kPa, ελάχιστος συντελεστής ασφάλειας 1.249 (δεξιά από τον άξονα του πετάσματος  $c_u = 100$  kPa)



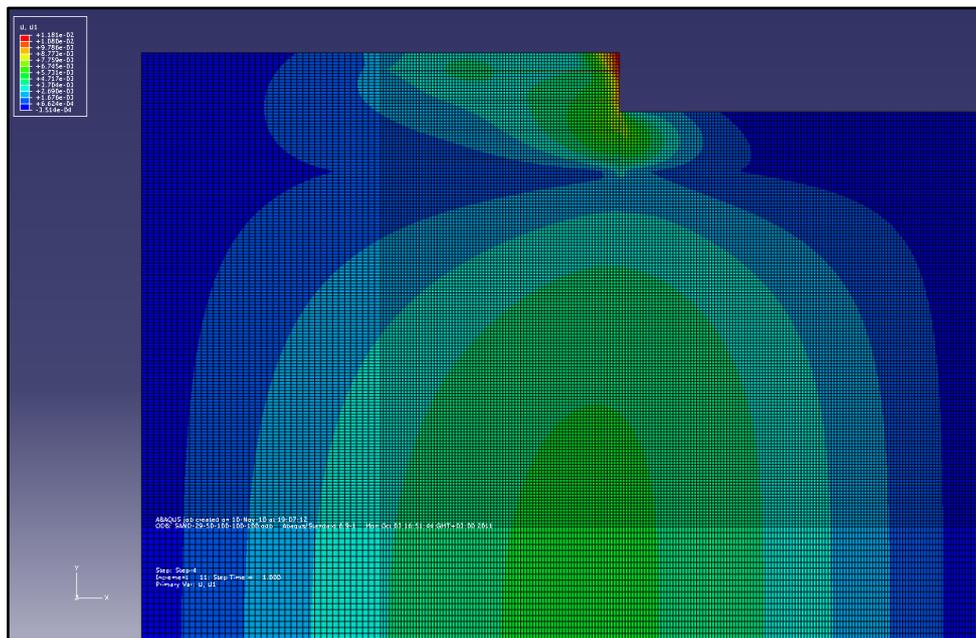
**Σχήμα 3.12** Μη κυκλικές επιφάνειες αστοχίας για άργιλο με  $c_u = 30$  kPa, ελάχιστος συντελεστής ασφάλειας 1.166 (δεξιά από τον άξονα του πετάσματος  $c_u = 100$  kPa)

Τα βήματα της ανάλυσης έχουν ως εξής:

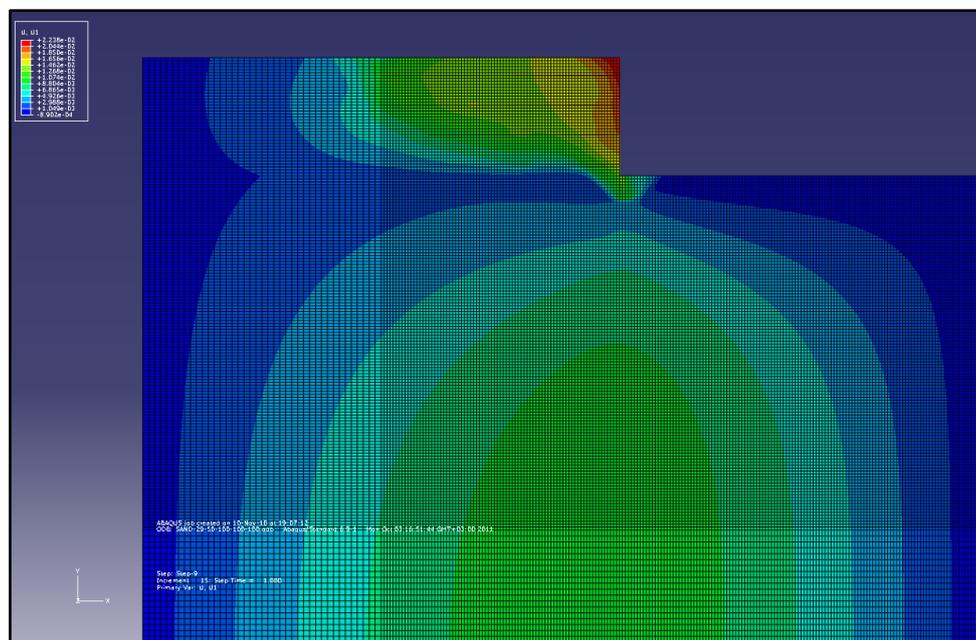
- (1) Αρχικό γεωστατικό πεδίο τάσεων
- (2) Εισαγωγή τοίχου αντιστήριξης και εκσκαφή μέχρι τη στάθμη  $z = - 2.50$
- (3) Εισαγωγή και προένταση αγκυρίου στάθμης  $z = - 1.50$
- (4) Εκσκαφή μέχρι τη στάθμη  $z = - 5.00$
- (5) Εισαγωγή και προένταση αγκυρίου στάθμης  $z = - 4.00$
- (6) Εκσκαφή μέχρι τη στάθμη  $z = - 7.50$
- (7) Εισαγωγή και προένταση αγκυρίου στάθμης  $z = - 6.50$
- (8) Εκσκαφή μέχρι τη στάθμη  $z = - 10.00$
- (9) Εισαγωγή και προένταση αγκυρίου στάθμης  $z = - 9.00$



**Σχήμα 3.13** Ενδεικτικό πεδίο οριζόντιων μετατοπίσεων του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus μετά την ολοκλήρωση του βήματος (2) (Άμμος  $\phi = 29^\circ$ , συνολική δύναμη αγκύρωσης 350 kN/m)



**Σχήμα 3.14** Ενδεικτικό πεδίο οριζόντιων μετατοπίσεων του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus μετά την ολοκλήρωση του βήματος (4), (Άμμος  $\phi = 29^\circ$ , συνολική δύναμη αγκύρωσης 350 kN/m)



**Σχήμα 3.15** Ενδεικτικό πεδίο οριζόντιων μετατοπίσεων του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus μετά την ολοκλήρωση του βήματος (9), (Άμμος  $\phi = 29^\circ$ , συνολική δύναμη αγκύρωσης 350 kN/m)

Η προένταση των αγκυρίων (δύναμη ανά τρέχον μέτρο) ορίζεται με την εντολή PRE-TENSION SECTION, η οποία συσχετίζει τους κόμβους προέντασης, των οποίων οι χωρικές συντεταγμένες δεν έχουν φυσική σημασία για την ανάλυση, με τα στοιχεία αξονικής έντασης που αντιστοιχούν στο ελεύθερο τμήμα των αγκυρίων. Η μέγιστη δύναμη που μπορεί να παραλάβει το αγκύριο της ανώτερης στάθμης  $z = -1.50$  για την περίπτωση της πλέον ασθενούς άμμου με γωνία εσωτερικής τριβής  $\varphi = 29^\circ$ , υπολογίστηκε με βάση τις σχέσεις 2.5, 2.6 και τον πίνακα 2.2 ως εξής:

$$\begin{aligned} T_f &= \pi D L K_f \sigma'_{v0} + \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) \frac{N_q}{1.4} \sigma'_{v0} = \\ &= 3.1416 \times 0.3 \times 8.0 \times 0.5 \times 20 \times 1.50 + \\ &+ \frac{3.1416}{4} \times (0.3^2 - 0.00042) \times \frac{16.44}{1.4} \times 20 \times 1.50 = 137.88 \text{ kN} \end{aligned}$$

Η μέγιστη δύναμη προέντασης για την άργιλο με  $c_u = 30$  kPa, για το αγκύριο της στάθμης  $z = -1.50$  με χρήση της σχέσης 2.8 και του σχήματος 2.3, είναι:

$$\begin{aligned} T_f &= \pi D L \alpha c_u + \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) c_u N_c = \\ &= 3.1416 \times 0.3 \times 10.0 \times 0.75 \times 30.0 + \\ &+ \frac{3.1416}{4} \times (0.3^2 - 0.00042) \times 30.0 \times 9 = 231.05 \text{ kN} \end{aligned}$$

Λόγω της τοποθέτησης των πασσάλων του πετάσματος σε αξονική απόσταση 1.20 m, η δύναμη προέντασης ανά τρέχον μέτρο που εισάγεται στα δεδομένα της ανάλυσης είναι:

$$T'_f = \frac{T_f}{1.20} \left( \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right)$$

Προκειμένου να μην εφαρμοστούν υπερβολικά μεγάλες – μη ρεαλιστικές τιμές προέντασης στο αγκύριο της ανώτερης στάθμης, σε όλες τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν η τιμή της προέντασης του συγκεκριμένου αγκυρίου ήταν η μισή από αυτή των αγκυρίων στις υπόλοιπες στάθμες. Η συγκεκριμένη προσομοίωση επιλέχθηκε έπειτα από πλήθος δοκιμών για διάφορους συνδυασμούς δυνάμεων προέντασης. Σκοπός των δοκιμών ήταν η κατά το δυνατόν ομοιόμορφη οριζόντια μετατόπιση του πολλαπλά αγκυρωμένου πετάσματος προς την εκσκαφή με τη μείωση της συνολικής προέντασης επί του τοίχου αντιστήριξης.



ή

$$\frac{(\sigma'_3)_f}{(\sigma'_1)_f} = \frac{1 - \sin\varphi'}{1 + \sin\varphi'} = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi'}{2}\right) = K_\alpha \quad (3.6)$$

όπου  $K_\alpha$  και  $K_p$  είναι οι συντελεστές ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων αντίστοιχα. Επίσης, από τη γεωμετρία προκύπτει η παρακάτω σχέση μεταξύ των γωνιών  $\theta$  και  $\varphi'$ :

$$\theta = 45 + \frac{\varphi'}{2} = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \quad (3.7)$$

Οι τάσεις κατά την αστοχία είναι:

$$(\sigma'_n)_f = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \sin\varphi' \quad (3.8)$$

$$\tau_f = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos\varphi' \quad (3.8)$$

Η σκιασμένη περιοχή του σχήματος 3.16 απεικονίζει τους συνδυασμούς τάσεων στους οποίους είναι αδύνατο να μεταπέσει το έδαφος. Για εδάφη που παρουσιάζουν διαστολικότητα η περιβάλλουσα αστοχίας είναι η καμπύλη  $AEFB$ . Για εδάφη που δεν παρουσιάζουν διαστολικότητα, η περιβάλλουσα αστοχίας είναι η ευθεία γραμμή  $AFB$ . Το κριτήριο αστοχίας Mohr–Coulomb στη συγκεκριμένη περίπτωση αφορά δύο διαστάσεις και επομένως δεν λαμβάνεται υπόψη η ενεργός τάση  $\sigma'_2$ . Επίσης, δεν λαμβάνονται υπόψη οι παραμορφώσεις στις οποίες συμβαίνει η αστοχία.

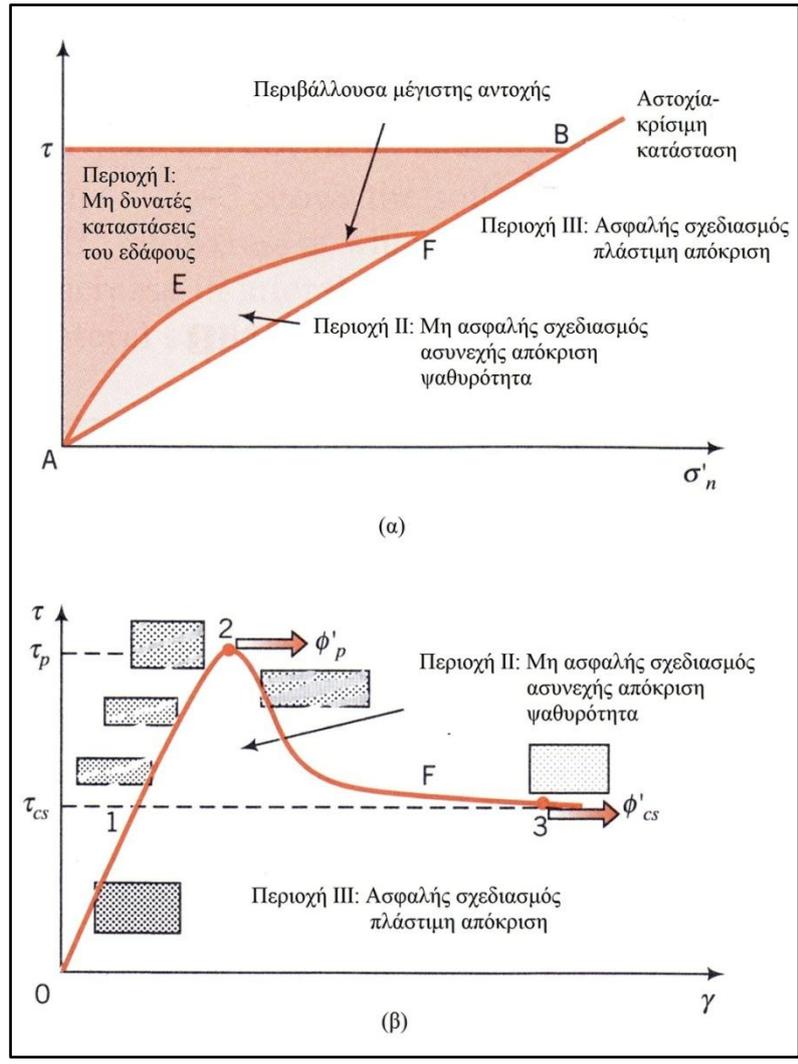
Από τη σχέση 3.4, αν διαιρεθεί ο αριθμητής και ο παρονομαστής με  $\sigma'_3$ , προκύπτει:

$$\sin\varphi' = \frac{\frac{(\sigma'_1)_f}{(\sigma'_3)_f} - 1}{\frac{(\sigma'_1)_f}{(\sigma'_3)_f} + 1} \quad (3.9)$$

Από την παραπάνω σχέση προκύπτει ότι στο κριτήριο Mohr–Coulomb η αστοχία θεωρείται ότι λαμβάνει χώρα όταν στο υλικό προσεγγίζεται ο λόγος των μέγιστων κύριων ενεργών τάσεων  $\frac{(\sigma'_1)_f}{(\sigma'_3)_f}$  και όχι η μέγιστη διατμητική τάση,  $[(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2]_{max}$ .

Όταν χρησιμοποιείται το κριτήριο Mohr–Coulomb για την ερμηνεία της αστοχίας του εδάφους, γίνεται χρήση του μηχανικού αναλόγου του ολισθαίνοντος σώματος. Σύμφωνα με αυτή τη θεώρηση, υπάρχει μια επιφάνεια αστοχίας πάνω στην οποία ένα κομμάτι της εδαφικής μάζας ολισθαίνει πάνω σε ένα άλλο, όμως στην πραγματικότητα το έδαφος δεν αστοχεί κατά μήκος μιας σαφώς καθορισμένης επιφάνειας αστοχίας. Επιπλέον, θεωρείται ότι πριν την αστοχία το έδαφος δεν παραμορφώνεται, ενώ στην πράξη συμβαίνουν σημαντικές παραμορφώσεις καθώς κινητοποιείται η διατμητική αντοχή.

Στο σχήμα 3.17 απεικονίζονται οι τρεις καταστάσεις του εδάφους και οι επιπτώσεις τους στο σχεδιασμό των γεωτεχνικών έργων. Η ζώνη I αντιπροσωπεύει τις μη δυνατές καταστάσεις του εδάφους. Η ζώνη II, είναι χαρακτηριστική εδαφών που παρουσιάζουν διαστολικότητα και στα οποία σχηματίζονται ζώνες διάτμησης. Η συμπεριφορά του εδάφους γίνεται ψαθυρή και αυξάνεται η διαπερατότητα. Ο σχεδιασμός που επιτρέπει στις τάσεις του εδάφους να βρεθούν στη ζώνη II είναι μη ασφαλής. Επιθυμητός είναι ένας τέτοιος σχεδιασμός ώστε το έδαφος να βρίσκεται στη ζώνη III, όπου η συμπεριφορά του εδάφους είναι πλάστιμη.



Σχήμα 3.17 Καταστάσεις του εδάφους (Budhu 2007)

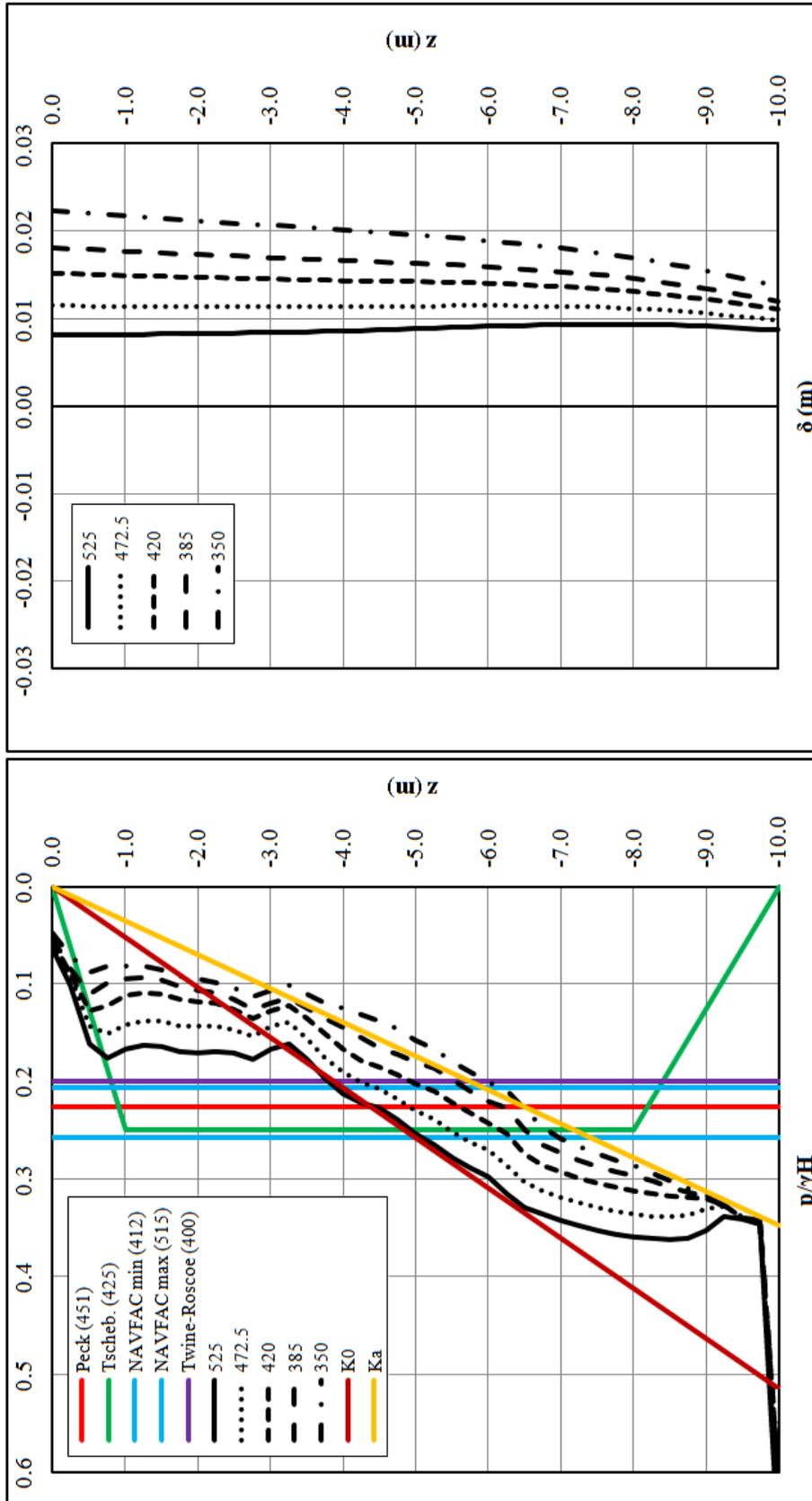
## 4. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ

### 4.1 Μη συνεκτικά εδάφη

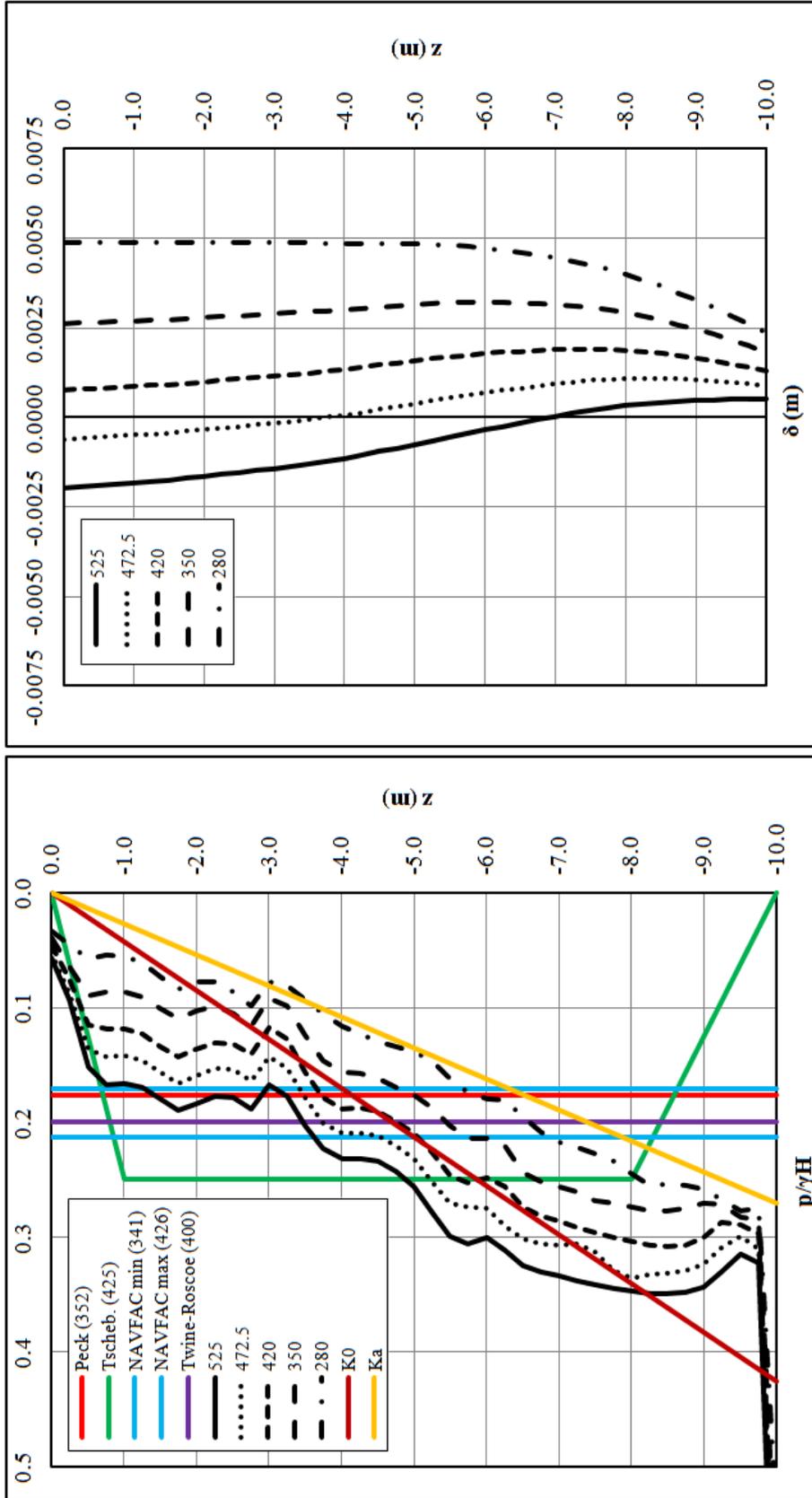
#### 4.1.1 Εδαφικές πιέσεις – Οριζόντιες μετατοπίσεις

Στα σχήματα 4.1, 4.2 και 4.3 παρουσιάζονται οι κατανομές των εδαφικών πιέσεων και των αντίστοιχων οριζόντιων μετατοπίσεων επί του πετάσματος για τα εδάφη που εξετάστηκαν. Συμπεριλαμβάνονται οι κατανομές πιέσεων που προκύπτουν από τις αναλυτικές μεθοδολογίες (βλ. Κεφάλαιο 2) και επιπλέον η κατανομή των γεωστατικών τάσεων για τον αντίστοιχο συντελεστή  $K_0$  που έχει θεωρηθεί και η κατανομή των ενεργητικών ωθήσεων επί του τοίχου βάσει του αντίστοιχου συντελεστή  $K_a$ :

$$K_a = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} \quad (4.1)$$



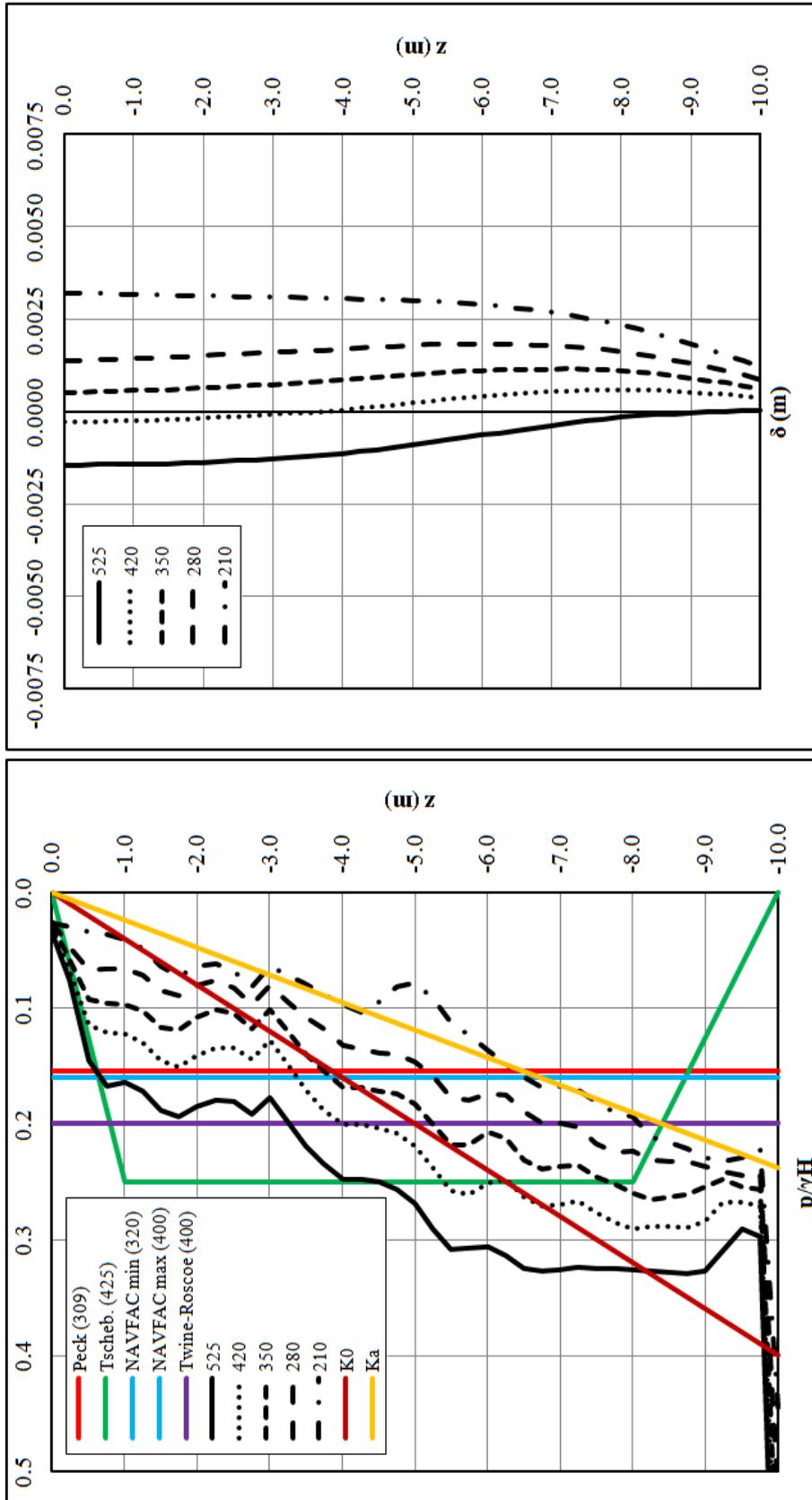
**Σχήμα 4.1** Άμμος  $\phi=29^\circ$   
 (α) Κανονικοποιημένη εδαφική ώθηση ( $p$ ) με τη γεωστατική τάση στον πυθμένα της εκσκαφής ( $\gamma H$ ), συναρτήσει του βάθους ( $z$ ), για την εκάστοτε συνολική δύναμη αγκύρωσης ( $kN/m$ )  
 (β) Αντίστοιχη οριζόντια μετατόπιση του πετάσματος συναρτήσει του βάθους ( $z$ )



(α)

(β)

**Σχήμα 4.2** Άμμος  $\phi=35^\circ$   
 (α) Κανονικοποιημένη εδαφική ώθηση ( $p$ ) με τη γεωστατική τάση στον πυθμένα της εκσκαφής ( $\gamma H$ ), συναρτήσει του βάθους ( $z$ ), για την εκάστοτε συνολική δύναμη αγκύρωσης ( $kN/m$ )  
 (β) Αντίστοιχη οριζόντια μετατόπιση του πετάσματος συναρτήσει του βάθους ( $z$ )

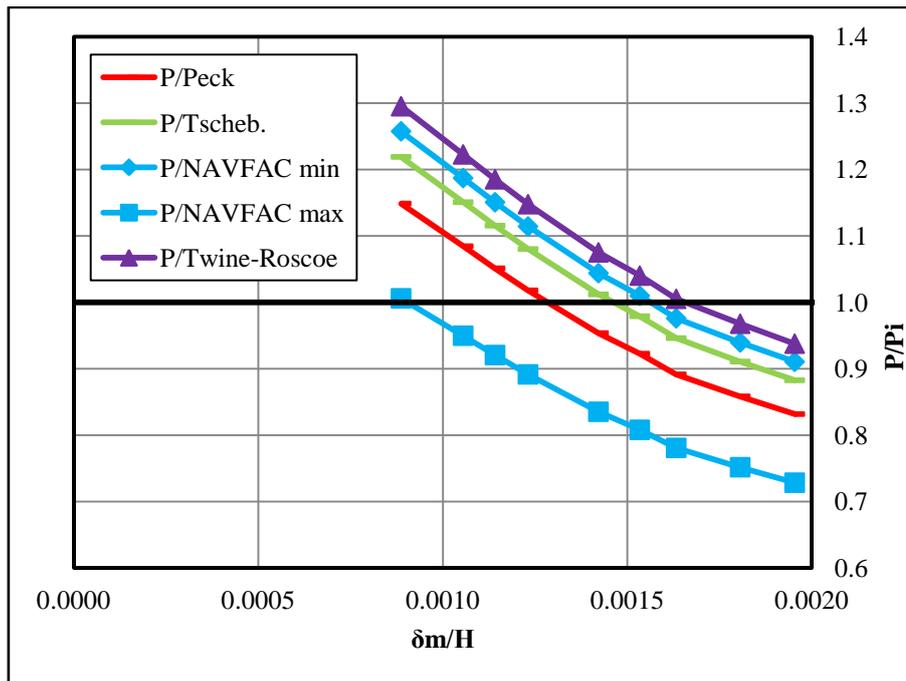


**Σχήμα 4.3** Άμμος  $\phi=38^\circ$   
 (α) Κανονικοποιημένη εδαφική ώθηση ( $p$ ) με τη γεωστατική τάση στον πυθμένα της εκσκαφής ( $\gamma H$ ), συναρτήσει του βάθους ( $z$ ), για την εκάστοτε συνολική δύναμη αγκύρωσης ( $kN/m$ )  
 (β) Αντίστοιχη οριζόντια μετατόπιση του πετάσματος συναρτήσει του βάθους ( $z$ )

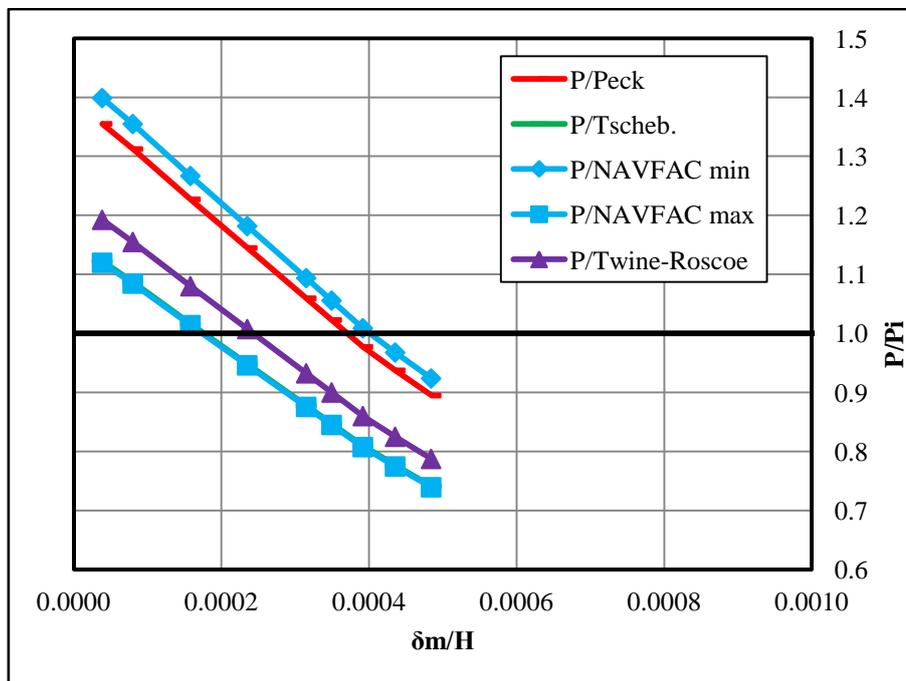
Παρατηρείται ότι, οι προτεινόμενες από τις αναλυτικές μεθοδολογίες ωθήσεις υπερεκτιμούν τις πιέσεις στο ανώτερο τμήμα της εκσκαφής και τις υποεκτιμούν στο κατώτερο, συγκριτικά με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων συγκλίνουν σε ένα τραπεζοειδές προφίλ εδαφικών πιέσεων επί του πολλαπλά αγκυρωμένου πετάσματος.

Οι οριζόντιες μετατοπίσεις του πετάσματος σε όλες τις περιπτώσεις διατηρούνται σε χαμηλά επίπεδα. Είναι χαρακτηριστικό ότι στη χαλαρή άμμο ( $\varphi = 29^\circ$ ), ακόμα και για συνολική δύναμη αγκύρωσης που προσεγγίζει τη θεωρητικά προβλεπόμενη συνολική ενεργητική ώθηση, η οριζόντια μετατόπιση στο μέσο του αντιστηριζόμενου ύψους είναι της τάξης του 0.2% του αντιστηριζόμενου ύψους, πράγμα που επιβεβαιώνει τις παρατηρήσεις των Sabatini et. al. (1999), (βλ. Παράγραφο 2.4.3). Αξίζει να παρατηρηθεί η επιτυχημένη προσομοίωση της κατακορυφότητας του πολλαπλά αγκυρωμένου πετάσματος, έπειτα από πλήθος δοκιμών για διάφορες κατανομές των δυνάμεων αγκύρωσης καθ' ύψος του τοίχου. Η συγκεκριμένη επιδίωξη απαιτήθηκε ώστε να προσομοιώνονται κατά το δυνατόν πιο ρεαλιστικά οι συνθήκες ενεργητικής ώθησης με την απομείωση της προέντασης των αγκυρίων. Πρέπει επίσης να σημειωθεί ότι, σε αναλύσεις με τιμές συνολικής δύναμης αγκύρωσης μικρότερες από αυτές που αναφέρονται στο εκάστοτε διάγραμμα, παρουσιαζόταν πρόβλημα σύγκλισης της λύσης και η ανάλυση δεν ήταν δυνατό να ολοκληρωθεί.

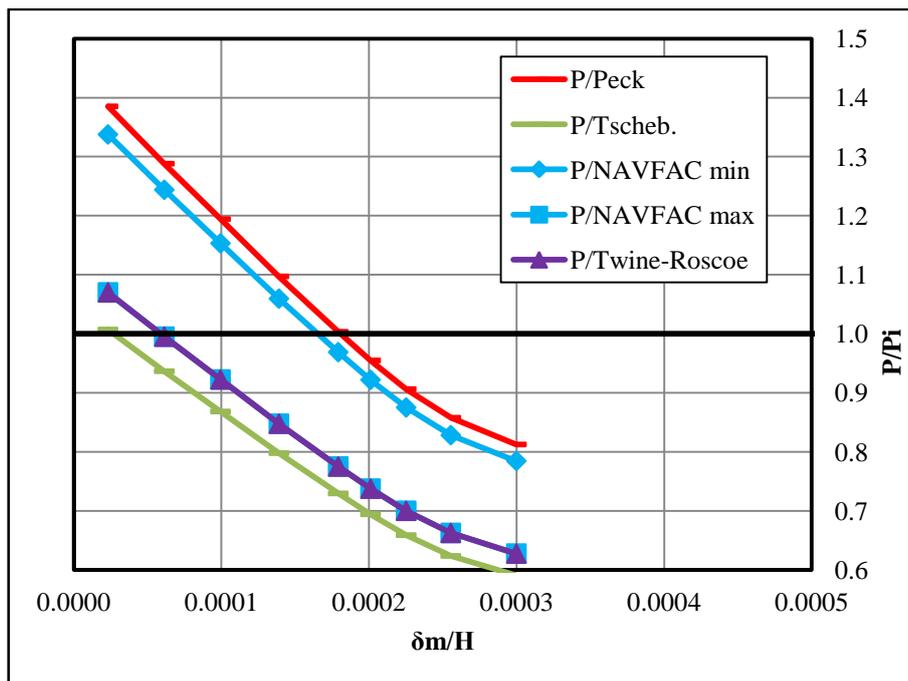
Στα σχήματα 4.4, 4.5 και 4.6, παρουσιάζεται ο λόγος συνολικής εδαφικής ώθησης επί του αντιστηριζόμενου ύψους ( $H = 10$  m) που προκύπτει από την αριθμητική ανάλυση προς τη συνολική ώθηση που προβλέπεται από την εκάστοτε αναλυτική μεθοδολογία ( $P/P_i$ ), συναρτήσει της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης στο μέσο του πετάσματος ( $z = -5.0$  m) με το συνολικό ύψος του τοίχου ( $\delta_m/H$ ).



**Σχήμα 4.4** Άμμος  $\phi = 29^\circ$ , λόγος συνολικής εδαφικής ώθησης επί του αντιστηριζόμενου ύψους ( $H = 10$  m) που προκύπτει από την αριθμητική ανάλυση προς τη συνολική ώθηση που προβλέπεται από την εκάστοτε αναλυτική μεθοδολογία ( $P/P_i$ ), συναρτήσει της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης στο μέσο του πετάσματος ( $z = -5.0$  m) με το συνολικό ύψος του τοίχου ( $\delta_m/H$ ), συνολική δύναμη αγκύρωσης σταδιακά μειούμενη από 525 έως 350 kN/m



**Σχήμα 4.5** Άμμος  $\phi = 35^\circ$ , λόγος συνολικής εδαφικής ώθησης επί του αντιστηριζόμενου ύψους ( $H = 10$  m) που προκύπτει από την αριθμητική ανάλυση προς τη συνολική ώθηση που προβλέπεται από την εκάστοτε αναλυτική μεθοδολογία ( $P/P_i$ ), συναρτήσει της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης στο μέσο του πετάσματος ( $z = -5.0$  m) με το συνολικό ύψος του τοίχου ( $\delta_m/H$ ), συνολική δύναμη αγκύρωσης σταδιακά μειούμενη από 472.5 έως 280 kN/m



**Σχήμα 4.6** Άμμος  $\varphi = 38^\circ$ , λόγος συνολικής εδαφικής ώθησης επί του αντιστηριζόμενου ύψους ( $H = 10$  m) που προκύπτει από την αριθμητική ανάλυση προς τη συνολική ώθηση που προβλέπεται από την εκάστοτε αναλυτική μεθοδολογία ( $P/P_i$ ), συναρτήσει της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης στο μέσο του πετάσματος ( $z = -5.0$  m) με το συνολικό ύψος του τοίχου ( $\delta_m/H$ ), συνολική δύναμη αγκύρωσης σταδιακά μειούμενη από 420 έως 210 kN/m

Με βάση τα συγκεκριμένα διαγράμματα, μπορεί να γίνει μια εκτίμηση των αναμενόμενων μετατοπίσεων του πετάσματος ανάλογα με τη μέθοδο που χρησιμοποιείται για την εκτίμηση των εδαφικών πιέσεων. Αξίζει να σημειωθεί η παρατηρούμενη μη μηδενική μετατόπιση για την άμμο με γωνία εσωτερικής τριβής  $\varphi = 29^\circ$ , ακόμα και για συνολική δύναμη αγκύρωσης περίπου ίση με τη συνολική γεωστατική ώθηση. Αυτό το φαινόμενο πιθανόν να μπορεί να αποδοθεί στο χαμηλό μέτρο ελαστικότητας  $E$  του συγκεκριμένου εδάφους.

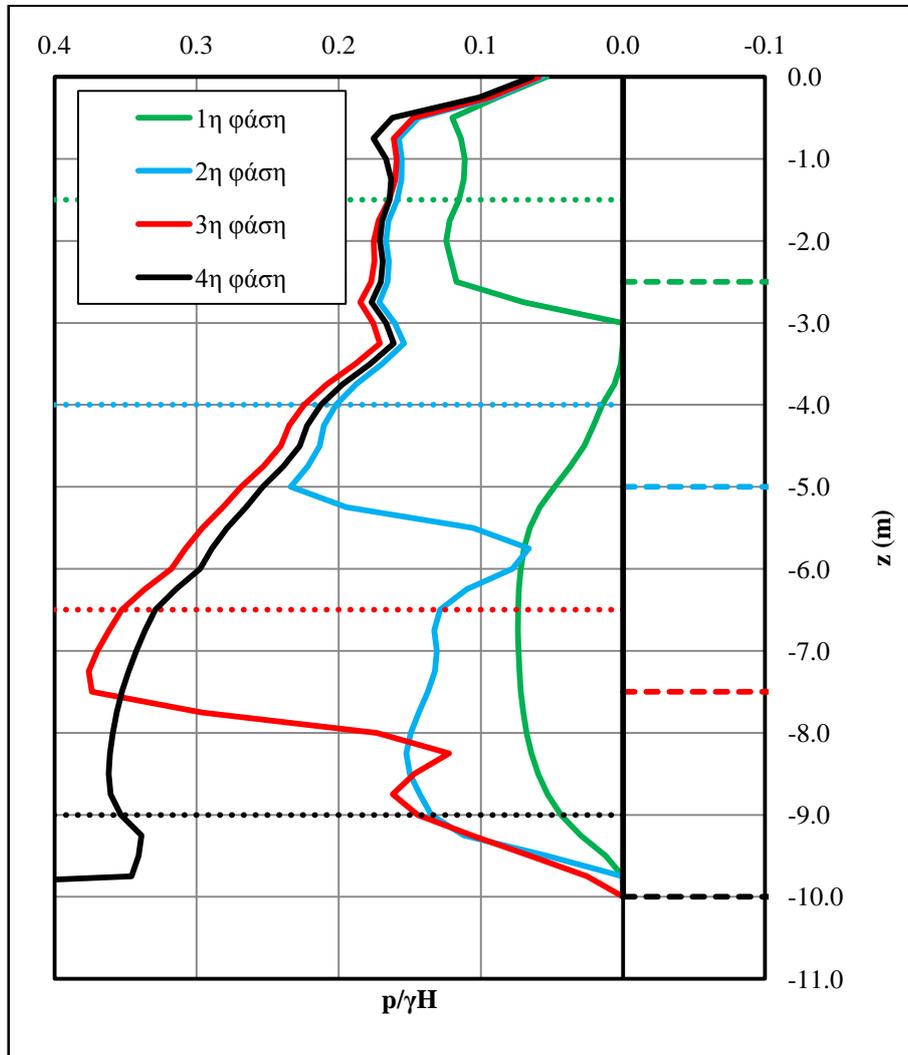
Αναφορικά με την άμμο με γωνία τριβής  $\varphi = 29^\circ$ , παρατηρείται ότι οι ωθήσεις που υπολογίζονται από τη μέθοδο του Tschebotarioff, το κάτω όριο της NAVFAC και τη μέθοδο Twine-Roscoe, για τιμές  $\delta_m/H$  της τάξης του 0.0015, παρουσιάζουν διαφορά της τάξης του  $\pm 5\%$  από τις ωθήσεις που προκύπτουν από την αριθμητική ανάλυση. Για μικρότερες τιμές μετατόπισης, οι προαναφερθείσες μέθοδοι υποεκτιμούν τις ωθήσεις, ενώ για μεγαλύτερες τις υπερεκτιμούν. Η μέθοδος του Peck, για εύρος τιμών  $\delta_m/H = 0.0010 \div 0.0015$  παρουσιάζει διαφορά της τάξης του  $\pm 10\%$  σε σχέση με τις αριθμητικές αναλύσεις. Το άνω όριο της μεθόδου NAVFAC υπερεκτιμά τις ωθήσεις για όλο το εύρος των μετατοπίσεων.

Σχετικά με την άμμο με γωνία τριβής  $\varphi = 35^\circ$  και για τιμές  $\delta_m/H < 0.0002$ , όλες οι αναλυτικές μεθοδολογίες υποεκτιμούν τις εδαφικές ωθήσεις. Για τιμές  $\delta_m/H > 0.0002$ , η μέθοδος του Tschebotarioff, το άνω όριο της NAVFAC και η μέθοδος Twine–Roscoe, υπερεκτιμούν τις ωθήσεις έως και 25 %. Για εύρος τιμών  $\delta_m/H = 0.0003 \div 0.0005$ , η διαφορά στις πιέσεις μεταξύ του κάτω ορίου της μεθόδου NAVFAC και της μεθόδου του Peck είναι της τάξης του  $\pm 10$  %.

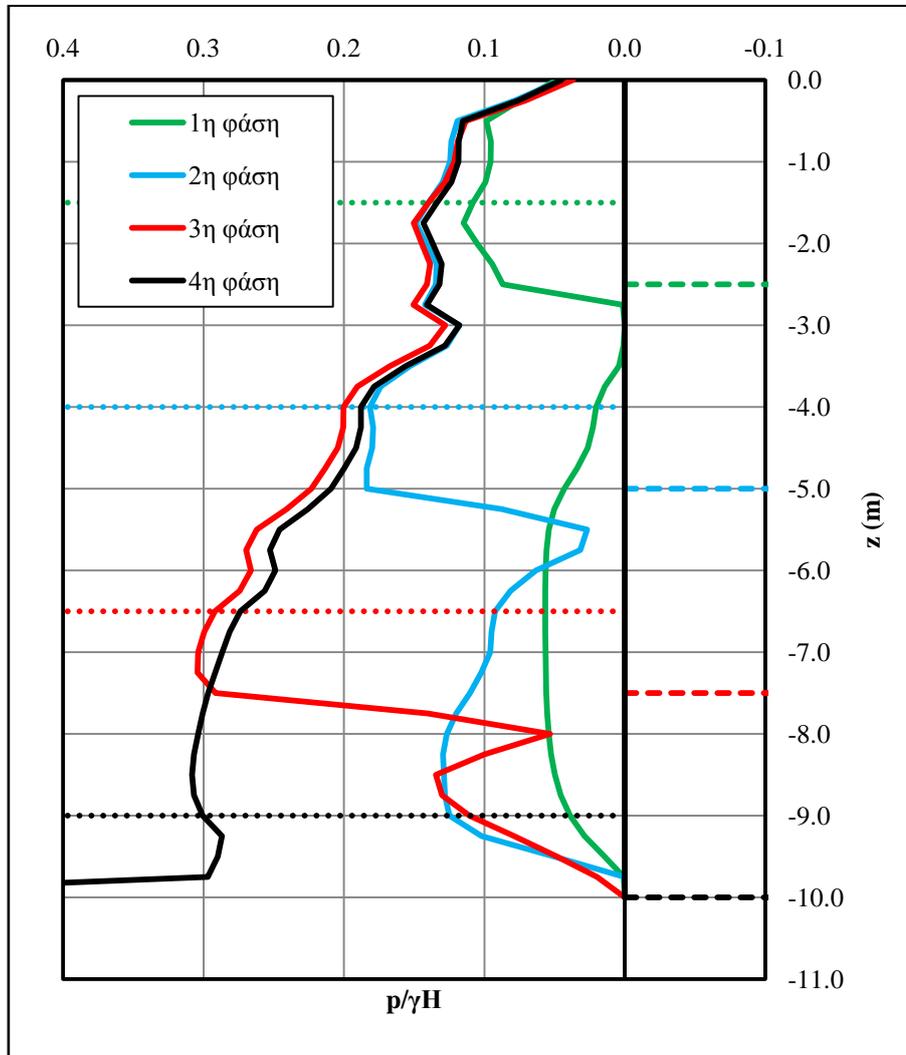
Τέλος, όσον αφορά την άμμο με γωνία τριβής  $\varphi = 38^\circ$ , παρατηρείται ότι, για τιμές  $\delta_m/H < 0.0002$  η μέθοδος του Peck και το κάτω όριο της μεθόδου NAVFAC υποεκτιμούν τις ωθήσεις, ενώ τις υπερεκτιμούν για μεγαλύτερες τιμές μετατόπισης. Η μέθοδος Tschebotarioff, το άνω όριο της μεθόδου NAVFAC και η μέθοδος Twine–Roscoe εμφανίζονται συντηρητικές για όλο σχεδόν το φάσμα των οριζόντιων μετατοπίσεων.

#### **4.1.2 Εξέλιξη πιέσεων και δυνάμεων αγκύρωσης με την πρόοδο της εκσκαφής**

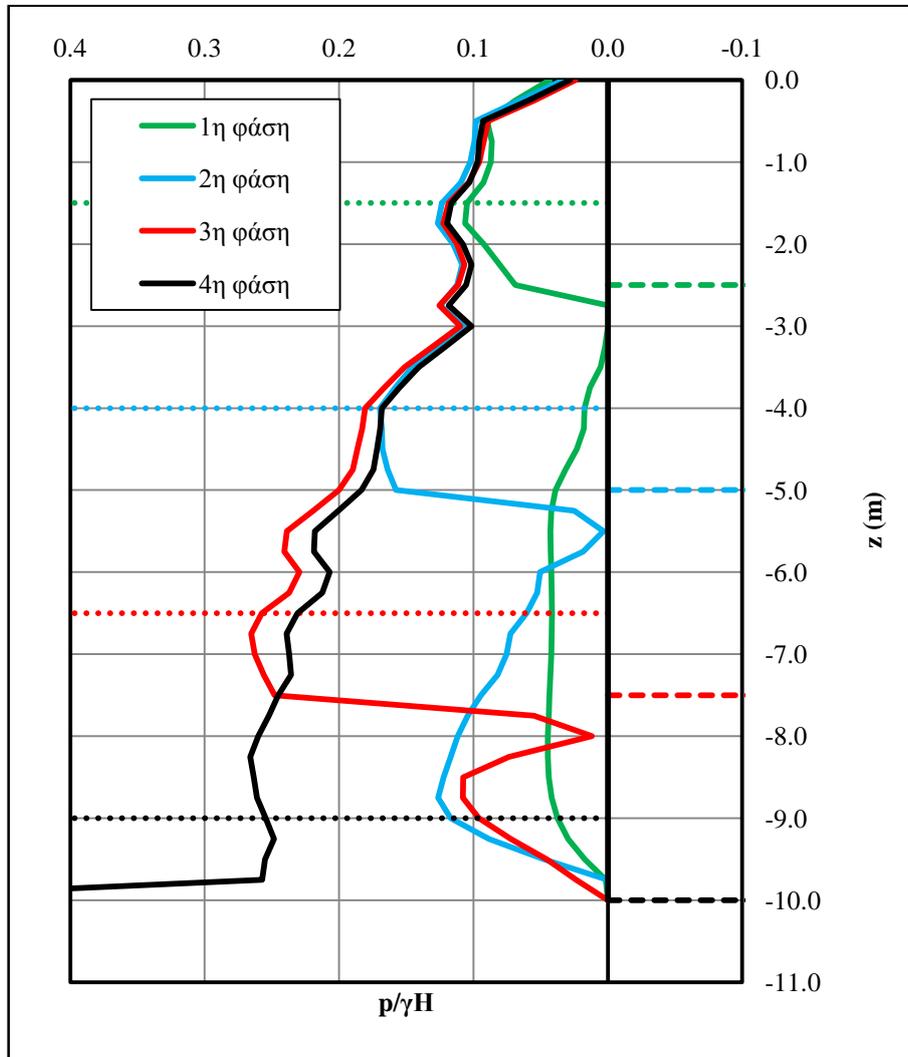
Στα σχήματα 4.7, 4.8 και 4.9, παρουσιάζεται η εξέλιξη των εδαφικών πιέσεων επί του πετάσματος με την πρόοδο της εκσκαφής. Στα σχήματα 4.10, 4.11, 4.12 και 4.13 παρουσιάζεται η εξέλιξη των δυνάμεων προέντασης των αγκυρίων στις αντίστοιχες φάσεις εκσκαφής. Σημειώνεται ότι οι παραπάνω εδαφικές ωθήσεις αντιστοιχούν σε συνολική δύναμη προέντασης σχεδόν πλήρους περιορισμού των οριζόντιων μετατοπίσεων του τοίχου αντιστήριξης.



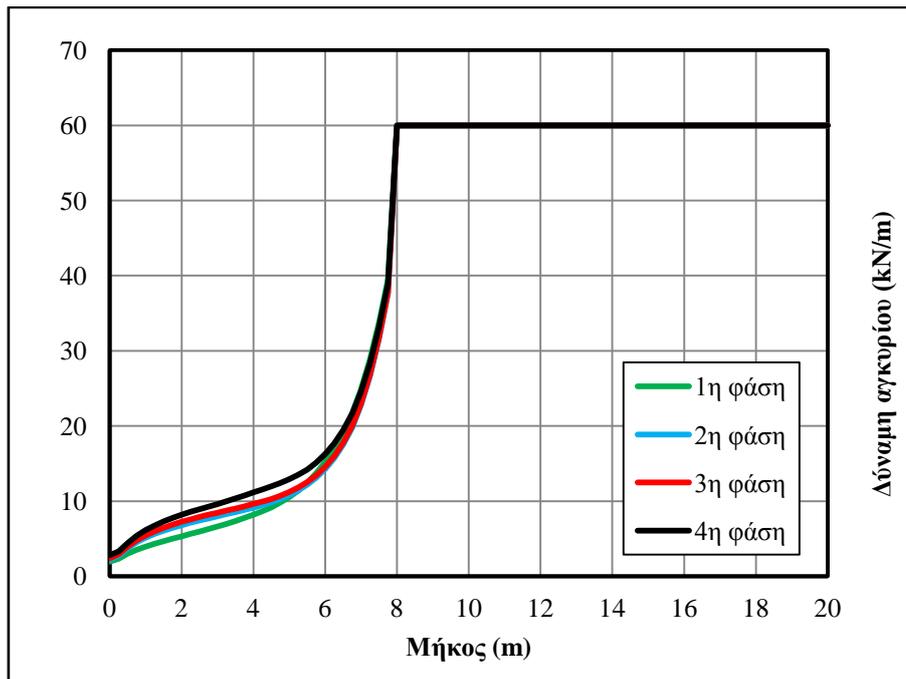
**Σχήμα 4.7** Άμμος  $\varphi = 29^\circ$ , εδαφική ώθηση επί του πετάσματος μετά την ολοκλήρωση της εκάστοτε φάσης εκσκαφής (εκσκαφή μέχρι την αντίστοιχη στάθμη, εισαγωγή αγκυρίου, προένταση αγκυρίου), υπό καθεστώς ελάχιστων δυνατών οριζόντιων μετατοπίσεων του τοίχου αντιστήριξης



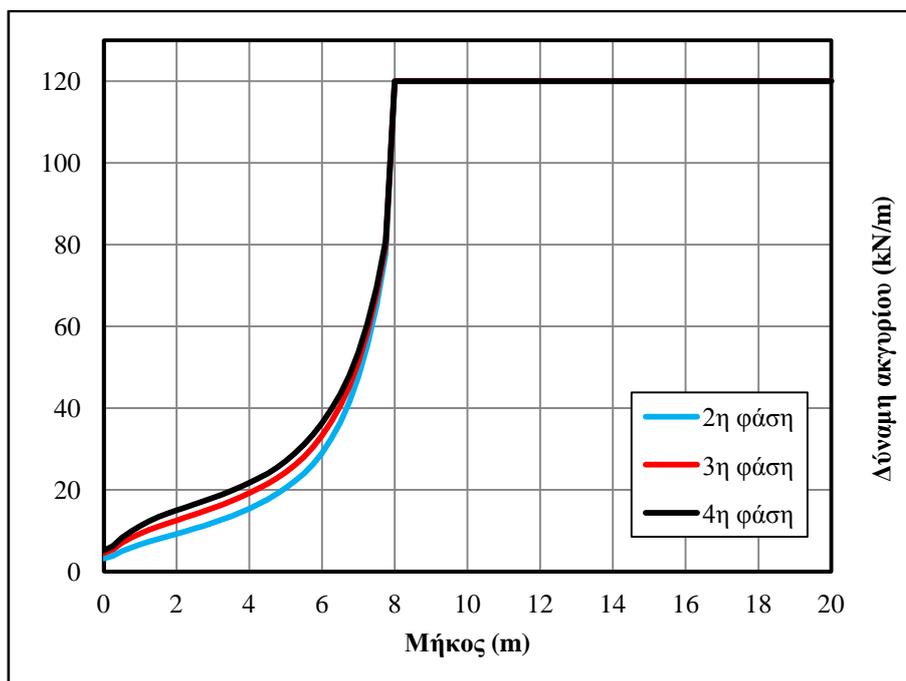
Σχήμα 4.8 Άμμος  $\varphi = 35^\circ$ , εδαφική ώθηση επί του πετάσματος μετά την ολοκλήρωση της εκάστοτε φάσης εκσκαφής (εκσκαφή μέχρι την αντίστοιχη στάθμη, εισαγωγή αγκυρίου, προένταση αγκυρίου), υπό καθεστώς ελάχιστων δυνατών οριζόντιων μετατοπίσεων του τοίχου αντιστήριξης



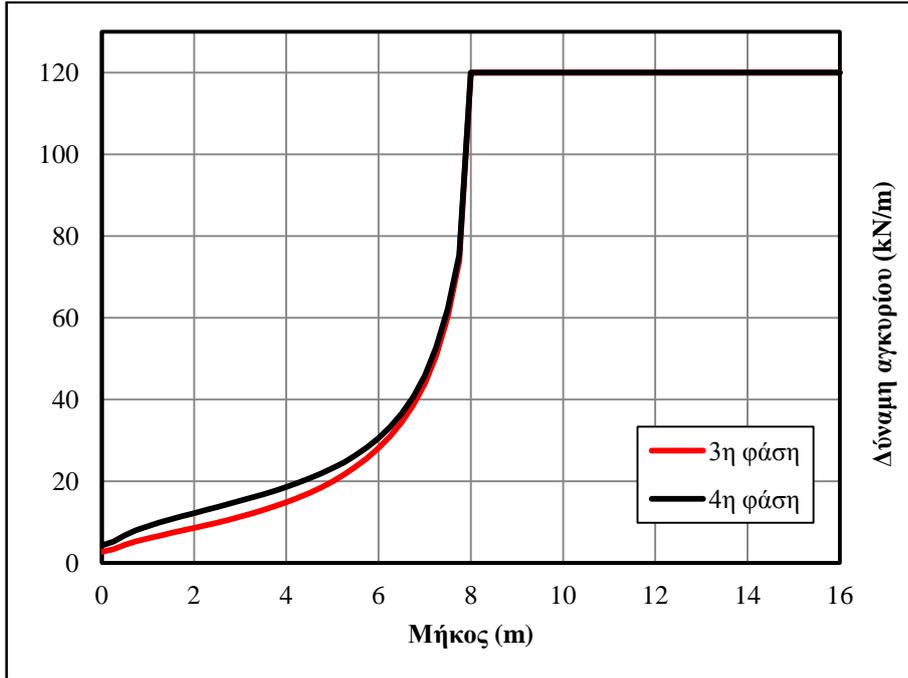
**Σχήμα 4.9** Άμμος  $\varphi = 38^\circ$ , εδαφική ώθηση επί του πετάσματος μετά την ολοκλήρωση της εκάστοτε φάσης εκσκαφής (εκσκαφή μέχρι την αντίστοιχη στάθμη, εισαγωγή αγκυρίου, προένταση αγκυρίου), υπό καθεστώς ελάχιστων δυνατών οριζόντιων μετατοπίσεων του τοίχου αντιστήριξης



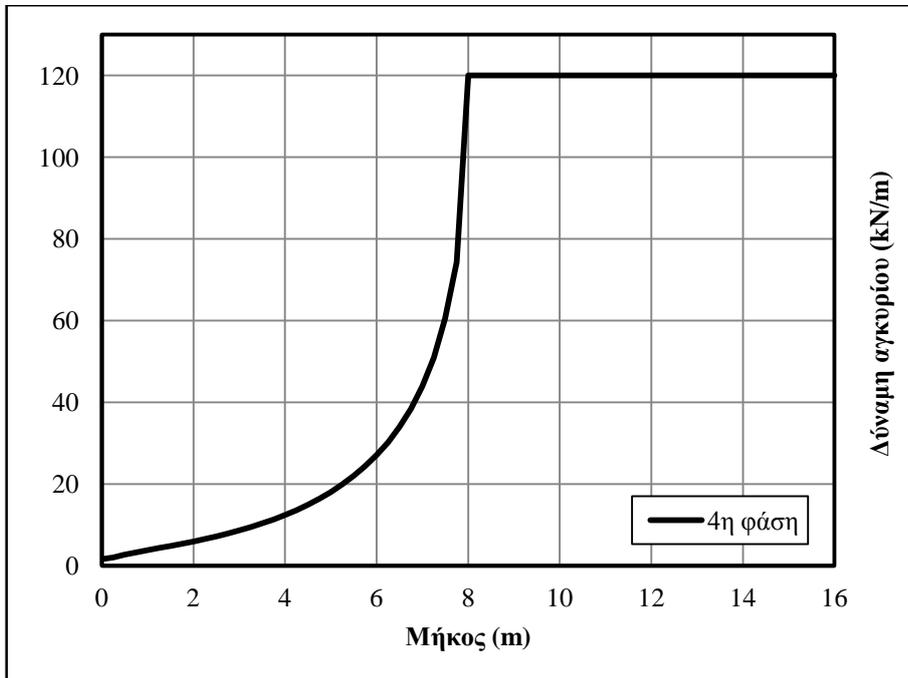
**Σχήμα 4.10** Άμμος  $\phi = 35^\circ$ , ένταση κατά μήκος του αγκυρίου της στάθμης  $z = -1.50$  m μετά την ολοκλήρωση της εκάστοτε φάσης εκσκαφής (εκσκαφή μέχρι την αντίστοιχη στάθμη, εισαγωγή αγκυρίου, προένταση αγκυρίου), υπό καθεστώς ελάχιστων δυνατών οριζόντιων μετατοπίσεων του τοίχου αντιστήριξης



**Σχήμα 4.11** Άμμος  $\phi = 35^\circ$ , ένταση κατά μήκος του αγκυρίου της στάθμης  $z = -4.00$  m μετά την ολοκλήρωση της εκάστοτε φάσης εκσκαφής (εκσκαφή μέχρι την αντίστοιχη στάθμη, εισαγωγή αγκυρίου, προένταση αγκυρίου), υπό καθεστώς ελάχιστων δυνατών οριζόντιων μετατοπίσεων του τοίχου αντιστήριξης



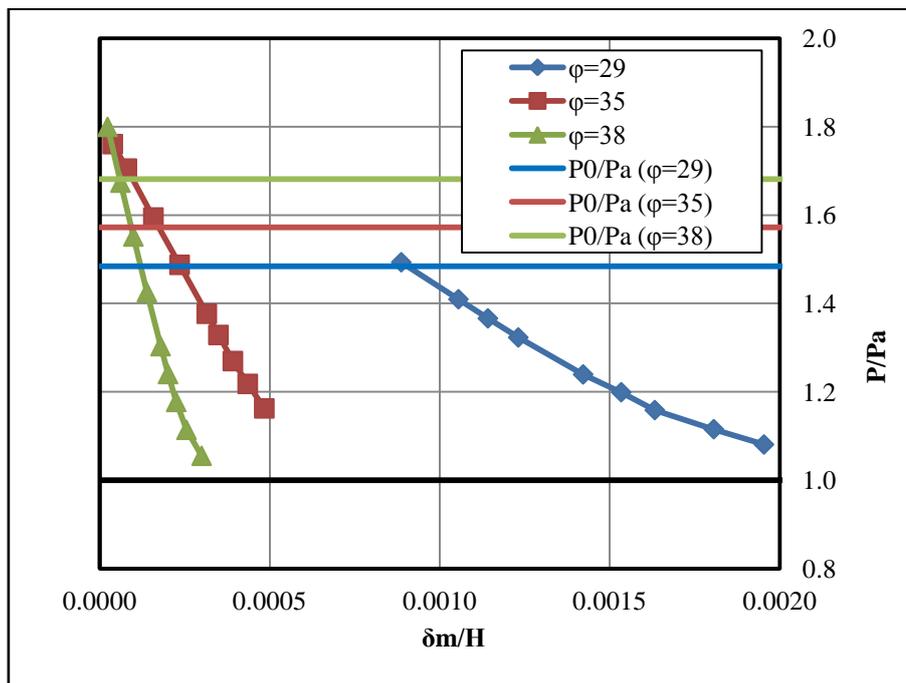
**Σχήμα 4.12** Άμμος  $\varphi = 35^\circ$ , ένταση κατά μήκος του αγκυρίου της στάθμης  $z = -6.50$  m μετά την ολοκλήρωση της εκάστοτε φάσης εκσκαφής (εκσκαφή μέχρι την αντίστοιχη στάθμη, εισαγωγή αγκυρίου, προένταση αγκυρίου), υπό καθεστώς ελάχιστων δυνατών οριζόντιων μετατοπίσεων του τοίχου αντιστήριξης



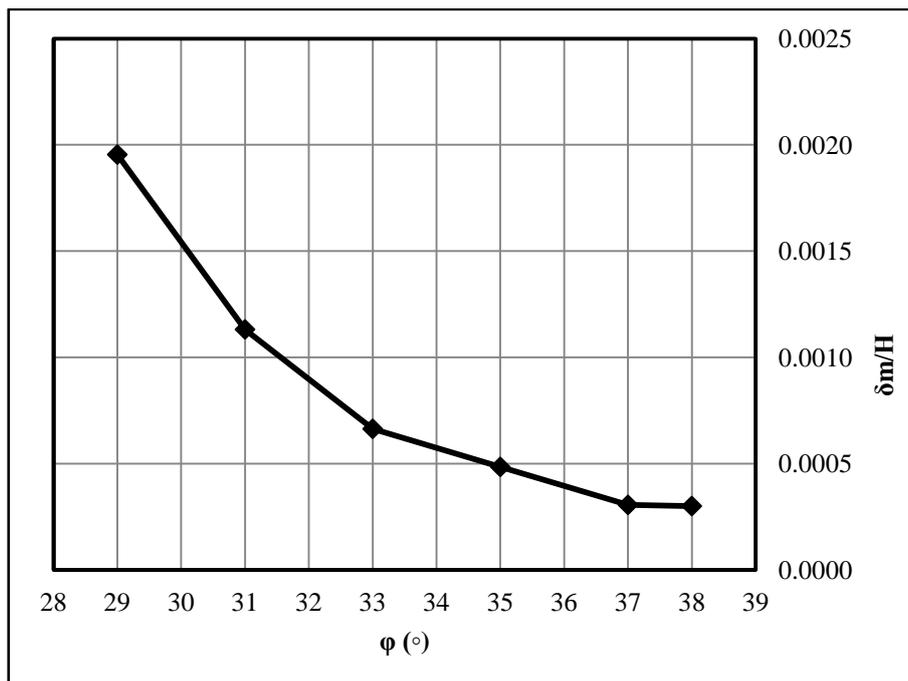
**Σχήμα 4.13** Άμμος  $\varphi = 35^\circ$ , ένταση κατά μήκος του αγκυρίου της στάθμης  $z = -9.00$  m μετά την ολοκλήρωση της εκάστοτε φάσης εκσκαφής (εκσκαφή μέχρι την αντίστοιχη στάθμη, εισαγωγή αγκυρίου, προένταση αγκυρίου), υπό καθεστώς ελάχιστων δυνατών οριζόντιων μετατοπίσεων του τοίχου αντιστήριξης

#### 4.1.3 Συγκεντρωτικά – συγκριτικά διαγράμματα

Αποσκοπώντας στο να διερευνηθεί το μέγεθος των ωθήσεων επί του πολλαπλά αγκυρωμένου πετάσματος συγκριτικά με τις θεωρητικές οριζόντιες ενεργητικές ωθήσεις, μορφώθηκε το διάγραμμα του σχήματος 4.14. Παρατηρείται ότι οι ωθήσεις που προέκυψαν από τις αριθμητικές αναλύσεις εμφανίζονται γενικά μεταξύ των θεωρητικά προβλεπόμενων ορίων.



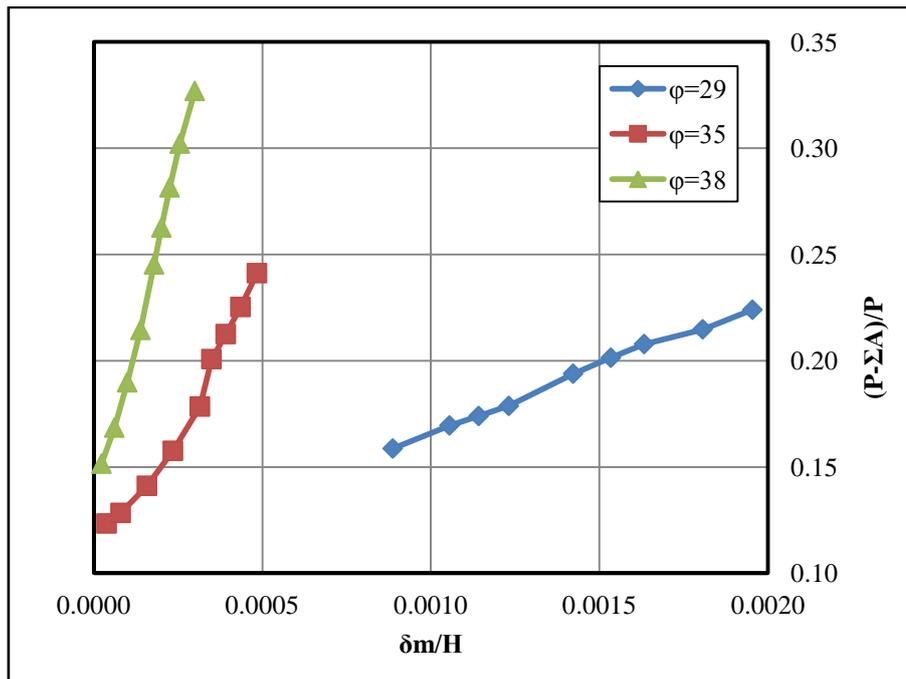
**Σχήμα 4.14** Λόγος συνολικής εδαφικής ώθησης κατά το αντιστηριζόμενο ύψος ( $H = 10$  m) που προκύπτει από την ανάλυση προς τη συνολική ενεργητική ώθηση που προβλέπεται θεωρητικά, συναρτήσει της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης στο του πετάσματος ( $z = -5.0$  m), και αντίστοιχος λόγος συνολικής γεωστατικής προς συνολική ενεργητική ώθηση για το κάθε έδαφος



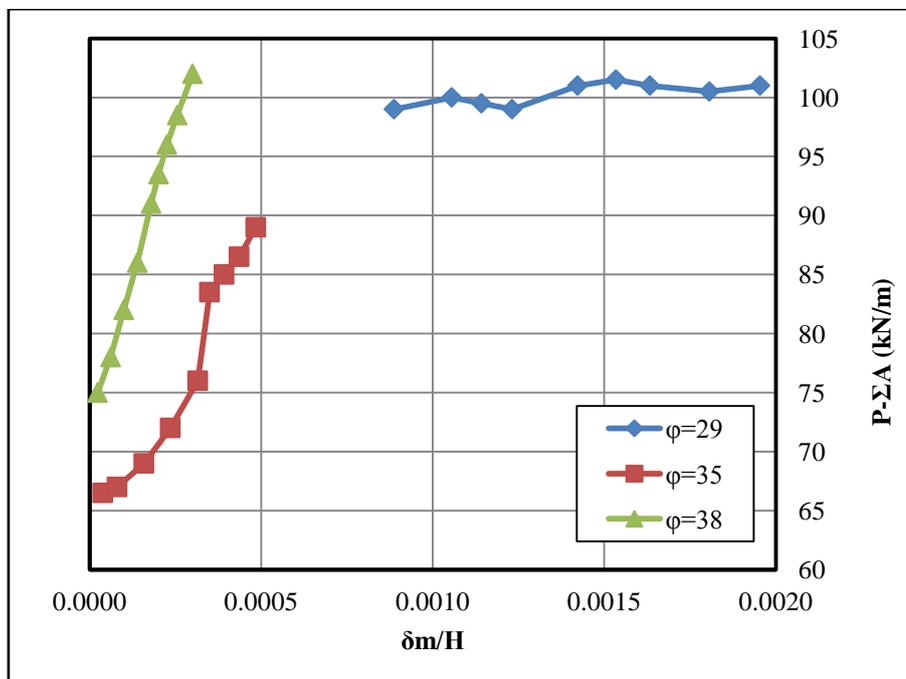
**Σχήμα 4.15** Κανονικοποιημένη οριζόντια μετατόπιση στο μέσο του πετάσματος ( $z = -5.0$  m), συναρτήσει της γωνίας εσωτερικής τριβής  $\varphi$  του εδάφους

Στο σχήμα 4.15, παρουσιάζεται η επίδραση της γωνίας εσωτερικής τριβής  $\varphi$  του εδάφους στις προσδοκώμενες μετατοπίσεις. Το διάγραμμα έχει κατασκευαστεί με κάποιες επιπλέον αριθμητικές αναλύσεις για άμμους με ενδιάμεσα μηχανικά χαρακτηριστικά από αυτά των τριών βασικών κατηγοριών ( $\varphi = 29^\circ$ ,  $\varphi = 35^\circ$ ,  $\varphi = 38^\circ$ ). Η συνολική δύναμη αγκύρωσης για το συγκεκριμένο διάγραμμα προσεγγίζει την κατάσταση ενεργητικών ωθήσεων.

Στα σχήματα 4.16 και 4.17, παρουσιάζεται η συνεισφορά του μήκους έμπηξης του πετάσματος στην ισορροπία του συστήματος με την αύξηση των οριζόντιων μετατοπίσεων. Όταν προσεγγίζεται η κατάσταση ενεργητικών ωθήσεων, η συμβολή της έμπηξης του τοίχου αντιστήριξης με την ανάπτυξη παθητικών ωθήσεων στην πλευρά της εκσκαφής είναι σημαντική και μπορεί να φτάσει και το 30 % της συνολικής ώθησης.



**Σχήμα 4.16** Ποσοστό συμμετοχής του μήκους έμπηξης του πετάσματος στην παραλαβή της εδαφικής ώθησης επί του συνολικού ύψους του τοίχου αντιστήριξης ( $H = 12$  m), ήτοι συνολική ώθηση μειωμένη κατά τη συνολική δύναμη αγκύρωσης προς τη συνολική ώθηση, συναρτήσει της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης στο μέσο του πετάσματος ( $z = -5.0$  m)



**Σχήμα 4.17** Συμμετοχή του μήκους έμπηξης του πετάσματος στην παραλαβή της εδαφικής ώθησης επί του συνολικού ύψους του τοίχου αντιστήριξης ( $H = 12$  m), ήτοι συνολική ώθηση μειωμένη κατά τη συνολική δύναμη αγκύρωσης προς τη συνολική ώθηση, συναρτήσει της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης στο μέσο του πετάσματος ( $z = -5.0$  m)

## 4.2 Συνεκτικά εδάφη

### 4.2.1 Εδαφικές πιέσεις – Οριζόντιες μετατοπίσεις

Στα σχήματα 4.18, 4.19 και 4.20 παρουσιάζονται οι κατανομές των εδαφικών πιέσεων και των οριζόντιων μετατοπίσεων του πετάσματος. Συμπεριλαμβάνονται οι κατανομές ωθήσεων που προκύπτουν από τις αναλυτικές μεθοδολογίες και επιπλέον η κατανομή των οριζόντιων γεωστατικών τάσεων για το συντελεστή  $K_0$  που έχει θεωρηθεί. Αναφορικά με την κατάσταση ενεργητικών ωθήσεων, σημειώνεται ότι λόγω των αστράγγιστων συνθηκών που επικρατούν, ο συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων λαμβάνει την τιμή:

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 45 = 1.0$$

Ο υπολογισμός του θεωρητικού βάθους εκσκαφής, για το οποίο το αντιστηριζόμενο αργιλικό έδαφος ασκεί μηδενικές πιέσεις στο πέτασμα πραγματοποιήθηκε κατά Craig (2004):

$$z_0 = \frac{2c_u}{\gamma \sqrt{K_a}} = \frac{2c_u}{\gamma} \quad (4.2)$$

Στην εκσκαφή που εξετάστηκε, το παραπάνω βάθος ισοδυναμεί με το βάθος της εφελκυστικής ρωγμής μεταξύ πετάσματος και εδάφους. Θεωρητικά, από το συγκεκριμένο βάθος και κάτω ασκούνται πιέσεις μεγέθους:

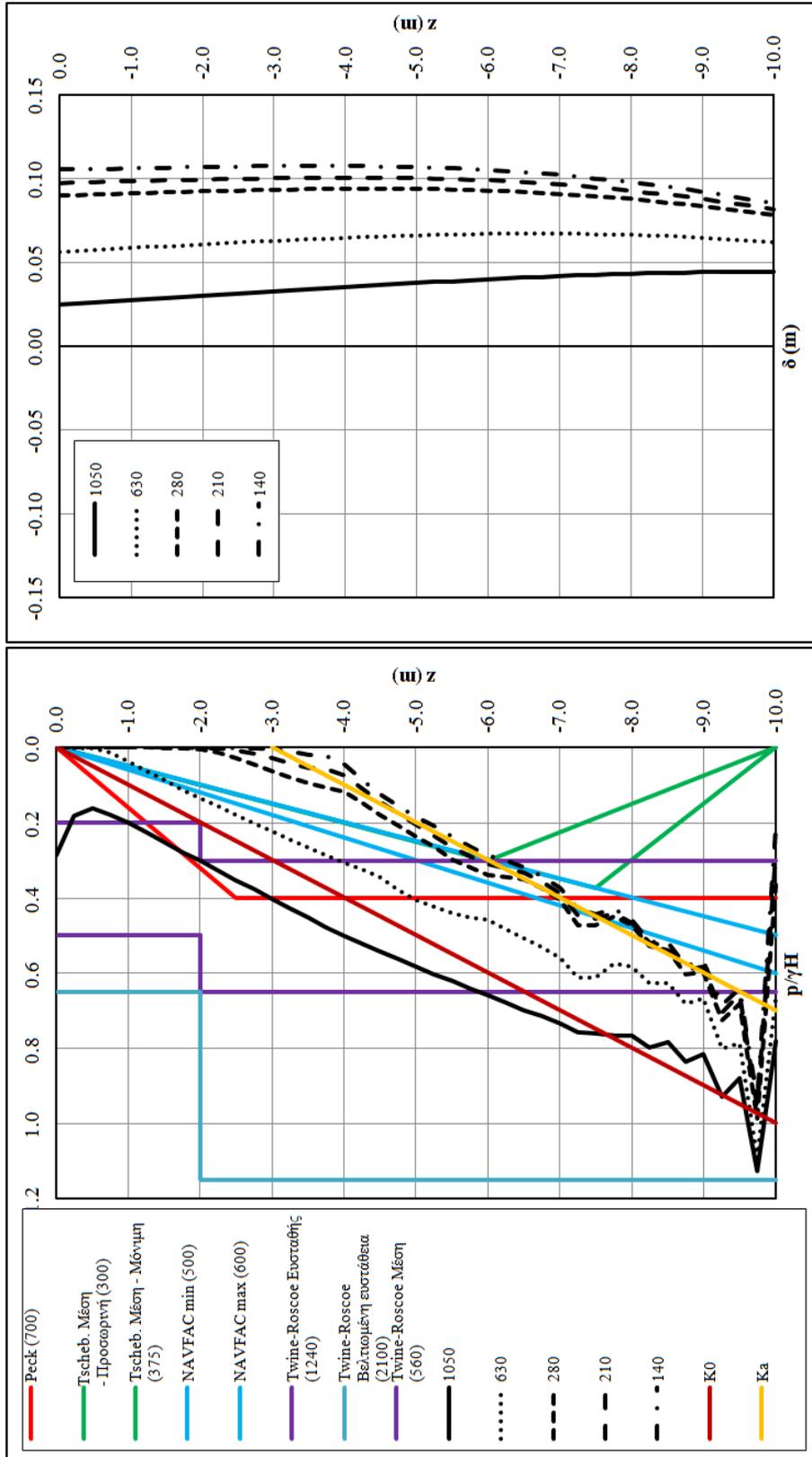
$$p = K_a \gamma (z - z_0) = \gamma (z - z_0) \quad (4.3)$$

Επομένως, η συνολική ενεργητική ώθηση προκύπτει:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma (H - z_0)^2 \quad (4.4)$$

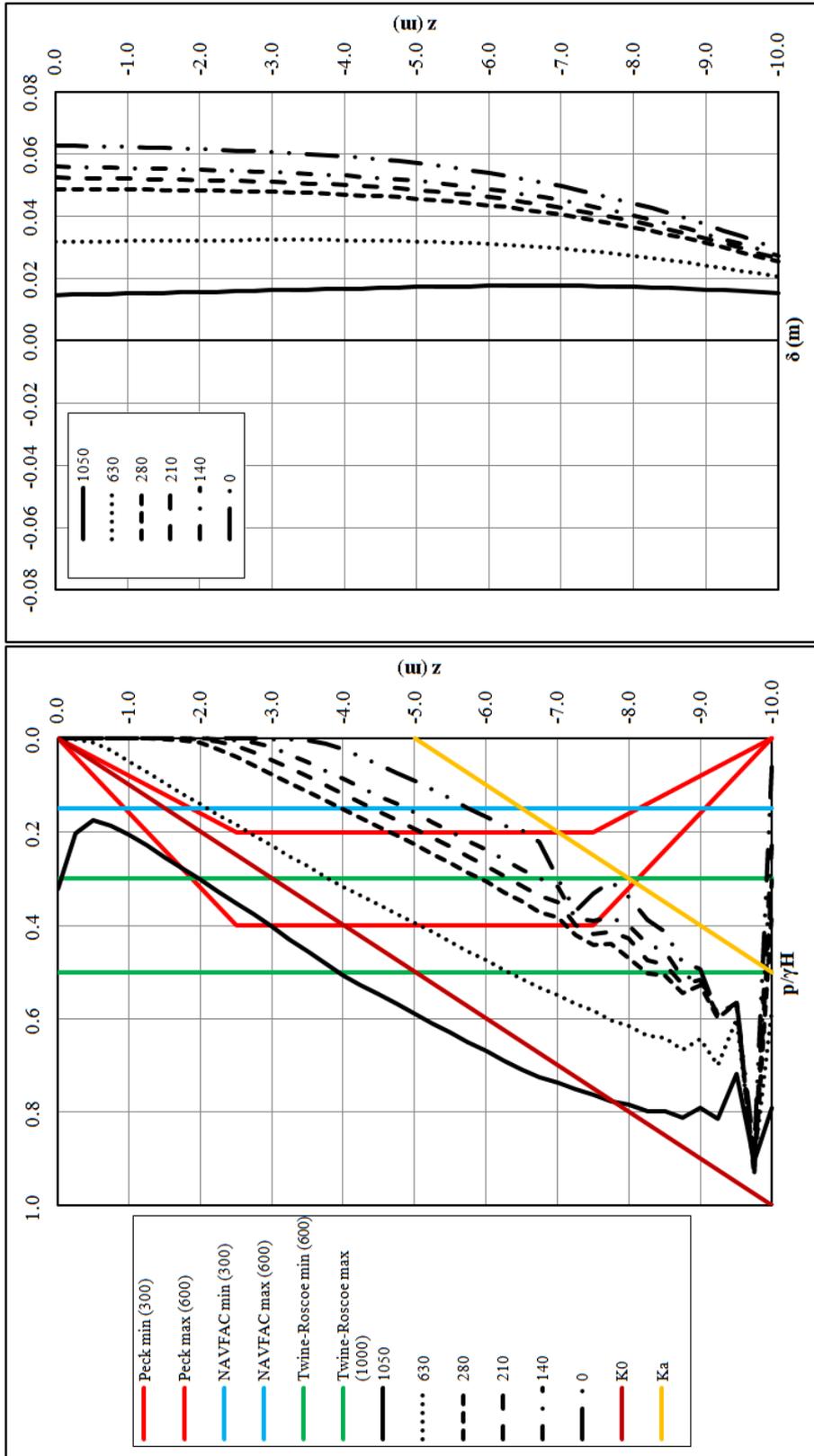
Το κρίσιμο ύψος για το οποίο ένα ανυποστήρικτο κατακόρυφο πρηνές ευσταθεί, υπολογίζεται από τη σχέση (Terzaghi et. al. 1996):

$$H_{cr} = \frac{4c_u}{\gamma} \quad (4.5)$$



(α) Κανονικοποιημένη εδαφική ώθηση  $p$  με τη γεωστατική τάση στον πυθμένα της εκσκαφής ( $\gamma H$ ), συναρτήσει του βάθους  $z$ , για την εκάστοτε συνολική δύναμη αγκύρωσης ( $kN/m$ )  
 (β) Αντίστοιχη οριζόντια μετατόπιση του πετάσματος συναρτήσει του βάθους  $z$

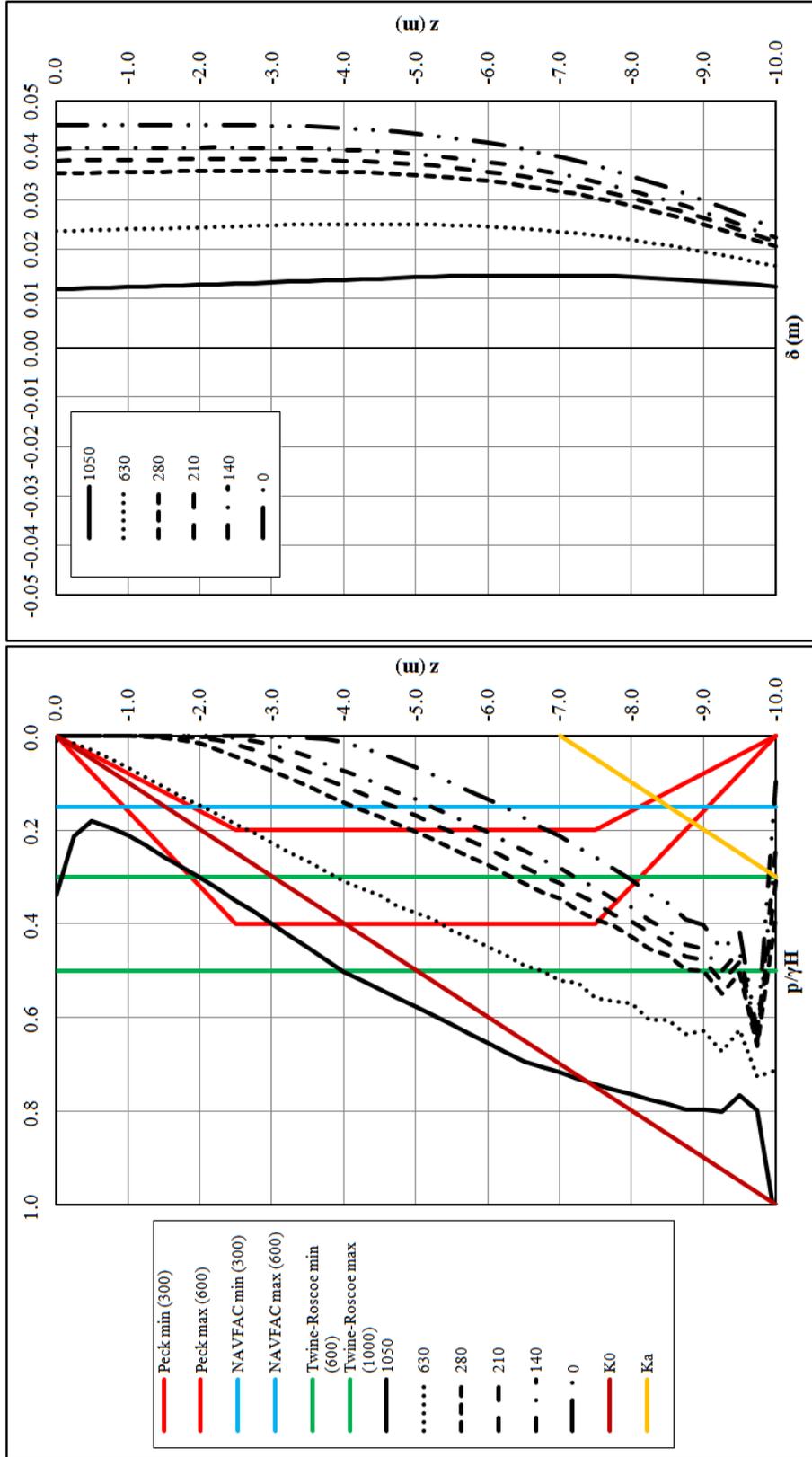
Σχήμα 4.18 Άγκυρος  $c_u = 30$  kPa



(α)

(β)

**Σχήμα 4.19** Αργίλος  $c_u = 50$  kPa  
 (α) Κανονικοποιημένη εδαφική ώθηση  $p$  με τη γεωστατική τάση στον πυθμένα της εκσκαφής ( $\gamma H$ ), συναρτήσει του βάθους  $z$ , για την εκάστοτε συνολική δύναμη αγκύρωσης (kN/m)  
 (β) Αντίστοιχη οριζόντια μετατόπιση του πετάσματος συναρτήσει του βάθους  $z$



(α)

(β)

Σχήμα 4.20 Άργλιος  $c_u = 70$  kPa  
 (α) Κανονικοποιημένη εδαφική ώθηση  $p$  με τη γεωστατική τάση στον πυθμένα της εκσκαφής ( $\gamma H$ ), συναρτήσει του βάθους  $z$ , για την εκάστοτε συνολική δύναμη αγκύρωσης (kN/m)  
 (β) Αντίστοιχη οριζόντια μετατόπιση του πετάσματος συναρτήσει του βάθους  $z$

Η παράμετρος ευστάθειας του Peck για την άργιλο με αστράγγιστη διατμητική αντοχή  $c_u = 30$  kPa είναι  $N = 6.67$ , επομένως χαρακτηρίζεται ως μαλακή για το συγκεκριμένο βάθος εκσκαφής που διερευνήθηκε. Η χρήση τιμής συντελεστή  $m$  μικρότερης της μονάδας στην προκειμένη περίπτωση δεν κρίθηκε σκόπιμη επειδή, όπως έχει αναφερθεί στο κεφάλαιο όπου περιγράφεται το αριθμητικό προσομοίωμα, για τη συγκεκριμένη άργιλο έχει θεωρηθεί έχει υψηλή αντοχή  $c_u = 100$  kPa από την πλευρά της εκσκαφής, συνεπώς δεν ισχύει η προϋπόθεση που θέτει ο Peck για έκταση της ζώνης μαλακής αργίλου σε μεγάλο βάθος. Η τιμή συνολικής ώθησης που προβλέπει το διάγραμμα, συγκρινόμενη με την αριθμητική ανάλυση με συνολική δύναμη αγκύρωσης 630 kN/m, οδηγεί σε οριζόντια μετατόπιση του πετάσματος της τάξης του 0.6 % του αντιστηριζόμενου ύψους.

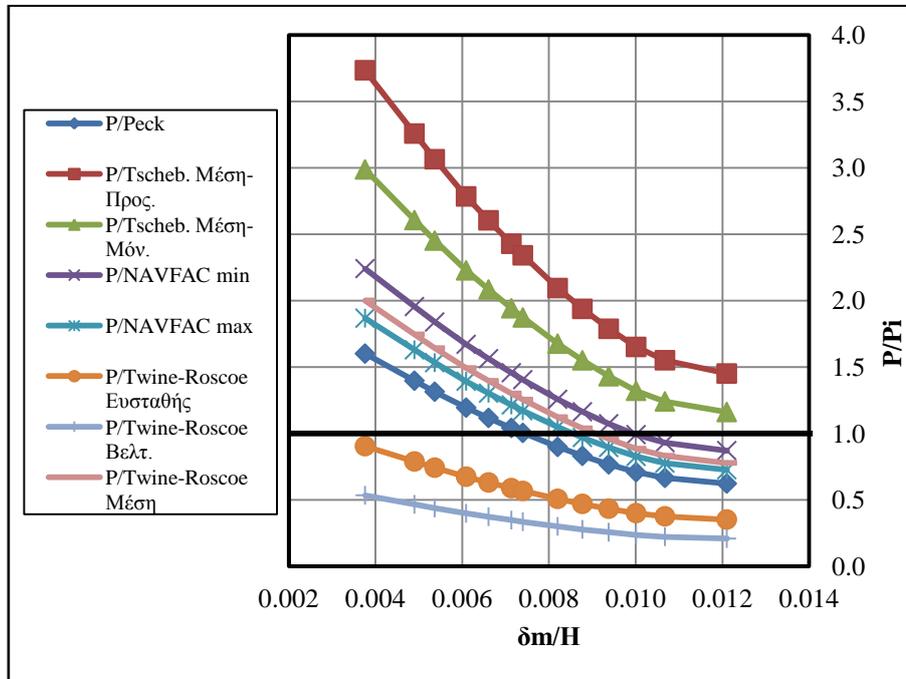
Τα διαγράμματα του Tschebotarioff αφορούν σε μέση άργιλο και παρουσιάζονται ενδεικτικά στη συγκεκριμένη περίπτωση. Οι οριζόντιες μετατοπίσεις για συνολική δύναμη αγκύρωσης παραπλήσια με αυτή που προβλέπεται από τα συγκεκριμένα διαγράμματα λαμβάνουν πολύ μεγάλες τιμές, της τάξης του 1 % του αντιστηριζόμενου ύψους.

Το διάγραμμα των Twine–Roscoe για μαλακή άργιλο με ευσταθή βάση, προβλέπει συνολική ώθηση παραπλήσια της συνολικής οριζόντιας γεωστατικής τάσης και οι οριζόντιες μετατοπίσεις που προκύπτουν από την ανάλυση με συνολική δύναμη αγκύρωσης 1050 kN/m κινούνται σε πιο χαμηλά επίπεδα. Η κατανομή των πιέσεων έχει σχεδόν τριγωνική μορφή, ενώ για μικρή – μη ρεαλιστική – τιμή συνολικής δύναμης αγκύρωσης, προσεγγίζει τη θεωρητικά προβλεπόμενη για την κατάσταση ενεργητικής ώθησης.

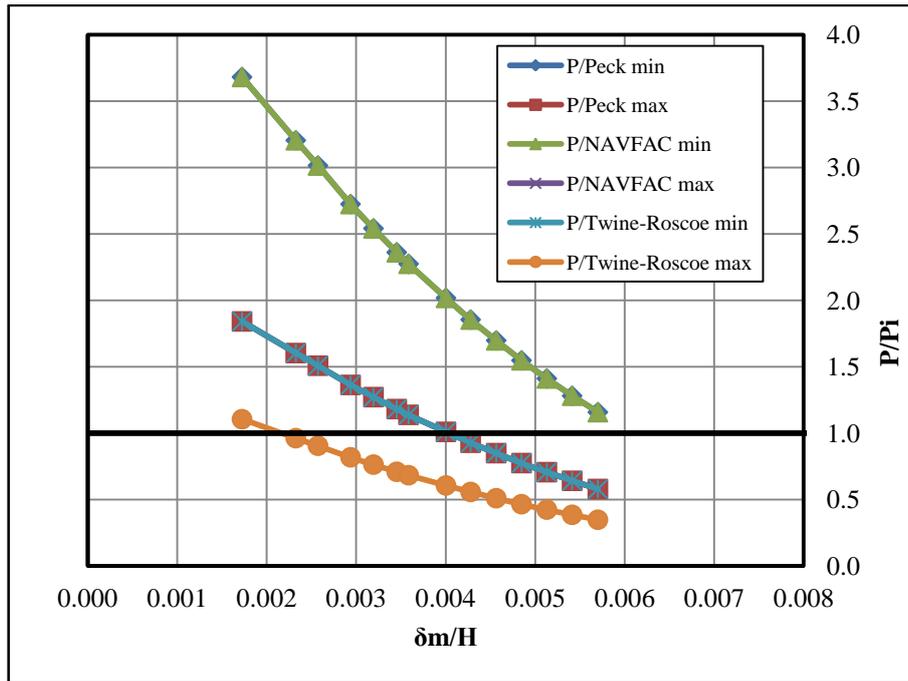
Για τις αργίλους με αστράγγιστη διατμητική αντοχή  $c_u = 50$  kPa και  $c_u = 70$  kPa, η παράμετρος ευστάθειας  $N$  είναι ίση με 4 και 2.86 αντίστοιχα, επομένως θεωρούνται στιφρές για τη συγκεκριμένη εκσκαφή. Παρατηρείται ότι και για τις δύο περιπτώσεις εδαφών, η τιμή συνολικής ώθησης για την περίπτωση *δύσκαμπτου* τοίχου των Twine–Roscoe οδηγεί σε χαμηλές τιμές οριζόντιων μετατοπίσεων, της τάξης του 0.1 – 0.2 % του αντιστηριζόμενου ύψους.

Στα σχήματα 4.21, 4.22 και 4.23, παρουσιάζεται ο λόγος συνολικής εδαφικής ώθησης επί του αντιστηριζόμενου ύψους ( $H = 10$  m) που προκύπτει από την αριθμητική ανάλυση προς

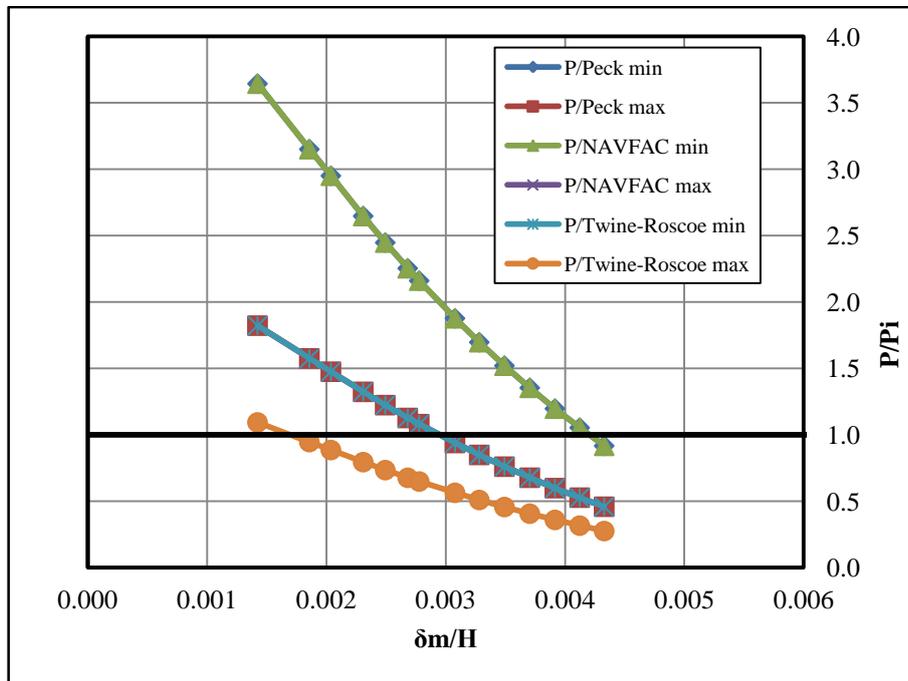
τη συνολική ώθηση που προβλέπεται από την εκάστοτε αναλυτική μεθοδολογία ( $P/P_i$ ), συναρτήσει της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης στο μέσο του πετάσματος ( $z = -5.0$  m) με το συνολικό ύψος του τοίχου ( $\delta_m/H$ ).



**Σχήμα 4.21** Άργιλος  $c_u = 30$  kPa, λόγος συνολικής εδαφικής ώθησης επί του αντιστηριζόμενου ύψους ( $H = 10$  m) που προκύπτει από την αριθμητική ανάλυση προς τη συνολική ώθηση που προβλέπεται από την εκάστοτε αναλυτική μεθοδολογία ( $P/P_i$ ), συναρτήσει της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης στο μέσο του πετάσματος ( $z = -5.0$  m) με το συνολικό ύψος του τοίχου ( $\delta_m/H$ ), συνολική δύναμη αγκύρωσης σταδιακά μειούμενη από 1050 έως 70 kN/m



**Σχήμα 4.22** Άργιλος  $c_u = 50$  kPa , λόγος συνολικής εδαφικής ώθησης επί του αντιστηριζόμενου ύψους ( $H = 10$  m) που προκύπτει από την αριθμητική ανάλυση προς τη συνολική ώθηση που προβλέπεται από την εκάστοτε αναλυτική μεθοδολογία ( $P/P_i$ ), συναρτήσε της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης στο μέσο του πετάσματος ( $z = -5.0$  m) με το συνολικό ύψος του τοίχου ( $\delta_m/H$ ), συνολική δύναμη αγκύρωσης σταδιακά μειούμενη από 1050 έως 0 kN/m



**Σχήμα 4.23** Άργιλος  $c_u = 70$  kPa, λόγος συνολικής εδαφικής ώθησης επί του αντιστηριζόμενου ύψους ( $H = 10$  m) που προκύπτει από την αριθμητική ανάλυση προς τη συνολική ώθηση που προβλέπεται από την εκάστοτε αναλυτική μεθοδολογία ( $P/P_i$ ), συναρτήσε της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης στο μέσο του πετάσματος ( $z = -5.0$  m) με το συνολικό ύψος του τοίχου ( $\delta_m/H$ ), συνολική δύναμη αγκύρωσης σταδιακά μειούμενη από 1050 έως 0 kN/m

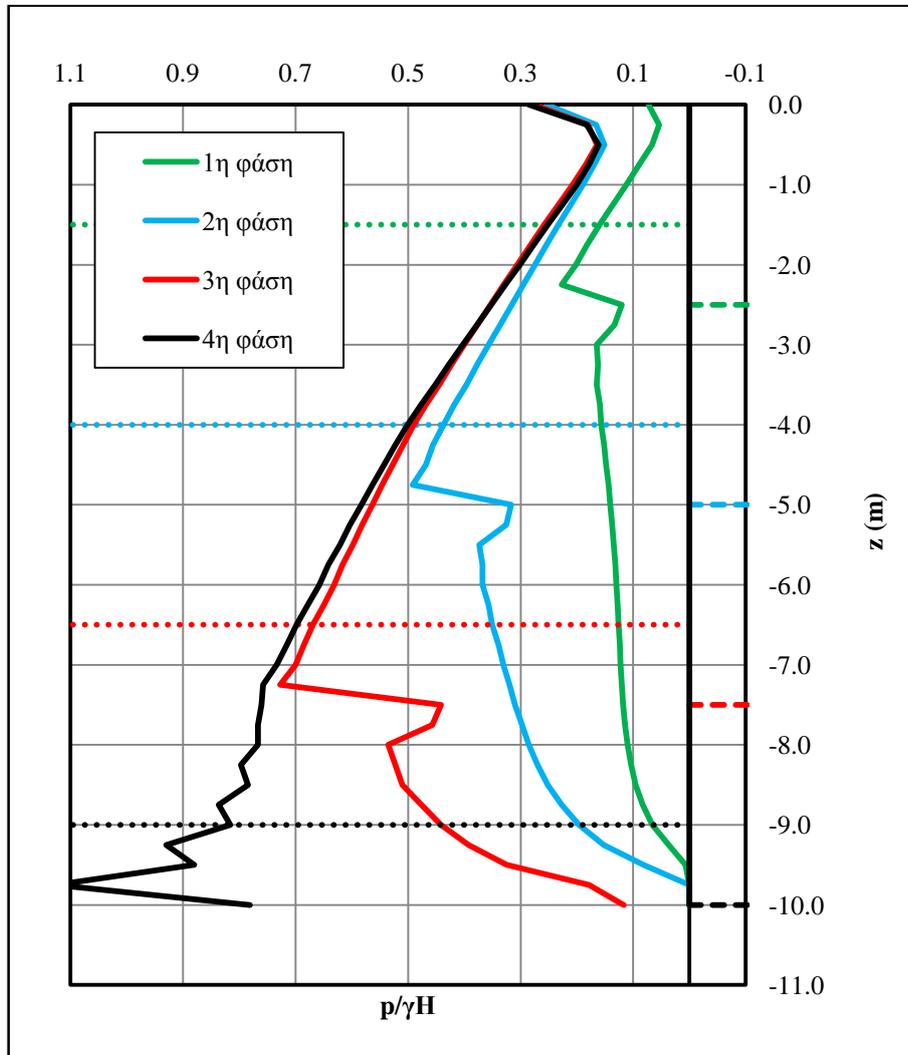
Με βάση τα συγκεκριμένα διαγράμματα, μπορεί να γίνει μια εκτίμηση των αναμενόμενων μετατοπίσεων του πετάσματος ανάλογα με τη μέθοδο που χρησιμοποιείται για την εκτίμηση των εδαφικών πιέσεων.

Αναφορικά με την άργιλο με αστράγγιστη διατμητική αντοχή  $c_u = 30$  kPa, παρατηρείται ότι για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης  $\delta_m/H$  μεταξύ  $0.006 \pm 0.010$ , η μεθοδολογία του Peck και το άνω όριο της μεθόδου NAVFAC, εμφανίζουν απόκλιση από τις τιμές πιέσεων που προκύπτουν από τις αριθμητικές αναλύσεις της τάξης του  $\pm 25$  %. Η μέθοδος Tschebotarioff, το κάτω όριο της NAVFAC και η Twine–Roscoe για μέση άργιλο, υποεκτιμούν κατά πολύ τις εδαφικές πιέσεις (ο λόγος  $P/P_i$  γίνεται έως και 4) για όλο το εύρος των οριζόντιων μετατοπίσεων. Αντίθετα, η μέθοδος των Twine–Roscoe για μαλακή άργιλο με ευσταθή βάση και για βελτιωμένη ευστάθεια (βλ. Παράγραφο 2.5.6) εμφανίζεται συντηρητική.

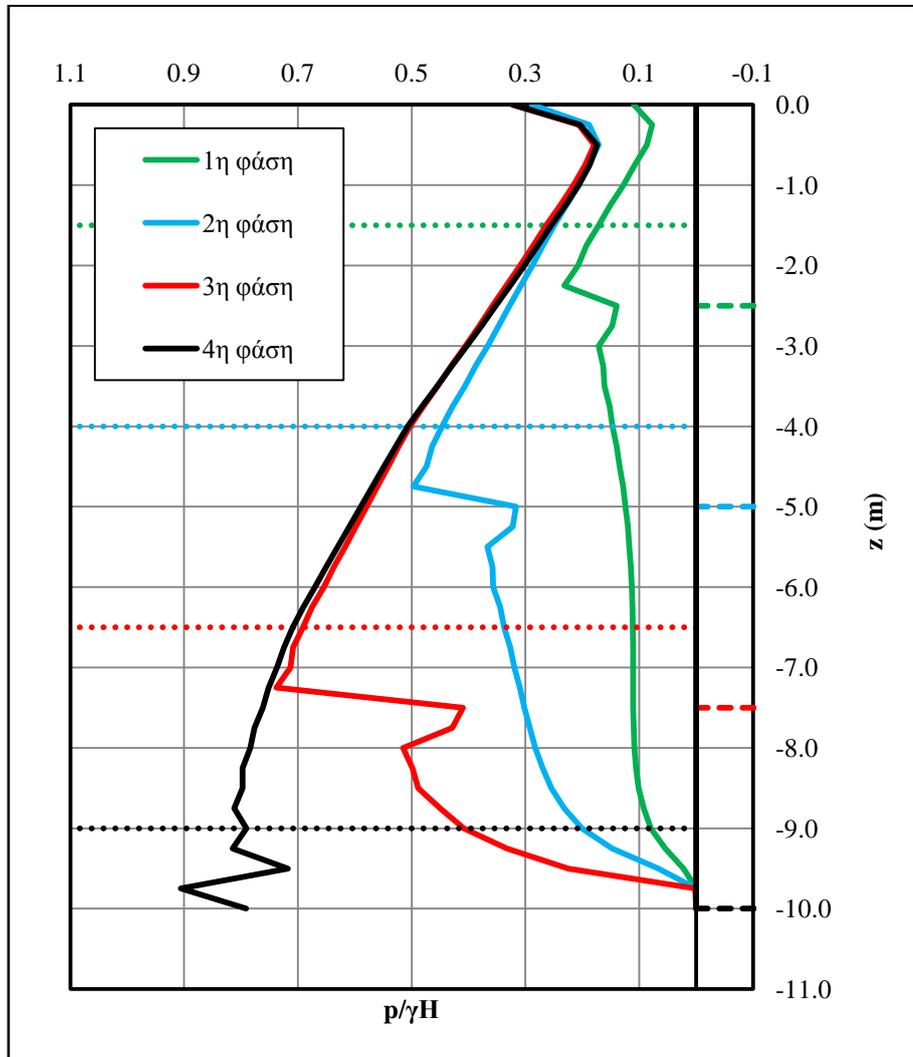
Για τις αργίλους με  $c_u = 50$  kPa και  $c_u = 70$  kPa, το κάτω όριο της μεθόδου NAVFAC και το κάτω όριο της μεθόδου του Peck υποεκτιμούν τις πιέσεις σε όλο το φάσμα των οριζόντιων μετατοπίσεων. Η μέθοδος των Twine–Roscoe για δύσκαμπτο τοίχο εμφανίζεται γενικώς συντηρητική. Οι υπόλοιπες τρεις μεθοδολογίες συμπίπτουν ως προς το μέγεθος της συνολικής ώθησης και, για αριθμητικές αναλύσεις με παραπλήσια συνολική δύναμη αγκύρωσης, οδηγούν σε τιμή οριζόντιας μετατόπισης της τάξης του 0.4 και 0.3 % αντίστοιχα.

#### **4.2.2 Εξέλιξη των πιέσεων με την πρόοδο της εκσκαφής**

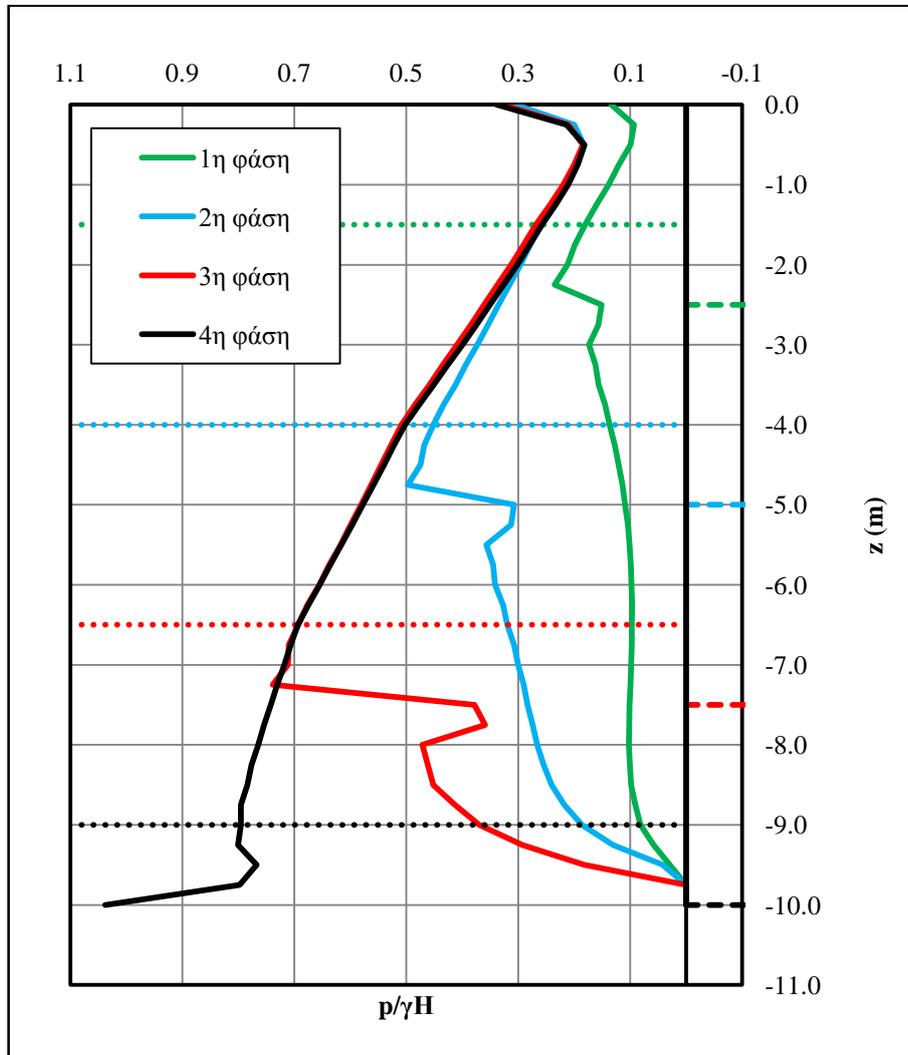
Στα σχήματα 4.24, 4.25 και 4.26 παρουσιάζεται η εξέλιξη των εδαφικών πιέσεων επί του πετάσματος με την πρόοδο της εκσκαφής. Στα σχήματα 4.27, 4.28, 4.29 και 4.30 παρουσιάζεται η εξέλιξη των δυνάμεων προέντασης των αγκυρίων στις αντίστοιχες φάσεις εκσκαφής. Σημειώνεται ότι οι παραπάνω εδαφικές ωθήσεις αντιστοιχούν σε συνολική δύναμη προέντασης σχεδόν πλήρους περιορισμού των οριζόντιων μετατοπίσεων του τοίχου αντιστήριξης. Παρατηρείται ομοιομορφία των αναπτυσσόμενων πιέσεων επί του πετάσματος και στις τρεις αργίλους.



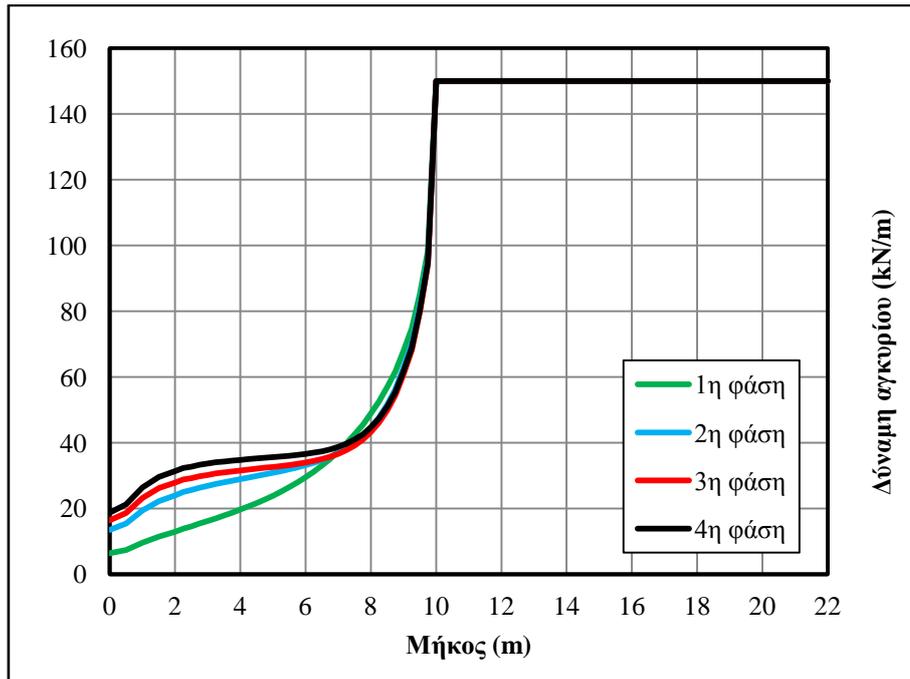
**Σχήμα 4.24** Άργιλος  $c_u = 30$  kPa, εδαφική ώθηση επί του πετάσματος μετά την ολοκλήρωση της εκάστοτε φάσης εκσκαφής (εκσκαφή μέχρι την αντίστοιχη στάθμη, εισαγωγή αγκυρίου, προένταση αγκυρίου), υπό καθεστώς ελάχιστων δυνατών οριζόντιων μετατοπίσεων του τοίχου αντιστήριξης



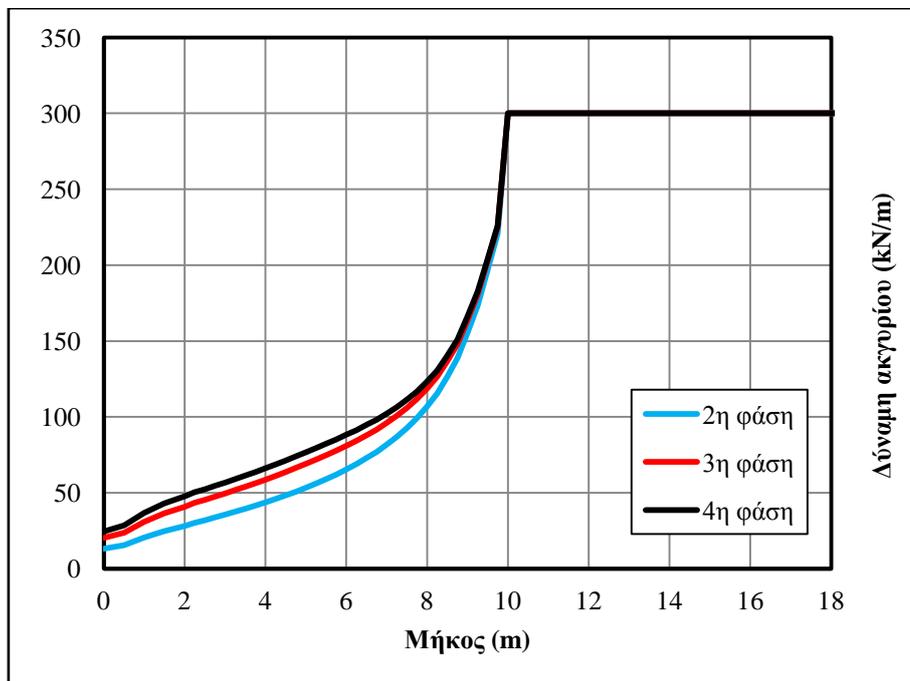
Σχήμα 4.25 Άργιλος  $c_u = 50$  kPa, εδαφική ώθηση επί του πετάσματος μετά την ολοκλήρωση της εκάστοτε φάσης εκσκαφής (εκσκαφή μέχρι την αντίστοιχη στάθμη, εισαγωγή αγκυρίου, προένταση αγκυρίου), υπό καθεστώς ελάχιστων δυνατών οριζόντιων μετατοπίσεων του τοίχου αντιστήριξης



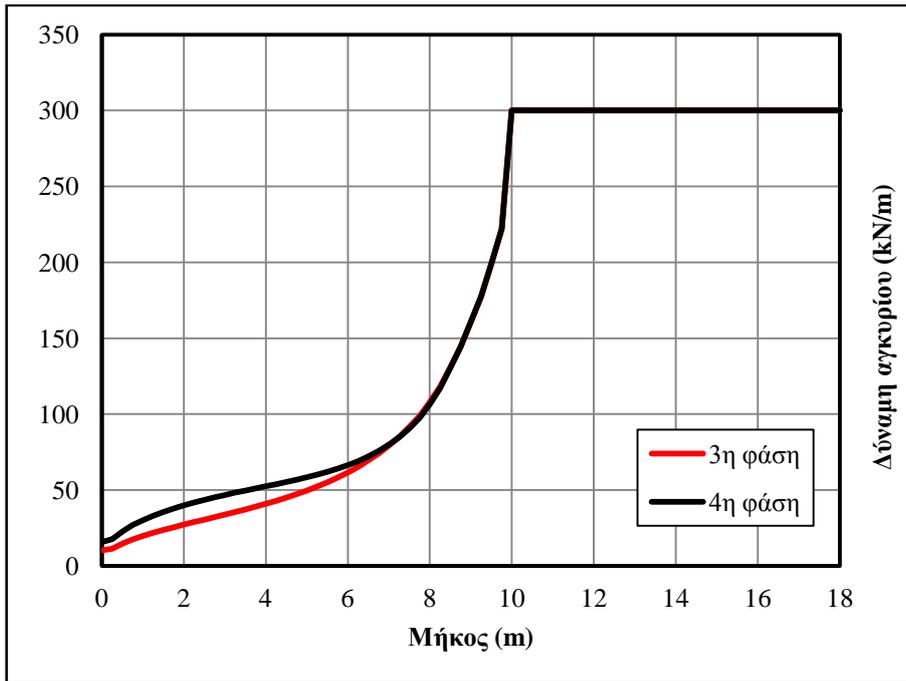
**Σχήμα 4.26** Άργιλος  $c_u = 70$  kPa, εδαφική ώθηση επί του πετάσματος μετά την ολοκλήρωση της εκάστοτε φάσης εκσκαφής (εκσκαφή μέχρι την αντίστοιχη στάθμη, εισαγωγή αγκυρίου, προένταση αγκυρίου), υπό καθεστώς ελάχιστων δυνατών οριζόντιων μετατοπίσεων του τοίχου αντιστήριξης



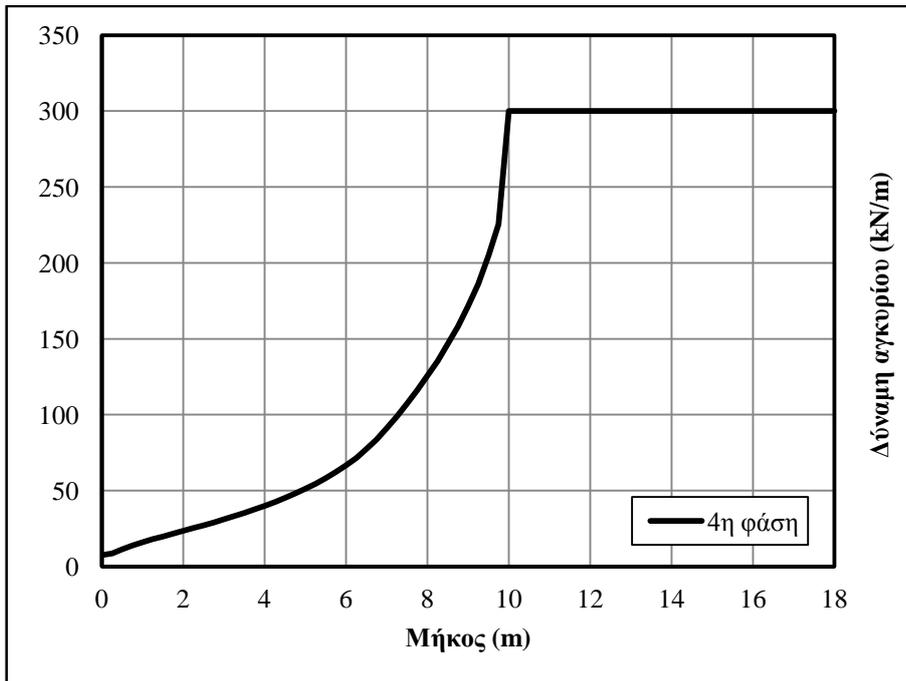
**Σχήμα 4.27** Άργιλος  $c_u = 50$  kPa, ένταση κατά μήκος του αγκυρίου της στάθμης  $z = -1.50$  m μετά την ολοκλήρωση της εκάστοτε φάσης εκσκαφής (εκσκαφή μέχρι την αντίστοιχη στάθμη, εισαγωγή αγκυρίου, προένταση αγκυρίου), υπό καθεστώς ελάχιστων δυνατών οριζόντιων μετατοπίσεων του τοίχου αντιστήριξης



**Σχήμα 4.28** Άργιλος  $c_u = 50$  kPa, ένταση κατά μήκος του αγκυρίου της στάθμης  $z = -4.00$  m μετά την ολοκλήρωση της εκάστοτε φάσης εκσκαφής (εκσκαφή μέχρι την αντίστοιχη στάθμη, εισαγωγή αγκυρίου, προένταση αγκυρίου), υπό καθεστώς ελάχιστων δυνατών οριζόντιων μετατοπίσεων του τοίχου αντιστήριξης



**Σχήμα 4.29** Άργιλος  $c_u = 50$  kPa, ένταση κατά μήκος του αγκυρίου της στάθμης  $z = - 6.50$  m μετά την ολοκλήρωση της εκάστοτε φάσης εκσκαφής (εκσκαφή μέχρι την αντίστοιχη στάθμη, εισαγωγή αγκυρίου, προένταση αγκυρίου), υπό καθεστώς ελάχιστων δυνατών οριζόντιων μετατοπίσεων του τοίχου αντιστήριξης



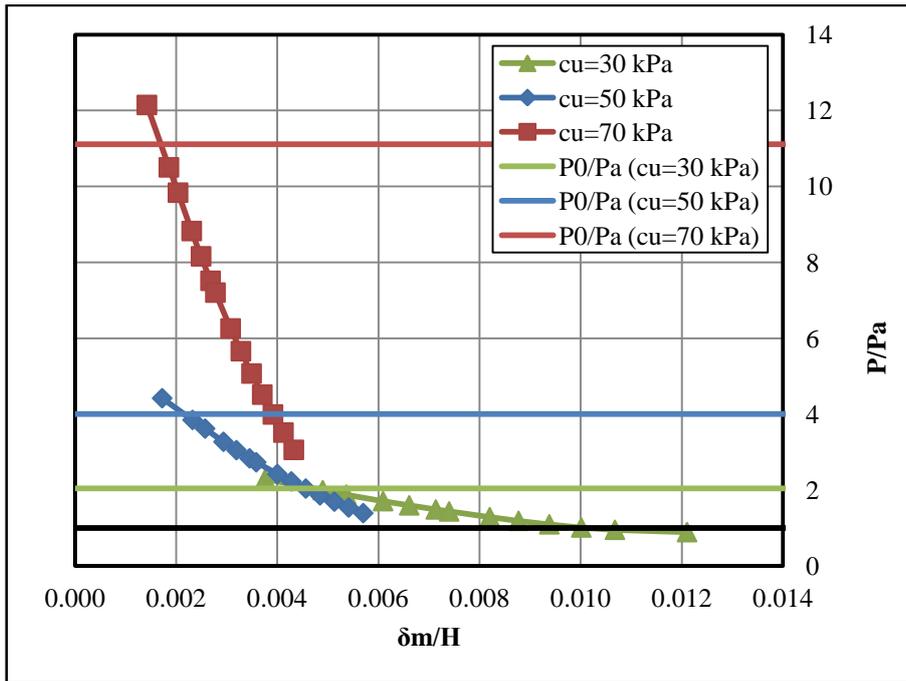
**Σχήμα 4.30** Άργιλος  $c_u = 50$  kPa, ένταση κατά μήκος του αγκυρίου της στάθμης  $z = - 9.00$  m μετά την ολοκλήρωση της εκάστοτε φάσης εκσκαφής (εκσκαφή μέχρι την αντίστοιχη στάθμη, εισαγωγή αγκυρίου, προένταση αγκυρίου), υπό καθεστώς ελάχιστων δυνατών οριζόντιων μετατοπίσεων του τοίχου αντιστήριξης

#### 4.2.3 Συγκεντρωτικά – συγκριτικά διαγράμματα

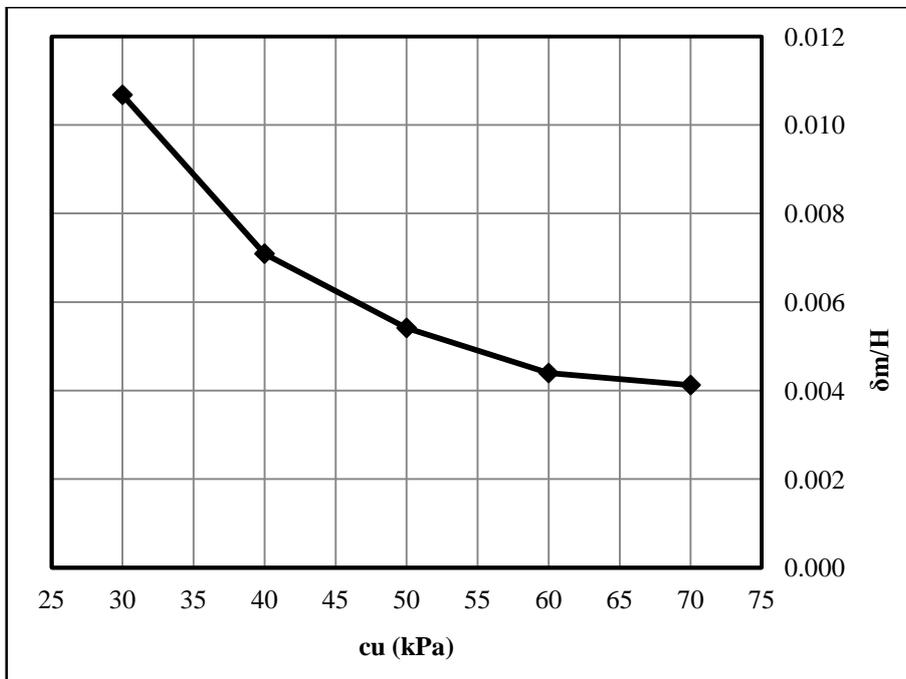
Αποσκοπώντας στο να διερευνηθεί το μέγεθος των ωθήσεων επί του πολλαπλά αγκυρωμένου πετάσματος συγκριτικά με τις θεωρητικές οριζόντιες ενεργητικές ωθήσεις, μορφώθηκε το διάγραμμα του σχήματος 4.31. Παρατηρείται ότι οι ωθήσεις που προέκυψαν από τις αριθμητικές αναλύσεις εμφανίζονται γενικά μεταξύ των θεωρητικά προβλεπόμενων ορίων.

Στο σχήμα 4.32, παρουσιάζεται η επίδραση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής  $c_u$  του εδάφους στις προσδοκώμενες μετατοπίσεις. Για το διάγραμμα αυτό απαιτήθηκαν κάποιες επιπλέον αριθμητικές αναλύσεις για αργίλους με ενδιάμεσα μηχανικά χαρακτηριστικά από αυτά των τριών βασικών κατηγοριών ( $c_u = 30$  kPa,  $c_u = 50$  kPa<sup>ο</sup>,  $c_u = 70$  kPa). Η συνολική δύναμη αγκύρωσης για το συγκεκριμένο διάγραμμα είναι η ελάχιστη μη μηδενική που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις (70 kN/m).

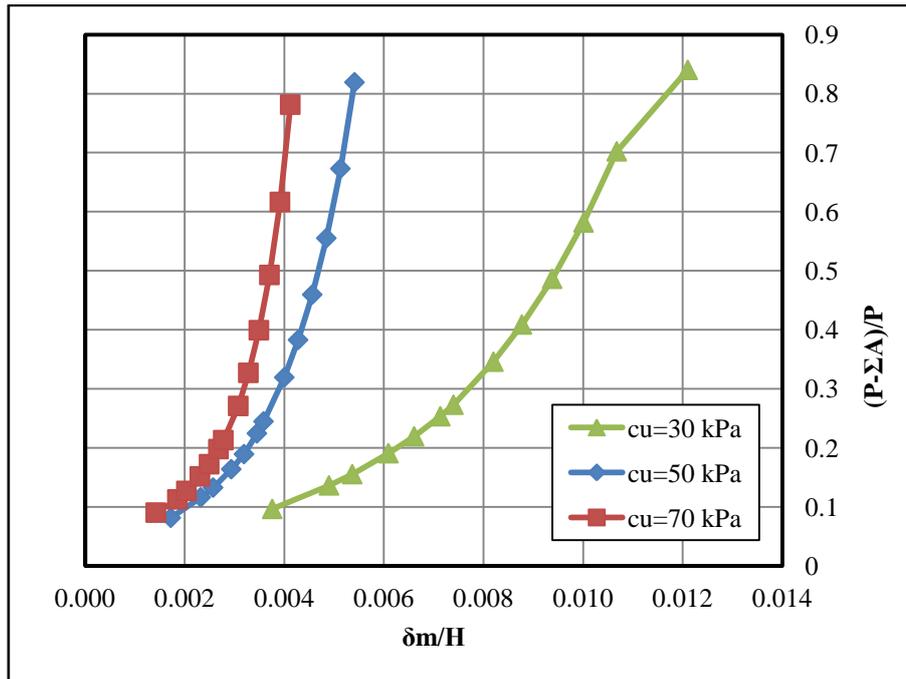
Στα σχήματα 4.33 και 4.34, παρουσιάζεται η συνεισφορά του μήκους έμπηξης του πετάσματος στην ισορροπία του συστήματος με την αύξηση των οριζόντιων μετατοπίσεων. Όταν προσεγγίζεται η κατάσταση ενεργητικής ώθησης, η συμβολή του μήκους έμπηξης του πετάσματος, με την ανάπτυξη παθητικών ωθήσεων στην πλευρά της εκσκαφής είναι σημαντική και μπορεί να φτάσει και το 85 % της συνολικής ώθησης.



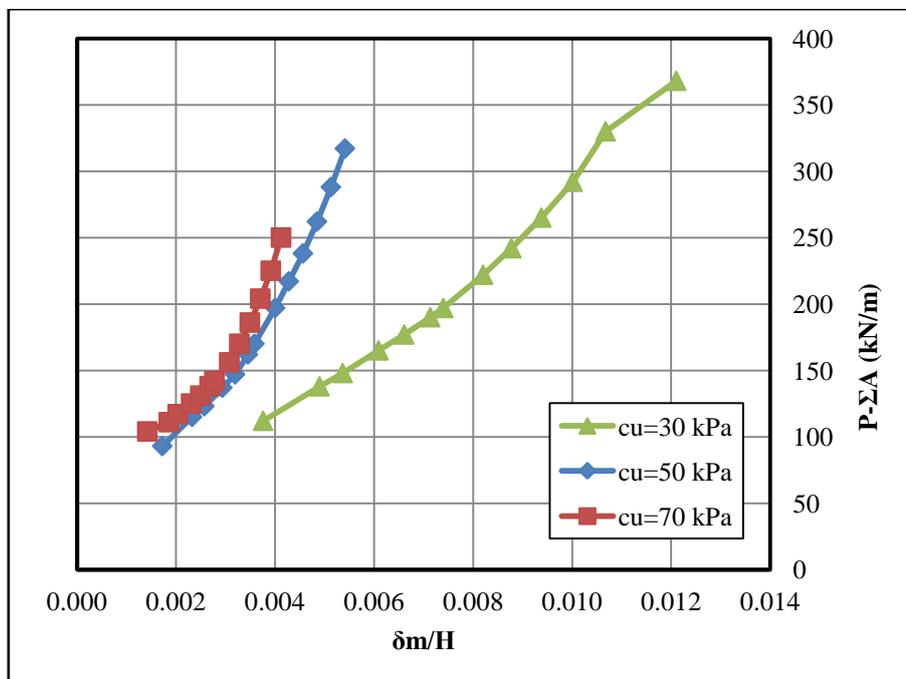
**Σχήμα 4.31** Λόγος συνολικής εδαφικής ώθησης κατά το αντιστηριζόμενο ύψος ( $H = 10$  m) που προκύπτει από την ανάλυση προς τη συνολική ενεργητική ώθηση που προβλέπεται θεωρητικά, συναρτήσει της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης στο του πετάσματος ( $z = -5.0$  m), και αντίστοιχος λόγος συνολικής γεωστατικής προς συνολική ενεργητική ώθηση για το κάθε έδαφος



**Σχήμα 4.32** Κανονικοποιημένη οριζόντια μετατόπιση στο μέσο του πετάσματος ( $z = -5.0$  m), συναρτήσει της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής  $c_u$  του εδάφους



**Σχήμα 4.33** Ποσοστό συμμετοχής του μήκους έμπηξης του πετάσματος στην παραλαβή της εδαφικής ώθησης επί του συνολικού ύψους του τοίχου αντιστήριξης ( $H = 12$  m), ήτοι συνολική ώθηση μειωμένη κατά τη συνολική δύναμη αγκύρωσης προς τη συνολική ώθηση, συναρτήσει της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης στο μέσο του πετάσματος ( $z = -5.0$  m)



**Σχήμα 4.34** Συμμετοχή του μήκους έμπηξης του πετάσματος στην παραλαβή της εδαφικής ώθησης επί του συνολικού ύψους του τοίχου αντιστήριξης ( $H = 12$  m), ήτοι συνολική ώθηση μειωμένη κατά τη συνολική δύναμη αγκύρωσης προς τη συνολική ώθηση, συναρτήσει της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης στο μέσο του πετάσματος ( $z = -5.0$  m)

## **5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ**

Στο κεφάλαιο αυτό συνοψίζονται τα κυριότερα συμπεράσματα τα οποία προέκυψαν από την παρούσα μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία και αφορούν σε μη συνεκτικά και συνεκτικά εδάφη.

### **5.1 Μη συνεκτικά εδάφη**

Οι κατανομές των ωθήσεων επί του πολλαπλά αγκυρωμένου εύκαμπτου πετάσματος, όπως αυτές προέκυψαν από τις αριθμητικές αναλύσεις, εμφανίζουν τραπεζοειδές προφίλ, κάτι το οποίο είναι γενικά σε καλή συμφωνία με τις προβλέψεις των αναλυτικών μεθοδολογιών.

Σε ό,τι αφορά τις τιμές των ωθήσεων που προέκυψαν από τις αριθμητικές αναλύσεις, εμφανίζονται να είναι από 30 % μικρότερες έως και 40 % μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες αναλυτικά υπολογιζόμενες, ανάλογα με την οριζόντια μετατόπιση του πετάσματος. Το συμπέρασμα αυτό προέκυψε μέσω της παραμετρικής διερεύνησης των αναπτυσσόμενων ωθήσεων για διάφορα προφίλ «επιτρεπόμενων» μετακινήσεων του πετάσματος.

Το ποσοστό ώθησης που αναλαμβάνει το μήκος έμπηξης του πετάσματος είναι της τάξης του 15–30 % της συνολικής ώθησης επί του πετάσματος και επίσης εξαρτάται από τις οριζόντιες μετατοπίσεις του πετάσματος.

Για χαλαρές άμμους, προτείνεται η χρήση της μεθόδου Twine–Roscoe, ενώ για μέσες και πυκνές άμμους προτείνονται η μέθοδος του Peck και το κάτω όριο της μεθόδου NAVFAC.

## **5.2 Συνεκτικά εδάφη**

Οι κατανομές των ωθήσεων επί του πολλαπλά αγκυρωμένου εύκαμπτου πετάσματος, όπως αυτές προέκυψαν από τις αριθμητικές αναλύσεις εμφανίζουν γενικώς τριγωνικό προφίλ. Οι αναλυτικές μεθοδολογίες προσεγγίζουν την κατανομή αυτή μόνο ως προς το μέσο όρο της και όχι ως προς το σχήμα.

Για μαλακές και μέτριας στιφρότητας αργίλους, η διαφοροποίηση του λόγου  $P/P_i$  συναρτήσει των μετακινήσεων του πετάσματος, προέκυψε να είναι αρκετά μεγάλη με αποτέλεσμα να μην καθίσταται δυνατή η εξαγωγή κάποιου ασφαλούς συμπεράσματος.

Το ποσοστό ώθησης που αναλαμβάνει το μήκος έμπηξης του πετάσματος φτάνει το 85 % της συνολικής ώθησης επί του πετάσματος.

Προτείνεται η χρήση της μεθόδου του Peck για μαλακές αργίλους. Για μέτριας στιφρότητας αργίλους, προτείνονται μέθοδοι που θεωρητικά προορίζονται για *στιφρές* αργίλους, ήτοι: το άνω όριο της μεθόδου Peck, το κάτω όριο της μεθόδου των Twine–Roscoe και το άνω όριο της μεθόδου NAVFAC.

# ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

Ακολουθεί σε συνεπτυγμένη μορφή ένα ενδεικτικό αρχείο δεδομένων για το λογισμικό Abaqus, για την περίπτωση άμμου με γωνία εσωτερικής τριβής  $\phi = 29.0^\circ$ :

```
*HEADING
ABAQUS job created on 10-Nov-10 at 19:07:12
*****
*****SOIL NODES*****
*****
*NODE
1      ,      0      ,      -1
2      ,      20     ,      -1
...
...
*****
*****PRETENSION NODES*****
*****
100001 ,    100,    -1.5
100002 ,    100,     -4
100003 ,    100,    -6.5
100004 ,    100,     -9
*****
*****BEAM NODES*****
*****
65001,40,0
65002,40,-0.25
...
...
*****
*****ELEMENTS SOIL*****
*****
*ELEMENT, TYPE=CPE4, ELSET=SOIL_ALL
1      ,      1      ,      3      ,      89      ,      88
2      ,      3      ,      4      ,      92      ,      89
...
...
*****
*****ELEMENTS BEAM*****
*****
*ELEMENT, TYPE=B21, ELSET=BEAM_ALL
44001,65001,65002
44002,65002,65003
...
...
*****
*****ELEMENTS ANCHORS*****
*****
*ELEMENT, TYPE=T2D2, ELSET=ANCHOR1
45001,248,12706
45002,12706,12709
...
...
**
*ELEMENT, TYPE=T2D2, ELSET=ANCHOR2
46001,535,13263
46002,13263,13264
...
...
**
*ELEMENT, TYPE=T2D2, ELSET=ANCHOR3
47001,14351,14354
47002,14354,14357
...
...
**
*ELEMENT, TYPE=T2D2, ELSET=ANCHOR4
48001,14878,14879
48002,14879,14880
...
...
```

```
...
*****
*****ELSETS SOIL NEXT TO BEAM*****
*****
*ELSET, ELSET=SOIL_LEFT
11280
11360
...
...
**
*ELSET, ELSET=SOIL_RIGHT
11521
11641
...
...
*****
*****ELSETS EXCAVATIONS*****
*****
*ELSET, ELSET=EXCAV00-05, GENERATE
11761,12000,1
**
*ELSET, ELSET=EXCAV05-15, GENERATE
11521,11760,1
24721,24960,1
**
*ELSET, ELSET=EXCAV15-25, GENERATE
24481,24720,1
25201,25440,1
**
*ELSET, ELSET=EXCAV25-30, GENERATE
24961,25200,1
**
*ELSET, ELSET=EXCAV30-40, GENERATE
25441,25920,1
**
*ELSET, ELSET=EXCAV40-50, GENERATE
25921,26400,1
**
*ELSET, ELSET=EXCAV50-55, GENERATE
26641,26880,1
**
*ELSET, ELSET=EXCAV55-65, GENERATE
26401,26640,1
27121,27360,1
**
*ELSET, ELSET=EXCAV65-75, GENERATE
26881,27120,1
27601,27840,1
**
*ELSET, ELSET=EXCAV75-80, GENERATE
27361,27600,1
**
*ELSET, ELSET=EXCAV80-90, GENERATE
27841,28320,1
**
*ELSET, ELSET=EXCAV90-100, GENERATE
28321,28800,1
*****
*****ELSETS ANCHORS GROUTED*****
*****
*ELSET, ELSET=ANCHOR1_G, GENERATE
45001, 45032, 1
**
*ELSET, ELSET=ANCHOR2_G, GENERATE
46001, 46032, 1
**
*ELSET, ELSET=ANCHOR3_G, GENERATE
47001, 47032, 1
**
*ELSET, ELSET=ANCHOR4_G, GENERATE
48001, 48032, 1
*****
*****ELSETS ANCHORS FREE*****
*****
*ELSET, ELSET=ANCHOR1_F
45033,
**
```

```

*ELSET, ELSET=ANCHOR2_F
46033,
**
*ELSET, ELSET=ANCHOR3_F
47033,
**
*ELSET, ELSET=ANCHOR4_F
48033,
*****
*****ELSETS SOIL STIFFNESS*****
*****
*ELSET, ELSET=SOIL_NORMAL, GENERATE
1,1600,1
11201,14880,1
24481,28800,1
**
*ELSET, ELSET=SOIL_STIFF, GENERATE
1601,11200,1
14881,24480,1
28801,43200,1
*****
*****NSETS SOIL NODES*****
*****
*NSET, NSET=NODES_SOIL, GENERATE
1, 43621, 1
*****
*****NSETS BEAM NODES*****
*****
*NSET, NSET=NODES_BEAM
65001
65002
...
...
*****
*****NSETS INTERACTION NODES*****
*****
*NSET, NSET=NODES_BEAM_SOIL
11702
11705
...
...
*****
*****NSETS SURFACE NODES*****
*****
*NSET, NSET=NODES_SURF, GENERATE
42,42,1
46,85,1
...
...
*****
*****LEFT SIDE CONTACT*****
*****
*SURFACE, TYPE=ELEMENT, NAME=SL1
11280,S2
11360,S2
...
...
**
*SURFACE, TYPE=ELEMENT, NAME=MA1
44001,SNEG
44002,SNEG
...
...
**
*CONTACT PAIR, INTERACTION=I1, SMALL SLIDING
SL1, MA1
**
*SURFACE INTERACTION, NAME=I1
**
*SURFACE BEHAVIOR, PRESSURE-OVERCLOSURE=EXPONENTIAL
0.000001, 2.0
**
*FRICTION, ELASTIC SLIP=0.001
0.351
*****
*****RIGHT SIDE CONTACT*****
*****

```

```

*SURFACE, TYPE=ELEMENT, NAME=SL2
11521,S4
11641,S4
...
**
*SURFACE, TYPE=ELEMENT, NAME=MA2
44001,SPOS
44002,SPOS
...
**
*CONTACT PAIR, INTERACTION=I2, SMALL SLIDING
SL2, MA2
**
*SURFACE INTERACTION, NAME=I2
**
*SURFACE BEHAVIOR, PRESSURE-OVERCLOSURE=EXPONENTIAL
0.000001, 2.0
**
*FRICTION, ELASTIC SLIP=0.001
0.351
*****
*****SECTIONS SOIL NORMAL*****
*****
*SOLID SECTION, ELSET=SOIL_NORMAL, MATERIAL=SOIL_ABOVE_EXC
1.,
*****
*****SECTIONS SOIL STIFF *****
*****
*SOLID SECTION, ELSET=SOIL_STIFF, MATERIAL=SOIL_BELOW_EXC
1.,
*****
*****MATERIALS SOIL*****
*****
*MATERIAL, NAME=SOIL_ABOVE_EXC
*DENSITY
2.0,
*ELASTIC
15000., 0.34
*MOHR COULOMB
29.,0.
*MOHR COULOMB HARDENING
0.1,0.0
**
*MATERIAL, NAME=SOIL_BELOW_EXC
*DENSITY
2.0,
*ELASTIC
150000., 0.34
*MOHR COULOMB
29.,0.
*MOHR COULOMB HARDENING
0.1,0.0
*****
*****SECTIONS BEAM*****
*****
*BEAM SECTION, SECTION=CIRC, ELSET=BEAM_ALL, MATERIAL=CONCRETE
0.40
*****
*****MATERIALS BEAM*****
*****
*MATERIAL, NAME=CONCRETE
*DENSITY
0.01,
*ELASTIC, TYPE=ISO
20833333.33, 0.20
*****
*****SECTIONS ANCHORS*****
*****
*SOLID SECTION, ELSET=ANCHOR1, MATERIAL=STEEL
4.2E-4,
**
*PRE-TENSION SECTION, NODE=100001, ELEMENT=45033
**
*SOLID SECTION, ELSET=ANCHOR2, MATERIAL=STEEL
4.2E-4,

```

```

**
*PRE-TENSION SECTION, NODE=100002, ELEMENT=46033
**
*SOLID SECTION, ELSET=ANCHOR3, MATERIAL=STEEL
    4.2E-4,
**
*PRE-TENSION SECTION, NODE=100003, ELEMENT=47033
**
*SOLID SECTION, ELSET=ANCHOR4, MATERIAL=STEEL
    4.2E-4,
**
*PRE-TENSION SECTION, NODE=100004, ELEMENT=48033
*****
*****MATERIALS STEEL*****
*****
*MATERIAL, NAME=STEEL
**
*DENSITY
    0.00000001,
**
*ELASTIC, TYPE=ISO
    175000000, 0.3
*****
*****BOUNDARY CONDITIONS LEFT*****
*****
*BOUNDARY, OP=NEW
1      , 1      , 0.
46     , 1      , 0.
...
...
*****
*****BOUNDARY CONDITIONS BOTTOM*****
*****
*BOUNDARY, OP=NEW
6602   , 2      , 0.
6603   , 2      , 0.
...
...
*****
*****BOUNDARY CONDITIONS RIGHT*****
*****
*BOUNDARY, OP=NEW
8302   , 1      , 0.
8422   , 1      , 0.
...
...
*****
*****STEPS INITIAL CONDITIONS*****
*****
*INITIAL CONDITIONS, TYPE=STRESS, GEOSTATIC
SOIL_ALL, -0.001, 0., -1000., -50, 0.515
*****
*****STEP 1 GEOSTATIC*****
*****
*STEP
*GEOSTATIC
**
*DLOAD
SOIL_ALL, GRAV, 10., 0, -1, 0
**
*MODEL CHANGE, TYPE=CONTACT PAIR, REMOVE
    SL1, MA1
*MODEL CHANGE, TYPE=CONTACT PAIR, REMOVE
    SL2, MA2
*MODEL CHANGE, REMOVE
BEAM_ALL
*MODEL CHANGE, REMOVE
ANCHOR1_G
*MODEL CHANGE, REMOVE
ANCHOR2_G
*MODEL CHANGE, REMOVE
ANCHOR3_G
*MODEL CHANGE, REMOVE
ANCHOR4_G
*MODEL CHANGE, REMOVE
ANCHOR1_F
*MODEL CHANGE, REMOVE

```

```

ANCHOR2_F
*MODEL CHANGE, REMOVE
ANCHOR3_F
*MODEL CHANGE, REMOVE
ANCHOR4_F
**
*OUTPUT, FIELD, FREQ=1
*NODE OUTPUT
U,
*OUTPUT, FIELD, FREQ=1
*ELEMENT OUTPUT
S,E,PRESS,MISES,PE,PEMAG
*CONTACT OUTPUT
CSTRESS
**
*END STEP
*****
*****STEP 2 BEAM + 0-2.5M*****
*****
*STEP, UNSYMM=YES, INC=10000000
*STATIC
0.1,1,0.000000001,0.5
**
*MODEL CHANGE, ADD
BEAM_ALL
*MODEL CHANGE, TYPE=CONTACT PAIR, ADD
SL1, MA1
*MODEL CHANGE, TYPE=CONTACT PAIR, ADD
SL2, MA2
*MODEL CHANGE, REMOVE
EXCAV00-05
*MODEL CHANGE, REMOVE
EXCAV05-15
*MODEL CHANGE, REMOVE
EXCAV15-25
**
*OUTPUT, FIELD, FREQ=1
*NODE OUTPUT
U,
*OUTPUT, FIELD, FREQ=1
*ELEMENT OUTPUT
S,SF,E,PRESS,MISES,PE,PEMAG
*CONTACT OUTPUT
CSTRESS
**
*END STEP
*****
*****STEP 3 ANCHOR1 + PRESTRESS*****
*****
*STEP, UNSYMM=YES, INC=10000000
*STATIC
0.1,1,0.000000001,0.5
**
*MODEL CHANGE, ADD
ANCHOR1
**
*NSET, NSET=FORCE1A
100001,
*CLOAD, OP=NEW
FORCE1A, 1, 60.0
**
*OUTPUT, FIELD, FREQ=1
*NODE OUTPUT
U,
*OUTPUT, FIELD, FREQ=1
*ELEMENT OUTPUT
S,SF,E,PRESS,MISES,PE,PEMAG
*CONTACT OUTPUT
CSTRESS
**
*END STEP
*****
*****STEP 4 2.5-5.0M*****
*****
*STEP, UNSYMM=YES, INC=10000000
*STATIC
0.1,1,0.000000001,0.5

```

```

**
*MODEL CHANGE, REMOVE
EXCAV25-30
*MODEL CHANGE, REMOVE
EXCAV30-40
*MODEL CHANGE, REMOVE
EXCAV40-50
**
*OUTPUT, FIELD, FREQ=1
*NODE OUTPUT
U,
*OUTPUT, FIELD, FREQ=1
*ELEMENT OUTPUT
S, SF, E, PRESS, MISES, PE, PEMAG
*CONTACT OUTPUT
CSTRESS
**
*END STEP
*****
*****STEP 5 ANCHOR2 + PRESTRESS*****
*****
*STEP, UNSYMM=YES, INC=10000000
*STATIC
0.1, 1, 0.000000001, 0.5
**
*MODEL CHANGE, ADD
ANCHOR2
**
*NSET, NSET=FORCE2A
100002,
*CLOAD, OP=MOD
FORCE2A, 1, 120.0
**
*OUTPUT, FIELD, FREQ=1
*NODE OUTPUT
U,
*OUTPUT, FIELD, FREQ=1
*ELEMENT OUTPUT
S, SF, E, PRESS, MISES, PE, PEMAG
*CONTACT OUTPUT
CSTRESS
**
*END STEP
*****
*****STEP 6 5.0-7.5M*****
*****
*STEP, UNSYMM=YES, INC=10000000
*STATIC
0.1, 1, 0.000000001, 0.5
**
*MODEL CHANGE, REMOVE
EXCAV50-55
*MODEL CHANGE, REMOVE
EXCAV55-65
*MODEL CHANGE, REMOVE
EXCAV65-75
**
*OUTPUT, FIELD, FREQ=1
*NODE OUTPUT
U,
*OUTPUT, FIELD, FREQ=1
*ELEMENT OUTPUT
S, SF, E, PRESS, MISES, PE, PEMAG
*CONTACT OUTPUT
CSTRESS
**
*END STEP
*****
*****STEP 7 ANCHOR3 + PRESTRESS*****
*****
*STEP, UNSYMM=YES, INC=10000000
*STATIC
0.1, 1, 0.000000001, 0.5
**
*MODEL CHANGE, ADD
ANCHOR3
**

```

```

*NSET, NSET=FORCE3A
100003,
*CLOAD, OP=MOD
FORCE3A, 1,          120.0
**
*OUTPUT, FIELD, FREQ=1
*NODE OUTPUT
U,
*OUTPUT, FIELD, FREQ=1
*ELEMENT OUTPUT
S,SF,E,PRESS,MISES,PE,PEMAG
*CONTACT OUTPUT
CSTRESS
**
*END STEP
*****
*****STEP 8 7.5-10.0M*****
*****
*STEP, UNSYMM=YES, INC=10000000
*STATIC
0.1,1,0.000000001,0.5
**
*MODEL CHANGE, REMOVE
EXCAV75-80
*MODEL CHANGE, REMOVE
EXCAV80-90
*MODEL CHANGE, REMOVE
EXCAV90-100
**
*OUTPUT, FIELD, FREQ=1
*NODE OUTPUT
U,
*OUTPUT, FIELD, FREQ=1
*ELEMENT OUTPUT
S,SF,E,PRESS,MISES,PE,PEMAG
*CONTACT OUTPUT
CSTRESS
**
*END STEP
*****
*****STEP 9 ANCHOR4 + PRESTRESS*****
*****
*STEP, UNSYMM=YES, INC=10000000
*STATIC
0.1,1,0.000000001,0.5
**
*MODEL CHANGE, ADD
ANCHOR4
**
*NSET, NSET=FORCE4A
100004,
*CLOAD, OP=MOD
FORCE4A, 1,          120.0
**
*OUTPUT, FIELD, FREQ=1
*NODE OUTPUT
U,
*OUTPUT, FIELD, FREQ=1
*ELEMENT OUTPUT
S,SF,E,PRESS,MISES,PE,PEMAG
*CONTACT OUTPUT
CSTRESS
**
*END STEP

```

# BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

## Βιβλία:

- Bowles, J.E., (1997) *Foundation Analysis and Design*, 5th edn, McGraw–Hill, New York.
- Budhu, M. (2007) *Soil Mechanics and Foundations*, 2nd edn, John Wiley & Sons, New York.
- Chang-Yu, O. (2006) *Deep Excavation – Theory and Practice*, Taylor & Francis Group, London.
- Clayton, C.R.I., Milititsky, J. and Woods, R.I. (1993) *Earth Pressure and Earth-Retaining Structures*, 2nd edn, Spon Press, London and New York.
- Craig, R.F. (2004) *Craig’s Soil Mechanics*, 7th edn, Spon Press, London and New York.
- Day, R.W. (2010) *Foundation Engineering Handbook*, 2nd edn, McGraw-Hill, New York.
- Fang, H.Y. (1991) *Foundation Engineering Handbook*, 2nd edn, Chapman & Hall, London and New York.
- Goldberg, D.T., Jawonski, W.E. and Gordon, M.D. (1976) *Lateral Support Systems and Underpinning: Vol. I. Design and Construction*, Fed. Highway Admin. Report No. FHWA-RD-75-128, Washington, D.C.
- Helwany, S. (2007) *Applied Soil Mechanics with ABAQUS Applications*, John Wiley & Sons, New York.
- Kempfert, H.G. and Gebreselassie, B. (2006) *Excavations and Foundations in Soft Soils*, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg.
- NAVFAC–DM7 (1982) *Design Manual: Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures*, US Dept. of the Navy, Washington, D.C.
- Peck, R.B., Hanson, W.E. and Thornburn, T.H. (1974) *Foundation Engineering*, 2nd edn, John Wiley & Sons, New York.
- Sabatini, P.J., Pass, D.G. and Bachus, R.C. (1999) *Ground Anchors and Anchored Systems*, Fed. Highway Admin. Report No. FHWA-IF-99-015, Washington, D.C.
- Terzaghi, K., Peck, R.B. and Mesri, G. (1996) *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 3rd edn, John Wiley & Sons, New York.
- Xanthakos, P.P. (1991) *Ground Anchors and Anchored Structures*, John Wiley & Sons, New York.
- Μπουκοβάλας, Γ. (2004) *Ειδικά Θέματα Θεμελιώσεων*, Εκδόσεις Ε.Μ. Πολυτεχνείου, Αθήνα.

Χριστούλας, Σ. (1998) *Επιλογές Εφαρμοσμένης Γεωτεχνικής Μηχανικής*, Β΄ έκδοση, Εκδόσεις Συμμεών, Αθήνα.

Abaqus 6.9 Analysis User's Manual (2009) Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI, USA.

#### **Δημοσιεύσεις:**

Carrubba, P., Colonna, P. (2000) *A Comparison of Numerical Methods for Multi-tied Walls*, Computers and Geotechnics 27, pp. 117–140.

Potts, D.M., Fourie, A.B. (1986) *A Numerical Study of the Effects of Wall Deformation on Earth Pressures*, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 10, pp. 383–405.

#### **Διπλωματικές εργασίες:**

Κακογιάννου, Ε. (2011) *Διερεύνηση μεθοδολογιών προσδιορισμού των ωθήσεων γαιών και εφαρμογή τους στην επίλυση τοίχων τύπου προβόλου*, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.