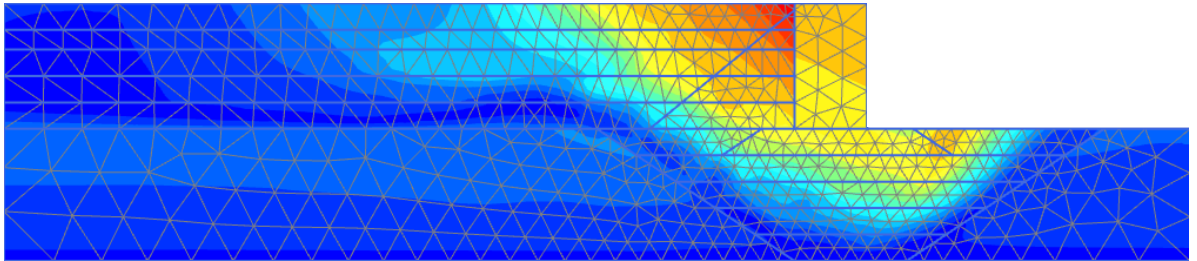




Διπλωματική Εργασία
Άνθη Μαρία & Μηλιώτης Ιωάννης
Επιβλέπων
Νικόλαος Γερόλυμος

**Σεισμική απόκριση κιβωτιοειδούς
κρηπιδοτοίχου υπό καθεστώς ρευστοποίησης:
αριθμητική προσομοίωση και ανάλυση
ιστορικού περιστατικού**



**Seismic response of caisson-type quay-wall under
liquefaction conditions: numerical modelling and case
history analysis**

Diploma Thesis by
Anthi Maria & Miliotis Ioannis
Supervised by
Nikolaos Gerolymos

Ευχαριστίες...

Θα θέλαμε να εκφράσουμε τις ειλικρινείς μας ευχαριστίες, σε όλους όσους συνέβαλαν, άμεσα ή έμμεσα, στην προσπάθεια μας αυτή.

Κυρίως, θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε τον καθηγητή μας κ. Νίκο Γερόλυμο, για την πολύτιμη βοήθεια και τις συμβουλές του. Η καθοδήγηση και η υποστήριξη του ήταν ανεκτίμητες, σε όλη τη διάρκεια των σπουδών μας.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες, οφείλουμε στους Παναγιώτα Τασιοπούλου και Χρήστο Σουλιώτη, που ήταν πρόθυμοι να μας μεταδώσουν τη γνώση τους και να μας συμβουλέψουν, στην προσπάθεια μας αυτή.

Τέλος, θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε τις οικογένειες, τους συμφοιτητές και τους φίλους μας, για την αμέριστη υποστήριξη και ενθάρρυνση τους, σε κάθε μας βήμα.

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας, είναι η εφαρμογή του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D-PLM, που χρησιμοποιείται στην πρόβλεψη της συμπεριφοράς μη συνεκτικών εδαφών υπό ανακυκλική φόρτιση, στην ανάλυση ενός συστήματος κιβωτοειδούς κρηπιδότοιχου-εδάφους, υπό συνθήκες ρευστοποίησης.

Η προσομοίωση έγινε μέσω του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Plaxis και αναφέρεται στο ιστορικό περιστατικό του σεισμού του Kobe της Ιαπωνίας, το 1995. Χρησιμοποιήθηκε η τυπική διατομή κρηπιδότοιχου από το νησί του Rokko Island και τα αποτελέσματα των αναλύσεων συγκρίθηκαν με τις πραγματικές μετρήσεις πεδίου.

Τα σημαντικότερα πλεονεκτήματα της αριθμητικής αυτής προσομοίωσης, είναι αφενός ότι το καταστατικό προσομοίωμα απαιτεί την εισαγωγή μίας μόνο παραμέτρου, της σχετικής πυκνότητας D_r , για τον υπολογισμό των εδαφικών χαρακτηριστικών, και αφετέρου ότι το πρόγραμμα μέσω του οποίου έγινε η προσομοίωση, είναι αρκετά πιο εύχρηστο σε σχέση με τα υπόλοιπα προγράμματα που χρησιμοποιούνται για την πρόβλεψη ρευστοποίησης.

Διαπιστώθηκε ότι τα αποτελέσματα των αναλύσεων βρίσκονται σε ικανοποιητική, ποσοτική αλλά και ποιοτική, συμφωνία με τις μετρήσεις πεδίου, ως προς την παραμόρφωση του συστήματος αλλά και την ανάπτυξη υπερπίεσεων στο έδαφος.

Τέλος έγινε παραμετρική διερεύνηση, με σκοπό τον προσδιορισμό της επιρροής διαφόρων γεωτεχνικών και άλλων παραμέτρων, στην συνολική συμπεριφορά του συστήματος.

Περιεχόμενα

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο: Περί ρευστοποίησης εδαφών

1.1. Ο μηχανισμός της ρευστοποίησης.....	1
1.2. Διάκριση καταστάσεων ρευστοποίησης.....	2
1.3. Ιστορικά παραδείγματα ρευστοποίησης.....	3
1.4. Αποτελέσματα και επιπτώσεις ρευστοποίησης στο φυσικό περιβάλλον και τις κατασκευές.....	4
1.5. Ο μηχανισμός της ρευστοποίησης και οι αρχές που διέπουν το φαινόμενο.....	7
1.5.1. Μονοτονική φόρτιση κορεσμένης άμμου υπό στραγγιζόμενες και αστράγγιστες συνθήκες.....	7
1.5.2. Ανακυκλική φόρτιση κορεσμένης άμμου υπό αστράγγιστες και στραγγιζόμενες συνθήκες.....	14
1.6. Αντοχή σε ρευστοποίηση-καμπύλες ρευστοποίησης.....	18
1.7. Εκτίμηση της επιδεκτικότητας εδάφους σε ρευστοποίηση.....	19
1.8. Μηχανισμοί αστοχίας λόγω ρευστοποίησης.....	23
1.9. Μέτρα αντιμετώπισης.....	24

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο: Προσομοίωση του προβλήματος

2.1. Εισαγωγή.....	27
2.2. Αριθμητική προσομοίωση.....	30
2.2.1. Γενικά χαρακτηριστικά του μοντέλου (Model Properties).....	30
2.2.2. Κατασκευή προσομοιώματος και μοντελοποίηση εδάφους (ground modeling).....	32
2.2.3. Δημιουργία κανάβου και διαδικασία υπολογισμού.....	36
2.3. Καταστατική προσομοίωση.....	41
2.3.1. Καταστατικό μοντέλο UBC3D-PLM.....	42
2.3.2. Επικύρωση του προσομοιώματος UBC3D-PLM σε ανακυκλική φόρτιση.....	47
2.4. Ανακυκλικές δοκιμές εδαφικού στοιχείου.....	56

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο: Ανάλυση ιστορικού περιστατικού

3.1. Λιμενικοί κρηπιδότοιχοι υπό δυναμική φόρτιση.....	63
3.2. Ο σεισμός του Kobe-Ιστορικό περιστατικό.....	64
3.3. Στοιχεία της προσομοίωσης και Αποτελέσματα αναλύσεων.....	69

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο: Παράγοντες που επηρεάζουν τη συμπεριφορά του συστήματος

4.1. Παραμετρική διερεύνηση.....	83
4.2. Επιρροή της ρευστοποίησης στη συνολική συμπεριφορά.....	95
4.3. Επιρροή της πολικότητας στη συνολική συμπεριφορά.....	102

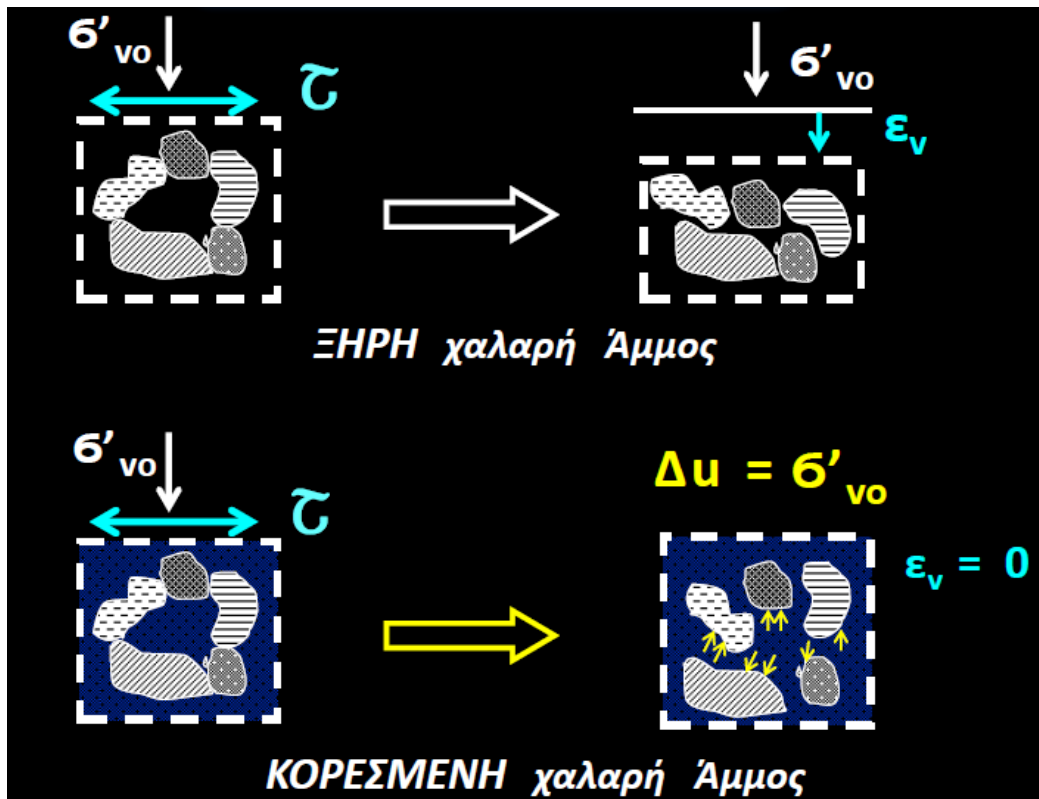
Κεφάλαιο 1

Περί ρευστοποίησης εδαφών

1.1 Ο μηχανισμός της ρευστοποίησης

Η επίδραση ενός ισχυρού σεισμού στις ανθρώπινες κατασκευές καθώς και στο φυσικό περιβάλλον είναι ένα από τα βασικότερα και πιο σύνθετα προβλήματα που ανέκαθεν απασχολούσαν το ενδιαφέρον του Πολιτικού Μηχανικού. Ένα από τα πιο δυσμενή και καταστροφικά φαινόμενα που συνοδεύουν την εμφάνιση δυνατών σεισμών είναι το φαινόμενο της ρευστοποίησης. Το φαινόμενο αυτό εκδηλώνεται σε κοκκώδη εδάφη και οφείλεται στην τάση συμπύκνωσης που έχουν οι σχηματισμοί αυτοί, ιδιαίτερα οι χαλαροί, υπό την επίδραση ανακυκλικής σεισμικής φόρτισης. Όπως είναι γνωστό κάθε σεισμική φόρτιση θεωρείται ότι συμβαίνει υπό αστράγγιστες συνθήκες αφού ο χρόνος επιβολής της είναι πολύ μικρότερος από το χρόνο στράγγισης του εδάφους. Εάν ο εδαφικός σχηματισμός είναι κορεσμένος και δεν υπάρχει δυνατότητα διαφυγής του ύδατος (δηλαδή έχουμε αστράγγιστη φόρτιση) τότε η έφεση του εδάφους να συμπιεστεί μεταφράζεται σε ανάπτυξη υδατικών πιέσεων Δu , εξαιτίας της μη συμπιεστότητας του ύδατος, με άμεση συνέπεια την απομείωση της ακαμψίας και αντοχής του εδάφους (Σχήμα 1.1)

Υπό συνθήκες (σχετική πυκνότητα εδάφους, αριθμός κύκλων σεισμού, κ.τ.λ.), τις οποίες και θα εξετάσουμε παρακάτω δύναται να μετατραπεί εξολοκλήρου σε πίεση πόρων η αρχική ενεργός τάση του εδάφους, με αποτέλεσμα να χάσει πλήρως την αντοχή του και να μετατραπεί σε ρευστό. Με το πέρας του σεισμού η υπερπίεση των πόρων σταδιακά θα εκτονωθεί και η ενεργός τάση θα αποκατασταθεί. Το έδαφος επανέρχεται στη στερεή του μορφή, στερεοποιημένο και συμπυκνωμένο με αποτέλεσμα να εμφανίζονται καθιζήσεις στην επιφάνεια.



Σχήμα 1.1: σχηματική επεξήγηση ρευστοποίησης (Γκαζέτας)

1.2 Διάκριση καταστάσεων ρευστοποίησης

Στην πραγματικότητα με το γενικό όρο ρευστοποίηση περιγράφουμε δύο διακριτές καταστάσεις, την «ροϊκή ρευστοποίηση» και την «ανακυκλιζόμενη κινητικότητα».

Η **ροϊκή ρευστοποίηση** είναι η πιο σπάνια εμφανιζόμενη αλλά και πιο επικίνδυνη από τις δυο καταστάσεις ρευστοποίησης. Πραγματοποιείται όταν η διατμητική τάση που απαιτείται για την εξασφάλιση της στατικής ισορροπίας είναι μεγαλύτερη από τη διατμητική αντοχή του ρευστοποιημένου εδάφους. Όταν λοιπόν το έδαφος ρευστοποιηθεί η στατική διατμητική αντοχή είναι αυτή που καθορίζει το μέγεθος των παραμορφώσεων. Το φαινόμενο εκδηλώνεται συνήθως απότομα με τη μορφή λασποροής που κινείται ταχύτατα καλύπτοντας μεγάλες αποστάσεις. Χαρακτηριστικό παράδειγμα είναι η αστοχία του φράγματος Lower San Fernando το 1971.

Η **ανακυκλιζόμενη κινητικότητα**, η οποία και θα μας απασχολήσει στην παρούσα διπλωματική, αφορά πολύ ευρύτερο φάσμα περιπτώσεων και εδαφικών συνθηκών και συμβαίνει όταν η διατμητική τάση που απαιτείται για την εξασφάλιση της στατικής ισορροπίας είναι μικρότερη από τη διατμητική αντοχή του εδάφους σε ρευστοποίηση. (οριζόντια εδάφη, πρανή με ήπια κλίση). Συγκεκριμένα στα πρανή με ήπια

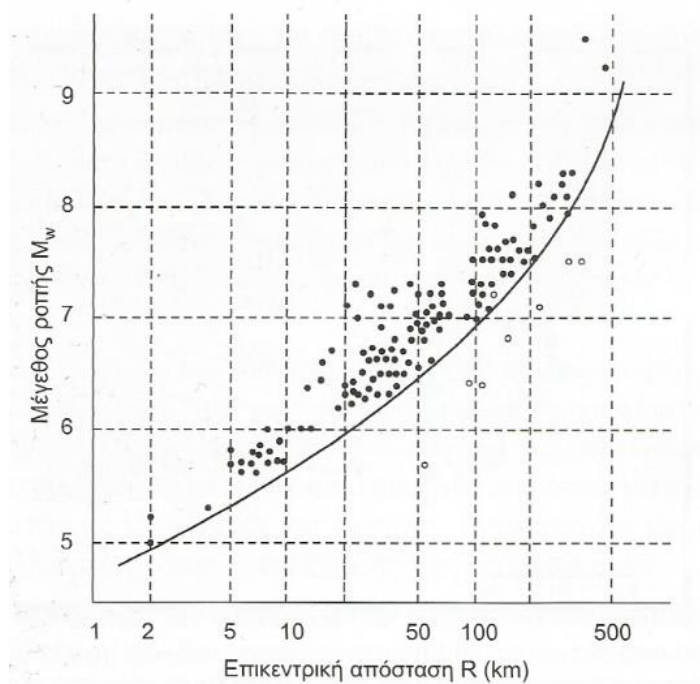
κλίση, η ύπαρξη έστω και μικρής αρχικής διατμητικής τάσης, οδηγεί στο φαινόμενο της οριζόντιας εξάπλωσης (lateral spreading), το οποίο έχει σαν αποτέλεσμα πολύ μεγάλες πλευρικές παραμορφώσεις προς τα κατάντη και καταστροφές σε επιφανειακές και βαθιές θεμελιώσεις. Αντίθετα στα οριζόντια εδάφη, που η αρχική διατμητική τάση είναι μηδενική, δεν παρατηρούνται πλευρικές μετακινήσεις αλλά έντονη ταλάντωση, η οποία σε συνδυασμό με τη μείωση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους(μετατροπή ενεργών τάσεων σε πιέσεις πόρων) οδηγεί σε επιφανειακή καθίζηση και αστοχία των κατασκευών. Αξίζει να σημειωθεί ότι η αστοχία μπορεί να εμφανιστεί και μετά το πέρας του σεισμού καθώς εξαρτάται από τον χρόνο εκτόνωσης των υπερπιέσεων.

1.3 Ιστορικά παραδείγματα ρευστοποίησης

Ο όρος ρευστοποίηση διατυπώθηκε για πρώτη φορά από τους Mogami και Kubu το 1953, ενώ τα καταστροφικά της αποτελέσματα είχαν παρατηρηθεί από την αρχαιότητα. Παρόλα αυτά το φαινόμενο της ρευστοποίησης ξεκίνησε να μελετάται συστηματικά, θεωρητικά και πειραματικά, μετά τους σεισμούς του 1964 στην Αλάσκα(Anchorage, $M_w=8,4$) και την Ιαπωνία(Niigata, $M_w=7,5$), όπου και παρατηρήθηκαν μεγάλες καταστροφές. Στην πρώτη περίπτωση, παρατηρήθηκαν πολύ μεγάλες παραμορφώσεις στις παραθαλάσσιες περιοχές, ενώ στην περίπτωση του σεισμού της Ιαπωνίας συνέβη εκτεταμένη ρευστοποίηση η οποία οδήγησε σε αστοχία κτηρίων λόγω απομείωσης της αντοχής του εδάφους θεμελίωσης, καθώς και αστοχία υπόγειων αγωγών εξαιτίας της άνωσης του ρευστοποιημένου εδάφους. Από τότε μέχρι και σήμερα έχουν συμβεί πληθώρα σεισμών ανά τον κόσμο στους οποίους παρατηρήθηκαν τα παραπάνω φαινόμενα, όπως ενδεικτικά ο σεισμός του 1968 στο Tokashiki ($M_w=7,9$) και του 1971 στο San Fernando, California ($M_w=6,6$) με αστοχίες επιχωμάτων και φραγμάτων αντίστοιχα. Δύο ακόμα σεισμοί οι οποίοι είχαν καταστροφικά αποτελέσματα ήταν ο σεισμός της Loma Pietra το 1989($M_w=7,1$) κατά τον οποίο παρατηρήθηκε έντονη ρευστοποίηση σε τεχνητά επιχώματα παραλιακών περιοχών, καθώς και ο σεισμός του Kobe το 1995($M_w=6,8$) όπου η ρευστοποίηση οδήγησε σε καταστροφές λιμενικών έργων, ογκώδεις μετακινήσεις λιμενικών κρηπιδότοιχων αλλά και πολλές άλλες καταστροφές σε γέφυρες σήραγγες και θεμελιώσεις. Αργότερα το 1999 οι σεισμοί του Kocaeli στην Τουρκία ($M_w=7,9$) και του Chi-Chi στην Taiwan οδήγησαν σε εκτεταμένη ρευστοποίηση ιδιαίτερα των παραθαλάσσιων περιοχών. Καταστροφικές συνέπειες είχε το φαινόμενο αυτό και στον Ελλαδικό χώρο όπου θεωρείται υπεύθυνο για τον αφανισμό της αρχαίας Ελίκης στον

Κορινθιακό κόλπο, αλλά και τα πιο πρόσφατα με τους σεισμούς της Κοζάνης(1995), του Αίγιου(1995), της Λευκάδας (2001, 2003,2013) κ.α.

Από όλες τις παραπάνω παρατηρήσεις σεισμών, συνοδευόμενων με ανάπτυξη ρευστοποίησης, προκύπτει το συμπέρασμα ότι υπάρχει έντονη συσχέτιση μεταξύ του μεγέθους M_w του σεισμού και της χιλιομετρικής απόστασης R (Km) από το επίκεντρο του σεισμού με την εμφάνιση ρευστοποίησης (Σχήμα 1.2).



Σχήμα 1.2: Συσχέτιση μεταξύ του μεγέθους M_w και της επίκεντρης απόστασης R θέσεων όπου έχουν εμφανιστεί φαινόμενα ρευστοποίησης σε όλο τον κόσμο(Ambraseys, 1988).

Φυσικά, η εμφάνιση της ρευστοποίησης προϋποθέτει την ύπαρξη εδάφους επιρρεπούς στο φαινόμενο αυτό, δυναμικό ρευστοποίησης, θέμα το οποίο θα συζητηθεί αναλυτικότερα παρακάτω.

1.4 Αποτελέσματα και επιπτώσεις ρευστοποίησης στο φυσικό περιβάλλον και τις κατασκευές.

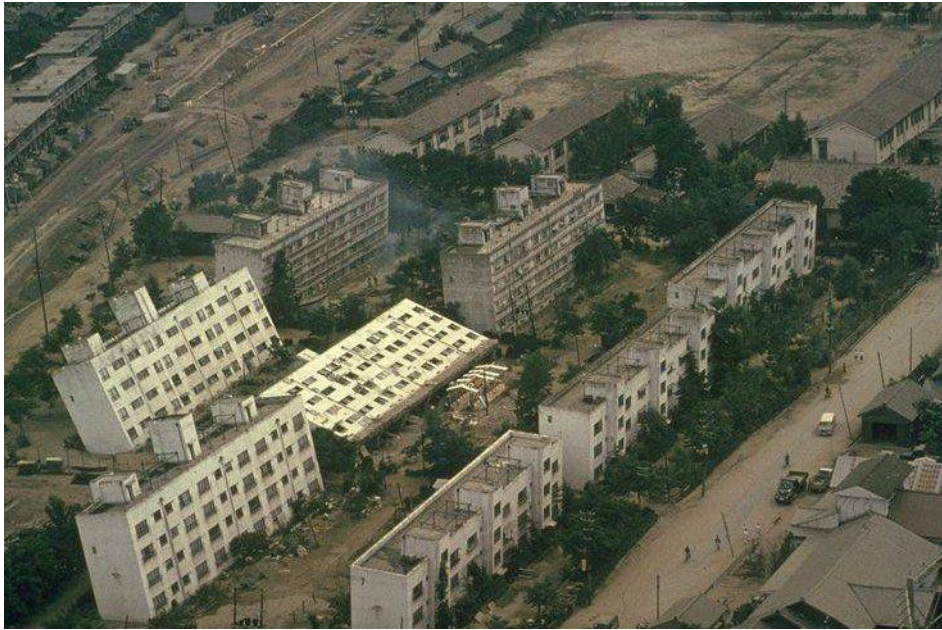
Το φαινόμενο της ρευστοποίησης πλήττει όχι μόνο τις ανθρώπινες κατασκευές αλλά και τα φυσικό περιβάλλον, προκαλώντας τα εξής, όπως προκύπτουν από το National Research Council 1985.

- Δημιουργία κώνων και κρατήρων αμμοϊλύος με εκτίναξη εδαφικού μίγματος υπό πίεση μέσα από εδαφικές ρωγμές (Σχήμα 1.3)



Σχήμα 1.3: Κρατηρες άμμου από το σεισμό του 2011 στο Christchurch.

- Επιφανειακές καθιζήσεις οι οποίες λαμβάνουν χώρα κυρίως μετά το πέρας του σεισμού, λόγω της στερεοποίησης που συμβαίνει στον εδαφικό σχηματισμό καθώς αποτονώνονται οι πιέσεις των πόρων. Οι καθιζήσεις αυτές έχουν ιδιαίτερα δυσμενείς συνέπειες τόσο σε θεμελιώσεις λόγω διαφορικών καθιζήσεων όσο και σε πασσαλοθεμελιώσεις λόγω των αρνητικών τριβών που αναπτύσσονται.
- Πρόκληση οριζόντιας εξάπλωσης (lateral spreading) του εδάφους η οποία εμφανίζεται σε πρηνή ακόμα και πολύ ήπιας κλίσης, και επιφέρει μόνιμες πλευρικές παραμορφώσεις, μεγάλης κλίμακας. Είναι ιδιαίτερα δυσμενής για επιφανειακές θεμελιώσεις, πασσαλοθεμελιώσεις, υπόγειες κατασκευές και λιμενικά έργα.
- Αλλαγή των χαρακτηριστικών της σεισμικής απόκρισης όπως, αύξηση του πλάτους ταλάντωσης, επιμήκυνση της περιόδου και μείωση της κορυφαίας εδαφικής επιτάχυνσης. Αυτό συμβαίνει διότι με τη ρευστοποίηση μειώνεται ως και μηδενίζεται η ενεργός τάση, με αποτέλεσμα ο εδαφικός σχηματισμός να συμπεριφέρεται ως ρευστό
- Απομείωση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους που προκαλείται από το μηδενισμό των ενεργών τάσεων και επιφέρει καθιζήσεις, στροφές ή ακόμα και βυθίσεις και ανατροπές κατασκευών (Σχήμα 1.4).



Σχήμα 1.4: Ανατροπή κτηρίου στη Niigata της Ιαπωνίας το 1964.

- Πρόκληση μεγάλων μετακινήσεων και στροφών σε τοίχους αντιστήριξης και κρηπιδότοιχους καθώς η δημιουργία υπερπιέσεων αυξάνει τις πλευρικές ωθήσεις επί του τοίχου.
- Ροϊκή ρευστοποίηση πρηνούς, όπου παρατηρούνται μεγάλες μετακινήσεις εδαφικών σχηματισμών, που κυλούν προς τα κατόντη προκαλώντας καταστροφές σε κατασκευές αλλά και στο φυσικό περιβάλλον (Σχ;ημα 1.5).



Σχ;ημα 1.5Q Αστοχ;ια fr;agmatow Lower San Fernando (1971).

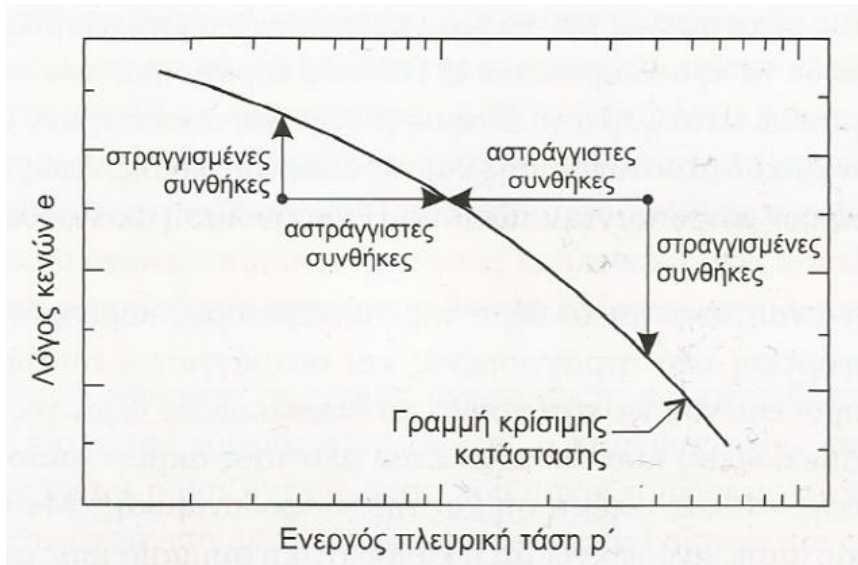
- Εγκάρσια καταπόνηση πασσάλων σε συνδυασμό με μείωση της φέρουσας ικανότητας της πασσαλοθεμελίωσης. Ένας από τους μηχανισμούς μεταφοράς του φορτίου της κατασκευής στις θεμελιώσεις με πασσάλους είναι η πλευρική τριβή η οποία χάνεται στο ρευστοποιημένο έδαφος.
- Ανάπτυξη δυνάμεων άνωσης, ως αποτέλεσμα της αύξησης των πιέσεων πόρων και της ρευστοποίησης του εδάφους. Έτσι ελαφριές κατασκευές με φαινόμενο ειδικό βάρος μικρότερο από την άνωση του ρευστοποιημένου εδάφους, δύναται να υποστούν σημαντικές μετακινήσεις, ακόμα και να βγουν στην επιφάνεια.

1.5 Ο μηχανισμός της ρευστοποίησης και οι αρχές που διέπουν το φαινόμενο

1.5.1 Μονοτονική φόρτιση κορεσμένης άμμου υπό στραγγιζόμενες και αστράγγιστες συνθήκες.

Κρίθηκε απαραίτητη σε αυτό το σημείο μια ανασκόπηση της συμπεριφοράς των μη συνεκτικών κορεσμένων εδαφών σε μονοτονική φόρτιση καθώς έτσι θα γίνει κατανοητή η θεωρία της κρίσιμης κατάστασης (critical state) που αποτελεί βασικό εργαλείο της εδαφομηχανικής και της εδαφοδυναμικής, απαραίτητο για την μελέτη στατικών αλλά και ανακυκλιζόμενων συνθηκών φόρτισης. Η θεωρία αυτή περιγράφει την κατάσταση κατά την οποία μία άμμος μπορεί να βρίσκεται σε καθεστώς συνεχούς διάτμησης χωρίς περαιτέρω μεταβολή όγκου ή τάσεων.

Παρακάτω παρουσιάζεται σε διάγραμμα η γραμμή κρίσιμης κατάστασης (critical state line, csl), η οποία δίνει όλους τους πιθανούς συνδυασμούς $e-p'$ στην κρίσιμη κατάσταση. Τα στραγγιζόμενα δοκίμια προσεγγίζουν όπως φαίνεται την κ.κ διατηρώντας σταθερές τις ενεργές τάσεις και μεταβάλλοντας τον όγκο τους, ενώ το αντίθετο συμβαίνει με τα αστράγγιστα δοκίμια (Σχήμα 1.6).

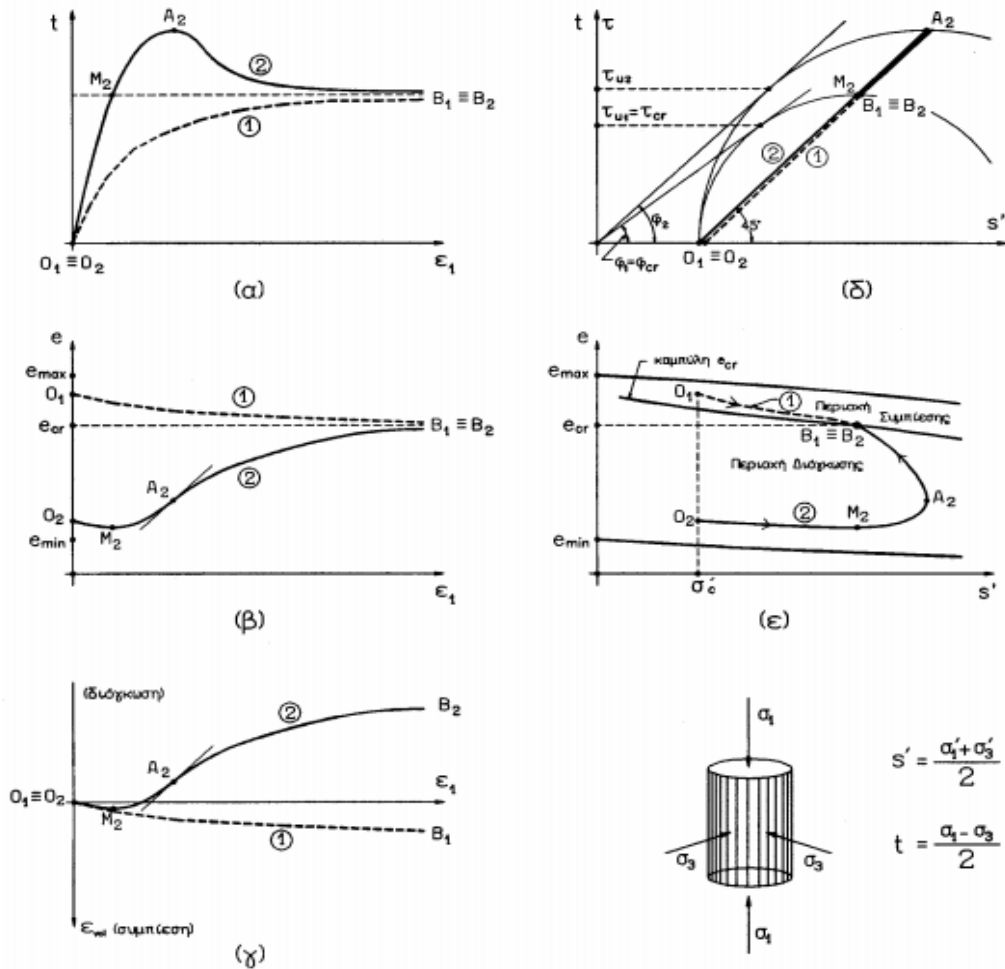


Σχήμα 1.6: Γραμμή κρίσιμης κατάστασης.

Στραγγιζόμενες συνθήκες

Παρακάτω παρουσιάζονται τα τυπικά αποτελέσματα από δύο στραγγιζόμενες δοκιμές κυλινδρικής τριαξονικής φόρτισης σε μεσόκοκκη άμμο. Δίνονται τα διαγράμματα διατμητικής τάσης t δείκτη κενών e και ογκομετρικής παραμόρφωσης $evol$, συναρτήσει της αξονικής παραμόρφωσης ϵ_1 . Επιπλέον δίνεται η διαδρομή των ενεργών τάσεων σε διάγραμμα $t=(\sigma'_1-\sigma'_3)/2=(\sigma_1-\sigma_3)/2$ και $s'=(\sigma'_1+\sigma'_3)/2$ καθώς και οι καμπύλες $e-s'$

Παρουσιάζεται η συμπεριφορά δύο δοκιμών άμμου. Οι καμπύλες ① αντιστοιχούν σε δοκίμιο χαλαρής άμμου ($D_r=15\%$) ενώ οι καμπύλες ② σε δοκίμιο πυκνής άμμου ($D_r=90\%$). Τα δύο δοκίμια έχουν στερεοποιηθεί ισότροπα στην ίδια πίεση ($O_1=O_2$) και στη συνέχεια υποβλήθηκαν σε διάτμηση, υπό πλήρως στραγγιζόμενες συνθήκες με αύξηση του κατακόρυφου φορτίου μέχρι τη θραύση (Σχήμα 1.7).

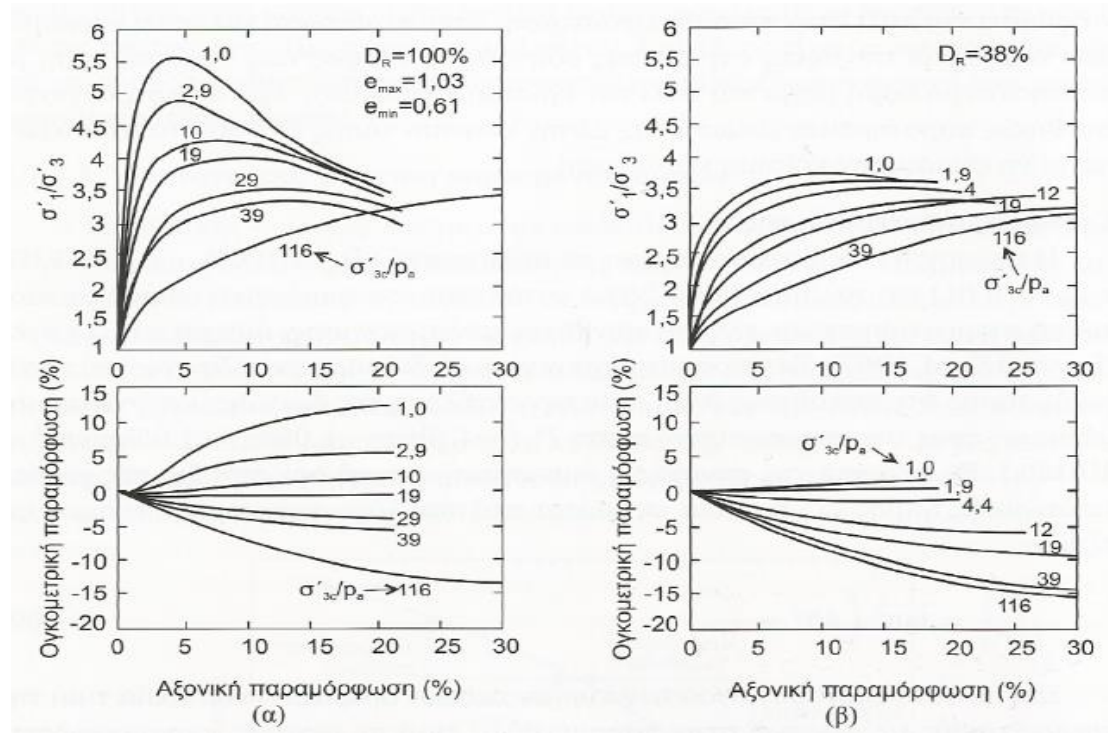


Σχήμα 1.7: Αποτελέσματα στραγγιζόμενων δοκιμών κυλινδρικής τριαξονικής φόρτισης μη συνεκτικών εδαφών με $Dr=15\%$ (καμπύλη ①) και $Dr=90\%$ (καμπύλη ②).

Σε μεγάλες παραμορφώσεις, η διατμητική αντοχή και η αντίστοιχη γωνία τριβής πυκνής και χαλαρής άμμου είναι ίσες, υπάρχει δηλαδή μονοσήμαντη αντιστοιχία μεταξύ $e_{cr}-\phi_{cr}-\tau_{cr}$. Η μέγιστη τιμή της διατμητικής τάσης της πυκνής άμμου (A_2) συμβαίνει ταυτόχρονα με τη μέγιστη τάση για διόγκωση $[(de_{vol}/de_1)=max]$. Η αυξανόμενη τάση για διόγκωση μεταφράζεται μακροσκοπικά σε αύξηση της γωνίας τριβής. Αντίθετα σε μεγάλες παραμορφώσεις, $\phi \equiv \phi_{cr}$, η τάση του δοκιμίου για διόγκωση είναι μηδενική. Σημειώνεται ότι η ιδιότητα αυτή των πυκνών άμμων να τείνουν να αυξήσουν τον όγκο τους με την επιβολή διατμητικής δύναμης ονομάζεται διασταλτικότητα και οφείλεται στη φύση των εδαφικών υλικών, δηλαδή στην ύπαρξη ασύνδετων κόκκων που αλληλοεπιδρούνε μέσω δυνάμεων τριβής. Η χαλαρή άμμος συμπυκνώνεται μέχρι να συναντήσει την καμπύλη $e_{cr}-s'$ όπου ονομάζεται περιβάλλουσα κρίσιμου δείκτη πόρων και αστοχεί στο σημείο B_1 . Η πυκνή άμμος συμπυκνώνεται μέχρι το σημείο M_2 και στη συνέχεια διογκώνεται παραλαμβάνοντας το μέγιστο φορτίο διατμητικής τάσης (σημείο A_2) για να καταλήξει στη καμπύλη e_{cr} στο σημείο

B₂. Η περιοχή που οριοθετείται από τις καμπύλες ισότροπης συμπίεσης, χαλαρής και πυκνής άμμου είναι η εφικτή περιοχή καμπύλων και διαιρείται στην υποπεριοχή διόγκωσης και την υποπεριοχή συμπίεσης.

Παρακάτω δίνονται τα διαγράμματα μονοτονικής τριαξονικής φόρτισης χαλαρής (α) και πυκνής (β) κορεσμένης άμμου για διάφορες ενεργές πλευρικές τάσης στερεοποίησης σ'_{3c} (Σχήμα 1.8).



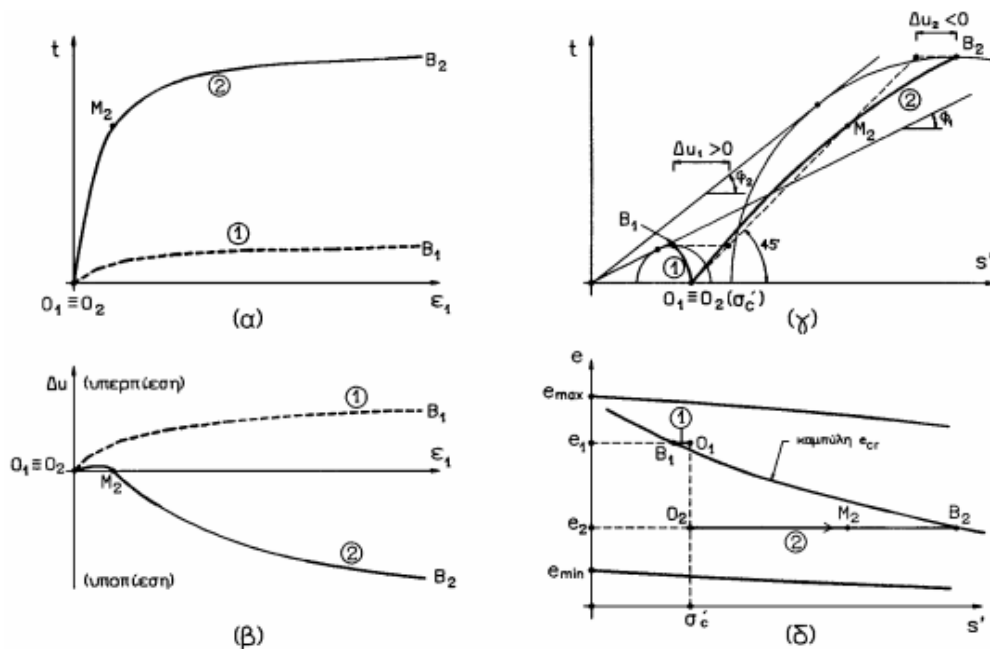
Σχήμα 1.8: Μονοτονική τριαξονική φόρτιση σε στραγγιζόμενες συνθήκες (α) πυκνής ($D_r=100\%$) και (β) χαλαρής ($D_r=38\%$) κορεσμένης άμμου (Lee and Seed 1967).

Εύκολα παρατηρούμε ότι υπό καθεστώς μεγάλων πλευρικών τάσεων η πυκνή άμμος χάνει την τάση της για διαστολή και συστέλλεται. Όσο μικραίνει η πλευρική τάση (μείωση του βάθους) επανακτάται η διαστολικότητα του πυκνού δοκιμίου. Αντίστοιχα το χαλαρό δοκίμιο υπό καθεστώς μικρών πλευρικών τάσεων αναπτύσσει μια μικρή τάση για διαστολή που χάνεται με την αύξηση του βάθους. Γνωρίζουμε ότι σε εδάφη με μηδενική συνοχή η διατμητική αντοχή ορίζεται από την γωνία εσωτερικής τριβής ϕ' , που προκύπτει από τον λόγο των κύριων τάσεων ως εξής: $\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} = \tan(45^\circ + \frac{\phi'}{2})$. Έτσι η μέγιστη τιμή της διατμητικής τάσης (μέγιστη τάση για διόγκωση-μέγιστος λόγος σ'_1/σ'_3) σηματοδοτεί την κορυφαία τιμή της γωνίας τριβής ϕ_{pk} . Επομένως όπου υφίσταται τάση για διόγκωση παρουσιάζεται μέγιστο, ϕ_{pk} , στη γωνία τριβής. Στις υπόλοιπες περιπτώσεις τα δοκίμια καταλήγουν απευθείας στην παραμένουσα τιμή της γωνίας τριβής ϕ_{cv} . Αξίζει να σημειωθεί ότι το έδαφος στις μεγάλες

παραμορφώσεις πλησιάζει την κ.κ με τον ίδιο λόγω ενεργών τάσεων (ίδιο ϕ_{cv}), ανεξαρτήτως της αρχικής πυκνότητας.

Αστράγγιστες συνθήκες

Για τη φόρτιση υπό αστράγγιστες συνθήκες, είναι θεμελιώδους σημασίας το γεγονός ότι ο όγκος του δοκιμίου δεν μεταβάλλεται. Έτσι, όταν υπό στραγγιζόμενες συνθήκες, ένα δοκίμιο είχε τάση για συμπίκνωση, τώρα που η συμπίκνωση απαγορεύεται, θα αναπτύξει υπερπίεση πόρων και αντίστοιχα, αν ένα δοκίμιο είχε υπό στραγγιζόμενες συνθήκες τάση για διογκωση, θα αναπτύξει υποπίεσεις. Παρακάτω, δίνονται τα αποτελέσματα αστράγγιστης κυλινδρικής τριαξονικής δοκιμής σε δύο δοκίμια κατ' αναλογία των διαγραμμάτων στραγγιζόμενων συνθηκών (② πυκνό δοκίμιο, ① χαλαρό δοκίμιο). Τα δοκίμια έχουν υποστεί ισότροπη στερεοποίηση στην ίδια τάση σ'_c (Σχήμα 1.9).



Σχήμα 1.9: Αποτελέσματα αστράγγιστων δοκιμών κυλινδρικής τριαξονικής φόρτισης μη συνεκτικών εδαφών σε δοκίμια με $Dr=15\%$ ①, και $Dr=90\%$ ②.

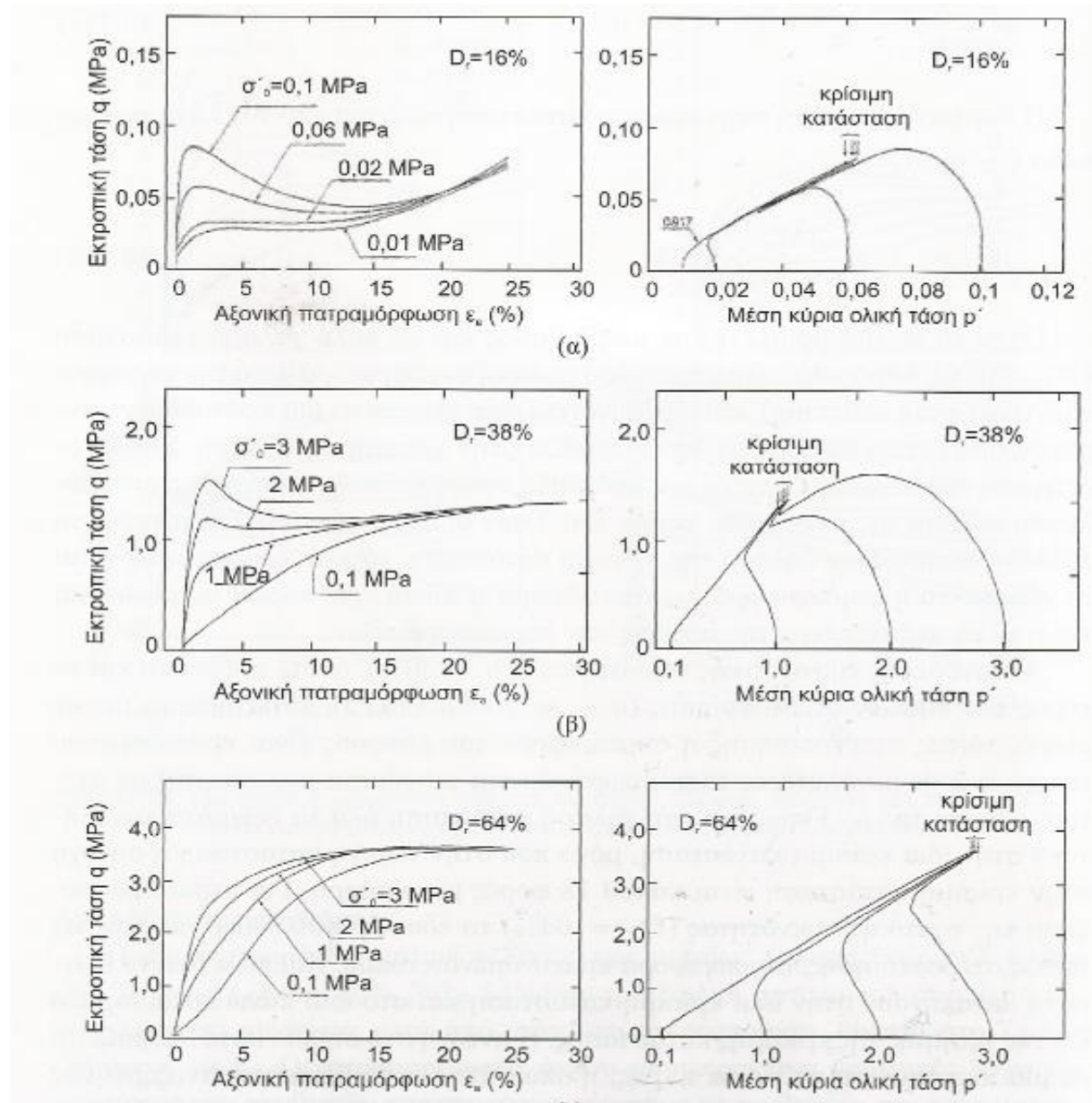
Όπως φαίνεται, υπάρχει αναλογία μεταξύ στραγγιζόμενης και αστράγγιστης φόρτισης. Η χαλαρή άμμος θα αναπτύξει υπερπίεσεις, αφού έτεινε να μειώσει τον όγκο της και η πυκνή άμμος υποπίεσεις αφού έτεινε να διογκωθεί, υπάρχει δηλαδή ομοιότητα μεταξύ των διαγραμμάτων $\Delta u - \epsilon_1$ και $e_{vol} - \epsilon_1$. Παρατηρούμε ότι τώρα η πυκνή άμμος ②, δεν απομειώνει τη διατμητική τάση που αναλαμβάνει μετά την αστοχία, μέχρι τη διατμητική αντοχή της χαλαρής, αλλά τη διατηρεί και αυτό συμβαίνει διότι το e δεν αυξάνεται και συνεπώς η δομή δεν γίνεται χαλαρότερη και η γωνία τριβής δεν αλλάζει. Αυτό φαίνεται και από τη διαδρομή

των ενεργών τάσεων, όπου στη χαλαρή άμμο οι ενεργές τάσεις μειώνονται μέχρι την αστοχία B_1 , υπό γωνία τριβής ϕ_1 (ίδια με τη γωνία τριβής της χαλαρής σε στραγγιζόμενες) και στη πυκνή άμμο οι ενεργές τάσεις αυξάνονται μέχρι την αστοχία B_2 υπό γωνία τριβής ϕ_2 (ίδια με τη στραγγιζόμενη) και δεν μειώνεται έκτοτε. Ακόμα, η περιβάλλουσα του κρίσιμου δείκτη πόρων, είναι ίδια με την περιβάλλουσα που προσδιορίστηκε υπό στραγγιζόμενες συνθήκες με τις αντίστοιχες υποπεριοχές ανάπτυξης υπερπιέσεων και υποπιέσεων. Παραμετρικά ως προς την ενεργό πλευρική τάση στερεοποίησης, παρουσιάζονται τα παρακάτω διαγράμματα (Σχήμα 1.10). Η ετροπική τάση q , η μέση ολική p και η ενεργός p' , ορίζονται ως εξής:

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3, \quad p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3, \quad p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) / 3$$

Όπως φαίνεται, όλα τα διαγράμματα ίδιας D_r έχουν στην κ.κ. ίδια αντοχή, με τη διαφορά ότι τώρα η αντοχή αυξάνεται με την αύξηση της πυκνότητας. Η διατμητική αντοχή στο σημείο αυτό εκφράζεται με μία ίδια τιμή της γωνίας τριβής, η οποία σε όλα τα δείγματα ανεξαρτήτως D_r , και σε όλες τις τάσεις είναι ίση και ορίζεται από το λόγο των τάσεων ($q/p' = M_c$) ως εξής:

$$\sin(\phi'_{cv}) = 3M_c / (6 + M_c)$$



Σχήμα 1.10: Μονοτονική τριαξονική φόρτιση κορεσμένης άμμου Τογούρα σε αστράγγιστες συνθήκες και σε τρεις σχετικές πυκνότητες (α) $D_r=16\%$, (β) $D_r=36\%$, (γ) $D_r=64\%$ (Isihara , 1966).

1.5.2 Ανακυκλική φόρτιση κορεσμένης άμμου υπό αστράγγιστες και στραγγιζόμενες συνθήκες

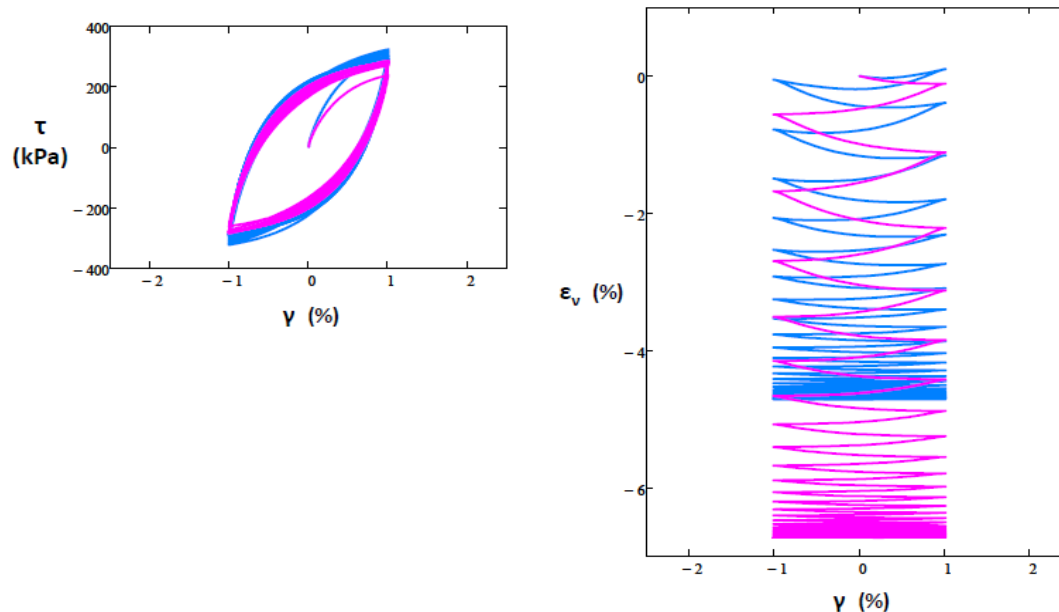
Στραγγιζόμενες συνθήκες

Στη φόρτιση αυτής της μορφής, το έδαφος παρουσιάζει σταδιακή μείωση του όγκου του, ανεξάρτητα από την αρχική του D_r , προκαλώντας αύξηση της πυκνότητας του και καθιζήσεις στην επιφάνεια (Σχήμα 1.11).

$D_r = 70\%$, $p = 500$ kPa

$D_r = 33\%$, $p = 500$ kPa

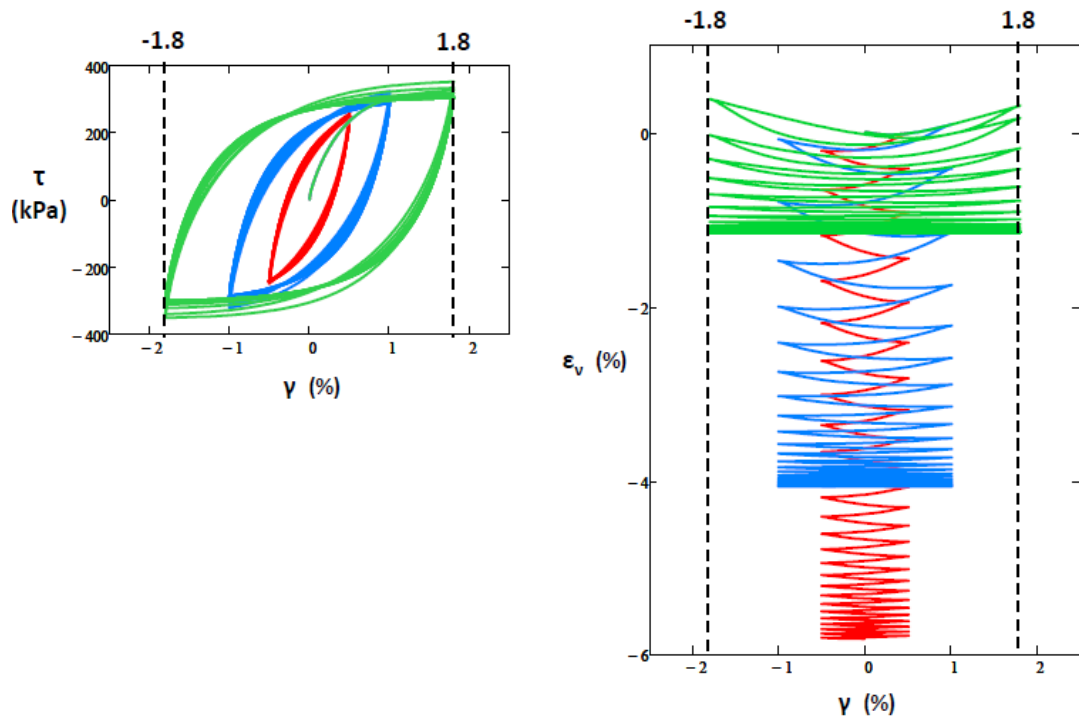
25 κύκλοι σταθερής παραμόρφωσης 1%



Σχήμα 1.11: Ανακυκλιζόμενη φόρτιση σταθερής παραμόρφωσης σε δοκίμια άμμου πυκνότητας $D_r=70\%$ και $D_r=33\%$ υπό στραγγιζόμενες συνθήκες με το καταστατικό προσομοίωμα Tasiopoulos & Gerolymos 2012.

Από τα παραπάνω προκύπτει, ότι για τον ίδιο αριθμό κύκλων φόρτισης και για το ίδιο πλάτος παραμόρφωσης, το χαλαρό δοκίμιο παρουσιάζει μεγαλύτερη ογκομετρική παραμόρφωση. Και τα δύο δοκίμια σταθεροποιούν πρακτικά τον όγκο τους μετά το πέρας ορισμένου αριθμού κύκλων και δεν συμπυκνώνονται περαιτέρω.

Αν τώρα υποβάλλουμε το ίδιο δοκίμιο σε ανακυκλική φόρτιση δοκιμάζοντας διαφορετικά πλάτη διατμητικής παραμόρφωσης, η ογκομετρική παραμόρφωση μειώνεται ραγδαία με την αύξηση του πλάτους του γ , για ίδιο αριθμό κύκλων (Σχήμα 1.12). Μάλιστα, σε παραμορφώσεις που πλησιάζουν το 2%, φαίνεται η ανάπτυξη διαστολικής συμπεριφοράς του δοκιμίου (πρόκειται για πυκνό δοκίμιο $D_r=70\%$).

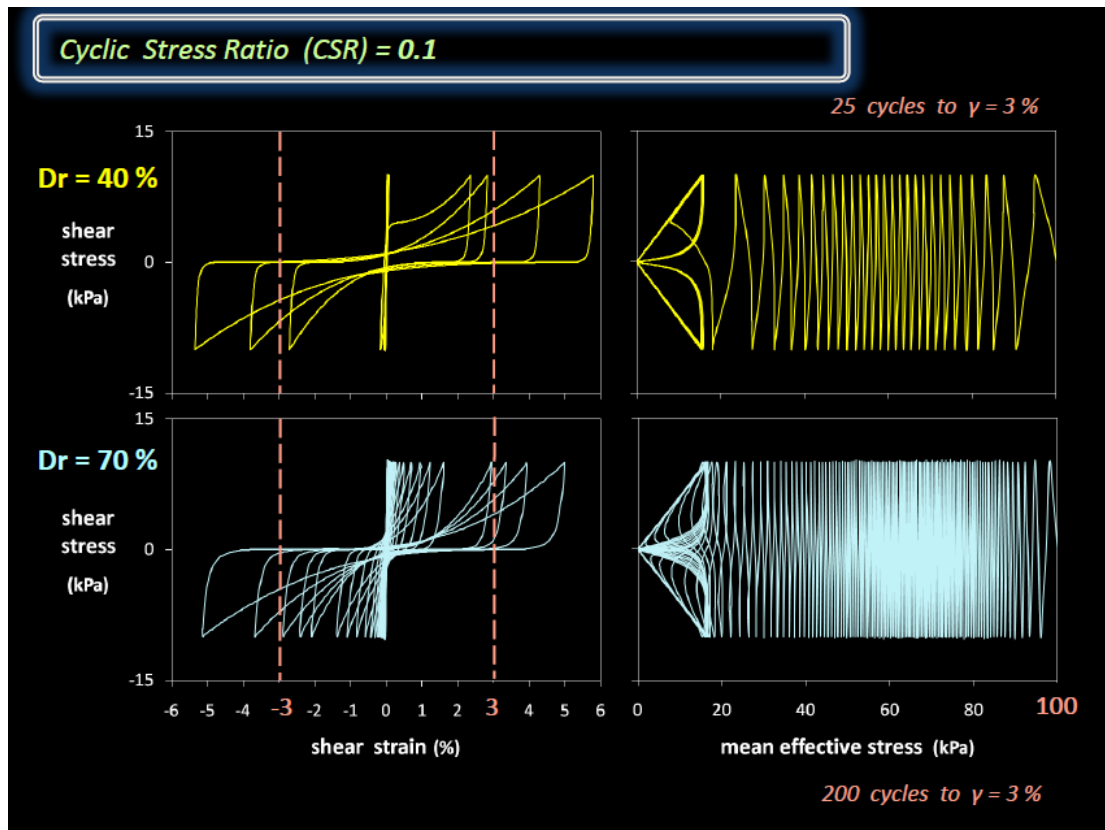


Σχήμα 1.12: Ανακυκλιζόμενη φόρτιση σε δοκίμιο πυκνότητας $Dr=70\%$ και $p=500kpa$ για πλάτη διατμητικής παραμόρφωσης $\gamma=0,5\%, 1\%, 2\%$ υπό στραγγιζόμενες συνθήκες με το καταστατικό προσομοίωμα Tasioroulou & Gerolymos 2012.

Το μέγεθος των καθιζήσεων εξαρτάται γενικά εκτός από την αρχική πυκνότητα και το πλάτος των επιβαλλόμενων διατμητικών παραμορφώσεων, από την ταχύτητα, τον αριθμό των κύκλων φόρτισης, τη διαφορά μεταξύ μέγιστου και ελάχιστου λόγου κενών, την ενεργό τάση στερεοποίησης και το βαθμό στερεοποίησης. (Silver and seed, 1971, Youd, Duku et al., 2008)

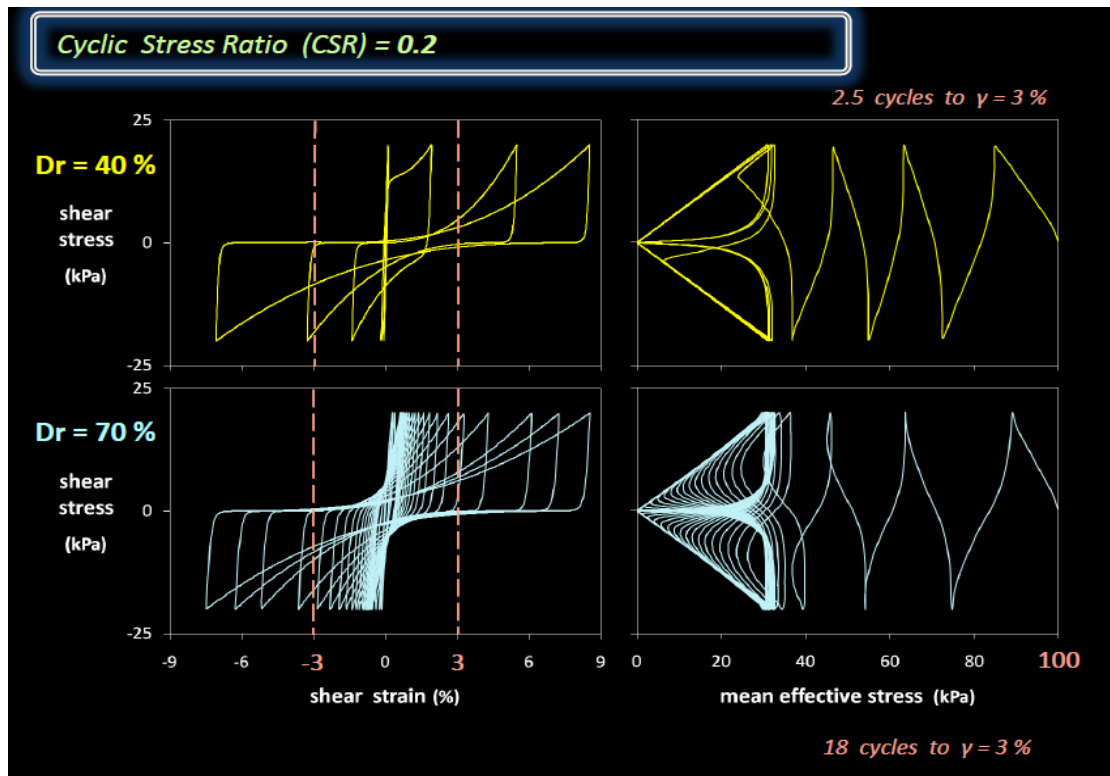
Αστράγγιστες συνθήκες

Όπως είναι γνωστό, υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης, ο όγκος του δοκιμίου διατηρείται σταθερός και οι ενεργές τάσεις μετατρέπονται σε πιέσεις πόρων, με τις ολικές τάσεις να παραμένουν σταθερές. Ανάλογα με την πυκνότητα του υπό ανακύκλιση δοκιμίου, ο αριθμός των κύκλων φόρτισης που απαιτείται για το μηδενισμό των ενεργών τάσεων, είναι διαφορετικός. Παρακάτω δίνονται τα διαγράμματα φόρτισης δύο δοκιμών $Dr=40\%$ και $Dr=70\%$, για την ίδια σφοδρότητα σεισμού $CSR=0,1$. Όπως φαίνεται, το πυκνό δοκίμιο απαιτεί 200 κύκλους φόρτισης για να φτάσει σε διατμητική παραμόρφωση 3%, ενώ το χαλαρό απαιτεί 25 για την ίδια παραμόρφωση (Σχήμα 1.13).



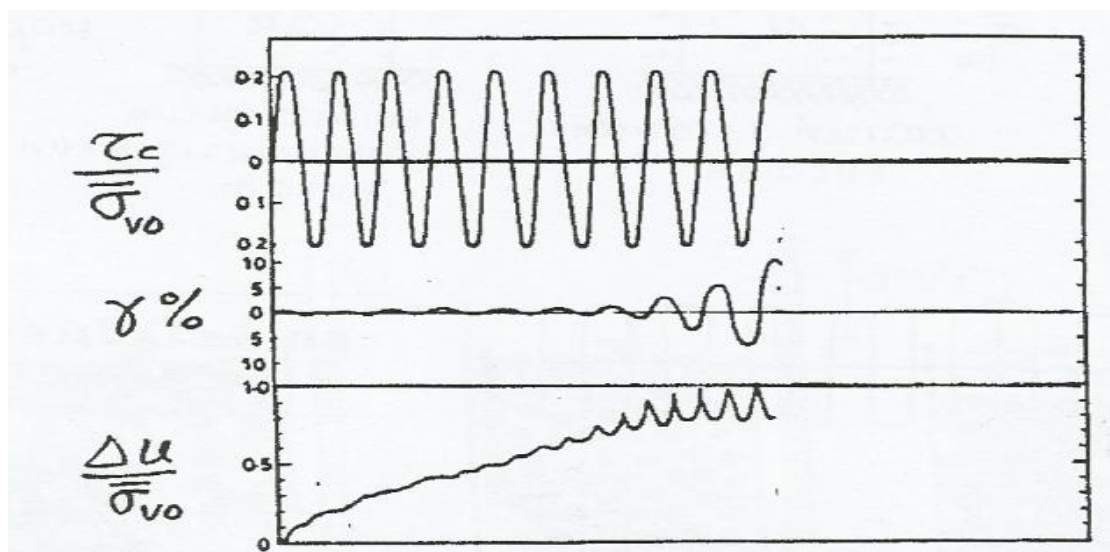
Σχήμα 1.13: Ανακυκλιζόμενη δοκιμή απλής διάτμησης σε κορεσμένα δοκίμια με πυκνότητα $Dr=40\%$ και $Dr=70\%$ υπό αστράγγιστες συνθήκες ($CSR=0,1$), με το καταστατικό προσομοίωμα Tasiopoulos & Gerolymos 2012.

Αν αυξήσουμε το πλάτος της επιβαλλόμενης ανακυκλικής διατμητικής τάσης, τότε προφανώς οι κύκλοι φόρτισης που θα απαιτηθούν για την αστοχία θα μειωθούν, σε 2,5 κύκλους για το δοκίμιο $Dr=40\%$, και 18 κύκλους για το δοκίμιο $Dr=70\%$.



Σχήμα 1.14: Ανακυκλιζόμενη δοκιμή απλής διάτμησης σε κορεσμένα δοκίμια με πυκνότητα $Dr=40\%$ και $Dr=70\%$ υπό αστράγγιστες συνθήκες ($CSR=0,2$), με το καταστατικό προσομοίωμα Tasiopoulos & Gerolymos 2012.

Τέλος η αύξηση της πίεσης των πόρων καταγράφεται μέσω του συντελεστή $r_u = \Delta u / \sigma'_{vo}$, όπου εξίσωση του με τη μονάδα δηλώνει την εκκίνηση της ρευστοποίησης. Ταυτόχρονα στο σημείο αυτό, παρατηρείται και ραγδαία αύξηση των αξονικών παραμορφώσεων εντός ολίγων κύκλων φόρτισης, όπως υποδηλώνουν τα παρακάτω διαγράμματα (Σχήμα 1.15).



Σχήμα 1.15: Δοκιμή απλής ανακυκλιζόμενης διάτμησης με $Dr=47\%$ και $\sigma_{vo}=100\text{kPa}$.

1.6 Αντοχή σε ρευστοποίηση-καμπύλες ρευστοποίησης

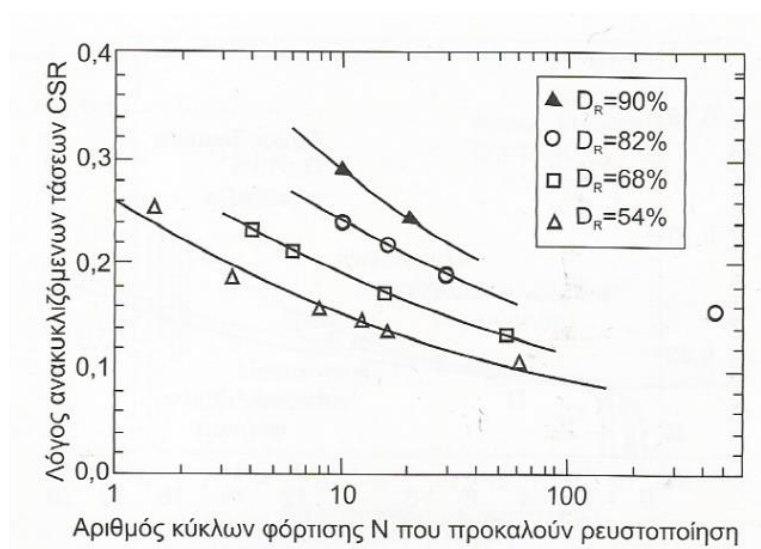
Μπορεί να θεωρηθεί ότι η αντίσταση της άμμου στη ρευστοποίηση εξαρτάται βασικά από τρεις παράγοντες:

- Τον αριθμό των κύκλων φόρτισης N
- Την σχετική πυκνότητα της άμμου D_r
- Και την ενεργό τάση στερεοποίησης σ'_o

Και δευτερευόντως από άλλους παράγοντες όπως:

- Η δομή του υλικού
- Η προϊστορία της φόρτισης
- Η διαδικασία και η ηλικία της απόθεσης
- Οι αρχικές διατμητικές τάσεις.

Όπως φαίνεται από το παρακάτω διάγραμμα υπάρχει εξάρτηση μεταξύ της σχετικής πυκνότητας D_r τον αριθμό των ομοιόμορφων κύκλων φόρτισης N και τον λόγο ανακυκλιζόμενων διατμητικών τάσεων $CSR=(\tau_{cycl}/\sigma'_{oc})$, δηλαδή την επιβαλλόμενη κατά το σεισμό διατμητική τάση προς τη μέση ενεργό πλευρική τάση. (Σχήμα 1.16)



Σχήμα 1.16: Συσχέτιση του λόγου ανακυκλιζόμενων τάσεων CSR με τον αριθμό κύκλων φόρτισης N και τη σχετική πυκνότητα D_r , προκειμένου να επιτευχθεί αρχική ρευστοποίηση. Δοκιμή στη δονητική τράπεζα (De Alba et al., 1976).

Δηλαδή για δεδομένη σχετική πυκνότητα D_r υπάρχουν πολλοί συνδυασμοί CSR , N για τους οποίους επιτυγχάνεται ρευστοποίηση. Φυσικά όσο μεγαλύτερη διατμητική τάση

επιβάλλει η σεισμική διέγερση, ή αντίστοιχα όσο μικρότερη ενεργός πλευρική τάση επιβάλλεται στο δοκίμιο από το περιβάλλον του, τόσο λιγότεροι κύκλοι φόρτισης απαιτούνται για την εκκίνηση της ρευστοποίησης. Ακόμα είναι φανερό ότι για την ίδια σφοδρότητα το σεισμού και το ίδιο καθεστώς ενεργών τάσεων, οι χαλαροί άμμοι είναι περισσότερο επιρρεπείς σε ρευστοποίηση. Οι παραπάνω καλούνται καμπύλες ρευστοποίησης και υπολογίζονται με κατάλληλα εργαστηριακά πειράματα ανακυκλιζόμενης τριαξονικής φόρτισης η απλής διατμησης. Οι Seed και Idriss πρότειναν το 1976 την προσεγγιστική εκτίμηση του λόγου CSR από τη σχέση:

$$CSR = 0,65 * \left(\frac{\tau_{max}'}{\sigma'_{uc}}\right).$$

Μια άλλη παράμετρος που θεωρείται ότι παίζει ρόλο στην ευαισθησία ρευστοποίησης είναι το ενδεχόμενο παλαιότερων ρευστοποιήσεων καθώς το έδαφος είναι τώρα σε πυκνότερη κατάσταση συνεπώς ο δείκτης CSR υψηλότερος σε όλο το φάσμα των ισοδύναμων κύκλων φόρτισης.

1.7 Εκτίμηση της επιδεκτικότητας εδάφους σε ρευστοποίηση

Για να προσδιοριστεί το κατά πόσο ένα έδαφος είναι επιδεκτικό ή όχι σε ρευστοποίηση ακολουθείται η εξής διαδικασία τριών σταδίων: Αρχικά εκτιμάται το δυναμικό της ρευστοποίησης, εν συνεχεία αν προκύψει ότι το έδαφος διαθέτει δυναμικό ρευστοποίησης διάφορο του μηδενός υπολογίζεται η διακινδύνευση ρευστοποίησης και αν και αυτή είναι μη μηδενική προχωράμε σε ποσοτικοποίηση της διακινδύνευσης. Το τελευταίο από τα τρία στάδια έχει εισαχθεί προσφάτως καθώς δεν είχε ανάλογη ανάπτυξη και τεκμηρίωση. Τα τελευταία χρόνια αναπτύχθηκαν κάποιες μέθοδοι ποσοτικοποίησης, εκτίμησης δηλαδή των εδαφικών παραμορφώσεων, παρόλα αυτά το θέμα αυτό απαιτεί περαιτέρω έρευνα. Όσον αφορά τα δύο πρώτα στάδια παρακάτω παρουσιάζεται συνοπτικά η διαδικασία εκτίμησης καθενός μεγέθους.

Το δυναμικό ρευστοποίησης

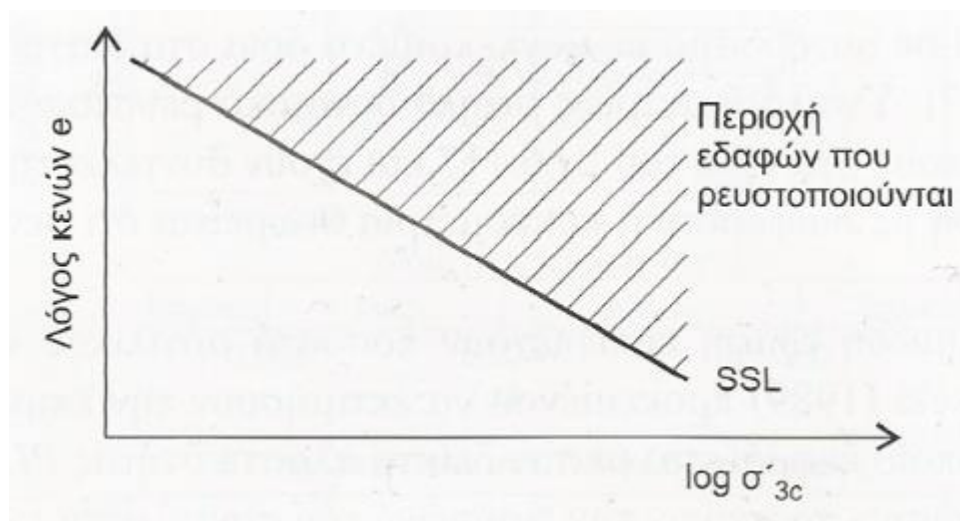
Αναφέρεται στο εάν ένα έδαφος δύναται ή όχι να ρευστοποιηθεί σε κάποια ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Αυτό εξαρτάται από τα φυσικά και τα μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους. Ένα αρχικό κριτήριο αποτελεί το παρελθόν του εδάφους καθώς εδαφικοί σχηματισμοί που έχουν ρευστοποιηθεί στο παρελθόν είναι πιο επιρρεπείς στην εμφάνιση ρευστοποίησης σε μια μελλοντική φόρτιση. Ένα επίσης σημαντικό κριτήριο είναι το είδος του εδάφους. Έχει παρατηρηθεί ότι οι επιφανειακές αποθέσεις κορεσμένης ομοιόμορφης λεπτόκοκκης άμμου και αμμοϊλύος σε χαλαρή κατάσταση είναι το πλέον επιδεκτικό είδος εδάφους σε ρευστοποίηση. Ίδιας επικινδυνότητας είναι επίσης και τεχνητές αποθέσεις που από τη φύση

τους και τον τρόπο κατασκευής τους είναι χαλαρές και αποτελούνται από ομοιόμορφα λεπτόκοκκα ψαθυρά υλικά. Ακόμη παράγοντες όπως η μορφολογία του εδάφους υπεισέρχονται στον υπολογισμό του δυναμικού, με το δείκτη πλαστικότητας PI να είναι μεταξύ των βασικών κριτηρίων. Έχει παρατηρηθεί ότι όσο μεγαλύτερη πλαστικότητα έχει ένα έδαφος τόσο πιο δύσκολα ρευστοποιείται. Επίσης εδάφη με στρογγυλοποιημένους κόκκους είναι πιο επιρρεπή από τα εδάφη γωνιώδεις κόκκους ή με κόκκους πλακοειδής μορφής οι οποίοι αναπτύσσουν συνοχή και διαθέτουν μικρή διαπερατότητα. Τέλος η κοκκομετρική διαβάθμιση παίζει σημαντικό ρόλο με τα εδάφη καλής κοκκομετρίας να κινδυνεύουν λιγότερο από τα εδάφη ομοιόμορφης κοκκομετρίας.

Επιγραμματικά τα κριτήρια ώστε ένα έδαφος να παρουσιάζει υψηλό δυναμικό ρευστοποίησης είναι τα εξής:

- Ποσοστό λεπτόκοκκων ($<0,005\text{mm}$) $FC \leq 15\%$
- Όριο υδαρότητας $LL < 35\%$
- Φυσική υγρασία $W \geq 0,90LL$
- Δείκτης υδαρότητας $< 0,75$

Παρακάτω δίνεται σχηματικά σε διάγραμμα ($e - \log \sigma'_{3c}$) το όριο μεταξύ των εδαφών που είναι επιδεκτικά σε ρευστοποίηση και αυτών που δεν διατρέχουν κίνδυνο (Σχήμα 1.17).



Σχήμα 1.17: Σχηματική περιγραφή της γραμμής σταθερής κατάστασης ως ορίου μεταξύ ρευστοποιήσιμων και μη ρευστοποιήσιμων εδαφών.

Όπως φαίνεται από το διάγραμμα, εδάφη με υψηλό λόγο κενών, δηλαδή μικρή σχετική πυκνότητα, υπό καθεστώς μεγάλων γεωστατικών τάσεων έχουν μεγάλο δυναμικό ρευστοποίησης καθώς παρουσιάζουν εντόνως συστολική συμπεριφορά. Αντίθετα τα εδάφη υψηλής πυκνότητας και χαμηλών γεωστατικών τάσεων παρουσιάζουν διασταλτική συμπεριφορά για αυτό και δεν κινδυνεύουν να ρευστοποιηθούν. Παρατηρούμε επίσης ότι ο

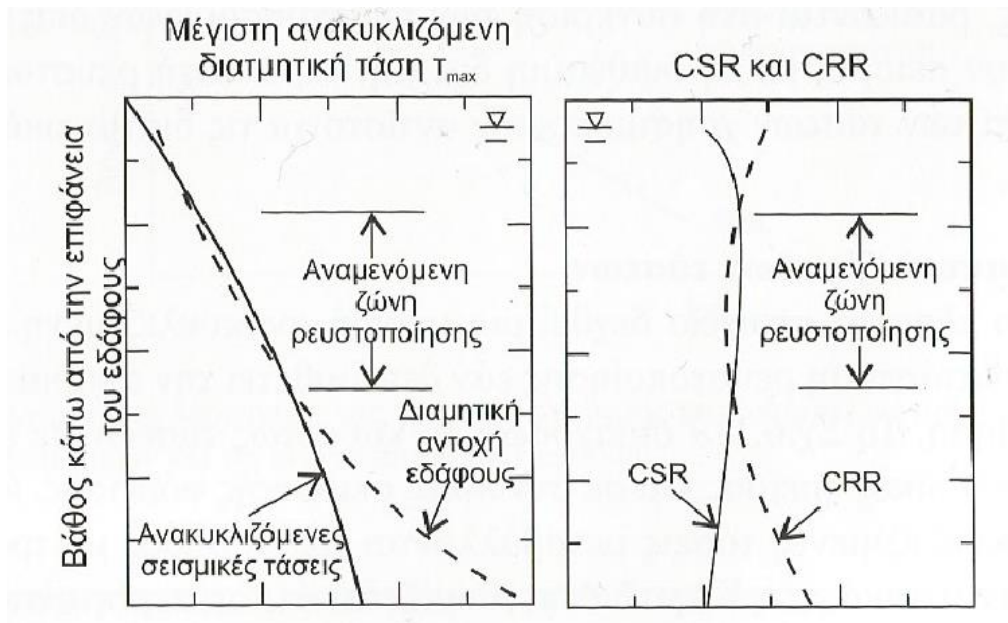
διαχωρισμός ρευστοποιήσιμων και μη ρευστοποιήσιμων εδαφών ταυτίζεται με το διαχωρισμό των εδαφών που έχουν τάση για συστολή και τάση για διαστολή.

Η διακινδύνευση της ρευστοποίησης

Σε περίπτωση που διαπιστωθεί ότι το έδαφος διαθέτει δυναμικό ρευστοποίησης προχωράμε στην εκτίμηση της διακινδύνευσης που υπολογίζεται μέσω του συντελεστή ασφαλείας FS_{liq} και δίνεται από το λόγο:

$$FS_{liq} = \frac{CRR}{CSR} = \frac{\text{διατμητική αντοχή σε ρευστοποίηση}}{\text{αναπτυσσόμενη ανακυκλιζόμενη διατμητική τάση}}$$

Όταν λοιπόν οι αναπτυσσόμενες από το σεισμό διατμητικές τάσεις υπερβαίνουν τη διατμητική αντοχή σε ρευστοποίηση τότε θεωρούμε ότι το έδαφος ρευστοποιείται, όπως φαίνεται και σχηματικά από το παρακάτω διάγραμμα (Σχήμα 1.18).



Σχήμα 1.18: Αρχές της απλοποιημένης μεθόδου ελεγχού τάσεων. Σύγκριση αναπτυσσόμενων διατμητικών τάσεων κατά το σεισμό με τη διαθέσιμη ανακυκλιζόμενη διατμητική αντοχή.

Οι Seed και Idriss (1976) πρότειναν την εξής σχέση για τον υπολογισμό των αναπτυσσόμενων ανακυκλιζόμενων τάσεων CSR:

$$CSR = 0,65 * \frac{(\tau_{max})_d}{\sigma'_{uc}} = 0,65 * \frac{\sigma_{uc}}{\sigma'_{uc}} * \frac{a_{max}}{g} * r_d$$

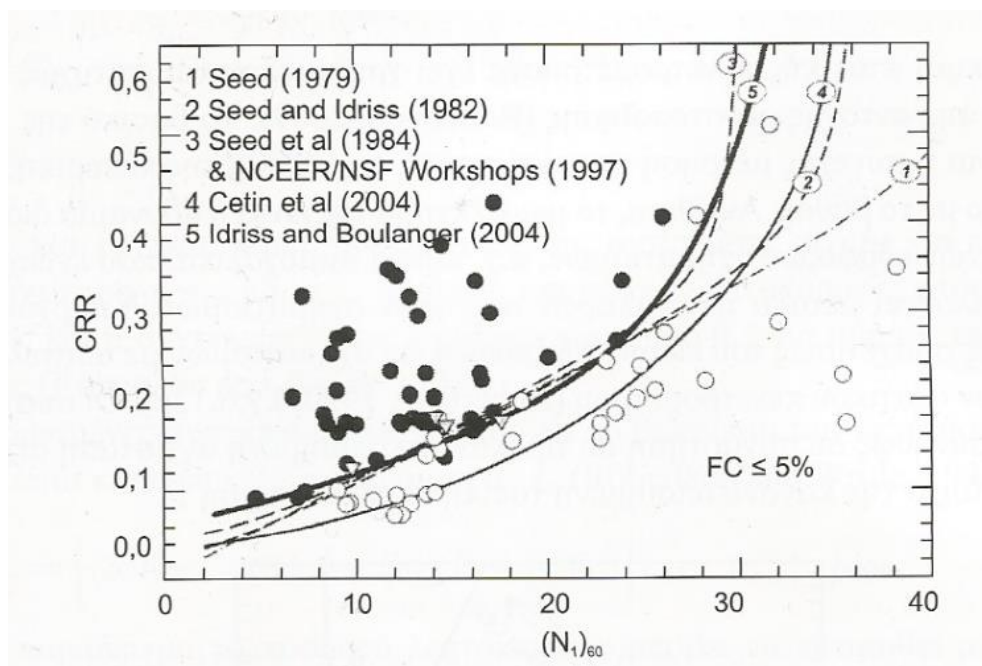
Όπου:

a_{max} η μέγιστη τιμή της οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης στην επιφάνεια του εδάφους

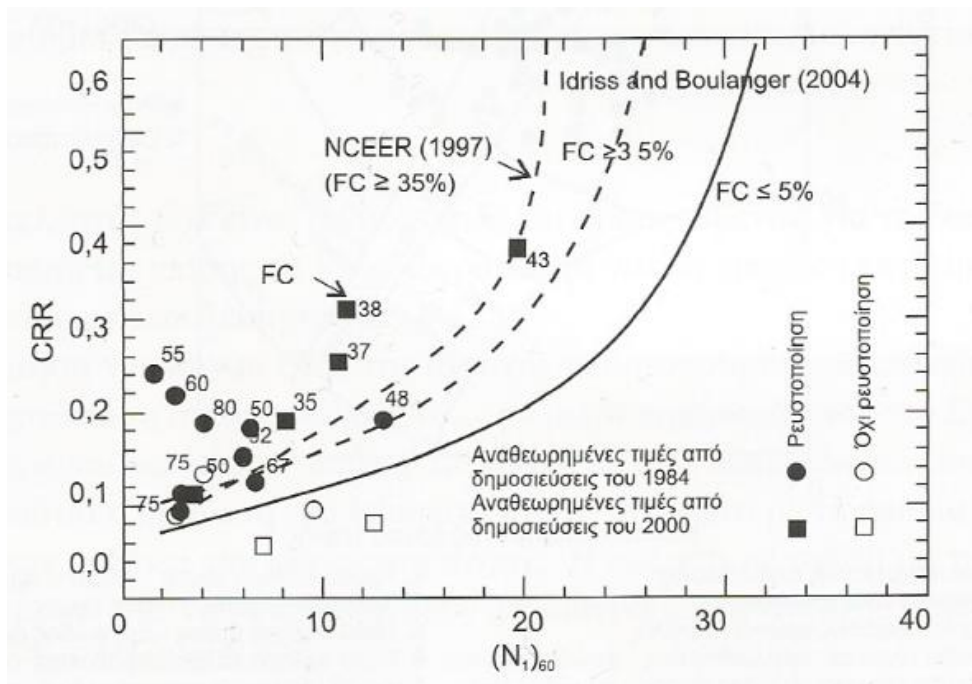
$0,65$ μειωτικός συντελεστής της κορυφαίας τιμής της ανακυκλιζόμενης τάσης, λόγω των πολλών κύκλων φόρτισης με διαφορετικά πλάτη
 γ το μέσο ειδικό βάρος της εδαφικής στήλης πάνω από το σημείο στο οποίο εξετάζεται η διακινδύνευση
 z το ύψος της παραπάνω εδαφικής στήλης
 σ'_{uc} η ενεργός κατακόρυφη τάση σε βάθος z
 σ_{uc} η ολική κατακόρυφη τάση σε βάθος z
 r_d διορθωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την παραμορφωσιμότητα της εδαφικής στήλης, η οποία όπως είναι προφανές δεν συμπεριφέρεται σαν στερεό σώμα.

Για την εκτίμηση της αντοχής CRR διατίθενται δυο εναλλακτικές μέθοδοι, οι εργαστηριακές μέθοδοι και οι μετρήσεις πεδίου, με δημοφιλέστερη τη δοκιμή πρότυπης διείδυσης (SPT), και τη δοκιμή στατικής πεντρομέτρησης (CPT).

Μέσω της SPT δοκιμής προκύπτει η ισοδύναμη τιμή $N_{1,60}$ του αριθμού κύππων N_{SPT} που μετριοούνται στη δοκιμή και έτσι προκύπτει η αντοχή βάσει των παρακάτω διαγραμμάτων (Σχήμα 1.19), (**Error! Reference source not found.**)..



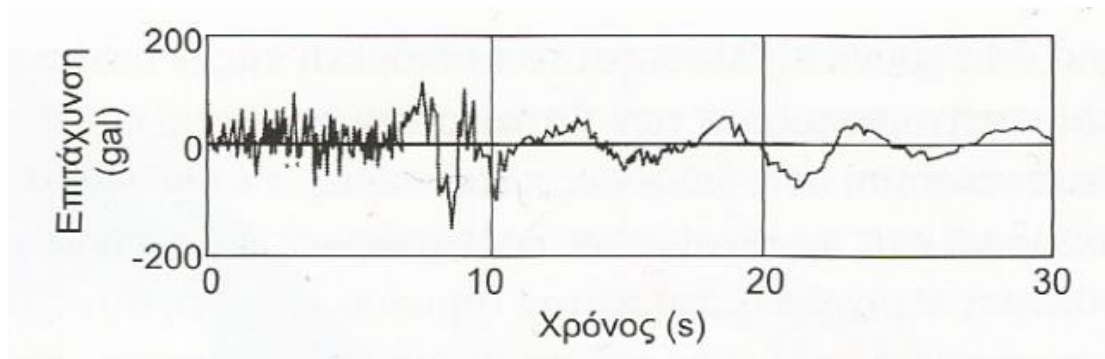
Σχήμα 1.19: Καμπύλες CRR- $(N_1)_{60}$ για καθαρές άμμους ($FC < 5\%$), $M_w = 7,5$ και $\sigma'_{uc} = 1 \text{ atm}$ (Idriss and Boulanger, 2004, 2007, 2008).



Σχήμα 1.20: Καμπύλες CRR-(N₁)₆₀ για αμμοίλεις και ιλυώδεις άμμους (5%<FC<35%), MW=7,5 και σ'uc=1atm (Idriss and Boulanger, 2004, 2007, 2008).

1.8 Μηχανισμοί αστοχίας λόγω ρευστοποίησης

Το φαινόμενο της ρευστοποίησης τόσο στις ανθρώπινες κατασκευές, υπόγειες η επιφανειακές, όσο και στο φυσικό περιβάλλον. Βλάβες διαφορετικού τύπου μπορεί να προκληθούν σε κατασκευές είτε βρίσκονται σε οριζόντιο είτε σε κεκλιμένο έδαφος ανεξάρτητα από το αν το υπό ρευστοποίηση έδαφος περικλείεται από πλευρικά όρια η όχι. Στην περίπτωση που περικλείεται από πλευρικά όρια, το ρευστοποιηθέν στρώμα ταλαντώνεται σαν ένα ρευστό εγκλωβισμένο μέσα σε στερεά όρια με αποτέλεσμα να παρατηρούνται έντονες αλλαγές τόσο στα συχνοτικά χαρακτηριστικά (εμφάνιση παλμών μεγάλης περιόδου) όσο και στα πλάτη ταλάντωσης του εδάφους, εξαιτίας της μείωσης της δυσκαμψίας του εδάφους. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί η καταγραφή στην επιφάνεια εδαφικού σχηματισμού που υπέστη εκτεταμένη ρευστοποίηση, από το σεισμό στην Niigata 1964(Σχήμα 1.21).



Σχήμα 1.21: Καταγραφή εδαφικής κίνησης στη Niigata της Ιαπωνίας με εμφάνιση ταλαντώσεων μεγάλης περιόδου.

Παρακάτω δίνονται κατασκευές ευπαθείς στη ρευστοποίηση μαζί με τις ενδεχόμενες βλάβες τους:

Κατασκευές επιφανειακά θεμελιωμένες: καθιζήσεις, στροφές, ακόμα και ανατροπές των κτηρίων. Η έκταση των καταστροφών εξαρτάται από το πάχος και τη στάθμη του ρευστοποιημένου εδαφικού σχηματισμού

Κατασκευές βαθιά θεμελιωμένες: καθιζήσεις και στροφές της θεμελίωσης που οφείλονται στο ανεπαρκές μήκος των πασσάλων, καθώς και έντονη κάμψη των πασσάλων ειδικά κοντά στους κεφαλόδεσμους.

Γέφυρες: καθιζήσεις και στροφές των μεσόβαθρων, μεγάλες παραμορφώσεις τόσο των ακρόβαθρων όσο και του καταστρώματος, ακόμα και κατολισθήσεις.

Τοίχοι αντιστήριξης, βαρύτητας και κρηπιδότοιχοι: ολίσθηση και στροφή προς τα κατόντη, καθώς και καθιζήσεις.

Φυσικά πρανά: μετακινήσεις προς τα κατόντη με ή χωρίς την εμφάνιση ροής.

Επιχώματα: καθιζήσεις του κεντρικού τμήματος της επίχωσης, πλευρικές μετακινήσεις προς τα έξω των πρανών και ανύψωση της επιφάνειας του εδάφους στον πόδα του πρανούς.

Υπόγειοι αγωγοί και σήραγγες: καμπτική θραύση του σώματος του αγωγού. Ανύψωση του αγωγού ή της σήραγγας, εξαιτίας της άνωσης του ρευστοποιημένου εδάφους.

1.9 Μέτρα αντιμετώπιση

Προκειμένου να μετριαστούν τα δυσμενή αποτελέσματα της ρευστοποίησης διατίθενται διάφορες μέθοδοι και τεχνικές που αφορούν αφενός μετρά αποτροπής της ρευστοποίησης και αφετέρου μέτρα μείωσης των βλαβών στις κατασκευές. Στην πρώτη κατηγορία υπάγεται η βελτίωση του εδάφους, δηλαδή είτε μείωση του δυναμικού ρευστοποίησης είτε αύξηση της αντοχής έναντι ρευστοποίησης είτε μείωση των αναπτυσσόμενων σεισμικών φορτίων με

ανασχεδιασμό του δομικού συστήματος. Στην δεύτερη κατηγορία η λογική που ακολουθείται είναι η εξής: με δεδομένο ότι θα επέλθει ρευστοποίηση προσπαθούμε να σχεδιάσουμε την κατασκευή μας έτσι ώστε να μειωθούν οι ζημιές και οι καταστρεπτικές βλάβες. Μερικές από τις ενέργειες στις οποίες μπορούμε να προβούμε για το σκοπό αυτό είναι, θεμελίωση σε μεγαλύτερα βάθη με τη χρήση πασσάλων, όπου ο εδαφικός σχηματισμός δεν είναι επιρρεπείς σε ρευστοποίηση, αγκύρωση αγωγών σε μεγαλύτερα βάθη ώστε να εξισορροπείται η άνωση και αύξηση της ευκαμψίας των αγωγών ώστε να μπορούν να ακολουθούν τις παραμορφώσεις.

Γενικά η αντοχή του εδάφους έναντι ρευστοποίησης βελτιώνεται με τις εξής ενέργειες:

- Αύξηση της πυκνότητας του εδάφους
- Αλλαγή κοκκομετρικής διαβάθμισης
- Μείωση του βαθμού κορεσμού δια του υποβιβασμού της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα
- Ενίσχυση της δυνατότητας ταχείας αποστράγγισης
- Μείωση των διατμητικών παραμορφώσεων που αναπτύσσονται κατά το σεισμό
- Προγραμματισμένη παροχέτευση της υπερπίεσης των πόρων
- Αύξηση της ενεργού πλευρικής τάσης

Παρακάτω δίνονται οι πιο συχνά χρησιμοποιούμενες μέθοδοι βελτίωσης για την επίτευξη των παραπάνω.

- Συμπύκνωση του ρευστοποιήσιμου εδάφους κατακόρυφα με τη χρήση στελέχους που εισέρχεται σταδιακά στο έδαφος.
- Συμπύκνωση οριζόντια με τη χρήση δονούμενου στελέχους.
- Κατασκευή χαλικοπασσάλων με δόνηση(vibro-replacement)
- Βαθιά δυναμική συμπύκνωση με τη χρήση βάρους που αφήνεται από ύψος.
- Συμπύκνωση με χρήση εκρηκτικών εντός γεωτρήσεων
- Βαθιά ανάμιξη του φυσικού εδάφους με υλικά αυξημένης αντοχής, όπως τσιμεντοκονία, κολλοειδής πυριτία κ.α.
- Εnéσεις με ταυτόχρονη συμπύκνωση του εδάφους.
- Ανάμιξη και μερική αντικατάσταση του εδάφους με τσιμεντένεμα, αναμιγμένο με αέρα και νερό που διοχετεύεται στο έδαφος με πολύ μεγάλες πιέσεις.

- Μείωση του βαθμού κορεσμού και βελτίωση της αποστράγγισης με τοποθέτηση κατακόρυφων στραγγιστηρίων και συνεχή άντληση.
- Αντικατάσταση εδάφους με καλά συμπυκνωμένο κοκκώδες υλικό.

Κεφάλαιο 2

Προσομοίωση του προβλήματος

2.1 Εισαγωγή

Πεπερασμένα στοιχεία

Η μελέτη φαινομένων στη φύση, με σύγχρονα υπολογιστικά μέσα, ακολουθεί δύο βασικά στάδια: (i) τη μαθηματικά διατύπωση του φαινομένου και (ii) την αριθμητική ανάλυση του μαθηματικού προσομοιώματος. Η μαθηματική διατύπωση βασίζεται σε ορισμένες παραδοχές, γύρω από τις διαδικασίες που χαρακτηρίζουν το φαινόμενο, ενώ η αριθμητική ανάλυση χρησιμοποιεί αριθμητικές μεθόδους και τις δυνατότητες του υπολογιστή προκειμένου να δώσει λύση στη μαθηματική διατύπωση του προβλήματος. Παρά το γεγονός ότι η διατύπωση των κυρίαρχων εξισώσεων που διέπουν τα περισσότερα φαινόμενα στη φύση, στη πλειονότητα τους, δεν μπορεί να χαρακτηριστεί εξαιρετικά δυσχερής, η εξεύρεση της ακριβούς λύσης είναι μία επίπονη και δυσχερέστατη διαδικασία. Στις περιπτώσεις αυτές, οι προσεγγιστικές μέθοδοι επίλυσης της μαθηματικής διατύπωσης αποτελούν μία πρόσφορη εναλλακτική αντιμετώπιση των προβλημάτων αυτών. Από τις πλέον διαδεδομένες προσεγγιστικές μεθόδους για την επίλυση προβλημάτων της Μηχανικής, είναι οι μέθοδοι των μεταβολών, στις οποίες ανήκει η μέθοδος Rayleigh-Ritz και οι μέθοδοι των σταθμικών υπολοίπων, μία εκ των οποίων είναι και η μέθοδος Galerkin.

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων μπορεί να θεωρηθεί ως μία ειδική διατύπωση των μεθόδων Rayleigh-Ritz και σταθμικών υπολοίπων η οποία όμως πλεονεκτεί σαφώς ως προς τις αρχικές διατυπώσεις των μεθόδων αυτών λόγω της μεγαλύτερης ευκολίας με την οποία αντιμετωπίζει πολύπλοκες γεωμετρίες και του ευχερέστερου προγραμματισμού της στον Η/Υ. Η θεμελιώδης αρχή της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων βασίζεται στην

αντικατάσταση του γεωμετρικά σύνθετου πεδίου του προβλήματος με ένα σύνολο απλών υποπεδίων τα οποία ονομάζονται πεπερασμένα στοιχεία.

Επιχειρώντας μία ιστορική αναδρομή στις πρώτες εφαρμογές της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, βλέπουμε ότι ο Hrenikoff το 1941 παρουσίασε μία πρόδρομη διατύπωση της μεθόδου, με την αντικατάσταση ενός επίπεδου ελαστικού μέσου με ένα σύνολο ράβδων και δοκών. Η ιδέα της αντικατάστασης μίας συνεχούς συνάρτησης με συναρτήσεις κατά διαστήματα συνεχείς, μπορεί να αναζητηθεί στην εργασία του Courant το 1943, όπου χρησιμοποιήθηκε ένα σύνολο στοιχείων και η αρχή της ελάχιστης τιμής της συνολικής δυναμικής ενέργειας για να μελετηθεί ένα πρόβλημα στρέψεως. Όμως, η διατύπωση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων έγινε ένα χρόνο αργότερα, το 1944 από τον Ιωάννη Αργύρη, ο οποίος επινόησε τη χρήση των τριγωνικών στοιχείων και πραγματοποίησε την πρώτη εφαρμογή στους ηλεκτρομηχανικούς υπολογιστές της εποχής με μέγιστη δυνατότητα χειρισμού αλγεβρικών συστημάτων μέχρι 64 αγνώστους. Αυτή ήταν η στιγμή της γέννησης της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων.

Η ανάπτυξη της μεθόδου και η χρησιμοποίησή της για την επίλυση πρακτικών προβλημάτων του μηχανικού συμβαδίζει με την τεχνολογία των Η/Υ. Κι αυτό γιατί με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων καταλήγουμε σε ένα σύστημα αλγεβρικών εξισώσεων, που το πλήθος τους ταυτίζεται με το πλήθος των βαθμών ελευθερίας του προβλήματος και ο οποίο μπορεί να επιλυθεί μόνο με τη βοήθεια Η/Υ. Η εξέλιξη των Η/Υ με τις ολοένα και μεγαλύτερες δυνατότητες διαχείρισης μεγάλου όγκου δεδομένων αλλά και με την αύξηση της ταχύτητας εκτελέσεως των αριθμητικών πράξεων, κατέστησε εφικτή την επίλυση, με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, σύνθετων προβλημάτων του μηχανικού, τα οποία θεωρούνταν απροσπέλαστα πριν μερικά χρόνια. Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων, αν και επινοήθηκε και εφαρμόστηκε για τη στατική ανάλυση φορέων έχει καθολική εφαρμογή σε μία ευρύτερη κατηγορία προβλημάτων του μηχανικού όπως για παράδειγμα στη ρευστομηχανική, στη μεταφορά θερμότητας, στην ακουστική, στον ηλεκτρομαγνητισμό και στην εμβιομηχανική.

Το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Plaxis.

Στη παρούσα διπλωματική εργασία, όλες οι αναλύσεις και οι προσομοιώσεις πειραματικών δοκιμών των εδαφών έγιναν μέσω του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS 2D. Το PLAXIS 2D είναι ένα, δύο διαστάσεων, πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων που δημιουργήθηκε για την ανάλυση προβλημάτων παραμόρφωσης, ευστάθειας και εδαφικής ροής της γεωτεχνικής μηχανικής.

Η δημιουργία του PLAXIS ξεκίνησε το 1987 στο Delft University of Technology, ως μία πρωτοβουλία του Ολλανδικού Υπουργείου Δημοσίων Έργων και Διαχείρισης Υδατικών Πόρων. Αρχικός του σκοπός ήταν η ανάπτυξη ενός κώδικα δύο διαστάσεων πεπερασμένων στοιχείων, εύκολου στη χρήση, για την ανάλυση των επιχωμάτων του ποταμού, στα μαλακά εδάφη της πεδινής Ολλανδίας. Μέσα στα επόμενα χρόνια, το PLAXIS επεκτάθηκε για να καλύψει σχεδόν όλα τα πεδία της γεωτεχνικής μηχανικής. Λόγω των συνεχώς αναπτυσσόμενων δραστηριοτήτων, το 1993 δημιουργήθηκε η εταιρεία PLAXIS company.

Σκοπός του προγράμματος είναι να παρέχει ένα εργαλείο στους γεωτεχνικούς μηχανικούς σε περιπτώσεις όπου οι υπολογισμοί μη γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων είναι δυσχερείς και χρονοβόροι. Το πρόγραμμα δύναται να παρέχει επίλυση στα προβλήματα αυτά, μέσω θεωρητικά ισχυρών υπολογιστικών διαδικασιών, που συνοδεύονται ταυτόχρονα από ένα "φιλικό προς το χρήστη" περιβάλλον. Έτσι, πολλοί γεωτεχνικοί μηχανικοί παγκοσμίως έχουν υιοθετήσει το πρόγραμμα αυτό και το χρησιμοποιούν για επίλυση προβλημάτων Μηχανικής.

Οι εφαρμογές της γεωτεχνικής απαιτούν προχωρημένα καταστατικά μοντέλα για τη προσομοίωση της μη γραμμικής, χρονοεξαρτώμενης και ανισότροπης συμπεριφοράς του εδάφους. Επιπλέον, επειδή το έδαφος είναι ένα πολυφασικό υλικό απαιτούνται ειδικές διαδικασίες για να αντιμετωπιστούν προβλήματα που περιλαμβάνουν την ύπαρξη υδροστατικών και μη υδροστατικών πιέσεων πόρων στο έδαφος. Παρ' ότι η μοντελοποίηση της εδαφικής συμπεριφοράς είναι από μόνη της ένα δύσκολο θέμα, το πρόγραμμα περιλαμβάνει ακόμα τη μοντελοποίηση των κατασκευών αλλά και την αλληλεπίδραση μεταξύ του εδάφους και της κατασκευής. Έτσι λοιπόν, είναι κατάλληλα εφοδιασμένο για να αντιμετωπίσει τις διάφορες πτυχές μιας πολύπλοκης γεωτεχνικής κατασκευής

2.2 Αριθμητική προσομοίωση

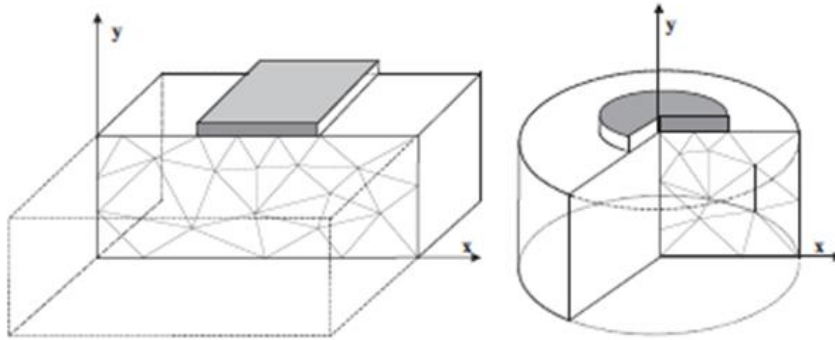
2.2.1 Γενικά χαρακτηριστικά του μοντέλου (Model Properties)

Τύπος μοντέλου

Στη μελέτη αυτή, προσομοιώθηκε η συμπεριφορά λιμενικού κρηπιδότοιχου, υπό δυναμική φόρτιση, σε αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης. Η γεωμετρία του προβλήματος καθώς κι οι συνθήκες φόρτισης ήταν τέτοιες που επέτρεψαν τη θεώρηση επίπεδης παραμόρφωσης για τη διεξαγωγή της υπολογιστικής διαδικασίας. Το μοντέλο επίπεδης παραμόρφωσης (plane strain), αφορά διατομές όσο το δυνατόν περισσότερο ομοιόμορφες και περιπτώσεις όπου η εντατική κατάσταση και η κατάσταση φόρτισης εκτείνονται σε ένα επαρκές μήκος στη κάθετη, στη διατομή μελέτης, διεύθυνση. Στην περίπτωση αυτή, η παραμόρφωση και η κίνηση περιορίζεται μόνο σε ένα επίπεδο, ενώ στη διεύθυνση του κάθετου επιπέδου (άξονας z), θεωρείται μηδενική μεταβολή των διαστάσεων. Ωστόσο, λαμβάνεται υπόψη η ανάπτυξη τάσεων στον άξονα αυτό. Σε προβλήματα σεισμικής καταπόνησης, η πηγή της δυναμικής φόρτισης εφαρμόζεται συνήθως κατά μήκος της βάσης του μοντέλου, παράγοντας διατμητικά κύματα που εκτείνονται προς τα πάνω. Τέτοιου είδους προβλήματα προσομοιώνονται γενικά με το μοντέλο επίπεδης παραμόρφωσης.

Η επιλογή αξονοσυμμετρικού μοντέλου, θα ήταν ακατάλληλη καθώς το αξονοσυμμετρικό μοντέλο χρησιμοποιείται για κυκλικές διατομές, περισσότερο ομοιόμορφες στην ακτινική διεύθυνση και για εντατικές καταστάσεις και φορτίσεις που εκτείνονται ομοιόμορφα γύρω από έναν κεντρικό άξονα. Η κατάσταση έντασης και παραμόρφωσης θεωρούνται ίδιες σε οποιαδήποτε ακτινική διεύθυνση. Το μοντέλο αυτό χρησιμοποιείται περισσότερο για τη προσομοίωση ταλάντωσης πηγής.

Η επιλογή επίπεδης ή αξονοσυμμετρικής παραμόρφωσης οδηγεί σε ένα μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων με μόνο δύο κινηματικούς βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο, στη x και y διεύθυνση. (Σχήμα 2.1)

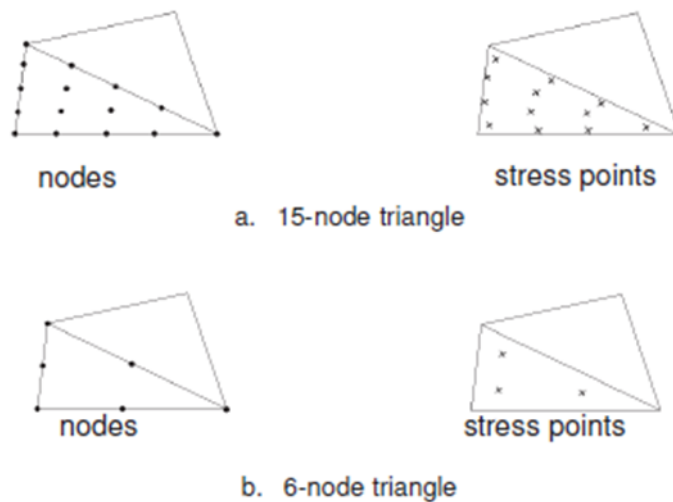


Σχήμα 2.1: Παράδειγμα επίπεδου (αριστερά) και αξονοσυμμετρικού (δεξιά) προβλήματος.

Τύπος στοιχείων

Για τη μοντελοποίηση υπάρχει η δυνατότητα επιλογής ανάμεσα σε 6-κομβικό και 15-κομβικό τριγωνικό πεπερασμένο στοιχείο. Το 15-κομβικό π.σ. παρέχει παρεμβολή 4ου βαθμού για τις μετακινήσεις και η αριθμητική ολοκλήρωση περιλαμβάνει 12 σημεία Gauss (stress points). Ο τύπος του στοιχείου για τα δομικά στοιχεία και τις διεπιφάνειες λαμβάνεται αυτόματα συμβατός με τον τύπο του στοιχείου του εδάφους που επιλέγεται αρχικά. Το 15-κομβικό τριγωνικό είναι ένα πολύ ακριβές στοιχείο, που παρέχει αξιόπιστα αποτελέσματα τάσεων σε δύσκολα προβλήματα, όπως για παράδειγμα προβλήματα κατάρρευσης ασυμπίεστων εδαφών. Η χρήση των 15-κομβικών τριγωνικών π.σ. οδηγεί σε κατανάλωση περισσότερης μνήμης και χαμηλότερη λειτουργική και υπολογιστική απόδοση.

Τα 6-κομβικά τριγωνικά π.σ. παρέχουν παρεμβολή 2ου βαθμού για τις μετακινήσεις και η αριθμητική ολοκλήρωση περιλαμβάνει 3 σημεία Gauss. Είναι ικανοποιητικά ακριβή στοιχεία και δίνουν καλά αποτελέσματα σε προβλήματα παραμόρφωσης, με τη προϋπόθεση ότι παρέχεται επαρκής αριθμός π.σ.. Ένα 15-κομβικό στοιχείο μπορεί να θεωρηθεί ότι αποτελείται από 4 6-κομβικά στοιχεία, αφού ο συνολικός αριθμός κόμβων και σημείων ολοκλήρωσης είναι ο ίδιος. Παρ' όλα αυτά, ένα 15-κομβικό στοιχείο είναι ισχυρότερο από 4 6-κομβικά. Για τους παραπάνω λόγους χρησιμοποιήθηκαν για την ανάλυση 15-κομβικά στοιχεία (Σχήμα 2.2).



Σχήμα 2.2: Θέση των κόμβων και των σημείων ολοκλήρωσης, για στοιχεία εδάφους.

2.2.2 Κατασκευή προσομοιώματος και μοντελοποίηση εδάφους (ground modeling)

Μετά τη κατασκευή της γεωμετρίας, εισάγονται τα χαρακτηριστικά των εδαφών και επιλέγεται το κατάλληλο μοντέλο με το οποίο θα γίνει η ανάλυση του εδάφους. Για όλες τις αναλύσεις που διεξήχθησαν χρησιμοποιήθηκαν 3 καταστατικά μοντέλα για την αναπαράσταση της εδαφικής συμπεριφοράς. Για τα μη συνεκτικά κορεσμένα εδάφη της επίχωσης και της θεμελίωσης χρησιμοποιήθηκε το προσομοίωμα UBCSAND, το οποίο εξετάζεται αναλυτικά παρακάτω. Για τα συνεκτικά κορεσμένα εδάφη, χρησιμοποιήθηκε το προσομοίωμα Hardening Soil Small-Strain Stiffness (HS Small), και για τις διεπιφάνειες το κλασικό μοντέλο Mohr-Coulomb. Παρακάτω γίνεται μία σύντομη αναφορά στα δύο τελευταία μοντέλα.

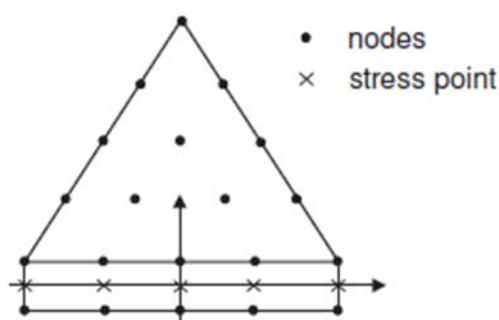
Το γνωστό γραμμικώς ελαστικό-απολύτως πλαστικό μοντέλο Mohr-Coulomb, χρησιμοποιείται σαν πρώτη προσέγγιση της συμπεριφοράς του εδάφους γενικά. Θεωρείται ότι το έδαφος διατηρεί σταθερό μέτρο δυσκαμψίας και ως εκ τούτου οι υπολογισμοί γίνονται σχετικά γρήγορα και μπορούν να δώσουν μία πρώτη εικόνα για τις παραμορφώσεις. Έτσι θεωρήθηκε κατάλληλο για τη μελέτη των διεπιφανειών αφού εκεί δεν απαιτείτο μεγάλη ακρίβεια για των υπολογισμό των μετακινήσεων και των υπολοίπων χαρακτηριστικών της απόκρισης.

Το μοντέλο HS Small είναι ένας ελαστοπλαστικός τύπος υπερβολικού μοντέλου που λαμβάνει υπόψη του τη σκλήρυνση των εδαφών υπό καθεστώς συμπίεσης. Επιπλέον, ενσωματώνει την εξάρτηση του μέτρου δυσκαμψίας από το επίπεδο της διάτμησης, προσομοιώνοντας τη διαφορετική απόκριση των εδαφών υπό μικρή διατμητική παραμόρφωση (κάτω από 10^{-3}) και υπό μεγάλη διατμητική παραμόρφωση (πάνω από 10^{-3})

Διεπιφάνειες

Οι διεπιφάνειες είναι στοιχεία που προστίθενται για να επιτρέψουν τη σωστή προσομοίωση της αλληλεπίδρασης εδάφους - κατασκευής. Χρησιμοποιούνται για παράδειγμα για να προσομοιώσουν τη λεπτή ζώνη της έντονης διάτμησης μεταξύ ενός τοίχου και του περιβάλλοντος εδάφους σε επαφή. Η σύνδεση μεταξύ ενός στοιχείου διεπιφάνειας και ενός στοιχείου εδάφους γίνεται όπως παρακάτω.

Όταν χρησιμοποιούνται 15-κομβικά στοιχεία, το αντίστοιχο στοιχείο διεπιφάνειας αποτελείται από 5 ζευγάρια κόμβων. Παρόλο που στο σχήμα το στοιχείο διεπιφάνειας φαίνεται να διαθέτει πάχος στη προσομοίωση, οι συντεταγμένες κάθε ζευγαριού κόμβων είναι ταυτόσημες που σημαίνει ότι το στοιχείο έχει μηδενικό πάχος. Το μητρώο δυσκαμψίας στοιχείων διεπιφάνειας λαμβάνεται μέσω ολοκλήρωσης κατά Newton-Cotes. Οι θέσεις των σημείων ολοκλήρωσης Newton-Cotes συμπίπτει με τα ζευγάρια κόμβων. Ως εκ τούτου για 10-κομβικά στοιχεία διεπιφάνειας χρησιμοποιούνται 5 σημεία ολοκλήρωσης (Σχήμα 2.3).



Σχήμα 2.3: Κατανομή των κόμβων και των σημείων ολοκλήρωσης σε στοιχείο διεπιφάνειας και σύνδεση τους με το στοιχείο εδάφους, για 15-κομβικό στοιχείο εδάφους.

Απόσβεση

Η απόσβεση των υλικών στους δυναμικούς υπολογισμούς, προκαλείται από τα χαρακτηριστικά ιδώδους του εδάφους, τη τριβή και την ανάπτυξη μη αναστρέψιμων παραμορφώσεων. Όλα τα μοντέλα πλαστικότητας στο PLAXIS, παράγουν πλαστικές μόνιμες παραμορφώσεις και μπορούν έτσι να προσομοιώσουν την απόσβεση των υλικών. Ωστόσο, η απόσβεση αυτή δεν είναι αρκετή για να προσομοιώσει τα χαρακτηριστικά απόσβεσης των πραγματικών εδαφών. Για παράδειγμα, τα περισσότερα εδαφικά μοντέλα παρουσιάζουν χαμηλή ελαστική συμπεριφορά στην αποφόρτιση και επαναφόρτιση

Το μοντέλο HS Small, συμπεριλαμβάνει την υστερητική συμπεριφορά στους κύκλους φόρτισης / αποφόρτισης. Όταν χρησιμοποιείται το μοντέλο αυτό το επίπεδο της απόσβεσης που επιτυγχάνεται, εξαρτάται από το πλάτος των κύκλων παραμόρφωσης. Θεωρώντας πολύ μικρές διεγέρσεις, ακόμα και το μοντέλο HS Small, δεν παρουσιάζει απόσβεση υλικών, ενώ τα πραγματικά υλικά ακόμη και τότε παρουσιάζουν μικρή ιδώδη απόσβεση. Ως εκ τούτου, επιπλέον απόσβεση απαιτείται για να είναι ρεαλιστική η προσομοίωση στους δυναμικούς υπολογισμούς. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω της απόσβεσης Rayleigh.

Η απόσβεση Rayleigh είναι μία αριθμητική σχέση κατά την οποία, το μητρώο απόσβεσης C συντίθεται προσθέτοντας ένα ποσοστό του μητρώου μάζας M και ένα ποσοστό του μητρώου δυσκαμψίας K:

$$C = \alpha * M + \beta * K$$

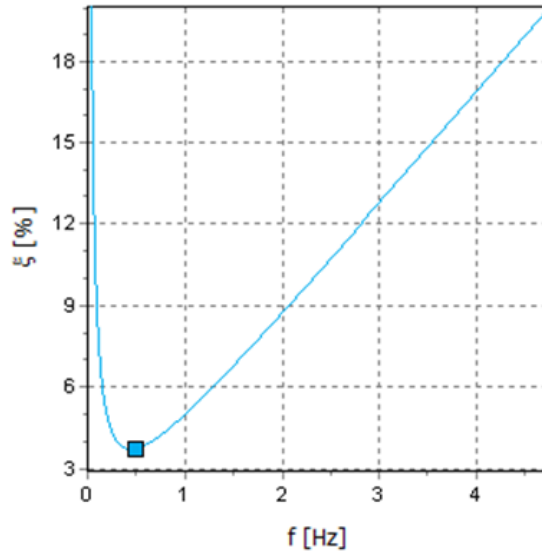
Οι παράμετροι α και β είναι οι συντελεστές Rayleigh, α είναι η παράμετρος που καθορίζει την επιρροή της μάζας στην απόσβεση του συστήματος και β είναι η παράμετρος που καθορίζει την επιρροή της δυσκαμψίας.

Παρά την αξιοσημείωτη έρευνα στο πεδίο της δυναμικής, λίγα έχουν επιτευχθεί ακόμα όσον αφορά την ανάπτυξη μίας κοινώς αποδεκτής διαδικασίας για τον καθορισμό των παραμέτρων απόσβεσης. Μία ευρέως χρησιμοποιούμενη μηχανική παράμετρος είναι ο λόγος απόσβεσης ξ . Θεωρώντας απόσβεση Rayleigh, η σχέση μεταξύ του λόγου απόσβεσης ξ και των συντελεστών α και β είναι:

$$\alpha + \beta * \omega^2 = 2 * \xi * \omega \quad \text{και} \quad \omega = 2 * \pi * f$$

όπου ω είναι η γωνιακή συχνότητα και f είναι η συχνότητα.

Στις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκαν τιμές παραμέτρων $\alpha=0,1047$ και $\beta=0,01326$. Το διάγραμμα συχνότητας και απόσβεσης υλικών φαίνεται παρακάτω. Όλα τα εδάφη θεωρήθηκε ότι διαθέτουν τα ίδια χαρακτηριστικά απόσβεσης (Σχήμα 2.4).



Σχήμα 2.4: Σχέση συχνότητας-απόσβεσης.

Υπολογισμός πιέσεων πόρων

Το PLAXIS χρησιμοποιεί γενικά ανάλυση ενεργών τάσεων στην οποία η ολική τάση χωρίζεται σε ενεργό τάση σ' και σε ενεργό πίεση πόρων p_{active} .

Η ενεργός πίεση πόρων (p_{active}), ορίζεται ως το γινόμενο του ενεργού κορεσμού S_{eff} , επί την πίεση πόρων p_{water} .

$$p_{active} = S_{eff} * p_{water}$$

Το p_{water} διαφέρει από το p_{active} , όταν ο βαθμός κορεσμού είναι μικρότερος της μονάδα.

Στην πίεση των πόρων p_{water} , γίνεται ένας επιπλέον διαχωρισμός μεταξύ της σταθερής πίεσης πόρων p_{steady} και της υπερπίεσης p_{excess} .

$$p_{water} = p_{steady} + p_{excess}$$

Η υπερπίεση των πόρων είναι πίεση πόρων που προκαλείται ως αποτέλεσμα της αλλαγής της τάσης σε αστράγγιστα υλικά. Αλλαγές στη τάση μπορεί να είναι αποτέλεσμα φόρτισης στατικής, δυναμικής (φόρτιση που επιβάλλεται στο μοντέλο όπως θα εξηγηθεί παρακάτω), αποφόρτισης, αλλαγής υδραυλικών συνθηκών ή στερεοποίησης.

2.2.3 Δημιουργία κανάβου και διαδικασία υπολογισμού

Όταν η μορφοποίηση της γεωμετρίας ολοκληρωθεί, ακολουθεί η διαδικασία των υπολογισμών. Αυτή έγκειται στη δημιουργία του κανάβου και στον καθορισμό των σταδίων κατασκευής. Όπως ένα πραγματικό έργο αποτελείται από φάσεις κατασκευής, έτσι και η υπολογιστική διαδικασία του PLAXIS χωρίζεται επίσης σε φάσεις υπολογισμού (calculation phases). Κάθε φάση υπολογισμού διαιρείται σε βήματα υπολογισμού (calculation steps). Αυτό είναι απαραίτητο, επειδή η μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους επιβάλλει η φόρτιση να εφαρμοστεί σε μικρές δόσεις, που καλούνται βήματα φόρτισης (load steps).

Δημιουργία κανάβου(meshing)

Η δημιουργία του κανάβου απαιτεί τον καθορισμό μιας καθολικής παραμέτρου, που αντιπροσωπεύει το επιθυμητό μέγεθος στοιχείου le . Στο PLAXIS, η παράμετρος αυτή υπολογίζεται από τις διαστάσεις της εξωτερικής γεωμετρίας (X_{min} , X_{max} , Y_{min} και Y_{max}) και την κατανομή των στοιχείων. Η διάσταση των στοιχείων υπολογίζεται σύμφωνα με τον παρακάτω τύπο:

$$le = (nc \div 12) * \sqrt{(X_{max} - X_{min}) \times (Y_{max} - Y_{min})}$$

Η τιμή της παραμέτρου nc , για κατανομή των στοιχείων πολύ πυκνή (very fine), όπως έχει επιλεγεί στις αναλύσεις της παρούσας διπλωματικής, είναι $nc=0.50$ και αντιστοιχεί σε 3082 π.σ. και 25161 κόμβους.

Φάσεις υπολογισμού

Initial phase

Η αρχική φάση περιλαμβάνει τον υπολογισμό του πεδίου γεωστατικών τάσεων της αρχικής γεωμετρίας, πριν την εκσκαφή. Οι αρχικές γεωστατικές τάσεις του πεδίου εξαρτώνται από το ειδικό βάρος του εδάφους, τις υδραυλικές συνθήκες και την προϊστορία του σχηματισμού. Ο τύπος αυτός υπολογισμού, διεξάγεται μέσω της επιλογής "Ko procedure". Το καθεστώς των τάσεων συνήθως χαρακτηρίζεται από μία αρχική κάθετη ενεργό τάση σ'_{vo} . Η αρχική οριζόντια ενεργός τάση σ'_{ho} σχετίζεται με την αρχική κάθετη ενεργό τάση μέσω του συντελεστή πλευρικών ωθήσεων γαιών Ko ($\sigma'_{ho}=Ko * \sigma'_{vo}$). Η διαδικασία αυτή υπολογισμού του αρχικού πεδίου τάσεων, προτιμάται σε περιπτώσεις γεωμετρίας με οριζόντια επιφάνεια εδάφους,

οριζόντιες όλες τις εδαφικές στρώσεις και τον υδροφόρο ορίζοντα παράλληλο στην επιφάνεια. Για τις υπόλοιπες περιπτώσεις, προτιμάται η διαδικασία υπολογισμού μέσω 'φόρτισης βαρύτητας' (gravity loading).

Μόνο μία τιμή για το K_0 προσδιορίζεται:

$$K_{0,x} = \sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}, K_{0,z} = \sigma'_{zz} / \sigma'_{yy} = K_{0,x}$$

Στην πράξη, η τιμή του K_0 για τα κανονικά στερεοποιημένα εδάφη συχνά θεωρείται ότι σχετίζεται με τη γωνία τριβής, μέσω της εμπειρικής σχέσης:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$

Για μη συνεκτικά υλικά, εύκολα αποδεικνύεται ότι η τιμή του K_0 φράσσεται από τα εξής:

$$((1 - \sin \varphi) \div (1 + \sin \varphi)) < K_0 < ((1 + \sin \varphi) \div (1 - \sin \varphi))$$

Οι συνθήκες στήριξης στα όρια του μοντέλου επιβλήθηκαν μέσω της επιλογής 'use default fixities'. Οι συνθήκες αυτές δημιουργήθηκαν σύμφωνα με τους παρακάτω κανόνες:

-τα κάθετα σύνορα του μοντέλου διαθέτουν κύλιση στη διεύθυνση x ($u_x=0$), και είναι ελεύθερα στη διεύθυνση y.

-το σύνορο της βάσης του μοντέλου σταθεροποιείται σε όλες τις διευθύνσεις ($u_x=u_y=0$)

-η επιφάνεια του εδάφους είναι ελεύθερη σε όλες τις διευθύνσεις.

Για τον υπολογισμό των πιέσεων των πόρων, σχεδιάστηκε στο προσομοίωμα υδροφόρος ορίζοντας (σε βάθος 4m), και με αυτό τον τρόπο δημιουργήθηκε μία απλή κατανομή υδροστατικών πιέσεων για όλη τη γεωμετρία. Ο τύπος υπολογισμού πιέσεων πόρων είναι η επιλογή 'rhreatic', που υπολογίζει τις πιέσεις βάσει των υδραυλικών συνθηκών και την δεδομένη θέση του υδροφόρου ορίζοντα.

Phase 1

Στην επόμενη φάση, ενεργοποιήθηκε η εκσκαφή και οι διεπιφάνειες μεταξύ κρηπιδοτοίχου και εδάφους. Ο τύπος υπολογισμού τέθηκε ως 'plastic analysis'. Η πλαστική ανάλυση εφαρμόζεται για την πραγματοποίηση ελαστοπλαστικής ανάλυσης παραμορφώσεων, στην οποία δεν είναι απαραίτητο να ληφθεί υπόψη η αλλαγή των πιέσεων των πόρων, συναρτήσει του χρόνου. Ο υπολογισμός πραγματοποιείται σύμφωνα με τη θεωρία των μικρών παραμορφώσεων. Το μητρώο δυσκαμψίας, στην ανάλυση αυτή, βασίζεται στην αρχική

απαραμόρφωτη γεωμετρία. Ο τύπος αυτός είναι κατάλληλος για τις περισσότερες γεωτεχνικές εφαρμογές.

Παρόλο που μπορεί να καθοριστεί χρονική διάρκεια της φάσης, η πλαστική ανάλυση δεν λαμβάνει υπόψη τις επιδράσεις του χρόνου. Λαμβάνοντας υπόψη τη γρήγορη φόρτιση κορεσμένων αργιλικού τύπου εδαφών, πλαστική ανάλυση μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την ακραία περίπτωση πλήρως αστράγγιστης συμπεριφοράς χρησιμοποιώντας την επιλογή undrained A, για τα εδάφη. Μία ελαστοπλαστική ανάλυση παραμόρφωσης όπου η αστράγγιστη συμπεριφορά αγνοείται προσωρινά μπορεί να οριστεί επιλέγοντας 'ignore undrained behaviour'. Έτσι απαγορεύθηκε στη φάση αυτή η ανάπτυξη υπερπιέσεων πόρων, καθώς ενώ το έδαφος θεωρήθηκε αστράγγιστο, η ιδιότητα αυτή αγνοήθηκε στη φάση αυτή. Οι συνθήκες στήριξης στα όρια του μοντέλου θεωρήθηκαν ίδιες με τη προηγούμενη φάση.

Για τον υπολογισμό των πιέσεων των πόρων, επιλέχθηκε ο τύπος 'use pressures from previous phase'. Η επιλογή αυτή χρησιμοποιείται σε περιπτώσεις όπου οι πιέσεις πόρων δεν αλλάζουν σε σχέση με την προηγούμενη φάση και δηλώνει ότι ο πυρήνας υπολογισμού θα πρέπει να χρησιμοποιήσει τις πιέσεις των πόρων από το προηγούμενο βήμα (φάση), σαν δεδομένα για την τρέχουσα ανάλυση.

Phase 2

Στη τελευταία φάση, επιβλήθηκε, στη βάση του μοντέλου, η σεισμική διέγερση. Όταν είναι απαραίτητη η θεώρηση κυμάτων και δονήσεων σε ένα έδαφος, θα πρέπει να επιλέγεται δυναμική ανάλυση. Με το PLAXIS 2D, είναι πιθανόν να εκτελεστεί δυναμική ανάλυση μετά από μία σειρά πλαστικών αναλύσεων. Η δυναμική φόρτιση που εφαρμόζεται, εισάγεται από το χρήστη, με τη μορφή επιταχυνσιογραφήματος και εν συνεχεία πολλαπλασιάζεται με τον αντίστοιχο πολλαπλασιαστή δυναμικής φόρτισης.

Διαδικασία επιβολής του φορτίου σε βήματα (load steps)

Όταν η πλαστικότητα του εδάφους εμπλέκεται σε έναν υπολογισμό πεπερασμένων στοιχείων, οι εξισώσεις γίνονται μη γραμμικές, το οποίο σημαίνει ότι το πρόβλημα χρειάζεται να λυθεί σε μία σειρά από βήματα υπολογισμού.

Μια σημαντική παράμετρος της μη γραμμικής διαδικασίας επίλυσης, είναι η επιλογή μεγέθους βήματος και του αλγόριθμου επίλυσης που θα χρησιμοποιηθεί. Κατά τη διάρκεια κάθε υπολογιστικού βήματος, το σφάλμα της εξίσωσης μειώνεται επιτυχώς, χρησιμοποιώντας μια σειρά επαναλήψεων.

Η διαδικασία των επαναλήψεων βασίζεται στη μέθοδο επιταχυνόμενης αρχικής τάσης. Αν το βήμα υπολογισμού είναι κατάλληλου μεγέθους, ο αριθμός των επαναλήψεων που απαιτείται για την εξίσωση θα είναι σχετικά μικρός, περίπου γύρω στα 10.

Χρονικά βήματα δυναμικής ανάλυσης (steps)

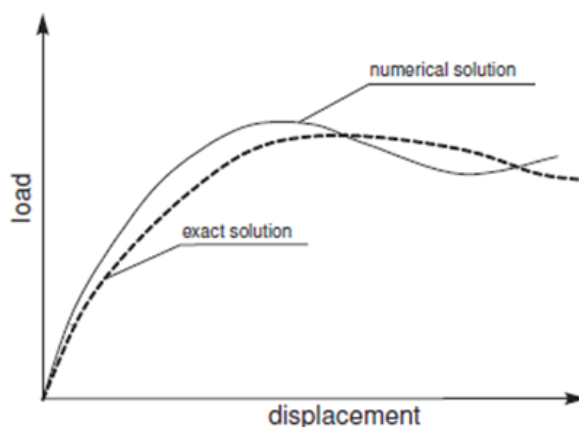
Όταν ο τύπος υπολογισμού είναι δυναμική ανάλυση, χρησιμοποιείται η σχέση χρονικής ολοκλήρωσης Newmark, στην οποία το χρονικό βήμα είναι συνεχές και ίσο με το κρίσιμο χρονικό βήμα που χρησιμοποιείται σε όλη την ανάλυση. Το κατάλληλο κρίσιμο χρονικό βήμα για δυναμική ανάλυση εκτιμάται με σκοπό την ακριβή προσομοίωση διάδοσης του κύματος και τη μείωση του λάθους από την ολοκλήρωση της χρονικής συνάρτησης. Μετά από μία σειρά δοκιμαστικών αναλύσεων, επιλέχθηκε ως βέλτιστη λύση, από πλευράς ακρίβειας αλλά και οικονομίας χρόνου, η διαίρεση της ανάλυσης σε 1500 βήματα.

Υπό-βήματα δυναμικής ανάλυσης (sub-steps)

Το χρονικό βήμα που χρησιμοποιείται στις δυναμικές αναλύσεις είναι συνεχές και ίσο με $\delta t = \Delta t / (m * n)$, όπου Δt είναι η διάρκεια της δυναμικής φόρτισης (Dynamic Time Interval), m είναι η τιμή των μέγιστων βημάτων (Max steps), και n είναι ο αριθμός των υπό-βημάτων (number of sub steps). Το αποτέλεσμα του πολλαπλασιασμού $m * n$, δίνει το συνολικό αριθμό των βημάτων που θα χρησιμοποιηθούν στη χρονική διακριτοποίηση. Είναι σημαντικό να καθοριστεί ένας κατάλληλος αριθμός βημάτων τέτοιος ώστε ο δυναμικός παλμός που χρησιμοποιείται στη φόρτιση να καλύπτεται σωστά. Γενικά, ο συνολικός αριθμός βημάτων, όπου καθορίζεται από τις τιμές των παραμέτρων Max Steps και Number Of Sub-Steps, θα πρέπει να είναι ο ίδιος με τον συνολικό αριθμό των 'data points', που θα χρησιμοποιηθεί στον υπολογισμό. Συγκεκριμένα, η διάρκεια της δυναμικής φόρτισης ήταν 15s και το χρονικό βήμα του επιταχυνσιογραφήματος που επιβλήθηκε ήταν 0,01s. Χρησιμοποιήθηκαν 10 υπό-βήματα.

Ανεκτό λάθος (tolerated error)

Σε κάθε μη γραμμική ανάλυση, όπου χρησιμοποιείται περιορισμένος αριθμός υπολογιστικών βημάτων θα υπάρξει μία απόκλιση από την ακριβή λύση όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.5.



Σχήμα 2.5: Σύγκριση λύσης υπολογισμού και ακριβούς λύσης.

Ο σκοπός του αλγόριθμου της λύσης είναι να εξασφαλίσει ότι το σφάλμα της εξίσωσης, παραμένει εντός αποδεκτών ορίων. Το όριο του λάθους που υιοθετείται στο PLAXIS, είναι περίπου 1%. Εντός κάθε βήματος, το πρόγραμμα υπολογισμού συνεχίζει να διεξάγει επαναλήψεις μέχρι το σφάλμα να είναι μικρότερο από την καθορισμένη τιμή.

Μέγιστος αριθμός επαναλήψεων (Maximum number of iterations)

Η τιμή αυτή αντιπροσωπεύει τον μέγιστο επιτρεπόμενο αριθμό επαναλήψεων εντός κάθε ξεχωριστού βήματος υπολογισμού. Γενικά η διαδικασία επίλυσης θα περιορίσει τον αριθμό των επαναλήψεων που θα εκτελεστούν. Η παράμετρος αυτή χρησιμοποιείται μόνο για να εξασφαλίσει ότι ο υπολογιστικός χρόνος, δεν θα γίνει υπερβολικός εξαιτίας του σφάλματος. Η τιμή αυτή στις αναλύσεις αντιστοιχούσε σε 60 επαναλήψεις.

Συνθήκες στήριξης στα όρια

Για το δυναμικό υπολογισμό, απαιτούνται διαφορετικές συνθήκες στήριξης από αυτές που χρησιμοποιήθηκαν στις προηγούμενες φάσεις, προκειμένου να απορροφηθούν τα κύματα που φτάνουν στα όρια του προσομοιώματος και θα προκαλούσαν πλαστές αντανακλάσεις.

Έτσι, επιλέχθηκαν οι εξής συνθήκες στα όρια του μοντέλου:

Boundary: Xmin: Tied degrees of freedom

Xmax: Tied degrees of freedom

Ymin: None

Ymax: None

Με την επιλογή Tied degrees of freedom (συζευγμένοι βαθμοί ελευθερίας), συνδέονται οι κόμβοι στο αριστερό και στο δεξί όριο του μοντέλου, έτσι ώστε οι αντίστοιχοι κόμβοι να υποβληθούν σε ακριβώς ίδιες μετακινήσεις.

Με την επιλογή None, μόνο οι σταθερές συνθήκες στήριξης εφαρμόζονται στα όρια.

2.3 Καταστατική προσομοίωση

Το καταστατικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε για τον μελέτη της συμπεριφοράς των μη συνεκτικών κορεσμένων εδαφών υπό αστράγγιστες συνθήκες σε ανακυκλική διατμητική φόρτιση είναι το UBC3D-PLM. Το προσομοίωμα αυτό αποτελεί τροποποίηση και επέκταση του προσομοιώματος UBCSAND του Burn. Τα εδάφη που προσομοιώθηκαν με το μοντέλο αυτό είναι τα:

(α) backfill rubble

(β) backfill soil

(γ) foundation rubble

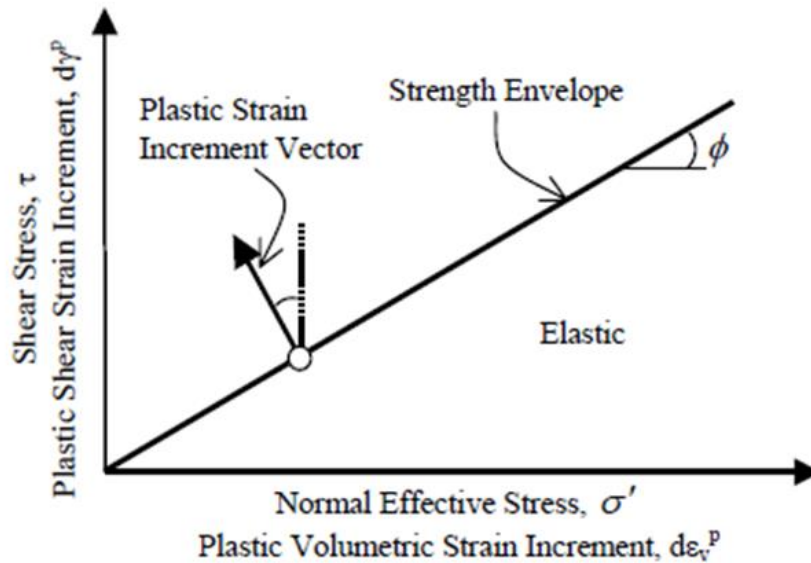
(δ) foundation soil

όπως φαίνονται και αναλυτικά στο επόμενο κεφάλαιο.

Παρακάτω παρουσιάζονται κάποιες βασικές αρχές του προσομοιώματος καθώς και σύγκριση των αποτελεσμάτων του με αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών, όπου αποδεικνύεται η αξιοπιστία του μοντέλου. Εν συνεχεία, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα δοκιμών, μέσω αριθμητικής ανάλυσης του προγράμματος PLAXIS, των εδαφών του ιστορικού περιστατικού που μελετάται, χρησιμοποιώντας το μοντέλο UBC3D.

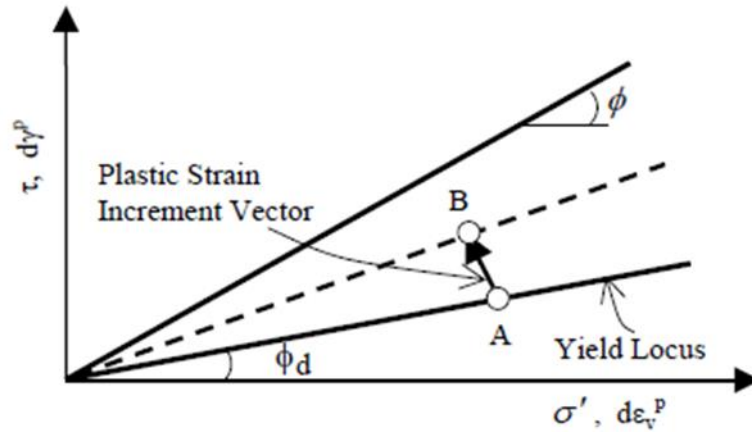
2.3.1 Καταστατικό μοντέλο UBC3D-PLM

Το πιο απλό και ρεαλιστικό μοντέλο προσομοίωσης της εδαφικής συμπεριφοράς είναι το ελαστο-πλαστικό μοντέλο Mohr-Coulomb, όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 2.6



Σχήμα 2.6: Κλασσικό μοντέλο Mohr-Coulomb.

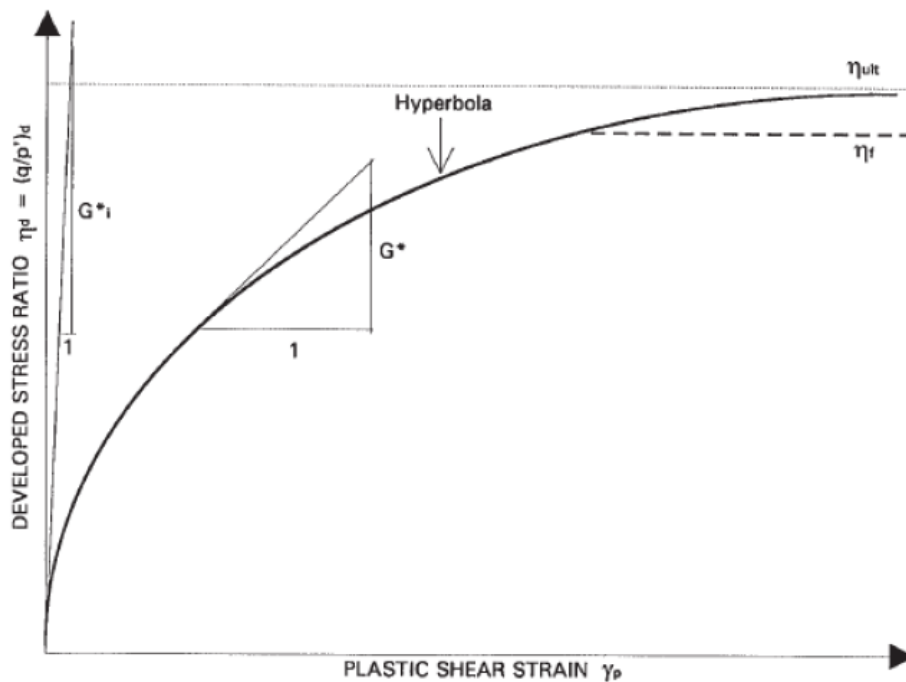
Σύμφωνα με αυτό, τα εδάφη θεωρούνται ελαστικά όταν βρίσκονται κάτω από την περιβάλλουσα (Strength Envelope) και πλαστικά όταν βρίσκονται επί της περιβάλλουσας, με την πλαστική επαυξητική διατμητική παραμόρφωση $d\gamma^p$ και την πλαστική επαυξητική ογκομετρική παραμόρφωση $d\varepsilon_v^p$ να συνδέονται μεταξύ τους, μέσω της γωνίας διαστολικότητας ψ . Το μοντέλο αυτό, παρουσιάζει πραγματικά πολύ απλοποιητικά την εδαφική συμπεριφορά, αφού στην πραγματικότητα πλαστικές παραμορφώσεις συμβαίνουν στο έδαφος και για επίπεδα τάσεων χαμηλότερα από την περιβάλλουσα. Το μοντέλο τάσης-παραμόρφωσης UBCSAND που περιγράφεται εδώ, τροποποιεί το μοντέλο Mohr-Coulomb, προκειμένου να ληφθούν υπόψη οι πλαστικές παραμορφώσεις που συμβαίνουν σε όλα τα επίπεδα φόρτισης. Οι καμπύλες διαρροής (καμπύλες αστοχίας), θεωρούνται ως ακτινικές γραμμές συνεχούς λόγου τάσεων, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.7



Σχήμα 2.7: Μοντέλο UBC3D-PLM.

Η αποφόρτιση θεωρείται ότι συμβαίνει ελαστικά. Η επαναφόρτιση συνοδεύεται από πλαστική συμπεριφορά, αλλά με αυξημένο το πλαστικό μέτρο διάτμησης.

Το πλαστικό μέτρο διάτμησης συσχετίζει τη διατμητική τάση και τη πλαστική διατμητική παραμόρφωση και θεωρείται ότι είναι υπερβολικό, με το λόγο των τάσεων όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.8.



Σχήμα 2.8: Υπερβολική σχέση τάσης-παραμόρφωσης (hardening rule).

Οι ελαστικές και οι πλαστικές παράμετροι του μοντέλου ορίζονται ακολούθως.

Ελαστικές παράμετροι

Η ελαστική συμπεριφορά, η οποία πραγματοποιείται εντός της επιφάνειας διαρροής, κυβερνάται από ένα μη-γραμμικό νόμο. Οι παράμετροι που καθορίζουν την μη-γραμμική συμπεριφορά της είναι το ελαστικό μέτρο ισότροπης συμπίεσης K (elastic bulk modulus) και το ελαστικό μέτρο διάτμησης G (elastic shear modulus). Αυτά τα δύο μέτρα θεωρούνται ιστροπικά, είναι εξαρτημένα από το επίπεδο της τάσης και περιγράφονται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$K = K_B^e * P_A * \left(\frac{p}{P_{ref}}\right)^{me}$$

$$G = K_G^e * P_A * \left(\frac{p}{P_{ref}}\right)^{ne}$$

Όπου K_B^e και K_G^e είναι το μέτρο συμπίεσης και το μέτρο διάτμησης αντίστοιχα, για τάση ίση με 100kPa, το P_A και το P_{ref} αντιστοιχούν στην ατμοσφαιρική πίεση (100kPa).

Κατά την αποφόρτιση προβλέπεται πλήρης ελαστική συμπεριφορά.

Πλαστικές παράμετροι

Όταν το επίπεδο των τάσεων φτάσει την επιφάνεια διαρροής τότε προβλέπεται πλαστική συμπεριφορά.. Οι πλαστικές παράμετροι που χρησιμοποιούνται από το μοντέλο είναι η κορυφαία γωνία τριβής φ_{peak} , η παραμένουσα γωνία τριβής φ_{cv} και πλαστικό μέτρο διάτμησης G^* , όπου:

$$G^* = K_G^P * \left(\frac{p'}{P_A}\right)^{np} * \left\{1 - \left(\frac{\sin \varphi_{mob}}{\sin \varphi_{peak}}\right) * R_f\right\}^2$$

Όπου K_G^P είναι το πλαστικό μέτρο κράτυνσης, η R_f είναι ο εκθέτης που δίνει τη μεταβολή του K_G^P με το βάθος, φ_{mob} είναι η εκάστοτε γωνία τριβής, φ_{peak} είναι η μέγιστη γωνία τριβής, και R_f είναι ο ρυθμός αστοχίας που χρησιμοποιείται για να περιορίσει την υπερβολική σχέση.

Η θέση της καμπύλης διαρροής ($\sin \varphi_{mob}$), είναι δεδομένη για κάθε υλικό στην αρχή κάθε χρονικού βήματος. Αν ο λόγος των τάσεων αυξηθεί και προκληθεί πλαστική παραμόρφωση, τότε η καμπύλη διαρροής για το στοιχείο αυτό μετακινείται προς τα πάνω κατά $\delta \sin \varphi_{mob}$, όπως δίνεται παρακάτω.

$$\delta\gamma^p = \left(\frac{1}{G^*}\right) * \delta \sin \varphi_{mob}$$

Νόμος ροής (flow rule)

Ο νόμος ροής του UBCSAND βασίζεται σε τρεις παρατηρήσεις:

1. Υπάρχει ένας μοναδικός λόγος τάσεων, που ορίζεται από το φ_{cv} , για τον οποίο οι πλαστικές διατμητικές παραμορφώσεις δεν προκαλούν πλαστικές ογκομετρικές παραμορφώσεις.
2. Για λόγους τάσεων οι οποίοι βρίσκονται κάτω από το φ_{cv} έχουμε συστολική συμπεριφορά ενώ για λόγους τάσεων πάνω από το φ_{cv} οδηγούμαστε σε διαστολική συμπεριφορά.
3. Η ποσότητα της συστολής και της διαστολής κάθε στιγμή εξαρτάται από τη διαφορά του λόγο τάσεων του εκάστοτε σημείου από το λόγο τάσεων στο $\sin\varphi_{cv}$.

Παρακάτω δίνονται οι σχέσεις που αντιπροσωπεύουν το νόμο ροής:

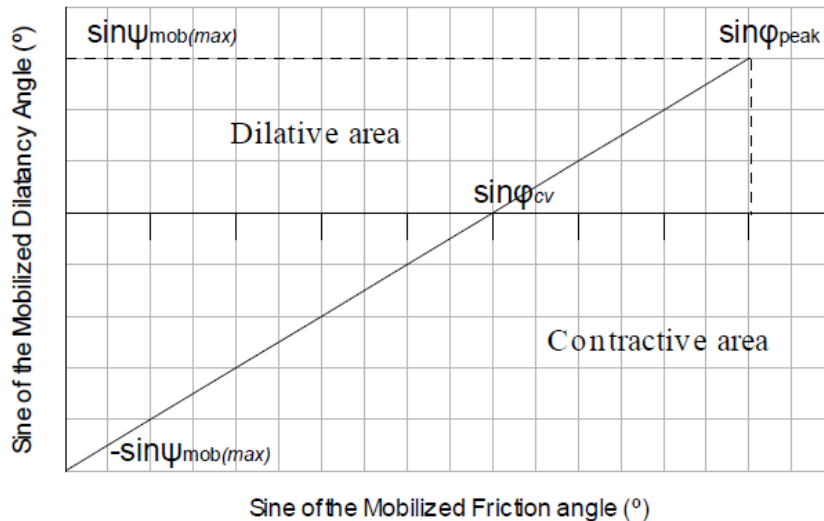
$$d\varepsilon_v^p = \sin \psi_m * d\gamma^p$$

$$\sin \psi_m = \sin \varphi_m - \sin \varphi_{cv}$$

Όπου $d\varepsilon_v^p$ είναι η μεταβολή της ογκομετρικής παραμόρφωσης, και το φ_{cv} είναι η παραμένουσα γωνία τριβής. Η γωνία διαστολικότητας ψ βασίζεται σε εργαστηριακά δεδομένα και υπολογίζεται ως:

$$\sin \psi = \sin \varphi_{mob} - \sin \varphi_{cv}$$

Παρακάτω δίνεται μια γραφική απεικόνιση του νόμου ροής, Σχήμα 2.9.



Σχήμα 2.9: Γραφική αναπαράσταση του νόμου ροής που χρησιμοποιείται από το UBC3D-PLM.

Σύνοψη των παραμέτρων του UBC3D

Οι παράμετροι που χρησιμοποιεί το UBC3D-PLM συνοψίζονται παρακάτω:

- φ_{cv} είναι η παραμένουσα γωνία τριβής
- φ_p είναι η κορυφαία γωνία τριβής
- c είναι η συνοχή του εδάφους
- K^e_B είναι το μέτρο συμπίεσης για τάση ίση με 100kPa
- K^e_G είναι το μέτρο διάτμησης για τάση ίση με 100kPa
- K^p_G
- m_e είναι ο εκθέτης του ελαστικού μέτρου συμπίεσης και έχει τιμή 0,5
- n_e είναι ο εκθέτης του ελαστικού μέτρου διάτμησης και έχει τιμή 0,5
- n_p είναι ο εκθέτης του πλαστικού μέτρου διάτμησης και έχει τιμή 0,4
- R_f είναι ο ρυθμός αστοχίας που χρησιμοποιείται για να περιορίσει την υπερβολική σχέση
- P_A είναι η ατμοσφαιρική πίεση
- fa_{hard} είναι ένας πολλαπλασιαστής ο οποίος καθορίζει την μεταβολή του K^p_G κατά την επαναφόρτιση. Όταν είναι μεγαλύτερο της μονάδας αυξάνει το K^p_G και κάνει το έδαφος πιο άκαμπτο, ενώ όταν είναι μικρότερο της μονάδας κάνει το έδαφος πιο μαλακό.
- N_{160} είναι ο διορθωμένος αριθμός κτύπων SPT του εδάφους.
- fa_{post} είναι παράμετρος που προσαρμόζει τη συμπεριφορά του εδάφους μετά την ρευστοποίηση.

Τέλος το r_u το οποίο όταν είναι ίσο με τη μονάδα δείχνει ότι το έδαφος έχει ρευστοποιηθεί υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$r_u = \frac{\sigma'_{vertical,i} - \sigma'_{vertical,c}}{\sigma'_{vertical,i}}$$

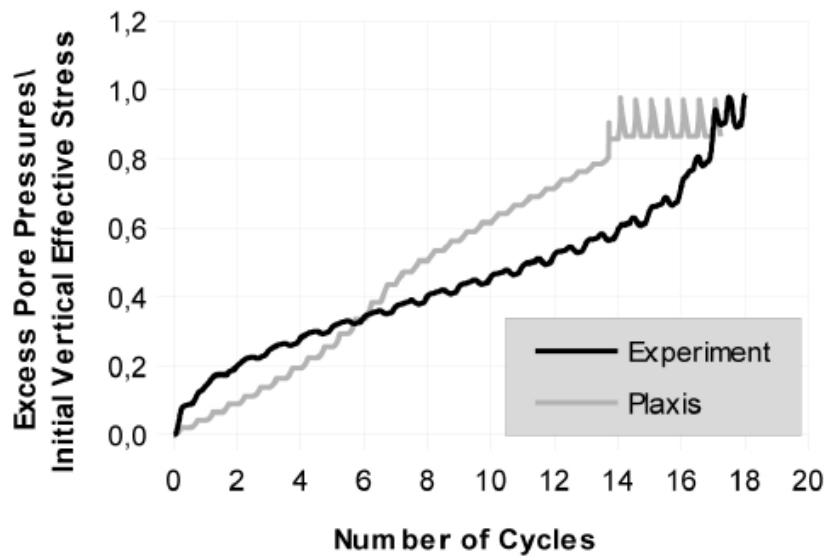
Όπου $\sigma'_{vertical,i}$ είναι η αρχική κατακόρυφη ενεργός τάση και $\sigma'_{vertical,c}$ είναι η τρέχουσα κατακόρυφη ενεργός τάση.

2.3.2 Επικύρωση του προσομοιώματος UBC3D-PLM σε ανακυκλική φόρτιση

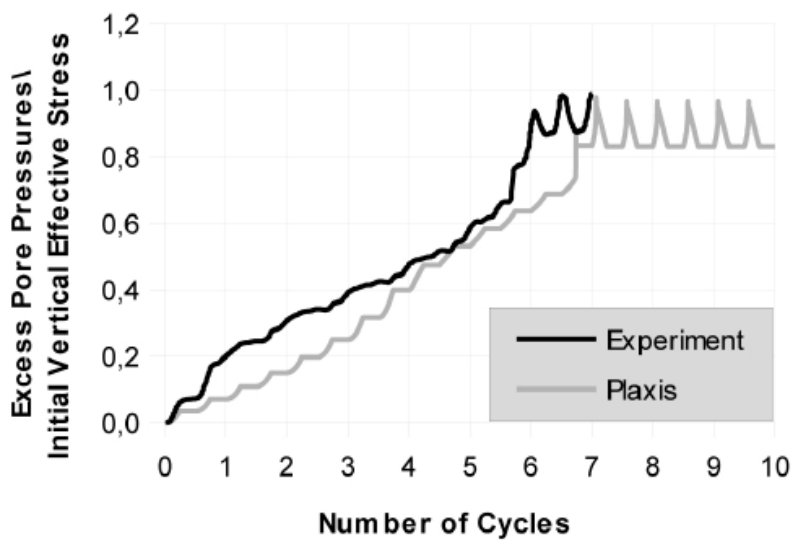
Προσομοίωση αποτελεσμάτων ανακυκλικής δοκιμής στοιχείου

Παρακάτω παρουσιάζεται η συμπεριφορά χαλαρής άμμου σε ανακυκλική δοκιμή απλής διάτμησης. Η προσομοίωση έγινε με το καταστατικό προσομοίωμα UBC3D-PLM και τα αποτελέσματα συγκρίθηκαν με τα πειραματικά δεδομένα που δημοσιεύθηκαν από Sriskandakumar (2004). Η σχετική πυκνότητα(Dr) του δείγματος ήταν 40%. Η προσομοίωση έγινε στο ίδιο έδαφος για τρία διαφορετικά CSR(0,08 , 0,1 , 0,12). Η κατακόρυφη ενεργός τάση ήταν 100kPa ενώ το K_o που χρησιμοποιήθηκε είχε τιμή $K_o=0,46$.

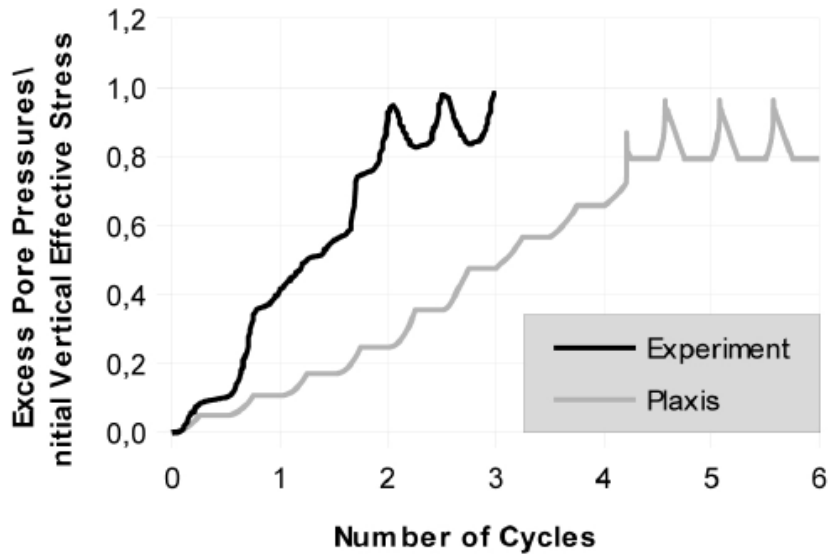
Δίνονται τα διαγράμματα της εξέλιξης της υπερπίεσης πόρων για τις τρεις διαφορετικές τιμές του CSR (Σχήμα 2.10, Σχήμα 2.11, Σχήμα 2.12). Παρά την πολυπλοκότητα του φαινομένου, το καταστατικό προσομοίωμα UBC3D-PLM φαίνεται να αναπαράγει με ικανοποιητική ακρίβεια την εξέλιξη της υπερπίεσης πόρων, όπως μετρήθηκαν κατά την πειραματική διαδικασία. Ένας από τους κύριους περιορισμούς του μοντέλου εντοπίζεται όταν έχουμε ανακυκλικό λόγο τάσεων CSR=0,12. Στην περίπτωση αυτή το μοντέλο δεν μπορεί να συνυπολογίσει τις επιδράσεις της ανισότροπης στερεοποίησης κατά την διάρκεια της κύριας φόρτισης η οποία οδηγεί σε υψηλότερες τιμές της υπερπίεσης πόρων. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα το προσομοίωμα να προβλέπει πιο ήπια αύξηση της πίεσης πόρων σε σχέση με την πραγματικότητα.



Σχήμα 2.10: Εξέλιξη των υπερπιέσεων πόρων υπό ανακυκλιζόμενη απλή διάτμηση, $Dr=40\%$, $CSR=0,08$, $\sigma_v=100kPa$.

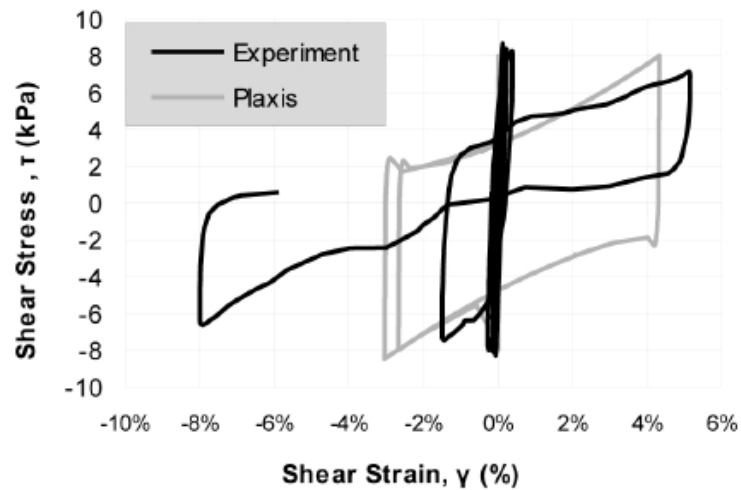


Σχήμα 2.11: Εξέλιξη των υπερπιέσεων πόρων υπό ανακυκλιζόμεν απλή διάτμηση, $Dr=40\%$, $CSR=0,1$, $\sigma_v=100kPa$.



Σχήμα 2.12: Εξέλιξη των υπερπιέσεων πόρων υπό ανακυκλιζόμενη απλή διάτμηση, $D_r=40\%$, $CSR=0,12$, $\sigma_v=100kPa$.

Τέλος έγινε στο ίδιο έδαφος ανακυκλιζόμενη δοκιμή απλής διάτμησης, σταθερής διατμητικής παραμόρφωσης 3%. Όπως φαίνεται από το σχήμα το μοντέλο παράγει υπερβολικά μεγάλη υστερική απόσβεση, που οφείλεται στον ελαστικό τρόπο που γίνεται η αποφόρτιση, με το μέτρο διάτμησης να ισούται με G_{max} .



Σχήμα 2.13: Εξέλιξη των διατμητικών παραμορφώσεων κατά τη διάρκεια αστράγγιστης δοκιμής απλής διάτμησης, $D_r=40\%$, $\sigma_v=100kPa$, $CSR=0,1$.

Δοκιμές φυγοκέντρισης

Έγινε προσομοίωση δύο δοκιμών φυγοκέντρισης, χρησιμοποιώντας το UBC3D-PLM, σύμφωνα με τα στοιχεία που δίνονται στον πίνακα 1. Στη δοκιμή φυγοκέντρισης χρησιμοποιείται ένα μικρό δείγμα το οποίο υποβάλλεται σε υψηλή επιτάχυνση κατά τη διάρκεια της δοκιμής. Η επιβολή αυτή της επιτάχυνσης οδηγεί στην αύξηση των τάσεων του δοκιμίου, μέσω του λόγου της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης προς την επιτάχυνση της βαρύτητας. Ο λόγος αυτός είναι 120 για το δείγμα 1 (Model 1) και 60 για το δείγμα 2 (Model 2), όπως υποδεικνύεται από τον πίνακα 1. Το δείγμα που υφίσταται φυγοκέντριση, όταν βρίσκεται κάτω από το πεδίο των αυξανόμενων επιταχύνσεων, μπορεί να θεωρηθεί αντιπροσωπευτικό ενός αντίστοιχου δείγματος 120 (Model 1) ή 60 (Model 2) φορές μεγαλύτερου από το πραγματικό. Τα αποτελέσματα από τη δοκιμή φυγοκέντρισης μπορούν να παρουσιαστούν είτε στην κλίμακα του μοντέλου είτε στην πραγματική (πρωτότυπη) κλίμακα. Εδώ συγκεκριμένα χρησιμοποιείται η πρωτότυπη κλίμακα.

Καθώς το μοντέλο βρίσκεται υπό φυγοκέντριση, εφαρμόζεται στη βάση του διέγερση που προσομοιάζει τη χρονοϊστορία ενός σεισμού. Για να υπάρξει δυναμική αντιστοιχία με την κλίμακα του μοντέλου, η χρονική κλίμακα του σεισμού πρέπει να μειωθεί μέσω του παράγοντα 120 (Model 1) ή 60 (Model 2) και η σεισμική επιτάχυνση να αυξηθεί μέσω του ίδιου παράγοντα. Ο μηχανικός συντελεστής διαπερατότητας k θα αυξηθεί επίσης από τον ίδιο παράγοντα λόγω του αυξημένου βάρους του υγρού. Το k θα πρέπει επίσης να μειωθεί, για να υπάρξει υδραυλική ομοιότητα, παρ' όλο που δεν είναι απαραίτητο να προσομοιωθεί ένα συγκεκριμένο k . Είναι σύνηθες να χρησιμοποιείται στη δοκιμή υγρό, με 30 ή 60 φορές μεγαλύτερο ιξώδες από το νερό, για να αποτραπεί η γρήγορη διάλυση του δοκιμίου που μπορεί να περιορίσει υπερβολικά τη ρευστοποίηση.

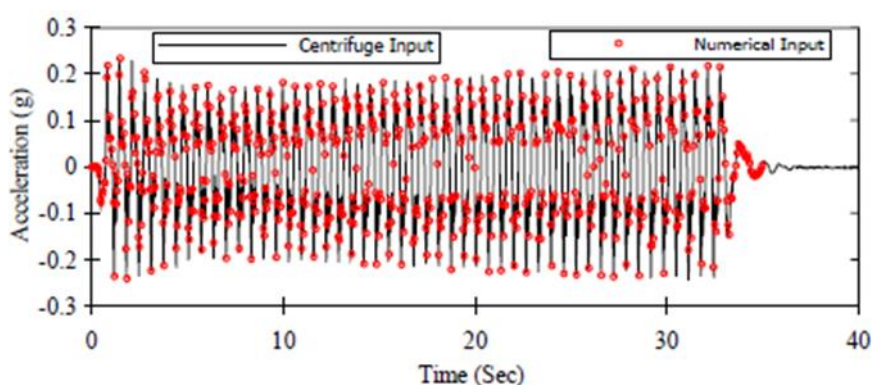
Πίνακας 2.1: Στοιχεία των δύο πειραματικών δοκιμών φυγοκέντρισης.

	RPI Model 1	RPI Model 2
Test condition	Level	Slope
Dr	55 %	40 %
Centrifuge Acc.	120 g	60 g
Max. σ'_v	380 kPa	100 kPa
Soil depth	38 m	10 m
Fluid viscosity	60 μw	60 μw

Για τις δοκιμές φυγοκέντρισης χρησιμοποιήθηκε άμμος Nevada (σε 1g χρησιμοποιώντας νερό ως υγρό των πόρων) και τα χαρακτηριστικά της ρευστοποίησης και της διαπερατότητας προσδιορίστηκαν μέσω εργαστηριακών δοκιμών (Arulmoli et al. 1992, Kammerer et al. 2000, Taboada-Urtuzuastegui et al. 2002).

Μοντέλο 1

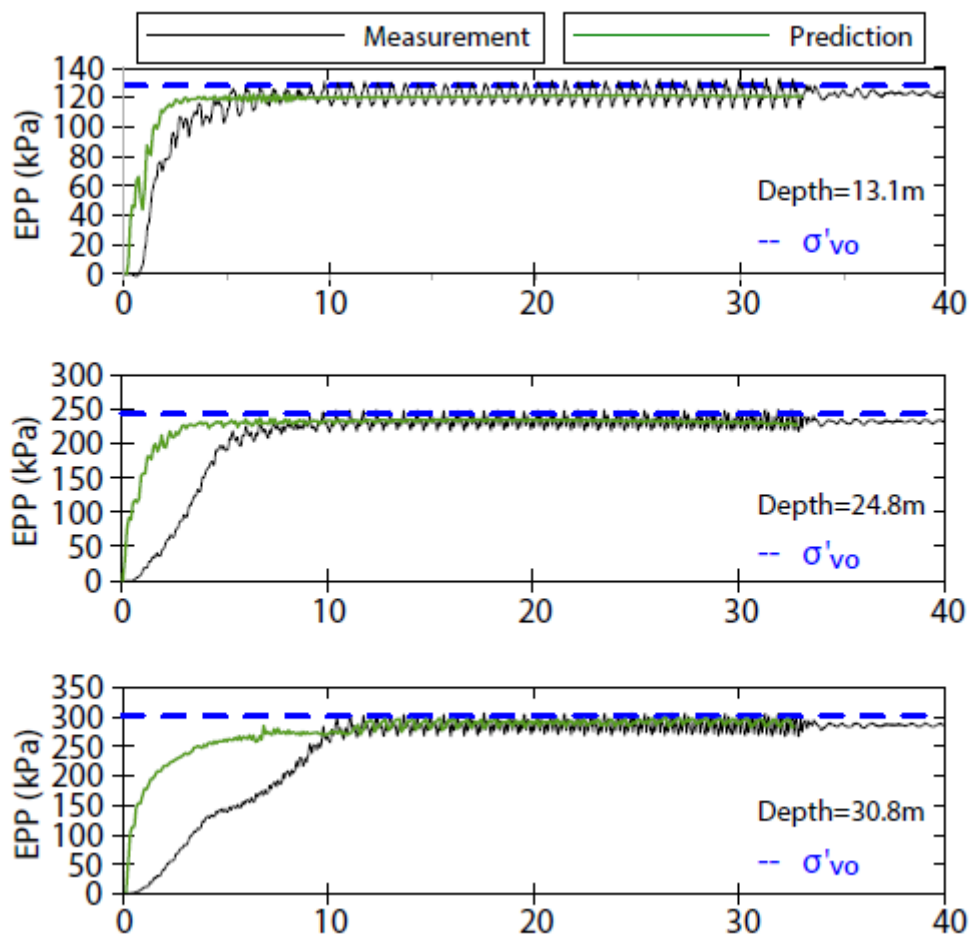
Το μοντέλο 1 περιλαμβάνει ένα ομοιόμορφο οριζόντιο στρώμα άμμου πάχους 38 m (πρωτότυπη κλίμακα) και σχετικής πυκνότητας $Dr=55\%$ (Gonzalez et al. 2002). Μετά από εφαρμογή πεδίου επιτάχυνσης 120 g, το Dr εκτιμήθηκε ότι αυξήθηκε κατά 63% κοντά στη βάση εξαιτίας της αύξησης των τάσεων. Το επίπεδο της αύξησης εκτιμήθηκε μέσω μονοδιάστατης δοκιμής συμπίεσης. Η διέγερση της βάσης που εφαρμόστηκε φαίνεται στο Σχήμα 2.14 και αποτελείται από 50 κύκλους, πλάτους 0,2g και συχνότητας 1,5 Hz.



Σχήμα 2.14: Εισαχθείσα διέγερση του μοντέλου 1.

Το πείραμα προσομοιώθηκε μέσω του Plaxis 2D με τη χρήση του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D-PLM. Στο Σχήμα 2.15 παρουσιάζεται η προβλεπόμενη εξέλιξη των υπερπιέσεων των πόρων σε σύγκριση με τα πειραματικά αποτελέσματα. Όπως φαίνεται στα

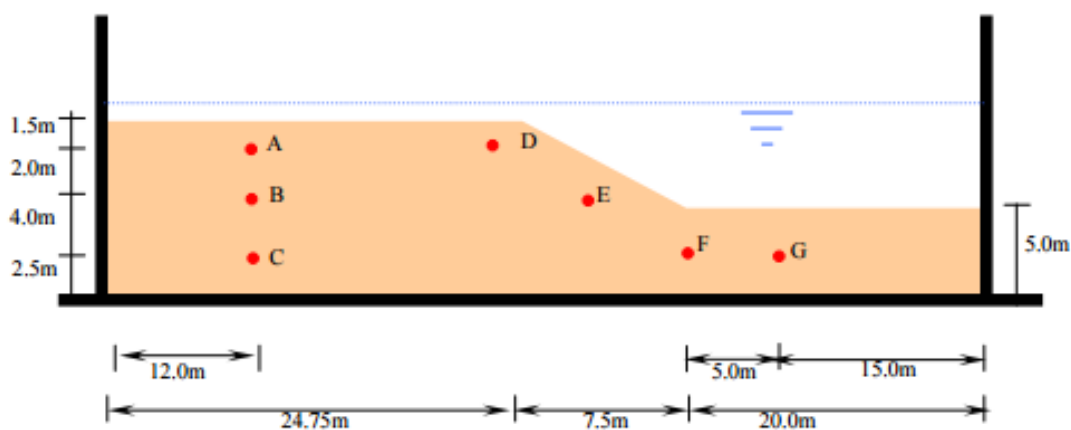
13,1m βάθος η αριθμητική προσομοίωση είναι σε αρκετά ικανοποιητική συμφωνία με τα πειραματικά αποτελέσματα. Αντίθετα, σε μεγαλύτερα βάθη, και συγκεκριμένα στα 24,8m και στα 30,8m το μοντέλο έχει μια σχετική ανακρίβεια κατά τους πρώτους κύκλους φόρτισης, καθώς προβλέπει μια απότομη αύξηση της πίεσης πόρων η οποία οδηγεί το έδαφος αρκετά νωρίτερα σε ρευστοποίηση σε σχέση με τους πειραματικούς υπολογισμούς. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι το μοντέλο αντιμετωπίζει το έδαφος σαν ομοιογενές και δεν αντιλαμβάνεται την αυξημένη σχετική πυκνότητα που έχουν τα βαθύτερα στρώματα εδάφους.



Σχήμα 2.15: Σύγκριση ανάμεσα στις προβλεπόμενες υπερπίεσεις πόρων από το UBC3D και τα πειραματικά δεδομένα που δημοσιεύθηκαν από Byrne et al (2004)

Μοντέλο 2

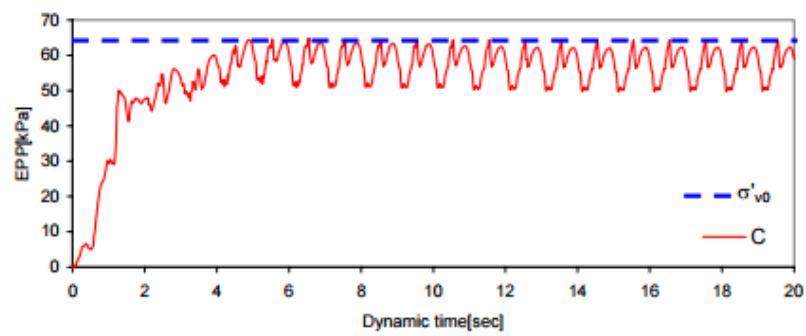
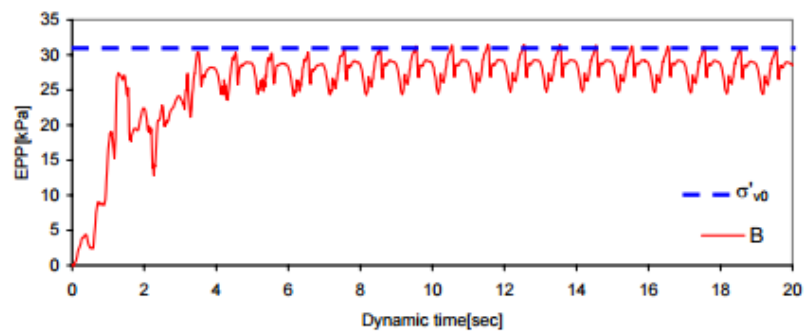
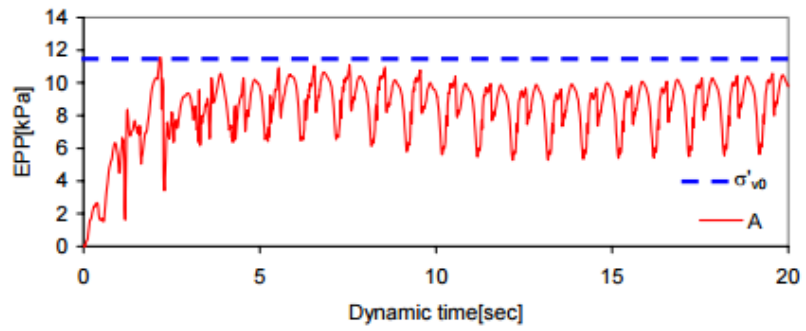
Η διατομή του μοντέλου 2 φαίνεται στο Σχήμα 2.16 και περιλαμβάνει δείγμα χαλαρής λεπτόκοκκης άμμου με $Dr=40\%$, που διαθέτει ένα απότομο πρανές με κλίση 1.5:1 (Taboada-Urtuzuastegui et al. 2002)



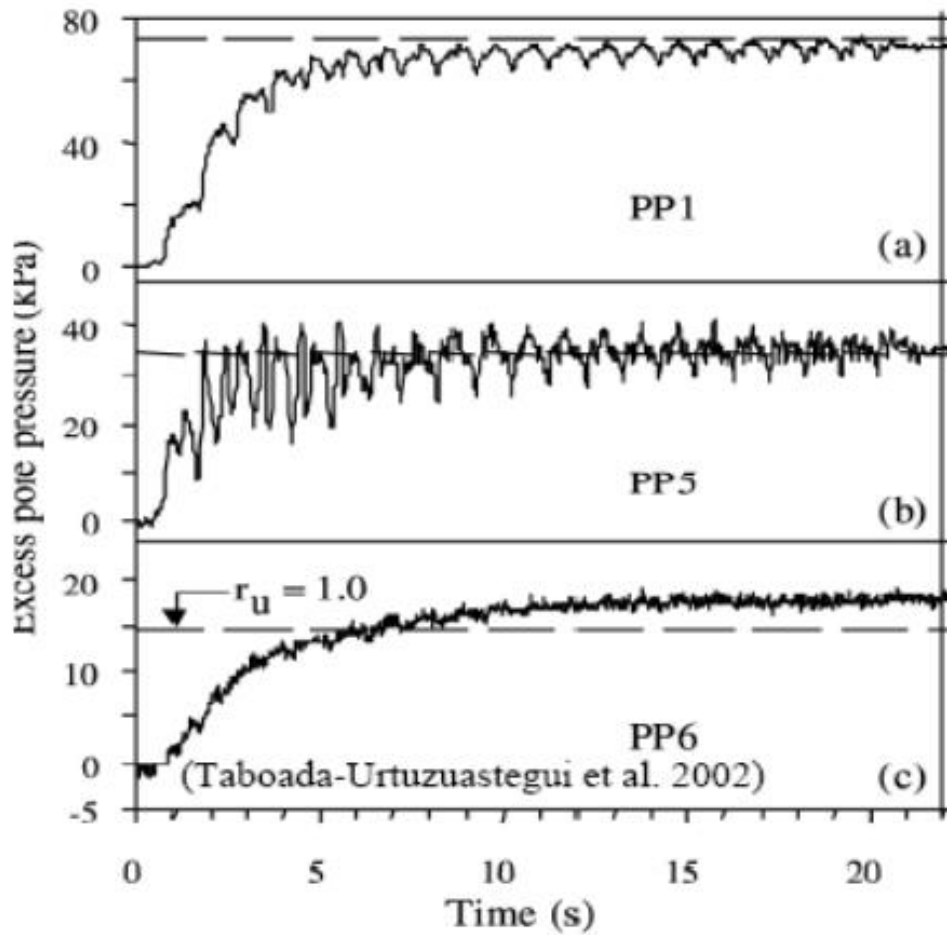
Σχήμα 2.16: Διατομή μοντέλου 2 (Taboada-Urtuzuastegui et al. 2002).

Η διέγερση της βάσης αποτελείται από 20 κύκλους, επιτάχυνσης 0,2 g και συχνότητας 1Hz ώστε να αναπαραστήσουν κίνηση του εδάφους παρόμοια με αυτή που προκαλεί ένας σεισμός. Τόσο η βάση του δοχείου όσο και οι κάθετες πλευρές ήταν άκαμπτες και παρέμειναν στην ίδια σχετική θέση μεταξύ τους κατά την διάρκεια του σεισμού. Η προσομοίωση έγινε στο Plaxis εφαρμόζοντας την εισαγόμενη διέγερση και στις κάθετες πλευρές όπως και στη βάση. Οι πιέσεις των πόρων και οι επιταχύνσεις μετρήθηκαν μακριά από την επιφάνεια του πρανούς προσεγγίζοντας συνθήκες ελεύθερου πεδίου και έγινε σύγκριση με τα πειραματικά αποτελέσματα.

Οι υπολογισθείσες και οι παρατηρηθείσες επιταχύνσεις και πιέσεις πόρων στο ελεύθερο πεδίο φαίνονται στο Σχήμα 2.17 και Σχήμα 2.18. Τα σημεία A, B, C αντιστοιχούν στα PP6, PP5 και PP1 αντίστοιχα.



Σχήμα 2.17: Προβλεπόμενες υπερπιέσεις πόρων ελεύθερου πεδίου κατά την ανακυκλική φόρτιση (UBC3D-PLM).



Σχήμα 2.18: Μετρηθείσες υπερπίεσεις πόρων ελεύθερου πεδίου κατά την ανακυκλική φόρτιση (Taboada-Urtuzuastegui et al 2002).

Όπως φαίνεται από τα διαγράμματα υπάρχει αρκετά ικανοποιητική συμφωνία των προβλεπόμενων αποτελεσμάτων της υπερπίεσης πόρων από το UBC3D-PLM σε σχέση με τα πειραματικά αποτελέσματα.

2.4 Ανακυκλικές δοκιμές εδαφικού στοιχείου

Παρακάτω παρουσιάζονται οι ανακυκλικές δοκιμές απλής διάτμησης των εδαφών τα οποία χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις. Οι δοκιμές έγιναν με τη βοήθεια του Plaxis SoilTest.

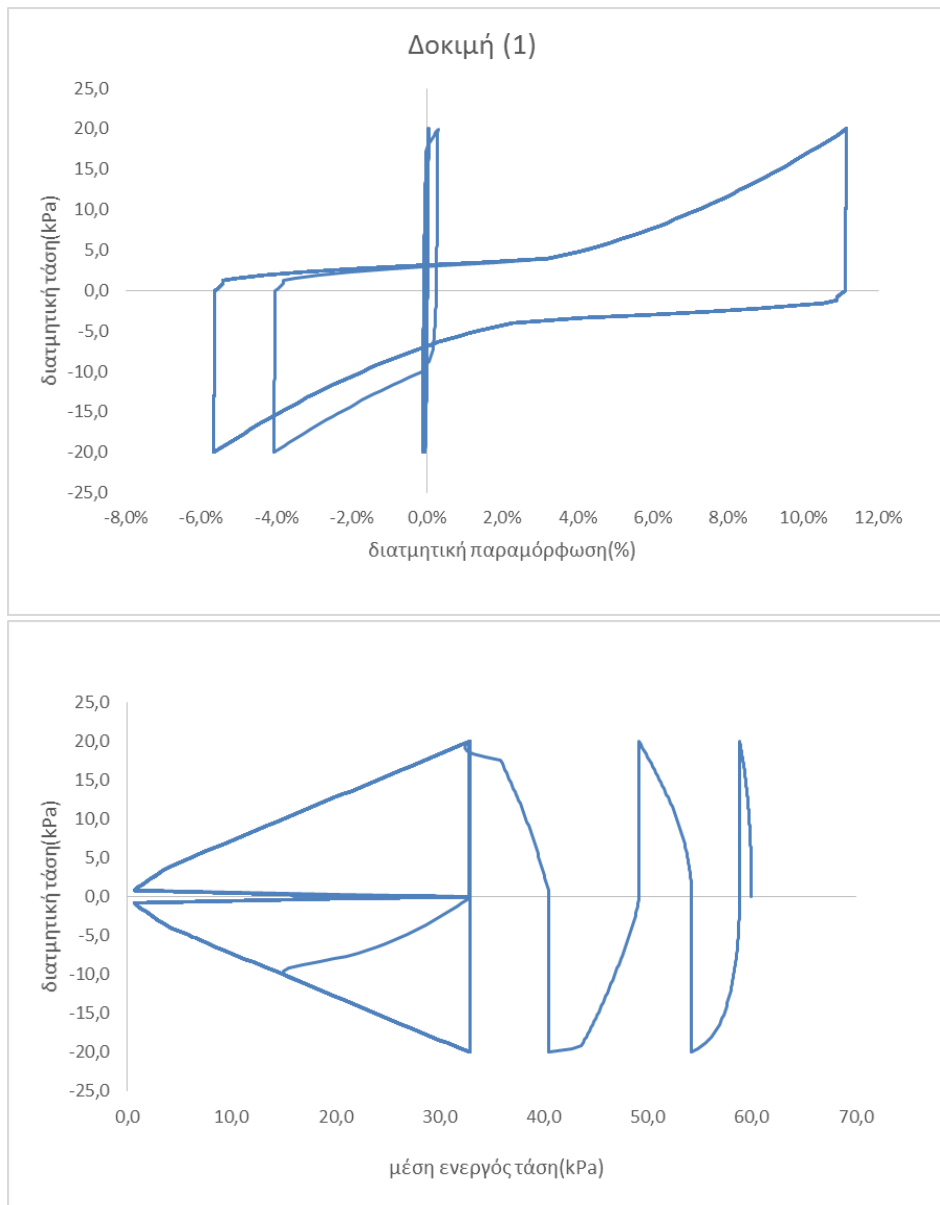
Δίνονται οι δοκιμές απλής διάτμησης στοιχείου εδάφους, με τέσσερις διαφορετικούς συνδυασμούς παραμέτρων, ώστε να αναδειχτεί ο ιδιαίτερος ρόλος της κάθε μίας: (1) σχετική πυκνότητα $D_r=45\%$, μέση ενεργός τάση $p' = (\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3')/3 = 60 \text{ KPa}$, κατακόρυφη ενεργός τάση $\sigma_1' = 100 \text{ KPa}$ και συντελεστής ενεργών ωθήσεων $K_0 = 0,4$, (2) $D_r = 60\%$, $p' = 60 \text{ KPa}$, $\sigma_1' = 100 \text{ KPa}$ και $K_0 = 0,4$, (3) $D_r = 45\%$, $p' = 100 \text{ KPa}$, $\sigma_1' = 166 \text{ KPa}$ και $K_0 = 0,4$ και (4) $D_r = 45\%$, $p' = 100 \text{ KPa}$, $\sigma_1' = 100 \text{ KPa}$ και $K_0 = 1$. Θεωρούμε ως βασική ανάλυση την ανάλυση (1) και βάσει αυτής θα διεξαχθούν όλες οι συγκρίσεις. Στις δοκιμές (1), (2) και (4) ασκήθηκε ανακυκλική διατμητική τάση πλάτους 20 KPa , ενώ στη δοκιμή (3), ασκήθηκε διατμητική τάση περίπου 33 KPa ούτως ώστε ο λόγος τ/σ' να είναι ο ίδιος με αυτόν της δοκιμής (1), προκειμένου η σύγκριση να γίνεται μεταξύ κανονικοποιημένων μεγεθών. Οι συνθήκες φόρτισης είναι αστράγγιστες. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται με τη βοήθεια των διαγραμμάτων διατμητικής τάσης – μέσης ενεργού τάσης και διατμητικής τάσης – διατμητικής παραμόρφωσης.

Από τη σύγκριση μεταξύ των δοκιμών (1) και (2), φαίνεται ότι αύξηση της σχετικής πυκνότητας από 40% σε 60% , αυξάνει τον απαιτούμενο αριθμό κύκλων φόρτισης προκειμένου να μηδενιστεί η ενεργός τάση από 3 σε 15 περίπου κύκλους. Επίσης, η μέγιστη διατμητική παραμόρφωση είναι μειωμένη από 10% στη δοκιμή (1), σε 3% στη δοκιμή (2). Η συμπεριφορά αυτή είναι σύμφωνη με τη βιβλιογραφία που υποδεικνύει πως αύξηση της σχετικής πυκνότητας αυξάνει τον αριθμό των κύκλων φόρτισης που απαιτούνται για να προκληθεί ρευστοποίηση (σχήμα 1.22, κεφάλαιο 1).

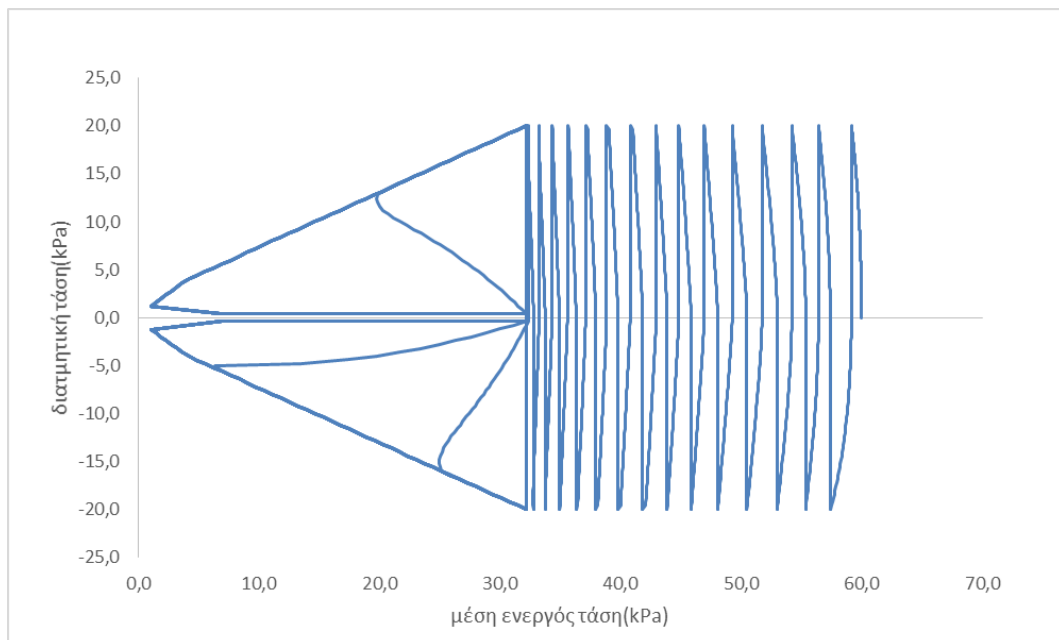
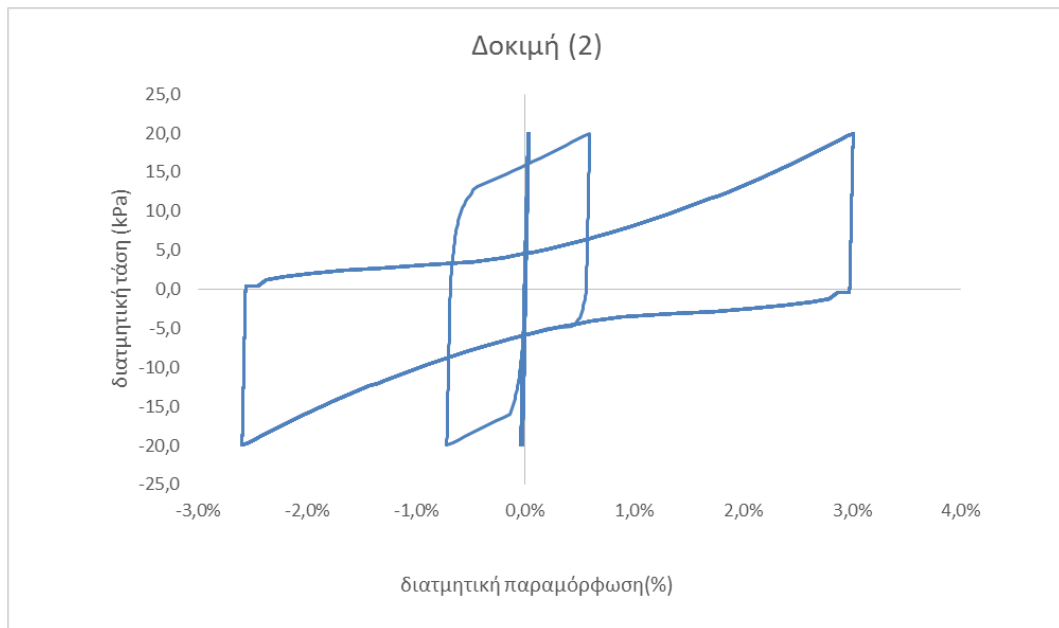
Μέσω της σύγκρισης μεταξύ των δοκιμών (1) και (3), παρατηρείται πως με αύξηση της αρχικής μέσης ενεργού τάσης από τα 60 KPa στα 100 KPa , με τον λόγο τ/σ'_v να διατηρείται σταθερός, προκαλείται μείωση στον απαιτούμενο αριθμό κύκλων φόρτισης για μηδενισμό της ενεργού τάσης από 3 σε 2 περίπου κύκλους, ενώ η μέγιστη διατμητική παραμόρφωση είναι πολύ μικρότερη. Η συμπεριφορά αυτή, συνάδει απολύτως με τη βιβλιογραφία, όπου σύμφωνα με τα πειράματα των Vaid and Sivathayalan, 1996, σε ανακυκλιζόμενη τριαξονική δοκιμή σε άμμο Fraser Delta., καταλήγει πως αυξανόμενη της ενεργού πλευρικής τάσης σ'_3 , ή αλλιώς της τάσης στερεοποίησης, μειώνεται η τιμή του λόγου CRR (ανακυκλιζόμενη διατμητική αντοχή), που αναφέρεται σε παραμόρφωση $\gamma = 3\%$ και αριθμό ομοιόμορφων

κύκλων $N=10$. .Αύξηση της τάσης στερεοποίησης, σε ένα έδαφος με σταθερή τη σχετική πυκνότητα οδηγεί, όπως θίχτηκε και στο κεφάλαιο 1, σε περισσότερο συστολική συμπεριφορά. Η απώλεια αυτή της διαστολικότητας έχει σαν αποτέλεσμα τη μείωση της αντοχής έναντι ρευστοποίησης, όπως προκύπτει από τα μέχρι στιγμής πειραματικά δεδομένα. Η συμπεριφορά αυτή λαμβάνεται υπόψη από το προσομοίωμα, με τη βοήθεια της παραμέτρου f_{achard} , όπου η μείωση της με το βάθος αυξάνει την επιδεκτικότητα σε ρευστοποίηση. Για το λόγο αυτό, τα εδάφη του προσομοιώματος έχουν διαιρεθεί σε στρώσεις, με φθίνουσα την παράμετρο αυτή με το βάθος.

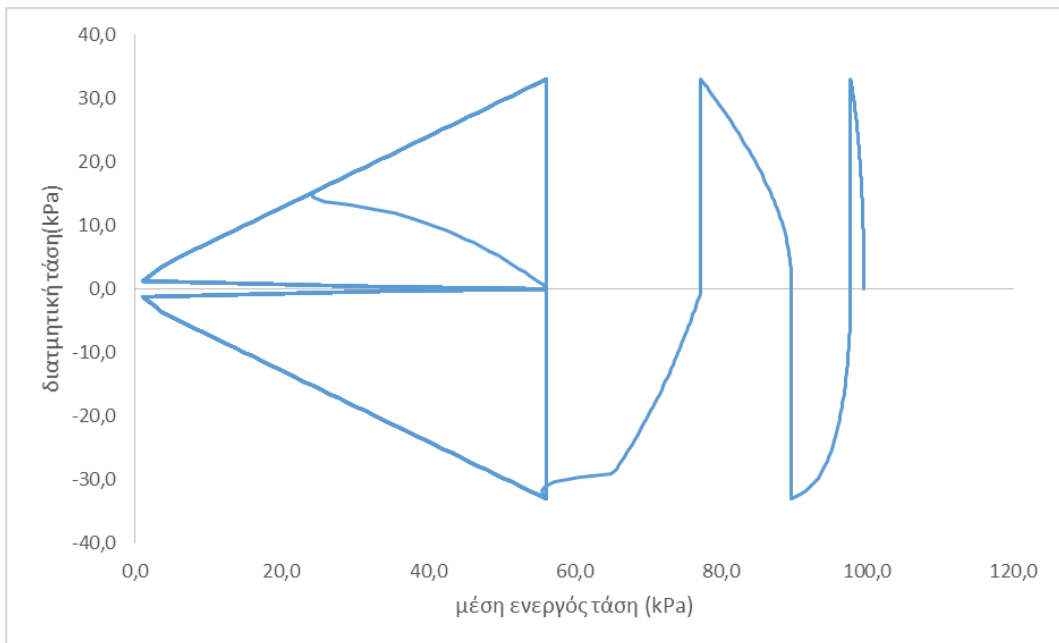
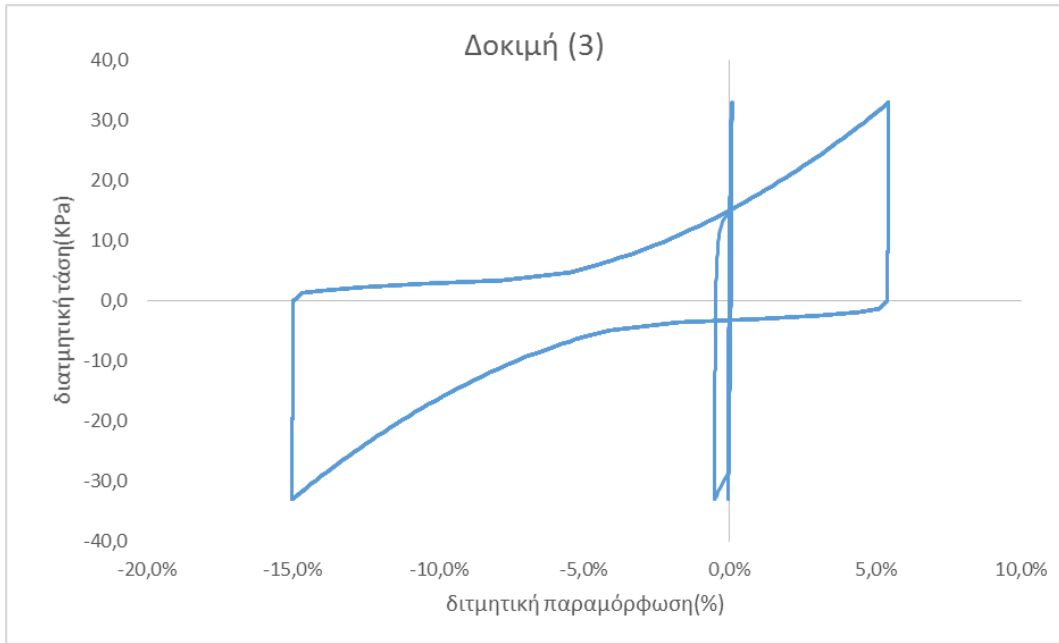
Η σύγκριση των δοκιμών (1) και (4), αναδεικνύει την επίδραση του K_0 , στην ανακυκλική δοκιμή στοιχείου. Για σταθερό σ'_v και σταθερό πλάτος επιβαλλόμενης διατμητικής τάσης, θέτοντας $K_0=1$, το $p'_{initial}$ αυξάνεται οδηγώντας το στοιχείο σε συστολική συμπεριφορά με συνεπαγόμενη μείωση των απαιτούμενων κύκλων φόρτισης για μηδενισμό της ενεργού τάσης. Ωστόσο, η τάση αυτή δεν είναι απόλυτη, αλλά εξαρτάται από την σχετική πυκνότητα του υλικού αλλά και το επίπεδο της φόρτισης. Σύμφωνα με τους Michael H. Beaty και Peter M. Byrne (UBCSAND Constitutive model, version 904aR), παρατηρείται ότι σε χαμηλές τιμές D_r , εδάφη με $K_0=1$ ρευστοποιούνται ευκολότερα από τα εδάφη με $K_0=0.5$, ενώ σε μεγάλες τιμές D_r , εδάφη με $K_0=0.5$ ρευστοποιούνται ευκολότερα από εδάφη με $K_0=1$. Επίσης, για υψηλές τιμές σ'_v , εδάφη με $K_0=1$, ρευστοποιούνται ευκολότερα από εκείνα με $K_0=0.5$, ενώ το αντίθετο συμβαίνει για εδάφη, υπό καθεστώς χαμηλών σ'_v .



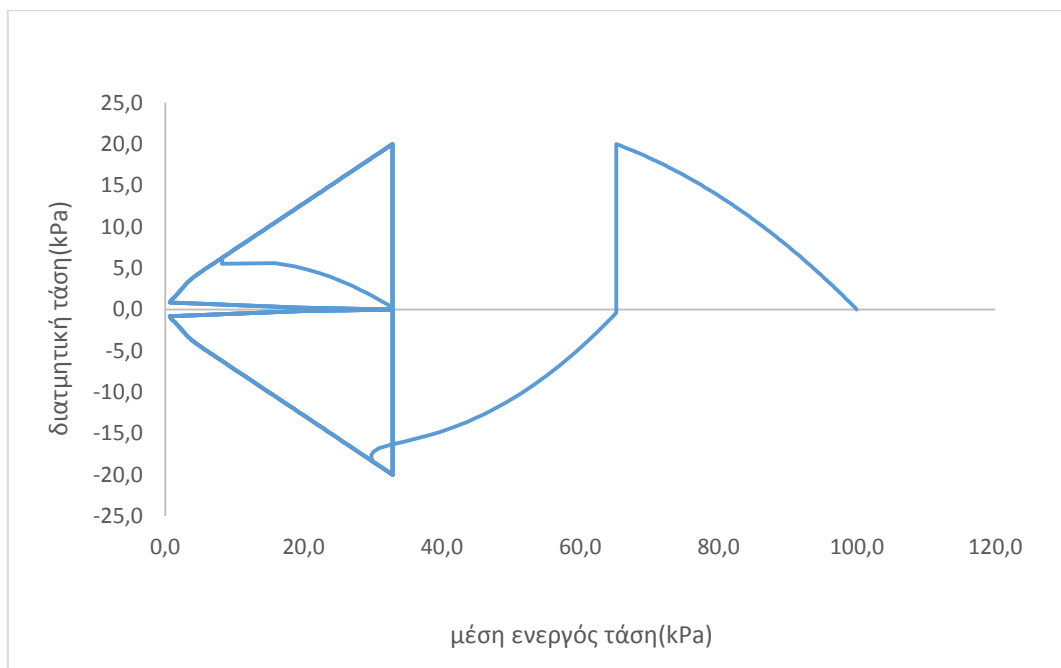
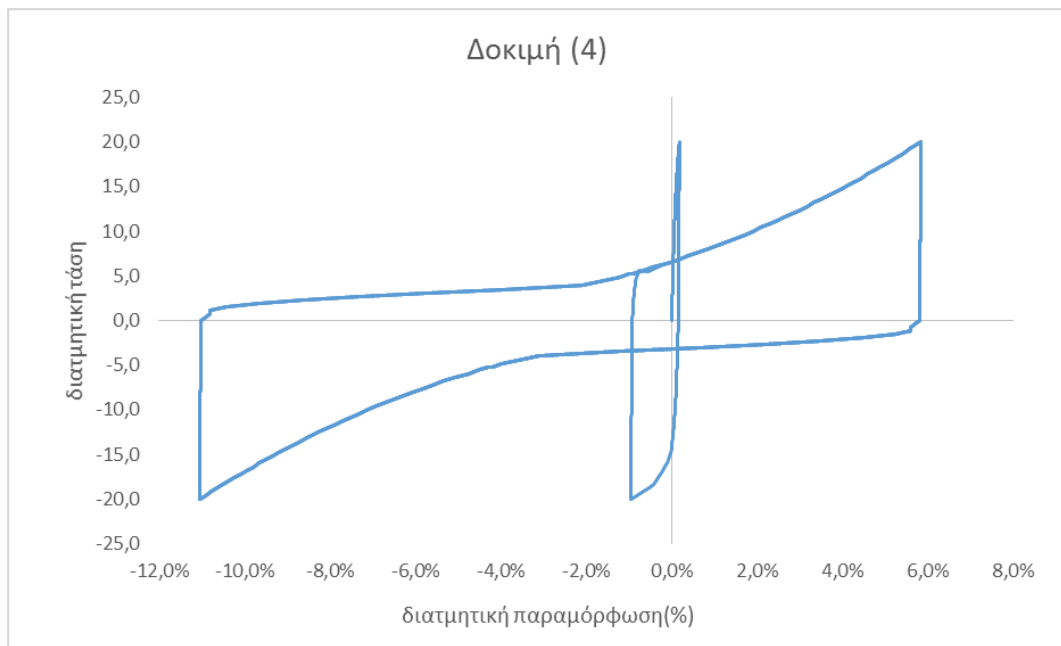
Σχήμα 2.19: Ανακυκλική δοκιμή απλής διάτμησης (1) : $Dr=45\%$, $p'_{initial}=60kPa$, $\sigma'_1=100$, $Ko=0,4$ και $\tau_{cycl}=20kPa$.



Σχήμα 2.20: Ανακυκλική δοκιμή απλής διάτμησης (2) : $Dr=60\%$, $p'_{initial}=60kPa$, $\sigma'_i=100$, $Ko=0,4$ και $\tau_{cycl}=20kPa$.



Σχήμα 2.21: Ανακυκλική δοκιμή απλής διάτμησης (3) : $D_r=45\%$, $p'_{initial}=100\text{kPa}$, $\sigma'_1=166$, $K_o=0,4$ και $\tau_{cycl}=33\text{kPa}$.



Σχήμα 2.22: Ανακυκλική δοκιμή απλής διάτμησης (4) : $Dr=45\%$, $p'_{initial}=100\text{KPa}$, $\sigma'_1=100$, $Ko=1$ και $\tau_{cycl}=20\text{KPa}$.

Κεφάλαιο 3

Ανάλυση ιστορικού περιστατικού

3.1 Λιμενικοί κρηπιδότοιχοι υπό δυναμική φόρτιση

Οι κρηπιδότοιχοι βαρύτητας είναι ο πιο συχνά χρησιμοποιούμενος τύπος κατασκευής στις αποβάθρες. Αυτό συμβαίνει λόγω της ανθεκτικότητάς τους, της ευκολίας στην κατασκευή και της ικανότητάς τους να φτάνουν σε μεγάλα βάθη. Ο σχεδιασμός των κρηπιδοτοιχών βαρύτητας απαιτεί την ικανοποίηση τριών βασικών κριτηρίων: έλεγχος σε ολίσθηση, σε ανατροπή και σε φέρουσα ικανότητα του εδάφους στη βάση του τοίχου. Παρ' ότι ο σχεδιασμός των κρηπιδοτοιχών βρίσκεται σε ικανοποιητικό επίπεδο για στατική φόρτιση, η μελέτη τους υπό σεισμική φόρτιση, βρίσκεται ακόμα σε εξέλιξη. Κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμικών διεγέρσεων, η πίεση των πόρων του νερού, μη συνεκτικών κορεσμένων εδαφών αυξάνεται, όπως έχει σχολιασθεί αναλυτικά παραπάνω. Η αύξηση της πίεσης πόρων προκαλεί αντίστοιχη αύξηση στις πλευρικές ωθήσεις επί του τοίχου και επιπλέον, μειώνει τις ενεργές τάσεις του εδάφους θεμελίωσης και της επίχωσης, γεγονός που δύναται να οδηγήσει σε ρευστοποίηση.

Η ρευστοποίηση του αντιστηριζόμενου εδάφους και του εδάφους θεμελίωσης, ήταν η κύρια αιτία καταστροφής των λιμενικών κρηπιδοτοιχών, βαρύτητας σε πολλούς σεισμούς του παρελθόντος. Η καταστροφή των λιμενικών εγκαταστάσεων στο Kobe της Ιαπωνίας, κατά τη διάρκεια του σεισμού Hyogoken-Nanbu, το 1995, είναι ένα παράδειγμα αστοχίας λιμενικών κρηπιδοτοιχών βαρύτητας, λόγω ρευστοποίησης. Επιπλέον, παρατηρήσεις σε εικοσιτέσσερις θαλάσσιες κατασκευές στο σεισμό του Kocaeli της Τουρκίας το 1999, έδειξαν ότι το έδαφος της επίχωσης του κρηπιδότοιχου ρευστοποιήθηκε, καταλήγοντας στην εμφάνιση μετακινήσεων των κρηπιδοτοιχών προς τη θάλασσα. Οι ίδιες παρατηρήσεις αναφέρθηκαν για το σεισμό του Chi-chi στην Taiwan, το 1999.

Η μέθοδος του σεισμικού συντελεστή, που αναφέρεται στη σχέση Monopobe-Okabe, υιοθετείται συχνά για τον κατασκευαστικό σχεδιασμό των λιμενικών κρηπιδοτοιχών βαρύτητας, ώστε να αντιστέκονται στις καταστροφές που προκαλούνται από τους σεισμούς, όμως αυτή η σχεδιαστική μέθοδος, δεν λαμβάνει υπόψη τυχόν ρευστοποίηση της επίχωσης ή της θεμελίωσης. Ο μεγάλος αριθμός των περιστατικών αστοχίας λιμενικών κρηπιδοτοιχών έχει παρακινήσει την ανάπτυξη μεθόδων, βασιζόμενων στη μετακίνηση κατά την μελέτη γεωτεχνικώς κατασκευών γενικά.

Όσον αφορά την προσομοίωση, πολλά προχωρημένα καταστατικά μοντέλα έχουν σχηματιστεί για να περιγράψουν τη διατμητική παραμόρφωση λόγω ρευστοποίησης. Τελευταία, στον σχηματισμό των καταστατικών μοντέλων, για ρευστοποιήσιμα εδάφη, έχει δοθεί πολλή σημασία, μεταξύ άλλων στο ρόλο της προσδευτικής φθοράς της εδαφικής δυσκαμψίας με αυξανόμενες τις πιέσεις πόρων, στη συσσώρευση των παραμορφώσεων, στην αύξηση των τάσεων και στο σχηματισμό υστερητικών βρόγχων.

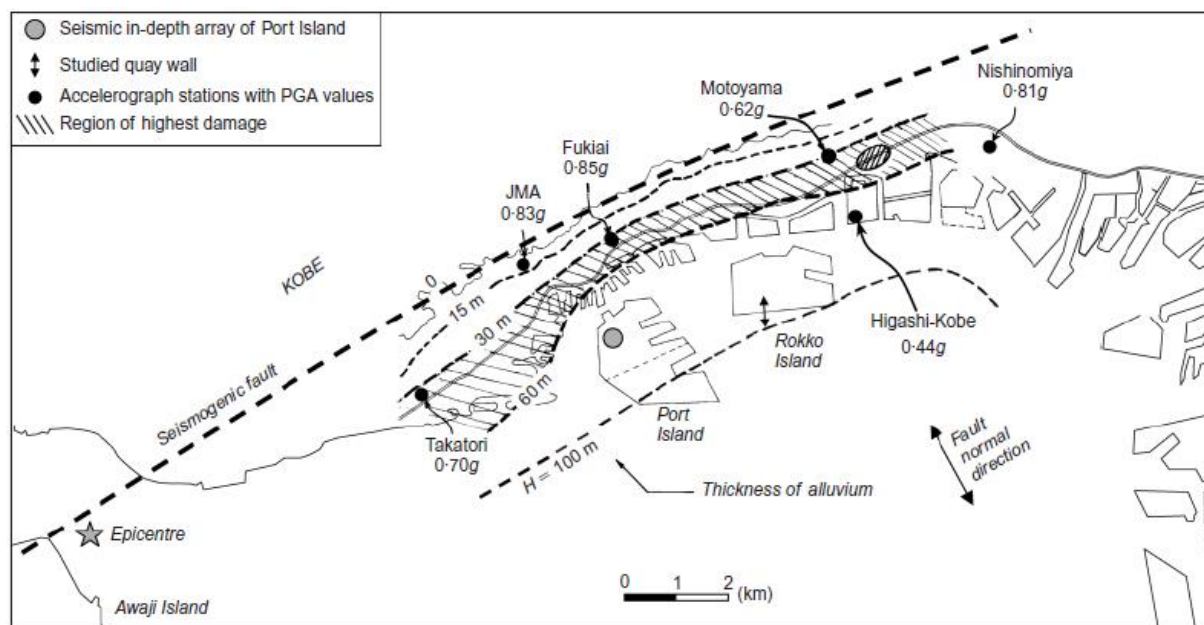
Στη παρούσα διπλωματική εργασία, υιοθετείται το καταστατικό μοντέλο UBC3D-PLM, τα χαρακτηριστικά του οποίου περιεγραφήκαν παραπάνω, για τη διεξαγωγή αριθμητικής ανάλυσης σε ιστορικό περιστατικό κρηπιδότοιχου, θεμελιωμένου σε ρευστοποιήσιμο έδαφος. Αναλύεται ο τυπικός κιβωτιοειδής κρηπιδότοιχος του Rokko Island, που καταστράφηκε από το σεισμό Hyogoken-Nanbu του 1995 και τα αποτελέσματα συγκρίνονται με τις παρατηρήσεις ως προς τη μετακίνηση, τη καθίζηση, τη στροφή και την ανάπτυξη ρευστοποίησης.

3.2 Ο σεισμός του Kobe - Ιστορικό περιστατικό

Στην ιστορία της σεισμικής μηχανικής, το περιστατικό του 1995 ήταν υψίστης σημασίας: ποτέ ξανά ένα αστικό περιβάλλον,, τόσο πυκνοκατοικημένο και πλούσιο σε έργα υποδομής, δεν δοκιμάστηκε σε τόσο δυνατό σεισμό. Ο σεισμός του Kobe, μας δίδαξε πολλά, τόσο από την πλευρά της σεισμολογίας και της ακριβούς και αξιόπιστης εκτίμησης της σεισμικής διακινδύνευσης, όσο και από την πλευρά της σεισμικής μηχανικής αναφορικά με την ανάλυση, τη σχεδίαση κατασκευών ικανών να παραλάβουν με ασφάλεια τα σεισμικά φορτία, τους κανονισμούς και τις κατασκευαστικές διατάξεις και λεπτομέρειες.

Ο σεισμός έπληξε διάφορες κατασκευές και έργα υποδομής, όπως συγκοινωνιακά έργα, γέφυρες, τοίχους αντιστήριξης, βάθρα και προκάλεσε θεαματικές αστοχίες σε λιμενικές εγκαταστάσεις.

Το λιμάνι του Kobe είναι χτισμένο σε μία περιοχή, μήκους 6 km και πλάτους 12 km όπου υπάρχουν δύο τεχνητά νησιά, το Port Island και το Rokko island. Τα εδάφη που χρησιμοποιήθηκαν για την κατασκευή, πάρθηκαν από το βουνό του Rokko στα βορειοδυτικά της πόλης του Kobe: το έδαφος αυτό ονομάζεται PI Masado. Στο Σχήμα 3.1, δίνεται ένα σχέδιο της πόλης του Kobe, μαζί με την, κατά προσέγγιση, περιοχή του ρήγματος του σεισμού του 1995.



Σχήμα 3.1: Χάρτης του Kobe, όπου φαίνεται το σεισμικό ρήγμα που προκάλεσε το σεισμό του 1995, η τοποθεσία του υπό μελέτη κρηπιδότοιχου (διπλό βέλος), οι σειсмоγραφικοί σταθμοί της περιοχής και η περιοχή όπου σημειώθηκαν οι μεγαλύτερες αστοχίες (σκιαγραμμισμένο τμήμα).

Το λιμάνι του Kobe υπέστη υπερβολική καθίζηση, ως αποτέλεσμα της ρευστοποίησης κατά τη διάρκεια του σεισμού. Η έκταση της ρευστοποίησης ήταν μεγάλη στο Port Island, παραπάνω από 250 κιβωτιοειδείς κρηπιδότοιχοι καταστράφηκαν και το κόστος επισκευής ξεπέρασε τα 11 δις δολάρια. Οι τοίχοι αυτοί ήταν κατασκευασμένοι σε χαλαρό αμμοχάλικο γρανιτικής προελευσης, που χρησιμοποιήθηκε για να αντικαταστήσει την αλουβιανή άργιλο, προκειμένου να επιτευχθεί η απαιτούμενη φέρουσα ικανότητα της θεμελίωσης και να μειωθούν οι καθιζήσεις. Οι σημαντικότερες βλάβες συνέβησαν σε εκείνους τους κρηπιδότοιχους του Port Island και Rokko Island που βρίσκονταν σχεδόν παράλληλα στην ακτογραμμή και στο ρήγμα, υποβλήθηκαν κατά συνέπεια στις πιο ισχυρές επιταχύνσεις (Sommerville, 1998), και είχαν σχεδιαστεί για μικρό σεισμικό συντελεστή έως 0.15g. Αντίθετα ο κιβωτιοειδής κρηπιδότοιχος της κεντρικής προβλήτας στη Maya Futo, σχεδιασμένος με 0,25g και σχεδόν κάθετα στο ρήγμα, δεν υπέστη καμία ουσιαστική βλάβη, παραμένοντας

λειτουργικός μετά το σεισμό. Τονίζεται ότι παρά τις μεγάλες μετατοπίσεις που υπέστησαν οι κιβωτιοειδείς κρηπιδότοιχοι εντούτοις δεν ανατράπηκαν.

Η τυπική μορφή κατάρρευσης που παρατηρήθηκε μετά το σεισμό, ήταν μετακίνηση προς τη θάλασσα, με μέγιστη τιμή περίπου 5m και μέση τιμή περίπου 3m. Οι τοίχοι επίσης είχαν καθίζηση περίπου 1-2m και στροφή περίπου 4°. Τα στοιχεία μαρτυρούν, ότι δεν έλαβε χώρα ρευστοποίηση πίσω από τον κρηπιδότοιχο σε απόσταση μεγαλύτερη των 30m, αλλά ούτε και στον πόδα του. Υπάρχουν όμως, σημαντικές ενδείξεις ότι ρευστοποιήθηκε το έδαφος στο ελεύθερο πεδίο (Towhata et al, 1996, Iai et al, 1998). Υποθαλάσσιες έρευνες αποκάλυψαν σημαντική ανύψωση της θεμελίωσης σε απόσταση 2-5m από τον πόδα του κρηπιδότοιχου (Inagaki et al, 1996), η οποία οφειλόταν στην πίεση που άσκησε ο τοίχος στο έδαφος μπροστά από τον πόδα λόγω της στροφής και της μετακίνησης του προς τη θάλασσα. Οι κιβωτιοειδείς κρηπιδότοιχοι του λιμανιού του Kobe, συμπεριλαμβανομένων αυτών του Port Island και του Rokko island, σχεδιάστηκαν με ψευδοστατική μέθοδο με βάση τη μέθοδο Mononobe-Okabe, χρησιμοποιώντας οριζόντιο σεισμικό συντελεστή που κυμαινόταν από 0.1 έως 0.25g, ανάλογα με την τοποθεσία, την ηλικία κατασκευής και τη σημαντικότητα της εγκατάστασης. Η μελέτη αυτή επικεντρώνεται στην ανάλυση της αστοχίας του τυπικού κρηπιδότοιχου του Rokko Island, κατά τη διάρκεια του σεισμού Hyogoken-Nanbu, του 1995. Το υπό εξέταση ιστορικό περιστατικό αντιστοιχεί σε τυπική κιβωτιοειδή διατομή κρηπιδότοιχου του Rokko Island, όπου λαμβάνει χώρα ρευστοποίηση τόσο στο έδαφος θεμελίωσης όσο και πίσω από τον κρηπιδότοιχο. Μία εγκάρσια τομή με τις παραμένουσες μετατοπίσεις μετά το σεισμό δίνεται στο Σχήμα 3.2 (Iai et al. ,1998). Η διακριτοποίηση με πεπερασμένα στοιχεία απεικονίζεται στο Σχήμα 3.3 και η πυκνότητα, το αρχικό μέτρο διάτμησης και η γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους, δίνονται στον Πίνακα 3.1 (Iai et al. ,1998). Η γωνία τριβής σχεδιασμού ήταν 30°, εκτός από το σημείο κάτω από τον τοίχο, όπου ήταν 40°.

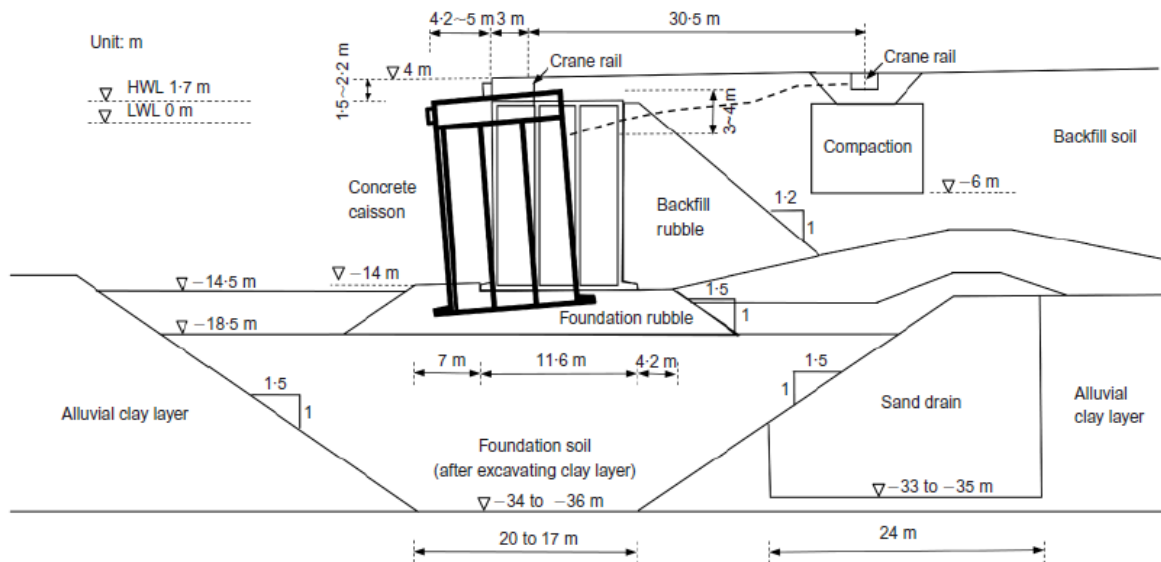
Η σχετική πυκνότητα του εδάφους επίχωσης υπολογίστηκε μέσω της δοκιμής standard penetration test (STP), σε συνδυασμό με την ακόλουθη εμπειρική συσχέτιση, μεταξύ των μεγεθών N της δοκιμής STP και της σχετικής πυκνότητας:

$$Dr = \frac{[N_1 * (e_{max} - e_{min})^{1,7}]^{0,5}}{3} \quad \text{με} \quad N_1 = \left(\frac{98}{\sigma'_v}\right)^{0,5}$$

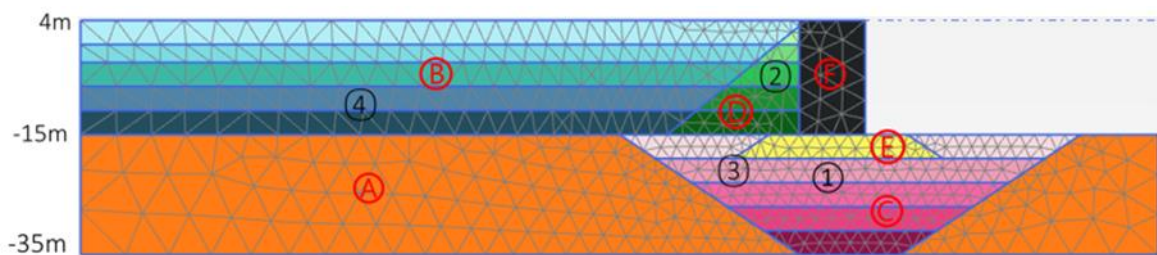
όπου, σ'_v είναι η κάθετη ενεργός τάση και οι τιμές e_{max} και e_{min} , αντιπροσωπεύουν τον μέγιστο και ελάχιστο λόγο κενών αντίστοιχα. Μία απλή εμπειρική σχέση μεταξύ e_{max} , e_{min} και D_{50} , για όλους τους τύπους της άμμου, δίνεται παρακάτω:

$$e_{max} - e_{min} = 0,23 + \frac{0,06}{D_{50}}$$

όπου D_{50} είναι η μέση διάμετρος της άμμου. Εφαρμόζοντας την παραπάνω σχέση, η μέση σχετική πυκνότητα της επίχωσης βρέθηκε 41%



Σχήμα 3.2: Κατακόρυφη τομή για τον κιβωτιοειδή κρηπιδότοιχο RC-5 στο Rokko Island και οι παραμένουσες παραμορφώσεις που παρατηρήθηκαν μετά το σεισμό του Kobe (1995), (Iai et al., 1998).



Σχήμα 3.3: Γεωμετρία (σε φυσική κλίμακα), διακριτοποίηση πεπερασμένων στοιχείων και ζώνες υλικών στο σύστημα κρηπιδοτοιχών του Rokko Island. Τα σημεία 1, 2, 3, 4 χρησιμοποιήθηκαν για απεικόνιση λεπτομερειών του δείκτη υπερπίεσης πόρων.

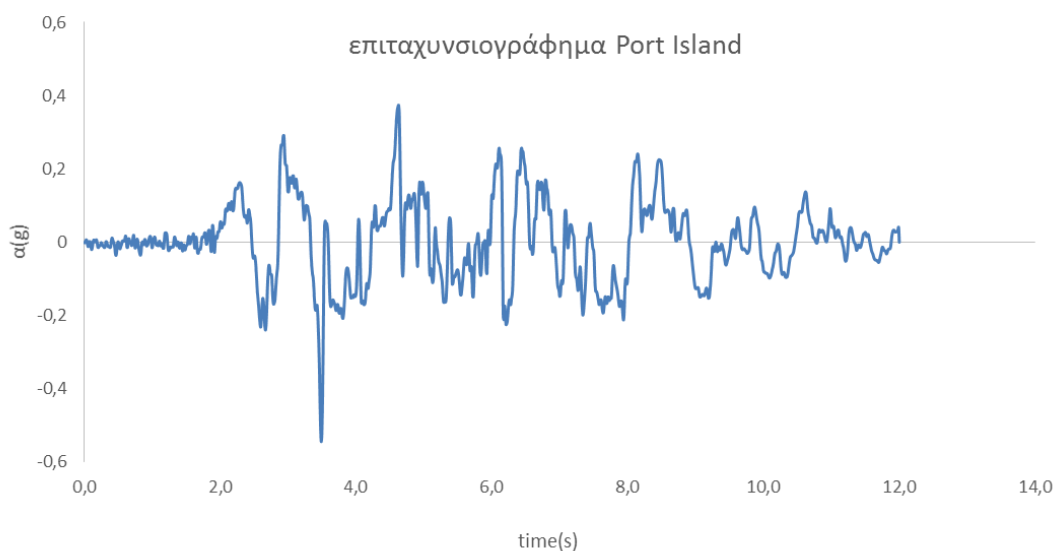
Πίνακας 3.1: Ιδιότητες εδαφών της επίχωσης και της θεμελίωσης του κρηπιδότοιχου του Rokko Island (Iai et al., 1998).

Υλικό	Ειδικό βάρος (Kg/m ³)	G _{max} (MPa)	σ' ₀ (KPa)	φ (degrees)
Foundation ©	18	58	106	37
Rubble ©, ©	20	79	63	37
Backfill ©	18	75	143	40
Alluvian clay ©	17	80	98	30
Caisson wall ©	21	-	-	-

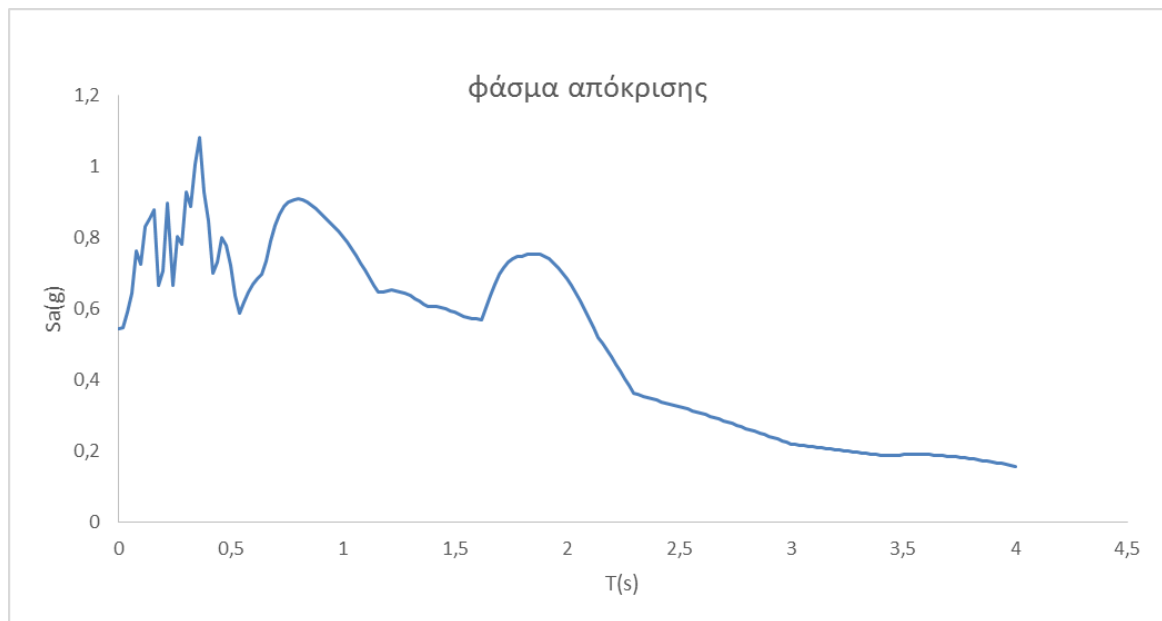
Γωνία τριβής στη βάση του τοίχου: 30°

Γωνία τριβής στην πλάτη του τοίχου: 15°

Παρακάτω, δίνεται η καταγραφή των επιταχύνσεων από σειсмоγράφο στο Port Island, διάρκειας 12s, που αντιστοιχεί στο διάγραμμα επιταχύνσεων με το οποίο έγινε η αριθμητική προσομοίωση στο PLAXIS καθώς και το αντίστοιχο φάσμα απόκρισης επιταχύνσεων. Η τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης άγγιξε τα 0.54g. Ωστόσο, η αιχμή αυτή ήταν πολύ μικρής διάρκειας, για να «γίνει αντιληπτή» από τις κατασκευές (Σχήμα 3.4 και Σχήμα 3.5).



Σχήμα 3.4: Εισαχθείσα διέγερση. Οριζόντια συνιστώσα της εδαφικής κίνησης που καταγράφηκε από σειсмоγράφο κοντά στο Port Island σε βάθος 32m, κατά τη διάρκεια του σεισμού του Kobe, 1995.



Σχήμα 3.5: Φάσμα απόκρισης (Iwasaki & Tai, 1996).

3.3 Στοιχεία της προσομοίωσης και Αποτελέσματα αναλύσεων

Για τις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκαν 6 τύποι υλικών. Κάποια από τα βασικά χαρακτηριστικά που χρησιμοποιήθηκαν για το κάθε υλικό, καθώς και πληροφορίες σχετικά με την καταστατική τους προσομοίωση, φαίνονται στον Πίνακα 3.2 (σε παρένθεση δίνεται ο αριθμός που αντιστοιχεί σε κάθε υλικό, σύμφωνα με το Σχήμα 3.3). Επίσης στον Πίνακα 3.3 φαίνονται οι παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν στα εδάφη που προσομοιώθηκαν με το UBC3D-PLM ανάλογα με την σχετική τους πυκνότητα. Το υλικό "backfill soil", αναφέρεται στην επίχωση που εκτείνεται στην πλάτη του τοίχου και σε μεγάλη απόσταση πίσω από αυτόν και το υλικό "foundation soil", στο έδαφος θεμελίωσης κάτω από τον τοίχο. Τα υλικά "backfill rubble" και "foundation rubble" αναφέρονται στο βελτιωμένο και πυκνότερο έδαφος, ακριβώς πίσω από την πλάτη και κάτω από τη βάση του τοίχου, αντίστοιχα. Το "alluvian clay", είναι η αλλουβιανή άργιλος που προϋπήρχε στο πεδίο και είναι υποκείμενη του εδάφους θεμελίωσης και το "caisson wall" αναφέρεται στο υλικό κατασκευής του κρηπιδότοιχου. Σημειώνεται, ότι σύμφωνα με τις απαιτήσεις του προσομοιώματος, τα εδάφη backfill soil, foundation soil, backfill rubble και foundation rubble διαιρέθηκαν σε ζώνες, εξαιτίας της αδυναμίας του προσομοιώματος να αντιληφθεί την αύξηση της συστολικότητας

του εδάφους στα βαθύτερα στρώματα, με κάθε ζώνη να αντιστοιχεί σε διαφορετική τιμή της παραμέτρου $fa_{c\text{hard}}$ του προσομοιώματος, παράμετρος που έχει άμεση εξάρτηση με το επίπεδο των κατακόρυφων ενεργών τάσεων.

Πίνακας 3.2: Ιδιότητες εδαφών που χρησιμοποιήθηκαν στην προσομοίωση.

Υλικό	Καταστατικό προσομοίωμα	Dr(%)	γ_{sat} (KN/m ³)	Drainage type	$\xi(\%)$	Ko
Foundation soil ©	UBC3D-PLM	40	18	Undrained	5	0,4
Backfill soil ®	UBC3D-PLM	40	18	Undrained	5	0,4
Foundation rubble ©	UBC3D-PLM	45-60	20	Undrained	5	0,4
Backfill rubble ®	UBC3D-PLM	45-60	20	Undrained	5	0,4
Alluvian clay Ⓐ	HS small	-	17	Drained	5	1
Caisson wall Ⓔ	Linear Elastic	-	21	Drained	4,4	0,2

Πίνακας 3.3: Παράμετροι του μοντέλου UBC3D-PLM για τις διαφορετικές σχετικές πυκνότητες που χρησιμοποιήθηκαν (η βαθμονόμηση έγινε με χρήση του μοντέλου UBC-SAND από το πρόγραμμα FLAC).

Material parameters	Dr=40%	Dr=45%	Dr=50%	Dr=60%
$\phi_{cv}(\text{°})$	33	33	33	33
$\phi_p(\text{°})$	33,7	33,9	34,11	34,8
c(kPa)	2	2	2	2
K_G^e	834	902	967	1092
K_G^p	226	319	458	939
K_B^e	583	631	677	764
me	0,5	0,5	0,5	0,5
ne	0,5	0,5	0,5	0,5
np	0,4	0,4	0,4	0,4
$fa_{c\text{hard}}$	1-0,4*	1-0,4*	1-0,4*	1-0,4*
R_f	0,82	0,79	0,767	0,726
N1 ₆₀	7,11	9	11,11	16
$fa_{c\text{post}}$	0,01	0,01	0,01	0,01

* οι τιμές εξαρτώνται από το βάθος και φθίνουν όσο το βάθος αυξάνεται

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης, σχηματικά και με τη βοήθεια διαγραμμάτων, σχολιάζονται και συγκρίνονται με τις μετρήσεις στο πεδίο.

Μετακινήσεις και παραμορφώσεις.

Στο σχήμα 3.6, παρουσιάζονται τα στιγμιότυπα των οριζόντιων μετακινήσεων σε τρεις στιγμές της ιστορίας τη φόρτισης, στα 4, 8 και 15s. Το σχήμα αυτό θα πρέπει να μελετηθεί παράλληλα με το Σχήμα 3.7, το οποίο δείχνει τις ιστορίες εξέλιξης των οριζόντιων και των κατακόρυφων μετακινήσεων και της στροφής στην επάνω δεξιά (προς την πλευρά της θάλασσας), γωνία του τοίχου.

Στο τέλος της σεισμικής διέγερσης, η δεξιά γωνία του τοίχου υπολογίστηκε ότι μετακινήθηκε 4,8m οριζοντίως (μέση τιμή 3m και μέγιστη τιμή 5m σύμφωνα με τις πραγματικές μετρήσεις) και υπέστη καθίζηση 1,9m (1-2m σύμφωνα με τις μετρήσεις). Η στροφή του τοίχου υπολογίστηκε στις 2,3° προς την πλευρά της θάλασσας (μετρήθηκαν 4°).

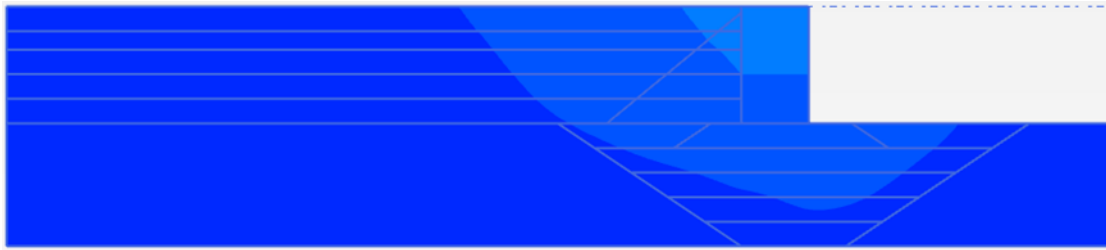
Ο παραμορφωμένος κάναβος στο Σχήμα 3.8, δείχνει ότι το έδαφος που συγκρατείτο πίσω από τον τοίχο, υπέστη μεγάλη καθίζηση, με μέγιστη τιμή 3,5m, ακολουθώντας την προς την θάλασσα κίνηση του κρηπιδότοιχου. Οι μετακινήσεις αυτές, βρίσκονται σε συμφωνία με τις παρατηρήσεις και τις μετρήσεις πεδίου, με την εξαίρεση της στροφής που υποεκτιμάται μερικώς.

Στο Σχήμα 3.6, μπορούν να γίνουν επιπλέον οι εξής παρατηρήσεις: αρχικά, η προς τα έξω μετακίνηση, σε απόσταση περίπου 50m πίσω από τον τοίχο είναι κατά κύριο λόγο μετακίνηση της επίχωσης, παρά του υποκείμενου στρώματος αργίλου. Το γεγονός αυτό οφείλεται στην εκτεταμένη ρευστοποίηση της επίχωσης, σε αντίθεση με το υποκείμενο στρώμα της αργίλου το οποίο δεν επηρεάστηκε ιδιαίτερα από τη σεισμική διέγερση και διατήρησε την ακαμψία του. Καθώς πλησιάζουμε τον τοίχο παρατηρούμε ότι ένα μεγάλο μέρος της μετακίνησης λαμβάνει χώρα στη θεμελίωση, ένδειξη του κρίσιμου ρόλου της παραμορφωσιμότητας και της υποχωρητικότητας του υποκείμενου αυτού εδάφους, στη συνολική παραμόρφωση. Δευτερευόντως, παρατηρούμε ότι η υπολογισθείσα μόνιμη προς τα έξω μετακίνηση στην επιφάνεια, εκτείνεται σε όλο το μήκος μέχρι το τέλος του μοντέλου, σε απόσταση περίπου 100m από τον τοίχο (μετακινήσεις περίπου 50 cm). Αυτό είναι συνεπές με τις παρατηρήσεις της εκτεταμένης πλευρικής εξάπλωσης "lateral spreading", σε αποστάσεις μεγαλύτερες των 100-200m, από την πλάτη του τοίχου (Ishihara, 1997).

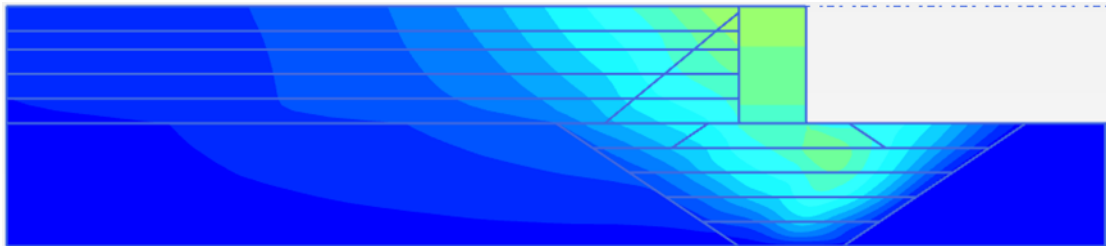
Στο σχήμα 3.8, παρατηρούνται οι ισοϋψείς των επαυξητικών μετακινήσεων. Η μέγιστη επαυξητική μετακίνηση εμφανίζεται στο τέλος της διέγερσης και είναι συγκεντρωμένη στα ανώτερα στρώματα του εδάφους, πίσω από τον τοίχο. Η μορφή του κανάβου φανερώνει τη ζώνη αστοχίας που σχηματίστηκε, η οποία περιλαμβάνει τον τοίχο μαζί με το περιβάλλον έδαφος ενίσχυσης της επίχωσης (backfill rubble) και της θεμελίωσης (foundation rubble), τα στοιχεία δηλαδή όπου συγκεντρώνονται οι μεγαλύτερες μετακινήσεις. Είναι εμφανές, ότι η παραμόρφωση της θεμελίωσης κάτω από τον τοίχο προκάλεσε μεγάλο κομμάτι της οριζόντιας κίνησης του τοίχου, καθώς δεν υπολογίστηκε ότι συνέβη ολίσθηση μεταξύ του τοίχου και του ενισχυμένου εδάφους θεμελίωσης (foundation rubble) . Η μορφή της παραμόρφωσης του ενισχυμένου εδάφους θεμελίωσης, υποδηλώνει την έντονη απομείωση της φέρουσας ικανότητας του ρευστοποιημένου εδάφους θεμελίωσης, λόγω της τεράστιας ροπής και πλευρικής φόρτισης που του ασκήθηκε από τον βαρύ και ψηλό τοίχο. Αυτή η μείωση της φέρουσας ικανότητας φαίνεται πως ήταν από τους σημαντικότερους μηχανισμούς παραμόρφωσης, που συνέβαλε θεαματικά στη τεράστια στροφή του τοίχου. Παρατηρείται ότι ολόκληρη η μάζα του εδάφους θεμελίωσης κάτω από τον τοίχο πιέζεται κάθετα (καθώς βυθίζεται ο τοίχος), εκτείνεται οριζοντίως και οδηγεί σε φούσκωμα του εδάφους μπροστά από τον πόδα του τοίχου.

Συνολικά, η μετακίνηση και η στροφή του τοίχου μπορεί να αποδοθεί σε δύο βασικούς παράγοντες: Στις αυξημένες πλευρικές ωθήσεις από την επίχωση εξαιτίας της ρευστοποίησης της, και στη μεγάλη αδρανειακή δύναμη που αναπτύχθηκε στον ίδιο τον τοίχο από την σεισμική φόρτιση. Ακόμα, η μεγάλη ανελαστική παραμόρφωση της θεμελίωσης επέτρεψε στον τοίχο να κινηθεί και να στρίψει, και είχε ως αποτέλεσμα το υποστηρικτικό έδαφος μπροστά από τον πόδα να ανυψωθεί.

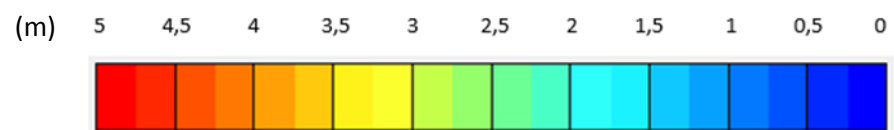
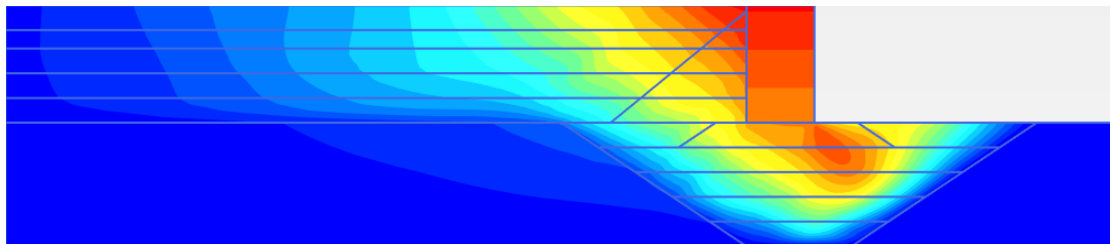
t=4s



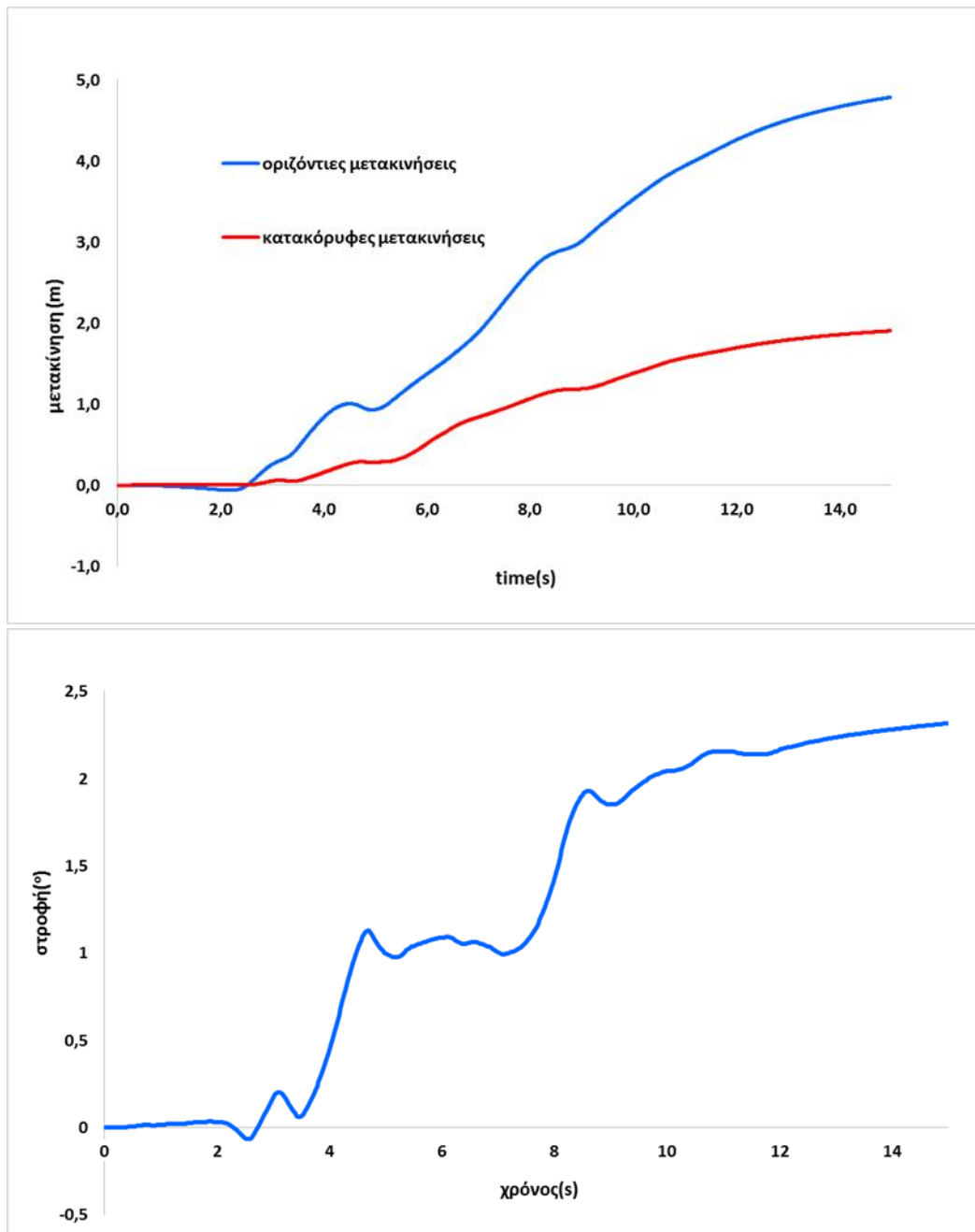
t=8s



t=15s

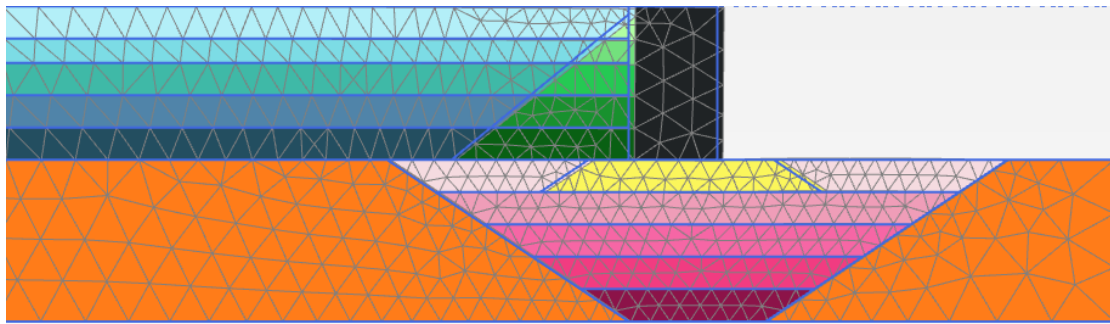


Σχήμα 3.6: Ισοϋψείς οριζόντιων μετακινήσεων στις χρονικές στιγμές 4, 8, 15 s της ιστορίας της φόρτισης.

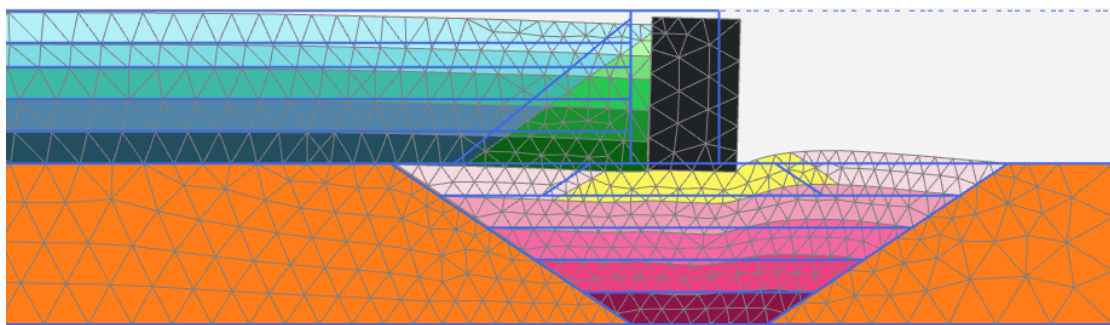


Σχήμα 3.7: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας μετακίνησης, της καθίζησης και της στροφής, της επάνω δεξιάς γωνίας του τοίχου.

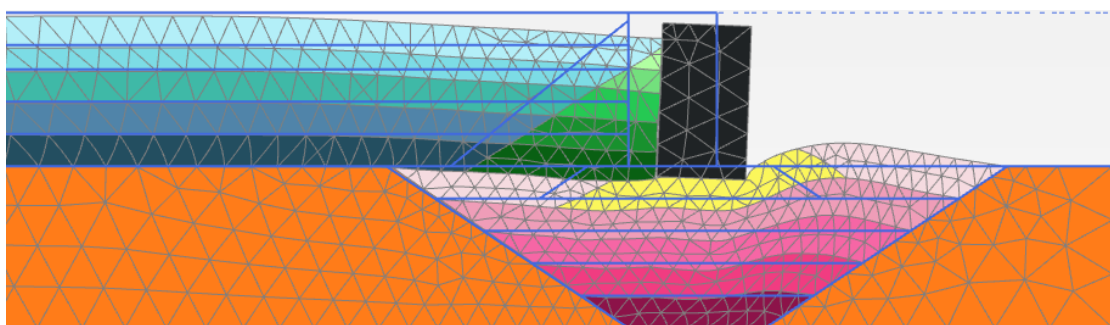
t=4s



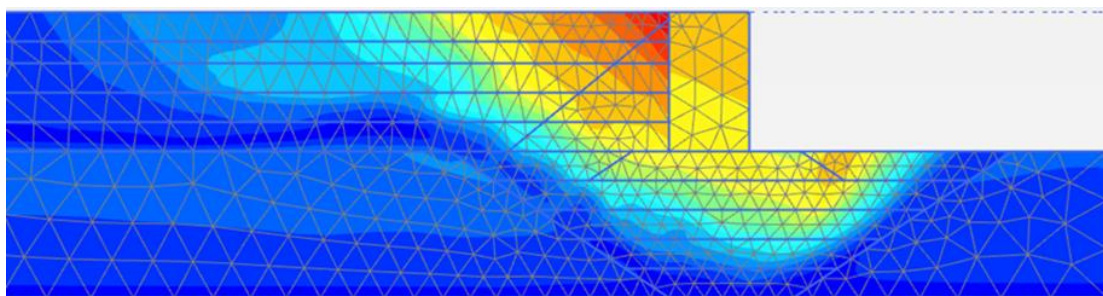
t=8s



t=15s



Σχήμα 3.8: Παραμορφωμένος κάρναθος σε πραγματική κλίμακα, τις χρονικές στιγμές 4, 8 και 15s.



Σχήμα 3.9: Ισοΰψείς επαυξητικών μετακινήσεων Δu , στο τέλος της φόρτισης (12s).

Πιέσεις πόρων

Το Σχήμα 3.10 παρουσιάζει, τις ισοΰψείς καμπύλες του λόγου υπερπίεσης πόρων στις χρονικές στιγμές των 4, 8 και 12s. Η κατανομή των υπερπιέσεων, δείχνει ότι ο υψηλός δείκτης υπερπίεσης πόρων λαμβάνει τη μέγιστη τιμή του στο ελεύθερο πεδίο και στη θεμελίωση δεξιά από τον τοίχο. Συγκεκριμένα, το έδαφος στο ελεύθερο πεδίο, κυρίως σε βάθη μεγαλύτερα των 10m, αναπτύσσει r_u που προσεγγίζει τη μονάδα. Ωστόσο, παρατηρείται ότι το τμήμα του εδάφους πίσω από την πλάτη του τοίχου στο οποίο συμβαίνουν οι μεγάλες κατακόρυφες και οριζόντιες μετακινήσεις, αναπτύσσει πολύ μικρότερες τιμές δείκτη υπερπίεσης. Αν λάβουμε μάλιστα υπόψη το Σχήμα 3.11, που δίνει τις ισοΰψείς των υπερπιέσεων, τότε γίνεται περισσότερο εμφανές ότι στο κομμάτι εκείνο του εδάφους αναπτύσσονται ακόμα και υποπίεσεις. Η συμπεριφορά αυτή μοιάζει, με μία πρώτη ματιά αντίθετη με την αναμενόμενη συμπεριφορά των αστράγγιστων, κορεσμένων, μη συνεκτικών εδαφών υπό ανακυκλική φόρτιση, κανόνας που ακολουθείται στο υπόλοιπο τμήμα του εδάφους μακριά από τον τοίχο. Στο σημείο αυτό, λειτουργούν δύο ανταγωνιστικοί μηχανισμοί. Αφενός, η εν γένει συμπεριφορά του εδάφους για συστολική συμπεριφορά και ανάπτυξη υπερπιέσεων και αφετέρου, ο γεωμετρικός εξαναγκασμός που επιβάλλεται από τον τοίχο στο αντιστηριζόμενο έδαφος, μέσω της μετακίνησης του και δημιουργεί τάση για εφελκυσμό του εδαφικού στοιχείου και ανάπτυξη υποπιέσεων. Από τους δύο αυτούς μηχανισμούς, υπερισχύει ο δεύτερος. Συνεπώς, δεν είναι πάντοτε εύλογο να επεκτείνουμε τα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών (μικροκλίμακα), σε επίπεδο συστήματος (μακροκλίμακα), καθώς σε σύνθετα προβλήματα η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής μπορεί να διαφοροποιήσει τη συμπεριφορά. Η ανάπτυξη υποπιέσεων στο σημείο αυτό, έχει θετική επιρροή στον περιορισμό των μετακινήσεων καθώς τείνει να συγκρατήσει τον τοίχο.

Παρόμοια συμπεριφορά παρατηρούμε και κάτω από τον κρηπιδότοιχο όπου εξαιτίας της στροφής και της μετακίνησής του τοίχου προς τα έξω, το έδαφος σε εκείνο το σημείο αποφορτίζεται με αποτέλεσμα να έχει τάση για διαστολή και να περιορίζεται η ρευστοποίηση του. Παρόμοια συμπεριφορά, ίσως ήταν αναμενόμενη και μπροστά από τον πόδα όπου το ανασήκωμα του εδάφους προκαλεί ανακούφιση και περιορισμό των υποπίεσεων. Ωστόσο αυτό παρατηρείται μόνο σε περιορισμένη έκταση. Μία πιθανή εξήγηση, είναι πως οι αρχικές ενεργές τάσεις είναι πολύ μικρές και συνεπώς η ρευστοποίηση επέρχεται πολύ γρήγορα στο σημείο αυτό. Επιπλέον, απαγορεύεται η αποτόνωση των υπερπίεσεων, που θα συνέβαινε σε μεγάλο βαθμό στην επιφάνεια του εδάφους και έτσι οδηγούμαστε σε λανθασμένη συμπεριφορά στο σύνορο.

Επιπλέον, στο Σχήμα 3.11 φαίνονται οι χρονοϊστορίες του λόγου υπερπίεσης πόρων, στα τέσσερα σημεία που φαίνονται στο Σχήμα 3.3. Αξίζει να σημειώσουμε τις παρακάτω παρατηρήσεις:

(1) Οι υψηλότερες τιμές του λόγου υπερπίεσης πόρων, πολύ κοντά στη μονάδα, αναπτύσσονται στο ελεύθερο πεδίο (σημείο 4) όπου έχουμε εκτεταμένη ρευστοποίηση της επίχωσης, γεγονός που επιβεβαιώνεται τόσο στην παρούσα ανάλυση όσο και στις παρατηρήσεις πεδίου στο περιστατικό.

(2) Αντίθετα, στο σημείο 2 της επίχωσης, που βρίσκεται σε παρόμοιο βάθος με το σημείο 4 αλλά μόλις λίγα μέτρα πίσω από την πλάτη του τοίχου, ο λόγος υπερπίεσης πόρων λαμβάνει θεαματικά μικρότερες τιμές, φτάνοντας μέγιστη τιμή το 0,4. Αυτή η συμπεριφορά συμβαίνει λόγω της τάσης για διαστολή που αναπτύσσει το έδαφος σε αυτήν την περιοχή, καθώς ο τοίχος κινείται προς τα έξω. Η τάση του εδάφους για διόγκωση, υπό αστράγγιστες συνθήκες, μεταφράζεται σε υποπίεση των πόρων, δηλαδή σε αρνητικές στην αρχή και εν συνεχεία σε χαμηλές θετικές τιμές του λόγου υπερπίεσης. Η μεγάλη μετακίνηση του τοίχου προς τη θάλασσα που προκαλείται από τους μακράς διάρκειας παλμούς της διέγερσης συμβάλλει σημαντικά σε αυτή τη συμπεριφορά.

(3) Τα σημεία 1 και 3 αποτελούν μία ενδιάμεση κατάσταση μεταξύ των σημείων 2 και 4, ακολουθώντας όμως γενικά τον ίδιο κανόνα όπως παραπάνω. Ενώ αρχικά ξεκινούν με παρόμοιες τιμές r_w , μόλις αρχίσουν να αυξάνονται οι μετακινήσεις, το σημείο 3, που βρίσκεται στη θεμελίωση, αναπτύσσει υπερπίεσεις, λόγω της ανακυκλικής φόρτισης, με τον δείκτη υπερπίεσης, να παρουσιάζει αιχμές που προσεγγίζουν τη μονάδα. Το σημείο 1, που βρίσκεται στη θεμελίωση ακριβώς κάτω από το τοίχο, αφενός έχει μεγαλύτερη αρχική ενεργό τάση λόγω της παρουσίας του τοίχου, αφετέρου αντιλαμβάνεται την αποφόρτιση από τον τοίχο που μετακινείται προς τα έξω και παρουσιάζει αντίστοιχη τάση για διαστολή. Έτσι,

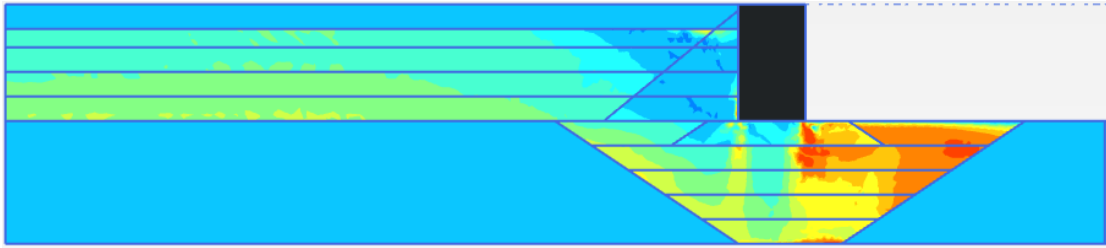
μετριάζεται εκεί η αύξηση του δείκτη υπερπίεσης. Όπως στο σημείο 3, αναπτύχθηκαν υπερπίεσεις και στην υπόλοιπη θεμελίωση, με εξαίρεση την περιοχή του σημείου 2, κάτι που οδήγησε σε υπονόμηση της δυσκαμψίας και της αντοχής του εδάφους. Αυτό, διευκόλυνε την πλευρική μεταφορά και τη στροφή του τοίχου.

Η καθολική συμπεριφορά βρίσκεται σε συμφωνία με την παρατηρηθείσα συμπεριφορά στο Rokko και στο Port Island. Συγκεκριμένα, παρατηρήθηκε ότι:

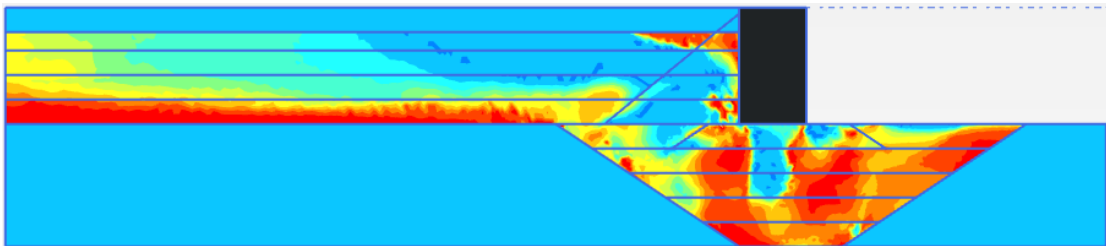
- (1) Δεν συνέβη ρευστοποίηση κοντά στον κρηπιδότοιχο που αστόχησε.
- (2) ρευστοποίηση συνέβη στη θεμελίωση, και στο μη βελτιωμένο υλικό επίχωσης στο ελεύθερο πεδίο.
- (3) όλοι οι τοίχοι μετακινήθηκαν και έστριψαν προς τα έξω
- (4) η επιφάνεια του εδάφους μπροστά από τον πόδα του τοίχου ανυψώθηκε (e.g. Ishihara et al., 1996; Towhata et al.1996).

Όπως φαίνεται και από τα παρακάτω σχήματα, οι αριθμητικές τιμές του δείκτη υπερπίεσης πόρων r_u που υπολογίστηκαν με το απλό αυτό μοντέλο, καθώς και η γενικότερη εικόνα της ρευστοποίησης, βρίσκονται σε γενική συμφωνία με παλαιότερα αποτελέσματα από τους Iai et al.(1998) και Dakoulas and Gazetas (2005) που βασίστηκαν σε πιο εξεζητημένα καταστατικά μοντέλα.

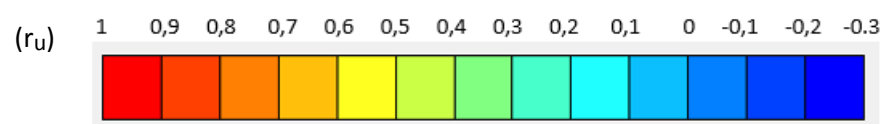
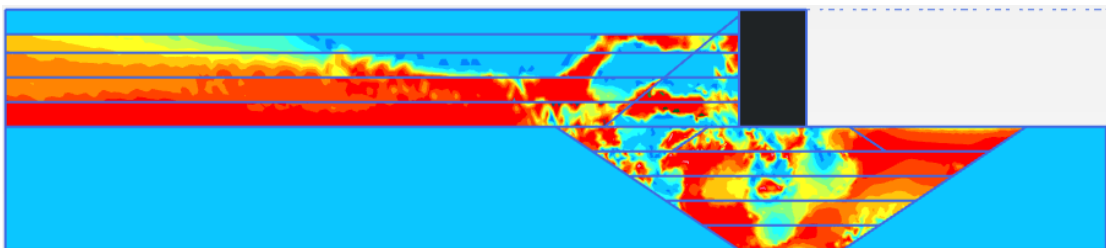
t=4s



t=8s

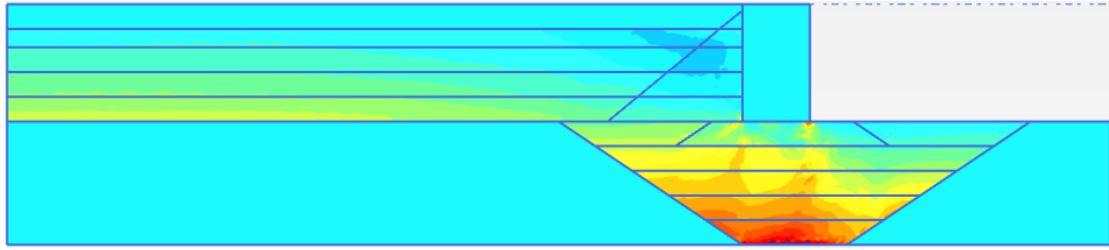


t=12s

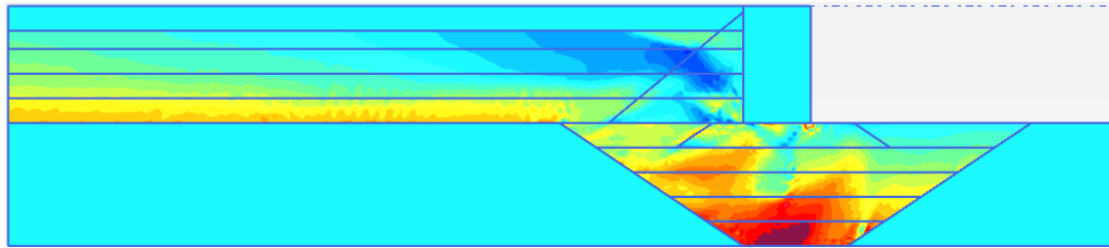


Σχήμα 3.10: Ισοϋψείς του λόγου υπερπίεσης πόρων r_u , στις χρονικές στιγμές 4, 8, 12 s, της χρονοϊστορίας της φόρτισης.

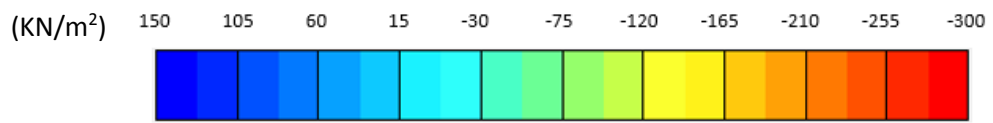
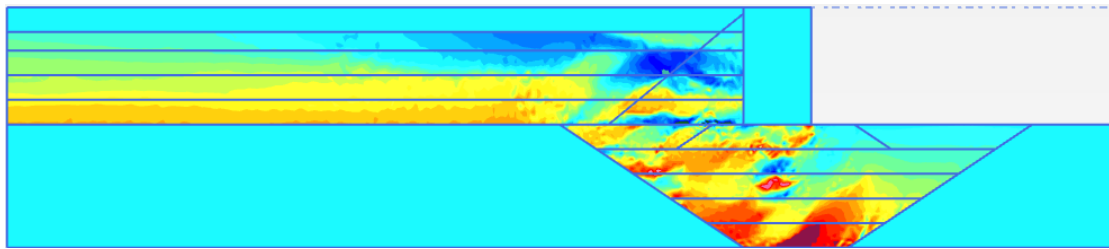
t=4s



t=8s



t=12s



Σχήμα 3.11: Ισοϋψείς της υπερπίεσης πόρων P_{excess} , στις χρονικές στιγμές 4, 8 και 12 s, της ιστορίας της φόρτισης.



Σχήμα 3.12: : Χρονοϊστορία του λόγου υπερπίεσης πόρων r_u , των σημείων 1, 2, 3 και 4 που φαίνονται στο Σχήμα 3.3.

Συνεπώς, τα συμπεράσματα που μπορούν να διεξαχθούν από τη μελέτη αυτή, είναι τα εξής:

- Η σεισμική απόκριση του κιβωτιοειδούς κρηπιδότοιχου, είναι ένα σύνθετο φαινόμενο, αφού εξαρτάται από την αλληλεπίδραση της ταυτόχρονης δράσης των εξής παραγόντων:
 - (α) της αδρανειακής δύναμης του κρηπιδότοιχου που καθορίζεται από τη σεισμική διέγερση σε συνδυασμό με τις πλευρικές ωθήσεις γαιών, που προκαλούν την προς τα έξω μετακίνηση και στροφή του τοίχου,
 - (β) της ανάπτυξης υπερπιέσεων πόρων στο χαλαρό, κορεσμένο έδαφος του ελεύθερου πεδίου και της θεμελίωσης, ως αποτέλεσμα της ανακυκλικής σεισμικής διέγερσης,
 - (γ) της παραμορφωσιμότητας και της ενδοσιμότητας του εδάφους θεμελίωσης, το οποίο διευκολύνει την μετακίνηση του κρηπιδότοιχου
 - (δ) της διαστολικής συμπεριφοράς του εδάφους πίσω από τον τοίχο, η οποία οδηγεί σε ανάπτυξη υποπιέσεων στο σημείο αυτό, με αποτέλεσμα να έχει μικρή, αλλά θετική επιρροή στον περιορισμό των μετακινήσεων.
- Η αριθμητική προσομοίωση που έλαβε χώρα στη παρούσα διπλωματική, βασιζόμενη στο καταστατικό μοντέλο UBC3D-PLM, η οποία αφορά τη συμπεριφορά του εξιδανικευμένου κρηπιδότοιχου του Rokko Island κατά τη διάρκεια του σεισμού του Kobe το 1995 βρίσκεται σε αρκετά ικανοποιητική, ποιοτική αλλά και ποσοτική συμφωνία, σε σχέση με τις επιτόπου παρατηρήσεις όσον αφορά:
 - (α) την προς τα έξω μετακίνηση του τοίχου,
 - (β) την καθίζηση του τοίχου και του εδάφους της επίχωσης,
 - (γ) την προς τα έξω στροφή του τοίχου,
 - (δ) τη μη ανάπτυξη ρευστοποίησης στο έδαφος της επίχωσης πίσω από τον τοίχο,
 - (ε) την μεγάλη ανύψωση της επιφάνειας του εδάφους, στον πυθμένα της θάλασσας, μπροστά από τον πόδα του τοίχου και
 - (ζ) την ανάπτυξη ρευστοποίησης στο ελεύθερο πεδίο (100m πίσω από τον τοίχο).
- Κατά τη διάρκεια του ισχυρού τμήματος της φόρτισης, καθώς ο τοίχος κινείται προς τα έξω, αρνητικές πιέσεις πόρων αναπτύσσονται πίσω από τον τοίχο, ως αποτέλεσμα της τάσης για πλευρική επέκταση που αναπτύσσεται στο έδαφος.

Κεφάλαιο 4

Παράγοντες που επηρεάζουν τη συμπεριφορά του συστήματος

4.1 Παραμετρική διερεύνηση

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται η εκτεταμένη παραμετρική διερεύνηση που διεξήχθη, προκειμένου να μελετηθεί η επιρροή βασικών γεωτεχνικών παραμέτρων στη συνολική απόκριση του συστήματος. Η επιλογή των κατάλληλων τιμών των παραμέτρων αυτών είναι εξαιρετικής σημασίας σε τέτοιου είδους μελέτες. Η κατανόηση της επιρροής καθενός από αυτές, είναι κρίσιμη για τη διαδικασία του σχεδιασμού καθώς και για την διαδικασία ολοκλήρωσης του έργου. Επιλέχθηκε η διερεύνηση της επιρροής των παρακάτω μεταβλητών: σχετική πυκνότητα D_r (%) των εδαφών ενίσχυσης της επίχωσης (backfill rubble) και ενίσχυσης της θεμελίωσης (foundation rubble), συντελεστής ωθήσεων γαιών K_0 , πυκνότητα του υλικού του κρηπιδότοιχου $\rho_{\text{τοιχου}}$, στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα και επιβαλλόμενη διέγερση. Για τη σύγκριση των αποτελεσμάτων, επιλέχθηκε η παρουσίαση δύο μεγεθών. Τα μεγέθη αυτά είναι η παραμένουσα οριζόντια μετακίνηση και η παραμένουσα στροφή στην επάνω εξωτερική (προς τη θάλασσα) γωνία του τοίχου, τα οποία θεωρούνται αντιπροσωπευτικά μεγέθη της αστοχίας του συστήματος. Κατά τη διερεύνηση μίας παραμέτρου, οι υπόλοιπες παράμετροι διατηρούνται σταθερές. Οι βασικές τιμές των παραμέτρων διερεύνησης, παρουσιάζονται στον επόμενο Πίνακας 4.1.

Πίνακας 4.1: Βασικές τιμές μοντέλου και τιμές που χρησιμοποιήθηκαν για την παραμετρική ανάλυση.

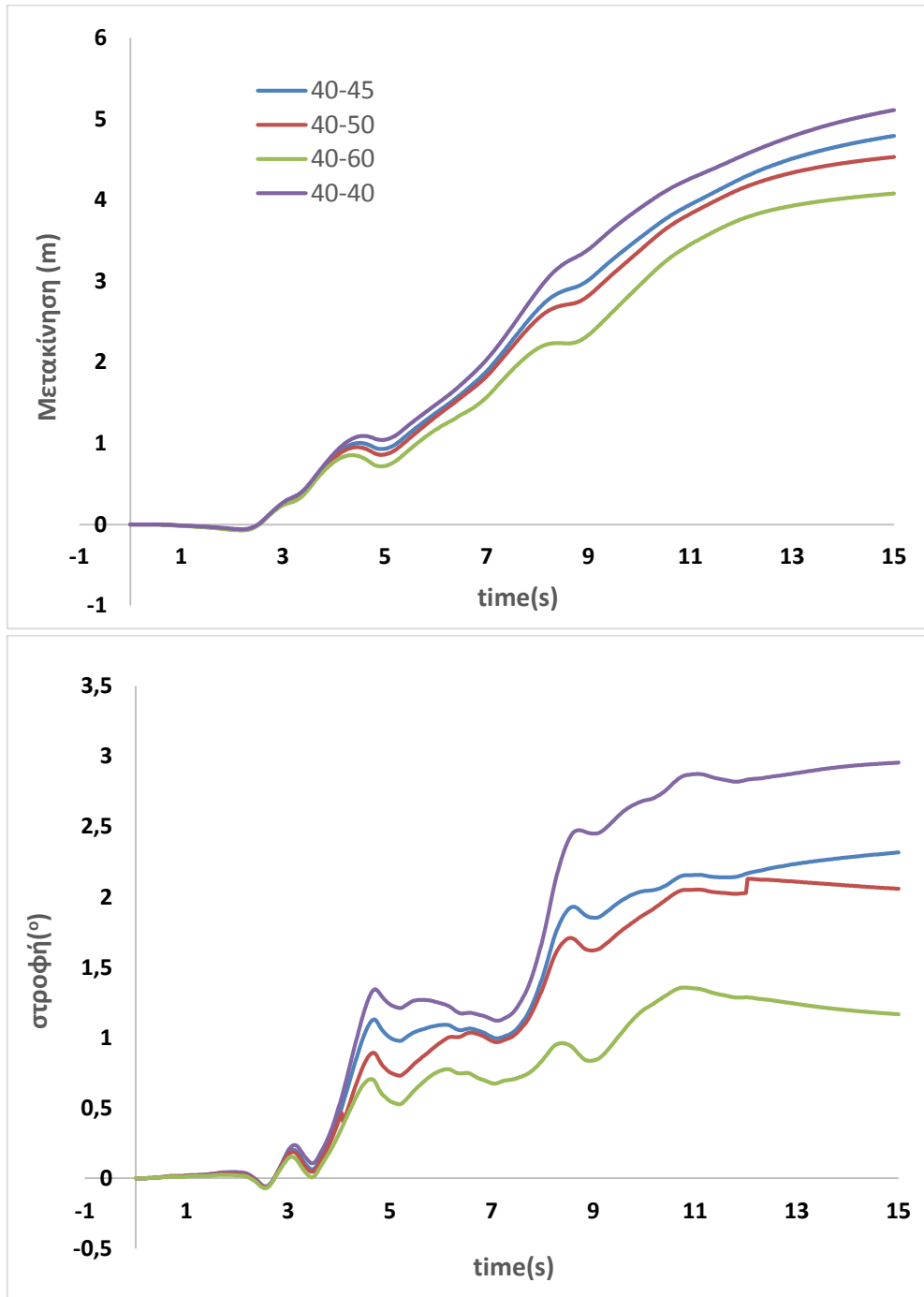
Παράμετρος	Βασική τιμή	Εύρος τιμών
Dr ενίσχυσης(%)	45	40, 45, 50, 60
Ko	0,4	0,4 , 0,7 , 1
Στάθμη υ.ο(m)	-4	-2 , -4 , -6
ρτοιχίου(Mg/m ³)	2,1	1,2 , 1,4 , 1,6 , 1,8 , 2 , 2,1 , 2,2
διέγερση	Port Island 1995	Επιταχυνσιογραφήματα Σχήμα 4.5

Στη συνέχεια, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων και σχολιάζεται η επιρροή της κάθε παραμέτρου χωριστά. Πρέπει να επισημάνουμε ότι όλες οι παραμετρικές αναλύσεις, εκτός από αυτή του Dr, συγκρίνονται στα 12s του σεισμού.

Σχετική πυκνότητα Dr

Στα σχήμα που ακολουθεί, δίνονται οι χρονοϊστορίες της οριζόντιας μετακίνησης και της στροφής (Σχήμα 4.1) για 4 αναλύσεις με Dr=40% για την επίχωση και τη θεμελίωση και Dr=40%, 45%, 50% και 60% αντίστοιχα για την ενίσχυση της επίχωσης και της θεμελίωσης. Καθώς αυξάνεται η σχετική πυκνότητα των εδαφών της ενίσχυσης, τα χαρακτηριστικά τους (δυσκαμψία, αντίσταση σε ρευστοποίηση λόγω διαστολικότητας, κ.α) βελτιώνονται αναλογικά και η παραμένουσα οριζόντια μετακίνηση και η παραμένουσα στροφή του τοίχου μειώνονται. Ωστόσο πρέπει να λάβουμε υπόψη μας τις εξής επισημάνσεις: όπως έχει αναφερθεί, η σχετική πυκνότητα είναι η μόνη παράμετρος που εισάγουμε ως δεδομένο στο καταστατικό προσομοίωμα και εκείνο υπολογίζει αυτόματα και κατ' αναλογία τις υπόλοιπες παραμέτρους για ένα έδαφος. Ανάμεσα στις παραμέτρους, βρίσκονται και εκείνες που σχετίζονται με την επιδεκτικότητα σε ρευστοποίηση. Αύξηση της σχετικής πυκνότητας, σημαίνει περιορισμός της ρευστοποίηση για ένα έδαφος. Μάλιστα, για πολύ υψηλές τιμές του Dr, μπορεί το έδαφος να μην ρευστοποιηθεί καν υπό ανακυκλιζόμενη διατμητική φόρτιση. Έτσι, με αύξηση του Dr, αφενός η ρευστοποίηση είναι λιγότερο εκτεταμένη και κατ' επέκταση μειώνονται οι πλευρικές πιέσεις επί του τοίχου. Αφετέρου το έδαφος θεμελίωσης είναι περισσότερο στιβαρό και δύσκαμπτο και λιγότερο ενδόσιμο στην τεράστια ροπή που δέχεται από τον τοίχο, παρουσιάζοντας μικρότερες παραμορφώσεις, μηχανισμός που όπως αποδείξαμε συντελεί στην τελική παραμορφωμένη μορφή του κανάβου. Έτσι ο τοίχος

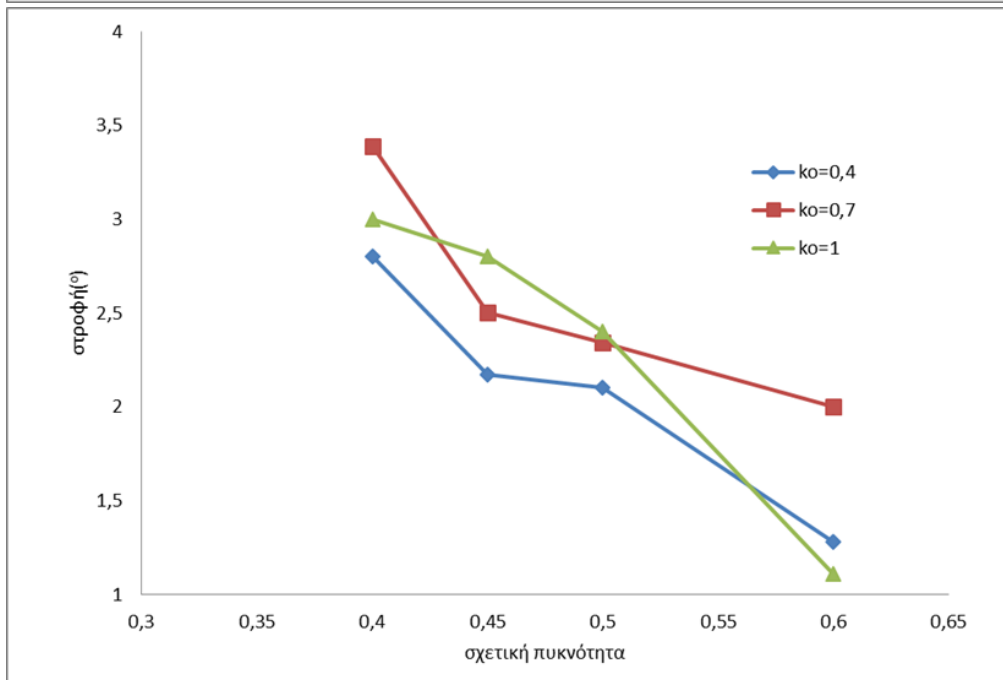
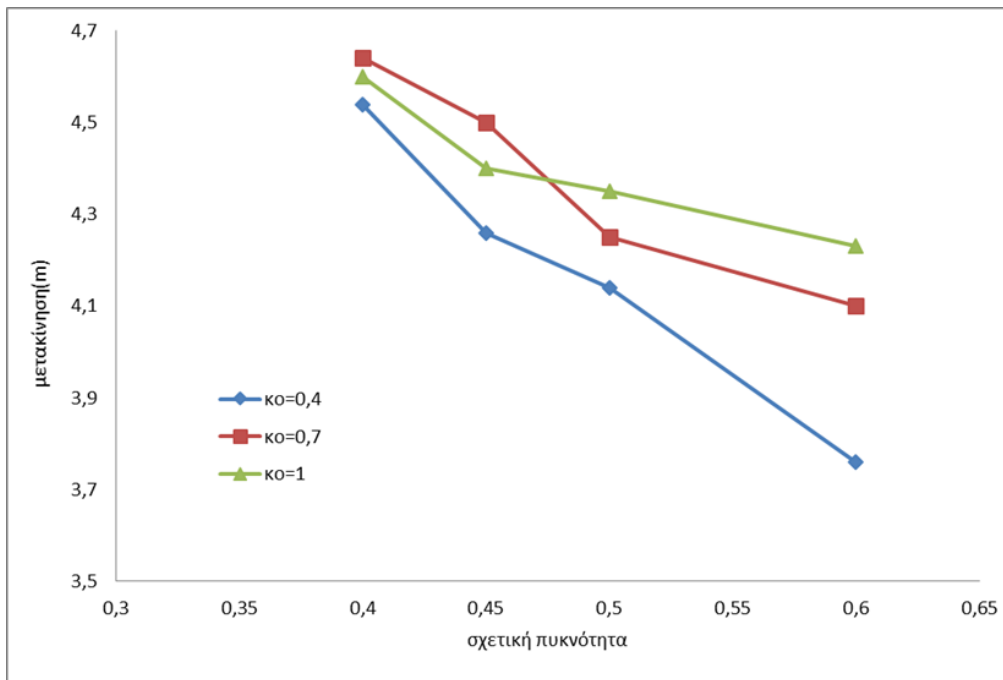
συγκρατείται και περιορίζεται η στροφή και η μετακίνηση του προς τη θάλασσα. Στο παράρτημα στο τέλος του κεφαλαίου, παρουσιάζονται τα στιγμιότυπα στις χρονικές στιγμές 4s, 8s και 12s του παραμορφωμένου κανάβου, των ισοϋψών οριζόντιων μετακινήσεων και των ισοϋψών του δείκτη υπερπίεσης πόρων για τις αναλύσεις με $Dr_{ενίσχυσης}=40\%$, 50% και 60%.



Σχήμα 4.1: Χρονοϊστορίες οριζόντιων μετακινήσεων και στροφής της εξωτερικής επάνω γωνίας του τοίχου, για 4 τιμές σχετικής πυκνότητας των εδαφών ενίσχυσης της θεμελίωσης και της επίχωσης, $Dr = 40\%$, 45%, 50% και 60%.

Συντελεστής ωθήσεων γαιών K_0

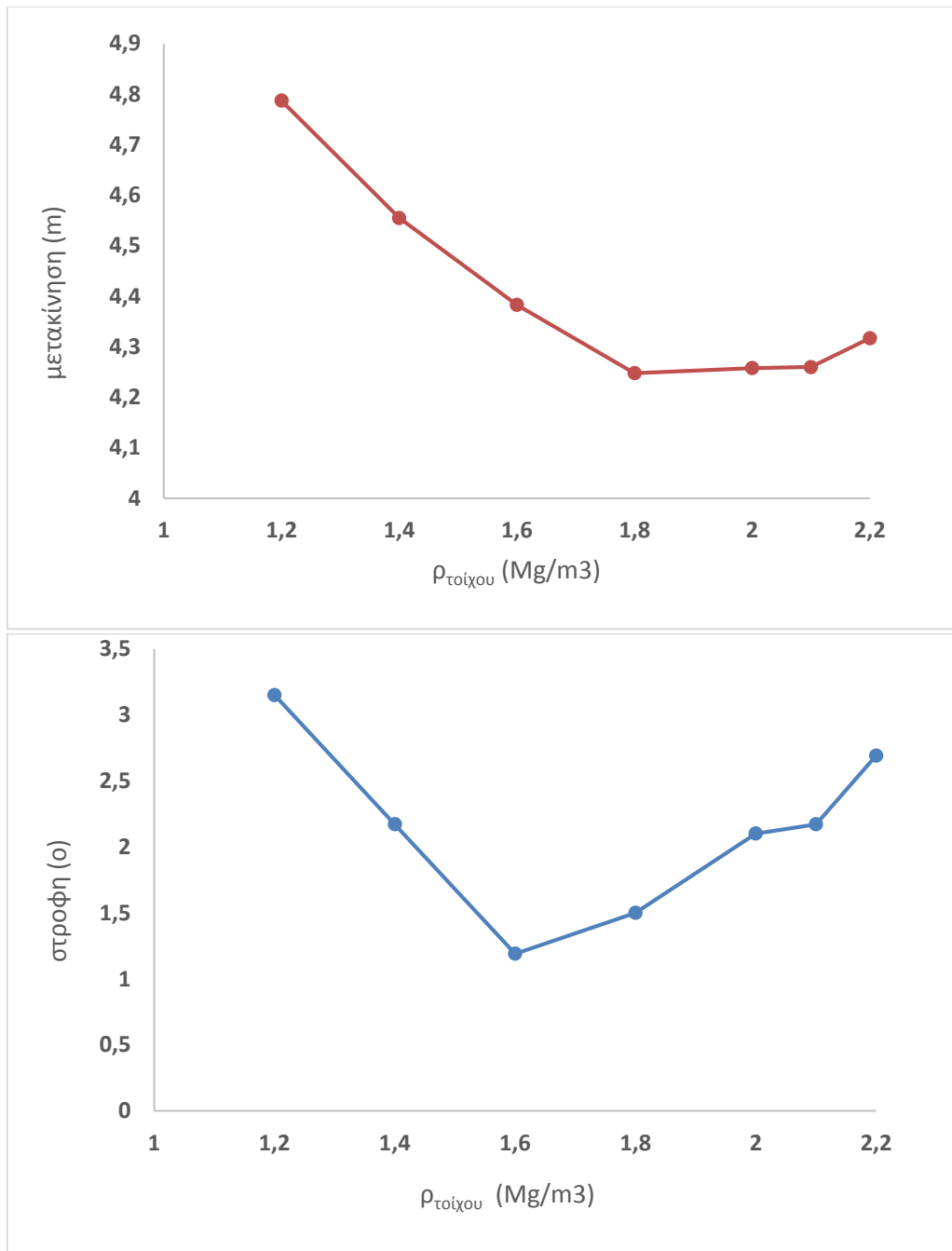
Όπως εξηγήθηκε στο κεφάλαιο 2, στις ανακυκλικές δοκιμές στοιχείου, η επιρροή του K_0 στην επιδεκτικότητα σε ρευστοποίηση δεν είναι ξεκάθαρη, αλλά εξαρτάται από παραμέτρους όπως η σχετική πυκνότητα και το καθεστώς των κατακόρυφων ενεργών τάσεων. Παρά την ασυνεπή συμπεριφορά του εδάφους όπως παρουσιάζεται στο διάγραμμα Σχήμα 4.2, υπάρχει μία γενική τάση για αύξηση των μετακινήσεων και των στροφών με αύξηση του K_0 . Θεωρούμε ότι η αύξηση των μεγεθών αυτών, οφείλεται σε περισσότερο εκτεταμένη ρευστοποίηση. Λαμβάνοντας υπόψιν ότι σε εδάφη χαμηλής σχετικής πυκνότητας η αύξηση του K_0 οδηγεί σε ευκολότερη ρευστοποίηση, η συμπεριφορά αυτή δικαιολογείται απολύτως. Επιπλέον, δεδομένου ότι υπό καθεστώς μεγάλων κατακόρυφων ενεργών τάσεων το $K_0=1$, διευκολύνει τη ρευστοποίηση έναντι ενός χαμηλότερου K_0 , το έδαφος της ενίσχυσης της θεμελίωσης, που είναι υπερκείμενο του τοίχου και άρα υπόκειται σε υψηλή κατακόρυφη ενεργό τάση αναπτύσσει μεγαλύτερη ρευστοποίηση με αύξηση του K_0 και επομένως ωθεί τον τοίχο σε μεγαλύτερες μετακινήσεις.



Σχήμα 4.2: Επιρροή του συντελεστή ωθήσεων γαιών K_0 στη παραμένουσα οριζόντια μετακίνηση και στη παραμένουσα στροφή της επάνω εξωτερικής γωνίας του τοίχου.

Πυκνότητα του κρηπιδότοιχου $\rho_{\text{τοιχίου}}$

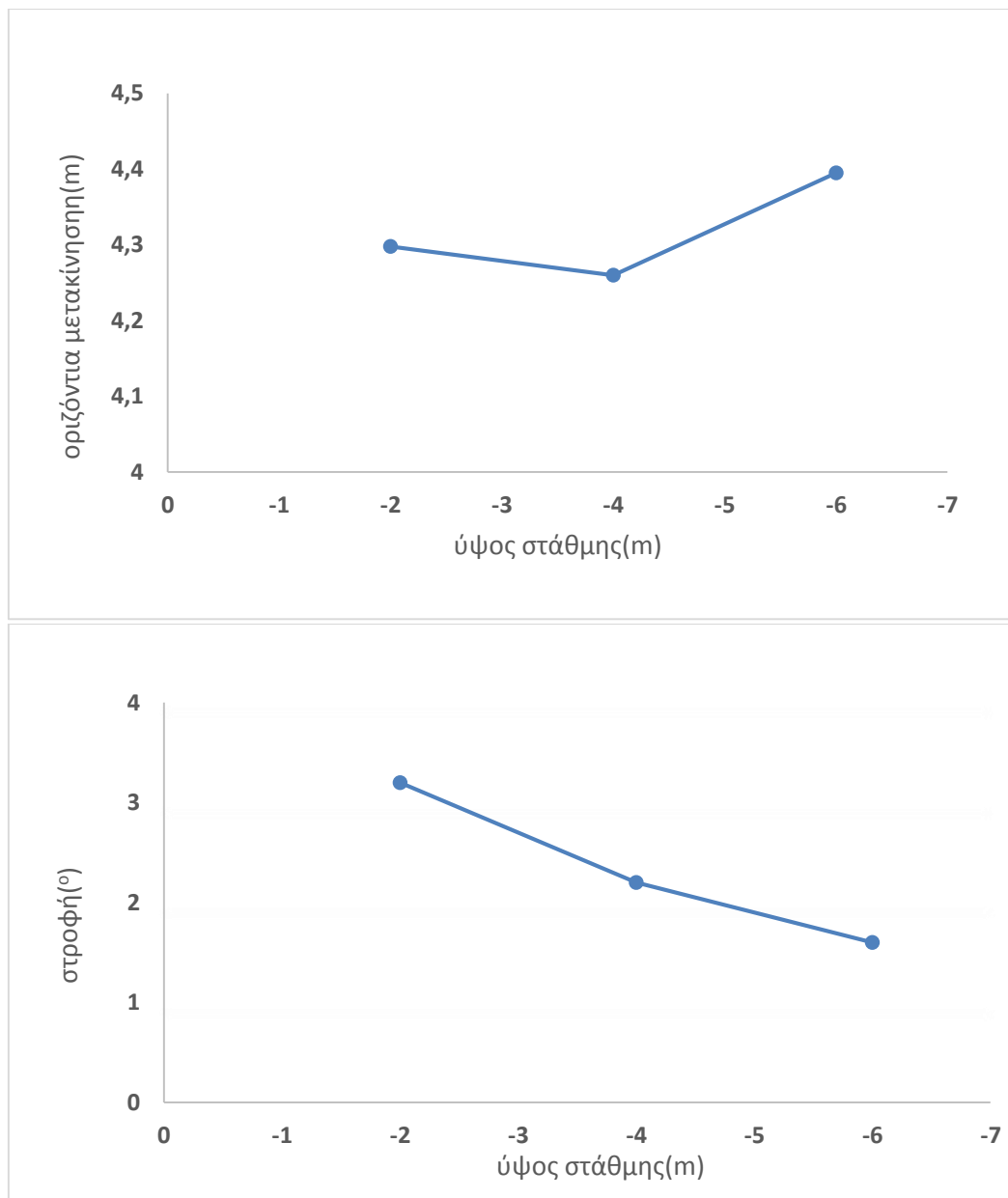
Μελετήθηκε η επιρροή της πυκνότητας του υλικού του τοίχου. Αναφέρεται ότι, το υλικό θεωρείται ομοιόμορφο σε ολόκληρη τη διατομή του τοίχου και η ανάλυση είναι γραμμικώς ελαστική. Τέθηκαν οι εξής τιμές πυκνότητας: $\rho=1,2, 1,4, 1,6, 1,8, 2,0, 2,1, 2,2$. Πρέπει να επισημάνουμε εδώ, ότι ο τοίχος αντιστέκεται στη μετακίνηση και τη στροφή που του προκαλούν οι πλευρικές ωθήσεις από το έδαφος, λόγω του βάρους του. Όπως έχει αναφερθεί, το βάρος αυτό, οδηγεί σε τεράστιες αδρανειακές δυνάμεις επί του τοίχου, και είναι ένας από τους βασικούς μηχανισμούς που συμβάλλουν στην μετακίνηση και τη στροφή του. Έτσι, θα περίμενε κανείς μειώνοντας την πυκνότητα του υλικού και κατ' επέκταση τις αδρανειακές δυνάμεις επ' αυτού, να μειωθούν και οι μετατοπίσεις. Αυτό συμβαίνει μέχρι ενός κατώτατου ορίου πυκνότητας, όπως φαίνεται από το Σχήμα 4.3. Συγκεκριμένα, η παραμένουσα οριζόντια μετακίνηση μειώνεται μέχρι την πυκνότητα $\rho=1,8\text{Mg/m}^3$ και αντίστοιχα η παραμένουσα στροφή μειώνεται μέχρι την τιμή $\rho=1,6\text{Mg/m}^3$. Για περαιτέρω μείωση της πυκνότητας παρατηρείται η αντίθετη συμπεριφορά. Μία πιθανή εξήγηση για τη συμπεριφορά αυτή, είναι πως όταν ο τοίχος είναι πολύ βαρύς, η αδρανειακή του δύναμη τον ωθεί να μετακινηθεί και να στρίψει, ενώ όταν είναι πολύ ελαφρύς οι πλευρικές πιέσεις στην πλάτη του τοίχου υπερνικούν την αντίσταση του σε μετακίνηση, ακόμα και στατικά. Έτσι, υπάρχει ένα εύρος πυκνοτήτων στο οποίο ο τοίχος είναι αρκετά βαρύς ώστε να αντισταθεί στις πλευρικές ωθήσεις και ταυτόχρονα δεν είναι τόσο βαρύς ώστε η αδρανειακή δύναμη που δέχεται να είναι υπερβολική. Υπάρχουν κάποιες αναφορές, για ελαφριούς κιβωτιοειδείς κρηπιδότοιχους, οι οποίοι υπό σεισμική διέγερση, μετακινήθηκαν προς τη θάλασσα αλλά έστριψαν προς την αντίθετη κατεύθυνση, ωστόσο αυτό αποτελεί εξαίρεση και δεν είναι η συνήθης συμπεριφορά που απαντάται. Η μορφή αυτή αστοχίας σχετίζεται ίσως και με άλλους παράγοντες, όχι μόνο με το μικρό βάρος, όπως η σεισμική διέγερση, τα χαρακτηριστικά του εδάφους και η κατανομή της πυκνότητας του υλικού του τοίχου, ωστόσο χρειάζεται περαιτέρω έρευνα για να αποφανθούμε με σιγουριά.



Σχήμα 4.3: Επίρροή της πυκνότητας ρ του κρηπιδότοιχου, στην παραμένουσα οριζόντια μετακίνηση και στην παραμένουσα στροφή .

Στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα

Όπως φαίνεται από το Σχήμα 4.4, όπου παρουσιάζονται η παραμένουσα οριζόντια μετακίνηση και η παραμένουσα στροφή, για τρεις τιμές στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα, η επιρροή της στάθμης γι' αυτό το εύρος τιμών, δεν είναι ίσως ούτε τόσο ξεκάθαρη, ούτε τόσο σημαντική. Το ύψος του υδροφόρου ορίζοντα τέθηκε στα -2m, -4m και -6m, θεωρώντας το μηδενισμό στην επιφάνεια του εδάφους. Σημειώνεται ότι το έδαφος που βρίσκεται πάνω από τον υ.ο. θεωρείται απολύτως ξηρό και εκείνο κάτω από τον υ.ο. θεωρείται πλήρως κορεσμένο. Όσον αφορά τη στροφή, η πτώση του υδροφόρου ορίζοντα οδηγεί σε μείωση της, συμπεριφορά που δικαιολογείται δεδομένου ότι πλέον πίσω από τον τοίχο οι αυξημένες ωθήσεις γαιών, που τον οδηγούν σε μετατόπιση, είναι μειωμένες. Ωστόσο, σε όρους παραμένουσας μετακίνησης, ενώ από τα -2m στα -4m οι μετακινήσεις μειώνονται, πτώση της στάθμης του υ.ο. από τα -4m στα -6m, οδηγεί σε αύξηση της μετακίνησης περίπου κατά 0,35m. Αν και η συμπεριφορά αυτή είναι αντίθετη από την αναμενόμενη, και γνωρίζοντας ότι το φαινόμενο που μελετάται είναι αρκετά χαοτικό, μπορούμε να πούμε ότι με την πτώση του υδροφόρου ορίζοντα, χάνεται και το ευεργετικό αποτέλεσμα των υποπιέσεων που σχηματίζονταν ακριβώς πίσω από την πλάτη του τοίχου, λόγω της μετακίνησης. Οι υποπιέσεις αυτές, λειτουργούσαν σαν μηχανισμός σταθεροποίησης του τοίχου, αφού κατά μία έννοια "τραβούσαν τον τοίχο προς τα πίσω". Για το λόγο αυτό, στο συγκεκριμένο εύρος στάθμωων, παρουσιάζεται αυτή η αύξηση στις μετακινήσεις. Ωστόσο, αν εξακολουθήσουμε να μειώνουμε το ύψος του υ.ο., η αναμενόμενη συμπεριφορά επανέρχεται και για εντελώς ξηρό όλο το έδαφος πίσω από τον τοίχο, τα ενδεικτικά μεγέθη της αστοχίας είναι πολύ μειωμένα.

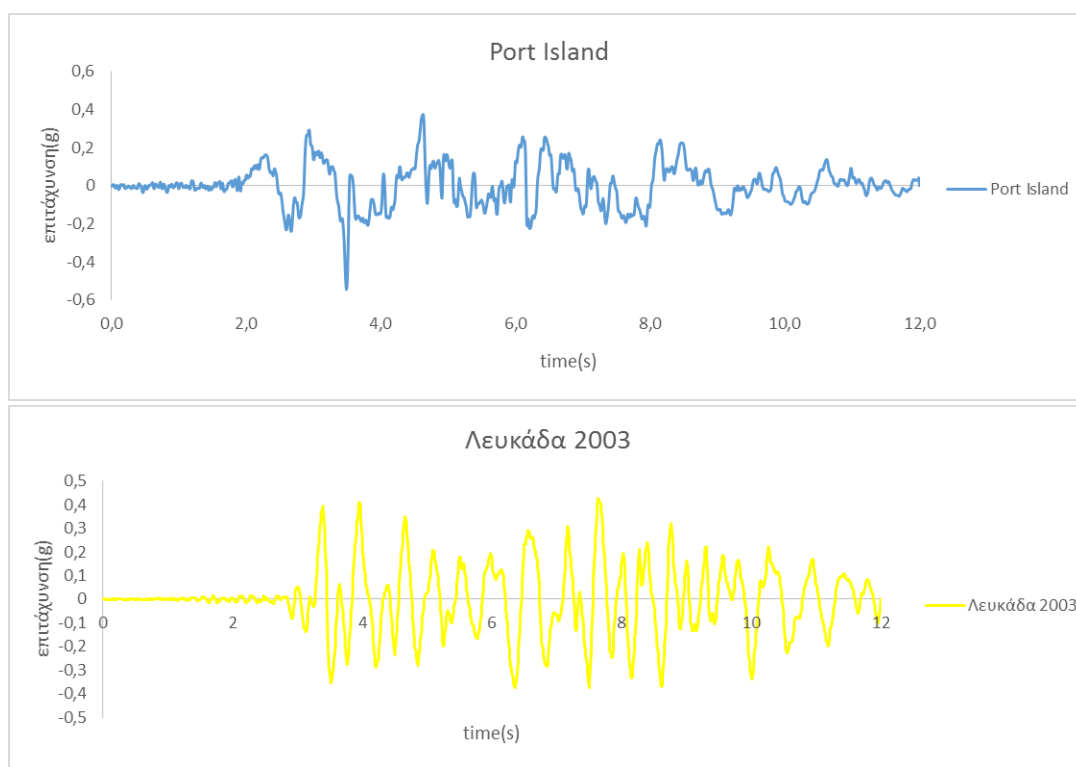


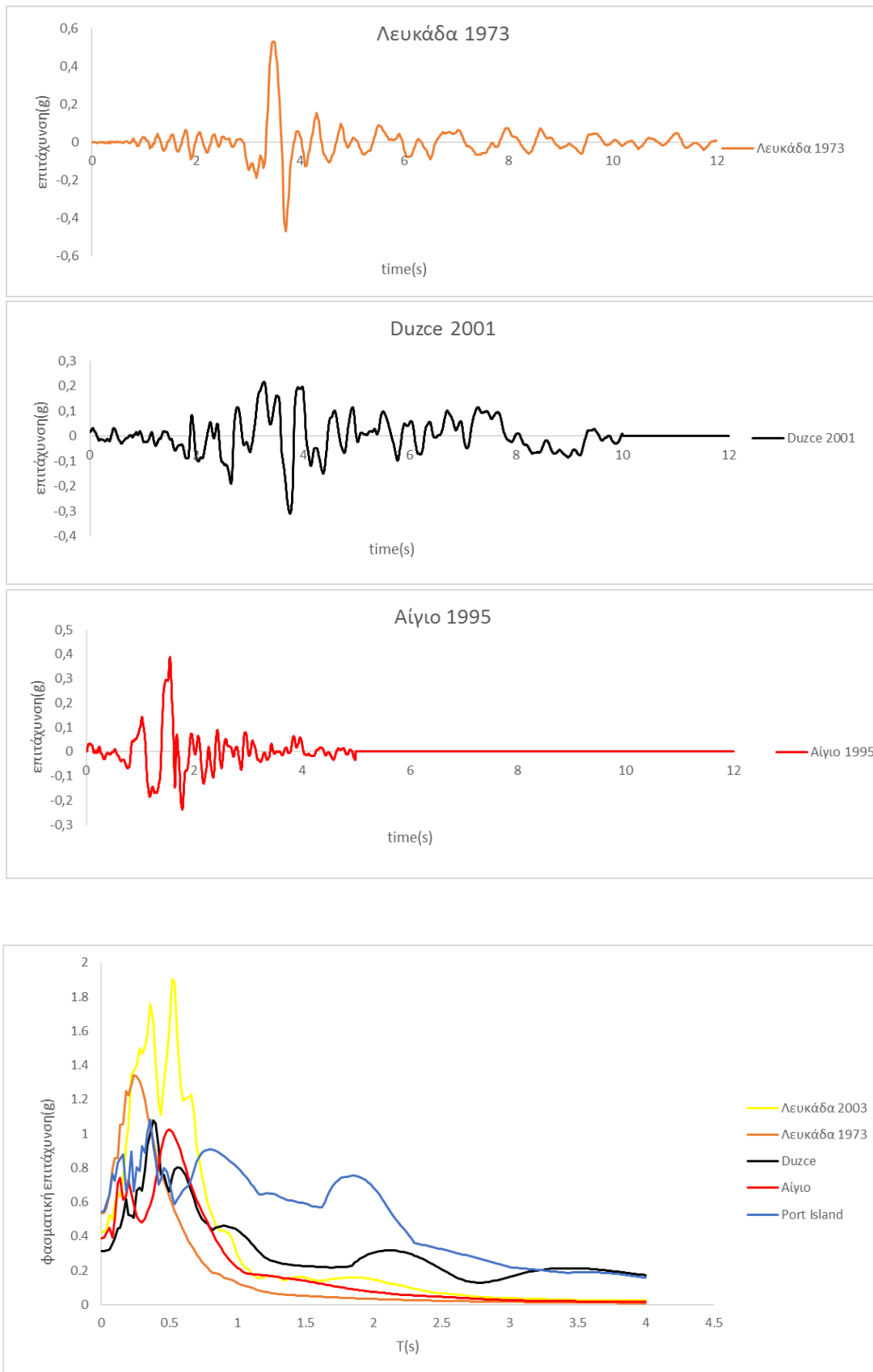
Σχήμα 4.4: Επιρροή της στάθμης του υ.ο. στην παραμένουσα οριζόντια μετακίνηση και στην παραμένουσα στροφή.

Σεισμική διέγερση

Στο Σχήμα 4.5, παρουσιάζονται τα διαγράμματα των σεισμικών επιταχύνσεων που χρησιμοποιήθηκαν για την παραμετρική ανάλυση και τα αντίστοιχα φάσματα απόκρισης. Χρησιμοποιήθηκαν 5 διαφορετικά επιταχυνσιογραφήματα, ως εισαγόμενες διεγέρσεις στο μοντέλο, ενώ όλες οι υπόλοιπες παράμετροι διατηρήθηκαν σταθερές και αντιστοιχούν σε

αυτές που αναφέρονται ως βασικές τιμές. Τα επιταχυνσιογραφήματα αντιστοιχούν στους εξής σεισμούς: Port Island (-32m, Kobe 1995), Αίγιο (1995), Duzce (2001), Λευκάδα (2003) και Λευκάδα (1973). Φυσικά, όπως φαίνεται από τα αποτελέσματα των αναλύσεων στο Σχήμα 4.6 και Σχήμα 4.7, η διέγερση παίζει καθοριστικό ρόλο στην παραμένουσα οριζόντια μετακίνηση και στην παραμένουσα στροφή. Οι διεγέρσεις που σημειώνουν τα δυσμενέστερα αποτελέσματα, είναι του Port Island, της Λευκάδας 2003 και στη συνέχεια, του Duzce 2001. Παρ' ότι η μετακίνηση είναι μεγαλύτερη στο επιταχυνσιογράφημα του Port Island, η στροφή είναι μεγαλύτερη σε αυτά της Λευκάδας 2003 και του Duzce 2001. Χαρακτηριστικό των τριών αυτών διαγραμμάτων είναι η μεγάλη διάρκεια, οι πολλοί κύκλοι φόρτισης και οι παλμοί μεγάλης περιόδου. Αντίθετα, τα διαγράμματα του Αιγίου και της Λευκάδας 1973 που έχουν μορφή παλμικής διέγερσης με υψηλή τιμή μέγιστης επιτάχυνσης, παρουσιάζουν περισσότερο ευνοϊκά αποτελέσματα. Συνεπώς, η κορυφαία τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης σε ένα επιταχυνσιογράφημα, είναι μάλλον αδιάφορη για την απόκριση, εάν εμφανίζεται μόνο σε έναν ή δύο κύκλους φόρτισης, υψηλής συχνότητας.

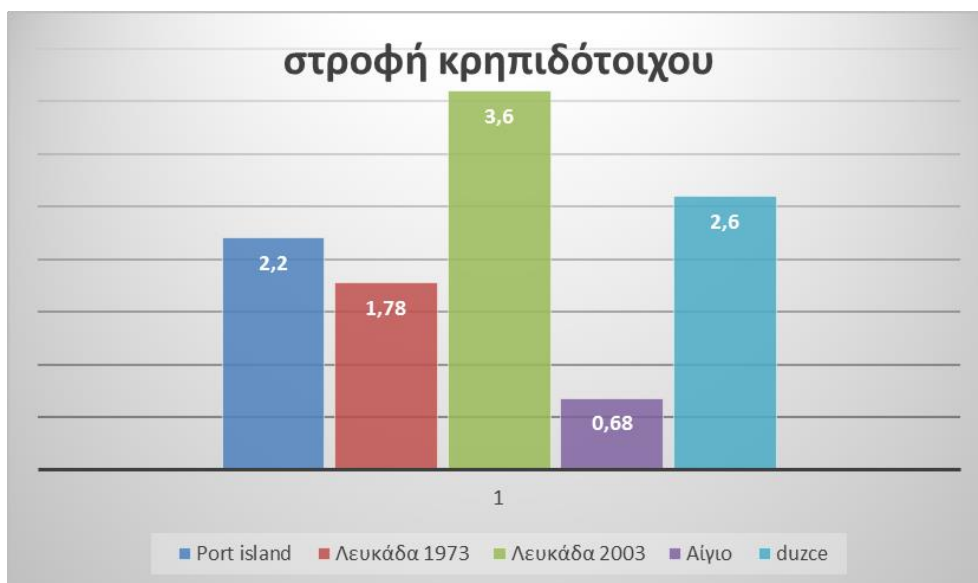




Σχήμα 4.5: Εισαγόμενα, ως διέγερση, επιταχυνσιογραφήματα και αντίστοιχα φάσματα απόκρισης.



Σχήμα 4.6: Παραμένουσες οριζόντιες μετακινήσεις του τοίχου (εξωτερική επάνω γωνία), για τα 5 επιταχυνσιογραφήματα.



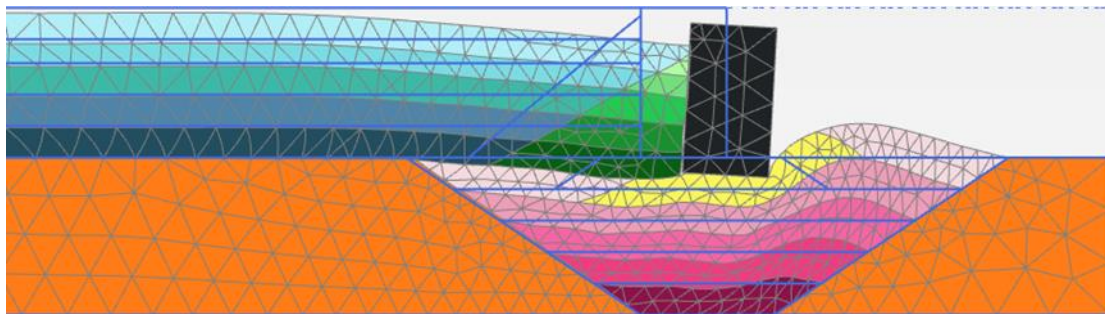
Σχήμα 4.7: Παραμένουσες στροφές του τοίχου (εξωτερική επάνω γωνία), για τα 5 επιταχυνσιογραφήματα.

4.2 Επιρροή της ρευστοποίησης στη συνολική συμπεριφορά

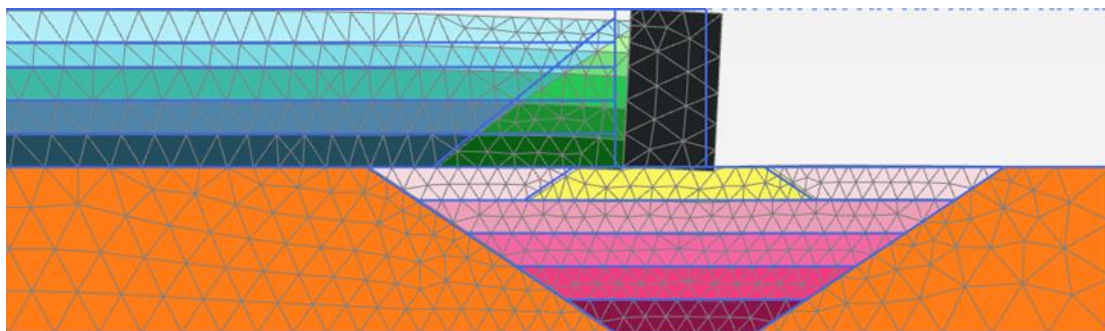
Στο σημείο αυτό, γίνεται μία προσπάθεια ποσοτικοποίησης της επιρροής της ρευστοποίησης στη συνολική συμπεριφορά του μοντέλου. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω της σύγκρισης των εξής δύο αναλύσεων: της βασικής ανάλυσης που παρουσιάζεται στο κεφάλαιο 3 και μίας ανάλυσης υπό στραγγιζόμενες συνθήκες φόρτισης για όλα τα εδάφη, όπου απαγορεύεται η ανάπτυξη υπερπιέσεων, με όλες τις υπόλοιπες παραμέτρους να διατηρούνται σταθερές. Η σύγκριση των αποτελεσμάτων αναδεικνύει, όπως φαίνεται και από το Σχήμα 4.8, ότι η παραμένουσα οριζόντια μετακίνηση υπό συνθήκες που απαγορεύουν την ανάπτυξη υπερπιέσεων, είναι ένα ποσοστό της τάξεως του 30% της μετακίνησης σε μοντέλο υπό συνθήκες που επιτρέπουν την ανάπτυξη υπερπιέσεων (1,3m έναντι 4,8m). Το αποτέλεσμα αυτό, είναι ενδεικτικό της τεράστιας συμβολής στην τελική απόκριση, που έχει η αύξηση των ωθήσεων γαιών πίσω από τον τοίχο. Φυσικά, ακόμα και χωρίς ανάπτυξη ρευστοποίησης, ο τοίχος εξακολουθεί να μετακινείται προς την πλευρά της θάλασσας(1,3m), να στρίβει προς την ίδια κατεύθυνση(2°) και να καθιζάνει(0,35m). Οι μετατοπίσεις αυτές προκαλούνται λόγω της μεγάλης αδρανειακής δύναμης που ασκείται στο τοίχο υπό ανακυκλική φόρτιση. Παρατηρείται ακόμα, ότι το έδαφος θεμελίωσης έχει παραμορφωθεί πολύ λιγότερο, στην ανάλυση χωρίς ρευστοποίηση και δεν εμφανίζεται αυτό το χαρακτηριστικό φούσκωμα στον πόδα περιστροφής του τοίχου, πράγμα που εξηγείται απολύτως, καθώς η θεμελίωση διατηρεί πλέον δυσκαμψία της και είναι πολύ λιγότερο ενδόσιμη στη ροπή και τη κατακόρυφη δύναμη, που δέχεται από τον τοίχο. Επιπλέον, αφού στην ανάλυση υπό αστράγγιστες συνθήκες, απαγορεύεται η ογκομετρική παραμόρφωση, το έδαφος εκτονώνει αποκλειστικά την πίεση που δέχεται από τον τοίχο με την παραμόρφωση αυτή, ενώ στην αντίθετη περίπτωση συμπυκνώνεται. Χάνεται έτσι και η επίδραση της παραμόρφωσης της θεμελίωσης που, όπως διαπιστώθηκε παραπάνω, συμβάλλει θεαματικά στη συνολική συμπεριφορά. Στο Σχήμα 4.9, που δίνει τις ισοϋψείς των οριζόντιων μετακινήσεων, παρατηρούμε ότι οι μετακινήσεις, εκτός από τη διαφορά που έχουν στα απόλυτα μεγέθη, διαφέρουν και στη μορφή, καθώς στην ανάλυση χωρίς ρευστοποίηση, οι μετακινήσεις πίσω από τον τοίχο φθίνουν πολύ γρηγορότερα και περιορίζονται στην περιοχή πίσω από τον τοίχο και κάτω από αυτόν. Αντίθετα, στην ανάλυση όπου επιτρέπεται η ανάπτυξη υπερπιέσεων, δημιουργείται στο ελεύθερο πεδίο, μέχρι και 100 μέτρα πίσω από τον τοίχο, μία επιφανειακή ζώνη που «ρέει», ακολουθώντας την κίνηση του τοίχου. Από τις χρονοϊστορίες της οριζόντιας μετακίνησης, της καθίζησης και της στροφής του τοίχου (Σχήμα 4.10), μπορούμε να επισημάνουμε, ότι μέχρι τα 4s, όπου οι υπερπιέσεις που έχουν αναπτυχθεί δεν είναι ακόμα

υπολογίσιμες, η κίνηση του κρηπιδότοιχου είναι σχεδόν ταυτόσημη και στις δύο αναλύσεις. Μετά τα 4s, αρχίζει να γίνεται εμφανής η επιρροή της ρευστοποίησης και η συμπεριφορά στις δύο περιπτώσεις να διαφοροποιείται. Αξίζει επίσης να παρατηρήσουμε τη μορφή του διαγράμματος ανάπτυξης οριζόντιων μετακινήσεων. Στην ανάλυση χωρίς ρευστοποίηση, όπου κινητήρια δύναμη είναι μόνο η αδρανειακή, ο τοίχος παρουσιάζει τάση επαναφοράς, καθώς η αδρανειακή δύναμη αλλάζει συνεχώς πρόσημο. Αντίθετα, στην ανάλυση χωρίς ρευστοποίηση, όπου κινητήρια δύναμη είναι εκτός από την αδρανειακή, αυτή που προκαλείται από τις αυξημένες ωθήσεις γαιών, σταθερού προσήμου, δεν εμφανίζεται τάση επαναφοράς. Παρατηρείται τέλος, πως ενώ τα μεγέθη των οριζόντιων και των κατακόρυφων μετακινήσεων απέχουν πολύ μεταξύ των δύο αναλύσεων, οι στροφές παρουσιάζουν μικρότερη απόκλιση. Αυτό συμβαίνει, διότι η δημιουργία του φουσκώματος μπροστά από τον πόδα, καθώς και η βύθιση του τοίχου στο ρευστοποιημένο έδαφος περιορίζουν την στροφή του κρηπιδότοιχου η οποία και υποεκτιμάται.

Ανάλυση υπό αστράγγιστες συνθήκες.

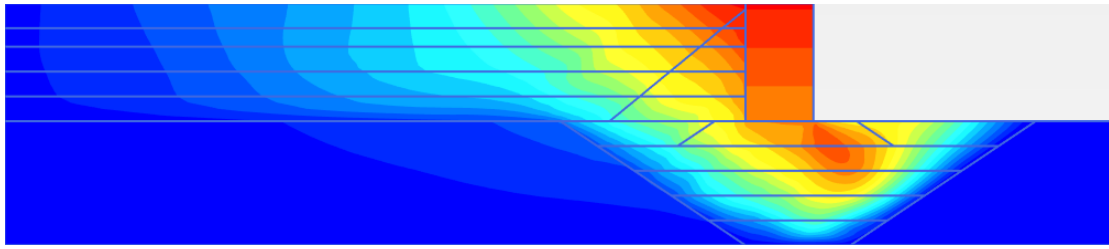


Ανάλυση υπό συνθήκες πλήρους στράγγισης.

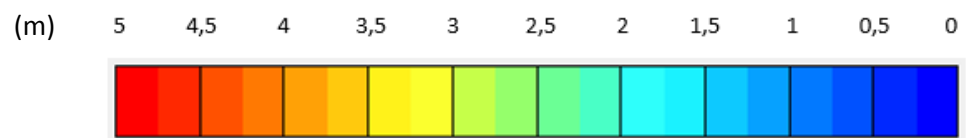


Σχήμα 4.8: Σύγκριση του παραμορφωμένου κανάβου, για συνθήκες ανάπτυξης ρευστοποίησης και μη, στο τέλος της φόρτισης (15s), (κλιμακα: 1,5/1).

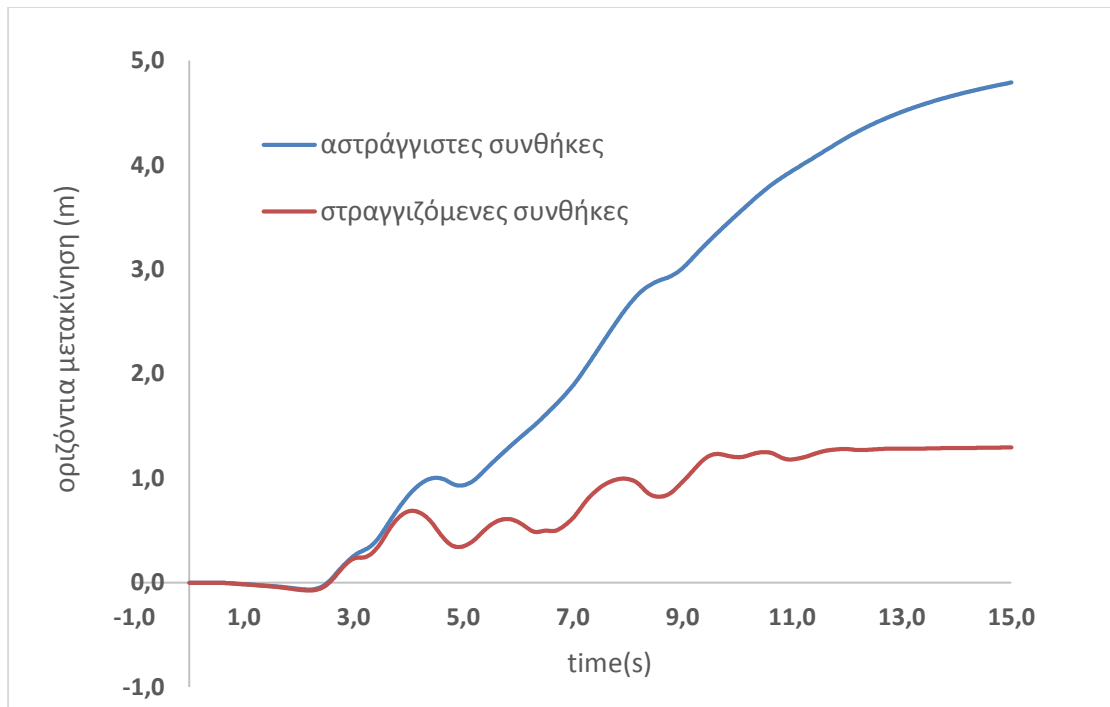
Ανάλυση υπό αστράγγιστες συνθήκες.



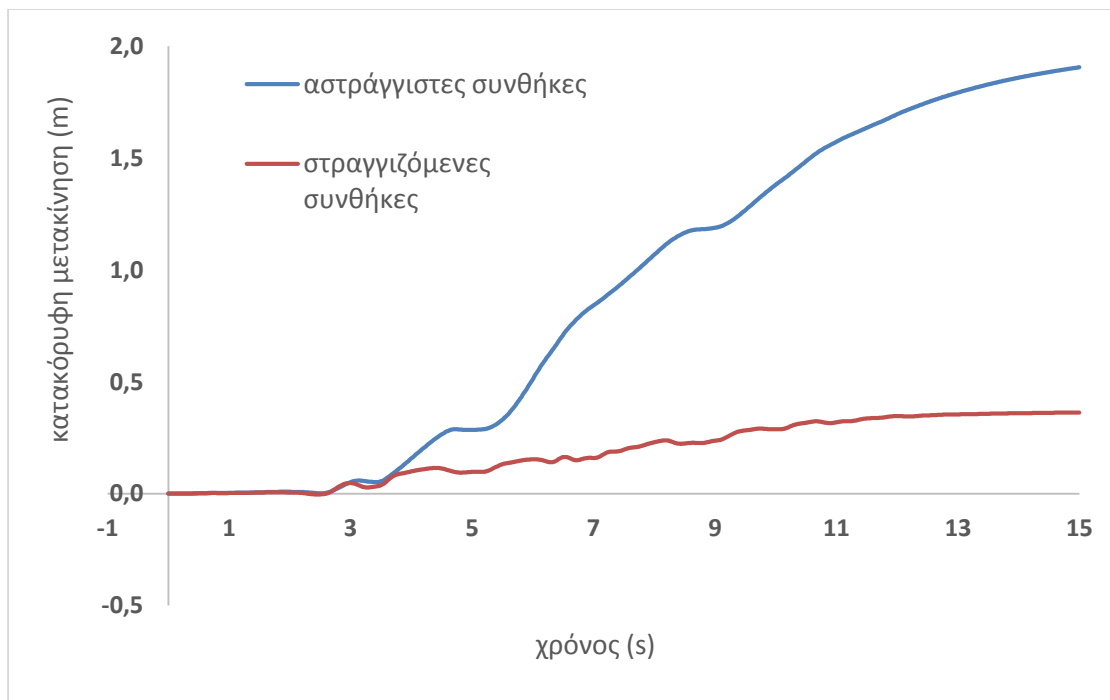
Ανάλυση υπό συνθήκες πλήρους στράγγισης.



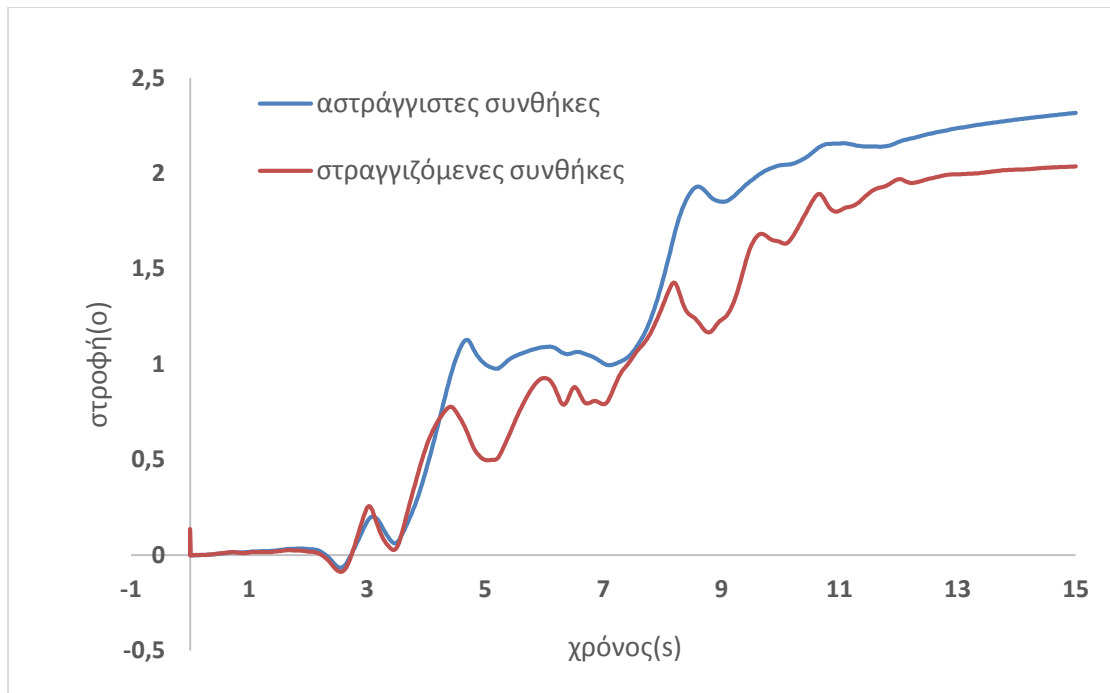
Σχήμα 4.9: Σύγκριση των στιγμιότυπων οριζόντιας μετακίνησης, για συνθήκες ανάπτυξης ρευστοποίησης και μη, στο τέλος της φόρτισης (15 s).



(α)



(β)



(γ)

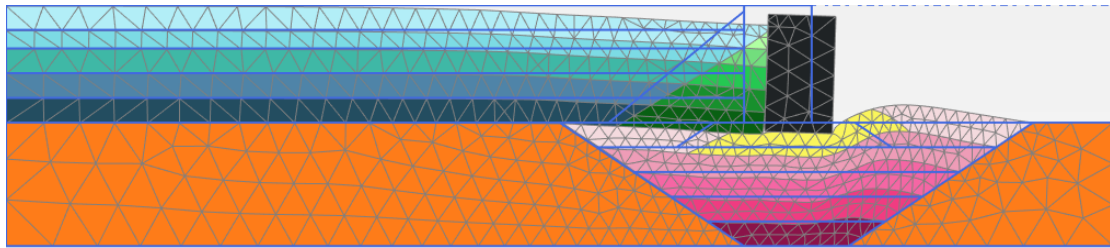
Σχήμα 4.10: Χρονοϊστορία οριζόντιας μετακίνησης (α), κατακόρυφης μετακίνησης (β) και στροφής (γ) του κρηπιδότοιχου, για έδαφος με και χωρίς ρευστοποίηση.

Ακολούθως, γίνεται περαιτέρω διερεύνηση ώστε να προσδιορίσουμε κατά πόσο επηρεάζει τις παραμένουσες μετακινήσεις και στροφές η ρευστοποίηση της θεμελίωσης και κατά πόσο η ρευστοποίηση του αντιστηριζόμενου εδάφους. Για το λόγο αυτό, διεξήχθησαν δύο αναλύσεις. Στην πρώτη επιτρέπεται η ανάπτυξη υπερπιέσεων αποκλειστικά στο έδαφος θεμελίωσης, ενώ στη δεύτερη αποκλειστικά στο αντιστηριζόμενο έδαφος. Όπως φαίνεται και από το Σχήμα 4.11, η ρευστοποίηση της θεμελίωσης έχει πολύ εντονότερη επιρροή στη παραμένουσα οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση, καθώς το έδαφος χάνει πλήρως τη στιβαρότητά του με αποτέλεσμα ο τοίχος να μην μπορεί να αντισταθμίσει τις ωθήσεις γαιών από το αντιστηριζόμενο έδαφος αλλά και την ισχυρή αδρανειακή δύναμη που του ασκείται. Αντιθέτως, η στροφή του κρηπιδότοιχου είναι αισθητά μεγαλύτερη στην περίπτωση όπου ρευστοποιείται μόνο η επίχωση διότι αφενός οι ωθήσεις των γαιών είναι αρκετά πιο ισχυρές εξαιτίας της ρευστοποίησης του αντιστηριζόμενου εδάφους και αφετέρου το έδαφος της θεμελίωσης δεν έχει χάσει την στιβαρότητά του, με αποτέλεσμα ο τοίχος να μην εγκλωβίζεται και να διευκολύνεται η στροφή του (Σχήμα 4.12).

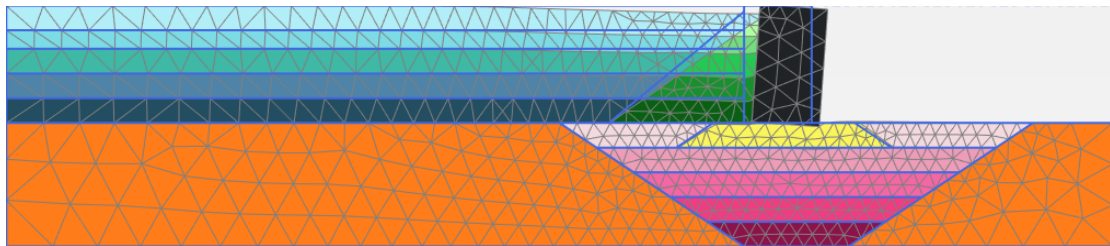
Τέλος αξίζει να αναφερθούμε και στη μορφή που έχει το στιγμιότυπο του λόγου υπερπίεσης πόρων r_u στο τέλος της φόρτισης, για την ανάλυση που επιτρέπεται η ανάπτυξη υπερπιέσεων

μόνο στο αντιστηριζόμενο έδαφος. Παρατηρούμε ότι στην περίπτωση αυτή δεν παρουσιάζεται η ανάπτυξη υποπιέσεων πίσω από τον κρηπιδότοιχο, η οποία εντοπίστηκε στην ανάλυση του ιστορικού περιστατικού, καθώς οι μετακινήσεις είναι αρκετά περιορισμένες, με αποτέλεσμα το τμήμα του εδάφους πίσω από τον τοίχο να μην έχει τάση για διόγκωση και να ρευστοποιείται (Σχήμα 4.13).

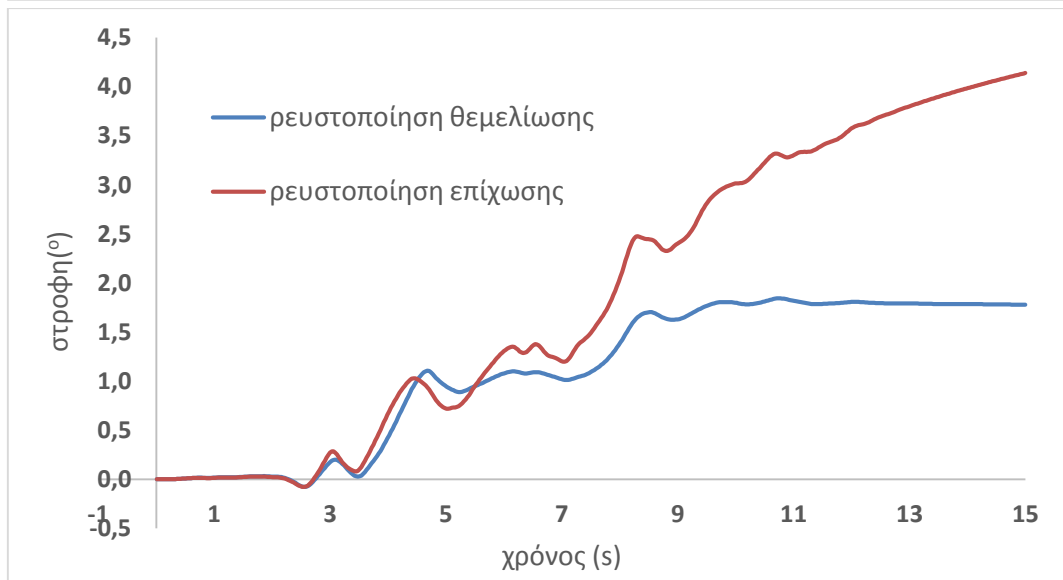
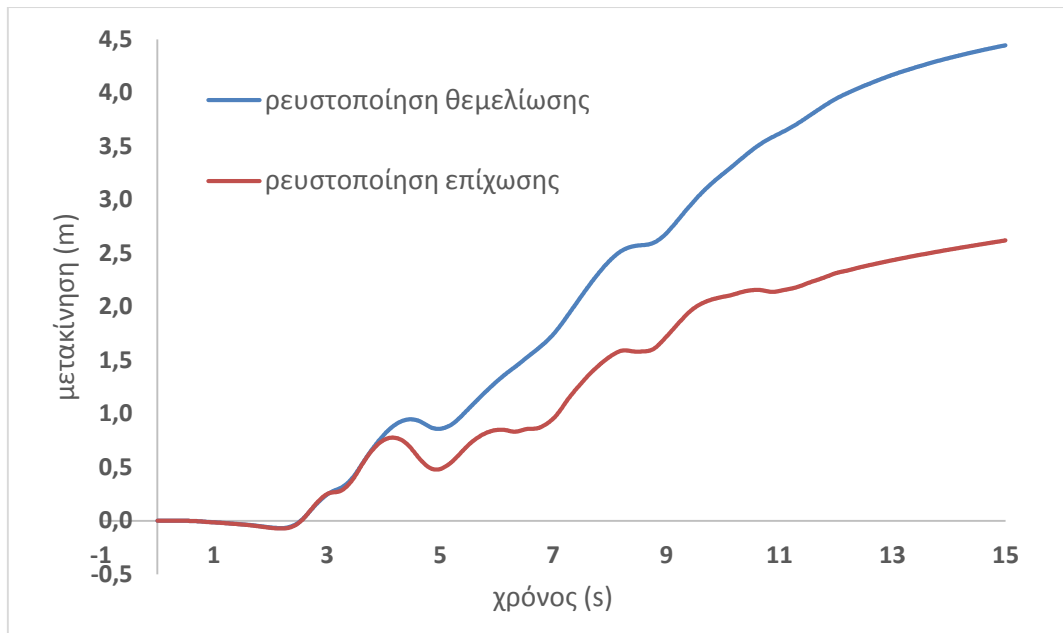
Ρευστοποίηση θεμελίωσης



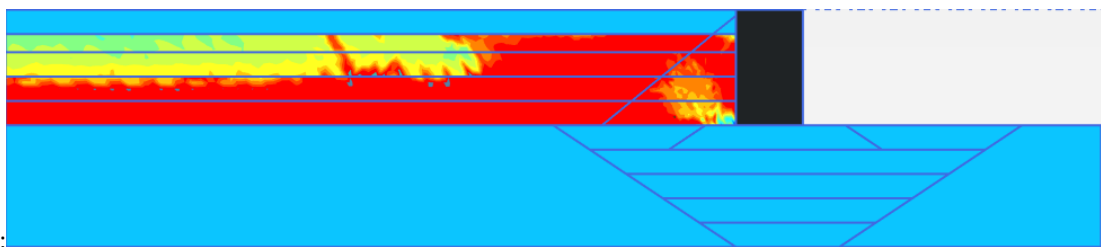
Ρευστοποίηση επίχωσης



Σχήμα 4.11: Παραμορφωμένος κάναβος στο τέλος της διέγερσης (12s), σε πραγματική κλίμακα για αναλύσεις με ρευστοποίηση της θεμελίωσης και της επίχωσης αντίστοιχα.



Σχήμα 4.12: Χρονοϊστορία οριζόντιων μετακινήσεων και στροφών για αναλύσεις με ρευστοποίηση της θεμελίωσης και της επίχωσης αντίστοιχα.

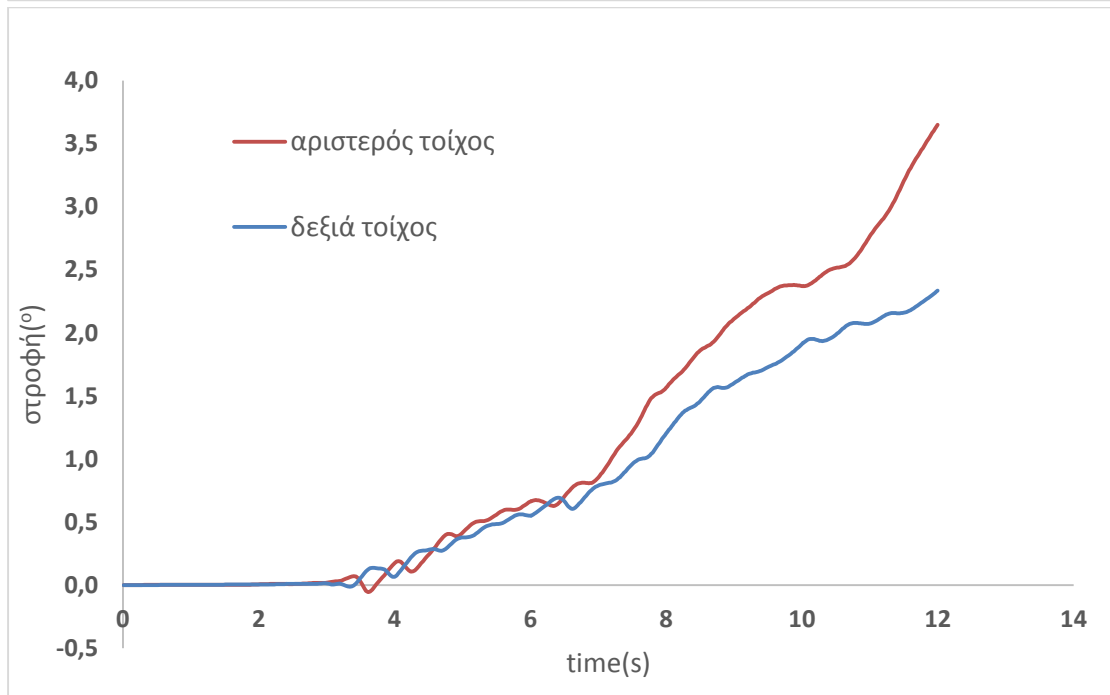
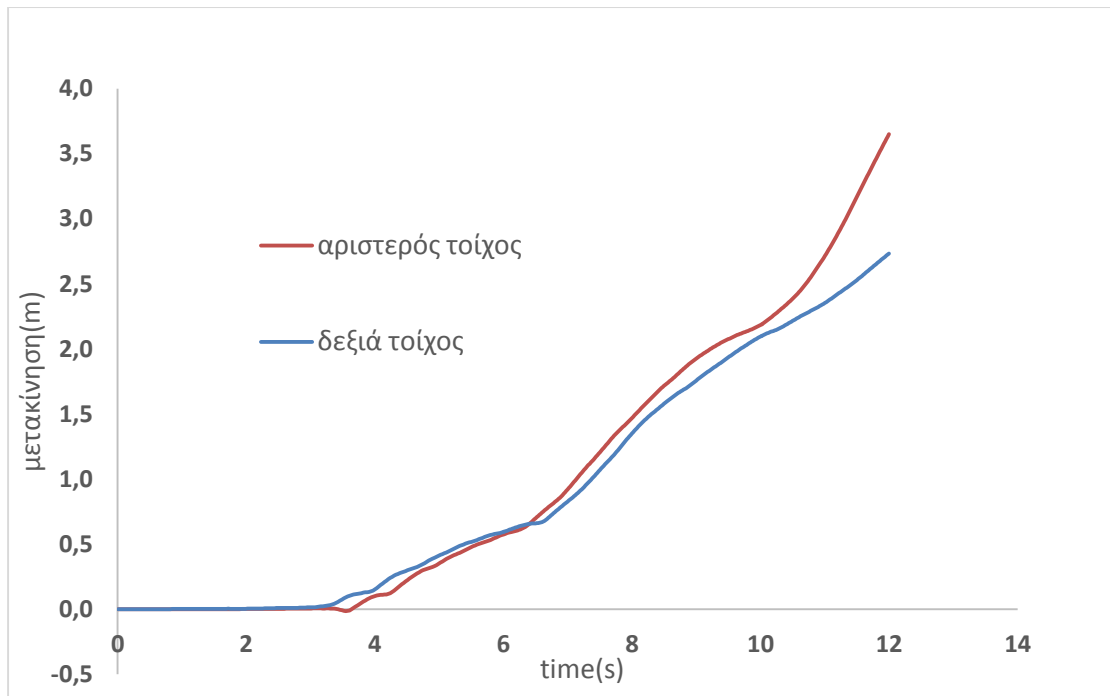


Σχήμα 4.13: Στιγμιότυπο του λόγου υπερπίεσης πόρων (r_u) στο τέλος της φόρτισης, για την ανάλυση που επιτρέπεται η ανάπτυξη υπερπίεσεων μόνο στο αντιστηριζόμενο έδαφος.

4.3 Επιρροή της πολικότητας στη συνολική συμπεριφορά

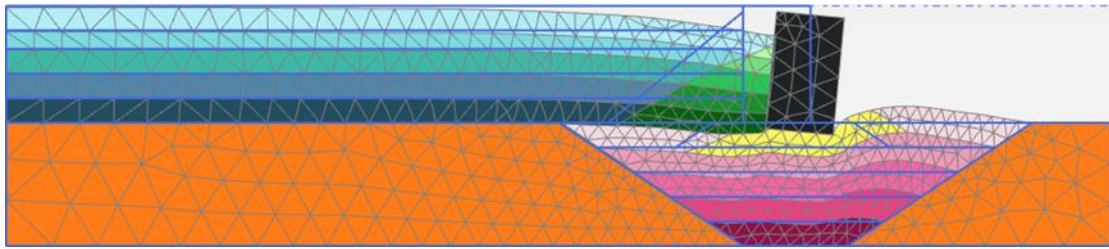
Είναι γνωστό από προηγούμενες μελέτες, ότι η κατεύθυνση με την οποία διεγείρει μία σεισμική δόνηση ένα σύστημα, παίζει σπουδαίο ρόλο στην απόκριση του. Έτσι, ακόμα και δύο καθ' όλα όμοια συστήματα, που υφίστανται την ίδια ακριβώς διέγερση, θα παρουσιάσουν διαφορετική συμπεριφορά, εάν η πολικότητα της διέγερσης είναι διαφορετική. Παρακάτω παρουσιάζονται δύο αναλύσεις, με σκοπό να αναδειχτεί η επιρροή της παραπάνω παραμέτρου στην απόκριση του συστήματος. Πρόκειται για το κλασικό σύστημα κρηπιδότοιχου-εδάφους, με χρήση των βασικών τιμών για τις γεωτεχνικές παραμέτρους και με εισαχθείσα διέγερση το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού της Λευκάδας 2003 (το διάγραμμα των επιταχύνσεων και το αντίστοιχο φάσμα απόκρισης δίνονται στο Σχήμα 4.5). Το μοντέλο είναι διπλό (όπως και σε κάθε ανάλυση που διεξάχθηκε), αποτελείται δηλαδή από την κλασική γεωμετρία σχεδιασμένη δύο φορές με άξονα συμμετρίας το δεξιά κάθετο όριο του συστήματος τοίχος-έδαφος. Έτσι, η εισαγωγή μίας διέγερσης, στην κοινή και για τα δύο συστήματα βάση του μοντέλου, διεγείρει τα δύο συστήματα με διαφορετικό τρόπο και προκύπτουν διαφορετικές μετακινήσεις και στροφές στους δύο τοίχους αλλά και στην τελική μορφή του παραμορφωμένου κανάβου. Η συμπεριφορά σε δύο τέτοια συστήματα μπορεί να είναι διαφορετική, ακόμα και όσον αφορά την ανάπτυξη των υπερπιέσεων, αφού όπως θίχτηκε παραπάνω, η κίνηση του τοίχου αλληλοεπιδρά με το έδαφος ακριβώς πίσω του και επηρεάζει τη δημιουργία υποπιέσεων στο σημείο αυτό. Στο Σχήμα 4.14 δίνονται οι χρονοϊστορίες των οριζόντιων μετακινήσεων και των στροφών για τους δύο τοίχους. Ο αριστερός τοίχος είναι αυτός που αναπτύσσει τις μεγαλύτερες μετακινήσεις και στροφές όπως και γενικά τις μεγαλύτερες παραμορφώσεις στην τελική εικόνα του κανάβου (Σχήμα 4.15 και Σχήμα 4.16). Το ποιο από τα δύο συστήματα θα αναπτύξει τις μεγαλύτερες παραμορφώσεις, εξαρτάται από τη γεωμετρία τους και από τα χαρακτηριστικά της διέγερσης. Ωστόσο, στην διπλωματική αυτή εργασία παρουσιάζεται πάντοτε το σύστημα του αριστερού τοίχου καθώς αντιστοιχεί στη δυσμενέστερη από τις δύο καταστάσεις.

Στα παρακάτω σχήματα τα μεγέθη της στροφής και της μετακίνησης είναι σε απόλυτη τιμή για να διευκολυνθεί η σύγκριση. Είναι προφανές πως και οι δυο τοίχοι μετακινήθηκαν και έστριψαν προς τη μεριά της θάλασσας.

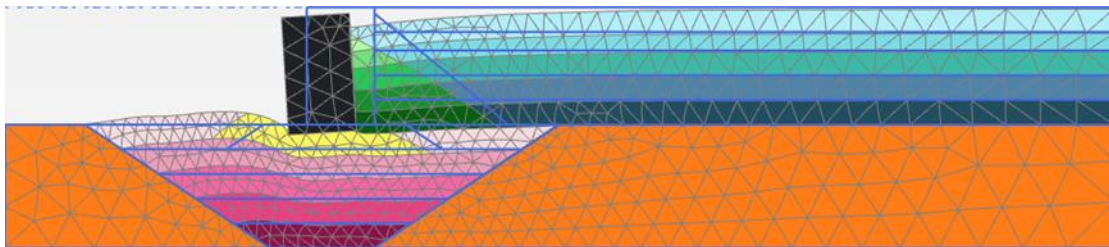


Σχήμα 4.14: Χρονοϊστορία της οριζόντιας μετακίνησης και της στροφής (εξωτερική επάνω γωνία), για τον αριστερό και το δεξιά τοίχο του μοντέλου στα 12s.

Αριστερός τοίχος

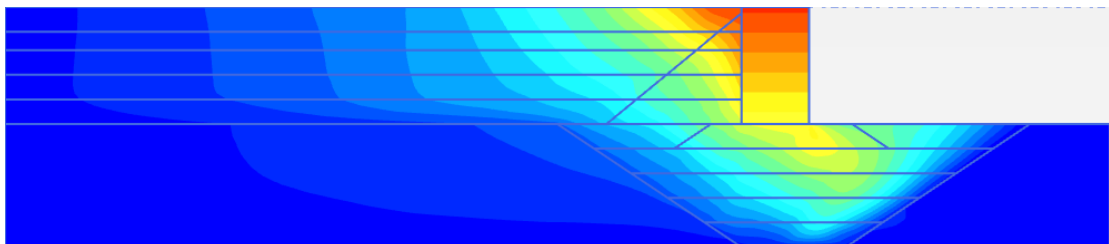


Δεξής τοίχος

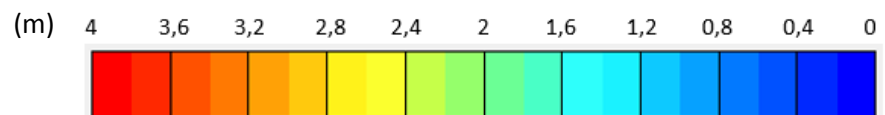
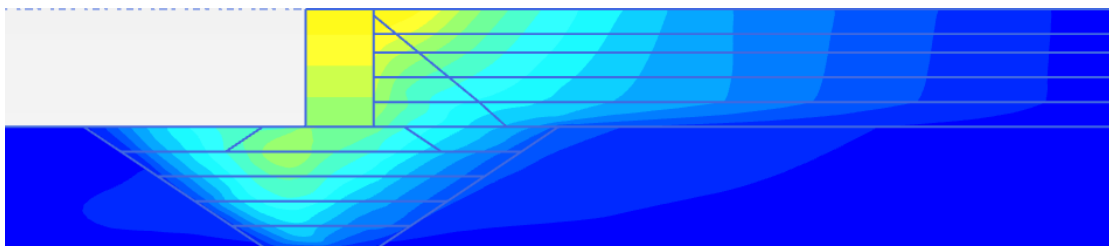


Σχήμα 4.15: Παραμορφωμένος κάναβος στο τέλος της διέγερσης (12s), για τον αριστερό και το δεξή τοίχο του μοντέλου (κλίμακα 1,5/1).

Αριστερός τοίχος



Δεξής τοίχος



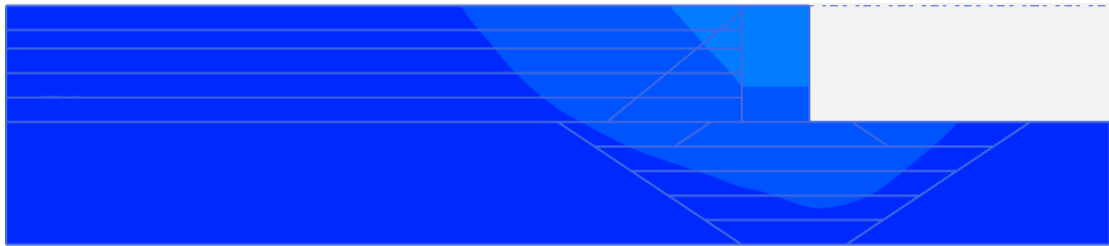
Σχήμα 4.16: Ισοϋψείς οριζόντιων μετακινήσεων στο τέλος της διέγερσης (12s), για τον αριστερό και το δεξή τοίχο του μοντέλου.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

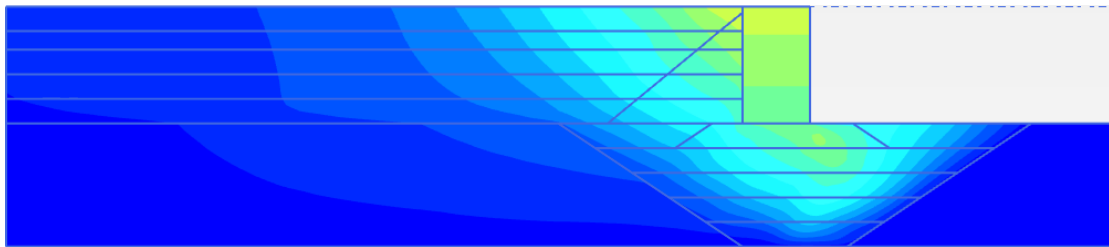
Στο παράρτημα αυτό δίνονται εκτενέστερα τα αποτελέσματα από την παραμετρική ανάλυση ως προς το D_r καθώς κρίθηκε πως είναι η σημαντικότερη παράμετρος του μοντέλου.

$D_{r_{ενίσχυσης}}=40\%$

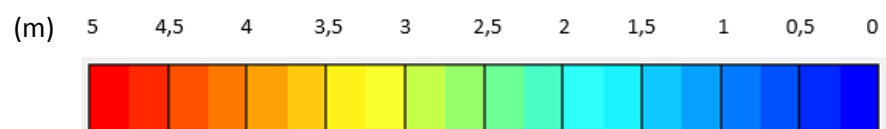
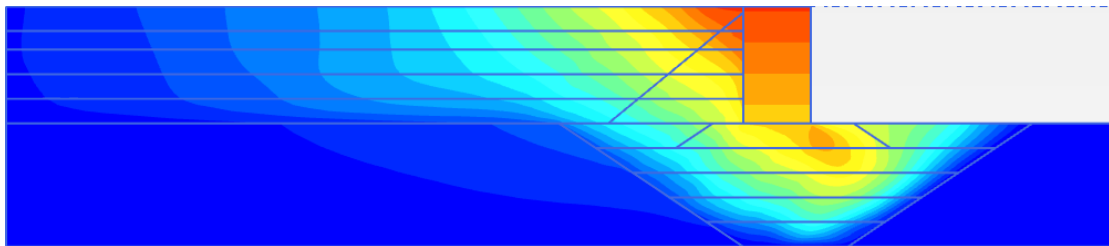
$t=4s$



$t=8s$

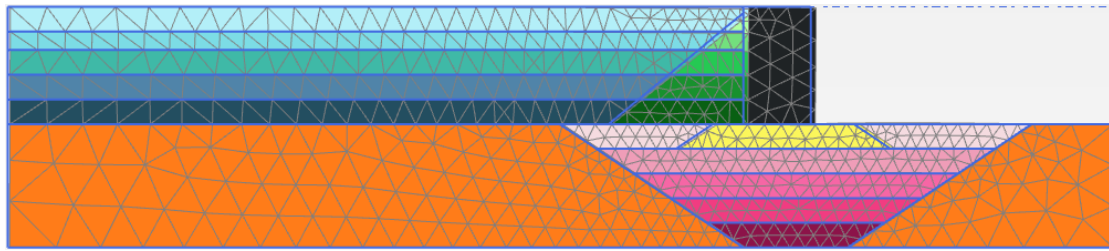


$t=12s$

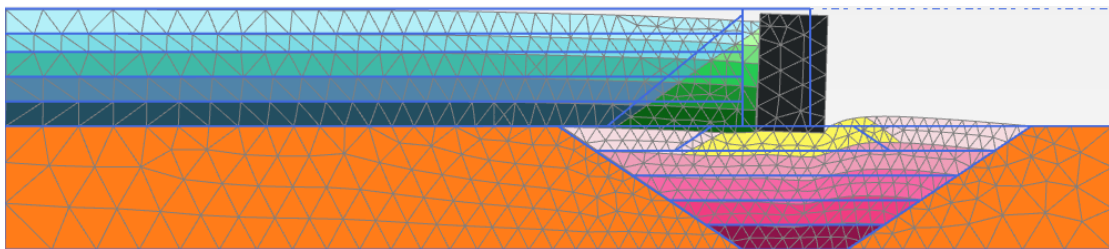


Σχήμα 4.17: Ισοϋψείς οριζόντιων μετακινήσεων στις χρονικές στιγμές 4, 8, 12 s της χρονοϊστορίας της φόρτισης.

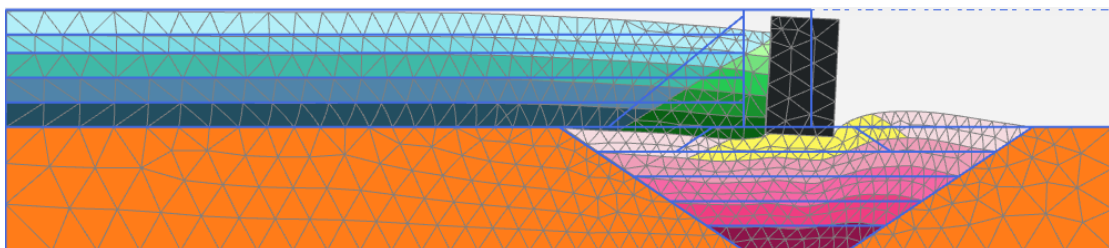
t=4s



t=8s

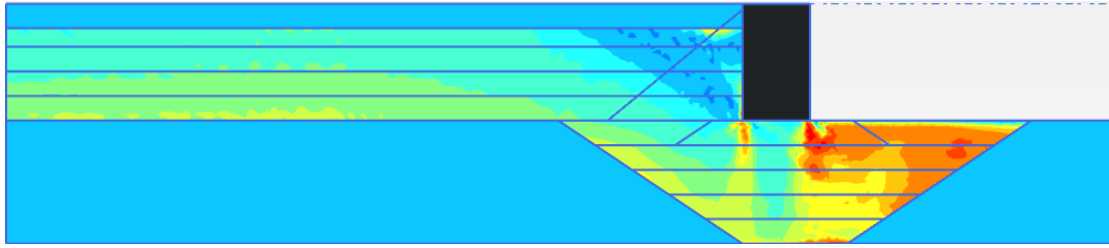


t=12s

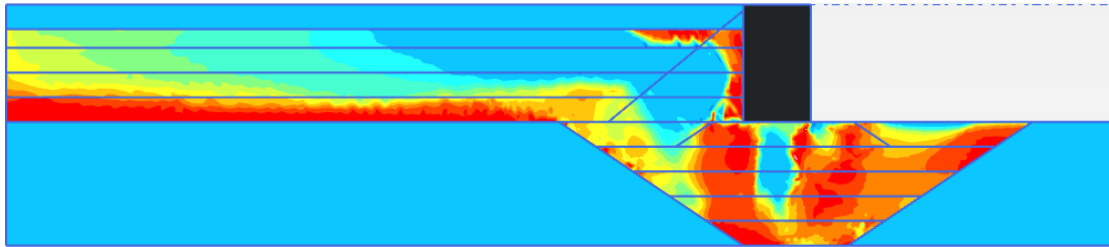


Σχήμα 4.18: Παραμορφωμένος κάρναθος σε πραγματική κλίμακα, τις χρονικές στιγμές 4, 8 και 12s.

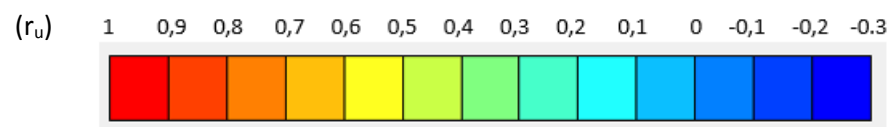
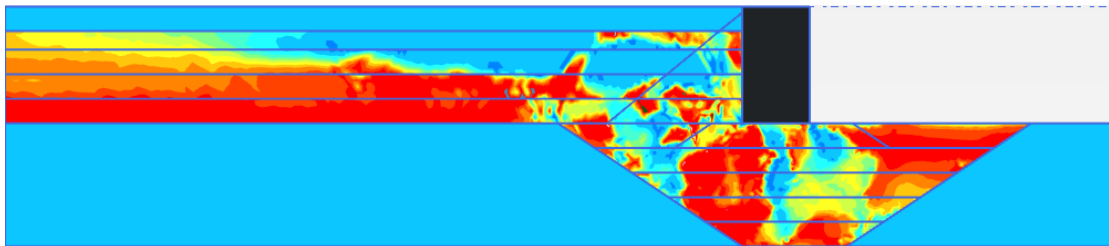
t=4s



t=8s



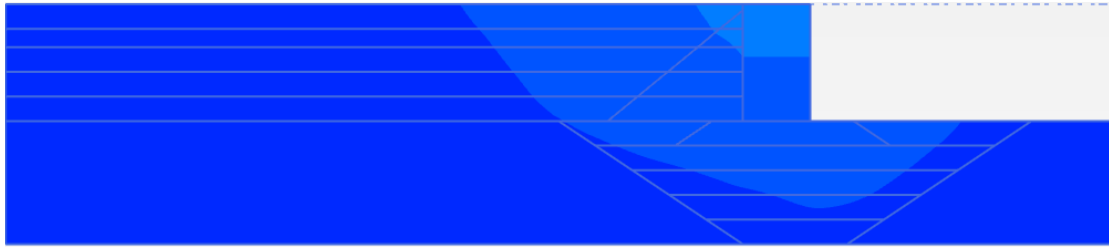
t=12s



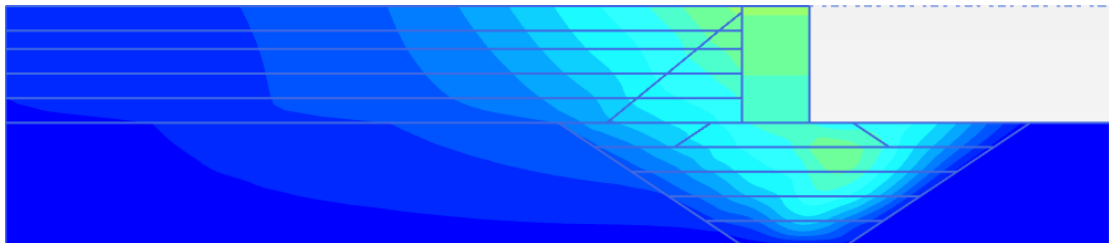
Σχήμα 4.19: Ισοϋψείς του λόγου υπερπίεσης πόρων r_u , στις χρονικές στιγμές 4, 8, 12 s, της ιστορίας της φόρτισης.

$D_{rubble}=50\%$

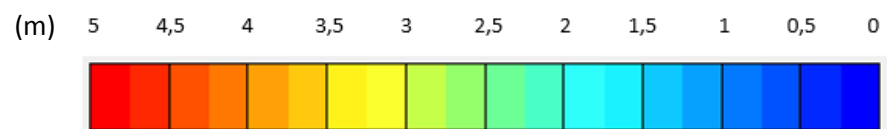
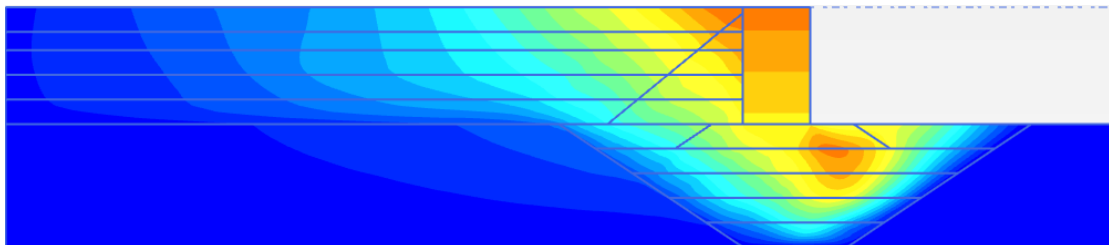
t=4s



t=8s

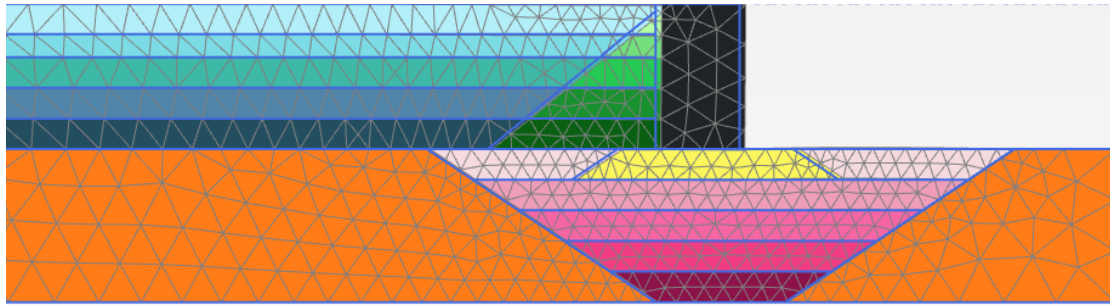


t=12s

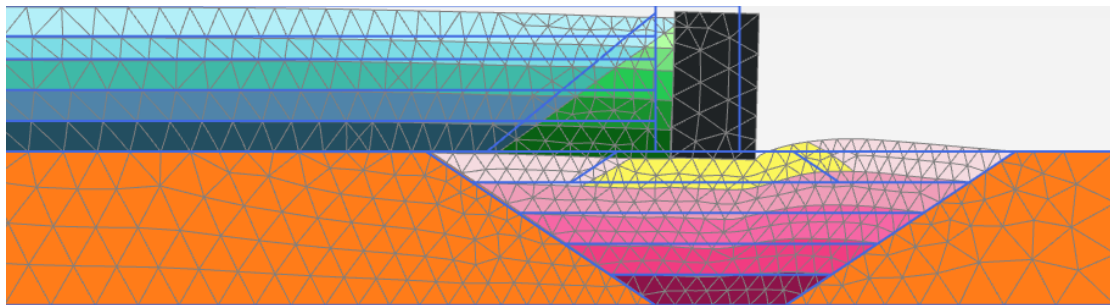


Σχήμα 4.20: Ισοϋψείς οριζόντιων μετακινήσεων στις χρονικές στιγμές 4, 8, 12 s της ιστορίας της φόρτισης.

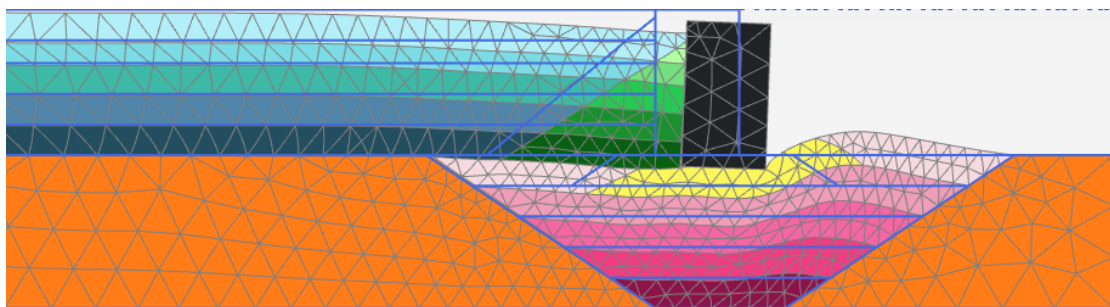
t=4s



t=8s

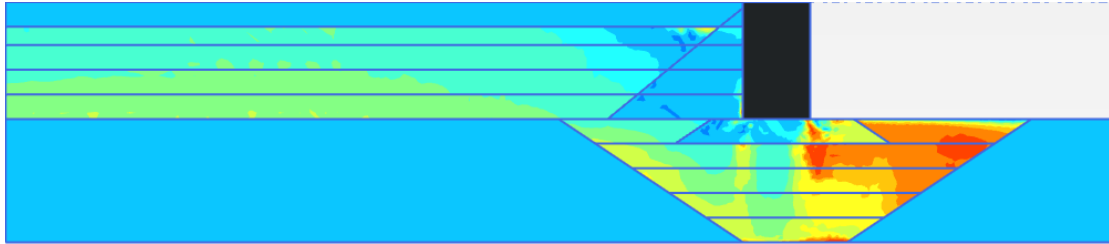


t=12s

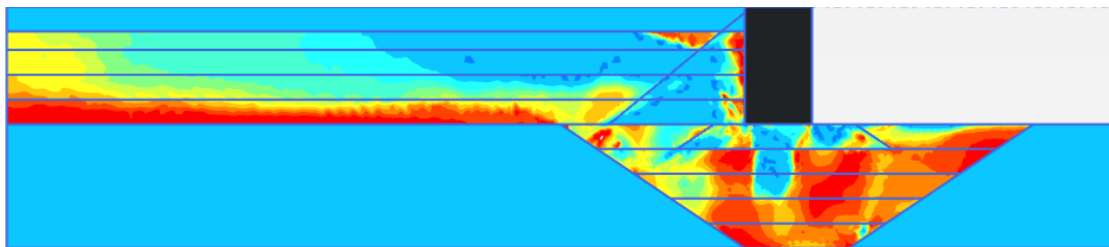


Σχήμα 4.21: Παραμορφωμένος κάρναθος σε πραγματική κλίμακα, τις χρονικές στιγμές 4, 8 και 12s.

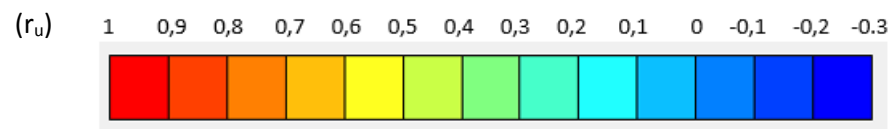
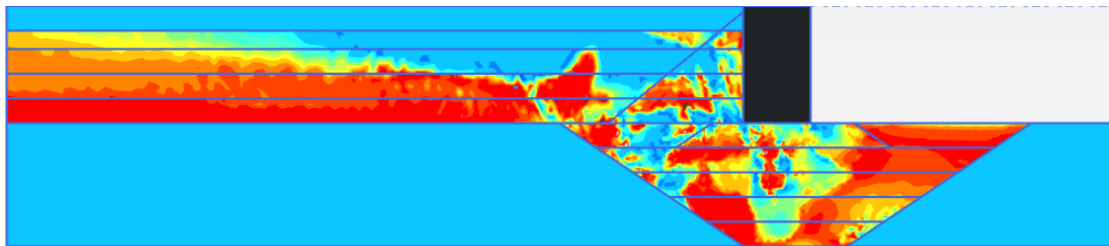
t=4s



t=8s



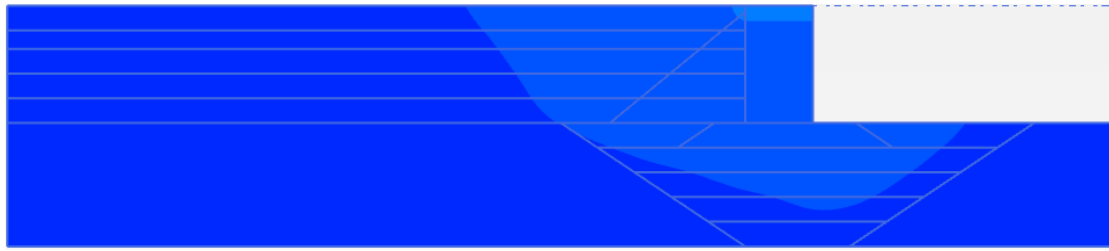
t=12s



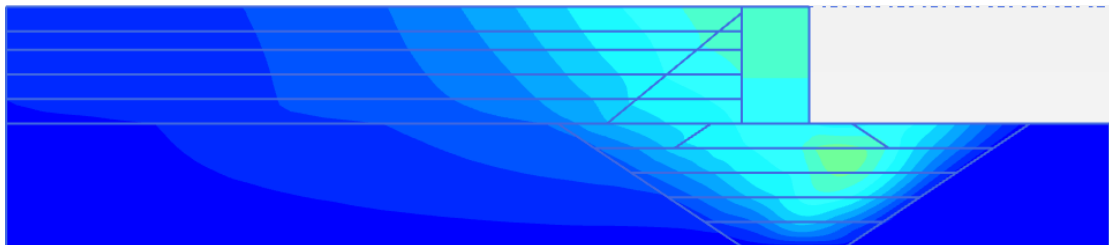
Σχήμα 4.22: Ισοϋψείς του λόγου υπερπίεσης πόρων r_u , στις χρονικές στιγμές 4, 8, 12 s, της χρονοϊστορίας της φόρτισης.

$D_{rubble}=60\%$

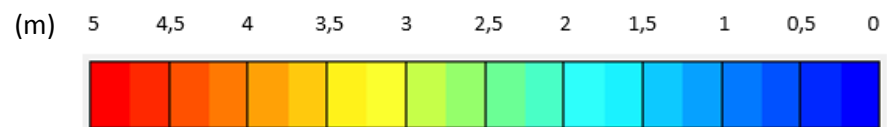
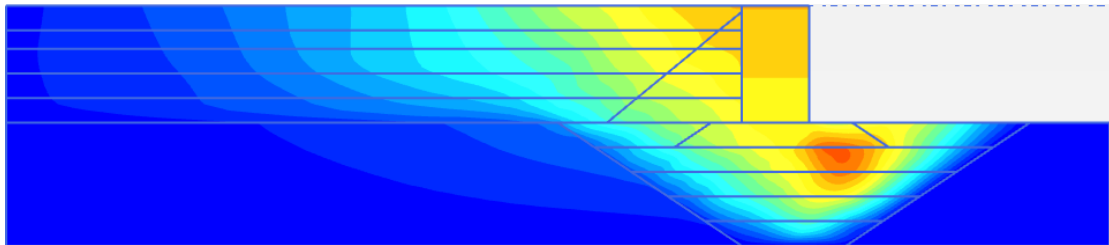
t=4s



t=8s

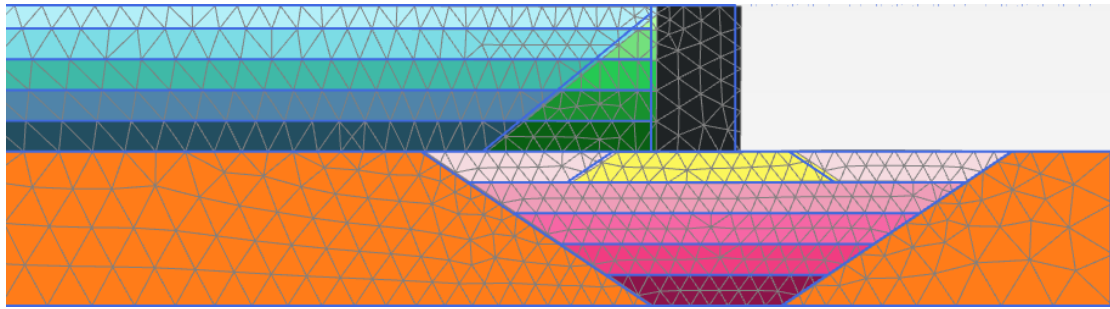


t=12s

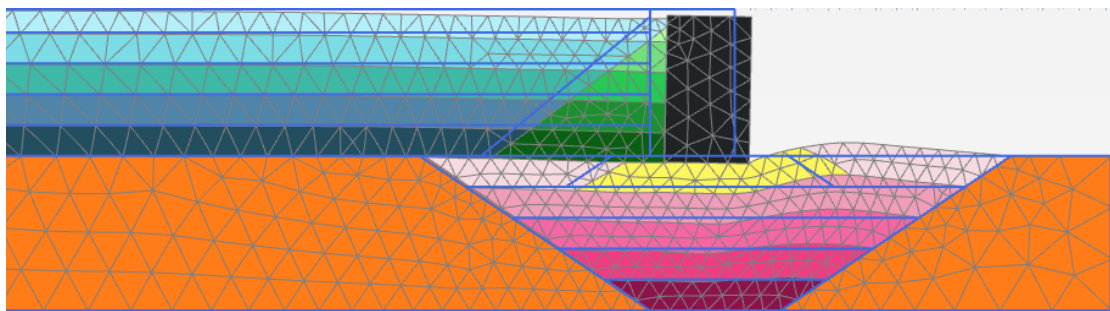


Σχήμα 4.23: Ισοϋψείς οριζόντιων μετακινήσεων στις χρονικές στιγμές 4, 8, 12 s της ιστορίας της φόρτισης.

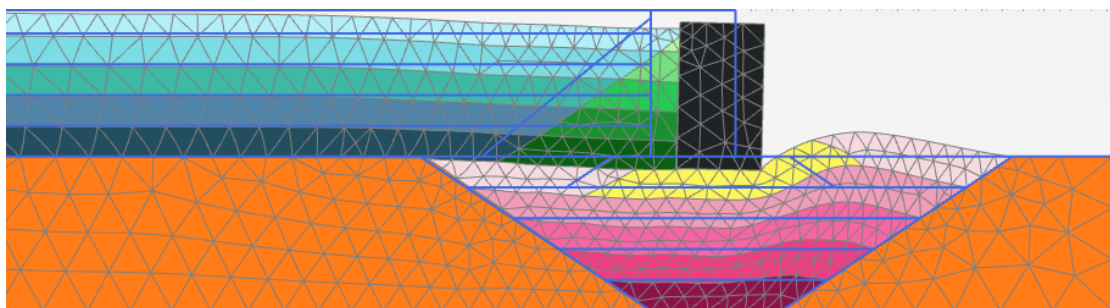
t=4s



t=8s

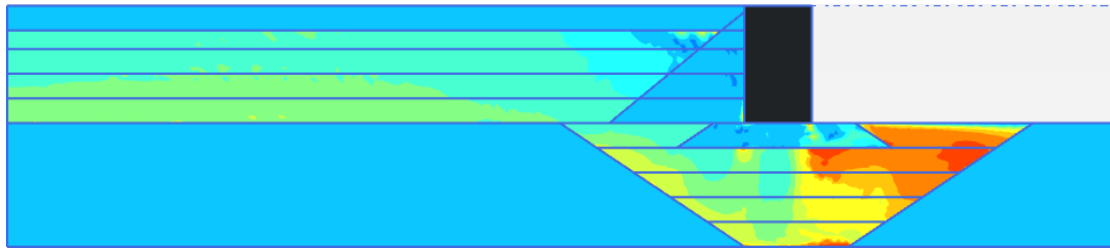


t=12s

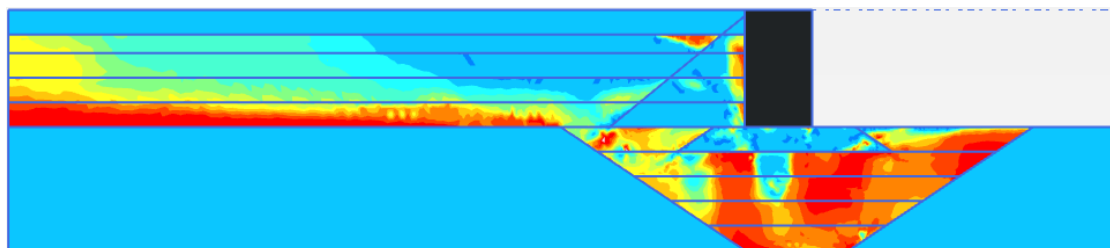


Σχήμα 4.24: Παραμορφωμένος κλάναθος σε πραγματική κλίμακα, τις χρονικές στιγμές 4, 8 και 12s.

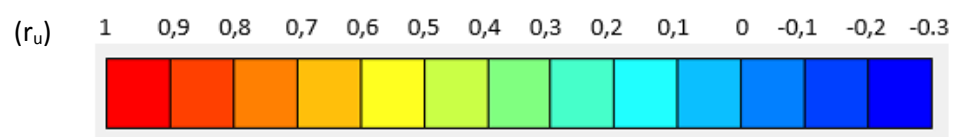
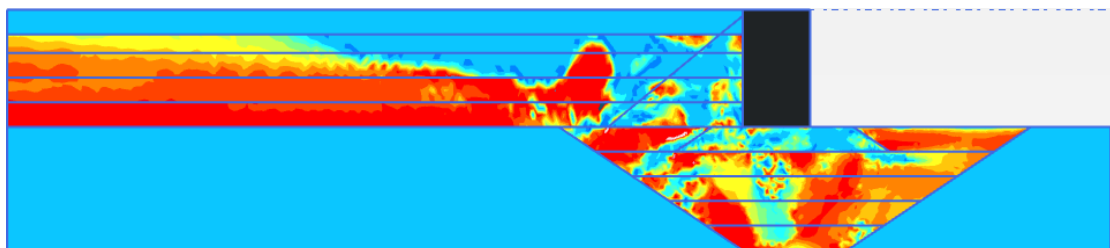
t=4s



t=8s



t=12s



Σχήμα 4.25: Ισοϋψείς του λόγου υπερπίεσης πόρων r_u , στις χρονικές στιγμές 4, 8, 12 s, της χρονοϊστορίας της φόρτισης.

Βιβλιογραφικές αναφορές

Soil Dynamics, Gazetas. (2007), National Technical University of Athens Publication, Athens 2007

Insight into seismic earth and water pressures against caisson quay walls, Dakoulas P. & Gazetas G. (2008), Geotechnique 58.

Numerical analysis of deformation behavior of quay walls under earthquake loading, M. Alyami, M Rouainia, S.M. Wilkinson, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 29 (2009)

Seismic Response of Caisson-Type Quay-Wall against Liquefaction induced Soil Flow: Analysis of a Case History, Diploma Thesis, Zarzouras Orestis, National Technical University of Athens Publication, Athens 2008

Γεωτεχνική Σεισμική Μηχανική, Κυριαζής Δ. Πιτιλάκης, Εκδόσεις Ζήτη, Σεπτέμβριος 2010, Θεσσαλονίκη

Ανάλυση Φορέων με τη Μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων, Μ. Παπανδρακάκης, Εκδόσεις Παπασωτηρίου, Αθήνα 2001

Στοιχεία Εδαφομηχανικής, Μιχάλης Ι. Καββαδάς, Εκδόσεις Συμεών, Αθήνα 2009

Seismic Liquefaction: Centrifuge and numerical modeling, P. M. Byrne & S.S. Park, M.Beauty

Development of a modified elastoplasticity model for sand, P.Tasiopoulou, N. Gerolymos, Second international conference on performance –based design in earthquake geotechnical engineering, Taormina (Italy), 2008

Plaxis Liquefaction Model UBC3D-PLM, Plaxis, Alexandros Petalas, Vahid Galavi, 2013

Plaxis Liquefaction Model, Report No. 1 by Anteneh Biru Tsegaye, Plaxis B.V. 2010 Delft, The Netherlands

Soil Dynamics, Σημειώσεις εκπαιδευτικής εκδρομής στο Kobe και στο Tokyo, National Technical University, School of Civil Engineering, 2014

Gazetas, G., Anastasopoulos, I. & Dakoulas, P. (2005). Failure of harbour quaywalls in the Lefkada 2003 earthquake. In Performance based design in earthquake geotechnical engineering: Concepts and Research, Proceedings of the Geotechnical Earthquake Engineering Satellite Conference, pp. 62–69. Osaka: Japanese Geotechnical Society.

Ghalandarzadeh, A., Orita, T., Towahata, I. & Yun, F. (1998). Shaking table tests on seismic deformation of gravity quaywalls. Soils Found. (Special issue on geotechnical aspects of the January 17, 1995 Hyogoken-Nambu earthquake), 2, 115–132.

Hamada, M. & Wakamatsu, K. (1996). Liquefaction, ground deformation and their caused damage to structures. In The 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake, pp. 45_91. Tokyo: Committee of Earthquake Engineering, Japan Society of Civil Engineers.

Iai, S. (1998). Seismic analysis and performance of retaining structures. In Geotechnical earthquake engineering and soil dynamics III (eds P. Dakoulas, M. K. Yegian and R. Holtz), Geotechnical Special Publication, Vol. II, pp. 1020–1044. American Society of Civil Engineers.

Iai, S., Ichii, K., Liu, H. & Morita, T. (1998). Effective stress analysis of port structures. *Soils Found.* (Special issue on geotechnical aspects of the January 17, 1995 Hyogoken-Nambu earthquake), 2, 97–114.

Inagaki, H., Iai, S., Sugano, T., Yamazaki, H. & Inatomi, T. (1996). Performance of caisson type quay walls at Kobe port. *Soils Found.* (Special issue on geotechnical aspects of the January 17, 1995 Hyogoken-Nambu earthquake), 1, 119–136.

Iwasaki, Y. & Tai, M. (1996). Strong motion records at Kobe Port Island. *Soils Found.* (Special issue on geotechnical aspects of the January 17, 1995 Hyogoken-Nambu earthquake), 1, 29–40.

Kamon, M., Wako, T., Isemura, K., Sawa, K., Mimura, M., Tateyama, K. & Kobayashi, S. (1996). Geotechnical disasters on the waterfront. *Soils Found.* (Special issue on geotechnical aspects of the January 17, 1995 Hyogoken-Nambu earthquake), 1, 137–147.

Sato, M., Watanabe, H. & Katayama, S. (1998). Study on mechanism of caisson type sea wall movement during earthquakes. *Proc. 4th Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering*, St Louis, 1, 604–611.

Towhata, I., Ghalandarzadeh, A., Sundarraj, K. & Vargas-Monge, W. (1996). Dynamic failures of subsoils observed in waterfront areas. *Soils Found.* (Special issue on geotechnical aspects of the January 17, 1995 Hyogoken-Nambu earthquake), 149–160.

Ambrasseys, N. (1988). Engineering seismology. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 17:1-105.

De Alba P., Seed H., and Chan C (1976). Sand liquefaction in large scale simple shear tests. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE 102 (GT9):909-927.*

Ishihara K., (1996). *Soil Behavior in Earthquake Geotechnics.* Oxford University Press.

Lee K. and Seed H., (1967). Cyclic stress conditions causing liquefaction of sand. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 93(1): 47-70.*

Seed H. and Idriss I. (1976). Simplified procedure of evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE 97 (SM9):1249-1273.*

Vaid Y., and Sivathayalan S. (1996). Static and Cyclic liquefaction Potential of Fraser Delta sand in simple shear and triaxial tests. *Canadian Geotechnical Journal, 33(2):281-289.*