

ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΚΥΠΡΟΥ  
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ



## Πτυχιακή εργασία

ΠΙΘΑΝΟΛΟΓΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ  
ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ ΜΕ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ  
ΣΕ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ ΤΩΝ  
ΤΥΧΑΙΩΝ ΠΕΔΙΩΝ

Παρασκευάς Αναστασίου

Λεμεσός 2016



ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΚΥΠΡΟΥ  
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΚΑΙ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΓΕΩΠΛΗΡΟΦΟΡΙΚΗΣ

## **Πτυχιακή εργασία**

ΠΙΘΑΝΟΛΟΓΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ  
ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ ΜΕ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ  
ΣΕ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ ΤΩΝ  
ΤΥΧΑΙΩΝ ΠΕΔΙΩΝ

Παρασκευάς Αναστασίου

Σύμβουλος καθηγητής  
Δρ. Λύσανδρος Παντελίδης

Λεμεσός 2016

## **Πνευματικά δικαιώματα**

Copyright © Παρασκευάς Αναστασίου, 2016

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος. All rights reserved.

Η έγκριση της πτυχιακής εργασίας από το Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Γεωπληροφορικής του Τεχνολογικού Πανεπιστημίου Κύπρου δεν υποδηλώνει απαραίτητως και αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα εκ μέρους του Τμήματος.

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα της πτυχιακής μου, Επίκουρο Καθηγητή Λύσανδρο Παντελίδη, τόσο για τις εμπειρίες και τις γνώσεις που μου πρόσφερε όσο και για την πολύτιμη βοήθεια και καθοδήγηση του κατά τη διάρκεια της πτυχιακής μου εργασίας. Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω τον υποψήφιο Διδάκτορα του τμήματος Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Γεωπληροφορικής, Παναγιώτη Χριστοδούλου για την βοήθεια και τις πολύτιμες πληροφορίες που μου παρείχε. Τέλος θα ήθελα να ευχαριστήσω όσους συνέβαλαν για την αποπεράτωση της παρούσας διατριβής όπως επίσης τους φίλους μου και την οικογένεια μου για την αμερόληπτη υποστήριξη τους.

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στη φύση οι παράμετροι του εδάφους, όπως οι φυσικές και μηχανικές του ιδιότητες, ποικίλουν χωρικά και στις δύο κατευθύνσεις (οριζόντια και κάθετα). Η κατανομή των ιδιοτήτων του εδάφους στο πεδίο εξαρτάται από την ετερογένεια των συστατικών που σχηματίζουν το πλέγμα του εδάφους, τη γεωλογική ιστορία του σχηματισμού του εδάφους και την συνεχή τροποποίηση του από τη φύση.

Στην παρούσα πτυχιακή μελετήθηκε η μεταβλητότητα των ιδιοτήτων του εδάφους μέσα από μετρήσεις πεδίου με τη δοκιμή DPL. Το πεδίο μελέτης βρίσκεται ανατολικά του χωριού Πεντάκωμο στην επαρχία Λεμεσού. Μέσα από τις μετρήσεις πεδίου δείχθηκε η ύπαρξη έντονης εδαφικής ετερογένειας τόσο στον οριζόντιο άξονα, όσο και στον κατακόρυφο.

Παράλληλα με τις μετρήσεις του πεδίου, πραγματοποιήθηκαν επιλύσεις με τη μέθοδο Random Finite Element Method (RFEM) με τη χρήση του λογισμικού Rbear2D. Οι επιλύσεις πραγματοποιήθηκαν με θεωρητικά και πραγματικά δεδομένα πεδίου για μελέτη δύο θεμελίων. Οι παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν στις επιλύσεις ήταν το μήκος χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ) για ισοτροπικά και ανισοτροπικά εδάφη όπως επίσης η απόσταση μεταξύ των θεμελίων ( $s$ ) για διάφορες τιμές γωνιών τριβής ( $\varphi$ ) και τέλος επιλύσεις με τυχαίο εφαρμοσμένο φορτίο. Οι επιλύσεις έγιναν ούτως ώστε να διερευνηθεί ο ρόλος της εδαφικής ετερογένειας ως προς την πιθανότητα αστοχίας. Από τα αποτελέσματα των επιλύσεων συμπεραίνεται ότι η πιθανότητα αστοχίας ( $pf$ ) εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από το μήκος χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ), όπως επίσης από την γωνία τριβής ( $\varphi$ ).

# ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	iv
ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ .....	v
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ .....	vii
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΕΙΚΟΝΩΝ .....	viii
ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	xi
1 Αβεβαιότητα στις ιδιότητες του εδάφους .....	1
1.1 Εγγενής μεταβλητότητα .....	4
1.1.1 Χαρακτηριστικά Υγρασίας-Πυκνότητας.....	5
1.1.2 Χαρακτηριστικά πλαστικότητας .....	7
1.1.3 Χαρακτηριστικά αντοχής .....	8
1.1.4 Χαρακτηριστικά στερεοποίησης και διαπερατότητας εδάφους.....	9
1.2 Σφάλματα στις μετρήσεις.....	11
1.3 Αβεβαιότητα στις ιδιότητες από μετρήσεις στο πεδίο .....	12
1.3.1 Πρότυπη Δοκιμή Διείσδυσης – Standard Penetration Test (SPT) .....	12
1.3.2 Δοκιμή διείσδυσης κώνου – Cone Penetration Test (CPT).....	13
1.3.3 Δοκιμή πτερυγίου – Vane shear Test (VST) .....	14
1.3.4 Light Dynamic Penetrometer (DPL) .....	15
1.4 Πιθανολογική ανάλυση .....	16
1.4.1 Μέση τιμή ( $\mu$ ).....	17
1.4.2 Διακύμανση ( $\sigma^2$ ).....	17
1.4.3 Τυπική απόκλιση ( $\sigma$ ) .....	18
1.4.4 Συντελεστής διακύμανσης – Coefficient of Variation (COV) .....	18
1.4.5 Κανονική κατανομή .....	18
1.4.6 Λογαριθμοκανονική κατανομή .....	19

2	Αξιοπιστία στη γεωτεχνική μηχανική .....	21
2.1	Μέθοδος Σημειακής Εκτίμησης (Point Estimate Method, PEM) .....	22
2.2	Μέθοδος Πρώτης Τάξης Δεύτερης Ροπήs (First Order Second Moment method, FOSM).....	22
2.3	Μέθοδος Αξιοπιστίας Πρώτης Τάξης (First Order Reliability Method, FORM) ...	22
2.4	Μέθοδος Προσομοίωσης Monte Carlo (Monte Carlo simulation Method, MCM)	23
3	Μετρήσεις πεδίου.....	24
3.1	Χαρακτηρισμός Πεδίου .....	24
3.2	Ερμηνεία αποτελεσμάτων DPL.....	27
4	Μέθοδος Random Finite Element Method (RFEM).....	36
5	Πιθανολογική ανάλυση επιφανειακών θεμελιώσεων με λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων (Rbear2D) .....	40
5.1	Προκαταρκτική μελέτη επίδρασης πλευρικών ορίων και επίδραση αδιαπέρατης στρώσης .....	42
5.2	Επιλύσεις με χρήση θεωρητικών δεδομένων .....	47
5.2.1	Παραμετρική ανάλυση ως προς το μήκος χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ) για δύο πέδιλα σε ανισοτροπικό και ισοτροπικό έδαφος.....	48
5.2.2	Παραμετρική ανάλυση ως προς το μήκος χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ) για δύο πέδιλα σε ισοτροπικό έδαφος.....	52
5.2.3	Παραμετρική ανάλυση ως προς την απόσταση μεταξύ των θεμελίων (s) .....	54
5.2.4	Παραμετρική ανάλυση ως προς την απόσταση μεταξύ των θεμελίων (s) με εφαρμοσμένο φορτίο.....	55
5.3	Επιλύσεις με χρήση πραγματικών δεδομένων .....	57
6	Συμπεράσματα .....	59
	BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	61
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ.....	63
	Παράρτημα Α.....	63



## ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 1: Συντελεστής διακύμανσης για διαφορετικές ιδιότητες του εδάφους .....	3
Πίνακας 2: COV για περιεχόμενη υγρασία, ειδικό βάρος και σχετική πυκνότητα.....	6
Πίνακας 3: COV για δείκτες πλαστικότητας.....	8
Πίνακας 4: COV για παραμέτρους αντοχής- $\phi$ & $S_u$ .....	9
Πίνακας 5: COV για παραμέτρους στερεοποίησης και διαπερατότητας .....	10
Πίνακας 6: COV για σφάλμα κατά τις μετρήσεις για συνήθεις εργαστηριακές δοκιμές.....	11
Πίνακας 7: COV για μετρούμενη αντίσταση NSPT .....	13
Πίνακας 9: COV για αστράγγιστη διατμητική αντοχή με τη χρήση της μεθόδου VST .....	14
Πίνακας 8: COV για μετρήσεις CPT.....	14
Πίνακας 12: Μετρήσεις DPL -Πεδίο Πεντάκωμου - Θέση 1.....	63
Πίνακας 13: Μετρήσεις DPL -Πεδίο Πεντάκωμου – Θέση 2.....	64
Πίνακας 14: Μετρήσεις DPL -Πεδίο Πεντάκωμου – Θέση 3.....	65
Πίνακας 15: Μετρήσεις DPL -Πεδίο Πεντάκωμου – Θέση 4.....	66
Πίνακας 16: Μετρήσεις DPL -Πεδίο Πεντάκωμου – Θέση 5.....	67
Πίνακας 17: Μετρήσεις DPL -Πεδίο Πεντάκωμου – Θέση 6.....	68
Πίνακας 18: Μετρήσεις DPL -Πεδίο Πεντάκωμου – Θέση 7.....	69
Πίνακας 19: Μετρήσεις DPL -Πεδίο Πεντάκωμου – Θέση 8.....	70
Πίνακας 20: Τυπικές τιμές διατμητικής αντοχής σύμφωνα με το Ενιαίο Σύστημα Κατάταξης Εδαφών (USCS) .....	71

## ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΕΙΚΟΝΩΝ

Εικόνα 1: Αβεβαιότητα στις ιδιότητες του εδάφους .....	1
Εικόνα 2: Ντετερμινιστική και στατιστική περιγραφή της διατμητικής αντοχής του εδάφους. .....	2
Εικόνα 3: Εγγενής μεταβλητότητα του εδάφους.....	4
Εικόνα 4: Καμπύλη συμπίκνωσης εδαφών .....	5
Εικόνα 5: Όρια Atterberg .....	7
Εικόνα 6: Εξοπλισμός DPL.....	15
Εικόνα 7: Δοκιμή DPL .....	16
Εικόνα 8: Δύο κατανομές με διαφορετική μέση τιμή και τυπική απόκλιση .....	17
Εικόνα 9: Κανονική κατανομή με $\mu=5$ και $\sigma=2$ .....	19
Εικόνα 10: Δύο λογαριθμοκανονικές κατανομές που απεικονίζουν την επίδραση της αλλαγής διακύμανσης. ....	20
Εικόνα 11: Θέση πεδίου μελέτης στον Κυπριακό χάρτη .....	24
Εικόνα 12: Πεδίο Πεντακώμου .....	25
Εικόνα 13: Σημεία μέτρησης DPL .....	25
Εικόνα 14: Πιθανό προφίλ υπεδάφους.....	26
Εικόνα 15: Μέτρηση ροπής με το δυναμόκλειδο. Αντίσταση σε διάτμηση στη διεπιφάνεια πρότυπου κώνου DPL - εδάφους.....	27
Εικόνα 16: Διάγραμμα αποτελεσμάτων DPL-Αριθμός κρούσεων για διείσδυση κώνου 10 cm Vs συνολικό βάθος διείσδυση .....	28
Εικόνα 17: Διάγραμμα αποτελεσμάτων DPL- Συνολικό βάθος διείσδυσης κώνου σε σχέση με τους συνολικούς κτύπους .....	29
Εικόνα 18: Διάγραμμα αποτελεσμάτων DPL-Διείσδυση κώνου ανά 10 κρούσεις Vs συνολικό βάθος διείσδυση.....	31

Εικόνα 19: Διάγραμμα αποτελεσμάτων ροπής – Συνολικό βάθος διείδυσης σε σχέση με τη ροπή.....	32
Εικόνα 20: Διάγραμμα αποτελεσμάτων ροπής - Συνολικό βάθος διείδυσης σε σχέση με τη ροπή (Θέση 3).....	33
Εικόνα 21: Διάγραμμα αποτελεσμάτων ροπής - Συνολικό βάθος διείδυσης σε σχέση με τη ροπή (Θέση 4).....	33
Εικόνα 22: Διάγραμμα αποτελεσμάτων ροπής - Συνολικό βάθος διείδυσης σε σχέση με τη ροπή (Θέση 5).....	34
Εικόνα 23: Διάγραμμα αποτελεσμάτων ροπής - Συνολικό βάθος διείδυσης σε σχέση με τη ροπή (Θέση 6).....	34
Εικόνα 24: Διάγραμμα αποτελεσμάτων ροπής - Συνολικό βάθος διείδυσης σε σχέση με τη ροπή (Θέση 7).....	35
Εικόνα 25: Διάγραμμα αποτελεσμάτων ροπής - Συνολικό βάθος διείδυσης σε σχέση με τη ροπή (Θέση 8).....	35
Εικόνα 27: Κάνναβος από πιθανολογική ανάλυση φέρουσας ικανότητας (a) μεμονωμένο θεμέλιο; (b) δυο θεμέλια.....	37
Εικόνα 28: Τυπικά παραμορφωμένος κάνναβος σε αστοχία, όπου οι σκοτεινότερες περιοχές δείχνουν ασθενέστερο έδαφος.....	38
Εικόνα 29: Επίδραση μήκους χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ) σε δημιουργία τυχαίου πεδίου για σταθερό $COV_{c_u}$ , (a) $\theta=0,125$ (b) $\theta=8$ .....	39
Εικόνα 30: Διάγραμμα μετατόπισης τυχαίου πεδίου .....	41
Εικόνα 31: Παραμορφωμένος κάνναβος τυχαίου πεδίου .....	42
Εικόνα 32: Σχέση πιθανότητας αστοχίας (pf) συναρτήσεων προσομοιώσεων για δύο πέδιλα..	43
Εικόνα 33: Σχηματισμός τάσεων για πλευρικών ορίων (X) .....	44
Εικόνα 34: Σχέση πιθανότητας αστοχίας (pf) συναρτήσεων πλευρικών ορίων για δύο θεμέλια .....	44
Εικόνα 35: Σχηματισμός τάσεων για τιμές βάθους βραχώδους υποστρώματος (Y).....	46

Εικόνα 36: Σχέση πιθανότητας αστοχίας (pf) συναρτήσει βάθους βραχώδους υποστρώματος για δύο θεμέλια.....	47
Εικόνα 37: Κάνναβος για την ανάλυση φέρουσας ικανότητας επιφανειακών θεμελιώσεων- RFEM .....	49
Εικόνα 38: Παραμορφωμένοι κάνναβοι πεπερασμένων στοιχείων- παραμετρική ανάλυση ως προς το μήκος χωρικής συσχέτισης.....	50
Εικόνα 39: Σχέση πιθανότητας αστοχίας (pf) συναρτήσει μήκους χωρικής συσχέτισης $\theta_x/\theta_y$ .....	51
Εικόνα 40: Σύγκριση πιθανότητας αστοχίας με μήκος χωρικής συσχέτισης για ισοτροπικό και ανισοτροπικό έδαφος.....	52
Εικόνα 41: Διάγραμμα μετατόπισης και παραμορφωμένος κάνναβος για (α) $\theta=1$ , (β) $\theta=5$ και (γ) $\theta=20$ .....	53
Εικόνα 42: Σχέση πιθανότητας αστοχίας (pf) συναρτήσει μήκους χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ )..	53
Εικόνα 43: Σχέση μεταξύ πιθανότητας αστοχίας (pf) με απόσταση μεταξύ θεμελίων (s) για διάφορες τιμές γωνιών τριβής ( $\varphi$ ) .....	54
Εικόνα 44: Σχέση πιθανότητας αστοχίας με απόσταση θεμελίων (s) για εφαρμοσμένο φορτίο 1200 kPa .....	55
Εικόνα 45: Σχέση συντελεστή απόδοσης ( $\xi$ ) συναρτήσει απόστασης μεταξύ δύο πεδίων (s) διά πλατους πεδίων (B) για γωνία τριβής ( $\varphi$ ) ίση με $20^\circ$ , $25^\circ$ , $30^\circ$ , $35^\circ$ , $40^\circ$ .....	56
Εικόνα 46: Φυσικά και μηχανικά χαρακτηριστικά εδάφους.....	57
Εικόνα 47: Σχέση πιθανότητας αστοχίας (pf) συναρτήσει μήκους χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ )..	58
Εικόνα 48: Γεωλογικός χάρτης Κύπρου.....	1
Εικόνα 49: Υδρολογικός χάρτης Κύπρου .....	2

## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι περισσότερες γεωτεχνικές αναλύσεις στην πράξη αντιμετωπίζονται ντετερμινιστικά. Αυτές περιλαμβάνουν ανάλυση με τη χρήση αντιπροσωπευτικών τιμών για τις παραμέτρους σχεδιασμού, συνήθως μέση χαρακτηριστική ή χαμηλότερη τιμή που λαμβάνεται από το πεδίο ή/και τα αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών, και εφαρμογή ενός κατάλληλου συντελεστή ασφαλείας για να καταλήξουμε σε μία επιτρεπτή κατάσταση φόρτισης. Ωστόσο, στη φύση οι παράμετροι του εδάφους, όπως οι φυσικές και μηχανικές ιδιότητες ποικίλουν χωρικά και στις δύο κατευθύνσεις (οριζόντια και κάθετα). Η κατανομή των ιδιοτήτων του εδάφους στο πεδίο εξαρτάται από την ετερογένεια των συστατικών που σχηματίζουν τον κάρναβο του εδάφους, τη γεωλογική ιστορία του σχηματισμού του εδάφους και την συνεχή τροποποίηση του από τη φύση.

Τα ντετερμινιστικά μοντέλα συνήθως χρησιμοποιούν μία ενιαία διακριτή μορφή περιγραφής της παραμέτρου ενδιαφέροντος. Τα πιθανολογικά μοντέλα περιγράφουν τις παραμέτρους χρησιμοποιώντας διακριτή στατιστική μορφή περιγραφής ή κατανομή πυκνότητας πιθανότητας (PDF).

Η χωρική κατανομή των γεωτεχνικών ιδιοτήτων σε φυσικές καταθέσεις εδάφους είναι δύσκολο να προβλεφθεί ντετερμινιστικά. Η πρόβλεψη της χωρικής ύπαρξης των ιδιοτήτων του εδάφους είτε σε μία βέλτιστη δυνατή εκτίμηση ή μέσα σε ένα πιθανολογικό πλαίσιο είναι αναγκαία για την αποτελεσματική αριθμητική μοντελοποίηση των εδαφών με ανισοτροπικές και ετερογενείς ιδιότητες. Στην μηχανική, γίνονται όλο και πιο σημαντικές οι πιθανολογικές μελέτες. Έτσι μπορεί να αξιολογηθεί η επίδραση των διαφόρων πηγών μεταβλητότητας σχετικά με την εκτιμώμενη απόδοση των γεωτεχνικών κατασκευών.

Εν κατακλείδι, μία πιθανολογική μέθοδος για ανάλυση γεωτεχνικών προβλημάτων είναι η μέθοδος των τυχαίων πεδίων σε συνδυασμό με τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων, όπου δημιουργήθηκε το 1992 από τους Fenton και Griffiths. Η μέθοδος τυχαίων πεπερασμένων στοιχείων (Random Finite Element Method – RFEM) μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε κλασικά γεωτεχνικά προβλήματα όπως η φέρουσα ικανότητα επιφανειακών θεμελιώσεων, καθιζήσεις, ευστάθειας πρανών, τοίχους αντιστήριξης και βαθιές θεμελιώσεις. Ενδεικτικά η RFEM λαμβάνει υπόψη την χωρική μεταβλητότητα των ιδιοτήτων του εδάφους και αναζητά την

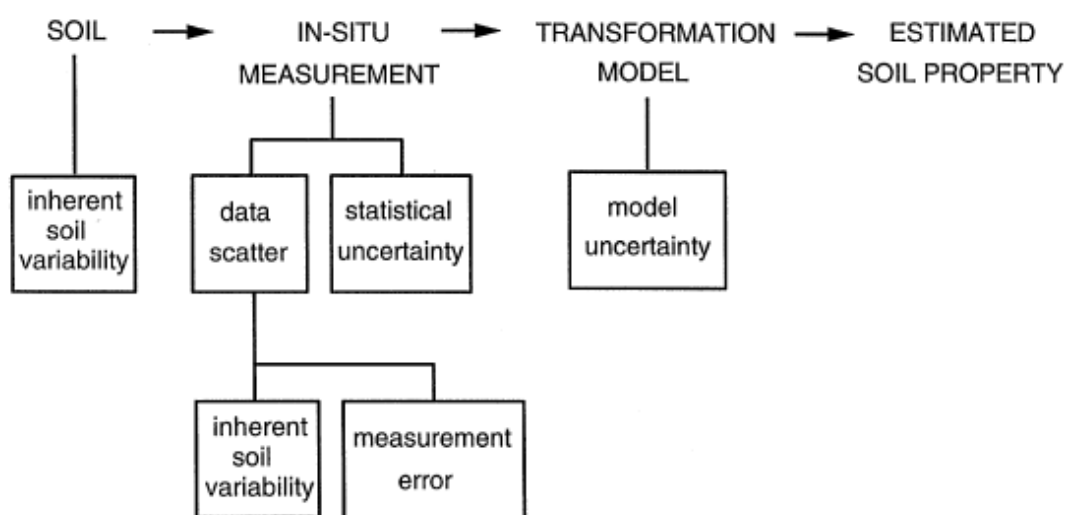
ασθενέστερη οδό. Αυτά είναι τα κύρια προτερήματα της σε σχέση με τις παραδοσιακές ντετερμινιστικές αναλύσεις.

Η παρούσα πτυχιακή εργασία αποτελείται από έξι κεφάλαια. Στο πρώτο και δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι αβεβαιότητες που συναντάμε στις ιδιότητες του εδάφους όπως και οι μέθοδοι εκτίμησης του επιπέδου αβεβαιότητας αντίστοιχα. Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι μετρήσεις πεδίου που έγιναν με τη μέθοδο DPL. Το τέταρτο κεφάλαιο αναφέρεται στην μέθοδο τυχαία πεπερασμένων στοιχείων (RFEM). Στο πέμπτο κεφάλαιο παρουσιάζονται όλες οι επιλύσεις που έγιναν με το λογισμικό Rbear2D και τέλος στο έκτο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα.

# 1 Αβεβαιότητα στις ιδιότητες του εδάφους

Η αβεβαιότητα επηρεάζει πολλές πτυχές της γεωτεχνικής μηχανικής ιδιαίτερα στον χαρακτηρισμό των ιδιοτήτων του εδάφους. Σε γενικές γραμμές, ένα μέρος αυτής της αβεβαιότητας οφείλεται στην δυσκολία λήψης ακριβών μετρήσεων και ένα μέρος λόγω της αβεβαιότητας στα μοντέλα και στις εξισώσεις. Επιπλέον, αβεβαιότητα μπορεί να προκύψει από την χωρική μεταβλητότητα του συστήματος.

Σύμφωνα με τους Phoon & Kulhawy (1999), η γεωτεχνική μεταβλητότητα είναι σύνθετη και προέρχεται από πολλές πηγές αβεβαιότητας, όπως απεικονίζεται στην επόμενη εικόνα (Εικόνα 1)



Εικόνα 1: Αβεβαιότητα στις ιδιότητες του εδάφους

Πηγή: Kulhawy, 1992

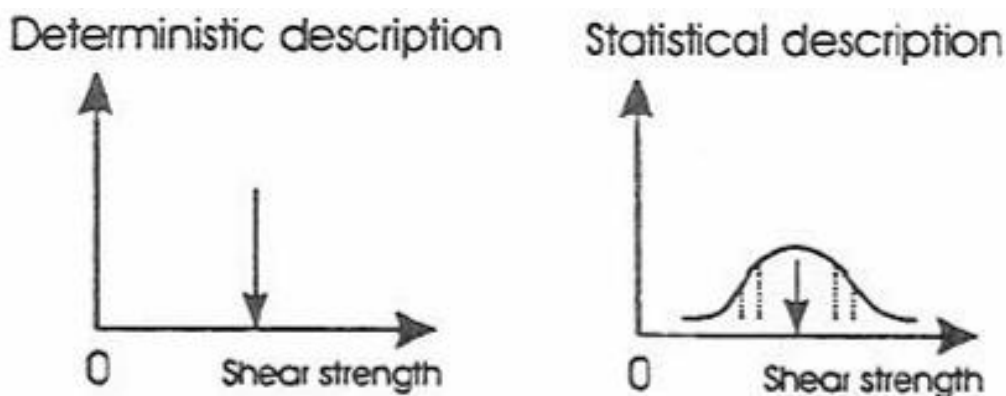
Επίσης, όπως αναφέρουν οι Phoon & Kulhawy (1999), οι τρεις κύριες πηγές γεωτεχνικής αβεβαιότητας είναι:

1. Η εγγενής μεταβλητότητα
2. Τα σφάλματα στις μετρήσεις
3. Η αβεβαιότητα από τη μεταπήδηση από ένα φυσικό μέγεθος σε ένα άλλο με το οποίο θεωρείται ότι υπάρχει σημαντικός βαθμός συσχέτισης.

Η εγγενής μεταβλητότητα οφείλεται κυρίως στις φυσικές γεωλογικές διεργασίες που τροποποιούν συνεχώς τη μάζα του εδάφους. Τα σφάλματα στις μετρήσεις προκύπτουν από

τον εξοπλισμό ή ακόμη από τον χειριστή και από τις συνέπειες των τυχαίων δοκιμών. Επιπλέον, οι επί τόπου μετρήσεις επηρεάζονται από τη στατιστική αβεβαιότητα που προκύπτει από την περιορισμένη ποσότητα πληροφοριών. Η αβεβαιότητα αυτή μπορεί να ελαχιστοποιηθεί με τη λήψη περισσότερων δειγμάτων, αλλά συχνά περιλαμβάνεται στα σφάλματα κατά τις μετρήσεις (Kulhawy, 1992). Η τρίτη πηγή αβεβαιότητας (αβεβαιότητα μετασχηματισμού) οφείλεται στις μετρήσεις πεδίου ή εργαστηρίου που μετασχηματίζονται σε ιδιότητες του εδάφους για σκοπούς σχεδιασμού με τη χρήση εμπειρικών μοντέλων ή άλλων μοντέλων συσχέτισης.

Η αβεβαιότητα στις ιδιότητες του εδάφους και η αβεβαιότητα στα μοντέλα που χρησιμοποιούμε για την επίλυση των προβλημάτων μπορούν να οριστούν καλύτερα ως τυχαίες μεταβλητές που περιγράφονται από μία μέση τιμή ( $\mu$ ), τυπική απόκλιση ( $\sigma$ ) ή συντελεστή διακύμανσης (COV) και μία συνάρτηση κατανομής πιθανότητας. Η Εικόνα 2 συγκρίνει μία ιδιότητα του εδάφους που περιγράφεται ντετερμινιστικά και μία ιδιότητα του εδάφους που περιγράφεται στατιστικά. Στην πράξη, κανένας από εμάς δεν καθορίζει ποτέ μία ντετερμινιστική τιμή για μία ιδιότητα του εδάφους. Οπλισμένοι με τεχνική κρίση, επιλέγουμε την κατάλληλη χαρακτηριστική τιμή, με βάση τα διαθέσιμα στοιχεία, το αναμενόμενο εύρος τιμών για την ιδιότητα, το είδος του προβλήματος που πρέπει να αναλυθεί και την εμπειρία μας. Σαν μηχανικοί, έχουμε θεσπίσει ένα εύρος τιμών όπου με βάση αυτό μπορούμε να επιλέξουμε μία πιο πιθανή τιμή ή μία κάπως πιο συντηρητική τιμή, αυτό εξαρτάται από τον καθένα μας.



Εικόνα 2: Ντετερμινιστική και στατιστική περιγραφή της διατμητικής αντοχής του εδάφους.

Πηγή: Lacasse and Nadim (1997)



Οι Lacasse, S. & Nadim, F. (1997) χρησιμοποιώντας διαθέσιμα δεδομένα τόσο από δοκιμές πεδίου και εργαστηρίου όσο και από την διαθέσιμη βιβλιογραφία, παρουσιάζουν την εδαφική αβεβαιότητα με την χρήση του συντελεστή διακύμανσης (COV) όπως φαίνεται στον επόμενο πίνακα (Πίνακας 1).

**Πίνακας 1: Συντελεστής διακύμανσης για διαφορετικές ιδιότητες του εδάφους**

Soil property	Soil type	Prob.distr. function	Mean	COV
Cone resistance	Sand Clay	LN N/LN	*	*
Undrained shear strength, $s_u^{**}$	Clay (triax) Clay (index $s_u$ ) Clayey silt	LN LN N	*	5 - 20% 10 - 35% 10 - 30%
Ratio $s_u / \sigma'_{vo}$	Clay	N/LN	*	5 - 15%
Plastic limit	Clay	N	0.13-0.23	3 - 20%
Liquid limit	Clay	N	0.30-0.80	3 - 20%
Submerged unit weight	All soils	N	5-11 (kN/m <sup>3</sup> )	0 - 10%
Friction angle	Sand	N	*	2 - 5%
Void ratio, porosity, initial void ratio	All soils	N	*	7 - 30%
Overconsolidation ratio	Clay	N/LN	*	10 - 35%

N/LN Normal and lognormal distribution

\* Values are site- and soil type-dependent

\*\* Undrained shear strength is anisotropic and depends on the type of stresses imposed. The coefficient of variation for good quality tests (consolidated triaxial compression/ extension, direct simple shear, true triaxial, plane strain) is expected to be 5-20%. For extension tests, because of generally fewer data available and at times more difficult testing conditions, the coefficient of variation may be higher.

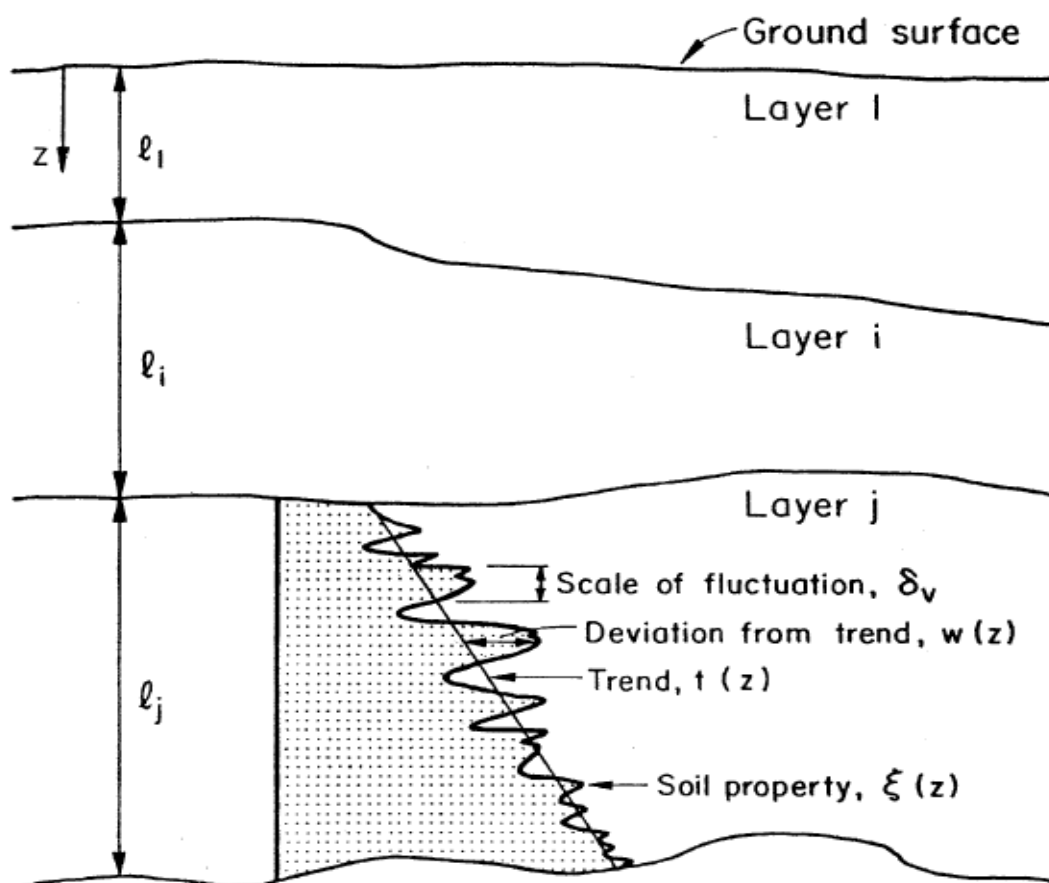
**Πηγή: Lacasse and Nadim (1997)**

## 1.1 Εγγενής μεταβλητότητα

Το έδαφος είναι ένα σύνθετο υλικό που έχει σχηματιστεί από έναν συνδυασμό διάφορων γεωλογικών, περιβαλλοντικών και φυσικο-χημικών διεργασιών. Πολλές από αυτές τις διεργασίες συνεχίζονται επί τόπου και μπορούν να τροποποιήσουν το έδαφος. Λόγω αυτών των διεργασιών, όλες οι ιδιότητες του εδάφους ποικίλουν τόσο κάθετα όσο και οριζόντια. Όπως φαίνεται στην Εικόνα 3 αυτή η χωρική διακύμανση μπορεί να αναλυθεί εύκολα σε μία ομαλά μεταβαλλόμενη τάση  $[t(z)]$  και σε μία συνιστώσα διακύμανσης  $[w(z)]$  ως εξής:

$$\xi(z) = t(z) + w(z) \quad [1]$$

Στην οποία ( $\xi$ ) είναι η επί τόπου ιδιότητα του εδάφους, και ( $z$ ) το βάθος. Η συνιστώσα διακύμανσης στην εξίσωση [1] αντιπροσωπεύει την εγγενή μεταβλητότητα του εδάφους.

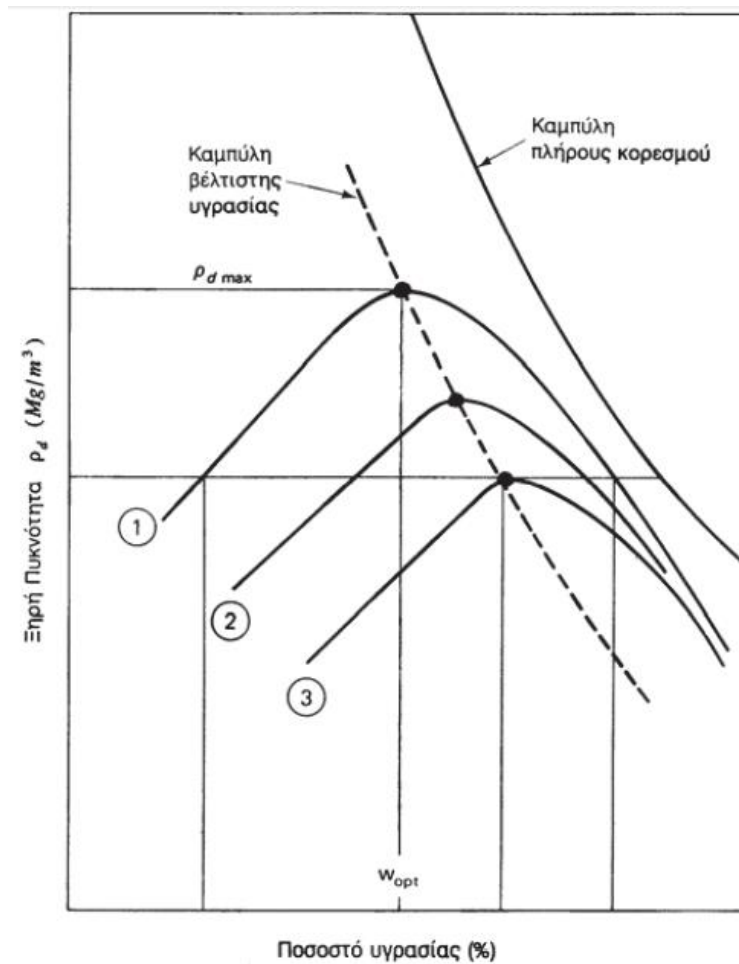


Εικόνα 3: Εγγενής μεταβλητότητα του εδάφους

Πηγή: Phoon, K. & Kulhawy, F. (1999)

### 1.1.1 Χαρακτηριστικά Υγρασίας-Πυκνότητας

Η υγρασία και η πυκνότητα ενός εδάφους είναι πολύ σημαντικοί παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό μίας κατασκευής, κυρίως τα θεμέλια της. Εάν δεν ληφθούν υπόψη, τότε στη κατασκευή πιθανόν να εμφανιστούν καθιζήσεις και ως εκ τούτου να επηρεαστεί η λειτουργικότητα της. Για να καθοριστεί η μέγιστη δυνατή πυκνότητα του εδάφους πρέπει να καθοριστεί η βέλτιστη περιεκτικότητα σε υγρασία ( $w\%$ ).



Εικόνα 4: Καμπύλη συμπίκνωσης εδαφών

Οι Lacasse και Nadim (1996) πρότειναν η συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας (PDF) του ειδικού βάρους (ή της πυκνότητας) να ακολουθεί κανονική κατανομή για όλα τα είδη του εδάφους. Στον Πίνακα 2 παρουσιάζονται οι τιμές COV (συντελεστής διασποράς) για τα ακόλουθα χαρακτηριστικά: περιεχόμενη υγρασία ( $w_n$ ), συνολικό ειδικό βάρος ( $\gamma$ ), ειδικό ξηρό βάρος ( $\gamma_d$ ), φαινόμενο ειδικό βάρος (μερικώς κορεσμένο)  $\gamma_b$ , σχετική πυκνότητα ( $D_r$ ), ειδική βαρύτητα ( $G_s$ ) και βαθμός κορεσμού ( $S$ ).

**Πίνακας 2: COV για περιεχόμενη υγρασία, ειδικό βάρος και σχετική πυκνότητα**

Property (units)	Soil Type	No. of Data Groups	No. of Tests Per Group		Property Value		Property COV (%)		Note
			Range	Mean	Range	Mean	Range	Mean	
$w_n$ (%)	Fine-grained	40	17 – 439	252	13 – 105	29	7 – 46	18	1
	Silty clay	*	*	*	*	*	20	*	3
	clay	*	*	*	*	*	13	*	
	*	18	*	*	*	*	*	17.7	4
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Fine-grained	6	5 – 3200	564	14 – 20	17.5	3 – 20	9	1
$\gamma$	*	*	*	*	*	*	3	*	3
$\gamma$	*	12	*	*	*	*	*	7.1	4
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	Fine-grained	8	4 – 315	122	13 – 18	15.7	2 – 13	7	1
$\gamma_b$ (kN/m <sup>3</sup> )	All soils	*	*	*	5 – 11	*	0 – 10	*	2
$D_r^{(a)}$ (%)	Sand	5	*	*	30 – 70	50	11 – 36	19	1
$D_r^{(b)}$ (%)	Sand	5	*	*	30 – 70	50	49 – 74	61	
$G_s$	*	*	*	*	*	*	2	*	3
$S$	*	*	*	*	*	*	10	*	3

\*Not reported.

(a) Total variability for direct method of determination.

(b) Total variability for indirect determination using SPT values.

Notes:

(1) Phoon and Kulhawy (1999).

(2) Lacasse and Nadim (1996). No comments made on whether measurement variability was included.

(3) Harr (1987). No comments made on whether measurement variability was included.

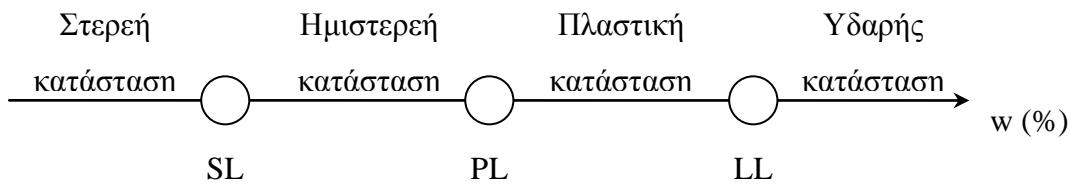
(4) Kulhawy (1992). No comments made on whether measurement variability was included.

**Πηγή: Jones et al., 2002**

### 1.1.2 Χαρακτηριστικά πλαστικότητας

Τα χαρακτηριστικά πλαστικότητας είναι σημαντικά για την ταξινόμηση του τύπου του εδάφους και για τον προσδιορισμό της μηχανικής του συμπεριφοράς. Οι δείκτες πλαστικότητας μετριοούνται συνήθως σε όρια Atterberg στο εργαστήριο. Τα όρια Atterberg είναι χαρακτηριστικές τιμές περιεκτικότητας σε υγρασία που καθορίζουν τον τύπο συμπεριφοράς (κατάσταση) των εδαφών. Κάθε εδαφικός σχηματισμός χαρακτηρίζεται από διαφορετικά όρια Atterberg. Αυτά είναι:

- Όριο Υδαρότητας, LL
- Όριο Πλαστικότητας, PL
- Όριο Συρρίκνωσης, SL



**Εικόνα 5: Όρια Atterberg**

Σύμφωνα με τους Lacasse και Nadim (1996) και Lumb (1966), τα όρια αυτά ακολουθούν κανονική κατανομή. Στον Πίνακα 3 παρουσιάζονται οι τιμές COV για τα όρια υδαρότητας (LL), όριο πλαστικότητας (PL), δείκτη πλαστικότητας (PI) και δείκτη υδαρότητας (LI).

Πίνακας 3: COV για δείκτες πλαστικότητας

Property (%)	Soil Type	No. of Data Groups	No. of Tests Per Group		Property Value		Property COV (%)		Note
			Range	Mean	Range	Mean	Range	Mean	
<i>LL</i>	Fine-grained	38	15 – 299	129	27 – 89	51	7 – 39	18	1
	Clay	*	*	*	30 – 80	*	3 – 20	*	2
	*	28	*	*	*	*	*	11.3	4
<i>PL</i>	Fine-grained	23	32 – 299	201	14 – 27	22	6 – 34	16	1
	Clay	*	*	*	13 – 23	*	3 – 20	*	2
	*	27	*	*	*	*	*	11.3	4
<i>PI</i>	Fine-grained	33	15 – 299	120	12 – 44	25	9 – 57	29	1
<i>LI</i>	Clay, silt	2	32 – 118	75	*	0.094	60 – 88	74	1

\* Not reported.

Notes:

(1) Phoon and Kulhawy (1999).

(2) Lacasse and Nadim (1996). No comments made on whether measurement variability was included.

(3) Harr (1987). No comments made on whether measurement variability was included.

(4) Kulhawy (1992). No comments made on whether measurement variability was included.

Πηγή: Jones et al., 2002

### 1.1.3 Χαρακτηριστικά αντοχής

Οι παράμετροι αντοχής του εδάφους είναι ίσως οι πιο σημαντικοί παράμετροι που χρησιμοποιούνται στη γεωτεχνική μηχανική. Οι περισσότερες μεθοδολογίες σχεδιασμού στηρίζονται στην αντοχή του εδάφους, ως εκ τούτου, η αναγνώριση της αβεβαιότητας στην ιδιότητα αντοχής του εδάφους είναι πολύ σημαντική. Υπάρχουν διάφορες εργαστηριακές μέθοδοι για τη μέτρηση της εγγενούς μεταβλητότητας στις παραμέτρους αντοχής του εδάφους.

Οι Lacasse και Nadim (1996), εισηγούνται ότι η συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας (PDF) για την γωνία τριβής ( $\phi$ ), ακολουθεί κανονική κατανομή για αμμώδη εδάφη. Επίσης, εισηγούνται η PDF για την αστράγγιστη διατμητική αντοχή  $S_u$ , για ιλυώδες εδάφη, να ακολουθεί λογαριθμοκανονική κατανομή ενώ για αργιλικά εδάφη να ακολουθείτε κανονική κατανομή. Στον Πίνακα 4 παρουσιάζονται οι τιμές COV για την διατμητική αντοχή και τη γωνία τριβής για διάφορους τύπους εδαφών.

Πίνακας 4: COV για παραμέτρους αντοχής-  $\phi$  &  $S_u$

Property (units)	Soil Type	No. of Data Groups	No. of Tests Per Group		Property Value		Property COV (%)		Note
			Range	Mean	Range	Mean	Range	Mean	
$\bar{\phi}$ (°)	Sand	7	29 – 136	62	35 – 41	37.6	5 – 11	9	1
	Clay, silt	12	5 – 51	16	9 – 33	15.3	10 – 56	21	
	Clay, silt	9	*	*	17 – 41	33.3	4 – 12	9	
	*	20	*	*	*	*	*	12.6	4
$\tan \bar{\phi}$	Clay, silt	4	*	*	0.24 – 0.69	0.509	6 – 46	20	1
$\tan \bar{\phi}$	Clay, silt	3	*	*	*	0.615	6 – 46	23	
$\tan \bar{\phi}$	Sand	13	6 – 111	45	0.65 – 0.92	0.744	5 – 14	9	1
	*	7	*	*	*	*	*	11.3	4
$\bar{\phi}$ (°)	Sand	*	*	*	*	*	2 – 5	*	2
$\phi$ (°)	Gravel	*	*	*	*	*	7	*	3
	Sand	*	*	*	*	*	12	*	
$s_u^{(a)}$ (kPa)	Fine-grained	38	2 – 538	101	6 – 412	100	6 – 56	33	1
$s_u^{(b)}$ (kPa)	Clay, Silt	13	14 – 82	33	15 – 363	276	11 – 49	22	
$s_u^{(c)}$ (kPa)	Clay	10	12 – 86	47	130 – 713	405	18 – 42	32	
$s_u^{(d)}$ (kPa)	Clay	42	24 – 124	48	8 – 638	112	6 – 80	32	
	*	38	*	*	*	*	*	33.8	3
$s_u^{(e)}$ (kPa)	Clay	*	*	*	*	*	5 – 20	*	2
$s_u^{(f)}$ (kPa)	Clay	*	*	*	*	*	10 – 35	*	
$s_u^{(g)}$ (kPa)	Clayey silt	*	*	*	*	*	10 – 30	*	
$c^{(g)}$	*	*	*	*	*	*	40	*	3
$s_u/\sigma'_{v0}$	Clay	*	*	*	*	*	5 – 15	*	2

\* Not reported.

(a) Unconfined compression test.

(b) Unconsolidated-undrained triaxial compression test.

(c) Consolidated isotropic undrained triaxial compression test.

(d) Laboratory test not reported.

(e) Triaxial test.

(f) Index  $s_u$ .

(g) No specification on how the parameter was defined.

Notes:

(1) Phoon and Kulhawy (1999).

(2) Lacasse and Nadim (1996). No comments made on whether measurement variability was included.

(3) Harr (1987). No comments made on whether measurement variability was included.

(4) Kulhawy (1992). No comments made on whether measurement variability was included.

Πηγή: Jones et al., 2002

#### 1.1.4 Χαρακτηριστικά στερεοποίησης και διαπερατότητας εδάφους

Οι Lacasse και Nadim (1996), προτείνουν η συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας (PDF) για τον συντελεστής στερεοποίησης να ακολουθεί λογαριθμοκανονική ή κανονική κατανομή. Ο δείκτης πόρων (e) το πορώδες (n) και ο αρχικός δείκτης πόρων ( $e_0$ ) για όλα τα εδάφη να ακολουθεί κανονική κατανομή.

Στον Πίνακα 5 παρουσιάζονται οι τιμές COV για τις παρακάτω εργαστηριακές παραμέτρους: Δείκτης συμπίεσης ( $C_c$ ), Τάση προ-στερεοποίησης ( $p_c$ ), δείκτη πόρων ( $e$ ), αρχικό δείκτη πόρων ( $e_0$ ), Λόγος υπερστερεοποίησης (OCR), συντελεστής διαπερατότητας ( $k$ ), συντελεστής στερεοποίησης ( $\alpha$ ) και πορώδες ( $n$ ).

**Πίνακας 5: COV για παραμέτρους στερεοποίησης και διαπερατότητας**

Property (units)	Soil Type	No. of Data Groups	No. of Tests Per Group		Property Value		Property COV (%)		Note
			Range	Mean	Range	Mean	Range	Mean	
$C_c$	Sandy clay	*	*	*	*	*	26	*	1
	Clay	*	*	*	*	*	30	*	
	*	*	*	*	*	*	37	*	2
$p_c'$	*	*	*	*	*	*	19	*	1
OCR	*	*	*	*	*	*	10 – 35	*	3
$k$	*	*	*	*	*	*	240 <sup>(a)</sup>	*	1
	*	*	*	*	*	*	90 <sup>(b)</sup>	*	
$c_v$	*	*	*	*	*	*	33 – 68	*	4
$e, n, e_0$	All soil types	*	*	*	*	*	7 – 30	*	5
$n$	*	*	*	*	*	*	10	*	1

\* Not reported.

(a) 80% saturation.

(b) 100% saturation.

Notes:

(1) Harr (1987).

(2) Kulhawy (1992). No comments made on whether measurement variability was included.

(3) Lacasse and Nadim (1996). No comments made on whether measurement variability was included.

(4) Duncan (2000).

(5) Lacasse and Nadim (1996).

**Πηγή: Jones et al., 2002**



## 1.2 Σφάλματα στις μετρήσεις

Η διαδικασία ποσοτικοποίησης της αβεβαιότητας περιλαμβάνει μία συνιστώσα λόγω της μεταβλητότητας της μέτρησης, η οποία μπορεί να προκύψει από τα σφάλματα στον εργαστηριακό εξοπλισμό, τα σφάλματα από το πρόσωπο που διενεργεί την εργαστηριακή δοκιμή και τα τυχαία αποτελέσματα των δοκιμών που δεν μπορούν να μετρηθούν σωστά. Το αποτέλεσμα μιας μέτρησης είναι μόνο μια προσέγγιση ή εκτίμηση της τιμής της φυσικής ποσότητας που υπόκειται σε μέτρηση. Το αποτέλεσμα είναι πλήρες μόνο όταν συνοδεύεται από μια ποσοτική έκφραση της αβεβαιότητάς του.

Ο Πίνακας 6 παρουσιάζει τιμές COV για σφάλματα κατά τις μετρήσεις από ορισμένες εργαστηριακές δοκιμές όπως τριαξονική δοκιμή, δοκιμή άμεσης διάτμησης και δοκιμή περυγίου.

Πίνακας 6: COV για σφάλμα κατά τις μετρήσεις για συνήθεις εργαστηριακές δοκιμές

Property (units)	Soil Type	No. of Data Groups	No. of Tests Per Group		Property Value		Property COV (%)	
			Range	Mean	Range	Mean	Range	Mean
$s_u^{(a)}$ (kPa)	Clay, silt	11	*	13	7 – 407	125	8 – 38	19
$s_u^{(b)}$ (kPa)	Clay, silt	2	13 – 17	15	108 – 130	119	19 – 20	20
$s_u^{(c)}$ (kPa)	Clay	15	*	*	4 – 123	29	5 – 37	13
$\bar{\phi}^{(a)}$ (°)	Clay, silt	4	9 – 13	10	2 – 27	19.1	7 – 56	24
$\bar{\phi}^{(b)}$ (°)	Clay, silt	5	9 – 13	11	24 – 40	33.3	3 – 29	13
$\bar{\phi}^{(b)}$ (°)	Sand	2	26	26	30 – 35	32.7	13 – 14	14
$\tan \bar{\phi}^{(a)}$ (°)	Clay, silt	6	*	*	*	*	2 – 22	8
$\tan \bar{\phi}^{(b)}$ (°)	Clay	2	*	*	*	*	6 – 22	14
$w_n$ (%)	Fine-grained	3	82 – 88	85	16 – 21	18	6 – 12	8
LL, (%)	Fine-grained	26	41 – 89	64	17 – 113	36	3 – 11	7
PL, (%)	Fine-grained	26	41 – 89	62	12 – 35	21	7 – 18	10
PI, (%)	Fine-grained	10	41 – 89	61	4 – 44	23	5 – 51	24
$\gamma$ , (kN/m <sup>2</sup> )	Fine-grained	3	82 – 88	85	16 – 17	17.0	1 – 2	1

\* Not reported.  
(a) Triaxial compression test.  
(b) Direct shear test.  
(c) Laboratory vane shear test.

Πηγή: Phoon and Kulhawy (1999)

## 1.3 Αβεβαιότητα στις ιδιότητες από μετρήσεις στο πεδίο

### 1.3.1 Πρότυπη Δοκιμή Διείσδυσης – Standard Penetration Test (SPT)

Η πρότυπη δοκιμή διείσδυσης είναι μία από τις πιο κοινές μορφές της επί τόπου δοκιμής που διεξάγεται στη γεωτεχνική μηχανική. Ως εκ τούτου, η ποσοτικοποίηση της αβεβαιότητας για τη δοκιμή αυτή είναι ιδιαίτερα χρήσιμη.

Χρησιμοποιείται ευρέως για ποιοτική ένδειξη των επιτόπου ιδιοτήτων των εδαφών και στον προσδιορισμό άμεσα,

- Της σχετικής πυκνότητας,
- Της αντίστασης των σχηματισμών στη διείσδυση,

και έμμεσα,

- Των παραμέτρων διατμητικής αντοχής και συμπιεστότητας με τη χρήση εμπειρικών συσχετίσεων.
- Στον καθορισμό της επιτρεπόμενης φέρουσας ικανότητας.
- Στον υπολογισμό των καθιζήσεων των κατασκευών.

Κατά την εκτέλεση της δοκιμής, Προσδιορίζεται ο αριθμός των κρούσεων (N) για προχώρηση πρότυπου δειγματολήπτη Terzaghi με την ελεύθερη πτώση βάρους 63,5kg από ύψους 76,2cm, κατά 45cm (σε τρία διαδοχικά τμήματα των 15cm). Ο αριθμός των κρούσεων για τη διείσδυση του δειγματολήπτη στο πρώτο τμήμα των 15cm απορρίπτεται (διαταραγμένο από τη διαδικασία διάτρησης υλικό, ή πληρωμένο με υλικά που έχουν καταπέσει από το ασωλήνωτο τμήμα της γεώτρησης). Ο χαρακτηρισμός των δειγμάτων γίνεται βάση της προχώρησης στα δύο υπόλοιπα τμήματα των 15cm (σύνολο 30cm).

Στον Πίνακα 7 παρουσιάζονται τιμές COV για την εγγενή μεταβλητότητα του εδάφους έπειτα από μετρούμενη αντίσταση N.

**Πίνακας 7: COV για μετρούμενη αντίσταση NSPT**

Property	Soil Type	No. of Data Groups	No. of Tests Per Group		Property Value		Property COV (%)		Note
			Range	Mean	Range	Mean	Range	Mean	
N	Clay & Sand	*	*	*	10 – 70	*	25 – 50	*	1
N	Sand	22	2 – 300	123	7 – 74	35	19 – 62	54	2
N	Clay Loam	2	2 – 61	32	7 – 63	32	37 – 57	44	
N	*	*	*	*	*	*	26	*	3

Notes:

(1) Phoon and Kulhawy (1996).

(2) Phoon and Kulhawy (1999).

(3) Harr (1987). No comment made on whether measurement variability was included.

**Πηγή: Jones et al., 2002**

### **1.3.2 Δοκιμή διείσδυσης κώνου – Cone Penetration Test (CPT)**

Η δοκιμή αυτή, που ονομάζεται και δοκιμή του Ολλανδικού Πενετρομέτρου, χρησιμοποιείται για τη μέτρηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής μαλακών έως σιφρών αργίλων και της σχετικής πυκνότητας άμμων.

Η δοκιμή βασίζεται στη συνεχή προχώρηση (με ταχύτητα 1-2 m/min) ενός κώνου με αιχμή 60 μοιρών και διατομή 10 cm<sup>2</sup>. Κατά τη διείσδυση του κώνου μετράται η αντίσταση στην προχώρηση της αιχμής και η αντίσταση (πλευρική τριβή) στην προχώρηση του πλευρικού μανδύα που έχει επιφάνεια 100 cm<sup>2</sup>. Η δοκιμή Διείσδυσης Κώνου σήμερα εκτελείται με "ηλεκτρικούς κώνους", στους οποίους οι μετρήσεις λαμβάνονται με ηλεκτρικούς μετατροπείς και καταγράφονται αυτομάτως αναλογικά ή ψηφιακά.

Οι Lacasse και Nadim (1996), εισηγούνται ότι η PDF για τη δοκιμή CPT σε αμμώδη εδάφη να ακολουθεί λογαριθμοκανονική κατανομή ενώ σε αργιλώδη εδάφη να ακολουθεί κανονική ή λογαριθμοκανονική κατανομή. Στον Πίνακα 8 παρουσιάζονται τιμές COV για την εγγενή μεταβλητότητα του εδάφους έπειτα από δοκιμή διείσδυσης κώνου (CPT) για τη αντίσταση στην αιχμή του κώνου ( $q_T$ ) και την αντίσταση του κώνου ( $q_c$ ).

**Πίνακας 8: COV για μετρήσεις CPT**

Property (units)	Soil Type	No. of Data Groups	No. of Tests Per Group		Property Value		Property COV (%)		Note
			Range	Mean	Range	Mean	Range	Mean	
$q_T$ (MPa)	Clay	*	*	*	0.5 – 2.5	*	< 20	*	1
	Clay	9	*	*	0.4 – 2.6	1.32	2 – 17	8	2
$q_c$ (MPa)	Clay	*	*	*	0.5 – 2.0	*	20 – 40	*	1
	Sand	*	*	*	0.5 – 30.0	*	20 – 60	*	1
	Sand	57	10 – 2039	115	0.4 – 29.2	4.10	10 – 81	38	2
	Silty Clay	12	30 – 53	43	0.5 – 2.1	1.59	5 – 40	27	2
*	*	*	*	*	*	37	*	3	

\* Not reported  
Notes:  
(1) Phoon and Kulhawy (1996).  
(2) Phoon and Kulhawy (1999).  
(3) Harr (1987). No comment made on whether measurement variability was included.

Πηγή: Jones et al., 2002

### 1.3.3 Δοκιμή πτερυγίου – Vane shear Test (VST)

Η δοκιμή εκτελείται κατά τη διάτρηση της γεώτρησης και μετρά την αστράγγιστη διατμητική αντοχή του υπεδάφους σε στρώσεις κυρίως μαλακής έως στιφρής αργίλου. Στην οπή της διάτρησης γίνεται έμπηξη με πίεση ενός μυλίσκου με τέσσερις λεπίδες σε σταυροειδή διάταξη (πετυργίο), προσαρμοσμένου στο άκρο μεταλλικού στελέχους. Ακολουθώς γίνεται περιστροφή του πετυργίου και καταγράφεται η στρεπτική αντίσταση, η στρεπτική ροπή που επιβάλλεται για την περιστροφή του μυλίσκου και η διατμητική αντίσταση του υπεδάφους μέχρι να προκληθεί από την περιστροφή θραύση.

Στον Πίνακα 9 παρουσιάζονται οι τιμές COV για τη μεταβλητότητα της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής με τη χρήση της μεθόδου VST.

**Πίνακας 9: COV για αστράγγιστη διατμητική αντοχή με τη χρήση της μεθόδου VST**

Property (units)	Soil Type	No. of Data Groups	No. of Tests Per Group		Property Value		Property COV (%)		Note
			Range	Mean	Range	Mean	Range	Mean	
$s_u$ (kPa)	Clay	*	*	*	5 – 400	*	10 – 40	*	1
$s_u$ (kPa)	Clay	31	4 – 31	16	6 – 375	105	4 – 44	24	2

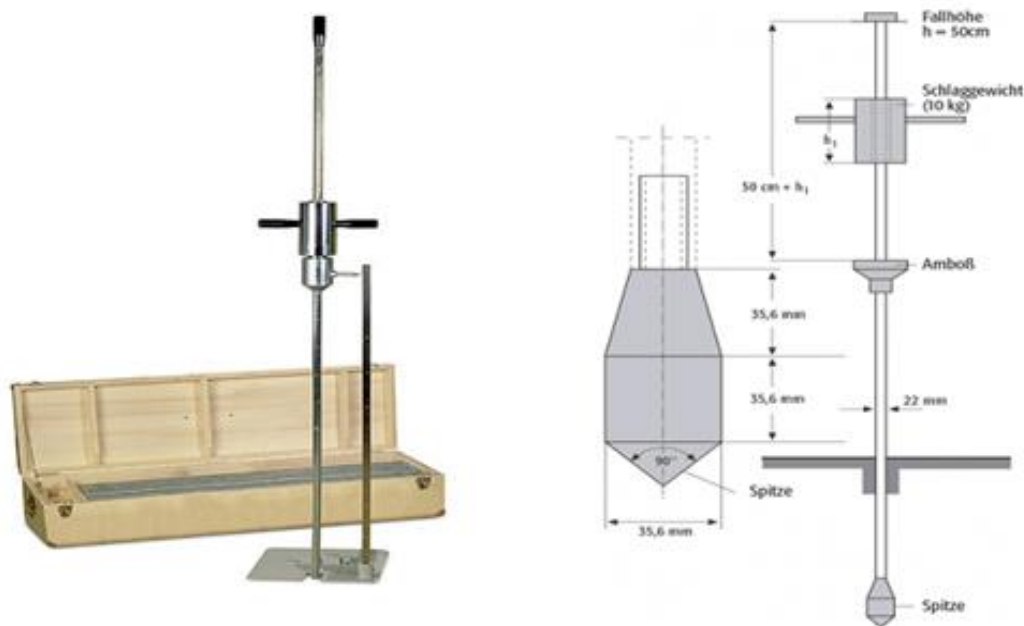
\* Not reported  
Notes:  
(1) Phoon and Kulhawy (1996).  
(2) Phoon and Kulhawy (1999).

Πηγή: Jones et al., 2002

### 1.3.4 Light Dynamic Penetrometer (DPL)

Με τη δοκιμή DPL (Dynamic Probing Light) προσδιορίζεται η ετερογένεια του εδάφους. Με την δοκιμή DPL, μπορούν επίσης να καθοριστούν διάφοροι εδαφικοί παράγοντες όπως η θέση και το πάχος μιας εδαφικής στρώσης, το βάθος του αδιαπέραστου εδαφικού στρώματος, η συμπίεστικότητα καθώς και η διατμητική του αντοχή. Το DPL είναι το ελαφρύτερο και πιο οικονομικό όργανο στην κατηγορία των δυναμικών δοκιμών διείσδυσης. Το συνολικό βάρος του εξοπλισμού δεν ξεπερνά τα 100 kg. Ο εξοπλισμός της δοκιμής DPL αποτελείται από:

1. Τυποποιημένο κώνο εμβαδού βάσης  $10 \text{ cm}^2$
2. Βέργες- Ράβδους μήκους ενός μέτρου
3. Βάρος εν είδει σφύρας 10 kg



Εικόνα 6: Εξοπλισμός DPL

Η διαδικασία σύμφωνα με το πρότυπο EN ISO 22476-2:2005 έχει ως ακολούθως: Αρχικά, γίνεται απομάκρυνση του επιφανειακού εδάφους και τοποθετείτε ο τυποποιημένος κώνος ο οποίος εισχωρεί στο έδαφος με επαναλαμβανόμενες κρούσεις (Εικόνα 7α). Οι κρούσεις γίνονται από σφύρα βάρους 10 kg η οποία αφήνεται ελεύθερη από ύψος 50 cm (Εικόνα 7β). Το παραγόμενο έργο είναι ίσο με  $50 \text{ kJ/m}^2$ . Ακολούθως καταγράφεται ο αριθμός των κτύπων που απαιτούνται για να εισχωρήσει ο κώνος 10 cm (Εικόνα 7γ). Σύμφωνα με το πρότυπο είναι δυνατή η λήψη ροπής μέσω δυναμόκλειδου ανά 1 m διείσδυσης. Η δοκιμή σταματά

όταν η διείδυση του κώνου είναι τόσο μικρή ώστε να προδίδει βραχώδες υπόστρωμα ή δυσχέρεια στην εξόλκευση του. Τέλος, εξολκεύονται οι βέργες και ο κώνος με την βοήθεια εξολκέα.



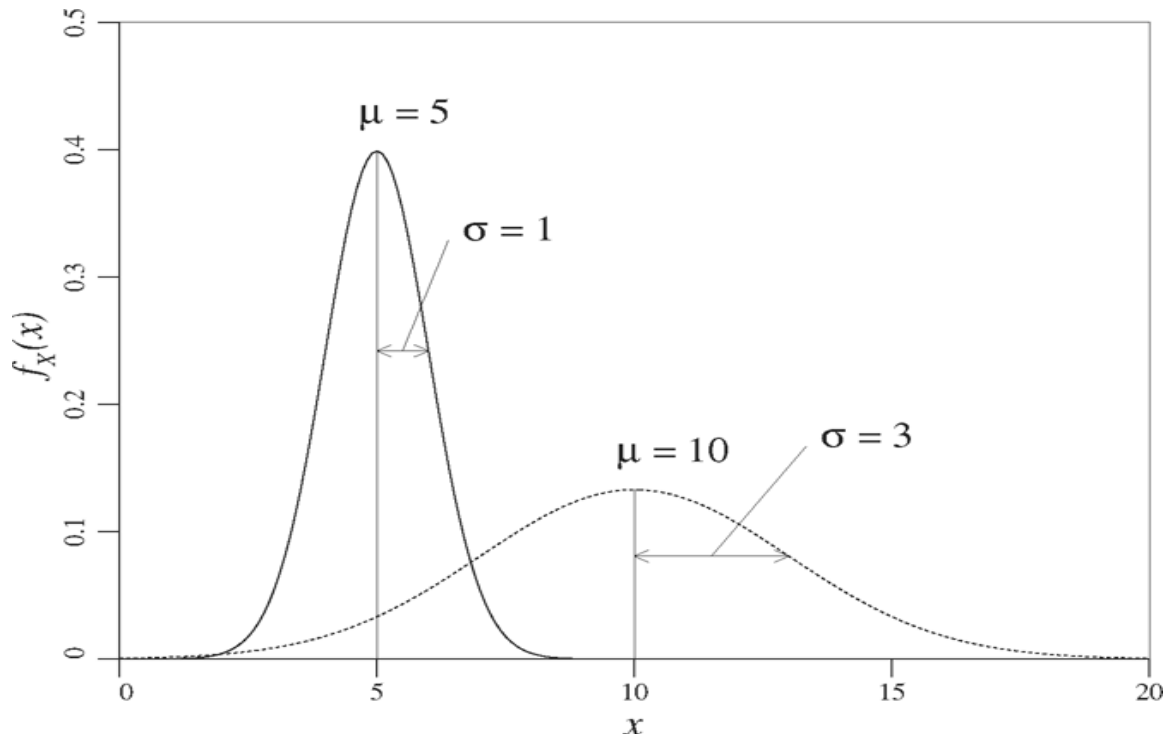
Εικόνα 7: Δοκιμή DPL

#### 1.4 Πιθανολογική ανάλυση

Μια τυχαία μεταβλητή περιγράφεται τόσο καλά όσο μπορεί να καθοριστεί η κατανομή πιθανότητας της. Ωστόσο, δεν θα μάθουμε ποτέ την ακριβή κατανομή οποιουδήποτε φυσικού φαινομένου. Έτσι πολύ συχνά πρέπει να περιγράψουμε μια τυχαία μεταβλητή χρησιμοποιώντας λιγότερο πλήρη, αλλά αναμενόμενα μέτρα. Τα πιο σημαντικά από αυτά τα μέτρα είναι η κεντρική τάση και η μεταβλητότητα. Ακόμη και αν η πλήρης κατανομή πιθανότητας είναι γνωστή, οι ποσότητες αυτές παραμένουν χρήσιμες επειδή, εμπεριέχουν πληροφορίες σχετικά με τις ιδιότητες της τυχαίας μεταβλητής. Επιπλέον, οι παράμετροι της κατανομής συχνά προκύπτουν ως συναρτήσεις της κεντρικής τάσης και της μεταβλητότητας. Οι πιο συνηθισμένες μετρήσεις της κεντρικής τάσης και μεταβλητότητας είναι η μέση τιμή και η διακύμανση, αντίστοιχα. Στην μηχανική, η μεταβλητότητα μιας τυχαίας παραμέτρου

εκφράζεται χρησιμοποιώντας τον άνευ διαστάσεων συντελεστή διακύμανσης (COV) ο οποίος εκφράζεται ως ο λόγος της τυπικής απόκλισης προς τη μέση τιμή.

Στην Εικόνα 8 παρουσιάζονται δύο κατανομές που απεικονίζουν το πως αλλάζει η θέση και το σχήμα με την αλλαγή της μέσης τιμής και της τυπικής απόκλισης.



Εικόνα 8: Δύο κατανομές με διαφορετική μέση τιμή και τυπική απόκλιση

#### 1.4.1 Μέση τιμή ( $\mu$ )

Η μέση τιμή είναι το πιο σημαντικό χαρακτηριστικό μίας τυχαίας μεταβλητής, όπου μας καθορίζει που κυμαίνεται η κεντρική της τάση. Ορίζεται μαθηματικά στην Εξίσωση [2].

$$\mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad [2]$$

Όπου  $\mu$ =μέση τιμή,  $n$ =μέγεθος του δείγματος και  $X_i$ =διακριτές τιμές.

#### 1.4.2 Διακύμανση ( $\sigma^2$ )

Το επόμενο πιο σημαντικό χαρακτηριστικό μίας τυχαίας μεταβλητής είναι το κατά πόσο η κατανομή είναι «ευρεία», «στενή» ή κάπου ενδιάμεσα των δύο προηγούμενων. Αυτή η

μεταβλητότητα μετριέται συνήθως από την ποσότητα που καλείται η διακύμανση μιας μεταβλητής. Υπολογίζεται μέσω της Εξίσωσης [3].

$$\sigma^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \mu)^2 \quad [3]$$

Όπου  $\sigma^2$ =διακύμανση,  $\mu$ =μέση τιμή,  $n$ =μέγεθος του δείγματος και  $X_i$ =διακριτές τιμές.

### 1.4.3 Τυπική απόκλιση ( $\sigma$ )

Η τετραγωνική ρίζα της διακύμανσης καλείται τυπική απόκλιση. Η τυπική απόκλιση ορίζει κατά πόσο μία τιμή απέχει από την μέση τιμή της κατανομής.

### 1.4.4 Συντελεστής διακύμανσης – Coefficient of Variation (COV)

Ο συντελεστής διακύμανσης είναι ένα μέτρο της μεταβλητότητας άνευ διαστάσεων που χρησιμοποιείται για να παραθέσει μία σχετική αίσθηση του μεγέθους της μεταβλητότητας και υπολογίζεται μέσω της ακόλουθης εξίσωσης (Εξίσωση [4]):

$$\text{COV} = \frac{\sigma}{\mu} \quad [4]$$

Ας σημειωθεί ότι ο συντελεστής διακύμανσης γίνεται απροσδιόριστος εάν η μέση τιμή της μεταβλητής είναι μηδέν. Ωστόσο, είναι αρκετά δημοφιλές ως τρόπος έκφρασης της μεταβλητής στη μηχανική, ιδιαίτερα για ιδιότητες υλικών και φορτία τα οποία γενικά έχουν μη μηδενική μέση τιμή.

### 1.4.5 Κανονική κατανομή

Η κανονική κατανομή είναι ίσως η πιο σημαντική κατανομή σε χρήση σήμερα. Αυτό είναι κυρίως επειδή τα αθροίσματα των τυχαίων μεταβλητών τείνουν σε μία κανονική κατανομή όπως αποδεικνύεται από το κεντρικό οριακό θεώρημα.

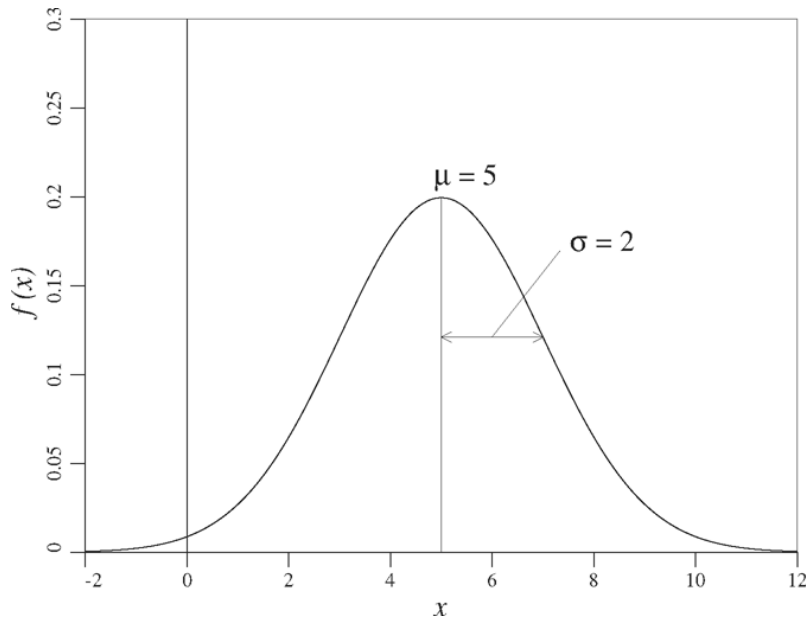
Σε πολλά φαινόμενα, οι τιμές διαφόρων μεταβλητών είναι αποτελέσματα αθροιστικής πολλών ανεξάρτητων αιτιών-παραγόντων, κανένα από τα οποία δεν υπερισχύει των άλλων.

Για παράδειγμα, η δύναμη συνοχής του εδάφους.



### 1.4.5.1 Ιδιότητες κανονική κατανομής

- Η κατανομή είναι συμμετρική γύρω από τη μέση τιμή ( $\mu$ ) (άρα η μέση τιμή ( $\mu$ ) είναι ίση με τη διάμεσο)
- Το μέγιστο σημείο της κατανομής λαμβάνει χώρα στο  $\mu$
- Τα σημεία καμπύς της  $f\{x\}$  συμβαίνουν στο  $x = \mu \pm \sigma$

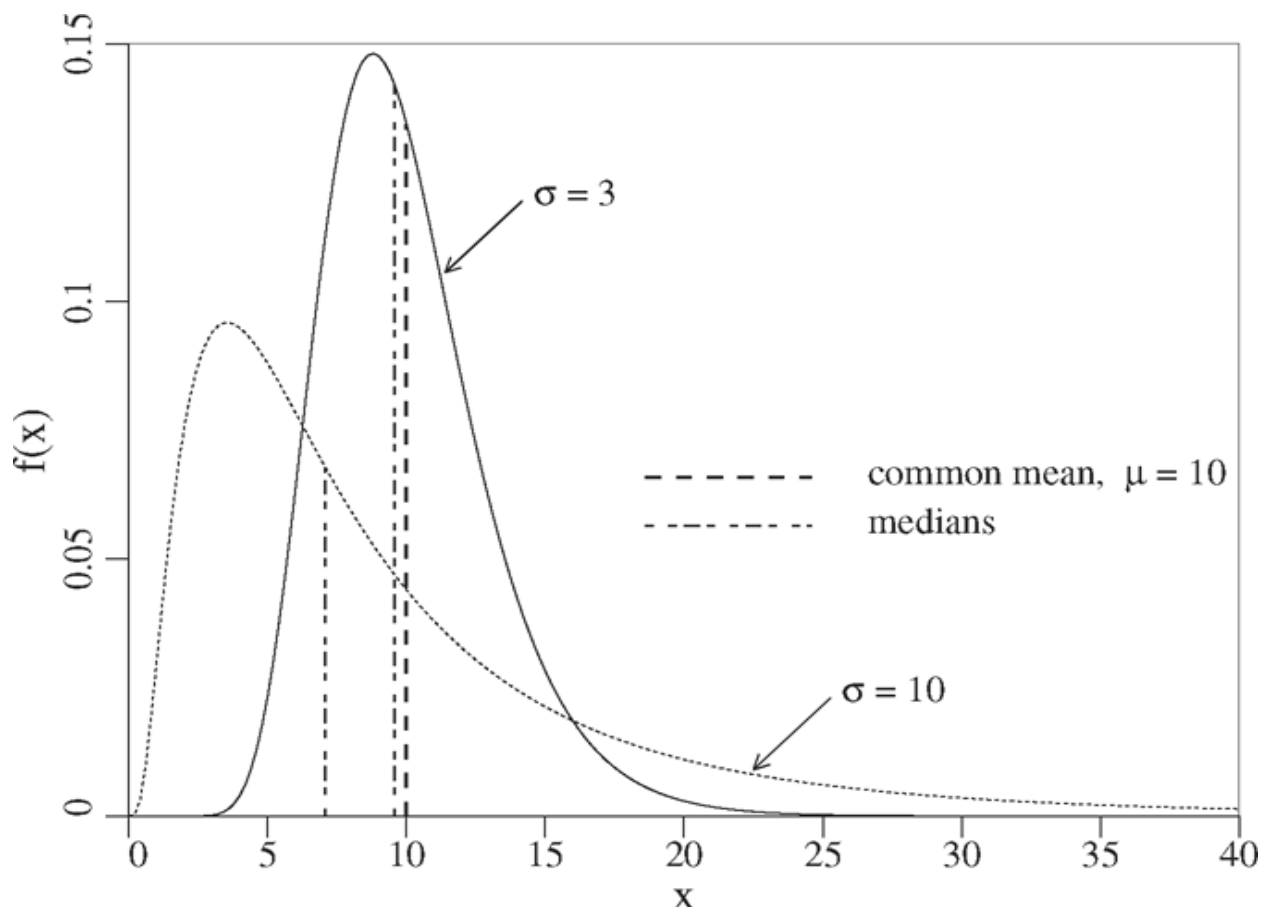


Εικόνα 9: Κανονική κατανομή με  $\mu=5$  και  $\sigma=2$

### 1.4.6 Λογαριθμοκανονική κατανομή

Από την άποψη της μοντελοποίησης των ιδιοτήτων των υλικών και φορτίων στην μηχανική, τα οποία γενικά έχουν μη αρνητικές τιμές, η κανονική κατανομή έχει το μειονέκτημα ότι επιτρέπει τις αρνητικές τιμές. Έτσι εάν για παράδειγμα μοντέλοποιήσουμε οτιδήποτε που δεν μπορεί να πάρει αρνητικές τιμές (π.χ διατμητική αντοχή του εδάφους), χρησιμοποιώντας την κανονική κατανομή, τότε θα υπάρξει μία μη μηδενική πιθανότητα για αρνητικές τιμές. Δεδομένου ότι μία ιδιότητα του υλικού δεν μπορεί να πάρει αρνητικές τιμές στην πράξη, η κανονική κατανομή δεν μπορεί να είναι η κατανομή που θα χρησιμοποιήσουμε.

Μία κατανομή που μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε για να εξαλείψουμε το σφάλμα της πιθανότητας των αρνητικών τιμών είναι η λογαριθμοκανονική κατανομή. Η λογαριθμοκανονική κατανομή προκύπτει από την κανονική κατανομή μέσω ενός απλού μετασχηματισμού. Συγκεκριμένα, εάν  $G$  είναι μία κανονικά κατανομημένη τυχαία μεταβλητή, έχοντας εύρος  $-\infty < g < +\infty$ , τότε  $x = \exp\{G\}$  και θα έχει εύρος  $0 < x < +\infty$ . Έτσι η προκύπτουσα τυχαία μεταβλητή  $X$  κατανέμεται λογαριθμοκανονικά.



Εικόνα 10: Δύο λογαριθμοκανονικές κατανομές που απεικονίζουν την επίδραση της αλλαγής διακύμανσης.

## 2 Αξιοπιστία στη γεωτεχνική μηχανική

Οι κλασικές ντετερμινιστικές μέθοδοι ανάλυσης είναι βασισμένες σε συγκεκριμένες παραδοχές που είναι άμεσα συνδεδεμένες με την γεωμετρία, τις επιβαλλόμενες δυνάμεις και τις ιδιότητες των υλικών. Το κύριο μειονέκτημα των ντετερμινιστικών μεθόδων είναι ότι δεν λαμβάνουν υπόψη την μεταβλητότητα των προαναφερθέντων παραμέτρων και έτσι συνηγορούν στην αύξηση της αβεβαιότητας. Περαιτέρω, το αποτέλεσμα μιας ντετερμινιστικής ανάλυσης εκφράζεται μέσω του συντελεστή ασφαλείας ο οποίος μάλιστα είναι προσ αυξημένος με επιμέρους συντελεστές ούτως ώστε να εξασφαλιστεί η ευστάθεια. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την υπερδιαστασιολόγηση με άμεσο οικονομικό αντίκτυπο.

Η ανάλυση αξιοπιστίας παρέχει ένα ορθολογικό πλαίσιο για την αντιμετώπιση των αβεβαιοτήτων και τη λήψη αποφάσεων υπό συνθήκες αβεβαιότητας. Ανάλογα με το επίπεδο της πολυπλοκότητας, η ανάλυση αξιοπιστίας μπορεί να παρουσιαστεί μέσω:

- Πιθανότητα αστοχίας (ή πιθανότητα μη ικανοποιητικής απόδοσης)
- Δείκτης αξιοπιστίας ( $\beta$ )
- Το πιο πιθανό συνδυασμό των παραμέτρων που οδηγούν σε αστοχία
- Ευαισθησία του αποτελέσματος σε οποιαδήποτε αλλαγή στις παραμέτρους

Οι μεταβλητές που χρησιμοποιούνται στις διάφορες μεθόδους ανάλυσης αξιοπιστίας περιγράφονται από τις στατιστικές τους ιδιότητες (μέση τιμή ( $\mu$ ) και τυπική απόκλιση ( $\sigma$ )) και μέσα από υπολογισμούς εξάγεται ένας συντελεστής ασφαλείας που περιγράφεται από μία μέση τιμή ( $\mu$ ) και τυπική απόκλιση ( $\sigma$ ). Με βάση τον συντελεστή ασφαλείας μπορούμε να υπολογίσουμε την αξιοπιστία της πιθανότητας αστοχίας.

Ένας χαμηλός συντελεστής ασφαλείας δεν αντιστοιχεί απαραίτητα σε μία υψηλή πιθανότητα αστοχίας. Η σχέση μεταξύ του συντελεστή ασφαλείας και της πιθανότητας αστοχίας εξαρτάται από τις αβεβαιότητες της εγγενούς μεταβλητότητας.

Κάποιες χρήσιμες τεχνικές προσδιορισμού της αξιοπιστίας στις γεωτεχνικές μελέτες για εκτίμηση της πιθανότητας αστοχίας είναι η Μέθοδος Σημειακής Εκτίμησης (Point Estimate Method-PEM), η Μέθοδος Πρώτης Τάξης Δευτέρας Ροπής (First Order Second Moment-FOSM), η Μέθοδος Αξιοπιστίας Πρώτης Τάξης (First Order Reliability Method-FORM) και η Μέθοδος προσομοίωσης Monte Carlo (MCM). Μέσω των μεθόδων αξιοπιστίας αποκαλύπτονται ποιοι παράμετροι συμβάλουν δραστικά στην μεταβολή της πιθανότητας αστοχίας.

## **2.1 Μέθοδος Σημειακής Εκτίμησης (Point Estimate Method, PEM)**

Η μέθοδος σημειακής εκτίμησης παρουσιάστηκε αρχικά από τον Rosenblueth E. (1975 & 1981) και είναι μία απλή προσέγγιση προσδιορισμού των τριών πρώτων ροπών (μέση τιμή ( $\mu$ ), διασπορά ( $\sigma^2$ ) και ασυμμετρία ( $\nu$ )) μίας μεταβλητής που εξαρτάται από μία ή περισσότερες τυχαίες μεταβλητές. Σύμφωνα με τους Fenton και Griffiths, (2008) η μέθοδος αυτή δεν απαιτεί γνώση της συγκεκριμένης μορφής της συνάρτησης πυκνότητας πιθανότητας (PDF). Η μέθοδος επιδιώκει να αντικαταστήσει μία συνεχή συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας με μία διακριτή συνάρτηση που θα έχει τις ίδιες τρεις κεντρικές ροπές. Επιπλέον, η μέθοδος υπολογίζει την μέση τιμή και διασπορά του συντελεστή ασφαλείας όπου χρησιμοποιούνται για να καθοριστεί ο δείκτης αξιοπιστίας.

Ο Rosenblueth (1981) σημειώνει ότι για την περίπτωση πολλαπλών τυχαίων μεταβλητών, η ασυμμετρία ( $\nu$ ) μπορεί να υπολογιστεί μόνο εάν οι μεταβλητές είναι ανεξάρτητες.

## **2.2 Μέθοδος Πρώτης Τάξης Δεύτερης Ροπής (First Order Second Moment method, FOSM)**

Η μέθοδος Πρώτης Τάξης Δεύτερης Ροπής περιλαμβάνει τις επιπτώσεις της διακύμανσης των εισαγόμενων μεταβλητών με αποτέλεσμα μία εξαρτημένη μεταβλητή. Ουσιαστικά, η μέθοδος χρησιμοποιεί τις δύο πρώτες ροπές των μεταβλητών (μέση τιμή ( $\mu$ ) και διασπορά ( $\sigma^2$ )) για να προσδιορίσει τις τιμές των δύο πρώτων ροπών μίας εξαρτημένης μεταβλητής. Επιπλέον, η μέθοδος δεν λαμβάνει υπόψη τη μορφή της συνάρτησης πυκνότητας πιθανότητας (PDF) που περιγράφει τις τυχαίες μεταβλητές, αλλά χρησιμοποιείται μόνο η μέση τιμή και η τυπική απόκλιση. Ένας περιορισμός της μεθόδου είναι ότι δεν λαμβάνεται υπόψη χωρική συσχέτιση των μεταβλητών.

## **2.3 Μέθοδος Αξιοπιστίας Πρώτης Τάξης (First Order Reliability Method, FORM)**

Η μέθοδος αξιοπιστίας πρώτης τάξης (FORM) είναι μία βελτιωμένη προσέγγιση της μεθόδου πρώτης τάξης δεύτερης ροπής (FOSM) από τους Hasofer και Lind (1974). Η μέθοδος βασίζεται στον δείκτη αξιοπιστίας των Hasofer και Lind (1974) που υπολογίζεται γεωμετρικά.

Ένα πλεονέκτημα της μεθόδου είναι ότι δεν χρειάζονται πολλοί υπολογισμοί αφού το αποτέλεσμα προκύπτει από δύο ή τρεις προσομοιώσεις. Το αποτέλεσμα της μεθόδου αξιοπιστίας πρώτης τάξης είναι μία προσέγγιση της πιθανότητας αστοχίας αλλά όχι μέτρο ακρίβειας.

## **2.4 Μέθοδος Προσομοίωσης Monte Carlo (Monte Carlo simulation Method, MCM)**

Η μέθοδος προσομοίωσης Monte Carlo είναι μία διαδικασία, η οποία επιδιώκει να προσομοιώνει στοχαστικές διαδικασίες με τυχαία επιλογή των εισαγόμενων τιμών σε ένα μοντέλο ανάλυσης με βάση την συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας (PDF). Είναι μία ισχυρή τεχνική που μπορεί να εφαρμοστεί σε γραμμικά και μη-γραμμικά προβλήματα, αλλά μπορεί να χρειαστεί ένας μεγάλος αριθμός από προσομοιώσεις για να παρέχει αξιόπιστα αποτελέσματα.

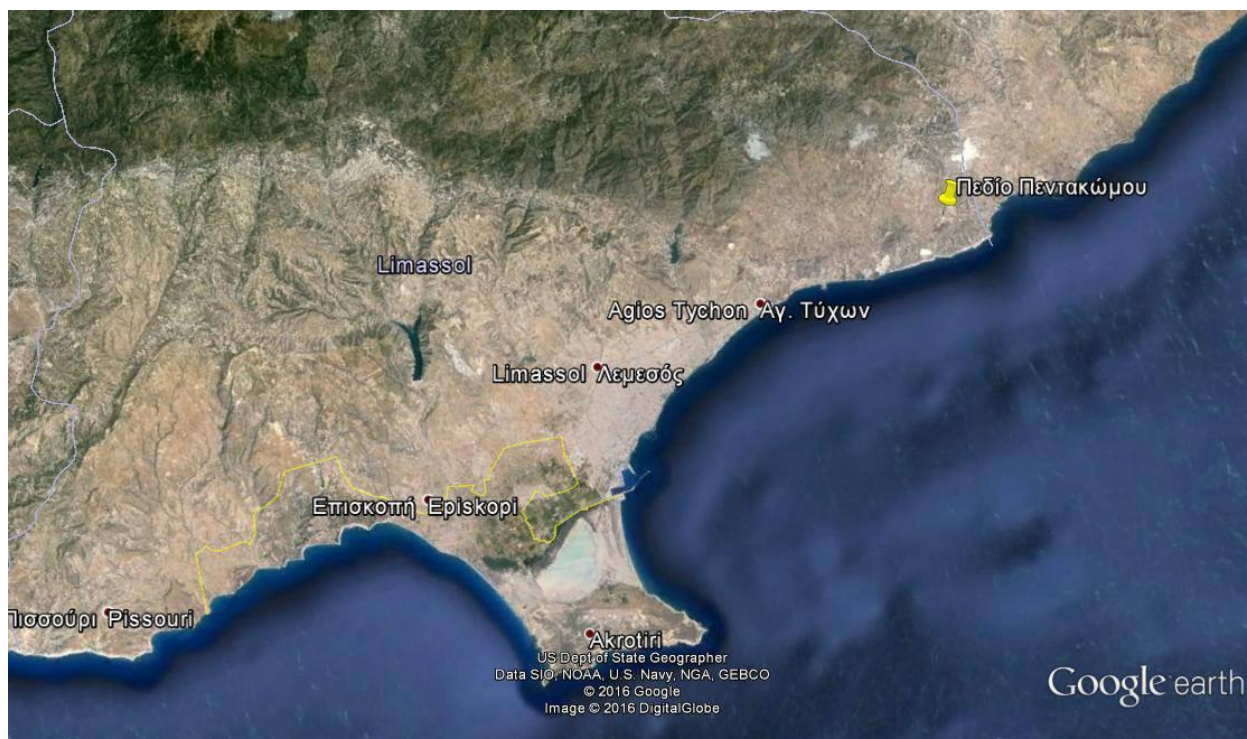
Όπως αναφέρουν οι Fenton & Griffiths (2008) το αποτέλεσμα της μεθόδου προσομοίωσης Monte Carlo είναι η πιθανότητα αστοχίας ( $P_f$ ), όπου υπολογίζεται ως ο λόγος του αριθμού των προσομοιώσεων που αστόχησαν ( $N_f$ ) διά τον αριθμό των επαναλήψεων ( $N$ ) (Εξίσωση [5]).

$$P_f = \frac{N_f}{N} \quad [5]$$

### 3 Μετρήσεις πεδίου

#### 3.1 Χαρακτηρισμός Πεδίου

Οι μετρήσεις πραγματοποιήθηκαν σε ένα αργιλώδες πεδίο που βρίσκεται πλησίον του χωριού Πεντάκωμο, ανατολικά της επαρχίας Λεμεσού όπως απεικονίζεται στην επόμενη εικόνα (Εικόνα 11).



**Εικόνα 11: Θέση πεδίου μελέτης στον Κυπριακό χάρτη**

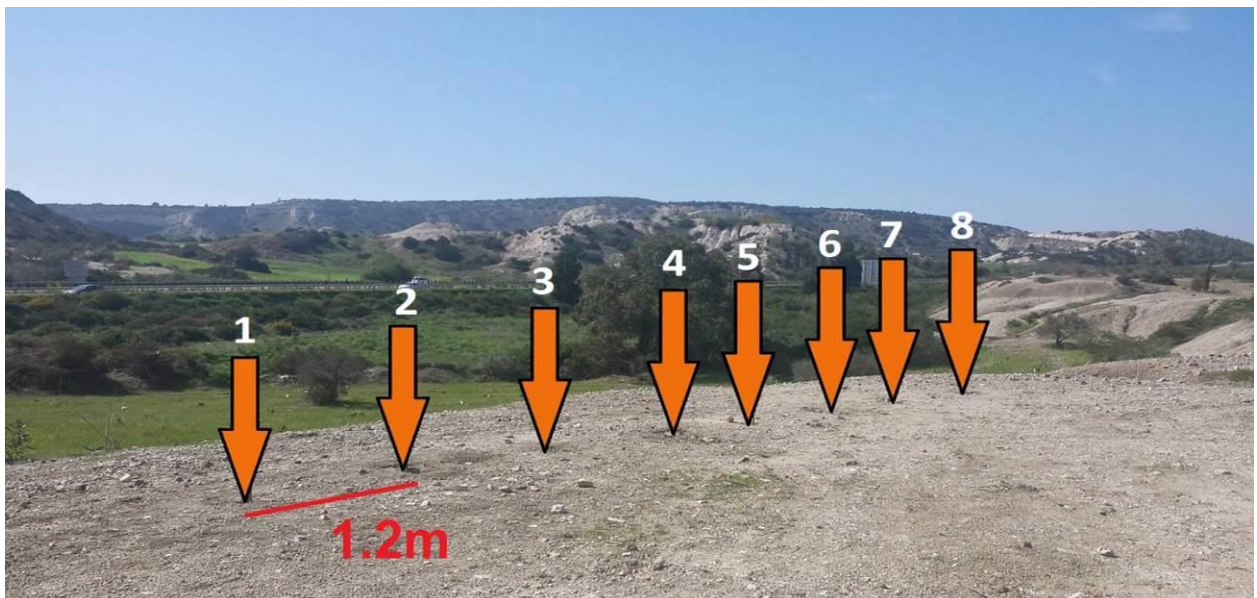
Το πεδίο χαρακτηρίζεται από ένα αργιλώδες επίχωμα το οποίο έχει συνολικό ύψος 9m και γωνία κλίσης  $\beta=57^{\circ}$ . Σύμφωνα με τον γεωλογικό χάρτη (Εικόνα 48, Παράρτημα Α) η ευρύτερη περιοχή ακολουθεί το σχηματισμό Μονής, όπου χαρακτηρίζεται κυρίως από κίτρινο χαλαζιακό ψαμμίτη, γκρίζο ιλυόλιθο και σερπεντινίτη ενσωματωμένων σε μπεντονιτική άργιλο. Σύμφωνα με τον υδρολογικό χάρτη (Εικόνα 49, Παράρτημα Α) στην περιοχή υπάρχουν τοπικά και μικρά ασυνεχή συστήματα υπογείων υδάτων σε σύνθετους ιζηματογενείς και πυριγενείς σχηματισμούς.



Εικόνα 12: Πεδίο Πεντακόμου

### 3.2 Δοκιμή DPL

Στο πεδίο Πεντακόμου πραγματοποιήθηκαν μετρήσεις DPL σε 8 διαφορετικές θέσεις που απείχαν μεταξύ τους 1.2m. Οι μετρήσεις έγιναν σύμφωνα με το πρότυπο EN ISO 22476-2:2005 όπως επεξηγήθηκε στο κεφάλαιο 1. Η δοκιμή DPL επαναλήφθηκε ακολουθώντας την ίδια διαδικασία, με την διαφορά να υφίσταται στον τρόπο μέτρησης, δηλαδή καταγράφηκε η διείσδυση του κώνου ανά 10 κρούσεις καθώς και η ανάλογη ροπή.



Εικόνα 13: Σημεία μέτρησης DPL

Τα σημεία (1-8) φαίνονται στην επόμενη εικόνα (Εικόνα 13). Όλες οι μετρήσεις DPL παρουσιάζονται στους Πίνακες 12 έως 19 (Παράρτημα Α).



**Εικόνα 14: Πιθανό προφίλ υπεδάφους**

Στην Εικόνα 14 παρουσιάζεται ένα πιθανό προφίλ του υπεδάφους. Κάτω από το προφίλ που σχηματίστηκε υπάρχει παρουσία ισχυρής στρώσης εδάφους ή ακόμα και βράχου.

Τέλος, για τις θέσεις 3 μέχρι 8 έγιναν μετρήσεις ροπής με βάση το πρότυπο EN ISO 22476-2:2005. Το πρότυπο προβλέπει οι μετρήσεις ροπής να γίνονται κάθε 1 μέτρο διείδυσης. Για σκοπούς μελέτης της ετερογένειας οι μετρήσεις ροπής γίνονταν κάθε 10 εκατοστά. Οι μετρήσεις έγιναν με την χρήση του δυναμόκλειδου του Τμήματος παράλληλα με τις μετρήσεις DPL (Εικόνα 15).

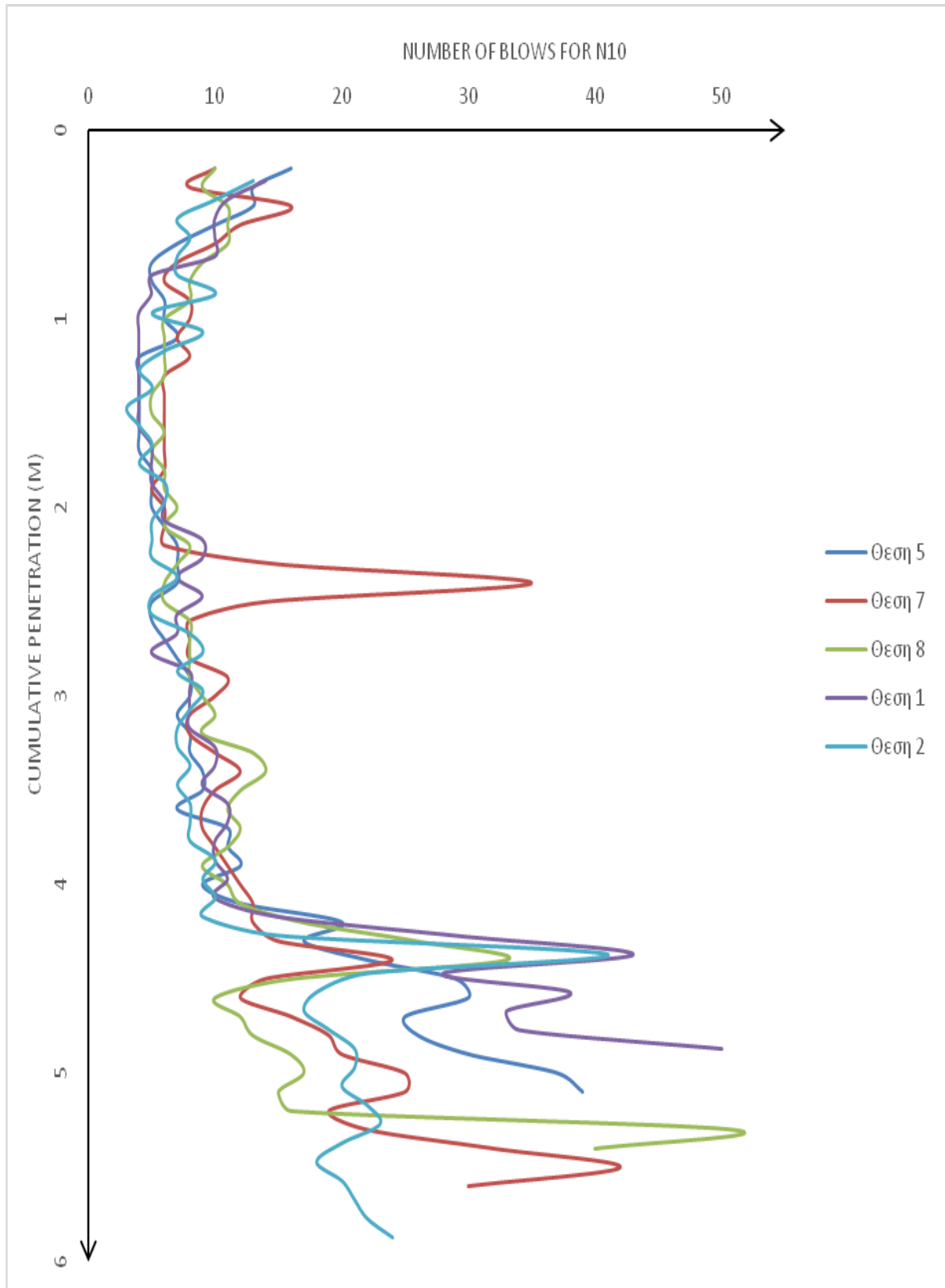




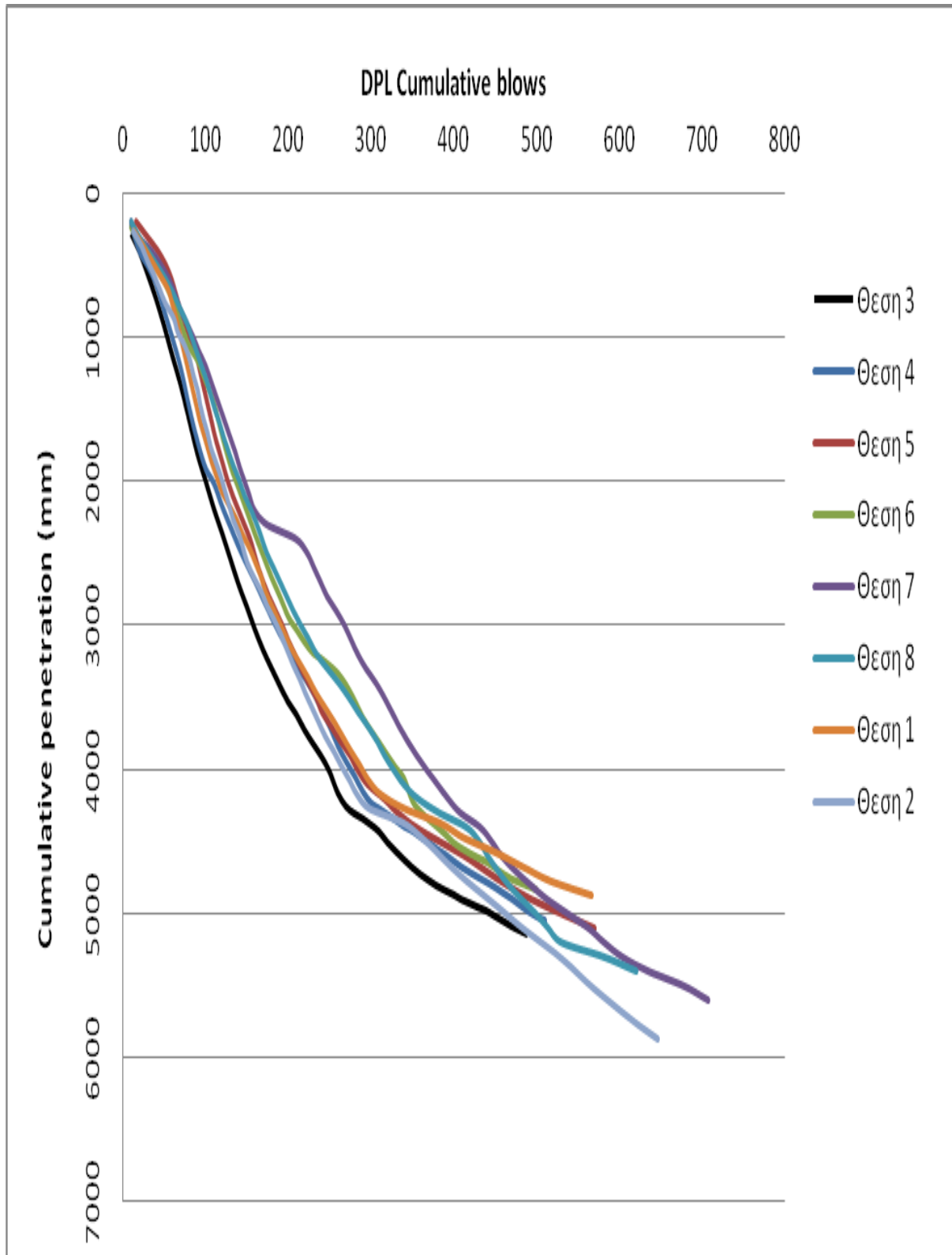
**Εικόνα 15:** Μέτρηση ροπής με το δυναμόκλειδο. Αντίσταση σε διάτμηση στη διεπιφάνεια πρότυπου κώνου DPL - εδάφους

### **3.3 Ερμηνεία αποτελεσμάτων DPL**

Το γεγονός ότι παρατηρείται σε διάφορα βάθη διαφορετική διείσδυση, είναι ενδεικτικό της ετερογένειας του εδάφους ως προς την αντοχή του αφού για διείσδυση 10 εκ. απαιτείται διαφορετικός αριθμός κτύπων. Είναι ενδεικτικό ότι στην παρουσία ισχυρής στρώσης απαιτείται μεγαλύτερος αριθμός κτύπων ενώ στην παρουσία ασθενέστερης ισχύει το αντίστροφο. Στο σημείο όπου σταματά η δοκιμή παρατηρείται η μικρότερη διείσδυση του κώνου πράγμα που δείχνει την ύπαρξη μιας ισχυρής ζώνης, φυσικού εδάφους ή βράχου. Από τη διακύμανση στο διάγραμμα (Εικόνα 16) μπορεί να εξαχθεί το συμπέρασμα ότι το έδαφος είναι έντονα ετερογενές τόσο κατά την έννοια του βάθους όσο και κατά την έννοια του πλάτους.



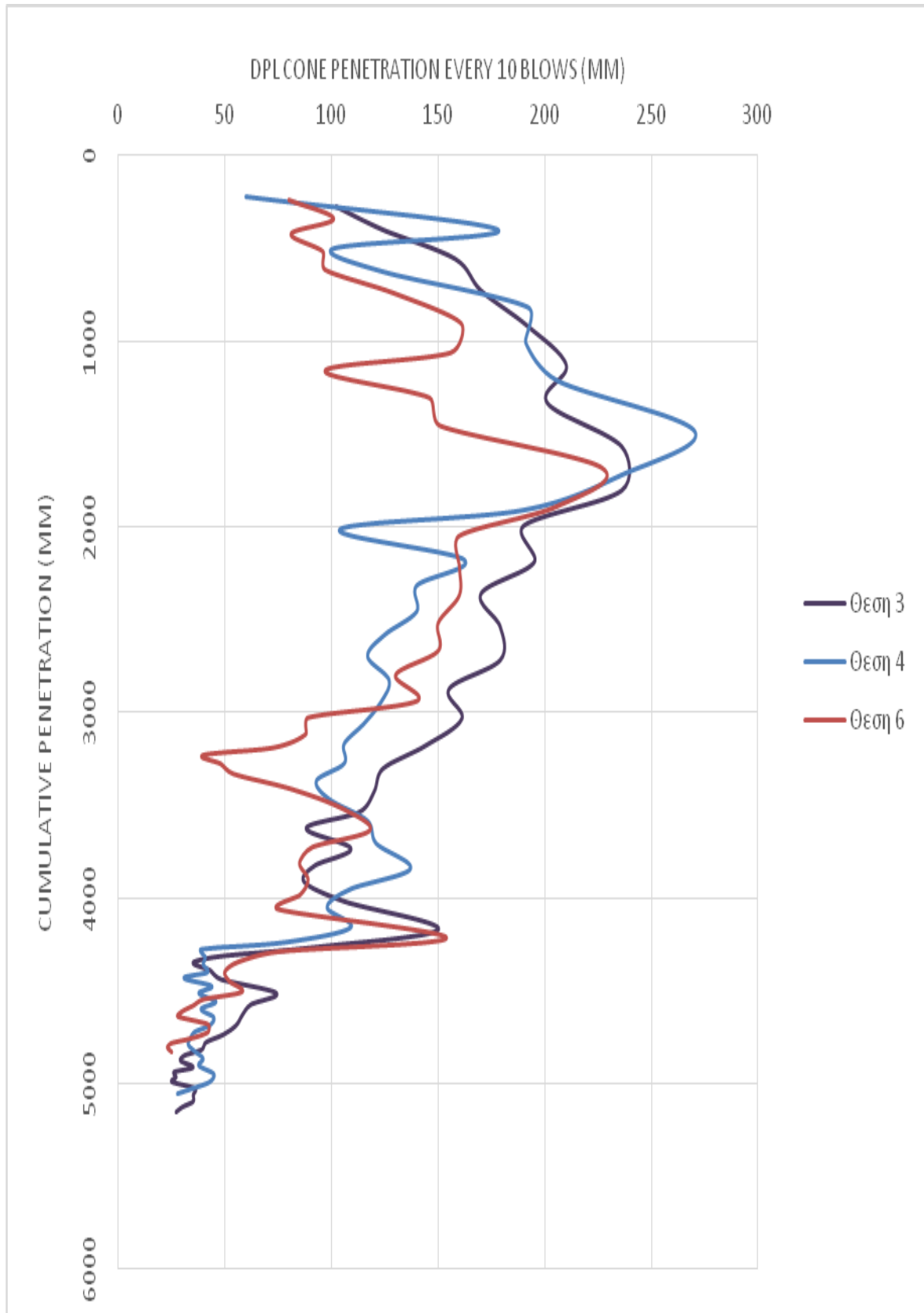
Εικόνα 16: Διάγραμμα αποτελεσμάτων DPL-Αριθμός κρούσεων για διείσδυση κώνου 10 cm Vs συνολικό βάθος διείσδυση



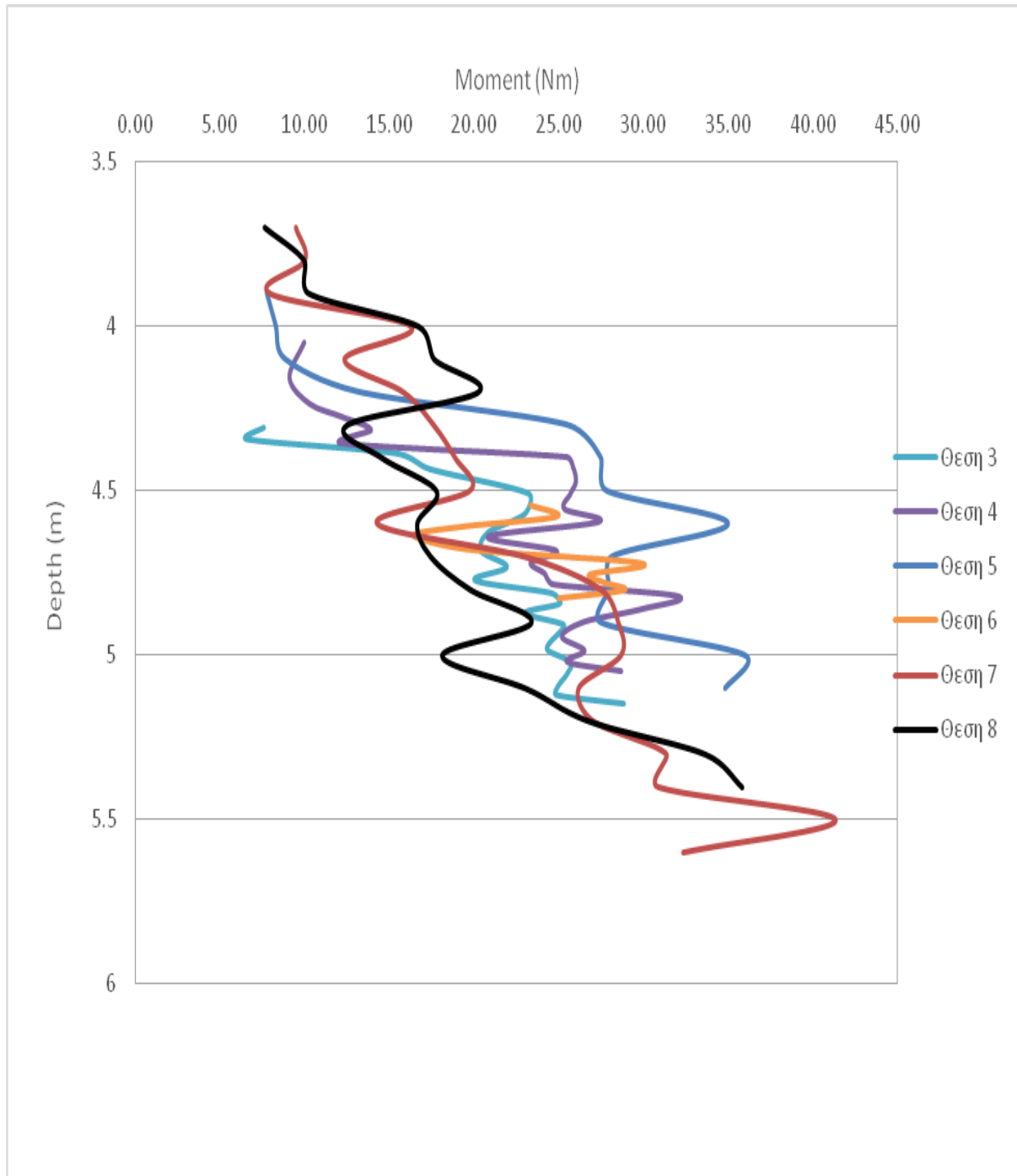
Εικόνα 17: Διάγραμμα αποτελεσμάτων DPL- Συνολικό βάθος διείσδυσης κώνου σε σχέση με τους συνολικούς κτύπους

Επίσης, στην Εικόνα 17 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα του συνολικού βάθους διείσδυσης του κώνου σε σχέση με τους συνολικούς κτύπους. Παρατηρείται ότι για να επιτευχθεί η ίδια συνολική διείσδυση για κάθε σημείο, απαιτούνται διαφορετικοί κτύποι. Η ισχυρή ή η ασθενές στρώση μπορεί να προσδιοριστή εύκολα από την πιο πάνω εικόνα (Εικόνα 17) αφού η ισχυρή στρώση απαιτεί μεγαλύτερο αριθμό κτύπων, πράγμα που διαταράσσει την ομαλότητα της γραφικής σε σχέση με το βάθος, ενώ για ασθενέστερο έδαφος παρατηρείται μια πιο ομαλή και συνάμα πιο απότομη γραφική σε σχέση με το βάθος. Αυτό υποδηλώνει, όπως και προηγούμενος, την έντονη εδαφική ετερογένεια.

Περαιτέρω, στις θέσεις 3, 4 και 6 οι μετρήσεις DPL έγιναν ανά 10 κτύπους σε αντίθεση με τις προηγούμενες που έγιναν ανά 10 εκατοστά. Ο σκοπός της παραπάνω αλλαγής είναι για να μελετηθεί η συμπεριφορά του μήκους χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ) ως προς τον τρόπο μελέτης. Τα αποτελέσματα του μήκους χωρικής συσχέτισης παρουσιάζονται στο επόμενο κεφάλαιο λεπτομερώς. Όπως διακρίνεται ευκρινώς στην Εικόνα 18 για σταθερό σετ χτύπων (10) η διείσδυση είναι διαφορετική, πράγμα ενδεικτικό της ετερογένειας του εδάφους. Επίσης, όπως και στην μέτρηση ανά 10 εκ., στο σημείο όπου σταματά η δοκιμή παρατηρείται η μικρότερη διείσδυση του κώνου πράγμα που δείχνει την ύπαρξη μιας ισχυρής ζώνης, φυσικού εδάφους ή βράχου.

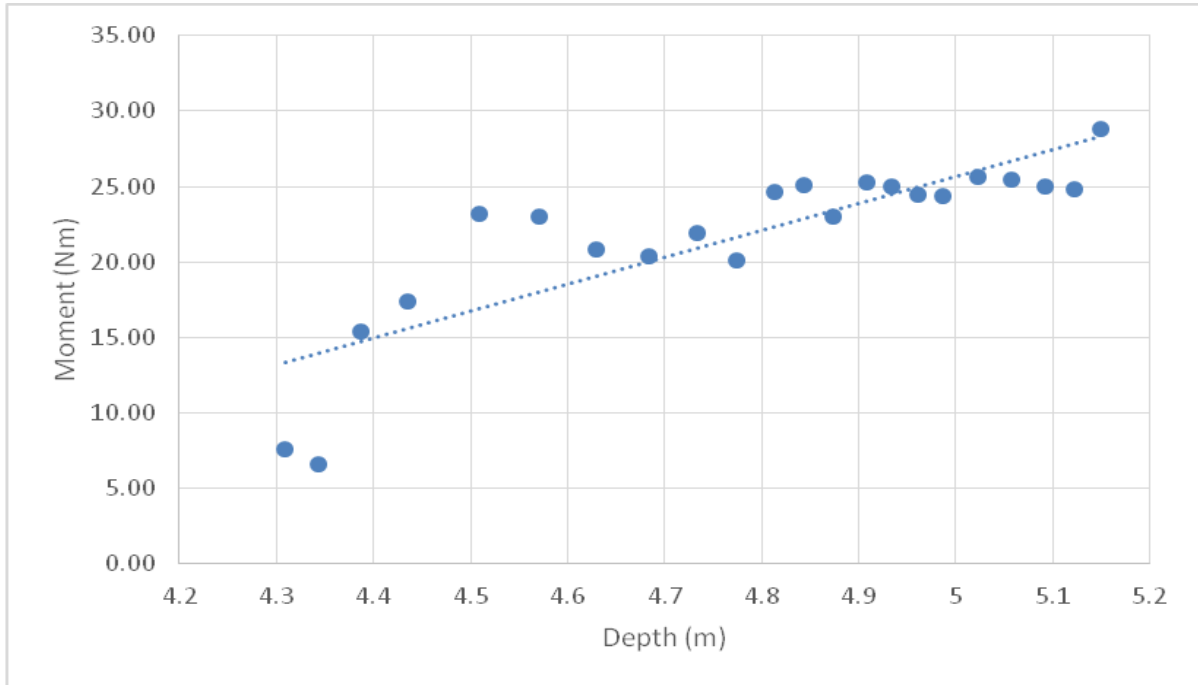


**Εικόνα 18:** Διάγραμμα αποτελεσμάτων DPL-Διείσδυση κώνου ανά 10 κρούσεις Vs συνολικό βάθος διείσδυση

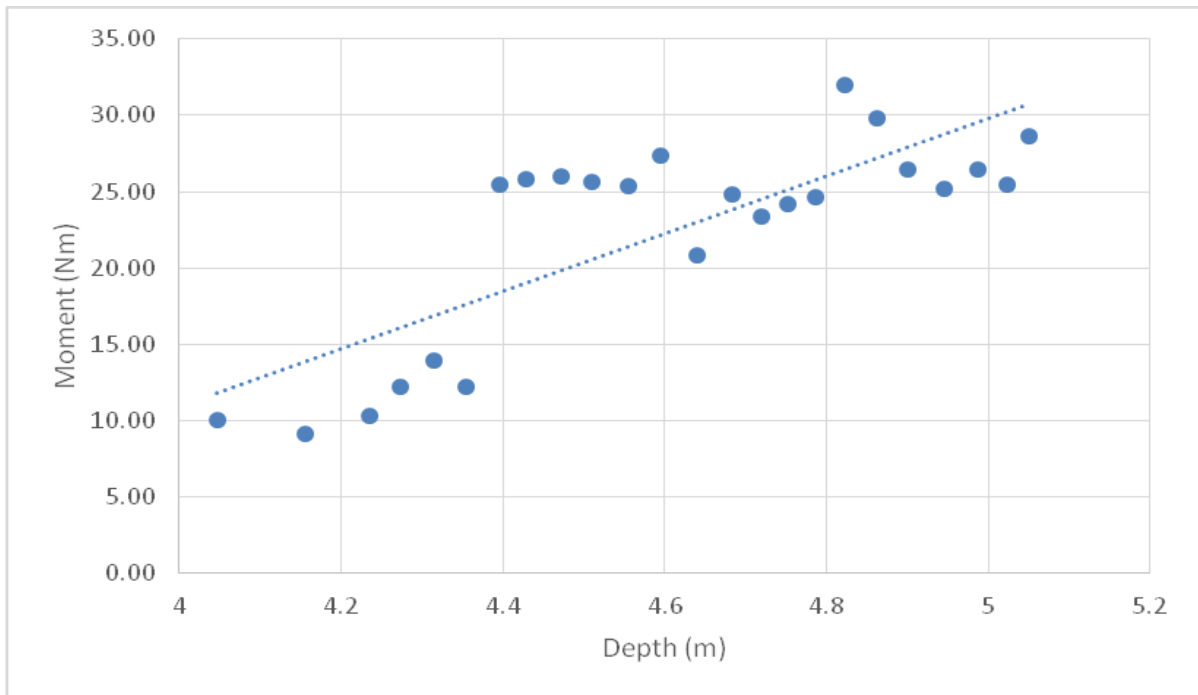


**Εικόνα 19: Διάγραμμα αποτελεσμάτων ροπής – Συνολικό βάθος διείδυσης σε σχέση με τη ροπή**

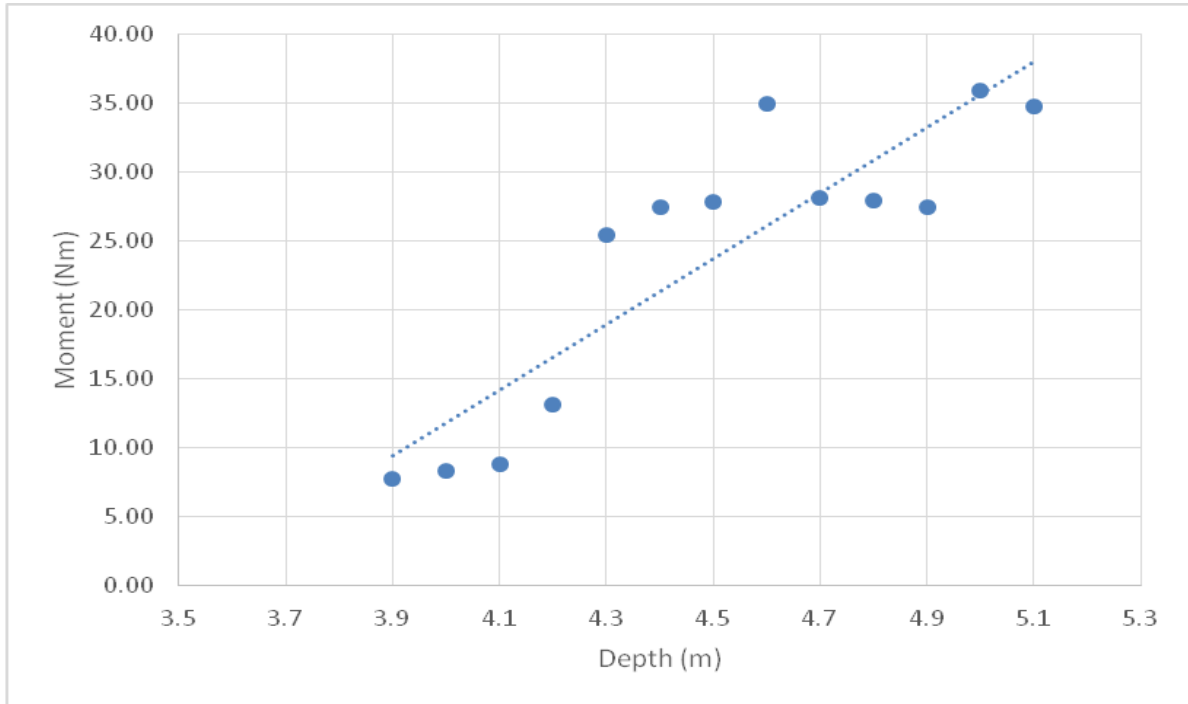
Στις Εικόνες 19 έως 25 απεικονίζονται τα διαγράμματα μεταβολής της ροπής σε σχέση με το βάθος μέτρησης. Από τις δύο γραφικές (Εικόνα 19 έως 25) διακρίνεται έντονα η γραμμική αύξηση της ροπής (που είναι ενδεικτική της αντοχής του εδάφους) σε σχέση με το βάθος. Περαιτέρω, η ασθενές εδαφική στρώση χαρακτηρίζεται από μικρότερη ροπή ενώ για πιο ισχυρή ισχύει το αντίστροφο. Το γεγονός αυτό, όπως και στις προηγούμενες γραφικές, δείχνει την έντονη εδαφική ετερογένεια.



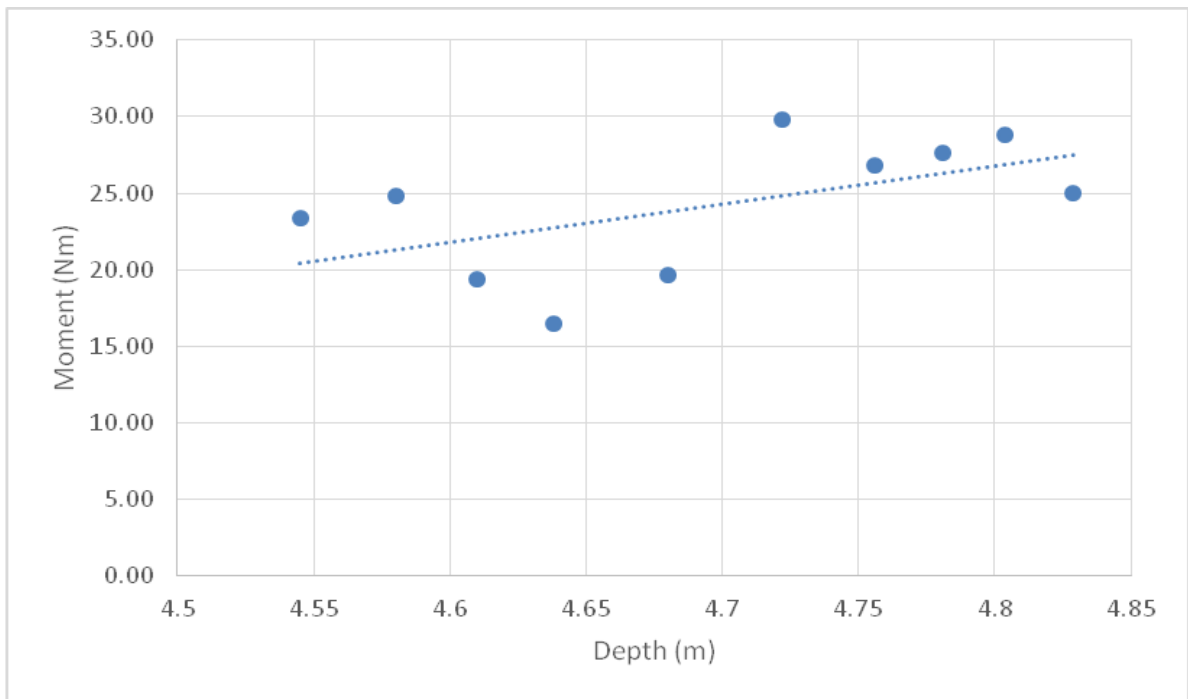
Εικόνα 20: Διάγραμμα αποτελεσμάτων ροπής - Συνολικό βάθος διείσδυσης σε σχέση με τη ροπή (Θέση 3)



Εικόνα 21: Διάγραμμα αποτελεσμάτων ροπής - Συνολικό βάθος διείσδυσης σε σχέση με τη ροπή (Θέση 4)

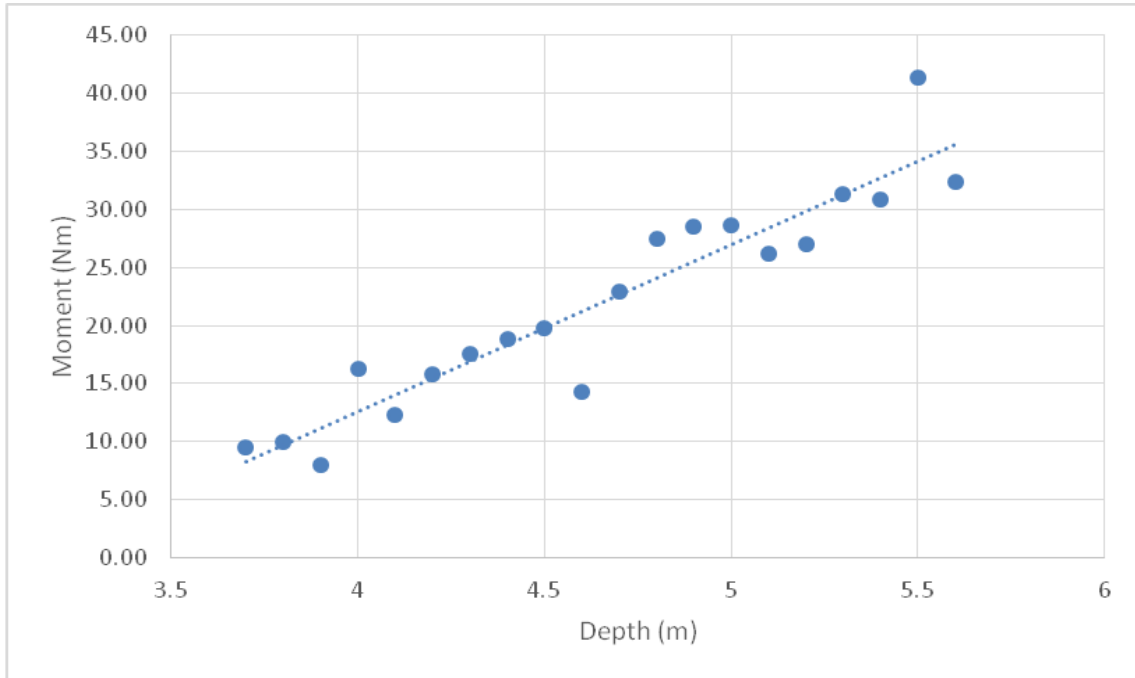


**Εικόνα 22: Διάγραμμα αποτελεσμάτων ροπής - Συνολικό βάθος διείσδυσης σε σχέση με τη ροπή (Θέση 5)**

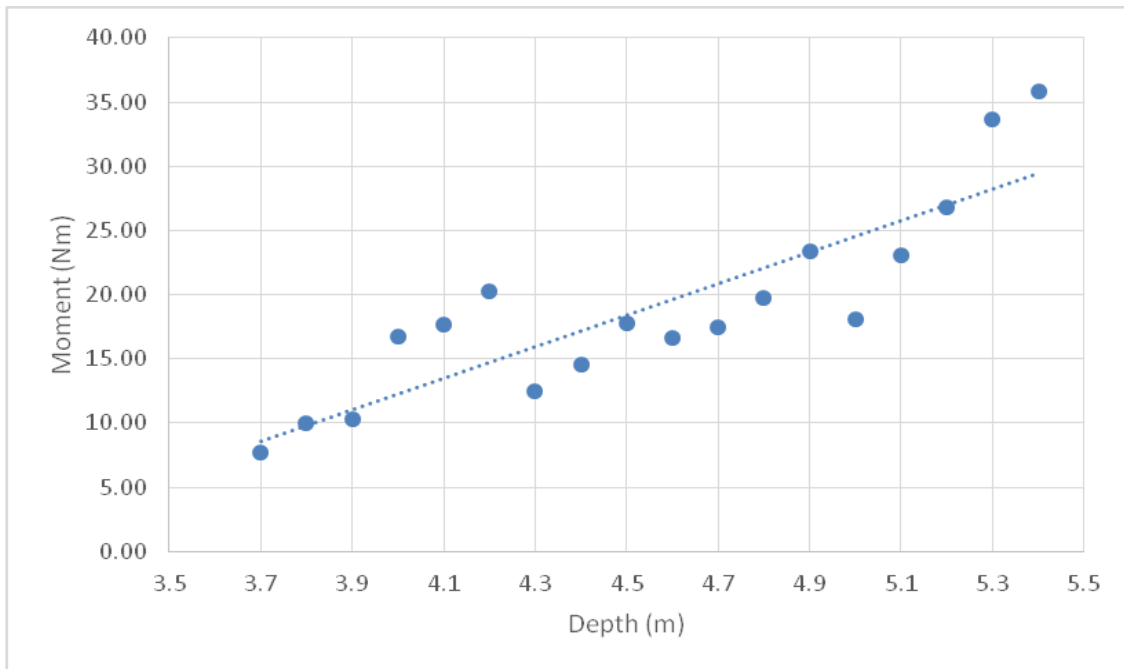


**Εικόνα 23: Διάγραμμα αποτελεσμάτων ροπής - Συνολικό βάθος διείσδυσης σε σχέση με τη ροπή (Θέση 6)**





**Εικόνα 24: Διάγραμμα αποτελεσμάτων ροπής - Συνολικό βάθος διείσδυσης σε σχέση με τη ροπή (Θέση 7)**



**Εικόνα 25: Διάγραμμα αποτελεσμάτων ροπής - Συνολικό βάθος διείσδυσης σε σχέση με τη ροπή (Θέση 8)**

## 4 Μέθοδος Random Finite Element Method (RFEM)

Η μεγαλύτερη πλειοψηφία γεωτεχνικής ανάλυσης είναι ντετερμινιστική όπου οι ιδιότητες του εδάφους που χρησιμοποιούνται θεωρούνται ότι είναι «μέσες» τιμές. Τότε η μεταβλητότητα στις ιδιότητες του εδάφους αντιπροσωπεύεται από τη χρήση συντελεστών ασφαλείας που είναι πολύ συχνά αυθαίρετα εφαρμοσμένοι στο υπολογιζόμενο αποτέλεσμα.

Αυτή η «μέση» προσέγγιση στο προσδιορισμό των ιδιοτήτων του εδάφους έχει την τάση να εφαρμόζεται, όχι μόνο στους κλασσικούς υπολογισμούς της εδαφομηχανικής, αλλά και στους αριθμητικούς υπολογισμούς χρησιμοποιώντας εκλεπτυσμένες αριθμητικές τεχνικές όπως η μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων. Οι ιδιότητες του εδάφους συχνά καθορίζονται με βάση έναν περιορισμένο αριθμό εργαστηριακών δοκιμών. Στην πραγματικότητα, αυτές οι ιδιότητες ποικίλουν από σημείο σε σημείο και μπορούν μόνο να καθοριστούν ντετερμινιστικά μέσα από πολλές δοκιμές πεδίου. Δεδομένου ότι, αυτό είναι οικονομικά ασύμφορο και μη πρακτικό, μπορούν να χρησιμοποιηθούν μοντέλα τυχαίων πεδίων για να αντιπροσωπεύσουν τις ιδιότητες του εδάφους. Οι παράμετροι των μοντέλων τυχαίων πεδίων μπορούν να εκτιμηθούν από περιορισμένο αριθμό εργαστηριακών δοκιμών.

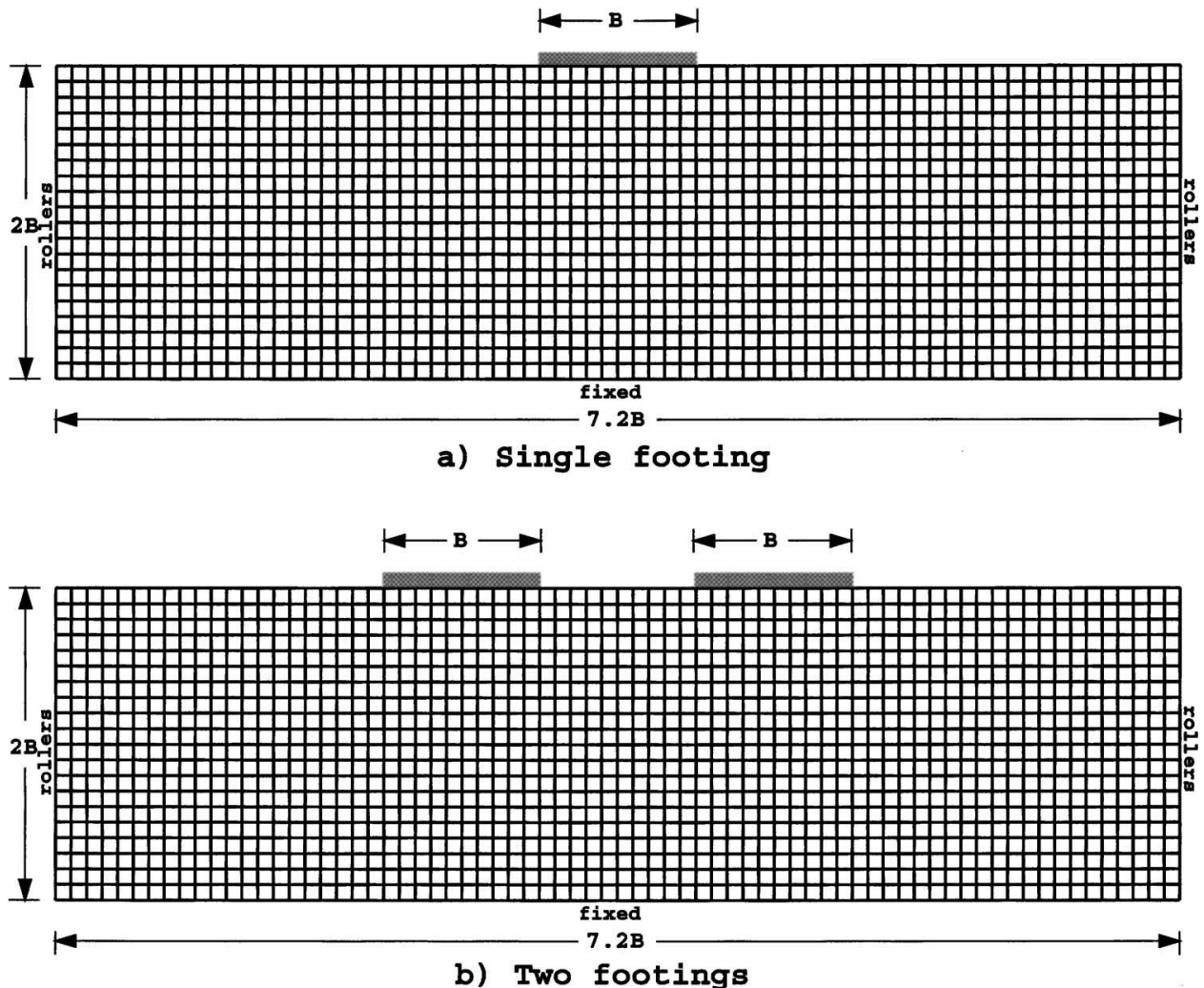
Οι μέσες τιμές των ιδιοτήτων του εδάφους έχουν αρκετά καλά εδραιωθεί και πρόσφατα υπήρξε βελτίωση όσον αφορά τη διαθεσιμότητα δεδομένων σχετικά με τις τυπική απόκλιση και χωρική συσχέτιση. Σε μεγάλο βαθμό η συλλογή δεδομένων έχει παρακινηθεί από τη διαθεσιμότητα αλγορίθμων τυχαίων πεδίων και τη δυνατότητα να παράγουν χρήσιμα αποτελέσματα. Η αυξημένη απόδοση των ηλεκτρονικών υπολογιστών έδωσε επίσης τη δυνατότητα για πιο λεπτομερή διακριτοποίηση των προβλημάτων οριακών τιμών, και καλύτερη μοντελοποίηση των στατιστικών ιδιοτήτων των εισαγόμενων παραμέτρων.

Η μέθοδος RFEM είναι ένας συνδυασμός της θεωρίας τυχαίων πεδίων, όπου τα τυχαία πεδία δημιουργούνται με τη μέθοδο LAS (Local Average Subdivision), και της ανάλυσης ελαστοπλαστικού τύπου με πεπερασμένα στοιχεία.

Περίληπτικά, η μέθοδος RFEM χρησιμοποιεί ένα κάρναβο πεπερασμένων στοιχείων όπου προσαρμόζονται πάνω ένα τυχαίο πεδίο που μπορεί να αποτελείται από μία ή περισσότερες μεταβλητές. Έτσι, το κάθε στοιχείο του κάρναβου αποτελεί μία τιμή της μεταβλητής.

Στο επόμενο σχήμα (Εικόνα 27) είναι ένας κάρναβος που χρησιμοποιείται για την ανάλυση πιθανολογικής φέρουσας ικανότητας. Ο ίδιος κάρναβος μπορεί να χρησιμοποιηθεί και για μεμονωμένο πέδιλο όσο και για δύο πέδιλα όπως φαίνεται και στο σχήμα. Ο κάρναβος

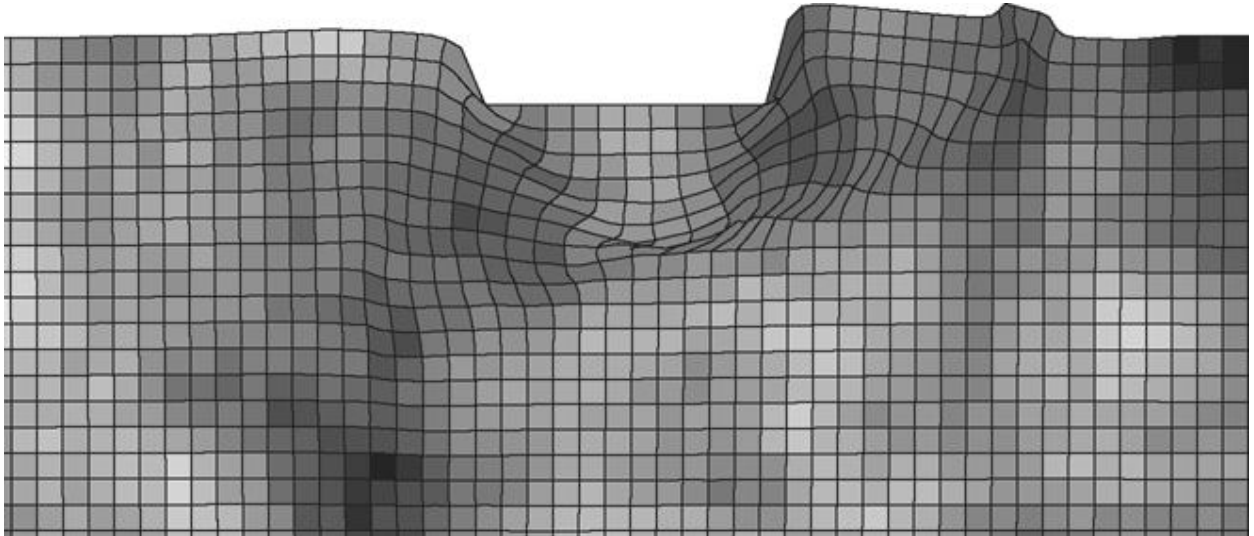
ανάλυσης αποτελείται από 1440 πεπερασμένα στοιχεία για μία ιδιότητα του εδάφους όπου θεωρήθηκε ως μεταβλητή, ενώ για δύο μεταβλητές θα αποτελείται από 2880 ( $2 \cdot 1440$ ) πεπερασμένα στοιχεία και ούτω καθεξής.



**Εικόνα 26:** Κάνναβος από πιθανολογική ανάλυση φέρουσας ικανότητας (a) μεμονωμένο θεμέλιο; (b) δυο θεμέλια

Εξαιτίας της χωρικής μεταβλητότητας στις ιδιότητες του εδάφους η επιφάνεια αστοχίας κάτω από το θεμέλιο θα ακολουθήσει την ασθενέστερη διαδρομή μέσα από το έδαφος. Για παράδειγμα, η Εικόνα 28 απεικονίζει την αστοχία μεμονωμένου πέδιλου σε ρεαλιστικό έδαφος με χωρικά ποικίλες ιδιότητες. Μπορεί να φανεί ότι η επιφάνεια αστοχίας δεν είναι συμμετρική. Σε αυτό το σχήμα (Εικόνα 28) οι ανοιχτόχρωμες περιοχές αντιπροσωπεύουν ισχυρότερο έδαφος και οι σκοτεινότερες περιοχές ασθενέστερο. Η ασθενής (σκοτεινή) περιοχή κοντά στην επιφάνεια του εδάφους στα δεξιά του πέδιλου έχει προκαλέσει ένα

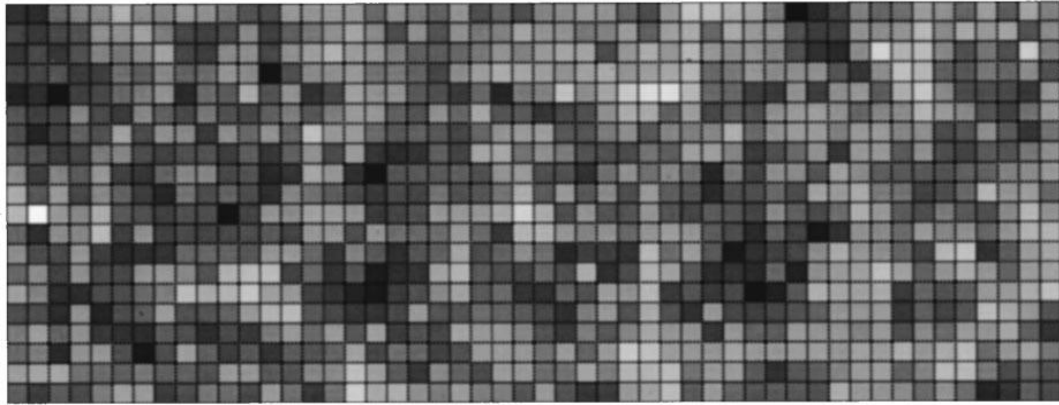
μηχανισμό μη-συμμετρικής αστοχίας που είναι συνήθως σε χαμηλότερο φορτίο έδρασης από ότι είχε προβλεφθεί από τις παραδοσιακές ομοιογενής και συμμετρικές αναλύσεις αστοχίας.



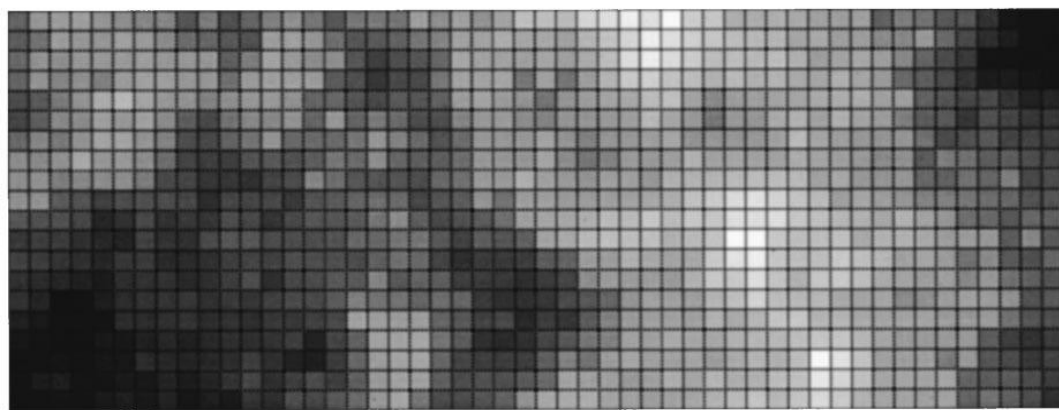
**Εικόνα 27:** Τυπικά παραμορφωμένος κάρναβος σε αστοχία, όπου οι σκοτεινότερες περιοχές δείχνουν ασθενέστερο έδαφος

Η χωρική μεταβλητότητα στις ιδιότητες του εδάφους εξαρτάται από το μήκος χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ). Όπως αναφέρουν οι Griffiths et al. (2002) το μήκος χωρικής συσχέτισης περιγράφει την απόσταση στην οποία οι χωρικά μεταβαλλόμενες τιμές μιας μεταβλητής τείνουν να συσχετιστούν κάτω από το Γκαουσιανό (Gaussian) πεδίο.

Η Εικόνα 29 παρουσιάζει δύο χαρακτηριστικές περιπτώσεις δημιουργίας τυχαίων πεδίων αστράγγιστης διατμητικής αντοχής για μία σταθερή τιμή  $COV_{c_u}$ , ενώ μεταβάλλεται το μήκος χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ). Μπορεί να παρατηρηθεί ότι για μία μικρή τιμή του  $\theta$  η διατμητική αντοχή αλλάζει ραγδαία από στοιχείο σε στοιχείο δημιουργώντας ένα ακανόνιστο πεδίο (Εικόνα 29a), και όταν το  $\theta$  αυξηθεί το τυχαίο πεδίο γίνεται πιο ομαλό (Εικόνα 29b).



**a)**



**b)**

**Εικόνα 28:** Επίδραση μήκους χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ) σε δημιουργία τυχαίου πεδίου για σταθερό  $COV_{c_u}$ , (a)  $\theta=0,125$  (b)  $\theta=8$

Οι Griffiths et al., (2000) έδειξαν ότι το μήκος χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ) που πλησιάζει στο άπειρο ( $\theta=+\infty$ ) (πιο ομοιογενές έδαφος), οι τιμές του συντελεστή ασφαλείας θα είναι υπερεκτιμημένες ενώ για χαμηλές τιμές του  $\theta$  υποτιμημένες.

Με την μέθοδο RFEM μπορούμε να υπολογίσουμε τη πιθανότητα αστοχίας (pf). Στην παρούσα μελέτη πιθανότητα (pf) αστοχίας ορίζεται ως ο αριθμός των προσομοιώσεων που αστόχησαν (αστοχία σε φέρουσα ικανότητα) δια τον συνολικό αριθμό των προσομοιώσεων (Fenton και Griffiths, 2008). Αστοχία σε φέρουσα ικανότητα μπορεί να οριστεί ως φέρουσα ικανότητα ενός χωρικά μεταβαλλόμενου εδάφους η οποία είναι μικρότερη της ντετερμινιστικής τιμής ενός χωρικά αμετάβλητου (ομοιογενούς) εδάφους. Επιπλέον, το λογισμικό RFEM μπορεί να δημιουργήσει μία γραφική παράσταση πυκνότητας πιθανότητας (PDF) του συντελεστή ασφαλείας με το να υπολογίσει τον συντελεστή ασφαλείας κάθε επανάληψης.

## 5 Πιθανολογική ανάλυση επιφανειακών θεμελιώσεων με λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων (Rbear2D)

Πιθανολογικές μελέτες μπορούν να πραγματοποιηθούν με αντιμετώπιση μερικών βασικών ιδιοτήτων τους εδάφους ως τυχαία πεδία. Οι παράμετροι του εδάφους που δεν προκαλούν καμία σημαντική μεταβολή, η ανάλυση μπορεί να αντιμετωπίζεται ντετερμινιστικά για να μειωθεί η πολυπλοκότητα του προβλήματος. Με βάση παραμετρικές μελέτες οι μηχανικοί θα μπορούσαν να εξιδανικεύσουν περαιτέρω τις απαιτήσεις σχεδιασμού και κατασκευής για να ελαχιστοποιήσουν το κόστος του έργου.

Πιθανολογικές αναλύσεις επιφανειακών θεμελιώσεων για εκτίμηση της πιθανότητας αστοχίας ( $pf$ ) είναι μέχρι στιγμής περιορισμένες. Σύμφωνα με τους Griffiths et al.(2006), κατά την εξέταση φέρουσας ικανότητας ( $q$ ), θα μπορούσε να αναμένεται ότι μία σημαντική παράμετρος θα είναι το μήκος χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ) του εδάφους σε σχέση με το πλάτος των πέδλων ( $D$ ) και το κενό μεταξύ τους ( $s$ ).

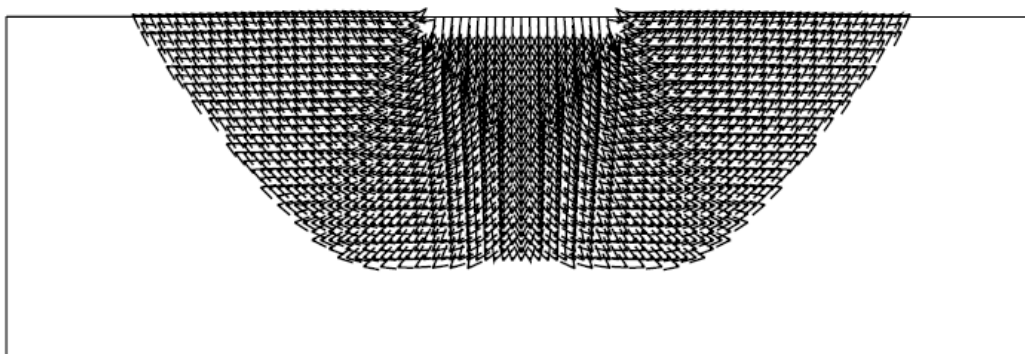
Σε ορισμένες περιπτώσεις, μπορεί να είναι απαραίτητο να τοποθετηθούν τα πέδλα αρκετά κοντά μεταξύ τους, για να διευκολυνθούν οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες ή και να περιοριστούν τα φορτία θεμελίωσης. Σε τέτοιες περιπτώσεις, η ανάμιξη των ζωνών αστοχίας θα μπορούσε να μεταβάλει τη συμπεριφορά φέρουσας ικανότητας ( $q$ ) και τη συμπεριφορά του φορτίου του πέδλου. Για πέδλα στην επιφάνεια λεπτόκοκκου αστράγγιστου εδάφους, η ανάμιξη των ζωνών αστοχίας είναι λιγότερο έντονη και όποια αύξηση της φέρουσας ικανότητας ( $q$ ) συνήθως δεν περιλαμβάνεται στον σχεδιασμό.

Στις ακόλουθες ενότητες παρουσιάζονται επίλυσεις που έγιναν με τη μέθοδο τυχαίων Random Finite Element Method (RFEM) για προσδιορισμό της πιθανότητας αστοχίας ( $pf$ ) του εδάφους με τη χρήση του λογισμικού Rbear2D. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται με τον όρο πιθανότητα αστοχίας ( $pf$ ) ο οποίος στην παρούσα μελέτη ορίζεται ως ο αριθμός των προσομοιώσεων που αστόχησαν (αστοχία σε φέρουσα ικανότητα) δια τον συνολικό αριθμό των προσομοιώσεων (Fenton και Griffiths, 2008). Αστοχία σε φέρουσα ικανότητα μπορεί να οριστεί ως η φέρουσα ικανότητα ενός χωρικά μεταβαλλόμενου εδάφους η οποία είναι μικρότερη της ντετερμινιστικής τιμής ενός χωρικά αμετάβλητου (ομοιογενούς) εδάφους.

Στην επίλυση επιφανειακών θεμελιώσεων η φέρουσα ικανότητα του εδάφους μπορεί προσδιορίζεται από την εξίσωση που πρωτοαναφέρθηκε από τον Terzaghi (1943)(Εξίσωση [6]):

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + c N_c + q N_q \quad [6]$$

Όπου  $q_u$  είναι η οριακή φέρουσα ικανότητα,  $\gamma$  είναι το ειδικό βάρος του εδάφους,  $c$  είναι η συνοχή και  $q$  είναι η επιφόρτιση.  $N_\gamma$ ,  $N_c$  και  $N_q$  είναι συντελεστές φέρουσας ικανότητας. Η πιο πάνω εξίσωση θεωρεί ότι το έδαφος είναι χωρικά αμετάβλητο και έτσι η επιφάνεια αστοχίας παίρνει ένα σχήμα λογαριθμικής σπείρας όπως φαίνεται στην πιο κάτω εικόνα (Εικόνα 30).



**Εικόνα 29: Διάγραμμα μετατόπισης τυχαίου πεδίου**

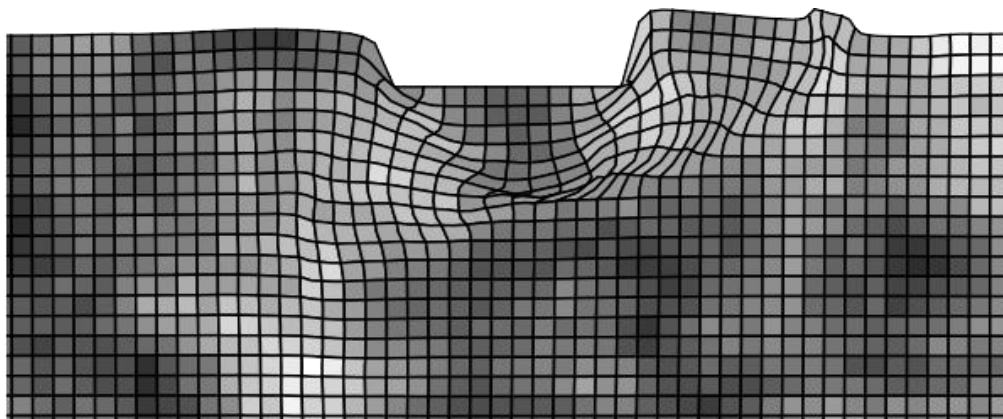
Παρόλα αυτά, αυτή η θεωρία δεν είναι ρεαλιστική αφού όπως προαναφέρθηκε, το έδαφος είναι εξαιρετικά ετερογενές υλικό και η επιφάνεια αστοχίας θα ακολουθήσει την ασθενέστερη οδό όπως φαίνεται στο επόμενο σχήμα (Εικόνα 31).

Οι Fenton και Griffiths (2003), επικεντρώθηκαν στην μελέτη της εδαφικής μεταβλητότητας και θεώρησαν το έδαφος ως αβαρές και χωρίς επιφόρτιση. Ως εκ τούτου η εξίσωση της φέρουσας ικανότητας απλοποιείται σε:

$$q_u = c N_c \quad [7]$$

Ο συντελεστής φέρουσας ικανότητας  $N_c$  στο πρόγραμμα Rbear2D ορίζεται από την εξίσωση του Meyerhof, G. G. (1951)(Εξίσωση [8]):

$$N_c = \frac{e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) - 1}{\tan \phi} \quad [8]$$



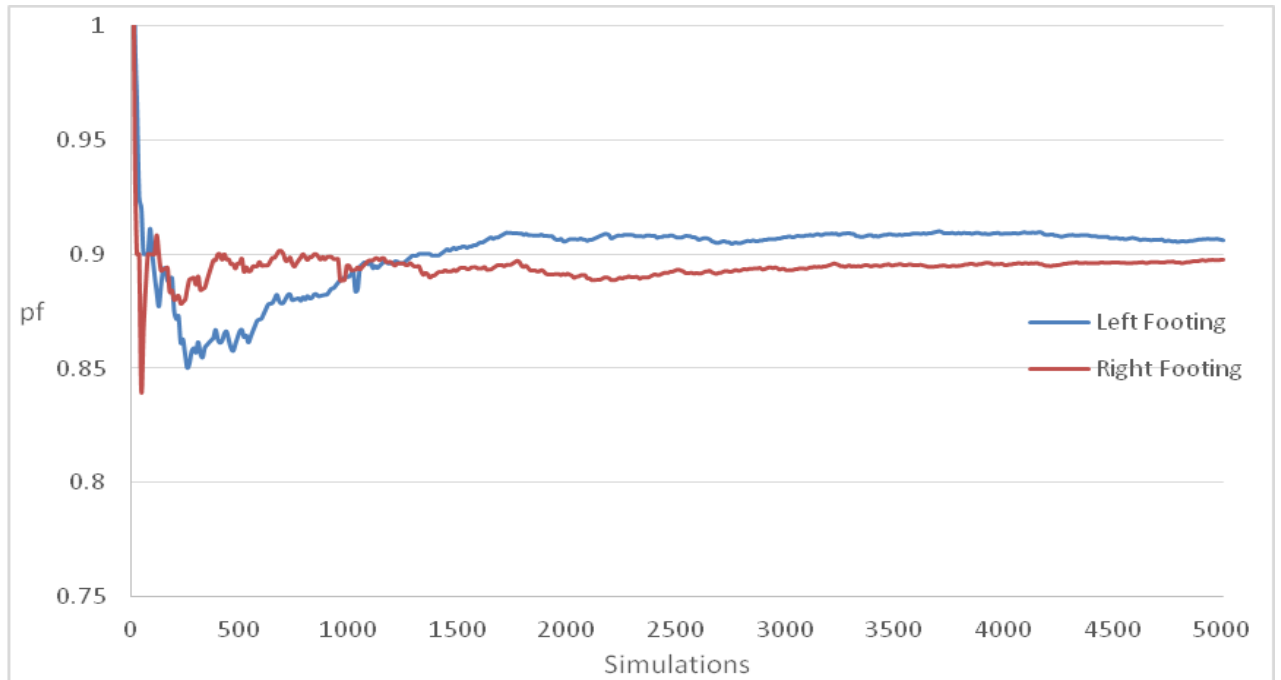
**Εικόνα 30: Παραμορφωμένος κάρναβος τυχαίου πεδίου**

Στις μελέτες που ακολουθούν η συνοχή μοντελοποιήθηκε ως τυχαίο πεδίο με μέση τιμή, τυπική απόκλιση και μήκος χωρικής συσχέτισης. Η κατανομή που χρησιμοποιήθηκε είναι η λογαριθμοκανονική κατανομή για τους λόγους που αναφερθήκαν στο κεφάλαιο δύο. Το μέτρο ελαστικότητας ( $E_{\text{Young}}$ ) και ο λόγος Poisson παραμένουν σταθερά αφού όπως αναφέρει ο Griffiths et al. (2002) οι δυο αυτές ιδιότητες δεν επηρεάζουν την φέρουσα ικανότητα παρά μόνο τις καθιζήσεις.

### **5.1 Προκαταρκτική μελέτη επίδρασης πλευρικών ορίων και επίδραση αδιαπέρατης στρώσης**

Σε πρώτο στάδιο, πραγματοποιήθηκε προκαταρκτική μελέτη για τον αριθμό των προσομοιώσεων που πρέπει να χρησιμοποιήσουμε στις επιλύσεις των μοντέλων στο λογισμικό Rbear2D ούτως ώστε να οριστεί ο βέλτιστος αριθμός προσομοιώσεων για τον οποίον η πιθανότητα αστοχίας σταθεροποιείται. Στην ακόλουθη γραφική παράσταση (Εικόνα 32) δείχνεται η σχέση πιθανότητας αστοχίας (pf) συναρτήσει των προσομοιώσεων για το αριστερό και δεξί πέδιλο. Παρατηρείται ότι η πιθανότητα αστοχίας τείνει να σταθεροποιηθεί μετά από τις 2000 προσομοιώσεις. Για να εξαλειφθεί αυτή η αβεβαιότητα στις ακόλουθες μελέτες ο αριθμός των προσομοιώσεων καθορίστηκε ίσος με 2500.



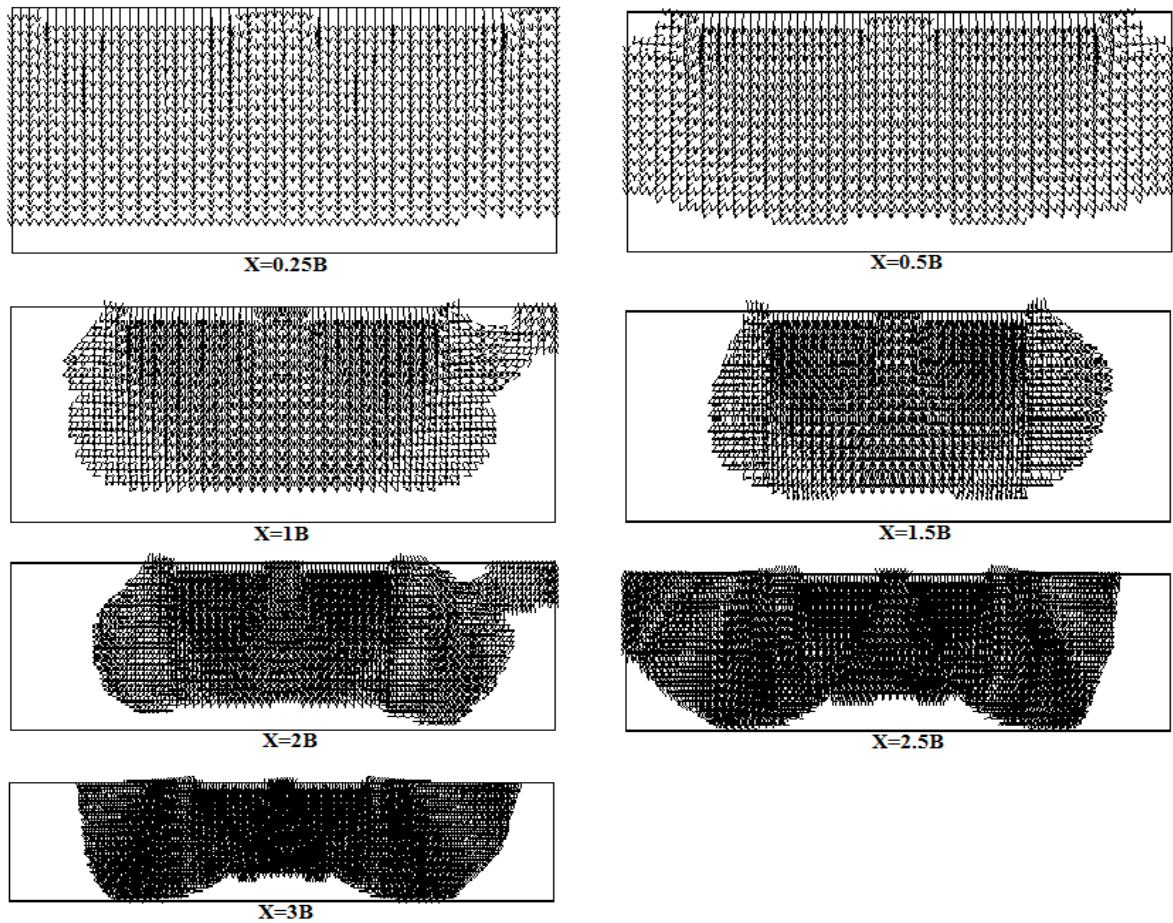


**Εικόνα 31: Σχέση πιθανότητας αστοχίας (pf) συναρτήσει προσομοιώσεων για δύο πέδιλα**

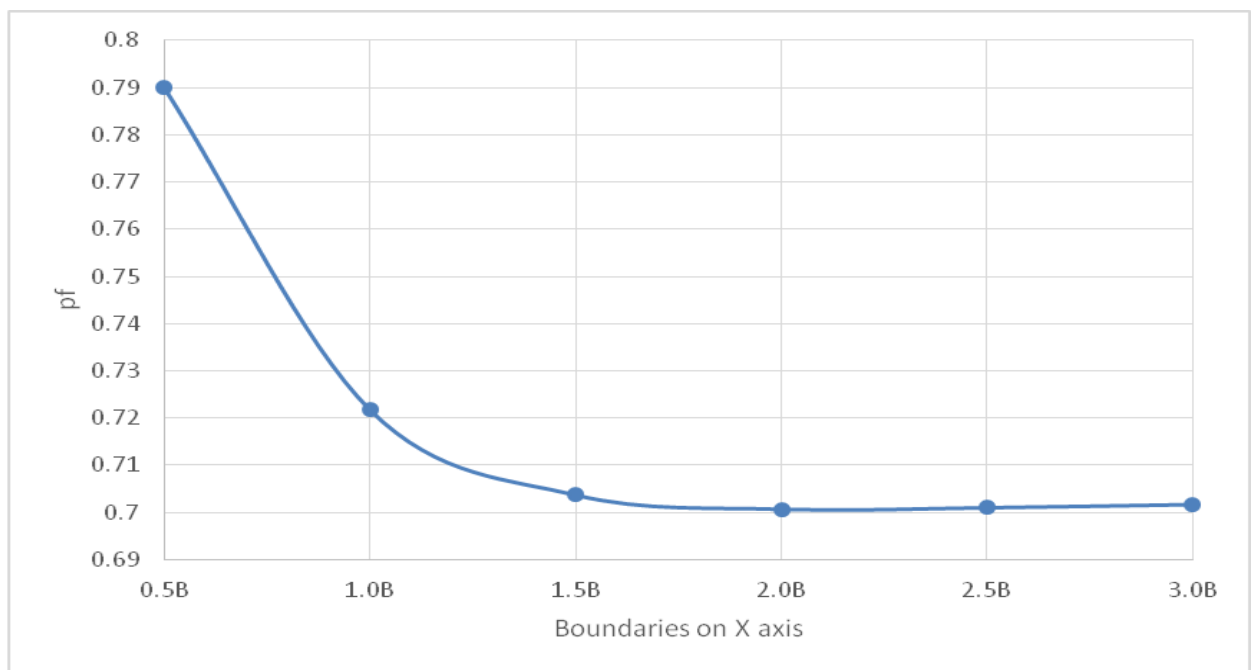
Σε αυτή την ενότητα πραγματοποιήθηκε παραμετρική ανάλυση ως προς την επίδραση των πλευρικών ορίων ( $X$ ) στη πιθανότητα αστοχίας για τις ακόλουθες τιμές:  $X=0.25B$ ,  $0.5B$ ,  $1B$ ,  $1.5B$ ,  $2B$ ,  $2.5B$  και  $3B$ . Το βάθος του βραχώδους υποστρώματος ορίστηκε ίσο με  $Y=1.6B$ . Η επίλυση πραγματοποιήθηκε για δύο πέδιλα με πλάτος πέδιλου να καταλαμβάνει χώρο στον κ 10 στοιχεία ( $1B$  ή  $1m$ ) και απόσταση μεταξύ των δύο πέδιλων ( $s$ )  $0.5B$  ( $0.5m$ ). Να σημειωθεί ότι το μέγεθος των τετραγωνικών πεπερασμένων στοιχείων του κάρναβου ορίστηκε ίσο με  $0.1m$  και στις δυο κατεύθυνσης, ούτως ώστε να επιτευχθεί πιο λεπτομερείς και ακριβής λύση. Δεδομένου του πιο πάνω το βάθος του βραχώδους υποστρώματος είναι στα  $1.6m$ .

Σε κάθε προσομοίωση του λογισμικού μεταβάλλεται η γωνία τριβής με μέση τιμή  $\mu_{\phi}=33^{\circ}$  και τυπική απόκλιση  $\sigma_{\phi}=5^{\circ}$  και μένει σταθερή η συνοχή του εδάφους ( $c$ ) με ντετερμινιστική τιμή ίση με  $100\text{ kPa}$  όπως επίσης και το μήκος χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ) ίσο με  $100\text{ m}$ . Πραγματοποιήθηκαν  $2500$  προσομοιώσεις για κάθε τιμή των πλευρικών ορίων ( $X$ ). Το μέγεθος του κάρναβου είναι  $(30*16)$ ,  $(35*16)$ ,  $(45*16)$ ,  $(55*16)$ ,  $(65*16)$ ,  $(75*16)$ ,  $(85*16)$  για τις αντίστοιχες τιμές των πλευρικών ορίων  $X=0.25$ ,  $0.5$ ,  $1$ ,  $1.5$ ,  $2$ ,  $2.5$ ,  $3\text{ m}$ .

Στην επόμενη εικόνα (Εικόνα 33) παρουσιάζεται ο σχηματισμός των τάσεων για τις διάφορες τιμές των πλευρικών ορίων που χρησιμοποιήθηκαν ούτως ώστε εξάγουμε την καλύτερη δυνατή τιμή και να τη χρησιμοποιήσουμε στις ακόλουθες αναλύσεις.



Εικόνα 32: Σχηματισμός τάσεων για πλευρικών ορίων (X)

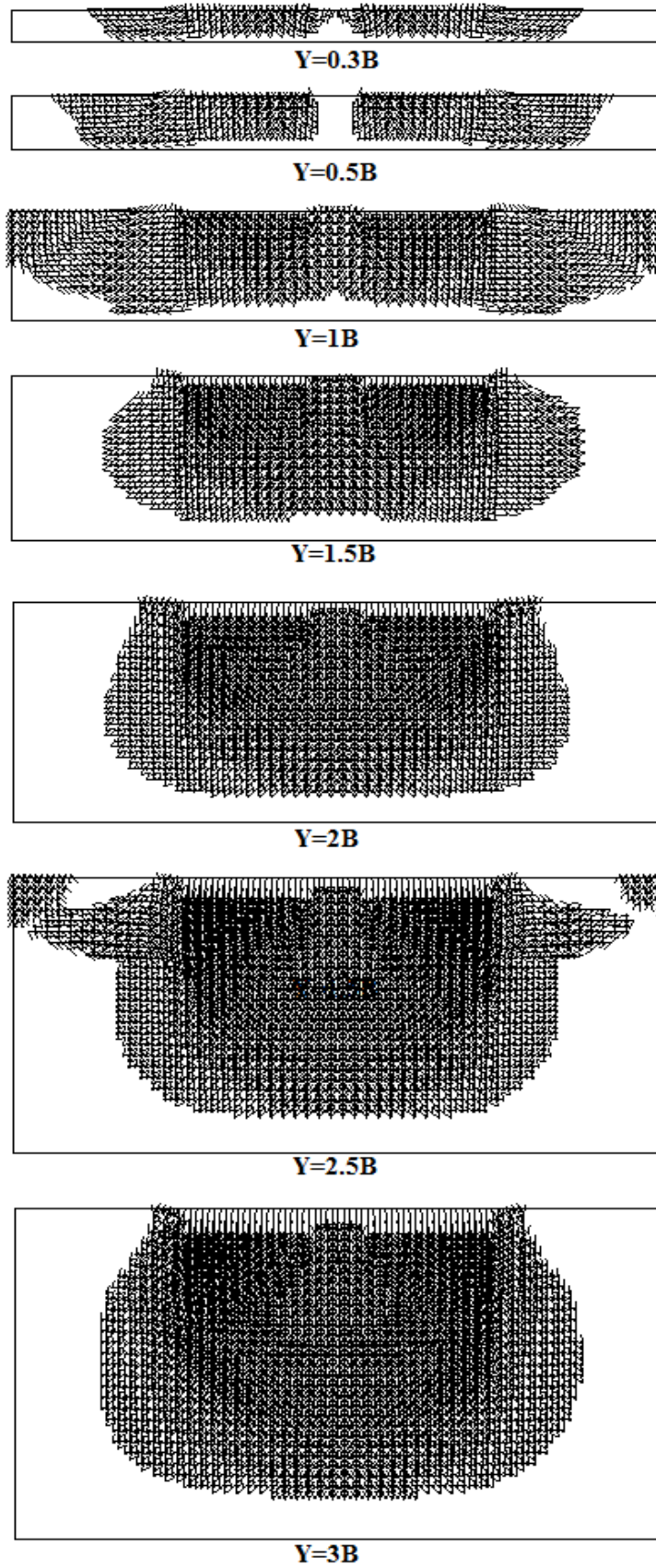


Εικόνα 33: Σχέση πιθανότητας αστοχίας (pf) συναρτήσει πλευρικών ορίων για δύο θεμέλια

Στην Εικόνα 34 παρουσιάζεται η σχέση πιθανότητας αστοχίας (pf) με τα διάφορα πλευρικά όρια για δύο θεμέλια. Παρατηρείται ότι για πλευρικά όρια από 0.25B έως 1.5B, επηρεάζεται σημαντικά η πιθανότητα αστοχία (pf). Αυτό υφίσταται για το λόγο ότι οι παραγόμενες τάσεις λόγω των μικρών πλευρικών ορίων προσκρούουν και ακολούθως ανακλώνται λειτουργώντας έτσι δυσμενώς στην όλη συμπεριφορά των θεμελίων αυξάνοντας την πιθανότητα αστοχίας. Περαιτέρω, το “γκελ” των τάσεων όπως φαίνεται και στην γραφική (Εικόνα 34) σταματά για πλευρικά όρια μεγαλύτερα/ίσα από 1.5B.

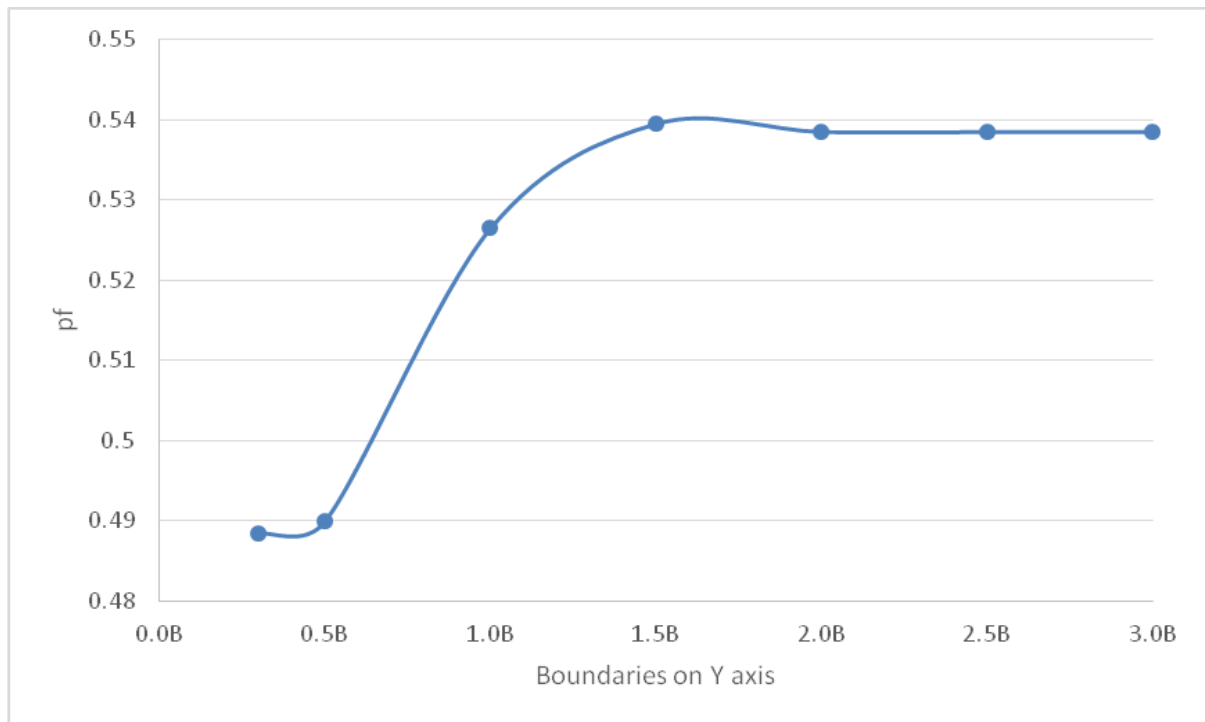
Επιπρόσθετα, πραγματοποιήθηκε παραμετρική ανάλυση ως προς την επίδραση αδιαπέρατης στρώσης ούτος ώστε να εξάγουμε την κατάλληλη τιμή των στοιχείων (elements) που πρέπει να εισάγουμε στο λογισμικό για να μην επηρεάζει την πιθανότητα αστοχίας το βάθος του βραχώδους υποστρώματος.

Οι τιμές που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση ήταν για  $Y=0.3B, 0.5B, 1B, 1.5B, 2B, 2.5B$  και  $3B$ , όπου  $Y$  είναι η απόσταση από το κάτω μέρος των πέδινων μέχρι το βραχώδες υπόστρωμα. Οι τιμές των ιδιοτήτων του εδάφους παρέμειναν οι ίδιες με την προηγούμενη ανάλυση. Η επίλυση πραγματοποιήθηκε για δύο πέδιλα με πλάτος πέδινου να καταλαμβάνει χώρο στον κάρναβο 10 στοιχεία (1B ή 1m) και απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων (s) 0.5B (0.5m). Το πλάτος των πλευρικών ορίων ορίστηκε στα 2.55m. Πραγματοποιήθηκαν 2500 προσομοιώσεις για κάθε τιμή του βάθους βραχώδους υποστρώματος.



Εικόνα 34: Σχηματισμός τάσεων για τιμές βάθους βραχώδους υποστρώματος ( $Y$ )

Στην Εικόνα 35 παρουσιάζονται ο σχηματισμός των τάσεων για τιμές βάθους βραχώδους υποστρώματος  $Y=0.3B, 0.5B, 1B, 1.5B, 2B, 2.5B$  και  $3B$ . Η ανάλυση έγινε για να εξάγουμε το συμπέρασμα κατά πόσο βάθος θα πρέπει να έχει το βραχώδες υπόστρωμα έτσι ώστε να μην επηρεάζει την πιθανότητα αστοχίας.



**Εικόνα 35:** Σχέση πιθανότητας αστοχίας (pf) συναρτήσει βάθους βραχώδους υποστρώματος για δύο θεμέλια

Στην Εικόνα 36 παρατηρείται ότι η πιθανότητα αστοχίας (pf) αρχίζει να σταθεροποιείται για βάθος βραχώδους υποστρώματος ίσο με  $1.5B$  και μετά. Για βάθη βραχώδους υποστρώματος από  $0.3B$  μέχρι  $1.5B$  γίνεται αντιληπτό ότι η πιθανότητα αστοχίας επηρεάζεται σημαντικά λόγω των τάσεων στο έδαφος που αντανακλώνται στο βραχώδες υπόστρωμα.

## 5.2 Επιλύσεις με χρήση θεωρητικών δεδομένων

Στην παρούσα μελέτη, πραγματοποιήθηκαν επιλύσεις με δύο πέδιλα, όπου για κάθε επίλυση χρησιμοποιήθηκαν μία σειρά από μοντέλα επίλυσης. Το κάθε μοντέλο επίλυσης πραγματοποιήθηκε για 2500 προσομοιώσεις τυχαίων πεδίων.

### 5.2.1 Παραμετρική ανάλυση ως προς το μήκος χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ) για δύο πέδιλα σε ανισοτροπικό και ισοτροπικό έδαφος

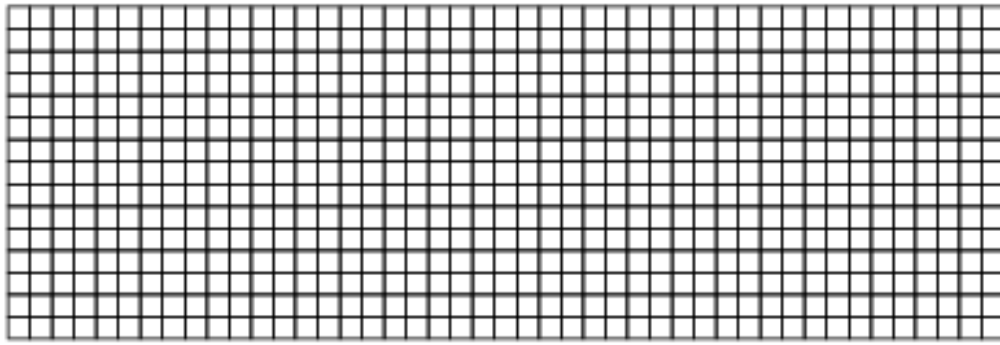
Σε γενικές γραμμές, το μήκος χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ) μπορεί να είναι διαφορετικό στις δύο ορθογωνικές κατευθύνσεις (οριζόντια και κάθετα). Σύμφωνα με τους Fenton και Griffiths, (2008) τα εδάφη είναι συχνά σε οριζόντιες στρώσεις (λόγω της απόθεσης και αποσύνθεσης). Ως εκ τούτου το μήκος χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ) στην οριζόντια κατεύθυνση είναι μεγαλύτερο σε σχέση με την κατακόρυφη διεύθυνση (δηλαδή, οι ιδιότητες του εδάφους είναι περισσότερο «σταθερές» κατά την οριζόντια κατεύθυνση παρά στην κατακόρυφη). Σημειώνεται ότι η μέθοδος προσομοίωσης LAS (Local Average Subdivision) που χρησιμοποιείται στο λογισμικό Rbear2D περιλαμβάνει μία προσέγγιση προς την κοινή κατανομή που τείνει να είναι αρκετά ακριβής μόνο όταν ο λόγος του μεγαλύτερου μήκους χωρικής συσχέτισης ( $\theta_x$ ) στον οριζόντιο άξονα διά το μικρότερο ( $\theta_y$ ) είναι μικρότερος ή ίσος με 10.

Στην πρώτη περίπτωση πραγματοποιήθηκε παραμετρική ανάλυση ως προς το μήκος χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ) για ανισοτροπικά εδάφη, δηλαδή διαφορετικό μήκος χωρικής συσχέτισης σε κάθε άξονα. Σε κάθε μοντέλο επίλυσης το μήκος χωρικής συσχέτισης στον οριζόντιο άξονα ήταν 10 φορές μεγαλύτερο από τον κάθετο άξονα (Fenton & Griffiths 2008).

Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε για τις ακόλουθες τιμές:  $\theta_x/\theta_y = 1/0.1, 2/0.2, 4/0.4, 5/0.5, 10/1,$

$20/2, 40/4, 50/5$  και  $100/10$ . Το μέγεθος του κάναβου πεπερασμένων στοιχείων ήταν 45\*16

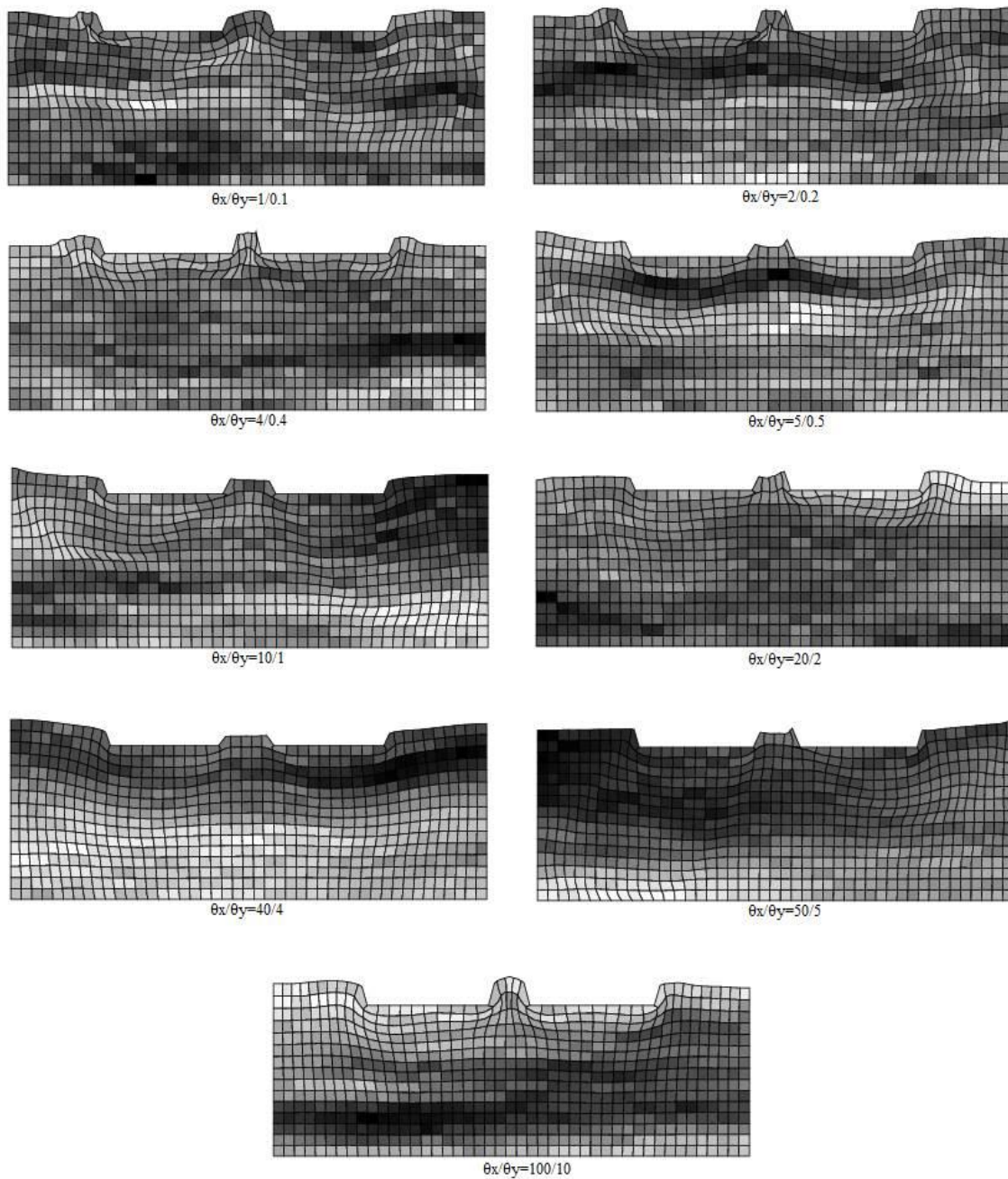
(Εικόνα 37). Το βάθος βραχώδους υποστρώματος ορίστηκε ως 1.6B, ίσο με 1.6m. Το κάθε τετραγωνικό στοιχείο (element) έχει πλευρά ίση με 0.1 m. Το πλάτος των θεμελίων ορίστηκε ίσο με 1m (1B) και το άνοιγμα μεταξύ των θεμελίων στα 0.5B, δηλαδή 0.5m. Για κάθε τυχαίο πεδίο στις 2500 προσομοιώσεις μεταβάλλετε η συνοχή (Cu) του εδάφους, με λογαριθμοκανονική κατανομή με μέση τιμή ( $\mu$ ) 100, τυπική απόκλιση ( $\sigma$ ) 40 και συντελεστή διασποράς (COV) ίσο με 0.4.



**Εικόνα 36: Κάνναβος για την ανάλυση φέρουσας ικανότητας επιφανειακών θεμελιώσεων- RFEM**

Ο σκοπός της παρούσας ανάλυσης είναι να διερευνηθεί η επιρροή του μήκους χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ) στην πιθανότητα αστοχίας (pf) όπως αυτή ορίστηκε προηγουμένως.

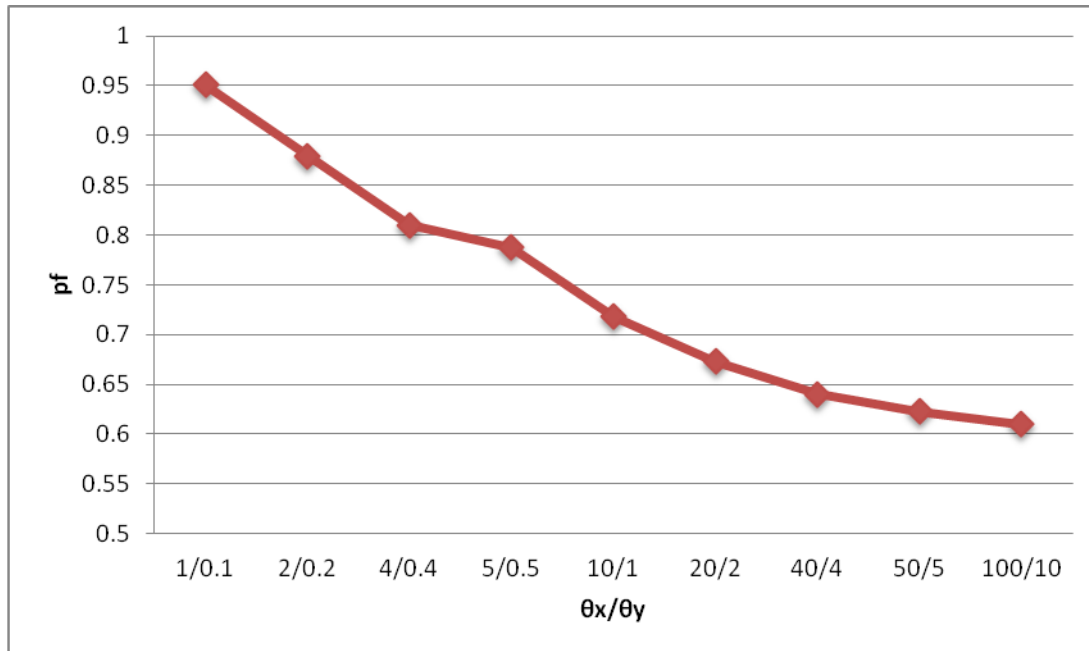
Στην Εικόνα 38 παρουσιάζονται οι παραμορφωμένοι κάνναβοι των μοντέλων επίλυσης των 9 τιμών που χρησιμοποιήθηκαν για το μήκος χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ). Τα σκοτεινότερα στοιχεία (elements) του κάνναβου αντιστοιχούν σε ισχυρότερο έδαφος και αντιστρόφως ανάλογα τα ανοιχτόχρωμα. Όπως φαίνεται και στην Εικόνα 38 οι παραμορφώσεις στους κάνναβους είναι εντονότερες για μικρά  $\theta$ , ενώ όσο μεγαλώνουν τα μήκη χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ) οι παραμορφώσεις μικραίνουν.



**Εικόνα 37: Παραμορφωμένοι κάρναβοι πεπερασμένων στοιχείων- παραμετρική ανάλυση ως προς το μήκος χωρικής συσχέτισης**

Επιπλέον, στο επόμενο διάγραμμα (Εικόνα 39) παρατηρείται ότι η πιθανότητα αστοχίας ( $pf$ ) είναι αντιστρόφως ανάλογη με τα μήκη χωρικής συσχέτισης ( $\theta_x/\theta_y$ ). Είναι αναμενόμενο να έχουν αυτή την αναλογία αφού θεωρητικά όσο πιο ομοιογενές είναι το έδαφος τόσο πιο μικρή είναι η πιθανότητα ( $pf$ ).

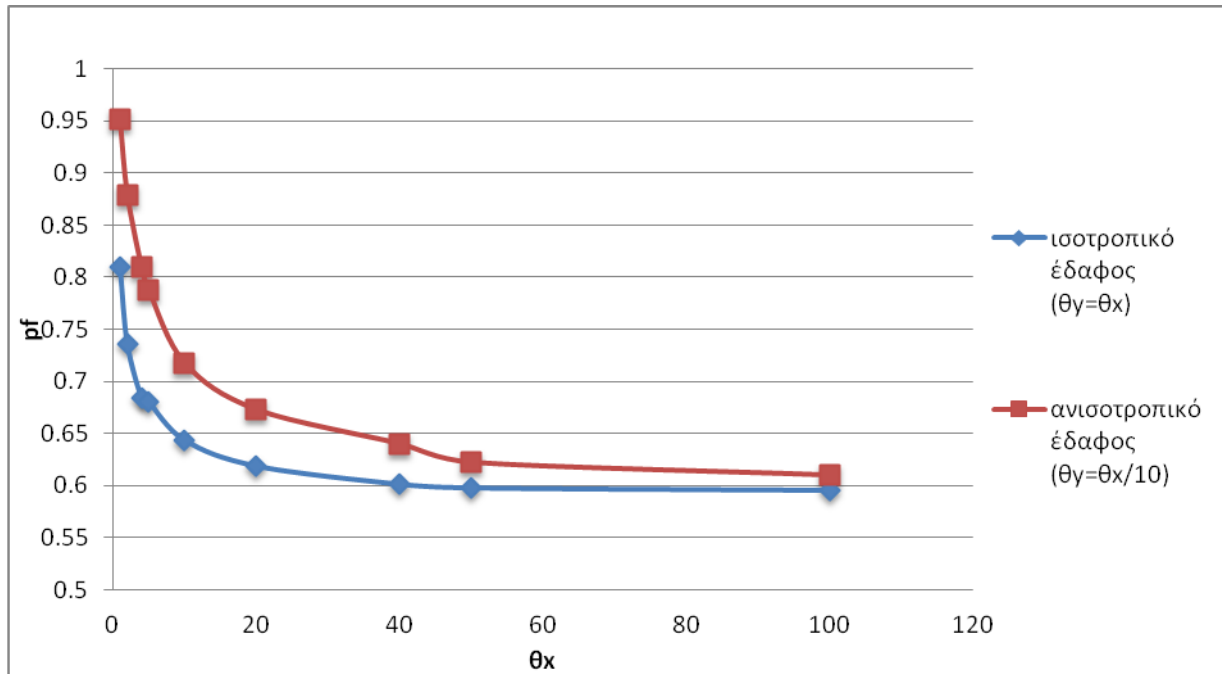




**Εικόνα 38:** Σχέση πιθανότητας αστοχίας (pf) συναρτήσει μήκους χωρικής συσχέτισης  $\theta_x/\theta_y$

Στην δεύτερη περίπτωση πραγματοποιήθηκε παραμετρική ανάλυση ως προς το μήκος χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ) για ισοτροπικά εδάφη, με τα ίδια δεδομένα που χρησιμοποιήθηκαν για το ανισοτροπικό έδαφος. Αυτό έγινε για να μπορέσουμε να συγκρίνουμε πως μεταβάλλεται η πιθανότητα αστοχίας (pf) στις δύο περιπτώσεις.

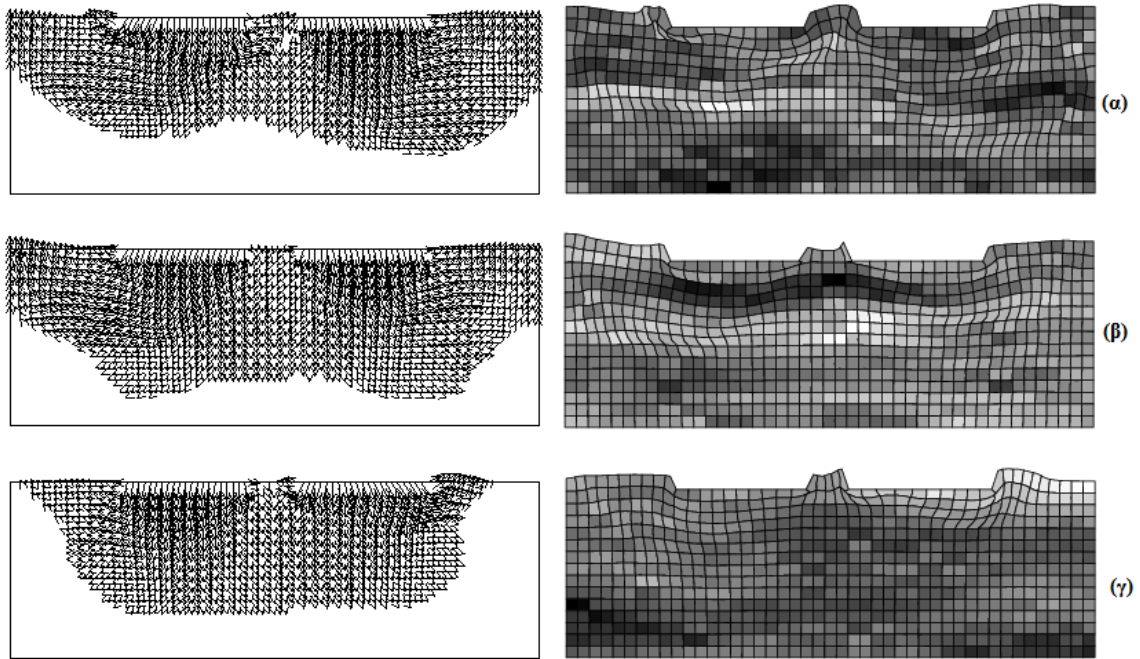
Στην παρακάτω γραφική (Εικόνα 40) συγκρίνεται η επίδραση του ισοτροπικού και ανισοτροπικού εδάφους με πιθανότητα αστοχίας (pf). Για να μπορέσει να γίνει η σύγκριση αυτή, στον άξονα  $\chi$  της γραφικής εισήγαμε μόνο το μήκος χωρικής συσχέτισης στον οριζόντιο άξονα ( $\theta_x$ ), αφού η διαφορά των δύο (ισοτροπικό και ανισοτροπικό έδαφος) είναι κατά πόσο παίζει ρόλο το μήκος χωρικής συσχέτισης για τον κάθετο άξονα. Φαίνεται καθαρά στην γραφική (Εικόνα 40), ότι η πιθανότητα αστοχίας επηρεάζεται από το μήκος χωρικής συσχέτισης του κάθετου άξονα ( $\theta_y$ ), αφού για ανισοτροπικά εδάφη που είναι πιο ετερογενή στον κάθετο άξονα έχουμε μεγαλύτερη πιθανότητα αστοχίας και το αντίστροφο.



Εικόνα 39: Σύγκριση πιθανότητας αστοχίας με μήκος χωρικής συσχέτισης για ισοτροπικό και ανισοτροπικό έδαφος

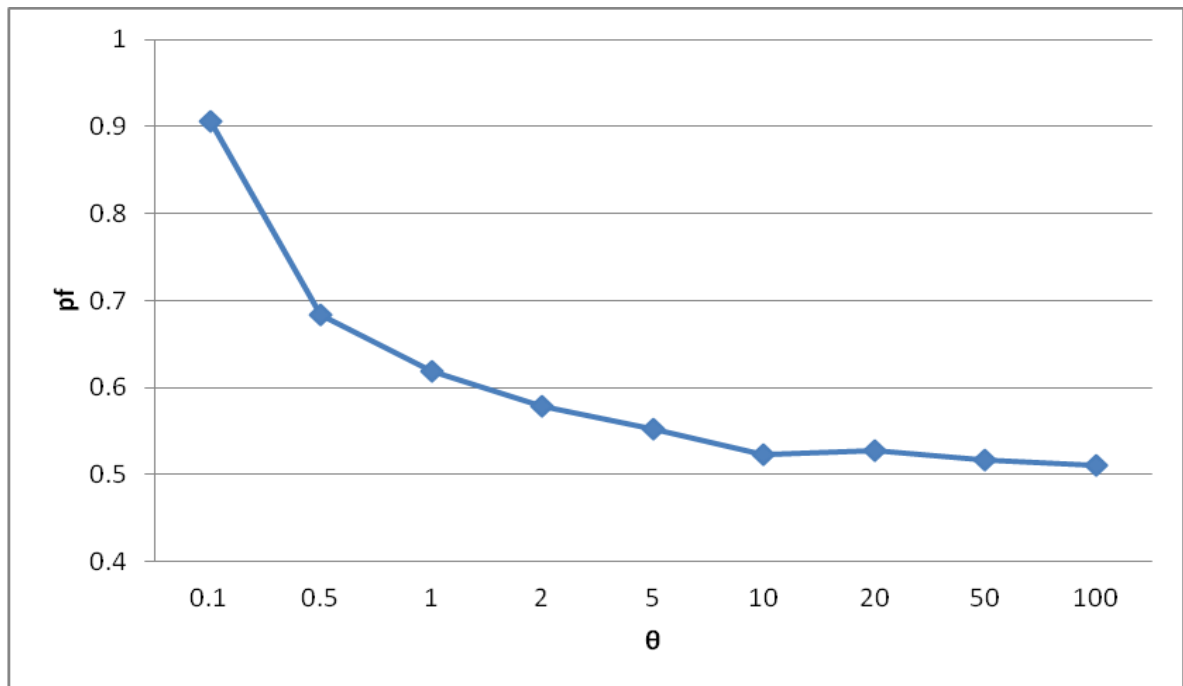
### 5.2.2 Παραμετρική ανάλυση ως προς το μήκος χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ) για δύο πέδιλα σε ισοτροπικό έδαφος

Για να έχουμε ισοτροπικό έδαφος τότε το μήκος χωρικής συσχέτισης στον άξονα  $x$  ( $\theta_x$ ) πρέπει να είναι ίσο με αυτό στον άξονα  $y$ . Στην τρίτη περίπτωση παραμετρικής ανάλυσης εξετάζεται το μήκος χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ) ως προς τη πιθανότητα αστοχίας ( $p_f$ ), με τη συνοχή ( $C$ ) του εδάφους να παίρνει ντετερμινιστική τιμή ίση με 20 kPa και γωνία τριβής ( $\varphi$ ) του εδάφους να μεταβάλλεται σε κάθε προσομοίωση λογαριθμοκανονικά με μέση τιμή  $\mu_\varphi=27^\circ$ , τυπική απόκλιση  $\sigma_\varphi=4^\circ$  και συντελεστή διασποράς (COV) ίσο με 0,15. Οι ιδιότητες του εδάφους καθορίστηκαν από τον Πίνακα 20 (Παράρτημα Α). Το πλάτος των πέδινων, το άνοιγμα μεταξύ τους, το βάθος βραχόδους υποστρώματος και το πλάτος των τετραγωνικών στοιχείων του κάναβου παρέμειναν τα ίδια με την προηγούμενη μελέτη.



**Εικόνα 40: Διάγραμμα μετατόπισης και παραμορφωμένος κάρναβος για (α)  $\theta=1$ , (β)  $\theta=5$  και (γ)  $\theta=20$**

Στην Εικόνα 41 παρουσιάζονται τρία ενδεικτικά διαγράμματα μετατόπισης και δίπλα οι παραμορφωμένοι κάρναβοι για  $\theta=1$ ,  $\theta=5$  και  $\theta=20$ .



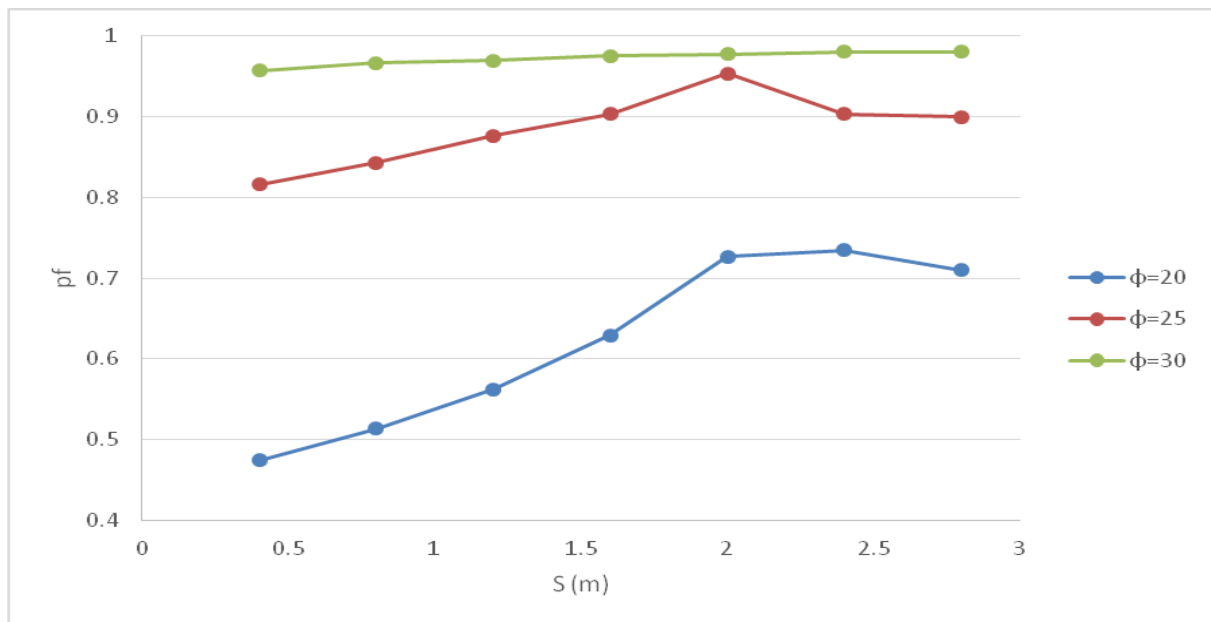
**Εικόνα 41: Σχέση πιθανότητας αστοχίας (pf) συναρτήσει μήκους χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ )**

Στην Εικόνα 42 φαίνεται η σχέση πιθανότητας αστοχίας (pf) με το μήκος χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ) σε ισοτροπικό έδαφος. Παρατηρείται ότι για μήκος χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ )

από 1 μέχρι 100 για τις συγκεκριμένες ιδιότητες του εδάφους η πιθανότητα αστοχίας κυμαίνεται από 0,51 μέχρι 0,91. Επίσης ισχύουν όλα όσα ειπώθηκαν και στην προηγούμενη περίπτωση.

### 5.2.3 Παραμετρική ανάλυση ως προς την απόσταση μεταξύ των θεμελίων (s)

Στην αυτή τη περίπτωση πραγματοποιήθηκε παραμετρική ανάλυση ως προς την απόσταση μεταξύ των θεμελίων (s) για τις ακόλουθες τιμές  $s=0.4\text{m}$ ,  $0.8\text{m}$ ,  $1.2\text{m}$ ,  $1.6\text{m}$ ,  $2\text{m}$ ,  $2.4\text{m}$  και  $2.8\text{m}$ . Επίσης, οι επιλύσεις πραγματοποιήθηκαν για ντετερμινιστικές τιμές της γωνίας τριβής ( $\phi$ ) του εδάφους ίση με  $20^\circ$ ,  $25^\circ$  και  $30^\circ$ . Για κάθε τυχαίο πεδίο στις 2500 προσομοιώσεις μεταβάλλετε η συνοχή (C) του εδάφους, με λογαριθμοκανονική κατανομή με μέση τιμή  $\mu_c=100\text{ kPa}$ , τυπική απόκλιση  $\sigma_c=40\text{ kPa}$  και συντελεστή διασποράς (COV) ίσο με 0.4. Τα πλάτη των θεμελίων είναι ίσα με  $0.8\text{m}$ .



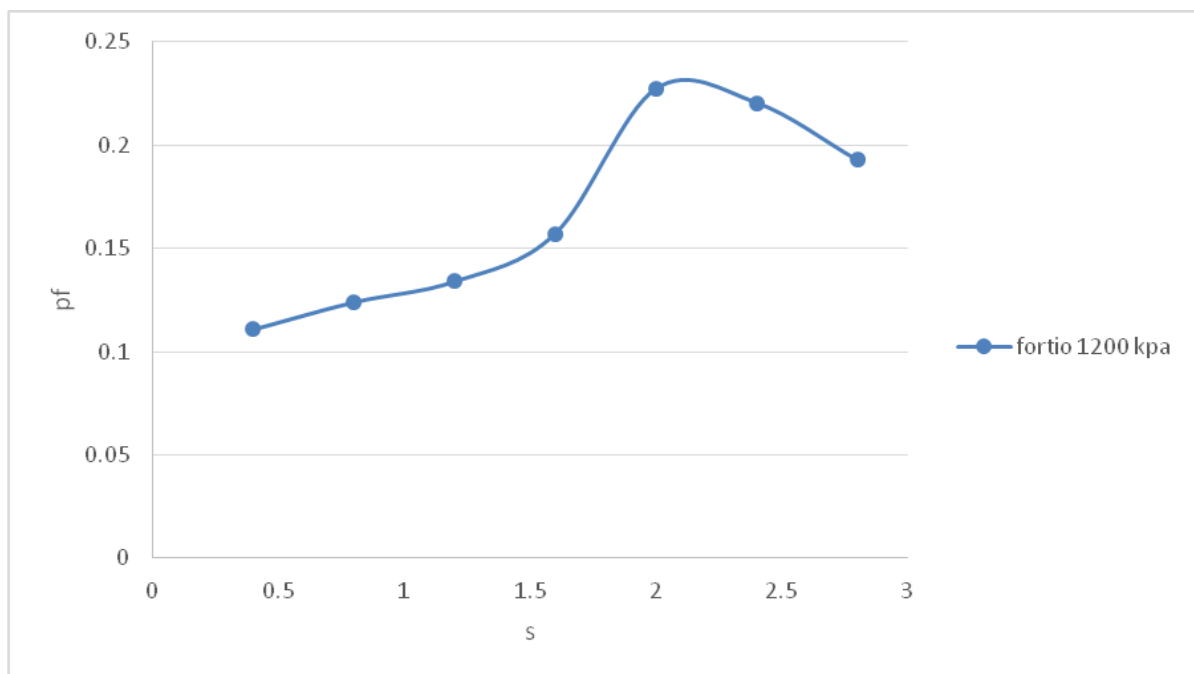
Εικόνα 42: Σχέση μεταξύ πιθανότητας αστοχίας (pf) με απόσταση μεταξύ θεμελίων (s) για διάφορες τιμές γωνιών τριβής ( $\phi$ )

Από την Εικόνα 43 παρατηρείται ότι όσο μεγαλώνει η γωνία τριβής τόσο πιο μεγάλη είναι πιθανότητα αστοχίας. Εδώ να αναφερθεί ότι η πιθανότητα αστοχίας στην παρούσα πτυχιική εργασία ορίζεται ως ο αριθμός των προσομοιώσεων που αστόχησαν (αστοχία σε φέρουσα ικανότητα) δια τον συνολικό αριθμό των προσομοιώσεων (Fenton και Griffiths, 2008). Αστοχία σε φέρουσα ικανότητα μπορεί να οριστεί ως η φέρουσα ικανότητα ενός χωρικά μεταβαλλόμενου εδάφους η οποία είναι μικρότερη της ντετερμινιστικής τιμής ενός χωρικά αμετάβλητου (ομοιογενούς) εδάφους. Επιπλέον παρατηρείται ότι όσο αυξάνεται η απόσταση

μεταξύ των θεμελίων (s) αυξάνεται παράλληλα και η πιθανότητα αστοχίας (pf). Αυτό συμβαίνει για το λόγο ότι όσο τα θεμέλια είναι κοντά οι παραγόμενες τάσεις αλληλοεπιδρούν ευμενώς δηλαδή σπρώχνουν τα θεμέλια προς τα πάνω δίνοντας έτσι μικρότερη πιθανότητα αστοχίας (pf). Σε μεγαλύτερες αποστάσεις μεταξύ των θεμελίων η αλληλεπίδραση αυτή σταμάτα και οι πιθανότητα αστοχίας (pf) τείνει να ακολουθήσει μια σταθερή γραμμή. Επίσης αξίζει να αναφερθεί ότι σε πολύ κοντινές αποστάσεις οι τάσεις κάτω από τα δύο θεμέλια κλειδώνουν (blocking) και τα δύο θεμέλια λειτουργούν σαν ένα (Stuart, J. G., 1962).

#### 5.2.4 Παραμετρική ανάλυση ως προς την απόσταση μεταξύ των θεμελίων (s) με εφαρμοσμένο φορτίο

Στην πιο κάτω γραφική (Εικόνα 44) παρουσιάζεται η σχέση πιθανότητας αστοχίας με απόσταση θεμελίων (s) για εφαρμοσμένο φορτίο 1200 kPa. Ο σκοπός είναι να δειχθεί πώς μεταβάλετε η πιθανότητα αστοχίας κάτω από ένα εφαρμοσμένο αξονικό φορτίο. Τα θεμέλια έχουν πλάτος  $B=0.8\text{m}$  και η απόσταση μεταξύ τους μεταβάλλεται ως ακολούθως  $s=0.4\text{m}$ ,  $0.8\text{m}$ ,  $1.2\text{m}$ ,  $1.6\text{m}$ ,  $2\text{m}$ ,  $2.4\text{m}$  και  $2.8\text{m}$ . Η μέση τιμή και η τυπική απόκλιση της συνοχής είναι ίση με 100 kPa και 40 kPa αντίστοιχα. Η γωνία τριβής πάρθηκε ίση με  $20^\circ$ .



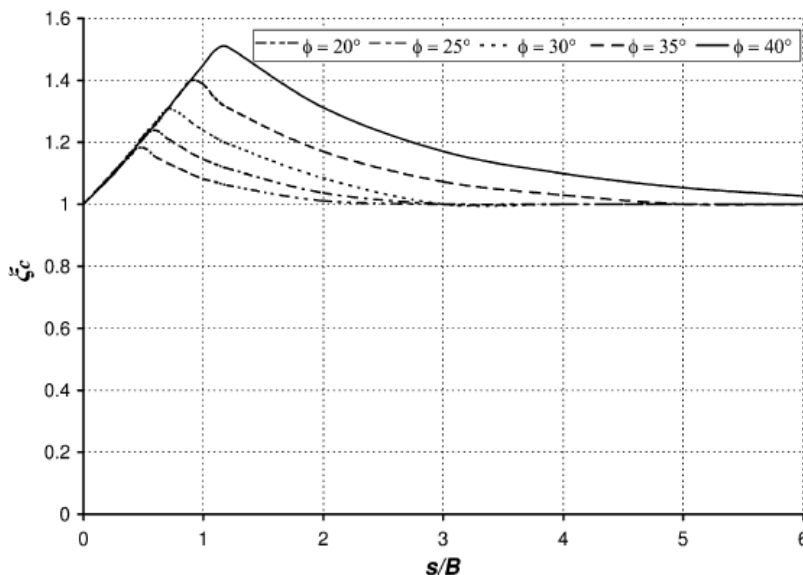
Εικόνα 43: Σχέση πιθανότητας αστοχίας με απόσταση θεμελίων (s) για εφαρμοσμένο φορτίο 1200 kPa

Η πιθανότητα αστοχίας σε αυτή την ανάλυση ορίζεται ως ο αριθμός των προσομοιώσεων που αστόχησαν έναντι του συνολικού αριθμού προσομοιώσεων. Η αστοχία ορίζεται εδώ ως η φέρουσα ικανότητα του εδάφους να είναι μικρότερη από το εφαρμοσμένο φορτίο. Αξίζει να

σημειωθεί ότι το μέγεθος του φορτίου στην προκυμμένη περίπτωση πάρθηκε αυθαίρετα για σκοπούς μελέτης. Επίσης, πραγματοποιήθηκαν και άλλες αναλύσεις με μεγαλύτερες γωνίες τριβής αλλά λόγω του ότι μεγαλύτερη γωνία τριβής αντιστοιχεί σε ισχυρότερο έδαφος η πιθανότητα αστοχίας ήταν κοντά στο 0, έτσι θεωρήθηκε σκόπιμο να παραληφθεί.

Όπως και στην προηγούμενη ανάλυση, παρατηρείται ότι όσο αυξάνεται η απόσταση μεταξύ των θεμελίων η πιθανότητα αστοχίας αυξάνεται. Αυτό, όπως και προηγουμένως, οφείλεται στις παραγόμενες τάσεις οι οποίες λειτουργούν ευμενώς για μικρές αποστάσεις μεταξύ των θεμελίων. Ακολούθως, όσο αυξάνεται η απόσταση η αλληλεπίδραση μειώνεται με αποτέλεσμα η πιθανότητα αστοχίας να αυξάνεται.

Παρατηρώντας τα δυο τελευταία διαγράμματα (Εικόνα 43 και 44) μπορεί να εξαχθεί το συμπέρασμα ότι υπάρχει συγκεκριμένη απόσταση μεταξύ των θεμελίων στην οποία η πιθανότητα αστοχίας μεγιστοποιείται. Να σημειωθεί ότι αυτό ισχύει μόνο στο συγκεκριμένο παράδειγμα αφού όπως παρουσιάζεται στην μελέτη των Mabrouki et al. (2010) ο συντελεστής απόδοσης  $\xi$  (ο οποίος ορίζεται ως η φέρουσα ικανότητα ενός θεμελίου διά την φέρουσα ικανότητα δυο αλληλοεπιδρώντων θεμελίων) παίρνει διαφορετική μέγιστη τιμή καθώς μεταβάλλεται η γωνία τριβής  $\phi$  (Εικόνα 45).



**Εικόνα 44:** Σχέση συντελεστή απόδοσης ( $\xi$ ) συναρτήσει απόστασης μεταξύ δύο πεδίων ( $s$ ) διά πλατους πεδίων ( $B$ ) για γωνία τριβής ( $\phi$ ) ίση με  $20^\circ, 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$

### 5.3 Επιλύσεις με χρήση πραγματικών δεδομένων

Η παρακάτω επίλυση βασίζεται σε πραγματικά δεδομένα για το έδαφος του πεδίου Πεντακώμου. Πραγματοποιήθηκε παραμετρική ανάλυση για τον προσδιορισμό της πιθανότητας αστοχίας (pf) σε σχέση με το μήκος χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ). Με βάση προηγούμενης μελέτης που πραγματοποιήθηκε στο ίδιο πεδίο στα πλαίσια μεταπτυχιακής διατριβής επίσης υπό την επίβλεψη του Δρ. Παντελίδη εισήγαμε στο λογισμικό Rbear2D με λογαριθμοκανονική κατανομή τη συνοχή ( $C_u$ ) με μέση τιμή  $\mu_{Cu}=70,39$  kPa και τυπική απόκλιση  $\sigma_{Cu}=33,36$  kPa (Εικόνα 46) για 2500 προσομοιώσεις.

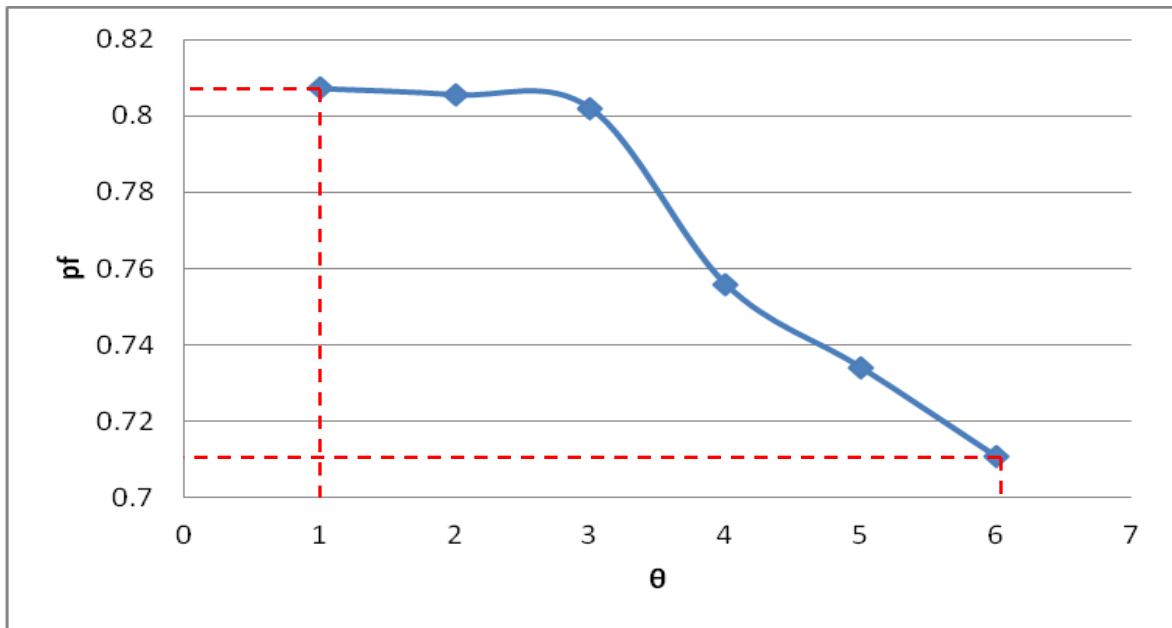
Δοκίμιο	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w%	Δείκτης πόρων e	$C_u$	$E_{Young}$	$E_{Def(80\%)}$
1	14.2245	30.96	0.580	84.5	17984.89	4813.78
2	16.5789	18.47	0.320	131.4	25171.91	12516.20
4	-	29.94	0.557	79.7	11029.7	5694.03
5	-	30.14	0.562	84.62	14275.45	4380.59
6	-	33.26	0.633	30.28	10102.34	2138.57
7	-	32.92	0.625	63.4	11493.38	4262.52
8	15.7941	35.55	0.687	27.4	7783.95	2226.32
9	-	31.41	0.590	61.82	11029.7	4156.48
Mean	15.5325	30.33	0.569	70.39	13608.91	5023.56
STDV	1.198802	5.140212	0.109731	33.35895	5571.646	3262.896
COV	0.07718	0.169469	0.192714	0.473916	0.409412	0.649519

Εικόνα 45: Φυσικά και μηχανικά χαρακτηριστικά εδάφους

Επίσης, η ανάλυση πραγματοποιήθηκε για τιμές μήκους χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ) ίσο με 1.57, 1.64, 1.94, 2.73, 4.34, 5.58 που πάρθηκαν από τις θέσεις 3 έως 8 από τις μετρήσεις DPL στο πεδίο Πεντακώμου. Το βάθος βραχώδους υποστρώματος ορίστηκε ως 1.6B, ίσο με 1.6m. Το κάθε τετραγωνικό στοιχείο (element) έχει πλευρά ίση με 0.1 m. Το πλάτος των θεμελίων ορίστηκε ίσο με 1m (1B) και το άνοιγμα μεταξύ των θεμελίων στα 1B, δηλαδή 1m.

Στο επόμενο διάγραμμα (Εικόνα 47) παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης που πραγματοποιήθηκε με χρήση πραγματικών δεδομένων. Εδώ παρατηρείται η μεγάλη ετερογένεια του εδάφους αφού οι μετρήσεις έγιναν σε οριζόντια απόσταση έξι μέτρων. Όπως και στις προηγούμενες επιλύσεις όσο αυξάνεται το μήκος χωρικής συσχέτισης τόσο η πιθανότητα αστοχίας μειώνεται. Επίσης από τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στο

επόμενο διάγραμμα παρατηρείται ότι η πιθανότητα αστοχίας του πεδίου κυμαίνεται από 0,71 μέχρι 0,81



Εικόνα 46: Σχέση πιθανότητας αστοχίας ( $p_f$ ) συναρτήσει μήκους χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ )



## 6 Συμπεράσματα

Για την ανάπτυξη και εφαρμογή της αξιοπιστίας σχεδιασμού μίας κατασκευής απαιτούνται ρεαλιστικές εκτιμήσεις της μεταβλητότητας των παραμέτρων του εδάφους. Η μεταβλητότητα των παραμέτρων σχεδιασμού του εδάφους θα πρέπει να αξιολογείται συναρτήσει της εγγενούς μεταβλητότητας του εδάφους, των σφαλμάτων κατά τις μετρήσεις και της αβεβαιότητας μετασχηματισμού ενός φυσικού μεγέθους σε ένα άλλο. Η σχετική συμβολή αυτών των στοιχείων στην συνολική μεταβλητότητα των παραμέτρων σχεδιασμού εξαρτάται από τις συνθήκες στο πεδίο, τον βαθμό ακριβείας του εξοπλισμού, τον έλεγχο της διαδικασίας κατά τη δοκιμή και την ποιότητα του μοντέλου μετασχηματισμού.

Στην παρούσα πτυχιακή εργασία, πραγματοποιήθηκαν μετρήσεις στο πεδίο Πεντακώμου για να μελετηθεί η ετερογένεια του εδάφους και το μήκος χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ). Οι μετρήσεις πραγματοποιήθηκαν με τη μέθοδο DPL, όπως επίσης έγινε χρήση δυναμόκλειδου για μέτρηση της ροπής. Παρατηρήθηκε ότι υπάρχει έντονη ετερογένεια ως προς την αντοχή του εδάφους και ότι το έδαφος είναι έντονα ετερογενές τόσο κατά την έννοια του βάθους όσο και κατά την έννοια του πλάτους.

Παράλληλα με τις μετρήσεις του πεδίου, πραγματοποιήθηκαν επιλύσεις με τη μέθοδο τυχαίων πεπερασμένων στοιχείων (RFEM) με τη χρήση του λογισμικού Rbear2D. Οι επιλύσεις πραγματοποιήθηκαν με θεωρητικά και πραγματικά δεδομένα πεδίου για μελέτη δύο θεμελίων.

Οι παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν στις επιλύσεις ήταν το μήκος χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ) για ισοτροπικά και ανισοτροπικά εδάφη όπως επίσης η απόσταση μεταξύ των θεμελίων ( $s$ ) για διάφορες τιμές γωνιών τριβής ( $\varphi$ ) και για τυχαίο εφαρμοσμένο αξονικά φορτίο. Από τις επιλύσεις συμπεραίνεται ότι:

- Όσο αυξάνεται το μήκος χωρικής συσχέτισης μειώνεται η πιθανότητα αστοχίας ( $pf$ )
- Λαμβάνοντας υπόψη την ανισοτροπία, παρατηρήθηκε ότι η πιθανότητα αστοχίας, είναι μεγαλύτερη συγκριτικά με την πιθανότητα αστοχίας για ισοτροπική περίπτωση.
- Όσο μεγαλώνει η γωνία τριβής ( $\varphi$ ) τόσο πιο μεγάλη είναι η πιθανότητα αστοχίας ( $pf$ ).  
Να σημειωθεί ότι αυτό εξαρτάται από το πώς ορίζεται η πιθανότητα αστοχίας.

- Ανάλογα με τα δεδομένα, υπάρχει συγκεκριμένος συνδυασμός απόστασης θεμελίου και πλάτους θεμελίου που μεγιστοποιείται η πιθανότητα αστοχίας.
- Όσο αυξάνεται η απόσταση μεταξύ των δύο θεμελίων αυξάνεται και η πιθανότητα αστοχίας (pf). Παρόλα αυτά σε μικρές αποστάσεις οι τάσεις κάτω από τα θεμέλια “κλειδώνουν” και τα δύο θεμέλια τείνουν να λειτουργούν σαν ένα.
- Σε συγκεκριμένη απόσταση μεταξύ δύο θεμελίων (s) για τυχαίο εφαρμοσμένο φορτίο η πιθανότητα αστοχίας (pf) μεγιστοποιείται.
- Το βάθος του βραχώδης υποστρώματος και τα πλευρικά όρια έχουν σημαντική επιρροή στην πιθανότητα αστοχίας (pf).

## BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Fenton, G. a, and Griffiths, D. V. (2000). "Bearing Capacity of Spatially Random Soils." *8th ASCE Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability*, (1998), 1–6.
- Fenton, G. A., and Griffiths, D. V. (2008). *Risk Assessment in Geotechnical Engineering. Risk Assessment in Geotechnical Engineering*.
- Fenton, G. a., and Griffiths, D. V. (2001). "Bearing capacity of spatially random soil: the undrained clay Prandtl problem revisited." *Géotechnique*, 51(4), 351–359.
- Griffiths, D. V, Fenton, G. A., and Manoharan, N. (2006). "Undrained Bearing Capacity of Two-Strip Footings." (December), 421–427.
- Griffiths, D. V., Fenton, G. a., and Manoharan, N. (2002). "Bearing Capacity of Rough Rigid Strip Footing on Cohesive Soil: Probabilistic Study." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(September), 743–755.
- Iso, C. Y. S. E. N. (2011). "Cyprus standard -." 2005.
- Jones, A., Kramer, S., and Arduino, P. (2002). "Estimation of Uncertainty in Geotechnical Properties for Performance-Based Earthquake Engineering." *Peer Report*, 2002.
- Lumb, P. (1966). "The Variability of Natural Soils." *Canadian Geotechnical Journal*, 3(2), 74–97.
- Mabrouki, A., Benmeddour, D., Frank, R., and Mellas, M. (2010). "Numerical study of the bearing capacity for two interfering strip footings on sands." *Computers and Geotechnics*, Elsevier Ltd, 37(4), 431–439.
- Nadim, F. (2007). "Tools and strategies for dealing with uncertainty in geotechnics." 71–94.
- Nilsson, T. (2008). "Parameter approach from DPL test." 1–4.
- Nilsson, T. U. (2013). "Shear resistance by the DPL Nilsson test." 1249–1257.
- Paper, T. (1982). "Computation of bearing capacity factors using finite elements." (3).
- Phoon, K.-K., and Kulhawy, F. H. (1999). "Characterization of geotechnical variability." *Canadian Geotechnical Journal*, 36(4), 612–624.
- Lacasse, S., & Nadim, F. (1997). "Uncertainties in characterising soil properties. "
- Griffiths, D. V. (1982). "Computation of bearing capacity factors using finite elements. "
- Stuart, J. G. (1962). Interference between foundations, with special reference to surface footings in sand.
- Fenton, G. a, and Griffiths, D. V. (2003a). "Bearing-capacity prediction of spatially random  $c$   $\phi$  soils." *Canadian geotechnical journal*, 40(1), 54–65.

Meyerhof, G. G. (1951). "The ultimate bearing capacity of foundations," *Geotechnique*, 2(4), 301–332.

# ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ

## Παράρτημα Α

Πίνακας 10: Μετρήσεις DPL -Πεδίο Πεντάκωμου - Θέση 1

Θέση 1								
A/A	Καθίζηση (mm)	Κτύποι	Συνολικοί Κτύποι		A/A	Καθίζηση (mm)	Κτύποι	Συνολικοί Κτύποι
0	170	0	0		24	2570	7	161
1	270	14	14		25	2670	7	168
2	370	11	25		26	2770	5	173
3	470	10	35		27	2870	8	181
4	570	10	45		28	2970	8	189
5	670	10	55		29	3070	8	197
6	770	5	60		30	3170	8	205
7	870	5	65		31	3270	10	215
8	970	4	69		32	3370	10	225
9	1070	4	73		33	3470	9	234
10	1170	4	77		34	3570	11	245
11	1270	4	81		35	3670	11	256
12	1370	4	85		36	3770	10	266
13	1470	4	89		37	3870	10	276
14	1570	4	93		38	3970	11	287
15	1670	5	98		39	4070	10	297
16	1770	5	103		40	4170	15	312
17	1870	5	108		41	4270	29	341
18	1970	6	114		42	4370	43	384
19	2070	6	120		43	4470	28	412
20	2170	9	129		44	4570	38	450
21	2270	9	138		45	4670	33	483
22	2370	7	145		46	4770	34	517
23	2470	9	154		47	4870	50	567

**Πίνακας 11: Μετρήσεις DPL -Πεδίο Πεντάκωμου – Θέση 2**

Θέση 2								
A/A	Καθίζηση (mm)	Κτύποι	Συνολικοί Κτύποι		A/A	Καθίζηση (mm)	Κτύποι	Συνολικοί Κτύποι
0	170	0	0		29	3070	8	192
1	270	13	13		30	3170	7	199
2	370	10	23		31	3270	7	206
3	470	7	30		32	3370	8	214
4	570	8	38		33	3470	7	221
5	670	7	45		34	3570	8	229
6	770	7	52		35	3670	8	237
7	870	10	62		36	3770	8	245
8	970	5	67		37	3870	10	255
9	1070	9	76		38	3970	9	264
10	1170	6	82		39	4070	10	274
11	1270	4	86		40	4170	9	283
12	1370	5	91		41	4270	15	298
13	1470	3	94		42	4370	41	339
14	1570	4	98		43	4470	22	361
15	1670	5	103		44	4570	18	379
16	1770	4	107		45	4670	17	396
17	1870	6	113		46	4770	19	415
18	1970	6	119		47	4870	21	436
19	2070	5	124		48	4970	21	457
20	2170	5	129		49	5070	20	477
21	2270	5	134		50	5170	22	499
22	2370	7	141		51	5270	23	522
23	2470	5	146		52	5370	20	542
24	2570	5	151		53	5470	18	560
25	2670	8	159		54	5570	20	580
26	2770	9	168		55	5670	21	601
27	2870	7	175		56	5770	22	623
28	2970	9	184		57	5870	24	647

**Πίνακας 12: Μετρήσεις DPL -Πεδίο Πεντάκωμου – Θέση 3**

Θέση 3										
A/A	Κτύποι	Καθίζηση (mm)	Συνολική καθίζηση (mm)	Μέσος όρος ροπής (Nm)		A/A	Κτύποι	Καθίζηση (mm)	Συνολική καθίζηση (mm)	Μέσος όρος ροπής (Nm)
0	0	175	175	-		25	250	106	4016	-
1	10	102	277	-		26	260	150	4166	7.20
2	20	124	401	-		27	270	94	4260	-
3	30	158	559	-		28	280	49	4309	7.60
4	40	170	729	-		29	290	35	4344	6.60
5	50	192	921	-		30	300	43	4387	1540
6	60	210	1131	-		31	310	48	4435	17.40
7	70	201	1332	-		32	320	74	4509	23.20
8	80	236	1568	-		33	330	62	4571	23.00
9	90	236	1804	-		34	340	58	4629	20.80
10	100	190	1994	-		35	350	55	4684	20.40
11	110	195	2189	-		36	360	49	4733	21.93
12	120	170	2359	-		37	370	41	4774	20.07
13	130	179	2538	-		38	380	39	4813	24.60
14	140	179	2717	-		39	390	31	4844	25.07
15	150	155	2872	-		40	400	29	4873	23.00
16	160	161	3033	-		41	410	35	4908	25.27
17	170	144	3177	-		42	420	26	4934	25.00
18	180	124	3301	-		43	430	27	4961	24.50
19	190	120	3421	-		44	440	25	4986	24.33
20	200	113	3534	-		45	450	36	5022	25.67
21	210	88	3622	-		46	460	35	5057	25.50
22	220	109	3731	-		47	470	35	5092	25.00
23	230	92	3823	-		48	480	30	5122	24.83
24	240	87	3910	-		49	490	27	5149	28.83

**Πίνακας 13: Μετρήσεις DPL -Πεδίο Πεντάκωμου – Θέση 4**

Θέση 4										
A/A	Κτύποι	Καθίζηση (mm)	Συνολική καθίζηση (mm)	Μέσος όρος ροπήs (Nm)		A/A	Κτύποι	Καθίζηση (mm)	Συνολική καθίζηση (mm)	Μέσος όρος ροπήs (Nm)
0	0	160	160	-		26	260	137	3840	7.00
1	10	60	220	-		27	270	109	3949	-
2	20	178	398	-		28	280	98	4047	10.00
3	30	101	499	-		29	290	109	4156	9.13
4	40	124	623	-		30	300	79	4235	10.33
5	50	192	815	-		31	310	39	4274	12.20
6	60	191	1006	-		32	320	41	4315	13.93
7	70	206	1212	-		33	330	40	4355	12.20
8	80	270	1482	-		34	340	42	4397	25.47
9	90	236	1718	-		35	350	31	4428	25.83
10	100	190	1908	-		36	360	44	4472	26.00
11	110	104	2012	-		37	370	38	4510	25.67
12	120	162	2174	-		38	380	46	4556	25.33
13	130	140	2314	-		39	390	39	4595	27.33
14	140	140	2454	-		40	400	45	4640	20.83
15	150	125	2579	-		41	410	43	4683	24.83
16	160	117	2696	-		42	420	36	4719	23.33
17	170	127	2823	-		43	430	34	4753	24.17
18	180	123	2946	-		44	440	33	4786	24.67
19	190	115	3061	-		45	450	36	4822	32.00
20	200	106	3167	-		46	460	40	4862	29.83
21	210	106	3273	-		47	470	38	4900	26.50
22	220	93	3366	-		48	480	45	4945	25.17
23	230	99	3465	-		49	490	43	4988	26.50
24	240	117	3582	-		50	500	35	5023	25.50
25	250	121	3703	-		51	510	28	5051	28.67



**Πίνακας 14: Μετρήσεις DPL -Πεδίο Πεντάκωμου – Θέση 5**

Θέση 5										
A/A	Καθίζηση (mm)	Κτύποι	Συνολικοί Κτύποι	Μέσος όρος ροπής (Nm)		A/A	Καθίζηση (mm)	Κτύποι	Συνολικοί Κτύποι	Μέσος όρος ροπής (Nm)
0	100	0	0	-		26	2700	6	170	-
1	200	16	16	-		27	2800	7	177	-
2	300	13	29	-		28	2900	8	185	-
3	400	13	42	-		29	3000	8	193	-
4	500	10	52	-		30	3100	7	200	-
5	600	7	59	-		31	3200	8	208	-
6	700	5	64	-		32	3300	8	216	-
7	800	5	69	-		33	3400	9	225	-
8	900	6	75	-		34	3500	9	234	-
9	1000	6	81	-		35	3600	7	241	-
10	1100	7	88	-		36	3700	11	252	-
11	1200	4	92	-		37	3800	11	263	-
12	1300	4	96	-		38	3900	12	275	7.80
13	1400	4	100	-		39	4000	9	284	8.33
14	1500	4	104	-		40	4100	12	296	8.87
15	1600	4	108	-		41	4200	20	316	13.20
16	1700	4	112	-		42	4300	17	333	25.50
17	1800	5	117	-		43	4400	22	355	27.50
18	1900	5	122	-		44	4500	29	384	27.83
19	2000	5	127	-		45	4600	30	414	35.00
20	2100	6	133	-		46	4700	25	439	28.17
21	2200	7	140	-		47	4800	26	465	28.00
22	2300	7	147	-		48	4900	30	495	27.50
23	2400	7	154	-		49	5000	37	532	36.00
24	2500	5	159	-		50	5100	39	571	34.83
25	2600	5	164	-						

**Πίνακας 15: Μετρήσεις DPL -Πεδίο Πεντάκωμου – Θέση 6**

Θέση 6										
A/A	Κτύποι	Καθίζηση (mm)	Συνολική καθίζηση (mm)	Μέσος όρος ροπήs (Nm)		A/A	Κτύποι	Καθίζηση (mm)	Συνολική καθίζηση (mm)	Μέσος όρος ροπήs (Nm)
0	0	160	160	-		26	260	54	3331	-
1	10	80	240	-		27	270	81	3412	-
2	20	101	341	-		28	280	105	3517	-
3	30	81	422	-		29	290	118	3635	-
4	40	96	518	-		30	300	91	3726	-
5	50	97	615	-		31	310	85	3811	-
6	60	130	745	-		32	320	89	3900	-
7	70	161	906	-		33	330	85	3985	-
8	80	156	1062	-		34	340	75	4060	-
9	90	97	1159	-		35	350	154	4214	-
10	100	146	1305	-		36	360	75	4289	-
11	110	151	1456	-		37	370	56	4345	-
12	120	227	1683	-		38	380	50	4395	-
13	130	206	1889	-		39	390	52	4447	-
14	140	160	2049	-		40	400	58	4505	-
15	150	160	2209	-		41	410	40	4545	23.33
16	160	160	2369	-		42	420	35	4580	24.83
17	170	150	2519	-		43	430	30	4610	19.37
18	180	150	2669	-		44	440	28	4638	16.47
19	190	130	2799	-		45	450	42	4680	19.67
20	200	140	2939	-		46	460	42	4722	29.83
21	210	89	3028	-		47	470	34	4756	26.83
22	220	88	3116	-		48	480	25	4781	27.67
23	230	73	3189	-		49	490	23	4804	28.83
24	240	40	3229	-		50	500	25	4829	25.00
25	250	48	3277	-						

**Πίνακας 16: Μετρήσεις DPL -Πεδίο Πεντάκωμου – Θέση 7**

Θέση 7									
A/A	Καθίζηση (mm)	Κτύποι	Συνολικοί Κτύποι	Μέσος όρος ροπής (Nm)	A/A	Καθίζηση (mm)	Κτύποι	Συνολικοί Κτύποι	Μέσος όρος ροπής (Nm)
0	100	0	0	-	28	2900	11	258	-
1	200	10	10	-	29	3000	10	268	-
2	300	8	18	-	30	3100	8	276	-
3	400	16	34	-	31	3200	8	284	-
4	500	12	46	-	32	3300	10	294	-
5	600	10	56	-	33	3400	12	306	-
6	700	7	63	-	34	3500	10	316	-
7	800	6	69	-	35	3600	9	325	-
8	900	8	77	-	36	3700	9	334	9.47
9	1000	8	85	-	37	3800	10	344	10.00
10	1100	7	92	-	38	3900	11	355	7.93
11	1200	8	100	-	39	4000	12	367	16.27
12	1300	6	106	-	40	4100	13	380	12.33
13	1400	6	112	-	41	4200	13	393	15.80
14	1500	6	118	-	42	4300	15	408	17.60
15	1600	6	124	-	43	4400	24	432	18.87
16	1700	6	130	-	44	4500	14	446	19.73
17	1800	6	136	-	45	4600	12	458	14.27
18	1900	5	141	-	46	4700	16	474	22.93
19	2000	6	147	-	47	4800	19	493	27.47
20	2100	6	153	-	48	4900	20	513	28.50
21	2200	6	159	-	49	5000	25	538	28.67
22	2300	15	174	-	50	5100	25	563	26.17
23	2400	35	209	-	51	5200	19	582	27.00
24	2500	14	223	-	52	5300	22	604	31.33
25	2600	8	231	-	53	5400	32	636	30.83
26	2700	8	239	-	54	5500	42	678	41.33
27	2800	8	247	-	55	5600	30	708	32.33

**Πίνακας 17: Μετρήσεις DPL -Πεδίο Πεντάκωμου – Θέση 8**

Θέση 8										
A/A	Καθίζηση (mm)	Κτύποι	Συνολικοί Κτύποι	Μέσος όρος ροπήs (Nm)		A/A	Καθίζηση (mm)	Κτύποι	Συνολικοί Κτύποι	Μέσος όρος ροπήs (Nm)
0	100	0	0	-		27	2800	8	198	-
1	200	10	10	-		28	2900	8	206	-
2	300	9	19	-		29	3000	9	215	-
3	400	11	30	-		30	3100	10	225	-
4	500	11	41	-		31	3200	9	234	-
5	600	11	52	-		32	3300	13	247	-
6	700	9	61	-		33	3400	14	261	-
7	800	8	69	-		34	3500	12	273	-
8	900	8	77	-		35	3600	11	284	-
9	1000	6	83	-		36	3700	12	296	7.67
10	1100	6	89	-		37	3800	11	307	10.00
11	1200	6	95	-		38	3900	9	316	10.27
12	1300	6	101	-		39	4000	11	327	16.73
13	1400	5	106	-		40	4100	12	339	17.67
14	1500	5	111	-		41	4200	17	356	20.27
15	1600	6	117	-		42	4300	26	382	12.53
16	1700	5	122	-		43	4400	33	415	14.60
17	1800	6	128	-		44	4500	16	431	17.80
18	1900	6	134	-		45	4600	10	441	16.67
19	2000	7	141	-		46	4700	12	453	17.47
20	2100	6	147	-		47	4800	13	466	19.80
21	2200	8	155	-		48	4900	16	482	23.40
22	2300	7	162	-		49	5000	17	499	18.13
23	2400	6	168	-		50	5100	15	514	23.07
24	2500	6	174	-		51	5200	16	530	26.83
25	2600	8	182	-		52	5300	51	581	33.67
26	2700	8	190	-		53	5400	40	621	35.83

Πίνακας 18: Τυπικές τιμές διατμητικής αντοχής σύμφωνα με το Ενιαίο Σύστημα Κατάταξης Εδαφών (USCS)

USCS	Dysli (1997)			Βαλαλάς (1985)		
	IP (%)	$\phi'$ (°)	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
GW	0	40±5	0	40±5	0	20.0±2.5
GP	—	—	—	33±6	0	19.0±3.0
GM	2-6	36±4	~0	36±4	0	21.0±2.5
GC	7-12	34±4	~0	34±4	0	20.5±2.0
GM-ML	—	—	—	35±5	0	21.5±2.5
GM-GC	—	—	—	33±3	2±2	21.5±2.0
GC-CL	—	—	—	29±4	3±3	21.0±2.0
GC-CH	—	—	—	28±4	4±4	19.5±2.0
SW	0	40±4	0	38±5	0	19.5±2.0
SP	0	36±6	0	36±6	0	18.5±2.5
SM	2-6	34±3	~0	34±3	0	20.0±2.5
SC	6-12	32±3	~0	32±4	0	19.5±2.0
SM-ML	—	—	—	34±3	0	20.0±2.0
SM-SC	—	—	—	31±3	5±5	21.0±2.0
SC-CL	9-15	27±3	5±5	28±4	5±5	20.5±2.0
SC-CH	—	—	—	27±3	10±10	18.5±2.0
ML	2-6	33±4	~0	33±4	0	19.0±2.5
CL-ML	4-10	30±4	15±10	30±4	15±10	21.0±1.5
CL	12-18	27±4	20±10	27±4	20±10	20.0±1.5
CH	~20	20±4	20±10	—	—	—
CH	~40	15±5	25±10	22±4	25±10	17.5±1.5
CH	~60	11±4	( <sup>1</sup> )	—	—	—
CH	>100	<8	( <sup>1</sup> )	—	—	—
OL	—	—	—	25±4	10±5	17.0±1.5
OH	—	—	—	22±4	10±5	15.5±1.5
MH	—	—	—	24±5	5±5	15.5±1.5

(<sup>1</sup>) Εξαρτάται έντονα από τη φύση του αργιλικού κλάσματος.





Εικόνα 48: Υδρολογικός χάρτης Κύπρου