



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Μηχανικών Μεταλλείων Μεταλλουργών

ΔΠΜΣ: Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπογείων Έργων

**ΣΥΓΧΡΟΝΕΣ ΜΟΡΦΕΣ ΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗΡΙΩΝ ΓΙΑ ΤΟΝ
ΕΛΕΓΧΟ ΤΗΣ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ ΛΟΓΩ ΣΕΙΣΜΟΥ**

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Καραλής Νικόλαος

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ

Μπουκοβάλας Γεώργιος

Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Οκτώβριος 2010



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Μηχανικών Μεταλλείων Μεταλλουργών

ΔΠΜΣ: Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπογείων Έργων

**ΣΥΓΧΡΟΝΕΣ ΜΟΡΦΕΣ ΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗΡΙΩΝ ΓΙΑ ΤΟΝ
ΕΛΕΓΧΟ ΤΗΣ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ ΛΟΓΩ ΣΕΙΣΜΟΥ**

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Καραλής Νικόλαος

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ

Μπουκοβάλας Γεώργιος

Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Τριμελής εξεταστική επιτροπή

Μπουκοβάλας Γεώργιος

Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Τσιαμπάος Γεώργιος

Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Παπαδόπουλος Βασίλειος

Επίκουρος Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Οκτώβριος 2010

Ευχαριστίες

Ευχαριστώ τον Καθηγητή Μπουκοβάλα Γεώργιο για την ανάθεση του θέματος της διπλωματικής εργασίας. Το θέμα ήταν η αφορμή για την εκμάθηση και κατανόηση του φαινομένου της ρευστοποίησης καθώς επίσης, για την αναζήτηση πληροφοριών σχετικών με τη βελτίωση του εδάφους με τη χρήση χαλικοπασσάλων και προκατασκευασμένων στραγγιστηρίων. Ακόμη, ευχαριστώ την Δημητριάδου Κική, Υποψήφια Διδάκτωρ, Πολιτικό Μηχανικό, για τη βοήθεια που προσέφερε κατά τη διάρκεια της εκπόνησης της εργασίας.

Περίληψη

Στην παρούσα εργασία γίνεται περιγραφή του φαινομένου της ρευστοποίησης και μια σύντομη ανασκόπηση της πρόσφατης διεθνούς βιβλιογραφίας πάνω σ' αυτό το θέμα. Συγκεκριμένα, παρουσιάζεται η εκτίμηση του δυναμικού της ρευστοποίησης το οποίο προκύπτει από εργαστηριακές ή υπαίθριες δοκιμές. Στη συνέχεια, γίνεται κριτική παρουσίαση δύο βασικών μεθόδων που χρησιμοποιούνται για τη βελτίωση του εδάφους: η κατασκευή χαλικοπασσάλων και η τοποθέτηση προκατασκευασμένων στραγγιστηρίων. Τέλος, γίνεται παραμετρική διαστασιολόγηση καννάβου χαλικοπασσάλων όπου παρουσιάζεται η επίδραση των χαρακτηριστικών του εδάφους και της δόνησης στο συντελεστή αντικατάστασης, ο οποίος εκφράζει την πυκνότητα του καννάβου των χαλικοπασσάλων.

Abstract

In the present work, a description of the liquefaction phenomenon and a review of the relevant literature are presented. Then, the two basic methods, which are used for soil improvement, and in the literature, are known as gravel drain construction and prefabricated drain installation, are critically discussed. Finally, a network of gravel drain construction is parametrically designed, where the soil and vibration parameters are correlated. It is shown that the soil and vibration parameters drastically influence the replacement ratio, describing the density of network of gravel drain.

Πίνακας Περιεχομένων

1	Εισαγωγή.....	1
2	Ρευστοποίηση λόγω σεισμού: Σύντομη ανασκόπηση	3
2.1	Ευαισθησία του εδάφους σε ρευστοποίηση.....	5
2.1.1	Ιστορικά κριτήρια.....	5
2.1.2	Γεωλογικά κριτήρια.....	6
2.1.3	Σύνθετα κριτήρια	6
2.1.4	Κριτήρια κατάστασης.....	7
2.2	Αξιολόγηση ρευστοποίησης	11
2.3	Προσδιορισμός της αντίστασης του εδάφους σε ρευστοποίηση <i>CRR</i>	14
2.3.1	Εργαστηριακές δοκιμές	14
2.3.2	Επιτόπου δοκιμές	18
2.3.3	Συντελεστής αναγωγής μεγέθους <i>MSF</i>	33
2.4	Δυναμικό ρευστοποίησης	34
2.4.1	Λόγος ανακυκλικών τάσεων <i>CSR</i>	35
2.4.2	Εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας	36
2.5	Συνέπειες – Έλεγχος της ρευστοποίησης	37
3	Βελτίωση εδάφους με χαλικοπασσάλους – στραγγιστήρια.....	43
3.1	Εισαγωγή	43
3.2	Μέθοδος κατασκευής	43
3.2.1	Μέθοδος με τροφοδοσία αδρανών στην κεφαλή της δονητικής στήλης.....	44
3.2.2	Μέθοδος με εσωτερική τροφοδοσία αδρανών από την αιχμή.....	46
3.2.3	Μέθοδος με έμπηξη κλειστού σωλήνα.....	48
3.2.4	Σύστημα “auger-casing”	49
3.3	Ανάλυση των χαλικοπασσάλων – στραγγιστηρίων	50

3.4	Διαστασιολόγηση.....	56
3.4.1	Υλικά πλήρωσης χαλικοπασσάλων	56
3.4.2	Προσδιορισμός των χαρακτηριστικών του εδάφους	57
3.4.3	Διαστασιολόγηση του συστήματος των πασσάλων.....	58
4	Βελτίωση με προκατασκευασμένα στραγγιστήρια.....	63
4.1	Εισαγωγή	63
4.2	Περιγραφή	64
4.3	Εγκατάσταση	67
4.4	Ιστορικά περιστατικά εφαρμογής “EQ-drains”	69
5	Παραμετρική διαστασιολόγηση καννάβου χαλικοπασσάλων	79
6	Συμπεράσματα	89
	Βιβλιογραφία.....	91

1

Εισαγωγή

Το αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας είναι η περιγραφή των δεικτών που χρησιμοποιούνται για την εκτίμηση του δυναμικού της ρευστοποίησης και των μεθόδων που χρησιμοποιούνται για τον έλεγχό της. Οι μέθοδοι αυτοί έχουν ως κύριο στόχο την ταχεία αποτόνωση της υπερπίεσης του νερού των πόρων που αναπτύσσεται λόγω της σεισμικής κίνησης. Οι μέθοδοι οι οποίες χρησιμοποιούνται περιλαμβάνουν την παραδοσιακή μέθοδο με την κατασκευή καννάβου χαλικοπασσάλων και την εγκατάσταση νέων μορφών στραγγιστηρίων, όπως είναι τα “EQ-drains” (Rathje et al., 2004; Chang et al., 2004) και τα στραγγιστήρια τύπου μεταλλικού πλέγματος (Harada et al., 2004; Harada et al., 2006).

Η διπλωματική εργασία αναπτύσσεται σε πέντε κεφάλαια. Στο Κεφάλαιο 2 γίνεται ανασκόπηση του φαινομένου της ρευστοποίησης, όπου περιγράφονται οι δείκτες οι οποίοι χαρακτηρίζουν την ευαισθησία στη ρευστοποίηση και το δυναμικό της ρευστοποίησης. Η ευαισθησία στη ρευστοποίηση περιγράφεται από κριτήρια όπως ιστορικά, γεωλογικά, σύνθετα και κριτήρια κατάστασης. Το δυναμικό της ρευστοποίησης είναι ο συντελεστής ασφαλείας του εδάφους, ο οποίος προσδιορίζεται ως συνάρτηση των χαρακτηριστικών του εδάφους και της κίνησης που προκαλείται λόγω του σεισμού.

Στο Κεφάλαιο 3 παρουσιάζεται η παραδοσιακή μέθοδος βελτίωσης του εδάφους με την κατασκευή χαλικοπασσάλων. Αναφέρονται οι τέσσερις βασικοί τρόποι εγκατάστασης και αναλύεται ο τρόπος λειτουργίας του χαλικοπασσάλου ως στραγγιστήριο. Τα στοιχεία τα οποία λαμβάνονται από την ανάλυση, σε συνδυασμό με την εκτίμηση του δυναμικού της ρευστοποίησης, χρησιμοποιούνται για τη διαστασιολόγηση ενός καννάβου χαλικοπασσάλων.

Στο Κεφάλαιο 4 αναφέρονται δύο νέες μορφές προκατασκευασμένων κατακόρυφων στραγγιστηρίων, τα στραγγιστήρια “EQ-drains” και τα στραγγιστήρια τύπου μεταλλικού

πλέγματος. Από τις μεθόδους αυτές αναφέρονται ορισμένες περιπτώσεις εφαρμογής των στραγγιστηρίων “EQ-drains”.

Στο Κεφάλαιο 5 γίνεται μια παραμετρική διαστασιολόγηση ενός καννάβου χαλικοπασσάλων για συγκεκριμένες τιμές της σεισμικής επιτάχυνσης και του αριθμού N_{SPT} . Από την ανάλυση προκύπτουν τα διαγράμματα τα οποία περιγράφουν τη σχέση μεταξύ του αριθμού N_{SPT} σαν συνάρτηση του συντελεστή αντικατάστασης και του ποσοστού των λεπτόκοκκων FC .

Στο Κεφάλαιο 6 συνοψίζονται τα κύρια συμπεράσματα που προκύπτουν από τη σύγκριση της μεθόδου των χαλικοπασσάλων με τα προκατασκευασμένα κατακόρυφα στραγγιστήρια.

2

Ρευστοποίηση λόγω σεισμού: Σύντομη ανασκόπηση

Ο όρος ρευστοποίηση επινοήθηκε από τους Mogami and Kubo (1953), και έχει χρησιμοποιηθεί στο παρελθόν σε συνδυασμό με ποικίλα φαινόμενα που περιλαμβάνουν παραμορφώσεις, εξ' αιτίας μιας προσωρινής ή επαναλαμβανόμενης διαταραχής σε κορεσμένα μη συνεκτικά εδάφη υπό αστράγγιστες συνθήκες.

Το φαινόμενο της ρευστοποίησης μπορεί να εκδηλωθεί κυρίως σε αμμώδη εδάφη με ή χωρίς κάποιο ποσοστό ιλύος. Στα γραφήματα του Σχήματος 2-1 παρουσιάζεται η περιοχή A , στην οποία υπάρχει μεγάλη πιθανότητα να εκδηλωθεί το φαινόμενο της ρευστοποίησης και η επέκτασή της προς τις περιοχές B_f και B_c , όπου η πιθανότητα είναι μικρότερη.

Όταν ο συντελεστής ομοιομορφίας είναι $C_u < 3.5$, η έκταση της περιοχής A είναι μικρή, ενώ όταν $C_u > 3.5$ η έκταση της περιοχής A είναι μεγαλύτερη. Ο συντελεστής ομοιομορφίας περιγράφεται από τη σχέση $C_u = D_{60} / D_{10}$, όπου D_{60} είναι η διάμετρος από την οποία διέρχεται το 60% του υλικού, και D_{10} η διάμετρος από την οποία διέρχεται το 10%.

Εκτός από την κοκκομετρική διαβάθμιση, ένα άλλο στοιχείο το οποίο απαιτείται για την εκδήλωση της ρευστοποίησης είναι η ύπαρξη νερού. Σε ένα εδαφικό στοιχείο μεταξύ των κόκκων αναπτύσσονται η ενεργός τάση σ' και η πίεση των πόρων του νερού u (Σχήμα 2-2). Η ενεργός τάση σ' προσδιορίζεται από την εξίσωση του Terzaghi:

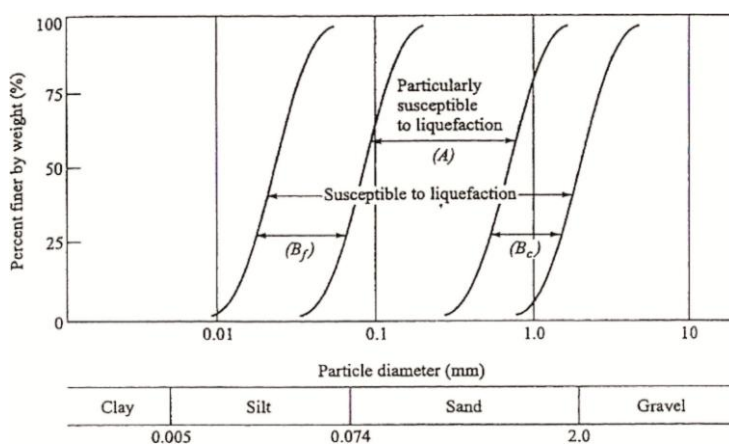
$$\sigma' = \sigma - u \quad (2.1)$$

όπου σ είναι η ολική τάση η οποία ενεργεί στο εδαφικό στοιχείο.

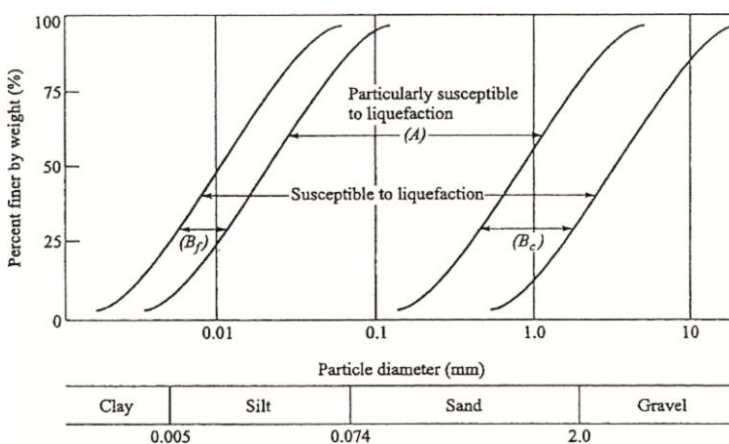
Κατά την ανακυκλιζόμενη διατμητική φόρτιση παρατηρείται ογκομετρική παραμόρφωση και υπερπίεση του νερού των πόρων. Στα χαλαρά κορεσμένα αμμώδη εδάφη (καθαρά ή

με κάποιο ποσοστό ιλύος), υπό αστράγγιστες συνθήκες, προκαλείται ανάπτυξη και συσσώρευση των υδατικών υπερπίεσεων. Λόγω του μεγέθους των διατμητικών παραμορφώσεων και του αριθμού των κύκλων φόρτισης, ενδέχεται οι ενεργές τάσεις να μηδενιστούν, δηλαδή,

$$\sigma' = \sigma - u = 0. \quad (2.2)$$



(α)



(β)

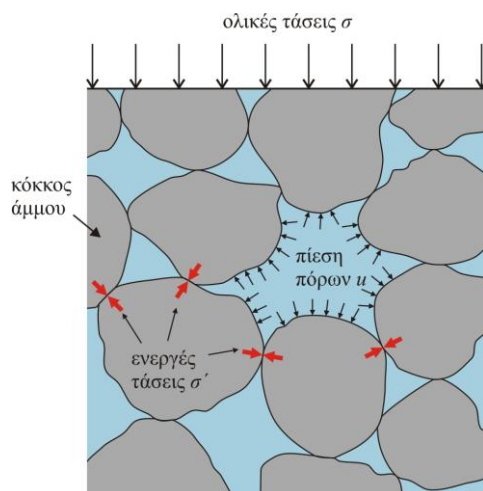
Σχήμα 2-1 (α) Άμμος με μικρό συντελεστή ομοιομορφίας $C_u < 3.5$ (β) Άμμος με συντελεστή ομοιομορφίας $C_u > 3.5$

Η διατμητική αντοχή του εδάφους εκτιμάται από το κριτήριο αστοχίας του Coulomb,

$$\tau = \sigma' \tan \phi + c. \quad (2.3)$$

Στην παραπάνω εξίσωση, η συνοχή c περιγράφει έναν τύπο σύνδεσης μεταξύ των κόκκων και για αμμώδη εδάφη είναι μηδενική. Κατά τη διάρκεια της ρευστοποίησης, όπου οι ενεργές τάσεις σ' μηδενίζονται, δεν υπάρχουν επιφάνειες επαφής μεταξύ των

κόκκων. Συνεπώς, μπορεί να αναπτυχθεί ολίσθηση στα σημεία επαφής, όταν υποβληθούν σε οποιοδήποτε μέγεθος διατμητικής τάσης. Όταν οι κόκκοι είναι συγκολλημένοι, η ολίσθηση αυτή αναπτύσσεται πιο δύσκολα.



Σχήμα 2-2 Φυσική σημασία των ενεργών τάσεων

Η υπερπίεση του νερού των πόρων αναπτύσσεται όταν το χαλαρό υλικό πλήρωσης άμμου κορεσμένο με νερό, υποβληθεί σε διάτμηση υπό αστράγγιστες συνθήκες. Η άμμος προσπαθεί να διατηρήσει τον όγκο της ωθώντας προς τα έξω το νερό των πόρων, όμως η κλειστή αποστράγγιση δεν το επιτρέπει. Έτσι, ο όγκος της άμμου παραμένει σταθερός, και η πίεση του νερού των πόρων αυξάνεται.

2.1 Ευαισθησία του εδάφους σε ρευστοποίηση

Το πρώτο βήμα για την εκτίμηση των κινδύνων από ρευστοποίηση του εδάφους είναι η εκτίμηση της ευαισθησίας του σε ρευστοποίηση. Για τα εδάφη τα οποία δεν είναι ευαίσθητα σε ρευστοποίηση, θεωρούμε ότι δεν υπάρχει κίνδυνος να ρευστοποιηθούν. Για τα ρευστοποιήσιμα εδάφη η εκτίμηση της ευαισθησίας τους γίνεται με κριτήρια όπως, ιστορικά, γεωλογικά, σύνθετα και κριτήρια κατάστασης.

2.1.1 Ιστορικά κριτήρια

Από μετασεισμικές έρευνες στο πεδίο, έχει διαπιστωθεί ότι το φαινόμενο της ρευστοποίησης εμφανίζεται συνήθως στις ίδιες περιοχές, όταν οι συνθήκες του εδάφους και του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα έχουν παραμείνει αμετάβλητες (Youd, 1984a). Συνεπώς, το ιστορικό των ρευστοποιήσεων μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την εκτίμηση της πιθανότητας να συμβεί ρευστοποίηση του εδάφους σε μια συγκεκριμένη περιοχή, από κάποιο μελλοντικό σεισμό.

Από μεταγενέστερες σεισμικές έρευνες στο πεδίο, έχει παρατηρηθεί ότι η επίδραση της ρευστοποίησης ιστορικά περιορίζεται σε μία ζώνη συγκεκριμένης απόστασης από τη σεισμική εστία. Ωστόσο, η απόσταση αυτή αυξάνεται με την αύξηση του μεγέθους της σεισμικής δόνησης.

2.1.2 Γεωλογικά κριτήρια

Οι εδαφικές αποθέσεις, οι οποίες είναι ευαίσθητες σε ρευστοποίηση, διαμορφώνονται μέσα σε ένα σχετικά στενό εύρος γεωλογικών συνθηκών (Youd, 1991). Οι συνθήκες οι οποίες συμβάλουν στην ευαισθησία του εδάφους στη ρευστοποίηση, σύμφωνα με τους Youd and Hoose (1977), είναι το περιβάλλον ιζηματογένεσης, οι υδρολογικές συνθήκες και η ηλικία του στρώματος του εδάφους.

Η γεωλογική διαδικασία κατά την οποία τα εδάφη κατατάσσονται σε ομοιόμορφο μέγεθος κόκκων, διανέμονται και αποθέτονται σε χαλαρή κατάσταση, παράγει εδαφικές αποθέσεις, όπως ποτάμιες ή αιολικές, με μεγάλη ευαισθησία στη ρευστοποίηση. Η ευαισθησία σε ρευστοποίηση αυτών των εδαφών εξαρτάται από την ηλικία και την ύπαρξη νερού. Η ευαισθησία σε ρευστοποίηση παλαιότερων εδαφικών αποθέσεων είναι γενικά μικρότερη από αυτήν των νεότερων.

Όταν οι εδαφικές αποθέσεις είναι κορεσμένες με νερό, είναι πιθανό να ρευστοποιηθούν. Συνεπώς, το βάθος του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα επιδρά σημαντικά στην εκδήλωση του φαινομένου. Όταν ο φρεάτιος ορίζοντας είναι σε μικρό βάθος η ευαισθησία είναι μεγαλύτερη.

2.1.3 Σύνθετα κριτήρια

Δεδομένου ότι προϋπόθεση για τη ρευστοποίηση είναι η ανάπτυξη της υπερπίεσης των πόρων, η ευαισθησία σε ρευστοποίηση επηρεάζεται από σύνθετα κριτήρια τα οποία επιδρούν στη συμπεριφορά της μεταβολής του όγκου του εδάφους. Τα κριτήρια αυτά συνδέονται με το μέγεθος, τη μορφή και τη διαβάθμιση των κόκκων. Τα καλά διαβαθμισμένα εδάφη είναι λιγότερο επιρρεπή σε σχέση με τα φτωχότερα. Στα καλά διαβαθμισμένα εδάφη, η πλήρωση των κενών μεταξύ των μεγάλων τεμαχίων από τα μικρότερα, συντελεί αφ' ενός μεν στη μικρή μεταβολή του όγκου υπό στραγγιζόμενες συνθήκες, και αφ' ετέρου δε στη χαμηλή υπερπίεση του νερού των πόρων σε αστραγγιστες συνθήκες. Επίσης, μπορεί να θεωρηθούν ευαίσθητα με σημαντική απώλεια αντοχής όταν ικανοποιούνται τα παρακάτω “κινέζικα” κριτήρια (Wang, 1979):

- το ποσοστό της αργίλου με σωματίδια μικρότερα από 0.005 mm να είναι μικρότερο από το 15% κατά βάρος,
- το όριο υδαρότητας LL να είναι μικρότερο του 35%,
- η φυσική υγρασία να είναι μεγαλύτερη του 90% του ορίου υδαρότητας και
- ο δείκτης ρευστότητας να είναι μικρότερος από 0.75.

Οι κόκκοι του εδάφους μπορεί να έχουν στρογγυλεμένη ή γωνιώδη μορφή. Εδάφη με στρογγυλεμένη μορφή κόκκων συμπυκνώνονται πιο εύκολα και συνεπώς παρουσιάζουν μεγαλύτερη ευαισθησία στη ρευστοποίηση. Τα στρογγυλεμένα σωματίδια απαντώνται συνήθως σε ποτάμιο και αλλουβιακό περιβάλλον, όπου συναντώνται χαλαρές αποθέσεις κορεσμένων εδαφών.

2.1.4 Κριτήρια κατάστασης

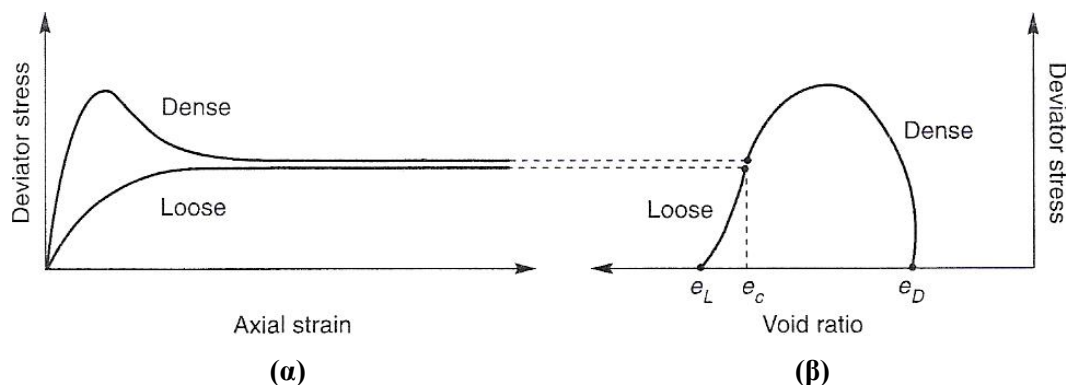
Ακόμη και αν το έδαφος πληρεί όλα τα κριτήρια που αφορούν την ευαισθησία σε ρευστοποίηση, δεν εξασφαλίζεται πάντοτε το ενδεχόμενο να συμβεί η ρευστοποίηση. Η ευαισθησία στη ρευστοποίηση εξαρτάται από την αρχική κατάσταση του εδάφους, όπως τα χαρακτηριστικά του τασικού πεδίου και την πυκνότητα κατά τη χρονική στιγμή του σεισμού. Τα χαρακτηριστικά αυτά επηρεάζονται άμεσα από την τάση που προκαλεί την ανάπτυξη της υπερπίεσης των πόρων. Η αρχική κατάσταση του εδάφους προσδιορίζεται από τον κρίσιμο λόγο των κενών e_c , την παραμόρφωση στη μόνιμη κατάσταση και την παράμετρο κατάστασης ψ .

Κρίσιμος Λόγος Κενών

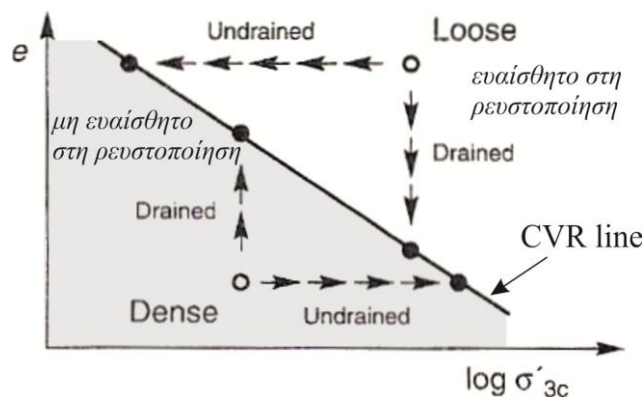
Ο Casagrande (1936) πραγματοποίησε τριαξονικές δοκιμές υπό αστράγγιστες συνθήκες και ελεγχόμενη παραμόρφωση σε αμμώδη δοκίμια μικρής και μεγάλης πυκνότητας. Από τα αποτελέσματα προέκυψε ότι σε μεγάλες παραμορφώσεις τα δοκίμια προσεγγίζουν την ίδια τιμή πυκνότητας (Σχήμα 2-3α) και συνεχίζοντας τη διάτμηση την ίδια τιμή διατμητικής αντίστασης (Σχήμα 2-3β). Ο λόγος των κενών που αντιστοιχεί στη σταθερή πυκνότητα καλείται *κρίσιμος λόγος κενών* e_c .

Ο Casagrande διαπίστωσε ότι ο *κρίσιμος λόγος κενών* σχετίζεται με την ενεργό πλευρική τάση σ'_{3c} και το γεωμετρικό τόπο των σημείων της σχέσης αυτής τον ονόμασε *καμπύλη κρίσιμου λόγου κενών CVR* (Σχήμα 2-4). Η καμπύλη *CVR* χρησιμεύει ως όριο μεταξύ των εδαφών με μικρή και μεγάλη πυκνότητα.

Ο Casgrande, επίσης υπέθεσε ότι σε δοκιμές με ελεγχόμενη παραμόρφωση και αστράγγιστες συνθήκες τα μικρής πυκνότητας δοκίμια παράγουν θετική υπερπίεση των πόρων (λόγω της συστολικής συμπεριφοράς), ενώ τα μεγάλης πυκνότητας δοκίμια αρνητική υπερπίεση των πόρων (λόγω της διαστολικής συμπεριφοράς). Η θετική ανάπτυξη της υπερπίεσης των πόρων μπορεί να χαρακτηρίσει ένα έδαφος ευαίσθητο στη ρευστοποίηση. Συνεπώς, η CVR μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως όριο της περιοχής όπου το έδαφος μπορεί να χαρακτηριστεί ως ευαίσθητο στη ρευστοποίηση (Σχήμα 2-4).



Σχήμα 2-3 Καμπύλες (α) αποκλίνουσας τάσης – αξονικής παραμόρφωσης, (β) αποκλίνουσας τάσης – λόγος κενού.



Σχήμα 2-4 Συμπεριφορά των δοκιμών υπό αστράγγιστες και μη συνθήκες σε σχέση με την ενεργό πλευρική τάση και το λόγο των κενών

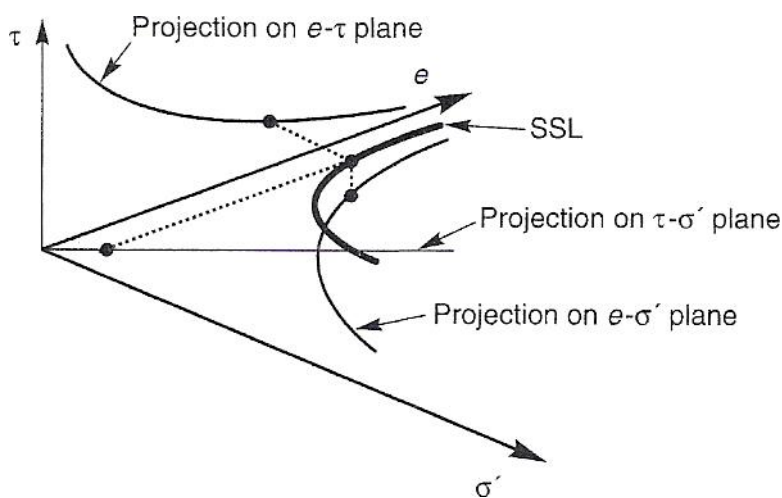
Μόνιμη Κατάσταση της Παραμόρφωσης

Από δοκιμές που πραγματοποίησε ο Castro (1969), σε μικρής πυκνότητας εδαφικά δοκίμια, παρατήρησε ότι εμφάνιζαν μέγιστη αντοχή σε αστράγγιστες συνθήκες με μικρή διατμητική παραμόρφωση, ενώ σε μεγάλες παραμορφώσεις υποχωρούσαν ρέοντας με

μεγάλο ρυθμό. Ο τύπος αυτής της συμπεριφορά ορίζεται ως *ρευστοποίηση*. Στην κατάσταση αυτή, η σχέση μεταξύ του *κρίσιμου λόγου των κενών* με τις ενεργές πλευρικές τάσεις γραφικά αποτυπώνεται παράλληλα στην καμπύλη *CVR*. Η κατάσταση στην οποία το έδαφος ρέει συνεχώς υπό σταθερή διατμητική τάση και σταθερή ενεργό πλευρική τάση σε σταθερό όγκο και με σταθερή ταχύτητα ονομάστηκε *παραμόρφωση στην κρίσιμη κατάσταση* (Castro and Poulos, 1977; Poulos, 1981).

Η ενεργός πλευρική τάση σε ένα εδαφικό στοιχείο στην *παραμόρφωση στη μόνιμη κατάσταση* θεωρείται ότι εξαρτάται μόνο από την πυκνότητά του.

Ο γεωμετρικός τόπος των σημείων μεταξύ του λόγου των κενών και της ενεργού πλευρικής τάσης στην *παραμόρφωση στη μόνιμη κατάσταση* ονομάζεται *γραμμή μόνιμης κατάστασης SSL*, και μπορεί να αποτυπωθεί ως τριδιάστατη καμπύλη σε χώρο $e - \sigma' - \tau$ (Σχήμα 2-5) ή $e - p' - q$, όπου $p' = (\sigma'_v + 2\sigma'_h) / 3$ είναι η μέση ενεργός τάση και $p = (\sigma'_v - \sigma'_h) / 2$ η αποκλίνουσα τάση. Η καμπύλη *CVR* απεικονίζεται ως προβολή της τριδιάστατης *SSL* στο επίπεδο $e - \sigma'_{3c}$ όταν η τ είναι σταθερή.



Σχήμα 2-5 Γραμμή παραμένουσας κατάστασης *SSL* στο χώρο $e - \sigma' - \tau$

Η καμπύλη *SSL* είναι χρήσιμη στον προσδιορισμό των συνθηκών εξ αιτίας των οποίων ένα έδαφος είναι ευαίσθητο στη ρευστοποίηση και στην εκτίμηση του δυναμικού της ρευστοποίησης. Το έδαφος του οποίου η κατάσταση αποτυπώνεται κάτω από την καμπύλη *SSL* δεν είναι ευαίσθητο στη ρευστοποίηση. Το έδαφος του οποίου η κατάσταση εκτείνεται πάνω από την καμπύλη *SSL* είναι ευαίσθητο στη ρευστοποίηση

μόνο όταν η στατική διατμητική τάση υπερβαίνει την αντοχή του εδάφους στη μόνιμη του κατάσταση.

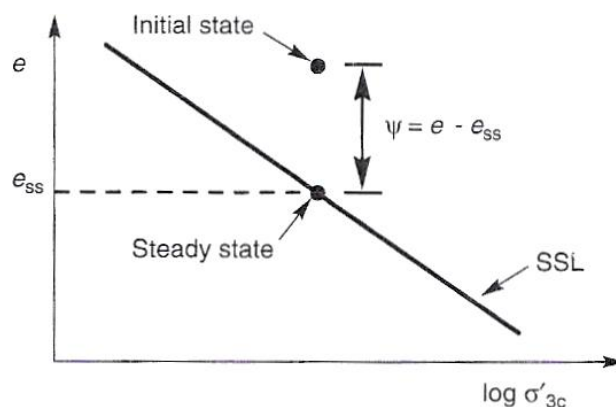
Παράμετρος Κατάστασης

Η φύση της *SSL* παρουσιάζει περιορισμένη δυνατότητα εφαρμογής του απόλυτου μέτρου της πυκνότητας (λόγος κενών και σχετική πυκνότητα) στο χαρακτηρισμό του δυναμικού ρευστοποίησης του εδάφους. Ένα εδαφικό στοιχείο με συγκεκριμένο λόγο κενών (συνεπώς με συγκεκριμένη πυκνότητα και σχετική πυκνότητα) μπορεί να είναι ευαίσθητο στη ρευστοποίηση υπό υψηλή ενεργό πλευρική τάση αλλά όχι υπό μικρή ενεργό πλευρική τάση (Σχήμα 2-4).

Τα εδάφη που βρίσκονται σε μία κατάσταση που απέχει την ίδια απόσταση από την γραμμή μόνιμης κατάστασης, πρέπει να έχουν παρόμοια συμπεριφορά. Συνεπώς, η παράμετρος κατάστασης (Been and Jeffries, 1985) μπορεί να προσδιοριστεί από την εξίσωση:

$$\psi = e - e_{ss} \quad (2.4)$$

όπου e_{ss} είναι ο λόγος των κενών στη γραμμή μόνιμης κατάστασης *SSL* (Σχήμα 2-6).



Σχήμα 2-6 Γραμμή παραμένουσας κατάστασης

Όταν η παράμετρος κατάστασης είναι θετική, το έδαφος παρουσιάζει συστολική συμπεριφορά και ενδέχεται να είναι ευαίσθητο στη ρευστοποίηση. Όταν είναι αρνητική, παρατηρείται διαστολική συμπεριφορά και το έδαφος δεν είναι ευαίσθητο στη ρευστοποίηση.

Η ακρίβεια με την οποία μπορεί να προσδιορισθεί η παράμετρος κατάστασης, σχετίζεται με την ακρίβεια από την οποία μπορεί να προσδιοριστεί η θέση της καμπύλης *SSL*. Η παράμετρος κατάστασης ψ , σχετίζεται με τη γωνία τριβής, τη γωνία διαστολής, την αντίσταση στη δοκιμή *CPT* (Been et al., 1986, 1987; Sladen, 1985) και με τα αποτελέσματα *DMT* (Konrad, 1988).

2.2 Αξιολόγηση ρευστοποίησης

Η εμφάνιση της ρευστοποίησης επηρεάζεται από διάφορους γεωτεχνικούς συντελεστές οι οποίοι κατατάσσονται σε τρεις κατηγορίες: (α) ιδιότητες του εδάφους, (β) γεωλογικές συνθήκες, και (γ) από τα χαρακτηριστικά της κίνησης του εδάφους. Οι ιδιότητες του εδάφους και οι γεωλογικές συνθήκες, τα οποία καλούνται χαρακτηριστικά του εδάφους, ελέγχουν την αντίσταση στη ρευστοποίηση *CRR* και τα χαρακτηριστικά της κίνησης του εδάφους ελέγχουν τις συνθήκες φόρτισης λόγω του σεισμού.

Η αντίσταση στη ρευστοποίηση ενός εδαφικού στοιχείου εξαρτάται από το πόσο κοντά είναι η αρχική κατάσταση του εδάφους στην κατάσταση αστοχίας και από τη φύση της φόρτισης που απαιτείται για να μετακινηθεί από την αρχική κατάσταση στην κατάσταση αστοχίας. Ο χαρακτηρισμός της αντίστασης της ρευστοποίησης αναπτύσσεται από τις μεθόδους που βασίζονται στα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών και τις μεθόδους που βασίζονται στις επιτόπου δοκιμές.

Τα βήματα με τα οποία μπορεί να γίνει πρόβλεψη της ρευστοποίησης και των συνεπειών της είναι:

- εκτίμηση του τασικού πεδίου πριν το σεισμό και της αντίστασης στη ρευστοποίηση,
- εκτίμηση των σεισμικών διατμητικών τάσεων,
- αξιολόγηση της ευαισθησίας στη ρευστοποίηση, της υπερπίεσης των πόρων του νερού και της παραμόρφωσης του εδάφους και
- αξιολόγηση των συνεπειών της ρευστοποίησης στη δομή του εδαφικού συστήματος όπως η μόνιμη παραμόρφωση.

Οι μέθοδοι οι οποίες έχουν προταθεί για την εκτίμηση της αντοχής του εδάφους σε ρευστοποίηση είναι:

- (1α) η ποιοτική αξιολόγηση της ευαισθησίας σε ρευστοποίηση με τη χρήση γεωλογικών πληροφοριών, όπως η γεωμορφολογική κατάταξη,
- (1β) η ποιοτική εκτίμηση της αντοχής σε ρευστοποίηση, η οποία βασίζεται σε υπαίθριες δοκιμές, όπως ακουστικές και γεωφυσικές έρευνες και
- (1γ) η άμεση αξιολόγηση της αντοχής σε ρευστοποίηση, η οποία βασίζεται σε εργαστηριακές δοκιμές σε αδιατάρακτα δείγματα.

Το εύρος και ο αριθμός των ανακυκλικών διατμητικών τάσεων (δυναμική συνιστώσα) είναι ενδεικτικά της σεισμικής διέγερσης. Οι μέθοδοι με τις οποίες αξιολογείται η δυναμική συνιστώσα της επιβαλλόμενης διατμητικής τάσης είναι:

- (2α) η εκτίμηση της επιβαλλόμενης διατμητικής τάσης από τη μέγιστη επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους, με τη χρήση εμπειρικών εξισώσεων,
- (2β) η ανάλυση της σεισμικής απόκρισης των ολικών τάσεων και
- (2γ) η ανάλυση της σεισμικής απόκρισης των ενεργών τάσεων.

Η μέθοδος (2α) χρησιμοποιείται κυρίως σε κανονισμούς, όπου η μέγιστη επιτάχυνση στην επιφάνεια είναι γνωστή. Οι μέθοδοι (2β) και (2γ) χρησιμοποιούνται σε περιπτώσεις όπου η σεισμική διέγερση ορίζεται στη βάση ενός εδαφικού σχηματισμού. Η διαφορά μεταξύ των μεθόδων (2β) και (2γ) προκύπτει από την εκτίμηση της υπερπίεσης του νερού των πόρων και του αποτελέσματος της αλλαγής των ιδιοτήτων του εδάφους.

Η αξιολόγηση της ευαισθησίας της ρευστοποίησης ταξινομείται στην:

- (3α) πρόβλεψη της ευαισθησίας στην εμφάνιση ρευστοποίησης και την
- (3β) πρόβλεψη της εμφάνισης της ρευστοποίησης.

Η μέθοδος (3α) εκτιμάται χρησιμοποιώντας μόνο τα χαρακτηριστικά του εδάφους τα οποία προσδιορίζονται στην (1α) ή (1β). Μπορούν να χρησιμοποιηθούν μόνο όταν είναι γνωστές οι γεωλογικές συνθήκες. Ο προσδιορισμός της ρευστοποίησης (3β) διεξάγεται από την αξιολόγηση των σταδίων (1) και (2). Στη μέθοδο (3β) η ευαισθησία στη ρευστοποίηση εκφράζεται από τον συντελεστή

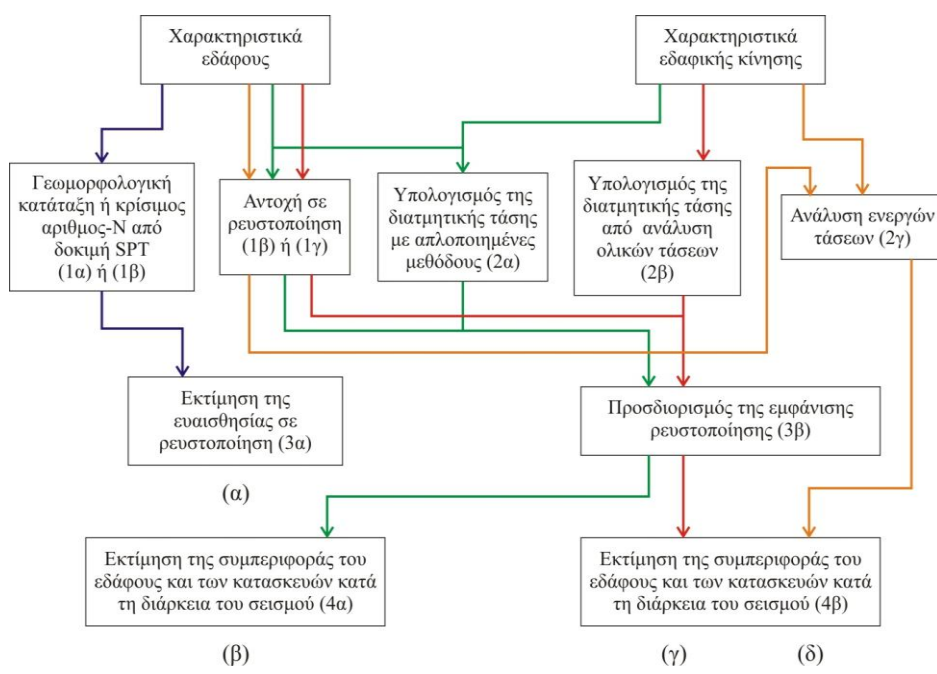
$$FS_L = \frac{R}{L} \quad (2.5)$$

όπου R είναι η αντίσταση στη ρευστοποίηση και προσδιορίζεται από τις μεθόδους (1β) ή (1γ) και L είναι ο λόγος των διατμητικών τάσεων κατά τη διάρκεια της ρευστοποίησης, ο

οποίος προσδιορίζεται από τις μεθόδους (2α) ή (2β). Ο λόγος FS_L ορίζεται με διάφορες μορφές, όπως ευαισθησία στη ρευστοποίηση, συντελεστής ασφαλείας έναντι στη ρευστοποίηση και συντελεστής αντίστασης στη ρευστοποίηση.

Οι μέθοδοι με τις οποίες γίνεται εκτίμηση των επιπτώσεων της ρευστοποίησης κατατάσσονται σε:

- (4α) απλοποιημένες μεθόδους οι οποίες δε χρησιμοποιούν αριθμητικές αναλύσεις,
- (4β) λεπτομερείς μεθόδους οι οποίες χρησιμοποιούν αριθμητικές αναλύσεις και
- (4γ) ειδικές μεθόδους όπως η δοκιμή με τη δονητική τράπεζα, υπαίθριες δοκιμές, κλπ.



Σχήμα 2-7 Τυπικό διάγραμμα ροής για την ανάλυση της εκτίμησης της ευαισθησίας της ρευστοποίησης

Στη μέθοδο (4α) η ανάπτυξη της υπερπίεσης των πόρων του νερού και της παραμόρφωσης του εδάφους, εκτιμώνται με τη χρήση του συντελεστή αντίστασης στη ρευστοποίηση από την απλοποιημένη μέθοδο που βασίζεται στις (1β) και (2α). Η ανάπτυξη της υπερπίεσης των πόρων του νερού και της παραμόρφωσης του εδάφους, η συμπεριφορά της αλληλεπίδρασης της εδαφικής δομής μπορεί να υπολογιστεί από αριθμητικές αναλύσεις στη μέθοδο (4β). Στο Σχήμα 2-7 δίνεται το διάγραμμα ροής σύμφωνα με το οποίο γίνεται ανάλυση της ευαισθησίας στη ρευστοποίησης.

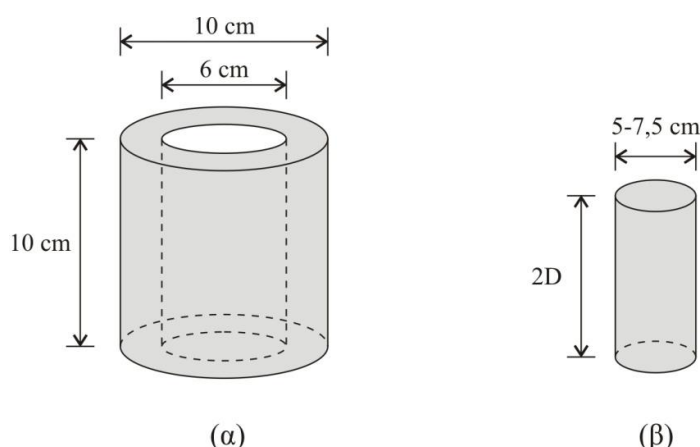
2.3 Προσδιορισμός της αντίστασης του εδάφους σε ρευστοποίηση *CRR*

Οι ιδιότητες του εδάφους που απαιτούνται για την εκτίμηση της ρευστοποίησης είναι οι γεωμορφολογικές και γεωλογικές συνθήκες (υδροφορία, τύπος του εδάφους, γεωλογική ηλικία), οι φυσικές ιδιότητες (ειδικό βάρος, μέσο μέγεθος κόκκων και το ποσοστό των λεπτόκοκκων), η αντοχή στη ρευστοποίηση και τα χαρακτηριστικά της δυναμικής παραμόρφωσης. Οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό αυτών των ιδιοτήτων και συνθηκών είναι η βιβλιογραφική έρευνα, η έρευνα πεδίου, οι εργαστηριακές και επιτόπιες δοκιμές.

Λόγω του ότι στις προκαταρκτικές μεθόδους απαιτούνται μόνο οι γεωμορφολογικές συνθήκες της περιοχής, το αποτέλεσμα μπορεί να είναι ανακριβές. Στις απλοποιημένες μεθόδους απαιτούνται συντελεστές, όπως η κατάταξη του εδάφους (μέσο μέγεθος κόκκων D_{50} και ποσοστό λεπτόκοκκων FC), το ειδικό βάρος του εδάφους, η υδροφορία, ο αριθμός N_{SPT} , η μέγιστη οριζόντια εδαφική επιτάχυνση και το μέγεθος του σεισμού. Στις πιο αναλυτικές μεθόδους είναι απαραίτητα τα δυναμικά χαρακτηριστικά του εδάφους, όπως το προφίλ της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων, ο λόγος των μέτρων διάτμησης και ο συντελεστής απόσβεσης.

2.3.1 Εργαστηριακές δοκιμές

Τα εδαφικά δοκίμια τα οποία συλλέγονται στερεοποιούνται κατάλληλα στο εργαστήριο, ώστε οι ενεργές τάσεις οι οποίες θα αναπτυχθούν να είναι όμοιες με εκείνες του πεδίου, και έπειτα υποβάλλονται σε δοκιμή η οποία προσομοιάζει τη σεισμική δόνηση.

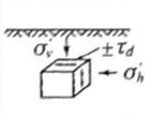
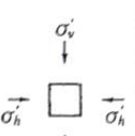
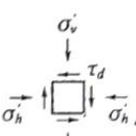
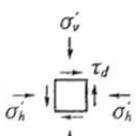
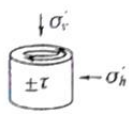
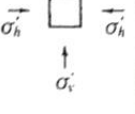
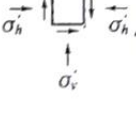
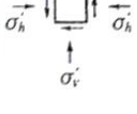
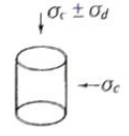
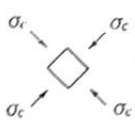
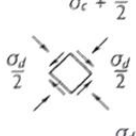
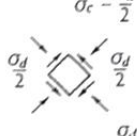


Σχήμα 2-8 (α) Δοκίμιο για ανακυκλική απλή διάτμηση (β) Δοκίμιο για τριαξονική δοκιμή

Οι δοκιμές οι οποίες γίνονται είναι η ανακυκλική απλή διάτμηση και η ανακυκλική τριαξονική δοκιμή. Στην ανακυκλική απλή διάτμηση, το δοκίμιο το οποίο

χρησιμοποιείται είναι κοίλο κυλινδρικό με εξωτερική διάμετρο 10 cm, εσωτερική διάμετρο 6 cm, και ύψος 10 cm, (Σχήμα 2-8α). Αυτό υποβάλλεται σε σταθερές κατακόρυφες και πλευρικές τάσεις σ'_v και σ'_h , για τις οποίες συνήθως ισχύει $\sigma'_v = \sigma'_h$. Στη συνέχεια υποβάλλεται σε ανακυκλικές στρεπτικές δυνάμεις ώστε να παραχθούν ανακυκλικές διατμητικές τάσεις τ στα οριζόντια επίπεδα του δοκιμίου (Σχήμα 2-9).

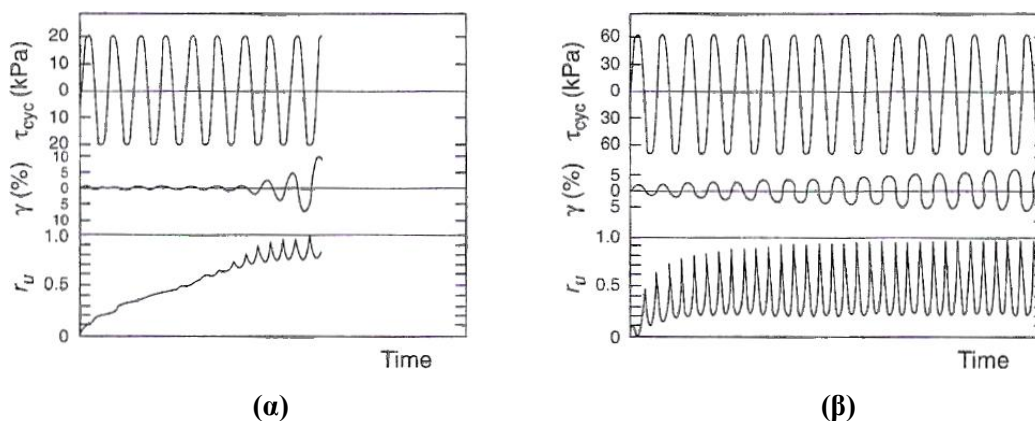
Στην ανακυκλική τριαξονική δοκιμή, το δοκίμιο είναι κυλινδρικό με διάμετρο 5-7.5 cm και ύψος περίπου διπλάσιο της διαμέτρου, Σχήμα 2-8β. Κατά τη δοκιμή, το κυλινδρικό δοκίμιο υποβάλλεται σε ισότροπη πλευρική τάση σ'_c , και στη συνέχεια σε ανακυκλικές τάσεις σ_d , υπό αστράγγιστες συνθήκες. Με αυτόν τον τρόπο παράγονται ανακυκλικές διατμητικές τάσεις $\sigma_d / 2$ στα επίπεδα με γωνία 45° ως προς τους κατακόρυφους άξονες (Σχήμα 2-9).

Loading conditions		Stresses in an element		
		Initial state	+ τ_d or + σ_d	- τ_d or - σ_d
In-situ				
Cyclic torsional shear				
Cyclic triaxial shear				

Σχήμα 2-9 Συνθήκες στατικής και ανακυκλικής φόρτισης στο πεδίο και στις εργαστηριακές δοκιμές (Yoshimi, 1991)

Από τις εργαστηριακές δοκιμές προκύπτει ότι ο αριθμός των κύκλων φόρτισης, που απαιτείται για να παραχθεί αστοχία λόγω της ρευστοποίησης N_L , μειώνεται με την αύξηση του εύρους των διατμητικών τάσεων και με τη μείωση της πυκνότητας (Σχήμα 2-10). Ενώ μπορεί να παρατηρηθεί αστοχία από ρευστοποίηση σε λίγους κύκλους σε χαλαρά δοκίμια που υποβάλλονται σε μεγάλες ανακυκλικές διατμητικές τάσεις, στα δοκίμια με μεγαλύτερη πυκνότητα μπορεί να απαιτηθούν αρκετοί κύκλοι μικρού εύρους διατμητικών τάσεων για να προκληθεί αστοχία από ρευστοποίηση.

Η σχέση μεταξύ της πυκνότητας του εδαφικού δοκιμίου, του εύρους των ανακυκλικών τάσεων και του αριθμού των κύκλων φόρτισης, έως την αστοχία λόγω ρευστοποίησης, μπορεί να παρασταθεί γραφικά από τις καμπύλες ανακυκλικής αντοχής (Σχήμα 2-11). Οι καμπύλες αυτές κανονικοποιούνται με την αρχική ενεργό γεωστατική τάση, και παράγουν το λόγο των ανακυκλικών τάσεων CSR .



Σχήμα 2-10 Τυπικές δοκιμές για (α) χαλαρή άμμος με σχετική πυκνότητα 47% , (β) πυκνή άμμο με σχετική πυκνότητα 75%

Στην ανακυκλική απλή διάτμηση, ο CSR λαμβάνεται από τον λόγο των ανακυκλικών διατμητικών τάσεων προς την αρχική ενεργό κατακόρυφη τάση,

$$(CSR)_{ss} = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_v} \quad (2.6)$$

Στην ανακυκλική τριαξονική δοκιμή, ο CSR λαμβάνεται από το λόγο της μέγιστης ανακυκλικής διατμητικής τάσης προς την αρχική ενεργό πλευρική τάση,

$$(CSR)_{tx} = \frac{\sigma_{dc}}{2\sigma'_{3c}} \quad (2.7)$$

Λόγω του ότι στην ανακυκλική απλή διάτμηση και στην ανακυκλική τριαξονική δοκιμή η φόρτιση διαφέρει, η σχέση μεταξύ των δύο λόγων δίνεται από την εξίσωση:

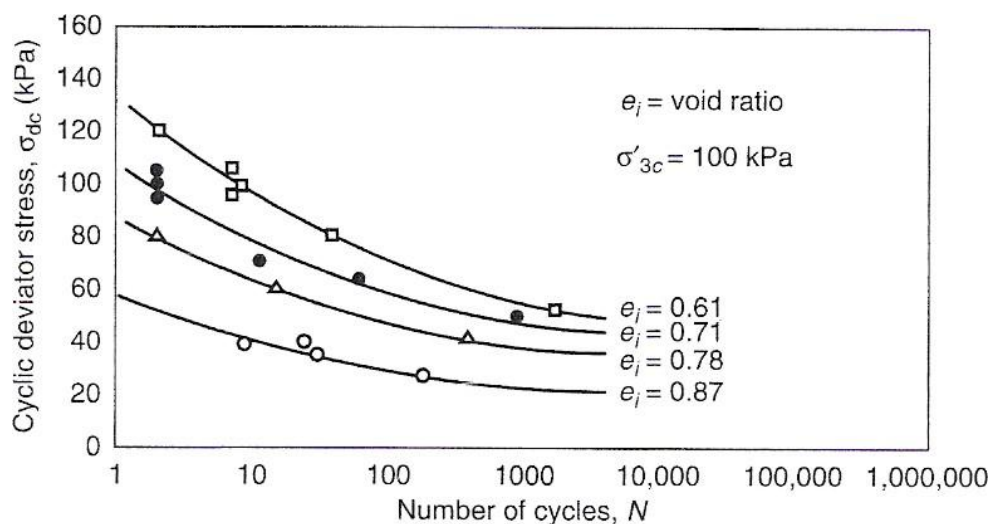
$$(CSR)_{ss} = c_r (CSR)_{tx} \quad (2.8)$$

όπου: c_r ο συντελεστής διόρθωσης που δίνεται από τον Πίνακα 2.1.

Οι Seed et al. (1975a) παρατήρησαν ότι ο CSR που απαιτήθηκε για να συμβεί ρευστοποίηση ήταν κατά 10% μικρότερος από τον απαιτούμενο στη μονοδιάστατη

δοκιμή της ανακυκλικής απλής διάτμησης. Συνεπώς, η αντοχή στη ρευστοποίηση ενός εδαφικού στοιχείου στο πεδίο, δίνεται από την εξίσωση:

$$(CSR)_f = 0.9(CSR)_{ss} = 0.9c_r(CSR)_{tx} \quad (2.9)$$



Σχήμα 2-11 Καμπύλες ανακυκλικής αντοχής (Seed and Lee, 1965)

Ο λόγος της πίεσης των πόρων r_u δίνεται από την εξίσωση:

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}} \quad (2.10)$$

όπου Δu είναι η μεταβολή της πίεσης των πόρων και σ'_{v0} η αρχική ενεργός κατακόρυφη τάση. Η ρευστοποίηση παρατηρείται όταν $r_u \cong 1$, δηλαδή όπου $\Delta u \cong \sigma'_{v0}$.

Πίνακας 2-1 Τιμές του συντελεστή διόρφωσης, c_r

Αναφορά	Εξίσωση	c_r για:	
		$K_0 = 0.4$	$K_0 = 1.0$
Finn et al. (1971)	$c_r = \frac{1+K_0}{2}$	0.7	1.0
Seed and Peacock (1971)	Ποικίλει	0.55-0.72	1.0
Castro (1975)	$c_r = \frac{2(1+2K_0)}{3\sqrt{3}}$	0.69	1.15

Από τις εργαστηριακές δοκιμές ο λόγος της πίεσης των πόρων, μπορεί να εκτιμηθεί από την εξίσωση των Martin et al. (1978):

$$r_u = \frac{2}{\pi} \sin^{-1} \left(\frac{N}{N_L} \right)^{\frac{1}{2A}} \quad (2.11)$$

όπου: A είναι συντελεστής συναρτήσεως των ιδιοτήτων του εδάφους και των συνθηκών της δοκιμής, με συνήθη τιμή 0.7 και

N_L ο αριθμός των κύκλων που απαιτούνται για να αρχίσει η ρευστοποίηση, όπου $r_u = 1.00$.

2.3.2 Επιτόπου δοκιμές

Μια εναλλακτική προσέγγιση, που αρχικά περιγράφηκε από τον Whitman (1971), είναι η χρησιμοποίηση των ιστορικών περιστατικών για το χαρακτηρισμό της αντίστασης στη ρευστοποίηση συναρτήσεως παραμέτρων μετρούμενων από επιτόπου δοκιμές. Παλαιότερα ιστορικά περιστατικά μπορούν να χαρακτηριστούν από το συνδυασμό μιας παραμέτρου φόρτισης L , και μιας παραμέτρου αντίστασης στη ρευστοποίηση R . Σ' αυτή την προσέγγιση, ο λόγος των ανακυκλικών τάσεων συχνά χρησιμοποιείται ως παράμετρος φόρτισης και οι παράμετροι των επιτόπου δοκιμών που αντικατοπτρίζουν τα χαρακτηριστικά της πυκνότητας και της ανάπτυξης της πίεσης των πόρων του εδάφους χρησιμοποιούνται ως παράμετροι αντίστασης στη ρευστοποίηση.

Η κατάσταση των επιτόπου τάσεων γενικά δεν μπορεί να επαναπροσδιοριστεί στο εργαστήριο, λόγω του ότι τα δοκίμια των κοκκωδών εδαφών αποκτώνται με τυπικές τεχνικές διάτρησης και δειγματοληψίας, οι οποίες προκαλούν αρκετή διατάραξη. Μόνο μέσω εξειδικευμένων τεχνικών δειγματοληψίας, όπως η ψύξη του εδάφους, μπορούν να ληφθούν αδιατάρακτα δείγματα, όπου το κόστος αυτών των διαδικασιών είναι γενικά απαγορευτικό. Για την αποφυγή των δυσκολιών που συνδέονται με τη δειγματοληψία και τις εργαστηριακές δοκιμές, έχουν προταθεί οι δοκιμές πεδίου για τις έρευνες της ρευστοποίησης.

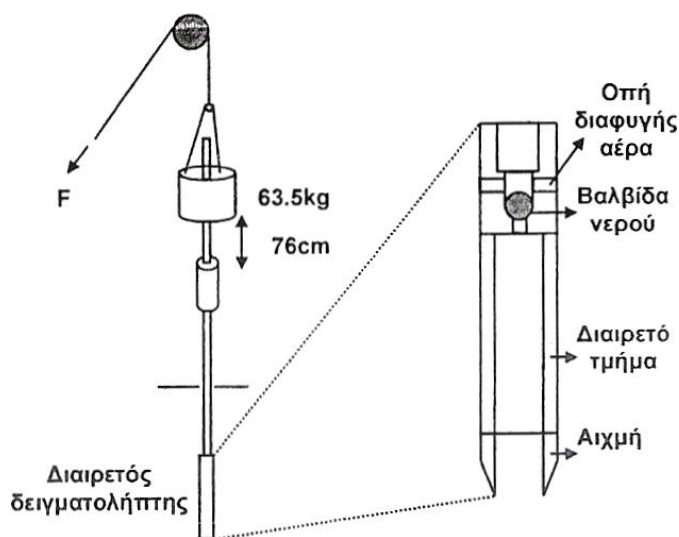
Οι δοκιμές πεδίου που χρησιμοποιούνται για την εκτίμηση της ρευστοποίησης είναι η Δοκιμή Πρότυπης Διείσδυσης SPT , η Δοκιμή Στατικής Πενетроμέτρησης CPT , η ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων V_s . Από τις δοκιμές αυτές μπορεί να εκτιμηθεί η αντίσταση στη ρευστοποίηση CRR , ο λόγος των ανακυκλικών τάσεων CSR και να προσδιοριστεί η σχετική πυκνότητα D_r .

Δοκιμή Πρότυπης Διείσδυσης SPT

Ένας από τους πιο χαρακτηριστικούς δείκτες, για την εκτίμηση της αντοχής στη ρευστοποίηση είναι ο αριθμός N_{SPT} , ο οποίος αποκτάται από τη δοκιμή πρότυπης διείσδυσης, SPT .

Οι λόγοι για τους οποίους οι αριθμοί N_{SPT} χρησιμοποιούνται στην αξιολόγηση της ρευστοποίησης είναι ότι:

- ο αριθμός N_{SPT} είναι ένας χαρακτηριστικός δείκτης που αντικατοπτρίζει την πυκνότητα και τη δομή του εδάφους, και συνεπώς συσχετίζεται με την αντοχή στη ρευστοποίηση,
- η δοκιμή SPT είναι μία δοκιμή διατμητικής αντοχής, κυρίως υπό αστράγγιστες συνθήκες,
- είναι διαθέσιμα αρκετά ιστορικά γεγονότα ρευστοποίησης, λόγω παλαιότερων σεισμών, στα οποία βασίστηκαν και αναπτύχθηκαν εμπειρικές συσχετίσεις μεταξύ του αριθμού- N_{SPT} και της αντοχής στη ρευστοποίηση,
- από τη δοκιμή SPT παράγονται αντιπροσωπευτικά δείγματα του εδάφους από τα οποία μπορεί να προσδιοριστούν χαρακτηριστικοί δείκτες όπως το μέσο μέγεθος κόκκων και το ποσοστό λεπτόκοκκων.



Σχήμα 2-12 Τυπική διάταξη δειγματολήπτη για τη δοκιμή SPT

Στη δοκιμή SPT , ένας πρότυπος διαιρετός δειγματολήπτης προωθείται κρουστικά στο έδαφος με βάρος 63.5 kg από ύψος 76 cm με επαναλαμβανόμενες κρούσεις (Σχήμα 2-12). Μετράται ο αριθμός των κρούσεων N που απαιτούνται για να διεισδύσει ο

δειγματολήπτης σε βάθος 45 cm στο υπό εξέταση στρώμα, χωρίς να λαμβάνεται υπ' όψιν ο αριθμός των κρούσεων για τη διείσδυση των πρώτων 15 cm, καθώς θεωρείται η περιοχή αυτή ως ζώνη διατάραξης.

Ο αριθμός των κρούσεων SPT , που μετράται, επηρεάζεται από την ύπαρξη νερού, την ενεργό γεωστατική τάση και τον τύπο του εδάφους. Σε αμμώδεις ιλύς (όπου η διάμετρος του 50% των κόκκων είναι $d < 0.42$ mm) και σε λεπτόκοκκες άμμους, στην περίπτωση που η δοκιμή εκτελείται κάτω από τη στάθμη του υπόγειου νερού και οι εδαφικοί κόκκοι έχουν πυκνή δομή, υπάρχει η δυνατότητα ανάπτυξης της υπερπίεσης του νερού των πόρων. Στην περίπτωση αυτή, οι μετρήσεις έχουν υψηλές τιμές. Για τα συγκεκριμένα εδάφη, και για $N_{SPT} > 15$, χρησιμοποιείται η διορθωμένη τιμή κατά Terzaghi, σύμφωνα με την οποία ισχύει:

$$N_w = \frac{1}{2}(15 + N_{SPT}) \quad (2.12)$$

Το κριτήριο για την εκτίμηση της ρευστοποίησης που βασίζεται στη δοκιμή SPT , περιγράφεται (κατά ένα μεγάλο μέρος) από την καμπύλη CSR , που ανέπτυξαν οι Seed et al. (1985), συναρτήσεως του αριθμού $(N_1)_{60}$. Ο $(N_1)_{60}$ είναι ο αριθμός των κτύπων της δοκιμής SPT ο οποίος κανονικοποιείται με την κατακόρυφη γεωστατική τάση (≈ 100 kPa) και το λόγο ενέργειας της σφύρας ή το 60% της απόδοσης της σφύρας. Επίσης, ο αριθμός $(N_1)_{60}$ διορθώνεται και με άλλους συντελεστές όπως της διαμέτρου διάτρησης C_B , της ενέργειας των κρούσεων C_E (Πίνακας 2-2), του μήκους του στελέχους διάτρησης C_R και για τους δειγματολήπτες με ή χωρίς εσωτερικό χιτώνιο C_S (Πίνακας 2-3). Ο αριθμός $(N_1)_{60}$ δίνεται από την εξίσωση:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_S \quad (2.13)$$

Ο συντελεστής C_N πρέπει να έχει μέγιστη τιμή 1.7 και προσδιορίζεται από την εξίσωση των (Liao and Whitman, 1986):

$$C_N = \sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}} \leq 1.7 \quad (2.14)$$

ή των Seed and Idriss (1982):

$$C_N = \frac{2.2}{1.2 + \frac{\sigma'_{v0}}{P_a}}$$

όπου: $p_a = 100 \text{ kPa}$ ($\approx 1 \text{ atm}$).

Στην αρχική ανάπτυξη, οι Seed et al. (1985) παρατήρησαν μια φαινομενική αύξηση του CRR με την αύξηση του ποσοστού των λεπτόκοκκων. Οι Idriss and Seed ανέπτυξαν την ακόλουθη εξίσωση για τη διόρθωση του $(N_1)_{60}$ σε έναν ισοδύναμο αριθμό για την καθαρή άμμο,

$$(N_1)_{60,CS} = a + \beta(N_1)_{60} \quad (2.15)$$

όπου: a, β σταθερές οι οποίες δίνονται συναρτήσει του ποσοστού των λεπτόκοκκων FC (Πίνακας 2-4).

Πίνακας 2-2 Τιμές διόρθωσης της ενέργειας των κρούσεων

ΧΩΡΑ	ΤΥΠΟΣ ΣΦΥΡΑΣ	ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ	C_E
Ιαπωνία	Donut	Ελεύθερη πτώση	1.30
		Σχοινί με τροχαλία και μηχανισμό απελευθέρωσης	1.23
		Σχοινί με τροχαλία	1.00
Η. Π. Α.	Safety donut	Σχοινί με τροχαλία και μηχανισμό απελευθέρωσης	0.75
Κίνα	Donut	Ελεύθερη πτώση	1.00
		Σχοινί με τροχαλία	0.83

Πίνακας 2-3 Συντελεστές διόρθωσης της δοκιμής SPT (Skempton, 1986)

Factor	Equipment variable	Term	Correction
Overburden pressure	—	C_N	$(P_a/\sigma'_{vo})^{0.5}$
Overburden pressure	—	C_N	$C_N \leq 1.7$
Energy ratio	Donut hammer	C_E	0.5–1.0
Energy ratio	Safety hammer	C_E	0.7–1.2
Energy ratio	Automatic-trip Donut-type hammer	C_E	0.8–1.3
Borehole diameter	65–115 mm	C_B	1.0
Borehole diameter	150 mm	C_B	1.05
Borehole diameter	200 mm	C_B	1.15
Rod length	<3 m	C_R	0.75
Rod length	3–4 m	C_R	0.8
Rod length	4–6 m	C_R	0.85
Rod length	6–10 m	C_R	0.95
Rod length	10–30 m	C_R	1.0
Sampling method	Standard sampler	C_S	1.0
Sampling method	Sampler without liners	C_S	1.1–1.3

Οι Idriss and Boulanger (2006) αναθεώρησαν τη σχέση μεταξύ της αντίστασης του εδάφους στη ρευστοποίηση CRR συναρτήσει του αριθμού $(N_1)_{60}$. Πρότειναν τη

διόρθωση του αριθμού $(N_1)_{60}$ σε έναν ισοδύναμο αριθμό για καθαρή άμμο $(N_1)_{60,cs}$ ο οποίος δίνεται από την εξίσωση:

$$(N_1)_{60,cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (2.16)$$

$$\text{όπου: } \Delta(N_1)_{60} = \exp\left(1.63 + \frac{9.7}{FC + 0.1} - \left(\frac{15.7}{FC + 0.1}\right)^2\right).$$

Πίνακας 2-4 Τιμές των σταθερών συναρτήσε του ποσοστού f_c (Idriss and Seed)

FC	α	β
0% ÷ 5%	0	1
5 ÷ 35%	$\exp[1.76 - (190 / FC^2)]$	$[0.99 + (FC^{1.50} / 1000)]$
> 35%	5.0	1.2

Η καμπύλη CRR , για ποσοστό λεπτόκοκκων μικρότερο από 5%, είναι το βασικό κριτήριο πενετρομέτρησης για την απλοποιημένη μέθοδο και αναφέρεται ως *βασική καμπύλη SPT για καθαρές άμμους*.

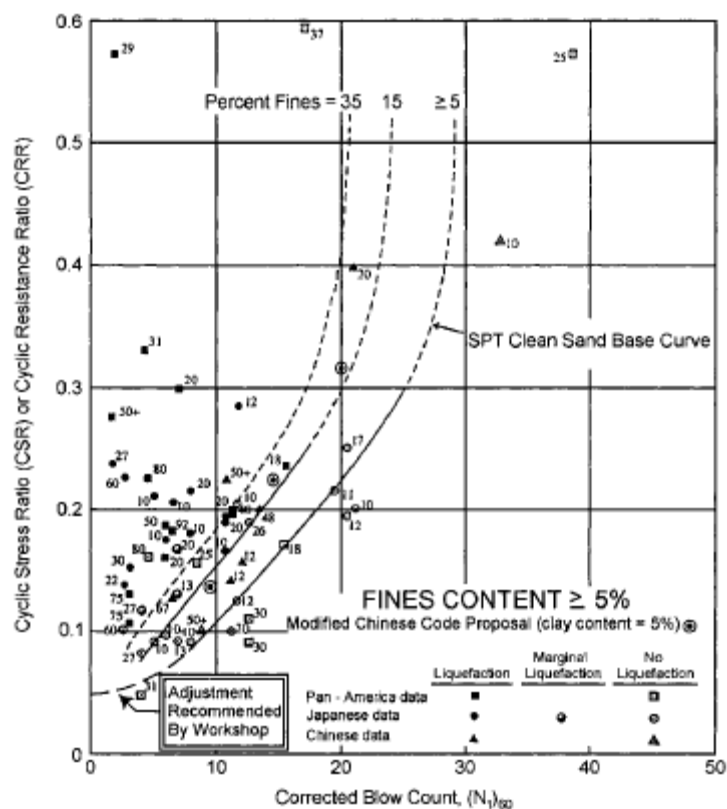
Η αντίσταση σε ρευστοποίηση CRR ενός εδάφους με ποσοστό λεπτόκοκκων μικρότερο από 5%, όπως προτάθηκε στην ημερίδα του NCEER το 1998 (Σχήμα 2-13), κατά προσέγγιση μπορεί να δοθεί συναρτήσε του αριθμού $(N_1)_{60,CS}$ σύμφωνα με την εξίσωση:

$$CRR = \frac{1}{34 - (N_1)_{60,CS}} + \frac{(N_1)_{60,CS}}{135} + \frac{50}{(10(N_1)_{60,CS} + 45)^2} - \frac{1}{200}. \quad (2.17)$$

Η εξίσωση αυτή ισχύει για εδάφη με αριθμό $(N_1)_{60,CS} < 30$. Όταν, $(N_1)_{60,CS} \geq 30$, τότε θεωρείται ότι το έδαφος είναι αρκετά πυκνό για να ρευστοποιηθεί, και κατατάσσεται στα μη ρευστοποιήσιμα εδάφη. Οι Idriss and Boulanger (2006) πρότειναν ότι η τιμή του CRR για μεγέθη σεισμού $M=7.5$ και ενεργές κατακόρυφες τάσεις $p_a = 100$ kPa (≈ 1 atm), μπορεί να προσδιοριστεί βάσει του $(N_1)_{60,CS}$ από την εξίσωση:

$$CRR = \exp\left\{\frac{(N_1)_{60,cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60,cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60,cs}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60,cs}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right\}. \quad (2.18)$$

Η χρήση της (2.18) παρέχει ένα κατάλληλο μέσο για την εκτίμηση του CRR που απαιτείται για τον προσδιορισμό της ρευστοποίησης για μη συνεκτικά εδάφη με οποιοδήποτε ποσοστό λεπτόκοκκων.



Σχήμα 2-13 Σχέση μεταξύ του CSR , του αριθμού $(N_1)_{60}$ και του ποσοστού λεπτόκοκκων FC για σεισμό μεγέθους $M = 7.5$ (Youd et al., 2001)

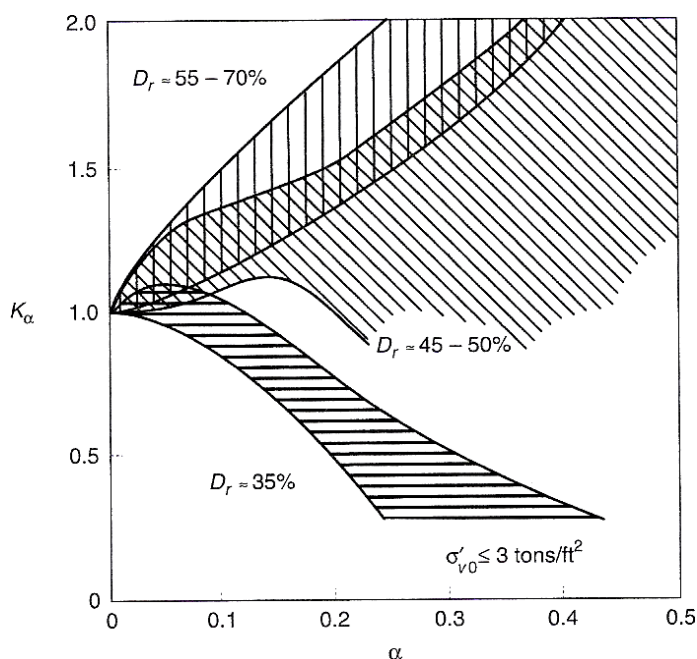
Η τιμή του CRR που δίνεται από την (2.18), αντιστοιχεί κυρίως για ομαλά εδάφη με σχετικά αβαθείς αποθέσεις ρευστοποιήσιμου εδάφους. Για τις περιοχές όπου το έδαφος είναι επικλινές ή υποστηρίζει βαριές κατασκευές, η παρουσία των αρχικών διατμητικών τάσεων μπορούν να επιδράσουν στην αντίσταση στη ρευστοποίηση. Ο Seed (1983), πρότεινε ότι η επίδραση της αρχικής διατμητικής τάσης και των υψηλών ενεργών πλευρικών τάσεων μπορεί να εκτιμηθεί από τον τροποποιημένο λόγο $CRR_{\alpha,\sigma}$:

$$CRR_{\alpha,\sigma} = K_{\alpha} K_{\sigma} CRR_{\alpha=0,\sigma < 100kPa} \quad (2.19)$$

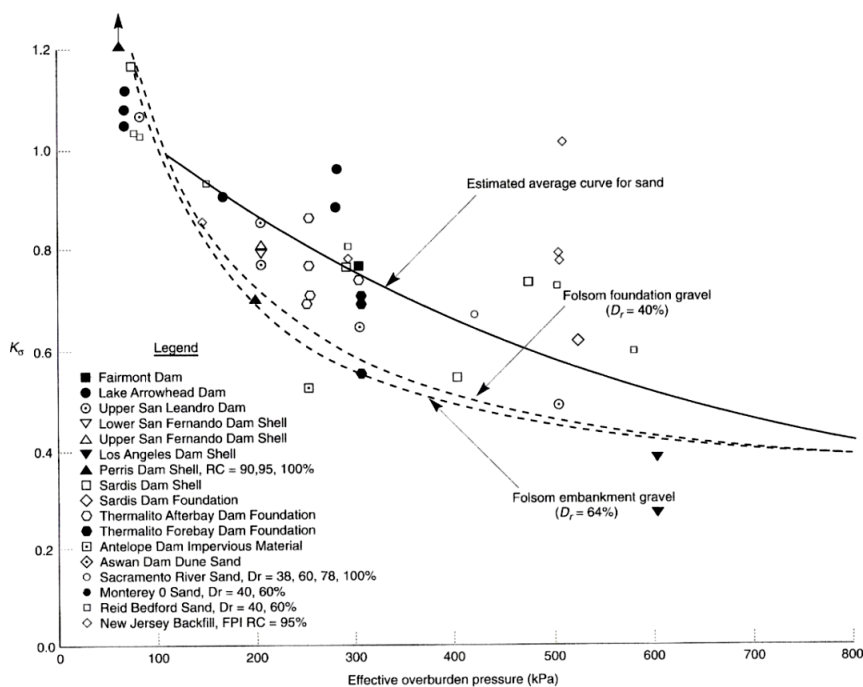
όπου: $\alpha = \frac{\tau_{static}}{\sigma'_v}$ λόγος αρχικής στατικής διατμητικής τάσης,

K_{α} συντελεστής διόρθωσης της στατικής διατμητικής τάσης (Σχήμα 2-14),

K_{σ} συντελεστής διόρθωσης των υπερκείμενων πιέσεων (Σχήμα 2-15).



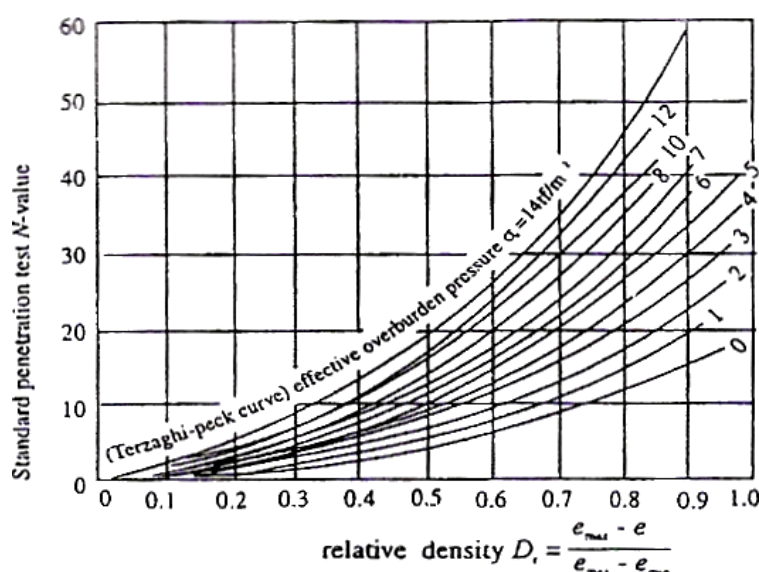
Σχήμα 2-14 Συντελεστής διόρθωσης της στατικής διατμητικής τάσης K_α (Seed and Harder, 1990)



Σχήμα 2-15 Συντελεστής διόρθωσης των υπερκείμενων πιέσεων K_σ (Marcuson et al., 1990)

Οι Gibbs and Holtz (1957), πρότειναν μια συσχέτιση μεταξύ του διορθωμένου αριθμού- $(N_1)_{60,CS}$, της σχετικής πυκνότητας D_r και της ενεργού γεωστατικής πίεσης (Σχήμα 2-16). Οι Idriss and Boulanger (2003), για την αξιολόγηση της ρευστοποίησης, επανεκτίμησαν τη συσχέτιση μεταξύ του $(N_1)_{60,CS}$ και της σχετικής πυκνότητας D_r για καθαρή άμμο, σύμφωνα με την εξίσωση:

$$D_r = \sqrt{\frac{(N_1)_{60,CS}}{46}} \quad (2.20)$$



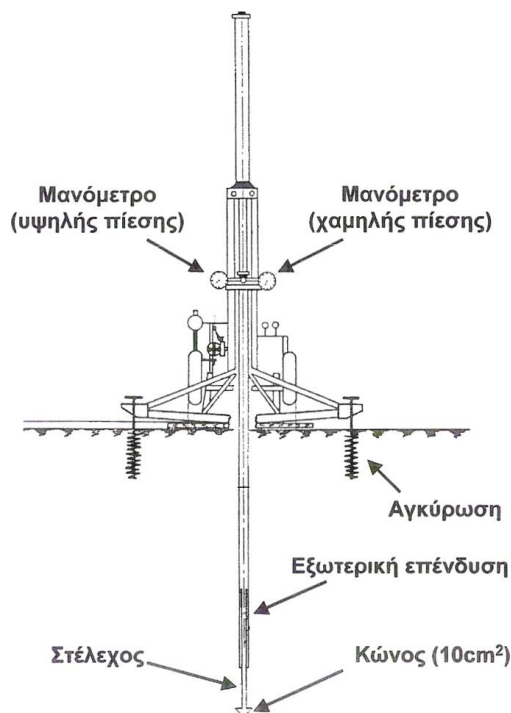
Σχήμα 2-16 Σχέση μεταξύ σχετικής πυκνότητας D_r και αριθμού- N_{SPT} , για $FC < 20\%$ (Gibbs and Holtz, 1957)

Δοκιμή Στατικής Πενετρομέτρησης CPT

Κατά την εκτέλεση της δοκιμής, ένας τυποποιημένος κώνος με αιχμή 10 cm^2 προωθείται εντός του εδάφους με συνεχή υδραυλική πίεση, μέσω λεπτών στελεχών (Σχήμα 2-17). Η καταγραφή των ασκούμενων πιέσεων, για την περίπτωση που χρησιμοποιείται μηχανικός κώνος, γίνεται με ένα μανόμετρο ανά 20 cm. Όταν χρησιμοποιείται ηλεκτρικός κώνος ο ρυθμός προχώρησης είναι σταθερός και η καταγραφή συνεχής.

Οι μηχανικοί κώνοι που χρησιμοποιούνται χωρίζονται σε δύο κατηγορίες, το μηχανικό ολλανδικό κώνο, χωρίς μανδύα τριβής (Σχήμα 2-18α), και το μηχανικό ολλανδικό κώνο με μανδύα τριβής Begemann (Σχήμα 2-18β). Η προώθηση του μηχανικού ολλανδικού

κώνου χωρίς μανδύα τριβής, γίνεται σε δύο στάδια. Αρχικά, προωθείται μόνο ο κώνος και στη συνέχεια όλη η στήλη. Η προώθηση του κώνου με μανδύα τριβής Begemann, γίνεται σε τρία στάδια. Στο πρώτο στάδιο προωθείται μόνο ο κώνος, έπειτα ο κώνος μαζί με τον μανδύα τριβής και τέλος όλη η στήλη.



Σχήμα 2-17 Τυπική διάταξη μηχανήματος για τη δοκιμή CPT

Η αντίσταση του άκρου από τη δοκιμή Στατικής Πενетроμέτρησης CPT χρησιμοποιείται για την εκτίμηση της αντοχής στη ρευστοποίηση. Ένα πλεονέκτημα, σε σχέση με τη δοκιμή SPT, είναι η ικανότητα να εντοπίζει λεπτά στρώματα χαλαρού εδάφους. Τα πλεονεκτήματα από τη χρήση της δοκιμής είναι ότι:

- είναι λιγότερο ευάλωτη σε λάθη του χειριστή σε σχέση με την SPT λόγω των προδιαγραφών της συσκευής και της διαδικασίας της δοκιμής,
- παρέχει δεδομένα πολύ πιο γρήγορα και εύκολα σε σχέση με την SPT και παρουσιάζει πιο ευέλικτη δυνατότητα εφαρμογής,
- παρέχει συνεχή καταγραφή με το βάθος.

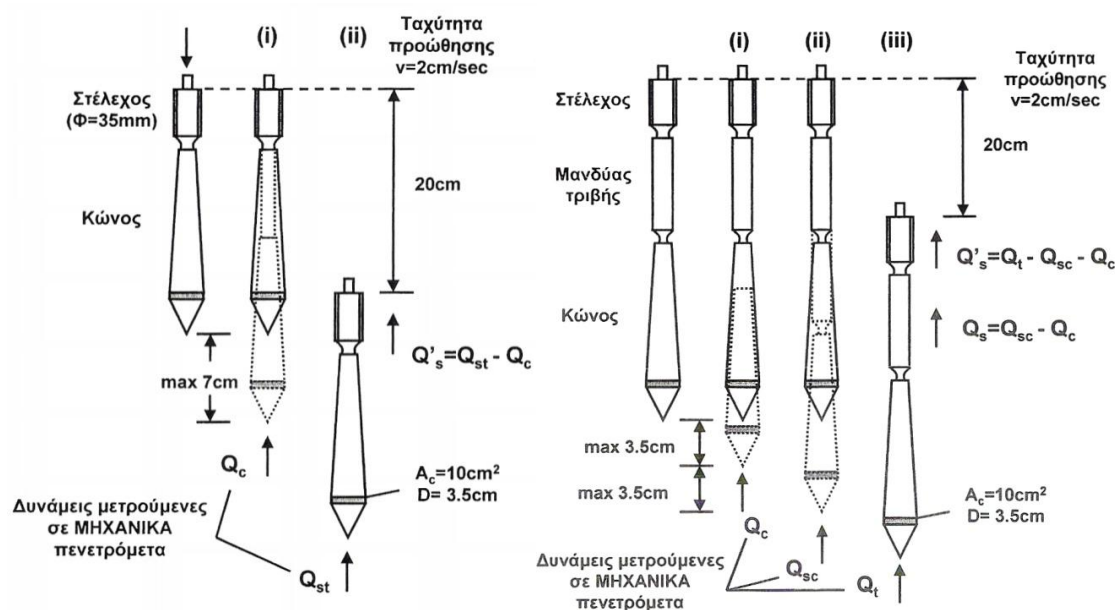
Το μειονέκτημα της δοκιμής είναι ότι δεν μπορεί να γίνει ταξινόμηση του εδάφους με ακρίβεια γιατί δε διαθέτει δειγματολήπτη. Οι τιμές οι οποίες λαμβάνονται από τη δοκιμή

CPT είναι η αντίσταση στη διείσδυση του κώνου q_c . Αυτή κανονικοποιείται λόγω των υπερκείμενων πιέσεων και παράγεται η αδιάστατη αντίσταση της διείσδυσης του κώνου:

$$q_{c1N} = C_q q_c \quad (2.21)$$

όπου: $C_q = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$, συντελεστής κανονικοποίησης, και

n εκθέτης ο οποίος εξαρτάται από τον τύπο του εδάφους, με συνήθη τιμή 0.7.



Σχήμα 2-18 (α) Μηχανικός ολλανδικός κώνος χωρίς μανδύα τριβής, (β) μηχανικός ολλανδικός κώνος με μανδύα τριβής Begemann

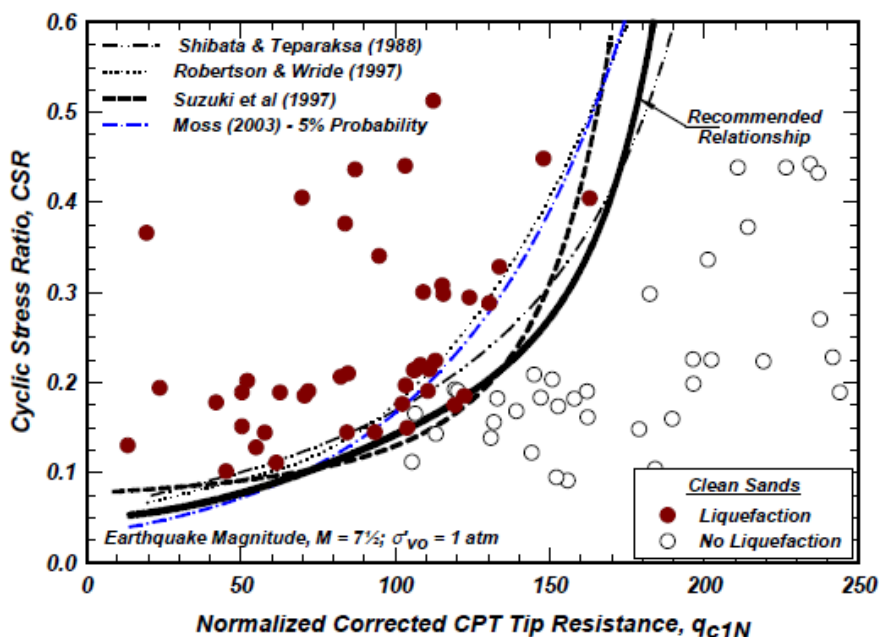
Στο Σχήμα 2-19 παρέχεται η καμπύλη για τον απ' ευθείας καθορισμό του CRR για καθαρές άμμους από δεδομένα της δοκιμής CPT. Η καμπύλη για τις καθαρές άμμους και σεισμό μεγέθους $M = 7.5$, μπορεί να προσεγγιστεί από την εξίσωση των Idriss and Boulanger (2006)

$$CRR_{7.5} = \exp \left\{ \frac{q_{c1N}}{540} + \left(\frac{q_{c1N}}{67} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1N}}{80} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1N}}{114} \right)^4 - 3 \right\}. \quad (2.22)$$

Ο κανονικοποιημένος συντελεστής για τις ιλυώδεις άμμους διορθώνεται σε έναν ισοδύναμο για καθαρές άμμους $(q_{c1N})_{CS}$

$$(q_{c1N})_{CS} = K_c q_{c1N} \quad (2.23)$$

όπου: K_c συντελεστής διόρθωσης για τα χαρακτηριστικά των χαλικιών.



Σχήμα 2-19 Εκτίμηση της αντοχής στη ρευστοποίηση από τη δοκιμή CPT (Idriss and Boulanger, 2006)

Ο συντελεστής K_c προσδιορίζεται συναρτήσει του δείκτη του τύπου συμπεριφοράς του εδάφους I_c ,

$$K_c = 1.0, \text{ όταν } I_c \leq 1.64$$

$$K_c = -0.403I_c^4 + 5.581I_c^5 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88, \text{ όταν } I_c > 1.64$$

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

$$Q = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{P_a} C_q, \text{ κανονικοποιημένη αντίσταση του κώνου,}$$

$$F = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} 100\%, \text{ κανονικοποιημένος συντελεστής τριβής,}$$

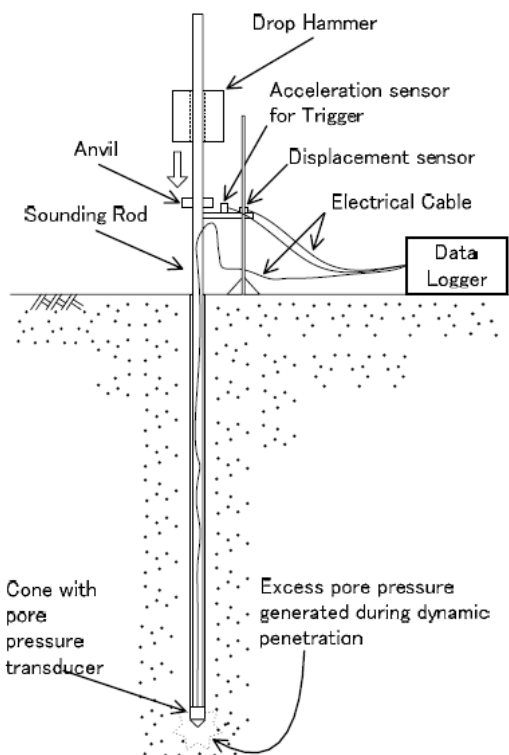
f_s η αντίσταση του χιτωνίου,

$n = 0.5$ για καθαρές άμμους, και $n = 0.5 \sim 1.0$ για ιλυώδεις άμμους και ιλύες,

$(q_{c1N})_{CS}$ η αντίσταση στη διείδυση του κώνου για καθαρή άμμο, κανονικοποιημένη με $100kPa$.

Μέθοδος DPTU

Εκτός από τις παραπάνω μεθόδους, ο Sawada (2007), πρότεινε μια νέα μέθοδο για την εκτίμηση της ρευστοποίησης χρησιμοποιώντας ένα αναπτυσσόμενο σύστημα δυναμικής πενετρομέτρησης με μετατροπέα της πίεσης πόρων, ο οποίος ονομάζεται “piezo drive cone” και συμβολίζεται ως DPTU (Σχήμα 2-20).



Σχήμα 2-20 Σχηματική αναπαράσταση του συστήματος DPTU (Sawada, 2007)

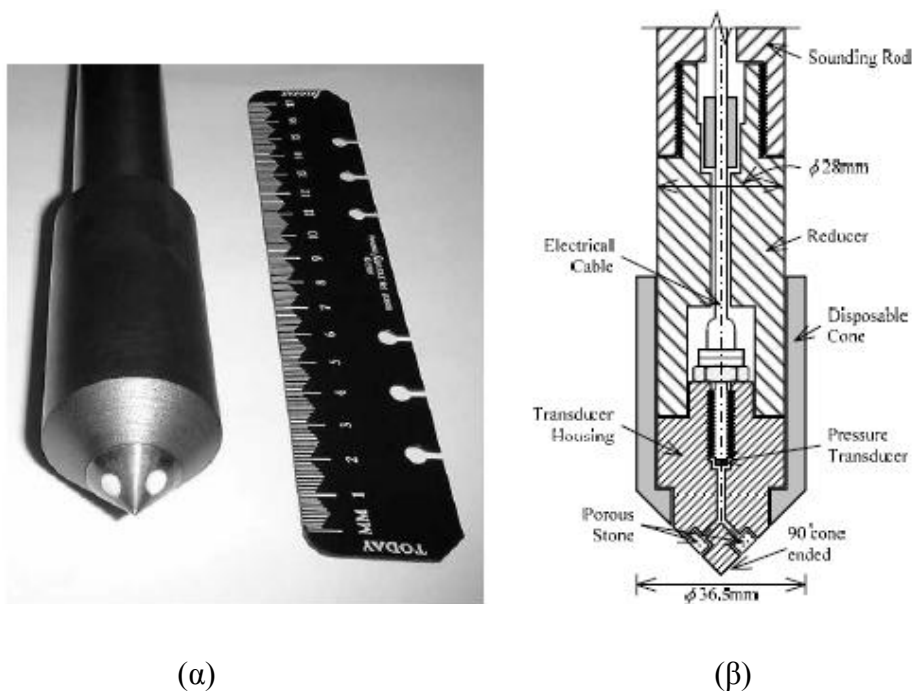
Το σύστημα αυτό αποτελείται από μια κωνική άκρη η οποία συμπεριλαμβάνει μετατροπέα της πίεσης πόρων, αισθητήρα μετατόπισης της διείδυσης, προωθητήρα, καταγραφέα δεδομένων και εξοπλισμό δυναμικής διείδυσης (Σχήμα 2-21). Με τη μέθοδο αυτή, μετράται η πίεση πόρων του εδάφους η οποία παράγεται κατά τη δυναμική πενετρομέτρηση της άκρης του κώνου. Επίσης, μετρώνται η μέγιστη πίεση των πόρων του εδάφους Δu_{max} , η οποία αυξάνεται κατά τη διάρκεια της δυναμικής διείδυσης της αιχμής του κώνου, η παραμένουσα πίεση των πόρων (u_R) και η αντίσταση στη διείδυση N_d . Από αυτές τις τιμές προσδιορίζονται ο υδροφόρος ορίζοντας (GWT), ο αριθμός-

N_{SPT} , το ποσοστό των λεπτόκοκκων FC και το ειδικό βάρος του εδάφους γ_t . Από τις παραμέτρους αυτές εκτιμάται ο συντελεστής αντίστασης στη ρευστοποίηση FS_L .

Για τη δοκιμή χρησιμοποιείται ελαφρύς μηχανισμός δυναμικής διείσδυσης, ο οποίος υποβιβάζεται μηχανικά με σφύρα βάρους 30 kg που πέφτει από ύψος 35 cm. Η αντίσταση στη διείσδυση δίνεται από τον αριθμό κρούσεων N_m που απαιτούνται για τη διείσδυση του πενετρόμετρου σε βάθος 20 cm. Ο αριθμός N_m διορθώνεται σε έναν τροποποιημένο αριθμό N_d ο οποίος είναι ίσος με το μισό του αριθμού N_m , και εκφράζει την αντίσταση στη διείσδυση. Ο αριθμός N_d είναι περίπου ίσος με τον αριθμό N_{SPT} ,

$$N_{SPT} \approx N_d = \frac{1}{2} N_m. \quad (2.24)$$

Η παραπάνω εξίσωση, δίνει ικανοποιητικές τιμές για χαλαρά εδάφη, όπου εμφανίζεται η ρευστοποίηση.



Σχήμα 2-21 (α) κώνος πενετρομέτρησης με τη μέθοδο *DPTU*, (β) τομή του κώνου (Sawada, 2007)

Ταχύτητα Διατμητικών Κυμάτων V_s

Βελτιωμένες υπαίθριες μέθοδοι για τη μέτρηση της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων έχουν συμβάλει στην αναγνώριση της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων ως ένα χρήσιμο μέτρο για την αντοχή έναντι στη ρευστοποίηση. Η χρήση της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων έχει μελετηθεί για την αξιολόγηση της ρευστοποίησης, λόγω του ότι μπορεί να δώσει αξιόπιστες μετρήσεις σε μία χαλικώδη απόθεση και επιπλέον, συσχετίζεται με την αντοχή έναντι στη ρευστοποίηση. Οι σεισμικές δοκιμές που χρησιμοποιούνται για τη μέτρηση της ταχύτητας των κυμάτων V_s είναι η “crosshole”, “down-hole”, η σεισμική δοκιμή διείσδυσης του κώνου (*SCPT*), η φασματική ανάλυση των επιφανειακών κυμάτων (*SASW*) και η μέθοδος των κυμάτων Rayleigh. Το πλεονέκτημα από τη χρήση της σεισμικής δοκιμής διείσδυσης του κώνου είναι ότι εκτός από την ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων, παρέχει και την αντίσταση στη διείσδυση του κώνου. Το μειονέκτημα είναι ότι δεν είναι εφικτή η δοκιμή σε περιοχές που κυριαρχούν χαλικώδη τεμάχια. Τα πλεονεκτήματα της χρήσης της μεθόδου Rayleigh είναι ότι μπορεί να γίνει άμεσα στην επιφάνεια του εδάφους.

Τα πλεονεκτήματα της χρήσης της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων είναι:

- η μέτρηση της ταχύτητας V_s είναι δυνατή σε εδάφη, όπως χαλικώδη, στα οποία είναι δύσκολη η διείσδυση με τις δοκιμές *SPT* και *CPT* ή η εξαγωγή αδιατάρακτων δειγμάτων,
- η V_s είναι μία βασική μηχανική ιδιότητα των εδαφικών υλικών, άμεσα συσχετιζόμενη με το μέτρο διάτμησης για μικρές παραμορφώσεις,
- το μέτρο διάτμησης για μικρές παραμορφώσεις είναι απαραίτητη παράμετρος για τις αναλυτικές μεθόδους για την εκτίμηση της δυναμικής ανάλυσης της απόκρισης του εδάφους και της αλληλεπίδρασης του εδάφους με την κατασκευή.

Η μετρούμενη ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων διορθώνεται συναρτήσει της κατακόρυφης ενεργού τάσης και του συντελεστή των ενεργών γεωστατικών τάσεων K'_0 , σύμφωνα με την εξίσωση:

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{1/n} \left(\frac{0.5}{K'_0} \right)^{0.125} \quad (2.25)$$

όπου: $n = 4$ (Sykora, 1987; Kayen et al., 1992; Robertson et al., 1992).

Ο όρος K'_0 υποδηλώνει ότι η ταχύτητα V_s εξαρτάται εξίσου από την κατακόρυφη και οριζόντια ενεργό τάση, και κάθε τάση έχει εκθέτη το 0.125.

Οι Andrus et al. (2004) εισήγαγαν ένα συντελεστή διόρθωσης της ηλικίας των εδαφών ώστε να επεκτείνουν την αρχική συσχέτιση των Andrus and Stokoe (2000) για εδάφη παλαιότερα της Ολόκαινης περιόδου. Η σχέση της διορθωμένης ταχύτητας V_{s1} και του λόγου CRR μπορεί να εκφραστεί από την εξίσωση:

$$CRR_{7.5} = K_{\alpha 2} \left[0.022 \left(\frac{K_{\alpha 1} V_{s1}}{100} \right)^2 + 2.8 \left(\frac{1}{V_{s1}^* - K_{\alpha 1} V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \right] \quad (2.26)$$

όπου: $K_{\alpha 1}$ συντελεστής διόρθωσης για τις υψηλές τιμές της V_{s1} εξαιτίας της γήρανσης,

$K_{\alpha 2}$ συντελεστής διόρθωσης της επίδρασης της ηλικίας στο λόγο CRR ,

V_{s1}^* η ανώτερη οριακή τιμή της V_{s1} και οι τιμές που μπορεί να πάρει εξαρτώνται από το ποσοστό σε λεπτόκοκκο υλικό (Πίνακας 2-5).

Πίνακας 2-5 Ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων V_{s1}^* συναρτήσει του FC (Andrus and Stokoe, 2000)

FC	V_{s1}^*
$\leq 5\%$	215m/s
$5\% < FC < 35\%$	$V_{s1}^* = 215 - 0.5(FC - 5)$
$\geq 35\%$	200m/s

Πίνακας 2-6 Προσεγγιστικά κατώτερο όριο τιμών για την εκτίμηση του $K_{\alpha 2}$ (Arango et al., 2000)

Χρόνια	$K_{\alpha 2}$
<10,000	1.0
10,000	1.1
100,000	1.3
1,000,000	1.5

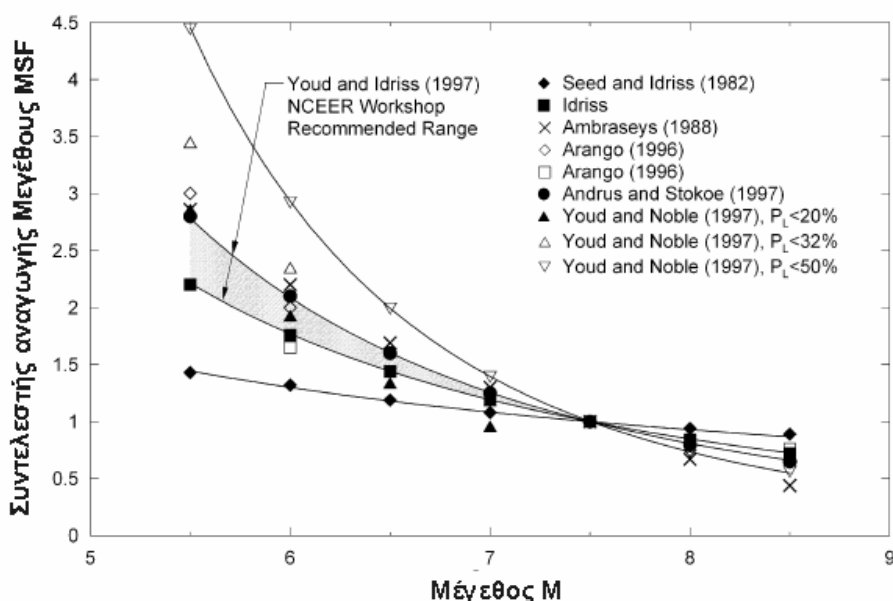
Οι συντελεστές $K_{\alpha 1}$ και $K_{\alpha 2}$, για μη συγκολλημένο έδαφος της ηλικίας της Ολόκαινης περιόδου, παίρνουν την τιμή 1. Για μεγαλύτερης ηλικίας εδάφη (της πλειστοκαινης περιόδου), οι Ohta and Goto (1978) και Rollins et al. (1998a) πρότειναν ότι ο $K_{\alpha 1}$ μπορεί να πάρει τιμές 0.76 και 0.61, αντίστοιχα. Οι τιμές αυτές προέρχονται από τη σχέση

μεταξύ SPT–Vs1. Οι Arango et al. (2000) πρότειναν ότι ο K_{a2} , μπορεί να λάβει ένα κατώτερο όριο τιμών (Πίνακας 2-6). Στη συνέχεια, οι Andrus et al. (2004) πρότειναν ότι το κατώτερο όριο τιμών μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την εκτίμηση του συντελεστή K_{a2} .

2.3.3 Συντελεστής αναγωγής μεγέθους MSF

Η αντίσταση στη ρευστοποίηση CRR για τις καθαρές άμμους, που προσδιορίζεται από τις επιτόπου δοκιμές, εφαρμόζεται για σεισμικές δονήσεις μεγέθους 7.5. Οι Seed and Idriss (1982) για να ανάγουν τις καμπύλες για μεγέθη σεισμών διάφορων του 7.5, ανέπτυξαν το “συντελεστή αναγωγής μεγέθους” MSF (Σχήμα 2-22). Ο συντελεστής MSF ορίζεται ως

$$MSF = \frac{CRR_M}{CRR_{7.5}} \quad (2.26)$$



Σχήμα 2-22 Συντελεστής αναγωγής μεγέθους MSF (Youd et al., 2001)

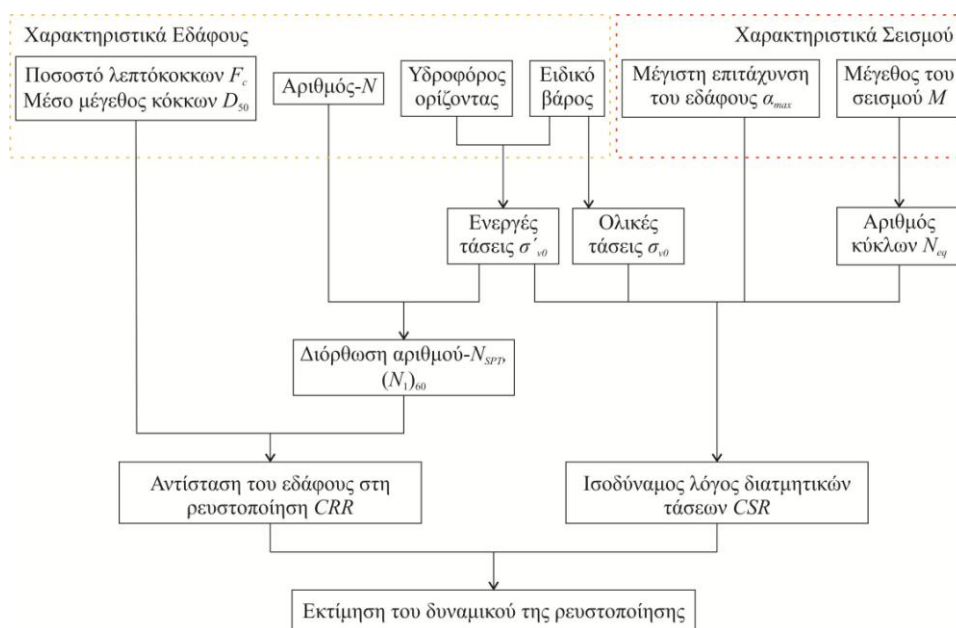
Αρκετοί ερευνητές προσδιόρισαν το συντελεστή MSF συναρτήσεως του μεγέθους του σεισμού (Σχήμα 2-23). Ο Idriss πρότεινε η γραφική παράσταση του MSF σε λογαριθμική κλίμακα να είναι ευθεία γραμμή και συνεπώς θα δίνεται από την εξίσωση:

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}} \quad (2.27)$$

Οι Andrus and Stokoe (1997) επανεκτίμησαν τον MSF παίρνοντας το λόγο CRR για κάποιο δοσμένο μέγεθος σεισμού προς το CRR για σεισμό μεγέθους 7.5. Ο συντελεστής που προέκυψε δίνεται από την εξίσωση:

$$MSF = \left(\frac{7.5}{M} \right)^{2.56} . \quad (2.28)$$

Το 1998 η επιτροπή NCEER πρότεινε ότι για μεγέθη σεισμών μικρότερων από 7.5, για το κατώτερο όριο συνιστούν τη χρήση του συντελεστή που ανέπτυξε ο Idriss, και για το ανώτερο όριο την καμπύλη των Andrus and Stokoe. Για μεγέθη σεισμών μεγαλύτερα από 7.5 από την επιτροπή NCEER προτάθηκε η χρήση του MSF που ανέπτυξε ο Idriss.



Σχήμα 2-23 Τυπική διαδικασία προσδιορισμού του δυναμικού της ρευστοποίησης (Yoshimi, 1991)

2.4 Δυναμικό ρευστοποίησης

Η εκτίμηση του δυναμικού της ρευστοποίησης περιγράφεται από τη σύγκριση της αντίστασης του εδάφους στη ρευστοποίηση με τη σεισμική φόρτιση.

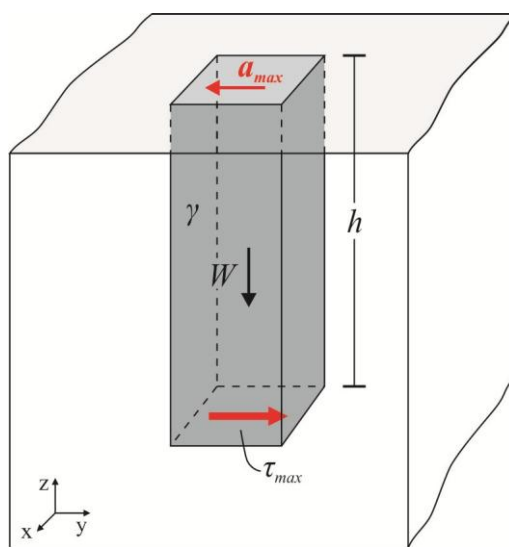
Η αντίσταση του εδάφους στη ρευστοποίηση προσδιορίζεται από εργαστηριακές δοκιμές ή δοκιμές πεδίου, όπως αναφέρθηκε στο κεφάλαιο 2.3. Η σεισμική φόρτιση περιγράφεται από τον ισοδύναμο λόγο των ανακυκλικών τάσεων CSR που αναπτύσσονται στο έδαφος. Η διαδικασία η οποία ακολουθείται δίνεται στο διάγραμμα ροής του Σχήματος 2.23, για την περίπτωση όπου η αντίσταση στη ρευστοποίηση προσδιορίζεται από τη δοκιμή SPT .

2.4.1 Λόγος ανακυκλικών τάσεων CSR

Η φόρτιση η οποία επιβάλλεται στο έδαφος λόγω του σεισμού, και κυρίως λόγω της διάδοσης των διατμητικών κυμάτων, περιγράφεται από το λόγο των ανακυκλικών τάσεων CSR. Για την εκτίμηση του λόγου των διατμητικών τάσεων χρησιμοποιείται η απλοποιημένη μέθοδος των Seed and Idriss (1971)

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_v} = 0.65 \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \frac{a_{max}}{g} r_d. \quad (2.29)$$

Η ανακυκλική διατμητική τάση τ_{cyc} αναπτύσσεται σε ένα εδαφικό στοιχείο σε βάθος z , λόγω της σεισμικής επιτάχυνσης a_{max} που αναπτύσσεται στην επιφάνεια του εδάφους (Σχήμα 2-24). Ο συντελεστής 0.65 χρησιμοποιείται για να μετατρέψει το μέγιστο λόγο των ανακυκλικών τάσεων σε ένα λόγο ο οποίος να είναι αντιπροσωπευτικός των περισσότερων ενδεικτικών κύκλων, σε όλη τη διάρκεια της φόρτισης.



Σχήμα 2-24 Ανάπτυξη της μέγιστης διατμητικής τάσης τ_{max} λόγω της σεισμικής επιτάχυνσης a_{max} στην επιφάνεια του εδάφους

Ο συντελεστής r_d είναι συντελεστής μείωσης των τάσεων, και περιγράφει την ευκαμψία της εδαφικής στήλης. Σύμφωνα με την ημερίδα του NCEER (Youd et al., 2001) μπορεί εύκολα να προσδιοριστεί από τη σχέση:

$$r_d = \frac{1.0000 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5}}{1.0000 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.001210z^2}. \quad (2.30)$$

2.4.2 Εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας

Η εκτίμηση του δυναμικού της ρευστοποίησης μπορεί να γίνει και γραφικά (Σχήμα 2-25). Η μία καμπύλη περιγράφει τη σεισμική δόνηση, δηλαδή τη μεταβολή των ισοδύναμων ανακυκλικών διατμητικών τάσεων συναρτήσει του βάθους. Όταν η αντίσταση στη ρευστοποίηση προσδιορίζεται από εργαστηριακές δοκιμές, τότε είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός των ισοδύναμων κύκλων φόρτισης N_{eq} , οι οποίοι σχετίζονται με το μέγεθος του σεισμού. Η άλλη καμπύλη περιγράφει τη μεταβολή των ανακυκλικών διατμητικών τάσεων οι οποίες χαρακτηρίζουν την αντίσταση στη ρευστοποίηση. Όταν οι τάσεις λόγω της σεισμικής φόρτισης είναι μεγαλύτερες από αυτές που απαιτούνται για την εκκίνηση της ρευστοποίησης, παρατηρείται η εκδήλωση του φαινομένου. Η περιοχή αυτή αναφέρεται ως ζώνη ρευστοποίησης.

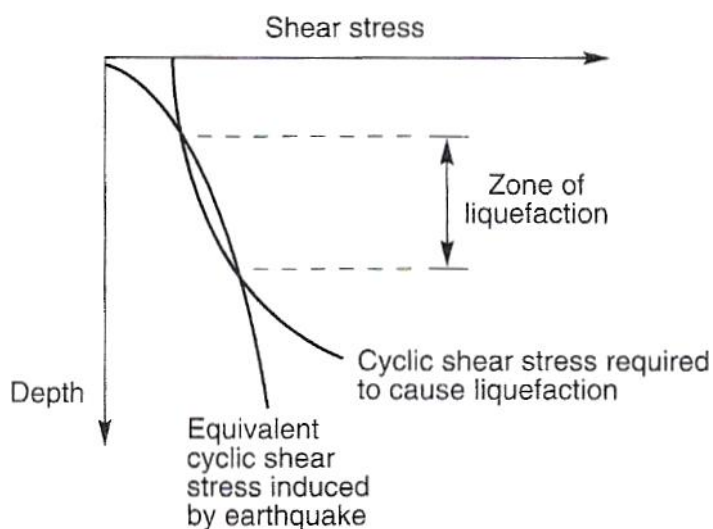
Συνεπώς, ο συντελεστής ασφαλείας υπολογίζεται από τη σχέση

$$FS_L = \frac{CRR_M}{CSR} \quad (2.31)$$

ή αλλιώς, μπορεί να περιγραφεί συναρτήσει του συντελεστή αναγωγής μεγέθους MSF από την εξίσωση:

$$FS_L = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} MSF. \quad (2.32)$$

Όταν ο συντελεστής ασφαλείας, σε κάποιο βάθος, είναι μικρότερος από τη μονάδα, τότε το έδαφος βρίσκεται στη ρευστοποιήσιμη ζώνη.

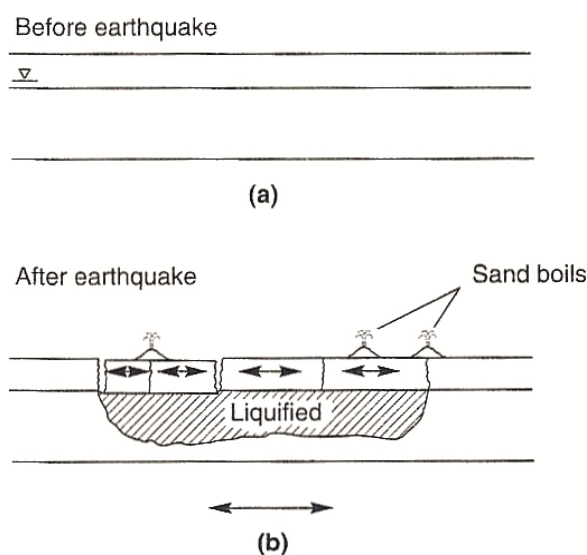


Σχήμα 2-25 Εκτίμηση του συντελεστή της ζώνης ρευστοποίησης

2.5 Συνέπειες – Έλεγχος της ρευστοποίησης

Η εκδήλωση του φαινομένου της ρευστοποίησης, μπορεί να επηρεάσει κτήρια, γέφυρες υπόγειους αγωγούς, κ.α. Από τους πιο επιβλαβείς κινδύνους του σεισμού είναι η αστάθεια, η οποία μπορεί να παρατηρηθεί με τη μορφή της κατάρρευσης πρανών, πλευρικής εξάπλωσης, αστοχία τοίχων αντιστήριξης και μείωση της φέρουσας ικανότητας των θεμελιώσεων. Το φαινόμενο της αστάθειας επηρεάζεται άμεσα από τη διατμητική αντοχή του ρευστοποιήσιμου εδάφους.

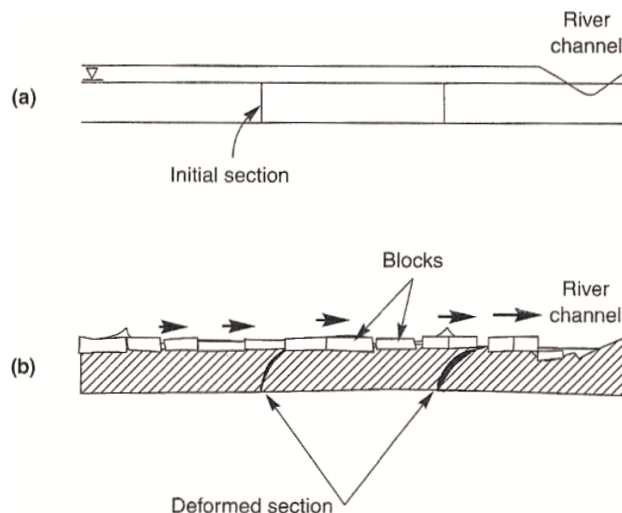
Το φαινόμενο της ρευστοποίησης αν εκδηλωθεί σε βάθος μεγαλύτερο από την επίπεδη επιφάνεια του εδάφους μπορεί να αποσυνδέσει το ρευστοποιήσιμο στρώμα από το επιφανειακό και να παράγει μεγάλη προσωρινή εδαφική ταλάντωση. Το αποτέλεσμα θα είναι η διαφοροποίηση της κίνησης του επιφανειακού στρώματος από το υποκείμενο. Το επιφανειακό στρώμα συχνά διαχωρίζεται σε τεμάχια (Σχήμα 2-26) από ρωγμές οι οποίες μπορούν να ανοίξουν και να κλείσουν.



Σχήμα 2-26 Ταλάντωση του εδάφους πριν και μετά το σεισμό (Youd, 1984b)

Ένα φαινόμενο το οποίο παρατηρείται στο έδαφος είναι η ανάπτυξη των κώνων άμμου η οποία οφείλεται στην ανοδική ροή του νερού των πόρων. Η ροή που δημιουργείται παράγει ανοδικές-ενεργές δυνάμεις στα εδαφικά σωματίδια. Εάν η ταχύτητα του νερού είναι αρκετή, οι εδαφικοί κόκκοι μεταφέρονται στην επιφάνεια διαμέσου ρωγμών ή καναλιών. Οι αμμώδεις κόκκοι μπορούν να μεταφερθούν διαμέσου αυτών των καναλιών και να αποτεθούν στην επιφάνεια σχηματίζοντας τους “κώνους άμμου”.

Η ανάπτυξη των “κώνων άμμου” εξαρτάται από το μέγεθος της υπερπίεσης του νερού των πόρων, τα χαρακτηριστικά της ζώνης της υπερπίεσης των πόρων (πάχος, πυκνότητα, βάθος) και από το πάχος και διαπερατότητα οποιουδήποτε εδαφικού στρώματος που καλύπτει τη ζώνη της υπερπίεσης των πόρων.



Σχήμα 2-27 Πλευρική εξάπλωση σε περιοχή κοντά σε ποτάμι, (α) πριν και (β) μετά το σεισμό (Youd, 1984b)



Εικόνα 2-1 Πλευρική εξάπλωση μετά το σεισμό στη Loma Prieta της Καλιφόρνια

Η πλευρική εξάπλωση είναι μία μορφή αστοχίας παραμόρφωσης (Εικόνα 2-1). Η πλευρική εξάπλωση προκαλεί, κατά τη διάρκεια του σεισμού, τα επιφανειακά στρώματα να αποκόπτονται σε τεμάχια και προοδευτικά να μετακινούνται προς την κατωφέρεια ή την ελεύθερη επιφάνεια (Σχήμα 2-27).

Category	Ground type	Displacement (External Instability)		Failure Modes				
		Displacement (External Instability)	Displacement (Internal Instability)	Buried Structure	Building	Bridge Pier	Embankment	Retaining Wall
A	 Liquefied	Vertical	Slight	 Uplift	 Settlement/ Inclination	 Settlement/ Inclination	 Settlement	 Settlement/ Inclination
		Rotational	Severe					
B	 Liquefied	Type A + Horizontal	Slight Severe 	 Type-A + Collision of Pipe	Same as Type-A	Same as Type-A	Same as Type-A	Same as Type-A
				(Damage due to Large Amplitude of Oscillation)				
C	 Liquefied	Type A + Horizontal	Slight	Type-A + Folding of Pipe	Type-A + Bending of Bridge Pier	Type-A + Lateral Spread		
			Severe					
D	 Liquefied	Type A + Spread	Slight	Same as Type-A	Same as Type-A	Same as Type-A	Type-A + Spread of Embankment	Type-A + Breakage of Sheet Pile
			Severe					

Σχήμα 2-28 Τρόποι αστοχίας των κατασκευών κατά τη ρευστοποίηση του εδάφους (JGS, 1998)

Η αστοχία που προκαλείται στις κατασκευές, μπορεί να ταξινομηθεί με βάση τη στρωματογραφία του εδάφους και την επίδρασή του σε αυτές (Σχήμα 2-28) ή σύμφωνα με τον τρόπο παραμόρφωσης των κατασκευών. Οι τρόποι παραμόρφωσης είναι δύο:

- Ο πρώτος αφορά τη συνολική μετατόπιση των κατασκευών, όπως καθίζηση (Εικόνα 2-2), κλίση, ανάδυση υπογείων κατασκευών, ανατροπές κτιρίων (Εικόνα 2-3) και χαρακτηρίζεται ως *εξωτερική αστάθεια*,
- και ο δεύτερος αφορά την παραμόρφωση που προκαλείται στις κατασκευές και έχει ως αποτέλεσμα την αστοχία των δομικών στοιχείων και χαρακτηρίζεται ως *εσωτερική αστάθεια*.



Εικόνα 2-2 Καθίζηση της υπερκείμενης κατασκευής στην Dagupan στις Φιλιππίνες το 1990

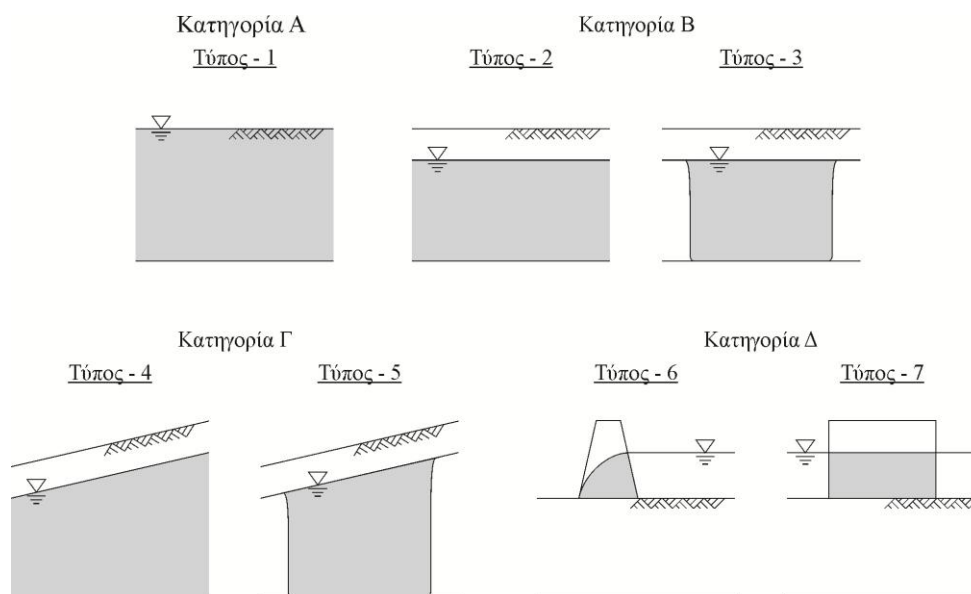
Η στρωματογραφία του ρευστοποιήσιμου εδάφους ταξινομείται σε 7 τύπους (Σχήμα 2-29) οι οποίοι αποτελούν τις 4 κατηγορίες των τρόπων αστοχίας των κατασκευών.

Κατηγορία Α: Απείρως εκτεινόμενο οριζόντιο έδαφος (τύποι 1, 2)

Το έδαφος σ' αυτή την κατηγορία δυναμικά προκαλεί τον τρόπο αστοχίας της κατασκευής όπως παραμόρφωση των πασσάλων θεμελίωσης, ανάδυση των υπόγειων κατασκευών, καθίζηση των κατασκευών και κατάρρευση των πρανών (Εικόνα 2-4). Στον τύπο 2 του εδάφους, η ύπαρξη του μη-ρευστοποιήσιμου στρώματος μπορεί να μειώσει το βαθμό των βλαβών στις κατασκευές που στηρίζονται σε αυτό.

Κατηγορία Β: Οριζόντιο έδαφος πεπερασμένης έκτασης (τύπος 3)

Σ' αυτήν την κατηγορία, η ενδεικτική σχετική μετατόπιση στα όρια μεταξύ ρευστοποιήσιμης και μη-ρευστοποιήσιμης ζώνης έχει ως αποτέλεσμα έναν επιπρόσθετο τρόπο αστοχίας. Οι σχετικές μετατοπίσεις περιλαμβάνουν, τις μετατοπίσεις κατά τη διάρκεια και μετά τη δόνηση, οι οποίες δίνουν ως αποτέλεσμα διαφορικές καθιζήσεις.



Σχήμα 2-29 Ταξινόμηση των τύπων του ρευστοποιήσιμου εδάφους (JGS, 1998)

Κατηγορία Γ: Έδαφος με επικλινή επιφάνεια (τύποι 4, 5)

Με την επικλινή επιφάνεια, το ρευστοποιήσιμο έδαφος θα ρέει με ή χωρίς όρια με αποτέλεσμα έναν επιπρόσθετο τρόπο αστοχίας. Με τα πλευρικά όρια που δίνονται στον τύπο 5, η μετατόπιση της επιφάνειας του εδάφους μπορεί να είναι μειωμένη.

Κατηγορία Δ: Εδαφικές κατασκευές και τεχνητή επιφάνεια

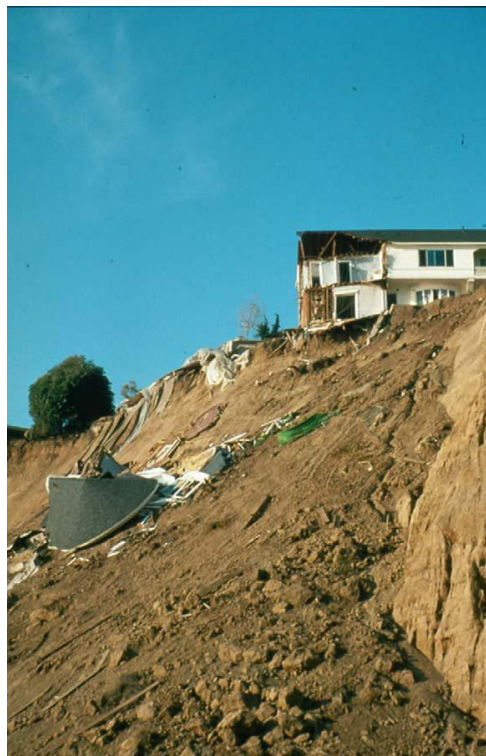
Με ελεύθερα όρια, το ρευστοποιήσιμο έδαφος θα παραμορφωθεί έως ότου η παραμορφωμένη γεωμετρία ανακτήσει την ισορροπία της. Με τα όρια που επιβάλλονται από τις κατασκευές (τύπος 7), η αλληλεπίδραση των εδαφικών κατασκευών επηρεάζει την παραμόρφωση και τον τρόπο αστοχίας του συστήματος εδάφους-κατασκευής.

Τα μέτρα αποτροπής της ρευστοποίησης ταξινομούνται σε δύο κατηγορίες: (α) σ' εκείνα που αφορούν τη βελτίωση του ρευστοποιήσιμου εδάφους και (β) σ' εκείνα που αφορούν την ενίσχυση των κατασκευών ώστε να αποτραπεί η κατάρρευσή των. Στην πρώτη κατηγορία το έδαφος βελτιώνεται ώστε να αυξηθεί η αντοχή του. Οι τρόποι βελτίωσης

περιλαμβάνουν την αύξηση της πυκνότητας, τη μείωση της διατμητικής τάσης με την αύξηση των πλευρικών τάσεων και την άμεση αποτόνωση της αύξησης της πίεσης των πόρων. Στη δεύτερη κατηγορία τα μέτρα αποτροπής εξαρτώνται από τον τύπο της κατασκευής.



Εικόνα 2-3 Ανατροπή κτιρίων μετά το σεισμό στη Niigata το 1964



Εικόνα 2-4 Αστοχία πρανούς στο Pacific Palisades, Santa Monica από το σεισμό του 1994, (EEFIT, UK)

3

Βελτίωση εδάφους με χαλικοπασσάλους – στραγγιστήρια

3.1 Εισαγωγή

Οι χαλικοπάσσαλοι είναι διατρήματα τα οποία πληρώνονται με άμμο ή χάλικες. Επινοήθηκαν και αναπτύχθηκαν για εμπορική χρήση το 1934 από τον O. J. Porter, στο Σακραμέντο της Καλιφόρνια (McKiernan-Terry-Corporation). Από το 1935 έγινε εκτεταμένη χρήση των κατακόρυφων εδαφοπασσάλων για τη σταθεροποίηση της υποκείμενης ιλύος σε έργα αυτοκινητοδρόμων στην Καλιφόρνια και το Πουέρτο Ρίκο.

Η πρώτη δονητική μέθοδος για τη συμπύκνωση σε βάθος των κοκκωδών στρωμάτων, αναπτύχθηκε από την Keller Group και εισήχθηκε στην Ευρώπη το 1936. Η μέθοδος είναι γνωστή ως δονητική συμπύκνωση, και από αυτήν προήλθε η μέθοδος της δονητικής αντικατάστασης με την οποία κατασκευάζονται οι χαλικοπάσσαλοι.

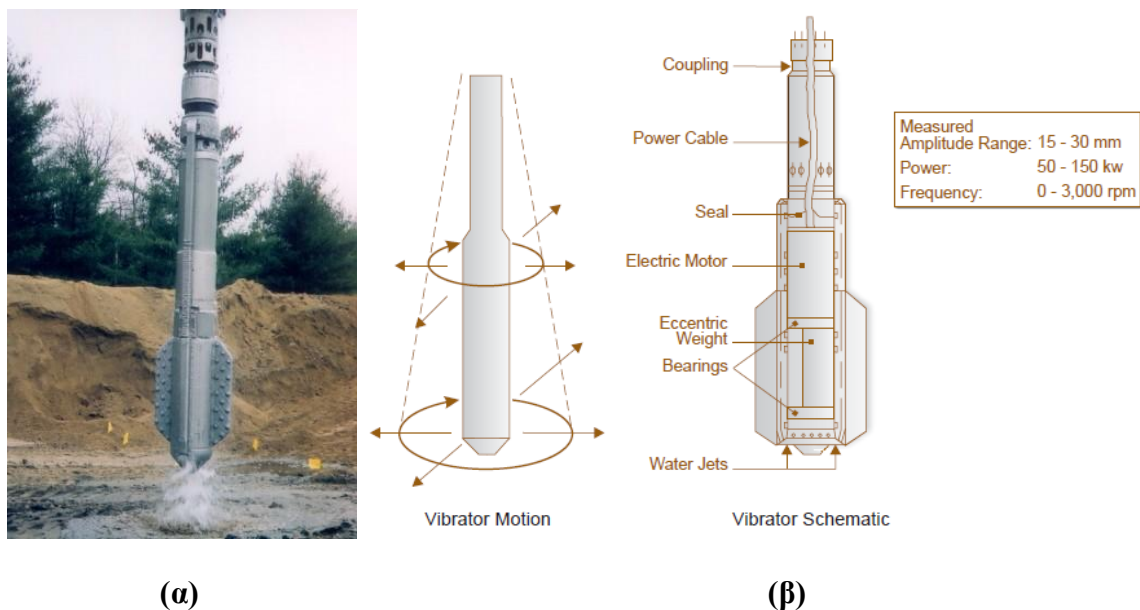
Ο σκοπός για τον οποίο γίνεται χρήση των χαλικοπασσάλων για την αντιμετώπιση της ρευστοποίησης, είναι η επιτάχυνση της αποτόνωσης των υδατικών υπερπιέσεων, η συμπύκνωση του εδάφους, η μείωση της καθίζησης, η ανάληψη φορτίου και η αύξηση της ισοδύναμης διατμητικής αντοχής.

3.2 Μέθοδος κατασκευής

Οι πιο κοινές τεχνικές που χρησιμοποιούνται για τη βελτίωση του εδάφους με χαλικοπασσάλους είναι η δονητική αντικατάσταση και το σύστημα «auger-casing». Οι κύριες μέθοδοι της δονητικής αντικατάστασης είναι:

- τροφοδοσία αδρανών από την κεφαλή της δονούμενης στήλης,
- τροφοδοσία αδρανών από την αιχμή της δονούμενης στήλης και
- με έμπηξη κλειστού σωλήνα.

Το δονούμενο στέλεχος που χρησιμοποιείται στη μέθοδο της δονητικής αντικατάστασης, διατρήει κυρίως λόγω του ιδίου βάρους και της δόνησης που προκαλεί, και μερικές φορές με τη βοήθεια εισπνεζόμενου αέρα ή και νερού (Σχήμα 3-1). Η οριζόντια δόνηση παράγεται στο υπό βελτίωση βάθος με τη χρήση έκκεντρου βάρους το οποίο περιστρέφεται από έναν ηλεκτροκινητήρα. Η κίνηση του δονητικού στελέχους είναι κυκλική στο οριζόντιο επίπεδο, δημιουργώντας δυναμική φόρτιση στη διεύθυνση όπου το έδαφος είναι ασθενέστερο.



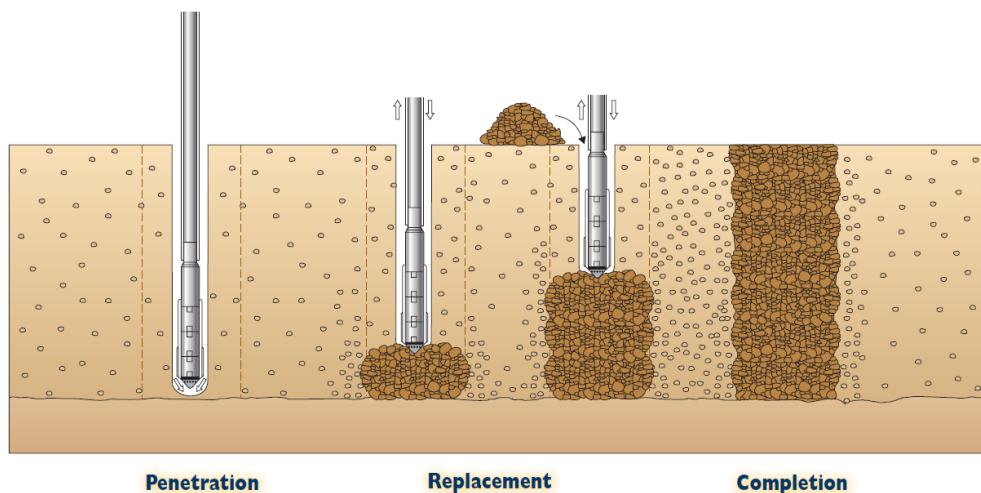
Σχήμα 3-1 (α) Δονητικό στέλεχος, (β) σχηματική διάταξη του δονητικού στελέχους (Hayward Baker)

3.2.1 Μέθοδος με τροφοδοσία αδρανών στην κεφαλή της δονητικής στήλης

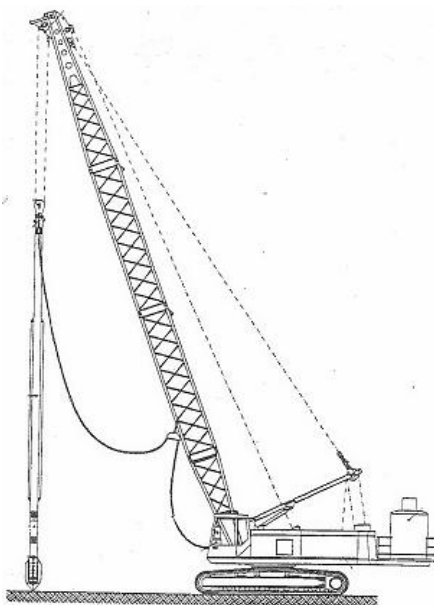
Στη μέθοδο με την τροφοδοσία αδρανών από την κεφαλή της δονούμενης στήλης, η δονούμενη στήλη προωθείται στο έδαφος με την εφαρμογή δόνησης και πίεσης νερού ή αέρα. Το νερό συντελεί στην απομάκρυνση του μαλακού υλικού κατά τη διάρκεια της διάτρησης, στη σταθεροποίηση του ανοίγματος του διατρήματος και στην εξασφάλιση ότι τα χαλίκια της λιθογόμωσης θα φτάσουν την αιχμή του δονούμενου στελέχους. Το νερό που χρησιμοποιείται για την έκπληση του διατρήματος δημιουργεί υπο-προϊόντα εκσκαφής.

Η διαδικασία κατασκευής του χαλικοπασσάλου με τη μέθοδο της τροφοδοσίας αδρανών από την κεφαλή της δονητικής στήλης χωρίζεται σε τρεις φάσεις, τη διάτρηση, την αντικατάσταση και την ολοκλήρωση (Σχήμα 3-2).

Κατά τη φάση της διάτρησης, η δονούμενη στήλη τοποθετείται με τη βοήθεια ανυψωτικού γερανού (Σχήμα 3-3) πάνω από το σημείο όπου θα κατασκευαστεί ο χαλικοπάσσαλος. Με το ίδιο βάρος της δονούμενης στήλης, τη βοήθεια νερού που διοχετεύεται από τα ακροφύσια στην αιχμή του δονητή και της δόνησης που επιβάλλεται, η δονούμενη στήλη διεισδύει στο έδαφος μέχρι το βάθος σχεδιασμού.



Σχήμα 3-2 Φάσεις κατασκευής χαλικοπασσάλου με τροφοδοσία αδρανών στην κεφαλή της δονητικής στήλης (Hayward Baker)



Σχήμα 3-3 Ανυψωτικός γερανός ο οποίο συγκρατεί τη δονούμενη στήλη και με τον οποίο γίνεται η διάτρηση

Η επιβαλλόμενη δόνηση σε συνδυασμό με τη χρήση του εκτοξευόμενου νερού έχει ως στόχο την πλευρική εκτόπιση και απομάκρυνση του λεπτόκοκκου υλικού, δημιουργώντας διάμετρο μεγαλύτερη από αυτή του δονούμενου στελέχους. Τα

τοιχώματα του διατρήματος συγκρατούνται από το ανερχόμενο μίγμα νερού και εδαφικού υλικού καθ' όλη τη διάρκεια της κατασκευής.

Όταν η δονούμενη στήλη φθάσει στο επιθυμητό βάθος, αρχίζει η διαδικασία κατασκευής του χαλικοπασσάλου (φάση αντικατάστασης) ανασύροντας τη δονούμενη στήλη με βήματα 30 με 50 cm.

Σε κάθε βήμα διοχετεύεται χαλίκι από την επιφάνεια του εδάφους. Μετά από την τροφοδοσία των αδρανών, ο δονητής υποβιβάζεται ώστε να τα συμπυκνώσει με τη δόνηση για περαιτέρω εκτόπιση του εδάφους. Με αυτόν τον τρόπο δημιουργείται χαλικοπάσσαλος με διάμετρο μεγαλύτερη από αυτή της διατομής του διατρήματος. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται μέχρι την ολοκλήρωση του χαλικοπασσάλου στην επιφάνεια του εδάφους. Η περιοχή του εδάφους που συμπυκνώνεται κατά τη συμπύκνωση των χαλικιών, γύρω από το χαλικοπάσσαλο, ονομάζεται διαταραγμένη ζώνη.

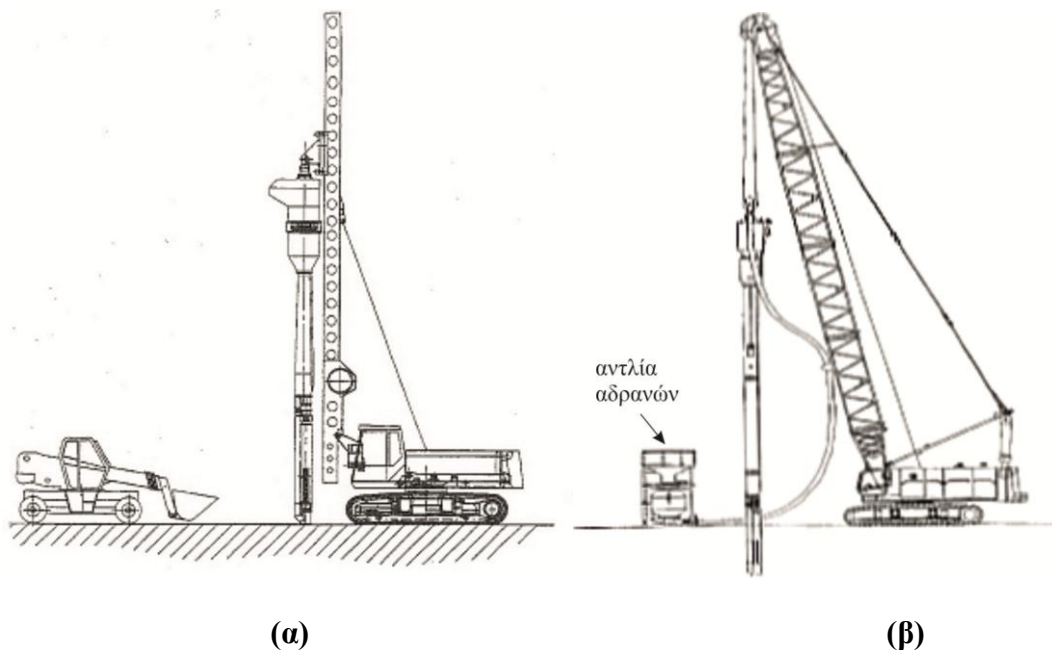
3.2.2 Μέθοδος με εσωτερική τροφοδοσία αδρανών από την αιχμή

Σε περιοχές όπου δεν είναι δυνατή η χρήση νερού, εφαρμόζεται η μέθοδος με τροφοδοσία αδρανών από την αιχμή της δονούμενης στήλης. Σ' αυτή τη μέθοδο χρησιμοποιείται το ίδιο δονητικό στέλεχος με την προηγούμενη, αλλά με επιπρόσθετη μία χοάνη και ένα σωλήνα τροφοδοσίας. Το επιπρόσθετο σύστημα συμβάλει στην τροφοδότηση των αδρανών απ' ευθείας στην αιχμή του δονητικού στελέχους. Η διαδικασία αυτή είναι απολύτως ξηρή μέθοδος και το δονητικό στέλεχος παραμένει στο έδαφος κατά τη διάρκεια της κατασκευής του χαλικοπασσάλου.

Στη μέθοδο με εσωτερική τροφοδοσία αδρανών η δονούμενη στήλη αναρτάται από γερανό με κατακόρυφο οδηγό ή από συρματόσχοινο από γερανό με κεκλιμένο οδηγό (Σχήμα 3-4). Σύμφωνα με τον πρώτο τρόπο, πάνω στον κατακόρυφο οδηγό ολισθαίνουν ανεξάρτητα η δονούμενη στήλη και η χοάνη τροφοδοσίας. Ο σωλήνας για την τροφοδοσία των αδρανών είναι στερεωμένος στη δονούμενη στήλη και φθάνει μέχρι την αιχμή του δονητικού στελέχους.

Η χοάνη τροφοδοσίας ολισθαίνει στον κατακόρυφο οδηγό μεταφέροντας τα αδρανή από το δάπεδο εργασίας στο άνω μέρος του δονητικού στελέχους. Μεταξύ της χοάνη και του σωλήνα τροφοδοσίας παρεμβάλλεται ένας θάλαμος προσωρινής αποθήκευσης με μία

βαλβίδα η οποία τον απομονώνει από το σωλήνα τροφοδοσίας. Με αυτόν τον τρόπο η τροφοδοσία των αδρανών μπορεί να γίνει με πεπιεσμένο αέρα κατά τη φάση διείσδυσης ή ανύψωσης του δονητή. Ο πεπιεσμένος αέρας συντελεί στη μείωση της υποπίεσης που δημιουργείται στο έδαφος κατά την ανύψωση του δονητικού στελέχους.



Σχήμα 3-4 Τύποι γερανών που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή χαλικοπασσάλων με εσωτερική τροφοδοσία αδρανών από τη δονούμενη στήλη



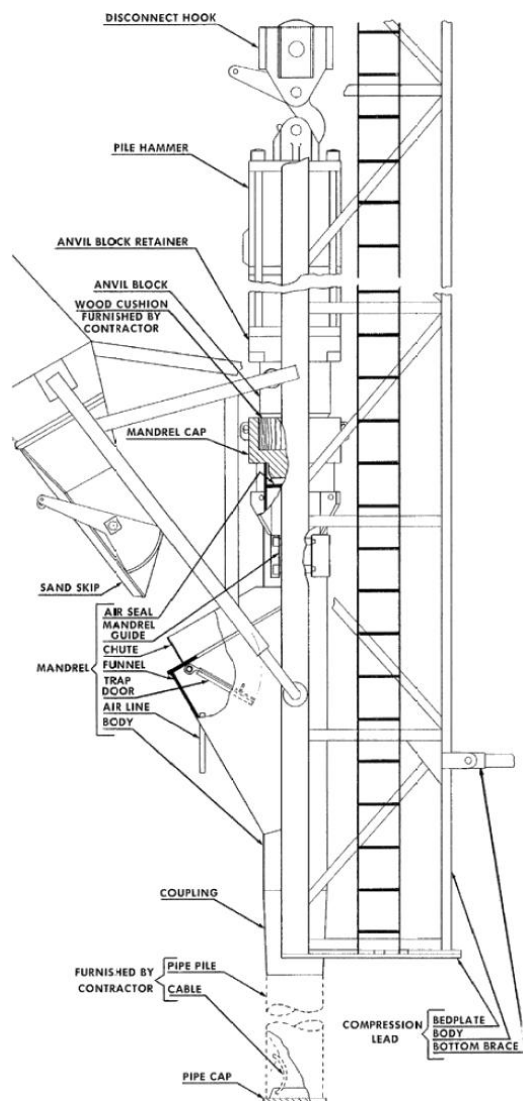
Σχήμα 3-5 Κατασκευή χαλικοπασσάλου στο I-35/Hwy 5 στο West Des Moines, Iowa (Pitt et al., 2003)

Κατά τον δεύτερο τρόπο, η τροφοδοσία στη χοάνη, η οποία βρίσκεται στην κεφαλή της στήλης, γίνεται μέσω ενός ελαστικού σωλήνα από μία κατάλληλη αντλία αδρανών.

Η μέθοδος κατασκευής των χαλικοπασσάλων με τους παραπάνω τρόπους είναι η ίδια. Κατά τη φάση της διάτρησης, το δονούμενο στέλεχος τοποθετείται στη θέση όπου θα κατασκευαστεί ο χαλικοπασσάλος. Πληρώνεται με αδρανή υλικά μέσω της χοάνης (Σχήμα 3-5) και στη συνέχεια προωθείται με πίεση και ταυτόχρονη δόνηση μέχρι το βάθος σχεδιασμού. Στη συνέχεια, το δονητικό στέλεχος ανυψώνεται κατά 0,50m και εκκενώνονται τα αδρανή. Μετά την εκκένωση των αδρανών, το δονητικό στέλεχος τα συμπυκνώνει εφαρμόζοντας δόνηση. Η παραπάνω διαδικασία επαναλαμβάνεται, έως ότου ολοκληρωθεί η κατασκευή του χαλικοπασσάλου.

3.2.3 Μέθοδος με έμπηξη κλειστού σωλήνα

Η κατασκευή με τη μέθοδο της έμπηξης κλειστού σωλήνα γίνεται σε δύο φάσεις. Αρχικά προωθείται ένας άκαμπος χαλύβδινος σωλήνας κρουστικά ή δονητικά.



Σχήμα 3-6 Σκαρίφημα του στελέχους που χρησιμοποιείται για τη μέθοδο της έμπηξης κλειστού σωλήνα (McKiernan-Terry Corporation)

Στο κάτω μέρος του από την εξωτερική πλευρά συγκρατείται μία επίπεδη μεταλλική πλάκα η οποία λειτουργεί ως πώμα του σωλήνα τροφοδοσίας. Κατά την προώθηση του σωλήνα στο έδαφος το πώμα είναι κλειστό, ενώ κατά την ανάσυρση ανοίγει. Μετά την ολοκλήρωση της διάτρησης, ο σωλήνας πληρώνεται με αδρανή υλικά από μία χοάνη η οποία είναι τοποθετημένη στο άνω άκρο του σωλήνα. Ο όγκος του υλικού που τοποθετείται στο σωλήνα είναι τέτοιος ώστε να αρκεί για την ολοκλήρωση της κατασκευής του κάθε τμήματος του χαλικοπασσάλου.

Σε κάθε στάδιο κατασκευής του χαλικοπασσάλου, ο σωλήνας ανυψώνεται ώστε να ανοίξει το πώμα και να πληρωθεί το διάτρημα με αδρανή. Το μήκος ανύψωσης είναι τέτοιο ώστε να μην υπάρξουν καταπτώσεις των τοιχωμάτων του διατρήματος που είναι χωρίς επένδυση. Στη συνέχεια, ο σωλήνας υποβιβάζεται λειτουργώντας ως δονητής για να συμπυκνώσει το υλικό και να διευρύνει τη διάμετρο του χαλικοπασσάλου. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται μέχρι την ολοκλήρωσή του.

3.2.4 Σύστημα “auger-casing”

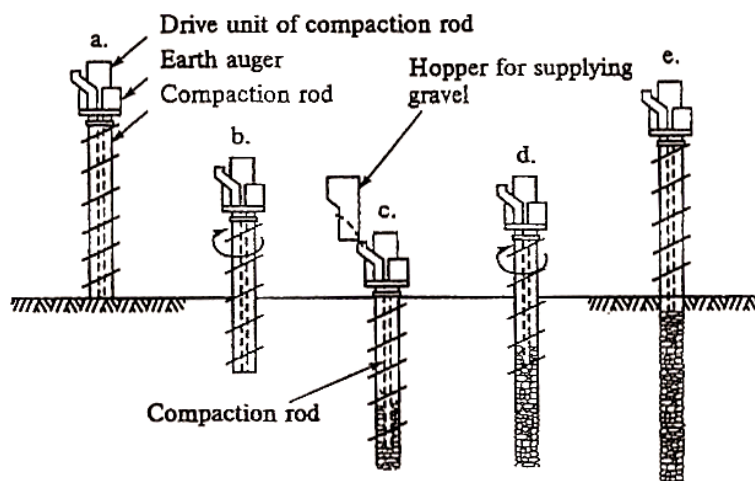
Η μέθοδος κατασκευής χαλικοπασσάλων “auger-casing” συνήθως χρησιμοποιείται στην Ιαπωνία και εξασφαλίζει μικρή έως αμελητέα συμπίκνωση. Με τη μέθοδο αυτή, ένας τυπικός χαλικοπάσσαλος μήκους 20m μπορεί να κατασκευαστεί σε λιγότερο από μία ώρα.

Η διαδικασία εγκατάστασης με τη μέθοδο “auger-casing” (Σχήμα 3-7) είναι:

- Η σωλήνωση του γεωτρήπανου τοποθετείται στο κέντρο περιστροφής του και ελέγχεται η κατακορυφότητα.
- Το περιστρεφόμενο σύστημα γεωτρήπανου-σωλήνωσης προωθείται στο έδαφος και το έδαφος απομακρύνεται.
- Τοποθετούνται τα αδρανή στη σωλήνωση από το άνω μέρος της.
- Το γεωτρήπανο ανασύρεται ενώ εκφορτώνονται τα αδρανή από την αιχμή της σωλήνας.
- Μετά την ανάσυρση, ο χαλικοπάσσαλος έχει ολοκληρωθεί.

Η σταθερότητα του εδάφους στο κάτω μέρος της σωλήνωσης εξασφαλίζεται με την εφαρμογή πίεσης νερού ή αέρα μέσα σε αυτήν. Για την αύξηση της “ικανότητας διαστολής” του εδάφους, ο εξοπλισμός εγκατάστασης έχει αναπτυχθεί ώστε να

συμπυκνώνεται ο χαλικοπάσσαλος και το περιβάλλον έδαφος, με μία ράβδο συμπύκνωσης που βρίσκεται στο κέντρο της σωλήνωσης ή εφαρμόζοντας δόνηση μόνο στο κατώτερο σημείο της σωλήνωσης.



Σχήμα 3-7 Φάσεις κατασκευής του χαλικοπασσάλου με τη μέθοδο “auger-casing” (JGS, 1998)

3.3 Ανάλυση των χαλικοπασσάλων – στραγγιστηρίων

Στο Σχήμα 3-8 δίνεται η τυπική μορφή ενός χαλικοπασσάλου με τη διαταραγμένη ζώνη και τη ζώνη επιρροής. Η διαταραγμένη ζώνη δημιουργείται κατά τη διάρκεια της διάτρησης και κατά τη συμπύκνωση των αδρανών σε κάθε τμήμα κατασκευής του χαλικοπασσάλου. Η ζώνη επιρροής περιγράφει την περιοχή στην οποία υπάρχει αποστράγγιση προς τον χαλικοπάσσαλο.

Η ανάπτυξης της πίεσης πόρων του νερού σε ένα κοκκώδες υλικό περιγράφεται από την εξίσωση του νόμου του Darcy, σύμφωνα με την οποία:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{k_h}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{k_h}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k_v}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \right) = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (3.1)$$

όπου

u υπερβολική υδροστατική πίεση του νερού των πόρων,

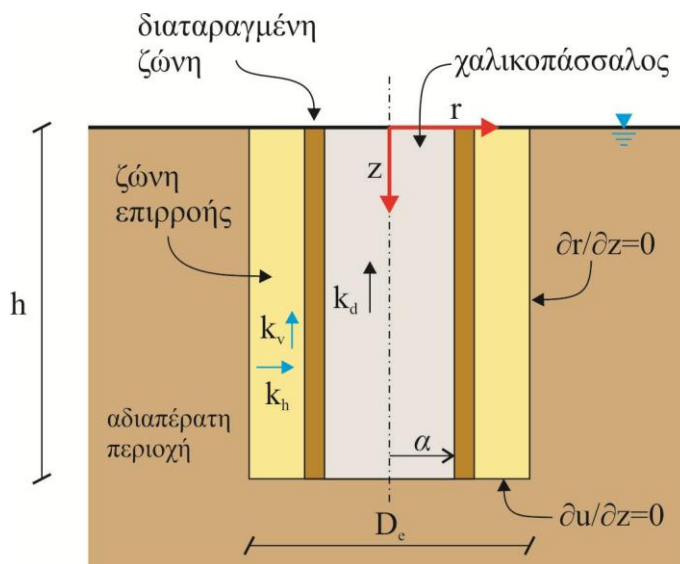
k_v, k_h συντελεστές διαπερατότητας κατά την κατακόρυφη και οριζόντια διεύθυνση,

- γ_w ειδικό βάρος του νερού,
 ε ογκομετρική παραμόρφωση.

Κατά τη χρονική στιγμή dt η πίεση του νερού των πόρων, σε ένα εδαφικό στοιχείο, μεταβάλλεται κατά du . Όταν το εδαφικό στοιχείο υποβληθεί σε dN κύκλους εναλλαγών της διατμητικής τάσης, προκαλείται αύξηση της πίεσης του νερού των πόρων κατά

$$\frac{\partial u_g}{\partial N} dN \quad (3.2)$$

όπου u_g είναι η πίεση του νερού των πόρων που παράγεται από τις ανακυκλικές διατμητικές τάσεις.



Σχήμα 3-8 Τυπική μορφή χαλικοπάσσλου με τη διαταραγμένη ζώνη και τη ζώνη επιρροής

Θεωρώντας ότι η μεταβολή των τάσεων του σώματος είναι αμελητέα, η μεταβολή του όγκου $d\varepsilon$ ενός εδαφικού στοιχείου σε χρόνο dt είναι

$$d\varepsilon = m_{v,3} \left(du - \frac{\partial u_g}{\partial N} dN \right) \quad (3.3)$$

όπου $m_{v,3}$ είναι ο συντελεστής συμπιεστότητας.

Θεωρώντας ότι οι συντελεστές k_h , k_v , $m_{v,3}$ είναι σταθερές, και ότι το πρόβλημα παρουσιάζει κυκλική συμμετρία, η (3.1), όπως περιγράφεται από τους Seed and Booker (1977), γίνεται:

$$\frac{k_h}{\gamma_w m_{v,3}} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) + \frac{k_v}{\gamma_w m_{v,3}} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t} \quad (3.4)$$

Κατά το σχεδιασμό του χαλικοπασσάλου, λαμβάνονται δύο όρια στα οποία υπάρχει μόνο κατακόρυφη ή μόνο οριζόντια αποστράγγιση (Σχήμα 3-8). Η καθαρά κατακόρυφη αποστράγγιση, όπου $\frac{\partial u}{\partial r} = 0$, μεταβάλλεται σύμφωνα με την εξίσωση που αναπτύχθηκε από τους Seed et al. (1975),

$$\frac{k_v}{\gamma_w m_{v,3}} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t}. \quad (3.5)$$

Υπό ορισμένες συνθήκες, η καθαρά ακτινική αποστράγγιση, όπου $\frac{\partial u}{\partial z} = 0$, μεταβάλλεται σύμφωνα με την εξίσωση

$$\frac{k_h}{\gamma_w m_{v,3}} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t}. \quad (3.6)$$

Στην εξίσωση (3.6), ο λόγος $\frac{\partial u_g}{\partial N}$ μπορεί να εκτιμηθεί από δοκιμές όπως περιγράφουν οι Seed et al. (1975). Για αρκετά εδάφη, η σχέση μεταξύ της u_g και του αριθμού των κύκλων φόρτισης N περιγράφεται συναρτήσει του αριθμού των κύκλων N_l κατά τον οποίο προκαλείται ρευστοποίηση υπό δεδομένες συνθήκες τάσεων, όπως δίνεται στην εξίσωση (2.11).

Συνεπώς, ο λόγος $\frac{\partial u_g}{\partial N}$ γράφεται:

$$\frac{\partial u_g}{\partial N} = \frac{\sigma'_{v0}}{a\pi N_l} \frac{1}{\sin^{2a-1} \left(\frac{\pi}{2} r_u \right) \cos \left(\frac{\pi}{2} r_u \right)}. \quad (3.7)$$

Οι Bouckovalas et al. (2009) πρότειναν ότι η παραπάνω εξίσωση, μπορεί να γραφεί με τη μορφή:

$$\frac{\partial u_g}{\partial N} = \frac{\sigma'_0}{A\pi N_l} F_1 F_2 \quad (3.8)$$

$$\text{όπου: } F_1 = \frac{1}{\left(\frac{N}{N_l}\right)^{1-1/2A}}, \quad (3.9)$$

$$F_2 = \frac{1}{\cos\left(\frac{\pi}{2} r_u\right)}. \quad (3.10)$$

Ο συντελεστής F_1 εκφράζει την απόκριση στο αρχικό στάδιο της φόρτισης ενώ ο συντελεστής F_2 την απόκριση στο τελικό στάδιο. Στο αρχικό στάδιο της φόρτισης, το έδαφος παρουσιάζει την τυπική απόκριση *εξομάλυνσης*. Κατά τη διάρκεια της ανακυκλικής φόρτισης, σε κάθε επόμενο κύκλο προκαλείται μικρότερη πλαστική ογκομετρική παραμόρφωση υπό στραγγιζόμενες συνθήκες ή μικρότερη αύξηση της πίεσης των πόρων υπό αστράγγιστες συνθήκες και σταθερού εύρους παραμόρφωσης. Η απόκριση αντιστρέφεται στα τελικά στάδια της φόρτισης, όπου ο ρυθμός της υπερπίεσης των πόρων καθίσταται εντονότερος και γίνεται υψηλότερος σε κάθε επόμενη ανακυκλική φόρτιση.

Για πρακτικούς λόγους, η μη ομοιόμορφη ανακυκλική φόρτιση, που παράγεται από ένα σεισμό, μπορεί να αναχθεί σε έναν ισοδύναμο αριθμό N_{eq} (Πίνακας 3-1) από ομοιόμορφες ανακυκλικές τάσεις, με λόγο τάσεων τ_h / σ'_{v0} , για μια χρονική διάρκεια t_d . Συνεπώς,

$$\frac{\partial N}{\partial t} = \frac{N_{eq}}{t_d}. \quad (3.11)$$

Πίνακας 3-1 Ισοδύναμος αριθμός κύκλων φόρτισης (Seed et al., 1983)

Μέγεθος σεισμού M	Ισοδύναμος αριθμός N_{eq}
8,5	26
7,5	15
6,75	10
6	5-6
5,25	2-3

Για το σχεδιασμό ενός καννάβου χαλικοπασσάλων, γίνονται δύο παραδοχές. Σύμφωνα, με την πρώτη η οριζόντια διαπερατότητα των άμμων είναι αρκετές φορές μεγαλύτερη της κατακόρυφης και σύμφωνα με τη δεύτερη, η απόσταση μεταξύ των χαλικοπασσάλων είναι μικρότερη από αυτή που απαιτείται για να αναπτυχθεί κατακόρυφη αποστράγγιση

προς την επιφάνεια. Συνεπώς, για το σχεδιασμό χρησιμοποιείται η εξίσωση (3.6), η οποία σε αδιάστατη μορφή (Bouckovalas et al., 2009) είναι:

$$T_{ad} \left(\frac{\partial^2 r_u}{\partial R^2} + \frac{1}{R} \frac{\partial r_u}{\partial R} \right) = \frac{\partial r_u}{\partial t^*} - B \quad (3.12)$$

όπου: T_{ad} ο κανονικοποιημένος χρονικός συντελεστής, $T_{ad} = \frac{k_h t_d}{\gamma_w m_v 3a^2}$,

$$B = \frac{1}{\pi A} \left(\frac{N_{eq}}{N_l} \right)^{1/2A} \frac{1}{(t^*)^{1-1/2A} \cos\left(\frac{\pi}{2} r_u\right)},$$

$$t^* = \frac{t}{t_d} (\geq 0),$$

$$R = \frac{r}{a} (\geq 1), \quad a \text{ η ακτίνα του χαλικοπασσάλου.}$$

Οι αρχικές και συνοριακές συνθήκες της εξίσωσης είναι:

$$r_u(R, t^* = 0) = 0, \quad (3.13\alpha)$$

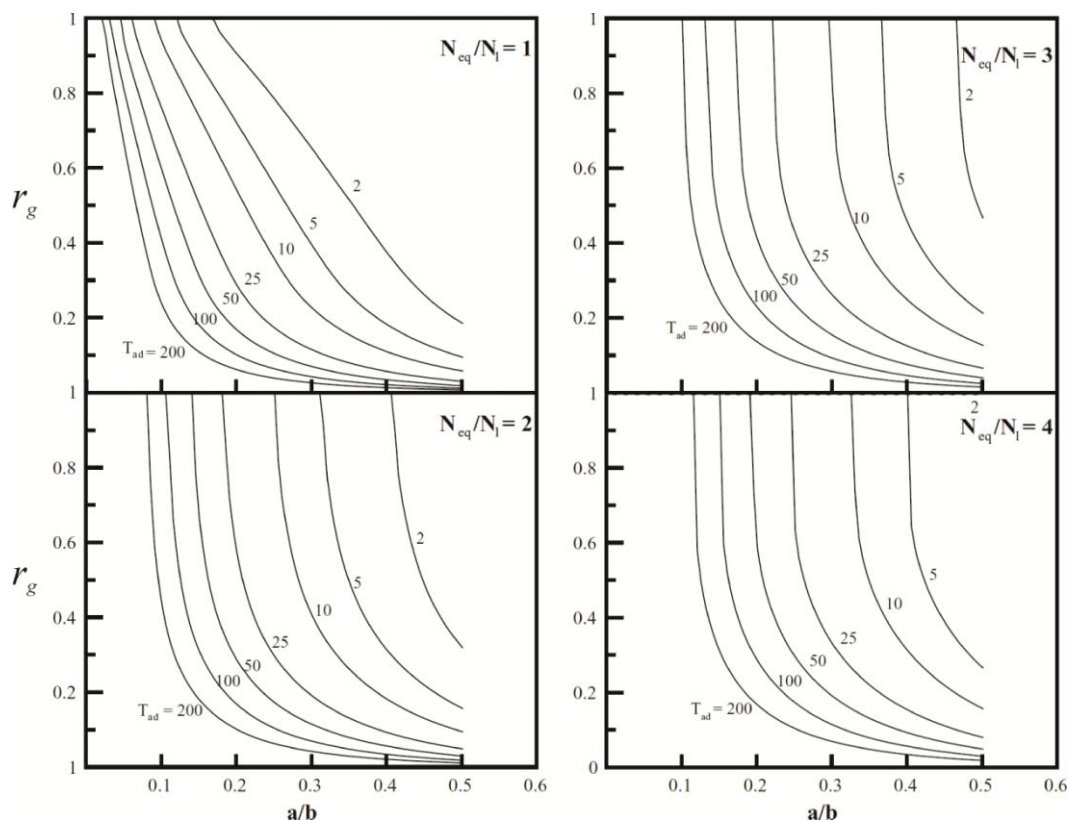
$$r_u(R = 1, t^*) = 0, \quad (3.13\beta)$$

$$\frac{\partial r_u}{\partial R}(R = b/a, t^*) = 0. \quad (3.13\gamma)$$

Στην παραπάνω εξίσωση το μέγεθος N_{eq}/N_l εκφράζει την ένταση του σεισμού. Όταν η ένταση του σεισμού είναι μικρότερη ή ίση με 1.0, τότε η υπερπίεση του νερού των πόρων αναπτύσσεται σύμφωνα με την εξίσωση (2.11) μέχρι να πάρει την τελική τιμή, τη χρονική στιγμή $t = t_d$, η οποία παραμένει σταθερή. Όταν η ένταση του σεισμού είναι μεταξύ του 1 και 4, η υπερπίεση των πόρων αυξάνεται σύμφωνα με την εξίσωση (2.11) μέχρι να πάρει τη μέγιστη τιμή που είναι ίση με σ'_{v0} . Στην κατάσταση αυτή, στο έδαφος αναπτύσσονται οι κατάλληλες συνθήκες για να ξεκινήσει η ρευστοποίηση. Στην περίπτωση που η ένταση του σεισμού πάρει τιμές ίσες ή μεγαλύτερες από 5, η υπερπίεση των πόρων αναπτύσσεται με μεγαλύτερο ρυθμό. Συνεπώς, η απαραίτητη διαπερατότητα, για τον περιορισμό του λόγου της πίεσης των πόρων σε μια καθορισμένη μέγιστη τιμή r_g , αναμένεται να αυξηθεί.

Ο κανονικοποιημένος χρονικός συντελεστής T_{ad} προσδιορίζεται συναρτήσει των χαρακτηριστικών του εδάφους και της διαμέτρου των χαλικοπασσάλων.

Για το σχεδιασμό ενός καννάβου πασσάλων, απαραίτητο στοιχείο είναι η απόσταση μεταξύ τους. Η απόσταση αυτή καθορίζεται ώστε να περιοριστεί η ανάπτυξη της πίεσης των πόρων σε μια μέγιστη τιμή r_g . Στο Σχήμα 3-9 τα γραφήματα αποτυπώνουν τη σχέση μεταξύ της αναπτυσσόμενης πίεσης πόρων και της απόστασης των χαλικοπασσάλων, για δεδομένο χρονικό συντελεστή και ένταση σεισμού.



Σχήμα 3-9 Σχέση μεταξύ της μέγιστης υπερπίεσης των πόρων και των παραμέτρων του συστήματος των χαλικοπασσάλων (Bouckovalas et al., 2009)

Ο λόγος που εκφράζει το ποσοστό αντικατάστασης του υπάρχοντος εδάφους από το υλικό των χαλικοπασσάλων ορίζεται ως συντελεστής αντικατάστασης και εκφράζεται από την εξίσωση:

$$a_s = \frac{A_c}{A_e} = \left(\frac{D}{D_e} \right)^2 \quad (3.14)$$

όπου: $A_c = \frac{\pi D^2}{4}$ η επιφάνεια του χαλικοπασσάλου,

$A_e = \frac{\pi D_e^2}{4}$ η επιφάνεια επιρροής του χαλικοπασσάλου.

3.4 Διαστασιολόγηση

Η μέθοδος σχεδιασμού ενός καννάβου χαλικοπασσάλων στηρίζεται στην ισορροπία μεταξύ του ρυθμού ανάπτυξης και του ρυθμού αποτόνωσης της υπερπίεσης του νερού των πόρων. Ο ρυθμός ανάπτυξης της υπερπίεσης του νερού των πόρων αυξάνεται με την αύξηση της έντασης του σεισμού και τη μείωση της πυκνότητας του εδάφους. Ο ρυθμός αποτόνωσης της υπερπίεσης του νερού των πόρων αυξάνεται όταν ο συντελεστής συμπίεστότητας του φυσικού εδάφους είναι μικρός και ο συντελεστής διαπερατότητας υψηλός. Επιπλέον, ο ρυθμός αποτόνωσης αυξάνεται όταν η συνολική ικανότητα αποστράγγισης του υπεδάφους αυξάνεται με την εγκατάσταση των στραγγιστηρίων σε μικρότερη απόσταση μεταξύ τους και με τη χρήση υλικών μεγάλης διαπερατότητας.

Για το σχεδιασμό και τη διαστασιολόγηση των χαλικοπασσάλων, αρχικά επιλέγεται το υλικό πλήρωσης των πασσάλων (τα αδρανή). Στη συνέχεια προσδιορίζονται, από εδαφολογικές μελέτες και δοκιμές, τα χαρακτηριστικά του εδάφους και τέλος γίνεται η διαστασιολόγηση του συστήματος των πασσάλων.

3.4.1 Υλικά πλήρωσης χαλικοπασσάλων

Τα αδρανή για την πλήρωση των πασσάλων, επιλέγονται ώστε να έχουν ικανοποιητικά υψηλή διαπερατότητα για την ταχεία αποτόνωση της ανάπτυξης της υπερπίεσης του νερού των πόρων.

Ένα φαινόμενο το οποίο ενδέχεται να παρατηρηθεί κατά τη διάρκεια της εγκατάστασης και λειτουργίας, είναι η απόφραξη του χαλικοπασσάλου. Οι συνθήκες απόφραξης μπορούν να ταξινομηθούν σε τρεις κατηγορίες:

- *Απόφραξη κατά τη διάρκεια της εγκατάστασης.*

Μετά την τοποθέτηση των αδρανών εφαρμόζεται δόνηση ώστε να συμπυκνωθούν. Κατά τη συμπύκνωση αυξάνεται η υπερπίεση του νερού των πόρων του αμμώδους εδάφους κοντά στο διάτρημα, με αποτέλεσμα το νερό των πόρων να εκρέει στο στραγγιστήριο. Η εκροή μπορεί να προκαλέσει την απόφραξη του χαλικοπασσάλου.

- *Απόφραξη μετά την εγκατάσταση, πριν το σεισμό.*

Υπάρχει η πιθανότητα η απόφραξη του στραγγιστηρίου να προχωρήσει βαθμιαία από την ανάμιξη λεπτόκοκκων σωματιδίων λόγω των διακυμάνσεων της στάθμης του υπόγειου νερού.

- Απόφραξη κατά τη διάρκεια του σεισμού.

Κατά τη διάρκεια του σεισμού, λόγω της ροής του νερού προς το στραγγιστήριο, υπάρχει η πιθανότητα να παρασυρθεί λεπτόκοκκο υλικό και κατά συνέπεια να το αποφράξει.

Για την αποφυγή της απόφραξης πρέπει να ισχύουν οι συνθήκες:

- $d_{15} / D_{85} \leq 9$ (Ohno et al., 1984), όπου d_{15} (σε mm) είναι η διάμετρος από την οποία διέρχεται το 15% του υλικού του χαλικοπασσάλου και D_{85} η διάμετρος (σε mm) από την οποία διέρχεται το 85% της ρευστοποιήσιμης άμμου,
- $d_{25} / D_{75} \leq 9.5$ ή $d_{15} / D_{85} \leq 6.4$.

3.4.2 Προσδιορισμός των χαρακτηριστικών του εδάφους

Από εδαφολογικές μελέτες και εργαστηριακές δοκιμές, προσδιορίζονται κατάλληλες σταθερές οι οποίες σχετίζονται με τα χαρακτηριστικά ρευστοποίησης του εδάφους, το συντελεστή διαπερατότητας k και το συντελεστή συμπίεστικότητας m_{v3} .

Τα χαρακτηριστικά ρευστοποίησης του εδάφους είναι: (α) ο λόγος ανακυκλικών διατμητικών τάσεων CRR και (β) ο αριθμός των κύκλων φόρτισης N_f για τον οποίο προκαλείται η ρευστοποίηση. Τα χαρακτηριστικά αυτά προσδιορίζονται από εργαστηριακές δοκιμές, όπως αναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 2.

Ο συντελεστής διαπερατότητας k , συνήθως είναι μεγαλύτερος στην οριζόντια διεύθυνση απ' ότι στην κατακόρυφη. Όταν δεν είναι δυνατή η λήψη του συντελεστή διαπερατότητας στην οριζόντια διεύθυνση, λαμβάνεται ένα συντηρητικό σχέδιο κατά το οποίο αντικαθίσταται με την τιμή του συντελεστή διαπερατότητας κατά την κατακόρυφη διεύθυνση. Προσεγγιστικές τιμές του συντελεστή διαπερατότητας, συναρτήσεως του μεγέθους των κόκκων, δίνονται στον Πίνακα 3-2.

Πίνακας 3-2 Συντελεστής διαπερατότητας k_h (PHRI, 1997)

Τύπος Εδάφους	Μέγεθος κόκκου (mm)	k_h (cm/s)
Πολύ λεπτόκοκκη άμμος	0.05~0.10	0.001~0.005
Λεπτόκοκκη άμμος	0.10~0.25	0.005~0.01
Μέση άμμος	0.25~0.50	0.01~0.1
Αδρόκοκκη άμμος	0.50~1.00	0.1~1.0
Μικρά χαλίκια	1.00~5.00	1.0~5.0

Ο συντελεστής συμπίεστότητας περιγράφει τη μεταβολή του όγκου του δοκιμίου ΔV (cm^3) συναρτήσει της υπερπίεσης των πόρων του νερού στην αρχή της στερεοποίησης

u_{\max}

$$m_{v,3} = \frac{\Delta V}{V} \frac{1}{u_{\max}}. \quad (3.15)$$

Ο συντελεστής συμπίεστότητας $m_{v,3}$ μπορεί να προσδιοριστεί από την ανακυκλική τριαξονική δοκιμή σε αστράγγιστες συνθήκες. Μετά τη δοκιμή μετράται η μεταβολή του όγκου και της πίεση των πόρων η οποία συνδέεται με την αποστράγγιση του δοκιμίου. Η μεταβολή του όγκου του δοκιμίου ΔV (cm^3) είναι ίση με τον όγκο του νερού των πόρων που εκρέει λόγω της στερεοποίησης. Ο τρόπος αυτός εκτίμησης του συντελεστή συμπίεστότητας ονομάζεται *δυναμικός συντελεστής συμπίεστότητας*. Εάν η εκτίμηση γίνει από στατικές δοκιμές στερεοποίησης, ονομάζεται *στατικός συντελεστής συμπίεστότητας*. Η σχέση μεταξύ του τύπου της άμμου και του συντελεστή συμπίεστότητας δίνεται στον Πίνακα 3-3.

Πίνακας 3-3 Σχέση σχετικής πυκνότητας με συντελεστή συμπίεστότητας (JGS, 1998)

	Dr(%)	m_v (cm^2/kgf)
Ιλύδης άμμος	-	0.005~0.02
Φτωχή άμμος	20~40	0.005~0.01
Μέσης πυκνότητας άμμος	40~60	0.002~0.005
Πυκνή άμμος	60~80	0.001~0.002
Χάλικες	-	0.0005~0.001

3.4.3 Διαστασιολόγηση του συστήματος των πασσάλων

Η διαδικασία διαστασιολόγησης και εγκατάστασης του συστήματος των χαλικοπασσάλων, χωρίζεται σε δύο μέρη.

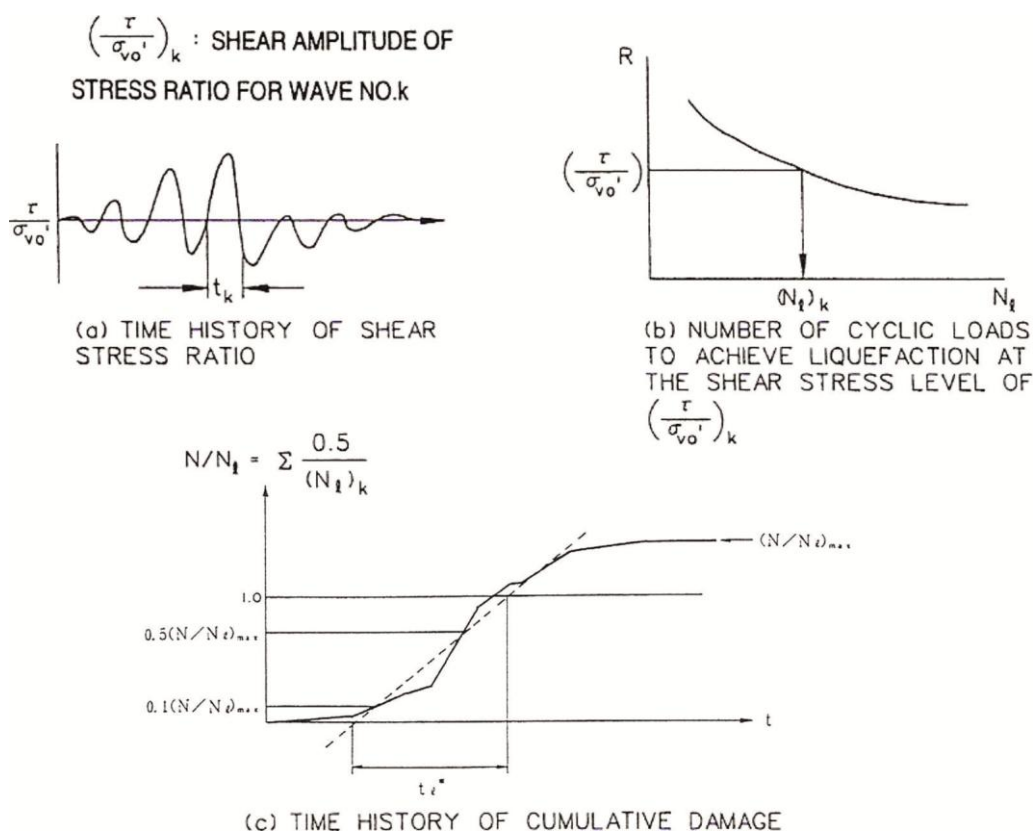
Αρχικά, προσδιορίζεται η εξέλιξη του φαινομένου της ρευστοποίησης του φυσικού εδάφους υπό αστράγγιστες συνθήκες, η οποία χαρακτηρίζεται από το δείκτη N/N_I και τον ισοδύναμο χρόνο t_I^* .

- Ο δείκτης N/N_I προσδιορίζεται από την ανάλυση απόκρισης του σεισμού και την καμπύλη αντοχής στη ρευστοποίηση (Σχήμα 3-10). Σύμφωνα με τη διαδικασία, προσδιορίζονται:

- α) το εύρος του αριθμού των κυμάτων k της χρονο-ιστορίας του λόγου των διατημτικών κυμάτων $(\tau / \sigma'_{vo})_k$
- β) ο αριθμός N_l ως προς το $R = (\tau / \sigma'_{vo})_k$ από την καμπύλη αντοχής στη ρευστοποίηση και συμβολίζεται με $(N_l)_k$ (Σχήμα 3-10b)
- γ) ο δείκτης N / N_l από την εξίσωση:

$$\frac{N}{N_l} = \sum \frac{0.5}{(N_l)_k}$$

όπου: \sum το άθροισμα για το συγκεκριμένο κύμα στην χρονο-ιστορία.



Σχήμα 3-10 Σχηματικό διάγραμμα για τον υπολογισμό της χρονο-ιστορίας και του δείκτη N/N_l (Handbook, 1997)

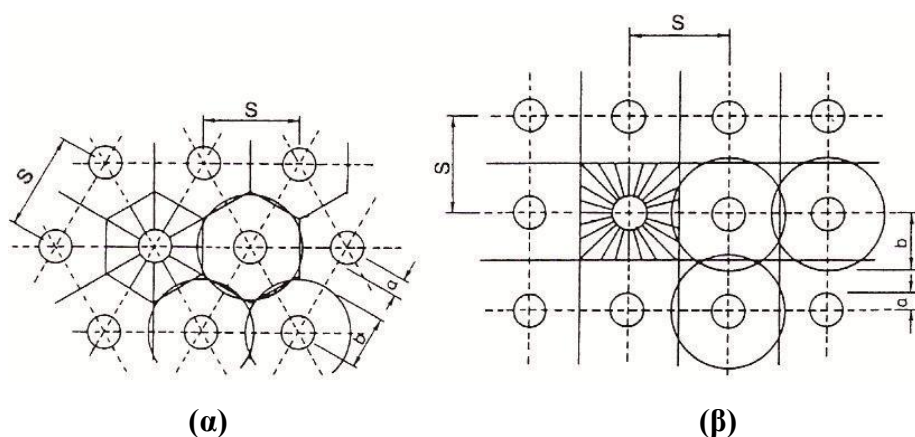
- Ο ισοδύναμος χρόνος t_l^* , για τον οποίο εξελίσσεται η ρευστοποίηση, (Σχήμα 3-10c) προσδιορίζεται από την εξίσωση:

$$t_l^* = \frac{t_{0.5} - t_{0.1}}{0.4(N / N_l)_{\max}}$$

όπου: $t_{0.5}$ ο χρόνος όπου $(N/N_I) = 0.5(N/N_I)_{\max}$, $t_{0.1}$ ο χρόνος για τον οποίο $(N/N_I) = 0.1(N/N_I)_{\max}$ και $(N/N_I)_{\max}$ η μέγιστη τιμή του δείκτη (N/N_I) .

Ο ισοδύναμος χρόνος t_l^* , που προσδιορίστηκε παραπάνω, χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό της απόστασης μεταξύ των χαλικοπασσάλων:

- Εξακρίβωση του επιτρεπόμενου λόγου της υπερπίεσης των πόρων $\bar{r}_{u,\max}$ κατά τη διάρκεια του σεισμού. Ο λόγος $\bar{r}_{u,\max}$ είναι η μέγιστη τιμή, κατά τη χρονο-ιστορία του σεισμού, και υπολογίζεται ως ο μέσος όρος στη διατομή του εδαφικού προφίλ γύρω από τον χαλικοπάσσαλο.



Σχήμα 3-11 Σχηματικό διάγραμμα της ισοδύναμης ενεργής διαμέτρου για τις περιπτώσεις τοποθέτησης των χαλικοπασσάλων (α) σε τριγωνικό και (β) σε τετραγωνικό κάρναβο (Handbook, 1997)

- Ο ισοδύναμος χρόνος t_l^* , διορθώνεται από την εξίσωση:

$$t_d = \frac{(N_u/N_I)}{(N_0/N_I)} \times t_l^*$$

όπου:

N_u/N_I η τιμή του N/N_I που αντιστοιχεί στην τιμή $\bar{r}_{u,\max}$, η οποία προκύπτει από εργαστηριακές δοκιμές,

N_0/N_I η τιμή του λόγου N/N_I που προσδιορίζεται από την εξίσωση (2.11).

- Ο καθορισμός της ακτίνας του χαλικοπασσάλου a γίνεται με βάση την απόφραξη, τον εξοπλισμό που θα χρησιμοποιηθεί για την κατασκευή, κλπ.

- Ο χρονικός συντελεστής T_{ad} καθορίζεται από την εξίσωση:

$$T_{ad} = \frac{k_h t_d}{m_v \cdot 3\gamma_w a^2}.$$

- Ο συντελεστής αντίστασης του διατρήματος R δίνεται από την εξίσωση:

$$R = \frac{8}{\pi^2} \left(\frac{k_h}{k_d} \right) \left(\frac{h}{a} \right)^2$$

όπου k_d είναι ο συντελεστής διαπερατότητας των αδρανών και h το μήκος του χαλικοπασσάλου.

- Ο λόγος της διαμέτρου του πασσάλου a/b προσδιορίζεται σύμφωνα με τα γραφήματα, (Σχήμα 3-9), όπου b είναι η διάμετρος της ισοδύναμης κυκλικής περιοχής του χαλικοπασσάλου.
- Ο κánaβος τοποθέτησης των στραγγιστηρίων μπορεί να είναι τριγωνικός ή τετραγωνικός (Σχήμα 3-11). Η απόσταση μεταξύ των στραγγιστηρίων για τριγωνικό και τετραγωνικό κánaβο, αντίστοιχα είναι:

$$S_{tr} = 1.9b,$$

$$S_{sq} = 1.77b.$$

- Ο συντελεστής αντικατάστασης για τριγωνικό και τετραγωνικό κánaβο είναι:

$$a_s^{tr} = 0.91 \left(\frac{2a}{S_{tr}} \right)^2,$$

$$a_s^{sq} = 0.78 \left(\frac{2a}{S_{sq}} \right)^2.$$

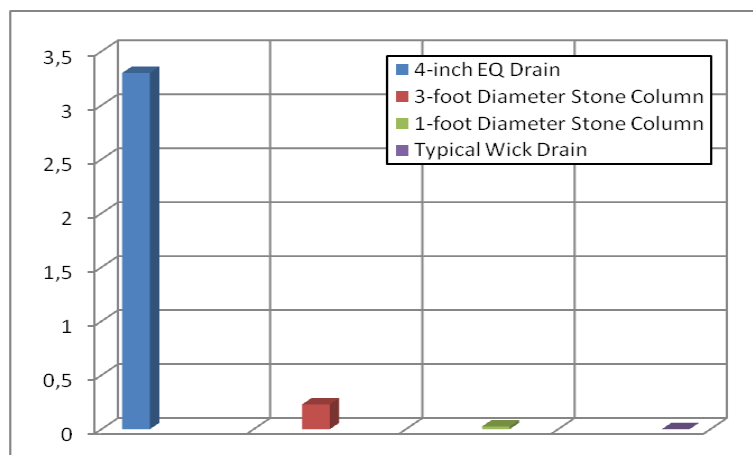
4

Βελτίωση με προκατασκευασμένα στραγγιστήρια

4.1 Εισαγωγή

Τα προκατασκευασμένα στραγγιστήρια είναι κατακόρυφα στραγγιστήρια μεγάλης παροχής, κατασκευασμένα από συνθετικά ή μεταλλικά υλικά, τα οποία εγκαθίστανται σε έδαφος μικρής περιεκτικότητας ιλύος και άμμου. Οι κύριοι τύποι προκατασκευασμένων στραγγιστηρίων είναι τα “EQ-drains” και τύπου μεταλλικού πλέγματος “screen pipe”.

Σε περίπτωση σεισμού, τα στραγγιστήρια παρέχουν μία διέξοδο στο νερό, με αποτέλεσμα την ταχεία αποτόνωση της αναπτυσσόμενης υπερπίεσης των πόρων. Χρησιμοποιούνται στη βελτίωση ακόμη και εδαφών που αποτελούνται από ιλυώδη άμμο, η οποία δεν μπορεί να συμπυκνωθεί. Ο συνδυασμός της αποστράγγισης και της συμπύκνωσης εφαρμόζεται στα 2/3 των προγραμμάτων βελτίωσης του εδάφους στην Ιαπωνία.



Σχήμα 4-1 Σύγκριση παροχής μεταξύ “EQ-drains”, συμβατικών στραγγιστηρίων και χαλικοπασσάλων, σε ft^3/sec (NILEX Corporation, 2004)

Σε αντίθεση με τα συμβατικά πλαστικά στραγγιστήρια (wick drains), τα οποία έχουν πολύ μικρή παροχή ($2.83 \times 10^{-5} m^3/s$, για υδραυλική κλίση 0.25), και τους χαλικοπασσάλους διαμέτρου 1m με παροχή $6.51 \times 10^{-4} m^3/s$ (θεωρώντας για τους

καθαρούς χάλικες, $k = 1 \text{ cm/s}$ και υδραυλική κλίση $i = 0.1$), τα προκατασκευασμένα στραγγιστήρια “EQ-drains” με διάμετρο 100 mm έχουν παροχή $1.4 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$ (με υδραυλική κλίση $i = 0.1$ και συντελεστή Manning $n = 0.015$) η οποία είναι ικανή να μειώσει την πίεση του νερού στην άμμο. Η παροχή αυτή είναι μεγαλύτερη (περισσότερο από 10 φορές) από την αντίστοιχη των χαλικοπασσάλων (Σχήμα 4-1).

Ένα άλλο πλεονέκτημα από τη χρήση των στραγγιστηρίων, σε σχέση με τους χαλικοπασσάλους, είναι ότι έχουν μικρότερο κόστος και χρόνο εγκατάστασης. Για παράδειγμα, για ένα στρώμα πάχους 12 m, η βελτίωση με χαλικοπασσάλους μπορεί να κοστίσει $107 \text{ \$/m}^2$, ενώ με στραγγιστήρια “EQ-drains” $48 \text{ \$/m}^2$ (Rollins et al.-2004). Επιπρόσθετα, τα στραγγιστήρια μπορούν να εγκατασταθούν περίπου στο 1/3 ή στο μισό του χρόνου που απαιτείται για τη βελτίωση του εδαφικού προφίλ με συμβατικές μεθόδους.

Ένα πιθανό μειονέκτημα από τη χρήση των στραγγιστηρίων είναι ότι λόγω της μη επιμελημένης εγκατάστασης ή των οριζόντιων μετατοπίσεων κατά τη διάρκεια της στερεοποίησης, μπορεί να γίνουν ασυνεχή.

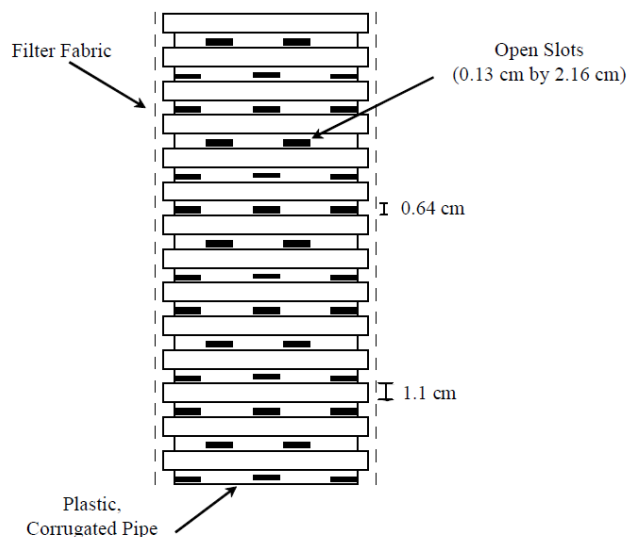
4.2 Περιγραφή

Η *Geotechnics America, Inc.* πρότεινε ένα σύστημα χρήσης προκατασκευασμένων σύνθετων στοιχείων, *EQ-drains*, για το μετριασμό της ρευστοποίησης. Τα προκατασκευασμένα κατακόρυφα στραγγιστήρια *EQ-drains* αποτελούνται από έναν πυρήνα και ένα φίλτρο (Σχήμα 4-2). Ο πυρήνας είναι διάτρητος, δακτυλιοειδούς μορφής και αποτελείται από υψηλής πυκνότητας πολυαιθυλένιο (HDPE) εξελασμένο σε υψηλή εύκαμπτη διαμόρφωση, σύμφωνα με το πρότυπο ASTM D3350 Cell Classification ή το ASTM D1248 Type III, Class C, Category 4, Grade P33.

Η διάμετρος των σωλήνων κυμαίνεται από 75 mm έως 200 mm σύμφωνα με τις απαιτήσεις των κανονισμών ASTM F-405 ή SCS 806. Ο ελεύθερος χώρος μέσα στο στραγγιστήριο, επάνω από τη στάθμη του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα, λειτουργεί ως δεξαμενή για το νερό που αποβάλλεται από το έδαφος. Αν ο ελεύθερος χώρος δεν είναι αρκετός, κατασκευάζεται πρόσθετος χώρος αποθήκευσης πάνω από την επιφάνεια στην οποία καταλήγουν τα στραγγιστήρια.

Ο πυρήνας είναι στενά τυλιγμένος με ένα ανθεκτικό γεώφασμα το οποίο λειτουργεί ως φίλτρο (Σχήμα 4-3). Το φίλτρο επιλέγεται για τις ιδιότητές του στη διήθηση, αφήνοντας

να περνάει στο στραγγιστήριο το νερό των πόρων, και ταυτόχρονα αποτρέποντας την είσοδο ιλύος και άμμου. Ο θύλακας φίλτρο κατασκευάζεται από θερμικά μη υφασμένο ύφασμα πολυπροπυλενίου με ελάχιστο βάρος 128 g/m^2 , μέγιστο φαινόμενο μέγεθος ανοίγματος πόρων (AOS) 0.21 mm , ελάχιστη αντοχή σε εφελκυσμό 440 N .



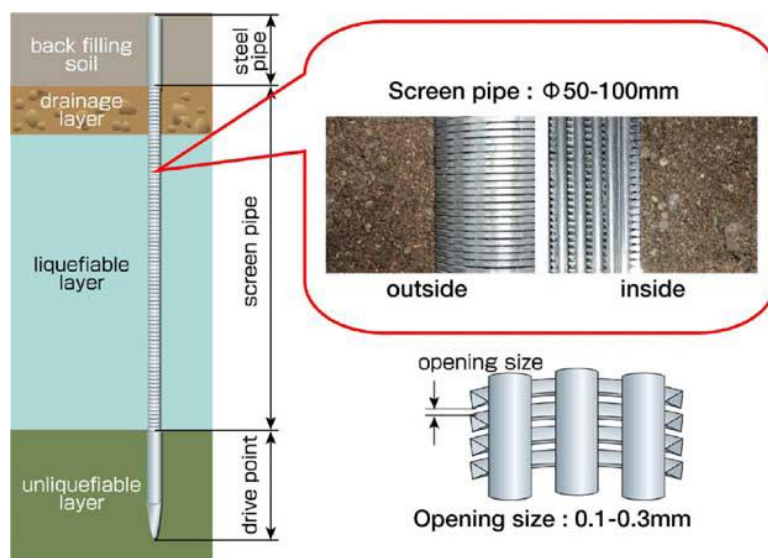
Σχήμα 4-2 Τυπική μορφή προκατασκευασμένου κατακόρυφου στραγγιστηρίου για την αποκατάσταση της ρευστοποίησης (Rathje et al., 2004)



Σχήμα 4-3 Στραγγιστήρια “EQ-drains” χωρίς φίλτρο, και με το φίλτρο (NILEX Corporation, 2004)

Το γεώφασμα είναι ικανό να αντέχει στους χειρισμούς και την τριβή που αναπτύσσεται κατά την εγκατάσταση. Στα προκατασκευασμένα κατακόρυφα στραγγιστήρια δεν επιτρέπεται η έκθεσή τους στον ήλιο για περισσότερο από 72 ώρες.

Τα στραγγιστήρια συνήθως τοποθετούνται σε τριγωνικό κάρναβο πλευράς περίπου 1 με 2 m από κέντρο σε κέντρο. Η μεταξύ τους απόσταση καθορίζεται συναρτήσει του μεγέθους του σεισμού, της σχετικής πυκνότητας και της διαπερατότητας του εδάφους. Οι μικρές αποστάσεις οδηγούν σε ομοιόμορφα συμπυκνωμένο στρώμα και σε ταχεία αποτόνωση της αναπτυσσόμενης υπερπίεσης των πόρων, κατά τη διάρκεια του σεισμού. Εκτός από την αποδοτικότερη αποστράγγιση, η μέθοδος εγκατάστασης των στραγγιστηρίων συχνά οδηγεί σε υψηλότερες σχετικές πυκνότητες.



Σχήμα 4-4 Χαρακτηριστικά του στραγγιστηρίου μεταλλικού πλέγματος (Harada et al., 2006)

Οι συναρμογές κατασκευάζονται έτσι ώστε να πετυχαίνεται η ομοκεντρικότητά τους και η συνέχειά τους. Το βάρος του κάθε σωλήνα είναι περίπου 512 gr/m.

Εκτός από τα στραγγιστήρια “EQ-drains”, οι Harada et al. (2004, 2006) ανέπτυξαν στραγγιστήρια τα οποία χαρακτηρίζονται ως μεταλλικοί αγωγοί πλέγματος “screen pipes”. Ο κάθε αγωγός έχει κοίλη κυκλική διατομή με διάμετρο 50-100 mm και αποτελείται από μεταλλικές ράβδους, τοποθετημένες κατά την αξονική διεύθυνση, που περιβάλλονται από μεταλλικά δακτυλίδια. Το διάστημα μεταξύ των δακτυλιδιών είναι 0.1-0.3 mm και επιτρέπει το νερό των πόρων να ρέει προς τον αγωγό (Σχήμα 4-4). Από δοκιμές που έχουν γίνει, έχει παρατηρηθεί ότι η διαπερατότητα του αγωγού είναι σημαντικά μεγαλύτερη από αυτήν των χαλικοπασσάλων, και ότι η απόφραξη είναι αμελητέα μετά την εκδήλωση της ρευστοποίησης.

4.3 Εγκατάσταση

Η εγκατάσταση των “EQ-drains” γίνεται με ένα δονούμενο στέλεχος το οποίο συντελεί στη συμπύκνωση της άμμου, αυξάνοντας την ανακυκλική διατμητική αντίσταση (CSR). Η εγκατάσταση γίνεται με τον ίδιο σχεδόν τρόπο όπως με τα συμβατικά στραγγιστήρια (PVD) που χρησιμοποιούνται για τη στερεοποίηση της αργίλου. Για την εγκατάσταση χρησιμοποιείται ένα χαλύβδινο στέλεχος το οποίο στην εξωτερική του πλευρά έχει τοποθετημένα τρία πτερύγια τα οποία ισαπέχουν μεταξύ τους, και βοηθούν στη μετάδοση των δονήσεων στο έδαφος. Το προκατασκευασμένο στραγγιστήριο, εφόσον του τοποθετηθεί η πλάκα αγκύρωσης στο κάτω άκρο, τοποθετείται στο στέλεχος από το κάτω μέρος του (Εικόνα 4-1). Στη συνέχεια, το στέλεχος προωθείται στο έδαφος με την εφαρμογή πίεσης και δόνησης και τέλος γίνεται ανάσυρση του στελέχους με δόνηση.



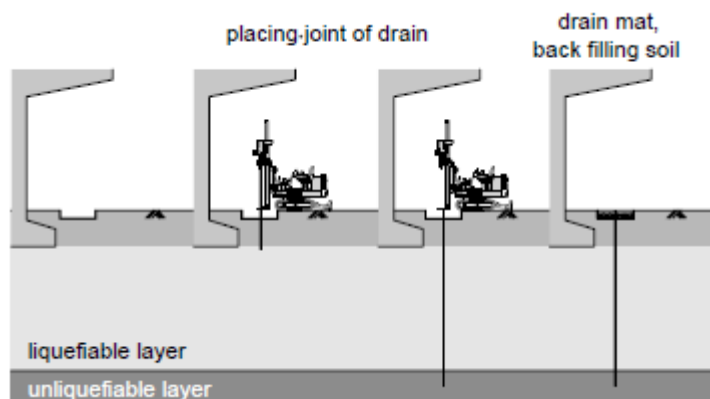
Εικόνα 4-1 Τοποθέτηση του στραγγιστηρίου στο στέλεχος (NILEX Corporation, 2004)

Για την εγκατάσταση των στραγγιστηρίων “EQ-drains”, χρησιμοποιείται γεωτρύπανο με δονούμενο στέλεχος, με ροπή εκκεντρότητας τουλάχιστον 55 Nm, για την εφαρμογή κατακόρυφης δόνησης στο στέλεχος κατά τη διάρκεια της εγκατάστασης. Ανάλογα με τις εδαφικές συνθήκες, ο εξοπλισμός που μπορεί να απαιτηθεί πρέπει να είναι ικανός να ασκήσει κάθετη δύναμη (στατική πίεση) στο στέλεχος, έντασης τουλάχιστον 12 τόνους, ώστε να ενισχυθεί η ώθηση του στελέχους στο έδαφος.

Ο σκοπός της τοποθέτησης της πλάκας αγκύρωσης στο κάτω μέρος του στραγγιστηρίου είναι να καλύψει το χαμηλότερο ανοιχτό μέρος του στελέχους κατά τη διάρκεια της διείδυσης και στη συνέχεια να αγκυρώσει το στραγγιστήριο στο έδαφος. Το στέλεχος προστατεύει το στραγγιστήριο και το περιβαλλόμενο φίλτρο κατά τη διάρκεια της εγκατάστασης από τυχόν σχίσιμο, κόψιμο ή απόξεση.

Αν ο ρυθμός εισχώρησης του στελέχους είναι μικρότερος από 80mm/s με την εφαρμογή της μέγιστης στατικής δύναμης και δόνησης, το στραγγιστήριο εγκαταλείπεται πριν φτάσει το προβλεπόμενο βάθος έμπηξης. Για την εγκατάσταση των κατακόρυφων στραγγιστηρίων δεν επιτρέπεται κρουστικό ή υδραυλικό σφυρί με πίπτων βάρος. Επίσης, περιορισμένη ποσότητα νερού στο στέλεχος διευκολύνει την αγκύρωση των στραγγιστηρίων. Πριν την εγκατάσταση των στραγγιστηρίων, επιτρέπεται η χρησιμοποίηση μεθόδων augering ή άλλων για την χαλάρωση των ανώτερων σε θέση σκληρών εδαφών, υπό την προϋπόθεση ότι η διάτρηση δε θα ξεπεράσει τα 60cm στα υποκείμενα ρευστοποιήσιμα εδάφη.

Το κόστος εγκατάστασης εξαρτάται από τα συνολικά μέτρα εγκατάστασης και κυμαίνεται από 9.8 \$/m μέχρι 18.86 \$/m (NILEX Corporation).



Σχήμα 4-5 Διαδικασία κατασκευής της μεθόδου με “screen pipe” (Harada et al., 2006)

Ένα από τα σημαντικότερα πλεονεκτήματα της μεθόδου με σωλήνες πλέγματος “screen pipe” είναι η κατασκευή της, η οποία μπορεί να γίνει σε περιοχές με περιορισμένο χώρο, ύψος 4 m ή και λιγότερο. Η εγκατάσταση γίνεται με τη χρήση ενός μικρού διατρητικού μηχανήματος ή με ανθρώπινη δύναμη, (Σχήμα 4-5). Η απόσταση μεταξύ των στραγγιστηρίων μπορεί να είναι 0.5-1.5 m και τα στραγγιστήρια μπορούν να τοποθετηθούν κατακόρυφα ή με κάποια κλίση στο προκαθορισμένο βάθος.

Τα κύρια γνωρίσματα της μεθόδου μπορούν να συνοψιστούν στα παρακάτω:

- Μπορούν να βελτιώσουν τις συνθήκες του εδάφους κάτω από υπάρχουσες κατασκευές και μπορούν να εγκατασταθούν στην περιοχή των κατασκευών.
- Η μέθοδος απαιτεί λιγότερο χρόνο για την εγκατάσταση λόγω της απλής και αποδοτικής διαδικασίας κατασκευής και έχει πολύ μικρή επίδραση στο περιβάλλον, όπως θόρυβο, δονήσεις, κλπ.
- Η εργαστηριακή έρευνα έχει δείξει ότι η μέθοδος αυτή είναι πιο αποδοτική σε σύγκριση με την παραδοσιακή μέθοδο των χαλικοπασσάλων.

Ταμιευτήρας

Ο χώρος μέσα στα στραγγιστήρια επάνω από τη στάθμη του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα παρέχει μία δεξαμενή για το νερό που αποβάλλεται, για να αποτραπεί η ρευστοποίηση κατά τη διάρκεια του σεισμού. Σε μερικές περιπτώσεις αυτός ο χώρος μπορεί να μην είναι επαρκής, και συνεπώς να απαιτείται πρόσθετος. Ως πρόσθετη δεξαμενή μπορεί να λειτουργήσει, το υπερκείμενο εδαφικό στρώμα, αν είναι διαπερατό. Στην περίπτωση όπου δεν υπάρχει υπερκείμενο διαπερατό στρώμα, κατασκευάζεται μια τεχνητή δεξαμενή. Η τεχνητή δεξαμενή μπορεί να κατασκευαστεί χωριστά για κάθε στραγγιστήριο ή να είναι ενιαία για τον κάρναβο των στραγγιστηρίων, αποτελούμενη από ένα επιφανειακό στρώμα από βαθμονομημένους χάλικες.

4.4 Ιστορικά περιστατικά εφαρμογής “EQ-drains”

Παρακάτω περιγράφονται τρεις περιπτώσεις στις οποίες έγινε χρήση προκατασκευασμένων στραγγιστηρίων.

Γέφυρα του Κόλπου στο Όακλαντ στο Σαν-Φρανσίσκο

Το έργο ξεκίνησε την Άνοιξη του 2003 αφορούσε την αντισεισμική βελτίωση ενός μέρους της γέφυρας του κόλπου στο Όακλαντ στο Σαν Φρανσίσκο. Προτάθηκε ότι θα ήταν οικονομικώς πιο αποδοτικό, μακροπρόθεσμα να αντικατασταθεί η Ανατολική Έκταση αντί να μετασκευαστεί.

Ο σχεδιασμός του νέου κλάδου περιελάμβανε την αναβάθμιση για την αντιμετώπιση θεμάτων ασφάλειας της κυκλοφορίας. Για την προσαρμογή των αναβαθμίσεων ήταν απαραίτητο να διευρυνθεί το οδόστρωμα που συνδέει το τμήμα της αερογέφυρας με τις

υπάρχουσες γραμμές των αυτοκινητοδρόμων, δυτικά της γέφυρας του κόλπου “*Toll Plaza*”. Το οδόστρωμα “*Oakland Touchdown*” χτίστηκε επάνω από την περιοχή “*Geofill*”. Η επιχωμάτωση έγινε πάνω από το υπάρχον υλικό επιχωμάτωσης, το οποίο επικαλύπτει τη μαλακή λάσπη του κόλπου (Σχήμα 4-6).

DEPTH METERS	PENETRAT. BLOWS/FT	BORING NO. B8	
		HOLLOW STEM AUGER	WATER LEVEL 2.7
SOIL DESCRIPTION			
1	25	APPROX 0.15 m TOPSOIL SP	
2	16	Medium dense, damp, fine to medium SAND with concrete debris	
3	30	-becomes saturated by 2.74 m	
4	19		
5	21		
6	39	-concrete debris not apparent by 6.10 m	
7			
8	26		
9			
10	15	BAY MUD CL	
11	13	Medium, saturated, grey CLAY with shell hash	
12		- Shell hash not apparent by 10.47 m	
13	8		
14	8		
15			
16	9		
17		Saturated, fine to medium SAND	
		BORING TERMINATED AT 17.68 m	

Σχήμα 4-6 Προφίλ γεώτρησης από την περιοχή “*Geofill*” (Rollins et al., 2004)

Οι υπολογισμοί έδειξαν ότι κάτω από το προστιθέμενο φορτίο, λόγω της κατασκευής του επιχώματος για τη διεύρυνση του δρόμου, θα εμφανιζόταν υπερβολική καθίζηση λόγω της στερεοποίησης της ιλύος του κόλπου και το υπάρχον επίχωμα θα ρευστοποιούνταν σε ενδεχόμενο σεισμό μεγέθους 8.1. Στο Σχήμα 4-7 δίνεται η χαρακτηριστική διατομή όπου φαίνεται ο τρόπος βελτίωσης της περιοχής, με τη χρήση δύο τύπων στραγγιστηρίων, “*wick-drains*” και “*EQ-drains*”.

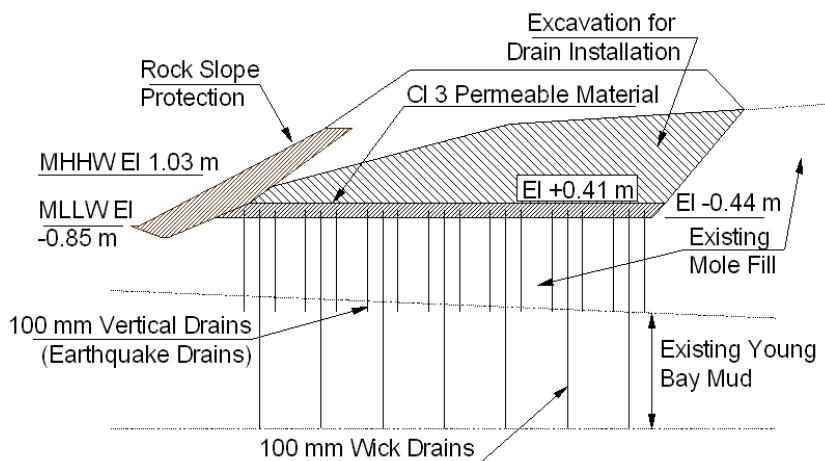
Σύμφωνα με το χρονοδιάγραμμα κατασκευής, αρχικά έγινε η εκσκαφή μέχρι το υψόμετρο -0.44 m. Στη συνέχεια τοποθετήθηκε διαπερατό στρώμα πάχους 0.47 m με αδρανή υλικά Κλάσης 3 πάνω από το γεώφασμα, φέρνοντας την επιφάνεια σε υψόμετρο +0.03 m.

Εγκαταστάθηκαν περίπου 6000 στραγγιστήρια με διαμήκη πυρήνα, διαμέσου του στρώματος των χαλικών, σε βάθος που κυμαίνονταν από 10 έως 25 m (Εικόνα 4-2). Τα στραγγιστήρια τοποθετήθηκαν σε τριγωνικό κάναβο πλευράς 1.8m και αποκόπηκαν

στην επιφάνεια των χαλικιών. Επίσης, εγκαταστάθηκαν περίπου 17.000 “EQ-drains” διαμέτρου 100 mm και μήκους 3.5 έως 6.5 m διατεταγμένα σε τριγωνικό κάρναβο πλευράς 0.9 m, διαμέσου των χαλικιών έως το κάτω μέρος του αρχικού επιπέδου επιχωμάτωσης (Εικόνα 4-3).



Εικόνα 4-2 Εγκατάσταση στραγγιστηρίων με διαμήκη πυρήνα στη γέφυρα του κόλπου (NILEX Corporation, 2004)



Σχήμα 4-7 Τυπική διατομή του Bay Bridge, Oakland Touchdown (Rollins et al., 2004)

Η εγκατάσταση των στραγγιστηρίων έγινε με ένα δονούμενο στέλεχος, ώστε να επιτευχθεί συμπύκνωση του επιχώματος. Κατά τη διάρκεια της εγκατάστασης των στραγγιστηρίων παρατηρήθηκε καθίζηση 0.6 m. Το επάνω μέρος των στραγγιστηρίων περικόπηκε κοντά στην επιφάνεια της στρώσης των χαλικιών και τοποθετήθηκαν

βραχίονες. Πάνω από το επίπεδο που καταλήγουν τα στραγγιστήρια τοποθετήθηκε ένα άλλο στρώμα από χάλικες πάχους 0.38 m (Εικόνα 4-4). Οι χάλικες απλώθηκαν επάνω από την κλειστή πλευρά των βραχιόνων, ώστε να αποτραπεί η πτώση χαλικιών, και να διευκολυνθεί η απορροή του νερού από τα στραγγιστήρια στους χάλικες.



Εικόνα 4-3 Εγκατάσταση στραγγιστηρίων EQ-drains στη γέφυρα του κόλπου (NILEX Corporation, 2004)



Εικόνα 4-4 Τοποθέτηση στρώματος από χάλικες (NILEX Corporation, 2004)


Η κατασκευή του προστατευτικού βραχώδους πρανούς και του αναχώματος ολοκληρώθηκαν με την τοποθέτηση του γεωφύσματος επάνω από το στρώμα των

χαλικιών. Επίσης, ένα επιπρόσθετο φορτίο τοποθετήθηκε και παρέμεινε μέχρι την έναρξη της κατασκευής της γέφυρας (περίπου 9 μήνες).

Κατά τη διάρκεια της παλίρροιας οι χάλικες αποστράγγισης βρίσκονταν επάνω από τον υπόγειο υδροφόρο ορίζοντα, και προβλέφθηκε να είναι διαθέσιμη μια δεξαμενή για το νερό που θα αποβληθεί κατά τη διάρκεια μιας σεισμικής δόνησης. Σε μεγάλες παλίρροιας το νερό μπορεί να μετακινηθεί ελεύθερα, διαμέσου των χαλικιών αποστράγγισης και διαμέσου των προστατευτικών χαλικιών του πρανούς, με πολύ μικρή αντίσταση.

Βιβλιοθήκη Δημοτικού Σχολείου Barnard, San Diego, California

Η κατασκευή στο Δημοτικό Σχολείο στο San Diego, της Καλιφόρνια, περιελάμβανε την κατασκευή μιας νέας βιβλιοθήκης έκτασης περίπου 186 m². Η τοποθεσία βρίσκεται στην παράκτια επίπεδη χερσόνησο (Peninsular Ranges), στην Πολιτεία της Καλιφόρνια. Το έδαφος αποτελείται από μη στερεοποιημένα ιζήματα του κόλπου και επιχωματώσεις (Σχήμα 4-8).

DEPTH FEET	PENETRAT. BLOWS/FT	LOG OF EXPLORATION BORING NO. 1 8-inch hollow stem auger Elevation 12 ft MSL SOIL DESCRIPTION
1		8 inches Asphalt Concrete, no base course.
2		BAY DEPOSITS: Sandy clay (CL), brown, fine sand, medium plasticity, moist, soft.
3	11	
4		
5		
6	5	Sandy fat clay (CL), brown to black, fine sand, very moist.
7		
8		Sandy silt (ML), dark gray, low plasticity, moist, soft,
9		micaceous.
10		
11	7	
12		
13		
14		
15		
16	2	Sand (SP), dark gray, fine to medium, wet, loose.
17		
18		
19		
20		
21	86	BAY POINT FORMATION: Sand with silt (SP-SM), light brown, moist, very dense.
22		

Σχήμα 4-8 Αποτελέσματα γεώτρησης, Βιβλιοθήκη Δημοτικού Σχολείου Barnard (Rollins et al., 2004)

Τα ιζήματα του κόλπου κάτω από τη στάθμη των υπόγειων υδάτων εκτιμήθηκαν ότι έχουν μεγάλη πιθανότητα για ρευστοποίηση, όταν υποβληθούν σε κίνηση του εδάφους. Η

εκτιμώμενη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση, που προκύπτει από την “*Design Basis Earthquake*”, είναι 0.4g. Η προκύπτουσα δυναμική καθίζηση εκτιμήθηκε ότι θα ήταν τις τάξεως των 15 έως 23 cm, και η διαφορική καθίζηση της τάξεως των 3.8 cm.

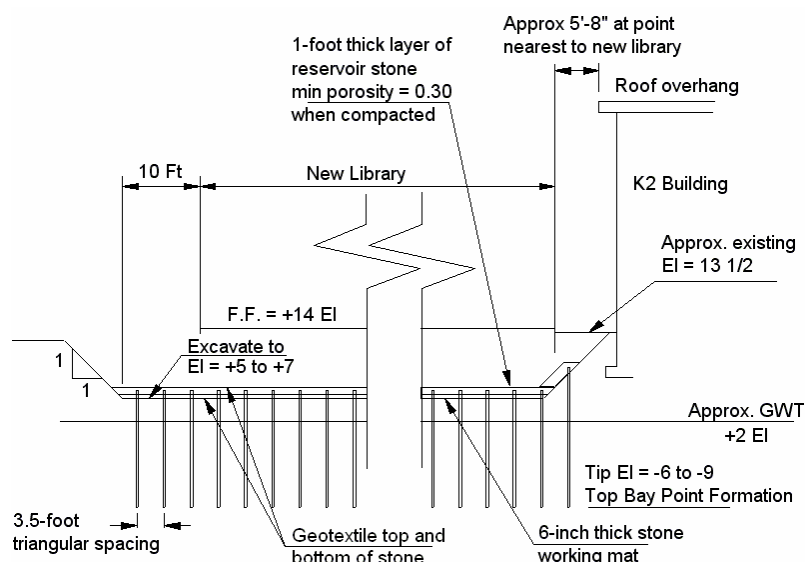


Εικόνα 4-5 Περικομμένα στραγγιστήρια σε ομοιόμορφο ύψος στη Βιβλιοθήκη του Δημοτικού Σχολείου στο Barnard (Rollins et al., 2004)

Η νέα βιβλιοθήκη κτίστηκε περίπου 1.8 m μέσα στις θεμελιωδοκούς ενός υπάρχοντος κτιρίου. Τα “*EQ-drains*” επιλέχθηκαν ώστε η λύση να είναι οικονομικώς πιο αποδοτική. Οι υπολογισμοί έδειξαν ότι ένας τριγωνικός κάναβος πλευράς 1.1 m με μέγιστο ύψος 1.5 m, από την επιφάνεια της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα μέχρι τον ταμιευτήρα, θα περιόριζε το λόγο της μέγιστης πίεσης των πόρων λιγότερο από 0.6 κατά τη διάρκεια ενός μελλοντικού σεισμού, και θα μείωνε την εκτιμώμενη καθίζηση σε λιγότερο από 2.5 cm.

Σύμφωνα με το χρονοδιάγραμμα κατασκευής (Σχήμα 4-9), αρχικά έγινε η εκσκαφή γύρω από την περιοχή του κτιρίου σε βάθος με υψόμετρο +1.5 m, και +3.1 m έξω από το περίγραμμα του κτιρίου, εκτός δίπλα από το υπάρχον κτίριο K2. Επάνω από το δάπεδο της εκσκαφής τοποθετήθηκε γεωύφασμα και επάνω από το γεωύφασμα στρώση 15 cm από λίθους ως δάπεδο εργασίας. Ενδιάμεσα από τους χάλικες και το γεωύφασμα, στο πάνω μέρος του διαμορφωμένου ακρωτηρίου του κόλπου, εγκαταστάθηκαν περίπου 400 στραγγιστήρια τα οποία περικόπηκαν σε ομοιόμορφο ύψος. Με το πάνω μέρος των στραγγιστηρίων συνδέθηκε γεωύφασμα υψηλής διαπερατότητας και πάνω από τα

στραγγιστήρια τοποθετήθηκε στρώμα χαλικιών ανοιχτής διαβάθμισης. Πάνω από τη στρώση των χαλικιών τοποθετήθηκε ένα άλλο γεώφασμα και η κατασκευή ολοκληρώθηκε με τεχνητή επιχωμάτωση. Η βιβλιοθήκη θεμελιώθηκε σε θεμελιωδοκούς κατασκευασμένες πάνω στην τεχνητή επιχωμάτωση. Στην Εικόνα 4-5 δείχνονται τα στραγγιστήρια τα οποία έχουν περικοπεί και είναι τοποθετημένα σε απόσταση περίπου 1.8 m από το κτίριο K2.



Σχήμα 4-9 Διατομή βελτίωσης του εδάφους στη Βιβλιοθήκη του Δημοτικού Σχολείου στο Barnard (Rollins et al., 2004)

Hyatt Regency Hotel and Casino

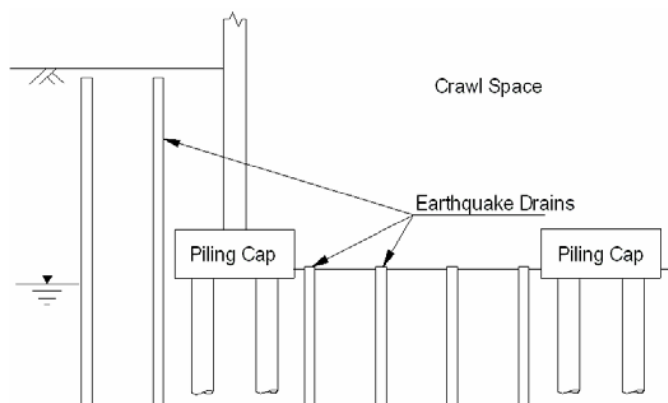
Το Hyatt Regency Hotel & Casino κατασκευάστηκε από την Rochamel Constrution στον ανυψωμένο δρόμο που συνδέει το κύριο νησί της Saint Lucia στις Δυτικές Βρετανικές Ινδίες με το ακρωτήριο Pigeon.

Ο ανυψωμένος δρόμος κατασκευάστηκε μεταξύ του 1969 και του 1973. Η κατασκευή του δημιούργησε σημαντικά γεωτεχνικά προβλήματα. Κατασκευάστηκε με την απόθεση (back-dumping) φτωχής άμμου από την ηπειρωτική χώρα στη θάλασσα. Η απόθεση αυτή διήρκεσε μέχρι ο ανυψωμένος δρόμος να ξεπεράσει το επίπεδο της θάλασσας ώστε να παρέχει πρόσβαση στο ακρωτήρι Pigeon. Η επιχωμάτωση έγινε σε περίπου 11 m βάθους και αποτελούταν από κοραλλιογενή άμμο (που ποικίλει σε μέγεθος από λεπτόκοκκη άμμο μέχρι λεπτόκοκκο χαλίκι), που περιέχει λεπτά στρώματα ιλύος ή αργίλου και σποραδικά φακούς από οργανικό υλικό. Αυτή η μέθοδος κατασκευής οδήγησε σε ένα

παχύ στρώμα φτωχής κορεσμένης άμμου το οποίο πιθανόν να ρευστοποιούνταν κατά τη διάρκεια ενός μελλοντικού σεισμού. Από 0 έως 1.5 m βάθος οι αριθμοί N_{SPT} ήταν μεγαλύτεροι από 20 κτύπους/0.3 m. Από 1.5 έως 4.5 m βάθος οι αριθμοί N_{SPT} ήταν μικρότεροι από 5 κτύπους/0.3 m και σε βάθος από 4.5 μέχρι 9 m το εύρος των αριθμών N_{SPT} ποικίλει από 10 έως 15. Για βάθος μεγαλύτερο των 9 m οι αριθμοί N_{SPT} ήταν 10 με 15.

Κάτω από το τεχνητό επίχωμα συναντήθηκε φυσική κοραλλιογενή άμμος. Οι φυσικές αποθέσεις, ποικίλουν από λεπτόκοκκη άμμο μέχρι αμμώδες χαλίκι που αποτελείται από γύψο κοραλλιών. Το αποσαθρωμένο πέτρωμα συναντήθηκε κάτω από την κοραλλιογενή άμμο σε βάθος 12.2 με 13.7 m, αποτελούμενο τυπικά από κονιοποιημένη άργιλο ή ιλυώδη άμμο. Ο υδροφόρος ορίζοντας συναντήθηκε σε βάθος 1.5 με 1.8 m.

Η εξέταση των ιστορικών σεισμολογικών δεδομένων έδειξε ότι είχαν γίνει σεισμοί μεγέθους 7.0 με 7.7 σε απόσταση μέχρι 100km από την Saint Lucia. Μια τέτοια δόνηση σε απόσταση 25 με 100 km, μπορεί να παράγει μέγιστη εδαφική επιτάχυνση περίπου 0.33g. Παρόλο που η τετραώροφη κατασκευή ήταν να θεμελιωθεί σε πασσάλους, υπήρχε η ανησυχία ότι η φτωχή άμμος μπορούσε να ρευστοποιηθεί, και έτσι εγκαταλείφθηκε η κατασκευή των πασσάλων χωρίς την πλευρική υποστήριξη.



Σχήμα 4-10 Σχήμα μελέτης για το Hyatt Regency Hotel and Casino (Rollins et al., 2004)

Για την αντιμετώπιση του προβλήματος της ρευστοποίησης, εγκαταστάθηκαν 152.400 m “EQ-drains” σε όλη την έκταση. Τα “EQ-drains” με διάμετρο 100 mm εγκαταστημένα σε απόσταση 1.22 m και βάθος 13.7 m μπορούσαν να μειώσουν το λόγο της υπερπίεσης των πόρων σε λιγότερο από 0.6 κατά τη διάρκεια της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού.

Αν τα στραγγιστήρια εκτείνονταν κοντά στην επιφάνεια του εδάφους θα υπήρχε επαρκής χώρος μέσα στο στραγγιστήριο, ως ταμιευτήρας, για την απομάκρυνση του νερού των πόρων. Στο Σχήμα 4-10 δίνεται το σχέδιο κατασκευής και στην Εικόνα 4-6 η ολοκλήρωση της εγκατάστασης των στραγγιστηρίων. Τα στραγγιστήρια στο χαμηλότερο επίπεδο μέσα στην κατασκευή επιτράπηκε να αδειάζουν απ' ευθείας στην επιφάνεια του εδάφους. Εξωτερικά από την περίμετρο του κτιρίου εγκαταστάθηκαν δύο σειρές στραγγιστηρίων.



Εικόνα 4-6 Φωτογραφία από την εγκατάσταση στραγγιστηρίων πριν από την εγκατάσταση των σωλήνων στο Hyatt Regency Hotel and Casino (Rollins et al., 2004)

Στις 8 Ιουνίου 1999 σημειώθηκε σεισμός μεγέθους 5.4 με επίκεντρο περίπου 100 km Νοτιο-Ανατολικά της πρωτεύουσας St. Lucia, Castries. Εκτιμήθηκε ότι η επιτάχυνση του εδάφους, κατά μήκος του Νοτιο-Ανατολικού τμήματος του νησιού ήταν της τάξεως των 0.12g. Παρόλο που κανένα στοιχείο ρευστοποίησης δεν εκδηλώθηκε στο νησί, οι υπερπιέσεις των πόρων που αναπτύχθηκαν από τη δόνηση του εδάφους, ανύψωσαν τη στάθμη του νερού στα στραγγιστήρια και σε μερικές περιπτώσεις παρατηρήθηκε εκροή μικρών ποσοτήτων νερού στην επιφάνεια.

5

Παραμετρική διαστασιολόγηση καννάβου χαλικοπασσάλων

Θεωρούμε μια περιοχή η οποία πρόκειται να βελτιωθεί από τον κίνδυνο ρευστοποίησης. Η περιοχή αυτή αποτελείται από ένα στρώμα αργίλου με πάχος $h_1 = 2$ m, ένα στρώμα άμμου με πάχος $h_2 = 10$ m και ένα στρώμα αργίλου (Σχήμα 5-1). Ο υδροφόρος ορίζοντας συναντάται στην επαφή των στρώσεων αργίλου-άμμου σε βάθος 2 m. Το ειδικό βάρος των στρωμάτων της αργίλου και της άμμου λαμβάνεται 19 kN/m^3 και 20 kN/m^3 , αντίστοιχα. Ο συντελεστής διαπερατότητας της άμμου, κατά την οριζόντια διεύθυνση, επιλέγεται, για μέση άμμο, ως $k_h = 3 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$.

Η παραμετρική ανάλυση θα γίνει για σεισμό μεγέθους $M = 6.5$ με περίοδο ταλαντώσεως $T = 0.3$ s και ισοδύναμο αριθμό κύκλων φόρτισης, λόγω του σεισμού, $N_{eq} = 9$ (Πίνακας 3-1).

Το δυναμικό της ρευστοποίησης λόγω της σεισμικής δόνησης προσδιορίζεται από την εξίσωση (2.31), η οποία περιγράφει την αντίσταση του εδάφους στη ρευστοποίηση προς το λόγο των ανακυκλικών τάσεων. Η αντίσταση του εδάφους στη ρευστοποίηση θα προσδιοριστεί συναρτήσει του αριθμού- N_{SPT} για τις τιμές:

N_{SPT}	5	10	15	20	25	30
-----------	---	----	----	----	----	----

Η ανάλυση γίνεται στο μέσο της στρώσης της άμμου, $z = 5$ m, όπου η γεωστατική τάση είναι:

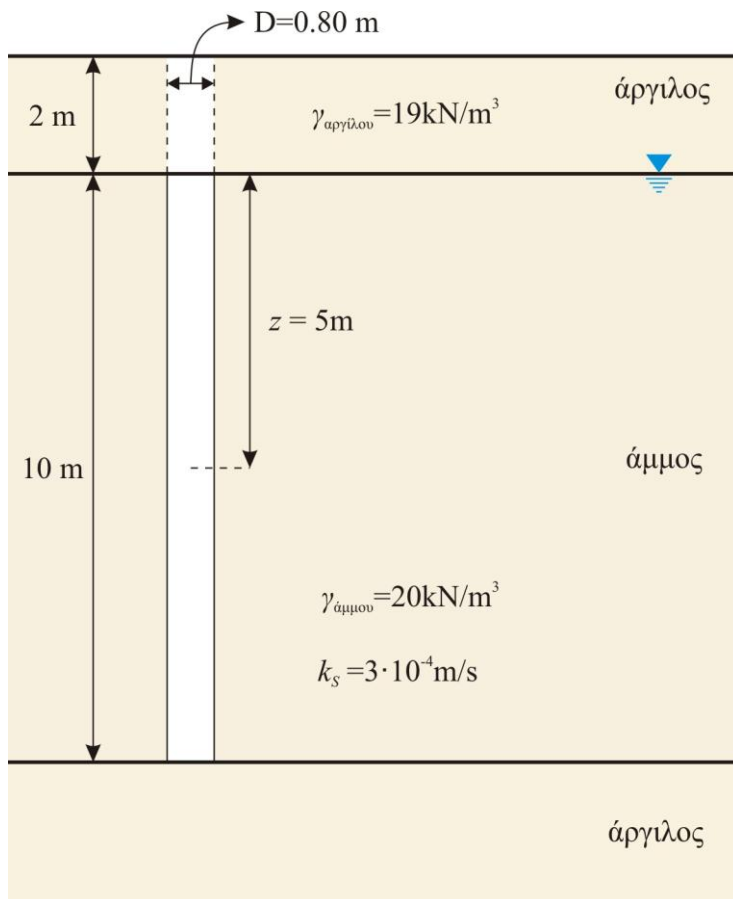
$$\sigma_{v0} = h_1 \gamma_{\text{αργίλου}} + z \gamma_{\text{άμμου}} = 138.0 \text{ kPa}, \quad (5.1)$$

και η ενεργός γεωστατική τάση είναι:

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u = 138.0 - z \gamma_{\text{νερού}} = 88.0 \text{ kPa} = 9.0 \text{ tf/m}^2. \quad (5.2)$$

Λόγω της ύπαρξης υπόγειου νερού και με την υπόθεση ότι οι εδαφικοί κόκκοι έχουν πυκνή δομή, ο αριθμός N_{SPT} αρχικά διορθώνεται από την εξίσωση (2.12). Ο αριθμός N_w που προκύπτει, διορθώνεται από την εξίσωση (2.13),

$$(N_1)_{60} = N_w C_N C_E C_B C_R C_S \quad (5.3)$$



Σχήμα 5-1 Εδαφική τομή

Στην εξίσωση (5.3), ο συντελεστής διόρθωσης λόγω της γεωστατικής τάσης είναι:

$$C_N = \sqrt{\frac{100}{\sigma'_{v0}}} = 1.07 \quad (5.4)$$

Ο συντελεστής διόρθωσης, για τις Η.Π.Α., λόγω της ενέργειας των κρούσεων λαμβάνεται για μηχανισμό που αποτελείται από σχοινί με τροχαλία (Πίνακας 2-2),

$$C_E = 1.0 \quad (5.5)$$

Οι συντελεστές συναρτήσεως της διαμέτρου της γεώτρησης C_B , του μήκους του διατρητικού στελέχους C_R και του δειγματολήπτη χωρίς χιτώνιο C_S λαμβάνονται από τον Πίνακα 2-3,

$$\begin{aligned} C_B &= 1.0, \\ C_R &= 1.0, \\ C_S &= 1.0. \end{aligned} \tag{5.6}$$

Από τα παραπάνω, προκύπτει ο αριθμός $(N_1)_{60}$, ο οποίος δίνεται στον Πίνακα 5-1 και χαρακτηρίζει τη συμπεριφορά της καθαρής άμμου.

Πίνακας 5-1 Διορθωμένος αριθμός $(N_1)_{60}$

N_{SPT}	5	10	15	20	25	30
N_w	5	10	15	18	20	23
$(N_1)_{60}$	5	11	16	19	21	24

Στη συνέχεια διερευνώνται δύο περιπτώσεις, όπου το ποσοστό των λεπτόκοκκων είναι $FC = 0\%$ και $FC = 10\%$. Ο αριθμό $(N_1)_{60}$ διορθώνεται συναρτήσει του ποσοστού των λεπτόκοκκων από την εξίσωση (2.15). Από τη διόρθωση προκύπτει ένας ισοδύναμος αριθμός για την καθαρή άμμο για την περίπτωση που το ποσοστό των λεπτόκοκκων είναι $FC = 10\%$. Από τον Πίνακα 2-4 υπολογίζονται οι σταθερές α και β .

Πίνακας 5-2 Συντελεστές διόρθωσης του αριθμού $(N_1)_{60}$

FC	α	β
0%	0	1
10%	0.869	1.022

Ο ισοδύναμος αριθμός $(N_1)_{60,CS}$ για την καθαρή άμμο είναι:

$$(N_1)_{60,CS} = \alpha + \beta(N_1)_{60}. \tag{5.7}$$

Πίνακας 5-3 Αριθμός $(N_1)_{60,CS}$

N_{SPT}	5	10	15	20	25	30	
$(N_1)_{60,CS}$	$FC = 0\%$	5	11	16	19	21	24
	$FC = 10\%$	6	12	17	20	23	25

Η αντίσταση του εδάφους στη ρευστοποίηση για σεισμό μεγέθους $M = 7.5$ εκτιμάται από την εξίσωση (2.18) και τον Πίνακα 5-3.

Πίνακας 5-4 Τιμές του συντελεστή $CRR_{M=7.5}$ α) για $FC = 0\%$ και β) για $FC = 10\%$

$(N_1)_{60,CS}$	5	11	16	19	21	24
$CRR_{M=7.5}$	0.09	0.12	0.16	0.19	0.22	0.27
$(N_1)_{60,CS}$	6	12	17	20	23	25
$CRR_{M=7.5}$	0.09	0.13	0.18	0.20	0.24	0.30

Για μέγεθος σεισμού $M = 6.5$ η αντίσταση στη ρευστοποίηση εκτιμάται, από την εξίσωση (2.27), συναρτήσει του συντελεστή αναγωγής μεγέθους MSF , ο οποίος είναι:

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}} = 1.44. \quad (5.8)$$

Από τις εξισώσεις (2.26), (5.8) και τον Πίνακα 5-4, υπολογίζεται η αντίσταση στη ρευστοποίηση για μέγεθος σεισμού $M = 6.5$.

Πίνακας 5-5 Τιμές του συντελεστή CRR για σεισμό μεγέθους $M=6.5$ α) για $FC = 0\%$ και β) για $FC = 10\%$

$(N_1)_{60,CS}$	5	11	16	19	21	24
$CRR_{M=6.5}$	0.13	0.18	0.24	0.27	0.32	0.39
$(N_1)_{60,CS}$	6	12	17	20	23	25
$CRR_{M=6.5}$	0.14	0.19	0.25	0.30	0.35	0.43

Ο λόγος των ανακυκλικών τάσεων CSR , που προκαλείται λόγω της σεισμικής φόρτισης, υπολογίζεται από την εξίσωση (2.29) για σεισμικές επιταχύνσεις $a_{max} / g : 0.1, 0.2, 0.3, 0.4$. Ο συντελεστής r_d της εξίσωσης (2.29), για βάθος $h = h_1 + z = 7$ m, δίνεται από την εξίσωση (2.30),

$$r_d = \frac{1.000 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5}}{1.000 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.001210z^3} = 0.949. \quad (5.9)$$

Από τα παραπάνω υπολογίζεται ο λόγος CSR .

Πίνακας 5-6 Τιμές του συντελεστή CSR

a_{\max}/g	CSR
0.1	0.097
0.2	0.193
0.3	0.290
0.4	0.387

Το δυναμικό της ρευστοποίησης εκφράζεται με το συντελεστή ασφαλείας FS , σύμφωνα με την εξίσωση (2.31).

Πίνακας 5-7 Τιμές του συντελεστή ασφαλείας FS συναρτήσει του ποσοστού των λεπτόκοκκων α) για $FC = 0\%$ και β) για $FC = 10\%$

FS		$CRR_{M=6.5}$					
		0.13	0.18	0.24	0.27	0.32	0.39
CSR	0.097	1.31	1.83	2.46	2.84	3.33	3.99
	0.193	0.66	0.91	1.23	1.42	1.66	2.00
	0.290	0.44	0.61	0.82	0.95	1.11	1.33
	0.387	0.33	0.46	0.61	0.71	0.83	1.00

FS		$CRR_{M=6.5}$					
		0.13	0.18	0.24	0.27	0.32	0.39
CSR	0.097	1.40	1.95	2.62	3.06	3.63	4.46
	0.193	0.70	0.97	1.31	1.53	1.82	2.23
	0.290	0.47	0.65	0.87	1.02	1.21	1.49
	0.387	0.35	0.49	0.66	0.76	0.91	1.12

Στον Πίνακα 5-7 φαίνεται πως σε αρκετές περιπτώσεις το έδαφος αστοχεί σε ρευστοποίηση, $FS < 1.0$. Για την αντιμετώπιση του προβλήματος τοποθετείται κάρναβος χαλικοπασσάλων με διάμετρο $D = 0.70$ m σε τριγωνικό κάρναβο. Οι αποστάσεις των χαλικοπασσάλων θα προσδιοριστούν από τα γραφήματα του Σχήματος 3-9. Η μέγιστη επιτρεπόμενη υπερπίεση του νερού των πόρων για τη διαστασιολόγηση, λαμβάνεται $r_g = 0.40$. Η χρήση των γραφημάτων προϋποθέτει τον υπολογισμό χρονικού συντελεστή T_{ad} και της έντασης της δόνησης N_{eq} / N_l .

Ο ισοδύναμος χρονικός συντελεστής T_{ad} είναι:

$$T_{ad} = \frac{k_h t_d}{\gamma_w m_v 3a^2} \quad (5.10)$$

Ο συντελεστής συμπιεστότητας $m_{\nu,3}$ προσδιορίζεται από τον Πίνακα 3-3, συναρτήσει της σχετικής πυκνότητας D_r (Σχήμα 2-16). Η σχετική πυκνότητα συναρτήσει του διορθωμένου αριθμού $(N_1)_{60,CS}$ δίνεται στον Πίνακα 5-8.

Πίνακας 5-8 Τιμές της σχετικής πυκνότητας D_r α) για $FC = 0\%$ και β) για $FC = 10\%$

$(N_1)_{60,CS}$	5	11	16	19	21	24
D_r (%)	25.90	42.60	51.60	56.40	59.50	63.90
$(N_1)_{60,CS}$	6	12	17	20	23	25
D_r (%)	29.60	44.60	53.30	58.00	62.50	65.30

Από τους Πίνακες 2-3 και 5-8, υπολογίζεται ο συντελεστής συμπιεστότητας.

Πίνακας 5-9 Τιμές του συντελεστή συμπιεστότητας m , α) για $FC = 0\%$ και β) για $FC = 10\%$

$(N_1)_{60,CS}$	5	11	16	19	21	24
m_{ν} ($10^{-5} m^2 / kN$)	8.69	4.70	3.32	2.59	2.12	1.84
$(N_1)_{60,CS}$	6	12	17	20	23	25
m_{ν} ($10^{-5} m^2 / kN$)	7.75	4.39	3.06	2.35	1.91	1.77

Ο ισοδύναμος χρονικός συντελεστής δίνεται στον παρακάτω Πίνακα.

Πίνακας 5-10 Τιμές του χρονικού συντελεστή T_{ad} α) για $FC = 0\%$ και β) για $FC = 10\%$

$(N_1)_{60,CS}$	5	11	16	19	21	24
T_{ad}	6	11	15	20	24	28
$(N_1)_{60,CS}$	6	12	17	20	23	25
T_{ad}	7	12	17	22	26	29

Η ένταση της σεισμικής δόνησης δίνεται από την εξίσωση (3.9) για $A = 0.7$

$$\frac{N_{eq}}{N_I} = \frac{1}{FS^{3.5}}. \quad (5.11)$$

Πίνακας 5-11 Τιμές του λόγου N_{eq} / N_I α) για $FC = 0\%$ και β) για $FC = 10\%$

N_{eq} / N_I		$CRR_{M=6.5}$					
		0.13	0.18	0.24	0.27	0.32	0.39
CSR	0.097	0	0	0	0	0	0
	0.193	4	1	0	0	0	0
	0.290	18	6	2	1	1	0
	0.387	49	15	6	3	2	1

N_{eq} / N_I		$CRR_{M=6.5}$					
		0.13	0.18	0.24	0.27	0.32	0.39
CSR	0.097	0	0	0	0	0	0
	0.193	3	1	0	0	0	0
	0.290	14	5	2	1	1	0
	0.387	39	12	4	3	1	1

Στον παραπάνω Πίνακα, παρατηρούμε ότι σε ορισμένες περιπτώσεις, η ένταση της δόνησης παίρνει την τιμή 0, το οποίο σημαίνει ότι το έδαφος δεν είναι ρευστοποιήσιμο. Οι τιμές μεταξύ του 1 και 4, για τις οποίες θα γίνει η ανάλυση, χαρακτηρίζουν την εκκίνηση της ρευστοποίησης. Όταν η τιμή της έντασης είναι μεγαλύτερη από 4, σημαίνει ότι η υπερπίεση των πόρων παράγεται με μεγάλο ρυθμό και συνεπώς, υπάρχει ανάγκη για μεγαλύτερη διαπερατότητα για την αποτόνωση των πιέσεων του νερού των πόρων.

Από το Σχήμα 3-9 και του Πίνακες 5-10 και 5-11 υπολογίζεται ο λόγος a/b από τον οποίο προκύπτει η διάμετρος επιρροής του χαλικοπασσάλου,

$$D_e = \frac{D}{a/b}. \quad (5.12)$$

Στην περίπτωση όπου η ένταση του σεισμού είναι 0, δεν εγκαθίστανται χαλικοπάσσαλοι. Όταν η ένταση της δόνησης παίρνει τιμές μεγαλύτερες του 4, για τον υπολογισμό του a/b , λαμβάνεται η τιμή 4. Η μεταβολή του λόγου a/b , για τιμές της έντασης μεγαλύτερες του 4, είναι πολύ μικρή.

Πίνακας 5-12 Τιμές του λόγου a/b α) για $FC = 0\%$ και β) για $FC = 10\%$

a/b		$CRR_{M=6.5}$					
		0.13	0.18	0.24	0.27	0.32	0.39
CSR	0.097	0	0	0	0	0	0
	0.193	0.43	0.23	0	0	0	0
	0.290	0.43	0.36	0.27	0.20	0.17	0
	0.387	0.43	0.36	0.34	0.28	0.23	0.17

a/b		$CRR_{M=6.5}$					
		0.13	0.18	0.24	0.27	0.32	0.39
CSR	0.097	0	0	0	0	0	0
	0.193	0.39	0.23	0	0	0	0
	0.290	0.42	0.36	0.26	0.19	0.17	0
	0.387	0.42	0.36	0.33	0.27	0.17	0.16

Πίνακας 5-13 Διάμετρος επιρροής του χαλικοπασσάλου D_e α) για $FC = 0\%$ και β) για $FC = 10\%$

D_e		$CRR_{M=6.5}$					
		0.13	0.18	0.24	0.27	0.32	0.39
CSR	0.097	-	-	-	-	-	-
	0.193	1.85	3.44	-	-	-	-
	0.290	1.86	2.21	2.93	4.06	4.60	-
	0.387	1.86	2.21	2.34	2.81	3.47	4.69

D_e		$CRR_{M=6.5}$					
		0.13	0.18	0.24	0.27	0.32	0.39
CSR	0.097	-	-	-	-	-	-
	0.193	2.08	3.50	-	-	-	-
	0.290	1.91	2.25	3.02	4.25	4.77	-
	0.387	1.91	2.25	2.41	2.92	4.77	4.86

Η τοποθέτηση των χαλικοπασσάλων θα γίνει σε τριγωνικό κάναβο, οπότε η μεταξύ τους απόσταση S_{tr} είναι:

$$S_{tr} = \frac{D_e}{1.05} \cdot \quad (5.13)$$

Πίνακας 5-14 Τιμές των αποστάσεων S_{tr} (σε m) α) για $FC = 0\%$ και β) για $FC = 10\%$

S_{tr}		$CRR_{M=6.5}$					
		0.13	0.18	0.24	0.27	0.32	0.39
CSR	0.097	-	-	-	-	-	-
	0.193	1.76	3.28	-	-	-	-
	0.290	1.77	2.11	2.79	3.87	4.38	-
	0.387	1.77	2.11	2.23	2.68	3.31	4.47

S_{tr}		$CRR_{M=6.5}$					
		0.13	0.18	0.24	0.27	0.32	0.39
CSR	0.097	-	-	-	-	-	-
	0.193	1.98	3.33	-	-	-	-
	0.290	1.82	2.14	2.88	4.05	4.55	-
	0.387	1.82	2.14	2.29	2.78	4.55	4.63

Ο συντελεστής αντικατάστασης a_s για τις αντίστοιχες αποστάσεις είναι:

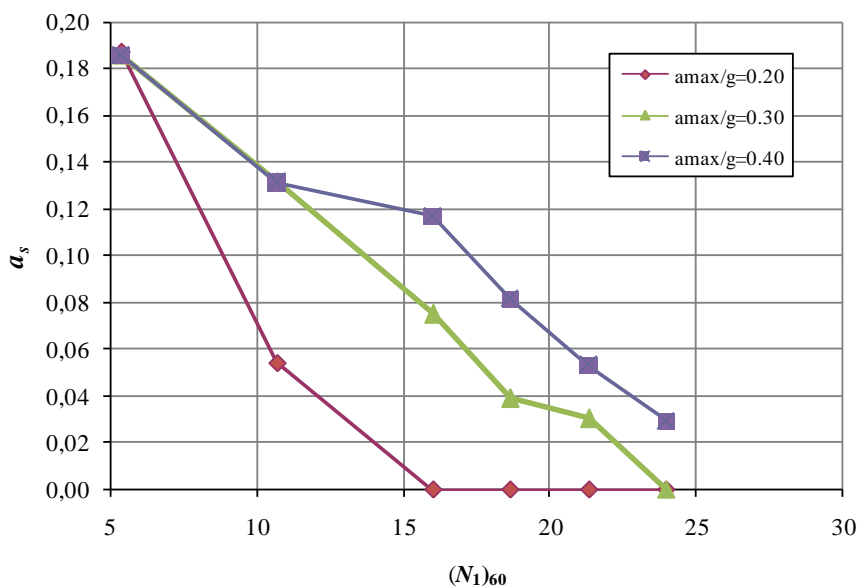
$$a_s = 0.91 \left(\frac{D}{S_{tr}} \right)^2. \quad (5.14)$$

Πίνακας 5-15 Τιμές του συντελεστή αντικατάστασης a_s α) για $FC = 0\%$ και β) για $FC = 10\%$

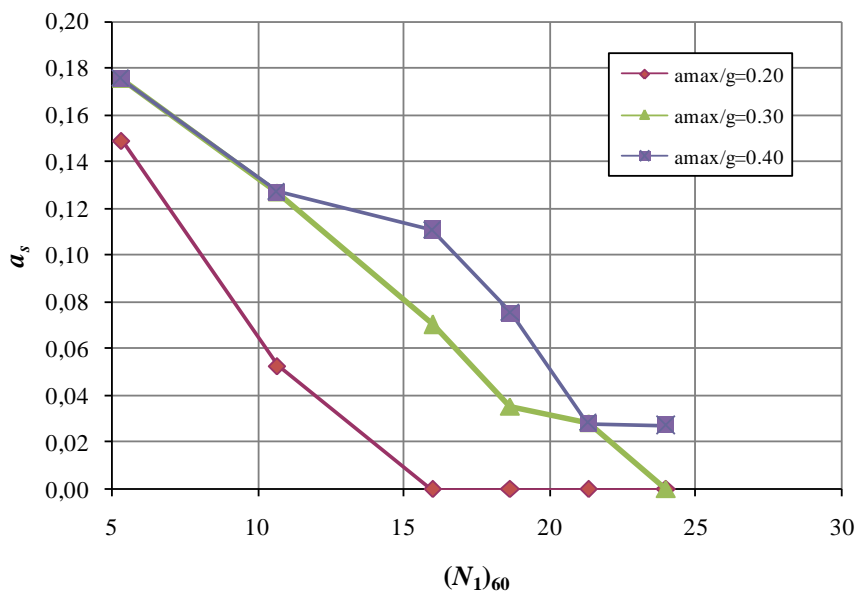
a_s		$CRR_{M=6.5}$					
		0.13	0.18	0.24	0.27	0.32	0.39
CSR	0.097	0	0	0	0	0	0
	0.193	0.19	0.05	0	0	0	0
	0.290	0.19	0.13	0.08	0.04	0.03	0
	0.387	0.19	0.13	0.12	0.08	0.05	0.03

a_s		$CRR_{M=6.5}$					
		0.13	0.18	0.24	0.27	0.32	0.39
CSR	0.097	0	0	0	0	0	0
	0.193	0.15	0.05	0	0	0	0
	0.290	0.18	0.13	0.07	0.04	0.03	0
	0.387	0.18	0.13	0.11	0.08	0.03	0.03

Από τον Πίνακα 5-15 χαράσσονται οι καμπύλες $a_s - (N_1)_{60}$ για τις αντίστοιχες περιπτώσεις τις σεισμικής επιτάχυνσης, συναρτήσεως του ποσοστού των λεπτόκοκκων.



Σχήμα 5-2 Απεικόνιση της σχέσης του συντελεστή αντικατάσταση a_s με τον αριθμό $(N_1)_{60}$ και της σεισμικής επιτάχυνσης για ποσοστό λεπτόκοκκων $FC = 0\%$



Σχήμα 5-3 Απεικόνιση της σχέσης του συντελεστή αντικατάσταση a_s με τον αριθμό $(N_1)_{60}$ και της σεισμικής επιτάχυνσης για ποσοστό λεπτόκοκκων $FC = 10\%$

6

Συμπεράσματα

Στην παρούσα εργασία παρουσιάζονται δύο μέθοδοι βελτίωσης του εδάφους για τον έλεγχο του φαινομένου της ρευστοποίησης: η μέθοδος κατασκευής χαλικοπασσάλων και η μέθοδος εγκατάστασης προκατασκευασμένων κατακόρυφων στραγγιστηρίων. Τα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα της κάθε μεθόδου συνοψίζονται στα παρακάτω:

- Τα πλεονεκτήματα από την κατασκευή των χαλικοπασσάλων είναι η συμπίκνωση του εδάφους, η ανάληψη φορτίου, η μείωση της καθίζησης και η αύξηση της ισοδύναμης διατμητικής αντοχής. Τα πλεονεκτήματα από την εγκατάσταση των προκατασκευασμένων στραγγιστηρίων είναι η μεγάλη παροχή, η οποία συμβάλει στην αύξηση της αποτόνωσης της υπερπίεσης των πόρων. Επίσης, έχουν μικρότερο κόστος κατασκευής, χρησιμοποιούνται μικρότερου μεγέθους μηχανήματα (κυρίως για τους μεταλλικούς σωλήνες πλέγματος) και μπορούν να εγκατασταθούν σε εδάφη από ιλυώδη άμμο.
- Τα μειονεκτήματα από την κατασκευή χαλικοπασσάλων είναι το αυξημένο κόστος κατασκευής και η μικρή παροχή. Το μειονέκτημα από την εγκατάσταση των προκατασκευασμένων στραγγιστηρίων είναι ο πιθανός κίνδυνος καταστροφής των από πλευρικές μετακινήσεις.

Από την παραμετρική διαστασιολόγηση ενός καννάβου χαλικοπασσάλων προκύπτουν δύο κύρια συμπεράσματα, τα οποία δείχνουν τη σχέση μεταξύ του αριθμού $(N_1)_{60}$, με τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους a_{max} , με το ποσοστό των λεπτόκοκκων FC και το συντελεστή αντικατάστασης a_s . Σύμφωνα με το πρώτο συμπέρασμα, για έδαφος με συγκεκριμένη πυκνότητα (όπου ο αριθμός $(N_1)_{60}$ είναι σταθερός), με την αύξηση της σεισμικής επιτάχυνσης αυξάνεται και ο συντελεστής αντικατάστασης. Αυτό υποδηλώνει ότι όσο αυξάνεται η σεισμική επιτάχυνση για έδαφος με συγκεκριμένα χαρακτηριστικά, όπως πυκνότητα και ποσοστό λεπτόκοκκων, ο

κάνναβος των χαλικοπασσάλων θα είναι πιο πυκνός. Σύμφωνα με το δεύτερο, παρατηρούμε ότι για συγκεκριμένες τιμές του αριθμού $(N_1)_{60}$ και σεισμικής επιτάχυνσης, με την αύξηση του ποσοστού των λεπτόκοκκων, ο συντελεστής αντικατάστασης μειώνεται. Συνεπώς, σε ένα έδαφος από καθαρή άμμο, σε σχέση με ένα έδαφος με κάποιο ποσοστό λεπτόκοκκων, ο κάνναβος των χαλικοπασσάλων θα είναι πιο πυκνός. Αυτό συμβαίνει γιατί η ισοδύναμη πυκνότητα του εδάφους για καθαρή άμμο, όταν έχει κάποιο ποσοστό λεπτόκοκκων, είναι μεγαλύτερη από τη μετρούμενη.

Βιβλιογραφία

- Αναγνωστόπουλος, Α. Γ., και Ανδρέου, Π. Σ., 2006, *Επί Τόπου Δοκιμές, Σημειώσεις Δ.Π.Μ.Σ., Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπογείων Έργων*, Ε.Μ.Π.
- Andrus, R. D., and, Stokoe, K. H. II, 1997, “Liquefaction Resistance Based on Shear Wave Velocity,” Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Buffalo, NY, Technical Report NCEER-97-0022, pp. 89–128.
- Andrus, R. D., Stokoe, K. H. II, 2000, “Liquefaction Resistance of Soils from Shear-Wave Velocity,” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 126, No. 11, pp. 1015–1025.
- Andrus, R. D., Stokoe, K. H. II, Juang, C. H., 2004, “Guide for Shear-Wave-Based Liquefaction Potential Evaluation,” *Earthquake Spectra*, Vol. 20, No. 2, pp. 285-308.
- Arango, I., Lewis, M. R., Kramer, C., 2000, “Updated Liquefaction Potential Analysis Eliminates Foundation Retrofitting of Two Critical Structures,” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 20, pp. 17–25.
- Been, K., and Jeffries, M. G., 1985, “A State Parameter for Sands,” *Geotechnique*, Vol. 35, No. 2, pp. 99-112.
- Been, K., Crooks, J. H. A., Becker, D. E., Jeffries, M. G., 1986, “The Cone Penetration Test in Sands; Part I: State Parameter Interpretation,” *Geotechnique*, Vol. 36, No. 2, pp. 239-249.
- Been, K., Jeffries, M. G., Crooks, J. H. A., Rothenburg, L., 1987, “The Cone Penetration Test in Sands; Part II: General Inference of State,” *Geotechnique*, Vol. 37, No. 3, pp. 285-300.
- Bouckovalas, G. D., Papadimitriou, A. G., Niarchos, D., 2009, “Gravel Drains for the Remediation of Liquefiable Sites: The Seed and Booker (1977) Approach Revisited”, *Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering - Kokusho, Tsukamoto and Yoshimine*, pp. 61-75.

- Castro, G., 1969, *Liquefaction of Sands*, Harvard Soil Mechanics Series 87, Harvard University, Cambridge, Massachusetts.
- Castro, G., 1975, "Liquefaction and Cyclic Mobility of Sands," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 101, No. GT6, pp. 551-569.
- Castro, G., and Poulos, S. J., 1977, "Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 2, No. GT9, pp. 887-894.
- Chang, W.-J., Rathje, E. M., Stokoe, K. H. II, Cox, B. R., 2004, "Direct Evaluation of Effectiveness of Prefabricated Vertical Drains in Liquefiable Sand," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 24, pp. 723-731.
- Finn, W. D. L., Pickering, D. J., Bransby, P. L., 1971, "Sand Liquefaction in Triaxial and Simple Shear Tests," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 97, No. SM4, pp. 639-659.
- Gibbs, H. J., and Holz, W. G., 1957, "Research on Determining the Density of Sand by the Spoon Penetration Test," *Proceedings of the 4th ICSMFE*, London, Vol. 1, pp. 35-39.
- Harada N., Towhata I., Takatsu T., Tsunoda S., Sesov V., 2004, "Development of New Drain Method for Protection of Existing Pile Foundation from Liquefaction Effects," *Proc. the 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering and the 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Berkeley, Vol. 2, pp. 498-505.
- Harada, N., Towhata, I., Takatsu, T., Tsunoda, S., Sesov, V., 2006, "Development of New Drain Method for Protection of Existing Pile Foundations from Liquefaction Effects," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 26, pp. 297-312.
- Hayward Baker Geotechnical Construction, *Vibro Systems*, www.haywardBaker.com.
Keller.
- Hayward Baker Geotechnical Construction, *Vibro Piers*, www.haywardBaker.com.
Keller.
- Idriss, I. M., and Boulanger, R. W., 2003, "Estimating K_a for Use in Evaluating Cyclic Resistance of Sloping Ground," *Proceedings 8th US-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Liquefaction*,

- Hamada, O'Rourke, and Bardet, eds., Report MCEER-03-0003, MCEER, SUNY Buffalo, N.Y., pp. 449-468.
- Idriss, I. M., and Boulanger, R. W., 2006, "Semi Empirical Procedures for Evaluating Liquefaction Potential During Earthquakes," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 26, pp. 115-130.
- Kayen, R. E., Mitchell, J. K., Seed, R. B., Lodge, A., Nishio, S., Coutinho, R., 1992, "Evaluation of SPT-, CPT-, and Shear Wave-Based Methods for Liquefaction Potential Assessment using Loma Prieta Data," *Proceedings, 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction*, Tech. Rep. NCEER-92-0019, M. Hamada and T. D. O'Rourke, eds., National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, Vol. 1, pp. 177-204.
- Kramer, St. L., 1996, *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, Upper Saddle River, New Jersey, USA.
- Liao, S., and Whitman, R. V., 1986, "Overburden correction factors for SPT in sand," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 112, No. 3, pp. 373-377.
- Marcuson, W. F. III, Hynes, M. E., Franklin, A. G., 1990, "Evaluation and Use of Residual Strength in Seismic Safety Analysis of Embankments," *Earthquake Spectra*, Vol. 6, No. 3, pp. 529-572.
- Martin, P. P., and Seed, H. B., 1978, *APOLLO*, Computer Program for the Analysis of Pressure Generation and Dissipation in Horizontal Sand Layers during Cyclic or Earthquake Loading, Report No. UBC/EERC-78/21, University of California, Berkeley.
- Mogami, T., and Kubo, K., 1953, "The Behavior of Soil during Vibration," *Proceedings 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp. 152-155
- McKiernan-Terry-Corporation. *McKiernan-Terry Sand Drain Equipment*. www.vulcanhammer.org
- Μπουκοβάλας, Γ. Δ., 2008, *Ειδικά Θέματα Θεμελιώσεων*, Κεφάλαιο 7, ΕΜΠ.
- Μπουκοβάλας, Γ. Δ., 2009, *13 Διαλέξεις Γεωτεχνικής Σεισμικής Μηχανικής*, Σημειώσεις Δ.Π.Μ.Σ., Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπογείων Έργων, ΕΜΠ.

- Nilex Corporation, www.nilexconstruction.com
- Ohno, Y., Ito, K., Minarnizawa, Y., Ohkita, Y., 1984, “Short Term Clogging Limit of Gravel Drain,” *Proceedings of the 19th National Conference of JSSMFE*, pp. 191-192 (in Japanese).
- Ohta, Y., and, Goto, N., 1978, “Empirical Shear Wave Velocity Equations in Terms of Characteristic Soil Indexes”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* Vol. 6, pp. 167–187.
- Παπαθανασίου, Γ. Β., 2006, *Φαινόμενα Ρευστοποίησης Εδαφών στον Ελληνικό Χώρο*. Διδακτορική Διατριβή, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Τμήμα Γεωλογίας, Τομέας Γεωλογίας.
- ΠΕΤΕΠ, 2006, *Δονητική Αντικατάσταση (Χαλικοπάσσαλοι)*, pp. 5-10.
- PHRI, 1997, *Handbook on Liquefaction Remediation of Reclaimed Land*, Port and Harbour Research Institute Editor, A.A. Balkema/Potterdam/Brookfield.
- Poulos, S. J., 1981, “The Steady State of Deformation,” *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 107, No. GT5, pp. 553-562.
- Rathje, E. M., Chang, W.-J., Cox, B. R., Stokoe, K. H. II, 2004, “Effect of Prefabricated Vertical Drains on Pore Pressure Generation in Liquefiable Sand,” *11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Berkeley, California.
- Rollins, K. M., Evans, M. D., Diehl, N. B., Daily, III., Daily, W. III, 1998, “Shear Modulus and Damping Relationships for Gravels,” *Journal of Geotechnical Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 5, pp. 396–405.
- Rollins, K. M., Goughnour, R. R., Anderson, J. K. S., Wade, S. F., 2004, “Liquefaction Hazard Mitigation by Prefabricated Vertical Drains,” *Proceedings of the 5th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, N.Y.
- Robertson, P. K., Woeller, D. J., Finn, W. D. L., 1992, “Seismic Cone Penetration Test for Evaluating Liquefaction Potential under Cyclic Loading,” *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, Vol. 29, No. 3, pp. 686–695.
- Rollins, K. M., Goughnour, R. R., Anderson, J. K. S., Wade, S. F., 2004, “Liquefaction Hazard Mitigation by Prefabricated Vertical Drains,” *Proceedings: Fifth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, New York, pp. 1-8.

- Sawada, S., 2007, "Evaluation of Strength of Soils Against Liquefaction using Piezo Drive Cone," *4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Thessaloniki, Paper No. 1146.
- Seed, H. B., 1983, "Earthquake-Resistant Design of Earth Dams," in T.R. Howard, ed., *Proceedings, Symposium on Seismic Design of Earth Dams*, ASCE, New York, pp. 41-64.
- Seed, H. B., and Booker, J. R., 1977, "Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Deposits using Gravel Drains," *Journal of the geotechnical engineering division*, ASCE 103, GT7, pp. 757-768.
- Seed, R. B., and Harder, L. F., 1991, "SPT-based Analysis of Cyclic Pore Pressure Generation and Undrained Residual Strength," *H. Bolton Seed Memorial Symposium Proceedings*, BiTech, Vancouver, B.C., Vol. 2, pp. 351-376.
- Seed, H. B., and Idriss, I. M., 1971, "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 97, No. 9, pp. 1249-1273.
- Seed, H. B., and Idriss, I. M., 1982, *Ground Motions and Soil Liquefaction during Earthquakes*, Earthquake Engineering Research Institute Monograph, Oakland, California.
- Seed, H. B., Idriss, I. M., Arango I., 1983, "Evaluation of Liquefaction Potential using Field Performance Data," *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 109, No. 3, pp. 458-482.
- Seed, H. B., and Lee, K. L., 1965, "Studies of Liquefaction of Sands under Cyclic Loading Conditions," *Report TE-65-65*, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- Seed, H. B., Lee, K. L., Idriss, I. M., Makdisi, F. I., 1975, "The Slides in the San Fernando Dams during the Earthquake of February 9, 1971," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 101, No. GT7, pp. 651-688.
- Seed, H. B., Marti, P. P., Lysmer, J., 1975, "The Generation and Dissipation of Pore Water Pressures During Soil Liquefaction," *Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley, Report No. EERC 75-26.

- Seed, H. B., and, Peacock, W. H., 1971, “Test Procedures for Measuring Soil Liquefaction Characteristics,” *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 97, No. SM8, pp. 1099-1119.
- Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F., Chung, R. M., 1985, “The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations,” *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vo. 111, No. 12, pp. 1425–1445.
- Skempton, A. K., 1986, “Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging, and Overconsolidation,” *Geotechnique*, London, Vol. 36, No. 3, pp. 425–447.
- Sladen, J. A., 1985, “Problems with Interpretation of Sand State from Cone Penetration Test,” *Geotechnique*, Vol. 39, No.2, pp. 323-332.
- Sykora, D. W., 1987, “Creation of a Data Base of Seismic Shear Wave Velocities for Correlation Analysis,” *Geotechnical Laboratory Miscellaneous*, U.S. Army Engineer, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss, Paper GL-87-26.
- The Japanese Geotechnical Society, 1998. *Remedial Measures Against Soil Liquefaction; From Investigation and Design to Implementation*. A.A. Balkema/Potterdam/Brookfield.
- Whitman, R. B., 1971, “Resistance of Soil to Liquefaction and Settlement,” *Soils and Foundations*, Vol. 11, No. 4, pp. 59-68.
- Yoshimi, M., 1991, *Liquefaction of Sand Deposit*, 2nd edition, Giho-do (in Japanese).
- Youd, T. L., 1984a, “Recurrence of Liquefaction at the Same Site,” *Proceedings, of 8th World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 3, pp. 231-238.
- Youd, T. L., 1984b, “Geologic effects – Liquefaction and Associated Ground Failure,” *Proceedings, Geologic and Hydrologic Hazards Training Program*, Open File Report 84-760, U.S. Geological Survey, Menlo Park, California, pp. 210-232.
- Youd, T.L., 1991, “Mapping of Earthquake-Induced Liquefaction for Seismic Zonation,” *Proceedings, 4th International Conference on Seismic Zonation*, Earthquake Engineering Research Institute, Stanford University, Vol. 1, pp. 111–147.

- Youd, T. L., and Hoose, S. N., (1977), "Liquefaction Susceptibility and Geologic Setting," *Proceedings, 6th World Conference on Earthquake Engineering*, New Delhi, India, Vol. 3, pp. 2189-2194.
- Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango I., Castro G., Christion J. T., Dobry R., Finn W. D. L., Harder L. F., Hynes M. E., Ishihara K., Koester J. S., Liao S. C., Marcuson W. F. III, Martin G. R., Mitchell J. K., Moriwaki Y., Power M. S., Robertson P. K., Seed R. B., Stokoe K. H. II, 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*, Vol. 127, pp. 817-833.
- Wang, W., 1979, *Some Findings in Soil Liquefaction*, Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute, Beijing, China.