

**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**

---

**ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**

**ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ**



*ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΔΟΚΙΜΩΝ ΣΤΑΤΙΚΗΣ  
ΠΕΝΕΤΡΟΜΕΤΡΗΣΗΣ (CPT) ΓΙΑ ΤΟ  
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΩΝ ΤΟΙΧΩΝ*

Καλαμιώτη Π. Άννα – Σωτηρία

Επιβλέπουσα : Γεωργιάννου Βασιλική,

Αναπληρώτρια Καθηγήτρια

Αθήνα, Μάρτιος 2017



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ

*ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΔΟΚΙΜΩΝ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΠΕΝΕΤΡΟΜΕΤΡΗΣΗΣ (CPT) ΣΤΟ  
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΩΝ ΤΟΙΧΩΝ*

Καλαμιώτη Π. Άννα - Σωτηρία

Αθήνα, Μάρτιος 2017

Επιβλέπουσα: Γεωργιάννου Βασιλική, Αναπληρώτρια Καθηγήτρια



## ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

---

Η παρούσα διπλωματική εργασία σηματοδοτεί το πέρας των σπουδών μου στην σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ. Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά την κα. Γεωργιάννου Βασιλική, επιβλέπουσα καθηγήτρια της διπλωματικής μου εργασίας για την πολύτιμη βοήθεια και συνεχή καθοδήγηση που μου παρείχε κατά την διάρκεια εκπόνησής της.

Ακόμη, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κ. Χάρη Λάμαρη, Πολιτικό Μηχανικό – Εδαφομηχανικό, ο οποίος μου έδωσε την δυνατότητα να εκτελέσω τις δοκιμές στατικής πενετρομέτρησης και να ασχοληθώ με το συγκεκριμένο έργο, την μελέτη του οποίου έχει αναλάβει το γραφείο του.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου για την στήριξη τους σε κάθε μου βήμα.

ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΔΟΚΙΜΩΝ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΠΕΝΕΤΡΟΜΕΤΡΗΣΗΣ ΓΙΑ ΤΟ  
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΩΝ ΤΟΙΧΩΝ

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

---

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ.....	iv
ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΠΙΝΑΚΩΝ .....	vii
ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΣΧΗΜΑΤΩΝ .....	viii
ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	1
ABSTRACT.....	2
1. ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ.....	3
1.1 ΔΟΚΙΜΗ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΠΕΝΕΤΡΟΜΕΤΡΗΣΗΣ.....	4
(CONE PENETRATION TEST) .....	4
1.1.1 ΜΗΧΑΝΙΚΟ ΠΕΝΕΤΡΟΜΕΤΡΟ .....	5
1.1.2 ΗΛΕΚΤΡΙΚΟ ΠΕΝΕΤΡΟΜΕΤΡΟ .....	6
1.2. ΕΔΑΦΙΚΟ ΠΡΟΦΙΛ .....	9
1.2.1 ΜΕΘΟΔΟΙ ΚΑΤΗΓΟΡΙΟΠΟΙΗΣΗΣ ΕΔΑΦΩΝ ΒΑΣΕΙ ΜΕΤΡΗΣΕΩΝ CRT-CPTU .....	9
1.3 ΑΚΡΙΒΕΙΑ ΜΕΤΡΗΣΗΣ ΠΛΕΥΡΙΚΗΣ ΤΡΙΒΗΣ $f_s$ .....	17
1.4 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΠΕΝΕΤΡΟΜΕΤΡΗΣΕΩΝ .....	19
1.5 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΕΣ ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ .....	30
1.5.1 ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΩΝ ΕΔΑΦΩΝ .....	30
1.5.2 ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΜΗ ΣΥΝΕΚΤΙΚΩΝ ΕΔΑΦΩΝ .....	40
1.5.3 ΑΠΛΟΥΣΤΕΥΜΕΝΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΤΟΜΗ .....	49
2. ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗ.....	51
2.1 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΕΝΑΝΤΙ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ – CRT.....	51
2.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ .....	56
3. ΒΕΛΤΙΩΣΗ – ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ.....	59
3.1 ΜΕΘΟΔΟΙ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ ΕΔΑΦΩΝ .....	60
3.2 ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΕΔΑΦΩΝ .....	63
3.3 ΕΠΙΛΟΓΗ ΠΙΘΑΝΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ–ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ .....	67
3.4 ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ .....	68
4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΚΩΔΙΚΑ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ .....	73
4.1 HARDENING SOIL MODEL.....	73
4.2 ΜΟΝΤΕΛΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ .....	74
4.3 ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΕΔΑΦΩΝ ΚΑΙ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ .....	78
4.4 ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΚΑΙ ΑΝΤΗΡΙΔΩΝ .....	83
4.5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ – ΧΩΡΙΣ ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΥΠΕΔΑΦΟΥΣ	

4.6	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ – ΜΕ ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΥΠΕΔΑΦΟΥΣ.....	90
5	ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΙ ΚΟΣΤΟΣ.....	97
5.1	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΟΠΛΙΣΜΩΝ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΩΝ ΤΟΙΧΩΝ.....	97
5.2	ΚΟΣΤΟΛΟΓΗΣΗ.....	99
6	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	101
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	103

## ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 1	Εκτίμηση λόγου υπερστερεοποίησης OCR.....	32
Πίνακας 2	Φυσική υγρασία και όρια Atterberg αργιλικών δειγμάτων.....	33
Πίνακας 3	Σύνοψη τιμών συντελεστή $N_{kt}$ (Zsolt, 2012).....	35
Πίνακας 4	Σύνοψη τιμών συντελεστή $N_{ke}$ (Zsolt, 2012).....	36
Πίνακας 5	Εκτίμηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής $s_u$ .....	37
Πίνακας 6	Μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης συνεκτικών εδαφικών σχηματισμών.....	39
Πίνακας 7	Γωνία τριβής κατά Robertson & Campanella (1983).....	41
Πίνακας 8	Γωνία τριβής κατά Bowles (1996).....	42
Πίνακας 9	Λόγος υπερστερεοποίησης OCR.....	43
Πίνακας 10	Σχετική πυκνότητα μη συνεκτικών εδαφικών στρώσεων.....	47
Πίνακας 11	Μέτρο ελαστικότητας μη συνεκτικών εδαφικών σχηματισμών.....	48
Πίνακας 12	Μεγέθη που υπεισέρχονται στους υπολογισμούς της μεθόδου Priebe.....	69
Πίνακας 13	Στοιχεία χαλικοπάσσαλου.....	69
Πίνακας 14	Απομειωμένος συντελεστής βελτίωσης $n_1$ .....	72
Πίνακας 15	Παράμετροι διατμητικής αντοχής ισοδύναμου εδάφους.....	72
Πίνακας 16	Προτεινόμενες τιμές $R_{inter}$ από Brinkgreve & Shen (2011), όπως εντοπίστηκε στο (Gouw, 2014).....	76
Πίνακας 17	Παράμετρος $m$ Von Soos (1991).....	78
Πίνακας 18	Δυνάμεις αντηρίδων – περίπτωση μη βελτιωμένου εδάφους.....	88
Πίνακας 19	Οριζόντιες μετακινήσεις διαφραγματικού τοίχου.....	89
Πίνακας 20	Καμπτικές ροπές διαφραγματικού τοίχου – περίπτωση μη βελτιωμένου εδάφους.....	89
Πίνακας 21	Τέμνουσες δυνάμεις – περίπτωση μη βελτιωμένου εδάφους.....	90
Πίνακας 22	Δυνάμεις αντηρίδων – περίπτωση βελτιωμένου εδάφους.....	93
Πίνακας 23	Οριζόντιες μετακινήσεις διαφραγματικού τοίχου –.....	94
Πίνακας 24	Καμπτικές ροπές διαφραγματικού τοίχου – περίπτωση βελτιωμένου εδάφους.....	94
Πίνακας 25	Τέμνουσες δυνάμεις – περίπτωση βελτιωμένου εδάφους.....	95
Πίνακας 26	Κόστος ανά λωρίδα 1 m – περίπτωση μη βελτιωμένου εδάφους.....	99
Πίνακας 27	Κόστος ανά λωρίδα 1 m – περίπτωση βελτιωμένου εδάφους.....	99



## ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

Σχήμα 1 Μηχανικός Κώνος Τύπου Begemann , (Sanglerat, 1972) .....	6
Σχήμα 2 Ηλεκτρικός Κώνος (Γεωργιάννου, n.d.).....	7
Σχήμα 3 Κέντρο Ελέγχου και Καταγραφής .....	8
Σχήμα 4 Διάγραμμα Robertson (1990).....	11
Σχήμα 5 (α) Διάγραμμα $Q - \Delta u_2/\sigma'_{v0}$ (Schneider et al., 2008).....	13
Σχήμα 6 Διάγραμμα $Q_{tn} - F_r$ (Robertson, 2010).....	16
Σχήμα 7 Μανδύας διαφορετικής διατομής στα δύο άκρα (Lunne, et al., 1997) .....	18
Σχήμα 8 Ερπυστιοφόρο στατικό πενετρόμετρο τύπου Pagani TG63-150 .....	19
Σχήμα 9 Διάγραμμα $q_c/p_a - F_r$ Robertson (2010) – P3.....	20
Σχήμα 10 Διάγραμμα $Q_{tn} - B_q$ Robertson (2010) – P3.....	20
Σχήμα 11 Διάγραμμα $Q - B_q$ Schneider et al. (2008) σε λογαριθμικούς άξονες – P3.....	21
Σχήμα 12 Διάγραμμα $Q - B_q$ Schneider et al. (2008) σε ημιλογαριθμικούς άξονες– P3 .....	21
Σχήμα 13 Διάγραμμα $q_c/p_a - F_r$ Robertson (2010) – P4.....	22
Σχήμα 14 Διάγραμμα $Q_{tn} - B_q$ Robertson (2010) – P4.....	22
Σχήμα 15 Διάγραμμα $Q - B_q$ Schneider et al. (2008) σε λογαριθμικούς άξονες – P4 .....	23
Σχήμα 16 Διάγραμμα $Q - B_q$ Schneider et al. (2008) σε ημιλογαριθμικούς άξονες– P4 .....	23
Σχήμα 17 Διάγραμμα $q_c/p_a - F_r$ Robertson (2010) – P5.....	24
Σχήμα 18 Διάγραμμα $Q_{tn} - B_q$ Robertson (2010) – P5.....	24
Σχήμα 19 Διάγραμμα $Q - B_q$ Schneider et al. (2008) σε λογαριθμικούς άξονες – P5.....	25
Σχήμα 20 Διάγραμμα $Q - B_q$ Schneider et al. (2008) σε ημιλογαριθμικούς άξονες– P5 .....	25
Σχήμα 21 Διάγραμμα $\sigma_p' - (q_c - \sigma_{v0})$ σε λογαριθμικούς άξονες (Mayne & Holtz, 1988).....	31
Σχήμα 22 Διάγραμμα $\sigma_p'/p_a - (q_t - \sigma_{v0})/p_a$ σε λογαριθμικούς άξονες.....	32
Σχήμα 23 Διάγραμμα $q_c - s_u$ (Anagnostopoulos, et al., 2003) .....	37
Σχήμα 24 Διάγραμμα ενεργού γωνίας τριβής $\phi'$ (Robertson & Campanella, 1983) .....	40
Σχήμα 25 Διαγράμματα σχετικής πυκνότητας (Robertson & Campanella, 1983).....	45
Σχήμα 26 Σχετική πυκνότητα κανονικά στερεοποιημένων πυριτικών άμμων (Jamiołkowski, et al., 2003) .....	46
Σχήμα 27 Σχετική πυκνότητα κανονικά στερεοποιημένων και υπερστερεοποιημένων πυριτικών άμμων (Jamiołkowski, et al., 2003).....	46
Σχήμα 28 Διάγραμμα $I_c - FC$ (%) (Robertson & Wride, 1998) .....	53
Σχήμα 29 Συντελεστής διόρθωσης για αναγωγή σε καθαρή άμμο (Robertson & Wride, 1998)...	55
Σχήμα 30 Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας.....	57
Σχήμα 31 Δείκτης πιθανότητας ρευστοποίησης LPI.....	58
Σχήμα 32 Διαδικασία δονητικής συμπίκνωσης (Vibro Menard, 2017).....	61
Σχήμα 33 Διαδικασία vibro compaction (Vibro Menard, 2017).....	62
Σχήμα 34 Προκατασκευασμένα κατακόρυφα στραγγιστήρια PVDs (Vibro Menard, 2017) .....	63
Σχήμα 35 Διαδικασία vibro replacement (Keller, 2017).....	64
Σχήμα 36 Διαδικασία jet grouting (TFS Total Foundation Solutions, 2016).....	65
Σχήμα 37 Διαβρωσιμότητα Εδαφών (Schaefer, et al., 1997).....	66
Σχήμα 38 Διαδικασία υγρής, βαθιάς εδαφικής ανάμιξης .....	67
Σχήμα 39 Διάγραμμα $\Delta(A/A_c)$ συναρτήσει του λόγου $D_w/D_s$ και της γωνίας τριβής $\phi_c$ (Priebe, 1995) .....	71



## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

---

Η παρούσα διπλωματική εργασία περιλαμβάνει την ακολουθία των απαραίτητων σταδίων για το σχεδιασμό ενός γεωτεχνικού έργου και, συγκεκριμένα, ενός Υδροηλεκτρικού Σταθμού στον ποταμό Στρυμόνα στο Νομό Σερρών.

Αρχικά, είναι αναγκαία η εκπόνηση γεωτεχνικής έρευνας για τη διευρέυνση της στρωματογραφίας του υπεδάφους και την απόκτηση πληροφοριών με στόχο την εκτίμηση των διαφόρων φυσικών και μηχανικών ιδιοτήτων των εδαφικών στρώσεων. Στην περιοχή κατασκευής του υπό μελέτη τεχνικού έργου, εκτελέστηκαν τέσσερις δοκιμές στατικής πνευτρομέτρησης, εκ των οποίων τρεις με ηλεκτρικό κώνο και μία με μηχανικό κώνο, καθώς και μία δειγματοληπτική γεώτρηση σε συνδυασμό με πρότυπες δοκιμές διείσδυσης. Στα πλαίσια της διπλωματικής μου εργασίας, γίνεται μια προσπάθεια δημιουργίας του εδαφικού προφίλ της περιοχής και εκτίμησης των παραμέτρων διατμητικής αντοχής και συμπιεστότητας με χρήση μόνο των μετρήσεων από τις τρεις πνευτρομετρήσεις με ηλεκτρικό κώνο. Τα εδαφικά υλικά εκτιμούνται ως επικίνδυνα προς ρευστοποίηση.

Κατόπιν, διερευνάται εν συντομία το φαινόμενο της ρευστοποίησης των μη συνεκτικών εδαφικών στρώσεων μέσω του δείκτη πιθανότητας ρευστοποίησης.

Ακολουθεί η επισκόπηση μεθόδων βελτίωσης ή / και ενίσχυσης του εδάφους, που έχουν ως σκοπό την βελτίωση των παραμέτρων του εδάφους, την δημιουργία περισσότερο ομοιόμορφων συνθηκών στην στρωματογραφία του υπεδάφους αλλά και την καλύτερη απόκριση του συστήματος κατά τη διάρκεια σεισμικής δόνησης.

Τέλος, γίνεται σχεδιασμός των διαφραγματικών τοίχων υπό στατικές συνθήκες με την βοήθεια του κώδικα Πεπερασμένων Στοιχείων Plaxis 2D.V8 θεωρώντας αρχικά ότι το τεχνικό έργο κατασκευάζεται στο υπάρχον έδαφος και εν συνεχεία, θεωρώντας πως η κατασκευή του γίνεται αφού προηγουμένως έχει πραγματοποιηθεί βελτίωση / ενίσχυση του εδάφους.

Σκοπός της διπλωματικής εργασίας είναι η αξιολόγηση των δοκιμών στατικής πνευτρομέτρησης για την εξαγωγή συμπερασμάτων ως προς την στρωματογραφία και για τον προσδιορισμό των παραμέτρων του εδάφους. Ένας επιπλέον στόχος αφορά την σύγκριση του σχεδιασμού των διαφραγματικών τοίχων με και χωρίς βελτίωση / ενίσχυση του υπεδάφους τόσο ως προς τα εντατικά μεγέθη και τις μετακινήσεις όσο και σε οικονομικό επίπεδο.

## ABSTRACT

---

This diploma thesis includes the sequence of the necessary stages for the design of a Hydro Power Plant in Northern Greece.

The site investigation plays a critical role for the determination of the soil profile, as well as, for the collection of the essential information for the evaluation of various soil properties used in the design. In the region where the Hydro Power Plant is going to be constructed, four cone penetration tests were conducted, three with an electronic cone and the fourth test with a mechanical cone. Additionally, some standard penetration tests during boring and sampling were conducted. In this thesis, the ground profile is estimated based on the test results and the parameters of strength and stiffness are specified for the soil layers using only the data of the cone penetration tests carried out with the use of an electronic cone. Liquefiable layers were identified in this process,

Consequently, the liquefaction potential of cohesionless soil layers was examined through the liquefaction potential index (LPI).

This is followed by an overview of a range of soil improvement and / or reinforcement methods that lead to the improvement of the soil parameters, due to the creation of more uniform conditions in the ground. A better performance of the composite system is expected during an earthquake.

Finally, Finite Element Analyses using Plaxis 2D.V8 were performed taking into consideration the existing ground conditions at first and subsequently the improved ground conditions following its reinforcement.

The aim of this Diploma Thesis is the evaluation of the cone penetration test as a means to identify the soil profile and to estimate soil parameters for the design. Moreover, based on the results of the numerical analysis the designed diaphragmatic walls with and without ground improvement / reinforcement are compared in terms of acting forces and wall displacements, but also on an economic basis.

## 1. ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ

---

Για τον σχεδιασμό των διαφραγματικών τοίχων που πρόκειται να κατασκευαστούν για τη δημιουργία καναλιού εκτροπής που θα οδηγεί νερό από τον ποταμό Στρυμόνα στον Υδροηλεκτρικό Σταθμό, είναι απαραίτητη η εκπόνηση γεωτεχνικής έρευνας του υπεδάφους στην περιοχή του έργου. Σκοπός της γεωτεχνικής έρευνας είναι η διερεύνηση της στρωματογραφίας του υπεδάφους και η εκτίμηση των εδαφικών παραμέτρων, οι οποίες είναι κρίσιμες για τον σχεδιασμό. Αποφασίστηκε η εκτέλεση μίας δειγματοληπτικής γεώτρησης κατά την οποία εκτελέστηκαν δέκα τρεις πρότυπες δοκιμές διείσδυσης (Standard Penetration Test) και τεσσάρων στατικών πενετρομετρήσεων (Cone Penetration Test), εκ των οποίων μία πραγματοποιήθηκε με μηχανικό κώνο (Begemann) και οι υπόλοιπες τρεις με ηλεκτρικό πιεζοκώνο.

Ο βασικός λόγος που οδήγησε στον συνδυασμό των επιτόπου δοκιμών Standard Penetration Test (SPT) και Cone Penetration Test (CPT) είναι το γεγονός πως με αυτόν τον τρόπο εξασφαλίζεται μεγαλύτερη εποπτεία των αποτελεσμάτων. Αν και η δοκιμή CPT γίνεται συνεχώς όλο και πιο δημοφιλής, η παλαιότερη επιτόπου δοκιμή γνωστή ως πρότυπη τυποποιημένη διείσδυση SPT χρησιμοποιείται ακόμα σχεδόν σε όλες τις γεωτεχνικές έρευνες κατά τη διάρκεια γεωτρήσεων (Anagnostopoulos, et al., 2003). Η δειγματοληπτική γεώτρηση παρέχει τη δυνατότητα λήψης εδαφικών δειγμάτων και επιτρέπει τη διενέργεια εργαστηριακών δοκιμών επί αυτών. Επιπλέον, η δοκιμή SPT είναι πολύ διαδεδομένη, χαίρει ευρείας αποδοχής και υπάρχει συσσωρευμένη διεθνής εμπειρία που έχει οδηγήσει σε πληθώρα εμπειρικών σχέσεων για ένα μεγάλο εύρος εδαφικών παραμέτρων.

Παρόλα αυτά, οι επιτόπου δοκιμές με κώνο παρουσιάζουν κάποια πλεονεκτήματα ιδιαίτερης σημασίας, αναφορά στα οποία γίνεται στη συνέχεια.

## 1.1 ΔΟΚΙΜΗ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΠΕΝΕΤΡΟΜΕΤΡΗΣΗΣ (CONE PENETRATION TEST)

Η δοκιμή στατικής πνετρομέτρησης μπορεί να εκτελεσθεί με μηχανικό ή ηλεκτρικό πνετροόμετρο. Ουσιαστικά, ο ηλεκτρικός πιεζοκώνος αποτελεί εξέλιξη του μηχανικού κώνου.

Συγκεκριμένα, στη δοκιμή στατικής πνετρομέτρησης ένας κώνος, με ακτίνα βάσης της τάξης των 35.7 mm, που βρίσκεται στην άκρη ενός κυλινδρικού στελέχους διεισδύει εντός του εδάφους με σταθερό ρυθμό 2 cm/s. Κατά τη διαδικασία της δοκιμής, λαμβάνονται μετρήσεις της αντίστασης στη διείσδυση του κώνου. Επιπρόσθετα, γίνονται μετρήσεις είτε της πλευρικής αντίστασης είτε του αθροίσματος της πλευρικής τριβής και της αντίστασης αιχμής, καθώς, και της πίεσης των πόρων (μόνο στον ηλεκτρικό κώνο).

Προκύπτει, λοιπόν, η αντίσταση αιχμής  $q_c$  από τη διαίρεση της συνολικής δύναμης  $Q_c$  που δέχεται ο κώνος με την επιφάνεια αυτού  $A_c$ . Κατά τον ίδιο τρόπο, υπολογίζεται η πλευρική τριβή  $f_s$  ως ο λόγος της συνολικής δύναμης  $F_s$  που δέχεται ο μανδύας προς την επιφάνεια αυτού  $A_s$ .

Η δοκιμή CPT είναι το καλύτερο εργαλείο για τον προσδιορισμό της στρωματογραφίας ενός πεδίου και η δοκιμή που επίσης παρέχει σημαντικά δεδομένα για τον προσδιορισμό των εδαφικών παραμέτρων για τον σχεδιασμό θεμελιώσεων και την αξιολόγηση γεωλογικών κινδύνων (Lunne, 2012). Θα πρέπει να σημειωθεί πως η δοκιμή της στατικής πνετρομέτρησης παρουσιάζει σημαντικά πλεονεκτήματα. Τα κυριότερα εξ αυτών αναφέρονται στη συνέχεια:

- Ταχύτητα εκτέλεσης της δοκιμής. Με τη δοκιμή στατικής πνετρομέτρησης μπορεί να γίνει διερεύνηση 30 m ( ή και περισσότερων ) σε περίπου 1 με 1.5 ώρα (Mayne, 2007).
- Κόστος. Το μικρό κόστος σχετίζεται, σαφώς, με την ταχύτητα εκτέλεσης της δοκιμής, αλλά συνδέεται άμεσα και με την εξάλειψη ανάγκης εργαστηριακών δοκιμών.
- Πυκνή έως συνεχής καταγραφή. Στον μηχανικό κώνο, η καταγραφή των μετρήσεων γίνεται ανά 20 cm, ενώ στον ηλεκτρικό η καταγραφή θεωρείται συνεχής διότι λαμβάνεται μέτρηση ανά 1 cm.

- Δυνατότητα άμεσης αξιολόγησης των αποτελεσμάτων.
- Μείωση του σφάλματος των μετρήσεων λόγω μικρής ανθρώπινης παρέμβασης στον ηλεκτρικό κώνο.

Οι δοκιμές CPT χαρακτηρίζονται και από μερικά μειονεκτήματα που σχετίζονται με:

- Την αδυναμία λήψης εδαφικού δείγματος.
- Την πιθανή διακοπή της δοκιμής εάν ο κώνος χτυπήσει πάνω σε μεγάλα χαλίκια.
- Τη συντήρηση του κώνου, διότι μετά από πολλαπλές διεισδύσεις αυξάνεται η τραχύτητα της επιφάνειάς του.

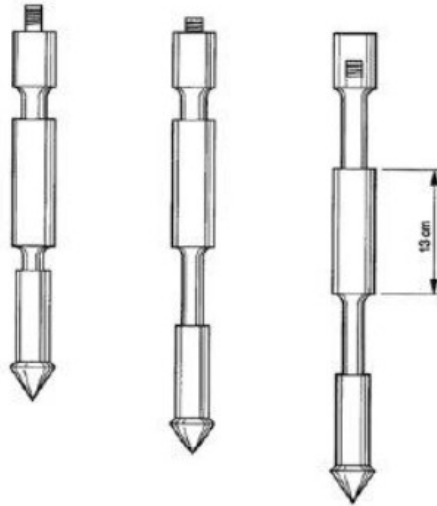
Ωστόσο, σε γενικές γραμμές, τα πλεονεκτήματα υπερτερούν των μειονεκτημάτων, που κρίνονται αντιμετώπισιμα.

### 1.1.1 ΜΗΧΑΝΙΚΟ ΠΕΝΕΤΡΟΜΕΤΡΟ

Ο πρώτος μηχανικός κώνος που κατασκευάστηκε το 1932 είναι ο επονομαζόμενος Ολλανδικός. Με το πέρασμα των χρόνων εφαρμόστηκαν πολλές βελτιώσεις επί αυτού και υπήρξαν αρκετές εκδοχές του. Το 1953, ο Begemann προσέθεσε ένα κυλινδρικό στέλεχος πάνω από τον κώνο, δίνοντας έτσι την ευκαιρία να μετράται, εκτός από την αντίσταση αιχμής, και το άθροισμα της αντίστασης αιχμής και της πλευρικής τριβής.

Στη δοκιμή CPT τύπου Begemann, τυποποιημένος κώνος εμβαδού βάσης 10 cm<sup>2</sup>, προωθείται μέσα στο έδαφος με συνεχή υδραυλική πίεση και σταθερή ταχύτητα. Ανά 20 cm, όπως προαναφέρθηκε, γίνεται καταγραφή της απαιτούμενης πίεσης για τη διείσδυση του εν λόγω μήκους σε μανόμετρο. Υπάρχει δυνατότητα να γίνεται προώθηση μόνο του κώνου στο υπέδαφος, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1. Παρόλα αυτά, είναι δυνατή και η ταυτόχρονη προώθηση του κώνου και του κυλινδρικού στελέχους μήκους 13 cm, του λεγόμενου μανδύα. Σε αυτή την περίπτωση, μπορεί να γίνεται καταγραφή στο μανόμετρο του αθροίσματος της αντίστασης αιχμής  $q_c$  και της

πλευρικής τριβής  $f_s$ . Εν συνεχεία, με απλή αφαίρεση της πρώτης μέτρησης από τη δεύτερη, εξάγεται η πλευρική αντίσταση  $f_s$ .



Σχήμα 1 Μηχανικός Κώνος Τύπου Begemann , (Sanglerat, 1972)

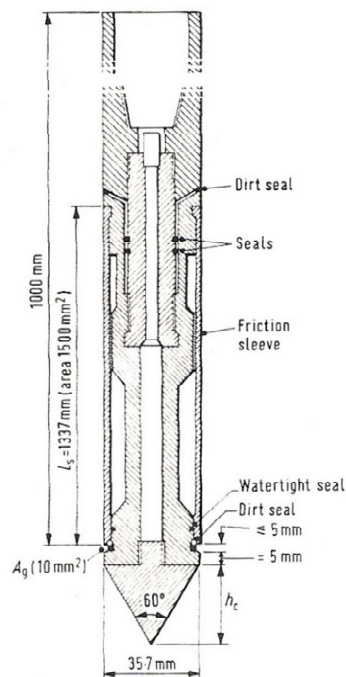
Στη γεωτεχνική έρευνα που πραγματοποιήθηκε για τον Υδροηλεκτρικό Σταθμό, έγινε αρχικά μία δοκιμή με μηχανικό κώνο τύπου Begemann, παρόλο που υπήρχε η δυνατότητα όλες οι δοκιμές να γίνουν μόνο με πιεζοκώνο. Αυτό συνέβη διότι το πενετρόμετρο τύπου Begemann είναι ανθεκτικότερο του ηλεκτρικού κώνου. Έτσι, στις επιτόπου δοκιμές, για λόγους προστασίας του εξοπλισμού, είναι συνήθης πρακτική η διερεύνηση του υπεδάφους αρχικά με μηχανικό πενετρόμετρο.

### 1.1.2 ΗΛΕΚΤΡΙΚΟ ΠΕΝΕΤΡΟΜΕΤΡΟ

Ο ηλεκτρικός κώνος ή αλλιώς πιεζοκώνος, ονομασία που του έχει αποδοθεί λόγω της δυνατότητας του να μετράει πιέσεις πόρων, αποτελεί ένα εργαλείο με μεγάλη αξία για τη γεωτεχνική έρευνα. Η συσκευή, ανάλογα με την εταιρεία που την κατασκευάζει, μπορεί να παρουσιάζει διαφοροποιήσεις. Η διάταξη που φαίνεται στο Σχήμα 2 συνάδει με τη διάταξη της συσκευής που χρησιμοποιήθηκε για τις πενετρομετρήσεις της εν λόγω γεωτεχνικής έρευνας και αποτελείται από μία στήλη όπου στο άκρο της υπάρχει αιχμή κωνικής μορφής. Η αιχμή κωνικής μορφής, που θα πρέπει να διαμορφώνεται



υπό γωνία  $60^\circ (\pm 5^\circ)$  (ASTM, 1997), έχει διάμετρο βάσης που διαφέρει στις διάφορες συσκευές. Υπάρχει, παρόλα αυτά, η απαίτηση να κυμαίνεται μεταξύ 35.3 mm και 36 mm, ώστε η βάση του κώνου να έχει εμβαδό  $10 \text{ cm}^2$ . Ιδανική διάμετρος είναι αυτή των 35.7 mm (ASTM, 1997). Η συσκευή περιλαμβάνει, επίσης, ένα ή περισσότερα φίλτρα, που είναι ουσιαστικά πωρόλιθοι μικρού πάχους. Στα περισσότερα πενετρόμετρα το η θέση του φίλτρου είναι ανάντη του κώνου και η τοποθέτηση του γίνεται αφού πρώτα προηγουμένως έχει κορεστεί πλήρως. Ωστόσο, ορισμένες συσκευές έχουν φίλτρα και σε άλλες θέσεις της διάταξης. Ανάντη του κώνου βρίσκεται ο μανδύας. Ο μανδύας είναι ένα τμήμα κυλινδρικής μορφής με εμβαδό παράπλευρης επιφάνειας ίσο με  $150 \text{ cm}^2$ .



Σχήμα 2 Ηλεκτρικός Κώνος (Γεωργιάννου, n.d.)

Η προώθηση του κώνου στο υπέδαφος πραγματοποιείται με τη βοήθεια κυλινδρικών στελεχών μήκους 1 m, τα οποία τοποθετούνται σταδιακά και συνδέονται το ένα με το άλλο. Είναι σημαντικό να σημειωθεί πως η προώθηση του κώνου γίνεται με σταθερή ταχύτητα 2 cm/sec. Η ταχύτητα παίζει κομβικό ρόλο στην ανάπτυξη υπερπιέσεων λόγω της διείδυσης του κώνου στο έδαφος γι' αυτό και θα πρέπει να είναι σταθερή και να έχει τιμή σύμφωνη με τις προδιαγραφές.

Στη συσκευή υπάρχουν αισθητήρες μέσω των οποίων γίνονται οι μετρήσεις κατά συνεχή τρόπο. Οι ηλεκτρικοί αισθητήρες μέτρησης παραμορφώσεων του κώνου και

του μανδύα υπόκεινται σε διαφορετικές εντατικές καταστάσεις. Συγκεκριμένα, η αντίσταση τριβής προκαλεί συμπίεση στους αισθητήρες του κώνου, ενώ οι αισθητήρες του μανδύα εφελκύνονται. Επίσης, πραγματοποιείται μέτρηση της πίεσης των πόρων που αναπτύσσεται στην περιοχή της αιχμής κατά τη διείσδυση του συστήματος στο υπέδαφος. Η συσκευή διαθέτει καλώδια καταγραφής, τα οποία συνδέουν τους αισθητήρες με το κέντρο ελέγχου και καταγραφής που βρίσκεται στην επιφάνεια. Τα καλώδια διέρχονται μέσω των κυλινδρικών στελεχών μήκους 1 m που έχουν κοίλη διατομή. Το κέντρο ελέγχου και καταγραφής διαθέτει πηγή σταθερής ενέργειας και ψηφιακό καταγραφέα, στον οποίο στέλνονται τα ηλεκτρικά σήματα από τους αισθητήρες στο άκρο της διατρητικής στήλης. Το κέντρο ελέγχου και καταγραφής συνδέεται με κάρτα γραφικών που τοποθετείται σε ηλεκτρικό υπολογιστή.



Σχήμα 3 Κέντρο Ελέγχου και Καταγραφής

## 1.2. ΕΔΑΦΙΚΟ ΠΡΟΦΙΛ

Μετά την ολοκλήρωση των επιτόπου δοκιμών, ακολουθεί η αξιολόγηση των μετρήσεων. Ωστόσο, για να επιτευχθούν οι στόχοι της γεωτεχνικής έρευνας, κρίνεται απαραίτητη η επισκόπηση των διαφόρων μεθόδων που έχουν αναπτυχθεί στο πέρασμα των χρόνων για τη δημιουργία εδαφικών προφίλ και την εκτίμηση των εδαφικών παραμέτρων.

Εδώ και αρκετές δεκαετίες αναπτύσσονται διαγράμματα και πίνακες για την κατηγοριοποίηση των εδαφών, στα οποία χρησιμοποιήθηκαν δεδομένα μετρήσεων δοκιμών CPT και CPTU. Η συνεχώς αυξανόμενη εμπειρία πάνω στην εν λόγω δοκιμή σε συνδυασμό με βελτιώσεις και προσθήκες στον κώνο οδήγησαν στην παραγωγή διαγραμμάτων και πινάκων για την αξιολόγηση των εδαφών που προσομοιώνουν καλύτερα την πραγματικότητα.

### 1.2.1 ΜΕΘΟΔΟΙ ΚΑΤΗΓΟΡΙΟΠΟΙΗΣΗΣ ΕΔΑΦΩΝ ΒΑΣΕΙ ΜΕΤΡΗΣΕΩΝ CPT-CPTU

Προτού εξεταστούν και σχολιασθούν οι διάφορες μέθοδοι για την εκτίμηση του εδαφικού τύπου βάσει μετρήσεων από τη δοκιμή CPTU, είναι απαραίτητος ο καθορισμός των ορισμένων βασικών μεγεθών.

- Μετρούμενη αντίσταση αιχμής :  $q_c$
- Μετρούμενη αντίσταση τριβής :  $f_s$
- Μετρούμενες πιέσεις πόρων :  $u$
- Συνολική αντίσταση αιχμής :  $q_t = q_c + (1 - a)u$ , όπου  $a$  ο λόγος του εμβαδού της διατομής του στελέχους επιβολής φορτίου προς το εμβαδόν της βάσης του κώνου (Lunne, et al., 1997).

Λόγω της γεωμετρίας του πενετρόμετρου η περιβάλλουσα πίεση πόρων που θα μετρηθεί θα είναι αυτή πίσω από τη βάση του κώνου. Ωστόσο, στη συνολική αντίσταση αιχμής επιθυμούμε να συμπεριλάβουμε τη συνιστώσα της αντίστασης σε διείδυση λόγω του νερού στη βάση του κώνου. Έτσι, γίνεται αυτή η διόρθωση με το λόγο των εμβαδών.

Αυτή η διαφοροποίηση πρώτη φορά αναγνωρίστηκε όταν η δοκιμή CPT χρησιμοποιήθηκε για έρευνες σε βαθιά νερά και παρατηρήθηκε ότι η αντίσταση της αιχμής δεν ήταν ίση με την πίεση του νερού, κατά τη διάρκεια της διεύδυσης έως ότου ο κώνος φτάσει στον πυθμένα (Lunne, et al., 1997).

- Υδροστατική πίεση πόρων :  $u_0$
- Ολική γεωστατική τάση :  $\sigma_{v0}$
- Ενεργός γεωστατική τάση :  $\sigma'_{v0}$
- Σχετική τριβή :  $R_f = f_s / q_c$  (%)

Οι διάφορες μέθοδοι για τη μόρφωση εδαφικών προφίλ χρησιμοποιούν τις προαναφερθείσες παραμέτρους για την κατασκευή διαγραμμάτων και πινάκων. Αναλυτικότερα θα παρουσιασθούν οι μέθοδοι που είναι διαθέσιμες στο λογισμικό επεξεργασίας των μετρήσεων των δοκιμών που χρησιμοποιήθηκε.

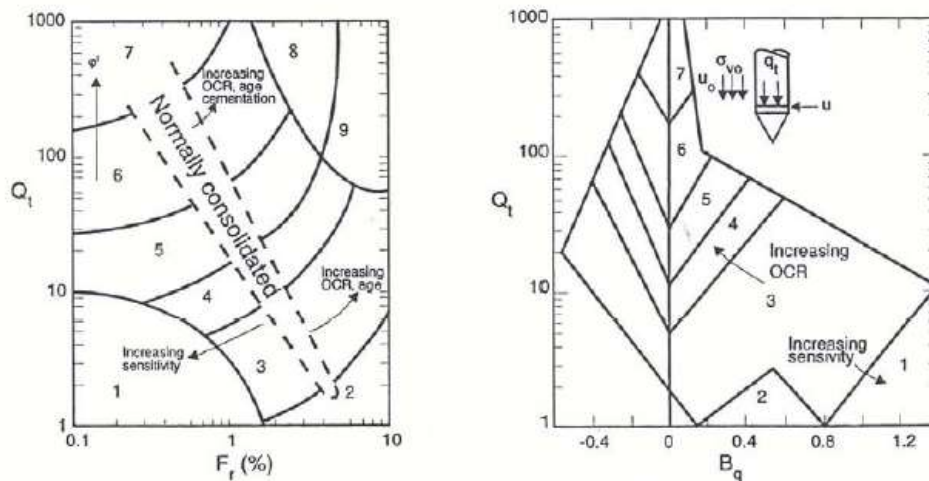
Τα διαγράμματα που αναφέρονται στη συνέχεια είναι διαγράμματα συμπεριφοράς εδαφικών τύπων (Soil Behaviour Type – SBT). Τα SBT διαγράμματα αντιστοιχούν στην επιτόπου μηχανική συμπεριφορά του εδάφους και όχι σε κατηγοριοποίηση των εδαφών βάσει κριτηρίων κοκκομετρικής διαβάθμισης και πλαστικότητας των εδαφών (Robertson, 2010). Ο Robertson (2010) παρουσιάζει ένα παράδειγμα στο οποίο η κοκκομετρική διαβάθμιση ενδεχομένως να μην αντικατοπτρίζει την πραγματική συμπεριφορά του εδάφους, το οποίο κρίνεται χρήσιμο να αναφερθεί. Για παράδειγμα, ένα έδαφος με άμμο σε ποσοστό 60% και λεπτόκοκκα σε ποσοστό 40%, θα χαρακτηριζόταν είτε ιλυώδης άμμος είτε αργιλώδης άμμος κατά USCS (Unified Soil Classification System). Σε περίπτωση που τα λεπτόκοκκα αποτελούνται κυρίως από άργιλο υψηλής πλαστικότητας, η συμπεριφορά του εδάφους θα επηρεαστεί ιδιαίτερα από την άργιλο. Τα διαγράμματα SBT θα αντικατοπτρίσουν αυτή την επιρροή και θα προβλέψουν πως το έδαφος θα συμπεριφερθεί ως αργιλώδης ιλύς ή ιλυώδης άργιλος. Ωστόσο, σε περίπτωση που τα λεπτόκοκκα είναι μη – πλαστικά, η συμπεριφορά του εδάφους θα εξαρτηθεί από την άμμο και σύμφωνα με τα διαγράμματα SBT το έδαφος θα καταταχθεί είτε στην κατηγορία της ιλυώδους άμμου είτε στην κατηγορία της αμμώδους ιλύος.

**Robertson (1990)**

Το διάγραμμα του Robertson (1990) αποτελεί βελτίωση του διαγράμματος των Robertson et al. (1986) και φαίνεται στη συνέχεια. Το διάγραμμα περιλαμβάνει αριθμημένες περιοχές που χωρίζουν, ουσιαστικά, το έδαφος σε εννέα ζώνες (έναντι δώδεκα που περιλαμβάνει το διάγραμμα Robertson et al. (1986) ) που είναι οι εξής:

1. Ευαίσθητα, λεπτόκοκκα
2. Οργανικά εδάφη – τυρφώδη εδάφη
3. Άργιλοι – άργιλος έως ιλυώδης άργιλος
4. Ιλυώδη μείγματα – αργιλώδης ιλύς έως ιλυώδης άργιλος
5. Αμμώδη μείγματα – ιλυώδης άμμος έως αμμώδης ιλύς
6. Άμμοι – καθαρή άμμος έως ιλυώδης άμμος
7. Χαλικώδης άμμος έως άμμος
8. Πολύ σκληρή άμμος έως αργιλώδης άμμος\*
9. Πολύ σκληρά λεπτόκοκκα

\*Προστερευοποιημένη ή εδαφική δομή με δεσμούς (συμέντωσης, χημικούς, κλπ)



$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_v}{\sigma_{v0}} \quad B_q = \frac{u - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} = \frac{\Delta u}{q_t - \sigma_{v0}} \quad F_R = \frac{f_s}{q_t - \sigma_v}$$

Σχήμα 4 Διάγραμμα Robertson (1990)

Κατά τον Robertson (1990), η εμπειρία στις δοκιμές στατικής πνετρομέτρησης έδειξε ότι μπορεί να γίνει πιο αξιόπιστη κατάταξη των εδαφών χρησιμοποιώντας και τα τρία δεδομένα  $q_t$ ,  $f_s$ ,  $u$ . Επιπλέον, σύμφωνα με τον Robertson είχε αναγνωριστεί ήδη πριν το 1990 πως η κατάταξη ενός εδάφους με χρήση διαγραμμάτων που λάμβαναν υπόψη τη συνολική αντίσταση αιχμής  $q_t$  και τη σχετική τριβή  $R_f$ , μπορούσαν να αλλάξουν κατηγορία στο ίδιο έδαφος όσο η πνετρομέτρηση συνεχιζόταν σε μεγαλύτερο βάθος. Λόγω αυτού λήφθηκε υπόψη η επίδραση της ενεργού γεωστατικής τάσεως στο διάγραμμα Robertson (1990) , η οποία δεν λαμβανόταν υπόψη στο διάγραμμα Robertson et al. (1986).

Παρήχθησαν, λοιπόν, τα ανωτέρω διαγράμματα χρησιμοποιώντας τις κανονικοποιημένες ως προς το βάθος παραμέτρους  $Q_t$ ,  $F_R$ ,  $B_q$  (οι εξισώσεις των οποίων δίνονται παρακάτω) και δεδομένα δοκιμών CPTU και CPT διαθέσιμα σε δημοσιευμένες και μη πηγές.

- $Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'}$
- $F_R = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}}$
- $B_q = \frac{u - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} = \frac{\Delta u}{q_t - \sigma_{v0}}$

Ο Robertson (1990) διευκρινίζει πως το αριστερό διάγραμμα μπορεί να χρησιμοποιηθεί και για δοκιμές CPT όπου είναι διαθέσιμη μόνο η αντίσταση αιχμής  $q_c$  και η πλευρική τριβή  $f_s$ . Ενδεχομένως, επισημαίνει, μπορεί να προκύψει πρόβλημα με τα μη διορθωμένα δεδομένα  $q_c$  στο κάτω τμήμα του διαγράμματος. Στην προαναφερθείσα περιοχή βρίσκονται οι ζώνες των λεπτόκοκκων εδαφών, στα οποία αναπτύσσονται μεγάλες υπερπίεσεις. Επομένως, η αντίσταση τριβής  $q_c$  και η συνολική αντίσταση τριβής  $q_t$  μπορεί να έχουν σημαντική διαφορά.

### **Schneider et al. (2008)**

Κατά Schneider et al. (2008), ο βαθμός υπερστερεοποίησης OCR και το γεγονός πως κατά τη διάρκεια της πνετρομέτρησης μερική στερεοποίηση μπορεί να λάβει χώρα γύρω από τον κώνο, έχουν επίδραση στους παράγοντες  $Q$  και  $B_q$  και, μάλιστα, τείνουν να αυξήσουν το  $Q$  και να μειώσουν το  $B_q$ . Γίνεται, λοιπόν, προσπάθεια, μέσω

των διαγραμμάτων που προτείνονται, να γίνει απόξευση της επίδρασης των δύο αυτών παραγόντων.

Τα διαγράμματα Schneider et al. (2008) διαχωρίζουν το έδαφος στους εξής πέντε τύπους όπως φαίνεται στα Σχήματα 5 (α), 5 (β) και 5 (γ).

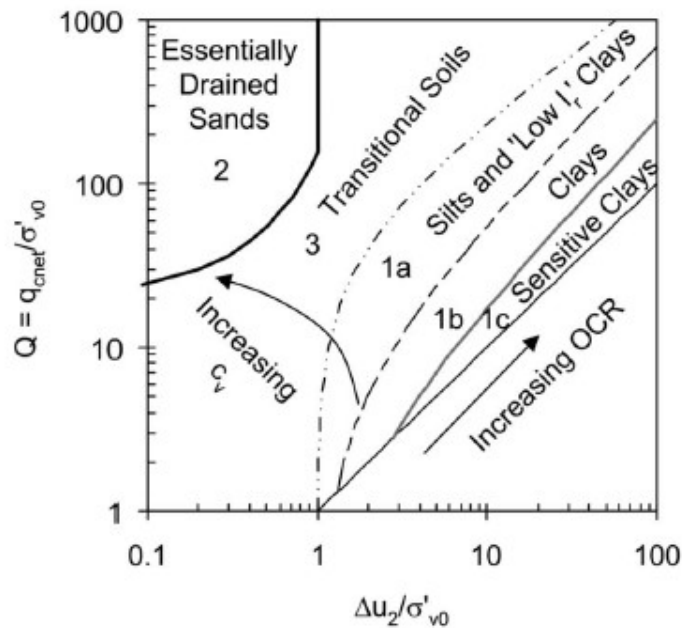
1a. Ιλύες και άργιλοι με μικρό  $I_r$

1b. Άργιλοι

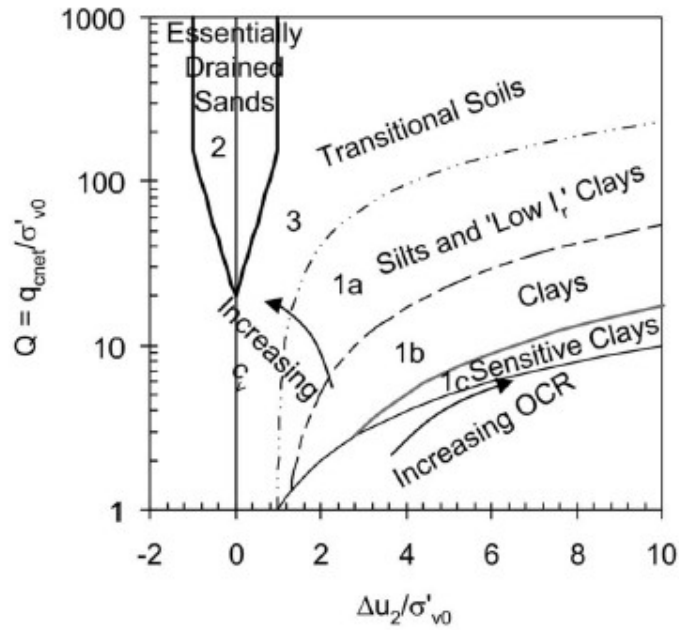
1c. Ευαίσθητες άργιλοι

2. Άμμοι με καλή αποστράγγιση

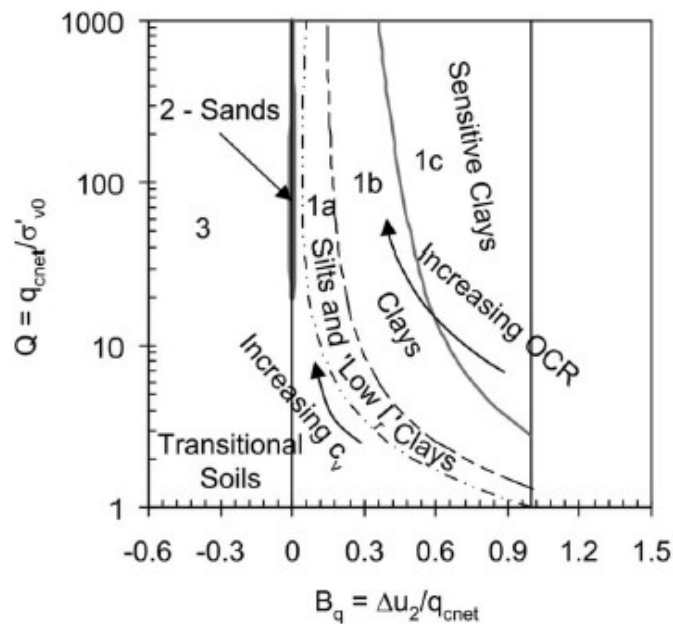
3. Μεταβατικά εδάφη



Σχήμα 5 (α) Διάγραμμα  $Q - \Delta u_2/\sigma'_{v0}$  (Schneider et al., 2008)



Σχήμα 5 (β) Διάγραμμα  $Q - \Delta u_2/\sigma'_{v0}$  (Schneider et al.,2008)



Σχήμα 5 (γ) Διάγραμμα  $Q - B_q = \Delta u_2/q_{cnet}$  (Schneider et al.,2008)

Τα τρία ανωτέρω διαγράμματα που προτάθηκαν από Schneider et al. (2008) εμπεριέχουν ακριβώς τις ίδιες εδαφικές ζώνες, αλλά παρουσιάζονται σε διαφορετικούς άξονες. Με άλλα λόγια, το πρώτο διάγραμμα (Σχήμα 5 (α)) είναι σε λογαριθμικούς

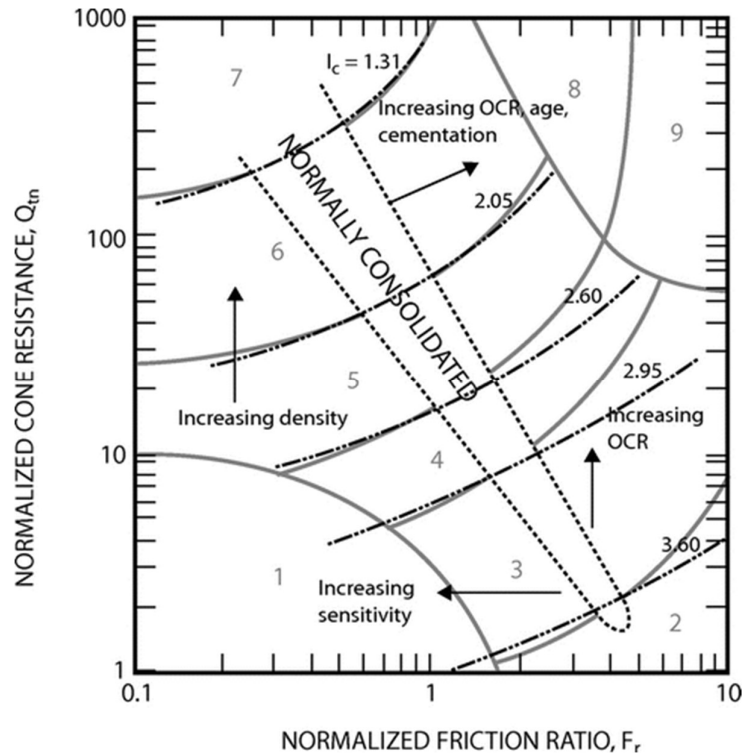


άξονες, ενώ το δεύτερο (Σχήμα 5 (β)) σε ημιλογαριθμικούς, όπως και το τρίτο (Σχήμα 5 (γ)). Προτείνεται από Schneider et al. (2008) ανάλογα με την περίπτωση να χρησιμοποιείται άλλη έκδοση του διαγράμματος. Για την ακρίβεια, συνίσταται το πρώτο διάγραμμα να χρησιμοποιείται για αργίλους, αργιλώδεις ιλύες, ιλύες, αμμώδεις ιλύες και άμμους που δεν έχουν αρνητικές πιέσεις πόρων κατά τη δοκιμή. Το δεύτερο διάγραμμα έχει καλύτερη εφαρμογή για άμμους και μεταβατικά εδάφη με μικρές υποπιέσεις πόρων κατά τη δοκιμή CPT. Τέλος, το τρίτο διάγραμμα έχει καλύτερη εφαρμογή σε υπερστερεοποιημένες αργίλους με μεγάλες αρνητικές τιμές υδατικών πιέσεων κατά τη δοκιμή.

### **Robertson (2010)**

Η διαφορά στον αριθμό των ζωνών που διαχωρίζουν τους εδαφικούς τύπους στα διαγράμματα Robertson et al. (1986) και Robertson (1990), έκαναν επιτακτική την ανάγκη αναπροσαρμογής του αριθμού των ζωνών στο διάγραμμα Robertson et al. (1986) ώστε να είναι ευκολότερη η σύγκριση των αποτελεσμάτων μεταξύ των δύο. Αν και τα κανικοποιημένα διαγράμματα Robertson (1990) θεωρούνται πιο αξιόπιστα επειδή λαμβάνουν υπόψη την επίδραση της ενεργού γεωστατικής τάσεως, το παλαιότερο διάγραμμα υπερέχει του νεότερου σε ένα σημείο. Πράγματι, το διάγραμμα Robertson et al. (1986), μπορεί να χρησιμοποιηθεί απευθείας μετά την εκτέλεση της δοκιμής για την αξιολόγηση του υπεδάφους αφού απαιτεί μόνο τις βασικές μετρήσεις της δοκιμής CPT.

Κατόπιν αναπροσαρμογής του διαγράμματος Robertson et al. (1986) δημιουργήθηκε το διάγραμμα Robertson (2010). Οι αλλαγές περιλαμβάνουν , εκτός της μείωσης των εδαφικών ζωνών, την αδιαστατοποίηση της αντίστασης αιχμής  $q_c$  διαιρώντας την με την ατμοσφαιρική πίεση  $p_a = 100$  kPa και την παρουσίαση των παραμέτρων σε λογαριθμικούς άξονες.



Σχήμα 6 Διάγραμμα  $Q_{tn} - F_r$  (Robertson, 2010)

Οι εννέα εδαφικές ζώνες που περιλαμβάνονται στο διάγραμμα Robertson (2010) είναι οι εξής:

1. Ευαίσθητα, λεπτόκοκκα
2. Οργανικά εδάφη – τυρφώδη εδάφη
3. Άργιλοι – άργιλος έως ιλυώδης άργιλος
4. Ιλυώδη μείγματα – αργιλώδης ιλύς έως ιλυώδης άργιλος
5. Αμμώδη μείγματα – ιλυώδης άμμος έως αμμώδης ιλύς
6. Άμμοι – καθαρή άμμος έως ιλυώδης άμμος
7. Χαλικώδης άμμος έως άμμος
8. Πολύ σκληρή άμμος έως αργιλώδεις άμμος\*
9. Πολύ σκληρά λεπτόκοκκα

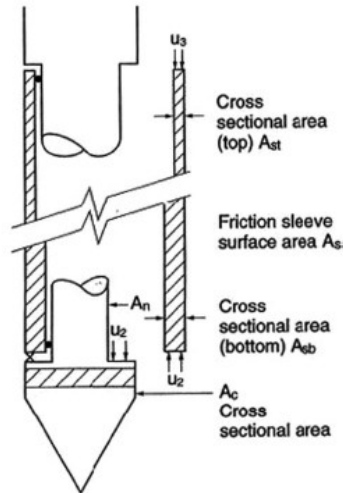
\*Προστερεοποιημένα ή εδαφική δομή με δεσμούς (συμέντωσης, χημικούς, κλπ)

### 1.3 ΑΚΡΙΒΕΙΑ ΜΕΤΡΗΣΗΣ ΠΛΕΥΡΙΚΗΣ ΤΡΙΒΗΣ $f_s$

Η διαδικασία εκτίμησης παραμέτρων διατμητικής αντοχής του εδάφους, που ακολουθεί μετά τη γεωτεχνική έρευνα, είναι μια κρίσιμη διαδικασία. Η υπερεκτίμηση ή υποεκτίμηση των εδαφικών παραμέτρων διατμητικής αντοχής μπορεί να έχει ολέθριες συνέπειες. Είναι, λοιπόν, απαραίτητο να ληφθούν υπόψη όλα τα διαθέσιμα δεδομένα, όπως αυτά προέκυψαν στη γεωτεχνική έρευνα, δίνοντας ιδιαίτερη σημασία στις 'αδυναμίες' των διαφόρων δοκιμών.

Η μέτρηση πλευρικής τριβής  $f_s$  θεωρείται η λιγότερο αξιόπιστη από τις τρεις μετρήσεις (εννοώντας τις μετρήσεις αντίστασης αιχμής, πλευρικής τριβής και πιέσεων πόρων) που γίνονται στη δοκιμή με πιεζοκώνο (Holtrigter, et al., 2014). Στη συνέχεια, γίνεται αναφορά σε ορισμένους παράγοντες που επηρεάζουν την ποιότητα των μετρήσεων της πλευρικής τριβής.

- Διαφορά εμβαδού διατομής μανδύα στα δύο άκρα του. Πράγματι, στο παρελθόν, κυρίως, υπήρχαν κώνοι, οι οποίοι διέθεταν μανδύα με διαφορετική διατομή στα δύο άκρα τους. Κατά συνέπεια, οι υδατικές πιέσεις στους κώνους αυτού του τύπου είναι διαφορετικές στα δύο άκρα του μανδύα, όταν αυτός δεν έχει μια ενιαία διατομή. Η επίδραση των υδατικών πόρων είναι ένας από τους λόγους που οι μετρήσεις πλευρικής τριβής θεωρούνται γενικά λιγότερο αξιόπιστες σε σχέση με τις μετρούμενες αντιστάσεις αιχμής (Lunne, et al., 1997). Η επίδραση του ανωτέρω παράγοντα μπορεί να ελαχιστοποιηθεί αν ο μανδύας έχει ενιαία διατομή. Στο Σχήμα 7, φαίνεται ένας κώνος με διαφορετικό εμβαδό στα δύο άκρα του μανδύα. Παρόλα αυτά, θα πρέπει να υπάρχουν και άλλοι παράγοντες που επηρεάζουν τις μετρήσεις της πλευρικής τριβής, αφού δοκιμές σε άμμους έχουν επίσης δείξει μεγάλες διαφορές στις τιμές της πλευρικής τριβής  $f_s$  (Lunne, 2012).



Σχήμα 7 Μανδύας διαφορετικής διατομής στα δύο άκρα (Lunne, et al., 1997)

- Τραχύτητα μανδύα. Είναι προφανές ότι το στέλεχος μέτρησης της πλευρικής τριβής φθείρεται μετά από την επαναλαμβανόμενη διείδυση του κώνου εντός του εδάφους. Αυτό θα επηρεάσει τη μέτρηση της πλευρικής τριβής  $f_s$ .
- Σχέση διαστάσεων κώνου και μανδύα. Υπάρχουν πενετρόμετρα στα οποία ο μανδύας έχει τέτοια διάμετρο ώστε ένα τμήμα του να εξέχει της βάσης του κώνου. Σε αυτά τα πενετρόμετρα οι μετρήσεις της πλευρικής τριβής φαίνεται να είναι μεγαλύτερες σε σχέση με τις αντίστοιχες πενετρομέτρων με στελέχη που δεν εξέχουν της βάσης του κώνου. Οι αυξημένες τιμές των μετρήσεων της πλευρικής τριβής φαίνεται να οφείλονται στο συνδυασμό της αυξημένης αντίστασης στο κομμάτι του μανδύα που εξέχει του κώνου και του μεγαλύτερου όγκου εδάφους που θα πρέπει να μετατοπιστεί κατά τη διείδυση.
- Θερμοκρασία. Οι θερμοκρασιακές μεταβολές επηρεάζουν τις μετρήσεις σε συσκευές που περιλαμβάνουν κυψέλες φορτίου και αισθητήρες, όπως ο ηλεκτρικός κώνος (Lunne, et al., 1997).

#### 1.4 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΠΕΝΕΤΡΟΜΕΤΡΗΣΕΩΝ

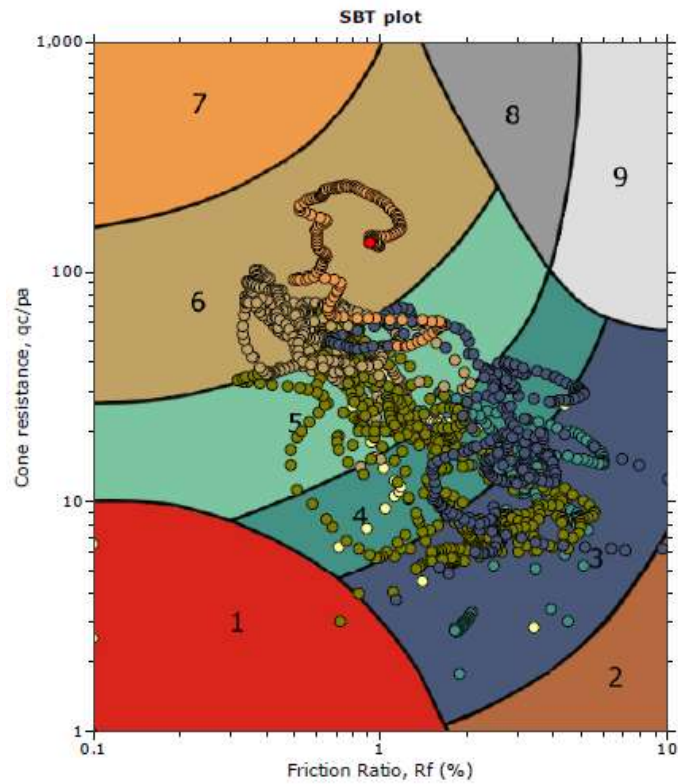
Οι τρεις πνετρομετρήσεις που διεξήχθησαν κατά τη διάρκεια της γεωτεχνικής έρευνας έχουν κωδική ονομασία P3, P4 και P5. Οι πνετρομετρήσεις έγιναν με αυτοκινούμενο ερπυσριοφόρο στατικό πνετρόμετρο τύπου Pagani TG63-150, βαρέως τύπου (15 Τόνων). Οι επιτόπου μετρήσεις εισήχθησαν στο λογισμικό CPeT-IT v.1.7.6.42 από τη Geologismiki.



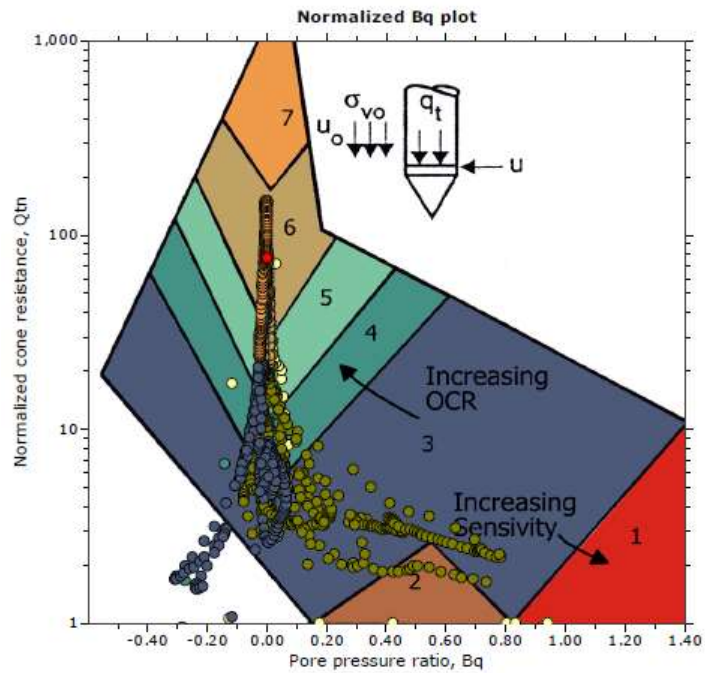
Σχήμα 8 Ερπυσιοφόρο στατικό πνετρόμετρο τύπου Pagani TG63-150

Ακολουθούν τα διαγράμματα Robertson (2010) και Schneider et al. (2008) για τις τρεις πνετρομετρήσεις.

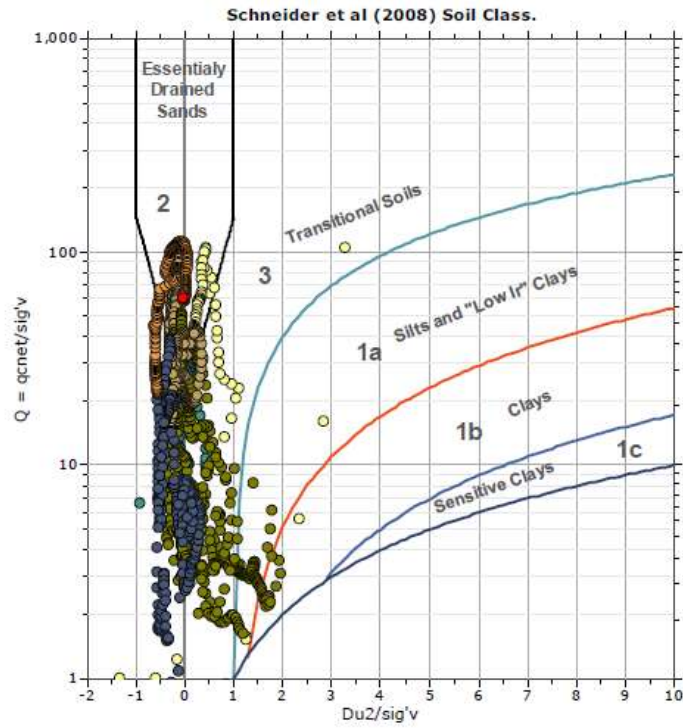
Δοκιμή Στατικής Πενετρομέτρησης με Μέτρηση Πίεσεων Πόρων - P3



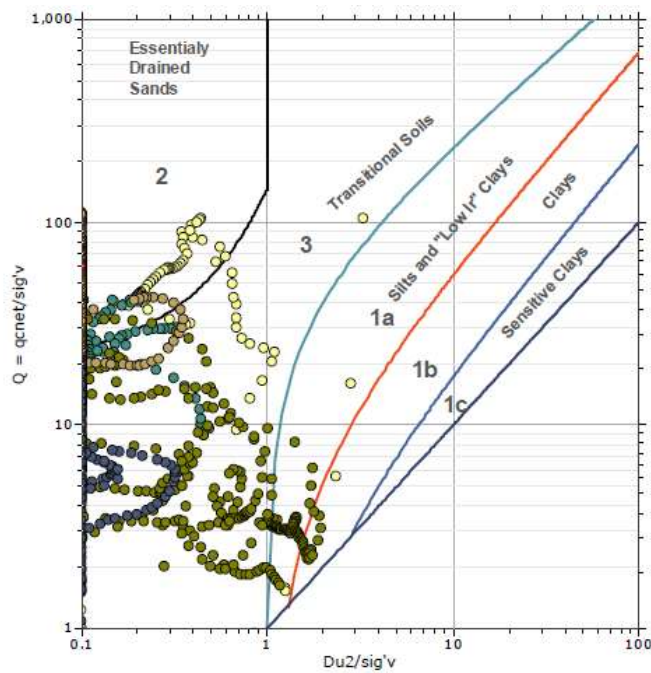
Σχήμα 9 Διάγραμμα  $q_c/p_a - F_r$  Robertson (2010) – P3



Σχήμα 10 Διάγραμμα  $Q_{tn} - B_q$  Robertson (2010) – P3

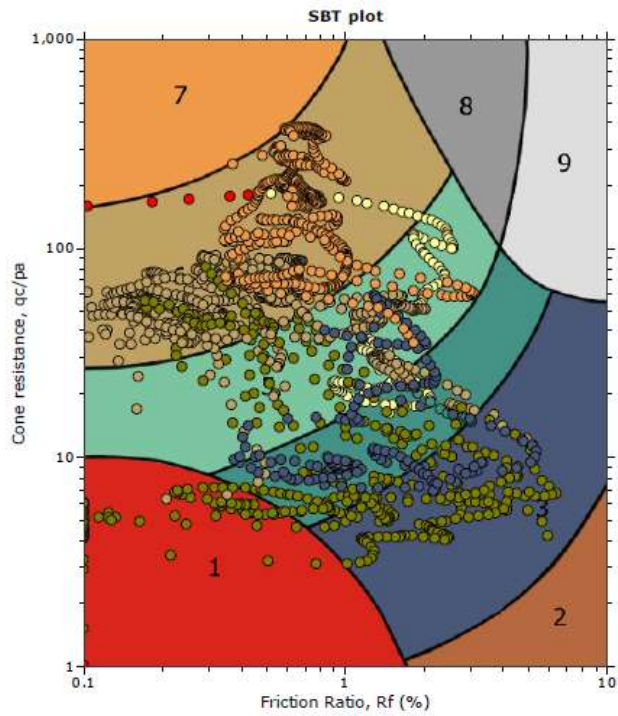


Σχήμα 11 Διάγραμμα Q -  $B_q$  Schneider et al. (2008) σε λογαριθμικούς άξονες – P3

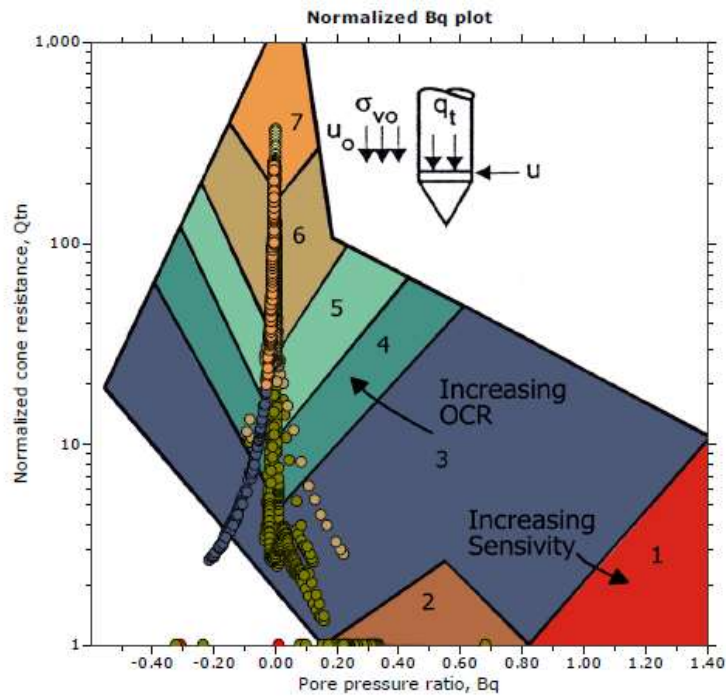


Σχήμα 12 Διάγραμμα Q -  $B_q$  Schneider et al. (2008) σε ημιλογαριθμικούς άξονες– P3

Δοκιμή Στατικής Πενετρομέτρησης με Μέτρηση Πίεσεων Πόρων - P4

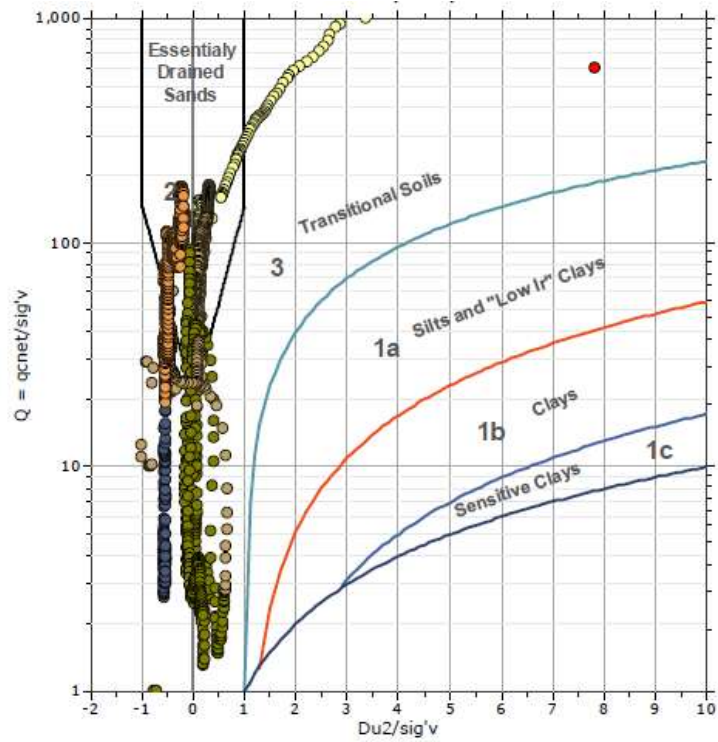


Σχήμα 13 Διάγραμμα  $q_c/p_a - F_r$  Robertson (2010) – P4

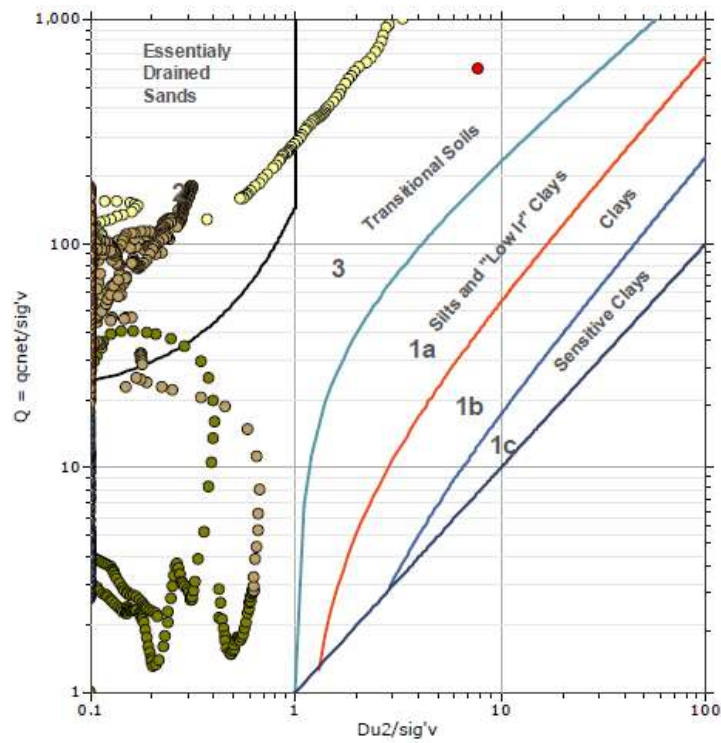


Σχήμα 14 Διάγραμμα  $Q_{tn} - B_q$  Robertson (2010) – P4



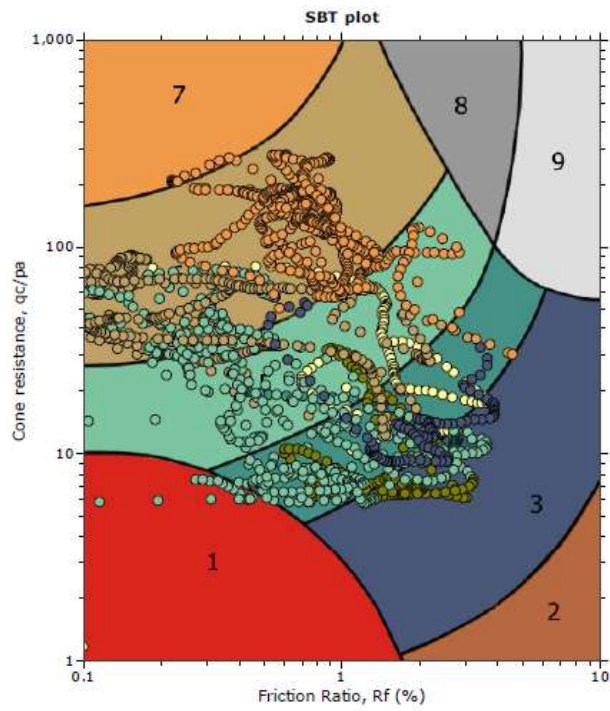


Σχήμα 15 Διάγραμμα Q -  $B_q$  Schneider et al. (2008) σε λογαριθμικούς άξονες – P4

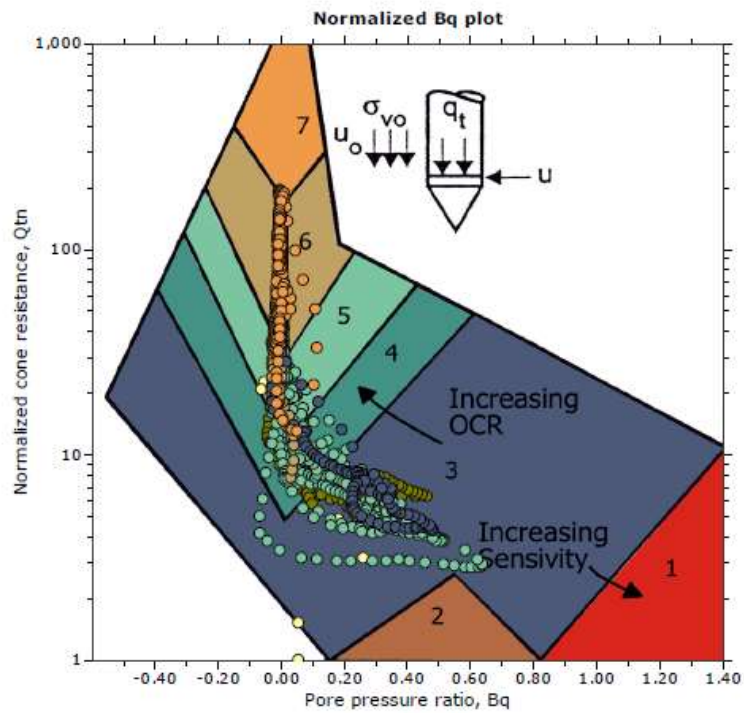


Σχήμα 16 Διάγραμμα Q -  $B_q$  Schneider et al. (2008) σε ημιλογαριθμικούς άξονες– P4

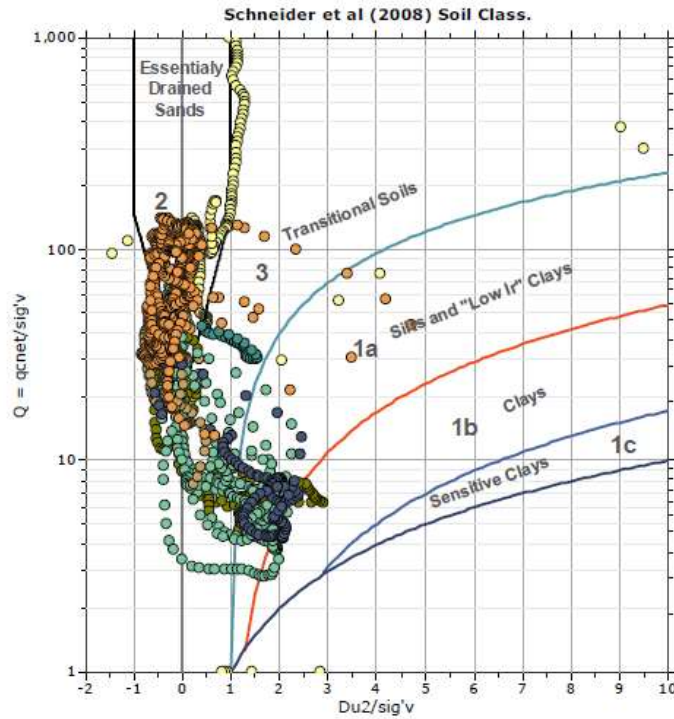
Δοκιμή Στατικής Πενετρομέτρησης με Μέτρηση Πιέσεων Πόρων - P5



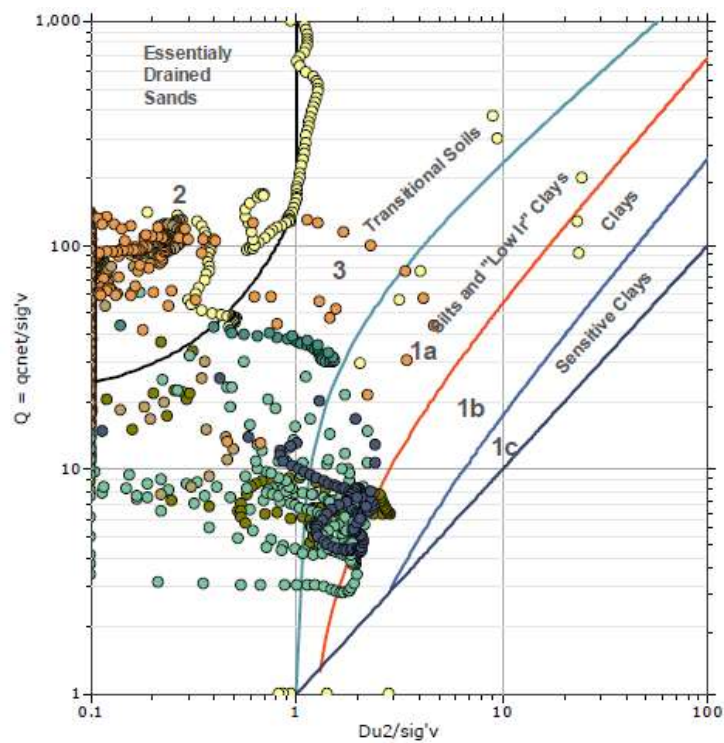
Σχήμα 17 Διάγραμμα  $q_c/p_a - F_r$  Robertson (2010) – P5



Σχήμα 18 Διάγραμμα  $Q_{tn} - B_q$  Robertson (2010) – P5



Σχήμα 19 Διάγραμμα  $Q - B_q$  Schneider et al. (2008) σε λογαριθμικούς άξονες – P5



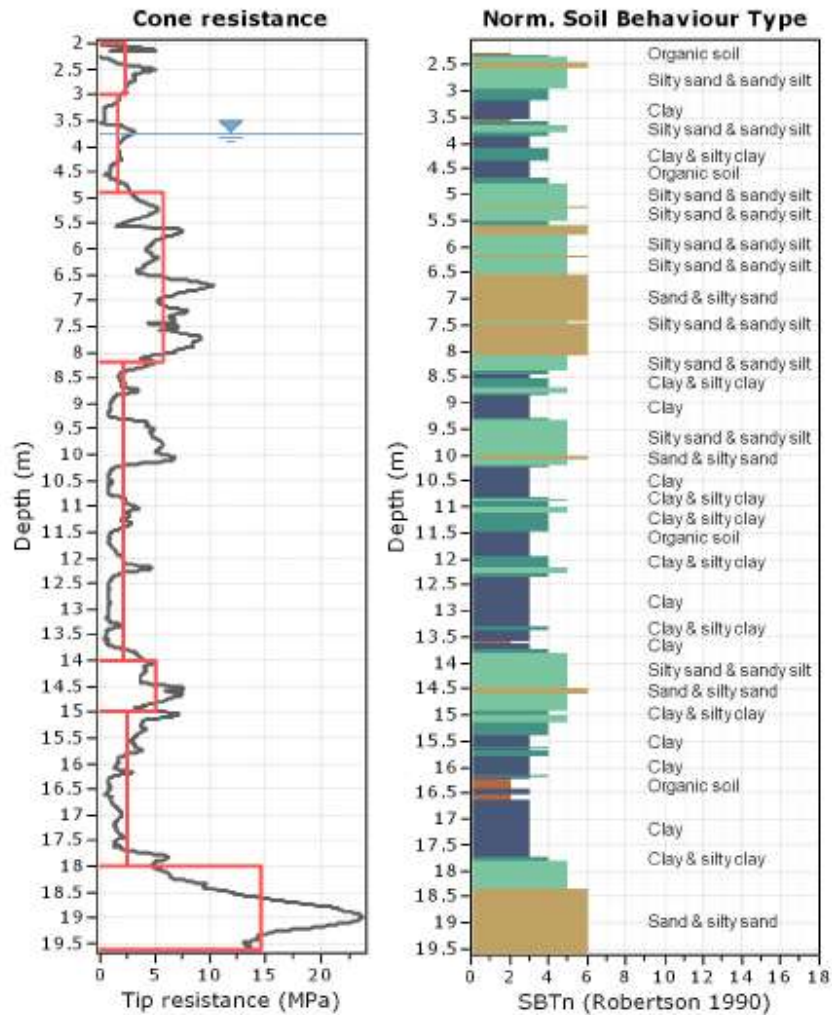
Σχήμα 20 Διάγραμμα  $Q - B_q$  Schneider et al. (2008) σε ημιλογαριθμικούς άξονες– P5

Παρατηρείται πως και στις τρεις πενετρομετρήσεις (P3, P4, P5), το μεγαλύτερο μέρος των μετρήσεων στα διαγράμματα Robertson (2010) βρίσκονται στις ζώνες 3, 4, και 5, που αφορούν μείγματα αργίλου, ιλύος και άμμου. Αντίστοιχα, στα διαγράμματα Schneider et al. (2008), το μεγαλύτερο μέρος των μετρήσεων και στις τρεις πενετρομετρήσεις εντοπίζονται 1a και 3, που αντικατοπτρίζουν ιλύες - αργίλους και μεταβατικά εδάφη αντίστοιχα. Επιπλέον, σε όλα τα διαγράμματα υπάρχουν μετρήσεις που κατατάσσουν το έδαφος ως άμμο (ζώνη 6 στα διαγράμματα Robertson (2010) και ζώνη 2 στα διαγράμματα Schneider et al. (2008)). Συνεπώς, παρατηρείται συνέπεια στην κατηγοριοποίηση των εδαφών μεταξύ των διαγραμμάτων.

Κάθε σημείο στα διαγράμματα αντιστοιχεί σε ένα βάθος όπου πραγματοποιήθηκε μέτρηση. Είναι φανερό από τα διαγράμματα Robertson (2010) και Schneider et al. (2008) ότι οι μετρήσεις παρουσιάζουν μεγάλη διασπορά. Η διασπορά των μετρήσεων υποδεικνύει την ανομοιογένεια της συμπεριφοράς των εδαφών στην περιοχή μελέτης.

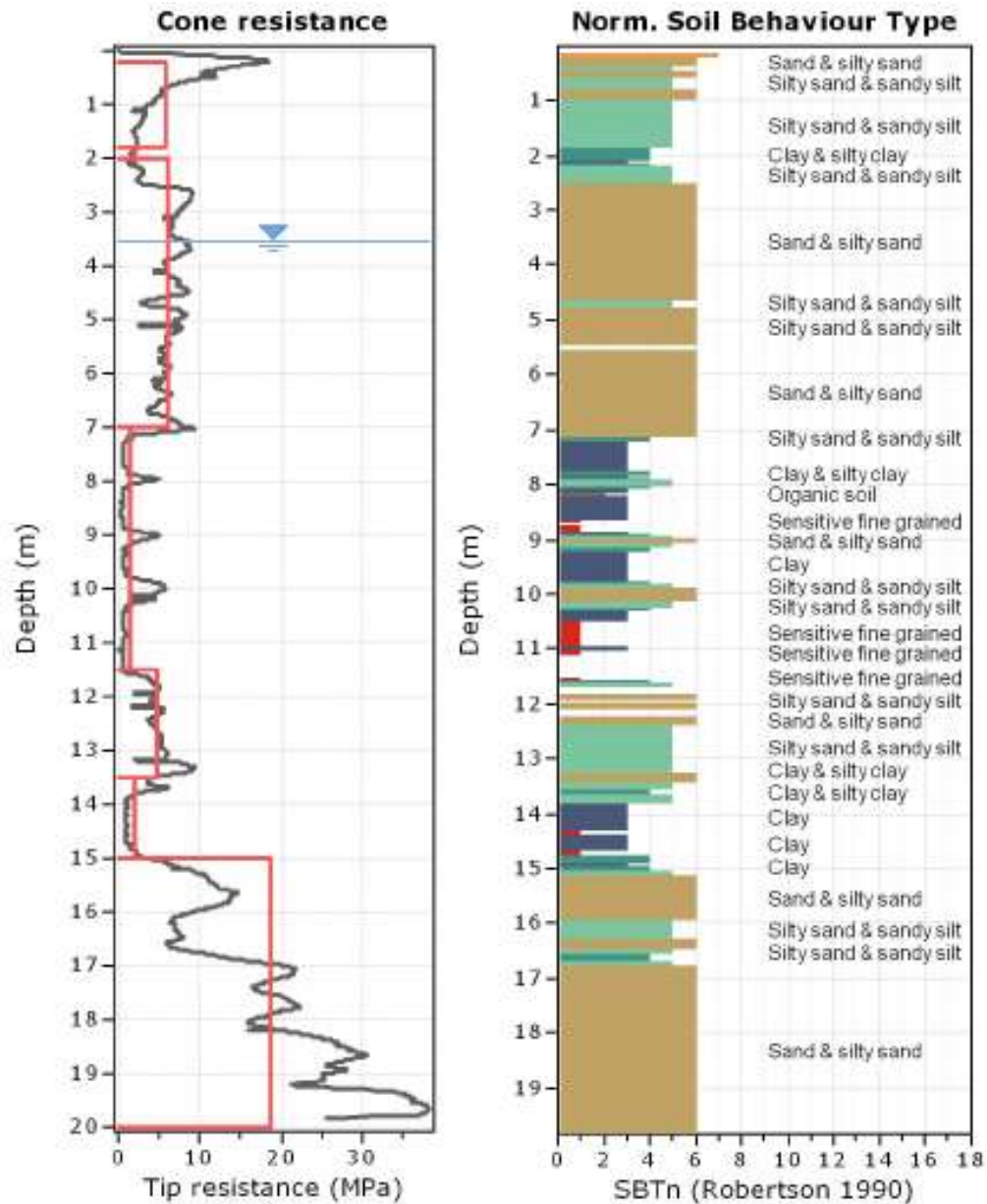
Εν συνεχεία παρουσιάζονται τα εδαφικά προφίλ, όπως αυτά προέκυψαν από τις τρεις δοκιμές στατικής πενετρομέτρησης, όπου φαίνεται ο συσχετισμός των μετρήσεων με το βάθος.

Εδαφικό προφίλ από πενετρομέτρηση P3



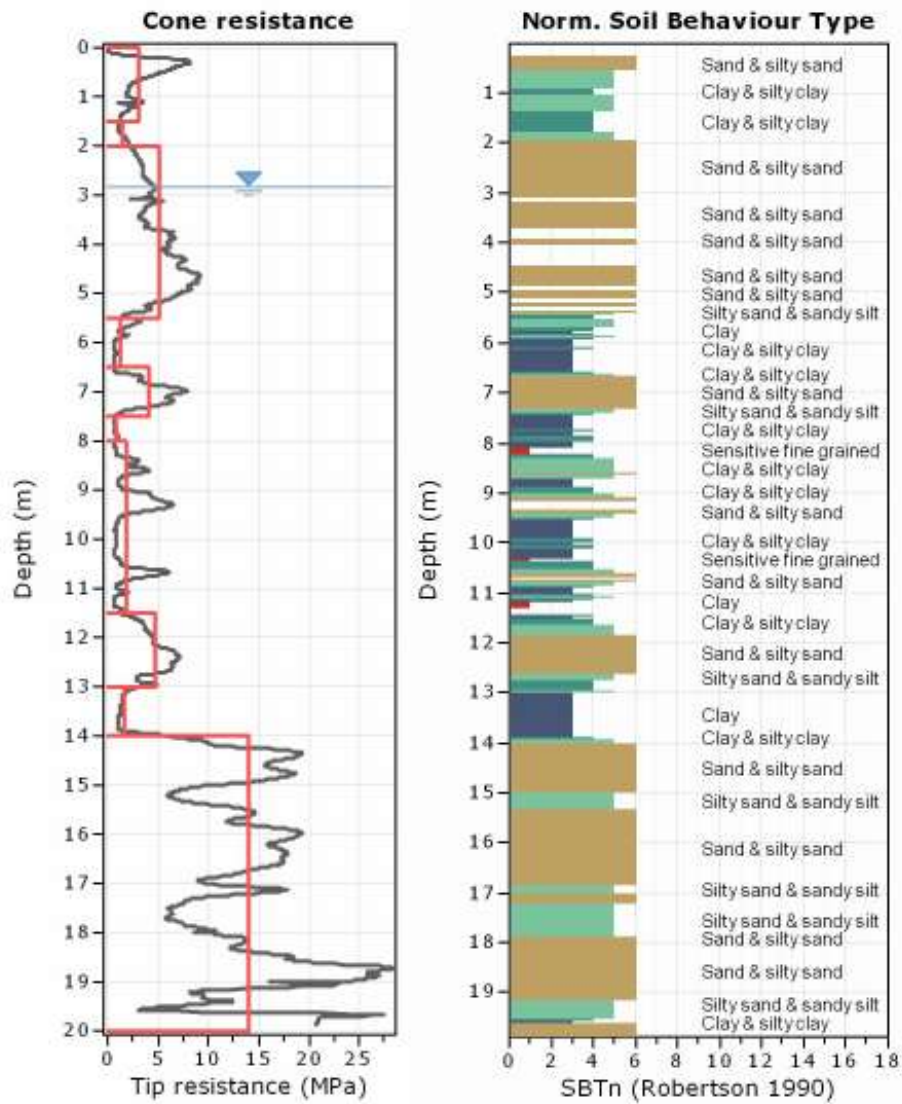
Το εδαφικό προφίλ που παρουσιάζεται από την πενετρομέτρηση P3 έχει προκύψει από τα κριτήρια του Robertson (1990), που διαχωρίζει το έδαφος σύμφωνα με τη συμπεριφορά του (Soil Behaviour Type). Παρατηρείται πως με την επιτόπου δοκιμή στατικής πενετρομέτρησης είναι δυνατή η απόκτηση πληροφορίας ακόμα και για λεπτές εδαφικές ενστρώσεις. Είναι προφανής η υπεροχή της δοκιμής στατικής πενετρομέτρησης για τη διερεύνηση της στρωματογραφίας του υπεδάφους έναντι άλλων επιτόπου δοκιμών.

Εδαφικό προφίλ από πνευρομέτρηση P4



Στο εδαφικό προφίλ από την πνευρομέτρηση P4, εντοπίζονται ορισμένες πολύ ευαίσθητες ενστρώσεις σε βάθος περί τα 10.50 m. Ακόμα, σε βάθος περί τα 11.50 m από την επιφάνεια του εδάφους, η μετρούμενη αντίσταση αιχμής είναι τόσο μικρή που είναι στα όρια της ακρίβειας του κώνου.

Εδαφικό προφίλ από πενετρομέτρηση P5



Στην τρίτη δοκιμή στατικής πενετρομέτρησης, παρατηρούνται, επίσης, πολλές εναλλαγές στο εδαφικό προφίλ, όπως και ορισμένες ενστρώσεις μικρού πάχους πολύ ευαίσθητων εδαφικών σχηματισμών.

## 1.5 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΕΣ ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ

Η γνώση της στρωματογραφίας στην περιοχή όπου πρόκειται να κατασκευαστεί ένα τεχνικό έργο είναι απαραίτητο στοιχείο για τον σχεδιασμό. Στη συνέχεια, απαιτείται επεξεργασία και συναξιολόγηση όλων των διαθέσιμων πληροφοριών, με σκοπό την εκτίμηση των εδαφικών παραμέτρων. Πολλοί ερευνητές έχουν ασχοληθεί με την εκτίμηση εδαφικών παραμέτρων χρησιμοποιώντας την δοκιμή με κώνο.

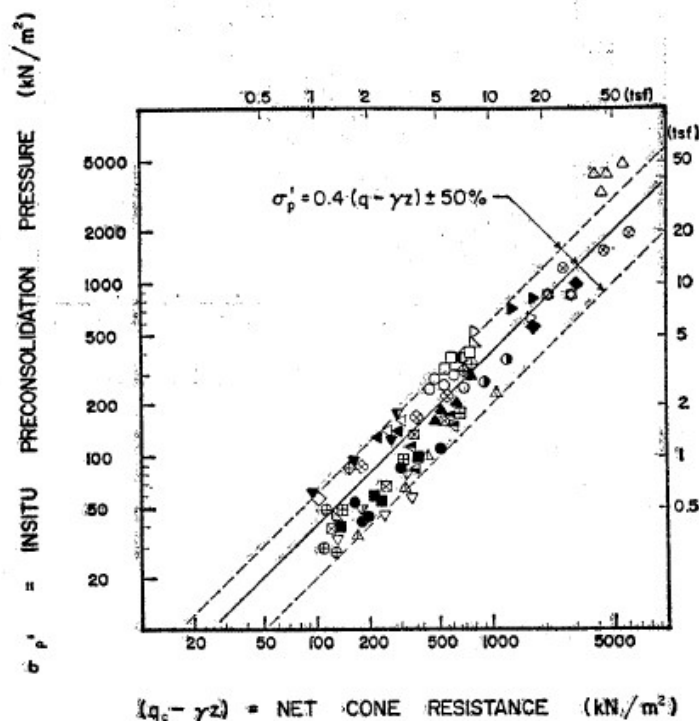
### 1.5.1 ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΩΝ ΕΔΑΦΩΝ

#### Λόγος υπερστερεοποίησης OCR

Στα περισσότερα γεωτεχνικά προβλήματα, η γνώση της επιτόπου εντατικής κατάστασης του εδάφους είναι ιδιαίτερα σημαντική. Αρχικά, η γνώση της εντατικής κατάστασης του εδάφους είναι απαραίτητη για την αξιολόγηση της συμπεριφοράς του μετά την κατασκευή ενός τεχνικού έργου. Επιπλέον, σχεδόν όλες οι μηχανικές παράμετροι του εδάφους εξαρτώνται από το τασικό πεδίο, είτε άμεσα είτε έμμεσα. Ο λόγος υπερστερεοποίησης OCR είναι μια παράμετρος που αντικατοπτρίζει την ιστορία των τάσεων στο έδαφος. Μέσω του OCR μπορεί να γίνει μια εκτίμηση του συντελεστή ουδέτερης ώθησης  $K_0$ .

Στο διάγραμμα του Σχήματος 21, δίνεται η τάση προστερεοποίησης  $\sigma'_p$  σε σχέση με τη διαφορά της αντίστασης αιχμής και της κατακόρυφης ολικής τάσης ( $q_c - \sigma_{v0}$ ) σε λογαριθμικούς άξονες. Η σχέση της καμπύλης του διαγράμματος είναι  $\sigma'_p = 0.4 (q - \sigma_{v0}) = 0.4 (q - \gamma z)$ , δηλαδή η τάση προστερεοποίησης  $\sigma'_p$  συνδέεται γραμμικά με τη διαφορά  $(q - \gamma z)$  με κλίση 0.4.

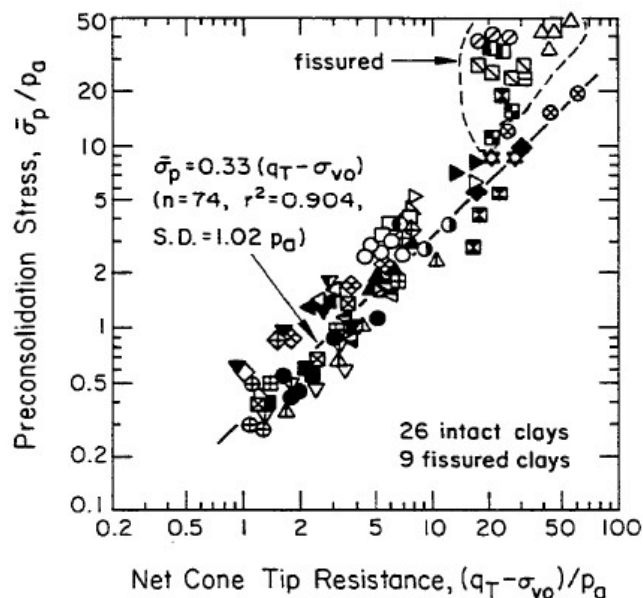




Σχήμα 21 Διάγραμμα  $\sigma_p' - (q_c - \sigma_{v0})$  σε λογαριθμικούς άξονες (Mayne & Holtz, 1988)

Το διάγραμμα του Σχήματος 22, είναι βασισμένο στο διάγραμμα του Σχήματος 21 (Mayne & Holtz, 1988), αλλά συμπεριλαμβάνει περισσότερα δεδομένα στατικών πενετρομετρήσεων. Επιπλέον, οι άξονες είναι αδιαστατοποιημένοι αφού η τάση προστεροποίησης  $\sigma_p'$  και η διαφορά της αντίστασης αιχμής και της κατακόρυφης ολικής τάσης  $(q_t - \sigma_{v0})$  έχουν διαιρεθεί με την ατμοσφαιρική πίεση  $p_a$ . Η συσχέτιση που προέκυψε μεταξύ  $\sigma_p'$  και  $(q_t - \sigma_{v0})$  είναι πιο συντηρητική, διότι η κλίση της ευθείας είναι μικρότερη (0.33 έναντι 0.4) και συνεπώς, η τάση προστεροποίησης λαμβάνει μικρότερη τιμή.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία θα χρησιμοποιηθεί η πιο συντηρητική προσέγγιση, δηλαδή αυτή των Kulhawy & Mayne (1990), υπέρ της ασφαλείας. Η εκτίμηση του λόγου υπερστεροποίησης OCR για τις στρώσεις αργίλου ή/και ιλυώδους αργίλου που εντοπίστηκαν στις τρεις δοκιμές στατικής πενετρομέτρησης με κωδική ονομασία P3, P4, P5 δίνονται στον Πίνακα 1.



Σχήμα 22 Διάγραμμα  $\sigma_p'/\rho_a - (q_t - \sigma_{v0})/\rho_a$  σε λογαριθμικούς άξονες

(Kulhawy & Mayne, 1990)

Πίνακας 1 Εκτίμηση λόγου υπερστερεοποίησης OCR

	Εδαφική Στρώση	Βάθος (m)	$q_{tmean}$ (Mpa)	$\sigma_{v0}$ (kPa)	$\sigma_p' = 0.33 (q_{tmean} - \sigma_{v0}')$ (kPa)	$\sigma_{v0}'$	OCR
P3	Άργιλος και ιλυώδης άργιλος	3.00 έως 4.90	1,46	94	450	72	6
	Άργιλος και ιλυώδης άργιλος	8.20 έως 14.00	2,08	267	600	139	4
	Άργιλος	15.00 έως 18.00	2,43	343	689	188	4

	Εδαφική Στρώση	Βάθος (m)	$q_{tmean}$ (Mpa)	$\sigma_{v0}$ (kPa)	$\sigma_p' = 0.33 (q_{tmean} - \sigma_{v0}')$ (kPa)	$\sigma_{v0}'$	OCR
P4	Άργιλος και ιλυώδης άργιλος	1.00 έως 2.00	2,39	29	781	29	27
	Άργιλος και ιλυώδης άργιλος	7.50 έως 11.50	1,49	176	433	120	4
	Άργιλος και ιλυώδης άργιλος	13.50 έως 15.00	1,79	271	503	166	3

	Εδαφική Στρώση	Βάθος (m)	$q_{tmean}$ (Mpa)	$\sigma_{v0}$ (kPa)	$\sigma_p' = 0.33 (q_{tmean} - \sigma_{v0}')$ (kPa)	$\sigma_{v0}'$	OCR
P5	Άργιλος και ιλυώδης άργιλος	1.50 έως 2.00	1,48	33	477	33	14
	Άργιλος και ιλυώδης άργιλος	5.50 έως 6.50	1,21	114	363	83	4
	Άργιλος και ιλυώδης άργιλος	7.50 έως 8.00	0,76	147	203	99	2
	Άργιλος	13.00 έως 14.00	1,64	257	456	152	3

Παρατηρείται ότι η τάση προστεροποίησης πιο κοντά στην επιφάνεια του εδάφους προκύπτει μεγαλύτερη σε σχέση με την τάση προστεροποίησης στρώσεων που βρίσκονται σε μεγαλύτερα βάθη σε δύο από τις τρεις πενετρομετρήσεις. Μια πιθανή εξήγηση είναι ότι η στρώση εμπεριέχει σημαντικό ποσοστό ιλύος με συνέπεια η αντίσταση αιχμής να είναι μεγάλη και οι σχέσεις υπολογισμού της τάσης προστεροποίησης για μη συνεκτικά εδάφη να μην έχουν καλή εφαρμογή.

Προηγουμένως αναφέρθηκε ότι εκτελέστηκε μία δειγματοληπτική γεώτρηση στην περιοχή του έργου. Κρίνεται, λοιπόν, απαραίτητο να συναξιολογηθούν σε αυτό το σημείο και άλλα στοιχεία που θα οδηγήσουν στην καλύτερη κατανόηση της ιστορίας των τάσεων του εδάφους.

Πίνακας 2 Φυσική υγρασία και όρια Atterberg αργιλικών δειγμάτων

Εδαφική Στρώση	Δείγμα	Βάθος	w (%)	LL (%)	PL (%)	PI (%)
Άργιλος και ιλυώδης άργιλος	(CL)	6.20 - 6.50	29,4	36	20	16
Άργιλος και ιλυώδης άργιλος	(CL)	13.00 - 13.20	21,50	27	14	13

Παρατηρείται ότι η φυσική υγρασία  $w$  (%) και στις δύο στρώσεις βρίσκεται ενδιάμεσα του ορίου υδαρότητας  $LL$  (%) και του ορίου πλαστικότητας  $PL$  (%), ένδειξη ότι οι στρώσεις είναι κανονικά στερεοποιημένες. Αυτές οι στρώσεις θα θεωρήσουμε ότι είναι κανονικά στερεοποιημένες.

Η στρώση κοντά στην επιφάνεια του εδάφους από την άλλη θα θεωρηθεί προφορισμένη. Η υπόθεση αυτή γίνεται διότι είναι αναμενόμενο να έχει δεχθεί κάποια φόρτιση με τάση μεγαλύτερη της ενεργού γεωστατικής  $t_h$ . Είναι χρήσιμο να αναφερθεί ότι δίπλα στην περιοχή του έργου βρίσκεται η γέφυρα της Παλιάς Εθνικής Οδού και της Εγνατίας Οδού. Επομένως, η περιοχή θα μπορούσε να έχει χρησιμοποιηθεί ως χώρος απόθεσης των εκσκαφών ή άλλων υλικών. Δυστυχώς, δεν δόθηκε δείγμα από την εν λόγω στρώση για εκτέλεση εργαστηριακών δοκιμών.

#### Αστράγγιστη διατμητική αντοχή $S_u$

Υπάρχουν δύο ειδών προσεγγίσεις για την εκτίμηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής του εδάφους  $S_u$ . Συγκεκριμένα, η πρώτη προσέγγιση αφορά θεωρητικές επιλύσεις που βασίζονται στη φέρουσα ικανότητα (bearing capacity theory), σε αναλυτικές ή αριθμητικές προσεγγίσεις χρησιμοποιώντας γραμμικές και μη γραμμικές σχέσεις τάσεων και παραμορφώσεων, σε διαδρομές τάσεων (strain path theory), στη θεωρία επέκτασης κενού κυλινδρικού ή σφαιρικού σχήματος σε ομοιογενές έδαφος (cavity expansion theory) ή στον συνδυασμό της με την αρχή διατήρησης ενέργειας (conservation of energy combined with cavity expansion theory). Η δεύτερη προσέγγιση βασίζεται σε εμπειρικές συσχετίσεις.

Οι θεωρητικές προσεγγίσεις συμπεριλαμβάνουν πολλές απλοποιητικές παραδοχές που σχετίζονται με τη συμπεριφορά του εδάφους, τον μηχανισμό αστοχίας και τις συνοριακές συνθήκες, διότι η διείδυση του κώνου αποτελεί ένα σύνθετο φαινόμενο. Επιπλέον, οι θεωρητικές προσεγγίσεις έχουν περιορισμούς ως προς την πραγματική προσομοίωση του εδάφους, αφού οι συνθήκες ανισοτροπίας, ιστορίας της εντατικής κατάστασης και ευαισθησίας του εδάφους είναι διαφορετικές. Συνεπώς, οι εμπειρικές συσχετίσεις είναι αυτές που προτιμώνται γενικά (Lunne, et al., 1997).

Οι εμπειρικές συσχετίσεις για την εκτίμηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής λαμβάνουν υπόψη την ολική αντίσταση αιχμής  $q_t$  ή την ενεργό αντίσταση αιχμής  $q_{t-u}$  ή την υπερπίεση των πόρων  $\Delta u$ .

- $S_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}}$  ή  $S_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_{kt}}$
- $S_u = \frac{q_t - u}{N_{ke}}$
- $S_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}}$

όπου οι συντελεστές  $N_{kt}$ ,  $N_{ke}$ ,  $N_{\Delta u}$  είναι εμπειρικοί συντελεστές. Στους Πίνακες 3 και 4 φαίνονται διάφορες τιμές που μπορεί να λάβουν οι εμπειρικοί συντελεστές  $N_{kt}$ ,  $N_{ke}$ . Ουσιαστικά, οι συντελεστές  $N_{kt}$  και  $N_{ke}$ , συσχετίζουν την αστράγγιστη διατμητική αντοχή όπως αυτή προσδιορίστηκε μέσω εργαστηριακών δοκιμών με τη μετρούμενη αντίσταση αιχμής κατά τη δοκιμή στατικής πενετρομέτρησης. Οι προαναφερθείσες παράμετροι φαίνεται να έχουν γραμμική συσχέτιση. Τονίζεται πως θα πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή στην τιμή των συντελεστών που θα χρησιμοποιηθούν λόγω των διαφορετικών δοκιμών αναφοράς.

Πίνακας 3 Σύνοψη τιμών συντελεστή  $N_{kt}$  (Zsolt, 2012)

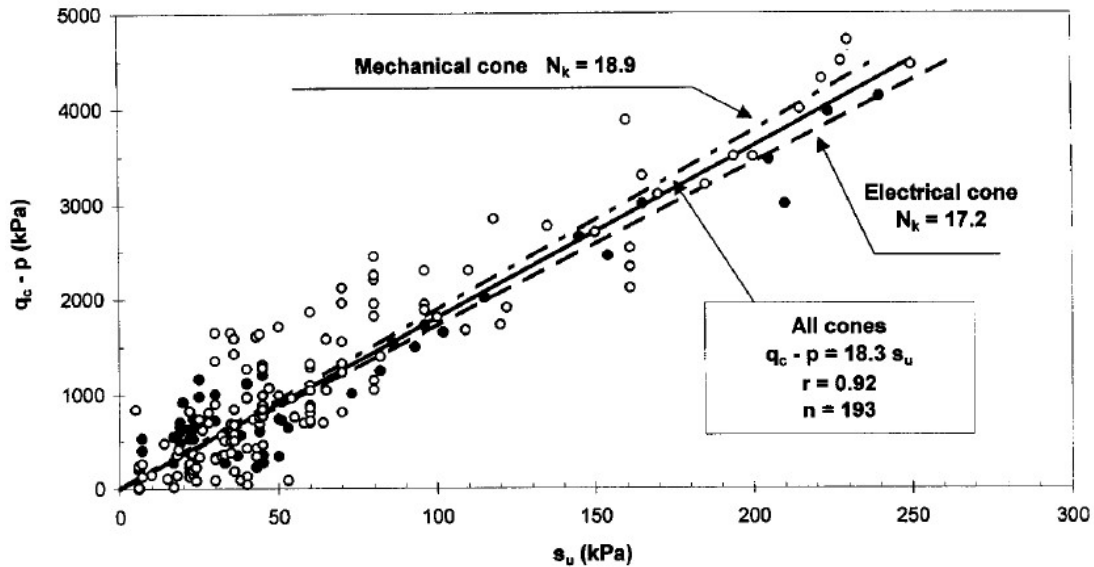
$N_{kt}$ εύρος τιμών	Δοκιμή αναφοράς	Σχόλια	Αναφορά
8 - 16	τριαξονική θλίψη, τριαξονικός εφελκυσμός και απευθείας διάτμηση	Για αργίλους ( $3\% < I_p < 50\%$ ) αύξηση $N_{kt}$ με αύξηση $I_p$	Aas et al. (1986)
11 - 18		Δεν βρέθηκε συσχέτιση μεταξύ $N_{kt}$ και $I_p$	La Rochelle et al. (1988)
8 - 29	τριαξονική θλίψη	διαφοροποίηση $N_{kt}$ με OCR	Rad και Lunne (1988)
10 - 20	τριαξονική θλίψη		Powell και Quartetman (1988)
6 - 15	τριαξονική θλίψη	μείωση $N_{kt}$ με μείωση $B_q$	Karlsrud (1996)
7 - 20	τριαξονική θλίψη	Αργίλος Busan, Κορέα $25\% < I_p < 40\%$	Hong et al. (2010)
4 - 16	δοκιμή πτερυγίου	Υψηλής πλαστικότητας, μαλακή άργιλος $42\% < I_p < 400\%$	Almeida et al. (2010)

Πίνακας 4 Σύνοψη τιμών συντελεστή  $N_{ke}$  (Zsolt, 2012)

$N_{ke}$ εύρος τιμών	Δοκιμή αναφοράς	Σχόλια	Αναφορά
6 - 12		Για αργίλους ( $3\% < I_p < 50\%$ )	Senneiset et al. (1982)
1 - 13		διαφοροποίηση $N_{kt}$ με $B_q$	Lunne et al. (1985)
2 - 10	τριαξονική θλίψη	μείωση $N_{kt}$ με μείωση $B_q$	Karlsrud (1996)
3 - 18	τριαξονική θλίψη	Άργιλος Busan, Κορέα $25\% < I_p < 40\%$	Hong et al. (2010)

Στην παρούσα διπλωματική εργασία, η εκτίμηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής θα γίνει σύμφωνα με τη σχέση που περιλαμβάνει την ολική αντίσταση αιχμής. Για αποθέσεις, όπου η εμπειρία είναι μικρή, συνίσταται η εκτίμηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής  $s_u$  χρησιμοποιώντας την ολική αντίσταση (Powell & Lunne, 2005). Επιπλέον, η επιλογή της παραμέτρου  $N_k$  θα βασιστεί σε αντίστοιχες μελέτες που έχουν γίνει στον Ελλαδικό χώρο.

Οι Anagnostopoulos et al. (2003) μελέτησαν τη συσχέτιση της δοκιμής στατικής πενετρομέτρησης με εργαστηριακές δοκιμές σε εδάφη του Ελλαδικού χώρου. Οι πενετρομετρήσεις που πραγματοποιήθηκαν έγιναν με μηχανικό και ηλεκτρικό κώνο. Η τιμή του εμπειρικού συντελεστή  $N_k = 18.3$  (Anagnostopoulos, et al., 2003) προέκυψε λαμβάνοντας υπόψη τις μετρήσεις της αντίστασης αιχμής με μηχανικό και ηλεκτρικό κώνο, καθώς, και την αστράγγιστη διατμητική αντοχή από δοκιμές τριαξονικής φόρτισης υπό αστράγγιστες συνθήκες χωρίς στερεοποίηση. Ο αντίστοιχος συντελεστής  $N_k$  εξαιρώντας τις δοκιμές με μηχανικό κώνο προέκυψε  $N_k = 17.9$ . Σύμφωνα με τους συντάκτες του άρθρου, οι προτεινόμενες συσχετίσεις μπορούν να θεωρηθούν αξιόπιστες για τα ελληνικά εδάφη λόγω της μεγάλης βάσης δεδομένων που χρησιμοποιήθηκε.



- Ηλεκτρικός κώνος    ○ Μηχανικός κώνος    — Ηλεκτρικός και μηχανικός κώνος
- Ηλεκτρικός κώνος    --- Μηχανικός κώνος

Σχήμα 23 Διάγραμμα  $q_c - p - s_u$  (Anagnostopoulos, et al., 2003)

Ο συντελεστής  $N_k$  βρέθηκε ίσος με 17, 18 και 19 σύμφωνα με τους Anagnostopoulos (1974), Zervogiannis et al. (1987) και Koukis et al. (1997), αντίστοιχα (Anagnostopoulos, et al., 2003).

Επιλέγεται η τιμή του εμπειρικού συντελεστή για την εκτίμηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής να θεωρηθεί  $N_k$  ίσος με 18.

Πίνακας 5 Εκτίμηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής  $s_u$

	Εδαφική Στρώση	Βάθος (m)	$q_{cmean}$ (Mpa)	$\sigma_{v0}$ (kPa)	$N_{kt}$	$S_{umean}$ (kPa)
P3	Άργιλος και ιλυώδης άργιλος	3.00 έως 4.90	1,46	75	18	77
	Άργιλος και ιλυώδης άργιλος	4.90 έως 8.20	2,06	211	18	103
	Άργιλος	15.00 έως 18.00	2,42	314	18	117

P4	Εδαφική Στρώση	Βάθος (m)	$q_{cmean}$ (Mpa)	$\sigma_{v0}$ (kPa)	$N_{kt}$	$S_{umean}$ (kPa)
	Άργιλος και ιλυώδης άργιλος	1.00 έως 2.00	2,39	29	18	131
	Άργιλος και ιλυώδης άργιλος	7.50 έως 11.50	1,48	176	18	72
	Άργιλος και ιλυώδης άργιλος	13.50 έως 15.00	1,79	271	18	84

P5	Εδαφική Στρώση	Βάθος (m)	$q_{cmean}$ (Mpa)	$\sigma_{v0}$ (kPa)	$N_{kt}$	$S_{umean}$ (kPa)
	Άργιλος και ιλυώδης άργιλος	1.50 έως 2.00	1,48	33	18	80
	Άργιλος και ιλυώδης άργιλος	5.50 έως 6.50	1,19	114	18	60
	Άργιλος και ιλυώδης άργιλος	7.50 έως 8.00	0,73	147	18	32
	Άργιλος	13.00 έως 14.00	1,57	257	18	73

#### Μέτρο Μονοδιάστατης Συμπίεσης $E_s$

Εκτός από τη γνώση της διατμητικής αντίστασης των εδαφικών σχηματισμών, είναι απαραίτητη και η γνώση της σχέσης μεταξύ τάσεων και παραμορφώσεων, η οποία προσδιορίζεται μέσω των διαφόρων μέτρων ελαστικότητας, για την εξέταση της συμπεριφοράς του εδάφους.

Το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης  $E_s$  για μαλακές αργίλους και αργιλώδεις ιλύες κατά Bowles (1996) εκτιμάται από τη σχέση:

- $E_s = (3 - 8)q_c$

Η αντίστοιχη σχέση κατά Bowles (1996) για ιλύες, αμμώδεις ιλύες ή αργιλώδεις ιλύες είναι:

- $E_s = 2.5q_c$  για  $q_c < 2.5$  MPa και  $E_s = 4q_c + 5000$  για  $2.5 < q_c < 5.0$  MPa



Η μέση τιμή της αντίστασης αιχμής  $q_{cmean}$  όλων των συνεκτικών εδαφικών στρώσεων είναι μικρότερη των 2.5 MPa. Με εφαρμογή της σχέσης  $E_s = 2.5q_c$  για  $q_c < 2.5$  MPa (υπέρ της ασφάλειας έναντι της σχέσης  $E_s = (3 - 8)q_c$ ) εκτιμάται το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης των αργίλων και ιλυωδών αργίλων που εντοπίστηκαν στην περιοχή μελέτης.

Πίνακας 6 Μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης συνεκτικών εδαφικών σχηματισμών

P3	Εδαφική Στρώση	Βάθος (m)	$q_{cmean}$ (Mpa)	$E_s$ (MPa)
	Άργιλος και ιλυώδης άργιλος	3.00 έως 4.90	1,46	4
	Άργιλος και ιλυώδης άργιλος	8.20 έως 14.00	2,06	5
	Άργιλος	15.00 έως 18.00	2,42	6

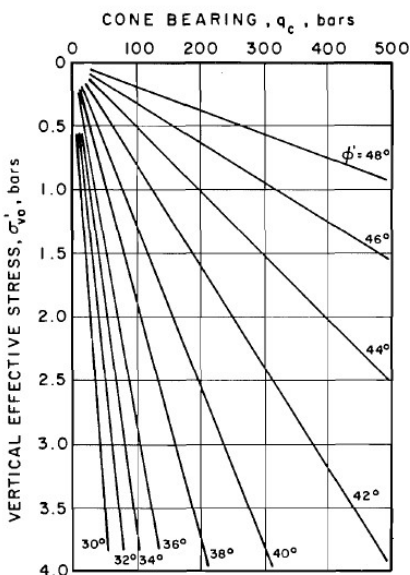
P4	Εδαφική Στρώση	Βάθος (m)	$q_{cmean}$ (Mpa)	$E_s$ (MPa)
	Άργιλος και ιλυώδης άργιλος	1.00 έως 2.00	2,39	6
	Άργιλος και ιλυώδης άργιλος	7.50 έως 11.50	1,48	4
	Άργιλος και ιλυώδης άργιλος	13.50 έως 15.00	1,79	4

P5	Εδαφική Στρώση	Βάθος (m)	$q_{cmean}$ (Mpa)	$E_s$ (MPa)
	Άργιλος και ιλυώδης άργιλος	1.50 έως 2.00	1,48	4
	Άργιλος και ιλυώδης άργιλος	5.50 έως 6.50	1,19	3
	Άργιλος και ιλυώδης άργιλος	7.50 έως 8.00	0,73	2
	Άργιλος	13.00 έως 14.00	1,57	4

## 1.5.2 ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΜΗ ΣΥΝΕΚΤΙΚΩΝ ΕΔΑΦΩΝ

### Γωνία τριβής $\phi'$

Για τον προσδιορισμό της γωνίας τριβής των μη συνεκτικών εδαφών χρησιμοποιήθηκαν δύο προσεγγίσεις. Ακολουθεί (Σχήμα 24) το διάγραμμα από τους Robertson & Campanella (1983) για την εκτίμηση της ενεργού γωνίας διατμητικής αντοχής  $\phi'$ . Επισημαίνεται από τους συγγραφείς ότι η χρήση του διαγράμματος στην περίπτωση πυκνών άμμων μπορεί να οδηγήσει σε μικρή υπερεκτίμηση της πραγματικής γωνίας τριβής  $\phi'$  (Robertson & Campanella, 1983). Κατόπιν χρήσης του εν λόγω διαγράμματος, διαπιστώθηκε ότι η γωνία τριβής λαμβάνει ιδιαίτερα μεγάλη τιμή. Συγκεκριμένα, βρίσκεται εκτός του εύρους των τιμών της γωνίας τριβής ιλυωδών άμμων που δίνεται από πληθώρα πινάκων της διεθνούς βιβλιογραφίας. Επομένως, αναζητήθηκε μια πιο συντηρητική σχέση εκτίμησης της γωνίας τριβής μη συνεκτικών εδαφών μέσω της δοκιμής στατικής πενετρομέτρησης.



Σχήμα 24 Διάγραμμα ενεργού γωνίας τριβής  $\phi'$  (Robertson & Campanella, 1983)

Η σχέση που τελικώς χρησιμοποιείται είναι η εξής:

- $\varphi = 29^\circ + \sqrt{q_c}$  (+5° για χαλίκια) (-5° για ιλυώδη άμμο) (Bowles, 1996)

Στους Πίνακες 6 και 7 φαίνονται οι γωνίες τριβής των μη συνεκτικών εδαφικών στρώσεων όπως αυτές προέκυψαν από Robertson & Campanella (1983) και Bowles (1996), αντιστοίχως. Είναι προφανής η τεράστια διαφορά μεταξύ των δύο προσεγγίσεων.

Πίνακας 7 Γωνία τριβής κατά Robertson & Campanella (1983)

P3	Εδαφική Στρώση	Βάθος (m)	$q_{cmean}$ (bars)	$\sigma_{vo}'$ (bars)	$\varphi'$ (°)
	Άμμος και ιλυώδης άμμος	4.90 έως 8.20	57	1,0	38
	Αμμώδης ιλύς και ιλυώδης άμμος	14.00 έως 15.00	49	1,7	34
	Άμμος και ιλυώδης άμμος	15.00 έως 19.70	146	2,1	40
P4	Εδαφική Στρώση	Βάθος (m)	$q_{cmean}$ (bars)	$\sigma_{vo}'$ (bars)	$\varphi'$ (°)
	Άμμος και ιλυώδης άμμος	2.00 έως 7.00	60	0,7	40
	Αμμώδης ιλύς και ιλυώδης άμμος	11.50 έως 13.30	48	1,5	36
	Άμμος και ιλυώδης άμμος	18.00 έως 19.60	187	1,9	41
P5	Εδαφική Στρώση	Βάθος (m)	$q_{cmean}$ (bars)	$\sigma_{vo}'$ (bars)	$\varphi'$ (°)
	Άμμος και ιλυώδης άμμος	2.00 έως 5.50	50	0,6	40
	Αμμώδης ιλύς και ιλυώδης άμμος	6.50 έως 7.50	40	0,9	38
	Αμμώδης ιλύς και ιλυώδης άμμος	8.00 έως 11.50	19	1,2	34
	Αμμώδης ιλύς και ιλυώδης άμμος	11.50 έως 13.00	46	1,4	34
	Άμμος και ιλυώδης άμμος	14.00 έως 20.00	140	1,8	40

Πίνακας 8 Γωνία τριβής κατά Bowles (1996)

P3	Εδαφική Στρώση	Βάθος (m)	$q_{cmean}$ (Mpa)	$\phi'$ (°)
	Άμμος και ιλυώδης άμμος	4.90 έως 8.20	5,68	26
	Αμμώδης ιλύς και ιλυώδης άμμος	14.00 έως 15.00	4,90	26
	Άμμος και ιλυώδης άμμος	15.00 έως 19.70	14,59	28

P4	Εδαφική Στρώση	Βάθος (m)	$q_{cmean}$ (Mpa)	$\phi'$ (°)
	Άμμος και ιλυώδης άμμος	2.00 έως 7.00	6,03	26
	Αμμώδης ιλύς και ιλυώδης άμμος	11.50 έως 13.30	4,78	26
	Άμμος και ιλυώδης άμμος	18.00 έως 19.60	18,68	28

P5	Εδαφική Στρώση	Βάθος (m)	$q_{cmean}$ (Mpa)	$\phi'$ (°)
	Άμμος και ιλυώδης άμμος	2.00 έως 5.50	5,03	26
	Αμμώδης ιλύς και ιλυώδης άμμος	6.50 έως 7.50	4,03	26
	Αμμώδης ιλύς και ιλυώδης άμμος	8.00 έως 11.50	1,90	25
	Αμμώδης ιλύς και ιλυώδης άμμος	11.50 έως 13.00	4,65	26
	Άμμος και ιλυώδης άμμος	14.00 έως 20.00	14,03	28

#### Λόγος υπερστερεοποίησης OCR

Η αξιολόγηση της ιστορίας των τάσεων σε μη συνεκτικούς εδαφικούς σχηματισμούς είναι δυσχερής κυρίως για δύο λόγους. Πρώτον, οι καμπύλες από τις δοκιμές συμπίεσομέτρου είναι πολύ επίπεδες και είναι δύσκολος ο προσδιορισμός της τάσης προστερεοποίησης. Επιπλέον, η λήψη αδιατάρακτων δειγμάτων είναι ιδιαίτερα δύσκολη. Υπάρχει δυνατότητα λήψης αδιατάρακτων δειγμάτων με μεθόδους ψύξης αυτών, ωστόσο η διαδικασία είναι πολύ δαπανηρή (Mayne, 2007).

Στην παρούσα διπλωματική εργασία, θα γίνει χρήση της σχέσης κατά Mayne (2005) για την εκτίμηση του λόγου υπερστερεοποίησης OCR στα μη συνεκτικά εδάφη, η οποία είναι η εξής:

$$\bullet \text{ OCR} = \left[ \frac{0.192 \left( \frac{q_t}{\sigma_{\text{atm}}} \right)^{0.22}}{(1 - \sin \varphi') \left( \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{\text{atm}}} \right)^{0.31}} \right] \left( \frac{1}{\sin \varphi' - 0.27} \right)$$

Πίνακας 9 Λόγος υπερστερεοποίησης OCR

	Εδαφική Στρώση	Βάθος (m)	$q_{t\text{mean}}$ (Mpa)	$\sigma_{v0}$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	OCR
P3	Άμμος και ιλυώδης άμμος	4.90 έως 8.20	5,68	97	26	1
	Αμμώδης ιλύς και ιλυώδης άμμος	14.00 έως 15.00	4,92	170	26	1
	Άμμος και ιλυώδης άμμος	15.00 έως 19.70	14,61	210	28	1

	Εδαφική Στρώση	Βάθος (m)	$q_{t\text{mean}}$ (Mpa)	$\sigma_{v0}$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	OCR
P4	Άμμος και ιλυώδης άμμος	2.00 έως 7.00	6,04	74	26	1
	Αμμώδης ιλύς και ιλυώδης άμμος	11.50 έως 13.30	4,79	150	26	1
	Άμμος και ιλυώδης άμμος	18.00 έως 19.60	18,69	195	28	1

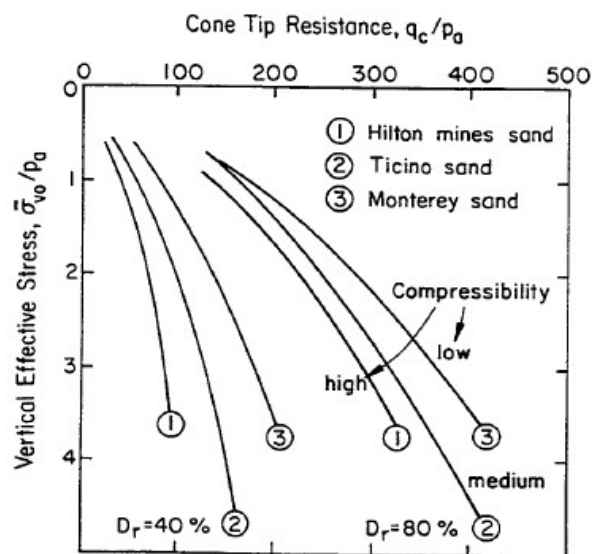
	Εδαφική Στρώση	Βάθος (m)	$q_{t\text{mean}}$ (Mpa)	$\sigma_{v0}$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	OCR
P5	Άμμος και ιλυώδης άμμος	2.00 έως 5.50	5,04	61	26	1
	Αμμώδης ιλύς και ιλυώδης άμμος	6.50 έως 7.50	4,04	92	26	1
	Αμμώδης ιλύς και ιλυώδης άμμος	8.00 έως 11.50	1,93	118	25	1
	Αμμώδης ιλύς και ιλυώδης άμμος	11.50 έως 13.00	4,66	141	26	1
	Άμμος και ιλυώδης άμμος	14.00 έως 20.00	14,05	184	28	1

### Σχετική Πυκνότητα $D_r$

Η σχετική πυκνότητα  $D_r$  είναι μια εδαφική παράμετρος, η οποία χρησιμοποιείται ευρέως ως χαρακτηριστική παράμετρος των μη συνεκτικών εδαφών. Ωστόσο, η επιστημονική έρευνα έχει υποδείξει δυσκολίες ως προς τον προσδιορισμό της μέγιστης, της ελάχιστης και της επιτόπου σχετικής πυκνότητας, καθώς, και μια αδύναμη συσχέτιση της σχετικής πυκνότητας με άλλες εδαφικές παραμέτρους (Robertson & Campanella, 1983).

Ένας παράγοντας που επηρεάζει τη σχετική πυκνότητα είναι η συμπιεστότητα του εδαφικού σχηματισμού. Στο Σχήμα 25, παρουσιάζονται καμπύλες προσδιορισμού της σχετικής πυκνότητας  $D_r$  μέσω της αντίστασης αιχμής  $q_c$  και της κατακόρυφης ενεργού γεωστατικής τάσης  $\sigma'_{vo}$ , ανηγμένες ως προς την ατμοσφαιρική πίεση ( $p_a = 100$  kPa).

Συγκεκριμένα, παρουσιάζονται οι καμπύλες σχετικής πυκνότητας  $D_r = 40$  % και  $D_r = 80$  % για τρεις διαφορετικές άμμους προερχόμενες από ορυχεία της περιοχής Hilton και από τις περιοχές Ticino και Monterey. Οι προαναφερθείσες άμμοι έχουν ορισμένες διαφορές στην ορυκτολογική τους σύσταση και στο σχήμα των κόκκων τους αλλά και στη συμπιεστότητα τους. Η άμμος από τα ορυχεία της περιοχής Hilton χαρακτηρίζεται ως υψηλής συμπιεστότητας, ενώ οι άμμοι από τις περιοχές Ticino και Monterey έχουν μικρή συμπιεστότητα. Παρατηρείται ότι το σχήμα των καμπυλών είναι ίδιο, ωστόσο λόγω των διαφορών που σχετίζονται με την ορυκτολογική σύσταση, το σχήμα των κόκκων και τη συμπιεστότητα, οι καμπύλες είναι μετατοπισμένες η μία ως προς την άλλη. Άμμοι υψηλής συμπιεστότητας (τέτοιες είναι άμμοι με υψηλό ποσοστό άστριου και/ή μαρμαρυγιών με γωνιώδεις κόκκους) φαίνεται να έχουν μικρότερη αντίσταση αιχμής από μία άμμο ίδιας σχετικής πυκνότητας αλλά μικρής συμπιεστότητας (π.χ. άμμοι με μικρό ποσοστό άστριου και μαρμαρυγιών και στρογγυλεμένους κόκκους) (Lunne, et al., 1997). Είναι, λοιπόν, κρίσιμο η επιλογή της εμπειρικής σχέσης για την εκτίμηση της σχετικής πυκνότητας  $D_r$  να γίνεται λαμβάνοντας υπόψη και τα ανωτέρω χαρακτηριστικά.

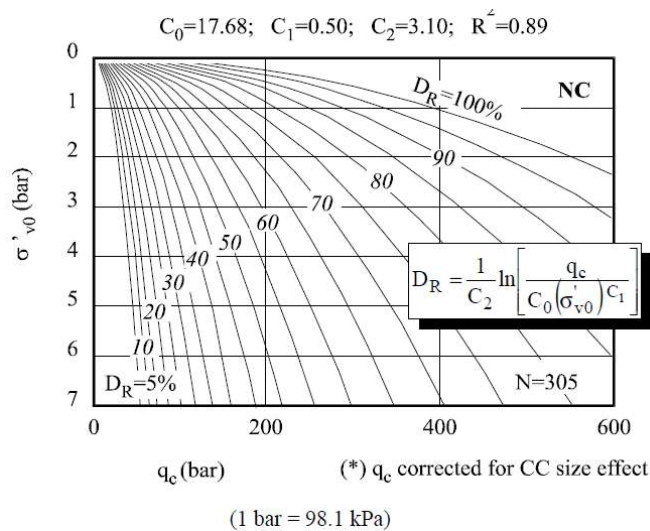


Σχήμα 25 Διαγράμματα σχετικής πυκνότητας (Robertson & Campanella, 1983)

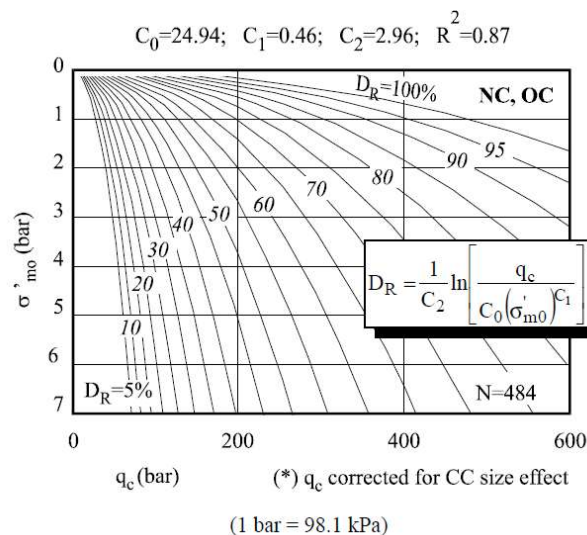
Στη συνέχεια, παρουσιάζονται διαγράμματα προσδιορισμού της σχετικής πυκνότητας μέσω της αντίστασης αιχμής  $q_c$  από τη δοκιμή στατικής πενετρομέτρησης και της κατακόρυφης ενεργού γεωστατικής τάσης  $\sigma_{vo}'$  ή της μέσης ενεργού γεωστατικής τάσης  $\sigma_{m0}' = \frac{\sigma_{vo}' + \sigma_{h0}'}{2}$  από τους Jamiolkowski et al. (2003). Τα διαγράμματα των Σχημάτων 26 και 27 βασίστηκαν στα αποτελέσματα 484 δοκιμών στατικής πενετρομέτρησης σε θάλαμο βαθμονόμησης για τρεις πυριτικές άμμους. Το Σχήμα 26 αφορά κανονικά στερεοποιημένες πυριτικές άμμους ενώ το Σχήμα 27 αφορά κανονικά στερεοποιημένες και υπερστερεοποιημένες πυριτικές άμμους. Σε υπερστερεοποιημένες άμμους θα πρέπει να χρησιμοποιείται μόνο το διάγραμμα του Σχήματος 27 που λαμβάνει υπόψη και τη μέση ενεργό γεωστατική τάση. Η συσχέτιση μεταξύ της αντίστασης αιχμής  $q_c$  και της κατακόρυφης ενεργού γεωστατικής τάσης  $\sigma_{vo}'$  για τον υπολογισμό της σχετικής πυκνότητας  $D_R$  έχει εφαρμογή μόνο σε κανονικά στερεοποιημένα πυκνά κοκκώδη εδάφη στα οποία ο συντελεστής ουδέτερων ωθήσεων  $K_0$  κυμαίνεται μεταξύ 0.4 και 0.5 και λίγο πολύ παραμένει σταθερός σε σχέση με το βάθος. Η συσχέτιση μεταξύ της αντίστασης αιχμής  $q_c$  και της μέσης ενεργού γεωστατικής τάσης  $\sigma_{m0}'$ , ωστόσο, μπορεί να χρησιμοποιηθεί εναλλακτικά για κανονικά στερεοποιημένα εδάφη εάν υπάρχει γνώση της οριζόντιας ενεργού γεωστατικής τάσης και απαραίτητως για υπερστερεοποιημένα κοκκώδη εδάφη.

Επομένως, για την εκτίμηση της σχετικής πυκνότητας στα κοκκώδη εδάφη της περιοχής όπου πρόκειται να κατασκευαστεί ο Υδροηλεκτρικός Σταθμός θα γίνει εφαρμογή της σχέσης για κανονικά στερεοποιημένα εδάφη, όπως φαίνεται στο Σχήμα 27, δηλαδή:

- $D_R = \frac{1}{C_2} \ln \left[ \frac{q_c}{C_0 (\sigma'_{m0})^{C_1}} \right]$ , όπου  $C_0 = 17.68$ ,  $C_1 = 0.50$  και  $C_2 = 3.10$



Σχήμα 26 Σχετική πυκνότητα κανονικά στερεοποιημένων πυριτικών άμμων (Jamiolkowski, et al., 2003)



Σχήμα 27 Σχετική πυκνότητα κανονικά στερεοποιημένων και υπερστερεοποιημένων πυριτικών άμμων (Jamiolkowski, et al., 2003)



Πίνακας 10 Σχετική πυκνότητα μη συνεκτικών εδαφικών στρώσεων

P3	Εδαφική Στρώση	Βάθος (m)	$q_{cmean}$ (bars)	$\sigma_{vo}'$ (bars)	$D_R$
	Άμμος και ιλυώδης άμμος	4.90 έως 8.20	57	1,0	38
	Αμμώδης ιλύς και ιλυώδης άμμος	14.00 έως 15.00	49	1,7	24
	Άμμος και ιλυώδης άμμος	15.00 έως 19.70	146	2,1	56
P4	Εδαφική Στρώση	Βάθος (m)	$q_{cmean}$ (bars)	$\sigma_{vo}'$ (bars)	$D_R$
	Άμμος και ιλυώδης άμμος	2.00 έως 7.00	60	0,7	44
	Αμμώδης ιλύς και ιλυώδης άμμος	11.50 έως 13.50	48	1,5	26
	Άμμος και ιλυώδης άμμος	18.00 έως 19.60	187	1,9	65
P5	Εδαφική Στρώση	Βάθος (m)	$q_{cmean}$ (bars)	$\sigma_{vo}'$ (bars)	$D_R$
	Άμμος και ιλυώδης άμμος	2.00 έως 5.50	50	0,6	42
	Αμμώδης ιλύς και ιλυώδης άμμος	6.50 έως 7.50	40	0,9	28
	Αμμώδης ιλύς και ιλυώδης άμμος	8.00 έως 11.50	19	1,2	0
	Αμμώδης ιλύς και ιλυώδης άμμος	11.50 έως 13.00	46	1,4	26
	Άμμος και ιλυώδης άμμος	14.00 έως 20.00	140	1,8	57

Μέτρο Μονοδιάστατης Συμπίεσης  $E_s$

Το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης  $E_s$  για κανονικά στερεοποιημένες αργίλους κατά Bowles (1996) εκτιμάται από τη σχέση:

- $E_s = (2 - 4)q_c$

Πίνακας 11 Μέτρο ελαστικότητας μη συνεκτικών εδαφικών σχηματισμών

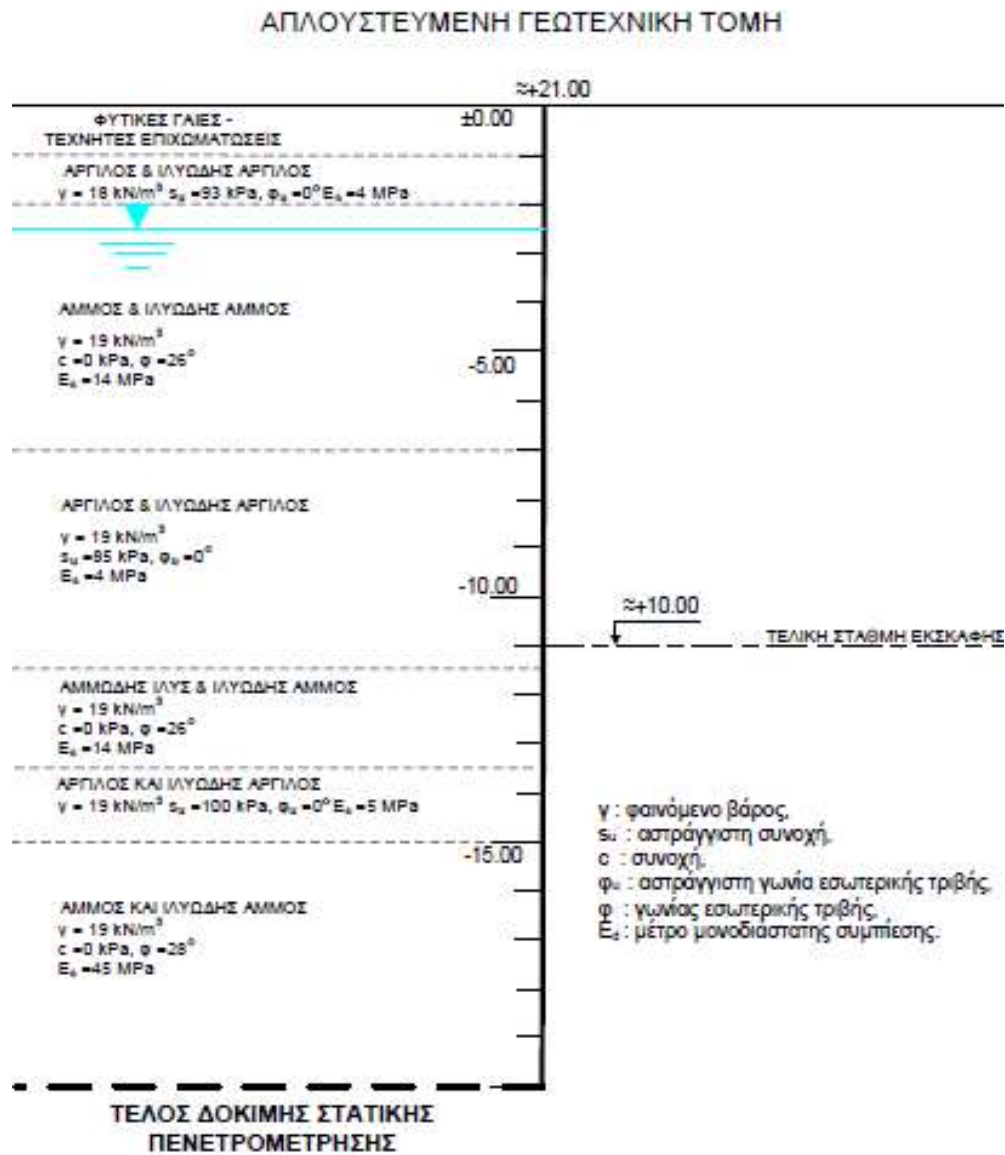
P3	Εδαφική Στρώση	Βάθος (m)	$q_{cmean}$ (Mpa)	$E_s$ (MPa)
	Άμμος και ιλυώδης άμμος	4.90 έως 8.20	5,68	17
	Αμμώδης ιλύς και ιλυώδης άμμος	14.00 έως 15.00	4,90	15
	Άμμος και ιλυώδης άμμος	15.00 έως 19.70	14,59	44

P4	Εδαφική Στρώση	Βάθος (m)	$q_{cmean}$ (Mpa)	$E_s$ (MPa)
	Άμμος και ιλυώδης άμμος	2.00 έως 7.00	6,03	18
	Αμμώδης ιλύς και ιλυώδης άμμος	11.50 έως 13.30	4,78	14
	Άμμος και ιλυώδης άμμος	18.00 έως 19.60	18,68	56

P5	Εδαφική Στρώση	Βάθος (m)	$q_{cmean}$ (Mpa)	$E_s$ (MPa)
	Άμμος και ιλυώδης άμμος	2.00 έως 5.50	5,03	15
	Αμμώδης ιλύς και ιλυώδης άμμος	6.50 έως 7.50	4,03	12
	Αμμώδης ιλύς και ιλυώδης άμμος	8.00 έως 11.50	1,90	6
	Αμμώδης ιλύς και ιλυώδης άμμος	11.50 έως 13.00	4,65	14
	Άμμος και ιλυώδης άμμος	14.00 έως 20.00	14,03	42

### 1.5.3 ΑΠΛΟΥΣΤΕΥΜΕΝΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΤΟΜΗ

Στη συνέχεια παρουσιάζεται απλουστευμένη γεωτεχνική τομή που περιλαμβάνει μια τυπική στρωματογραφία της περιοχής μελέτης, όπου εμφανίζονται οι παράμετροι διατμητικής αντοχής των εδαφικών στρώσεων, το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης αυτών και η τελική στάθμη εκσκαφής στην περιοχή του μέγιστου σκάμματος. Επιπρόσθετα, είναι σημαντικό να επισημανθεί ότι οι εδαφικές παράμετροι υπολογίστηκαν ως σταθμισμένοι μέσοι όροι ως προς το πάχος της εκάστοτε στρώσης.





## 2. ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗ

---

Μη συνεκτικοί κορεσμένοι εδαφικοί σχηματισμοί έχουν την τάση όταν υπόκεινται σε άμεση φόρτιση κάτω από αστράγγιστες συνθήκες να τείνουν προς συμπύκνωση, όμως λόγω της αδυναμίας μεταβολής του όγκου τους παρουσιάζεται αύξηση της πίεσης του νερού των πόρων τους με ταυτόχρονη μείωση έως και μηδενισμό της διατμητικής τους αντοχής. Η μείωση ή απώλεια της διατμητικής αντοχής υπό αυτές τις συνθήκες ονομάζεται ρευστοποίηση. Η ρευστοποίηση μπορεί να επέλθει είτε λόγω υδατικής ροής είτε λόγω ανακυκλικής κινητικότητας. Κατά τη γεωτεχνική έρευνα, συναντήθηκαν στρώσεις άμμου και ιλυώδους άμμου ή και αμμώδους ιλύος. Επιπλέον, ακόμα και στις αργιλικές στρώσεις εντοπίστηκαν πολλές λεπτές ενστρώσεις ιλύος με τη βοήθεια του πενετρόμετρου. Κρίθηκε, λοιπόν, απαραίτητος ο έλεγχος έναντι ρευστοποίησης.

### 2.1 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΕΝΑΝΤΙ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ – CRT

Για την εκτίμηση της αντίστασης των εδαφών έναντι ρευστοποίησης απαιτείται η εκτίμηση δύο παραμέτρων, που είναι οι εξής:

- Ο λόγος ανακυκλικών τάσεων CSR (Cyclic Stress Ratio)
- Η αντίσταση του εδάφους σε ρευστοποίηση, CRR (Cyclic Resistance Ratio)

Εν προκειμένω, θα χρησιμοποιηθεί η “απλοποιημένη μέθοδος” που αναπτύχθηκε από τους Seed & Idriss (1971) για την εκτίμηση του λόγου ανακυκλικών τάσεων CSR. Η συγκεκριμένη μέθοδος αναπτύχθηκε βάσει εμπειρικών εκτιμήσεων επιτόπου παρατηρήσεων, επιτόπου δοκιμών και εργαστηριακών δοκιμών. Τα δεδομένα που συλλέχθηκαν προέρχονται από περιοχές επίπεδες ή με ήπια κλίση. Η μέθοδος έχει εφαρμογή σε τέτοιες συνθήκες (Youd & Idriss, 2001). Επομένως, έχει εφαρμογή για την περιοχή που πρόκειται να κατασκευαστεί ο Υδροηλεκτρικός Σταθμός. Για την εκτίμηση της αντίστασης του εδάφους έναντι ρευστοποίησης, θα ακολουθηθεί η διαδικασία που προτείνεται από τους Robertson & Wride (1998).

### **Εκτίμηση του λόγου ανακυκλικών τάσεων CSR**

Οι Seed και Idriss (1971) μόρφωσαν την παρακάτω εξίσωση για την εκτίμηση του λόγου ανακυκλικών τάσεων CSR:

$$CSR = (\tau_{av} / \sigma_{v0}') = 0.65(a_{max} / g)(\sigma_{v0} / \sigma_{v0}')r_d$$

όπου  $a_{max}$  : η μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους,  $g$  : η επιτάχυνση της βαρύτητας,  $\sigma_{v0}$  : οι ολικές γεωστατικές τάσεις,  $\sigma_{v0}'$  : οι ενεργές γεωστατικές τάσεις και  $r_d$  : μειωτικός συντελεστής τάσεων. Μέσω της παραμέτρου  $r_d$  λαμβάνεται υπόψη η ευκαμψία της εδαφικής στήλης ( $r_d = 1$  αντιστοιχεί σε συμπεριφορά άκαμπτου σώματος) (Idriss & Boulanger, 2006). Ο συντελεστής  $r_d$  μπορεί να προσδιοριστεί από τη σχέση:

$$r_d = \frac{1.000 - 0.413z^{0.5} + 0.04052 + 0.001753z^{1.5}}{1.000 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.001210z^2}, \text{ όπου } z : \text{ βάθος}$$

(Blake (1996) όπως εντοπίστηκε στο άρθρο (Youd & Idriss, 2001)).

### **Εκτίμηση της αντίστασης του εδάφους σε ρευστοποίηση CRR**

Η αντίσταση του εδάφους έναντι ρευστοποίησης μπορεί να εκτιμηθεί με διάφορες δοκιμές. Ένα βασικό πλεονέκτημα της δοκιμής CPT είναι ότι λόγω της συνέχειας και της επαναληπτικότητας των μετρήσεων λαμβάνεται ένα συνεχές προφίλ αντίστασης σε διεύθυνση, που διευκολύνει την ανάπτυξη προφίλ έναντι ρευστοποίησης (Youd & Idriss, 2001).

Η διαδικασία για την εκτίμηση της αντίστασης του εδάφους έναντι ρευστοποίησης CRR που αναφέρεται είναι αυτή που βασίζεται στις καμπύλες Robertson and Wride (1998).

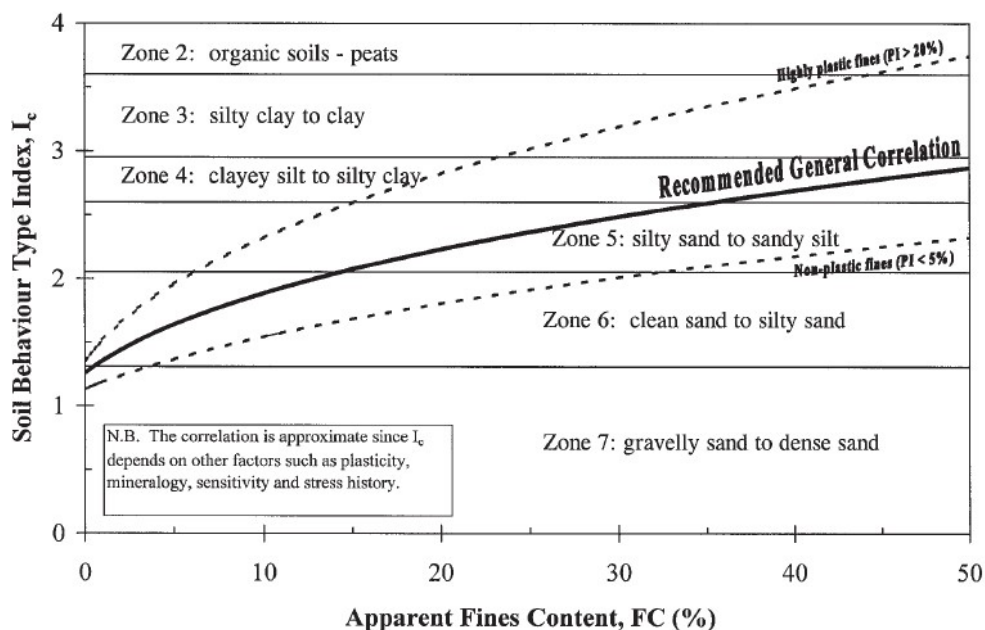
- Αδιαστατοποίηση της αντίστασης αιχμής

$$q_{c1N} = C_Q (q_c / Pa),$$

όπου  $Pa = 100 \text{ kPa}$  : η ατμοσφαιρική πίεση,  $q_c$  : αντίσταση αιχμής,

$C_Q = \min \{ (Pa / \sigma_{v0}')^n ; 1.7 \}$  : συντελεστής κανονικοποίησης της αντίστασης,  
n : παράμετρος εξαρτώμενη από τον εδαφικό τύπο.

Ο συντελεστής  $C_Q$  έχει άνω όριο διότι σε μικρά βάθη, όπου η ενεργός γεωστατική τάση  $\sigma_{v0}'$  είναι μικρή, λαμβάνει μεγάλες τιμές μέσω της εξίσωσης. Ο συντελεστής n κυμαίνεται μεταξύ 0.5 ( αντιστοιχεί σε άμμο) και 1.0 (αντιστοιχεί σε άργιλο). Μέσω του διαγράμματος Robertson and Wride (1998) και απλών βημάτων μπορεί να εξαχθεί συμπέρασμα για το αν μια στρώση είναι ρευστοποιήσιμη ή όχι.



Ζώνη 2: οργανικά εδάφη Ζώνη 3: ιλυώδης άργιλος έως άργιλος Ζώνη 4:  
Σχήμα 28 Διάγραμμα  $I_c - FC$  (%) (Robertson & Wride, 1998)

Τα όρια διαχωρισμού των ζωνών 2 έως 7 του διαγράμματος μπορούν να προσεγγιστούν ως ομόκεντροι κύκλοι με ακτίνα

$$I_c = [ (3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2 ]^{0.5}$$

$$\text{με } Q = [ (q_c - \sigma_{v0}') / Pa ] [ (Pa / \sigma_{v0}')^n ] \text{ και } F = [ f_s / (q_c - \sigma_{v0}') ] * 100 \%$$

-Υπολογίζεται η τιμή του Q για  $n = 1$  και, στη συνέχεια, η τιμή του  $I_c$ . Αν προκύψει ότι  $I_c > 2.6$ , τότε το έδαφος θεωρείται αργιλικό και μη ρευστοποιήσιμο. Σε αυτή την περίπτωση, η ανάλυση σταματά.

- Αν προκύψει  $I_c < 2.6$ , τότε γίνεται επανυπολογισμός του Q και του  $I_c$  για  $n = 0.5$ . Εάν μετά τον επανυπολογισμό προκύπτει  $I_c < 2.6$ , τότε το έδαφος χαρακτηρίζεται κοκκώδες και μη πλαστικό. Σε αντίθετη περίπτωση το έδαφος θεωρείται ιλυώδες και ακολουθεί επανυπολογισμός των Q και  $I_c$  με τιμή της παραμέτρου  $n$  ίση με 0.7.

Παρόλα αυτά, συνίσταται να γίνεται εξακρίβωση του κατά πόσο μια εδαφική στρώση είναι ρευστοποιήσιμη με κριτήρια κάποιας άλλης δοκιμή στις περιπτώσεις που προκύπτει  $I_c > 2.6$ , διότι η σχέση  $I_c$  είναι προσεγγιστική. Ακόμα, προτείνεται σε εδάφη με  $I_c > 2.6$  και  $F < 1\%$  να λαμβάνονται δείγματα επί των οποίων να εκτελούνται δοκιμές, διότι ακόμα και αν τεχνικά δεν ρευστοποιούνται, είναι πολύ ευαίσθητα (Youd & Idriss, 2001).

- Ισοδύναμη αντίσταση αιχμής καθαρής άμμου

$$(q_{c1N})_{CS} = K_c q_{c1N}$$

όπου  $K_c$  : συντελεστής διόρθωσης ανάλογα με τα χαρακτηριστικά των κόκκων.

Συγκεκριμένα:

$$K_c = 1.0 \text{ για } I_c < 1.64$$

$$K_c = -0.403I_c^4 + 5.58I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75 I_c - 17.88 \text{ για } I_c > 1.64$$

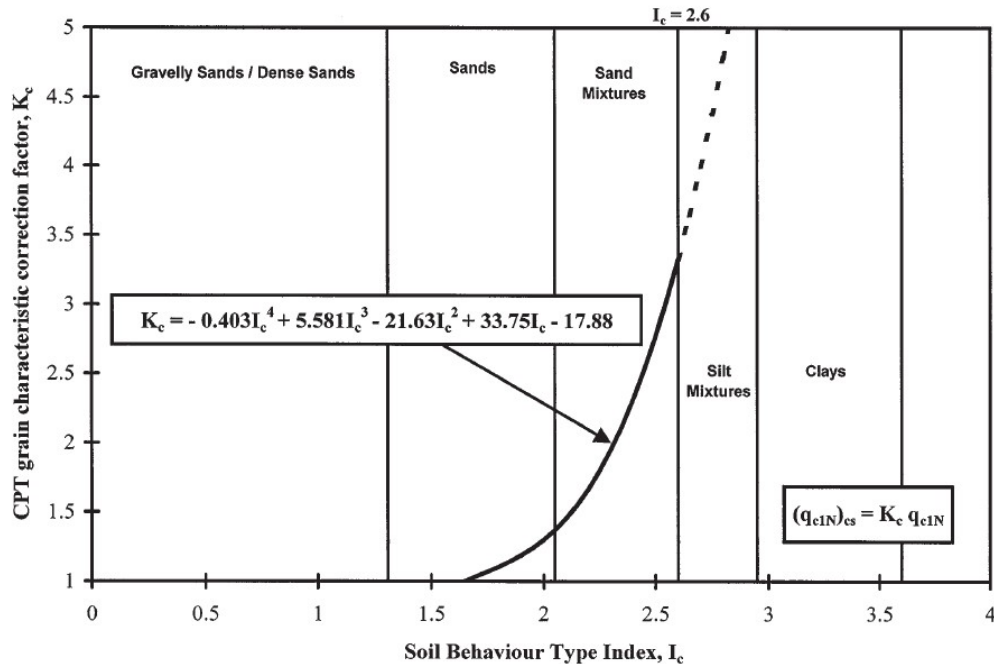
(Robertson & Wride, 1998)

- Υπολογισμός της αντίστασης του εδάφους σε ρευστοποίηση για σεισμό μεγέθους 7.5

$$\text{Για } (q_{c1N})_{CS} < 50, \text{CRR}_{7.5} = 0.833 [ (q_{c1N})_{CS} / 1000 ] + 0.05$$

$$\text{Για } 50 \leq (q_{c1N})_{CS} < 160, \text{CRR}_{7.5} = 93 [ (q_{c1N})_{CS} / 1000 ]^3 + 0.08$$





Σχήμα 29 Συντελεστής διόρθωσης για αναγωγή σε καθαρή άμμο (Robertson & Wride, 1998)

- Αναγωγή της αντίστασης του εδάφους σε ρευστοποίηση για διαφορετικό μέγεθος σεισμού

Αρχικά, είναι απαραίτητος ο υπολογισμός του συντελεστή αναγωγής μεγέθους του σεισμού  $MSF_s$  για το μέγεθος του σεισμού ενδιαφέροντος, ο οποίος υπολογίζεται ως εξής:

$$MSF_s = 10^{2.24} / M_w^{2.56}, \text{ όπου } M_w = 7.5 \text{ (Idriss, 1999)}$$

Τελικά, η αντίσταση του εδάφους έναντι ρευστοποίηση για το σεισμό ενδιαφέροντος είναι  $CRR = MSF_s CRR_{7.5}$ .

### Συντελεστής Ασφάλειας Έναντι Ρευστοποίησης

Ο συντελεστής ασφάλειας έναντι ρευστοποίησης είναι ο λόγος της αντίστασης του εδάφους σε ρευστοποίηση προς τον λόγο ανακυκλικών τάσεων, δηλαδή:

$$FS_L = \frac{CRR}{CSR} \geq 1.0 \sim 1.2$$

## 2.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

Η διαδικασία που περιγράφηκε στην παράγραφο 2.1 εφαρμόστηκε στο λογισμικό CLiQ v.2.0 από τη Geologismiki, στο οποίο και εισήχθησαν οι μετρήσεις των πενετρομετρήσεων. Μέσω του λογισμικού υπολογίστηκε ο συντελεστής ασφάλειας έναντι ρευστοποίησης. Επιπλέον, έγινε εκτίμηση του δείκτη πιθανότητας ρευστοποίησης LPI (Liquefaction Potential Index).

Ο δείκτης πιθανότητας ρευστοποίησης αναπτύχθηκε από τους Iwasaki et al. το 1978 με σκοπό την πρόβλεψη της πιθανότητας να δημιουργηθούν ζημιές λόγω ρευστοποίησης σε θεμελιώσεις (Kun Li, et al., 2006). Ο δείκτης πιθανότητας ρευστοποίησης LPI είναι:

$$LPI = \int_0^{20} Fw(z)dz$$

Όπου  $z$  : βάθος,  $w(z) = 10 - 0.5z$  : συντελεστής βαρύτητας βάθους και  $F = 1 - FS_L$  για  $FS_L < 1$  και  $F = 0$  για  $FS_L \geq 1$ .

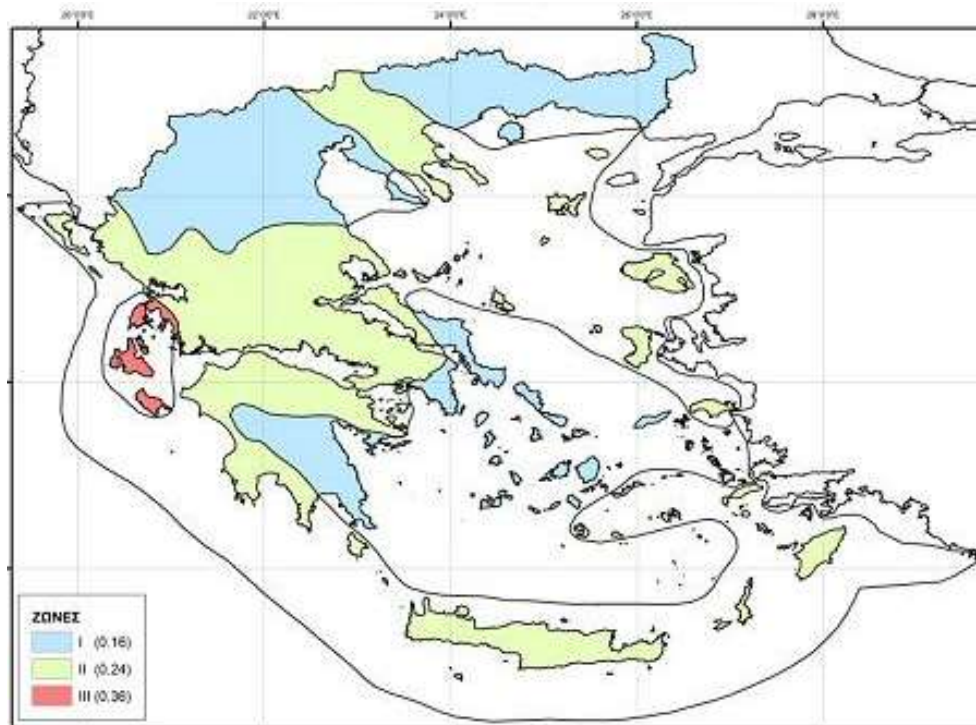
Το ολοκλήρωμα με το οποίο υπολογίζεται ο δείκτης πιθανότητας ρευστοποίησης είναι ορισμένο. Αυτό συμβαίνει διότι η επίδραση της ρευστοποίησης σε βάθη μεγαλύτερα των 20 m θεωρείται αμελητέα (Kun Li, et al., 2006).

Η πιθανότητα ρευστοποίησης είναι πολύ μικρή αν ο δείκτης LPI είναι μικρότερος του πέντε ( $LPI < 5$ ) και πολύ υψηλή όταν ξεπερνά την τιμή 15 ( $LPI > 15$ ) (Kun Li, et al., 2006).

Η προσέγγιση της ρευστοποίησης μέσω του δείκτη πιθανότητας ρευστοποίησης LPI (Iwasaki, et al., 1982) είναι διαφορετική από την προσέγγιση της απλοποιημένης μεθόδου Seed and Idriss (1971). Η διαφορά συνίσταται στο ότι η πρώτη προσέγγιση προβλέπει τη συμπεριφορά της εδαφικής στήλης ενώ η δεύτερη της συμπεριφορά ενός εδαφικού στοιχείου. Οι παραδοχές από Iwasaki, et al. (1982) συνοψίζονται ως εξής:

- Η κρισιμότητα της ρευστοποίησης είναι ανάλογη του πάχους της ρευστοποιήσιμης εδαφικής στρώσης.
- Η κρισιμότητα της ρευστοποίησης είναι ανάλογη με το πόσο κοντά στην επιφάνεια βρίσκεται η εδαφική στρώση.
- Η κρισιμότητα της ρευστοποίησης σχετίζεται με τον συντελεστή ασφάλειας έναντι ρευστοποίησης, αλλά μόνο τα εδάφη με  $FSL < 1$  συνεισφέρουν σε αυτή.

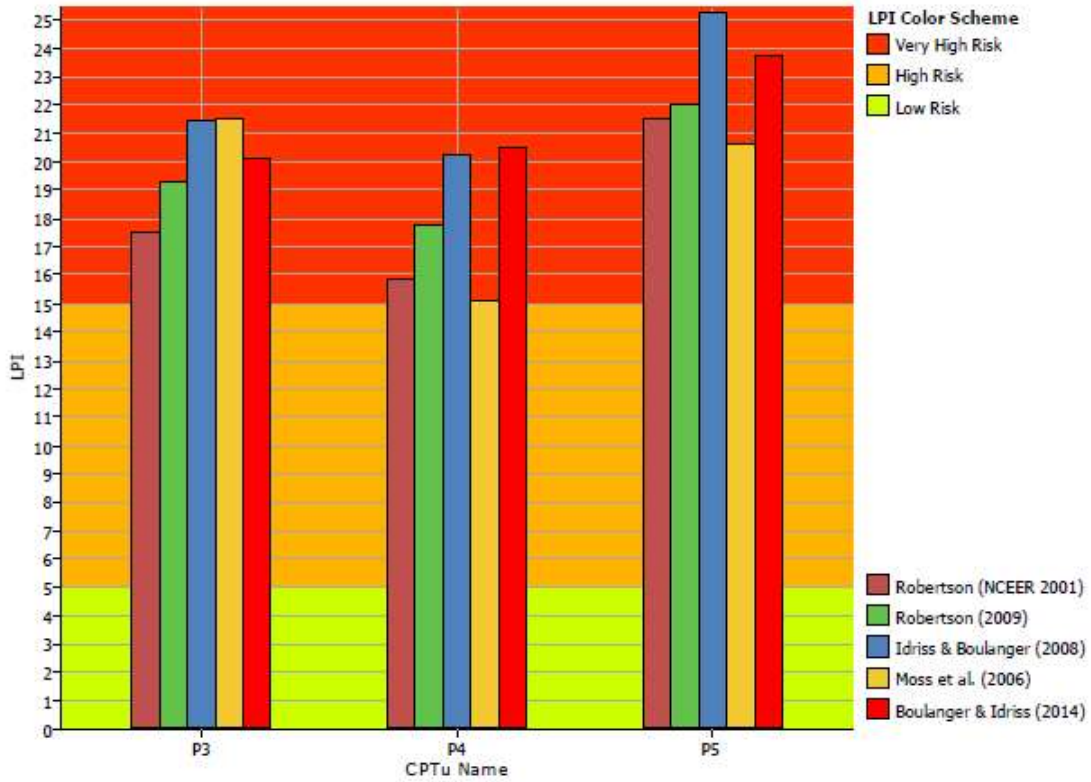
Η περιοχή στην οποία πρόκειται να κατασκευαστεί ο Υδροηλεκτρικός Σταθμός ανήκει στον Δήμο Στρυμωνικού του Νομού Σερρών. Σύμφωνα με τον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας, καθώς, και τον αναλυτικό πίνακα σεισμικής επικινδυνότητας για νομούς και δήμους, η περιοχή ενδιαφέροντος βρίσκεται στη ζώνη Z2, στην οποία η επιτάχυνση σχεδιασμού είναι 0.24 g.



Σχήμα 30 Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας

Με εισαγωγή των μετρήσεων των τριών δοκιμών στατικής πενετρομέτρησης με κωδική ονομασία P3, P4 και P5 στο λογισμικό CLiq v.2.0 από τη Geologismiki για

μέγιστη επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους ίση με  $a_{max} = 0.24$  και μέγεθος σεισμού ίσο με  $M = 7$ , προκύπτει από πέντε διαφορετικές προσεγγίσεις ότι υπάρχει υψηλός κίνδυνος ρευστοποίησης.



Σχήμα 31 Δείκτης πιθανότητας ρευστοποίησης LPI

### 3. ΒΕΛΤΙΩΣΗ – ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ

---

Στο Κεφάλαιο 2 διαπιστώθηκε ότι οι εδαφικοί σχηματισμοί στην περιοχή του έργου είναι ρευστοποιήσιμοι. Επιπλέον, η περιοχή στην οποία πρόκειται να κατασκευαστεί το κανάλι εκτροπής και ο Υδροηλεκτρικός Σταθμός βρίσκεται, ουσιαστικά, στην όχθη του ποταμού Στρυμόνα. Η ανομοιομορφία στη στρωματογραφία αποτελεί χαρακτηριστικό γνώρισμα τέτοιων περιοχών και οφείλεται στο γεγονός ότι με τη ροή του νερού, παρασύρονται υλικά από ανάντη και εναποτίθενται κατάντη με ακανόνιστο τρόπο.

Για την εξαγωγή συμπερασμάτων ως προς την ανομοιομορφία στη στρωματογραφία του υπεδάφους, είναι απαραίτητο να λάβουμε υπόψη τα στοιχεία που υπάρχουν για την περιοχή στο σύνολο τους. Τα στοιχεία που είναι διαθέσιμα είναι οι δοκιμές τυποποιημένης πρότυπης διείδυσης (SPT) που πραγματοποιήθηκαν στη δειγματοληπτική γεώτρηση, τα αποτελέσματα της ίδιας δοκιμής σε δειγματοληπτική γεώτρηση που έγινε το 2011, τα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών σε δείγματα των δύο προαναφερθέντων γεωτρήσεων, καθώς, και οι μετρήσεις των δοκιμών στατικής πενετρομέτρησης με μηχανικό κώνο ή με ηλεκτρικό κώνο και μέτρηση πιέσεων πόρων. Επιπρόσθετα, θα ήταν ωφέλιμο να ληφθεί υπόψη η γεωτεχνική έρευνα που πραγματοποιήθηκε για την κατασκευή της γέφυρας της Εγνατίας Οδού που διασχίζει τον ποταμό Στρυμόνα, σε μια διατομή αυτού περί τα 150 m κατάντη της περιοχής που θα κατασκευασθεί ο Υδροηλεκτρικός Σταθμός. Κρίνοντας συνολικά τα παραπάνω δεδομένα, θα λέγαμε πως επιβεβαιώνεται η ανομοιομορφία στη στρωματογραφία.

Για τη διαχείριση των προβληματισμών ως προς τη στρωματογραφία του υπεδάφους, υπάρχουν τρεις εναλλακτικές προσεγγίσεις. Η πρώτη προσέγγιση περιλαμβάνει την πύκνωση της πληροφορίας για το υπέδαφος με τη διεξαγωγή επιπλέον δοκιμών σε διάφορες θέσεις της περιοχής του έργου. Η δεύτερη προσέγγιση αφορά τον σχεδιασμό του έργου με συντηρητικό τρόπο. Η τρίτη και τελευταία προσέγγιση περιλαμβάνει τη βελτίωση του υπεδάφους που θα οδηγήσει μερικώς στην αντιμετώπιση της ανομοιομορφίας του υπεδάφους και στη βελτίωση των εδαφικών παραμέτρων και θα βελτιώσει πολύ τις συνθήκες έναντι του φαινομένου της ρευστοποίησης.

Η πρώτη προσέγγιση απορρίφθηκε, καθώς, υπήρχε η πεποίθηση πως η πύκνωση της γεωτεχνικής πληροφορίας θα επιβεβαίωνε απλώς την ανομοιογένεια και κατά συνέπεια θα οδηγούμασταν στην εξέταση των άλλων δύο εναλλακτικών λύσεων. Στην παρούσα διπλωματική εργασία, εξετάζεται ο σχεδιασμός του διαφράγματος με την υπάρχουσα κατάσταση και ο σχεδιασμός του διαφράγματος αφού προηγουμένως έχει πραγματοποιηθεί βελτίωση του υπεδάφους.

Στο Κεφάλαιο 3, γίνεται αναφορά σε ορισμένες μεθόδους βελτίωσης ή/και ενίσχυσης του εδάφους και επιλογή της καταλληλότερης μεθόδου.

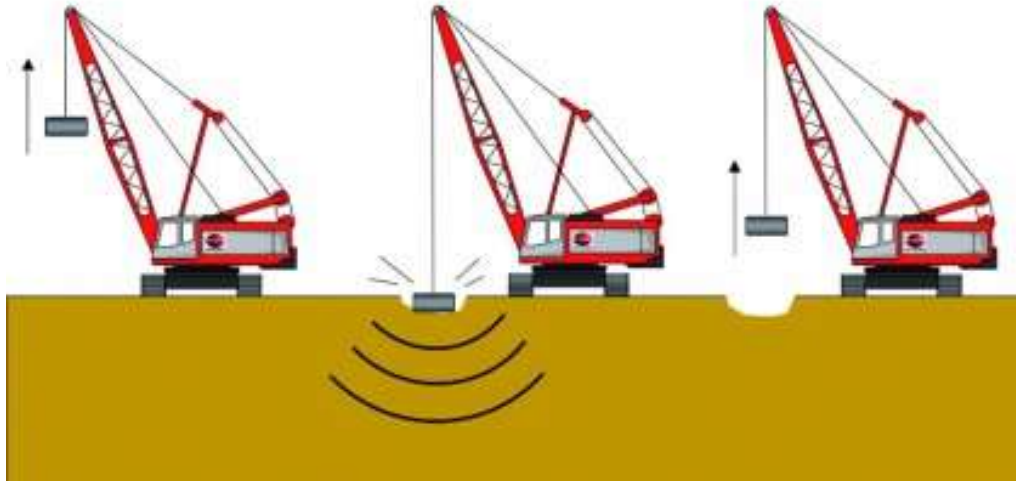
Στην περιοχή ενδιαφέροντος, όπως φάνηκε και στις δοκιμές στατικής πενετρομέτρησης (CPTU), υπάρχουν άργιλοι, ιλυώδεις άργιλοι, αμμώδεις ιλύες, ιλυώδεις άμμοι και άμμοι. Επομένως, θα αναζητήσουμε μία μέθοδο που να έχει καλή εφαρμογή σε τέτοιου είδους εδαφικούς σχηματισμούς, δηλαδή σε σχηματισμούς που περιέχουν σημαντικό ποσοστό λεπτόκοκκων εδαφών.

### 3.1 ΜΕΘΟΔΟΙ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ ΕΔΑΦΩΝ

#### **Δυναμική Συμπύκνωση (Dynamic Compaction)**

Η δυναμική συμπύκνωση περιλαμβάνει την επαναλαμβανόμενη ρίψη μια σφύρας από μέταλλο ή σκυρόδεμα με βάρος που κυμαίνεται από 5 έως 32 τόνους. Η ρίψη γίνεται από διαφορετικά ύψη που εξαρτώνται από τον σχεδιασμό. Πρόκειται για επιφανειακή συμπύκνωση, όπου, με άλλα λόγια το βάθος επιρροής δεν είναι πολύ μεγάλο. Το βάρος της σφύρας, ο αριθμός των ρίψεων, η απόσταση μεταξύ των ρίψεων και ο αριθμός των επαναλήψεων για να επιτευχθεί το απαιτούμενο επίπεδο συμπύκνωσης εξαρτώνται από το πάχος και τα χαρακτηριστικά της συμπυκνούμενης στρώσης, τη στάθμη του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα και το υποκείμενο έδαφος της συμπυκνούμενης στρώσης (Hunt, 1985). Ο πιο καθοριστικός παράγοντας για τη βελτίωση ενός εδαφικού σχηματισμού με τη μέθοδο της δυναμικής συμπύκνωσης είναι το αν υπάρχει δυνατότητα να αποτονωθούν οι υπερπιέσεις πόρων (Schaefer, et al., 1997). Κατά τη δυναμική συμπύκνωση, οι κόκκοι του εδάφους μετακινούνται και σχηματίζουν μια πιο πυκνή δομή. Αν η αποτόνωση των υπερπιέσεων δεν

πραγματοποιείται τότε το έδαφος δεν συμπυκνώνεται, αλλά απλά μετακινείται (Schaefer, et al., 1997).

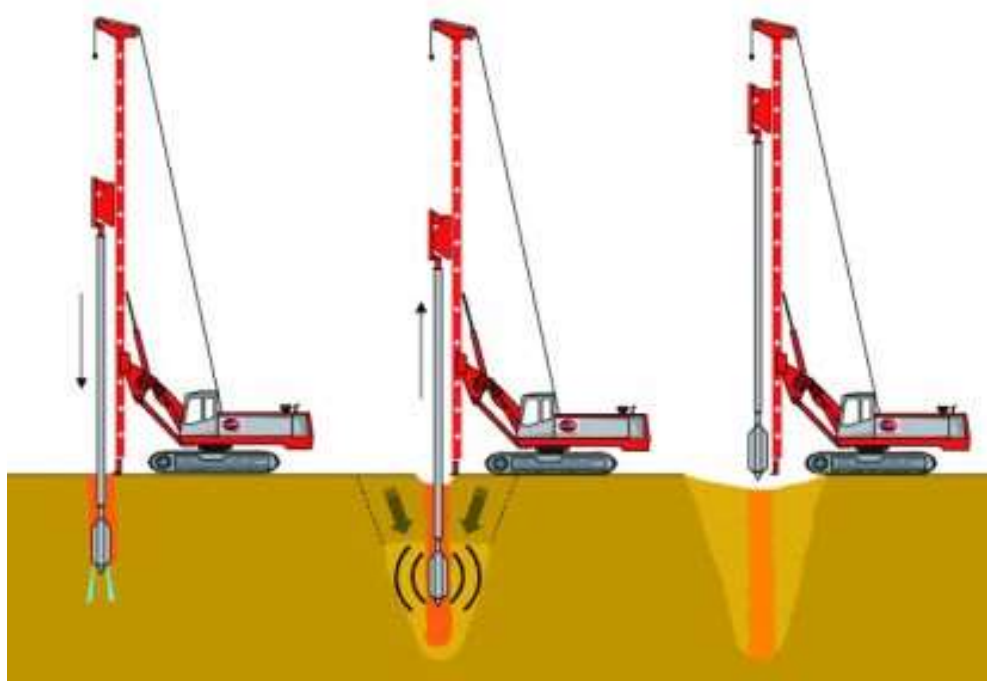


Σχήμα 32 Διαδικασία δονητικής συμπύκνωσης (Vibro Menard, 2017)

Είναι προφανές πως η δυναμική συμπύκνωση δεν αποτελεί επιλογή για τη βελτίωση των εδαφικών σχηματισμών στην περιοχή του έργου. Τα υψηλά ποσοστά λεπτόκοκκων εδαφών καθιστούν απαγορευτική αυτή τη λύση, αφού δεν θα πραγματοποιείται αποτόνωση των υπερπίεσεων.

### **Δονητική Συμπύκνωση (Vibro Compaction ή Flotation)**

Η δονητική συμπύκνωση είναι μια μέθοδος με την οποία συμπυκνώνονται κοκκώδη εδάφη. Μια δονητική μονάδα διεισδύει στο έδαφος και προκαλεί ανακατανομή των κόκκων με αποτέλεσμα τη συμπύκνωση του εδάφους. Είναι καταλληλότερη για καθαρές άμμους όπου το ποσοστό ιλύος είναι γενικότερα μικρότερο του 12 με 15% και/ή το ποσοστό αργίλου είναι μικρότερο του 3% περίπου (Schaefer, et al., 1997). Ακόμα και σχετικά λεπτές στρώσεις ιλύος και αργίλου στην άμμο μπορούν να επηρεάσουν αρνητικά τη διαδικασία της συμπύκνωσης (Massarch & K.R., 1991). Η απόσταση στην οποία λαμβάνουν χώρα οι διεισδύσεις της δονητικής μονάδας διαφοροποιείται ανάλογα με τον εδαφικό σχηματισμό, το βαθμό συμπύκνωσης που επιθυμούμε να επιτύχουμε και τα χαρακτηριστικά του μηχανήματος.



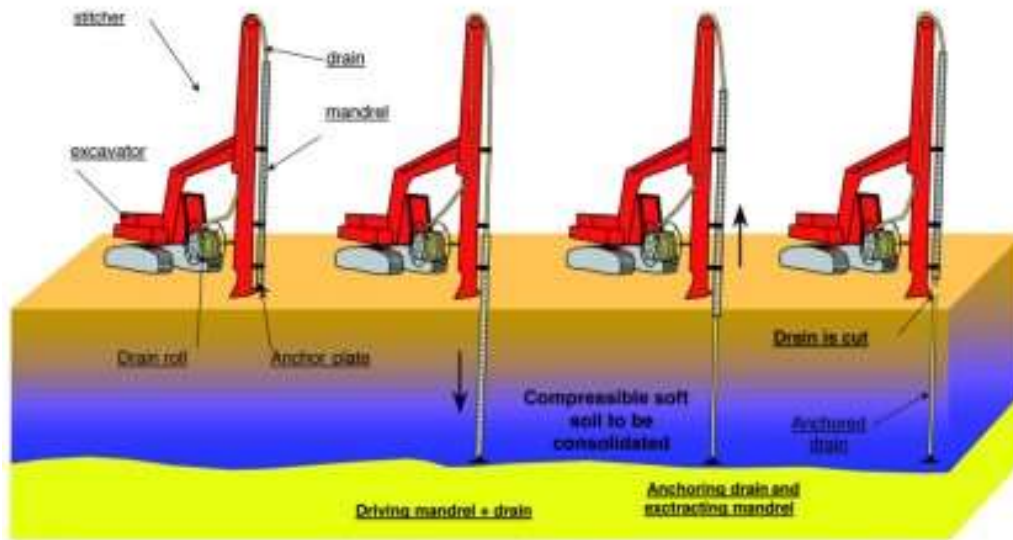
Σχήμα 33 Διαδικασία vibro compaction (Vibro Menard, 2017)

Είναι σαφές πως η δονητική συμπίκνωση δεν ενδείκνυται ως μέθοδος βελτίωσης του εν λόγω υπεδάφους.

### **Προκατασκευασμένα Κατακόρυφα Στραγγιστήρια (Prefabricated Vertical Wick Drains – PVD)**

Τα προκατασκευασμένα στραγγιστήρια είναι σωλήνες ορθογωνικής διατομής από πλαστικό που τυλίγονται περιμετρικά με γεώφασμα, το οποίο λειτουργεί σαν φίλτρο (Schaefer, et al., 1997). Λειτουργούν με την ίδια φιλοσοφία με τα αμμώδη στραγγιστήρια. Σκοπός της τοποθέτησης των κατακόρυφων στραγγιστηρίων είναι η επιτάχυνση της στερεοποίησης σε περιπτώσεις που γίνεται προφόρτιση μαλακών εδαφών. Τα PVDs, που βρίσκονται σε κοντινές αποστάσεις, λειτουργούν σαν κατακόρυφα κανάλια στράγγισης με υδραυλική αγωγιμότητα πολύ μεγαλύτερη από αυτή του εδάφους. Το νερό ρέει οριζόντια προς τα στραγγιστήρια και μετά κατακόρυφα μέσω αυτών, όπου και τελικά απομακρύνεται από το έδαφος μέσω μιας οριζόντιας στρώσης στράγγισης (Basu & Prezzi, 2009). Έτσι, επιταχύνεται και η αύξηση της διατμητικής αντοχής αυτών. Πρακτικά, είναι μια μέθοδος που χρησιμοποιείται σε συμπιεστά μαλακά εδάφη με μικρή διαπερατότητα, τα οποία είναι πλήρως κορεσμένα.





Σχήμα 34 Προκατασκευασμένα κατακόρυφα στραγγιστήρια PVDs (Vibro Menard, 2017)

Η συγκεκριμένη λύση, δηλαδή συνδυασμός στραγγιστηρίων με προφόρτιση, δεν προτείνεται για το συγκεκριμένο έργο.

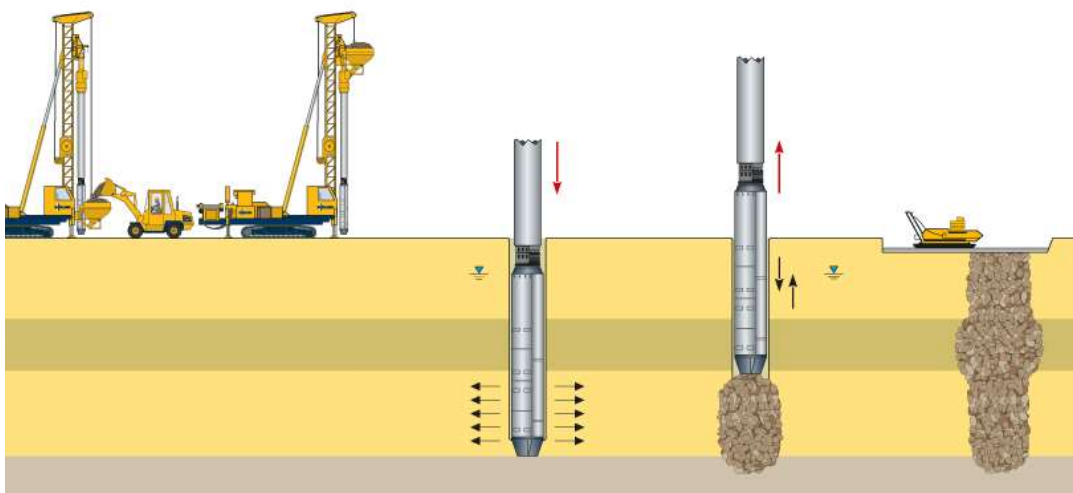
### 3.2 ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΕΔΑΦΩΝ

#### **Δονητική Αντικατάσταση Εδάφους (Vibro Replacement)**

Η διαδικασία της δονητικής αντικατάστασης ξεκινά με τη διεύθυνση μιας δονητικής μονάδας μέσα στο έδαφος έως το επιθυμητό βάθος με δόνηση και με υδραυλική πίεση. Η παραγωγή οριζόντιων δονήσεων κοντά στη βάση της μονάδας οδηγούν στην απομάκρυνση του εδάφους γύρω από τη μονάδα. Στο κενό που δημιουργείται τοποθετείται το χαλίκι που συμπυκνώνεται με τη δόνηση και το συνεχές ανεβοκατέβασμα της δονητικής μονάδας. Το αποτέλεσμα αυτής της διαδικασίας είναι η δημιουργία χαλικοπασσάλων με πολύ πυκνή δομή και η ενίσχυση και συμπύκνωση του περιβάλλοντος εδάφους (Ausilio & Conte, 2007). Η δονητική αντικατάσταση

εδάφους εφαρμόζεται για την ενίσχυση μαλακών, συνεκτικών εδαφών και τη συμπύκνωση κοκκώδων εδαφών (Schaefer, et al., 1997).

Η εν λόγω μέθοδος ενίσχυσης θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί στο συγκεκριμένο έργο διότι οδηγεί στην ενίσχυση του εδάφους και δημιουργεί πιο ομοιομόρφες συνθήκες.



Σχήμα 35 Διαδικασία vibro replacement (Keller, 2017)

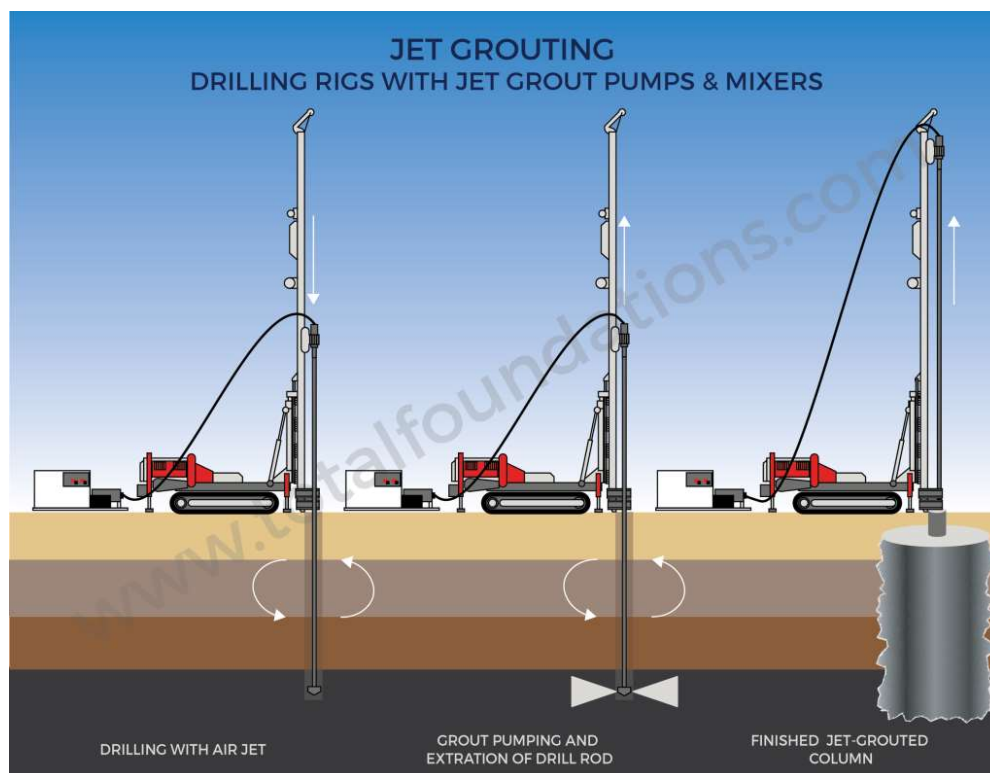
### **Εδαφοπάσσαλοι με ενεμάτωση υψηλής πίεσης (Jet Grouting)**

Το jet grouting είναι η μέθοδος κατά την οποία εισπνέζεται στο έδαφος με μεγάλη ταχύτητα ένα ή περισσότερα ρευστά (ένεμα, νερό, αέρας), διαδικασία η οποία καταλήγει στη δημιουργία στηλών τσιμέντου – εδάφους με βελτιωμένα μηχανικά χαρακτηριστικά. Υπάρχουν τρία συστήματα jet grouting που χρησιμοποιούνται ανάλογα με την περίπτωση και είναι τα εξής:

- Απλό σύστημα (μόνο ένεμα)
- Διπλό σύστημα (νερό και ένεμα)
- Τριπλό σύστημα (νερό, αέρας και ένεμα)

Ένας αγωγός που διαθέτει ένα σύστημα ακροφυσίων υψηλής πίεσης εισάγεται στο έδαφος και διοχετεύει το ένεμα (μαζί με άλλα ρευστά ανάλογα με το σύστημα). Ουσιαστικά, στο πρώτο σύστημα συμβαίνει μόνο ανάμειξη του ενέματος με το έδαφος.

Στο διπλό και τριπλό σύστημα, ωστόσο, το νερό ή το νερό και ο αέρας, αντιστοίχως, που εξέρχονται από τα ακροφύσια με μεγάλη πίεση, προκαλούν διάβρωση στο περιβάλλον έδαφος δημιουργώντας ένα κενό. Το κενό που δημιουργείται πληρώνεται με ένεμα. Στο διπλό και τριπλό σύστημα λαμβάνει χώρα ανάμειξη και αντικατάσταση.

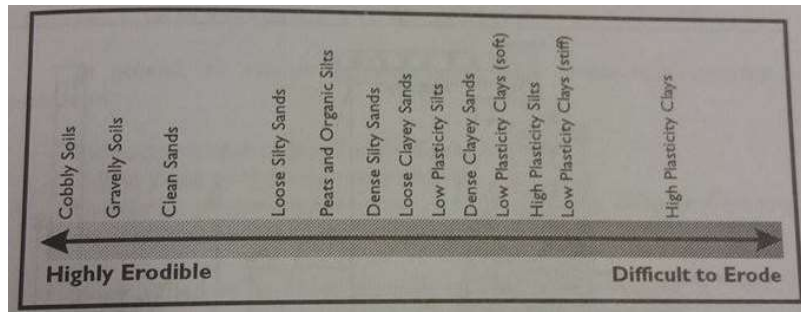


Σχήμα 36 Διαδικασία jet grouting (TFS Total Foundation Solutions, 2016)

Η συγκεκριμένη μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί σε διάφορους τύπους εδαφών και στρωματογραφίας. Έχουν πραγματοποιηθεί πολλές έρευνες για την επίδραση του εισπνεζόμενου ενέματος σε διάφορους τύπους εδαφών, όπου ο βασικός διαχωρισμός γίνεται μεταξύ χαλικιών, αμμών και αργιλιών εδαφών, θεωρώντας πως διαφορετικός μηχανισμός αναπτύσσεται ανάλογα με το μέγεθος των κόκκων (Croce, et al., 2014). Ο διαχωρισμός αυτός σχετίζεται με τη διαβρωσιμότητα των εδαφών.

Στα αργιλώδη εδάφη, οι μοριακές έλξεις Wan der Waals μεταξύ των σωματιδίων είναι ισχυρές, καθιστώντας δύσκολο τον επιμερισμό τους από το ένεμα. Δημιουργούνται, κατά συνέπεια, αργιλώδη συσσωματώματα, τα οποία θα πρέπει να διασπαστούν με

συνεχή περάσματα του ενέματος, εάν υπάρχει απαίτηση ομοιογένειας (Croce, et al., 2014).



Σχήμα 37 Διαβρωσιμότητα Εδαφών (Schaefer, et al., 1997)

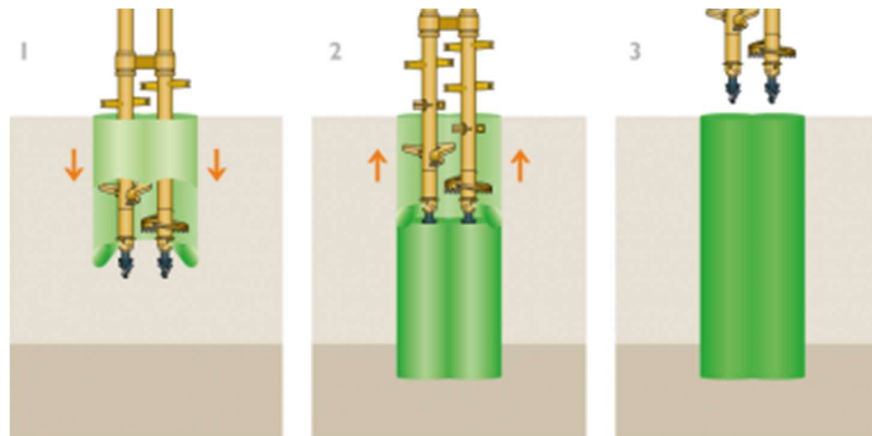
Αντιθέτως, τα μη συνεκτικά εδάφη είναι εύκολο να διαβρωθούν αφού δεν υπάρχει σύνδεση μεταξύ των κόκκων τους (Schaefer, et al., 1997).

Η ανωτέρω μέθοδος αποτελεί μία πιθανή λύση για το συγκεκριμένο έργο.

### **Βαθιά Εδαφική Ανάμιξη (Deep Soil Mixing)**

Η βαθιά εδαφική συμπύκνωση είναι μία μέθοδος ενίσχυσης του εδάφους κατά την οποία το υφιστάμενο έδαφος αναμειγνύεται με τσιμέντο ή μπετονίτη. Το παραγόμενο μείγμα έχει γενικά υψηλότερη αντοχή, μικρότερη συμπίεστικότητα και χαμηλότερη διαπερατότητα σε σχέση με το μητρικό έδαφος (Schaefer, et al., 1997). Η βαθιά εδαφική ανάμιξη μπορεί να είναι είτε ξηρή είτε υγρή. Η υγρή μέθοδος είναι καταλληλότερη για μαλακές αργίλους, ιλύες και λεπτόκοκκες άμμους με χαμηλό ποσοστό υγρασίας και όταν η στρωματογραφία του εδάφους συνίσταται από εναλλαγές μαλακών και σκληρών ή πυκνών στρώσεων. Η υγρή μέθοδος έχει εφαρμογή σε μαλακά εδάφη με υψηλό ποσοστό υγρασίας.

Η προαναφερθείσα τεχνική για τη βελτίωση του εδάφους στην περιοχή που θα κατασκευαστεί ο Υδροηλεκτρικός Σταθμός αποτελεί επιλογή, εφόσον ακολουθηθεί η υγρή μέθοδος.



Σχήμα 38 Διαδικασία υγρής, βαθιάς εδαφικής ανάμιξης

### 3.3 ΕΠΙΛΟΓΗ ΠΙΘΑΝΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ–ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ

Στις παραγράφους 3.2 και 3.3, αναφέρθηκαν μέθοδοι βελτίωσης και ενίσχυσης του εδάφους. Για κάθε μία από αυτές έγινε σύντομη περιγραφή της διαδικασίας που ακολουθείται, καθώς, και διεκρινίστηκε το πεδίο εφαρμογής τους σε σχέση με τους εδαφικούς τύπους. Η επιλογή μιας μεθόδου ενίσχυσης του υπεδάφους φαίνεται πιο λογική ως επιλογή, αφού, όπως προαναφέρθηκε, σε ορισμένες δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν στα πλαίσια της γεωτεχνικής έρευνας, εντοπίστηκαν στρώσεις ιδιαίτερα μαλακών εδαφών.

Οι μέθοδοι της δονητικής αντικατάστασης του εδάφους, του jet grouting και της υγρής βαθιάς εδαφικής ανάμιξης έχουν εφαρμογή στις συνθήκες υπεδάφους στην περιοχή του έργου και θα εξεταστούν στη συνέχεια. Θα πρέπει, επιπλέον, να επισημανθεί η συνεισφορά κάθε μεθόδου στην απόκριση του συστήματος έναντι ρευστοποίησης.

Οι χαλικοπάσσαλοι που κατασκευάζονται με τη δονητική αντικατάσταση λειτουργούν σαν στραγγιστήρια διευκολύνοντας την εκτόνωση των υπερπίεσεων κατά την

εφαρμογή δυναμικών – σεισμικών φορτίων, λόγω της μεγάλης διαπερατότητάς τους σε σχέση με το περιβάλλον έδαφος (ΕΛΟΤ ΤΠ1501-11-03-03-00, 2009).

Οι εδαφοπάσσαλοι που κατασκευάζονται με ενεμάτωση υψηλής πίεσης (jet grouting) έχουν εφαρμοστεί για διάφορους σκοπούς βελτίωσης, όπως η αντιμετώπιση της ρευστοποίησης (Kitazume & Terashi, 2013). Σε περιπτώσεις αντιμετώπισης της ρευστοποίησης, κατασκευάζεται ένας πυκνός κάρναβος στηλών σε βάθη που το έδαφος παρουσιάζει ευαισθησία σε ρευστοποίηση ώστε να ελαχιστοποιηθεί η εδαφική παραμόρφωση και η ανάπτυξη υπερπιέσεων λόγω της σεισμικής δόνησης (Croce, et al., 2014).

Οι μέθοδοι βαθιάς εδαφικής ανάμιξης συνδράμουν στην παρεμπόδιση της ρευστοποίησης, στην ενίσχυση της ρευστοποιήσιμης στρώσης και σε μείωση των πιέσεων πόρων (U.S. Department of Transportation, 2000).

Παρόλα αυτά, η επιλογή της κατασκευής χαλικοπάσσαλων με την μέθοδο δονητικής αντικατάστασης για οικονομικούς λόγους και λόγους τεχνογνωσίας. Επιλέγεται η ενίσχυση του εδάφους να γίνει σε βάθος περίπου 10 m από την επιφάνεια του φυσικού εδάφους.

### 3.4 ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

#### **Δονητική Αντικατάσταση Εδάφους (Vibro Replacement)**

Κατά Schaefer et al. (1997), υπάρχει ένας αριθμός βασικών μεθόδων για την ανάλυση χαλικοπασσάλων με τη μέθοδο της δονητικής αντικατάστασης που εκδόθηκαν ως τεχνικές εκθέσεις. Αναφέρονται, συγκεκριμένα, οι μέθοδοι των Barksdale and Bachus (1983), των Ersig and Bachus (1991) και του Priebe (1993). Στην παρούσα διπλωματική εργασία, θα γίνει σχεδιασμός της ενίσχυσης του υπεδάφους με βάση την τεχνική αναφορά του Priebe (1995).

Πίνακας 12 Μεγέθη που υπεισέρχονται στους υπολογισμούς της μεθόδου Priebe

A	εμβαδό καννάβου	P	επιβαλλόμενη τάση θεμελίωσης
b	πλάτος θεμελίωσης	s	καθίζηση
c	συνοχή	W	βάρος
d	βάθος βελτίωσης	$\alpha$	συντελεστής μείωσης σε αντισεισμικό σχεδιασμό
$d_{Gr}$	βάθος εδαφικής αστοχίας	$\gamma$	ειδικό βάρος
D	μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης	$\eta$	ασφάλεια έναντι εδαφικής αστοχίας
$f_d$	παράγοντας βάθους	$\mu$	συντελεστής Poisson
K	συντελεστής εδαφικών ωθήσεων	$\sigma_{of}$	φέρουσα ικανότητα
m	ποσοστό φορτίου στους χαλικοπάσσαλους	$\varphi$	γωνία τριβής
n	συντελεστής βελτίωσης		

Εν συνεχεία, οι παράμετροι που αναφέρονται στους χαλικοπάσσαλους θα φέρουν τον δείκτη 'c' (columns), ενώ αυτές που σχετίζονται με το έδαφος θα φέρουν τον δείκτη 's' (soil).

Είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός ορισμένων δεδομένων εισόδου για την εφαρμογή του σχεδιασμού κατά Priebe (1993). Επιλέγεται η κατασκευή χαλικοπάσσαλου διαμέτρου 0.80 m σε τετραγωνικό κάναβο 2.00 m x 2.00 m. Με αυτόν τον τρόπο επιτυγχάνεται συντελεστής αντικατάστασης  $\alpha_s = \frac{A_c}{1.18A} = \frac{0.503}{1.18 \cdot 4} = 0.11$ , που κρίνεται ικανοποιητικός.

Πίνακας 13 Στοιχεία χαλικοπάσσαλου

A	εμβαδό καννάβου	4	m <sup>2</sup>
$A_c$	εμβαδό χαλικοπάσσαλου	0,503	m <sup>2</sup>
d	βάθος βελτίωσης	10	m
$D_c$	μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης	100	Mpa
$\varphi_c$	γωνία τριβής	40	°

### Προσδιορισμός Βασικού Συντελεστή Βελτίωσης $n_0$

Αρχικά προσδιορίζεται ο βασικός συντελεστής βελτίωσης  $n_0$ , οποίος εκφράζει τη βελτίωση της απόκρισης του υπεδάφους λόγω της ύπαρξης των χαλικοπάσσαλων. Για τον προσδιορισμό του βασικού συντελεστή βελτίωσης  $n_0$  γίνονται ορισμένες εξιδανικευμένες παραδοχές, που είναι οι εξής:

- Ο χαλικοπάσσαλος εδράζεται επί άκαμπτης στρώσης
- Το υλικό των χαλικοπάσσαλων είναι ασυμπίεστο
- Το φαινόμενο βάρος των χαλικοπάσσαλων και του εδάφους αγνοούνται

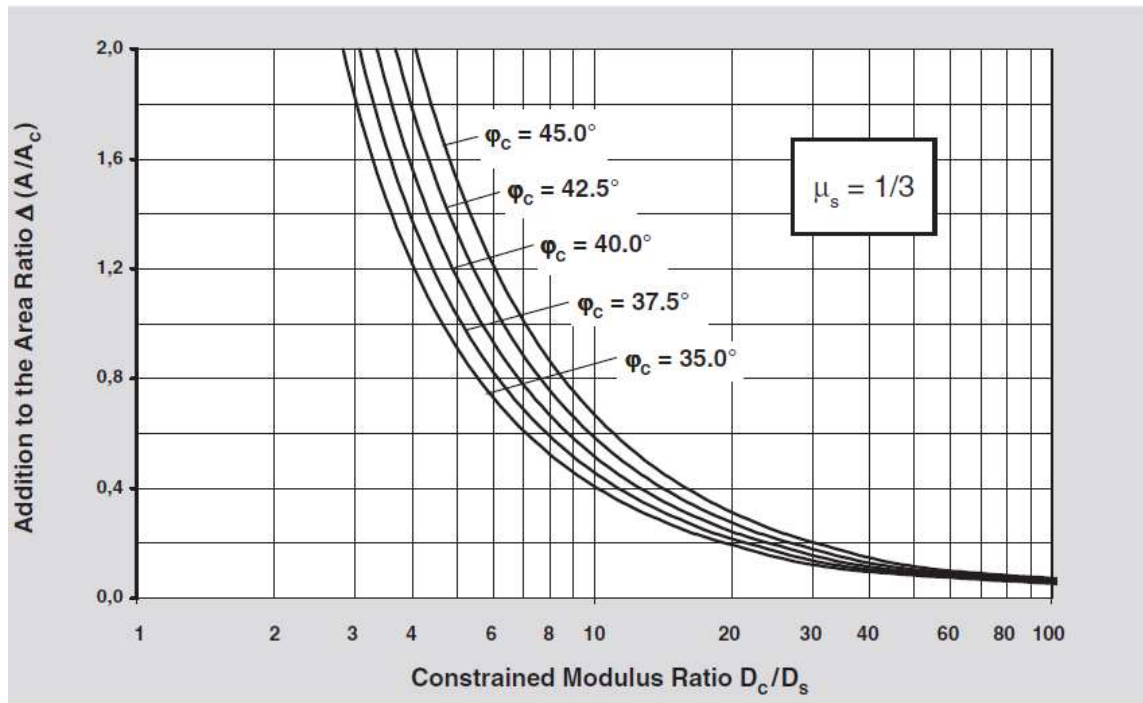
Η βελτίωση του υπεδάφους που επιτυγχάνεται λόγω της ύπαρξης των χαλικοπάσσαλων εκτιμάται υποθέτοντας ότι οι χαλικοπάσσαλοι διατέμνονται εξ αρχής ενώ το περιβάλλον έδαφος συμπεριφέρεται ελαστικά. Επιπλέον, θεωρείται ότι το έδαφος έχει μετατοπιστεί κατά την κατασκευή των χαλικοπάσσαλων που η αρχική του αντίσταση αντιστοιχεί σε πλήρως κορεσμένες συνθήκες, δηλαδή ο συντελεστής εδαφικών ωθήσεων αντιστοιχεί σε  $K_s = 1$  ( $\phi_u = 0^\circ$ ).

- $K_{ac} = \tan^2(45^\circ - \phi_c / 2) = 0.217$
- $n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \left[ \frac{5 - A_c/A}{4K_{ac}(1 - A_c/A)} - 1 \right] = 1.68$  για  $\mu_s = 1/3$

### Θεώρηση Συμπιεστότητας Χαλικοπάσσαλου

Για τον υπολογισμό του βασικού συντελεστή βελτίωσης έγινε η εξιδανικευμένη παραδοχή ότι οι χαλικοπάσσαλοι είναι ασυμπίεστοι, πράγμα το οποίο δεν ισχύει στην πραγματικότητα. Ακόμα και στην ακραία περίπτωση που ουσιαστικά το έδαφος αντικατασταθεί με χαλικοπάσσαλους, δηλαδή  $A/A_c = 1$ , ο βασικός συντελεστής βελτίωσης δεν μπορεί να θεωρηθεί πως είναι άπειρος. Για να ληφθεί υπόψη η συμπιεστότητα του χαλικοπάσσαλου, προσδιορίζεται ένας απομειωμένος συντελεστής βελτίωσης  $n_1$ , ο οποίος προκύπτει από τη σχέση του βασικού συντελεστή βελτίωσης  $n_0$ , θεωρώντας αύξηση του λόγου του εμβαδού του καννάβου προς το εμβαδό του χαλικοπάσσαλου  $A/A_c$  κατά  $\Delta(A/A_c)$ .





Σχήμα 39 Διάγραμμα  $\Delta(A/A_c)$  συναρτήσεως του λόγου  $D_c/D_s$  και της γωνίας τριβής  $\phi_c$   
(Priebe, 1995)

Ο υπολογισμός του απομειωμένου συντελεστή βελτίωσης θα γίνει βάσει των παρακάτω σχέσεων.

- $K_{ac} = \tan^2(45^\circ - \phi_c / 2) = 0.217$
- $(A_c/A)' = \frac{1}{\Delta(A_c/A) + A_c/A}$
- $n_1 = 1 + (A_c/A)' \left[ \frac{5 - (A_c/A)'}{4K_{ac}(1 - (A_c/A)')} - 1 \right]$  για  $\mu_s = 1/3$

Πίνακας 14 Απομειωμένος συντελεστής βελτίωσης  $n_1$

Εδαφική Στρώση	$D_s$ (Μρα)	$D_c / D_s$	$\Delta(A / A_c)$	$A / A_c$	$(A_c / A)'$	$n_1$
Άμμος και ιλυώδης άμμος	5	20	0,24	8,0	0,12	1,66
Άργιλος και ιλυώδης άργιλος	15	7	0,79	8,0	0,11	1,61
Ιλυώδης άμμος και αμμώδης ιλύς	5	20	0,24	8,0	0,12	1,66

Παράμετροι Διατμητικής Αντίστασης Βελτιωμένου Εδάφους

Οι παράμετροι διατμητικής αντοχής του σύνθετου συστήματος υπολογίζονται λαμβάνοντας υπόψη τον απομειωμένο συντελεστή βελτίωσης  $n_1$ . Σύμφωνα με τον Priebe (1995), έχουμε τα εξής:

- $\tan(\varphi') = m' \tan(\varphi_c) + (1 - m')\tan(\varphi_s)$
- $c' = (1 - m')c_s$ , όπου  $m' = (n - 1)/n$ .

Πίνακας 15 Παράμετροι διατμητικής αντοχής ισοδύναμου εδάφους

Εδαφική Στρώση	$m'$	$\varphi_s$ (°)	$c_s$ (kPa)	$\varphi_c$ (°)	$\tan(\varphi')$	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)
Άμμος και ιλυώδης άμμος	0,40	26	0	40	0,6271	32	0
Άργιλος και ιλυώδης άργιλος	0,38	22	9	40	0,5441	30	6
Ιλυώδης άμμος και αμμώδης ιλύς	0,40	26	0	40	0,6271	32	0

## 4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΚΩΔΙΚΑ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

---

Για τον σχεδιασμό του διαφραγματικού τοίχου χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα ανάλυσης Πεπερασμένων Στοιχείων Plaxis 2D.V8. Το μοντέλο προσομοίωσης της εδαφικής συμπεριφοράς που χρησιμοποιήθηκε είναι το Hardening Soil Model.

### 4.1 HARDENING SOIL MODEL

Το Hardening Soil Model αποτελεί ένα μοντέλο το οποίο μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την προσομοίωση διάφορων εδαφικών τύπων, από μαλακά έως στριφρά εδάφη. Η οριακή εντατική κατάσταση του εδάφους περιγράφεται από τη γωνία τριβής  $\varphi$ , τη συνοχή  $c$  και τη γωνία διασταλτικότητας  $\psi$ , όπως και στο μοντέλο Mohr-Coulomb. Ωστόσο, το μοντέλο Hardening Soil Model παρουσιάζει ορισμένα πολύ σημαντικά πλεονεκτήματα. Αρχικά, η καμπύλη τάσεων – παραμορφώσεων του εδαφικού στοιχείου είναι υπερβολική και όχι διγραμμική όπως στο μοντέλο Mohr – Coulomb, ενώ ταυτόχρονα λαμβάνει υπόψη την εξάρτηση του μέτρου ελαστικότητας από το τασικό πεδίο. Η εξάρτηση αυτή εισάγεται μέσω της παραμέτρου  $m$ , που εκφράζει τον βαθμό κράτυνσης σε σχέση με το βάθος. Γίνεται, λοιπόν, κατανοητό ότι με το καταστατικό προσομοίωμα Hardening Soil Model προσεγγίζεται σε μεγαλύτερο βαθμό η συμπεριφορά του εδαφικού στοιχείου. Επιπρόσθετα, στο μοντέλο Hardening Soil Model, γίνεται απόζευξη δύο βασικών δοκιμών, μέσω των οποίων προσομοιάζονται δύο διαφορετικές εντατικές καταστάσεις του εδάφους. Η διαφοροποίηση αυτή εισάγεται μέσω της εισαγωγής τριών διαφορετικών μέτρων ελαστικότητας και συγκεκριμένα, το μέτρο ελαστικότητας  $E_{50}$  της τριαξονικής φόρτισης,  $E_{ur}$  το μέτρο ελαστικότητας κατά την αποφόρτιση – επαναφόρτιση του εδάφους και το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης  $E_{oed}$ . Ένα ακόμα πλεονέκτημα του Hardening Soil Model σε σχέση με το Mohr – Coulomb, αποτελεί η δυνατότητα να ληφθεί υπόψη η διασταλτικότητα του εδάφους.

## 4.2 ΜΟΝΤΕΛΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ

Στην Ενότητα 4.2, θα γίνει αναφορά σε ορισμένα σημαντικά στοιχεία που αφορούν το μοντέλο προσομοίωσης στον κώδικα Πεπερασμένων Στοιχείω Plaxis 2D.V8.

### Επιλογή διατομής επίλυσης

Το τεχνικό έργο μπορεί να θεωρηθεί ότι αποτελείται από τρία τμήματα, τα οποία είναι ο δίαυλος εισαγωγής, η περιοχή του Υδροηλεκτρικού Σταθμού και ο δίαυλος απαγωγής. Η ανάλυση Πεπερασμένων Στοιχείων έγινε στην περιοχή όπου η εκσκαφή θα έχει το μεγαλύτερο βάθος. Συγκεκριμένα, προκειται για το τμήμα του Υδροηλεκτρικού Σταθμού. Σε αυτό το τμήμα η αντιστήριξη είναι προσωρινή. Μετά το πέρας της διαδικασίας των εκσκαφών, θα ακολουθήσει σταδιακή κατασκευή του κτιρίου και καθαίρεση των αντηρίδων που θα τοποθετηθούν.

### Πρόβλημα επίπεδης παραμόρφωσης ή αξονοσυμμετρικό

Κατά τη διαδικασία προσομοίωσης του προβλήματος σε ένα μοντέλο, είναι κρίσιμο να γίνει κατανοητό εάν πρόκειται για πρόβλημα επίπεδης παραμόρφωσης ή αξονοσυμμετρικό.

Η επιλογή μοντέλου επίπεδης παραμόρφωσης σημαίνει ότι οι εντάσεις που αναπτύσσονται είναι στο επίπεδο  $xy$ . Στον εκτός επιπέδου άξονα  $z$ , οι παραμορφώσεις θεωρούνται μηδενικές ( $\epsilon_z=0$ ). Για να επιλεγθεί το μοντέλο επίπεδης παραμόρφωσης ως αυτό που προσομοιάζει καλύτερα το εκάστοτε πρόβλημα βαθιών εκσκαφών, θα πρέπει το μήκος του σκάμματος στην εκτός επιπέδου διεύθυνση να είναι σημαντικά μεγαλύτερο από το πλάτος του σκάμματος. Το αξονοσυμμετρικό μοντέλο είναι απαραίτητο να επιλεγθεί σε περιπτώσεις που το σκάμμα είναι συμμετρικό ως προς τον άξονα  $y$  (π.χ. εκσκαφή κυκλικού σχήματος).

Η διάταξη του τεχνικού έργου είναι τέτοια όπου άλλα τμήματα προσομοιάζονται με το μοντέλο επίπεδης παραμόρφωσης και άλλα με το αξονοσυμμετρικό. Συγκεκριμένα, στην περιοχή του Υδροηλεκτρικού Σταθμού, το τεχνικό έργο συνίσταται από δύο

διαφραγματικούς τοίχους με 17 m εντός επιπέδου απόσταση. Η συγκεκριμένη διατομή διατηρείται για 70 m περίπου. Συνεπώς, ο λόγος του μήκους των πλευρών του σκάμματος είναι της τάξης του 4 και θεωρείται αρκετά μεγάλος για να επιλεγθεί το μοντέλο επίπεδης παραμόρφωσης για την προσομοίωση αυτού του τμήματος του έργου.

#### Αριθμός κόμβων πεπερασμένου στοιχείου

Ξεκινώντας τη διαδικασία στησίματος του μοντέλου στον κώδικα Plaxis 2D.V8, υπάρχει η δυνατότητα να επιλεγθούν πεπερασμένα στοιχεία με έξι ή με δεκαπέντε κόμβους. Η αύξηση του αριθμού των κόμβων σε ένα πεπερασμένο στοιχείο οδηγεί συνήθως σε ακριβέστερες λύσεις και μειώνει τον απαιτούμενο αριθμό πεπερασμένων στοιχείων (Γκαζέτας, et al., 2009). Επομένως, χρησιμοποιήθηκαν πεπερασμένα στοιχεία με δεκαπέντε κόμβους.

#### Διεπιφάνεια εδάφους – κατασκευής (interface element)

Στο πρόγραμμα Πεπερασμένων Στοιχείων Plaxis 2D.V8, υπάρχει η δυνατότητα να ορισθεί η αλληλεπίδραση της διεπιφάνειας μεταξύ της κατασκευής και του εδάφους. Το στοιχείο της διεπιφάνειας χρησιμοποιείται για την απομείωση της τριβής που αναπτύσσεται μεταξύ του διαφραγματικού τοίχου και του εδάφους και εισάγεται μέσω της παραμέτρου  $R_{inter}$ . Η παράμετρος  $R_{inter}$  κυμαίνεται από 0.01, που πρακτικά σημαίνει ότι δεν αναπτύσσεται τριβή μεταξύ του εδάφους και του δομικού στοιχείου, έως 1.00, που σημαίνει πως το έδαφος και το δομικό στοιχείο είναι σε απόλυτη επαφή και δεν μπορεί να αναπτυχθεί σχετική μετακίνηση του ενός σε σχέση με το άλλο.

Στο μοντέλο Πεπερασμένων Στοιχείων για το εν λόγω έργο, η παράμετρος  $R_{inter}$  λήφθηκε ίση με 0.9. Αυτό σημαίνει πως οι παράμετροι διατμητικής αντοχής στη διεπιφάνεια εδάφους κατασκευής είναι απομειωμένες κατά 10%. Επιπλέον, θα πρέπει στο στοιχείο της διεπιφάνειας στο Plaxis 2D.V8 είναι αδιαπέρατο, όταν είναι ενεργό ως στοιχείο. Με άλλα λόγια, με την τοποθέτηση του, στις παρειές του διαφραγματικού τοίχου, εξασφαλίζεται ότι δεν θα υπάρχει ροή νερού στη διεύθυνση κάθετα στον τοίχο προς το σκάμμα.

Πίνακας 16 Προτεινόμενες τιμές  $R_{inter}$  από Brinkgreve & Shen (2011), όπως εντοπίστηκε στο  
(Gouw, 2014)

	$R_{inter}$
Αλληλεπίδραση άμμου-χάλυβα	0.6 - 0.7
Αλληλεπίδραση αργίλου-χάλυβα	0.5
Αλληλεπίδραση άμμου-σκυροδέματος	1.0 - 0.8
Αλληλεπίδραση αργίλου-σκυροδέματος	1.0 - 0.9

### Συνθήκες στράγγισης

Στο πρόγραμμα Πεπερασμένων Στοιχείων Plaxis 2D.V8, κατά τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων των εδαφικών στρώσεων, ζητείται να επιλεχθεί ο τύπος του εδαφικού υλικού. Ο τύπος του εδαφικού υλικού εκφράζεται από τρεις κατηγορίες, αυτή της συμπεριφοράς υπό αστράγγιστες συνθήκες, αυτή της συμπεριφοράς υπό στραγγιζόμενες συνθήκες και αυτή του εδαφικού υλικού που ουσιαστικά δεν είναι πορώδες μέσο.

- Στραγγιζόμενες Συνθήκες (Drained Behavior) : χρησιμοποιώντας αυτή την επιλογή, δεν υπάρχει η δυνατότητα για την ανάπτυξη υπερπίεσεων πόρων. Είναι κατάλληλη επιλογή σε περιπτώσεις που το έδαφος είναι ξηρό ή που έχει μεγάλη διαπερατότητα ή σε περιπτώσεις που η επιβολή της φόρτισης πραγματοποιείται με πολύ αργούς ρυθμούς (Brinkgreve, 2002).
- Αστράγγιστες Συνθήκες (Undrained Behaviour) : χρησιμοποιώντας αυτή την επιλογή υπάρχει πλήρης ανάπτυξη υπερπίεσεων. Η ροή του νερού αγνοείται σε ορισμένες περιπτώσεις όταν τα εδάφη έχουν πολύ μικρή διαπερατότητα ή ο ρυθμός επιβολής της φόρτισης είναι ταχύς. Ωστόσο, είναι κρίσιμο να τονισθεί ότι παρόλο που επιλέγεται η συμπεριφορά υπό αστράγγιστες συνθήκες, θα πρέπει να εισαχθούν στο πρόγραμμα Πεπερασμένων Στοιχείων Plaxis 2D οι ενεργές παράμετροι διατμητικής αντοχής.

Εν προκειμένω, θα πραγματοποιηθεί ανάλυση θεωρώντας αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης αφού πρόκειται για προσωρινή αντιστήριξη, άρα βραχυπρόθεσμες συνθήκες. Επίσης, ακόμα και οι εδαφικές στρώσεις που αποτελούνται από άμμους,

περιέχουν σημαντικό ποσοστό ιλύος, γεγονός που μειώνει σημαντικά την διαπερατότητά τους. Επιπλέον, οι εν λόγω στρώσεις είναι υδροφορείς υπό πίεση γιατί βρίσκονται μεταξύ δύο αργιλικών στρώσεων. Δεν μπορεί, συνεπώς, να θεωρηθεί ότι η στράγγιση είναι ελεύθερη.

#### Βαθμός κράτυνσης σε σχέση με το βάθος m

Όπως προαναφέρθηκε, ένα βασικό χαρακτηριστικό του Hardening Soil Model είναι η εξάρτηση της στιβαρότητας του εδάφους με το τασικό πεδίο. Ως εισαγόμενα δίνονται τα μέτρα ελαστικότητας  $E_{oed}^{ref}$ ,  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$  που αντιστοιχούν σε μία τάση αναφοράς  $p_{ref}$ . Κατόπιν, τα μέτρα ελαστικότητας  $E_{oed}$ ,  $E_{50}$ ,  $E_{ur}$  που αντιστοιχούν στις ασκούμενες τάσεις του εδάφους υπολογίζονται σε σχέση με την παράμετρο m, ως εξής:

- $E_{50} = E_{50}^{ref} \left[ \frac{c \cos \varphi - \frac{1}{3} \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right]^m$
- $E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left[ \frac{c \cos \varphi - \sigma'_1 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right]^m$
- $E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left[ \frac{c \cos \varphi - \frac{1}{3} \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right]^m$

Σημειώνεται ότι σε πολλές πρακτικές εφαρμογές, εισάγεται  $E_{ur}^{ref} = 3 E_{50}^{ref}$ . Η παράμετρος m διαφοροποιείται ανάλογα με τον εδαφικό σχηματισμό.

Πίνακας 17 Παράμετρος m Von Soos (1991)

Έδαφος	m
χαλίκια, ομοιόμορφα	0.40 - 0.60
χαλίκια, αμμώδη	0.50 - 0.70
χαλίκια + άμμος + λεπτόκοκκα	0.50 - 0.70
άμμος, ομοιόμορφη	0.55 - 0.75
άμμος, καλά διαβαθμισμένη	0.55 - 0.70
άμμος + λεπτόκοκκα	0.65 - 0.80
ιλύς, χαμηλής πλαστικότητας	0.60 - 0.80
ιλύς, μεσαίας - υψηλής πλαστικότητας	0.70 - 0.90
άργιλος, χαμηλής πλαστικότητας	0.90 - 1.00
άργιλος, μεσαίας πλαστικότητας	0.95 - 1.00
άργιλος, υψηλής πλαστικότητας	1.00
χαλίκια, ιλυώδη	0.70 - 0.90
άμμος, ιλυώδης	0.75 - 0.90
ιλύς, άργιλος, οργανικά	0.85 - 1.00

Έχοντας ως βάση τον Πίνακα 15, για τις στρώσεις αργίλου και ιλυώδους αργίλου η παράμετρος m λήφθηκε ίση με 0.9, ενώ για τις στρώσεις άμμου και ιλυώδους άμμου λήφθηκε ίση με 0.7.

#### 4.3 ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΕΔΑΦΩΝ ΚΑΙ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Ακολουθούν οι ιδιότητες των εδαφικών στρώσεων και των διεπιφανειών (soils and interfaces) που εισήχθησαν στον κώδικα Plaxis 2D.V8., λαμβάνοντας υπόψη τα ανωτέρω.



Άργιλος και ιλυώδης άργιλος (βάθος από 0.00 έως 2.00 m)

Ξηρό ειδικό βάρος $\gamma_{\text{unsat}}$ :	18	(kN/m <sup>3</sup> )
Κορεσμένο ειδικό βάρος $\gamma_{\text{sat}}$ :	19	(kN/m <sup>3</sup> )
Συντελεστής διαπερατότητας κατά τη διεύθυνση x $k_x$ :	10 <sup>-8</sup>	(m/sec)
Συντελεστής διαπερατότητας κατά τη διεύθυνση y $k_y$ :	10 <sup>-8</sup>	(m/sec)
Συνοχή c :	9*	(kPa)
Γωνία εσωτερικής τριβής $\phi$ :	22	(°)
Γωνία διασταλτικότητας $\psi$ :	0	(°)
Μέτρο ελαστικότητας φόρτισης $E_{50}^{\text{ref}}$ :	4	(Mpa)
Μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ :	4	(Mpa)
Μέτρο ελαστικότητας αποφόρτισης - επαναφόρτισης $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	12	(Mpa)
Λόγος του Poisson κατά την αποφόρτιση $\nu_{\text{ur}}$ :	0.2	
Συντελεστής αντοχής $R_f$ :	0.9	
Συντελεστής διεπιφάνειας $R_{\text{inter}}$ :	0.9	

\*Η ενεργός συνοχή των αργιλικών στρώσεων λήφθηκε ίση με  $c' = 0.1c_u$ , σύμφωνα με τους Δανέζικους Κανονισμούς.

Άμμος, ιλυώδης άμμος και αμμώδης ιλύς (βάθος από 0.00 έως 2.00 m και από 11.50 έως 13.50)

Ξηρό ειδικό βάρος $\gamma_{unsat}$ :	18	(kN/m <sup>3</sup> )
Κορεσμένο ειδικό βάρος $\gamma_{sat}$ :	19	(kN/m <sup>3</sup> )
Συντελεστής διαπερατότητας κατά τη διεύθυνση x $k_x$ :	10 <sup>-6</sup>	(m/sec)
Συντελεστής διαπερατότητας κατά τη διεύθυνση y $k_y$ :	10 <sup>-6</sup>	(m/sec)
Συνοχή c :	1*	(kPa)
Γωνία εσωτερικής τριβής $\varphi$ :	26	(°)
Γωνία διασταλτικότητας $\psi$ :	0**	(°)
Μέτρο ελαστικότητας φόρτισης $E_{50}^{ref}$ :	15	(Mpa)
Μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης $E_{oed}^{ref}$ :	15	(Mpa)
Μέτρο ελαστικότητας αποφόρτισης - επαναφόρτισης $E_{ur}^{ref}$ :	45	(Mpa)
Λόγος του Poisson κατά την αποφόρτιση $\nu_{ur}$ :	0.2	
Συντελεστής αντοχής $R_f$ :	0.9	
Συντελεστής διεπιφάνειας $R_{inter}$ :	0.9	

\*Το Plaxis 2D.V8 έχει τη δυνατότητα να διαχειριστεί μη συνεκτικές άμμους ( $c=0$ ), αλλά ενδέχεται να μην αποδώσει με τον επιθυμητό τρόπο σε ορισμένες περιπτώσεις. Για αποφυγή τέτοιων καταστάσεων, συνίσταται να εισάγεται έστω και μία μικρή τιμή συνοχής (Brinkgreve, 2002).

\*\*Συνίσταται η γωνία διασταλτικότητας  $\psi$  να λαμβάνεται ίση με το μηδέν, όταν η γωνία τριβής  $\varphi$  είναι μικρότερη των 30° (Brinkgreve, 2002).

Άργιλος και ιλυώδης άργιλος (βάθος από 7.00 έως 11.50 m)

Ξηρό ειδικό βάρος $\gamma_{unsat}$ :	18	(kN/m <sup>3</sup> )
Κορεσμένο ειδικό βάρος $\gamma_{sat}$ :	19	(kN/m <sup>3</sup> )
Συντελεστής διαπερατότητας κατά τη διεύθυνση x $k_x$ :	10 <sup>-8</sup>	(m/sec)
Συντελεστής διαπερατότητας κατά τη διεύθυνση y $k_y$ :	10 <sup>-8</sup>	(m/sec)
Συνοχή c :	9	(kPa)
Γωνία εσωτερικής τριβής $\phi$ :	22	(°)
Γωνία διασταλτικότητας $\psi$ :	0	(°)
Μέτρο ελαστικότητας φόρτισης $E_{50}^{ref}$ :	4	(Mpa)
Μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης $E_{oed}^{ref}$ :	4	(Mpa)
Μέτρο ελαστικότητας αποφόρτισης - επαναφόρτισης $E_{ur}^{ref}$ :	12	(Mpa)
Λόγος του Poisson κατά την αποφόρτιση $\nu_{ur}$ :	0.2	
Συντελεστής αντοχής $R_f$ :	0.9	
Συντελεστής διεπιφάνειας $R_{inter}$ :	0.9	

\*Η ενεργός συνοχή των αργιλικών στρώσεων λήφθηκε ίση με  $c' = 0.1c_u$ , σύμφωνα με τους Δανέζικους Κανονισμούς.

Άργιλος και ιλυώδης άργιλος (βάθος από 13.50 έως 15.00 m)

Ξηρό ειδικό βάρος $\gamma_{\text{unsat}}$ :	18	(kN/m <sup>3</sup> )
Κορεσμένο ειδικό βάρος $\gamma_{\text{sat}}$ :	19	(kN/m <sup>3</sup> )
Συντελεστής διαπερατότητας κατά τη διεύθυνση x $k_x$ :	10 <sup>-8</sup>	(m/sec)
Συντελεστής διαπερατότητας κατά τη διεύθυνση y $k_y$ :	10 <sup>-8</sup>	(m/sec)
Συνοχή c :	9*	(kPa)
Γωνία εσωτερικής τριβής $\phi$ :	22	(°)
Γωνία διασταλτικότητας $\psi$ :	0	(°)
Μέτρο ελαστικότητας φόρτισης $E_{50}^{\text{ref}}$ :	5	(Mpa)
Μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ :	5	(Mpa)
Μέτρο ελαστικότητας αποφόρτισης - επαναφόρτισης $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ :	15	(Mpa)
Λόγος του Poisson κατά την αποφόρτιση $\nu_{\text{ur}}$ :	0.2	
Συντελεστής αντοχής $R_f$ :	0.9	
Συντελεστής διεπιφάνειας $R_{\text{inter}}$ :	0.9	

\*Η ενεργός συνοχή των αργιλικών στρώσεων λήφθηκε ίση με  $c' = 0.1c_u$ , σύμφωνα με τους Δανέζικους Κανονισμούς.

Άμμος και ιλυώδης άμμος (βάθος από 15.00 έως τέλος)

Ξηρό ειδικό βάρος $\gamma_{unsat}$ :	18	(kN/m <sup>3</sup> )
Κορεσμένο ειδικό βάρος $\gamma_{sat}$ :	19	(kN/m <sup>3</sup> )
Συντελεστής διαπερατότητας κατά τη διεύθυνση x $k_x$ :	10 <sup>-6</sup>	(m/sec)
Συντελεστής διαπερατότητας κατά τη διεύθυνση y $k_y$ :	10 <sup>-6</sup>	(m/sec)
Συνοχή c :	1*	(kPa)
Γωνία εσωτερικής τριβής $\phi$ :	28	(°)
Γωνία διασταλτικότητας $\psi$ :	0**	(°)
Μέτρο ελαστικότητας φόρτισης $E_{50}^{ref}$ :	45	(Mpa)
Μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης $E_{oed}^{ref}$ :	45	(Mpa)
Μέτρο ελαστικότητας αποφόρτισης - επαναφόρτισης $E_{ur}^{ref}$ :	135	(Mpa)
Λόγος του Poisson κατά την αποφόρτιση $\nu_{ur}$ :	0.2	
Συντελεστής αντοχής $R_f$ :	0.9	
Συντελεστής διεπιφάνειας $R_{inter}$ :	0.9	

\*Το Plaxis 2D.V8 έχει τη δυνατότητα να διαχειριστεί μη συνεκτικές άμμους ( $c=0$ ), αλλά ενδέχεται να μην αποδώσει με τον επιθυμητό τρόπο σε ορισμένες περιπτώσεις. Για αποφυγή τέτοιων καταστάσεων, συνίσταται να εισάγεται έστω και μία μικρή τιμή συνοχής (Brinkgreve, 2002).

\*\*Συνίσταται η γωνία διασταλτικότητας  $\psi$  να λαμβάνεται ίση με το μηδέν, όταν η γωνία τριβής  $\phi$  είναι μικρότερη των 30° (Brinkgreve, 2002).

#### 4.4 ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΚΑΙ ΑΝΤΗΡΙΔΩΝ

##### Διαφραγματικοί τοίχοι

Οι διαφραγματικοί τοίχοι εισήχθησαν στο Plaxis με το στοιχείο των πλακών (plates), που χρησιμοποιούνται για την προσομοίωση τοίχων, πλακών, κελυφών ή επενδύσεων που εκτείνονται στη διεύθυνση του άξονα z. Μπορεί να θεωρηθεί ελαστική ή ελαστοπλαστική συμπεριφορά αυτού του δομικού στοιχείου. Στην ανάλυση που πραγματοποιήθηκε, θεωρήθηκε ελαστική συμπεριφορά των διαφραγματικών

τοίχων. Κατόπιν, της ανάλυσης γίνονται οι απαραίτητοι υπολογισμοί των σπλισμών με τέτοιο τρόπο ώστε να εξασφαλίζεται ότι η διατομή δεν θα διαρρεύσει. Οι ιδιότητες του διαφραγματικού τοίχου είναι οι εξής:

Ποιότητα σκυροδέματος :	C20/25	
Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος $E_c$ :	29	(Gpa)
Πάχος διαφραγματικού τοίχου $h$ :	0.8	(m)
Εμβαδόν $A$ για λωρίδα αναφοράς 1 m :	0.8	(m <sup>2</sup> )
$E_c A$ :	$2.32 \cdot 10^7$	(kN/m)
Ροπή αδράνειας $I$ ορθγωνικής διατομής διαστάσεων 0.8 x 1.0 m :	0.04267	(m <sup>4</sup> )
$E_c I$ :	$1.24 \cdot 10^6$	(kNm <sup>2</sup> /m)
Διαφορά ειδικού βάρους σκυροδέματος - εδάφους $w$ :	6	(kN/m/m)
Λόγος Poisson σκυροδέματος $\nu$ :	0.15	

### Αντηρίδες

Οι αντηρίδες προσομοιάστηκαν με την επιλογή στο Plaxis 2D.V8 node to node anchors. Πρόκειται για στοιχεία που μπορεί να παραλάβουν εφελκυσμό (στην περίπτωση των αγκυρίων) ή θλίψη (στην περίπτωση των αντηρίδων). Επιλέχθηκαν μεταλλικές αντηρίδες κοίλης διατομής 610x40. Οι αντηρίδες τοποθετήθηκαν ανά 4 m στην εκτός επιπέδου απόσταση και με τις εξής ιδιότητες:

Μέτρο Ελαστικότητας Χάλυβα $E$ :	210	(Gpa)
Εμβαδό διατομής $A$ :	880	(cm <sup>2</sup> )
$EA$ :	18480000	(kN)

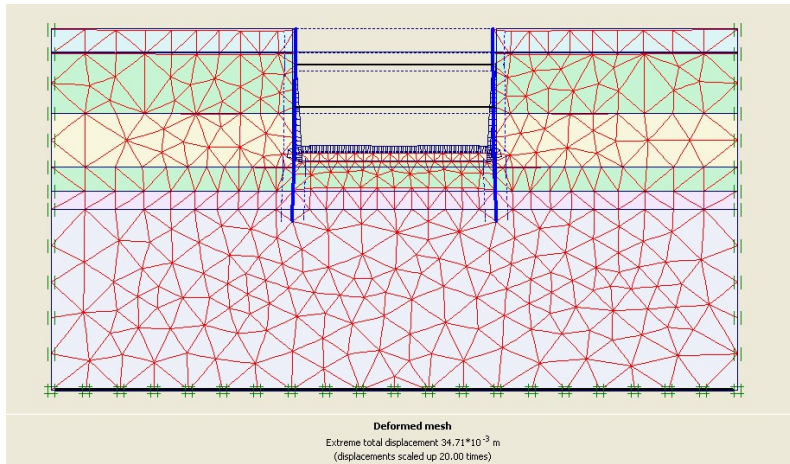
#### 4.5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ – ΧΩΡΙΣ ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΥΠΕΔΑΦΟΥΣ

Η ανάλυση ακολουθεί τις φάσεις της κατασκευαστικής ακολουθίας. Αρχικά, δημιουργούνται οι συνθήκες γεωστατικής ισορροπίας και τοποθετούνται τα κατακόρυφα δομικά στοιχεία με τις ιδιότητες του διαφραγματικού τοίχου. Στη συνέχεια, σε διαδοχικά στάδια, απενεργοποιούνται εδαφικά τμήματα από τον κάρναβο, βήμα το οποίο αντιστοιχεί στη φάση εκσκαφής ενώ ταυτόχρονα πραγματοποιείται ανάλυση ροής. Κατόπιν, ενεργοποιούνται οι αντηρίδες. Θεωρείται πως το ελάχιστο βήμα μεταξύ των φάσεων κατασκευής είναι αυτό των πέντε ημερών. Σε αυτό το χρονικό διάστημα, λόγω διαφοράς δυναμικού εντός και εκτός του σκάμματος, δημιουργούνται συνθήκες υδατικής ροής. Για να ληφθεί αυτό υπόψη εκτελείται ανάλυση στερεοποίησης για χρονικό διάστημα πέντε ημερών.

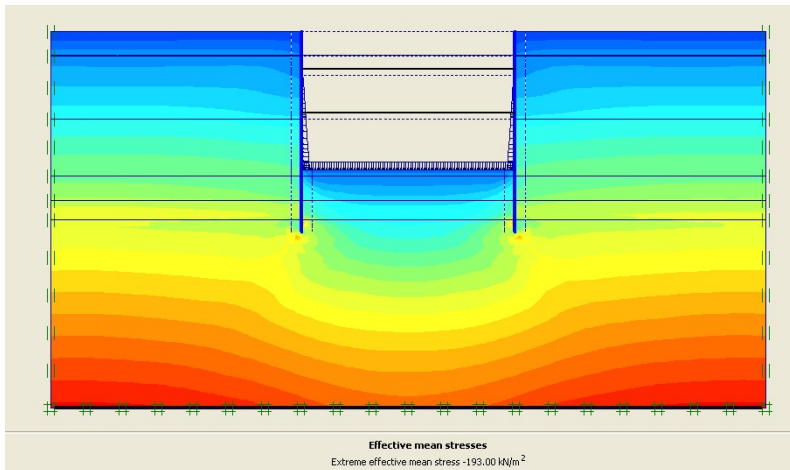
Στην συγκεκριμένη περίπτωση δεν υπήρχε ανάγκη πύκνωσης του καννάβου των πεπερασμένων στοιχείων σε κάποια περιοχή, παρά μόνο κοντά στον διαφραγματικό τοίχο. Σε αυτή την περιοχή, η πύκνωση του καννάβου λαμβάνει χώρα αμέσως μετά την τοποθέτηση της διεπιφάνειας μεταξύ εδάφους και κατασκευής. Ο αριθμός κρίνεται ικανοποιητικός και εξασφαλίζει ότι ο υπολογιστικός χρόνος δεν θα είναι πολύ μεγάλος. Σημειώνεται ότι στο πολύ λεπτό τμήμα που δημιουργείται μεταξύ της στρώσης της αργίλου – ιλυώδους αργίλου και της τελικής στάθμης εκσκαφής, έχει γίνει πύκνωση του καννάβου για να μην υπάρξουν προβλήματα κατά την διαδικασία της ανάλυσης.

Οι εικόνες που ακολουθούν προέρχονται μετά την ολοκλήρωση της διαδικασίας των εκσκαφών.

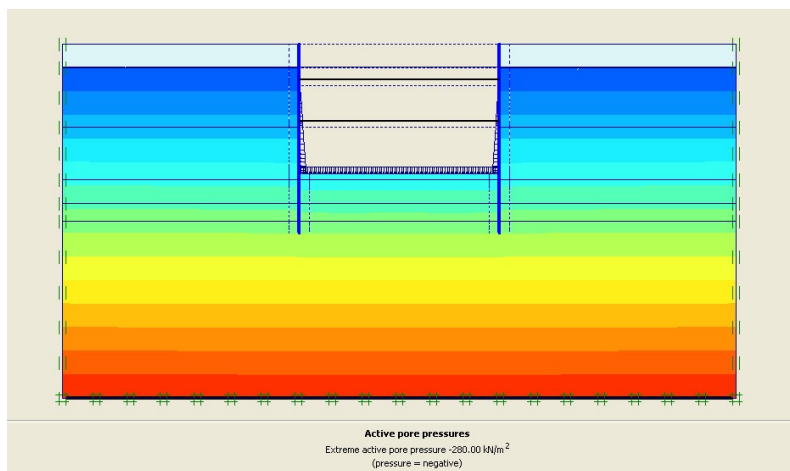
Παραμορφωμένος κώνναβος



Μέσες ενεργές τάσεις

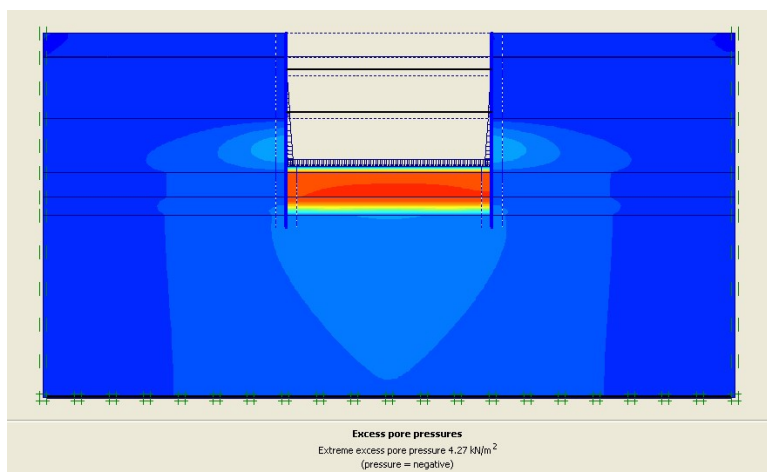


Υδροστατικές πιέσεις

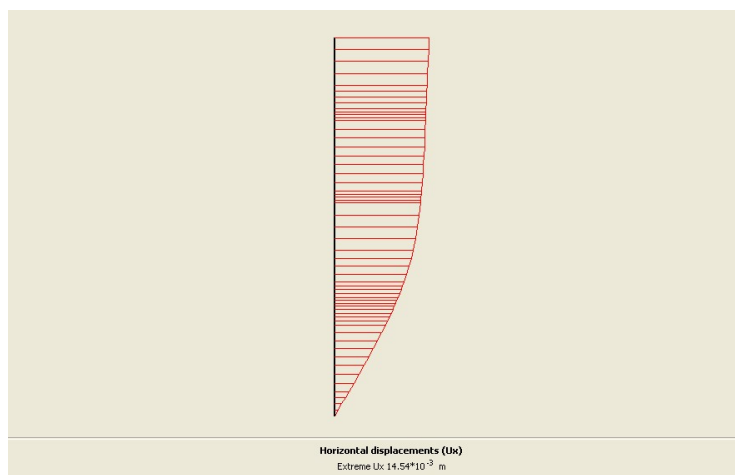




Υπερπιέσεις



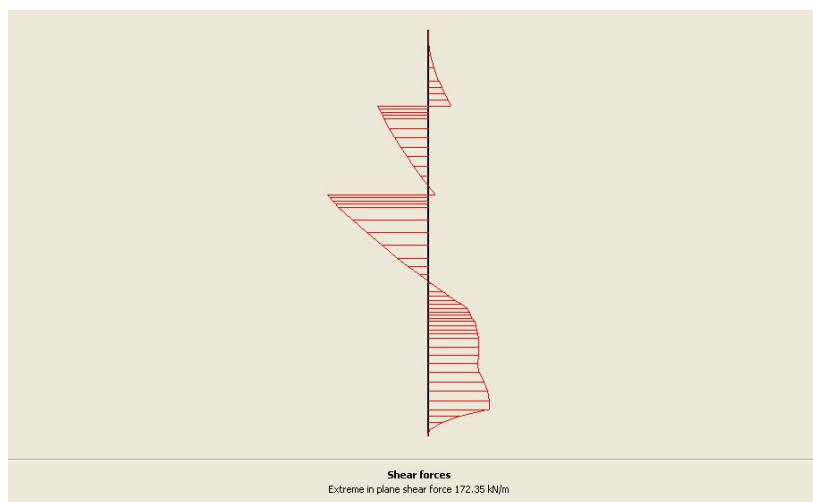
Οριζόντιες μετακινήσεις διαφραγματικού τοίχου



Καμπτικές ροπές



Τέμνουσες δυνάμεις



Πίνακας 18 Δυνάμεις αντηρίδων – περίπτωση μη βελτιωμένου εδάφους

Στάδιο	Δύναμη αντηρίδας πρώτης σειράς (kN)	Δύναμη αντηρίδας δεύτερης σειράς (kN)
1. Κατασκευή διαφραγματικών τοίχων	-	-
2. 1ο στάδιο εκσκαφής	-	-
3. 2ο στάδιο εκσκαφής	-	-
4. Τοποθέτηση αντηρίδας πρώτης σειράς	-	-
5. Ανάλυση στερεοποίησης	75.6	-
6. 3ο στάδιο εκσκαφής	675.6	-
7. Τοποθέτηση αντηρίδας δεύτερης σειράς	674.4	-
8. Ανάλυση στερεοποίησης	<b>712.8</b>	216.4
9. Τελικό στάδιο εκσκαφής	261.8	663.6
10. Ανάλυση στερεοποίησης	502.8	<b>739.6</b>

Πίνακας 19 Οριζόντιες μετακινήσεις διαφραγματικού τοίχου

– περίπτωση μη βελτιωμένου εδάφους

Στάδιο	Οριζόντιες μετακινήσεις διαφραγματικού τοίχου (cm)
1. Κατασκευή διαφραγματικών τοίχων	-
2. 1ο στάδιο εκσκαφής	0.8
3. 2ο στάδιο εκσκαφής	1.6
4. Τοποθέτηση αντηρίδας πρώτης σειράς	1.6
5. Ανάλυση στερεοποίησης	1.7
6. 3ο στάδιο εκσκαφής	1.4
7. Τοποθέτηση αντηρίδας δεύτερης σειράς	1.4
8. Ανάλυση στερεοποίησης	1.4
9. Τελικό στάδιο εκσκαφής	1.4
10. Ανάλυση στερεοποίησης	1.4

Πίνακας 20 Καμπτικές ροπές διαφραγματικού τοίχου – περίπτωση μη βελτιωμένου εδάφους

Στάδιο	Καμπτικές ροπές (kNm)
1. Κατασκευή διαφραγματικών τοίχων	-
2. 1ο στάδιο εκσκαφής	96
3. 2ο στάδιο εκσκαφής	61
4. Τοποθέτηση αντηρίδας πρώτης σειράς	61
5. Ανάλυση στερεοποίησης	70
6. 3ο στάδιο εκσκαφής	282
7. Τοποθέτηση αντηρίδας δεύτερης σειράς	282
8. Ανάλυση στερεοποίησης	301
9. Τελικό στάδιο εκσκαφής	391
10. Ανάλυση στερεοποίησης	<b>420</b>

Πίνακας 21 Τέμνουσες δυνάμεις – περίπτωση μη βελτιωμένου εδάφους

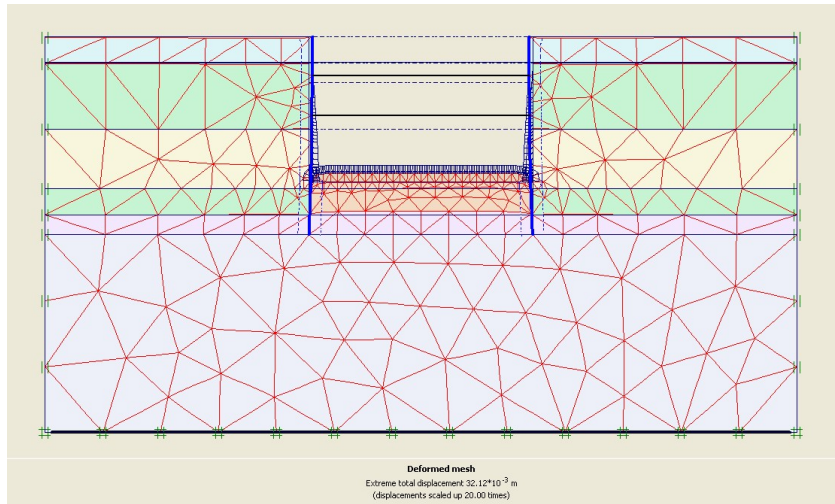
Στάδιο	Τέμνουσες δυνάμεις (kN)
1. Κατασκευή διαφραγματικών τοίχων	-
2. 1ο στάδιο εκσκαφής	100
3. 2ο στάδιο εκσκαφής	105
4. Τοποθέτηση αντηρίδας πρώτης σειράς	105
5. Ανάλυση στερεοποίησης	29
6. 3ο στάδιο εκσκαφής	127
7. Τοποθέτηση αντηρίδας δεύτερης σειράς	127
8. Ανάλυση στερεοποίησης	140
9. Τελικό στάδιο εκσκαφής	157
10. Ανάλυση στερεοποίησης	<b>172</b>

#### 4.6 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ – ΜΕ ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΥΠΕΔΑΦΟΥΣ

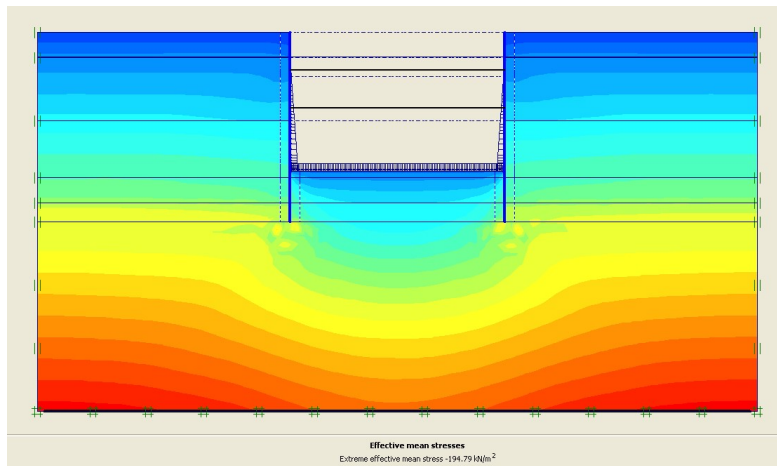
Στο μοντέλο που λήφθηκε υπόψη η βελτίωση του υπεδάφους, έγιναν ορισμένες απλοποιητικές παραδοχές. Αρχικά, το βελτιωμένο έδαφος θεωρήθηκε ως ένα ισοδύναμο έδαφος με ενεργές παραμέτρους αυτές που υπολογίστηκαν στο Κεφάλαιο 3, σύμφωνα με την μεθοδολογία Priebe (1995). Ακόμα, υπολογίστηκε ο συντελεστής διαπερατότητας του ισοδύναμου εδάφους ως ο σταθμισμένος μέσος όρος των επιμέρους συντελεστών του εδάφους και των χαλικοπάσσαλων ως προς την επιφάνεια. Το ισοδύναμο έδαφος θεωρήθηκε ότι λειτουργεί υπό στραγγιζόμενες συνθήκες. Αυτή η απλή προσομοίωση του ισοδύναμου εδάφους οδήγησε σε ίδιες μετακινήσεις, μειώνοντας το ύψος των διαφραγματικών τοίχων κατά ένα μέτρο. Επιπλέον, τα επιβαλλόμενα εντατικά μεγέθη επί των διαφραγματικών τοίχων είναι μικρότερα. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την μείωση του απαιτούμενου σπλισμού των διαφραγματικών τοίχων και των διατομών των αντηρίδων.

Οι εικόνες που ακολουθούν προέρχονται από το την φάση του τελικού σταδίου εκσκαφής.

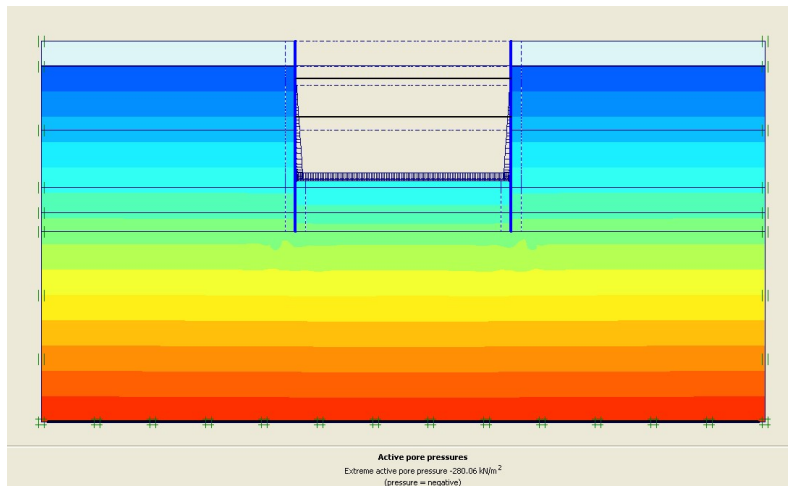
Παραμορφωμένος κώνναβος



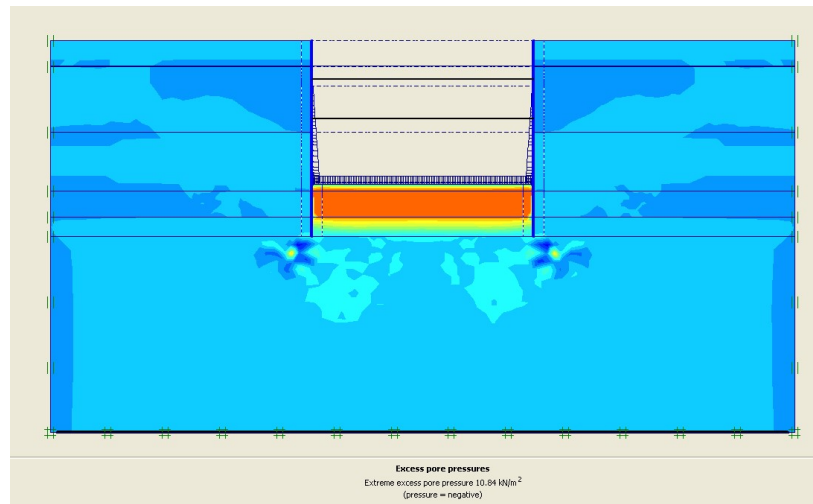
Μέσες ενεργές τάσεις



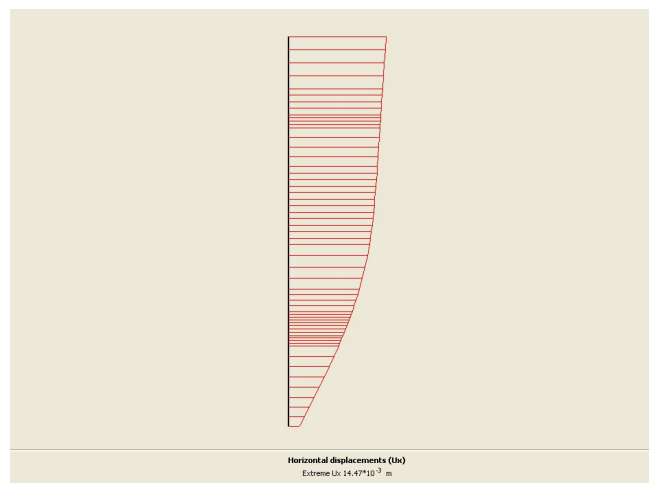
Υδροστατικές πιέσεις



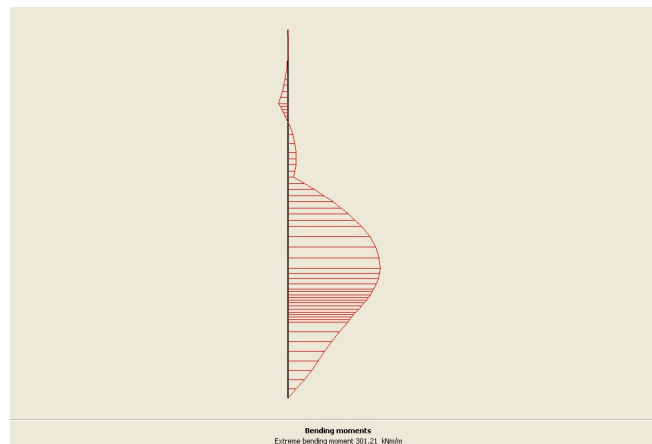
Υπερπιέσεις



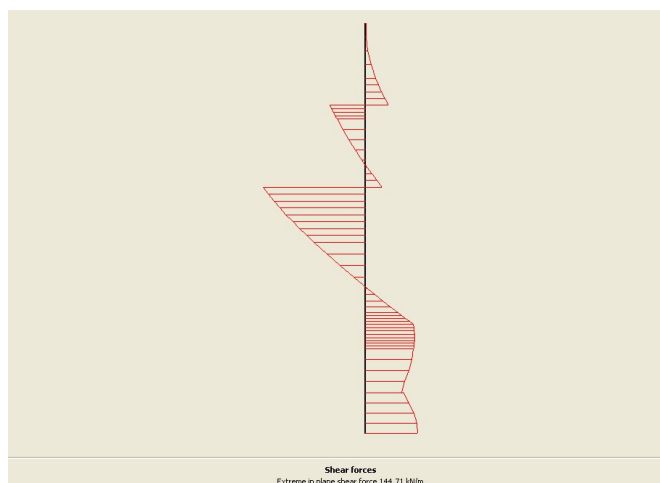
Οριζόντιες μετακινήσεις διαφραγματικού τοίχου



Καμπτικές ροπές



Τέμνουσες δυνάμεις



Πίνακας 22 Δυνάμεις αντηρίδων – περίπτωση βελτιωμένου εδάφους

Στάδιο	Δύναμη αντηρίδας πρώτης σειράς (kN)	Δύναμη αντηρίδας δεύτερης σειράς (kN)
1. Κατασκευή διαφραγματικών τοίχων	-	-
2. 1ο στάδιο εκσκαφής	-	-
3. 2ο στάδιο εκσκαφής	-	-
4. Τοποθέτηση αντηρίδας πρώτης σειράς	-	-
5. Ανάλυση στερεοποίησης	15.5 (εφελκυστική)	-
6. 3ο στάδιο εκσκαφής	131.7	-
7. Τοποθέτηση αντηρίδας δεύτερης σειράς	131.2	-
8. Ανάλυση στερεοποίησης	<b>84.3</b>	165.5
9. Τελικό στάδιο εκσκαφής	82.6	168.0
10. Ανάλυση στερεοποίησης	73.2	<b>185.8</b>

Πίνακας 23 Οριζόντιες μετακινήσεις διαφραγματικού τοίχου –  
περίπτωση βελτιωμένου εδάφους

Στάδιο	Οριζόντιες μετακινήσεις διαφραγματικού τοίχου (cm)
1. Κατασκευή διαφραγματικών τοίχων	-
2. 1ο στάδιο εκσκαφής	0.8
3. 2ο στάδιο εκσκαφής	1.6
4. Τοποθέτηση αντηρίδας πρώτης σειράς	1.6
5. Ανάλυση στερεοποίησης	1.7
6. 3ο στάδιο εκσκαφής	1.4
7. Τοποθέτηση αντηρίδας δεύτερης σειράς	1.4
8. Ανάλυση στερεοποίησης	1.4
9. Τελικό στάδιο εκσκαφής	1.4
10. Ανάλυση στερεοποίησης	1.4

Πίνακας 24 Καμπτικές ροπές διαφραγματικού τοίχου – περίπτωση βελτιωμένου εδάφους

Στάδιο	Καμπτικές ροπές (kNm)
1. Κατασκευή διαφραγματικών τοίχων	-
2. 1ο στάδιο εκσκαφής	38
3. 2ο στάδιο εκσκαφής	55
4. Τοποθέτηση αντηρίδας πρώτης σειράς	55
5. Ανάλυση στερεοποίησης	150
6. 3ο στάδιο εκσκαφής	188
7. Τοποθέτηση αντηρίδας δεύτερης σειράς	186
8. Ανάλυση στερεοποίησης	<b>305</b>
9. Τελικό στάδιο εκσκαφής	301
10. Ανάλυση στερεοποίησης	300



Πίνακας 25 Τέμνουσες δυνάμεις – περίπτωση βελτιωμένου εδάφους

Στάδιο	Τέμνουσες δυνάμεις (kN)
1. Κατασκευή διαφραγματικών τοίχων	-
2. 1ο στάδιο εκσκαφής	19
3. 2ο στάδιο εκσκαφής	35
4. Τοποθέτηση αντηρίδας πρώτης σειράς	35
5. Ανάλυση στερεοποίησης	52
6. 3ο στάδιο εκσκαφής	99
7. Τοποθέτηση αντηρίδας δεύτερης σειράς	98
8. Ανάλυση στερεοποίησης	144
9. Τελικό στάδιο εκσκαφής	145
10. Ανάλυση στερεοποίησης	<b>152</b>



## 5 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΙ ΚΟΣΤΟΣ

---

### 5.1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΟΠΛΙΣΜΩΝ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΩΝ ΤΟΙΧΩΝ

Για τον υπολογισμό των οπλισμών των διαφραγματικών τοίχων, θεωρείται τυπική λωρίδα μήκους 1.0 m και πάχους 0.8 m.

- Περίπτωση χωρίς βελτίωση εδάφους

Υλικά C25/30 , B500C,  $f_{cd} = 16.67$  Mpa,  $f_{yd} = 435$  Mpa,  $\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 26.09$

#### Κάμψη

Ροπή σχεδιασμού:  $M_{sd} = 1.5 \cdot 420 = 630$  kNm

Διατομή 80/100

Θεωρείται επικάλυψη 60 mm, άρα  $d = 800 - 2 \cdot 60 = 680$  mm

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{630}{1 \cdot 0.68^2 \cdot 16.67 \cdot 1000} = 0.081 \text{ άρα } \omega = 0.086$$

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.086 \cdot 100 \cdot 68 / 26.09 = 22.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{1}{2} \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot d \cdot b = \frac{1}{2} \frac{2.60}{4.35} \cdot 68 \cdot 100 = 0.0029 \cdot 6800 = 19.72 \text{ cm}^2$$

Τίθεται οπλισμός προς την εκσκαφή  $\Phi 20/13$  ( $25.12 \text{ cm}^2$ ). Στην παρειά προς τις γαίες τίθεται ο ελάχιστος οπλισμός, δηλαδή  $\Phi 20/15$  ( $21.98 \text{ cm}^2$ ).

#### Διάτμηση

Τέμνουσα για την οποία δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης

$$\rho_l = \frac{25.12}{100 \cdot 68} = 0.00369$$

$$V_{cd} = c_{Rdck} (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d = 0.12 \cdot 1.54 \cdot (100 \cdot 0.00369 \cdot 25)^{1/3} \cdot 680 \cdot 740 = 192 \text{ Kn}$$

Η μέγιστη τέμνουσα δύναμη στον διαφραγματικό τοίχο είναι 172 kN. Επομένως τοποθετείται ο ελάχιστος οπλισμός διάτμησης.

$$\rho_{w,\min} = (0.08f_{ck})^{1/2}/f_{yk} = 0.008$$

$A_{sw,\min}/s = \rho_{w,\min}b_w = 0.008 \cdot 680 = 5.44 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Τοποθετούνται δίμητροι συνδετήρες  $\Phi 8/25$ .

- Περίπτωση με βελτίωση εδάφους

Υλικά C25/30 , B500C,  $f_{cd} = 16.67 \text{ Mpa}$ ,  $f_{yd} = 435 \text{ Mpa}$ ,  $\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 26.09$

### Κάμψη

Ροπή σχεδιασμού:  $M_{sd} = 1.5 \cdot 305 = 458 \text{ kNm}$

Διατομή 80/100

Θεωρείται επικάλυψη 60 mm, άρα  $d = 800 - 2 \cdot 60 = 680 \text{ mm}$

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{458}{1 \cdot 0.68^2 \cdot 16.67 \cdot 1000} = 0.059 \text{ άρα } \omega = 0.061$$

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.061 \cdot 100 \cdot 68 / 26.09 = 15.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = \frac{1}{2} \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot d \cdot b = \frac{1}{2} \frac{2.60}{4.35} \cdot 68 \cdot 100 = 0.0029 \cdot 6800 = 19.72 \text{ cm}^2$$

Τίθεται ελάχιστος οπλισμός προς την εκσκαφή και στην παρειά προς τις γαίες  $\Phi 20/15$  ( $21.98 \text{ cm}^2$ ).

### Διάτμηση

Τέμνουσα για την οποία δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης

$$\rho_l = \frac{25.12}{100 \cdot 68} = 0.00369$$

$$V_{cd} = c_{Rdck}(100\rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d = 0.12 \cdot 1.54 \cdot (100 \cdot 0.00369 \cdot 25)^{1/3} \cdot 680 \cdot 740 = 192 \text{ Kn}$$

Η μέγιστη τέμνουσα δύναμη στον διαφραγματικό τοίχο είναι 152 kN. Επομένως τοποθετείται ο ελάχιστος οπλισμός διάτμησης.

$$\rho_{w,\min} = (0.08f_{ck})^{1/2}/f_{yk} = 0.008$$

$A_{sw,\min}/s = \rho_{w,\min}b_w = 0.008 \cdot 680 = 5.44 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Τοποθετούνται δίμητοι συνδετήρες  $\Phi 8/25$ .

Τέλος, θα πρέπει να σημειωθεί πως δεν υπολογίζονται διαφορετικές διατομές αντηρίδων, διότι γίνεται η υπόθεση πως κατόπιν της καθαίρεσής τους και της κατασκευής του κτιρίου, θα χρησιμοποιηθούν σε περιοχές όπου η αντιστήριξη θα έχει μόνιμη λειτουργία.

## 5.2 ΚΟΣΤΟΛΟΓΗΣΗ

Σε αυτό το σημείο, στόχος είναι να γίνει μια αδρή εκτίμηση της διαφοράς του κόστους μεταξύ των δύο λύσεων.

Πίνακας 26 Κόστος ανά λωρίδα 1 m – περίπτωση μη βελτιωμένου εδάφους

	Ποσότητα / λωρίδα μήκους 1 m	Τιμή μονάδας	Κόστος (€)
Σκυρόδεμα (m <sup>3</sup> )	12,8	65 (€/m <sup>3</sup> )	832
Χάλυβας (kg)	658,7	1 (€/kg)	658,7
	Σύνολο		1490,7

Πίνακας 27 Κόστος ανά λωρίδα 1 m – περίπτωση βελτιωμένου εδάφους

	Ποσότητα / λωρίδα μήκους 1 m	Τιμή μονάδας	Κόστος (€)
Σκυρόδεμα (m <sup>3</sup> )	12	65 (€/m <sup>3</sup> )	780
Χάλυβας (kg)	582,2	1 (€/kg)	582,3
Χαλικοπάσσαλοι (m)	20	20 (€/m)	400
	Σύνολο		1762,3

Ο κάναβος των χαλικοπάσσαλων που έχει επιλεγθεί είναι 2 x 2 m. Θεωρούμε ότι κατασκευάζονται 4 σειρές παράλληλα στον διαφραγματικό τοίχο. Άρα σε μία τυπική λωρίδα ενός μέτρου ισοδύναμα υπάρχουν 2 χαλικοπάσσαλοι μήκους 10 m.

Συμπερασματικά, το κόστος αυξάνεται περίπου κατά 15% ή κατά 270 € ανά τρέχον μέτρο.

## 6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

---

Μετά το πέρας των ανωτέρω σταδίων για τον σχεδιασμό του Υδροηλεκτρικού Σταθμού, προέκυψαν ορισμένα χρήσιμα συμπεράσματα τα οποία είναι τα ακόλουθα :

- Η δοκιμή στατικής πενετρομέτρησης είναι πράγματι πολύ ακριβής για την διερεύνηση της στρωματογραφίας του υπεδάφους. Αυτό εξακριβώνεται και στην εφαρμογή της εν λόγω επιτόπου δοκιμής στο πεδίο κατασκευής του Υδροηλεκτρικού Σταθμού, αφού από τα εδαφικά προφίλ παρατηρείται ότι ο κώνος έχει την δυνατότητα να εντοπίσει πολύ λεπτές εδαφικές στρώσεις.
- Το μέγεθος της αποκτούμενης πληροφορίας είναι τέτοιο, που ενδεχομένως σε ορισμένες περιπτώσεις να υπερβαίνει τα απαραίτητα στοιχεία για ένα έργο Πολιτικού Μηχανικού.
- Στο συγκεκριμένο έργο, διαπιστώθηκαν πολλαπλές εναλλαγές στις εδαφικές στρώσεις. Ωστόσο, θεωρήθηκε μια τυπική στρωματογραφία διότι είναι απαραίτητη για τον σχεδιασμό των διαφραγματικών τοίχων.
- Σε περιοχές όπου το έδαφος δεν είναι καθαρή άμμος ή άργιλος, όπως στην δεδομένη περίπτωση, η εκτίμηση των παραμέτρων διατμητικής αντοχής και συμπίεστότητας μπορεί να αποβεί δυσχερής. Θεωρείται, λοιπόν, προτιμότερος ο συνδυασμός επιτόπου και εργαστηριακών δοκιμών για την διασφάλιση εξαγωγής ακριβέστερων συμπερασμάτων.
- Οι αναλύσεις στον κώδικα Πεπερασμένων Στοιχείων Plaxis 2D έγιναν για δύο διαφορετικές εκδοχές, που είναι οι εξής : (α) έδαφος στην υπάρχουσα κατάσταση (β) έδαφος κατόπιν βελτιώσεως / ενισχύσεως του με χαλικοπάσσαλους όπου θεωρήθηκε ένα ισοδύναμο έδαφος. Έχοντας την απαίτηση ίδιων μετακινήσεων στις δύο περιπτώσεις, τα εντατικά μεγέθη των διαφραγματικών τοίχων και των αντηρίδων στην περίπτωση (β) προέκυψαν μικρότερα, ενώ το ύψος του διαφραγματικού τοίχου μειώθηκε κατά 1 m.
- Κατόπιν σύντομων υπολογισμών κόστους στις δύο προαναφερθείσες περιπτώσεις προέκυψε αύξηση του κόστους στην δεύτερη περίπτωση της τάξης του 15%.
- Επιπλέον, παρόλο που δεν έγιναν αναλύσεις σε άλλες θέσεις του έργου όπου οι διαφραγματικοί τοίχοι θα έχουν μόνιμη λειτουργία, θα πρέπει να

συνυπολογιστεί πως με την βελτίωση / ενίσχυση του υπεδάφους με χαλικοπάσσαλους αντιμετωπίζεται το πρόβλημα της ανομοιομορφίας στην στρωματογραφία και εξασφαλίζεται καλύτερη απόκριση του εδάφους σε σεισμική δόνηση.



## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

---

- Anagnostopoulos, A., Koukis, G., Sabatakakis, N. & Tsiambaos, G., 2003. Empirical correlations of soil parameters based on Cone Penetration Tests (CPT) for Greek soils. *Geotechnical and Geological Engineering*, pp. 377-386.
- ASTM, D.-9., 1997. *Standard Test Method for Deep, Quasi – Static, Cone and Penetration Tests of Soil*. West Conshohocken: ASTM International.
- Ausilio, E. & Conte, E., 2007. Soil compaction by vibro-replacement: A case study. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers Ground Improvement*, pp. 117-126.
- Basu, D. & Prezzi, M., 2009. Design of prefabricated vertical drains considering soil. *Geosynthetics International*, pp. 147-157.
- Bowles, J., 1996. *Foundation Analysis and Design*. 5η επιμ. s.l.:McGraw-Hill.
- Brinkgreve, R., 2002. *PLAXIS 2D - Version 8*. Netherlands: A.A. BALKEMA PUBLISHERS.
- Croce, P., Flora, A. & Modoni, G., 2014. *Jet Grouting Technology, Design and Control*. Boca Raton: Taylor & Francis Group.
- Gouw, T., 2014. Common Mistakes on the Application on Plaxis 2D in Analyzing Excavation Problems. *International Journal of Applied Engineering Research*, pp. 8291-8311.
- Holtrigter, M., Thorp, A. & Hoskin, P. W. O., 2014. *The effect of sleeve diameter on fs measurements*. Las Vegas, 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing.
- Hunt, R., 1985. *Geotechnical Engineering Analysis and Evaluation*. New York: McGraw Hill Book Company.
- Idriss, I. & Boulanger, R., 2006. Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, pp. 115-130.
- Jamiolkowski, M., Presti, D. L. & M., M., 2003. *Evaluation of Relative Density and Shear Strength of Sands from CPT and DMT*. s.l., Geotechnical Special Publication.
- Keller, 2017. *Keller Websites Worldwide*. [Ηλεκτρονικό]  
Available at: <http://www.kellerholding.com/deep-vibro-techniques.html>  
[Πρόσβαση 29 January 2017].
- Kitazume, M. & Terashi, M., 2013. *The deep mixing method*. London: Taylor & Francis Group.
- Kulhawy, F. & Mayne, P., 1990. *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*, New York: Electric Power Research Institute (EPRI).
- Kun Li, D., Juang, C. & Andrus, R., 2006. LIQUEFACTION POTENTIAL INDEX: A CRITICAL ASSESSMENT USING PROBABILITY CONCEPT. *Journal of GeoEngineering*, pp. 11-24.
- Lunne, T., 2012. The Fourth James K. Mitchell Lecture: The CPT in offshore soil investigations - a historic perspective. *Geomechanics and Geoengineering*, pp. 75-101.
- Lunne, T., Robertson, P. & Powell, J., 1997. *Cone penetration testing in geotechnical practice*. New York: Blackie Academic.

- Massarch & K.R., 1991. Deep soil compaction using vibratory probes. Στο: *Deep Foundation Improvements: Design, Construction, and Testing*. Philadelphia: ASTM Special Technical Publication STP 1089, pp. 297-319.
- Mayne, P., 2007. *Cone Penetration Testing State-of-Practice*, s.l.: s.n.
- Mayne, P. & Holtz, R., 1988. Profiling stress history from piezocone soundings. *Soils and foundations*, pp. 16-28.
- Powell, J. & Lunne, T., 2005. Use of CPTU data in clays/fine graded soils. *Studia Geotechnica et Mechanica*, pp. 29-66.
- Priebe, H., 1995. *The Design of vibro replacement*, Rhein: GeTec Ingenieurgesellschaft.
- Robertson, P., 1990. Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 151-158.
- Robertson, P., 2010. *Soil behaviour type from the CPT: an update*. Huntington Beach, CA, USA, 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing.
- Robertson, P. & Campanella, R., 1983. Interpretation of cone penetration tests. Part I : Sands. *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 718-733.
- Robertson, P. & Wride, C., 1998. Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 442-459.
- Robertson, P. & Wride, C., 1998. Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 442-459.
- Sanglerat, 1972. s.l.:Elsevier.
- Schaefer, V. και συν., 1997. *Ground improvement, ground reinforcement, ground treatment, developments 1987-1997*. Logan, Utah: ASCE.
- Schneider, J., Randolph, M., Mayne, P. & Ramsey, N., 2008. Analysis of Factors Influencing Soil Classification Using Normalized Piezocone Tip Resistance and Pore Pressure Parameters. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, pp. 1569-1586.
- TFS Total Foundation Solutions, 2016. *TFS Total Foundation Solutions*. [Ηλεκτρονικό]  
Available at: <http://totalfoundations.com/process-equipment/jet-grouting/>  
[Πρόσβαση 29 January 2017].
- U.S. Department of Transportation, 2000. *An Introduction to the Deep Soil Mixing methods as Used in Geotechnical Applications*. s.l.:s.n.
- Vibro Menard, 2017. *Vibro Menard*. [Ηλεκτρονικό]  
Available at: <http://www.vibromenard.co.uk/techniques/dynamic-compaction>  
[Πρόσβαση 29 January 2017].
- Youd, T. L. & Idriss, I. M., 2001. LIQUEFACTION RESISTANCE OF SOILS: SUMMARY REPORT FROM THE 1996 NCEER AND 1998 NCEER/NSF WORKSHOPS ON EVALUATION OF LIQUEFACTION RESISTANCE OF SOILS. *JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING*, pp. 297-313.

**ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΔΟΚΙΜΩΝ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΠΕΝΕΤΡΟΜΕΤΡΗΣΗΣ ΓΙΑ ΤΟ  
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΩΝ ΤΟΙΧΩΝ**

Zsolt, R., 2012. Correlation of undrained shear strength and CPT resistance. *periodica polytechnica*, pp. 39-44.

Γεωργιάννου, Β., n.d. *Σημειώσεις Θεμελιώσεων*, s.l.: s.n.

Γκαζέτας, Γ., Μπουκοβάλας, Γ., Καββαδάς, Μ. & Γερόλυμος, Ν., 2009. *Υπολογιστική Γεωτεχνική*. Αθήνα: ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ.

ΕΛΟΤ ΤΠ1501-11-03-03-00, 2009. *Δονητική ανατικατάσταση εδαφών (Κατασκευή χαλικοπασσάλων)*. s.l.:ΕΦΗΜΕΡΙΣ ΤΗΣ ΚΥΒΕΡΝΗΣΕΩΣ.

Κωστόπουλος, Σ., 2005. *Πειραματική Γεωτεχνική Μηχανική*. Αθήνα: ΕΚΔΟΣΕΙΣ ΙΩΝ.