Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Τομέας Γεωτεχνικής



National Technical University of Athens School of Civil Engineering Geotechnical Division

Μεταπτυχιακή εργασία ΣΟΥΛΙΩΤΗ ΧΡΗΣΤΟΥ

Επιβλέποντες: Επικ. Καθηγητής Ν. Γερόλυμος Καθηγητής Γ. Γκαζέτας

ΒΑΘΜΟΝΟΜΗΣΗ ΤΟΥ ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ UBC3D – PLM: ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΤΗΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΩΝ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ



A CALIBRATION PROCEDURE FOR THE UBC3D – PLM CONSTITUTIVE MODEL: APPLICATION TO THE SEISMIC RESPONSE OF GRAVITY QUAY WALLS

M.Sc. Thesis by

SOULIOTIS CHRISTOS

Supervised by: Ass. Professor N. Gerolymos Professor G. Gazetas

ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ "ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ"

<u>Ιούνιος 2015</u>

Διάρθρωση εργασίας

Η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία στοχεύει στην βαθμονόμηση του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM, το οποίο περιγράφει την έναρξη και την εξέλιξη του φαινομένου της ρευστοποίησης, και στην αναπαραγωγή της απόκρισης των κρηπιδότοιχων σε σεισμό. Το καταστατικό προσομοίωμα UBC3D – PLM αποτελεί στην ουσία την τροποποιημένη τριδιάστατη επέκταση του καταστατικού προσομοιώματος UBCSAND, και αξιοποιείται από το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS. Χαρακτηρίζεται από παραμέτρους τόσο "μονοτονικής" όσο και "ανακυκλικής" φύσεως, η βαθμονόμηση των οποίων βασίζεται σε τεχνικές βελτιστοποίησης και σε δημοσιευμένες εκφράσεις της βιβλιογραφίας. Ύστερα από την παρουσίαση και τον σχολιασμό των προτεινόμενων εκφράσεων για κάθε παράμετρο, η αποτελεσματικότητα της βαθμονόμησης που διεξήχθη εξακριβώνεται μέσω δυναμικών αναλύσεων ενεργών τάσεων (PLAXIS). Συγκεκριμένα, ο στόχος των παραπάνω αναλύσεων είναι η επιτυχής αναπαραγωγή της απόκρισης: (α) μιας δοκιμής σε φυγοκεντριστή και (β) ενός πραγματικού ιστορικού σεισμικού περιστατικού.

Στο πρώτο κεφάλαιο της μεταπτυχιακής εργασίας παρατίθενται οι απαραίτητες βιβλιογραφικές αναφορές. Αρχικά, αναπτύσσεται το πρόβλημα του αντισεισμικού σχεδιασμού των τοίχων αντιστήριξης και παρατίθεται η γνωστή θεωρία Mononobe – Okabe για τον υπολογισμό των δυναμικών εδαφικών πιέσεων. Στην συνέχεια, περιγράφεται θεωρητικά το φαινόμενο της ρευστοποίησης και αναφέρονται οι παράγοντες που το επηρεάζουν. Τέλος, γίνεται μία σύντομη αναφορά στις συνήθεις κατηγορίες των καταστατικών προσομοιωμάτων που χρησιμοποιούνται κατά την αριθμητική προσομοίωση των σχετικών γεωτεχνικών προβλημάτων.

Στο δεύτερο κεφάλαιο, αναπτύσσεται λεπτομερώς το εξεταζόμενο καταστατικό προσομοίωμα UBC3D – PLM. Καταγράφονται όλα τα θεωρητικά χαρακτηριστικά που το διέπουν με τις αντίστοιχες εξισώσεις. Συγκεκριμένα, παρουσιάζονται: (α) οι επιφάνειες διαρροής, (β) ο νόμος κράτυσης, (γ) ο νόμος πλαστικής ροής των παραμορφώσεων, (δ) ο τρόπος υπολογισμού των πιέσεων του νερού των πόρων και (δ) η διάκριση ανάμεσα σε πρωτεύουσα και δευτερεύουσα φόρτιση.

Στο τρίτο κεφάλαιο, παρουσιάζεται αναλυτικά η διαδικασία της βαθμονόμησης. Αρχικά, γίνεται μία εισαγωγή στις παραμέτρους του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D - PLM και ακολουθεί η διάκρισή τους σε μονοτονικές και ανακυκλικές. Εν συνεχεία, σχολιάζεται η επιλογή της κατάλληλης εργαστηριακής δοκιμής και αναπτύσσεται ο σχετικός αλγόριθμος αριθμητικής προσομοίωσης αστράγγιστων δοκιμών DSS (direct simple shear) επιβαλλόμενης διατμητικής παραμόρφωσης. Με βάση τον αλγόριθμο αυτόν διεξάγεται η βαθμονόμηση: (α) του πλαστικού μέτρου διάτμησης και (β) του πλαστικού εκθέτη, με τις υπόλοιπες μονοτονικές παραμέτρους να βαθμονομούνται με βάση δημοσιευμένες εκφράσεις της βιβλιογραφίας. Εξαίρεση αποτελεί η διαφορά των δύο χαρακτηριστικών γωνιών τριβής του καταστατικού προσομοιώματος, η οποία βαθμονομείται τόσο με βάση δημοσιευμένες εκφράσεις της βιβλιογραφίας όσο και με κατάλληλες τεχνικές βελτιστοποίησης. Έπειτα, ακολουθεί η βαθμονόμηση των ανακυκλικών παραμέτρων, όπου αξιοποιούνται τα αποτελέσματα της βιβλιογραφίας σχετικά με την ανακυκλική αντίσταση των μη συνεκτικών εδαφών έναντι του φαινομένου της ρευστοποίησης. Τέλος, για μία πρώτη αξιολόγηση της προτεινόμενης βαθμονόμησης όλων των παραμέτρων, αναπαράγονται οι καμπύλες G / G_{max} – γ και ξ – γ που προβλέπει το συγκεκριμένο καταστατικό προσομοίωμα και γίνεται η σύγκρισή τους με τις αντίστοιχες της βιβλιογραφίας.

Στο τέταρτο κεφάλαιο, προσομοιώνεται αριθμητικά μία δοκιμή σε φυγοκεντριστή. Συγκεκριμένα, η εν λόγω πειραματική δοκιμή αφορά έναν τυπικό κρηπιδότοιχο του λιμανιού του Πειραιά. Σκοπός της αριθμητικής προσομοίωσης του συγκεκριμένου προβλήματος είναι η "πιστή" αναπαραγωγή της πειραματικής απόκρισης, ώστε να επαληθευτεί η εγκυρότητα της προτεινόμενης βαθμονόμησης. Εξετάζεται η επιρροή της (μη βαθμονομημένης) ανακυκλικής παραμέτρου fac_{post} καθώς και σχολιάζεται η αναγκαιότητα του διαχωρισμού του εδάφους σε επιμέρους ζώνες κατά την αριθμητική προσομοίωση.

Στο πέμπτο κεφάλαιο, προσομοιώνεται αριθμητικά το ιστορικό σεισμικό περιστατικό του Kobe (1999). Συγκεκριμένα, εξετάζεται η απόκριση των κρηπιδότοιχων κατά το εν λόγω σεισμικό γεγονός, με στόχο την επαλήθευση της εγκυρότητας της προτεινόμενης βαθμονόμησης (σε αναλογία με την δοκιμή σε φυγοκεντριστή). Ύστερα από την επιτυχή αναπαραγωγή της εξεταζόμενης συμπεριφοράς, διεξάγεται μία σύντομη παραμετρική διερεύνηση προκειμένου να αναδειχθούν οι κύριοι παράγοντες που εξουσιάζουν την δυναμική απόκριση των κρηπιδότοιχων.

Τέλος, στο έκτο κεφάλαιο συνοψίζονται τα βασικά συμπεράσματα της παρούσης εργασίας, μαζί με προτάσεις για περαιτέρω έρευνα.

Αθήνα, Ιούνιος 2015 ΣΟΥΛΙΩΤΗΣ ΧΡΗΣΤΟΣ

(Υπότροφος του προγράμματος: "ΥΠΟΤΡΟΦΙΕΣ ΑΡΙ-ΣΤΕΙΑΣ Ι.Κ.Υ. ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ ΣΤΗΝ ΕΛΛΑ-ΔΑ - ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ SIEMENS")

<u>Πίνακας περιεχομένων</u>

<u>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1</u>

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ1
1.1 Εισαγωγή1
1.2 Τοίχοι αντιστήριξης: θεωρία και σχεδιασμός4
1.3 Δυναμική απόκριση των τοίχων αντιστήριξης6
1.3.1 Μέθοδος Mononobe – Okabe8
1.3.2 Επιρροή του νερού στις εδαφικές πιέσεις11
1.3.3 Νερό στα κατάντη του τοίχου12
1.3.4 Νερό στα ανάντη του τοίχου12
1.4 Το φαινόμενο της ρευστοποίησης14
1.4.1 Ρευστοποίηση προκαλούμενη από σεισμό14
1.4.2 Αξιολόγηση του κινδύνου ρευστοποίησης και ευπάθεια
1.4.3 Παράμετροι που επηρεάζουν την ανακυκλική αντίσταση άμμων18
1.4.4 Έναρξη της ρευστοποίησης20
1.4.5 Συνέπειες της ρευστοποίησης21
1.5 Καταστατικά προσομοιώματα για την ρευστοποίηση21
1.5.1 Βασικοί τύποι καταστατικών προσομοιωμάτων
ΣΧΗΜΑΤΑ

<u>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2</u>

ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ UBC3D – PLM	35
2.1 Εισαγωγή	35
2.2 Κύρια χαρακτηριστικά	36
2.2.1 Επιφάνειες διαρροής	37
2.2.2 Ελαστο – πλαστική συμπεριφορά και νόμος κράτυνσης	
2.2.3 Νόμος πλαστικής ροής	41
2.2.4 Συνάρτηση πλαστικού δυναμικού	42
2.2.5 Συμπεριφορά σε ανακυκλική φόρτιση	43
2.2.6 Συμπεριφορά στην κατάσταση μετά την ρευστοποίηση	47
2.2.7 Αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης	48

2.3 Επιλογή των παραμέτρων	50
ΣΧΗΜΑΤΑ	57
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3	
ΒΑΘΜΟΝΟΜΗΣΗ ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ UBC3D	- PLM 63
3.1 Εισαγωγή	63
3.2 Επιλογή της κατάλληλης πειραματικής δοκιμής	64
3.3 Επιρροή των παραμέτρων	65
3.4 Μονοτονικές παράμετροι	67
3.4.1 Εισαγωγή	67
3.4.2 Αλγόριθμος αριθμητικών DSS δοκιμών	68
3.4.3 Διαδικασία βαθμονόμησης και αποτελέσματα	72
(α) Ελαστικές παράμετροι	73
(β) Γωνίες τριβής	75
(γ) Πλαστικές παράμετροι	79
3.5 Ανακυκλικές παράμετροι	82
3.5.1 Εισαγωγή	82
3.5.2 Αντοχή έναντι ρευστοποίησης	83
3.5.3 Διαδικασία βαθμονόμησης και αποτελέσματα	85
(α) Βαθμονόμηση για τάση αναφοράς 100 kPa	87
(β) Βαθμονόμηση για τάση διαφορετική από την τάση αναφοράς	89
3.6 Αξιολόγηση της βαθμονόμησης	92
3.7 Συμπεράσματα	96
ΣΧΗΜΑΤΑ	99
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4	
ΔΟΚΙΜΗ ΣΕ ΦΥΓΟΚΕΝΤΡΙΣΤΗ	137
4.1 Εισαγωγή	137
4.2 Χαρακτηριστικά στοιχεία των πειραμάτων σε φυγοκεντριστή	137
4.3 Περιγραφή του προβλήματος	140
4.3.1 Δοκιμή φυγοκεντριστή	140

4.3.2 Αριθμητικό προσομοίωμα141

ΣΧΗΜΑΤΑ15	55
4.5 Συμπεράσματα1	53
4.4.2 Προσομοίωμα χωρίς εδαφικές ζώνες1	49
4.4.1 Προσομοίωμα με εδαφικές ζώνες1	45
4.4 Αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων14	44

<u>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5</u>

ΙΣΤΟΡΙΚΟ ΠΕΡΙΣΤΑΤΙΚΟ	183
5.1 Εισαγωγή	183
5.2 Βιβλιογραφικές αναφορές	183
5.3 Περιγραφή του εξεταζόμενου προβλήματος	187
5.3.1 Συμβατικός σχεδιασμός	
5.3.2 Αριθμητικό προσομοίωμα	193
5.4 Αποτελέσματα και σχολιασμός	197
5.4.1 Σύγκριση με τον συμβατικό σχεδιασμό	201
5.4.2 Παραμετρική διερεύνηση	202
5.5 Συμπεράσματα	206
ΣΧΗΜΑΤΑ	209

<u>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6</u>

ΣΥΝΟΨΗ	229
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ

<u>1.1 Εισαγωγή</u>

Η πρόβλεψη της ρευστοποίησης και των μετατοπίσεων που το φαινόμενο αυτό παράγει αποτελούν έναν θεμελιώδη πρόβλημα για τις γεωτεχνικές κατασκευές σε περιοχές ήπιας έως και υψηλής σεισμικότητας. Οι τυπικές διαδικασίες που χρησιμοποιούνται για την περιγραφή του φαινομένου της ρευστοποίησης συνήθως προβλέπουν την έναρξη του φαινομένου σε βάθη μεγαλύτερα των 50m (Byrne et al., 2004). Οι απαιτούμενες ενέργειες για την αποτροπή (ή των περιορισμό) της ρευστοποίησης σε αυτά τα βάθη προφανώς είναι κοστοβόρες. Πάντως, η εμπειρία κατά την διάρκεια παλαιότερων σεισμικών γεγονότων υποδεικνύει ότι η ρευστοποίηση συνήθως συναντάται σε βάθη μέχρι και 15m (Youd et al., 2001), ενώ πιο πρόσφατα πειραματικά αποτελέσματα σε δοκιμές φυγοκεντριστή (Steedman et al., 2000) δείχνουν ότι υπάρχει ένα όριο στην τάση εγκιβωτισμού πέρα από το οποίο η ανάπτυξη ρευστοποίησης είναι πρακτικώς αδύνατη. Όπως γίνεται εύκολα αντιληπτό, ένα τέτοιο όριο θα μπορούσε δυνητικά να μειώσει σε σημαντικό βαθμό το κόστος των εργασιών πρόληψης έναντι του φαινομένου, όμως, η επιβεβαίωση της ύπαρξης αυτού του ορίου (και η αυστηρή ποσοτικοποίησή του) απαιτεί αξιόπιστα δεδομένα και, βεβαίως, την καλύτερη δυνατή κατανόηση της φυσικής του προβλήματος της ρευστοποίησης.

Η σεισμική απόκριση των κρηπιδότοιχων σε έναν δεδομένο σεισμό σχεδιασμού συνήθως αξιολογείται μέσα από αναλύσεις ολικών τάσεων, με τα εξής διαδοχικά βήματα (Byrne et al., 2004): (α) απλοποιημένη ανάλυση με στόχο τον υπολογισμό του μεγέθους των επιβαλλόμενων ανακυκλικών διατμητικών τάσεων (CSR) και σύγκρισή τους με την διαθέσιμη ανακυκλική διατμητική αντοχή (CRR) έτσι ώστε να γίνει η ταυτοποίηση δυνητικά ρευστοποιήσιμων ζωνών, (β) ανάλυση οριακής ισορροπίας για την αξιολόγηση της ευστάθειας μετά την ρευστοποίηση, χρησιμοποιώντας τις παραμένουσες τιμές των διατμητικών αντοχών για τις ζώνες όπου μπορεί να πραγ-

ματοποιηθεί ρευστοποίηση και (γ) σε περίπτωση που το προηγούμενο βήμα δεν οδηγήσει σε κάποια μορφή αστοχίας, διεξαγωγή απλής δυναμικής ανάλυσης για τον υπολογισμό των παραμενουσών μετακινήσεων που αναμένονται από την συγκεκριμένη διέγερση.

Η παραπάνω αλληλουχία αναλύσεων, αν και αποτελεί μία συνηθισμένη διαδικασία στην πράξη, στην θεωρία δεν μπορεί σε καμία περίπτωση να χαρακτηριστεί ως θεμελιώδης καθότι, βασιζόμενη σε αναλύσεις ολικών τάσεων, δεν μπορεί να υπολογίσει τις πιέσεις πόρων και γενικότερα να συλλάβει την φυσική που διέπει το πρόβλημα της ρευστοποίησης. Για τον λόγο αυτόν, τα τελευταία 50 χρόνια οι αναλύσεις ενεργών τάσεων κερδίζουν συνεχώς έδαφος, αποτελώντας μία θεμελιώδη πλέον διαδικασία. Η έναρξη της ρευστοποίησης, η εξέλιξη του φαινομένου και οι παραγόμενες μετατοπίσεις υπολογίζονται ευθέως, με αναλύσεις στο πεδίο του χρόνου. Κατά τις αναλύσεις αυτές, η συμπεριφορά κάθε εδαφικού στοιχείου είναι εκείνη που εξουσιάζει την απόκριση ολόκληρου του συστήματος. Με τον τρόπο αυτόν, το πιο αδύναμο (ή το βαρύτερα φορτισμένο) εδαφικό στοιχείο του συστήματος ρευστοποιείται πρώτο, ακολουθούν τα υπόλοιπα με την αντίστοιχη σειρά τους, οι παραγόμενες μετατοπίσεις αυξάνουν με τον χρόνο κλπ. Γενικά, οι αναλύσεις ενεργών τάσεων είναι εκείνες που δύνανται να αναπαράγουν με τον βέλτιστο δυνατό τρόπο την ζητούμενη απόκριση.

Επιπλέον, τα τελευταία 50 χρόνια υπήρξε πληθώρα καταγεγραμμένων περιστατικών αστοχιών λιμενικών κρηπιδότοιχων. Μάλιστα, οι αστοχίες αυτές συχνά συσχετίζονται με τις σημαντικές παραμορφώσεις – μετακινήσεις των ρευστοποιήσιμων εδαφικών αποθέσεων ανάντη ή/και στην θεμελίωση των τοίχων. Για τον λόγο αυτόν, οι αστοχίες των κρηπιδότοιχων διεγείρουν (διαχρονικά) το ενδιαφέρον των ερευνητών της γεωτεχνικής σεισμικής μηχανικής. Ως αποτέλεσμα, έχει αναπτυχθεί σημαντικός αριθμός εμπειρικών μεθοδολογιών, πειραματικών και αριθμητικών μεθόδων για την αντιμετώπιση του προβλήματος του δυσχερούς και περίπλοκου αντισεισμικού σχεδιασμού τους.

Η συνηθέστερη μορφή των κρηπιδότοιχων είναι αυτή των τοίχων αντιστήριξης βαρύτητας λόγω της ανθεκτικότητάς τους, της ευκολίας στην κατασκευή και της ικανό-

τητάς τους να φτάσουν σε σημαντικά βάθη πυθμένα. Ο σχεδιασμός των λιμενικών τοίχων αντιστήριξης βαρύτητας απαιτεί την επαρκή ικανότητα αυτών σε κάθε ένα από τα παρακάτω κριτήρια σχεδιασμού: (α) ολίσθηση, (β) ανατροπή και (γ) επιτρεπόμενο επίπεδο τάσεων κάτω από την βάση του τοίχου. Αν και ο σχεδιασμός των κρηπιδότοιχων είναι πλήρως κατανοητός για την περίπτωση της στατικής φόρτισης, η ανάλυση (και ο σχεδιασμός) υπό συνθήκες σεισμικής φόρτισης εξακολουθεί να είναι υπό διαρκή ανάπτυξη και έρευνα. Κατά την έντονη εδαφική κίνηση, στην περίπτωση σεισμού, αναπτύσσονται πρόσθετες υδατικές πιέσεις πόρων ακόμα και στην περίπτωση μη συνεκτικών εδαφών. Η αύξηση αυτή των εν λόγω πιέσεων δεν προκαλεί μόνο την αύξηση της πλευρικής (οριζόντιας) φόρτισης των τοίχων αντιστήριξης, αλλά και την μείωση των ενεργών εδαφικών τάσεων στο έδαφος θεμελίωσης και στο αντιστηριζόμενο έδαφος, γεγονός που δύναται να οδηγήσει σε συνθήκες ρευστοποίησης: η πιο σημαντική πτυχή κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό λιμενικών τοίχων αντιστήριξης.

Η ύπαρξη ρευστοποίησης τόσο στο αντιστηριζόμενο έδαφος όσο και στο έδαφος θεμελίωσης ήταν η κύρια αιτία για τις καταγεγραμμένες βλάβες των κρηπιδότοιχων σε σημαντικό αριθμό ιστορικών σεισμικών περιστατικών (Hayashi et al., 1966; Sasajima et al., 2003). Για παράδειγμα, οι βλάβες στις λιμενικές εγκαταστάσεις στο Kobe (Ιαπωνία) κατά τον μεγάλο σεισμό του 1995 (Hyogoken – Nanbu) αποτελεί ίσως ένα από τα σημαντικότερα παραδείγματα αστοχίας των κρηπιδότοιχων εξαιτίας της ρευστοποίησης. Επιπλέον, επί τόπου παρατηρήσεις σε 24 θαλάσσιες κατασκευές στον σεισμό του 1999 στο Kocaeli (Τουρκία), κατέδειξαν ότι το αντιστηριζόμενο έδαφος πίσω από τους τοίχους αντιστήριξης ρευστοποιήθηκε, οδηγώντας σε σημαντικές "προς τα έξω" μετακινήσεις (Sumer et al., 1999). Παρόμοιες ήταν και οι παρατηρήσεις κατά τον σεισμό του 1999 στο Chi Chi (Ταϊβάν).

Η μέθοδος του σεισμικού συντελεστή, η οποία στηρίζεται κατά αποκλειστικότητα στην θεωρία των Mononobe – Okabe (Mononobe and Matsuo, 1929), εφαρμόζεται κατά κόρον κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό λιμενικών τοίχων αντιστήριξης βαρύτητας. Όμως, αυτή η μέθοδος σχεδιασμού δεν δύναται να λάβει υπόψιν με άμεσο τρόπο την δυνατότητα εκδήλωσης ρευστοποίησης τόσο στο έδαφος θεμελίωσης, όσο και στο αντιστηριζόμενο έδαφος. Παρόλα αυτά, η ευκολία και η (κατά τον δυ-

νατόν) αξιοπιστία των αποτελεσμάτων της αποτελεί σημείο αναφοράς πολλών εφαρμογών, καθώς και γεωτεχνικών αντισεισμικών κανονισμών (π.χ. Ευρωκώδικας 7).

Από την σκοπιά της αριθμητικής προσομοίωσης, έχουν αναπτυχθεί πολλά σύνθετα καταστατικά προσομοιώματα για την περιγραφή του φαινομένου της ρευστοποίησης και για τον υπολογισμό των παραμορφώσεων που το φαινόμενο αυτό εισάγει (Martin et al., 1975; Finn et al., 1977; Iai et al., 1992). Πρόσφατα, η μεγαλύτερη προσοχή έχει δοθεί: (α) στον ρόλο της προοδευτικής υποβάθμισης της εδαφικής δυσκαμψίας με την αύξηση των πιέσεων του νερού των πόρων, (β) στην συσσώρευση των παραμορφώσεων, (γ) στην εξάρτηση της εδαφικής απόκρισης από το επίπεδο της έντασης και (δ) στο σχήμα των παραγόμενων βρόχων υστέρησης κατά την ανακύκλιση (Prevost, 1985; Manzari and Dafalias, 1997; Rouainia and Wood, 2001; Elgamal et al., 2003). Βασικό ρόλο στην αξιολόγηση όλων των καταστατικών προσομοιωμάτων της βιβλιογραφίας παίζει η σύγκριση των αποτελεσμάτων που το καθένα παράγει με τα αντίστοιχα αποτελέσματα πραγματικών περιστατικών όπου έχει σημειωθεί ρευστοποίηση. Εξάλλου, σε αυτά τα πρότυπα βαδίζει και η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία, όπου σε επόμενο κεφάλαιο τα αποτελέσματα αριθμητικών αναλύσεων θα συγκριθούν με τις μετρήσεις ενός τυπικού έργου αντιστήριξης κατά το σεισμό του Kobe (1995) στην Ιαπωνία, ίσως το πλέον χαρακτηριστικό παράδειγμα που αξιοποιείται από την πλειοψηφία των ερευνητών.

1.2 Τοίχοι αντιστήριξης: θεωρία και σχεδιασμός

Το πρόβλημα της αντιστήριξης εδαφών είναι ένα από τα παλαιότερα στην γεωτεχνική μηχανική. Ορισμένες από τις πιο θεμελιώδεις αρχές της εδαφομηχανικής αναπτύχθηκαν ύστερα από την εκτεταμένη μελέτη του συγκεκριμένου προβλήματος (Kramer, 1996). Αρχικά, για την πλήρη κατανόηση του προβλήματος του αντισεισμικού σχεδιασμού των κρηπιδότοιχων βαρύτητας, θεωρείται σκόπιμο: (α) να προηγηθεί μία σύντομη περιγραφή των διάφορων τύπων που συναντώνται, (β) να ακολουθήσει μία (επίσης) σύντομη περιγραφή των τύπων αστοχιών και (γ) να γίνει η σχετική αναφορά στον υπολογισμό των δυναμικών εδαφικών πιέσεων επί των τοίχων αντιστήριξης.

Οι τοίχοι αντιστήριξης συχνά ταξινομούνται με βάση στην σχετική τους μάζα, την ευκαμψία τους και τις συνθήκες αγκύρωσής τους. Οι τοίχοι αντιστήριξης τύπου βαρύτητας (Figure 1-1) είναι ο παλαιότερος και συγχρόνως ο απλούστερος τρόπος που έχει χρησιμοποιηθεί με σκοπό την αντιστήριξη εδαφών. Αποτελούν συμπαγείς και "δύσκαμπτες" κατασκευές, με αποτέλεσμα η παραμόρφωσή τους να προκύπτει από την απλή μετακίνηση στερεού σώματος. Αντιθέτως, οι εύκαμπτες αντιστηρίξεις τύπου προβόλου περιλαμβάνουν και παραμόρφωση της ίδιας της κατασκευής, καθώς βασίζονται στην καμπτική ικανότητά τους για την ασφαλή παραλαβή των οριζόντιων εδαφικών πιέσεων. Η κατανομή των εδαφικών πιέσεων στους τοίχους αντιστήριξης τύπου προβόλου εξαρτάται από την σχετική δυσκαμψία και την παραμόρφωση τόσο του ίδιου του τοίχου όσο και του αντιστηριζόμενου εδάφους, σε πλήρη αντίθεση με τους τοίχους αντιστήριξης τύπου βαρύτητας όπου λόγω του όγκου και της μάζας τους θεωρούνται αυτομάτως "απείρως πιο δύσκαμπτοι" από το αντιστηριζόμενο έδαφος: η βασικότερη διαφορά ανάμεσα στους παραπάνω δύο τύπους. Άλλες μορφές αντιστήριξης, οι οποίες προκύπτουν από τα βασικά στοιχεία των προαναφερθέντων, μπορούν να παρατηρηθούν στο Figure 1-1.

Για τον σχεδιασμό των τοίχων αντιστήριξης είναι απαραίτητο να οριστεί η "κατάσταση αστοχίας". Υπό στατικές συνθήκες, οι βασικές πηγές φόρτισης είναι το βάρος του τοίχου, οι οριζόντιες εδαφικές πιέσεις και οι δυνάμεις αγκύρωσης (εφόσον υπάρχουν). Ο επαρκής σχεδιασμός ενός τοίχου αντιστήριξης υπό αυτές τις συνθήκες επιτυγχάνει την ισορροπία μεταξύ αυτών των δυνάμεων, και τον περιορισμό των διατμητικών τάσεων του εδάφους μακριά από τα επίπεδα της διατμητικής του αντοχής. Υπό συνθήκες σεισμικής φόρτισης, όμως, οι αδρανειακές δυνάμεις και οι αλλαγές στην αντοχή του εδάφους ενδέχεται να καταλύσουν την στατική ισορροπία και να προκαλέσουν παραμένουσες μετακινήσεις. Ως κατάσταση αστοχίας, είτε οριζόμενη από ολίσθηση, είτε από ανατροπή, είτε από δομητική αστοχία του ίδιου του μέσου αντιστήριξης, αναφέρεται σχεδόν αποκλειστικά η περίπτωση όπου οι παραμένουσες μετακινήσεις λαμβάνουν σημαντικό μέγεθος.

Οι τοίχοι αντιστήριξης τύπου βαρύτητας αστοχούν με την μορφή μετακίνησης στερεού σώματος (π.χ. ολίσθηση, ανατροπή), όπως σχεδιάζεται στο *Figure 1-2*. Η ολίσθηση συμβαίνει όταν η ισορροπία των οριζοντίων δυνάμεων δεν εξασφαλίζεται

(π.χ. όταν οι πλευρικές ωθήσεις του εδάφους δημιουργούν μία συνισταμένη δύναμη η οποία υπερβαίνει την διατμητική ικανότητα στην βάση του τοίχου). Η ανατροπή, αντίστοιχα, συμβαίνει όταν καταλύεται η ισορροπία ροπών περί το σημείο περιστροφής στην βάση του τοίχου, μηχανισμός που συχνά συνοδεύεται και από την αστοχία σε φέρουσα ικανότητα του εδάφους θεμελίωσης. Επιπλέον, οι τοίχοι αντιστήριξης βαρύτητας ενδέχεται να αστοχήσουν και μία σε γενικότερη μορφή αστάθειας, η οποία αντιμετωπίζεται και περιγράφεται σαν τις κοινές αστοχίες εδαφικών πρανών, όπου το αντιστηριζόμενο έδαφος και ο τοίχος αντιστήριξης μετακινούνται σαν ένα ενιαίο σώμα.

Οι τοίχοι αντιστήριξης τύπου προβόλου υπόκεινται στους ίδιους μηχανισμούς αστοχίας με εκείνους των τοίχων βαρύτητας, καθώς επίσης και σε μορφές αστοχίας δομητικού τύπου (π.χ. καμπτικού) του ίδιου του υλικού του τοίχου. Οι εδαφικές πιέσεις και οι επακόλουθες καμπτικές εντάσεις στην κατασκευή του τοίχου εξαρτώνται από την γεωμετρία και την σχετική δυσκαμψία του συστήματος αντιστήριξης στο σύνολό του (*Figure 1-3*). Το μέγεθος των παραμορφώσεων εξαιτίας αυτού του συγκεκριμένου τύπου αστοχίας εξαρτάται κατά κύριο λόγο από την ικανότητα σε όρους πλαστιμότητας της ίδιας της κατασκευής του τοίχου αντιστήριξης.

Η σεισμική απόκριση των τοίχων αντιστήριξης εξαρτάται από τις συνολικές πλευρικές εδαφικές πιέσεις που αναπτύσσονται κατά την διάρκεια του σεισμικού γεγονότος. Οι συνολικές αυτές πιέσεις αποτελούνται τόσο από τις στατικές πιέσεις "βαρύτητας" που προϋπάρχουν πριν συμβεί ο σεισμός, όσο και από τις παροδικές δυναμικές πιέσεις που εισάγονται ως αποτέλεσμα της σεισμικής κίνησης. Για λόγους συντομίας, ο τρόπος υπολογισμού των στατικών πιέσεων θεωρείται γνωστός και δεν αναπτύσσεται περαιτέρω.

1.3 Δυναμική απόκριση των τοίχων αντιστήριξης

Η δυναμική απόκριση ακόμα και του απλούστερου τοίχου αντιστήριξης θεωρείται περίπλοκη. Οι μετακινήσεις του τοίχου και οι πιέσεις επί αυτού εξαρτώνται από πολλούς παράγοντες, όπως είναι η απόκριση του εδάφους θεμελίωσης, η απόκριση του αντιστηριζόμενου εδάφους, η αδρανειακή απόκριση του ίδιου του σώματος του τοίχου, η φύση της εδαφικής κίνησης και η ύπαρξη νερού. Σημαντικό ρόλο στην μελέτη της δυναμικής απόκρισης των τοίχων αντιστήριξης έχουν παίξει διαχρονικά οι αριθμητικές και οι πειραματικές μέθοδοι. Σε γενικές γραμμές, η πλειοψηφία του ενδιαφέροντος εστιάζεται σε τοίχους αντιστήριξης βαρύτητας (όπως είναι και η περίπτωση που εξετάζεται στην παρούσα εργασία), με τα κυριότερα ευρήματα των αριθμητικών και των πειραματικών ερευνών να είναι τα εξής:

- Οι τοίχοι υπόκεινται σε μετακίνηση και/ή στροφή. Τα σχετικά μεγέθη μετακίνησης και στροφής εξαρτώνται, κυρίως, από τον τύπο του τοίχου: ένα από τα δύο μεγέθη ενδέχεται να εξουσιάζει την απόκριση για ορισμένους τοίχους (Nadim and Whitman, 1984), και τα δύο ενδέχεται να είναι εξίσου σημαντικά σε άλλους (Siddharthan et al., 1992).
- Το μέγεθος και η κατανομή των δυναμικών εδαφικών πιέσεων εξαρτώνται από τον τρόπο παραμόρφωσης του τοίχου (Sherif et al., 1982; Sherif and Fang, 1984a,b).
- Η μέγιστη συνισταμένη δύναμη των εδαφικών πιέσεων εντοπίζεται σε περίπτωση που ο τοίχος μετατοπιστεί (ή στραφεί) "προς τα μέσα" (δηλαδή, όταν η αδρανειακή δύναμη του τοίχου έχει κατεύθυνση προς το αντιστηριζόμενο έδαφος). Στην αντίθετη περίπτωση ("προς τα έξω" μετατόπιση) εντοπίζεται η ελάχιστη (σε αναλογία με τις στατικές ενεργητικές/παθητικές ωθήσεις).
- Το σχήμα της κατανομής των εδαφικών πιέσεων μεταβάλλεται διαρκώς κατά την διάρκεια ενός σεισμού καθώς ο τοίχος μετακινείται. Συνεπώς, το σημείο εφαρμογής της συνισταμένης δύναμης αλλάζει διαρκώς: είναι υψηλότερα όταν ο τοίχος μετακινείται προς το αντιστηριζόμενο έδαφος και χαμηλότερα όταν μετακινείται μακριά από αυτό.
- Οι δυναμικές πιέσεις επί του τοίχου επηρεάζονται σημαντικά από τα δυναμικά χαρακτηριστικά του συνολικού συστήματος, και αυξάνονται σημαντικά για διεγέρσεις κοντά στην ιδιοσυχνότητά του (Steedman and Zeng, 1990).
 Υπό τις ίδιες συνθήκες, σημαντική αύξηση παρατηρείται και στις παραμένουσες μετακινήσεις (Nadim, 1982).
- Αυξημένες παραμένουσες πιέσεις ενδέχεται να παρατηρηθούν και μετά το τέλος ενός σεισμικού γεγονότος (Whitman, 1990).

Δεδομένου, λοιπόν, των παραπάνω περίπλοκων φαινομένων κατά την απόκριση, καθώς επίσης και της εγγενούς αβεβαιότητας στην εκτίμηση των εδαφικών παραμέτρων, δεν είναι δυνατόν να αναλυθεί με ακρίβεια κάθε δυνατή πτυχή της απόκρισης ενός τοίχου αντιστήριξης βαρύτητας υπό δυναμική φόρτιση. Ως αποτέλεσμα, για τον αντισεισμικών σχεδιασμό τέτοιων κατασκευών γίνεται συχνά χρήση απλοποιημένων προσομοιωμάτων (υπό πληθώρα παραδοχών), δημοφιλέστερη των οποίων είναι η μέθοδος Mononobe – Okabe, η οποία περιγράφεται επιγραμματικά παρακάτω.

<u>1.3.1 Μέθοδος Mononobe – Okabe</u>

Κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό κατασκευών αντιστήριξης, κοινή πρακτική και μεθοδολογία αποτελεί: (α) η εκτίμηση της φόρτισης που υπόκειται η κατασκευή κατά την διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος και (β) η εξασφάλιση ότι το γενικότερο σύστημα αντιστήριξης δύναται να φέρει την παραπάνω φόρτιση ασφαλώς. Οι δυναμικές πιέσεις που δρουν σε τοίχους αντιστήριξης βαρύτητας συνήθως εκτιμούνται ύστερα από ψευδοστατικό υπολογισμό. Με βάση αυτή την θεώρηση, οι Okabe (1926) και Mononobe and Matsuo (1929) ανέπτυξαν την κλασσική θεωρία υπολογισμού των σεισμικών εδαφικών πιέσεων επί των τοίχων αντιστήριξης (μέθοδος Mononobe – Okabe, M – O). Συγκεκριμένα, η μέθοδος M – Ο αποτελεί την ευθεία επέκταση της (στατικής) θεωρίας Coulomb για ψευδοστατικές συνθήκες. Σε μία ανάλυση τύπου M – O, οι επιταχύνσεις επιβάλλονται ψευδοστατικά σε ένα εδαφικό πρίσμα, με την ζητούμενη εδαφική δυναμική συνιστώσα να προκύπτει από την ισορροπία των αναπτυσσόμενων δυνάμεων.

Οι δυνάμεις που δρουν σε ένα πρίσμα ξηρού, μη συνεκτικού αντιστηριζόμενου εδάφους απεικονίζονται στο Figure 1-5. Επιπρόσθετα στις δυνάμεις που προϋπάρχουν υπό στατικές συνθήκες φόρτισης (Figure 1-4), δύο νέες δυνάμεις εισάγονται κατά τους υπολογισμούς, το μέγεθος των οποίων εξαρτάται από την μάζα του πρίσματος και την επιβαλλόμενη επιτάχυνση: (α) οριζόντια ψευδοστατική δύναμη α_h = k_hg και (β) κατακόρυφη ψευδοστατική δύναμη α_v = k_vg . Η συνολική ενεργητική συνισταμένη δύναμη (στατική και δυναμική) υπολογίζεται από την έκφραση:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \cdot K_{AE} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - k_V)$$
(1.1)

όπου ο δυναμικός συντελεστής ενεργητικής ώθησης Κ_{ΑΕ} υπολογίζεται από την έκφραση:

$$K_{AE} = \frac{\cos^{2}(\varphi - \vartheta - \psi)}{\cos\psi \cdot \cos^{2}\vartheta \cdot \cos(\delta + \vartheta + \psi) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi - \theta - \psi)}{\cos(\delta + \vartheta + \psi) \cdot \cos(\theta - \vartheta)}}\right]^{2}}$$
(1.2)

όπου φ – β ≥ ψ, γ = γ_{dry} και ψ = tan⁻¹[k_h/(1-k_v)]. Η κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας, η οποία είναι "πιο επίπεδη" από την αντίστοιχη της στατικής θεωρίας Coulomb, έχει κλίση ως προς την οριζόντια διεύθυνση (Zarrabi – Kashani, 1979):

$$\alpha_{AE} = \varphi - \psi + tan^{-1} \left[\frac{-tan(\varphi - \psi - \beta) + C_{1E}}{C_{2E}} \right]$$
(1.3)

όπου οι συναρτήσεις C_{1E} και C_{2E} εξαρτώνται από τα μεγέθη φ, ψ, β, θ και δ.

Αν και η ανάλυση κατά Μ – Ο υποθέτει ότι η συνολική ενεργητική συνισταμένη δύναμη (στατική και δυναμική) δρα σε απόσταση Η/3 από την βάση του τοίχου (όπου Η το ύψος του τοίχου), πειραματικά αποτελέσματα υποδεικνύουν ότι στην πραγματικότητα δρα σε υψηλότερο σημείο. Η εν λόγω συνισταμένη δύναμη Ρ_{ΑΕ} διαχωρίζεται σε δύο συνιστώσες, την στατική Ρ_Α και την δυναμική ΔΡ_{ΑΕ}:

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} \tag{1.4}$$

Ως γνωστόν, η στατική συνιστώσα δρα σε ύψος Η/3 από την βάση του τοίχου αντιστήριξης. Οι Seed and Whitman (1970) υπέδειξαν ότι το δυναμικό μέρος της ενεργητικής συνιστώσας δρα σε απόσταση περίπου 0.6Η από την βάση. Υπό αυτές τις συνθήκες, η συνολική συνισταμένη ενεργητική εδαφική δύναμη του πρίσματος δρα σε απόσταση (από την βάση) ίση με:

$$h = \frac{P_A \cdot H_{3} + \Delta P_{AE} \cdot (0.6 \cdot H)}{P_{AE}}$$
(1.5)

Συνεπώς, η ακριβής τιμή του "μοχλοβραχίονα" h εξαρτάται από το σχετικό μέγεθος των δυνάμεων P_A και P_{AE} : συχνά καταλήγει να εντοπίζεται περί το μέσον του ύψους του τοίχου. Εξάλλου, σημειώνεται ότι κατά την ανάλυση κατά M - O, όταν ο κατακόρυφος συντελεστής επιτάχυνσης k_V λαμβάνεται ίσος με 50% έως και 67% του αντίστοιχου οριζόντιου k_h , η αλλαγή στο αποτέλεσμα της συνολικής δύναμης P_{AE} είναι μικρότερη από 10%. Οι Seed and Whitman (1970) κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι για ένα τυπικό αντισεισμικό σχεδιασμό τοίχου αντιστήριξης με βάση την μεθοδολογία M - O, η κατακόρυφη συνιστώσα μπορεί να αγνοηθεί χωρίς κάποια ουσιαστική διαφοροποίηση στα αποτελέσματα του σχεδιασμού.

Αν και πολύ απλή στην σύλληψη, η μέθοδος M – O παρέχει έναν χρήσιμο τρόπο για την εκτίμηση των σεισμικών φορτίσεων επί των τοίχων αντιστήριξης. Θεωρώντας θετικό συντελεστή οριζόντιας επιτάχυνσης, προκύπτει αύξηση στην συνολική συνισταμένη ενεργητική δύναμη σε σχέση με την αντίστοιχη στατική. Καθώς η ευστάθεια ενός συγκεκριμένου τοίχου αντιστήριξης γενικά δυσχεραίνει με την αύξηση της συνολικής ενεργητικής ώθησης, η μέθοδος M – O παράγει δυσμενέστερες συνθήκες φόρτισης σε σχέση με την μελέτη του στατικού προβλήματος. Η επιρροή ενδεχόμενης πρόσθετης φόρτισης στην επιφάνεια του εδάφους ανάντη του τοίχου αντιστήριξης μπορεί πολύ εύκολα να ληφθεί υπόψη με παρόμοια διαδικασία με εκείνη από την οποία προέκυψαν οι παραπάνω εκφράσεις. Σε αυτήν, την περίπτωση, όμως, η δυσμενέστερη επιφάνεια αστοχίας δεν είναι γνωστή εκ των προτέρων, και πρέπει να προκύψει από την εξέταση ενός πλήθους υποψήφιων επιφανειών.

Απ' την άλλη πλευρά, όπως αναφέρθηκε παραπάνω, η μέθοδος M – O αποτελεί την προέκταση της θεωρίας Coulomb, και βασίζεται σε ψευδοστατικούς υπολογισμούς. Συνεπώς, υπόκειται και αυτή σε όλους τους περιορισμούς που από την φύση τους έχουν οι ψευδοστατικές αναλύσεις (κυρίως), αλλά και η ίδια η θεωρία Coulomb. Για παράδειγμα, σε περιπτώσεις εδαφών που υπόκεινται σημαντική μείωση στην αντοχή τους κατά την διάρκεια σεισμών (π.χ. ρευστοποιήσιμα εδάφη), ο προσδιορισμός του κατάλληλου ψευδοστατικού συντελεστή είναι δύσκολος, την στιγμή που και ο ίδιος ο τύπος της ανάλυσης είναι ακατάλληλος. Σε αντιστοιχία με την θεωρία Coulomb, έτσι και η μέθοδος M – Ο υπερεκτιμά την συνολική συνισταμένη των ενεργητικών ωθήσεων, ειδικά για την περίπτωση που δ >> φ/2.

1.3.2 Επιρροή του νερού στις εδαφικές πιέσεις

Η διαδικασία για την εκτίμηση της σεισμικής φόρτισης των τοίχων αντιστήριξης που περιγράφηκε παραπάνω περιορίζεται σε ξηρά αντιστηριζόμενα εδάφη. Αν και πολλοί τοίχοι σχεδιάζονται με στραγγιστήρια για την αποφυγή της ανάπτυξης πρόσθετων υδατικών πιέσεων πόρων στο αντιστηριζόμενο έδαφος, κάτι τέτοιο δεν είναι δυνατόν στην περίπτωση των λιμενικών κρηπιδότοιχων, κατασκευές στις οποίες έχουν παρατηρηθεί οι περισσότερες βλάβες από σεισμικά γεγονότα.

Η παρουσία του νερού στις κατασκευές αντιστήριξης παίζει σημαντικό ρόλο στον προσδιορισμό της φόρτισής τους τόσο κατά την διάρκεια, όσο και μετά το τέλος των σεισμικών γεγονότων. Συγκεκριμένα, το νερό στην κατάντη μεριά ενός τοίχου αντιστήριξης δύναται να εισάγει πρόσθετες δυναμικές πιέσεις στην εξωτερική πλευρά, ενώ το νερό στην ανάντη πλευρά (δηλαδή στο αντιστηριζόμενο έδαφος) με την σειρά του τροποποιεί τις αντίστοιχες πιέσεις στην εσωτερική πλευρά. Επιπλέον, συνήθως, το ύψος της στάθμης του νερού στην ανάντη πλευρά είναι κοινό με το ύψος της στάθμης του νερού στην κατάντη πλευρά. Ενδέχεται, όμως, να υπάρχει υστέρηση στην μεταβολή της στάθμη ανάντη σε σχέση με την αντίστοιχη μεταβολή της στάθμης κατάντη, η οποία οφείλεται κυρίως στην διαπερατότητα του αντιστηριζόμενου εδάφους και στην συχνότητα με την οποία μεταβάλλεται η στάθμη στα κατάντη του τοίχου (π.χ. μεταβολή στην στάθμη της θάλασσας). Οι συνολικές υδατικές πιέσεις που δρουν στην περίπτωση των τοίχων αντιστήριξης μπορούν να διαχωριστούν σε δύο επιμέρους συνιστώσες: (α) στις υδροστατικές, οι οποίες αυξάνονται γραμμικά με το βάθος και δρουν επί της κατασκευής πριν, κατά την διάρκεια και μετά το τέλος ενός σεισμικού γεγονότος και (β) στις υδροδυναμικές, οι οποίες είναι αποτέλεσμα της δυναμικής απόκρισης του ίδιου του υδάτινου όγκου.

<u>1.3.3 Νερό στα κατάντη του τοίχου</u>

Στην περίπτωση των κρηπιδότοιχων, οι υδροδυναμικές πιέσεις στην εξωτερική πλευρά εκτιμώνται με βάση την θεωρία Westergaard (Westergaard, 1931). Ο Westergaard απέδειξε ότι το μέγεθος της υδροδυναμικής πίεσης αυξάνεται με την τετραγωνική ρίζα του βάθους του νερού, όταν η κίνηση εφαρμόζεται σε συχνότητα μικρότερη της ιδιοσυχνότητας του ταμιευτήρα ($f_o = v_p / 4H$, όπου v_p η ταχύτητα διάδοσης p κυμάτων στο νερό και H το βάθος του νερού στον ταμιευτήρα). Το μέγεθος των υδροδυναμικών πιέσεων υπολογίζεται από την έκφραση:

$$\rho_{w} = \frac{7}{8} \cdot \frac{\alpha_{h}}{g} \cdot \gamma_{w} \cdot \sqrt{z_{w} \cdot H}$$
(1.6)

και η συνισταμένη υδροδυναμική δύναμη από την έκφραση:

$$P_{w} = \frac{7}{12} \cdot \frac{\alpha_{h}}{g} \cdot \gamma_{W} \cdot H^{2}$$
(1.7)

Στην παραπάνω υδροδυναμική συνιστώσα οφείλει να ληφθεί υπόψιν και η αντίστοιχη υδροστατική.

1.3.4 Νερό στα ανάντη του τοίχου

Η ύπαρξη νερού στα ανάντη ενός τοίχου αντιστήριξης επηρεάζει την σεισμική φόρτιση επί του τοίχου με τρεις τρόπους: (α) τροποποιώντας τις αδρανειακές δυνάμεις στο αντιστηριζόμενο έδαφος, (β) αναπτύσσοντας πρόσθετες υδροδυναμικές πιέσεις και (γ) εισάγοντας την δυνατότητα για ανάπτυξη σημαντικών υδατικών πιέσεων πόρων, οι οποίες ενδέχεται να υποβαθμίζουν την αντοχή του αντιστηριζόμενου εδάφους.

Οι αδρανειακές δυνάμεις σε κορεσμένα εδάφη εξαρτώνται κατά κύριο λόγο από την σχετική κίνηση μεταξύ των κόκκων του εδαφικού υλικού και του νερού των πόρων που τους περιβάλλει. Στην περίπτωση που η διαπερατότητα του εδάφους είναι αρκετά μικρή (τυπικά k \leq 10⁻³ cm/sec) ώστε το νερό των πόρων να κινείται μαζί με το έδαφος σαν ένα σώμα, οι αδρανειακές δυνάμεις είναι ανάλογες με το ολικό ειδικό βάρος του εδάφους. Εάν, αντιθέτως, η διαπερατότητα του εδάφους είναι αρκετά

μεγάλη (π.χ. σε αμμώδη εδάφη), το νερό των πόρων δύναται να παραμένει πρακτικώς ακίνητο, την στιγμή που ο εδαφικός σκελετός μετακινείται συνεχώς. Στην περίπτωση αυτή, οι αδρανειακές δυνάμεις είναι ανάλογες του υπό άνωση ειδικού βάρους του εδάφους, ενώ ενδέχεται να αναπτυχθούν και πρόσθετες υδροδυναμικές πιέσεις (σύμφωνα με την προηγούμενη ενότητα), και οι οποίες οφείλουν να ληφθούν υπόψη.

Στην περίπτωση που η διαπερατότητα του εδάφους είναι σχετικά μικρή, η μέθοδος M – Ο μπορεί να τροποποιηθεί προκειμένου να λάβει υπόψιν την ύπαρξη νερού στους πόρους του εδαφικού υλικού (Matsuzawa et al., 1985). Αναπαριστώντας την υπερπίεση του νερού των πόρων στο αντιστηριζόμενο έδαφος μέσω του συντελεστή πίεσης πόρων r_u, η συνολική ενεργητική συνισταμένη δύναμη μπορεί να υπολογιστεί από την εξίσωση 1.1, χρησιμοποιώντας τα ακόλουθα μεγέθη:

$$\gamma = \gamma_b \cdot (1 - r_u) \tag{1.8}$$

$$\psi = \tan^{-1} \left[\frac{\gamma_{sat} \cdot k_h}{\gamma_b \cdot (1 - r_u) \cdot (1 - k_v)} \right]$$
(1.9)

Επιπλέον, οφείλει να ληφθεί υπόψη μία πρόσθετη υδροδυναμική συνιστώσα, η οποία βασίζεται σε ένα "ισοδύναμο υγρό" ειδικού βάρους:

$$\boldsymbol{\gamma}_{eq} = \boldsymbol{\gamma}_{W} + \boldsymbol{r}_{u} \cdot \boldsymbol{\gamma}_{b} \tag{1.10}$$

Αξίζει να σημειωθεί ότι καθώς ο συντελεστής r_u πλησιάζει την μονάδα (όπως συμβαίνει στην περίπτωση ρευστοποιήσιμου αντιστηριζόμενου εδάφους), η τελική συνολική συνισταμένη δύναμη πλησιάζει εκείνη ενός ισοδύναμου υγρού ειδικού βάρους γ_{eq} = γ_{sat}. Τέλος, στην περίπτωση μερικώς βυθισμένου αντιστηριζόμενου εδάφους, οι ισοδύναμες συνιστάμενες εδαφικές πιέσεις μπορούν να υπολογιστούν με την χρήση ενός μέσου ειδικού βάρους, το οποίο υπολογίζεται συναρτήσει των σχετικών όγκων του εδάφους εντός του υπό εξέταση πρίσματος που βρίσκονται πάνω και κάτω από την στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα (*Figure 1-6*):

$$\overline{\boldsymbol{\gamma}} = \boldsymbol{\lambda}^2 \cdot \boldsymbol{\gamma}_{sat} + (\boldsymbol{1} - \boldsymbol{\lambda}^2) \cdot \boldsymbol{\gamma}_d \tag{1.11}$$

Και σε αυτήν την περίπτωση, πρέπει να ληφθούν υπόψιν τόσο η υδροστατική όσο και η υδροδυναμική (εάν υπάρχει) συνιστώσα.

<u>1.4 Το φαινόμενο της ρευστοποίησης</u>

Στις ενότητες που ακολουθούν αναπτύσσονται οι βασικές πτυχές του φαινομένου της ρευστοποίησης, σε όσο γίνεται πιο θεωρητικό επίπεδο. Ο ποσοτικός προσδιορισμός των επιμέρους συμπεριφορών αναλύεται σε επόμενο κεφάλαιο.

1.4.1 Ρευστοποίηση προκαλούμενη από σεισμό

Τα χαλαρά μη συνεκτικά εδάφη τείνουν να συστέλλονται κατά την διάρκεια της ανακυκλικής φόρτισης, γεγονός που μεταφέρει ορθές τάσεις από τον εδαφικό σκελετό προς το νερό των πόρων, εφόσον το έδαφος είναι κορεσμένο και η στράγγιση "απαγορεύεται" κατά την διάρκεια της δόνησης. Ως αποτέλεσμα, επέρχεται μείωση στην ενεργό τάση εγκιβωτισμού του εδάφους, με την συνεπαγόμενη μείωση στην αντοχή και την δυσκαμψία να οδηγεί σε παραμορφώσεις (Idriss and Boulanger, 2008). Η παραπάνω διαδοχική μείωση της αντοχής και της δυσκαμψίας εξαιτίας της ανάπτυξης πρόσθετων πιέσεων πόρων ονομάζεται "ρευστοποίηση", φαινόμενο που συνήθως έχει καταστροφικά αποτελέσματα.

Αν και ο παραπάνω ορισμός δίνει έναν ποιοτικό χαρακτηρισμό στο φαινόμενο της ρευστοποίησης, δεν υπάρχει μοναδικός και σαφής ορισμός για τον προσδιορισμό των ακριβών συνθηκών κάτω από τις οποίες παρατηρείται. Το γεγονός αυτό συμβαίνει διότι (σε συνάρτηση με τις αρχικές συνθήκες πριν από ένα σεισμικό γεγονός) οι μηχανισμοί που οδηγούν σε αστοχία λόγω ρευστοποίησης είναι κατά περίπτωση διαφορετικοί. Γενικά, η ρευστοποίηση μπορεί να ταξινομηθεί σε δύο μεγάλες κατηγορίες, όπου χάριν ακρίβειας παρατίθενται με την ονομασία τους όπως συναντώνται στην διεθνή βιβλιογραφία: (α) "flow liquefaction" και (β) "cyclic mobility".

Η "ροή λόγω ρευστοποίησης" αφορά κυρίως πρανή και συνήθως οδηγεί σε σημαντικά μεγάλες μετακινήσεις (*Figure 1-7*). Σε αυτήν την περίπτωση, η διατμητική αντοχή του εδάφους μειώνεται τόσο σε σημείο που γίνεται μικρότερη από την απαιτούμενη διατμητική τάση για την ισορροπία. Το γεγονός αυτό οδηγεί σε αστοχία μορφής "εδαφικής ροής", όπου η εξουσιάζουσα δύναμη είναι η στατικώς επιβαλλόμενη διατμητική τάση.

Σε αντίθεση με την παραπάνω περίπτωση, στην περίπτωση της "ανακυκλικής κινητικότητας" οι παραμορφώσεις που οδηγούν σε αστοχία παράγονται σταδιακά και συσσωρευτικά κατά την διάρκεια της δόνησης, ενώ οφείλονται στην συνδυασμένη δράση της στατικής και της ανακυκλικής συνιστώσας της φόρτισης. Μία από τις πιο γνωστές μορφές αστοχίας που ανήκουν σε αυτήν την κατηγορία είναι η "πλευρική εξάπλωση" (lateral spreading), η οποία δύναται να παρατηρηθεί σε πολύ ήπιας κλίσης (έως και οριζόντιους) εδαφικούς σχηματισμούς, εφόσον αυτοί γειτνιάζουν με όγκους νερού (π.χ. η περίπτωση των λιμενικών κρηπιδότοιχων). Αν και σε αυτήν την περίπτωση οι παραγόμενες παραμορφώσεις είναι σημαντικά μικρότερες από την παραπάνω περίπτωση, οι βλάβες ενδέχεται να είναι εξίσου μεγάλες, καθώς η ζώνη επιρροής αυτού του φαινομένου είναι σημαντικά μεγαλύτερη (Figure 1-8). Μάλιστα, στην περίπτωση των κρηπιδότοιχων, παρόλο που η αρχική στατικώς επιβαλλόμενη διατμητική τάση στο έδαφος είναι πρακτικά μηδενική, δημιουργούνται παραμένουσες μετακινήσεις, ενώ η κύρια πηγή των βλαβών είναι οι εκτεταμένες εδαφικές καθιζήσεις που λαμβάνουν χώρα ύστερα από το τέλος του σεισμικού γεγονότος, καθώς εκτονώνονται οι υπερπιέσεις που έχουν δημιουργηθεί. Γενικά, η "ανακυκλική κινητικότητα" οδηγεί σε δημιουργία μεγαλύτερου μεγέθους πρόσθετων πιέσεων πόρων σε σχέση με την "ροή λόγω ρευστοποίησης", οι οποίες δύνανται να λάβουν τιμές αντίστοιχες της αρχικής ενεργού τάσης, ενώ στην περίπτωση της "ροής λόγω ρευστοποίησης" η αστοχία ορίζεται αρκετά πριν από αυτό το σημείο.

Παρά τις διαφορές στους παραπάνω μηχανισμούς αστοχίας, τα όρια διαχωρισμού ανάμεσα στα δύο φαινόμενα δεν είναι και τόσο ξεκάθαρα, και μάλιστα αναφέρονται κυρίως στις αρχικές συνθήκες πριν την εκδήλωση της ρευστοποίησης. Σημειώνεται, πάντως, ότι η μηχανική πίσω από την ανάπτυξη των πιέσεων πόρων, την "χαλάρωση" και την υποβάθμιση της αντοχής του εδάφους είναι κοινή, γεγονός για το οποίο δύσκολα παρατηρείται διάκρισή τους κατά την δημιουργία καταστατικών προσομοιωμάτων (Been and Jefferies, 2006).

1.4.2 Αξιολόγηση του κινδύνου ρευστοποίησης και ευπάθεια

Για την αξιολόγηση του κινδύνου ρευστοποίησης σε ένα συγκεκριμένο πεδίο, απαιτείται να απαντηθούν τρεις βασικές ερωτήσεις (Kramer, 1996):

- Είναι τα εδαφικά υλικά επιρρεπή σε ρευστοποίηση;
- Αναμένεται να ενεργοποιηθεί ο κίνδυνος ρευστοποίησης από την υπό εξέταση σεισμική διέγερση;
- Εφόσον συμβεί ρευστοποίηση, ποιες θα είναι οι συνέπειές της;

Κατά την κοινή πρακτική, συνήθως οι τρεις παραπάνω ερωτήσεις αντιμετωπίζονται ξεχωριστά. Αρχικά, εκτιμάται η ευπάθεια του εδάφους στον συγκεκριμένο κίνδυνο, εν συνεχεία διεξάγονται οι απαιτούμενες αναλύσεις και τέλος αξιολογούνται τα αποτελέσματά τους.

Φυσικά, δεν είναι όλα τα εδαφικά υλικά επιρρεπή στον κίνδυνο της ρευστοποίησης. Για την αξιολόγηση της ευπάθειας ενός εδάφους σε ρευστοποίηση, χρησιμοποιούνται ορισμένα κριτήρια, τα οποία ταξινομούνται στις ακόλουθες κατηγορίες (Kramer, 1996):

(α) Ιστορικά κριτήρια

Η ρευστοποίηση συνήθως συμβαίνει στις ίδιες τοποθεσίες, ειδικά όταν οι εδαφικές και οι υδραυλικές συνθήκες της περιοχής παραμένουν αμετάβλητες (Youd, 1984a). Με αυτόν τον τρόπο, πραγματικές περιπτώσεις παλαιότερων σεισμικών γεγονότων μπορούν να χρησιμοποιηθούν προκειμένου να προσδιοριστούν συγκεκριμένα πεδία τα οποία έχουν την δυναμική να εμφανίσουν τον συγκεκριμένο κίνδυνο, ή γενικά να ταυτοποιηθούν συγκεκριμένες συνθήκες που ενδέχεται να παρατηρηθούν και σε άλλα πεδία. Εξάλλου, παρόμοιας λογικής κριτήριο εφαρμόζεται και στην περίπτωση των κατολισθήσεων.

Επιπλέον, φαίνεται να υπάρχει μία συγκεκριμένη και "μοναδική" απόσταση από το επίκεντρο ενός σεισμού, μέσα στην οποία δύναται να παρατηρηθεί ρευστοποίηση. Η απόσταση αυτή εξαρτάται αποκλειστικά από το μέγεθος του σεισμού. Παρόλο που κάτι τέτοιο δεν είναι απόλυτο (με την έννοια ότι δεν "απαγορεύεται" η ρευστοποίηση να εκδηλωθεί ακόμα και σε μεγαλύτερες αποστάσεις), μπορεί να αποβεί αρκετά χρήσιμο σε ορισμένες περιπτώσεις αξιολόγησης του κινδύνου ρευστοποίησης σε μία ευρύτερη περιοχή.

(β) Γεωλογικά κριτήρια

Ο τρόπος απόθεσης των εδαφικών υλικών, οι υδρολογικές συνθήκες και η ηλικία των ίδιων των εδαφικών αποθέσεων είναι σημαντικοί παράγοντες, οι οποίοι συνεισφέρουν στην ευπάθεια σε ρευστοποίηση (Youd, 1984b). Οι πιο ευπαθείς σχηματισμοί είναι αυτοί που δημιουργήθηκαν από επιχωμάτωση, οι αλλουβιακοί, οι "ποτάμιοι", οι "θαλάσσιοι" κλπ. Επιπλέον, πρόσφατα σχηματισμένα εδάφη είναι πιο επιρρεπή από αντίστοιχα παλαιότερα. Συνεπώς, γίνεται εύκολα αντιληπτό ότι (σε ότι αφορά τους ανθρωπίνως δημιουργημένους εδαφικούς σχηματισμούς) καλά συμπυκνωμένα εδάφη εμφανίζουν υψηλότερες πιθανότητες αποφυγής της ρευστοποίησης σε σχέση με τα πιο χαλαρά.

(γ) Χαρακτηριστικά σύνθεσης

Εφόσον η ρευστοποίηση συνδέεται με την γέννηση πρόσθετων πιέσεων του νερού των πόρων, τα χαρακτηριστικά της σύνθεσης των εδαφών που επηρεάζουν την ευπάθεια σε ρευστοποίηση είναι εκείνα που αφορούν την συμπεριφορά κατά την μεταβολή του όγκου (π.χ. σχήμα των κόκκων, μέγεθός τους και διαβάθμισή τους).

Η ρευστοποίηση αφορά τα μη συνεκτικά εδάφη, από τις μη-πλάσιμες αραιές ιλύς μέχρι και τα αμμοχάλικα. Επιπλέον, ακόμα και τα συνεκτικά εδάφη μπορούν να αναπτύξουν σημαντικές παραμορφώσεις κατά την διάρκεια της σεισμικής φόρτισης, όμως, δεν είναι δυνατόν να αξιολογηθούν με τις ίδιες διαδικασίες διότι εν γένει παρουσιάζουν διαφορετικά χαρακτηριστικά διατμητικής αντοχής σε σχέση με τα μη συνεκτικά.

Από την σκοπιά της διαβάθμισης των εδαφικών κόκκων, τα καλά διαβαθμισμένα εδάφη είναι λιγότερο ευπαθή στον κίνδυνο της ρευστοποίησης από τα φτωχά διαβαθμισμένα καθώς εμφανίζουν μικρότερες δυνατότητες μεταβολής του όγκου τους. Συν τοις άλλοις, άμμοι με στρογγυλεμένους κόκκους "πυκνοποιούνται" πολύ πιο εύκολα σε σχέση με τις άμμους με γωνιώδεις κόκκους, καθιστώντας τες γενικά περισσότερο ευπαθείς. Για τα καλά διαβαθμισμένα εδάφη, εξάλλου, υπάρχουν και ορισμένα ποσοτικά κριτήρια (βλ. κινεζικούς κανονισμούς, Wang, 1979).

(δ) Κριτήρια κατάστασης

Ακόμα και εάν όλα τα προαναφερθέντα κριτήρια ικανοποιούνται, η "ενεργοποίηση" ή μη της ρευστοποίησης αποφασίζεται από την αρχική κατάσταση του εδάφους, η οποία προσδιορίζεται πάντα σε σχέση με την κρίσιμη κατάστασή του. Ένα ποσοτικό μέτρο της κατάστασης του εδάφους είναι ο λεγόμενος "δείκτης κατάστασης" (Been and Jefferies, 1985), ο οποίος ορίζεται ως η διαφορά ανάμεσα στον παρόντα δείκτη πόρων e με τον δείκτη πόρων στην κρίσιμη κατάσταση ecs. Με αυτόν τον τρόπο, ο "δείκτης κατάστασης" παρέχει μία συνδυασμένη περιγραφή της επιρροής τόσο της σχετικής πυκνότητας όσο και της τάσης εγκιβωτισμού. Η κρίσιμη κατάσταση που προαναφέρθηκε αναφέρεται στην κατάσταση που παρατηρείται όταν για "συνεχιζόμενη" διάτμηση του εδάφους δεν εντοπίζεται καμία αλλαγή στην τάση και στον όγκο του (Idriss and Boulanger, 2008). Για συγκεκριμένο τύπο άμμου και συγκεκριμένη εργαστηριακή δοκιμή, η "ανακυκλική αντίσταση" (CRR) του εδάφους είναι συνάρτηση του εν λόγω "δείκτη κατάστασης". Εν γένει, σε άμμους σε πυκνότερη κατάσταση απ' ότι στην κρίσιμη, αστοχία τύπου "εδαφικής ροής " δεν δύναται να συμβεί. Συνεπώς, ο μόνος τρόπος εκδήλωσης του κινδύνου ρευστοποίησης αφορά την αστοχία τύπου "ανακυκλικής κινητικότητας" (με τις συνεπακόλουθες περιορισμένες παραμορφώσεις).

Επιπλέον, για δεδομένη τάση εγκιβωτισμού, η "ανακυκλική αντίσταση" αυξάνεται καθώς αυξάνεται η σχετική πυκνότητα. Το σχετικό μέγεθος της τάσης εγκιβωτισμού καθορίζει την τάση του εδάφους να συστέλλεται ή να διαστέλλεται, με αποτέλεσμα να επηρεάζει άμεσα την αντοχή του. Η εν λόγω αντίσταση αυξάνεται (σε απόλυτα μεγέθη) καθώς αυξάνεται η αρχική τάση στερεοποίησης του εδάφους, για κάθε τιμή της σχετικής πυκνότητας (*Figure 1-9*).

1.4.3 Παράμετροι που επηρεάζουν την ανακυκλική αντίσταση άμμων

Για την εκτίμηση του κινδύνου ρευστοποίησης, συνήθως χρησιμοποιείται το μέγεθος της κανονικοποιημένης μορφής της ανακυκλικά επιβαλλόμενης διατμητικής τάσης (cyclic stress ratio, CSR), το οποίο ορίζεται ως ο λόγος της ανακυκλικά επιβαλλόμενης διατμητικής τάσης προς την αρχική κατακόρυφη ενεργό ορθή τάση. Επιπλέον, η "αντοχή" σε ρευστοποίηση εκφράζεται μέσω του παράγοντα CRR (cyclic resistance ratio), ο οποίος αποτελεί τον απαιτούμενο αριθμό CSR για την οριακή έναρξη της ρευστοποίησης σε δεδομένο αριθμό επιβαλλόμενων κύκλων.

Εκτός από την επιρροή της αρχικής κατάστασης, όπως αυτή σχολιάστηκε παραπάνω, υπάρχουν και άλλοι παράμετροι που επηρεάζουν την αντοχή των άμμων σε ρευστοποίηση. Ένας από τους σπουδαιότερους τέτοιους παράγοντες είναι ο συντελεστής ουδέτερης ώθησης (K_o). Σύμφωνα με τους Ishihara (1985), ο δείκτης CRR εδαφικών σχηματισμών ανισότροπα στερεοποιημένων μπορεί να συνδεθεί με τον δείκτη CRR των ισότροπα στερεοποιημένων ως εξής:

$$CRR_{Ko\neq 1} = \frac{1 + 2 \cdot K_0}{3} \cdot CRR_{Ko=1}$$
(1.12)

Ένας άλλος εξίσου σημαντικός παράγοντας είναι η αρχική στατικώς επιβαλλόμενη διατμητική τάση, η οποία εκφράζεται μέσω του δείκτη α, ο οποίος ορίζεται ως ο λόγος της αρχικής διατμητικής τάσης προς την αρχική κατακόρυφη ενεργό ορθή τάση. Η επιρροή του δείκτη α στην ανακυκλική αντίσταση των εδαφών περιγράφεται μέσω του παράγοντα K_α, ο οποίος ορίζεται ως ο λόγος του CRR με αρχική στατική διατμητική τάση προς τον CRR χωρίς αρχική διατμητική τάση. Στο *Figure 1-10* απεικονίζεται η μεταβολή του παραπάνω παράγοντα για διάφορες τιμές της σχετικής πυκνότητας και του δείκτη SPT ((N₁)₆₀).

Επιπλέον, η εξέλιξη των πιέσεων πόρων και των διατμητικών παραμορφώσεων κατά την αστράγγιστη ανακυκλική φόρτιση κορεσμένων άμμων επηρεάζεται σημαντικά από την στροφή των κυρίων αξόνων. Όμως, η εξάρτηση αυτή αποτελεί μία από τις δυσκολότερες διαδικασίες να περιγραφεί μαθηματικά, με αποτέλεσμα πολλά από τα καταστατικά προσομοιώματα για την ρευστοποίηση να την συμπεριλαμβάνουν με έμμεσο τρόπο.

1.4.4 Έναρξη της ρευστοποίησης

Διαχρονικά, διάφορες θεωρήσεις έχουν γίνει για τον ορισμό της έναρξης του φαινομένου της ρευστοποίησης. Η πιο κοινή από όλες είναι εκείνη που βασίζεται στο επίπεδο των αναπτυσσόμενων τάσεων, η οποία συγκρίνει την σεισμικώς επιβαλλόμενη ανακυκλική τάση με την "ανακυκλική αντίσταση" του εδάφους.

Κατά τις εργαστηριακές δοκιμές, συχνά χρησιμοποιούνται είτε ο λόγος των πιέσεων πόρων είτε το πλάτος της αναπτυσσόμενης διατμητικής παραμόρφωσης. Ο λόγος των πιέσεων πόρων ορίζεται ως:

$$r_{u} = \frac{\Delta u}{\sigma'_{vo}}$$
(1.13)

για ανακυκλικές δοκιμές απλής διάτμησης, όπου η διαφορά Δυ εκφράζει τις αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις και σ'_{vo} είναι η αρχική κατακόρυφη ενεργός ορθή τάση. Ως όριο για την έναρξη της ρευστοποίησης ορίζεται ένα συμβατικό ποσοστό του συντελεστή r_u (συνήθως r_u ≈ 98%) ή στην περίπτωση που θεωρηθεί το πλάτος της αναπτυσσόμενης διατμητικής παραμόρφωσης συνήθως το εν λόγω όριο λαμβάνει την τιμή γ ≈ 3%.

Στην πράξη, οι σεισμικώς επιβαλλόμενες διατμητικές τάσεις (δηλαδή ο λόγος CSR) συνήθως εκτιμάται μέσω της προτεινόμενης διαδικασίας των Seed – Idriss (1971), όπως περιγράφεται στα πρακτικά του συνεδρίου NCEER (2001). Εναλλακτικά, ο υπολογισμός των στατικών και των δυναμικών τάσεων διεξάγεται μέσω αναλύσεων με πεπερασμένα στοιχεία. Η αντοχή σε ρευστοποίηση (δηλαδή ο λόγος CRR) συνήθως εκτιμάται με εμπειρικό τρόπο, με χρήση δημοσιευμένων συσχετίσεων της βιβλιογραφίας, σε συνδυασμό με τα αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών (π.χ. οι δοκιμές SPT και CPT). Η αντοχή σε ρευστοποίηση που υπολογίζεται με αυτόν τον τρόπο αναφέρεται σε σεισμούς μεγέθους M = 7.5, για τάση εγκιβωτισμού αναφοράς ίση με 100 kPa και για συνθήκες επίπεδης επιφάνειας εδάφους. Συνεπώς, απαιτείται η απαιτούμενη αναγωγή στις αναμενόμενες συνθήκες πεδίου για ένα συγκεκριμένο έργο προκειμένου να αξιοποιηθεί κατάλληλα. Κάτι τέτοιο γίνεται με μία σειρά από διορθωτικούς συντελεστές, όπως θα παρουσιαστεί αργότερα σε επόμενο κεφάλαιο.

<u>1.4.5 Συνέπειες της ρευστοποίησης</u>

Η ρευστοποίηση μπορεί να οδηγήσει σε ένα μεγάλο εύρος συνεπειών, σε συνάρτηση με τις επί τόπου συνθήκες, με το επίπεδο του σεισμικού γεγονότος και την φύση των κατασκευών στο εξεταζόμενο κάθε φορά πεδίο. Τρεις από πλέον σημαντικές συνέπειες οι οποίες περιλαμβάνουν κάθε δυνατή πτυχή που συνδέεται με το φαινόμενο της ρευστοποίησης είναι οι εξής (Idriss and Boulanger, 2008):

- Απώλεια της διατμητικής αντοχής του εδάφους, οδηγώντας σε αστάθεια πρανών και επιχωμάτων.
- Πλευρική εξάπλωση εδαφών με ήπια κλίση.
- Καθιζήσεις μετά το τέλος ενός σεισμού εξαιτίας της αποτόνωσης των υδατικών πιέσεων.

Οι παραμορφώσεις λόγω της ρευστοποίησης δεν εξαρτώνται μόνο από τα εγγενή χαρακτηριστικά του εδάφους και την σεισμική διέγερση, αλλά επίσης και από την στρωματογραφία, την τοπογραφία και από άλλα περίπλοκα φαινόμενα (π.χ. η επιρροή και της τρίτης διάστασης). Η παρούσα πρακτική των αναλύσεων που ακολουθείται δεν μπορεί να συμπεριλάβει πλήρως και ακριβώς κάθε δυνατή πτυχή του προβλήματος. Γενικά, πολλά από τα αντίστοιχα καταστατικά προσομοιώματα βασίζονται σε αρκετές απλοποιητικές παραδοχές, ειδικά σχετικά με την εξέταση της συμπεριφοράς μετά την ρευστοποίηση, και παρά την εκτεταμένη έρευνα επί του θέματος δεν υπάρχει ακόμα ένα κοινό πλαίσιο.

1.5 Καταστατικά προσομοιώματα για την ρευστοποίηση

Αν και οι εμπειρικές μέθοδοι της βιβλιογραφίας έχουν βοηθήσει σημαντικά στην βελτίωση του σχεδιασμού έναντι ρευστοποίησης, και γενικά στην λήψη αποφάσεων για κάθε υπό εξέταση πρόβλημα, υπάρχουν δύο σημαντικά μειονεκτήματα σε αυτές τις προσεγγίσεις. Αρχικά, οι εμπειρικές προσεγγίσεις οδηγούν συχνά σε "διαφωνίες", όπου διαφορετικοί ερευνητές καταλήγουν σε εντελώς διαφορετικά συμπεράσματα και προτάσεις, ακόμα και στην περίπτωση που επεξεργάζονται τις ίδιες πραγματικές περιπτώσεις με τα ίδια αρχικά δεδομένα. Εν συνεχεία, πειράματα φυσικής κλίμακας είναι πρακτικώς αδύνατο να διεξαχθούν στα πλαίσια της επιστήμης του πολιτικού μηχανικού, με αποτέλεσμα οι βάσεις δεδομένων που υποστηρίζουν τις εμπειρικές προσεγγίσεις να είναι περιορισμένη. Η βασική προσπάθεια για την αποφυγή των παραπάνω μειονεκτημάτων έχει στραφεί στην δημιουργία κατάλληλων αριθμητικών καταστατικών προσομοιωμάτων, τα οποία αποσκοπούν στην αναλυτική περιγραφή και προσομοίωση της μηχανικής που κρύβεται πίσω από αυτό το φαινόμενο. Σε αυτό το πλαίσιο έχει αναπτυχθεί ένας σημαντικός αριθμός καταστατικών προσομοιωμάτων, τα οποία προσπαθούν όχι μόνο να προβλέψουν την έναρξη της ρευστοποίησης, αλλά επίσης να υπολογίσουν ικανοποιητικά τις αναπτυσόμενες παραμένουσες μετακινήσεις και την συμπεριφορά κατά την εξέλιξή της.

Τα πλέον προχωρημένα καταστατικά προσομοιώματα για την ρευστοποίηση βασίζονται στην θεωρία της κρίσιμης κατάστασης, όπου η συμπεριφορά του εδάφους εξαρτάται στενά από την πυκνότητά του και την τάση εγκιβωτισμού του. Η γενική ιδέα είναι ότι τα πυκνά εδάφη είναι πιο "ισχυρά" και διαστολικά σε αντίθεση με τα χαλαρά όπου παρουσιάζονται πιο "αδύναμα" και συστολικά. Η θεωρία της κρίσιμης κατάστασης παρέχει το κατάλληλο υπόβαθρο το οποίο μπορεί να εξηγήσει με ακριβή τρόπο γιατί μία δεδομένη πυκνότητα συμπεριφέρεται με ένα συγκεκριμένο τρόπο. Ως εκ τούτου, τα εδαφικά προσομοιώματα που βασίζονται στην θεωρία της κρίσιμης κατάστασης είναι τα πλέον κατάλληλα για τις αναλύσεις.

Επιπλέον, υπάρχει μεγάλη ποικιλία στα καταστατικά προσομοιώματα εδαφών για την ρευστοποίηση, τα οποία ταξινομούνται από περιγραφικά έως και εξιδανικευμένα. Τα περιγραφικά καταστατικά προσομοιώματα βασίζονται σε πειραματικά δεδομένα και βαθμονομούνται με στατιστικές διαδικασίες, κάτι το οποίο σημαίνει ότι παρέχουν πολύ καλά αποτελέσματα μόνο εφόσον η διαδρομή των τάσεων στο εξεταζόμενο πρόβλημα είναι παρόμοια με εκείνη των πειραματικών δοκιμών. Από την άλλη πλευρά, τα εξιδανικευμένα προσομοιώματα εκκινούν από υποθετικούς μηχανισμούς από τους οποίους λαμβάνονται οι επακόλουθες συμπεριφορές. Σε αυτά, η συνέπεια στην φυσική του προβλήματος θεωρείται μεγαλύτερης σημασίας από την ακρίβεια των αποτελεσμάτων (Been and Jefferies, 2006).

Σπουδαίο ρόλο στην ανάπτυξη των καταστατικών προσομοιωμάτων για την ρευστοποίηση έχει παίξει η μελέτη του προβλήματος των χωμάτινων φραγμάτων. Αρχι-

κές προσεγγίσεις αφορούσαν ψευδοστατικές αναλύσεις, αναπαριστώντας τις σεισμική φόρτιση με οριζόντιες αδρανειακές δυνάμεις. Εν συνεχεία, αναπτύχθηκαν τα λεγόμενα "βισκοελαστικά" προσομοιώματα. Σημείο αναφοράς, επίσης, αποτελεί η ισοδύναμη γραμμική μέθοδος για την προσέγγιση της μη γραμμικής συμπεριφοράς, όπως αυτή αναπτύχθηκε από τον H.B. Seed στο Πανεπιστήμιο της Καλιφόρνια (Berkeley). Όμως, όλα τα παραπάνω αναφέρονται σε αναλύσεις ολικών τάσεων, με αποτέλεσμα να μην μπορούν να περιγράψουν την σταδιακή ανάπτυξη των πιέσεων πόρων. Επιπλέον, παρά την εξάρτηση του λόγου απόσβεσης και του μέτρου διάτμησης από το πλάτος της επιβαλλόμενης διατμητικής παραμόρφωσης κατά την ισοδύναμη γραμμική προσέγγιση, το προσομοίωμα εξακολουθεί να παραμένει ελαστικό με αποτέλεσμα η άμεση εκτίμηση των παραμενουσών μετακινήσεων να είναι αδύνατη. Παρόλα αυτά, η ισοδύναμη γραμμική μέθοδος εξακολουθεί να χρησιμοποιείται ευρέως στην πράξη (Finn et al., 1988).

Έπειτα από τον σεισμό του San Fernando, ο βασικός στόχος ήταν η δημιουργία καταστατικών προσομοιωμάτων ικανών να προσομοιώσουν αξιόπιστα την ανάπτυξη των πιέσεων πόρων και την μη γραμμικότητα του εδάφους. Κατά αυτόν τον τρόπο, το ενδιαφέρον των ερευνητών στράφηκε στην έννοια των αναλύσεων ενεργών τάσεων, μέσω μη γραμμικών ελαστο – πλαστικών καταστατικών προσομοιωμάτων. Στην λογική των μοντέλων αυτών, το έδαφος συχνά αντιμετωπίζεται ως ένα διφασικό υλικό, χρησιμοποιώντας μερικώς (ή πλήρως) συνδεδεμένες εξισώσεις για την στερεά και την υγρή φάση. Τα πλέον σύνθετα εξ' αυτών (ό, τι πιο εξελιγμένο επί του θέματος σήμερα) είναι τα μη γραμμικά ελαστο – πλαστικά καταστατικά προσομοιώματα, τα οποία βασίζονται στην θεωρία κράτυνσης κινηματικού τύπου (kinematic hardening theory) και χρησιμοποιούν, συνήθως, πολλαπλές επιφάνειες διαρροής με τον κατάλληλο νόμο κράτυνσης να δίνει την εξέλιξη του πλαστικού μέτρου διάτμησης (Marcuson et al., 2007).

Το πλέον σημαντικό πρόβλημα που συνοδεύει τα τελευταία καταστατικά προσομοιώματα που αναφέρθηκαν είναι ότι αυτά περιλαμβάνουν έναν μεγάλο αριθμό παραμέτρων, οι οποίοι είναι δύσκολο να βαθμονομηθούν. Επιπλέον, παρόλο που θεωρητικά έχουν καθολική εφαρμοσιμότητα, η διερεύνηση των αποτελεσμάτων τους έχει δείξει ότι εξαρτώνται ισχυρά από την διαδρομή της φόρτισης (Marcuson et al., 2007; Idriss and Boulanger, 2008).

Όπως είναι φυσικό, όλα τα διαθέσιμα προσομοιώματα παρουσιάζουν πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα. Σύμφωνα με τους Beaty and Perlea (2011), οι βασικές απαιτήσεις που πρέπει να ικανοποιούνται για μία σύνθετη δυναμική ανάλυση είναι οι ακόλουθες:

- Ο σχηματισμός του προσομοιώματος πρέπει να περιγράφει τα βασικά σημεία της εδαφικής συμπεριφοράς. Αυτά περιλαμβάνουν την σχέση μεταξύ του μέτρου διάτμησης και των διατμητικών παραμορφώσεων, την εξάρτηση από το επίπεδο της έντασης και την ανάπτυξη των πιέσεων των πόρων.
- Πρέπει να έχουν μία ξεκάθαρη θεωρητική βάση.
- Θα πρέπει να αναπαράγουν αξιόπιστα την απόκριση τόσο σε στατικές όσο και ανακυκλικές συνθήκες.
- Θα πρέπει να αναπαράγουν την συμπεριφορά που περιγράφεται από εμπειρικές συσχετίσεις σχετικά με την έναρξη της ρευστοποίησης και με τα φαινόμενα που την ακολουθούν.
- Ο τρόπος επιλογής των κατάλληλων τιμών των παραμέτρων του προσομοιώματος θα πρέπει να είναι εξασφαλισμένος.
- Η επιτυχής χρήση του προσομοιώματος θα πρέπει να εξακριβώνεται με την σύγκριση των αποτελεσμάτων που αυτό παράγει για πραγματικές καταγεγραμμένες περιπτώσεις.

Γενικά, οι μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις με χρήση λογισμικών πεπερασμένων στοιχείων ή πεπερασμένων διαφορών θεωρούνται πλέον αναπόφευκτες για την ανάλυση σύνθετων προβλημάτων, με την χρήση τους να είναι συνεχώς αυξανόμενη και στην πράξη (πέρα από την έρευνα). Όμως, τέτοιου είδους αναλύσεις απαιτούν την κατάλληλη εμπειρία σχετικά με τις αριθμητικές μεθόδους. Επιπρόσθετα, η ακρίβεια τέτοιων αναλύσεων εξαρτάται στενά από τον ορθό γεωτεχνικό χαρακτηρισμό του πεδίου του έργου, τις απαιτούμενες απλοποιήσεις/παραδοχές, την μέθοδο εκτέλεσης των υπολογισμών, την σημασία των φαινομένων που το επιλεγμένο καταστατικό προσομοίωμα αδυνατεί να περιγράψει και την επιλογή της κατάλληλης (για το δεδομένο πρόβλημα) διέγερσης. Για όλους τους παραπάνω λόγους, το επίπεδο της πολυπλοκότητας ενός καταστατικού προσομοιώματος δεν είναι πάντα ανάλογο με την ακρίβεια της παραγόμενης συμπεριφοράς (Idriss and Boulanger, 2008).

1.5.1 Βασικοί τύποι καταστατικών προσομοιωμάτων

Ένα καταστατικό προσομοίωμα αποτελεί στην ουσία τον νόμο που συνδέει τις μεταβολές των τάσεων με τις μεταβολές των παραμορφώσεων. Αν και υπάρχει μεγάλη ποικιλία καταστατικών προσομοιωμάτων σχετικά με την μελέτη του φαινομένου της ρευστοποίησης εδαφών, σε ένα αριθμητικό προσομοίωμα αυτά αξιοποιούνται μόνο σε συγκεκριμένες εδαφικές ζώνες (και όχι στο σύνολο του προσομοιώματος). Αρχικά, οι επόμενοι τρεις τύποι αναφέρονται αποκλειστικά στις μη ρευστοποιήσιμες ζώνες ενός αριθμητικού μοντέλου (κατά την μελέτη της απόκρισης των κρηπιδότοιχων):

(α) Γραμμικώς ελαστικά προσομοιώματα: Τα απλά, γραμμικά, ελαστικά προσομοιώματα θεωρούν σταθερή και αναλογική σχέση ανάμεσα στις μεταβολές των τάσεων και στις μεταβολές των παραμορφώσεων. Αποτελεί την απλούστερη μορφή προσομοιώματος, με το βασικό μειονέκτημα ότι υπεραπλουστεύει την παραγόμενη συμπεριφορά. Δεν υπάρχει διαρροή και οι παραμένουσες παραμορφώσεις δεν μπορούν να εκτιμηθούν με ευθύ τρόπο. Συνήθως χρησιμοποιείται για την περιγραφή της συμπεριφορά μόνο του ίδιου του σώματος του τοίχου βαρύτητας.

(β) Ελαστικά – ιδεωδώς πλαστικά προσομοιώματα: Σε αυτά, υπάρχει μία σταθερή επιφάνεια διαρροής, ενώ ύστερα από αυτήν οι πλαστικές παραμορφώσεις μεγαλώνουν χωρίς όριο. Το πιο κοινό εξ' αυτών δεν είναι άλλο από το γνωστό προσομοίωμα Mohr – Coulomb. Συνήθως χρησιμοποιείται για τις ζώνες εκείνες του εδάφους στις οποίες η διαρροή του υλικού είναι πιθανή, όμως φαινόμενα που συνδέονται με την ανάπτυξη των πιέσεων των πόρων ή την υποβάθμιση της αντοχής και της δυσκαμψίας με την ανακύκλιση θεωρούνται δευτερεύουσας σημασίας. Επίσης, μπορεί να αξιοποιηθεί και για την κατάλληλη προσομοίωση της συμπεριφοράς των διεπιφανειών εδάφους – τοίχου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

(γ) Μη γραμμικά ελαστο – πλαστικά προσομοιώματα βασιζόμενα στην θεωρία της πλαστικότητας (work hardening plasticity): Η βασική διαφορά σε σχέση με την προηγούμενη κατηγορία είναι το γεγονός ότι με τα μη γραμμικά ελαστο – πλαστικά προσομοιώματα που βασίζονται στην θεωρία της πλαστικότητας παρέχεται η δυνατότητα να συνδεθεί η παραγόμενη απόκριση με το επίπεδο της έντασης κάθε φορά (stress dependency). Επιπλέον, η κράτυνση με βάση το παραγόμενο έργο (work hardening) εξασφαλίζει ότι η επιφάνεια διαρροής μπορεί να μεταβληθεί με συγκεκριμένο τρόπο έπειτα από την αρχική διαρροή ενός εδαφικού στοιχείου, σε συνάρτηση με το μέγεθος των πλαστικών παραμορφώσεων και το συσσωρευμένο ανελαστικό έργο. Η μεταβολή αυτή καθορίζεται από τον ανάλογο νόμο κράτυνσης (hardening law), δίνοντας την δυνατότητα στην επιφάνεια διαρροής είτε να διευρυνθεί (isotropic hardening) είτε να "αλλάξει" την θέση της (kinematic hardening) στο επίπεδο της έντασης (stress space). Τα παραπάνω προσομοιώματα μπορούν να αντικαταστήσουν την χρήση της προηγούμενης κατηγορίας, καθώς παράγουν ακριβέστερα αποτελέσματα (με το ανάλογο μεγαλύτερο υπολογιστικό κόστος).

Από την άλλη πλευρά, στην περίπτωση των ρευστοποιήσιμων υλικών μιας κατασκευής αντιστήριξης (π.χ. αντιστηριζόμενο έδαφος ή/και έδαφος θεμελίωσης), υπάρχουν τρεις γενικοί τύποι καταστατικών προσομοιωμάτων. Παρόλο που και αυτά βασίζονται στις αρχές των ελαστο – πλαστικών προσομοιωμάτων, αποτελούν ξεχωριστή κατηγορία διότι συνδέουν μεταξύ τους τις δύο φάσεις του εδαφικού σκελετού (στερεή και υγρή) και δίνουν ιδιαίτερη έμφαση στην ανάπτυξη των πιέσεων των πόρων. Οι τύποι αυτοί είναι οι εξής:

(α) Προσομοιώματα ολικών τάσεων: Τα μοντέλα αυτά προσομοιώνουν την χαλάρωση των ρευστοποιήσιμων εδαφικών στοιχείων την στιγμή της "ενεργοποίησης" της ρευστοποίησης. Η έναρξη και η κατανομή στον χώρο της ρευστοποίησης ελέγχεται από κατάλληλους "μετρητές" της ανακύκλισης (οι οποίοι βασίζονται σε εργαστηριακά δεδομένα και θεωρητικούς σχηματισμούς), με στόχο την πρόβλεψη της εξέλιξης του φαινομένου. Η πίεση του νερού των πόρων δεν υπολογίζεται με ευθύ τρόπο, με αποτέλεσμα οι αντοχές των κορεσμένων εδαφικών στοιχείων που απαιτείται να οριστούν εξαρχής να αναφέρονται στις αντίστοιχες αστράγγιστες τιμές (για γωνία τριβής, δηλαδή, μηδενική). Παρά την απλότητά τους, τα καταστατικά προσομοιώματα αυτά μπορούν να περιγράψουν (έστω και αδρά) κρίσιμες πτυχές του φαινομένου της ρευστοποίησης.

(β) "Μερικώς" συζευγμένα προσομοιώματα ενεργών τάσεων: Η εξελισσόμενη κατάσταση των ενεργών τάσεων ορίζει την γενική απόκριση των εδαφικών στοιχείων. Τα προσομοιώματα αυτά χρησιμοποιούν μία ανεξάρτητη "γεννήτρια" υπολογισμού των πιέσεων του νερού των πόρων, αντί να τις συνδέουν απευθείας με τις ογκομετρικές παραμορφώσεις (βλ. παρακάτω). Αξιολογώντας τους προβλεπόμενους κύκλους των διατμητικών τάσεων (ή των διατμητικών παραμορφώσεων), εκτιμούν την αντίστοιχη αλλαγή στις πιέσεις των πόρων, με αποτέλεσμα να προσαρμόζουν τις αναπτυσσόμενες πιέσεις σε κάθε βήμα υπολογισμού. Γενικά, αποτελούν προεκτάσεις των ελαστικών – ιδεωδώς πλαστικών μοντέλων, ακόμα δε και των πιο σύνθετων μη γραμμικών. Χαρακτηριστικά παραδείγματα αυτής της κατηγορίας αποτελούν τα προσομοιώματα TARA (που αναπτύχθηκε από τον Finn) και το αντίστοιχο που αναπτύχθηκε από τους Finn and Byrne (Itasca).

(γ) "Πλήρως" συζευγμένα προσομοιώματα ενεργών τάσεων: Αποτελούν τα πλέον εξελιγμένα καταστατικά προσομοιώματα για την μελέτη του φαινομένου της ρευστοποίησης. Είναι ικανά να προβλέπουν και να υπολογίζουν με άμεσο τρόπο την τάση του εδαφικού στοιχείου να συστέλλεται ή να διαστέλλεται ως αποτέλεσμα στην κάθε μεταβολή του φορτίου. Ο περιορισμός στην εκδήλωση των ογκομετρικών παραμορφώσεων που επιβάλλεται από την "δυσκαμψία" του νερού των πόρων ενός πλήρως κορεσμένου εδαφικού στοιχείου οδηγεί στην άμεση ανάπτυξη πιέσεων πόρων, οι οποίες υπολογίζονται πλέον με τον πιο ευθύ τρόπο (και όχι προσεγγιστικά όπως πριν). Επιπλέον, δύναται να μελετηθεί ακόμα και η περίπτωση μερικώς κορεσμένων εδαφικών στοιχείων, αν και βέβαια η ανάλυση σε αυτή την περίπτωση γίνεται εξαιρετικά πιο περίπλοκη.

Όπως γίνεται εύκολα αντιληπτό, βασικό σημείο στην ορθή πρόβλεψη των αναπτυσσόμενων πιέσεων πόρων αποτελεί η ακριβής εκτίμηση των αναπτυσσόμενων ογκομετρικών παραμορφώσεων. Για τον λόγο αυτόν, η βαθμονόμηση των σχετικών με την ρευστοποίηση καταστατικών προσομοιωμάτων αποτελεί μία επίπονη διαδικασία, με τελικό βήμα την εξακρίβωση των αποτελεσμάτων τους μέσα από την σύ-
γκριση με εργαστηριακές δοκιμές (π.χ. δοκιμές φυγοκεντριστή) και με πραγματικές περιπτώσεις. Σε αυτήν την κατηγορία των προσομοιωμάτων ανήκουν, για παράδειγμα, τα: DYNAFLOW (Prevost), DYNARD (Moriwaki et al.), UBCSAND (Byrne et al.), DYSAC2 (Muraaleetharan et al.) και UBC3D – PLM (το αντίστοιχο καταστατικό προσομοίωμα του εμπορικού λογισμικού PLAXIS, το οποίο αποτελεί το βασικό αντικείμενο της παρούσης εργασίας). Τα παραπάνω προσομοιώματα έχουν σημαντικές διαφορές μεταξύ τους και διαφορετικά επίπεδα πολυπλοκότητας. Το απλούστερο (και το πιο εύχρηστο) εξ' αυτών είναι το καταστατικό προσομοίωμα UBCSAND, το οποίο βασίζεται στην κλασσική θεωρία της πλαστικότητας, με το προσομοίωμα UBC3D – PLM να αποτελεί την τριδιάστατη επέκτασή του (βλ. επόμενο κεφάλαιο).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΣΧΗΜΑΤΑ



Figure 1-1: Βασικές μορφές των κατασκευών αντιστήριξης εδαφών (Kramer, 1996). Οι τοίχοι αντιστήριξης βαρύτητας έχουν την πλέον διαδεδομένη εφαρμογή, ιδιαίτερα στην περίπτωση των λιμενικών έργων, καθώς τόσο η κατασκευή τους όσο και η συμπεριφορά τους είναι σχετικά απλή.



Figure 1-2: Τυπικές μορφές αστοχίας των τοίχων αντιστήριξης βαρύτητας (Kramer, 1996). Απεικονίζονται διαδοχικά: (a) αστοχία σε ολίσθηση, (b) αστοχία σε ανατροπή και (c) σύνθετη μορφή αστοχίας "πρανούς". Η τελευταία μορφή αστοχίας συνδυάζει τα χαρακτηριστικά των δύο προηγούμενων και, συνήθως, συνοδεύεται από απώλεια της φέρουσας ικανότητας του αντιστηριζόμενου εδάφους και του εδάφους θεμελίωσης (π.χ. λόγω ρευστοποίησης).



Figure 1-3: Τυπικές μορφές αστοχίας των τοίχων αντιστήριξης τύπου προβόλου (Kramer, 1996). Απεικονίζονται διαδοχικά: (a) οι εδαφικές πιέσεις επί του τοίχου, (b) η κατανομή των καμπτικών ροπών με το βάθος και (c) η παραμορφωμένη εικόνα του. Γενικά, η απόκριση των συγκεκριμένων κατασκευών αντιστήριξης εξαρτάται, κυρίως, από την ικανότητα της διατομής τους να παραλάβουν ασφαλώς τις αναπτυσσόμενες εντάσεις.



Figure 1-4: Οι δυνάμεις που ασκούνται στο τυχόν εδαφικό πρίσμα κατά την στατική θεωρία Coulomb. Αποτελούνται από: (α) το βάρος του πρίσματος W, (β) την αντίδραση του υποκείμενου εδάφους F και (γ) την αντίδραση του τοίχου στην ενεργητική ώθηση του πρίσματος P_A. Οι γωνίες β και θ ορίζουν την γεωμετρία του εξεταζόμενου προβλήματος, οι γωνίες φ και δ αναφέρονται στις γωνίες τριβής του εδάφους και της διεπιφάνειας πίσω από τον τοίχο, αντίστοιχα, ενώ η γωνία α_A ορίζει την πλέον κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας. Η τιμή της ενεργητικής ώθησης P_A προκύπτει από την ισορροπία των αναπτυσσόμενων δυνάμεων.



Figure 1-5: Οι δυνάμεις που ασκούνται στο τυχόν εδαφικό πρίσμα κατά την ψευδοστατική θεωρία Mononobe – Okabe. Πέραν των δυνάμεων της στατικής θεώρησης, επιπλέον θεωρούνται: (α) ισοδύναμη αδρανειακή δύναμη κατά την οριζόντια διεύθυνση k_h·W και (β) ισοδύναμη αδρανειακή δύναμη κατά την κατακόρυφη διεύθυνση k_v·W. Οι δύο πρόσθετες αδρανειακές δυνάμεις του πρίσματος εξαρτώνται από την επιλογή των σεισμικών συντελεστών k_h και k_v (συνήθως, η κατακόρυφη συνιστώσα μπορεί να αγνοηθεί). Η τιμή της συνισταμένης εδαφικής ώθησης P_{AE} (στατική και πρόσθετη δυναμική συνιστώσα) προκύπτει από την ισορροπία των αναπτυσσόμενων δυνάμεων.



Figure 1-6: Στην περίπτωση που το αντιστηριζόμενο έδαφος είναι μερικώς βυθισμένο στο νερό, το ειδικό βάρος που πρέπει να χρησιμοποιηθεί κατά την εφαρμογή της μεθόδου Mononobe – Okabe προκύπτει από τον υπολογισμό ενός "ισοδύναμου" ειδικού βάρους, ανάλογα με τον όγκο του εδαφικού πρίσματος που βρίσκεται κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα (βλ. λ·Η) και τον όγκο του εδαφικού πρίσματος που βρίσκεται πάνω από αυτόν (π.χ. Η·[1-λ]).



Figure 1-7: Χαρακτηριστική εικόνα αστοχίας από "εδαφική ροή" λόγω ρευστοποίησης (flow liquefaction). Πρόκειται για το φράγμα του San Fernando, το οποίο αστόχησε στον σεισμό του 1971, σε συνδυασμό με τον υποβιβασμό της στάθμης του ταμιευτήρα. Αυτή η μορφή αστοχίας οδηγεί σε πολύ μεγάλες τιμές μετακινήσεων, ακόμα και μέχρι την ολική κατάρρευση μιας κατασκευής.



Figure 1-8: Τυπικό σκαρίφημα για την περιγραφή της μορφής αστοχίας σε ρευστοποίηση λόγω της συνεχούς ανακύκλισης (cyclic mobility). Ο συγκεκριμένος τύπος αστοχίας εκδηλώνεται σε εδαφικούς σχηματισμούς πολύ ήπιας κλίσης, οι οποίοι γειτνιάζουν, συνήθως, με υδάτινους όγκους (π.χ. την θάλασσα στην περίπτωση των κρηπιδότοιχων ή το νερό του ταμιευτήρα στην περίπτωση των φραγμάτων). Οι παραγόμενες μετακινήσεις είναι αρκετά μικρότερες από την περίπτωση της "εδαφικής ροής", όμως η ζώνη επιρροής του φαινομένου είναι κατά πολύ μεγαλύτερη (π.χ. δεκάδες ή εκατοντάδες μέτρα κατά τον Ishihara, 1997).



Figure 1-9: Τυπικά αποτελέσματα ανακυκλικών τριαξονικών δοκιμών. Απεικονίζονται οι ανακυκλικές διατμητικές τάσεις CSR και οι ανακυκλικές διατμητικές αντιστάσεις CRR, οι οποίες προκαλούν ισοδύναμο πλάτος διατμητικής παραμόρφωσης $\gamma = 3\%$ στους 10 κύκλους φόρτισης, για τιμές της σχετικής πυκνότητας D_R = 31 – 72% και για τιμές της αρχικής τάσης στερεοποίησης σ'_{3c} = 50 – 400 kPa (Idriss and Boulanger, 2008). Οι τιμές της ανακυκλικής αντίστασης CRR αυξάνουν όσο αυξάνεται η σχετική πυκνότητα D_R, ενώ με την αύξηση της επιβαλλόμενης τάσης στερεοποίησης αυξάνεται η διατμητική τάση που απαιτείται για να προκαλέσει το ίδιο αποτέλεσμα (σε απόλυτα μεγέθη).



Figure 1-10: Η επιρροή της αρχικής στατικά επιβαλλόμενης διατμητικής τάσης στην τιμή της αντοχής σε ρευστοποίηση. Τιμές του συντελεστή K_α μεγαλύτερες της μονάδας υποδηλώνουν αντοχή μεγαλύτερη σε σχέση με εκείνη όπου η αρχική διατμητική τάση είναι μηδενική. Γενικά, στα "χαλαρά" εδάφη, όσο αυξάνεται η τιμή της αρχικής διατμητικής τάσης τόσο περισσότερο μειώνεται η αντοχή σε ρευστοποίηση. Το αντίθετο συμβαίνει στην περίπτωση των πολύ πυκνών εδαφών (D_R > 55%). Η επιρροή του συντελεστή K_α είναι ισχυρή στην περίπτωση που το επίπεδο των αρχικών διατμητικών τάσεων είναι σημαντικό. Στην περίπτωση των κρηπιδότοιχων, κάτι τέτοιο δεν ισχύει.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ UBC3D – PLM

<u>2.1 Εισαγωγή</u>

Στο κεφάλαιο που ακολουθεί παρουσιάζεται το καταστατικό προσομοίωμα UBC3D - PLM, όπως αυτό χρησιμοποιείται από το εμπορικό λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS. Το προσομοίωμα UBC3D – PLM αποτελεί την τριδιάστατη επέκταση του διδιάστατου προσομοιώματος UBCSAND, το οποίο αναπτύχθηκε από τους Puebla et al. (1997), με την αρχική έκδοση του πρώτου να παρουσιάζεται για πρώτη φορά από τον Tsegaye (2010). Η βελτιωμένη έκδοσή του αναπτύχθηκε από τους Galavi et al. (2012), με την τελική μορφή του να παρουσιάζεται αναλυτικά παρακάτω (Galavi et al., 2013). Το προσομοίωμα UBC3D – PLM αποτελείται από μία σχετικά απλή αλλά συγχρόνως εξαιρετικά ισχυρή προσέγγιση, και έχει σκοπό την περιγραφή τόσο της έναρξης όσο και της εξέλιξης του φαινομένου της ρευστοποίησης. Στις επόμενες σελίδες, παρουσιάζονται εκτενώς τα βασικά συστατικά του στοιχεία, με τις βελτιώσεις των Galavi et al. (2012) να αφορούν τους εξής παράγοντες: (α) διορθώθηκε ο υπολογισμός του πλαστικού πολλαπλασιαστή, (β) εισήχθη ένας καταλληλότερος κανόνας "πυκνοποίησης" (densification) του εδάφους, (γ) εισήχθη μία δευτερεύουσα επιφάνεια διαρροής προκειμένου να εξασφαλιστεί μία ομαλότερη μετάβαση στην κατάσταση ρευστοποίησης και, τέλος, (δ) εισήχθη μία νέα παράμετρος, υπεύθυνη για την περιγραφή της "μετά – την – ρευστοποίηση" συμπεριφοράς του εδάφους (post – liquefaction behavior). Μάλιστα, όπως θα αναφερθεί και σε επόμενο κεφάλαιο, η τελευταία παράμετρος χρησιμοποιείται για την εκτίμηση της συμπεριφοράς έναντι ρευστοποίησης κυρίως κατά την προσομοίωση εργαστηριακών δοκιμών, ενώ η χρήση της απαιτεί την κατάλληλη προσοχή και την "κρίση μηχανικού" για τις περιπτώσεις προβλημάτων συνοριακών τιμών (π.χ. ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία της απόκρισης ενός κρηπιδότοιχου σε σεισμική διέγερση).

2.2 Κύρια χαρακτηριστικά

Το καταστατικό προσομοίωμα UBC3D – PLM αρχικά αναπτύχθηκε από τον Tsegaye (2010) και εισάγεται από τον χρήστη για την αξιοποίησή του μέσω του εμπορικού κώδικα πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS. Βασίζεται αυστηρά στο αντίστοιχο προσομοίωμα UBCSAND, το οποίο αναπτύχθηκε από τους Puebla et al. (1997) και βελτιώθηκε από τους Beaty and Byrne (1998). Το αρχικό προσομοίωμα UBCSAND αποτελεί ένα διδιάστατο μοντέλο που αναπτύχθηκε με στόχο την πρόβλεψη του φαινομένου της ρευστοποίησης σε αμμώδη εδάφη. Ο σχηματισμός του βασίζεται στην κλασσική θεωρία της πλαστικότητας, με νόμο κράτυνσης υπερβολικού τύπου (hyperbolic strain hardening rule), με τις κατάλληλες τροποποιήσεις στην προσέγγιση των Duncan – Chang. Για δεδομένο επίπεδο τάσεων, ο παραπάνω νόμος κράτυνσης συνδέει την κινητοποιούμενη γωνία τριβής του εδάφους με τις πλαστικές διατμητικές παραμορφώσεις. Συμπεριλαμβάνει την διδιάστατη επιφάνεια διαρροής κατά το προσομοίωμα Mohr – Coulomb, και την συνεπακόλουθη μη συσχετισμένη συνάρτηση πλαστικού δυναμικού (plastic potential function). Ο νόμος πλαστικής ροής των μετακινήσεων του προσομοιώματος βασίζεται στην θεωρία διαστολικότητας του Rowe (stress – dilatancy theory, 1962), εκφρασμένη σε γραμμικοποιημένη μορφή, όπως αυτή προκύπτει σύμφωνα με ενεργειακές θεωρήσεις.

Η βασική διαφορά ανάμεσα στο προσομοίωμα UBCSAND και στο προσομοίωμα UBC3D – PLM είναι ότι το τελευταίο αποτελεί έναν γενικευμένο τριδιάστατο σχηματισμό, χρησιμοποιώντας την γενικευμένη συνθήκη διαρροής κατά Mohr – Coulomb στο τριδιάστατο επίπεδο των κυρίων τάσεων. Επιπλέον, χρησιμοποιείται μία τροποποιημένη μη συσχετισμένη συνάρτηση πλαστικού δυναμικού, βασιζόμενη στο κριτήριο Drucker – Prager, με σκοπό την διατήρηση της υπόθεσης "ομοαξονικότητας" των τάσεων και των παραμορφώσεων στο "αποκλίνον" επίπεδο (deviatoric plane), για διαδρομή των τάσεων που ξεκινά από την ισοτροπική κατάσταση (Tsegaye, 2010).

Συγκρίνοντας το παρόν καταστατικό προσομοίωμα με την προηγούμενη έκδοσή του, στην τελευταία έκδοση γίνεται μία διόρθωση στην εξίσωση από την οποία υπολογίζεται ο πλαστικός πολλαπλασιαστής, και η οποία εξουσιάζει την καταστατική σχέση ανάμεσα στις τάσεις και τις παραμορφώσεις, με αποτέλεσμα να επιτυγχάνεται υψηλότερη ακρίβεια κατά την διάρκεια μονοτονικής φόρτισης. Επιπλέον, όπως αναφέρθηκε και στην εισαγωγή, εισάγεται ένας πρόσθετος κανόνας "πυκνοποίησης" του εδάφους (soil densification rule) με απώτερο σκοπό την πρόβλεψη της εξέλιξης των πρόσθετων πιέσεων του νερού των πόρων κατά την ανακυκλική φόρτιση με πιο ρεαλιστικό τρόπο. Ο κανόνας αυτός, εξάλλου, επιτρέπει την ανάπτυξη και την αύξηση των ογκομετρικών παραμορφώσεων κατά την ανακύκλιση, με μειούμενο, όμως, ρυθμό. Τα βασικά χαρακτηριστικά του προσομοιώματος, όπως αυτό αναπτύχθηκε αρχικά από τον Tsegaye (2010) και εν συνεχεία τροποποιήθηκε από τους Galavi et al. (2012), παρουσιάζονται διαδοχικά στις επόμενες ενότητες.

2.2.1 Επιφάνειες διαρροής

Το καταστατικό προσομοίωμα UBC3D – PLM χρησιμοποιεί την ευρέως γνωστή συνάρτηση διαρροής κατά Mohr – Coulomb, γενικευμένη στον τριδιάστατο χώρο των κυρίων τάσεων (principal stress space). Προκειμένου να γίνει αντιληπτό πώς ο αλγόριθμος διαχειρίζεται την πολυπλοκότητα της τριδιάστατης φύσεως του προβλήματος, καταγράφεται παρακάτω το πλήρες σύνολο των εξισώσεων των επιφανειών διαρροής κατά Mohr – Coulomb (σημείωση: ο εφελκυσμός λαμβάνεται ως θετικός και η θλίψη λαμβάνεται ως αρνητική):

$$f_{1a} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_2 + \sigma'_3) \cdot \sin\varphi' - c' \cdot \cos\varphi'$$
(2.1)

$$f_{1b} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_{3} - \sigma'_{2}) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_{3} + \sigma'_{2}) \cdot \sin\varphi' - c' \cdot \cos\varphi'$$
(2.2)

$$f_{2\sigma} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_{3} - \sigma'_{1}) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_{3} + \sigma'_{1}) \cdot \sin\varphi' - c' \cdot \cos\varphi'$$
(2.3)

$$f_{2b} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_{1} - \sigma'_{3}) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_{1} + \sigma'_{3}) \cdot \sin\varphi' - c' \cdot \cos\varphi'$$
(2.4)

$$f_{3a} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_{1} - \sigma'_{2}) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_{1} + \sigma'_{2}) \cdot \sin\varphi' - c' \cdot \cos\varphi'$$
(2.5)

$$f_{3b} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_2 + \sigma'_1) \cdot \sin\varphi' - c' \cdot \cos\varphi'$$
(2.6)

Οι έξι συνδυασμοί των κυρίων τάσεων στις αντίστοιχες παραπάνω εξισώσεις ορίζουν έξι επίπεδα στον τριδιάστατο χώρο των κυρίων τάσεων. Η τομή των επιπέδων αυτών ορίζουν την γενικευμένη επιφάνεια διαρροής κατά Mohr – Coulomb, όπως απεικονίζεται στο Figure 2-1. Η προβολή της επιφάνειας διαρροής στο επίπεδο π απεικονίζεται στο Figure 2-2.

Το πρώτο βήμα που απαιτείται να γίνει κατά τους υπολογισμούς του αλγορίθμου είναι ο υπολογισμός των κυρίων τάσεων από τον τανυστή των τάσεων. Ως γνωστόν, κάτι τέτοιο επιτυγχάνεται ύστερα από την επίλυση του αντίστοιχου προβλήματος ιδιοτιμών: οι ιδιοτιμές δίνουν τις τιμές των κυρίων τάσεων και τα ιδιοδιανύσματα τις κατευθύνσεις τους. Στην περίπτωση που θεωρείται ισότροπη συμπεριφορά, οι διευθύνσεις των κυρίων τάσεων παραμένουν σταθερές (η στροφή των κυρίων τάσεων δεν περιλαμβάνεται με άμεσο τρόπο στο καταστατικό προσομοίωμα UBC3D – PLM), με αποτέλεσμα η απόκριση του εδαφικού υλικού να είναι ανεξάρτητη από τον προσανατολισμό. Έπειτα από τον υπολογισμό των τριών κυρίων τάσεων, ακολουθεί ο ορισμός της "κρίσιμης" επιφάνειας διαρροής. Για οποιαδήποτε διαδρομή τάσεων στον γενικευμένο τριδιάστατο χώρο (ο οποίος "οπτικοποιείται" εύκολα μέσω του επιπέδου π), η επιφάνεια διαρροής η οποία ενεργοποιείται πρώτη δίνεται από την αντίστοιχη εξίσωση στην οποία εντοπίζεται η μέγιστη διαφορά ανάμεσα σε δύο από τις κύριες τάσεις. Συνεπώς, η κρίσιμη επιφάνεια διαρροής του προσομοιώματος δίνεται από την ακόλουθη εξίσωση:

$$f_{m} = \frac{\sigma'_{max} - \sigma'_{min}}{2} - \left(\frac{\sigma'_{max} + \sigma'_{min}}{2} + c' \cdot \cot \varphi'_{p}\right) \cdot \sin \varphi_{mob}$$
(2.7)

Η παραπάνω μορφή του κριτηρίου Mohr – Coulomb προκύπτει χρησιμοποιώντας την μέγιστη και την ελάχιστη κύρια τάση, καθώς επίσης και την κινητοποιούμενη γωνία τριβής (βλ. παρακάτω). Για τον υπολογισμό της τιμής της εξίσωσης 2.7, οι κύριες τάσεις οφείλουν να ταξινομηθούν ως εξής (με βάση την σύμβαση προσήμων του λογισμικού PLAXIS):

$$-\sigma_1 \ge -\sigma_2 \ge -\sigma_3 \tag{2.8}$$

Ύστερα από την ταξινόμηση και την ανάπτυξη της επιφάνειας διαρροής, τρεις πιθανές διαδρομές τάσεων μπορούν να αναπαραχθούν από το προσομοίωμα, σε ένα από τα έξι τμήματα του επιπέδου π: (α) τριαξονική θλίψη, (β) τριαξονικός εφελκυσμός και (γ) "τυπική διαδρομή έντασης" (*Figure 2-2*).

Επιπλέον, σχετικά με τον όρο "c·cotφ_p", τονίζεται ότι αυτός ορίζει το σημείο όπου η επιφάνεια διαρροής τέμνει τον άξονα της μέσης ενεργού τάσης p' (*Figure 2-3*). Συνήθως, όμως, σε κοκκώδη εδάφη η συνοχή έχει μηδενική τιμή, με αποτέλεσμα το αντίστοιχο σημείο τομής που προαναφέρθηκε να μην είναι άλλο από την "αρχή των αξόνων".

Όσο η εντατική κατάσταση του τυχόντος εδαφικού στοιχείου βρίσκεται εντός του χώρου που ορίζουν οι επιφάνειες διαρροής, το καταστατικό προσομοίωμα προβλέπει απλή ελαστική συμπεριφορά. Όμως, την στιγμή που η εν λόγω εντατική κατάσταση "αγγίζει" την κρίσιμη επιφάνεια διαρροής, ξεκινά η δημιουργία πλαστικών παραμορφώσεων. Σημειώνεται ότι το καταστατικό προσομοίωμα UBC3D – PLM στην τελική του μορφή (Galavi et al., 2012) περιλαμβάνει δύο ξεχωριστές επιφάνειες διαρροής, με σκοπό την διάκριση ανάμεσα στην πρωτεύουσα και στην δευτερεύουσα φόρτιση (για τον ορισμό τους βλ. παρακάτω), ώστε να εξασφαλίζεται η ομαλή μετάβαση του εδαφικού στοιχείου στην κατάσταση ρευστοποίησης.

2.2.2 Ελαστο – πλαστική συμπεριφορά και νόμος κράτυνσης

Όπως προαναφέρθηκε, ελαστική συμπεριφορά παρατηρείται εφόσον η εντατική κατάσταση βρίσκεται εντός του χώρου που ορίζεται από την επιφάνεια διαρροής του προσομοιώματος, και μάλιστα η συμπεριφορά αυτή είναι μη γραμμική. Δύο είναι οι παράμετροι που ορίζουν αυτήν την μη γραμμική συμπεριφορά: το ελαστικό μέτρο "συμπιεστότητας" Κ (bulk modulus) και το ελαστικό μέτρο διάτμησης G. Τα δύο αυτά μέτρα εξαρτώνται από το επίπεδο της έντασης, με τις εκφράσεις τους να είναι οι ακόλουθες:

$$K = K_{B}^{e} \cdot p_{a} \cdot \left(\frac{p'}{p_{ref}}\right)^{me}$$
(2.9)

$$G = \mathcal{K}_{G}^{e} \cdot \mathcal{p}_{a} \cdot \left(\frac{p'}{\mathcal{p}_{ref}}\right)^{ne}$$
(2.10)

όπου K^e_B και K^e_G είναι το μέτρο "συμπιεστότητας" και το μέτρο διάτμησης, αντίστοιχα, σε μία δεδομένη τάση αναφοράς. Οι εκθέτες ne και me είναι εκείνοι οι οποίοι ορίζουν τον ρυθμό με τον οποίον τα παραπάνω μέτρα εξαρτώνται από το επίπεδο της έντασης. Στην βιβλιογραφία, η τάση αναφοράς (p_{ref}) συνήθως λαμβάνεται ίση με την ατμοσφαιρική πίεση (p_a = 100 kPa). Πλήρως ελαστική συμπεριφορά προβλέπεται, επίσης, από το προσομοίωμα κατά την διάρκεια της αποφόρτισης.

Από την στιγμή που η κατάσταση των τάσεων "αγγίξει" την επιφάνεια διαρροής, ξεκινά η πρόβλεψη της ανελαστικής συμπεριφοράς, με την βασική προϋπόθεση ότι η εντατική κατάσταση δεν επανέρχεται αμέσως στην ελαστική περιοχή. Επιπλέον, ο νόμος της πλαστικής κράτυνσης του προσομοιώματος βασίζεται στην μορφή κράτυνσης που σχετίζεται με τις παραμορφώσεις (strain hardening). Συγκεκριμένα, ο νόμος της κράτυνσης ορίζει το μέγεθος των πλαστικών παραμορφώσεων (δηλαδή των μη αναστρέψιμων), ως αποτέλεσμα της κινητοποίησης της διατμητικής αντοχής του εδάφους (sinφ_{mob}). Η κινητοποιούμενη γωνία τριβής, με βάση το κριτήριο διαρροής Mohr – Coulomb, ορίζεται από την έκφραση:

$$sin \varphi_{mob} = n_{mob} = \frac{\sigma'_{1} - \sigma'_{3}}{\sigma'_{1} + \sigma'_{3}} = \frac{\tau_{mob}}{p'}$$
 (2.11)

όπου με τ_{mob} συμβολίζεται η κινητοποιούμενη διατμητική τάση και p' είναι η μέση ενεργός ορθή τάση (p' = [σ'₁ + σ'₂ + σ'₃] / 3).

Ο νόμος κράτυνσης παραβολικού τύπου (Beaty and Byrne, 1998) απεικονίζεται σχηματικά στο *Figure 2-4*. Συνδέει την μεταβολή του ημιτόνου της κινητοποιούμενης γωνίας τριβής με την αντίστοιχη της πλαστικής διατμητικής παραμόρφωσης με βάση τις ακόλουθες εκφράσεις (Puebla et al., 1997):

$$\delta \gamma^{p} = \frac{1}{G^{*}} \cdot \delta \sin \varphi_{mob}$$
 (2.12)

$$G^* = K_G^{p} \cdot p_a \cdot \left(\frac{p'}{p_a}\right)^{np} \cdot \left\{1 - \left(\frac{\sin\varphi_{mob}}{\sin\varphi_{p}}\right) \cdot R_F\right\}^2$$
(2.13)

όπου K_G^p είναι το πλαστικό μέτρο διάτμησης, np ο αντίστοιχος πλαστικός εκθέτης, φ_{mob} η κινητοποιούμενη γωνία τριβής, όπως ορίζεται από την έκφραση 2.11 και R_F ο λεγόμενος "λόγος αστοχίας" (failure ratio, R_F = n_f / n_{ult}), με τιμές από 0.5 έως 1.0, όπου n_f είναι ο λόγος των τάσεων στην αστοχία και n_{ult} ο ασυμπτωτικός λόγος των τάσεων, ο οποίος λαμβάνεται από την υπερβολή που "προσαρμόζεται" καλύτερα σε μία δεδομένη καμπύλη απόκρισης (*Figure 2-5*).

Ο νόμος κράτυνσης, όπως τροποποιήθηκε από τον Tsegaye (2010), στο καταστατικό προσομοίωμα UBC3D – PLM δίνεται από την έκφραση:

$$dsin\varphi_{mob} = \left(\frac{1}{p'_{m}}\right) \cdot 1.5 \cdot K_{G}^{p} \cdot p_{a} \cdot \left(\frac{p'}{p_{a}}\right)^{np} \cdot \left(1 - \frac{sin\varphi_{mob}}{sin\varphi_{peak}} \cdot R_{F}\right)^{2} \cdot d\lambda \quad (2.14)$$

όπου dλ είναι ο πλαστικός πολλαπλασιαστής που ορίζει την μεταβολή των παραμορφώσεων.

2.2.3 Νόμος πλαστικής ροής

Στο καταστατικό προσομοίωμα UBC3D – PLM χρησιμοποιείται ο ίδιος νόμος πλαστικής ροής με το αντίστοιχο προσομοίωμα UBCSAND, ο οποίος προέκυψε από ενεργειακές θεωρήσεις (Puebla et al., 1997). Ο νόμος πλαστικής ροής που χρησιμοποιείται στο προσομοίωμα UBCSAND βασίζεται σε τρεις κύριες παρατηρήσεις: (α) υπάρχει ένας μοναδικός λόγος τάσεων, ο οποίος ορίζεται από την γωνία τριβής σταθερού όγκου φ_{cv} (constant volume friction angle), για τον οποίον οι πλαστικές διατμητικές παραμορφώσεις "γεννώνται" χωρίς μεταβολή στις πλαστικές ογκομετρικές παραμορφώσεις, (β) για λόγους των τάσεων που βρίσκονται χαμηλότερα από το όριο του sinφ_{cv} η απόκριση χαρακτηρίζεται από διαστολικότητα και (γ) το μέγεθος της συστολής ή της διαστολής εξαρτάται αποκλειστικά από την διαφορά ανάμεσα στην παρούσα αναλογία των τάσεων και στην αναλογία για λόγο ίσο με sinφ_{cv}.

Η έκφραση με βάση την οποία τα προαναφερθέντα μπορούν να υπολογιστούν δίνεται ως:

$$d\varepsilon_{v}^{p} = \sin\psi_{m} \cdot d_{v}^{p} \tag{2.15}$$

με

$$sin\psi_m = sin\varphi_m - sin\varphi_{cv}$$
 (2.16)

όπου dε^pείναι η μεταβολή των πλαστικών ογκομετρικών παραμορφώσεων, dγ^p η αντίστοιχη μεταβολή των πλαστικών διατμητικών παραμορφώσεων και φ_{cv} η γωνία τριβής σταθερού όγκου. Η γραφική αναπαράσταση του νόμου πλαστικής ροής δίνεται στα *Figure 2-6 – 7*.

2.2.4 Συνάρτηση πλαστικού δυναμικού

Η συνάρτηση πλαστικού δυναμικού ορίζει την κατεύθυνση των πλαστικών παραμορφώσεων. Γίνεται χρήση ενός μη συσχετισμένου νόμου πλαστικής ροής, ο οποίος βασίζεται στην αντίστοιχη συνάρτηση των Drucker – Prager. Η συνάρτηση του πλαστικού δυναμικού ορίζεται από την έκφραση:

$$g = q - \alpha \cdot \left(p' + c \cdot \cot \varphi_p \right) \tag{2.17}$$

με

$$\alpha = \frac{\sqrt{3} \cdot \sin\psi_{mob}}{\cos\vartheta + \frac{\sin\vartheta \cdot \sin\psi}{\sqrt{3}}}$$
(2.18)

όπου με q συμβολίζεται η "αποκλίνουσα τάση" (deviatoric stress), ψ_{mob} είναι η κινητοποιούμενη γωνία διαστολικότητας και η γωνία θ λαμβάνεται ίση με 30°, προκειμένου να περιγράψει καλύτερα την θεωρία Drucker – Prager που αξιοποιείται.

2.2.5 Συμπεριφορά σε ανακυκλική φόρτιση

Με βάση την κινητοποιούμενη γωνία τριβής, συντάσσεται το ακόλουθο κριτήριο φόρτισης – αποφόρτισης:

Αποφόρτιση: ελαστική συμπεριφορά	$sin(n^e < sin(n^0))$ (2.19)	
όταν	$\sin \phi_m < \sin \phi_m$ (2.19)	
Φόρτιση ή επαναφόρτιση: πλαστική συ-	$\sin \alpha^{e} > \sin \alpha^{0}$ (2.20)	
μπεριφορά όταν	$\sin \psi_m > \sin \psi_m$ (2.20)	

Η προηγουμένως κινητοποιούμενη γωνία τριβής $sin\varphi_m^0$ "απομνημονεύεται" κατά την διάρκεια του προηγούμενου βήματος υπολογισμού, με την τρέχουσα ($sin\varphi_m^e$) να υπολογίζεται κατά το τρέχον βήμα με βάση το επίπεδο των τάσεων. Κατά την φόρτιση, κινητοποιείται η γωνία τριβής του εδαφικού υλικού και εκκινεί η διαδικασία της κράτυνσης. Κατά την αποφόρτιση, προβλέπεται πλήρως ελαστική συμπεριφορά, μέχρι την στιγμή που το αντιπροσωπευτικό σημείο της έντασης αγγίξει τον άξονα της μέσης ενεργούς ορθής τάσης p' (π.χ. στο επίπεδο q – p').

Ο κανόνας "πυκνοποίησης" του εδάφους (soil densification rule) που χρησιμοποιεί η τελευταία έκδοση του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM στοχεύει στην ακριβέστερη περιγραφή της εξέλιξης των πρόσθετων πιέσεων πόρων. Επιπλέον, αξιοποιείται και μία δευτερεύουσα επιφάνεια διαρροής για την αντιμετώπιση της "δευτερεύουσας φόρτισης", με απώτερο σκοπό να εξασφαλιστεί η ομαλή μετάβαση στην ρευστοποιημένη κατάσταση του εδάφους. Καθίσταται, λοιπόν, εφικτή η διάκριση ανάμεσα σε "πρωτεύουσα" και "δευτερεύουσα" φόρτιση, όπως ακριβώς αυτή παρουσιάζεται αναλυτικότερα στην επόμενη παράγραφο.

Η δευτερεύουσα επιφάνεια διαρροής οδηγεί σε μικρότερες πλαστικές παραμορφώσεις σε σύγκριση με την πρωτεύουσα επιφάνεια διαρροής. Για την πρωτεύουσα επιφάνεια ο νόμος κράτυνσης που αξιοποιείται είναι ισοτροπικού τύπου, σε αντίθεση με την δευτερεύουσα επιφάνεια όπου αξιοποιείται ένας απλοποιημένος νόμος κράτυνσης κινηματικού τύπου. Το πλαστικό μέτρο διάτμησης K^p_G που χρησιμοποιείται κατά την διάρκεια της πρωτεύουσας φόρτισης είναι ταυτόσημο με εκείνο που εισάγεται ως παράμετρος από τον χρήστη του προσομοιώματος. Αντιθέτως, το αντίστοιχο μέτρο διάτμησης κατά την δευτερεύουσα διαδικασία φόρτισης εκφράζεται ως συνάρτηση του αριθμού των κύκλων που έχουν παρέλθει, με σκοπό να μπορέσει να περιγραφεί αξιόπιστα το φαινόμενο της "πυκνοποίησης" του εδάφους (soil densification) που έχει παρατηρηθεί στην βιβλιογραφία από πολλούς ερευνητές (Martin et al., 1975) κατά την διάρκεια της στραγγιζόμενης διατμητικής φόρτισης των εδαφών. Για τον λόγο αυτό διαμορφώνεται ένας πολύ απλός κανόνας που μετρά τον ζητούμενο κάθε φορά αριθμό των κύκλων φόρτισης που έχουν προηγηθεί σε κάθε βήμα της ανάλυσης (βλ. παρακάτω). Η διαδικασία αυτή οδηγεί μεν στην αύξηση των πιέσεων του νερού των πόρων ενός εδαφικού υλικού κατά την διάρκεια της αστράγγιστης ανακυκλικής φόρτισης, με μειούμενο δε ρυθμό, μέχρι να προσεγγιστεί η τελική κατάσταση ρευστοποίησης.

Ο νόμος "πυκνοποίησης" του εδάφους είναι πλήρως έγκυρος για συμμετρικούς κύκλους φόρτισης, για την περίπτωση όπου η διατμητική φόρτιση εκκινεί από την ισότροπη εντατική κατάσταση. Το πλαστικό μέτρο διάτμησης ξεκινά να αυξάνεται ύστερα από τον πρώτο πλήρη κύκλο φόρτισης χρησιμοποιώντας την εξίσωση 2.21:

$$K_{G}^{p} = K_{G}^{p} \cdot \left(4 + \frac{n_{cross}}{2}\right) \cdot hard \cdot fac_{hard}$$
(2.21)

όπου με n_{cross} ορίζεται ο μετρούμενος αριθμός των "ημικύκλων" από την εκκίνηση της δοκιμής (ή με άλλα λόγια ο αριθμός των εναλλαγών των τάσεων από την κατάσταση φόρτισης σε κατάσταση αποφόρτισης, και το αντίθετο), hard είναι ένας συντελεστής κατάλληλος για την διόρθωση του παραπάνω νόμου εξέλιξης του πλαστικού μέτρου διάτμησης για χαλαρά εδάφη και fac_{hard} είναι ο πολλαπλασιαστής τον οποίον ορίζει ο χρήστης για την επιθυμητή ρύθμιση του νόμου. Αξίζει να σημειωθεί ότι ο εν λόγω νόμος έχει βαθμονομηθεί έναντι πειραματικών δεδομένων της βιβλιογραφίας, τα οποία αφορούν την ανακυκλική απόκριση των άμμων σε δοκιμές απλής διάτμησης.

Η διόρθωση που γίνεται για τα χαλαρά εδάφη (5 \leq (N₁)₆₀ \leq 9) συμβαδίζει με πειραματικές παρατηρήσεις, ακολουθώντας τον αντίστοιχο σχηματισμό του καταστατικού

44

προσομοιώματος UBCSAND όπως προτάθηκε και από τους Beaty and Byrne (2011). Η προτεινόμενη διόρθωση δίνεται από την έκφραση:

$$hard = min\{1, max\{0.5; 0.1 \cdot (N_1)_{60}\}\}$$
(2.22)

Επιπλέον, σημειώνεται ότι το πλαστικό μέτρο διάτμησης που λαμβάνεται κάθε φορά περιορίζεται με βάση την μέγιστη τιμή του διορθωμένου αριθμού κρούσεων SPT (N₁)₆₀ που μπορεί να παρατηρηθεί για πολύ πυκνά εδάφη (ως τέτοια λαμβάνεται η τιμή 60). Η μέγιστη δυνατή τιμή του πλαστικού μέτρου διάτμησης δίνεται από την σχέση:

$$K_{G,max}^{p} = K_{G}^{e} \cdot (N_{1})_{60,max} \cdot 0.003 + p_{a}$$
(2.23)

Για την καλύτερη κατανόηση της διάκρισης ανάμεσα σε πρωτεύουσα και δευτερεύουσα φόρτιση, την οποία το καταστατικό προσομοίωμα χρησιμοποιεί, παρατίθεται το ακόλουθο παράδειγμα (Galavi et al., 2012), το οποίο απεικονίζεται στο Figure 2-8.

Στην περίπτωση a, συμβαίνει πρωτεύουσα φόρτιση κατά την διάρκεια του πρώτου ημικύκλου φόρτισης, για μία τυχαία δοκιμή απλής διάτμησης που ξεκινά από τον άξονα p' (η αποκλίνουσα τάση q είναι μηδενική, αρχικά). Το πλαστικό μέτρο διάτμησης που χρησιμοποιείται δεν είναι άλλο από την αρχική παράμετρο K^p_G που ορίζει ο χρήστης. Σημειώνεται ότι σε αυτήν την "παρθένα" φόρτιση, και οι δύο επιφάνειες διαρροής διευρύνονται μέχρι την μέγιστη πραγματοποιήσιμη εντατική κατάσταση.

Στην περίπτωση b, συμβαίνει ελαστική αποφόρτιση, με την δευτερεύουσα επιφάνεια διαρροής να συρρικνώνεται μέχρι το σημείο όπου το αντιπροσωπευτικό εντατικό σημείο (stress point) "αγγίζει" τον ισοτροπικό άξονα. Στο σημείο αυτό, η κινητοποιούμενη γωνία τριβής γίνεται ξανά "αρκετά μικρή" (συγκεκριμένα ενδιαφέρει το ημίτονο αυτής, sinφ_{mob}), και ο μετρητής των κύκλων έχει ήδη μετρήσει τον πρώτο μισό κύκλο φόρτισης. Από την στιγμή που η πρωτεύουσα επιφάνεια διαρροής συνοδεύεται από νόμο κράτυνσης ισοτροπικού τύπου, είναι εύκολα αντιληπτό ότι αυτή δεν μεταβάλλεται και παραμένει στην θέση της, όπως αυτή ορίζεται από την μέγιστη εντατική κατάσταση που έχει πραγματοποιηθεί από την αρχή της δοκιμής. Με άλλα λόγια, το καταστατικό προσομοίωμα "απομνημονεύει" την μέγιστη αυτή κατάσταση, και συγκρίνεται κάθε φορά η τρέχουσα με αυτήν έτσι ώστε να αποφασιστεί εάν έχει ξεπεραστεί.

Στην περίπτωση c, συμβαίνει για πρώτη φορά δευτερεύουσα φόρτιση (καθώς η δευτερεύουσα επιφάνεια διαρροής ακολουθεί το αντιπροσωπευτικό εντατικό σημείο), όμως, με πλαστικό μέτρο διάτμησης K^p_G ίδιο με αυτό που ο χρήστης έχει ορίσει. Για την ακρίβεια, εφόσον ο νόμος κράτυνσης που συνοδεύει την δευτερεύουσα επιφάνεια διαρροής είναι κινηματικού τύπου, η δευτερεύουσα φόρτιση που σημειώνεται είναι μόνο "τυπικού" χαρακτήρα (καθότι δεν συνοδεύεται από καμία μεταβολή στο πλαστικό μέτρο διάτμησης): στην ουσία αποτελεί τον μοναδικό υβριδικό συνδυασμό πρωτεύουσας και δευτερεύουσας φόρτισης που συμβαίνει καθ' όλη την διάρκεια της δοκιμής. Μετά το τέλος της ελαστικής αποφόρτισης που ακολουθεί έχει πλέον ολοκληρωθεί ο πρώτος πλήρης κύκλος φόρτισης. Ύστερα από αυτήν την συνθήκη, ο ενσωματωμένος νόμος "πυκνοποίησης" (densification rule) του καταστατικού προσομοιώματος ενεργοποιείται.

Στην περίπτωση d, συμβαίνει δευτερεύουσα φόρτιση με πλαστικό μέτρο διάτμησης K_G^p 4.5 φορές μεγαλύτερο από εκείνο που χρησιμοποιήθηκε στην πρωτεύουσα φόρτιση. Η δευτερεύουσα επιφάνεια διαρροής διευρύνεται μέχρι να φτάσει την μέγιστη "αποθηκευμένη" εντατική κατάσταση, στην οποία η πρωτεύουσα επιφάνεια διαρροής έχει παραμείνει. Έπειτα από αυτήν την κατάσταση, ακολουθεί και πάλι πρωτεύουσα φόρτιση, μέχρι την νέα μέγιστη εφικτή εντατική κατάσταση, με την ταυτόχρονη διεύρυνση και των δύο επιφανειών διαρροής.

Τελικά, στην περίπτωση e, την στιγμή που η πρωτεύουσα επιφάνεια διαρροής αγγίζει την μέγιστη δυνατή εντατική κατάσταση (όπως αυτή ορίζεται από την μέγιστη δυνατή γωνία τριβής φ_p), η δευτερεύουσα επιφάνεια διαρροής απενεργοποιείται εξ' ολοκλήρου για το υπόλοιπο της ανακυκλικής χρονοϊστορίας φόρτισης. Ύστερα από την απενεργοποίηση της δευτερεύουσας επιφάνειας διαρροής υποτίθεται ξανά πρωτεύουσας φύσεως φόρτιση. Στην περίπτωση αυτή, η παράμετρος fac_{post} ξεκινά να παίζει τον δικό της ρόλο, υποβαθμίζοντας διαδοχικά το πλαστικό μέτρο διάτμησης K^p_G, ακολουθώντας τα πειραματικά ευρήματα για την περιγραφή της συμπεριφοράς του εδάφους στην κατάσταση μετά την ρευστοποίηση (post liquefaction behavior). Σημειώνεται ότι η συγκεκριμένη πτυχή της συμπεριφοράς των ρευστοποιήσιμων εδαφών είναι από τις πλέον δύσκολες να παραχθεί αριθμητικά.

2.2.6 Συμπεριφορά στην κατάσταση μετά την ρευστοποίηση

Ένα από τα πιο σημαντικά θέματα κατά την αριθμητική προσομοίωση της συμπεριφοράς ρευστοποιήσιμων άμμων είναι το "κλείδωμα" των ογκομετρικών παραμορφώσεων (volumetric locking). Παρατηρώντας προσεκτικότερα την εξίσωση του νόμου πλαστικής ροής των μετακινήσεων (εξίσωση 2.15), αξίζει να τονιστεί ότι την στιγμή που η διαδρομή των τάσεων αγγίξει την μέγιστη δυνατή θέση (όπως αυτή ορίζεται από την μέγιστη δυνατή γωνία τριβής, φ_p), η εξέλιξη των ογκομετρικών παραμορφώσεων λαμβάνει σταθερή τιμή: το ημίτονο της κινητοποιούμενης γωνίας τριβής (sinφ_{mob}) σταθεροποιείται στην τιμή του sinφ_p, καθώς επίσης και ο όρος sinφ_{cv} είναι σταθερός.

Εξαιτίας του παραπάνω θέματος, η υποβάθμιση της δυσκαμψίας του εδάφους στην κατάσταση μετά την ρευστοποίηση (και δη των χαλαρών μη συνεκτικών υλικών) δεν είναι δυνατόν να προσομοιωθεί. Εξάλλου, πειραματικά ευρήματα έχουν δείξει ότι ακόμα και τα πιο πυκνά μη συνεκτικά υλικά παρουσιάζουν παρόμοια με τα χαλαρά συμπεριφορά, εξαιτίας της κόπωσης που αυτά υφίστανται με την συνεχή ανακύκλιση (cyclic mobility). Ο παραπάνω περιορισμός που υφίσταται στο καταστατικό προσομοίωμα UBC3D – PLM λύνεται με την εισαγωγή μιας πρόσθετης ειδικής συνάρτησης, η οποία είναι ικανή να μειώνει σταδιακά το πλαστικό μέτρο διάτμησης K^p_G συναρτήσει των αναπτυσσόμενων πλαστικών αποκλινουσών παραμορφώσεων που συσσωρεύονται κατά την διαστολή ενός εδαφικού στοιχείου. Ο λόγος που ο παραπάνω νόμος μείωσης συνδέεται αποκλειστικά με τις αποκλίνουσες παραμορφώσεις κατά την διαστολή ενός εδαφικού στοιχείου είναι διότι εξαιτίας της διαστολικής συμπεριφοράς παρατηρείται "αποδόμηση" του εδαφικού σκελετού. Το γεγονός αυτό οδηγεί στην μείωση της εδαφικής δυσκαμψίας κατά την συστολή, φάση η οποία ακολουθεί την φάση αποφόρτισης (και η οποία ακολουθεί την φάση της διαστολής). Η συμπεριφορά αυτή που μόλις περιγράφηκε απεικονίζεται στο Figure 2-9, το οποίο αναφέρεται σε περίπτωση πυκνής άμμου. Η προαναφερθείσα υποβάθμιση της "δυσκαμψίας" του εδάφους υπολογίζεται από την ακόλουθη έκφραση:

$$\mathcal{K}_{G}^{p} = \mathcal{K}_{G, primary}^{p} \cdot \boldsymbol{e}^{Edil} \geq \mathcal{K}_{G, primary}^{p} \cdot \boldsymbol{fac}_{post}$$
(2.24)

με

$$E_{dil} = 110 \cdot \varepsilon_{dil} (\%) \tag{2.25}$$

όπου με ε_{dil} συμβολίζεται το ποσοστό των συσσωρευμένων πλαστικών αποκλινουσών παραμορφώσεων που έχει αναπτυχθεί αποκλειστικά κατά την διαστολή του εδαφικού στοιχείου, δηλαδή μετά την κατάσταση όπου η κινητοποιούμενη γωνία τριβής υπερβεί την γωνία τριβής σταθερού όγκου (φ_{cv}). Στην περίπτωση που ο χρήστης εισάγει τιμή της παραμέτρου fac_{post} ίση με την μονάδα, δεν διεξάγεται καμία υποβάθμιση της δυσκαμψίας του εδαφικού στοιχείου στην κατάσταση μετά την ρευστοποίηση, καθώς χρησιμοποιείται διαρκώς η τιμή της παραμέτρου K^p_G που έχει εισαχθεί ως δεδομένο εισόδου στο προσομοίωμα. Τέλος, σημειώνεται ότι η ορθή χρήση της παραμέτρου fac_{post} σε προβλήματα συνοριακών τιμών (π.χ. μελέτη της δυναμικής απόκρισης ενός λιμενικού κρηπιδότοιχου) απαιτεί προσεκτική αξιολόγηση των παραγόμενων αποτελεσμάτων, με την "κρίση μηχανικού" να είναι εκείνη που θα καθορίσει οποιαδήποτε διόρθωση απαιτείται στην τιμή της (βλ. 4^ο κεφάλαιο).

2.2.7 Αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης

Η συμπεριφορά του εδάφους υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης αντιμετωπίζεται με ευθύ τρόπο κατά το καταστατικό προσομοίωμα UBC3D – PLM. Με άλλα λόγια, η μεταβολή των πιέσεων του νερού των πόρων ενός εδαφικού στοιχείου υπολογίζεται απευθείας σε κάθε ένα βήμα της ανάλυσης. Θεωρώντας ένα κορεσμένο εδαφικό δοκίμιο, οι μεταβολές στις ολικές του τάσεις κατά την διάρκεια της φόρτισης δίνονται από την ακόλουθη έκφραση:

$$dp = K_{\mu} \cdot d\varepsilon_{\nu}$$
 (2.26)

όπου K_u είναι το μέτρο "συμπιεστότητας" (bulk modulus) του αστράγγιστου εδαφικού δοκιμίου και dε_v είναι η ογκομετρική του παραμόρφωση ως ένα συνολικό σώμα (στερεά και υγρή φάση μαζί).

Οι αντίστοιχες μεταβολές στις ενεργές του τάσεις δίνονται από την έκφραση:

$$dp' = \mathcal{K}' \cdot d\varepsilon_{v} \tag{2.27}$$

όπου Κ' είναι το αντίστοιχο μέτρο συμπιεστότητας μόνον του εδαφικού σκελετού και dε_v η αντίστοιχη ογκομετρική του παραμόρφωση.

Οι μεταβολές στις πιέσεις του νερού των πόρων υπολογίζονται από την ακόλουθη εξίσωση:

$$dp_{w} = \frac{K_{w}}{n} \cdot d\varepsilon_{v}$$
(2.28)

όπου K_w είναι το μέτρο συμπιεστότητας του νερού, η είναι το εδαφικό πορώδες και dε_v η ογκομετρική παραμόρφωση του ίδιου του υγρού.

Η σχέση που συνδέει τις ολικές τάσεις, τις ενεργές τάσεις και τις πιέσεις του νερού των πόρων ακολουθεί ως γνωστόν την θεωρία Terzaghi (εξίσωση 2.29). Επιπλέον, η ογκομετρική συμβατότητα που επιβάλλεται υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης υπαγορεύει ότι η ισοδύναμη ογκομετρική παραμόρφωση του υγρού των πόρων πρέπει να ισούται με την αντίστοιχη ογκομετρική παραμόρφωση του εδαφικού σκελετού. Συνδυάζοντας όλα τα παραπάνω, προκύπτει η έκφραση 2.30:

$$dp = dp' + dp_w \tag{2.29}$$

$$\frac{K_w}{n} = (K_u - K') \tag{2.30}$$

Από την παραπάνω εξίσωση υπολογίζεται η τιμή του K_w, με αποτέλεσμα τον ακριβή υπολογισμό των πιέσεων των πόρων από την εξίσωση 2.28. Σημειώνεται ότι ο λόγος του Poisson για αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης θεωρείται αυτομάτως από το προσομοίωμα ίσος με 0.495 για λόγους αριθμητικής ευστάθειας των υπολογισμών (αντί της ακριβούς τιμής της θεωρίας, v_u = 0.5, για απείρως ασυμπίεστο νερό). Με βάση τον παραπάνω λόγο του Poisson, το μέτρο συμπιεστότητας του εδάφους υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης υπολογίζεται από την έκφραση:

$$K_{u} = \frac{2 \cdot G^{e} \cdot (1 + v_{u})}{3 \cdot (1 - 2 \cdot v_{u})}$$
(2.31)

όπου G^e είναι το ελαστικό μέτρο διάτμησης του εδάφους.

Το μέτρο συμπιεστότητας του εδάφους υπό στραγγιζόμενες συνθήκες φόρτισης υπολογίζεται με την ίδια λογική, χρησιμοποιώντας τον αντίστοιχο λόγο του Poisson για τις στραγγιζόμενες συνθήκες. Ο τελευταίος υπολογίζεται με βάση τα μη γραμμικά ελαστικά μέτρα του εδαφικού σκελετού που αναφέρθηκαν σε προηγούμενη ενότητα με βάση την σχέση:

$$v' = \frac{3 \cdot K^e - 2 \cdot G^e}{6 \cdot K^e + 2 \cdot G^e}$$
(2.32)

Σε όλες τις προηγούμενες ενότητες συζητήθηκε λεπτομερώς ο σχηματισμός του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM. Στην επόμενη ενότητα συνοψίζονται οι βασικές παράμετροι του προσομοιώματος, καθώς επίσης και ο τρόπος επιλογής τους.

2.3 Επιλογή των παραμέτρων

Σε επόμενο πίνακα (*Table 2-1*) παρουσιάζονται οι απαιτούμενες παράμετροι εισαγωγής του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM. Η καλύτερη δυνατή μέθοδος για την πρόβλεψη ορθών τιμών των παραμέτρων αφορά την ταύτιση των αποτελεσμάτων του προσομοιώματος με τα αντίστοιχα αποτελέσματα πειραματικών δοκιμών. Εξάλλου, σημειώνεται ότι είναι ζωτικής σημασίας η επιλογή της κατάλληλης εργαστηριακής δοκιμής (όπως θα συζητηθεί σε επόμενο κεφάλαιο) με βάση την οποία οι εν λόγω παράμετροι θα οριστούν, σύμφωνα πάντα με τις διαδρομές έντασης που αναμένεται να εμφανιστούν σε κάθε εξεταζόμενο πρόβλημα. Συνήθως, στην γεωτεχνική σεισμική μηχανική, όταν το ζητούμενο είναι η ακριβής πρόβλεψη της έναρξης και της εξέλιξης του φαινομένου της ρευστοποίησης, η πλέον κατάλληλη δοκιμή για αυτό είναι εκείνη της ανακυκλικής "άμεσης απλής διάτμησης" (cyclic direct simple shear test) υπό στραγγιζόμενες ή αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης.

Παρόλα αυτά, σε πάρα πολλές περιπτώσεις τα μόνα διαθέσιμα εργαστηριακά δεδομένα δεν βασίζονται σε αυτήν την δοκιμή, καθώς αναφέρονται κυρίως σε απλές τριαξονικές δοκιμές υπό στραγγιζόμενες συνθήκες φόρτισης. Από την στιγμή, μάλιστα, που οι τριαξονικές δοκιμές δεν περιλαμβάνουν στροφή των επιπέδων των κυρίων τάσεων, είναι άμεσα αντιληπτό ότι τα αποτελέσματά τους αδυνατούν να αναπαράγουν πιστά την συμπεριφορά του εδάφους σε προβλήματα όπου οι διευθύνσεις των κυρίων τάσεων ενός εδαφικού στοιχείου συνεχώς μεταβάλλονται, όπως είναι τα σεισμικά προβλήματα (Vaid et al., 1995). Για τον λόγο αυτό, οι Puebla et al. (1997) πρότειναν μία ομάδα εξισώσεων, οι οποίες έχουν εφαρμογή στο καταστατικό προσομοίωμα UBCSAND, προκειμένου να συμπεριληφθεί η επιρροή της στροφής των επιπέδων των κυρίων τάσεων στην δυσκαμψία του εδαφικού υλικού. Οι αντίστοιχες εξισώσεις που θα μπορούσαν να αξιοποιηθούν από το καταστατικό προσομοίωμα UBC3D – PLM είναι οι εξής:

όπου:

- α_σ είναι η σχηματιζόμενη γωνία ανάμεσα στην διεύθυνση της μέγιστης κύρι ας τάσης και του κατακόρυφου άξονα
- (K^p_G)₀ είναι το πλαστικό μέτρο διάτμησης το οποίο αντιστοιχεί σε γωνία $\alpha_{\sigma} = 0^{\circ}$ (κατακόρυφη συμπίεση)
- F είναι ο συντελεστής για την ανισότροπη πλαστική απόκριση, με προτεινόμενη τιμή F = 0.317.

Συνεπώς, ύστερα από την παραπάνω θεώρηση, είναι πλέον δυνατή η εκτίμηση του κατάλληλου πλαστικού μέτρου διάτμησης για δοκιμές DSS (α_σ = 45°) ακόμα και εάν είναι δεδομένα μόνο τα αποτελέσματα τριαξονικών δοκιμών.

Τέλος, οι Beaty and Byrne (2011) πρότειναν μία ομάδα εξισώσεων από τις οποίες καθίσταται δυνατή η αρχική εκτίμηση των περισσοτέρων παραμέτρων του καταστατικού προσομοιώματος, ύστερα από μία εκτεταμένη διαδικασία βαθμονόμησης. Γενικά, οι εν λόγω εξισώσεις βασίζονται στον διορθωμένο αριθμό κρούσεων δοκιμών SPT, έχουν βαθμονομηθεί τόσο με πειραματικά αποτελέσματα όσο και με αναλυτικές εκφράσεις της βιβλιογραφίας, και η κύρια χρήση τους απευθύνεται στο καταστατικό προσομοίωμα UBCSAND. Παρόλο που, γενικά, η χρήση τους εμφανίζει ικανοποιητικά αποτελέσματα και στο καταστατικό προσομοίωμα UBC3D – PLM, συνίσταται να αποφεύγεται η "τυφλή" εμπιστοσύνη σε αυτές. Εξάλλου, αυτός είναι και ο βασικός σκοπός της παρούσης μεταπτυχιακής εργασίας: η αποκλειστική βαθμονόμηση των παραμέτρων του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM, και η αξιολόγηση της αποτελεσματικότητάς της.

Παρακάτω, συνοψίζονται όλες οι απαιτούμενες παράμετροι του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM:

- φ_{cv}, η γωνία τριβής σταθερού όγκου
- φ_p, η μέγιστη δυνατή κινητοποιούμενη γωνία τριβής
- c, η συνοχή του εδαφικού υλικού
- K^e_B, το ελαστικό μέτρο "συμπιεστότητας" του εδάφους (bulk modulus) για την τάση αναφοράς των 100 kPa. Μπορεί να προκύψει από τριαξονικές δοκιμές υπό στραγγιζόμενες συνθήκες φόρτισης, για τάση περίσφιγξης ίση με 100 kPa. Όταν υπάρχουν διαθέσιμα αποτελέσματα τριαξονικών δοκιμών για τάση περίσφιγξης διαφορετική από 100 kPa, μπορεί να διορθωθεί με βάση την εξίσωση 2.9
- K^e_G, το ελαστικό μέτρο διάτμησης του εδάφους για την τάση αναφοράς των 100 kPa. Μπορεί να συνδεθεί με το ελαστικό μέτρο συμπιεστότητας κάνοντας χρήση του λόγου του Poisson, σύμφωνα με την εξίσωση 2.35
- K^p_G, το πλαστικό μέτρο διάτμησης, το οποίο εξάγεται ύστερα από την κατάλληλη διαδικασία βαθμονόμησης (π.χ. curve fitting)
- me, ο εκθέτης που καθορίζει τον βαθμό εξάρτησης του ελαστικού μέτρου συμπιεστότητας από το επίπεδο της έντασης, με προτεινόμενη τιμή ίση με
 0.5

- ne, ο εκθέτης που καθορίζει τον βαθμό εξάρτησης του ελαστικού μέτρου διάτμησης από το επίπεδο της έντασης, με προτεινόμενη τιμή ίση με 0.5
- np, ο εκθέτης που καθορίζει τον βαθμό εξάρτησης του πλαστικού μέτρου
 διάτμησης από το επίπεδο της έντασης
- R_F, ο "λόγος αστοχίας" (failure ratio) n_f / n_{ult}, σύμφωνα με την θεώρηση Duncan – Chang
- p_a, η ατμοσφαιρική πίεση με τιμή ίση με 100 kPa
- fac_{hard}, ο συντελεστής για την πυκνοποίηση του εδάφους κατά την ανακύκλιση. Είναι ο πολλαπλασιαστής που ορίζει το πλαστικό μέτρο διάτμησης κατά την διάρκεια της δευτερεύουσας φόρτισης. Όσο μεγαλύτερος είναι αυτός τόσο περισσότερο η απόκριση παραπέμπει σε πυκνότερο εδαφικό υλικό
- (N₁)₆₀, ο διορθωμένος αριθμός κρούσεων δοκιμής SPT του εδάφους. Εάν δεν είναι γνωστός, μπορεί να συνδεθεί με την σχετική πυκνότητα του εδάφους σύμφωνα με την εξίσωση 2.36
- fac_{post}, ο συντελεστής που ορίζει την συμπεριφορά χαλάρωσης του εδάφους στην κατάσταση μετά την ρευστοποίηση. Γενικά, συνίσταται η προσεκτική χρήση του στην περίπτωση προσομοίωσης προβλημάτων συνοριακών τιμών, στα οποία δεν είναι απαραίτητο ότι θα πρέπει να λάβει τις ίδιες τιμές με εκείνες που λαμβάνει στην περίπτωση της προσομοίωσης εργαστηριακών δοκιμών μεμονωμένων εδαφικών στοιχείων (Galavi et al., 2012)

$$\frac{K_B^e}{K_G^e} = \frac{2 \cdot (1 + v')}{3 \cdot (1 - 2 \cdot v')}$$
(2.35)

$$(N_1)_{60} \approx \frac{D_R^2}{15^2}$$
 (2.36)

$$PPR = \frac{p'_{i} - p'_{c}}{p'_{i}}$$
(2.37)

Τέλος, ως ενδεικτικό μέτρο των αναπτυσσόμενων πιέσεων του νερού των πόρων χρησιμοποιείται ο συντελεστής PPR (pore pressure ratio), όπου p'_i είναι η αρχική μέση ενεργός ορθή τάση και p'_c είναι η μέση ενεργός ορθή τάση κατά το τρέχον βήμα υπολογισμού. Όταν η τιμή του PPR λαμβάνει τιμή ίση με την μονάδα τότε το έδαφος εισέρχεται στην κατάσταση ρευστοποίησης. Η τιμή του PPR δείχνει την τρέχουσα κατάσταση κατά τους υπολογισμούς, με την μέγιστη τιμή του από την έναρξη της φόρτισης (PPR_{max}) να υποδεικνύει εάν ένα συγκεκριμένο εδαφικό στοιχείο έχει φτάσει έστω και μία φορά στην κατάσταση ρευστοποίησης. Εναλλακτικώς, η γνωστή μεταβλητή r_u παρέχει παρόμοιες πληροφορίες με την μεταβλητή PPR, με την διαφορά ότι αντί της μέσης ενεργού ορθής τάσης χρησιμοποιείται η κατακόρυφη ενεργός ορθή τάση σύμφωνα με την σχέση:

$$r_{u} = \frac{\sigma'_{v,i} - \sigma'_{v,c}}{\sigma'_{v,i}}$$
(2.38)

Όνομα παραμέτρου	Συμβολισμός	Μονάδα	Μέθοδος βαθμο-	Προεπιλεγμένη
			νόμησης	τιμή
Γωνία τριβής σταθερού	<u></u> ф	(°)	Τριαξονική ή DSS	
όγκου	Ψϲν		δοκιμή	-
Μέγιστη γωνία τριβής	Φ_{p}	(°)	Τριαξονική ή DSS	
			δοκιμή	-
Συνονή	kPh	Τριαξονική ή DSS	0	
Ζυνοχη	L	KPd	δοκιμή	U
Ελαστικό μέτρο διά-	Кe		Curvo Eitting	
τμησης	к _G	-	Curve Fitting	-
Πλαστικό μέτρο διά-	K _G ^p -		Curvo Fitting	-
τμησης			Curvernting	
Ελαστικό μέτρο συμπι-	ĸe		Curve Fitting	-
εστότητας	к _В	-		
Εκθέτης ελαστικού μέ-	no		Curvo Eitting	0.5
τρου διάτμησης			Curve ritting	0.5
Εκθέτης ελαστικού μέ-	me -		Curve Fitting	0.5
τρου συμπιεστότητας			Curverntting	
Εκθέτης πλαστικού μέ-	nn -		Curve Fitting	0.5
τρου διάτμησης	ΠÞ		curverntting	0.5
Λόγος αστοχίας	R _F	-	Curve Fitting	0.9
Ατμοσφαιρική πίεση	pa	kPa	Δεδομένη τιμή	100
Εφελκυστική αντοχή	σ_t	kPa	-	0
Παράμετρος για την	fac		Curve Fitting	1
"πυκνοποίηση"	IdChard -		Curverntting	Ţ
Αριθμός κρούσεων SPT	(N ₁) ₆₀	-	Επί τόπου δοκιμές	-
Παράμετρος για την				
συμπεριφορά μετά την	fac_post	-	Curve Fitting	1
ρευστοποίηση				

Table 2-1: Παράμετροι του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D - PLM

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΣΧΗΜΑΤΑ



Figure 2-1: Τριδιάστατη απεικόνιση της επιφάνειας διαρροής κατά Mohr – Coulomb. Προκύπτει από την τομή των έξι χαρακτηριστικών επιπέδων που ορίζουν οι αντίστοιχες εξισώσεις των κυρίων τάσεων.



Figure 2-2: Προβολή του κριτηρίου αστοχίας Mohr – Coulomb στο "αποκλίνον" επίπεδο (επίπεδο π). Οι πιθανές διαδρομές των τάσεων που δύνανται να προβλεφθούν από το καταστατικό προσομοίωμα UBC3D – PLM είναι: (α) οποιαδήποτε "τυπική" διαδρομή, (β) ο τριαξονικός εφελκυσμός και (γ) η τριαξονική θλίψη.



Figure 2-3: Αναπαράσταση του κριτηρίου αστοχίας Mohr – Coulomb στο επίπεδο της αποκλίνουσας τάσης q και της μέσης ενεργού ορθής τάσης p'. Ο όρος "c·cotφ_p" εκφράζει την εφελκυστική αντοχή του εδαφικού υλικού. Στην περίπτωση των μη συνεκτικών εδαφών που εξετάζονται στην παρούσα εργασία είναι προφανές ότι c = 0, με αποτέλεσμα το όριο του κριτηρίου αστοχίας να διέρχεται από την αρχή των αξόνων.



Plastic Shear Strain, γ^{p}

Figure 2-4: Ο νόμος κράτυνσης (υπερβολικού τύπου) που αξιοποιείται από το καταστατικό προσομοίωμα UBC3D – PLM. Συνδέει την μεταβολή στην κινητοποιούμενη γωνία τριβής με την αντίστοιχη μεταβολή στις πλαστικές διατμητικές παραμορφώσεις.



Figure 2-5: Γραφικός τρόπος υπολογισμού του λόγου αστοχίας R_F. Πρόκειται για το πηλίκο του λόγου των επιβαλλόμενων τάσεων στην κατάσταση αστοχίας (n_f) προς τον λόγο τον τάσεων που προσαρμόζεται καλύτερα στην δεδομένη καμπύλη απόκρισης (n_{ult}). Γενικά, μπορεί να λάβει τιμές από 0.5 έως και 1.0.



Figure 2-6: Ο μη συσχετισμένος νόμος πλαστικής ροής των παραμορφώσεων, ο οποίος συνδέει την εξέλιξη της πλαστικής διατμητικής παραμόρφωσης με την εξέλιξη της πλαστικής ογκομετρικής παραμόρφωσης. Στην κατάσταση όπου η κινητοποιούμενη γωνία τριβής λάβει την τιμή φ_{cv}, ο συγκεκριμένος νόμος προβλέπει αποκλειστικά και μόνο την ανάπτυξη πρόσθετων διατμητικών παραμορφώσεων χωρίς μεταβολή του όγκου του εδαφικού υλικού.



Sine of the Mobilized Friction angle (°)

Figure 2-7: Γραφική αναπαράσταση του νόμου πλαστικής ροής. Όσο η κινητοποιούμενη γωνία τριβής φ_{mob} είναι μικρότερη της γωνίας τριβής σταθερού όγκου φ_{cv} η απόκριση είναι συστολική. Σε αντίθετη περίπτωση η απόκριση είναι διαστολική. Το μέγεθος της αναπτυσσόμενης συστολής/διαστολής εξαρτάται από την "απόσταση" της κινητοποιούμενης γωνίας τριβής από την χαρακτηριστική γωνία του καταστατικού προσομοιώματος φ_{cv}.



Figure 2-8: Περιγραφή της συμπεριφοράς του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D - PLM σε ανακυκλική φόρτιση. Όσο η κινητοποιούμενη γωνία τριβής είναι μικρότερη από την μέγιστη (φ_p) το πλαστικό μέτρο διάτμησης αυξάνει (densification). Στην περίπτωση όπου φ_{mob} = φ_p για πρώτη φορά, η δευτερεύουσα επιφάνεια διαρροής απενεργοποιείται πλήρως και το πλαστικό μέτρο διάτμησης διαρκώς μειώνεται (post liquefaction behavior).



Figure 2-9: Τυπική απόκριση μη συνεκτικού υλικού σε πειραματική δοκιμή απλής διάτμησης υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης. Απεικονίζονται ενδεικτικά όλες οι πτυχές που αναπαράγει το καταστατικό προσομοίωμα UBC3D – PLM, με κυριότερες την "πυκνοποίηση" (densification) και την απομείωση της δυσκαμψίας (post liquefaction behavior).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΒΑΘΜΟΝΟΜΗΣΗ ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ UBC3D - PLM

3.1 Εισαγωγή

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζεται η προσπάθεια βαθμονόμησης του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM, με απώτερο σκοπό τόσο την κατάλληλη βαθμονόμηση όλων των παραμέτρων που το διέπουν (βλ. *Table 2-1*), όσο και την εξήγηση της "φυσικής" που συνοδεύει κάθε μία από αυτές. Αρχικά, γίνεται μία όσο το δυνατόν εκτενής αναφορά στον τρόπο που επιδρά κάθε μία παράμετρος ξεχωριστά στα παραγόμενα αποτελέσματα (στο επίπεδο της αποκλίνουσας τάσης q και της μέσης ενεργού ορθής τάσης p'), προκειμένου να γίνει μία πρώτη εισαγωγή στην διαδικασία της βαθμονόμησης: να γίνει αντιληπτή, δηλαδή, η δράση της κάθε μία παραμέτρου, ο τρόπος με τον οποίον λειτουργούν μέσα στον αλγόριθμο του προσομοιώματος. Γενικά, οι παράμετροι του προσομοιώματος κατατάσσονται σε δύο κατηγορίες: (α) στις "μονοτονικές" και (β) στις "ανακυκλικές". Εξαίρεση αποτελεί η παράμετρος R_F, η χρήση της οποίας φαίνεται να είναι "διττή" ανάλογα με τις εξεταζόμενες συνθήκες φόρτισης.

Στην συνέχεια, ύστερα από την κατανόηση της λειτουργίας της κάθε παραμέτρου, ξεκινά η διαδικασία βαθμονόμησής τους. Το πρώτο στάδιο της βαθμονόμησης αναφέρεται σε μονοτονικές συνθήκες φόρτισης, με βάση τις οποίες στοχεύεται η βαθμονόμηση των εξής παραμέτρων: (α) της γωνίας τριβής σταθερού όγκου φ_{cv}, (β) της μέγιστης δυνατής γωνίας τριβής φ_p, (γ) του ελαστικού μέτρου διάτμησης K^e_G για τάση αναφοράς ίση με 100 kPa, (δ) του ελαστικού μέτρου συμπιεστότητας K^e_B για τάση αναφοράς ίση με 100 kPa, (ε) του πλαστικού μέτρου διάτμησης K^e_G για τάση αναφοράς ίση με 100 kPa, (ε) του πλαστικού μέτρου διάτμησης K^p_G για τάση αναφοράς ίση με 100 kPa και (στ) του εκθέτη np, ο οποίος ορίζει τον βαθμό εξάρτησης της εξέλιξης του πλαστικού μέτρου διάτμησης από το επίπεδο της έντασης. Το δεύτερο στάδιο της βαθμονόμησης αναφέρεται σε ανακυκλικές συνθήκες φόρτισης, με βάση τις οποίες γίνεται η βαθμονόμηση των εναπομενουσών παραμέτρων: (α) του λόγου αστοχίας R_F, (β) της παραμέτρου "πυκνοποίησης" fac_{hard} και (γ) της πα-
ραμέτρου fac_{post}, η οποία περιγράφει την συμπεριφορά στην κατάσταση μετά την ρευστοποίηση. Ο τελικός στόχος αυτού του κεφαλαίου είναι η εξαγωγή των ανάλογων εκφράσεων για κάθε μία παράμετρο, έτσι ώστε να είναι δυνατή η αρχική εκτίμησή τους για την μετέπειτα αξιοποίηση του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM μέσω αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων με το εμπορικό λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS.

3.2 Επιλογή της κατάλληλης πειραματικής δοκιμής

Για την βαθμονόμηση καταστατικών προσομοιωμάτων σχετικών με το φαινόμενο της ρευστοποίησης έχει αξιοποιηθεί μία σειρά εργαστηριακών δοκιμών διαφορετικών τύπων. Συνήθως, λόγω της εξάρτησης του κάθε προσομοιώματος από την διαδρομή των παραγόμενων τάσεων, διάφοροι ερευνητές (Finn et al., 1995; Marcuson et al., 2007; Beaty and Perlea, 2011) προτείνουν ότι η βαθμονόμηση των ελαστο πλαστικών προσομοιωμάτων για τις δυναμικές αναλύσεις θα πρέπει να βασίζεται σε ανακυκλικές δοκιμές είτε στρέψης είτε απλής διάτμησης. Τονίζεται ότι είναι ζωτικής σημασίας (για την ακρίβεια των αποτελεσμάτων των δυναμικών αναλύσεων) ο προσδιορισμός των εκάστοτε παραμέτρων μέσω των κατάλληλων δοκιμών, οι οποίες θα πρέπει να προσομοιάζουν όσο το δυνατόν πληρέστερα τις αναμενόμενες εντατικές συνθήκες στο πεδίο. Για παράδειγμα, στο *Figure 3-1* απεικονίζονται οι πλέον κατάλληλες δοκιμές για την περίπτωση της αστοχίας λόγω πλευρικής εξάπλωσης και για την περίπτωση της αστοχίας λόγω εδαφικής ροής.

Για την περίπτωση των τοίχων αντιστήριξης τύπου βαρύτητας που εξετάζονται στα επόμενα κεφάλαια της παρούσης μεταπτυχιακής εργασίας, η δοκιμή που επιλέγεται για την βαθμονόμηση των παραμέτρων του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM είναι εκείνη της "άμεσης απλής διάτμησης" (direct simple shear test), είτε υπό μονοτονικές συνθήκες φόρτισης είτε υπό ανακυκλικές, πάντα υπό αστράγγιστες συνθήκες. Για παράδειγμα, στο *Figure 3-2* απεικονίζεται η διάταξη μιας τέτοιας δοκιμής. Πρόκειται για την συσκευή του τύπου του νορβηγικού γεωτεχνικού ινστιτούτου (NGI), η οποία χρησιμοποιείται για ανακυκλικές δοκιμές υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης και επιτρέπει την δοκιμή κατάλληλα μορφωμένων κυλινδρικών εδαφικών δειγμάτων διαστάσεων περίπου 70mm σε ύψος και 20 – 25mm σε διάμε-

64

τρο. Η πλευρική παραμόρφωση κατά την έννοια της διαμέτρου περιορίζεται από την χρήση μιας καταλλήλως ενισχυμένης μεμβράνης. Οι επιβαλλόμενες συνοριακές συνθήκες κατά την δοκιμή DSS υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης απεικονίζονται στο *Figure 3-3*. Με βάση την σύμβαση που απεικονίζεται στο ίδιο σχήμα, σημειώνεται ότι οι ορθές παραμορφώσεις κατά την έννοια της διαμέτρου του κυλινδρικού δοκιμίου παραμένουν συνεχώς μηδενικές (δηλαδή, οι παραμορφώσεις ε_{xx} και ε_{zz}), με αποτέλεσμα οι παραγόμενες ογκομετρικές παραμορφώσεις (οι οποίες και είναι υπεύθυνες για την δημιουργία πιέσεων πόρων, σύμφωνα με το 2^ο κεφάλαιο) να εξαρτώνται αποκλειστικά από την ορθή παραμόρφωση ε_{yy}.

Αξίζει να σημειωθεί ότι ο λόγος που επιλέχθηκε να αξιοποιηθούν δοκιμές DSS υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης είναι διότι αυτές προσομοιάζουν με τον βέλτιστο δυνατό τρόπο τις επιβαλλόμενες συνοριακές συνθήκες ενός εδαφικού στοιχείου υπό σεισμική εξαίτιση: η απόκριση είναι καθαρά διατμητικού χαρακτήρα, με την ογκομετρική παραμόρφωση να ορίζεται από την παραμορφωσιμότητα κατά την έννοια της κατακορύφου. Στις επόμενες ενότητες ακολουθεί η αναλυτική περιγραφή της διαδικασίας βαθμονόμησης που καταστρώνεται, αρχικά για συνθήκες μονοτονικής φόρτισης και εν συνεχεία για συνθήκες ανακυκλικής φόρτισης. Προηγείται η διερεύνηση της επιρροής κάθε παραμέτρου στα παραγόμενα αποτελέσματα, στο επίπεδο των τάσεων q – p' (αποκλίνουσα τάση και μέση ορθή ενεργός τάση, αντίστοιχα).

3.3 Επιρροή των παραμέτρων

Στην ενότητα που ακολουθεί αναζητείται η επιρροή των παραμέτρων του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM κατά τις μονοτονικές δοκιμές DSS υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης. Συγκεκριμένα, η παραγόμενη απόκριση αναπαριστάται στο επίπεδο q – p' (αποκλίνουσα τάση – μέση ενεργός ορθή τάση).

Στο Figure 3-4 (α) απεικονίζεται η εξάρτηση της απόκρισης από την διαφορά των δύο χαρακτηριστικών γωνιών τριβής $φ_p - φ_{cv}$. Όσο μικρότερη είναι η διαφορά των δύο γωνιών τόσο πιο ρευστοποιήσιμο γίνεται το εδαφικό υλικό. Στο Figure 3-4 (β) σχεδιάζεται η αντίστοιχη εξάρτηση από τον λόγο των ελαστικών μέτρων K_B^e/K_G^e . Με την σχετική αύξηση του μέτρου συμπιεστότητας, οι αναπτυσσόμενες πιέσεις πόρων μεγαλώνουν υπερβολικά (οι οποίες είναι "ανάλογες" του εν λόγω μέτρου) με αποτέλεσμα η μέση ενεργός ορθή τάση να λαμβάνει πολύ μικρότερες τιμές τείνοντας να μηδενιστεί ("ρευστοποίηση"). Υπενθυμίζεται ότι ο λόγος των δύο ελαστικών μέτρων σχετίζεται με τον ενεργό λόγο Poisson του εδαφικού υλικού (βλ. 2° κεφάλαιο).

Απ' την άλλη πλευρά, στο Figure 3-4 (γ) απεικονίζεται η σχέση της απόκρισης με τον λόγο των μέτρων διάτμησης K^e_G/K^p_G. Όσο το ελαστικό μέτρο διάτμησης είναι μικρότερο από το αντίστοιχο πλαστικό, η απόκριση του εδαφικού υλικού δεν δείχνει να τροποποιείται δραματικά. Όταν, όμως, το ελαστικό μέτρο διάτμησης γίνει σημαντικά μεγαλύτερο από το πλαστικό μέτρο διάτμησης, το εδαφικό υλικό γίνεται περισσότερο ρευστοποιήσιμο. Με άλλα λόγια, ένα εδαφικό υλικό με μικρό πλαστικό μέτρο διάτμησης (σε σχέση με το ελαστικό) μπορεί να παρομοιαστεί με ένα "αραιό" υλικό, καθώς εμφανίζει σημαντικό δυναμικό ρευστοποίησης.

Επιπλέον, στο Figure 3-4 (δ) σχεδιάζεται ο τρόπος με τον οποίον μεταβάλλεται η απόκριση καθώς ο πλαστικός εκθέτης np λαμβάνει διάφορες τιμές. Υπενθυμίζεται ότι ο πλαστικός εκθέτης είναι εκείνος που ορίζει το βαθμό εξάρτησης του πλαστικού μέτρου διάτμησης από το επίπεδο της έντασης. Σε μία δοκιμή DSS υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης, όσο η κινητοποιούμενη γωνία τριβής είναι μικρότερη της γωνίας τριβής σταθερού όγκου, η μέση ενεργός ορθή τάση μειώνεται. Όσο μεγαλύτερη θεωρηθεί η τιμή του πλαστικού εκθέτη, τόσο πιο μεγάλη γίνεται η σχετική μείωση (σε κάθε βήμα υπολογισμού) του πλαστικού μέτρου διάτμησης, με αποτέλεσμα την "χαλάρωση" του εδαφικού υλικού που εξετάζεται.

Τέλος, στο Figure 3-4 (ε) απεικονίζεται η εξάρτηση της παραγόμενης απόκρισης από την τιμή της παραμέτρου R_F. Είναι ξεκάθαρο ότι όσο μικρότερη θεωρηθεί η τιμή της εν λόγω παραμέτρου τόσο περισσότερο "δύσκαμπτη" γίνεται η παραγόμενη συμπεριφορά. Παρατηρώντας τον νόμο κράτυνσης του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM (βλ. 2° κεφάλαιο), είναι φανερό ότι όσο μεγαλύτερη είναι η τιμή της παραμέτρου R_F τόσο μικρότερο τείνει να γίνει το πλαστικό μέτρο διάτμησης κατά την εξέλιξη της δοκιμής.

Σημειώνεται ότι οι παραπάνω παρατηρήσεις είναι τελείως ενδεικτικές, προκειμένου να γίνει μία πρώτη "γνωριμία" με την λογική που το καταστατικό προσομοίωμα

66

UBC3D – PLM έχει. Θα ήταν τελείως λάθος με βάση αυτές να εξαχθεί κάποιο συμπέρασμα του τύπου "όσο πυκνότερο είναι το εδαφικό υλικό τόσο μεγαλύτερη οφείλει να ληφθεί η τιμή της x παραμέτρου", καθώς η αλληλεπίδραση της μίας παραμέτρου με την άλλη δεν είναι τόσο προφανής εξαρχής. Για τον λόγο αυτόν, ακολουθεί η αριθμητική βαθμονόμηση των μονοτονικών παραμέτρων του συγκεκριμένου καταστατικού προσομοιώματος με βάση τα αποτελέσματα πειραματικών δοκιμών. Στην συνέχεια, έχοντας ως βάση τις τιμές των μονοτονικών παραμέτρων, διεξάγεται η βαθμονόμηση των ανακυκλικών παραμέτρων του προσομοιώματος με βάση δημοσιευμένα αποτελέσματα της βιβλιογραφίας.

3.4 Μονοτονικές παράμετροι

<u>3.4.1 Εισαγωγή</u>

Για την βαθμονόμηση των μονοτονικών παραμέτρων (οι οποίες καταγράφονται αναλυτικά στην εισαγωγή του παρόντος κεφαλαίου) διεξάγονται μονοτονικές δοκιμές άμεσης απλής διάτμησης (DSS), υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης. Σημειώνεται ότι η διεξαγωγή των ανωτέρω δοκιμών γίνεται με αριθμητικό τρόπο: αξιοποιείται η αντίστοιχη αριθμητική δυνατότητα του εμπορικού λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS ("soil test facility"). Συγκεκριμένα, πρόκειται για δοκιμές "ελεγχόμενης παραμόρφωσης", όπου για δεδομένο πλάτος διατμητικής παραμόρφωσης γ_{xy} μετράται η απόκριση του δοκιμίου, σε όρους διατμητικής τάσης – διατμητικής παραμόρφωσης (τ_{xy} – γ_{xy}) και διατμητικής τάσης – μέσης ενεργού ορθής τάσης (τ – p').

Η διαδικασία της βαθμονόμησης των μονοτονικών παραμέτρων που θα παρουσιαστεί παρακάτω έχει ως βάση την ταύτιση των παραγόμενων καμπυλών απόκρισης του προσομοιώματος UBC3D – PLM με τις αντίστοιχες του προσφάτως ανεπτυγμένου καταστατικού προσομοιώματος για άμμους των Tasiopoulou and Gerolymos (2014). Τα δεδομένα αναφοράς του τελευταίου αναφέρονται σε άμμο τύπου Toyoura (με φυσικές ιδιότητες: $G_s = 2.6 t/m^3$, $e_{max} = 0.963$ και $e_{min} = 0.605$), για τέσσερις διαφορετικές τιμές της σχετικής πυκνότητας ($D_R = 0.25$; 0.40; 0.65 και 0.90) και για τρεις τιμές της αρχικής μέσης ενεργού ορθής τάσης ($p_0' = 100$; 500 και 1000 kPa). Στόχος της διαδικασίας της βαθμονόμησης των μονοτονικών παραμέτρων εί-

ναι η βέλτιστη δυνατή ταύτιση των καμπυλών απόκρισης των δύο καταστατικών προσομοιωμάτων μεταξύ τους, συγχρόνως για όλες τις αρχικές ενεργές πιέσεις ρ' όταν αυτές αναφέρονται σε δεδομένη σχετική πυκνότητα D_R. Η βαθμονόμηση των παραμέτρων επιτυγχάνεται με την χρήση του ενσωματωμένου κώδικα βελτιστοποίησης της μαθηματικής γλώσσας προγραμματισμού Matlab (optimization toolbox).

3.4.2 Αλγόριθμος αριθμητικών DSS δοκιμών

Γενικά, για την ορθή βαθμονόμηση των ζητούμενων μονοτονικών παραμέτρων απαιτείται να είναι διαθέσιμος ολόκληρος ο αλγόριθμος του καταστατικού προσομοιώματος που μελετάται. Κάτι τέτοιο, όμως, δεν ήταν εφικτό: γνωστές ήταν μόνον οι εξισώσεις του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM και όχι ο τρόπος με τον οποίον αυτές συνδέονται μεταξύ τους (σε επίπεδο προγραμματισμού). Για την αξιοποίηση του λογισμικού βελτιστοποίησης της μαθηματικής γλώσσας προγραμματισμού Matlab, απαραίτητη προϋπόθεση ήταν η σύνταξη του κατάλληλου αλγορίθμου. Συγκεκριμένα, ο ζητούμενος αλγόριθμος που συντάσσεται παρακάτω αφορά αποκλειστικά και μόνον την περιγραφή των εξεταζόμενων DSS δοκιμών επιβαλλόμενης διατμητικής παραμόρφωσης υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης.

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, στις εργαστηριακές δοκιμές DSS υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης που μελετώνται στα πλαίσια της παρούσης μεταπτυχιακής εργασίας, οι παραμορφώσεις κατά την έννοια της διαμέτρου του κυλινδρικού εδαφικού δοκιμίου απαγορεύονται. Συνεπώς, σύμφωνα με την έκφραση 3.1, η ποσότητα των παραγόμενων ογκομετρικών παραμορφώσεων εξαρτάται αποκλειστικά από την ορθή παραμόρφωση κατά την έννοια του ύψους του δοκιμίου.

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{vol} = \boldsymbol{\varepsilon}_{xx} + \boldsymbol{\varepsilon}_{yy} + \boldsymbol{\varepsilon}_{zz} = \boldsymbol{\varepsilon}_{yy} \tag{3.1}$$

Με βάση την θεωρία της εδαφομηχανικής, υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης θα πρέπει η ογκομετρική παραμόρφωση του δοκιμίου να είναι μηδενική. Κάτι τέτοιο, όμως, δεν ισχύει εδώ, καθώς παράγονται πεπερασμένες ογκομετρικές παραμορφώσεις, έστω και "αμελητέας" τάξης μεγέθους (π.χ. 10⁻⁵ – 10⁻⁶). Το παράδοξο αυτό που παρατηρείται οφείλεται στην πεπερασμένη συμπιεστότητα του νερού των πόρων (αντί της "άπειρης" συμπιεστότητας της θεωρίας), η οποία βασίζεται στην τιμή του Poisson που θεωρεί το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης (υπενθυμίζεται ότι v_u = 0.495 κατά το λογισμικό, αντί της θεωρητικής τιμής του 0.5). Όπως έχει ήδη αναφερθεί, κάτι τέτοιο συμβαίνει καθαρά για λόγους αριθμητικής ευστάθειας της υπολογιστικής διαδικασίας. Συνεπώς, καθότι το μέγεθος των παραγόμενων ογκομετρικών παραμορφώσεων είναι "αρκετά μικρό", αυτές μπορούν να αμεληθούν και να θεωρηθούν ως (πρακτικά) μηδενικές.

Επιπλέον, κατά τις αστράγγιστες DSS δοκιμές, παρατηρείται ότι η μεταβολή της μέγιστης και της ελάχιστης κύριας ορθής παραμόρφωσης είναι ίσες σε μέγεθος και αντίθετες μεταξύ τους (δηλαδή όταν η μία είναι εφελκυστική η άλλη είναι "ισόποσα" θλιπτική και αντίστροφα), ενώ η μεταβολή της ενδιάμεσης κύριας ορθής παραμόρφωσης είναι μηδενική (σημειώνεται ότι γενικά αυτή έχει μηδενική τιμή):

$$\Delta \varepsilon_1 = -\Delta \varepsilon_3 \tag{3.2}$$

$$\Delta \varepsilon_2 = 0 \tag{3.3}$$

Εξάλλου, κάτι τέτοιο θα μπορούσε να προκύψει άμεσα από τον ορισμό της ογκομετρικής παραμόρφωσης και την παρατήρηση ότι η ενδιάμεση κύρια ορθή παραμόρφωση είναι μηδενική, δηλαδή:

$$\Delta \varepsilon_{vol} = 0 \Longrightarrow \Delta \varepsilon_1 + \Delta \varepsilon_2 + \Delta \varepsilon_3 = 0 \Longrightarrow \Delta \varepsilon_1 = -\Delta \varepsilon_3$$
(3.4)

Με βάση την παραπάνω παρατήρηση, η τιμή της μεταβολής της διατμητικής παραμόρφωσης ισούται με:

$$\Delta \gamma = \Delta \varepsilon_1 - \Delta \varepsilon_3 = 2 \cdot \Delta \varepsilon_1 \tag{3.5}$$

Συνεπώς, σύμφωνα με την θεωρία της ελαστικότητας, η αντίστοιχη μεταβολή της αποκλίνουσας παραμόρφωσης Δε_q μπορεί να εκφραστεί ως:

$$\Delta \varepsilon_{q} = \left[\left(\Delta \varepsilon_{1} - \Delta \varepsilon_{2} \right)^{2} + \left(\Delta \varepsilon_{1} - \Delta \varepsilon_{3} \right)^{2} + \left(\Delta \varepsilon_{2} - \Delta \varepsilon_{3} \right)^{2} \right]^{1/2} = \frac{\sqrt{2}}{3} \cdot \left[6 \cdot \Delta \varepsilon_{1}^{2} \right]^{1/2} = \frac{\sqrt{3}}{3} \cdot \Delta \gamma$$
(3.6)

όπου Δγ είναι η τιμή της μεταβολής της διατμητικής παραμόρφωσης. Εξάλλου, σημειώνεται ότι η μεταβολή της αποκλίνουσας τάσης q συνδέεται με την μεταβολή της διατμητικής τάσης τ με βάση την εξίσωση:

$$\Delta q = \sqrt{3} \cdot \Delta \tau \tag{3.7}$$

Επιπλέον, στην εξεταζόμενη περίπτωση της αστράγγιστης δοκιμής "άμεσης απλής διάτμησης", αποδεικνύεται ότι η τιμή της μεταβολής του πλαστικού πολλαπλασιαστή dλ (βλ. 2° κεφάλαιο) ισούται με την παραπάνω τιμή της μεταβολής της αποκλίνουσας παραμόρφωσης dε_q.

Συνεπώς, το μόνο θέμα που απομένει για την επιτυχή σύνταξη του ζητούμενου αλγορίθμου είναι ο τρόπος υπολογισμού των πιέσεων του νερού των πόρων. Οι πιέσεις πόρων που ενδιαφέρουν στην περίπτωση της ρευστοποίησης είναι εκείνες που σχετίζονται με τις πλαστικές ογκομετρικές παραμορφώσεις. Αν και είναι δυνατόν να δημιουργηθούν πιέσεις πόρων από παροδικές αλλαγές στις ολικές τάσεις, αυτές οδηγούν σε μικρές αλλαγές στις ενεργές τάσεις (με εξαίρεση την περίπτωση που το έδαφος είναι μερικώς κορεσμένο). Σε κάθε βήμα υπολογισμού, παράγονται ογκομετρικές παραμορφώσεις, η μεταβολή των οποίων ισούται με το άθροισμα των αντίστοιχων μεταβολών των ελαστικών και των πλαστικών ογκομετρικών παραμορφώσεων:

$$d\varepsilon_{v} = d\varepsilon_{v}^{e} + d\varepsilon_{v}^{p} \tag{3.8}$$

Για αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης, η επακόλουθη (ανά βήμα υπολογισμού) μεταβολή στις πιέσεις του νερού των πόρων είναι:

$$du = \frac{K_w}{n} \cdot d\varepsilon_v \tag{3.9}$$

όπου K_w είναι το μέτρο "συμπιεστότητας" (bulk modulus) του νερού και η είναι το πορώδες του εδαφικού υλικού. Η ανάλογη μεταβολή στην μέση ενεργό ορθή τάση συνδέεται με την μεταβολή της ελαστικής ογκομετρικής παραμόρφωσης ως εξής:

$$dp' = \mathcal{K}^e \cdot d\varepsilon_v^e \tag{3.10}$$

Με βάση την θεωρία Terzaghi, η μεταβολή της μέσης ολικής ορθής τάσης ισούται με το άθροισμα των μεταβολών της μέσης ενεργού ορθής τάσης και της πίεσης των πόρων. Χάριν απλότητας, αν υποθέσουμε ότι η μεταβολή της μέσης ολικής ορθής τάσης είναι μηδενική (dp = 0), τότε προκύπτει ότι οι μεταβολές της μέσης ενεργού ορθής τάσης και της πίεσης των πόρων είναι ίσες κατά μέγεθος και αντίθετες μεταξύ τους (du =- dp'). Συνδυάζοντας όλα τα παραπάνω προκύπτει ότι:

$$du = \frac{K^{e}}{1 + \frac{K^{e}}{K_{w}/n}} \cdot d\varepsilon_{v}^{p} = B_{Skempton} \cdot K^{e} \cdot d\varepsilon_{v}^{p}$$
(3.11)

όπου με B_{Skempton} συμβολίζεται η γνωστή παράμετρος του Skempton η οποία χρησιμοποιείται στις εργαστηριακές δοκιμές για να δηλώσει τον βαθμό κορεσμού του εξεταζόμενου δοκιμίου. Είναι προφανές ότι ο λόγος των μέτρων συμπιεστότητας του ύδατος των πόρων και του εδαφικού σκελετού είναι ο σημαντικότερος παράγοντας στον καθορισμό των αναπτυσσόμενων πιέσεων πόρων.

Από τον νόμο του Boyle, και υποθέτοντας κοινή πίεση στο νερό και στον αέρα, το μέτρο συμπιεστότητας του νερού εκφράζεται συναρτήσει της πίεσης με βάση την έκφραση:

$$K_w = \frac{p^2}{(1 - S_o) \cdot p_a} < 2 \cdot 10^6 \ kPa$$
 (3.12)

όπου S₀ είναι ο βαθμός κορεσμού για πίεση ίση με την ατμοσφαιρική και p_a είναι η ατμοσφαιρική πίεση (p_a = 100 kPa). Σημειώνεται ότι η τιμή του βαθμού κορεσμού S₀ αποτελεί μία καλή προσέγγιση του αρχικού κορεσμού ενός δοκιμίου που πρόκειται να εξεταστεί σε δοκιμή φυγοκεντριστή. Εάν οι πόροι του δοκιμίου είναι πλήρως γεμάτοι με νερό τότε το μέτρο συμπιεστότητας του νερού παίρνει την μέγιστή του τιμή (K_w = 2·10⁶ kPa, βλ. *Figure 3-5*). Για τυπικές τιμές του μέτρου συμπιεστότητας του εδαφικού σκελετού και του πορώδους (π.χ. K^e = 6·10⁴ kPa και n = 1/3) η παράμετρος Skempton ισούται με B_{Skempton} = 0.99. Για μικρή, όμως, μείωση στον βαθμό κορεσμού (π.χ. για S₀ = 0.98), το μέτρο συμπιεστότητας του νερού των πόρων πέφτει σε θεαματικά μικρότερη τιμή (K_w = 5000 kPa, για πίεση ίση με την συνήθη πίεση αναφοράς των 100 kPa), με αποτέλεσμα να προκύπτει πολύ μικρότερη παράμετρος Skempton (B_{Skempton} = 0.2). Στην περίπτωση της παρούσης μεταπτυχιακής εργασίας, υποτίθεται (χωρίς "βλάβη" στα παραγόμενα αποτελέσματα) ότι οι εξεταζόμενες δοκιμές γίνονται υπό συνθήκες πλήρους κορεσμού του δοκιμίου, με αποτέλεσμα να υπολογίζεται πρακτικώς μοναδιαία παράμετρος κατά Skempton.

Έχοντας αναλύσει, λοιπόν, τον τρόπο με τον οποίον διεξάγεται μία δοκιμή DSS υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης και των χαρακτηριστικών που την διέπουν, είναι πλέον δυνατός ο προγραμματισμός του σχετικού αλγορίθμου. Ο ζητούμενος κώδικας απεικονίζεται σε επόμενη σελίδα (βλ. Table 3-2). Σημειώνεται ότι σε κάθε βήμα υπολογισμού επιβάλλεται ένα σταθερό ποσοστό της τελικής επιβαλλόμενης διατμητικής παραμόρφωσης (ανάλογα με το επιλεγόμενο πλήθος των βημάτων υπολογισμού) και, με βάση τα όσα αναπτύχθηκαν παραπάνω, υπολογίζεται η απόκριση του δοκιμίου για δεδομένες τιμές των παραμέτρων του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM. Για παράδειγμα, στο Figure 3-6 απεικονίζονται ενδεικτικά οι εξής παραγόμενες καμπύλες απόκρισης: (α) διατμητική τάση τ – διατμητική παραμόρφωση γ, (β) αποκλίνουσα τάση q – μέση ενεργός ορθή τάση p', (γ) πίεση πόρων u – διατμητική παραμόρφωση γ και (δ) κινητοποιούμενη γωνία τριβής φ_{mob} – διατμητική παραμόρφωση γ. Οι τιμές των παραμέτρων με βάση τις οποίες προέκυψαν τα ανωτέρω διαγράμματα είναι τυπικές, δεν έχουν προκύψει, δηλαδή, από καμία (προς το παρόν) διαδικασία βαθμονόμησης: τα διαγράμματα αυτά παρουσιάζονται ενδεικτικά για λόγους επίδειξης της λειτουργίας του αλγορίθμου που συντάχθηκε.

3.4.3 Διαδικασία βαθμονόμησης και αποτελέσματα

Στην ενότητα που ακολουθεί, παρουσιάζεται η διαδικασία της βαθμονόμησης που ακολουθήθηκε και παρατίθενται τα σχετικά αποτελέσματα. Αντικειμενικός σκοπός της βαθμονόμησης είναι η εξαγωγή κατάλληλων αριθμητικών εκφράσεων των παραμέτρων του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM, ώστε να είναι εφικτή η άμεση εκτίμησή τους για την διεξαγωγή των ζητούμενων τελικών αναλύσεων με πεπερασμένα στοιχεία (με την χρήση του λογισμικού PLAXIS). Ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στην εξήγηση της "φυσικής" που διέπει κάθε μία παράμετρο, μέσα από την παράθεση των ανάλογων σχημάτων και του κατάλληλου σχολιασμού. Λειτουργικές λεπτομέρειες σε σχέση με το λογισμικό βελτιστοποίησης που αξιοποιήθηκε δεν αναφέρονται, καθώς θεωρείται ότι αυτές (αν και αποτελούν αναπόσπαστο κομμάτι της διαδικασίας της βαθμονόμησης) ξεφεύγουν από τον αντικειμενικό σκοπό της παρούσης ενότητας. Για περισσότερες σχετικές πληροφορίες, ο αναγνώστης παραπέμπεται στο εγχειρίδιο χρήσης του αντίστοιχου λογισμικού (Matlab).

(α) Ελαστικές παράμετροι

Αρχικά, η πρώτη παράμετρος που βαθμονομείται είναι εκείνη του ελαστικού μέτρου διάτμησης K^e_G για τάση αναφοράς ίση με τα 100 kPa. Γενικά, ο πιο αξιόπιστος τρόπος για την εκτίμηση του ελαστικού μέτρου διάτμησης είναι η χρήση μετρήσεων της ταχύτητας διάδοσης διατμητικού κύματος v_s, καθώς επίσης και η διεξαγωγή επί τόπου γεωφυσικών δοκιμών στην περιοχή ενός έργου. Όμως, κάτι τέτοιο δεν είναι, συνήθως, εφικτό σε κάθε περίπτωση. Με βάση, λοιπόν, εκτεταμένες μελέτες, στην βιβλιογραφία υπάρχει πληθώρα εκφράσεων για την περιγραφή αυτής της παραμέτρου. Συνεπώς, η βαθμονόμησή της επιλέγεται να γίνει με βάση τις δημοσιευμένες εκφράσεις της βιβλιογραφίας.

Για διάφορους τύπους εδαφών υπάρχουν και οι ανάλογες εμπειρικές εκφράσεις. Στην περίπτωση της παρούσης μεταπτυχιακής εργασίας ενδιαφέρουν αποκλειστικά τα μη συνεκτικά εδάφη, τα οποία είναι τα κατ' εξοχή εδάφη επιρρεπή στο φαινόμενο της ρευστοποίησης. Σύμφωνα με τους Seed and Idriss (1970), το μέγιστο μέτρο διάτμησης των αμμωδών εδαφών ορίζεται από την έκφραση:

$$G_{max} = 1000 \cdot K_{2,max} \cdot (\sigma'_{m})^{0.5}$$
 (3.13)

όπου K_{2,max} είναι η παράμετρος που σχετίζεται με τον λόγο των κενών, ή (κατ' επέκταση) με την σχετική πυκνότητα του εδάφους και σ'_m είναι η μέση ενεργός ορθή τάση (σε lb/ft²). Σημειώνεται ότι το μέγιστο μέτρο διάτμησης είναι εκείνο που αναφέρεται στις πολύ μικρές διατμητικές παραμορφώσεις. Οι τιμές του συντελεστή K_{2,max} απεικονίζονται στον *Table 3-1*.

Σχετική πυκνότητα D _R (%)	K _{2,max}
30	34
40	40
45	43
60	52
75	59
90	70

Table 3-1 Εκτίμηση της παραμέτρου K_{2,max}

Με βάση την εξίσωση 2.10, η παραπάνω εξίσωση 3.13 μπορεί να γραφτεί στην μορφή:

$$G_{max} = 1000 \cdot K_{2,max} \cdot (\sigma'_{m})^{0.5} = 1000 \cdot K_{2,max} \cdot \frac{p_{a}}{p_{a}} \cdot (\sigma'_{m})^{0.5} = \left[\frac{1000 \cdot K_{2,max}}{\sqrt{p_{a}}}\right] \cdot p_{a} \cdot \left(\frac{\sigma'_{m}}{p_{a}}\right)^{0.5}$$
(3.14)

Από την απλή παραβολή ανάμεσα στις δύο προαναφερθείσες εξισώσεις, μπορούμε να συμπεράνουμε τα εξής: (α) ο όρος στην αγκύλη συμβολίζει την ζητούμενη παράμετρο K^e_G και (β) ο εκθέτης ne λαμβάνει την τιμή 0.5. Μάλιστα, από την στιγμή που η παράμετρος K_{2,max} εξαρτάται αποκλειστικά και μόνον από την σχετική πυκνότητα D_R, η παράμετρος K^e_G είναι και αυτή αποκλειστική συνάρτηση της ίδιας εδαφικής παραμέτρου. Στο *Figure 3-7* απεικονίζεται η μεταβολή της παραμέτρου του ελαστικού μέτρου διάτμησης για την τάση αναφοράς των 100 kPa συναρτήσει της σχετικής πυκνότητας D_R. Η έκφραση που συνδέει τα δύο μεγέθη μεταξύ τους είναι η:

$$K_G^e = 1592.6 \cdot D_R^{0.6464}$$
 (3.15)

Στην συνέχεια, ακολουθεί η βαθμονόμηση του ελαστικού μέτρου συμπιεστότητας του εδάφους K_B^e για την τάση αναφοράς των 100 kPa. Όπως έχει ήδη αναφερθεί, το ελαστικό μέτρο συμπιεστότητας συνδέεται με το ελαστικό μέτρο διάτμησης με βάση τον λόγο του Poisson. Με την υπόθεση ότι ο εκθέτης me ισούται με την τιμή του εκθέτη ne (δηλαδή ne = 0.5 = me), η εν λόγω εξίσωση παίρνει την ακόλουθη μορφή:

$$v' = \frac{3 \cdot \kappa - 2}{6 \cdot \kappa + 2} \tag{3.16}$$

όπου ο όρος κ εκφράζει τον λόγο των δύο ελαστικών μέτρων (κ = K^e_B / K^e_G). Η μεταβολή του λόγου του Poisson συναρτήσει του όρου κ απεικονίζεται στο Figure 3-8. Στα πλαίσια της παρούσης μεταπτυχιακής εργασίας, επιλέγεται ο όρος κ να λάβει την ελάχιστη δυνατή τιμή, δηλαδή επιλέγεται κ ≈ 0.67, τιμή που αντιστοιχεί σε λόγο του Poisson περίπου ίσο με μηδέν. Για τους στατικούς υπολογισμούς, ο λόγος αυτός είναι εξαιρετικά μικρός και ενδεχομένως να οδηγεί σε μη ρεαλιστικά αποτελέσματα. Παρόλα αυτά, έχει αποδειχθεί (Hardin, 1978) ότι ο λόγος του Poisson μεταβάλλεται με την παραμόρφωση, και για πολύ μικρές παραμορφώσεις λαμβάνει τιμές από 0 έως και 0.2. Συνεπώς, για τους δυναμικούς υπολογισμούς επιτρέπεται να χρησιμοποιηθεί ένας τόσο μικρός λόγος του Poisson, με ανάλογο τρόπο που χρησιμοποιείται το μέγιστο μέτρο διάτμησης G_{max}. Αν και η συνήθης παραδοχή που γίνεται για τις άμμους αφορά λόγο του Poisson περίπου ίσο με 0.1 (Byrne et al., 1987), στην παρούσα βαθμονόμηση χρησιμοποιείται σχεδόν μηδενική τιμή (κοντά στο κάτω όριο του προτεινόμενου εύρους) συμβαδίζοντας με τις προτεινόμενες εκφράσεις των Beaty and Byrne (2011) για το καταστατικό προσομοίωμα UBCSAND. Ας μην ξεχνάμε, εξάλλου, ότι το καταστατικό προσομοίωμα UBC3D – PLM αποτελεί κατά κύριο λόγο την τριδιάσταση επέκταση του καταστατικού προσομοιώματος UBCSAND. Τέλος, σημειώνεται ότι εφόσον διαπιστωθεί πρόβλημα κατά τους στατικούς υπολογισμούς, συστήνεται είτε η χρήση ενός διαφορετικού ελαστο – πλαστικού καταστατικού προσομοιώματος (π.χ. Mohr – Coulomb), είτε (προσωρινά) η χρήση μιας υψηλότερης τιμής του παραπάνω όρου κ.

(β) Γωνίες τριβής

Στην ενότητα που ακολουθεί παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της διαδικασίας βαθμονόμησης σχετικά με την γωνία τριβής σταθερού όγκου φ_{cv} και την μέγιστη δυνατή γωνία τριβής φ_p. Γενικά, η γωνία τριβής σταθερού όγκου δείχνει να είναι περίπου σταθερή για συγκεκριμένο τύπο εδάφους, ανεξάρτητα από την κατάστασή του (Negussey et al., 1988 J8). Απ' την άλλη πλευρά, η μέγιστη δυνατή γωνία τριβής εξαρτάται σε κάποιον βαθμό τόσο από την σχετική πυκνότητα του εδάφους όσο και από την εντατική του κατάσταση (Sadrekarimi and Olson, 2009).

Κατά το καταστατικό προσομοίωμα UBC3D – PLM, οι δύο αυτές χαρακτηριστικές γωνίες τριβής φαίνεται να έχουν ξεχωριστό και ευδιάκριτο ρόλο. Όπως έχει ήδη αναφερθεί, κατά την φόρτιση ενός εδαφικού στοιχείου κινητοποιείται η γωνία τριβής σύμφωνα με τον νόμο κράτυνσης. Για παράδειγμα, στο *Figure 3-6* (δ) απεικονίζεται η μεταβολή της συναρτήσει της διατμητικής παραμόρφωσης, για την ενδεικτική δοκιμή επίδειξης DSS υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης που αναφέρθηκε σε προηγούμενη ενότητα. Όμως, το καταστατικό προσομοίωμα UBC3D – PLM δεν βασίζεται στην θεωρία της κρίσιμης κατάστασης. Αυτό σημαίνει ότι σε "πολύ μεγάλες" διατμητικές παραμορφώσεις, η κινητοποιούμενη γωνία τριβής προσεγγίζει την μέγιστη δυνατή γωνία τριβής, και όχι την γωνία τριβής σταθερού όγκου. Συνεπώς, στο *Figure 3-9* απεικονίζεται γραφικά η έννοια της μέγιστης δυνατής γωνίας τριβής φ_ρ: στον χώρο των τάσεων q – p' αντιστοιχεί στην τελική κλίση της παραγόμενης απόκρισης.

Από την άλλη πλευρά, στο 2° κεφάλαιο αναπτύχθηκε ο ορισμός της γωνίας τριβής σταθερού όγκου φ_{cv}. Σύμφωνα με τον αυτόν τον ορισμό, στην κατάσταση όπου η κινητοποιούμενη γωνία τριβής ισούται με την γωνία φ_{cv} δημιουργούνται μεταβολές μόνον στις πλαστικές διατμητικές παραμορφώσεις: η μεταβολή των πλαστικών ογκομετρικών παραμορφώσεων είναι μηδενική (κατακόρυφο διάνυσμα του νόμου ροής). Παρατηρώντας προσεκτικά την εξίσωση που διέπει τον νόμο πλαστικής ροής του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM, σημειώνεται ότι: (α) για τιμές της κινητοποιούμενης γωνίας τριβής μικρότερες από την γωνία τριβής σταθερού όγκου φ_{cv}, οι παραγόμενες πλαστικές ογκομετρικές παραμορφώσεις είναι θλιπτικές (συστολή) και (β) για τιμές της κινητοποιούμενης γωνίας τριβής μεγαλύτερες από την γωνία τριβής σταθερού όγκου φ_{cv}, οι παραγόμενες πλαστικές ογκομετρικές παραμορφώσεις είναι εφελκυστικές (διαστολή). Σύμφωνα με την εξίσωση 3.11, το πρόσημο της μεταβολής της μέσης ενεργού ορθής τάσης σε κάθε βήμα φόρτισης εξαρτάται αποκλειστικά από το πρόσημο της μεταβολής των πλαστικών ογκομετρικών παραμορφώσεων στο ίδιο βήμα. Όσο οι πλαστικές ογκομετρικές παραμορφώσεις είναι συστολικού χαρακτήρα, η μεταβολή στην μέση ενεργό ορθή τάση είναι

76

αρνητική. Αντιθέτως, για πλαστικές ογκομετρικές παραμορφώσεις διαστολικού χαρακτήρα, ισχύει ότι dp' > 0. Στιγμιαία, την στιγμή όπου η κινητοποιούμενη γωνία τριβής ισούται με την γωνία τριβής σταθερού όγκου, η αντίστοιχη μεταβολή στην μέση ενεργό τάση είναι μηδενική. Συνεπώς, με βάση τα παραπάνω μπορούμε να εξάγουμε το ακόλουθο συμπέρασμα: η κατάσταση όπου φ_{mob} = φ_{cv} μπορεί να ταυτοποιηθεί στον επίπεδο των τάσεων q – p' ως η κατάσταση στην οποία η μέση ενεργός ορθή τάση παρουσιάζει "τοπικά ελάχιστη" τιμή ("phase transformation angle"). Το συμπέρασμα αυτό απεικονίζεται γραφικά στο *Figure 3-9*.

Στα Figure 3-10 – 11 απεικονίζονται οι καμπύλες απόκρισης του καταστατικού προσομοιώματος για άμμους των Tasiopoulou and Gerolymos (2014). Συγκεκριμένα, απεικονίζονται διαγράμματα: (α) διατμητικής τάσης τ – διατμητικής παραμόρφωσης γ και (β) διατμητικής τάσης τ – μέσης ενεργού ορθής τάσης p'. Τα παραπάνω διαγράμματα αναφέρονται σε τέσσερις τιμές της σχετικής πυκνότητας D_R (D_R = 0.25; 0.40; 0.65 και 0.90) και σε τρεις τιμές της αρχικής (υπό ισότροπες συνθήκες) μέσης ενεργού ορθής τάσης p' (p' = 100; 500 και 1000 kPa). Σε κάθε περίπτωση, οι ανωτέρω καμπύλες απόκρισης έχουν προκύψει από μονοτονικές δοκιμές DSS επιβαλλόμενης διατμητικής παραμόρφωσης υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης, ενώ αποτελούν τον "οδηγό" με βάση τον οποίον διεξάγεται η βαθμονόμηση του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM. Συγκεκριμένα, στις καμπύλες αυτές βασίζεται η βαθμονόμηση των εξής μονοτονικών παραμέτρων: (α) της μέγιστης γωνίας τριβής ϕ_p , (β) της γωνίας τριβής σταθερού όγκου ϕ_{cv} , (γ) του πλαστικού μέτρου διάτμησης K_{G}^{p} για την τάση αναφοράς των 100 kPa και (δ) του πλαστικού εκθέτη np, με τις ελαστικές παραμέτρους που βαθμονομήθηκαν παραπάνω να είναι ανεξάρτητες από αυτές.

Αρχικά, με βάση την προηγούμενη ανάλυση, υπολογίζεται γραφικά η τιμή της γωνίας τριβής σταθερού όγκου $φ_{cv}$ σε κάθε μία από τις "πειραματικές" καμπύλες (με βάση το *Figure 3-9*). Οι τιμές που συλλέγονται δείχνουν να βρίσκονται εντός ενός εύρους με ελάχιστη τιμή την γωνία $φ_{cv} \approx 33^{\circ}$ και μέγιστη την γωνία $φ_{cv} \approx 36^{\circ}$. Στο σημείο αυτό, σημειώνεται ότι δεν σκοπεύεται να προταθεί κάποια συγκεκριμένη έκφραση της γωνίας $φ_{cv}$: η τιμή της εξαρτάται (κυρίως) από παράγοντες η μελέτη των οποίων ξεφεύγει από τα πλαίσια της παρούσης μεταπτυχιακής εργασίας (π.χ. μέγεθος και σχήμα κόκκων κλπ). Αντί αυτής, προτείνεται για τις δυναμικές αριθμητικές αναλύσεις που θα ακολουθήσουν μία τιμή εντός του παραπάνω εύρους τιμών. Εκείνο που ενδιαφέρει, όμως, είναι η διαφορά την οποία έχουν μεταξύ τους οι δύο χαρακτηριστικές γωνιές τριβής του προσομοιώματος. Συγκεκριμένα, σύμφωνα με τον Bolton (1986), η διαφορά των δύο αυτών γωνιών μπορεί να εκφραστεί με βάση την εξίσωση:

$$\varphi_{p} - \varphi_{cv} = \alpha \cdot I_{R} \tag{3.17}$$

όπου η τιμή του πολλαπλασιαστή α ισούται με 3 για συνθήκες τριαξονικής συμπίεσης και με 5 για συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης, ενώ η συνάρτηση I_R εξαρτάται από την σχετική πυκνότητα D_R και την αρχική μέση ενεργό ορθή τάση p' με μία σχέση της μορφής:

$$I_R = D_R \cdot (Q - lnp') - R \tag{3.18}$$

Στο Figure 3-12 απεικονίζεται η εξέλιξη της κινητοποιούμενης γωνίας τριβής συναρτήσει της διατμητικής παραμόρφωσης γ, για κάθε μία από τις περιπτώσεις των "πειραματικών" καμπυλών. Από την στιγμή που το καταστατικό προσομοίωμα των Tasiopoulou and Gerolymos βασίζεται στην θεωρία της κρίσιμης κατάστασης, δεν ισχύει η παρατήρηση που σημειώθηκε παραπάνω για τον γραφικό προσδιορισμό της μέγιστης γωνίας τριβής φ_p από τα "πειραματικά" αποτελέσματα. Αντιθέτως, με δεδομένο ότι για κάθε περίπτωση η τιμή της γωνίας τριβής σταθερού όγκου είναι σταθερή, ενδιαφέρει η μέγιστη τιμή της κινητοποιούμενης γωνίας τριβής (ορισμός της γωνίας φ_p κατά το καταστατικό προσομοίωμα UBC3D – PLM). Η κατάσταση στην οποία η παρατηρούμενη διαφορά των δύο γωνιών είναι μέγιστη θεωρείται αντιπροσωπευτική της εξίσωσης 3.17. Στο Figure 3-13 απεικονίζεται η μέγιστη αυτή διαφορά για κάθε περίπτωση, συναρτήσει τόσο της σχετικής πυκνότητας D_R όσο και της αρχικής μέσης ενεργού ορθής τάσης p'. Όπως είναι φανερό, οι μέγιστες διαφορές που συγκρατήθηκαν "ακολουθούν" τον νόμο μεταβολής που δίνει η εξίσωση του Bolton: καθώς αυξάνεται η αρχική μέση ενεργός ορθή τάση η διαφορά μειώνεται και καθώς αυξάνεται η σχετική πυκνότητα η διαφορά αυξάνεται. Συνεπώς, "τροφοδοτώντας" τις παραπάνω εξισώσεις με τις μέγιστες τιμές των διαφορών που

συγκρατούνται, ακολουθείται μία διαδικασία βελτιστοποίησης προκειμένου να ευρεθούν οι χαρακτηριστικές τιμές των παραγόντων α, Q και R. Εν τέλει, προκύπτει η ακόλουθη έκφραση. Τελικώς, η προτεινόμενη έκφραση που συνδέει τις δύο χαρακτηριστικές γωνίες του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM μεταξύ τους είναι η:

$$\boldsymbol{\varphi}_{p} - \boldsymbol{\varphi}_{cv} = \boldsymbol{\alpha} \cdot \boldsymbol{I}_{R} \tag{3.19}$$

Για δεδομένο αρχικό εντατικό πεδίο (p') και σχετική πυκνότητα (D_R), επιλέγοντας μία τιμή της γωνίας τριβής σταθερού όγκου $φ_{cv}$ εντός του προτεινόμενου εύρους τιμών (33° $\leq φ_{cv} \leq 36^{\circ}$) προκύπτει άμεσα η μέγιστη γωνία τριβής $φ_{p}$. Ως αποτέλεσμα, οι μόνες μονοτονικές παράμετροι που απομένουν να βαθμονομηθούν δεν είναι άλλες από εκείνες του χαρακτηριστικού πλαστικού μέτρου διάτμησης K_{G}^{p} και του αντίστοιχου πλαστικού εκθέτη np.

(γ) Πλαστικές παράμετροι

Στην ενότητα που ακολουθεί, παρουσιάζεται η βαθμονόμηση των πλαστικών μονοτονικών παραμέτρων του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM: του πλαστικού μέτρου διάτμησης K^p_G για τάση αναφοράς ίση με 100 kPa, και του αντίστοιχου εκθέτη np.

Έχοντας προσδιορίσει κάθε άλλη παράμετρο με βάση τις προηγούμενες ενότητες, πλέον ήρθε η ώρα να αξιοποιηθεί ο σχετικός αλγόριθμος που συντάχθηκε. Από την απαίτηση οι καμπύλες τ – γ και τ – p' του αλγορίθμου να ταυτίζονται (κατά το δυνατόν) με τις αντίστοιχες "πειραματικές" για όλες τις αρχικές μέσες ενεργές ορθές τάσεις p' και για δεδομένη σχετική πυκνότητα D_R ταυτόχρονα ("multi – objective optimization"), υπολογίζονται οι τιμές του πλαστικού μέτρου διάτμησης K_{G}^{p} με την βοήθεια του λογισμικού βελτιστοποίησης (optimization toolbox) της μαθηματικής γλώσσας προγραμματισμού Matlab. Στην παραπάνω διαδικασία, αρχικά υποτίθεται ότι np = ne = 0.5.

Στο Figure 3-14 (α) απεικονίζονται τα αποτελέσματα της παραπάνω διαδικασίας βελτιστοποίησης. Συγκεκριμένα, απεικονίζεται η τιμή του πλαστικού μέτρου διά-

τμησης K_G^p που προέκυψε από τις αντίστοιχες αναλύσεις βελτιστοποίησης συναρτήσει της αρχικής μέσης ενεργού ορθής τάσης p'. Όπως είναι εύκολα αντιληπτό, τα σημεία αυτά δεν δείχνουν να ακολουθούν κάποια προφανή συσχέτιση μεταξύ τους. Όμως, το πρόβλημα αυτό μπορεί να επιλυθεί σχετικά εύκολα. Στο ίδιο σχήμα, σχεδιάζονται και οι αντίστοιχες καμπύλες "βέλτιστης" στατιστικής συσχέτισης του πλαστικού μέτρου διάτμησης συναρτήσει της εν λόγω αρχικής πίεσης, για κάθε σχετική πυκνότητα D_R ξεχωριστά. Στο σημείο αυτό, υπενθυμίζεται η εξίσωση του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM, η οποία περιγράφει την μεταβολή του πλαστικού μέτρου διάτμησης με την αναπτυσσόμενη μέση ενεργό ορθή τάση:

$$\boldsymbol{G}^{p} = \boldsymbol{K}_{G}^{p} \cdot \boldsymbol{p}_{a} \cdot \left(\frac{\boldsymbol{p}'}{\boldsymbol{p}_{a}}\right)^{np}$$
(3.20)

Τροποποιώντας τις εξισώσεις των στατιστικών συσχετίσεων που αναφέρθηκαν προηγουμένως, και συνδυάζοντάς τες με την παραπάνω εξίσωση, παράγεται το διάγραμμα του *Figure 3-14* (β). Στο διάγραμμα αυτό απεικονίζεται η μεταβολή της παραμέτρου K^p_G συναρτήσει της σχετικής πυκνότητας D_R. Με άλλα λόγια, επετεύχθη ο ζητούμενος στόχος το πλαστικό μέτρο διάτμησης να εκφραστεί συναρτήσει μόνο της σχετικής πυκνότητας. Η εξίσωση που προσαρμόζεται καλύτερα στα παραπάνω αποτελέσματα είναι η εξής:

$$K_G^p = 15.6 \cdot D_R^{2.6598}$$
 (3.21)

Τονίζεται ότι στην παραπάνω εξίσωση η σχετική πυκνότητα D_R εισάγεται με την τιμή της ως ποσοστό επί τοις εκατό (π.χ. 45 για D_R = 0.45). Επιπλέον, στο Figure 3-15 απεικονίζεται η μεταβολή του πλαστικού εκθέτη np συναρτήσει της σχετικής πυκνότητας D_R, ως αποτέλεσμα της ίδιας στατικής επεξεργασίας των αποτελεσμάτων. Η εν λόγω μεταβολή δείχνει να είναι γραμμικής μορφής:

$$np = 2.5 \cdot D_R \tag{3.22}$$

Τονίζεται, επίσης, ότι στην ανωτέρω σχέση η σχετική πυκνότητα D_R εισάγεται με την απόλυτη τιμή της (π.χ. 0.45 για D_R = 0.45).

Στο σημείο αυτό, η διαδικασία της βαθμονόμησης των μονοτονικών παραμέτρων του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM ολοκληρώθηκε. Έγινε εξαγωγή των ανάλογων εκφράσεων για κάθε μία παράμετρο, με αποτέλεσμα να είναι δυνατή η άμεση εκτίμησή τους κατά την αριθμητική προσομοίωση των δυναμικών προβλημάτων που θα εξεταστούν στα επόμενα κεφάλαια. Επιπλέον, σημειώνεται ότι όλες οι παραπάνω εκφράσεις προέκυψαν για μοναδιαία τιμή της παραμέτρου R_F (λόγος αστοχίας). Υπό στατικές συνθήκες φόρτισης ενός μεμονωμένου εδαφικού στοιχείου, η παραδοχή της παραπάνω μοναδιαίας τιμής είναι λογική: δεν απαιτείται η παράμετρος R_F να ορίζει τον τρόπο με τον οποίον αποκρίνεται το κάθε εδαφικό στοιχείο υπό μονοτονικές συνθήκες φόρτισης. Όμως, κάτι τέτοιο είναι επιθυμητό στην περίπτωση της ανακυκλικής φόρτισης, όπως θα αναπτυχθεί εκτενέστερα στην σχετική επόμενη ενότητα. Μάλιστα, όπως θα συζητηθεί παρακάτω, η τιμή της παραμέτρου R_F απαιτείται να μειώνεται όσο αυξάνεται η σχετική πυκνότητα D_R . Το γεγονός της παραπάνω παραδοχής ενδέχεται να επηρεάζει μόνον τους στατικούς υπολογισμούς. Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως για την περίπτωση του λόγου του Poisson, σε περίπτωση που η παραγόμενη απόκριση ενός προβλήματος υπό στατικές συνθήκες (π.χ. αρχικό βήμα υπολογισμού ενός δυναμικού προβλήματος για την παραγωγή του αρχικού εντατικού πεδίου λόγω βαρύτητας) κρίνεται ως μη ικανοποιητική, συστήνεται η χρήση είτε ενός διαφορετικού ελαστο – πλαστικού καταστατικού προσομοιώματος (π.χ. Mohr – Coulomb) είτε η κατάλληλη προσαρμογή της παραμέτρου R_F. Συνήθως, με βάση την πείρα που αποκτήθηκε από τις δυναμικές αναλύσεις που θα συζητηθούν στα επόμενα κεφάλαια, η επιρροή της παραμέτρου R_F στα παραγόμενα αποτελέσματα του αρχικού "στατικού" βήματος υπολογισμού είναι αμελητέα, με αποτέλεσμα είτε θεωρηθεί μοναδιαία τιμή της είτε αξιοποιηθεί η τιμή της παραμέτρου με βάση την έκφραση που θα προταθεί στην επόμενη ενότητα τα δύο αρχικά εντατικά πεδία που παράγονται να έχουν αμελητέες (πρακτικώς "μηδενικές") διαφορές. Συνεπώς, μπορεί να θεωρηθεί ότι οι προτεινόμενες εκφράσεις των μονοτονικών παραμέτρων δεν απαιτείται να μεταβληθούν, παρά την μεταβολή στην τιμή της παραμέτρου R_F που θα ακολουθήσει.

Τέλος, στα Figure 3-16 – 19 απεικονίζονται τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την εφαρμογή των προτεινόμενων εκφράσεων σε σύγκριση με τα αποτελέσματα των "πειραματικών" δοκιμών. Συγκεκριμένα, για κάθε σχετική πυκνότητα D_R και για κάθε αρχική μέση ενεργό ορθή τάση p₀' (ξεχωριστά), σχεδιάζονται τα διαγράμματα: (α) διατμητικής τάσης τ – διατμητικής παραμόρφωσης γ και (β) διατμητικής τάσης τ – μέσης ενεργού ορθής τάσης p'. Σημειώνεται ότι οι διαφορές που εντοπίζονται ανάμεσα στις προβλεπόμενες καμπύλες απόκρισης και στις αντίστοιχες "πειραματικές" είναι αναμενόμενες (δεν πρέπει δηλαδή να θεωρηθούν "μεγάλες"), καθώς πηγάζουν από την απαίτηση της ταυτόχρονης αναπαραγωγής των τελευταίων για δεδομένη σχετική πυκνότητα. Χωρίς την απαίτηση αυτή, ο αλγόριθμος που έχει συνταχθεί είναι σε θέση να αναπαράγει ακριβώς τις ζητούμενες αποκρίσεις: οι τιμές των παραμέτρων που θα προέκυπταν, όμως, δεν έχουν κάποια φυσική "σύνδεση" μεταξύ τους (με βάση και την πείρα που αποκτήθηκε από την βαθμονόμηση), σε αντίθεση με ό, τι επετεύχθη παραπάνω.

3.5 Ανακυκλικές παράμετροι

<u>3.5.1 Εισαγωγή</u>

Στην ενότητα που ακολουθεί περιγράφεται η διαδικασία της βαθμονόμησης των ανακυκλικών παραμέτρων του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM, οι οποίες είναι οι εξής: (α) ο λόγος αστοχίας R_F, (β) η παράμετρος "πυκνοποίησης" fac_{hard} και (γ) η παράμετρος fac_{post}, η οποία είναι υπεύθυνη για την περιγραφή της απόκρισης στην κατάσταση μετά την ρευστοποίηση. Έχοντας βαθμονομήσει τις τιμές των μονοτονικών παραμέτρων με βάση τα όσα αναπτύχθηκαν παραπάνω, διεξάγονται δοκιμές DSS (αριθμητικά) υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης, επιβάλλοντας ανακυκλική διατμητική τάση τ. Η αριθμητική προσομοίωση των πειραματικών δοκιμών επιτυγχάνεται αξιοποιώντας την ενσωματωμένη δυνατότητα του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS. Οι ζητούμενες ανακυκλικές παράμετροι βαθμονομούνται με βάση γνωστές εκφράσεις της βιβλιογραφίας, οι οποίες παρατίθενται παρακάτω.

Αρχικά, αναπτύσσεται ο ορισμός της αντοχής σε ρευστοποίηση, όπως αυτός συναντάται σε πηγές της βιβλιογραφίας. Με βάση τον ορισμό αυτόν, καταστρώνεται η κατάλληλη υπολογιστική διαδικασία η οποία αποσκοπεί στην ορθή βαθμονόμηση των ανακυκλικών παραμέτρων. Στην συνέχεια, εξετάζεται η επιρροή της αρχικής κατακόρυφης ενεργού ορθής τάσης στην αντοχή σε ρευστοποίηση και γίνονται οι κατάλληλες τροποποιήσεις. Αντίστοιχα, εξετάζεται και η επιρροή του συντελεστή ουδέτερης ώθησης. Τέλος, με βάση τις εκφράσεις που θα προταθούν, αναπαράγονται οι καμπύλες μεταβολής του μέτρου διάτμησης και του συντελεστή απόσβεσης συναρτήσει του πλάτους της διατμητικής παραμόρφωσης (δηλαδή οι καμπύλες G / G_{max} – γ και ξ – γ), και αξιολογείται σε πρώτη φάση η αποτελεσματικότητα της βαθμονόμησης μέσω της σύγκρισης με τις αντίστοιχες καμπύλες της βιβλιογραφίας. Η εκτενέστερη αξιολόγηση των εκφράσεων που προτείνονται στο παρόν κεφάλαιο συνολικά ακολουθεί στα επόμενα δύο κεφάλαια της παρούσης μεταπτυχιακής εργασίας, όπου προσομοιώνεται μία δοκιμή φυγοκεντριστή και μία πραγματική περίπτωση σεισμικής διέγερσης, αντίστοιχα.

3.5.2 Αντοχή έναντι ρευστοποίησης

Στο Figure 3-20 απεικονίζεται ένα τυπικό διάγραμμα που δείχνει συνδυασμούς παραμέτρων φόρτισης (L) και αντίστασης σε ρευστοποίηση (R), για περιπτώσεις όπου έχει παρατηρηθεί ρευστοποίηση (συμπαγείς κύκλοι) και για περιπτώσεις όπου δεν έχει παρατηρηθεί ρευστοποίηση (ανοικτοί κύκλοι). Το όριο υποδηλώνει τις ελάχιστες απαιτούμενες τιμές των παραμέτρων αντίστασης, για την αποφυγή του φαινομένου της ρευστοποίησης. Για παράδειγμα, στο Figure 3-21 απεικονίζεται η παραπάνω συσχέτιση χρησιμοποιώντας ως παράμετρο φόρτισης τον λόγο CSR (cyclic stress ratio, τ/σ΄_{vo}), και ως παράμετρο αντίστασης σε ρευστοποίηση τον αριθμό κρούσεων SPT (N₁)₆₀.

Οι πειραματικές DSS δοκιμές που διεξάγονται γίνονται επιβάλλοντας ανακυκλική διατμητική τάση υπό σταθερό πλάτος. Κάτι τέτοιο, όμως, αδυνατεί να συμβεί στην φύση (π.χ. σεισμός). Συνεπώς, η σύγκριση των πειραματικών αποτελεσμάτων με πραγματικές περιπτώσεις "φόρτισης" από σεισμό απαιτεί την μετάβαση από ακανόνιστες χρονοϊστορίες φόρτισης διατμητικής τάσης σε ισοδύναμες χρονοϊστορίες ομοιόμορφων κύκλων έντασης. Οι Seed et al. (1975) εφάρμοσαν μία στατιστικής φύσεως διαδικασία σε πληθώρα χρονοϊστοριών διατμητικής τάσης από σεισμούς (strong ground motions) για να προσδιορίσουν τον ισοδύναμο αριθμό των κύκλων (Neq) μιας ομοιόμορφα επιβαλλόμενης διατμητικής τάσης, ο οποίος παράγει αύξηση στις πιέσεις πόρων ισοδύναμη με εκείνη της ακανόνιστης χρονοϊστορίας (για πλάτος διατμητικής τάσης ίση με το 65% της μέγιστης καταγραφόμενης διατμητικής τάσης κατά τον σεισμό, $\tau_{cyc} = 0.65 \cdot \tau_{max}$, ανά περίπτωση). Στο Figure 3-22 φαίνονται τα αποτελέσματα της παραπάνω διαδικασίας. Παρατηρείται ότι για σεισμό μεγέθους M = 7.5 ο αντίστοιχος ισοδύναμος αριθμός των ομοιόμορφων κύκλων διατμητικής τάσης είναι N_{eq} ≈ 15. Με βάση τα παραπάνω, λοιπόν, μπορούμε να διατυπώσουμε τον ακόλουθο ορισμό σχετικά με την αντοχή έναντι ρευστοποίησης CRR (cyclic resistance ratio) των εδαφών: η αντοχή έναντι ρευστοποίησης ορίζεται ως ο λόγος του πλάτους της επιβαλλόμενης ομοιόμορφης διατμητικής τάσης τ προς την αρχική κατακόρυφη ενεργό ορθή τάση σ΄_{νο}, ο οποίος για δεδομένη παράμετρο αντίστασης σε ρευστοποίηση (π.χ. τον αριθμό κρούσεων SPT (N₁)₆₀) οδηγεί σε ρευστοποίηση ύστερα από την πάροδο 15 κύκλων φόρτισης. Ως κατάσταση ρευστοποίησης νοείται εκείνη κατά την οποίαν ο συντελεστής πίεσης πόρων που αναφέρθηκε στο δεύτερο κεφάλαιο ($r_u = \Delta u / \sigma'_{vo}$) λαμβάνει τιμή μεγαλύτερη από 0.98 (πρακτικώς r_u > 0.9).

Επιπροσθέτως, διάφοροι ερευνητές (Seed and Idriss 1982, Seed 1983, Idriss and Boulanger 2008) έχουν υποδείξει ότι επιβάλλονται και άλλες διορθώσεις στον παραπάνω ορισμό της αντοχής έναντι του φαινομένου της ρευστοποίησης. Συγκεκριμένα, οι διορθώσεις αυτές αφορούν κυρίως: (α) μέγεθος σεισμού διαφορετικό από M = 7.5, (β) την επιρροή της τάσης των υπερκειμένων και (γ) την επιρροή της αρχικής στατικώς επιβαλλόμενης διατμητικής τάσης. Συνεπώς, η τελική αντοχή έναντι ρευστοποίησης CRR προκύπτει ως:

$$CRR_{M} = CRR_{M=7.5} \cdot (MSF) \cdot K_{\sigma} \cdot K_{\alpha}$$
(3.23)

όπου MSF είναι ο συντελεστής μεγέθυνσης μεγέθους σεισμού, K_σ ο συντελεστής διόρθωσης για την αρχική τάση υπερκειμένων (ή αλλιώς "συντελεστής βάθους") και K_α ο αντίστοιχος για την αρχικά στατικώς επιβαλλόμενη διατμητική τάση. Για παράδειγμα, στην περίπτωση φραγμάτων ή επιχωμάτων, λόγω την κλίσης του εδάφους δεν ισχύουν οι γεωστατικές συνθήκες, με την στατική διατμητική τάση να μην είναι μηδενική εξαρχής στο οριζόντιο επίπεδο. Παρόλα αυτά, κατά την διαδικασία της βαθμονόμησης που θα ακολουθήσει, έμφαση δίνεται μόνο στην επιρροή του βάθους, καθώς για τις περιπτώσεις των τοίχων αντιστήριξης τύπου βαρύτητας που θα εξεταστούν (π.χ. λιμενικοί κρηπιδότοιχοι) η επιρροή της αρχικής κλίσης εδάφους είναι αμελητέα: το έδαφος είναι πρακτικώς οριζόντιο στα ανάντη του τοίχου.

Όσον αφορά τον συντελεστή μεγέθυνσης μεγέθους σεισμού (magnitude scaling factor, MSF), εντοπίζονται διάφορες εκφράσεις στην βιβλιογραφία (Seed and Idriss, 1982; Tokimatsu and Yoshimi, 1983; Arango, 1996; Idriss, 1999). Για παράδειγμα, ο Idriss (1999) μελετώντας την σχέση που έχει το μέγεθος του σεισμού με τον ισοδύναμο αριθμό των ομοιόμορφων κύκλων της επιβαλλόμενης έντασης κατέληξε στην ακόλουθη έκφραση, για την περιγραφή της επιρροής του μεγέθους:

$$MSF = 6.9 \cdot exp(-M/4) - 0.058 \le 1.8 \tag{3.24}$$

Επισημαίνεται ότι στα πλαίσια της παρούσης μεταπτυχιακής εργασίας δεν δίνεται περαιτέρω έμφαση στην επιρροή του μεγέθους του σεισμού. Οι εκφράσεις που θα προκύψουν από την βαθμονόμηση αναφέρονται αποκλειστικά σε σεισμό μεγέθους M = 7.5, όπως είναι η συνήθης πρακτική κατά την βαθμονόμηση αντίστοιχων καταστατικών προσομοιωμάτων σχετικών με το φαινόμενο της ρευστοποίησης. Στις επόμενες ενότητες περιγράφεται η διαδικασία της βαθμονόμησης των ανακυκλικών παραμέτρων και σχολιάζονται τα παραγόμενα αποτελέσματα.

3.5.3 Διαδικασία βαθμονόμησης και αποτελέσματα

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, για την βαθμονόμηση των ανακυκλικών παραμέτρων του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM διεξάγονται ανακυκλικές δοκιμές DSS υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης, επιβάλλοντας ανακυκλική διατμητική τάση σταθερού πλάτους (*Figure 3-23*). Οι μονοτονικές παράμετροι του καταστατικού προσομοιώματος που χρησιμοποιούνται προκύπτουν με την βοήθεια των εκφράσεων που προτάθηκαν στην προηγούμενη ενότητα. Στην ουσία, τονίζεται εξαρχής ότι η διαδικασία της βαθμονόμησης στοχεύει στην παραγωγή της κατάλληλης έκφρασης για την παράμετρο fac_{hard}, με τις υπόλοιπες δύο ανακυκλικές παραμέτρους (δηλαδή τις παραμέτρους R_F και fac_{post}) να εξάγονται από "εύλογες" παραδοχές.

Αρχικά η τιμή της παραμέτρου R_F οφείλει να μεταβληθεί σε σχέση με την τιμή της μονάδας που υιοθετήθηκε κατά την βαθμονόμηση των μονοτονικών παραμέτρων. Πιο συγκεκριμένα, σύμφωνα με τους Beaty and Byrne (2011), όσο αυξάνεται η τιμή της σχετικής πυκνότητας του εδάφους τόσο πρέπει η τιμή της παραμέτρου R_F να μειώνεται. Προκειμένου η διαδικασία της βαθμονόμησης της ανακυκλικής παραμέτρου fac_{hard} να απλοποιηθεί κατά το δυνατόν περισσότερο, υποτίθεται ότι ισχύει η προτεινόμενη έκφραση των Beaty and Byrne (2011), για την αρχική βαθμονόμηση του καταστατικού προσομοιώματος UBCSAND (*Figure 3-24*):

$$R_{F} = \frac{1.1}{\left(N_{1}\right)_{60}^{0.15}} \tag{3.25}$$

Κατά την παραπάνω έκφραση, η συσχέτιση της τιμής του αριθμού κρούσεων δοκιμής SPT (N₁)₆₀ με την τιμή της σχετικής πυκνότητας του εδάφους είναι λίγο διαφορετική σε σχέση με την αντίστοιχη που αναφέρθηκε στο δεύτερο κεφάλαιο. Συγκεκριμένα, χρησιμοποιείται η έκφραση των Idriss and Boulanger (2008):

$$D_{R} = \sqrt{\frac{(N_{1})_{60}}{C_{d}}}$$
(3.26)

όπου η τιμή του παράγοντα C_d μπορεί να θεωρηθεί ίση με 46.

Από την άλλη πλευρά, η παράμετρος fac_{post} ενεργοποιείται όταν η διαδρομή της έντασης οδηγηθεί στην κατάσταση που αντιστοιχεί στην μέγιστη δυνατή γωνία τριβής φ_p για πρώτη φορά (*Figure 2-8*). Υπό αυτές τις συνθήκες, η δευτερεύουσα επιφάνεια διαρροής απενεργοποιείται πλήρως και η απόκριση εξουσιάζεται μόνο από την πρωτεύουσα επιφάνεια διαρροής. Ανάλογα με το μέγεθος των συσσωρευτικών αποκλινουσών παραμορφώσεων κατά την διαστολή ενός εδαφικού στοιχείου, σταδιακά υποβαθμίζεται το πλαστικό μέτρο διάτμησης K_{G}^{p} . Η παράμετρος fac_{post} ορίζει το κάτω όριο που αυτό δύναται να πάρει. Σε επίπεδο δοκιμής εδαφικού στοιχείου (όπως είναι μία εργαστηριακή δοκιμή), η τιμή της παραμέτρου fac_{post} οφείλει να θεωρηθεί "αρκετά μικρή" (τάξη μεγέθους 10⁻²), καθώς με αυτόν τον τρόπο δεν γίνεται καμία σκόπιμη επέμβαση στην εξέλιξη του φαινομένου της ρευστοποίησης, δηλαδή στην ουσία δεν τίθεται κάτω όριο στην τιμή του πλαστικού μέτρου διάτμησης K^p_G: αυτό δύναται μέχρι και να "μηδενιστεί". Με άλλα λόγια, το φαινόμενο αφήνεται να εξελιχθεί πλήρως και ελεύθερα με βάση τον εκθετικό νόμο μείωσης της παραμέτρου του πλαστικού μέτρου διάτμησης (στην κατάσταση μετά την ρευστοποίηση), χωρίς καμία επέμβαση μέσω της παραμέτρου fac_{post}, η οποία θα οδηγούσε σε γενική αποφυγή της ρευστοποίησης (σε επίπεδο εδαφικού στοιχείου).

Κάτι τέτοιο, όμως, δεν είναι απολύτως ακριβές κατά την διεξαγωγή δυναμικών αναλύσεων με πεπερασμένα στοιχεία. Η εγκυρότητα της επιλογής μικρής τιμής της παραμέτρου facpost περιορίζεται αυστηρά και μόνον στην περίπτωση δοκιμών μεμονωμένων εδαφικών στοιχείων. Στην περίπτωση των δυναμικών αναλύσεων, το προσομοίωμα που κατασκευάζεται αποτελείται από πληθώρα τέτοιων εδαφικών στοιχείων, τα οποία αλληλεπιδρούν τόσο μεταξύ τους όσο και με τις συνοριακές συνθήκες του προβλήματος που εξετάζεται. Για παράδειγμα, αν σε επίπεδο δοκιμής εδαφικού στοιχείου θεωρηθεί τιμή της παραμέτρου facpost ίση με 0.3, τότε είναι βέβαιο ότι στο εδαφικό δοκίμιο δεν θα παρατηρηθούν δείγματα ρευστοποίησης. Όμως, σε επίπεδο συνολικού προσομοιώματος ενός εξεταζόμενου προβλήματος, κάτι τέτοιο δεν έχει ισχύ: η αλληλεπίδραση των εδαφικών στοιχείων ενδεχομένως να οδηγήσει σε "σημάδια" ρευστοποίησης ακόμα και για μία τέτοια τιμή της παραμέτρου fac_{post}. Συνεπώς, η τιμή της παραμέτρου facpost ενδεχομένως να χρειαστεί να τροποποιηθεί (όχι πάντα, βέβαια) ανάλογα με την ακρίβεια των αποτελεσμάτων που θα προκύψουν από μία δυναμική ανάλυση. Η επιλογή ορθής τιμής της παραμέτρου σε κάθε εδαφική απόθεση απαιτεί την κρίση του ερευνητή, όπως θα συζητηθεί σε επόμενο κεφάλαιο. Στην παρούσα ενότητα, στις ανακυκλικές δοκιμές DSS που θα διεξαχθούν υποτίθεται ότι fac_{post} = 0.01. Στις επόμενες παραγράφους ακολουθεί η περιγραφή του προβλήματος της βελτιστοποίησης της παραμέτρου fachard και παρατίθενται τα ανάλογα αποτελέσματα.

<u>(α) Βαθμονόμηση για τάση αναφοράς 100 kPa</u>

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, η αντοχή έναντι ρευστοποίησης ενός εδαφικού υλικού εξαρτάται από την αρχική εντατική κατάσταση στην οποία βρίσκεται. Είθισται ως "κατάσταση" αναφοράς να λαμβάνεται εκείνη η οποία αναφέρεται σε αρχική κατακόρυφη ενεργό ορθή τάση ίση με 100 kPa. Για περιπτώσεις όπου η αρχική κατακόρυφη ενεργός ορθή τάση είναι διαφορετική από την τάση αναφοράς, η αντοχή έναντι ρευστοποίησης απαιτείται να διορθωθεί με βάση την εξίσωση 3.23. Λεπτομέρειες για την διόρθωση αυτή παρουσιάζονται σε επόμενη παράγραφο.

Στο Figure 3-21 απεικονίζεται η καμπύλη αντοχής έναντι ρευστοποίησης των καθαρά αμμωδών εδαφών, συναρτήσει του αριθμού κρούσεων της δοκιμής SPT. Η καμπύλη αυτή αναφέρεται σε σεισμό μεγέθους M = 7.5 και στην αρχική κατακόρυφη ενεργό ορθή τάση αναφοράς. Στόχος της διαδικασίας βαθμονόμησης της ανακυκλικής παραμέτρου fac_{hard} είναι να καταστεί δυνατή η αναπαραγωγή της ανωτέρω καμπύλης αντοχής από το καταστατικό προσομοίωμα UBC3D – PLM. Για τον σκοπό αυτό, διεξάγονται αριθμητικές δοκιμές DSS υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης, όπου αρχικά επιβάλλεται στο δοκίμιο η αρχική κατακόρυφη ενεργός τάση αναφοράς των 100 kPa. Στην συνέχεια, για ένα πλήθος διαφορετικών εδαφικών σχετικών πυκνοτήτων, επιβάλλεται ανακυκλική διατμητική ίση με την αντοχή που προβλέπει η καμπύλη των Idriss and Boulanger (2008), και αναζητείται η τιμή της παραμέτρου fac_{hard} η οποία οδηγεί το δοκίμιο σε κατάσταση ρευστοποίησης στους 15 κύκλους ομοιόμορφης φόρτισης. Ως κατάσταση ρευστοποίησης, πρακτικά, νοείται εκείνη κατά την οποία ισχύει r_u > 0.9.

Σημειώνεται ότι έχει ήδη εντοπιστεί (Makra, 2013) η εγγενής αδυναμία του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM να επιτύχει υψηλές τιμές της αντοχής σε ρευστοποίηση για πολύ πυκνά εδάφη. Στο *Figure 3-25* απεικονίζεται η θεωρητική καμπύλη αντοχής σε ρευστοποίηση και η αντίστοιχη που θεωρείται κατά τις πειραματικές δοκιμές που διεξάγονται. Εντοπίζεται διαφορά στις υψηλές τιμές της σχετικής πυκνότητας (εκφρασμένες μέσω του αριθμού (N₁)₆₀): υπό την παρούσα βαθμονόμηση υποεκτιμάται η αντοχή έναντι ρευστοποίησης για τα "πολύ πυκνά" εδάφη, στην περίπτωση που αυτά φορτίζονται αρχικώς με την τάση αναφοράς. Επιπλέον, τονίζεται ότι οι πειραματικές δοκιμές σχεδιάζονται για συντελεστή συδέτερης ώθησης Κ₀ = 0.5, και όχι για συντελεστή K₀ = 1, καθώς έχει παρατηρηθεί ότι η αρχική ισότροπη εντατική κατάσταση δεν περιγράφει ικανοποιητικά τις συνθήκες πεδίου για άμμους, με την παραδοχή K₀ = 0.5 να είναι σαφώς πιο ρεαλιστική.

Στο Figure 3-26 απεικονίζονται τα αποτελέσματα της διαδικασίας που περιγράφηκε. Συγκεκριμένα, φαίνεται η μεταβολή της παραμέτρου fac_{hard} συναρτήσει του αριθμού κρούσεων (N₁)₆₀. Γενικά, η τιμή της εν λόγω παραμέτρου αυξάνεται με εκθετικό τρόπο καθώς αυξάνεται η τιμή του αριθμού (N₁)₆₀: όσο πυκνότερο είναι το έδαφος τόσο "δυσκολότερα" αυτό ρευστοποιείται. Γενικά, μεγάλες τιμές της παραμέτρου fac_{hard} υποδηλώνουν μεγάλες τιμές του πλαστικού μέτρου διάτμησης K^p_G κατά την δευτερεύουσα φόρτιση. Σύμφωνα με την καμπύλη αντοχής σε ρευστοποίηση, απαιτείται μεγαλύτερη διατμητική τάση για τα πυκνότερα υλικά προκειμένου αυτά να οδηγηθούν σε ρευστοποίηση στους 15 κύκλους ομοιόμορφης ανακυκλικής φόρτισης. Επομένως, για να επιτευχθεί αυτή η μεγαλύτερη φέρουσα ικανότητα, η μόνη παράμετρος που δύναται να βοηθήσει άμεσα είναι η εξεταζόμενη: μάλιστα η μεταβολή της "μοιάζει" κατά μία έννοια την μεταβολή της καμπύλης αντοχής.

(β) Βαθμονόμηση για τάση διαφορετική από την τάση αναφοράς

Γενικά, παρατηρείται ότι η "κανονικοποιημένη" αντοχή έναντι ρευστοποίησης (CRR) μειώνεται καθώς αυξάνεται η αρχική κατακόρυφη ενεργός ορθή τάση. Επιπλέον, οι εδαφικές παράμετροι που εξαρτώνται από το επίπεδο της έντασης δεν συνδέονται γραμμικά με την επιβαλλόμενη τάση, με αποτέλεσμα να μην είναι προφανής ο τρόπος με τον οποίον αυτές μεταβάλλονται. Για τους λόγους αυτούς, προκειμένου να εκτιμηθεί η αντοχή σε ρευστοποίηση για διαφορετικές τιμές της αρχικής κατακόρυφης ενεργού ορθής τάσης, εισάγεται ο εμπειρικός συντελεστής διόρθωσης "βάθους" (K_σ) κατά τον Seed (1983), ο οποίος ορίζεται ως εξής:

$$K_{\sigma} = \frac{CRR_{\sigma'_{VO}}}{CRR_{\sigma'_{VO}} = 1atm}$$
(3.27)

όπου ο αριθμητής εκφράζει την αντοχή σε ρευστοποίηση για δεδομένη αρχική κατακόρυφη ενεργό ορθή τάση και ο παρονομαστής την αντίστοιχη αντοχή για αρχική κατακόρυφη ενεργό ορθή τάση ίση με την τάση αναφοράς των 100 kPa.

Στην βιβλιογραφία υπάρχουν διάφορες εκφράσεις οι οποίες δίνουν την συσχέτιση του συντελεστή διόρθωσης K_σ με την αρχική κατακόρυφη ενεργό ορθή τάση σ'_{vo}.

Στα πλαίσια της παρούσης μεταπτυχιακής εργασίας αξιοποιείται εκείνη του Boulanger (2003), η οποία ορίζεται ως:

$$K_{\sigma} = 1 - C_{c} \cdot ln \left(\frac{\sigma'_{vo}}{p_{a}}\right) \leq 1.1$$
(3.28)

όπου ο συντελεστής C_c μπορεί να εκφραστεί σε όρους σχετικής πυκνότητας, αριθμού κρούσεων δοκιμής SPT ή και σε όρους ταχύτητας διάδοσης διατμητικού κύματος. Σε συμφωνία με ό, τι έχει θεωρηθεί στην διαδικασία της βαθμονόμησης, επιλέγεται ο συντελεστής C_c να εκφραστεί συναρτήσει του αριθμού (N₁)₆₀ με βάση την εξίσωση:

$$C_{c} = \frac{1}{18.9 - 2.55 \cdot \sqrt{N_{1,60}}} \le 0.3 \tag{3.29}$$

Στο Figure 3-27 απεικονίζεται η μεταβολή του συντελεστή διόρθωσης K_σ συναρτήσει της αρχικής κατακόρυφης ενεργού ορθής τάσης σ'_{vo}. Με δεδομένη, λοιπόν, την θεωρητικά προβλεπόμενη τιμή της αντοχής σε ρευστοποίηση για τάσεις υπερκειμένων διαφορετικές από την τάση αναφοράς των 100 kPa, διεξάγονται παρόμοιες με πριν αναλύσεις για τιμές της αρχικής κατακόρυφης ενεργού ορθής τάσης ίσες με 250, 500, 750 και 1000 kPa. Τα αποτελέσματα των εν λόγω αναλύσεων φαίνονται στο Figure 3-28. Σημειώνεται και εδώ η τάση για εκθετική αύξηση της παραμέτρου fac_{hard} με την αύξηση του αριθμού (N₁)₆₀ (και κατ' επέκταση με την αύξηση της σχετικής πυκνότητας), όπου, όμως, για δεδομένη τιμή του αριθμού (N₁)₆₀ η αντίστοιχη τιμή της παραμέτρου fac_{hard} μειώνεται καθώς αυξάνει η αρχική ένταση. Συνεπώς, μπορούμε να συμπεράνουμε ότι η συσχέτιση της παραμέτρου fac_{hard} με τον αριθμό

$$fac_{hard} = \alpha \cdot e^{\beta \cdot (N_1)_{60}} \tag{3.30}$$

Ύστερα από την στατιστική επεξεργασία των παραπάνω αποτελεσμάτων, οι παράμετροι α και β της παραπάνω εξίσωσης μπορούν να εκφραστούν συναρτήσει της αρχικής κατακόρυφης ενεργού ορθής τάσης σ'_{vo} ως εξής:

$$\alpha = 0.579 \cdot \left(\frac{\sigma'_{vo}}{\rho_a}\right)^{-2.56}$$
(3.31)

και

$$\boldsymbol{\beta} = 22.15 \cdot 10^{-1} \cdot \left(\frac{\sigma'_{vo}}{p_a}\right)^{2.556} - 17.91 \cdot \frac{\sigma'_{vo}}{p_a} + 10.545$$
(3.32)

Στο Figure 3-29 απεικονίζεται η θεωρητική πρόβλεψη της βιβλιογραφίας συγχρόνως με τις τιμές του συντελεστή Κ_σ που προκύπτουν με βάση τις προτεινόμενες εκφράσεις. Παρατηρείται, πρακτικώς, συμφωνία με την θεωρητική πρόβλεψη, πλην ίσως της περίπτωσης πολύ πυκνού εδάφους ($D_R \approx 0.80$), όπου η παραπάνω βαθμονόμηση υπερεκτιμά ελαφρώς την θεωρητικώς προβλεπόμενη αντοχή σε ρευστοποίηση. Στο σημείο αυτό υπενθυμίζεται ότι το καταστατικό προσομοίωμα UBC3D – PLM παρουσιάζει μια εγγενής ιδιότητα υποεκτίμησης της αντοχής σε ρευστοποίηση για πολύ πυκνά εδάφη (βλ. Figure 3-25), για αρχική τάση ίση με την τάση αναφοράς. Συνδυάζοντας την παραπάνω "ιδιότητα" με την τελευταία παρατήρηση, μπορούμε να συμπεράνουμε ότι το γεγονός της "υπερεκτίμησης" που σημειώθηκε δρα θετικά, "εξουδετερώνοντας" κατά μία έννοια την φυσική αδυναμία του καταστατικού προσομοιώματος. Τέλος, στα Figure 3-30 - 32 απεικονίζονται κάποια ενδεικτικά αποτελέσματα των πειραματικών αναλύσεων, όπου οι παράμετροι του καταστατικού προσομοιώματος (μονοτονικές και ανακυκλικές) υπολογίζονται εξ' ολοκλήρου από τις προτεινόμενες εκφράσεις. Συγκεκριμένα, σχεδιάζονται τα εξής διαγράμματα απόκρισης: (α) συντελεστής πίεσης πόρων r_u – αριθμός κύκλων φόρτισης Ν, (β) διατμητική τάση τ – κατακόρυφη ενεργός τάση σ', και (γ) διατμητική τάση τ – διατμητική παραμόρφωση γ. Τα παραπάνω διαγράμματα αναφέρονται σε τρεις τιμές της σχετικής πυκνότητας (D_R = 0.33; 0.55 και 0.75), για αρχική κατακόρυφη ενεργό τάση ίση με σ'_{vo} = 100 kPa και συντελεστή ουδέτερη ώθησης K_o = 0.5. Παρακάτω, γίνεται μία πρώτη προσπάθεια αξιολόγησης της εγκυρότητας των παραγόμενων εκφράσεων. Εκτενέστερη αξιολόγηση ακολουθεί στα τελευταία δύο κεφάλαια της παρούσης εργασίας.

3.6 Αξιολόγηση της βαθμονόμησης

Στην ενότητα που ακολουθεί γίνεται μία πρώτη προσπάθεια αξιολόγησης της βαθμονόμησης των παραμέτρων του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM που προτάθηκε στο παρόν κεφάλαιο. Συγκεκριμένα, παρουσιάζεται συνοπτικά η επιρροή του συντελεστή ουδέτερης ώθησης στην αντοχή σε ρευστοποίηση, και εξετάζεται κατά πόσο η προτεινόμενη βαθμονόμηση είναι σε θέση να την αναπαράγει. Επιπλέον, υπολογίζονται οι καμπύλες μεταβολής του μέτρου διάτμησης και του λόγου απόσβεσης συναρτήσει του πλάτους της διατμητικής παραμόρφωσης, και συγκρίνονται με τις αντίστοιχες της βιβλιογραφίας. Τονίζεται ότι και στις δύο παραπάνω περιπτώσεις δεν ενδιαφέρει η αυστηρή "ταύτιση" των αποτελεσμάτων που η παρούσα βαθμονόμηση δίνει σε σχέση με τα αντίστοιχα δεδομένα της βιβλιογραφίας: ενδιαφέρει, κυρίως, το αν δίνει "λογικά" αποτελέσματα και το αν αναπαράγει την "φυσική" που διέπει το κάθε πρόβλημα ξεχωριστά. Η αξιολόγηση που ενδιαφέρει, όμως, πάρα πολύ αναπτύσσεται στα επόμενα κεφάλαια όπου γίνεται προσπάθεια να αναπαραχθούν τα αποτελέσματα τόσο μιας πειραματικής δοκιμής σε φυγοκεντριστή, όσο και εκείνα ενός πραγματικού σεισμικού γεγονότος όπου παρατηρήθηκε ρευστοποίηση.

Αρχικά, τονίζεται ότι η επιρροή του συντελεστή ουδέτερης ώθησης είναι σημαντική για την εξέλιξη του φαινομένου της ρευστοποίησης, και συνήθως εκτιμάται με βάση την εμπειρική έκφραση των Ishihara et al. (1985):

$$CRR_{\kappa_{0}\neq1} = \frac{1+2\cdot\kappa_{0}}{3}\cdot CRR_{\kappa_{0}=1}$$
(3.33)

Με βάση την παραπάνω εξίσωση υπολογίζεται η αντοχή σε ρευστοποίηση για συντελεστή ουδέτερης ώθησης διάφορο της μονάδας, όταν είναι δεδομένη η αντίστοιχη για μοναδιαίο συντελεστή.

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, η ισότροπη εντατική κατάσταση δεν μπορεί να θεωρηθεί ως λογική παραδοχή για άμμους σε συνθήκες πεδίου (field conditions). Όλα τα παραπάνω αποτελέσματα της βαθμονόμησης αφορούν συντελεστή K_o = 0.5. Προκειμένου να αξιολογηθεί αν οι προτεινόμενες εκφράσεις δύνανται να αναπαράγουν αυτή την επιρροή του συντελεστή Κ₀, διεξάγονται πρόσθετες αριθμητικές αναλύσεις για συντελεστές $K_0 = 0.25$ και 1. Στο Figure 3-33 απεικονίζονται οι θεωρητικές προβλέψεις της εξίσωσης 3.33 και τα αποτελέσματα των εν λόγω αναλύσεων, θεωρώντας ως βάση υπολογισμού τις τιμές των αντοχών σε ρευστοποίηση στις οποίες βασίζεται η βαθμονόμηση (βλ. Figure 3-25), και για αρχική κατακόρυφη ενεργό ορθή τάση ίση με την τάση αναφοράς. Όπως γίνεται εύκολα αντιληπτό, η προτεινόμενη βαθμονόμηση είναι ικανή να περιγράψει την εν λόγω επιρροή κυρίως ποιοτικά και λιγότερο ποσοτικά. Πιο συγκεκριμένα, υποεκτιμά τις αντοχές CRR για συντελεστή Κ_ο = 1, ενώ, αντιθέτως, υπερεκτιμά ελαφρώς τις αντίστοιχες για συντελεστή K_o = 0.25. Για τιμές του αριθμού (N₁)₆₀ μικρότερες από περίπου 7.5 (δηλαδή για $D_R \le 0.40$) δεν φαίνεται κάποια ουσιαστική μεταβολή σε σχέση με την τιμή "αναφοράς" K_o = 0.5, με αποτέλεσμα οι τιμές των αναλύσεων που αφορούν την περιοχή αυτή να μην σχεδιάζονται. Παρόλα αυτά, είναι άκρως θετικό το γεγονός ότι ποιοτικά είναι δυνατόν να περιγραφεί αξιόπιστα η επιρροή του συντελεστή Κ₀ στην αντοχή σε ρευστοποίηση CRR, χωρίς να απαιτείται κάποια περαιτέρω προσπάθεια και για την ποσοτική περιγραφή της για δύο, κυρίως, λόγους: (α) οι περισσότερες εκφράσεις της βιβλιογραφίας προέκυψαν από στατιστική επεξεργασία μίας τεράστιας βάσης διαφορετικών δεδομένων (π.χ. από δείγματα στο πεδίο, από δείγματα εργαστηρίου κλπ), με αποτέλεσμα να είναι τελείως αναμενόμενο να περιγράφουν την αναμενόμενη απόκριση με σημαντικές ποσοτικά αποκλίσεις και (β) η επιρροή της αρχικής κατακόρυφης ενεργού ορθής τάσης σ'νο θεωρείται σαφώς πιο σημαντική από την αντίστοιχη του συντελεστή ουδέτερης ώθησης Κο: αυτός ήταν και ο λόγος, εξάλλου, που αποτέλεσε την ραχοκοκαλιά της προτεινόμενης βαθμονόμησης.

Το δεύτερο μέρος της αξιολόγησης αφορά τις καμπύλες G/G_{max} – γ και ξ – γ της βιβλιογραφίας. Κατά την μελέτη διάδοσης των σεισμικών κυμάτων, σημαντικές έννοιες αποτελούν οι μεταβολές του μέτρου διατμήσεως και του συντελεστή απόσβεσης συναρτήσει του πλάτους της διατμητικής παραμόρφωσης γ. Οι δύο αυτές έννοιες είναι ζωτικής σημασίας καθότι επηρεάζουν άμεσα τον τρόπο με τον οποίον ένας εδαφικός σχηματισμός ενισχύει ή απομειώνει τις σεισμικές κινήσεις. Για τον λόγο αυτό, η προτεινόμενη βαθμονόμηση αξιολογείται και ως προς αυτή την πτυχή. Διεξάγονται πρόσθετες ανακυκλικές DSS δοκιμές υπό στραγγιζόμενες συνθήκες φόρτισης, για διάφορα πλάτη επιβαλλόμενης διατμητικής παραμόρφωσης γ, για δύο αρχικές κατακόρυφες ενεργές ορθές τάσεις (σ'_{vo} = 100 και 400 kPa) και για δύο τιμές της σχετικής πυκνότητας (D_R = 0.30 και 0.65). Σε κάθε περίπτωση θεωρείται συντελεστής ουδέτερης ώθησης ίσος με K_o = 0.5.

Η απομείωση του λόγου G / G_{max} εξαρτάται κυρίως από τον δείκτη πλασιμότητας PI (για καθαρή άμμο PI ≈ 0) και από την ενεργό τάση εγκιβωτισμού p'_o = (σ'_x + σ'_y + σ'_z) / 3. Σύμφωνα με τους Ishibashi and Zhang (1993), η μεταβολή του λόγου G / G_{max} μπορεί να εκφραστεί με βάση τις παρακάτω σχέσεις (*Figure 3-34*):

$$\frac{G}{G_{max}} = K(\gamma, PI) \cdot p'_{o}^{m(\gamma, PI) - m_{o}}$$
(3.34)

όπου

$$K(\gamma, PI) = 0.5 \cdot \left\{ 1 + tanh \left[ln \left(\frac{0.000102 + n(PI)}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\}$$
(3.35)

$$m(\gamma, PI) - m_o = 0.272 \cdot \left\{ 1 - tanh \left[ln \left(\frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \cdot exp(-0.0145 \cdot PI^{1.3})$$

(3.36)

$$n(PI) = \begin{cases} 0.0 & \gamma \iota \alpha & PI = 0 \\ 3.37 \cdot 10^{-6} \cdot PI^{1.404} & \gamma \iota \alpha & 0 < PI \le 15 \\ 7.0 \cdot 10^{-7} \cdot PI^{1.976} & \gamma \iota \alpha & 15 < PI \le 70 \\ 2.7 \cdot 10^{-5} \cdot PI^{1.115} & \gamma \iota \alpha & PI > 70 \end{cases}$$
(3.37)

Με βάση τα παραπάνω, η αύξηση της απόσβεσης ξ με την αύξηση του πλάτους της επιβαλλόμενης διατμητικής παραμόρφωσης γ μπορεί να εκφραστεί ως εξής (*Figure 3-35*, Ishibashi and Zhang, 1993):

$$\xi = 0.333 \cdot \frac{1 + exp(-0.0145 \cdot Pl^{1.3})}{2} \cdot \left[0.586 \cdot \left(\frac{G}{G_{max}}\right)^2 - 1.547 \cdot \frac{G}{G_{max}} + 1 \right]$$
(3.38)

Με βάση τις πρόσθετες αναλύσεις που διεξάγονται, υπολογίζονται οι όροι G / G_{max} και ξ έχοντας ως οδηγό το *Figure 3-36*. Οι αντίστοιχοι υπολογισμοί γίνονται στον πέμπτο κύκλο φόρτισης, κατά τον οποίον θεωρείται ότι ο σχηματιζόμενος βρόχος απόκρισης διατμητικής τάσης τ – διατμητικής παραμόρφωσης γ έχει σταθεροποιηθεί.

Σημειώνεται ότι ο όρος της απόσβεσης υπολογίζεται από τον εμβαδόν του πλήρους βρόχου (ΔW) και το εμβαδόν της αντίστοιχης "ελαστικής απόκρισης" (W) με βάση την έκφραση:

$$\xi = \frac{\Delta W}{4 \cdot \pi \cdot W} \tag{3.39}$$

Τα αποτελέσματα των εν λόγω υπολογισμών απεικονίζονται διαδοχικά στα Figure 3-37 - 40. Όσον αφορά τον λόγο G / G_{max} παρατηρείται ότι τα αποτελέσματα είναι παρόμοια και για τις δύο σχετικές πυκνότητες που εξετάζονται, γεγονός που υποδηλώνει ότι η επιρροή της εδαφικής παραμέτρου D_R "αφομοιώνεται" σε μεγάλο βαθμό όταν τα μέτρα διατμήσεως κανονικοποιηθούν με την μέγιστή τους τιμή G_{max} (όπου εξαρτάται ισχυρά από τον αρχικό δείκτη πόρων και κατ' επέκταση από την αρχική σχετική πυκνότητα), καθιστώντας τον λόγο G / G_{max} πρακτικώς ανεξάρτητο από αυτήν. Επιπλέον, για πλάτος διατμητικής παραμόρφωσης μεγαλύτερο από 0.5 %, παρατηρείται ότι οι τιμές του λόγου που προκύπτουν από την προτεινόμενη βαθμονόμηση σχεδόν ταυτίζονται με τις θεωρητικές τιμές της βιβλιογραφίας, γεγονός πολύ θετικό καθώς αναφερόμαστε σε τιμές γ παρόμοιας τάξης μεγέθους με εκείνες που επιβάλλονται από ισχυρές εδαφικές κινήσεις (πόσο μάλλον σε περίπτωση ρευστοποίησης που ενδεχομένως είναι ακόμα μεγαλύτερες).

Απ' την άλλη πλευρά, όσον αφορά τον λόγο απόσβεσης ξ παρατηρείται ότι εμφανίζεται ελαφρώς μεγαλύτερος σε σχέση με τις θεωρητικές τιμές της βιβλιογραφίας. Το γεγονός αυτό είναι απολύτως αναμενόμενο καθώς το καταστατικό προσομοίωμα UBC3D – PLM θεωρεί πλήρως ελαστική συμπεριφορά κατά την αποφόρτιση (*Figure 3-41*), οδηγώντας σε πλατύτερους βρόχους υστέρησης και συνεπώς σε μεγαλύτερες τιμές της απόσβεσης ξ. Παρόλα αυτά, οι διαφορές δεν είναι και τόσο σπουδαίες, με τις παραγόμενες καμπύλες να ακολουθούν κατά κάποιον τρόπο και το αναμενόμενο σχήμα των αντίστοιχων της βιβλιογραφίας.

<u>3.7 Συμπεράσματα</u>

Στο κεφάλαιο που παρουσιάστηκε διεξήχθη η βαθμονόμηση των παραμέτρων του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM, γεγονός που αποτελεί και τον αντικειμενικό σκοπό της παρούσης μεταπτυχιακής εργασίας. Τα κυριότερα συμπεράσματα που αξίζει να συγκρατηθούν από όλες τις παραπάνω παρατηρήσεις είναι τα ακόλουθα:

- Ο αλγόριθμος που συντάχθηκε είναι σε θέση να αναπαράγει πιστά την απόκριση κατά την διάρκεια αστράγγιστων μονοτονικών DSS εργαστηριακών δοκιμών. Υπενθυμίζεται ότι η σύνταξη του εν λόγω αλγορίθμου ήταν "αναγκαία" προϋπόθεση για την βαθμονόμηση του καταστατικού προσομοιώματος μέσω της αξιοποίησης διαφόρων τεχνικών βελτιστοποίησης.
- Η βαθμονόμηση των "ελαστικών" μονοτονικών παραμέτρων βασίζεται αποκλειστικά σε δημοσιευμένες εκφράσεις της βιβλιογραφίας. Αντιθέτως, η βαθμονόμηση της παραμέτρου του πλαστικού μέτρου διάτμησης προκύπτει ύστερα από την εφαρμογή των προαναφερθέντων τεχνικών βελτιστοποίησης και την επακόλουθη στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων.
- Η βαθμονόμηση των δύο χαρακτηριστικών γωνιών τριβής του προσομοιώματος βασίζεται τόσο σε δημοσιευμένες εκφράσεις της βιβλιογραφίας όσο και σε ανάλογες τεχνικές βελτιστοποίησης. Οι "πειραματικές" καμπύλες απόκρισης του καταστατικού προσομοιώματος των Tasiopoulou and Gerolymos (οι οποίες αποτέλεσαν το σημείο αναφοράς αυτού του κεφαλαίου) βασίζονται στην θεωρία της κρίσιμης κατάστασης, σε αντίθεση με την θεωρία του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM. Ύστερα από την προσεκτική επεξεργασία τους, υπολογίζεται η έκφραση που δίνει την διαφορά ανάμεσα στις δύο χαρακτηριστικές γωνίες τριβής του τελευταίου.
- Από την παραπάνω έκφραση της διαφοράς ανάμεσα στις δύο χαρακτηριστικές γωνίες τριβής, παρατηρείται ότι αυτή εξαρτάται τόσο από την σχετική πυκνότητα του εδάφους όσο και από την τιμή της αρχικής μέσης ενεργού

ορθής τάσης. Συνεπώς, σημειώνεται ότι, κατά τις επακόλουθες δυναμικές αναλύσεις, απαιτείται διαχωρισμός του εδάφους σε ζώνες προκειμένου να ληφθεί υπόψη η εξάρτηση από το επίπεδο της αρχικής έντασης. Η αναγκαιότητα, εν τέλει, του εν λόγω διαχωρισμού σχολιάζεται στο επόμενο κεφάλαιο.

- Η ανακυκλική παράμετρος fac_{post} δρα διαφορετικά σε επίπεδο εδαφικού στοιχείου σε σχέση με εκείνο ενός συνολικού αριθμητικού προσομοιώματος. Στην περίπτωση της εδαφικής δοκιμής απαιτείται να λάβει πολύ μικρές τιμές (τάξη μεγέθους 10⁻²), καθώς επηρεάζει άμεσα την εξέλιξη του φαινομένου της ρευστοποίησης. Στην περίπτωση, όμως, της αριθμητικής προσομοίωσης ενός συνολικού προβλήματος, η παράμετρος fac_{post} δύναται να λάβει και με-γαλύτερες τιμές (τάξη μεγέθους 10⁻¹), καθώς δεν είναι ο καθοριστικός παρά-γοντας από τον οποίον θα εξαρτηθεί η εξέλιξη του φαινομένου της ρευστο-ποίησης. Το συμπέρασμα αυτό εξηγείται πληρέστερα σε επόμενο κεφάλαιο.
- Η βαθμονόμηση της ανακυκλικής παραμέτρου fac_{hard} αναπαράγει πιστά την απόκριση που συναντάται στην βιβλιογραφία. Συγκεκριμένα, είναι σε θέση να προβλέψει την θεωρητική τιμή της αντοχής έναντι ρευστοποίησης τόσο σε σχέση με την σχετική πυκνότητα όσο και σε σχέση με την αρχική εντατική κατάσταση. Και εδώ, η εξάρτηση με την αρχική εντατική κατάσταση οδηγεί στην σκέψη για την "ανάγκη" δημιουργίας εδαφικών στρώσεων σε ένα εξεταζόμενο αριθμητικό προσομοίωμα.
- Οι προβλέψεις των προτεινόμενων εκφράσεων συμβαδίζουν ποιοτικά με τις αντίστοιχες προβλέψεις της βιβλιογραφίας σχετικά με την εξάρτηση της αντοχής σε ρευστοποίηση από τον συντελεστή ουδέτερης ώθησης. Επιπλέον, αναπαράγουν με ικανοποιητικό τρόπο τις δημοσιευμένες καμπύλες G/G_{max} – γ και ξ – γ.
- Με βάση τον σχεδιασμό της διαδικασίας της βαθμονόμησης, συστήνεται η χρήση των προτεινόμενων εκφράσεων να γίνεται μόνο για το πρόβλημα της απόκρισης των κρηπιδότοιχων σε σεισμό, και μόνο για την περίπτωση όπου θεωρηθεί συντελεστής ουδέτερης ώθησης K₀ ≈ 0.5. Σε αντίθετες περιπτώσεις δεν είναι ξεκάθαρο εκ των προτέρων ότι τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων θα είναι ικανοποιητικά.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΣΧΗΜΑΤΑ


Figure 3-1: Η επιλογή της "σωστής" πειραματικής δοκιμής για την εκτίμηση των παραμέτρων ενός καταστατικού προσομοιώματος είναι απόφαση "ζωτικής" σημασίας. Στην περίπτωση της "πλευρικής εξάπλωσης" (π.χ. για τα προβλήματα των κρηπιδότοιχων) η πλέον κατάλληλη δοκιμή είναι αυτή της άμεσης απλής διάτμησης (a). Στην περίπτωση της "εδαφικής ροής" (π.χ. στα χωμάτινα φράγματα) συστήνεται η χρήση ενός συνδυασμού διάφορων εργαστηριακών δοκιμών (b).



Figure 3-2: Τυπική διάταξη της συσκευής για δοκιμές DSS υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης (NGI). Η πλευρική παραμόρφωση (κατά την έννοια της διαμέτρου) του κυλινδρικού εδαφικού δοκιμίου παρεμποδίζεται από την χρήση κατάλληλης μεμβράνης.



Figure 3-3: Οι συνοριακές συνθήκες των δοκιμών DSS υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης. Για δεδομένη κατακόρυφη τάση επιβάλλεται ανακυκλική διάτμηση με την στράγγιση του δοκιμίου να απαγορεύεται. Οι ορθές παραμορφώσεις κατά την έννοια της διαμέτρου του κυλινδρικού δοκιμίου (δηλαδή οι $ε_x$ και $ε_z$) διατηρούνται μηδενικές.







Figure 3-4: Επιρροή των παραμέτρων του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM κατά τις αστράγγιστες μονοτονικές δοκιμές DSS. Σχεδιάζονται οι εξής επιρροές: (α) της διαφοράς των γωνιών τριβής $φ_p - φ_{cv}$, (β) του λόγου των ελαστικών μέτρων $\mathbf{K}_B^e/\mathbf{K}_G^e$, (γ) του λόγου των μέτρων διάτμησης $\mathbf{K}_G^e/\mathbf{K}_G^p$, (δ) του πλαστικού εκθέτη np και (ε) του λόγου αστοχίας R_F. Η απόκριση αναπαριστάται στο επίπεδο μέσης αποκλίνουσας τάσης q – μέσης ενεργού ορθής τάσης p'.



Figure 3-5: Μεταβολή του μέτρου "συμπιεστότητας" (bulk modulus) του νερού συναρτήσει του αρχικού κορεσμού, για διάφορες τιμές της αρχικής τάσης (Byrne et al., 2004). Για μικρή μείωση του βαθμού κορεσμού παρατηρείται θεαματική μείωση του εν λόγω μέτρου.







Figure 3-6: Τυπικά διαγράμματα επίδειξης του συντασσόμενου αλγορίθμου για την περιγραφή της απόκρισης μονοτονικών DSS δοκιμών υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης. Συγκεκριμένα απεικονίζονται τα εξής: (α) διατμητική τάση τ - διατμητική παραμόρφωση γ, (β) αποκλίνουσα τάση q – μέση ενεργός ορθή τάση p', (γ) πίεση του νερού των πόρων u – διατμητική παραμόρφωση γ και (δ) κινητοποιούμενη γωνία τριβής φ_{mob} – διατμητική παραμόρφωση γ.



Figure 3-7: Μεταβολή του ελαστικού μέτρου διάτμησης K_G^e συναρτήσει της σχετικής πυκνότητας D_R, σύμφωνα με τους Seed and Idriss (1970).



Figure 3-8: Η μεταβολή του λόγου του Poisson συναρτήσει του λόγου των ελαστικών μέτρων κ = K_B^e/K_G^e . Για τιμή κ ≈ 0.67 ο αντίστοιχος λόγος του Poisson λαμβάνει "μηδενική" τιμή, η οποία αποτελεί το κάτω όριο των τιμών που λαμβάνει για πολύ μικρές παραμορφώσεις (ν' = 0 – 0.2).



Figure 3-9: Γραφικός προσδιορισμός των δύο χαρακτηριστικών γωνιών τριβής του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM. Η γωνία τριβής σταθερού όγκου ($φ_{cv}$) εντοπίζεται στην θέση όπου η μέση ενεργός ορθή τάση p' λαμβάνει τοπικά ελάχιστη τιμή και η μέγιστη δυνατή γωνία τριβής ($φ_p$) εντοπίζεται στις "πολύ μεγάλες" παραμορφώσεις. Στα καταστατικά προσομοιώματα που υπακούουν στην θεωρία της κρίσιμης κατάστασης κάτι τέτοιο δεν ισχύει.





Figure 3-10: Οι πειραματικές καμπύλες διατμητικής τάσης τ – διατμητικής παραμόρφωσης γ σύμφωνα με το καταστατικό προσομοίωμα των Tasiopoulou and Gerolymos (2014). Αναφέρονται σε τέσσερις τιμές της σχετικής πυκνότητας D_R και σε τρεις τιμές της αρχικής τάσης εγκιβωτισμού p'₀.





Figure 3-11: Οι πειραματικές καμπύλες διατμητικής τάσης τ – μέσης ενεργού ορθής τάσης ρ' σύμφωνα με το καταστατικό προσομοίωμα των Tasiopoulou and Gerolymos (2014). Αναφέρονται σε τέσσερις τιμές της σχετικής πυκνότητας D_R και σε τρεις τιμές της αρχικής τάσης εγκιβωτισμού p'₀.





Figure 3-12: Μεταβολή της κινητοποιούμενης γωνίας τριβής φ_{mob} κατά τις μονοτονικές DSS δοκιμές υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης ("πειραματική" απόκριση). Σχεδιάζεται, επίσης, το προτεινόμενο εύρος τιμών της γωνίας τριβής φ_{cv}. Ως αντιπροσωπευτική τιμή της διαφοράς φ_p - φ_{cv} λαμβάνεται εκείνη στην οποίαν η κινητοποιούμενη γωνία τριβής παρουσιάζει τοπικά μέγιστη τιμή.



Figure 3-13: Μεταβολή της διαφοράς $φ_{cv} - φ_p$ συναρτήσει: (α) της σχετικής πυκνότητας D_R και (β) της αρχικής τάσης εγκιβωτισμού p'₀. Η παραπάνω μεταβολή ακολουθεί τον νόμο του Bolton (1986).



Figure 3-14: Μεταβολή του πλαστικού μέτρου διάτμησης K_G^p συναρτήσει: (α) της αρχικής τάσης εγκιβωτισμού p'₀ και (β) της σχετικής πυκνότητας D_R. Το διάγραμμα (α) προκύπτει από την εφαρμογή της διαδικασίας βελτιστοποίησης που περιγράφεται. Ύστερα από την στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων παράγεται το διάγραμμα (β), με αποτέλεσμα το πλαστικό μέτρο διάτμησης να εξαρτάται αποκλειστικά από την τιμή της σχετικής πυκνότητας του εδαφικού υλικού, σε αναλογία με τα ελαστικά μέτρα του προσομοιώματος.



Figure 3-15: Μεταβολή του πλαστικού εκθέτη np συναρτήσει της σχετικής πυκνότητας D_R.



Figure 3-16: Σύγκριση της απόκρισης που προβλέπει η προτεινόμενη βαθμονόμηση με την απόκριση κατά τις "πειραματικές" δοκιμές. Απεικονίζονται διαγράμματα διατμητικής τάσης τ – διατμητικής παραμόρφωσης γ και διατμητικής τάσης τ – μέσης ενεργού ορθής τάσης ρ', για τιμή της σχετικής πυκνότητας $D_R = 25\%$ και για τρεις αρχικές τάσεις εγκιβωτισμού p'₀ = 100; 500; 1000 kPa. Τα δεδομένα των μονοτονικών (αστράγγιστων) DSS δοκιμών προκύπτουν από το καταστατικό προσομοίωμα για άμμους των Tasiopoulou and Gerolymos (2014) για επιβαλλόμενο πλάτος διατμητικής παραμόρφωσης γ.



Figure 3-17: Σύγκριση της απόκρισης που προβλέπει η προτεινόμενη βαθμονόμηση με την απόκριση κατά τις "πειραματικές" δοκιμές. Απεικονίζονται διαγράμματα διατμητικής τάσης τ – διατμητικής παραμόρφωσης γ και διατμητικής τάσης τ – μέσης ενεργού ορθής τάσης ρ', για τιμή της σχετικής πυκνότητας $D_R = 40\%$ και για τρεις αρχικές τάσεις εγκιβωτισμού p'₀ = 100; 500; 1000 kPa. Τα δεδομένα των μονοτονικών (αστράγγιστων) DSS δοκιμών προκύπτουν από το καταστατικό προσομοίωμα για άμμους των Tasiopoulou and Gerolymos (2014) για επιβαλλόμενο πλάτος διατμητικής παραμόρφωσης γ.



Figure 3-18: Σύγκριση της απόκρισης που προβλέπει η προτεινόμενη βαθμονόμηση με την απόκριση κατά τις "πειραματικές" δοκιμές. Απεικονίζονται διαγράμματα διατμητικής τάσης τ – διατμητικής παραμόρφωσης γ και διατμητικής τάσης τ – μέσης ενεργού ορθής τάσης ρ', για τιμή της σχετικής πυκνότητας $D_R = 65\%$ και για τρεις αρχικές τάσεις εγκιβωτισμού p'₀ = 100; 500; 1000 kPa. Τα δεδομένα των μονοτονικών (αστράγγιστων) DSS δοκιμών προκύπτουν από το καταστατικό προσομοίωμα για άμμους των Tasiopoulou and Gerolymos (2014) για επιβαλλόμενο πλάτος διατμητικής παραμόρφωσης γ.



Figure 3-19: Σύγκριση της απόκρισης που προβλέπει η προτεινόμενη βαθμονόμηση με την απόκριση κατά τις "πειραματικές" δοκιμές. Απεικονίζονται διαγράμματα διατμητικής τάσης τ – διατμητικής παραμόρφωσης γ και διατμητικής τάσης τ – μέσης ενεργού ορθής τάσης ρ', για τιμή της σχετικής πυκνότητας $D_R = 90\%$ και για τρεις αρχικές τάσεις εγκιβωτισμού p'₀ = 100; 500; 1000 kPa. Τα δεδομένα των μονοτονικών (αστράγγιστων) DSS δοκιμών προκύπτουν από το καταστατικό προσομοίωμα για άμμους των Tasiopoulou and Gerolymos (2014) για επιβαλλόμενο πλάτος διατμητικής παραμόρφωσης γ.



Figure 3-20: Τυπικό διάγραμμα παραμέτρων φόρτισης (L) και αντίστασης σε ρευστοποίηση (R). Το όριο (boundary) αποτυπώνει τους οριακούς συνδυασμούς L και R που οδηγούν σε ρευστοποίηση: για δεδομένη ένταση L υποδεικνύει την ελάχιστη απαιτούμενη τιμή της αντίστασης R ώστε να αποφευχθεί η ρευστοποίηση (Kramer, 1996).



Figure 3-21: Διάγραμμα αντίστασης σε ρευστοποίηση και καμπύλη αντοχής. Ως παράμετρος φόρτισης χρησιμοποιείται ο λόγος CSR και ως παράμετρος αντίστασης ο αριθμός κρούσεων δοκιμής SPT ((N₁)₆₀). Η καμπύλη αντοχής των Idriss and Boulanger (2004, 2008) είναι εκείνη που χρησιμοποιείται για την βαθμονόμηση των ανακυκλικών παραμέτρων του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM.



Figure 3-22: Συσχέτιση του μεγέθους ενός σεισμού με τον αριθμό των κύκλων μιας ισοδύναμης ομοιόμορφης χρονοϊστορίας φόρτισης (με πλάτος διατμητικής τάσης ίσο με το 0.65 της μέγιστης του σεισμού). Παρατηρείται ότι για σεισμό μεγέθους M = 7.5 ο ισοδύναμος αριθμός των ομοιόμορφων κύκλων φόρτισης ισούται με N_{eg} ≈ 15 (Seed et al., 1975).







Figure 3-24: Μεταβολή της παραμέτρου R_F συναρτήσει του αριθμού κρούσεων δοκιμής SPT (N₁)₆₀. Η έκφραση που συνδέει τα δύο μεγέθη μεταξύ τους είναι αποτέλεσμα της βαθμονόμησης του καταστατικού προσομοιώματος UBCSAND (Beaty and Byrne, 2011).



Figure 3-25: Η θεωρητική καμπύλη αντοχής έναντι ρευστοποίησης και η αντίστοιχη που αξιοποιείται κατά την διαδικασία της βαθμονόμησης. Τονίζεται η εγγενής ιδιότητα του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM σχετικά με την υποεκτίμηση της αντοχής CRR σε "πολύ πυκνά" εδάφη (Makra, 2013).



Figure 3-26: Μεταβολή της παραμέτρου fac_{hard} συναρτήσει του αριθμού δοκιμής SPT (N₁)₆₀ για αρχική κατακόρυφη ενεργό τάση ίση με την τάση αναφοράς (100 kPa). Παρατηρείται η τάση για εκθετική αύξηση της τιμής της παραμέτρου.







Figure 3-28: Μεταβολή της παραμέτρου fac_{hard} συναρτήσει του αριθμού δοκιμής SPT (N₁)₆₀ για αρχική κατακόρυφη ενεργό τάση ίση με σ'_{vo} = 100; 250; 500 και 1000 kPa . Παρατηρείται και εδώ η τάση για εκθετική αύξηση της τιμής της παραμέτρου, με μειούμενο, όμως, ρυθμό.



Figure 3-29: Θεωρητική πρόβλεψη του διορθωτικού συντελεστή βάθους K_σ σε σύγκριση με τις τιμές που λαμβάνονται με βάση την προτεινόμενη βαθμονόμηση. Παρατηρείται, πρακτικώς, συμφωνία για κάθε εξεταζόμενη σχετική πυκνότητα D_R, πλην της περίπτωσης D_R = 81%, όπου οι προτεινόμενες εκφράσεις υπερεκτιμούν ελαφρώς την θεωρητικά αναμενόμενη αντοχή σε ρευστοποίηση.





Figure 3-30: Αποτελέσματα αστράγγιστων, ανακυκλικών DSS δοκιμών με βάση το καταστατικό προσομοίωμα UBC3D – PLM. Οι παράμετροι του προσομοιώματος υπολογίζονται εξολοκλήρου από τις προτεινόμενες εκφράσεις. Συγκεκριμένα απεικονίζονται: (α) συντελεστής πίεσης πόρων r_u – αριθμός κύκλων φόρτισης N, (β) διατμητική τάση τ – κατακόρυφη ενεργός τάση σ'_γ και (γ) διατμητική τάση τ – διατμητική παραμόρφωση γ. Τα παραπάνω διαγράμματα αναφέρονται σε εδαφικό υλικό με σχετική πυκνότητα D_R = 33%, για αρχική κατακόρυφη ενεργό τάση σ'_{γο} = 100 kPa και συντελεστή ουδέτερης ώθησης K₀ = 0.5, ενώ προέκυψαν από την χρήση της λειτουργίας εδαφικών δοκιμών (soil test facility) του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS.





Figure 3-31: Αποτελέσματα αστράγγιστων, ανακυκλικών DSS δοκιμών με βάση το καταστατικό προσομοίωμα UBC3D – PLM. Οι παράμετροι του προσομοιώματος υπολογίζονται εξολοκλήρου από τις προτεινόμενες εκφράσεις. Συγκεκριμένα απεικονίζονται: (α) συντελεστής πίεσης πόρων r_u – αριθμός κύκλων φόρτισης N, (β) διατμητική τάση τ – κατακόρυφη ενεργός τάση σ'_γ και (γ) διατμητική τάση τ – διατμητική παραμόρφωση γ. Τα παραπάνω διαγράμματα αναφέρονται σε εδαφικό υλικό με σχετική πυκνότητα D_R = 55%, για αρχική κατακόρυφη ενεργό τάση σ'_{γο} = 100 kPa και συντελεστή ουδέτερης ώθησης K₀ = 0.5, ενώ προέκυψαν από την χρήση της λειτουργίας εδαφικών δοκιμών (soil test facility) του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS.





Figure 3-32: Αποτελέσματα αστράγγιστων, ανακυκλικών DSS δοκιμών με βάση το καταστατικό προσομοίωμα UBC3D – PLM. Οι παράμετροι του προσομοιώματος υπολογίζονται εξολοκλήρου από τις προτεινόμενες εκφράσεις. Συγκεκριμένα απεικονίζονται: (α) συντελεστής πίεσης πόρων r_u – αριθμός κύκλων φόρτισης N, (β) διατμητική τάση τ – κατακόρυφη ενεργός τάση σ'_γ και (γ) διατμητική τάση τ – διατμητική παραμόρφωση γ. Τα παραπάνω διαγράμματα αναφέρονται σε εδαφικό υλικό με σχετική πυκνότητα D_R = 75%, για αρχική κατακόρυφη ενεργό τάση σ'_{γο} = 100 kPa και συντελεστή ουδέτερης ώθησης K₀ = 0.5, ενώ προέκυψαν από την χρήση της λειτουργίας εδαφικών δοκιμών (soil test facility) του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS.



Figure 3-33: Επιρροή του συντελεστή ουδέτερης ώθησης K₀ στην αντοχή σε ρευστοποίηση CRR. Σύγκριση των προβλέψεων της προτεινόμενης βαθμονόμησης με την εμπειρική σχέση των Ishihara et al. (1985). Παρατηρείται πλήρης ποιοτική συμφωνία, ενώ ποσοτικά οι τιμές διαφέρουν ανά περίπτωση.



Figure 3-34: Επιρροή της τάσεως εγκιβωτισμού στις καμπύλες G / G_{max} για: (a) μη πλάσιμο έδαφος (PI = 0) και (b) πλάσιμο έδαφος (PI = 50) (Ishibashi, 1992).



Figure 3-35: Μεταβολή του λόγου απόσβεσης συναρτήσει του πλάτους της επιβαλλόμενης ανακυκλικής διατμητικής παραμόρφωσης γ και του δείκτη πλασιμότητας PI (Vucetic and Dobry, 1991).



Figure 3-36: Γραφική αναπαράσταση των μέτρων G_{max}, G_{eq} (το τέμνον μέτρο στην μέγιστη διατμητική παραμόρφωση γ), και των εμβαδών ΔW και W για τον υπολογισμό της ισοδύναμης υστερητικής απόσβεσης ξ.



Figure 3-37: Σύγκριση της θεωρητικής καμπύλης G / G_{max} – γ (κατά Ishibashi and Zhang, 1993) με τα αποτελέσματα των αναλύσεων με βάση τις προτεινόμενες εκφράσεις. Απεικονίζονται οι σχετικές πυκνότητες D_R = 30 και 65 % για αρχική κατακόρυφη ενεργό ορθή τάση σ'_{vo} = 100 kPa και συντελεστή ουδέτερης ώθησης K₀ = 0.5.



Figure 3-38: Σύγκριση της θεωρητικής καμπύλης G / G_{max} – γ (κατά Ishibashi and Zhang, 1993) με τα αποτελέσματα των αναλύσεων με βάση τις προτεινόμενες εκφράσεις. Απεικονίζονται οι σχετικές πυκνότητες D_R = 30 και 65 % για αρχική κατακόρυφη ενεργό ορθή τάση σ'_{vo} = 400 kPa και συντελεστή ουδέτερης ώθησης K₀ = 0.5.



Figure 3-39: Σύγκριση της θεωρητικής καμπύλης ξ – γ (κατά Ishibashi and Zhang, 1993) με τα αποτελέσματα των αναλύσεων με βάση τις προτεινόμενες εκφράσεις. Απεικονίζονται οι σχετικές πυκνότητες D_R = 30 και 65 % για αρχική κατακόρυφη ενεργό ορθή τάση σ'_{vo} = 100 kPa και συντελεστή ουδέτερης ώθησης K₀ = 0.5.



Figure 3-40: Σύγκριση της θεωρητικής καμπύλης ξ – γ (κατά Ishibashi and Zhang, 1993) με τα αποτελέσματα των αναλύσεων με βάση τις προτεινόμενες εκφράσεις. Απεικονίζονται οι σχετικές πυκνότητες D_R = 30 και 65 % για αρχική κατακόρυφη ενεργό ορθή τάση σ'_{vo} = 400 kPa και συντελεστή ουδέτερης ώθησης K₀ = 0.5.


Figure 3-41: Τυπικός βρόχος υστέρησης κατά το καταστατικό προσομοίωμα UBC3D – PLM. Θεωρείται πλήρως ελαστική αποφόρτισης (χρήση G_{max}), με αποτέλεσμα οι σχηματιζόμενοι βρόχοι να είναι πλατύτεροι και οι λόγοι απόσβεσης ξ μεγαλύτεροι.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΔΟΚΙΜΗ ΣΕ ΦΥΓΟΚΕΝΤΡΙΣΤΗ

<u>4.1 Εισαγωγή</u>

Στο κεφάλαιο που ακολουθεί εξετάζεται η εγκυρότητα της βαθμονόμησης του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D - PLM, η οποία αναπτύχθηκε διεξοδικά στο τρίτο κεφάλαιο. Για τον σκοπό αυτό, αξιοποιείται η εργαστηριακή δοκιμή φυγοκεντριστή των Anastasopoulos et al. (2015), η οποία αφορά την διερεύνηση της απόκρισης ενός τυπικού τοίχου αντιστήριξης λιμενικού έργου σε δυναμική διέγερση. Κατασκευάζεται το αριθμητικό προσομοίωμα της πειραματικής δοκιμής με την βοήθεια του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS, διεξάγονται οι απαραίτητες δυναμικές αναλύσεις και συγκρίνονται τα αντίστοιχα αποτελέσματα μεταξύ τους. Σκοπός του κεφαλαίου που ακολουθεί είναι να αναπαραχθεί η απόκριση του πειράματος σε φυγοκεντριστή όσο το δυνατόν γίνεται πιο πιστά: το αποτέλεσμα αυτό θα αποτελέσει μία ισχυρή ένδειξη ότι η βαθμονόμηση του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM που προτάθηκε είναι ορθή και αποτελεσματική. Αρχικά, παρατίθενται κάποιες σύντομες βιβλιογραφικές αναφορές σχετικά με την έννοια των πειραμάτων σε φυγοκεντριστή και στην συνέχεια ακολουθεί η περιγραφή του εξεταζόμενου προβλήματος. Τέλος, γίνονται οι ανάλογες συγκρίσεις και σχολιάζονται τα βασικά συμπεράσματα της διερεύνησης του συγκεκριμένου προβλήματος.

4.2 Χαρακτηριστικά στοιχεία των πειραμάτων σε φυγοκεντριστή

Όπως είναι γνωστό, η εδαφική απόκριση εξαρτάται από το επίπεδο της έντασης. Για παράδειγμα, σύμφωνα με το *Figure 4-1*, ένα εδαφικό στοιχείο Α το οποίο αρχικά βρίσκεται κάτω από την γραμμή κρίσιμης κατάστασης (critical state line, CSL) αναμένεται να διασταλεί προς την γραμμή CSL όταν διατμηθεί υπό την παρουσία σχετικά μικρής τάσης εγκιβωτισμού (π.χ. στις συνήθεις εργαστηριακές δοκιμές μικρής κλίμακας). Αντιθέτως, ένα εδαφικό στοιχείο Β με παρόμοιες ιδιότητες (π.χ. σχετική πυκνότητα), το οποίο βρίσκεται πάνω από την γραμμή CSL, αναμένεται να συσταλεί προς την γραμμή CSL όταν διατμηθεί υπό την παρουσία μεγαλύτερης τάσης εγκιβωτισμού (π.χ. σε συνθήκες πεδίου). Είναι προφανές ότι η χρήση των αποτελεσμάτων που αντιστοιχούν στο σημείο Α για τον σχεδιασμό προβλημάτων φυσικής κλίμακας είναι πιθανόν να είναι μη συντηρητική, ακόμα και τελείως λανθασμένη, καθώς η παρατηρούμενη διαστολική συμπεριφορά σε εντατικές συνθήκες μικρότερες από εκείνες που επιβάλλει η βαρύτητα δεν πρόκειται να παρατηρηθεί στις υψηλότερες τιμές της έντασης σε πραγματικές συνθήκες πεδίου. Συνεπώς, πριν από την εκτέλεση οποιασδήποτε σχετικής δοκιμής, είναι επιθυμητό να αναπαραχθεί σωστά η πραγματική εντατική κατάσταση του εξεταζόμενου εδαφικού στοιχείου.

Η παραπάνω παρατήρηση αποτελεί την θεμελιώδη αρχή των πειραματικών δοκιμών σε φυγοκεντριστή: στοχεύεται η δημιουργία εντατικών συνθηκών παρόμοιων με εκείνες που αναμένονται σε συνθήκες πεδίου, με την αύξηση κατά η φορές της "βαρυτικής" επιτάχυνσης σε ένα προσομοίωμα μικρότερο κατά 1/n των πραγματικών του διαστάσεων. Η εν λόγω αύξηση κατά η φορές της "βαρυτικής" επιτάχυνσης επιτυγχάνεται με την βοήθεια της επιβαλλόμενης κεντρομόλου επιτάχυνσης στην συσκευή της φυγοκέντρισης (n·g = r· ω^2 , όπου r και ω είναι η ακτίνα και η γωνιακή επιτάχυνση της συσκευής, αντίστοιχα). Συνεπώς, γίνεται σαφές ότι οι εργαστηριακές δοκιμές φυγοκεντριστή είναι οι πλέον κατάλληλες για την μελέτη γεωτεχνικών προβλημάτων, η απόκριση των οποίων επηρεάζεται έντονα από τις επικρατούσες εντατικές συνθήκες. Χαρακτηριστικότερο εξ' αυτών αποτελεί η μελέτη του φαινομένου της ρευστοποίησης. Επιπρόσθετα, σημειώνεται ότι η ικανότητα της προσομοίωσης πραγματικών προβλημάτων σε δοκιμές φυγοκεντριστή έχει και άλλα πλεονεκτήματα. Για παράδειγμα, η χρήση ενός μικρότερου προσομοιώματος οδηγεί σε μικρότερες διαδρομές ροής μέσα στο έδαφος, με αποτέλεσμα ο απαιτούμενος χρόνος στερεοποίησης να μειώνεται σημαντικά κατά 1/n².

Γενικά, κατά τον σχεδιασμό πειραματικών δοκιμών σε φυγοκεντριστή, οι απαιτούμενοι νόμοι σμίκρυνσης συνήθως προέρχονται από διαστατικές αναλύσεις, από τις εξισώσεις που διέπουν ένα φαινόμενο, ή από τις αρχές μηχανικής ομοιότητας ανάμεσα σε ένα προσομοίωμα και στο "πρωτότυπό" του (Taylor, 1995; Garnier et al., 2007). Περισσότερες λεπτομέρειες για τους συντελεστές σμίκρυνσης παρατίθενται στην εργασία του Charles (2014). Σύμφωνα με τον Κο (1988), οι τέσσερις βασικές εφαρμογές των δοκιμών σε φυγοκεντριστή είναι οι εξής:

(α) Προσομοίωση του "πρωτοτύπου"

Η προσομοίωση του "πρωτοτύπου" είναι η πλέον προφανής και άμεση εφαρμογή των δοκιμών σε φυγοκεντριστή, στοχεύοντας στην αντιμετώπιση πραγματικών γεωτεχνικών προβλημάτων. Ορισμένες από τις βασικές εφαρμογές που ανήκουν σε αυτήν την κατηγορία αποτελούν η εξέταση της ευστάθειας των πρανών, η εξέταση της απόκρισης των πασάλων, καθώς και η εξέταση της επιρροής μιας εκσκαφής σε γειτονικές υπόγειες κατασκευές. Τα αποτελέσματα των δοκιμών αυτής της κατηγορίας μπορεί να είναι είτε ποσοτικά είτε και ποιοτικά.

(β) Διερεύνηση νέων φαινομένων

Οι δοκιμές σε φυγοκεντριστή έχουν βρει εκτεταμένη εφαρμογή στην μελέτη διάφορων ασυνήθιστων γεωτεχνικών προβλημάτων, τα οποία δεν είναι πλήρως κατανοητά σε θεωρητικό επίπεδο. Τυπικά παραδείγματα που ανήκουν σε αυτήν την κατηγορία αφορούν την μελέτη της τεκτονικής των πλακών, την μελέτη της μεταφοράς ρύπων στο έδαφος καθώς και την μελέτη φαινομένων σχετικών με σεισμούς (π.χ. ρευστοποίηση).

(γ) Παραμετρική διερεύνηση

Η παραμετρική διερεύνηση των γεωτεχνικών προβλημάτων σχετίζεται με την καλύτερη κατανόηση των παραμέτρων που επηρεάζουν την απόκριση ενός πραγματικού συστήματος/κατασκευής. Τροποποιώντας κάποιες από τις παραμέτρους του προβλήματος (π.χ. γεωμετρία, φόρτιση, συνοριακές συνθήκες, εδαφικές ιδιότητες), αξιολογείται η επιρροή της κάθε τροποποίησης με σκοπό των προσδιορισμό των πιο κρίσιμων παραμέτρων. Οι αναλύσεις της κατηγορίας αυτής μπορούν να οδηγήσουν σε χρήσιμα συμπεράσματα για τον σχεδιασμό.

(δ) Εξακρίβωση αριθμητικών προσομοιωμάτων

Κάθε τεχνική προσομοίωσης, είτε φυσική είτε αριθμητική, απαιτεί την αποδοχή απλοποιήσεων και παραδοχών. Μάλιστα, σε πολλές περιπτώσεις, οι αριθμητικές μέθοδοι περιορίζονται στην εξέταση διδιάστατων προβλημάτων, σε αντίθεση με τις δοκιμές σε φυγοκεντριστή όπου είναι ευκολότερη η προσομοίωση τριδιάστατων προβλημάτων (σε τεχνικό επίπεδο) από αντίστοιχα διδιάστατα προβλήματα επίπεδης παραμόρφωσης. Συνεπώς, για την εξέταση περίπλοκων γεωτεχνικών προβλημάτων, η ιδανική πρακτική θα ήταν η διεξαγωγή τόσο αριθμητικών όσο και πειραματικών αναλύσεων: τα αποτελέσματα αυτών των δύο τεχνικών συγκρίνονται και εξακριβώνονται μεταξύ τους, ώστε να αποδειχθεί η εγκυρότητα (κυρίως) των αριθμητικών μεθόδων.

Συνεπώς, για την εξακρίβωση της ορθότητας της βαθμονόμησης που έχει ήδη προταθεί, αξιοποιούνται τα αποτελέσματα δοκιμής σε φυγοκεντριστή και γίνεται η προσπάθεια αυτά να αναπαραχθούν και αριθμητικά. Στο επόμενο κεφάλαιο, γίνεται αντίστοιχη προσπάθεια με αντίστοιχα αποτελέσματα πραγματικής περίπτωσης σεισμού.

4.3 Περιγραφή του προβλήματος

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, σκοπεύεται να εξεταστεί η απόκριση ενός λιμενικού τοίχου αντιστήριξης τύπου βαρύτητας, μέσω αναλύσεων με πεπερασμένα στοιχεία με την βοήθεια του εμπορικού λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS. Πρόκειται για δυναμικές αναλύσεις ενεργών τάσεων, υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης, λαμβάνοντας υπόψη την δημιουργία των πιέσεων του νερού των πόρων λόγω της ανακύκλισης. Φυσικά, αξιοποιείται το καταστατικό προσομοίωμα UBC3D – PLM, με τις τιμές των παραμέτρων του να εξάγονται από τις ανάλογες εκφράσεις που προτάθηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο. Για την αξιολόγηση των παραγόμενων αποτελεσμάτων των δυναμικών αναλύσεων (και, συνεπώς, της προτεινόμενης βαθμονόμησης) αξιοποιούνται τα αποτελέσματα της απόκρισης του ίδιου προβλήματος σε δοκιμή φυγοκεντριστή (Anastasopoulos et al., 2015).

<u>4.3.1 Δοκιμή φυγοκεντριστή</u>

Το πείραμα του φυγοκεντριστή που θα παρουσιαστεί στην παρούσα ενότητα διεξήχθη στην συσκευή φυγοκέντρισης του πανεπιστημίου του Dundee. Στόχος του ήταν η μελέτη της δυναμικής απόκρισης ενός τυπικού λιμενικού τοίχου αντιστήριξης τύπου βαρύτητας, του λιμανιού του Πειραιά. Το εδαφικό υλικό που χρησιμοποιήθηκε κατά την δοκιμή αποτελείται από λεπτόκοκκη χαλαζιακή άμμο (τύπου Silica), με το υλικό του τοίχου να αποτελείται από κράμα αλουμινίου. Ύστερα από την εναπόθεση του εδαφικού υλικού σε ένα ειδικό δοχείο (τύπου "equivalent shear box") και την επίτευξη της επιθυμητής σχετικής πυκνότητας (D_R = 0.80), το προσομοίωμα κορέστηκε με νερό και υποβλήθηκε σε πεδίο επιτάχυνσης 60g. Ένα σκαρίφημα της πειραματικής διάταξης που μόλις περιγράφηκε απεικονίζεται στο Figure 4-2, όπου στο ίδιο σχήμα φαίνονται και η διάταξη των οργάνων μέτρησης της απόκρισης. Κατά την διάρκεια που το προσομοίωμα συνολικά βρισκόταν "εν πτήσει", επιβλήθηκε στην βάση του μία αλληλουχία πραγματικών σεισμικών διεγέρσεων. Στην παρούσα εργασία, τα αποτελέσματα που θα παρουσιαστούν και θα συγκριθούν με τις αριθμητικές αναλύσεις αφορούν μόνο την πρώτη διέγερση από αυτές: μία καταγραφή του σεισμού στην L' Aquila (Ιταλία, 2009) μεγέθους $M_L = 5.9$, το επιταχυνσιογράφημα του οποίου απεικονίζεται στο Figure 4-3. Η αναφορά περισσότερων λεπτομερειών σχετικά με την δοκιμή σε φυγοκεντριστή ξεφεύγει από τα πλαίσια της παρούσης μεταπτυχιακής εργασίας (ο αναγνώστης παραπέμπεται στην σχετική εργασία των Anastasopoulos et al., 2015).

4.3.2 Αριθμητικό προσομοίωμα

Κατά την αριθμητική προσομοίωση της δοκιμής σε φυγοκεντριστή εξετάζεται μία διατομή της διάταξης που περιγράφηκε παραπάνω, σε κλίμακα "πρωτοτύπου", με την βοήθεια του εμπορικού λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS. Οι αναλύσεις που διεξάγονται λαμβάνουν υπόψη κάθε δυνατή πηγή μη γραμμικής συμπεριφοράς: τόσο του υλικού (π.χ. εδάφους) όσο και εκείνων που είναι γεωμετρικής φύσεως (π.χ. αποκόλληση στις διεπιφάνειες τοίχου – εδάφους). Ο τοίχος αντιστήριξης και το περιβάλλον έδαφος προσομοιώνονται με 15 – κομβικά τριγωνικά πεπερασμένα στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης, γραμμικώς ελαστικής συμπεριφοράς για την περίπτωση του τοίχου και μη γραμμικής ανελαστικής συμπεριφοράς για την περίπτωση του εδάφους. Επιπλέον, προσομοιώνεται λεπτομερώς και η διάταξη του κιβωτίου στο οποίο τοποθετήθηκε το εδαφικό υλικό κατά την πειραματική δοκιμή. Συγκεκριμένα, υποτίθεται γραμμικώς ελαστική συμπεριφορά τόσο των μεταλλικών στοιχείων του "διατμητικού κιβωτίου" όσο και των ελαστικών στοιχείων που συνδέουν τα μεταλλικά μεταξύ τους. Στα οριζόντια σύνορα κάθε μεταλλικού στοιχείου επιβάλλεται περιορισμός στην κατακόρυφη παραμόρφωση, με την αντίστοιχη οριζόντια να αφήνεται ελεύθερη να εξελιχθεί. Επιπροσθέτως, επιβάλλονται κινηματικοί περιορισμοί στις εξωτερικές και στις εσωτερικές κατακόρυφες παρειές του προσομοιώματος, επιτρέποντας σε αυτές να κινηθούν όπως και στην περίπτωση της πειραματικής διάταξης (Zienkiewicz et al., 1988; Gerolymos et al., 2008; Galavi et al., 2013).

Οι συνθήκες επαφής ανάμεσα στα στοιχεία του τοίχου αντιστήριξης καθώς και ανάμεσα στον τοίχο αντιστήριξης και στο περιβάλλον έδαφος προσομοιώνονται με ειδικά στοιχεία διεπιφάνειας, τα οποία επιτρέπουν τόσο την σχετική ολίσθηση όσο και την αποκόλληση των στοιχείων γειτονικών σωμάτων. Επίσης, αντίστοιχα στοιχεία διεπιφάνειας θεωρούνται και στις εσωτερικές κατακόρυφες παρειές του κιβωτίου της πειραματικής διάταξης. Τα παραπάνω στοιχεία διεπιφάνειας υπακούουν στον νόμο τριβής του Coulomb, με τις αντίστοιχες γωνίες τριβής να λαμβάνονται ίσες με 18° για τα στοιχεία ανάμεσα στα σώματα του τοίχου αντιστήριξης, 10° και 14° για τα στοιχεία στα ανάντη και στην βάση του τοίχου, αντίστοιχα, και 10° για τα στοιχεία στις εσωτερικές κατακόρυφες παρειές του κιβωτίου.

Επιπλέον, για την αποφυγή παρασιτικών ταλαντώσεων στο αριθμητικό προσομοίωμα κατά τις δυναμικές αναλύσεις, τόσο στις πολύ μικρές επιβαλλόμενες παραμορφώσεις όσο και στις υψίσυχνες συνιστώσες της κίνησης, εισάγεται μία πρόσθετη αριθμητική πηγή απόσβεσης τύπου Rayleigh. Η επιβαλλόμενη αριθμητικά απόσβεση μεταφράζεται σε τιμές ισοδύναμης υστερητικής απόσβεσης ίσες με 3 – 5% για εύρος συχνοτήτων 0.2 – 2 Hz (*Figure 4-4*). Οι αρχικές οριζόντιες ενεργές ορθές τάσεις επιβάλλεται να είναι ίσες με την μισή τιμή των αντίστοιχων ενεργών κατακορύφων, σε αντιστοιχία με ό, τι αναφέρθηκε στο κεφάλαιο της βαθμονόμησης του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM. Τέλος, ο συντελεστής υδραυλικής διαπερατότητας του εδαφικού υλικού εκτιμάται ίσος με k = $3 \cdot 10^{-4}$ m/sec, και λαμβάνεται σταθερός καθ' όλη την διάρκεια της κάθε αριθμητικής ανάλυσης.

Στο Figure 4-5 απεικονίζονται οι γεωμετρικές διαστάσεις του εξεταζόμενου τοίχου αντιστήριξης σε πραγματική κλίμακα, με το τελικό αριθμητικό προσομοίωμα να α-

πεικονίζεται λεπτομερώς στο Figure 4-6. Συνολικά, το αριθμητικό προσομοίωμα αποτελείται από 3130 πεπερασμένα στοιχεία. Όπως έχει ήδη αναφερθεί, οι παράμετροι του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D - PLM εξαρτώνται τόσο από την σχετική πυκνότητα του εδάφους όσο και από την αρχική μέση ενεργό ορθή τάση. Συνεπώς, σε πρώτη φάση αποφασίζεται η εδαφική απόθεση στα ανάντη του τοίχου αντιστήριξης να διαχωριστεί σε ζώνες (ανάλογα με την γεωμετρία του τοίχου), προκειμένου να ληφθεί υπόψη η εξάρτηση των παραμέτρων από την αρχική μέση ενεργό ορθή τάση (υπενθυμίζεται ότι η σχετική πυκνότητα είναι σταθερή, σε ολόκληρο το εδαφικό υλικό). Ως αντιπροσωπευτική τιμή της αρχικής μέσης ενεργού ορθής τάσης σε κάθε ζώνη λαμβάνεται αυτή που υπολογίζεται στο μέσο βάθος, υπό τις αρχικές "γεωστατικές" συνθήκες (το βάρος του τοίχου αμελείται). Σαν αποτέλεσμα, στον Table 4-1 αναγράφονται λεπτομερώς οι ανάλογες τιμές των παραμέτρων του καταστατικού προσομοιώματος για κάθε εδαφική ζώνη. Σημειώνεται ότι θεωρείται καθολική γωνία τριβής σταθερού όγκου φ_{cv} ίση με την μέγιστη τιμή του προτεινόμενου εύρους του προηγούμενου κεφαλαίου. Στην παράγραφο που ακολουθεί παρατίθενται και σχολιάζονται τα παραγόμενα αποτελέσματα.

Παράμετρος	Μονάδα	ΑΡΙΘΜΟΣ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΖΩΝΗΣ					
		I	II		IV	V – VII	VIII
φ _{cv}	(°)	36					
Φ _p	(°)	47.2	45	43.1	44.8	41.5	45.2
С	kPa	0					
K _G	-	1386.4					
K ^e _B	-	924.3					
K ^p _G	-	1586.4					
me = ne	-	0.5					
np	-	0.5					
R _F	-	0.661					
pa	kPa	100					
fac _{hard}	-	1.7	0.9	0.95	0.82	0.55	0.45
fac _{post}	-	0.01					
(N ₁) ₆₀	-	30					

Table 4-1: Τιμές των παραμέτρων του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM για τις επιμέρους εδαφικές ζώνες (*Figure 4-6*)

4.4 Αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων που διεξάγονται με την βοήθεια του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS. Απώτερος σκοπός είναι η αναπαραγωγή της απόκρισης της πειραματικής δοκιμής σε φυγοκεντριστή, με αποτέλεσμα την επαλήθευση της εγκυρότητας της προτεινόμενης βαθμονόμησης του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM. Αρχικά, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης κατά την οποία το έδαφος χωρίζεται σε επιμέρους ζώνες. Ύστερα από τον κατάλληλο σχολιασμό των αποτελεσμάτων, γίνεται συζήτηση σχετικά με ενδεχόμενες βελτιώσεις του αριθμητικού προσομοιώματος. Συγκεκριμένα, διεξάγονται πρόσθετες αναλύσεις που αφορούν: (α) την τροποποίηση της παραμέτρου fac_{post} του καταστατικού προσομοιώματος και
 (β) την θεώρηση ενιαίας εδαφικής μάζας, χωρίς τον διαχωρισμό σε ζώνες.

4.4.1 Προσομοίωμα με εδαφικές ζώνες

Στις παραγράφους που ακολουθούν παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης του τοίχου αντιστήριξης, για την περίπτωση που το έδαφος διαχωρίζεται σε επιμέρους ζώνες. Τα αποτελέσματα αυτά συγκρίνονται με τα αντίστοιχα της πειραματικής δοκιμής σε φυγοκεντριστή, με στόχο να αναδειχθεί η εγκυρότητα της προτεινόμενης βαθμονόμησης του προηγούμενου κεφαλαίου.

Στα Figure 4-7 – 12 απεικονίζονται συγκριτικά τα μέτρα απόκρισης (επιταχύνσεις, μετακινήσεις, πιέσεις πόρων) της αριθμητικής ανάλυσης και τα αντίστοιχα της δοκιμής σε φυγοκεντριστή. Σε γενικές γραμμές, η προβλεπόμενη αριθμητικά απόκριση συμφωνεί τόσο ποιοτικά όσο και ποσοτικά με την καταγεγραμμένη απόκριση της πειραματικής διάταξης. Το γεγονός αυτό μας οδηγεί στο συμπέρασμα ότι η προτεινόμενη βαθμονόμηση του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM είναι έγκυρη, καθώς είναι σε θέση να αναπαράγει την ζητούμενη απόκριση του συγκεκριμένου λιμενικού τοίχου αντιστήριξης. Μάλιστα, από την στιγμή που δεν χρειάστηκε να τροποποιηθεί καμία από τις τιμές των προτεινόμενων παραμέτρων ώστε να επιτευχθεί η βέλτιστη λύση, αλλά αυτή αναπαράγεται "με την πρώτη προσπάθεια", το συμπέρασμα της εγκυρότητας που εξάγεται είναι πολύ ισχυρό. Όλα τα παραπάνω μας επιτρέπουν να ασχοληθούμε, πλέον, σε βάθος μόνο με τα φαινόμενα που διέπουν την απόκριση του τοίχου αντιστήριξης, αφήνοντας στην άκρη οποιαδήποτε σκέψη για αλλαγή της προτεινόμενης βαθμονόμησης. Επιπλέον, γίνεται συζήτηση και για ενδεχόμενη "απλοποίηση" του αριθμητικού προσομοιώματος.

Τα βασικά σημεία που πρέπει να παρατηρηθούν με βάση την απόκριση που αναπαράγεται είναι τα εξής:

 Κοντά στην διεπιφάνεια τοίχου – εδάφους αναπτύσσονται αρνητικές πρόσθετες πιέσεις του νερού των πόρων, οι οποίες φθίνουν αντιστρόφως ανάλογα με την απόσταση από τον τοίχο. Οι αρνητικές αυτές πιέσεις οφείλουν την εμφάνισή τους στην αναπτυσσόμενη "προς τα έξω" μετακίνηση του τοίχου: καθώς αυτός μετατοπίζεται, παρασύρει μαζί του το αντιστηριζόμενο έδαφος επιβάλλοντας σε αυτό την τάση να "διογκωθεί". Σαν αποτέλεσμα, καθώς η φόρτιση γίνεται υπό αστράγγιστες συνθήκες, το νερό των πόρων αντιδρά με την ανάπτυξη "εφελκυστικών" υποπιέσεων. Εξάλλου, κάτι τέτοιο μπορεί να παρατηρηθεί και στο *Figure 4-10* (γ) όπου απεικονίζεται η χρονοϊστορία των πιέσεων των πόρων στο σημείο P3 (βλ. *Figure 4-2*). Οι παρατηρούμενες αιχμές υποδηλώνουν έντονη διαστολική συμπεριφορά του εδάφους, σε αντίθεση με την χρονοϊστορία του πειράματος όπου η απόκριση είναι πιο ομαλή.

- Η καταγεγραμμένη στροφή του τοίχου αντιστήριξης (Figure 4-8 (β)) υπόκειται σε ταλαντώσεις μεγάλου πλάτους. Αντιθέτως, η στροφή που υπολογίζεται αριθμητικά μεταβάλλεται πιο ομαλά με τον χρόνο. Σε κάθε περίπτωση, πάντως, η παραμένουσες στροφές πρακτικά συμπίπτουν (≈ 0.25° 0.35°). Εξάλλου, η αναπαραγωγή της ακριβούς χρονοϊστορίας της στροφής καθώς και της παραμένουσας τιμής της είναι από μόνη της ένα πρόβλημα δύσκολο με πολλές "αβεβαιότητες", με αποτέλεσμα οι μικρές διαφορές που εντοπίζονται να είναι εύλογες. Το γεγονός ότι η παραμένουσα στροφή του τοίχου αντιστήριξης παραμένει σε τόσο χαμηλά επίπεδα μπορεί να μας οδηγήσει στο συμπέρασμα ότι δεν σημειώνονται έντονα φαινόμενα πλαστικοποίησης και απώλειας της φέρουσας ικανότητας του εδάφους θεμελίωσης. Πράγματι, στο Figure 4-11 απεικονίζονται τα σημεία πλαστικοποίησης κανέλος της δυναμικής ανάλυσης. Όπως μπορεί εύκολα να παρατηρηθεί, κανένα εδαφικό στοιχείο στην βάση του τοίχου δεν οδηγείται στην αστοχία.
- Η οριζόντια "προς τα έξω" μετατόπιση του τοίχου αντιστήριξης που υπολογίζεται βρίσκεται σε συμφωνία με την αντίστοιχη που προέκυψε από το πείραμα (Figure 4-8 (α)). Με βάση και την παραπάνω παρατήρηση, οι πολύ μικρές διαφορές στην οριζόντια μετατόπιση ανάμεσα στην κορυφή και στην βάση του τοίχου υποδηλώνουν ότι η απόκριση "εξουσιάζεται" από φαινόμενα ολίσθησης. Η απώλεια της φέρουσας ικανότητας στο έδαφος θεμελίωσης αποτρέπεται λόγω της διαστολικής συμπεριφοράς που έχει παρατηρηθεί, η οποία προσδίδει μια φαινομενική "υπεραντοχή" στο εδαφικό υλικό. Επιπλέον, στο Figure 4-8 (γ) απεικονίζεται η χρονοϊστορία της κατακόρυφης μετα-

τόπισης στο ελεύθερο πεδίο (σημείο LVDT8). Και σε αυτήν την περίπτωση, η δυναμική ανάλυση αναπαράγει πιστά την καταγεγραμμένη απόκριση.

- Παρατηρώντας τις χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων των διαφόρων σημείων της πειραματικής διάταξης (Figure 4-9), σημειώνεται ότι οι "προς τα μέσα" επιταχύνσεις είναι συστηματικά μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες "προς τα έξω". Το γεγονός αυτό πιθανώς να οφείλεται στην εκτεταμένη ολίσθηση στην βάση του τοίχου αντιστήριξης, με το φαινόμενο αυτό να περιορίζει σημαντικά τις τιμές των "προς τα έξω" επιταχύνσεων.
- Στο Figure 4-10 απεικονίζονται οι χρονοϊστορίες των αναπτυσσόμενων πιέσεων του νερού των πόρων, για διάφορα σημεία της πειραματικής διάταξης. Η απουσία παλμών υψηλής περιόδου στις αντίστοιχες χρονοϊστορίες της επιτάχυνσης, τόσο στην περίπτωση του πειράματος όσο και στην περίπτωση του αριθμητικού προσομοιώματος, είναι ένα δείγμα ότι ίσως δεν συνέβη εκτεταμένη ρευστοποίηση, παρά μόνο σε ορισμένες περιοχές (π.χ. η τροποποίηση των χρονοϊστοριών της επιτάχυνσης για τα σημεία μέτρησης KW11 και KW13 ίσως υποδηλώνει κάποια σημάδια "ρευστοποίησης", διότι για 10 ≤ t ≤ 15sec οι υπολογιζόμενες τιμές των επιταχύνσεων είναι μικρότερες από τις πειραματικές), με αποτέλεσμα να μην τροποποιηθεί η γενικότερη διάδοση των σεισμικών κυμάτων σε σημαντικό βαθμό, όπως θα συνέβαινε στην περίπτωση "συνολικής" ρευστοποίησης.

Παρόλα αυτά, στο Figure 4-12 φαίνεται ότι ο συντελεστής πίεσης πόρων r_u προσεγγίζει την τιμή της μονάδας, και μάλιστα σε μια εκτεταμένη περιοχή. Συγκεκριμένα, παρατηρείται "ρευστοποίηση" κοντά στην επιφάνεια του εδάφους, κάτι το οποίο είναι συνηθισμένο σε δοκιμές φυγοκεντριστή όταν θεωρείται σταθερή τιμή της σχετικής πυκνότητας με το βάθος (Beaty and Byrne, 2004), παρά το γεγονός ότι με βάση την επιρροή του συντελεστή K_σ θα ήταν αναμενόμενο το αντίθετο. Ύστερα από παραμετρική διερεύνηση, τονίζεται ότι ο βέλτιστος τρόπος να επιλυθεί αυτή η αναντιστοιχία είναι να αυξηθεί η τιμή της παραμέτρου fac_{post}, η οποία ορίζει την συμπεριφορά του εδάφους στην κατάσταση "μετά την ρευστοποίηση". Για παράδειγμα, στο *Figure 4-13* απεικονίζονται οι αντίστοιχες ισοϋψείς του συντελεστή πίεσης πόρων r_u έπειτα από την προτεινόμενη αλλαγή. Η νέα τιμή της παραμέτρου fac_{post} οφείλει να είναι τάξη μεγέθους 0.2 – 0.3, προκειμένου τα αποτελέσματα να είναι ικανοποιητικά, με την τιμή της κοντά στην επιφάνεια να λαμβάνεται ελαφρώς μεγαλύτερη (π.χ. ≈ 0.4). Όπως γίνεται εύκολα αντιληπτό, πλέον οι τιμές του συντελεστή ru είναι κατά λίγο μικρότερες από την προηγούμενη περίπτωση. Συγκεκριμένα, βελτιώνεται και το φαινόμενο της "αδικαιολόγητης" παρουσίας ρευστοποίησης σε μικρά βάθη (εξαίρεση αποτελούν ορισμένες ομάδες εδαφικών στοιχείων), καθώς η αλληλεπίδραση των γειτονικών εδαφικών στοιχείων (τόσο στην ίδια εδαφική ζώνη όσο και στις διεπιφάνειες ανάμεσα στις ζώνες) εξελίσσεται πιο "ομαλά" με την πάροδο του χρόνου της δυναμικής ανάλυσης. Επιπλέον, η θεώρηση υψηλότερης τιμής της παραμέτρου facpost στο ανώτερο εδαφικό στρώμα δείχνει να ωθεί την "ρευστοποίηση" σε μεγαλύτερα βάθη, αποτέλεσμα που είναι πιο ορθό. Συνεπώς, στην εξεταζόμενη περίπτωση της δοκιμής σε φυγοκεντριστή, η αλλαγή που γίνεται δείχνει να λειτουργεί με ανάλογο τρόπο με εκείνον κατά τον οποίον λειτουργεί η θεώρηση μεταβαλλόμενης τιμής της σχετικής πυκνότητας με το βάθος (Beaty and Byrne, 2004).

Επίσης, τα υπόλοιπα αποτελέσματα (π.χ. μετακινήσεις, στροφή κλπ) δεν αλλάζουν ουσιαστικά ύστερα από την παραπάνω τροποποίηση, όπως μπορεί εύκολα να παρατηρηθεί διαδοχικά στο *Figure 4-14*. Συγκεκριμένα, υπολογίζεται κατά λίγο μικρότερη τιμή της παραμένουσας οριζόντιας μετακίνησης του κρηπιδότοιχου (≈2.0 cm), ενώ η τιμή της παραμένουσας στροφής είναι κατά λίγο μεγαλύτερη (≈ 0.1°). Το τελευταίο αποτέλεσμα είναι αναμενόμενο: με την αύξηση της παραμέτρου fac_{post} το έδαφος θεμελίωσης γίνεται λιγότερο "ρευστοποιήσιμο", με αποτέλεσμα η διαφορά της μετατόπισης στην κορυφή και στην βάση του τοίχου να είναι μεγαλύτερη.

Στην ουσία, σε επίπεδο αριθμητικής προσομοίωσης, η αυξημένη τιμή της παραμέτρου fac_{post} "καθυστερεί" (χωρίς να αποτρέπει απαραίτητα) την εξέλιξη του φαινομένου της ρευστοποίησης (την ανάπτυξη των πιέσεων πόρων, δηλαδή) στις περιοχές όπου αυτή είχε εμφανιστεί με την χρήση της μικρότερης τιμής. Συνεπώς, μπορούμε να συμπεράνουμε ότι σε "αρκετά μεγάλης έκτασης" εδαφικές ζώνες η τιμή της εν λόγω παραμέτρου οφείλει να λαμβάνεται μεγαλύτερη από την αντίστοιχη με την οποία εξελίχθηκε η διαδικασία της βαθμονόμησης, προκειμένου να αποφευχθεί το φαινόμενο να υπολογίζονται αδικαιολόγητα μεγάλες τιμές του συντελεστή πίεσης πόρων r_u σε αυτές τις περιοχές λόγω της έντονης αλληλεπίδρασης των εδαφικών στοιχείων μεταξύ τους. Εξάλλου, στην προκειμένη περίπτωση, από την στιγμή που αναπαράχθηκε το ακριβές προσομοίωμα της πειραματικής δοκιμής και δεν έγινε διερεύνηση για διάφορα θέματα αριθμητικής προσομοίωσης σχετικά την μελέτη δυναμικών προβλημάτων (π.χ. απόσταση και τύπος πλευρικών συνόρων), η αύξηση της παραμέτρου fac_{post} για την "βελτίωση" της εικόνας απόκρισης από την σκοπιά της ανάπτυξης των πιέσεων πόρων είναι εύλογη, ανεξάρτητα από το αν η τιμή της σχετικής πυκνότητας λαμβάνεται σταθερή με το βάθος.

Το παραπάνω εύρημα σχετικά με την μεταβολή της παραμέτρου fac_{post} κατατάσσεται στην κατηγορία της "αριθμητικής προσομοίωσης" (modeling) ενός εξεταζόμενου προβλήματος. Επομένως, δεν επιβάλλεται να αλλάξει κάτι στην προτεινόμενη βαθμονόμηση των υπολοίπων παραμέτρων. Εξάλλου, όπως έχει ήδη αναφερθεί, η χρήση της παραμέτρου fac_{post} είναι "ενδεδειγμένη" αποκλειστικά και μόνο κατά την προσομοίωση εργαστηριακών δοκιμών μεμονωμένων εδαφικών στοιχείων. Στην περίπτωση προσομοίωσης ενός συνολικού προβλήματος, όπου αλληλεπιδρούν πολλά στοιχεία μεταξύ τους, η επιλογή της "ορθής" τιμής της συγκεκριμένης παραμέτρου τίθεται υπό την κρίση του ερευνητή.

4.4.2 Προσομοίωμα χωρίς εδαφικές ζώνες

Από την σκοπιά της αριθμητικής προσομοίωσης, ο διαχωρισμός του εδάφους σε ζώνες ενδεχομένως να αποτελεί μία επίπονη διαδικασία. Επιπλέον, δημιουργούνται και πρόσθετα ερωτήματα σχετικά με τον αριθμό και την θέση των ζωνών αυτών, τα οποία σε ορισμένες περιπτώσεις επηρεάζουν και την ποιότητα της παραγόμενης απόκρισης (π.χ. είναι "λογικά" και "ομαλά" τα αποτελέσματα στις διεπιφάνειες γειτονικών ζωνών;). Στο πρόβλημα που εξετάζεται παρουσιάστηκε η λύση κατά την οποία το έδαφος χωρίστηκε σε ζώνες, προκειμένου να υπολογιστεί με το πλέον ακριβό τρόπο η επιρροή της αρχικής μέσης ενεργού ορθής τάσης στις τιμές των παραμέτρων του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM. Σημειώνεται, όμως, ότι οι διαφορές της αρχικής μέσης ενεργού ορθής τάσης από ζώνη σε ζώνη δεν είναι και τόσο σπουδαίες, και μάλιστα δεν απέχουν και πολύ από την τάση αναφοράς των 100 kPa. Η παραπάνω παρατήρηση οδηγεί εύλογα στο ακόλουθο ερώτημα: "είναι απαραίτητος ο διαχωρισμός του εδάφους σε ζώνες;".

Στην παρούσα ενότητα γίνεται προσπάθεια να απαντηθεί η προηγούμενη ερώτηση. Για τον σκοπό αυτό, διεξάγεται μια πρόσθετη δυναμική ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων, όπου το έδαφος θεωρείται ως ενιαίο σώμα, με ίδιες τιμές των παραμέτρων του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM καθ' όλη την έκτασή του (Figure 4-15): αυτές που προκύπτουν για την τάση αναφοράς των 100 kPa. Επιπλέον, με βάση την παρατήρηση της προηγούμενης ενότητας, η τιμή της παραμέτρου facpost λαμβάνεται ίση με 0.3 στο "ενιαίο" αυτό έδαφος, προκειμένου να αποφευχθεί το φαινόμενο να παρατηρηθούν "αδικαιολόγητα" υψηλές τιμές του συντελεστή πίεσης πόρων r_u, αφήνοντας το φαινόμενο της ρευστοποίησης να εξελιχθεί αλλά με πιο αργό ρυθμό εξέλιξης. Για την απαραίτητη σύγκριση, διεξάγεται και μία πρόσθετη δυναμική ανάλυση με καθολική τιμή της παραμέτρου fac_{post} ίση με 0.01. Όλα τα υπόλοιπα στοιχεία του αριθμητικού προσομοιώματος που περιγράφηκαν παραπάνω διατηρούνται ως έχουν. Παρακάτω, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της νέας αυτής οικογένειας αναλύσεων, τα οποία συγκρίνονται απευθείας με εκείνα της ανάλυσης του προσομοιώματος με την θεώρηση ζωνών. Έχοντας αποδεχθεί την εγκυρότητα της προτεινόμενης βαθμονόμησης, δεν απαιτείται πλέον τα αποτελέσματα που παράγονται να συγκριθούν με τα αντίστοιχα της πειραματικής δοκιμής σε φυγοκεντριστή. Για λόγους πληρότητας, όμως, στα σχήματα που παρουσιάζονται συμπεριλαμβάνονται και τα αποτελέσματα της πειραματικής δοκιμής.

Στο Figure 4-16 (α) απεικονίζονται οι χρονοϊστορίες των οριζόντιων μετακινήσεων του κρηπιδότοιχου, για κάθε μία από τις τέσσερις αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων που έχουν παρουσιαστεί. Παρατηρείται ότι οι αναλύσεις χωρίς την θεώρηση εδαφικών ζωνών: (α) δίνουν ακριβώς την ίδια εξέλιξη της παραγόμενης μετακίνησης, ανεξάρτητα από την τιμή της παραμέτρου fac_{post} και (β) αναπαράγουν με καλύτερο τρόπο την απόκριση του πειράματος σε φυγοκεντριστή. Συνδυάζοντας αυτές τις δύο παρατηρήσεις, μπορούμε να ισχυριστούμε ότι: (α) η ομοιομορφία του εδαφικού υλικού στο πείραμα "επιβάλλεται" να συνδυαστεί με την "ομοιομορφία" του εδαφικού υλικού στο αριθμητικό προσομοίωμα, κάτι που επιτυγχάνεται με την θεώρηση μιας ενιαίας εδαφικής μάζας και (β) από την στιγμή που δεν υπάρχουν διαφοροποιήσεις στις τιμές των παραμέτρων του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM από περιοχή σε περιοχή, δεν παρουσιάζεται η αναγκαιότητα της αύξησης της τιμής της παραμέτρου fac_{post}.

Στο Figure 4-16 (β) φαίνεται η μεταβολή της στροφής του τοίχου αντιστήριξης με τον χρόνο. Και εδώ, η απόκριση που υπολογίζεται δεν εξαρτάται από την τιμή της παραμέτρου fac_{post}. Στην περίπτωση όπου το έδαφος δεν διαχωρίζεται σε επιμέρους ζώνες η παραμένουσα στροφή που υπολογίζεται είναι λίγο μεγαλύτερη από την περίπτωση του διαχωρισμένου εδάφους. Πάντως, όλα τα μεγέθη των παραμενουσών στροφών για τα οποία γίνεται λόγος είναι αρκετά μικρά (<0.5°). Όπως έχει ήδη αναφερθεί, η μελέτη της απόκρισης ενός τοίχου αντιστήριξης από την άποψη της στροφής είναι πολύ πιο δύσκολη από την αντίστοιχη της μετακίνησης. Συνεπώς, οι μικροδιαφορές που εντοπίζονται δεν είναι και τόσο σημαντικές. Ενδεικτικά αναφέρουμε ότι για το συγκεκριμένο πρόβλημα (ύψος κρηπιδότοιχου Η = 14m), μεταβολή της στροφής του τοίχου κατά 0.1° οδηγεί σε πρόσθετη παραμένουσα μετατόπιση κορυφής ίση με δu = tan(0.1°)·Η ≈ 2cm.

Στο Figure 4-16 (γ) απεικονίζεται η υπολογιζόμενη καθίζηση του ελεύθερου πεδίου για κάθε μία από τις εξεταζόμενες αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων. Σε όλες τις περιπτώσεις η υπολογιζόμενη αριθμητικά απόκριση δείχνει να συμφωνεί με εκείνη του πειράματος. Εξάλλου, στο Figure 4-18 σχεδιάζεται η μεταβολή με τον χρόνο των αναπτυσσόμενων πιέσεων πόρων και στο Figure 4-17 οι χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων, για διάφορα σημεία του προσομοιώματος (για λόγους ευκρίνειας σχεδιάζεται μόνο η περίπτωση fac_{post} = 0.3, καθώς και εδώ τα αντίστοιχα αποτελέσματα συμπίπτουν). Επιπλέον, στο Figure 4-19 απεικονίζονται οι ισοϋψείς του συντελεστή πίεσης πόρων r_u για τις τελευταίες δύο αριθμητικές αναλύσεις. Όπως γίνεται εύκολα αντιληπτό, η περίπτωση του ομοιόμορφου εδάφους παράγει μια πιο ρεαλιστική κατανομή του εν λόγω συντελεστή, και μάλιστα (ανεξάρτητα από την τιμή της παραμέτρου fac_{post}) οι μεγαλύτερες τιμές του r_u σημειώνονται σε μεγαλύτερα βάθη παρά στην επιφάνεια, όπως είχε σημειωθεί στην περίπτωση του εδάφους με ζώνες. Και εδώ, επιβεβαιώνεται το προηγούμενο εύρημα: σε περίπτωση που θεωρηθεί "ενιαίο" έδαφος, δεν απαιτείται αύξηση στην τιμή της παραμέτρου fac_{post} (δεν εντοπίζεται καμία διαφοροποίηση στα αποτελέσματα), ενώ εάν υπάρχει έστω και κάποιου είδους ανομοιομορφία ενδέχεται να απαιτηθεί αλλαγή της εν λόγω παραμέτρου σε ορισμένες περιοχές (ιδιαίτερα σε εκείνες με μεγαλύτερη έκταση) ανάλογα με την επιθυμητή απόκριση. Επιπλέον, το γεγονός ότι στην εδαφική ζώνη ΙΙΙ οι τιμές του συντελεστή πίεσης πόρων εμφανίζονται αυξημένες (και εδώ, όπως και στην περίπτωση εδάφους με ζώνες) αποτυπώνεται στις χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων των σημείων μέτρησης KW11 και KW13, όπου για 10 \leq t \leq 15sec οι τιμές των επιταχύνσεων "αποκόπτονται".

Στο Figure 4-20 φαίνεται η κατανομή της αποκλίνουσας παραμόρφωσης ε_{dil.tot}, η οποία συσσωρεύεται κατά την διαστολή. Σημειώνεται ότι με βάση την σύμβαση προσήμων του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS, θετικές τιμές υποδηλώνουν "εφελκυστική" παραμόρφωση ενώ αρνητικές τιμές "θλιπτική". Γενικά, οι εφελκυστικές παραμορφώσεις κοντά στην διεπιφάνεια τοίχου εδάφους είναι σημαντικά μεγαλύτερες. Όπως έχει αναφερθεί, αυτό οφείλεται στην "προς τα έξω" μετατόπιση του κρηπιδότοιχου σε συνδυασμό με την φόρτιση του εδάφους υπό αστράγγιστες συνθήκες. Το νερό των πόρων αντιδρά σε αυτόν τον συνδυασμό, αναπτύσσονται ("αρνητικές") υποπιέσεις, με αποτέλεσμα να αποδίδεται μία φαινομενική υπεραντοχή στο έδαφος στην περιοχή κοντά στον τοίχο. Επιπλέον, οι δύο ζώνες που σχηματίζονται πίσω από τον τοίχο εξηγούν τον λόγο για τον οποίο σε αυτό το βάθος σημειώνονται τόσο υψηλές τιμές του συντελεστή πίεσης πόρων r_u. Σύμφωνα με την θεωρία του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM, όσο μεγαλύτερες είναι οι συσσωρευτικές εφελκυστικές αποκλίνουσες παραμορφώσεις, τόσο περισσότερο υποβαθμίζεται η τιμή του πλαστικού μέτρου διάτμησης στην κατάσταση "μετά την ρευστοποίηση" (post liquefaction), καθιστώντας το έδαφος πιο εύκολα ρευστοποιήσιμο.

Τέλος, για λόγους πληρότητας, στα Figure 4-21 – 22 απεικονίζονται οι ισοϋψείς των οριζόντιων και των κατακόρυφων μετακινήσεων του αριθμητικού προσομοιώματος, αντίστοιχα (στο τέλος των δυναμικών αναλύσεων). Είναι ξεκάθαρο ότι δεν παρουσιάζονται σπουδαίες διαφορές για τις δύο διαφορετικές τιμές της παραμέτρου facpost, με βάση τα όσα αναπτύχθηκαν παραπάνω. Μάλιστα, οι δύο αυτές εικόνες ακολουθούν εκείνες της περίπτωσης όπου το έδαφος διαχωρίστηκε σε ζώνες: η μορφή της απόκρισης είναι κοινή ποιοτικά, ενώ διαφέρει (κατά λίγο) μόνον ποσοτικά.

Έχοντας, λοιπόν, επαληθεύσει την εγκυρότητα της βαθμονόμησης που προτείνεται στα πλαίσια της παρούσης μεταπτυχιακής εργασίας χρησιμοποιώντας ως βάση τα αποτελέσματα δοκιμής σε φυγοκεντριστή, στο επόμενο κεφάλαιο ακολουθεί η αντίστοιχη διαδικασία χρησιμοποιώντας ως βάση τα αποτελέσματα της απόκρισης ενός κρηπιδότοιχου κατά την διάρκεια ενός πραγματικού σεισμικού γεγονότος. Αξιοποιούνται όλες οι παραπάνω παρατηρήσεις σχετικά με την επιλογή ορθής τιμής της παραμέτρου fac_{post}, όπως, επίσης, και σχετικά με την αναγκαιότητα διαχωρισμού των επιμέρους εδαφικών αποθέσεων σε ζώνες.

<u>4.5 Συμπεράσματα</u>

Τα βασικότερα συμπεράσματα του παρόντος κεφαλαίου συνοψίζονται στα ακόλουθα σημεία:

- Η προτεινόμενη βαθμονόμηση της παρούσης μεταπτυχιακής εργασίας είναι σε θέση να αναπαράγει την απόκριση μιας δοκιμής σε φυγοκεντριστή. Το γεγονός αυτό αποτελεί το πρώτο βήμα για την "καθολική" εγκυρότητα της βαθμονόμησης: απομένει να αναπαραχθεί η απόκριση ενός "πραγματικού" προβλήματος κρηπιδότοιχου υπό σεισμικές συνθήκες.
- Η ύπαρξη ανομοιομορφίας στις εδαφικές παραμέτρους του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM από θέση σε θέση οφείλει να συνοδευτεί από την κατάλληλη τροποποίηση της παραμέτρου fac_{post}. Ιδιαίτερα, μεγαλύτερη προσοχή απαιτείται για τις "μεγάλης έκτασης" εδαφικές ζώνες, όπως είναι για παράδειγμα το αντιστηριζόμενο έδαφος και το έδαφος θεμελίωσης. Στις "μικρότερης έκτασης" εδαφικές ζώνες (π.χ. ακριβώς ανάντη του τοίχου, ή ακριβώς κάτω από την βάση του, περιοχές όπου συνήθως υφίστα-

νται βελτίωση) δεν είναι αναγκαία η τροποποίηση της τιμής της εν λόγω παραμέτρου.

- Στην περίπτωση που το έδαφος είναι ομοιόμορφο (π.χ. ενιαία τιμή της σχετικής πυκνότητας) σε ολόκληρο το προσομοίωμα, η τιμή της παραμέτρου fac_{post} δεν δείχνει να παίζει κάποιον ουσιαστικό ρόλο. Όπως φάνηκε και στα αντίστοιχα διαγράμματα, στην περίπτωση όπου δεν διαχωρίστηκε το έδαφος σε ζώνες, τόσο η μετακίνηση όσο και η στροφή του κρηπιδότοιχου έχουν την ίδια μεταβολή με τον χρόνο, ανεξάρτητα από την τιμή της συγκεκριμένης παραμέτρου του καταστατικού προσομοιώματος.
- Στις συνήθεις περιπτώσεις όπου οι τιμές των αρχικών γεωστατικών τάσεων σε διάφορα βάθη είναι σχετικά συγκρίσιμες μεταξύ τους, και δεν απέχουν πολύ από την τάση αναφοράς των 100 kPa (π.χ. μέχρι και τα 300 400 kPa), συστήνεται ο μη διαχωρισμός του εδάφους σε ζώνες: τα αποτελέσματα που παράγονται είναι εξίσου (αν όχι περισσότερο) αξιόπιστα σε σχέση με την περίπτωση όπου γίνεται "λεπτομερής" διαχωρισμός σε επιμέρους ζώνες.
- Η παραμένουσα στροφή σε κάθε περίπτωση είναι σχετικά μικρού μεγέθους.
 Το γεγονός αυτό υποδηλώνει ότι δεν συμβαίνει πλαστικοποίηση στο έδαφος της θεμελίωσης, με αποτέλεσμα η απόκριση να εξουσιάζεται από το φαινό-μενο της ολίσθησης, και όχι από το φαινόμενο της ανατροπής του κρηπιδό-τοιχου. Κάτι τέτοιο επαληθεύεται και από τις χρονοϊστορίες των αναπτυσσό-μενων επιταχύνσεων σε διάφορα σημεία του προσομοιώματος, όπου φαίνε-ται ότι οι τιμές των "προς τα έξω" επιταχύνσεων είναι συστηματικά μικρότε-ρες από τις "προς τα μέσα" ομόλογές τους.
- Η "προς τα έξω" μετατόπιση του τοίχου αντιστήριξης υπό την ύπαρξη αστράγγιστων συνθηκών φόρτισης στο περιβάλλον έδαφος οδηγεί σε δημιουργία (αρνητικών) υποπιέσεων του νερού των πόρων, οι οποίες οφείλουν την ύπαρξή τους σε γεωμετρικούς λόγους. Οι πιέσεις αυτές, με βάση την θεωρία Terzaghi, παράγουν μία φαινομενική "υπεραντοχή" του εδάφους, κυρίως στις περιοχές ακριβώς δίπλα στον τοίχο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΣΧΗΜΑΤΑ



Figure 4-1: Διαφορετική απόκριση δύο εδαφικών δειγμάτων ίδιας σχετικής πυκνότητας, υπό διαφορετική τάση εγκιβωτισμού (Charles, 2014).



Figure 4-2: Διάταξη της δοκιμής σε φυγοκεντριστή και θέσεις των οργάνων μέτρησης της απόκρισης. Η δοκιμή διεξήχθη στο πανεπιστήμιο του Dundee από τους Anastasopoulos et al. (2015).



Figure 4-3: Η σεισμική διέγερση που επιβάλλεται στην βάση του προσομοιώματος. Πρόκειται για τον σεισμό μεγέθους M_L = 5.9 στην L' Aquila (Ιταλία, 2009), και απεικονίζονται: (a) το επιταχυνσιογράφημα και (b) το αντίστοιχο φάσμα του.



Figure 4-4: Πρόσθετη αριθμητική πηγή απόσβεσης τύπου Rayleigh, η οποία εισάγεται για την αποφυγή παρασιτικών ταλαντώσεων κατά τις δυναμικές αναλύσεις. Η επιβαλλόμενη αριθμητικά απόσβεση μεταφράζεται σε τιμές ισοδύναμης υστερητικής απόσβεσης ίσες με $\xi \approx 3 - 5\%$ για εύρος συχνοτήτων f $\approx 0.2 - 2$ Hz.



Figure 4-5: Σκαρίφημα του εξεταζόμενου κρηπιδότοιχου. Πρόκειται για τοίχο βαρύτητας αποτελούμενο από τμήματα (blocks), με την σχετική πυκνότητα του εδαφικού υλικού να είναι σταθερή και ίση με D_R = 80%.



Figure 4-6: Αριθμητικό προσομοίωμα (PLAXIS) της πειραματικής δοκιμής σε φυγοκεντριστή (πλήρης κλίμακα). Αποτελείται από 3130 15 – κομβικά τριγωνικά πεπερασμένα στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης. Το εδαφικό υλικό διαχωρίζεται σε επιμέρους ζώνες προκειμένου να αποδοθεί με ρεαλιστικότερο τρόπο η εξάρτηση των παραμέτρων "φ_p - φ_{cv}" και fac_{hard} από το αρχικό εντατικό πεδίο.

(α)



(8)



-200.00

(y)



Figure 4-7: Αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης. Απεικονίζονται διαδοχικά: (α) ο παραμορφωμένος κάνναβος, (β) οι ισοϋψείς των οριζόντιων μετακινήσεων και (γ) οι ισοϋψείς των κατακόρυφων μετακινήσεων στο τέλος της διέγερσης (t = 25 sec).





Figure 4-8: Δυναμική απόκριση του κρηπιδότοιχου που εξετάζεται. Σχεδιάζεται η μεταβολή με τον χρόνο: (α) της οριζόντιας μετατόπισης του τοίχου, (β) της στροφής που αναπτύσσει και (γ) της καθίζησης του αντιστηριζόμενου εδάφους. Παρατηρείται συμφωνία με την πειραματική απόκριση.







Figure 4-9: Σύγκριση των επιταχύνσεων της πειραματικής δοκιμής με τις επιταχύνσεις που υπολογίστηκαν από την δυναμική ανάλυση, για διάφορα σημεία μέτρησης.









Figure 4-10: Σύγκριση των χρονοϊστοριών των πιέσεων του νερού των πόρων ανάμεσα στην πειραματική δοκιμή και στην δυναμική ανάλυση, για διάφορα σημεία μέτρησης της πειραματικής διάταξης. Τα παραπάνω διαγράμματα αναφέρονται στην περίπτωση που το εδαφικό υλικό διαχωρίζεται σε ζώνες.





Figure 4-11: Σημεία πλαστικοποίησης του εδάφους στο τέλος της δυναμικής ανάλυσης (t = 25sec). Δεν εντοπίζεται σημαντικός αριθμός πλαστικοποίησης μεμονωμένων εδαφικών στοιχείων στην βάση του τοίχου, με αποτέλεσμα η προκύπτουσα παραμένουσα στροφή να διατηρείται σε πολύ χαμηλά επίπεδα.



Figure 4-12: Κατανομή του συντελεστή πίεσης πόρων r_u στο τέλος της δυναμικής ανάλυσης (t = 25sec). Παρατηρείται ότι οι τιμές του πλησιάζουν την τιμή της μονάδας σε μία εκτεταμένη περιοχή. Μάλιστα, σημειώνεται το "παράδοξο" της εμφάνισης "ρευστοποίησης" κοντά στην επιφάνεια του εδάφους, κάτι που είναι συνηθισμένο σε δοκιμές φυγοκεντριστή όταν λαμβάνεται σταθερή τιμή της σχετικής πυκνότητας με το βάθος (Beaty and Byrne, 2004).



Figure 4-13: Κατανομή του συντελεστή πίεσης πόρων r_u ύστερα από την αλλαγή της τιμής της παραμέτρου fac_{post}. Σημειώνεται η τάση "εξάλειψης" του προηγούμενου "παραδόξου": πλέον η "ρευστοποίηση" οδηγείται σε μεγαλύτερα βάθη, γεγονός αρκετά πιο ρεαλιστικό.





Figure 4-14: Απόκριση του κρηπιδότοιχου ύστερα από την θεώρηση μεγαλύτερης τιμής της παραμέτρου fac_{post}. Σχεδιάζονται οι μεταβολές με τον χρόνο: (α) της οριζόντιας μετατόπισης στην κορυφή, (β) της αναπτυσσόμενης στροφής και (γ) της καθίζησης στο αντιστηριζόμενο έδαφος. Τα παραπάνω αποτελέσματα συμβαδίζουν ικανοποιητικά με τα αντίστοιχα πειραματικά.



Figure 4-15: Προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων για την περίπτωση που το έδαφος δεν χωρίζεται σε ζώνες. Οι τιμές των παραμέτρων του καταστατικού προσομοιώματος προσδιορίζονται με βάση την τάση αναφοράς των 100 kPa. Ο συντελεστής fac_{post} λαμβάνει τιμές: (α) fac_{post} = 0.3 και (β) fac_{post} = 0.01.




Figure 4-16: Αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων χωρίς την θεώρηση εδαφικών ζωνών. Στην περίπτωση "ομοιόμορφου" εδάφους η επιρροή της παραμέτρου fac_{post} είναι αμελητέα.







Figure 4-17: Σύγκριση των επιταχύνσεων της πειραματικής δοκιμής με τις επιταχύνσεις που υπολογίστηκαν από την δυναμική ανάλυση, για διάφορα σημεία μέτρησης. Τα παραπάνω διαγράμματα αφορούν την περίπτωση "ομοιόμορφου" εδάφους (χωρίς την θεώρηση ζωνών).







Figure 4-18: Σύγκριση των χρονοϊστοριών των πιέσεων του νερού των πόρων ανάμεσα στην πειραματική δοκιμή και στην δυναμική ανάλυση, για διάφορα σημεία μέτρησης της πειραματικής διάταξης. Τα παραπάνω διαγράμματα αναφέρονται στην περίπτωση "ομοιόμορφου" εδαφικού υλικού.

(α)



(8)



Figure 4-19: Κατανομή του συντελεστή πίεσης πόρων r_u στο τέλος της δυναμικής ανάλυσης (t = 25sec). Συγκεκριμένα απεικονίζονται οι κατανομές του προσομοιώματος χωρίς την θεώρηση εδαφικών ζωνών για: (α) fac_{post} = 0.01 και (β) fac_{post} = 0.30. Σημειώνεται πρακτικώς ταύτιση των δύο κατανομών. Μάλιστα, η μετάβαση στις (προηγούμενες) διεπιφάνειες των γειτονικών ζωνών είναι πολύ ομαλότερη (παραβολή με *Figure 4-12*).



Figure 4-20: Κατανομή της συσσωρευτικής αποκλίνουσας παραμόρφωσης κατά την διαστολή ε_{dil,tot}. Αναφέρεται στην περίπτωση ενιαίου εδάφους με συντελεστή fac_{post} = 0.01 (παρόμοια εικόνα εμφανίζεται και στην περίπτωση του προσομοιώματος με ζώνες). Τονίζονται: (α) οι σημαντικές αποκλίνουσες (διαστολικές) παραμορφώσεις ακριβώς πίσω από τον τοίχο και (β) τα δύο "τόξα" στο αντιστηριζόμενο έδαφος, τα οποία είναι υπεύθυνα για την απομείωση του πλαστικού μέτρου διάτμησης και την συνεπακόλουθη αύξηση του συντελεστή r_u στις περιοχές αυτές. Η αύξηση της παραμέτρου fac_{post} αποτρέπει τον σχηματισμό αυτού του μηχανισμού, με την αύξηση των πιέσεων πόρων στις ίδιες περιοχές να προέρχονται καθαρά από την διάδοση των σεισμικών κυμάτων (και όχι από την τεχνητή μείωση της παραμέτρου $\mathbf{K}_{\mathbf{G}}^{\mathbf{p}}$ που το καταστατικό προσομοίωμα UBC3D – PLM θεωρεί).

(α)



-180.00

(6)



Figure 4-21: Ισοϋψείς των οριζόντιων μετακινήσεων του ενιαίου προσομοιώματος για: (α) fac_{post} = 0.01 και (β) fac_{post} = 0.30. Πρακτικώς, οι δύο εικόνες ταυτίζονται μεταξύ τους (αμελητέα η επιρροή της παραμέτρου fac_{post} στην περίπτωση που οι υπόλοιπες παράμετροι δεν διακυμαίνονται από θέση σε θέση).

(α)



-140.00

(6)



Figure 4-22: Ισοϋψείς των κατακόρυφων μετακινήσεων του ενιαίου προσομοιώματος για: (α) fac_{post} = 0.01 και (β) fac_{post} = 0.30. Πρακτικώς, οι δύο εικόνες ταυτίζονται μεταξύ τους (αμελητέα η επιρροή της παραμέτρου fac_{post} στην περίπτωση που οι υπόλοιπες παράμετροι δεν διακυμαίνονται από θέση σε θέση).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΙΣΤΟΡΙΚΟ ΠΕΡΙΣΤΑΤΙΚΟ

<u>5.1 Εισαγωγή</u>

Στο τελευταίο κεφάλαιο της παρούσης μεταπτυχιακής εργασίας αξιολογείται η εγκυρότητα της προτεινόμενης βαθμονόμησης του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM, μέσω της αναπαραγωγής της απόκρισης ενός πραγματικού προβλήματος κρηπιδότοιχου υπό σεισμική διέγερση. Για τον σκοπό αυτό, διεξάγονται δυναμικές αναλύσεις ενεργών τάσεων με την βοήθεια του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS, και συγκρίνονται τα παραγόμενα αποτελέσματα με εκείνα της πραγματικής περίπτωσης.

Αρχικά, παρουσιάζονται τα απαραίτητα στοιχεία του εξεταζόμενου πραγματικού προβλήματος, με τις αντίστοιχες βιβλιογραφικές αναφορές και τις λεπτομέρειες του σχεδιασμού. Στην συνέχεια, ακολουθεί η περιγραφή του αριθμητικού προσομοιώματος και παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων. Ύστερα από την εκτεταμένη σύγκριση των αποτελεσμάτων με τα αντίστοιχα της εξεταζόμενης περίπτωσης, αναδεικνύεται η εγκυρότητα της προτεινόμενης βαθμονόμησης του υπό μελέτη καταστατικού προσομοιώματος. Τέλος, ακολουθεί παραμετρική διερεύνηση σχετικά με τις διάφορες πτυχές που επηρεάζουν την απόκριση ενός κρηπιδότοιχου υπό δυναμική εξαίτιση και σχολιάζεται η σημασία της κάθε μίας από αυτές.

5.2 Βιβλιογραφικές αναφορές

Σε πληθώρα σεισμικών γεγονότων, οι λιμενικοί κρηπιδότοιχοι, γενικά, έχουν αποδεδειγμένα υποστεί σημαντικές μετακινήσεις και στροφές, όμως σπανίως έχουν οδηγηθεί στην πλήρη ανατροπή τους. Το πλέον ενδεδειγμένο παράδειγμα της παραπάνω "μορφής αστοχίας" είναι εκείνο στο λιμάνι του Kobe (Ιαπωνία) κατά τον σεισμό του 1995 (Hamada and Wakamatsu, 1996; Inagaki et al., 1996; Kamon et al., 1996), όπου οι μετακινήσεις και οι στροφές του κρηπιδότοιχου έφτασαν μέχρι και τα 5m και 5°, αντίστοιχα.

Αρχικά, η παραπάνω απόκριση αποδόθηκε στην ρευστοποίηση του περιβάλλοντος εδάφους. Όμως, οι παρατηρήσεις στο πεδίο απέτυχαν να αναδείξουν οποιοδήποτε "σημάδι" ρευστοποίησης κοντά στον τοίχο, σε απόσταση μέχρι και δύο φορές το ύψος του (Towhata et al., 1996; lai et al., 1998). Αντίστοιχη συμπεριφορά παρατηρήθηκε και στον πιο πρόσφατο σεισμό της Λευκάδας (2003), όπου ίχνη ρευστοποίησης εντοπίστηκαν μόνο αρκετά μακριά από τον κρηπιδότοιχο (σε απόσταση 3 – 4 φορές το ύψος του τοίχου) (Dakoulas and Gazetas, 2008).

Στην περίπτωση του Kobe, εκτεταμένη θεωρητική και πειραματική έρευνα ανέδειξε αυτήν την περίπλοκη απόκριση των τοίχων αντιστήριξης λιμενικών έργων, με τα κυριότερα συμπεράσματα να είναι τα ακόλουθα:

- Οι μετακινήσεις του τοίχου αποδίδονται σε δύο πηγές: (α) στις σημαντικές πλευρικές πιέσεις του αντιστηριζόμενου εδάφους σε συνδυασμό με την αδρανειακή απόκριση του ίδιου του σώματος του τοίχου και (β) στην έντονη ανελαστική συμπεριφορά του εδάφους θεμελίωσης, η οποία οδήγησε και σε σημαντικές στροφές, καθώς το έδαφος ακριβώς κάτω από τον τοίχο παραμορφώθηκε σημαντικά (lai et al., 1998).
- Παρατηρήθηκε ρευστοποίηση μόνο στο ελεύθερο πεδίο μακριά από τον κρηπιδότοιχο, και όχι στο αντιστηριζόμενο έδαφος ακριβώς δίπλα σε αυτόν.
 Από την άλλη πλευρά, σημειώθηκαν σημαντικές πιέσεις του νερού των πόρων στο έδαφος θεμελίωσης, υποβαθμίζοντας την αντοχή και την δυσκαμψία του. Οι πιέσεις αυτές ήταν ο βασικός υπαίτιος της μεγάλης στροφής που καταγράφηκε (Ghalandarzadeh et al., 1998), αν και δεν αναπτύχθηκε πλήρως το φαινόμενο της ρευστοποίησης (Towhata et al., 1996).
- Η αδρανειακή απόκριση του κρηπιδότοιχου είχε μεγαλύτερη συμβολή στο μέγεθος των αναπτυσσόμενων μετακινήσεων, σε σχέση με τις πλευρικές πιέσεις του αντιστηριζόμενου εδάφους (Ghalandarzadeh et al., 1998; Sato et al., 1998).

Η "προς τα έξω" μετακίνηση του κρηπιδότοιχου ολοκληρώθηκε την στιγμή που ολοκληρώθηκε και η σεισμική διέγερση. Η παρατήρηση αυτή αποτελεί ισχυρό δείγμα ότι η γενικότερη απόκριση είχε ως αιτία την αδρανειακή απόκριση του συστήματος τοίχου – εδάφους και όχι τόσο το φαινόμενο της ρευστοποίησης (Ghalandarzadeh et al., 1998; Sato et al., 1998). Για την ακρίβεια, ο όρος "πλευρική εξάπλωση" (lateral spreading) είναι μάλλον ακατάλληλος να περιγράψει την συνολική απόκριση του συστήματος που παρατηρήθηκε.

Όλα τα παραπάνω ευρήματα είναι συμβατά με διάφορες προηγούμενες έρευνες. Για παράδειγμα, ο Zeng (1993), αξιοποιώντας πειραματικές δοκιμές σε φυγοκεντριστή, κατέληξε στο συμπέρασμα ότι οι πιέσεις πόρων κοντά στον κρηπιδότοιχο διατηρήθηκαν σε χαμηλά επίπεδα (αν και σημειώθηκε ρευστοποίηση στο ελεύθερο πεδίο) και η πλευρική μετακίνηση του τοίχου ολοκληρώθηκε "ταυτόχρονα" με την σεισμική διέγερση. Όπως είναι φυσικό, όμως, διάφορες έρευνες έχουν καταλήξει και στα αντίθετα συμπεράσματα. Για παράδειγμα, οι Sugano et al. (1995) ισχυρίστηκαν ότι όντως συνέβη εκτεταμένη ρευστοποίηση πίσω από τον τοίχο. Στην συγκεκριμένη περίπτωση, θεώρησαν ότι το έδαφος θεμελίωσης ήταν αρκετά πυκνό: αυτό οδήγησε σε μικρό μέγεθος των πλευρικών μετακινήσεων του τοίχου με αποτέλεσμα να μην δημιουργηθεί "αντίβαρο" (βλ. ανάπτυξη αρνητικών πιέσεων για λόγους γεωμετρίας, όπως αναπτύχθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο) στις θετικές πιέσεις των πόρων που αναπτύσσονται μόνο και μόνο από την διάδοση των κατακόρυφων διατμητικών κυμάτων, το οποίο είναι ικανό να οδηγήσει σε αποτροπή της ρευστοποίησης όπως αποδείχθηκε στην περίπτωση του Kobe.

Ένα άλλο σπουδαίο σημείο αναφοράς έχει να κάνει με το μέγεθος των αναπτυσσόμενων πλευρικών πιέσεων στον τοίχο από το έδαφος και το νερό, σε σύγκριση με τις πασίγνωστες θεωρίες των Mononobe – Okabe και Westergaard (Okabe, 1926; Mononobe and Matsuo, 1929; Westergaard, 1993). Με βάση τα όσα έχουν αναφερθεί στο πρώτο κεφάλαιο της παρούσης μεταπτυχιακής εργασίας, σημειώνεται ότι πρόκειται να γίνει η απαραίτητη σύγκριση των αριθμητικών αποτελεσμάτων με τα αποτελέσματα των παραπάνω θεωριών που έχουν εφαρμογή στον σχεδιασμό των τοίχων αντιστήριξης. Για τον λόγο αυτό, παρακάτω ακολουθεί ο λεπτομερής υπολογισμός των πλευρικών πιέσεων που προβλέπουν οι θεωρίες αυτές. Σε γενικές γραμμές, σχεδόν σε κάθε πειραματική έρευνα έχει διαπιστωθεί ένα πρίσμα ενεργητικής αστοχίας πίσω από τον τοίχο της μορφής Coulomb, το οποίο περιορίζει το μέγεθος των εδαφικών πιέσεων στα επίπεδα της θεωρίας M – O. Αντιθέτως, τα αντίστοιχα ευρήματα ποικίλουν σε σχέση με την "διαφορά φάσης" ανάμεσα στις εδαφικές πιέσεις και στην αδρανειακή δύναμη του σώματος του τοίχου. Οι Al – Homoud and Whitman (1999) συμπέραναν ότι: (α) την στιγμή της μέγιστης στροφής το μεγαλύτερος μέρος της σεισμικής ροπής ανατροπής προέρχεται από την αδρανειακή δύναμη του τοίχου, με την συνισταμένη των εδαφικών πιέσεων να είναι αμελητέα και (β) η μέθοδος M – O υπερεκτιμά την δυναμική συνιστώσα των εδαφικών πιέσεων. Απ' την άλλη πλευρά, οι Fujiwara et al. (1999) κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι η μέθοδος M – Ο προβλέπει σχετικά ακριβώς την δυναμική συνιστώσα. Σε κάθε περίπτωση, στο πρόβλημα των κρηπιδότοιχων που εξετάζονται σε αυτήν την εργασία, η απόκριση είναι περίπλοκη εξαιτίας των ακόλουθων φαινομένων που συμβαίνουν ταυτοχρόνως:

- Η αναπτυσσόμενη αδρανειακή δύναμη του σώματος του τοίχου οδηγεί σε σημαντικές "προς τα έξω" μετακινήσεις και στροφές.
- Κατά την διάδοση των σεισμικών διατμητικών κυμάτων αναπτύσσονται σημαντικές θετικές πιέσεις πόρων στο αντιστηριζόμενο έδαφος. Στο ελεύθερο πεδίο, η ανάπτυξη των εν λόγω θετικών πιέσεων δύναται να οδηγήσει σε ρευστοποίηση.
- Η "προς τα έξω" μετακίνηση του κρηπιδότοιχου παρασύρει το αντιστηριζόμενο έδαφος εισάγοντας εφελκυστικές παραμορφώσεις σε αυτό. Λόγω της αστράγγιστης φύσης της φόρτισης, το νερό των πόρων αντιδρά με την ανάπτυξη αρνητικών πρόσθετων πιέσεων οι οποίες ενδέχεται να υπερκαλύψουν τις θετικές που αναφέρθηκαν προηγουμένως, ανάλογα με το μέγεθος και την ταχύτητα των αναπτυσσόμενων μετακινήσεων και την πυκνότητα του εδάφους (π.χ. όσο πυκνότερο είναι το έδαφος τόσο μεγαλύτερες είναι οι αναμενόμενες αρνητικές πιέσεις πόρων).
- Όσο περνάει ο χρόνος, παρατηρείται η τάση συνεχούς ανακατανομής των αναπτυσσόμενων πιέσεων του νερού των πόρων (ροή σε δύο διαστάσεις), η οποία ενδέχεται να οδηγήσει στην "ρύπανση" των περιοχών όπου έχουν α-

ναπτυχθεί οι ανακουφιστικές αρνητικές πιέσεις (και οι οποίες ενδεχομένως να αλλάξουν και πρόσημο).

Συνεπώς, το συνολικό πρόβλημα της μελέτης των κρηπιδότοιχων υπό σεισμική φόρτιση είναι αρκετά περίπλοκο, ενώ σημειώνεται ότι δεν είναι ξεκάθαρο κατά πόσο το κάθε ένα από τα παραπάνω φαινόμενα είναι ευαίσθητο στις μεταβολές διάφορων γεωτεχνικών χαρακτηριστικών, όπως είναι η σχετική πυκνότητα του εδάφους και ο συντελεστής της υδραυλικής διαπερατότητας. Για τον λόγο αυτό, το τελευταίο κομμάτι του παρόντος κεφαλαίου πραγματεύεται τον τρόπο με τον οποίο η απόκριση διαφοροποιείται όταν κάποια από τις "εδαφικές παραμέτρους" λάβει μία διαφορετική τιμή.

5.3 Περιγραφή του εξεταζόμενου προβλήματος

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, εξετάζεται η απόκριση ενός τυπικού κρηπιδότοιχου του λιμανιού του Kobe κατά τον σεισμό του 1995, με σκοπό την αξιολόγηση της εγκυρότητας της προτεινόμενης βαθμονόμησης του τρίτου κεφαλαίου. Γενικά, οι πολυάριθμες πληροφορίες που υπάρχουν σχετικά με το συγκεκριμένο σεισμικό γεγονός αποτελούν μία βασική πηγή σύγκρισης σε πάρα πολλές έρευνες. Συνεπώς, ύστερα από την επιτυχημένη αναπαραγωγή μιας δοκιμής φυγοκεντριστή του προηγούμενου κεφαλαίου, η επιτυχής αναπαραγωγή της απόκρισης του εν λόγω πραγματικού προβλήματος θα αποτελέσει το τελευταίο τμήμα της επαλήθευσης της βαθμονόμησης των παραμέτρων του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM.

Οι περισσότεροι από τους λιμενικούς κρηπιδότοιχους στο Kobe σχεδιάστηκαν ψευδοστατικά με βάση σεισμικούς συντελεστές από 0.10 έως και 0.25, ανάλογα με το έτος κατασκευής, την σπουδαιότητα της υποδομής και της συνθήκες στο πεδίο του έργου. Το μαλακό αργιλικό έδαφος θεμελίωσης αντικαταστάθηκε πλήρως με μία αμμώδη απόθεση με στόχο την βελτίωση της φέρουσας ικανότητας και τον περιορισμό των καθιζήσεων. Σημειώνεται (Dakoulas and Gazetas, 2008) ότι οι μεγαλύτερες βλάβες εντοπίστηκαν στους κρηπιδότοιχους των νήσων Port και Rokko οι οποίοι: (α) ήταν σχεδόν παράλληλοι στην ακτογραμμή (και συνεπώς παράλληλοι στο σεισμικό ρήγμα), με αποτέλεσμα να υποστούν τις μεγαλύτερες επιταχύνσεις κάθετα στο ρήγμα (Somerville, 1998) και (β) σχεδιάστηκαν με μικρούς σεισμικούς συντελεστές (π.χ. 0.15). Τονίζεται ότι παρά το μεγάλο μέγεθος των μετακινήσεων που αναπτύχθηκαν δεν παρατηρήθηκε καμία αστοχία μορφής ανατροπής.

Η περίπτωση που εξετάζεται στα πλαίσια της παρούσης μεταπτυχιακής εργασίας αναφέρεται σε έναν τυπικό τοίχο αντιστήριξης της νήσου Rokko, η διατομή του οποίου απεικονίζεται στο Figure 5-1. Στο Figure 5-2 φαίνεται η τοποθεσία του έργου, με την θέση του ρήγματος να σχεδιάζεται προσεγγιστικά, καθώς δεν παρατηρήθηκε ανάδευσή του στην επιφάνεια (παρά μόνο στην νήσο Awaji). Επιπλέον, στο Figure 5-1 αναγράφονται και οι καταγεγραμμένες μετακινήσεις, σύμφωνα με την εργασία των lai et al. (1998). Συγκεκριμένα, η κορυφή του κρηπιδότοιχου μετακινήθηκε οριζόντια περί τα 4m προς την θάλασσα (σε ορισμένες θέσεις ξεπέρασε τα 5m), κατακόρυφα περί τα 2m, ενώ η στροφή υπολογίστηκε περί τις 4°. Παρά το σημαντικό μέγεθος των παραπάνω μετακινήσεων, δεν παρατηρήθηκε ολοκληρωτική κατάρρευση καθ' όλος το μήκος του τοίχου. Επίσης, δεν σημειώθηκε καμία ένδειξη ρευστοποίησης στο αντιστηριζόμενο έδαφος σε απόσταση μέχρι και τα 30m από τον τοίχο, ενώ σε μεγαλύτερες αποστάσεις εντοπίστηκαν σημαντικές ενδείξεις (Towhata et al., 1996; Iai et al., 1998; Inagaki et al., 1996). Τέλος, ύστερα από επί τόπου εξέταση από δύτες, καταγράφηκε σημαντική ανύψωση του εδάφους θεμελίωσης στην ακμή του κρηπιδότοιχου σε απόσταση 2 – 5m από την βάση του (Inagaki et al., 1996). Περισσότερες λεπτομέρειες σχετικά με τα χαρακτηριστικά του έργου και του εδάφους μπορούν να βρεθούν στην εργασία των Dakoulas and Gazetas (2008). Στην επόμενη ενότητα ακολουθεί ο υπολογισμός των εδαφικών πιέσεων στον τοίχο με βάση την συμβατική μέθοδο σχεδιασμού Μ – Ο.

<u>5.3.1 Συμβατικός σχεδιασμός</u>

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, οι κρηπιδότοιχοι του λιμανιού του Κοbe σχεδιάστηκαν ψευδοστατικά με την χρήση σεισμικών συντελεστών στα πλαίσια της θεωρίας σχεδιασμού M – O. Αν και το συγκεκριμένο πρόβλημα που εξετάζεται δεν εμπίπτει αυστηρά στα όρια εφαρμογής της συγκεκριμένης μεθόδου (π.χ. ύπαρξη ρευστοποίησης), οι υπολογισμοί που ακολουθούν γίνονται με σκοπό να τεθεί ένα μέτρο σύγκρισης των αποτελεσμάτων που θα προκύψουν από τις αριθμητικές αναλύσεις. Αρχικά, πρέπει να καθοριστεί ο ζητούμενος σεισμικός συντελεστής. Σύμφωνα με τους Ιαπωνικούς κανονισμούς (Noda et al., 1975) ο σεισμικός συντελεστής εκφράζεται συναρτήσει της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης. Στο *Figure 5-3* απεικονίζεται το επιταχυνσιογράφημα του εξεταζόμενου σεισμικού γεγονότος. Αμελώντας την πολύ μικρής διάρκειας ακμή των 0.54g, η "ενεργός" μέση επιτάχυνση λαμβάνεται ίση με Α ≈ 0.40g. Με βάση τα παραπάνω, ο σεισμικός συντελεστής προκύπτει ως:

$$\alpha_h = \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{A}{g}\right)^{1/3} \approx 0.25 \tag{5.1}$$

με την προκύπτουσα τιμή να είναι ελαφρώς μεγαλύτερη από την πραγματική τιμή σχεδιασμού των συγκεκριμένων κατασκευών (≈ 0.20).

Όσον αφορά την κατακόρυφη συνιστώσα της επιτάχυνσης (*Figure 5-3* (b)), πολυάριθμες έρευνες έχουν αποδείξει ότι δεν έχει κάποια ουσιαστική επιρροή στην απόκριση των εξεταζόμενων κρηπιδότοιχων (Seed and Whitman, 1970; Gazetas et al., 2004; Dakoulas and Gazetas, 2008). Συνεπώς, στα πλαίσια του παρόντος συμβατικού σχεδιασμού, στους υπολογισμούς που ακολουθούν αγνοείται πλήρως η κατακόρυφη τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης.

Όπως έχει ήδη αναφερθεί στο πρώτο κεφάλαιο της παρούσης εργασίας, η συνολική (στατική και δυναμική) συνισταμένη των εδαφικών πιέσεων υπολογίζεται από την έκφραση:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \cdot K_{AE} \cdot \gamma \cdot H^2$$
(5.2)

με την τιμή του συντελεστή Κ_{ΑΕ} να λαμβάνεται από την εξίσωση 1.2. Για ξηρό αντιστηριζόμενο έδαφος, το ειδικό βάρος που λαμβάνεται κατά τους υπολογισμούς είναι το ξηρό ειδικό βάρος, ενώ θεωρείται ο πλήρης σεισμικός συντελεστής α_h. Αντιθέτως, στην περίπτωση πλήρως κορεσμένου αντιστηριζόμενου εδάφους, λαμβάνεται το υπό άνωση ειδικό βάρος με την τιμή του "ενεργού" σεισμικού συντελεστή να προκύπτει από την έκφραση:

$$\alpha_{h}' = \alpha_{h} \cdot \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{b}}$$
(5.3)

υπό τις ακόλουθες παραδοχές: (α) οι πιέσεις του νερού των πόρων δεν μεταβάλλονται κατά την διάρκεια της κίνησης και (β) η διαπερατότητα του εδάφους είναι αρκετά μικρή (k ≈ 10^{-4} m/sec, Dakoulas and Gazetas, 2008) ώστε το νερό των πόρων να κινείται μαζί με το έδαφος ως ένα σώμα.

Στην περίπτωση μερικώς κορεσμένου αντιστηριζόμενου εδάφους, όπως στην περίπτωση που εξετάζεται, ο ισοδύναμος ενεργός σεισμικός συντελεστής προκύπτει από την ακόλουθη έκφραση (PIANC, 2001) :

$$\alpha_{h}' = \alpha_{h} \cdot \frac{\gamma_{sat} \cdot H_{w}^{2} + \gamma \cdot H_{sur}^{2} + 2 \cdot \gamma \cdot H_{w} \cdot H_{sur}}{\gamma_{b} \cdot H_{w}^{2} + \gamma \cdot H_{sur}^{2} + 2 \cdot \gamma \cdot H_{w} \cdot H_{sur}}$$
(5.4)

και το ειδικό βάρος ενός ισοδύναμου ομογενούς αντιστηριζόμενου εδάφους από την έκφραση:

$$\gamma' = \gamma_b \cdot \left(\frac{H_w}{H}\right)^2 + \gamma \cdot \left[1 - \left(\frac{H_w}{H}\right)^2\right]$$
(5.5)

όπου H = H_w + H_{sur} είναι το συνολικό ύψος του κρηπιδότοιχου, H_w είναι το ύψος κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα (π.χ. 14m στην εξεταζόμενη περίπτωση) και H_{sur} είναι το αντίστοιχο συμπληρωματικό του ύψος (π.χ. 4m). Εφαρμόζοντας τις παραπάνω εκφράσεις, προκύπτει ότι η συνολική συνιστώσα των εδαφικών πιέσεων ισούται με P_{AE} ≈ 1200 kN/m. Λαμβάνοντας υπόψη ότι ο συντελεστής τριβής της διεπιφάνειας τοίχου – εδάφους είναι δ ≈ φ/2 ≈ 18.5° (για γωνία τριβής του εδάφους φ ≈ 37°) και ότι η στατική συνιστώσα των εδαφικών πιέσεων ισούται με P_A ≈ 550 kN/m, προκύπτει ότι η οριζόντια συνιστώσα του δυναμικού τμήματος των πιέσεων ισούται με:

$$\Delta P_{AE,hor} = (P_{AE} - P_{A}) \cdot \cos\delta \approx 560 \ kN/m \tag{5.6}$$

Όμως, η παραπάνω μεθοδολογία σχεδιασμού αγνοεί πλήρως την ύπαρξη των πρόσθετων πιέσεων του νερού των πόρων του αντιστηριζόμενου εδάφους, οι οποίες (όπως σημειώθηκε παραπάνω) οφείλουν την ύπαρξή τους στην διάδοση των κατακόρυφων διατμητικών κυμάτων και στην "προς τα έξω" μετακίνηση του τοίχου αντιστήριξης. Στην περίπτωση που το αντιστηριζόμενο έδαφος είναι πλήρως κορεσμένο, οι πρόσθετες αναπτυσσόμενες πιέσεις Δυ είναι ανάλογες της αρχικής κατακόρυφης ενεργού ορθής τάσης σ'_{vo}, με αποτέλεσμα ο συντελεστής πίεσης πόρων r_u να είναι σταθερός ανεξάρτητα από το βάθος. Υπό τις παραπάνω προϋποθέσεις, η προσέγγιση των Ebeling and Morison (1992) θεωρεί ότι:

(α) Το ενεργό ειδικό βάρος του εδάφους είναι:

$$\boldsymbol{\gamma}_{c} = \boldsymbol{\gamma}_{b} \cdot (1 - \boldsymbol{r}_{u}) \tag{5.7}$$

(β) Ο "ενεργός" σεισμικός συντελεστής είναι:

$$\alpha_h' = \alpha_h \cdot \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_c}$$
(5.8)

(γ) Το ενεργό ειδικό βάρος του νερού είναι:

$$\boldsymbol{\gamma}_{wc} = \boldsymbol{\gamma}_w + \boldsymbol{\gamma}_b \cdot \boldsymbol{r}_u \tag{5.9}$$

Οι εξισώσεις 5.7 – 5.8 χρησιμοποιούνται σε συνδυασμό με την εξίσωση 5.2 για τον υπολογισμό της συνολικής συνισταμένης δύναμης των εδαφικών πιέσεων P_{AE}, με την εξίσωση 5.9 να χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό της στατικής συνιστώσας των υδατικών πιέσεων (Ebeling and Morison, 1992). Για παράδειγμα, στην υποθετική περίπτωση που αναπτύσσονται αρνητικές πρόσθετες υδατικές πιέσεις (π.χ. r_u = - 0.50), προκύπτει ότι:

 $\gamma_c \approx 20 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{wc} \approx 3.4 \text{ kN/m}^3$, $\alpha'_h \approx \alpha_h = 0.25$

 $K_{AE} \approx 0.32$ και $P_{AE} \approx 1100$ kN/m

Σημειώνεται ότι παρόλο που η τελευταία τιμή είναι παρόμοια με εκείνη όπου $r_u = 0$, πλέον οι υδατικές πιέσεις είναι υποβαθμισμένες στο 1/3 της αρχικής τους τιμής.

Απ' την άλλη πλευρά, στην περίπτωση που αναπτύσσονται πρόσθετες θετικές πιέσεις και ο συντελεστής r_u προσεγγίζει την μονάδα (π.χ. έναρξη ρευστοποίησης), το ενεργό ειδικό βάρος του εδάφους τείνει να μηδενιστεί, με το ειδικό βάρος του νερού να προσεγγίζει εκείνο του κορεσμένου εδάφους (γ_{wc} = γ_{sat}). Σε αυτήν την περίπτωση, είναι αναγκαίο να υπερτεθούν οι υδροδυναμικές πιέσεις αυτού του νέου "υγρού", αξιοποιώντας την θεωρία Westergaard (βλ. 1[°] κεφάλαιο). Κάτι τέτοιο ξεφεύγει από τα πλαίσια της παρούσας διερεύνησης και δεν εξετάζεται.

Η συμβατική θεωρία M – Ο δεν δίνει κάποια πληροφορία για το σημείο εφαρμογής της συνισταμένης δύναμης, με τον ίδιο τρόπο που η αντίστοιχη θεωρία Coulomb δεν παρέχει πληροφορίες για την κατανομή των εδαφικών πιέσεων. Η ακριβής κατανομή των δυναμικών πιέσεων κατά το ύψος του τοίχου αντιστήριξης εξαρτάται τόσο από το μέγεθος των αναπτυσσόμενων μετακινήσεων όσο και από τον τρόπο με τον οποίον αυτές συμβαίνουν.

Όπως αναφέρθηκε στο εισαγωγικό κεφάλαιο, τα τελευταία 50 χρόνια πειραματικές έρευνες έχουν δείξει ότι για τοίχους αντιστήριξης τύπου βαρύτητας, οι οποίοι αντιστηρίζουν ξηρό έδαφος (βάθους Η), η ολική συνισταμένη δύναμη P_{AE} εφαρμόζεται σε απόσταση (0.4 – 0.5)·Η από την βάση του τοίχου. Από την στιγμή που η στατική συνιστώσα των πιέσεων εφαρμόζεται σε απόσταση 1/3·Η από την βάση του τοίχου (π.χ. κατά την θεωρία Rankine), προκύπτει ότι η δυναμική συνιστώσα δρα σε αντίστοιχη απόσταση (0.5 – 0.65)·Η (Seed and Whitman, 1970).

Πρόσφατες θεωρητικές αναλύσεις των Veletsos and Younan (1997) υποδεικνύουν ότι το σημείο εφαρμογής της δυναμικής συνιστώσας εξαρτάται από την περιστροφική δυσκαμψία του ίδιου του τοίχου: στην περίπτωση που θεωρηθεί τοίχος πλήρως πακτωμένος στην βάση του, το αντίστοιχο σημείο εφαρμογής εντοπίζεται στα 2/3·Η, με την απόσταση του σημείου εφαρμογής να μειώνεται όσο αυξάνει η περιστροφική ευκαμψία του τοίχου.

Στην περίπτωση των εξεταζόμενων κρηπιδότοιχων του Kobe, σημειώνονται τα εξής:

- η στροφή αποτέλεσε σημαντική συνιστώσα της κίνησης του τοίχου
- το αντιστηριζόμενο έδαφος είναι μερικώς κορεσμένο (14 από τα συνολικά 18m του ύψους βρίσκονται κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα)
- ενδέχεται να αναπτύχθηκαν πρόσθετες υδατικές πιέσεις, μέχρι και την κατάσταση της ρευστοποίησης

Είναι κάτι παραπάνω από προφανές ότι η συμβατική μέθοδος M – Ο δεν μπορεί να βρει εφαρμογή στην εξεταζόμενη περίπτωση. Παρόλα αυτά, τα αποτελέσματα που παρουσιάστηκαν παραπάνω αποτελούν ένα σημείο αναφοράς για την σύγκριση με τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων που θα παρουσιαστούν στις επόμενες ενότητες. Σημειώνεται ότι στην σύγκριση που θα ακολουθήσει, η δυναμική συνιστώσα των εδαφικών πιέσεων θεωρήθηκε ότι δρα στο μέσον του ύψους του τοίχου, θεωρώντας ομοιόμορφη την κατανομή των αντίστοιχων εδαφικών πιέσεων με το βάθος (Dakoulas and Gazetas, 2008), με αποτέλεσμα η συνολική συνισταμένη εδαφική ώθηση να εντοπίζεται λίγο χαμηλότερα από την μέση του κρηπιδότοιχου.

5.3.2 Αριθμητικό προσομοίωμα

Για την αναπαραγωγή της απόκρισης των κρηπιδότοιχων κατά τον σεισμό του Kobe που περιγράφηκε στις προηγούμενες παραγράφους απαιτείται η ανάπτυξη του κατάλληλου αριθμητικού προσομοιώματος. Τονίζεται για ακόμα μία φορά ότι απώτερος σκοπός της αναπαραγωγής της εν λόγω απόκρισης είναι αποκλειστικά και μόνο η προσπάθεια για την επαλήθευση της εγκυρότητας του προτεινόμενης βαθμονόμησης του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM.

Στο Figure 5-4 (α) απεικονίζεται το αριθμητικό προσομοίωμα της τυπικής διατομής του Figure 5-1, όπου στο αντίστοιχο υπόμνημα σημειώνονται οι επιμέρους εδαφικές στρώσεις. Το προσομοίωμα αποτελείται συνολικά από 2746 πεπερασμένα στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης, τα οποία είναι τριγωνικά και 6 – κομβικά (για την μείωση του υπολογιστικού χρόνου). Τόσο το αντιστηριζόμενο έδαφος όσο και το έδαφος θεμελίωσης θεωρείται ότι έχουν σχετική πυκνότητα D_R = 0.35. Επιπλέον, οι "βελτιωμένες" ζώνες ακριβώς πίσω και κάτω από τον κρηπιδότοιχο θεωρείται ότι έχουν σχετική πυκνότητα D_R = 0.40. Συνολικά, όλα τα προαναφερθέντα εδαφικά τμήματα είναι εν δυνάμει ρευστοποιήσιμα, με αποτέλεσμα η απόκρισή τους να περιγράφεται με την βοήθεια του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM. Το υπόλοιπο εδαφικό υλικό αναφέρεται από το τυπικό ελαστο – πλαστικό καταστατικό προσομοίωμα Mohr – Coulomb. Με βάση τα όσα αναπτύχθηκαν στο τέταρτο κεφάλαιο της παρούσης εργασίας, σχετικά με την αριθμητική προσομοίωση προβλημάτων όπου χρησιμοποιείται ως καταστατικό προσομοίωμα το UBC3D – PLM, τονίζονται τα εξής:

- Από την στιγμή που υπάρχει ανομοιομορφία στις θεωρούμενες σχετικές πυκνότητες των εδαφικών υλικών, αποφασίζεται η παράμετρος fac_{post} να διαφοροποιηθεί σε σχέση με την τιμή fac_{post} = 0.01 που θεωρήθηκε κατά την διαδικασία της βαθμονόμησης των υπολοίπων παραμέτρων. Στις "μεγάλης έκτασης" εδαφικές ζώνες (δηλαδή στα μη βελτιωμένα εδαφικά υλικά) λαμβάνεται η τιμή fac_{post} = 0.30, με την τιμή της εν λόγω παραμέτρου να παραμένει ίση με fac_{post} = 0.01 στις υπόλοιπες "μικρότερης έκτασης" ζώνες (δηλαδή στα βελτιωμένα εδαφικά υλικά).
- Οι αρχικές (γεωστατικές) μέσες ενεργές ορθές τάσεις δεν υπερβαίνουν την τιμή των 250 kPa (περίπου) σε κανένα σημείο του εδάφους όπου χρησιμοποιείται το καταστατικό προσομοίωμα UBC3D – PLM (αμελείται το βάρος του τοίχου), και μάλιστα έχουν τιμές που δεν απέχουν και πολύ από την τάση αναφοράς των 100 kPa. Συνεπώς, αποφεύγεται η ανάγκη για την δημιουργία εδαφικών ζωνών στο προσομοίωμα και οι παράμετροι του καταστατικού προσομοιώματος που απαιτούνται υπολογίζονται με βάση την τάση αναφοράς (βλ. *Table 5-1*).

Παράμετρος	Μονάδα	ΕΔΑΦΙΚΗ ΠΕΡΙΟΧΗ	
		Μη βελτιωμένο εδαφικό υλικό	Βελτιωμένο εδαφικό υλικό
		(D _R = 35%)	(D _R = 40%)
φ _{cv}	(°)	36	
φ _p	(°)	36.1	37.1
с	kPa	0	
K _G ^e	-	807.9	880.8
K ^e _B	-	538.6	587.2
K^p_G	-	1388	1415
me = ne	-	0.5	
np	-	0.55	0.65
R _F	-	0.849	0.815
pa	kPa	10	00
fac _{hard}	-	0.55	0.55
fac _{post}	-	0.3	0.01
(N ₁) ₆₀	-	6	8

Table 5-1: Τιμές των παραμέτρων του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D -PLM

Επιπλέον, οι συνθήκες επαφής του κρηπιδότοιχου με το αντιστηριζόμενο έδαφος καθώς και με το έδαφος θεμελίωσης προσομοιώνονται με την χρήση ειδικών στοιχείων διεπιφανειών, τα οποία επιτρέπουν τόσο την σχετική ολίσθηση όσο και την αποκόλληση. Συγκεκριμένα, η γωνία τριβής της διεπιφάνειας τοίχου – εδάφους στην βάση λαμβάνεται ίση με $\delta = 25^{\circ}$, και η αντίστοιχη γωνία τριβής στην διεπιφάνεια πίσω από τον τοίχο ίση με $\delta = 15^{\circ}$. Τα πλευρικά όρια του προσομοιώματος τοποθετούνται "αρκετά μακριά" από την ζώνη ενδιαφέροντος του κρηπιδότοιχου, η συμπεριφορά των οποίων θεωρείται ότι περιγράφεται με την βοήθεια ειδικών συνοριακών στοιχείων τύπου "ελεύθερου πεδίου" (free field boundary elements), προκειμένου να μελετηθεί αποτελεσματικά η δυναμική απόκριση του εξεταζόμενου προβλήματος. Συνοπτικά, αναφέρεται ότι τα εν λόγω σύνορα είναι ικανά τόσο για την ανάκλαση όσο και την απορρόφηση των προσπίπτοντων σεισμικών κυμάτων. Σύμφωνα με την εργασία των Galavi et al. (2013) η χρήση των παραπάνω συνοριακών στοιχείων οφείλει να συνοδευτεί από δύο πρόσθετες εδαφικές "στήλες" στα δεξιά και στα αριστερά του προσομοιώματος, με ιδιότητες ίδιες με εκείνες των γειτονικών εδαφικών στοιχείων (*Figure 5-4* (α)). Οι εν λόγω εδαφικές στήλες θεωρείται ότι είναι πλήρως στραγγιζόμενες (drained), με την χρήση τους να στοχεύει στην "σταθεροποίηση" των εδαφικών στοιχείων που βρίσκονται κοντά στα αρχικά όρια του προσομοιώματος, καθώς σε αυτά ενδεχομένως να παρατηρηθεί το φαινόμενο της ρευστοποίησης (και τα οποία θα είχαν ασταθή συμπεριφορά αν δεν υπήρχαν οι εδαφικές στήλες να τα "συγκρατήσουν").

Επιπρόσθετα, για την αποφυγή παρασιτικών ταλαντώσεων κατά τις δυναμικές αναλύσεις που θα διεξαχθούν εισάγεται μία πρόσθετη πηγή αριθμητικής απόσβεσης τύπου Rayleigh, η οποία μεταφράζεται (σε όρους ισοδύναμης υστερητικής απόσβεσης) σε λόγους απόσβεσης $\xi = 2 - 3\%$, για εύρος συχνοτήτων από f = 0.2 - 2 Hz (*Figure 5-5*). Σημειώνεται ότι οι παραπάνω τιμές είναι αρκετά μικρότερες σε σχέση με εκείνες που θεωρήθηκαν κατά την αριθμητική προσομοίωση της δοκιμής σε φυγοκεντριστή του προηγούμενου κεφαλαίου: πλέον, τα σύνορα του αριθμητικού προσομοιώματος έχουν τοποθετηθεί "αρκετά μακριά", ενώ για την συμπεριφορά τους έχουν επιστρατευθεί ειδικά στοιχεία ικανά για την απορρόφηση μέρους των προσπίπτοντων σεισμικών κυμάτων. Τέλος, σημειώνεται ότι θεωρείται συντελεστής υδραυλικής διαπερατότητας k = 4·10⁻⁴ m/sec, ο οποίος λαμβάνεται σταθερός καθ' όλη την διάρκεια της δυναμικής ανάλυσης.

Με βάση όλα τα παραπάνω, διεξάγονται δυναμικές αναλύσεις ενεργών τάσεων (υπό αστράγγιστες συνθήκες για τα ρευστοποιήσιμα εδαφικά υλικά) με την βοήθεια του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS. Η διέγερση του *Figure 5-3* εισάγεται στην βάση του προσομοιώματος με την μορφή επιβαλλόμενης επιτάχυνσης. Τέλος, σημειώνεται ότι το υλικό του τοίχου θεωρείται ότι συμπεριφέρεται ως ένα μη πορώδες υλικό (δεν αναπτύσσει πιέσεις πόρων, δηλαδή) με γραμμικώς ελαστική σχέση τάσεων – παραμορφώσεων. Στις παραγράφους που ακολουθούν παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και αναδεικνύεται η εγκυρότητα της προτεινόμενης βαθμονόμησης των παραμέτρων του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM.

5.4 Αποτελέσματα και σχολιασμός

Στο Figure 5-7 απεικονίζονται οι ισοϋψείς των οριζόντιων μετακινήσεων για τέσσερις διαφορετικές χρονικές στιγμές κατά την διάρκεια της δυναμικής ανάλυσης (t = 7.5; 12.5; 15; 22.5 και 30 sec), ενώ στο Figure 5-6 απεικονίζεται ο αντίστοιχος παραμορφωμένος κάνναβος κάθε περίπτωσης. Επιπλέον, στο Figure 5-8 (α) σχεδιάζεται η εξέλιξη των μετακινήσεων (οριζόντια και κατακόρυφη) της εξωτερικής ακμής του κρηπιδότοιχου με τον χρόνο, ενώ στο Figure 5-9 η κατανομή των οριζόντιων μετακινήσεων για τις τέσσερις χαρακτηριστικές τομές του Figure 5-4 (β) στο τέλος της σεισμικής εξαίτισης (t = 30 sec).

Στο τέλος της δόνησης, η εξωτερική ακμή του κρηπιδότοιχου υπολογίζεται ότι έχει μετατοπιστεί οριζόντια κατά περίπου 4.7m και κατακόρυφα κατά περίπου 1.5m. Η εικόνα του παραμορφωμένου καννάβου την χρονική στιγμή t = 30 sec υποδεικνύει ότι το αντιστηριζόμενο έδαφος έχει υποστεί σημαντική καθίζηση (≈ 2.6m), ακολουθώντας την "προς τα έξω" μετακίνηση του τοίχου. Επιπλέον, στο *Figure 5-8* (β) απεικονίζεται η στροφή του κρηπιδότοιχου συναρτήσει του χρόνου, η παραμένουσα τιμής της οποίας υπολογίζεται ίση με (περίπου) 4°. Τέλος, από το *Figure 5-6* (t = 30sec) μπορεί να παρατηρηθεί ότι το βελτιωμένο έδαφος θεμελίωσης έχει ανυψωθεί σημαντικά, σε συμφωνία με τις επί τόπου παρατηρήσεις δυτών ύστερα από το συγκεκριμένο σεισμικό γεγονός.

Όλα τα παραπάνω αποτελέσματα της υπολογιζόμενης απόκρισης είναι πλήρως συμβατά με τις καταγεγραμμένες τιμές του πραγματικού προβλήματος (lai et al., 1998). Συνεπώς, μπορούμε να ισχυριστούμε ότι η προτεινόμενη βαθμονόμηση του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM είναι πλήρως έγκυρη και ορθή, καθώς είναι σε θέση να αναπαράγει και την απόκριση ενός πραγματικού προβλήματος (σε συνδυασμό με την επιτυχή αναπαραγωγή της πειραματικής δοκιμής του προηγούμενου κεφαλαίου). Το γεγονός αυτό μας επιτρέπει, πλέον, να επικεντρωθούμε στις διάφορες πτυχές της φυσικής που χαρακτηρίζει το πρόβλημα της δυναμικής απόκρισης των κρηπιδότοιχων, καθώς επίσης και στην προαναφερθείσα σύγκριση των εδαφικών πιέσεων με εκείνες που προβλέπει η συμβατική θεωρία σχεδιασμού M – Ο.

Αρχικά, αξίζει να παρατηρηθεί ότι το σημαντικότερο τμήμα της οριζόντιας μετακίνησης του κρηπιδότοιχου οφείλεται στις ανελαστικές παραμορφώσεις του εδάφους θεμελίωσης: υπολογίζεται "μηδενική" ολίσθηση στην διεπιφάνεια τοίχου – εδάφους στην βάση, σε συμφωνία με τα πειραματικά αποτελέσματα των Ghalandarzadeh et al. (1998). Ο τρόπος που το έδαφος θεμελίωσης παραμορφώνεται συνδέεται με την απώλεια της φέρουσας ικανότητάς του, εξαιτίας της σημαντικής φόρτισης από τον ψηλό και βαρύ κρηπιδότοιχο. Κατά τους Dakoulas and Gazetas (2008), η απώλεια της φέρουσας ικανότητας του εδάφους θεμελίωσης ήταν ο κύριος υπαίτιος της παρατηρούμενης μεγάλης τιμής της παραμένουσας στροφής του τοίχου. Από την παραμορφωμένη εικόνα του Figure 5-6 φαίνεται ότι το έδαφος θεμελίωσης στα αριστερά του τοίχου συμπιέζεται κατά την οριζόντια διεύθυνση και "διογκώνεται" κατά την κατακόρυφη, ενώ η αντίστροφη συμπεριφορά εντοπίζεται στα στοιχεία του εδάφους θεμελίωσης ακριβώς κάτω από τον τοίχο (και δεξιά). Αντίστοιχη παρατήρηση μπορεί να γίνει και από το Figure 5-10, όπου απεικονίζονται οι ισοϋψείς των διευθύνσεων των κυρίων τάσεων στο τέλος της δόνησης. Σε αντίθεση με την εικόνα που παρατηρείται ακριβώς κάτω (και δεξιά) από τον κρηπιδότοιχο ($\approx 0 - 30^{\circ}$), στα αριστερά αυτού οι διευθύνσεις των κυρίων τάσεων έχουν περιστραφεί κατά 90° (σε απόλυτη τιμή): "θλίψη" κατά την οριζόντια διεύθυνση και "εφελκυσμός" κατά την κατακόρυφη.

Στην συνέχεια, παρατηρώντας το Figure 5-9 που αναφέρεται στις οριζόντιες μετακινήσεις των τεσσάρων χαρακτηριστικών τομών του Figure 5-4 (β) (στο τέλος της διέγερσης), είναι φανερό ότι στο τόσο στο ελεύθερο πεδίο (τομή d – d) όσο και σε απόσταση περίπου 22m από τον κρηπιδότοιχο (τομή c – c), οι παραμένουσες οριζόντιες μετακινήσεις είναι πολύ μεγαλύτερες στο αντιστηριζόμενο έδαφος σε σχέση με την υποκείμενη αργιλική στρώση. Συγκεκριμένα, στην τομή c – c, παρά τα 3.4m της οριζόντιας μετακίνησης στην επιφάνεια του εδάφους, στην διεπιφάνεια της αργιλικής στρώσης σημειώνεται οριζόντια μετακίνηση μόνο 70cm. Όμως, καθώς πλησιάζουμε τον κρηπιδότοιχο η παραπάνω εικόνα αντιστρέφεται: στην τομή b – b, τα 3.5m της συνολικής μετακίνησης των 4.5m της επιφάνειας εντοπίζονται ήδη στην διεπιφάνεια του εδάφους θεμελίωσης, κάτι που φανερώνει για ακόμα μία φορά την έντονη πλαστικοποίηση του που συνέβη σε αυτό. Επιπλέον, ακόμα και σε απόσταση (περίπου) 100m από τον κρηπιδότοιχο, η τιμή της παραμένουσας οριζόντιας μετακίνησης είναι "αρκετά υψηλή" (≈ 0.65m), παρατήρηση συμβατή με εκείνη του Ishihara (1997), ο οποίος σημείωσε ότι η επιρροή της "πλευρικής εξάπλωσης" στους κρηπιδότοιχους μπορεί να φτάσει ακόμα και σε απόσταση 100 – 200m μακριά από αυτούς.

Στο Figure 5-11 απεικονίζονται τα στιγμιότυπα των ισοϋψών του συντελεστή πίεσης πόρων PPR (βλ 2[°] κεφάλαιο) για τις πέντε χαρακτηριστικές χρονικές στιγμές που έχουν αναφερθεί (t = 7.5; 12.5; 15; 22.5 και 30 sec). Επιπλέον, στο Figure 5-12 απεικονίζονται οι χρονοϊστορίες των αναπτυσσόμενων πιέσεων του νερού των πόρων (εκφρασμένες πάλι μέσω του συντελεστή PPR) κατά την διάρκεια της σεισμικής εξαίτισης, για τα τέσσερα χαρακτηριστικά σημεία του Figure 5-4 (β). Με βάση τα παραπάνω διαγράμματα μπορούμε να παρατηρήσουμε τα εξής:

- Οι αυξημένες τιμές του συντελεστή πίεσης πόρων εντοπίζονται (αρχικά) "μακριά" από την ζώνη ενδιαφέροντος του κρηπιδότοιχου. Όσο περνάει ο χρόνος, όμως, παρατηρείται "διάδοση" των αυξημένων τιμών σε περιοχές κοντύτερα στον τοίχο, όπου στο τέλος της δόνησης η τιμή του συντελεστή PPR προσεγγίζει την μονάδα (PPR_{max} ≈ 0.92) σε ένα μεγάλο μέρος του προσομοιώματος.
- Ακριβώς πίσω από τον τοίχο, η τιμή του συντελεστή πίεσης πόρων διατηρείται αρκετά χαμηλή (λαμβάνει μέχρι και αρνητικές τιμές), ακόμα και στο τέλος της δόνησης όπου το μεγαλύτερο μέρος του προσομοιώματος έχει αναπτύξει σημαντικές πιέσεις πόρων. Η παρατήρηση αυτή συμβαδίζει απόλυτα με ό, τι έχει ήδη αναφερθεί σχετικά με την ανάπτυξη αρνητικών πιέσεων του νερού των πόρων ακριβώς πίσω από τους κρηπιδότοιχους, οι οποίες πηγάζουν από "γεωμετρικά" αίτια.
- Στο σημείο Α παρατηρείται ομαλότερη εξέλιξη του συντελεστή πίεσης πόρων με τον χρόνο σε σχέση με το σημείο Β. Οι έντονες διακυμάνσεις του τελευταίου υποδηλώνουν εντονότερη διαστολική συμπεριφορά. Ύστερα, όμως, από το τέλος του ισχυρού παλμού της διέγερσης (t ≈ 13.5 sec), η παραπάνω

διαστολική συμπεριφορά "ομαλοποιείται", με αποτέλεσμα και τα δύο σημεία να προσεγγίζουν την τιμή PPR ≈ 0.65 στο τέλος της διέγερσης.

 Παρόμοια εικόνα εντοπίζεται ανάμεσα στα σημεία C και D. Η ουσιαστική διαφορά, όμως, σε αυτήν την περίπτωση είναι η ανάπτυξη αρνητικών τιμών του συντελεστή πίεσης πόρων στο σημείο C (σε σχέση με το σημείο D). Τις χρονικές στιγμές 10 ≤ t ≤ 13 sec παρατηρείται το πρώτο μεγάλο "άλμα" της οριζόντιας μετακίνησης του κρηπιδότοιχου (βλ. *Figure 5-8* (α)), με αποτέλεσμα το νερό των πόρων στο συγκεκριμένο σημείο να αντιδρά με την ανάπτυξη αρνητικών πιέσεων. Αντιθέτως, στο σημείο D (ελεύθερο πεδίο) δεν παρατηρείται κάτι τέτοιο: η μόνη πηγή που οδηγεί στην ανάπτυξη πρόσθετων πιέσεων πόρων είναι η διάδοση των σεισμικών κυμάτων. Και εδώ, ύστερα από τον ισχυρό παλμό της διέγερσης η κατάσταση ομαλοποιείται και τα δύο σημεία καταλήγουν σε κοινή τιμή της παραμένουσας τιμής του συντελεστή PPR (≈ 0.85).

Με βάση όλα τα παραπάνω, ενισχύεται η άποψη που εκφράστηκε προηγουμένως σχετικά με την εγκυρότητα της προτεινόμενης βαθμονόμησης του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM: η αναπαραγωγή της απόκρισης του πραγματικού προβλήματος των κρηπιδότοιχων κατά τον σεισμό του Kobe κατέστη δυνατή τόσο σε ποσοτικό επίπεδο όσο και σε θεωρητικό. Συγκεκριμένα προέκυψε ότι:

- Δεν σημειώθηκε ("έντονη") ρευστοποίηση κοντά στον κρηπιδότοιχο που αστόχησε.
- Σημάδια ρευστοποίησης εκδηλώθηκαν μόνο στο μη βελτιωμένο αντιστηριζόμενο έδαφος.
- Οι παραμένουσες μετατοπίσεις και στροφές του κρηπιδότοιχου είχαν σημαντικό μέγεθος εξαιτίας, κυρίως, της απώλειας της φέρουσας ικανότητας του εδάφους θεμελίωσης.
- Η υποθαλάσσια επιφάνεια του εδάφους ακριβώς μπροστά από τον τοίχο ανυψώθηκε σημαντικά (Ishihara et al., 1996; Towhata et al., 1996)

Στις επόμενες ενότητες σχολιάζεται η σχέση των υπολογιζόμενων εδαφικών πιέσεων πίσω από τον τοίχο με τις αντίστοιχες που προβλέπει η θεωρία M – O, ενώ ακολουθεί και μία σύντομη παραμετρική διερεύνηση, όπου αναδεικνύεται ο ρόλος των κυριότερων παραμέτρων που επηρεάζουν την δυναμική απόκριση των λιμενικών κρηπιδότοιχων.

5.4.1 Σύγκριση με τον συμβατικό σχεδιασμό

Στο Figure 5-13 (α) σχεδιάζεται η συνισταμένη ώθηση του εδάφους (στατική και δυναμική συνιστώσα) που υπολογίστηκε κατά την διάρκεια της δυναμικής ανάλυσης. Συγκεκριμένα, απεικονίζεται η μεταβολή της με τον χρόνο, συγχρόνως με την (σταθερή) τιμή που προβλέπει η ψευδοστατική θεωρία M – O. Αποτελεί έκπληξη το γεγονός ότι η τελευταία δύναται να αναπαράγει σε ικανοποιητικό βαθμό την "πραγματική" αναπτυσσόμενη ώθηση του αντιστηριζόμενου εδάφους, πόσο μάλλον από την στιγμή που (όπως έχει αναφερθεί) η συγκεκριμένη θεωρία δεν έχει άμεση εφαρμογή στο εξεταζόμενο πρόβλημα (οι περισσότερες από τις παραδοχές της "παραβιάζονται"). Μάλιστα, κατά την διάρκεια του ισχυρού παλμού της διέγερσης (7.5 \leq t \leq 15 sec) η αριθμητικά υπολογιζόμενη συνισταμένη εδαφική ώθηση δείχνει να "ταλαντώνεται" γύρω από την τιμή της συμβατικής θεωρίας σχεδιασμού, με την τελική της τιμή να είναι κατά περίπου 30% αυξημένη.

Επιπλέον, στο Figure 5-13 (β) απεικονίζεται η θέση του σημείου εφαρμογής της παραπάνω συνισταμένης, η οποία εκφράζεται ως ποσοστό του ύψους του τοίχου (z/H), όπου η απόσταση z έχει ως σημείο εκκίνησης την βάση του. Και εδώ είναι εξίσου εντυπωσιακό το γεγονός ότι το υπολογιζόμενο αριθμητικά σημείο εφαρμογής της συνισταμένης εδαφικής ώθησης δείχνει να "ταλαντώνεται" γύρω από την αρχική θέση της στατικής ώθησης (z/H \approx 1/3). Αν και το παραπάνω αποτέλεσμα δεν συμφωνεί ακριβώς με τις συστάσεις της θεωρίας M – O, καθώς ούτε και με τα ευρήματα των Veletsos and Younan (1997), μία προσεκτικότερη ματιά οδηγεί σε "αντίθετο" συμπέρασμα. Σύμφωνα με την θεωρία M – O, το σημείο εφαρμογής της συνολικής εδαφικής ώθησης βρίσκεται περίπου σε απόσταση 0.4·H από την βάση του τοίχου. Από την άλλη πλευρά, οι Veletsos and Younan συμπέραναν ότι το δυναμικό τμήμα της εδαφικής ώθησης έχει ως σημείο εφαρμογής την θέση z/H = 2/3 για τοίχο πλήρως πακτωμένο στην βάση του, μέχρι και την θέση z/H = 1/3 για τοίχο ελεύθερο να περιστραφεί. Σε γενικές γραμμές, λοιπόν, και οι δύο θεωρίες προβλέπουν ότι η ολική συνισταμένη εδαφική ώθηση εφαρμόζεται περί το μέσον του ύψους του τοίχου (ή και λίγο χαμηλότερα). Όμως, κάτι τέτοιο όντως συμβαίνει και στην περίπτωση μας, με την ανελαστική συμπεριφορά της διεπιφάνειας τοίχου – εδάφους να είναι ο λόγος που η παρατήρηση αυτή "αποκρύπτεται". Παρατηρώντας πιο προσεκτικά τους παραμορφωμένους καννάβους του αριθμητικού προσομοιώματος για διάφορες χρονικές στιγμές (Figure 5-6), σημειώνεται ότι πραγματοποιείται ολίσθηση και μερική "αποκόλληση" της διεπιφάνειας κοντά στην επιφάνεια του εδάφους, με αποτέλεσμα το "ενεργό" ύψος του τοίχου στο οποίο ασκούνται εδαφικές πιέσεις να είναι μικρότερο από το αρχικό (< 18m). Συνεπώς, το σημείο εφαρμογής της συνισταμένης εδαφικής ώθησης αυτομάτως "κατεβαίνει". Απ' την άλλη πλευρά, ακόμα και κάτι τέτοιο να μην συνέβαινε, παρατηρώντας το μέγεθος της αναπτυσσόμενης στροφής του κρηπιδότοιχου (Figure 5-8 (β)) θα μπορούσαμε να ισχυριστούμε ότι προσεγγίζονται οι συνθήκες της "αρθρωτής" περίπτωσης των Veletsos and Younan, με αποτέλεσμα τόσο το στατικό όσο και το δυναμικό κομμάτι της συνισταμένης ώθησης να ασκείται στο βάθος που υπολογίστηκε (δηλαδή σε θέση z/H ≈ 1/3).

Τέλος, στο Figure 5-13 (γ) απεικονίζεται η μεταβολή με τον χρόνο της πρόσθετης πίεσης του νερού στον τοίχο. Μέχρι και την χρονική στιγμή t ≈ 10sec η συνισταμένη δύναμη των πρόσθετων υδατικών πιέσεων έχει αρνητικό πρόσημο: "συγκρατεί" τον τοίχο προς τα μέσα. Όσο, όμως, περνάει ο χρόνος η εν λόγω αρνητική τιμή αυξάνεται και αλλάζει πρόσημο, με το γεγονός αυτό να αποτυπώνεται και στην αναπτυσσόμενη στροφή του κρηπιδότοιχου, όπου για t > 11sec αρχίζει να παίρνει μεγάλες διαστάσεις. Σταδιακά, οι γειτονικές περιοχές που έχουν αναπτύξει σημαντικές θετικές πιέσεις του νερού των πόρων αρχίζουν να "ρυπαίνουν" την περιοχή ακριβώς πίσω από τον τοίχο, με αποτέλεσμα να χάνεται η ικανότητα της "συγκράτησης" και η στροφή να αυξάνεται ραγδαία (μαζί με τις "προς τα έξω" μετακινήσεις).

<u>5.4.2 Παραμετρική διερεύνηση</u>

Στο Figure 5-14 σχεδιάζεται η μεταβολή της οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής του κρηπιδότοιχου με την σχετική πυκνότητα του εδάφους, για δεδομένο συντελεστή ουδέτερης ώθησης. Επίσης, σχεδιάζεται με παρόμοιο τρόπο η αντίστοιχη μεταβολή της αναπτυσσόμενης στροφής. Όπως έχει αναφερθεί παραπάνω, στο αριθμητικό προσομοίωμα που αναπτύχθηκε χρησιμοποιήθηκαν δύο τιμές της σχετικής πυκνότητας του εδάφους: μία για το μη βελτιωμένο έδαφος (D_R = 0.35) και μία διαφορετική για το βελτιωμένο (D_R = 0.40), με τον λόγο των σχετικών πυκνοτήτων να ισούται με 0.35/0.40 ≈ 0.87. Στα σχήματα που παρουσιάστηκαν προηγουμένως, ο οριζόντιος άξονας της σχετικής πυκνότητας αναφέρεται σε εκείνη του μη βελτιωμένου εδαφικού υλικού, με την τιμή της αντίστοιχης του βελτιωμένου να προκύπτει από την θεώρηση ότι ο λόγος των σχετικών πυκνοτήτων διατηρείται σταθερός. Από την παρατήρηση των παραπάνω σχημάτων φαίνεται ότι όσο αυξάνεται η σχετική πυκνότητα του εδαφικού υλικού τόσο μικρότερα γίνονται τα "παραμορφωσιακά" μεγέθη της απόκρισης. Το έδαφος ρευστοποιείται δυσκολότερα, με αποτέλεσμα η απόκριση να εξουσιάζεται από τα αδρανειακά χαρακτηριστικά του προσομοιώματος και όχι από το φαινόμενο της εδαφικής ροής λόγω ρευστοποίησης. Το γεγονός ότι για D_R = 0.60 η αναπτυσσόμενη στροφή λαμβάνει αρνητικό πρόσημο (έστω και μικρού μεγέθους) υποδηλώνει ότι η μετατόπιση στην βάση του κρηπιδότοιχου γίνεται μεγαλύτερη από την αντίστοιχη στην κορυφή του: αποτέλεσμα λογικό καθότι το φαινόμενο της ολίσθησης στην βάση είναι πλέον ισχυρότερο. Όλα τα παραπάνω συμβαδίζουν με ό, τι έχει ήδη αναφερθεί: όσο δυσκολότερα ρευστοποιείται το εδαφικό υλικό (και δη το έδαφος θεμελίωσης) τόσο μικρότερη είναι η αναπτυσσόμενη στροφή καθώς περιορίζεται σημαντικά η πλαστικοποίηση του εδάφους. Αντιθέτως, ενώ θα περιμέναμε ότι με την αύξηση του συντελεστή ουδέτερης ώθησης τα αντίστοιχα μεγέθη για δεδομένη σχετική πυκνότητα θα έπρεπε να ήταν μικρότερα, κάτι τέτοιο δεν συμβαίνει: ανεξάρτητα από την τιμή του συντελεστή Κο τα αντίστοιχα μεγέθη είναι "συγκρίσιμα" μεταξύ τους. Αναδεικνύεται για ακόμα μία φορά το "μειονέκτημα" της προτεινόμενης βαθμονόμησης, καθώς δεν είναι σε θέση να αναπαράγει με ακρίβεια την επιρροή του συντελεστή ουδέτερης ώθησης στην τιμή της αντοχής σε ρευστοποίηση. Συστήνεται η χρήση των προτεινόμενων εκφράσεων αυστηρά και μόνο για τιμές του συντελεστή Κ₀ "κοντά" σε εκείνη για την οποία έγινε η βαθμονόμηση (δηλαδή για $K_0 \approx 0.5$).

Επιπλέον, στο Figure 5-15 απεικονίζεται η μεταβολή της οριζόντιας μετακίνησης και της στροφής του κρηπιδότοιχου συναρτήσει της γωνίας τριβής της διεπιφάνειας πί-

σω από τον τοίχο. Οι παραπάνω μεταβολές σχεδιάζονται για διάφορες τιμές του συντελεστή ουδέτερης ώθησης, με τις υπόλοιπες παραμέτρους του προσομοιώματος να διατηρούνται ως έχουν. Από την πλευρά της αναπτυσσόμενης μετακίνησης δεν παρατηρείται κάποια ουσιαστική επιρροή της σχετικής γωνίας τριβής: οι τιμές της κυμαίνονται από 4.1 έως και 4.7m. Από την άλλη πλευρά, η αύξηση του συντελεστή τριβής της εν λόγω διεπιφάνειας δείχνει να "περιορίζει" το μέγεθος των αναπτυσσόμενων στροφών, καθώς περιορίζεται η αποκόλληση και η σχετική ολίσθηση του εδάφους πίσω από τον τοίχο. Ο μηχανισμός αυτός ενισχύεται από την παρατήρηση ότι ακριβώς πίσω από τον κρηπιδότοιχο το νερών των πόρων αντιδρά με την ανάπτυξη αρνητικών "υποπιέσεων".

Στο Figure 5-16 σχεδιάζεται η μεταβολή της παραμένουσας οριζόντιας μετατόπισης και στροφής του κρηπιδότοιχου συναρτήσει της γωνίας τριβής στην διεπιφάνεια τοίχου - εδάφους, για διάφορες τιμές της σχετικής πυκνότητας του αντιστηριζόμενου εδάφους. Υπενθυμίζεται η θεώρηση ότι η τιμή της σχετικής πυκνότητας του βελτιωμένου εδαφικού υλικού προκύπτει από την διατήρηση σταθερού λόγου ανάμεσα στις δύο σχετικές τιμές. Όσον αφορά την μετατόπιση της κορυφής, παρατηρείται ότι όσο πυκνότερο γίνεται το εδαφικό υλικό (D_R > 0.45) η επιρροή της γωνίας τριβής δ γίνεται αμελητέα. Σημειώνεται και πάλι ότι με την αύξηση της σχετικής πυκνότητας οι τιμές των παραμενουσών μετατοπίσεων μικραίνουν. Αντίστοιχα συμπεράσματα μπορούν να εξαχθούν και από το διάγραμμα της στροφής, με την διαφορά ότι για σχετική πυκνότητα D_R = 0.60 η παραμένουσα στροφή εξελίσσεται "προς τα μέσα". Προκειμένου να εξηγηθεί αυτό το "παράδοξο", στο Figure 5-17 απεικονίζονται οι ισοϋψείς του συντελεστή πίεσης πόρων PPR και στο Figure 5-18 ο παραμορφωμένος κάνναβος για τις πέντε χαρακτηριστικές χρονικές στιγμές που έχουν οριστεί (παρουσιάζεται η περίπτωση $\delta = 15^{\circ}$). Καθώς το αντιστηριζόμενο έδαφος "μακριά" από τον κρηπιδότοιχο είναι πιο πυκνό (σε σχέση με την περίπτωση που εξετάστηκε στο παρόν κεφάλαιο), αναπτύσσει μικρότερες τιμές πρόσθετων πιέσεων πόρων, με αποτέλεσμα να αποφεύγεται η "ρύπανση" που είχε παρατηρηθεί στις περιοχές "κοντά" στον τοίχο για την περίπτωση όπου το αντιστηριζόμενο έδαφος είχε τιμή σχετικής πυκνότητας D_R = 0.35 (βλ. Figure 5-11). Απ' την άλλη πλευρά, δεν εντοπίζεται κάποια σημαντική τροποποίηση στην απόκριση του εδάφους θεμελίωσης. Συνεπώς, καθώς το έδαφος θεμελίωσης μετακινείται "προς τα έξω", η "υγιής" εδαφική ζώνη (στην οποία αναπτύσσονται αρνητικές υποπιέσεις για γεωμετρικούς λόγους) πίσω από τον τοίχο τον έλκει "προς τα μέσα": ο συνδυασμός των δύο παραπάνω παρατηρήσεων οδηγεί σε παραμένουσα στροφή του κρηπιδότοιχου προς το έδαφος (έστω και μικρού μεγέθους).

Τέλος, στο Figure 5-19 απεικονίζονται οι χρονοϊστορίες των μετακινήσεων και της στροφής του εξεταζόμενου κρηπιδότοιχου στην περίπτωση που θεωρηθούν διαφορετικά συνοριακά στοιχεία (στα όρια του προσομοιώματος) απ' ό, τι έχουν θεωρηθεί μέχρι στιγμής. Υπενθυμίζεται ότι σε όλες τις παραπάνω δυναμικές αναλύσεις, στα πλευρικά όρια του προσομοιώματος που κατασκευάστηκε θεωρήθηκαν στοιχεία τύπου ελευθέρου πεδίου (free field boundaries, "FFB"), τα οποία είναι ικανά για την απορρόφηση και την ανάκλαση των προσπίπτοντων σεισμικών κυμάτων. Το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS παρέχει και έναν δεύτερο τύπο συνοριακών στοιχείων: αυτά των "δεσμευμένων βαθμών ελευθερίας" (tied degrees of freedom, "TDoF"), τα οποία δεν απορροφούν κανένα προσπίπτοντα κυματισμό. Κατά τα στοιχεία TDof, οι οριζόντιοι βαθμοί ελευθερίας των πλευρικών ορίων του προσομοιώματος που βρίσκονται στην ίδια στάθμη δεσμεύονται ώστε να κινηθούν μαζί, πρακτική συνήθης στην προσομοίωση δυναμικών γεωτεχνικών προβλημάτων. Σύμφωνα με τους Galavi et al. (2013), η χρήση των εν λόγω στοιχείων οφείλει να συνοδευτεί από την "επέκταση" (mirror) του προσομοιώματος, ώστε αυτό να είναι πλήρως συμμετρικό. Στο Figure 5-20 απεικονίζεται το "νέο" προσομοίωμα που κατασκευάστηκε, το οποίο αποτελείται από 5603 πεπερασμένα στοιχεία, αριθμός περίπου διπλάσιος από τον αντίστοιχο κατά την χρήση των FFB. Όπως είναι εύκολα αντιληπτό, με την χρήση των TDoF "διπλασιάζεται" και το υπολογιστικό κόστος. Σημειώνεται ότι όλες οι υπόλοιπες παράμετροι του προσομοιώματος διατηρούνται ως έχουν: η αλλαγή αφορά μόνο την γεωμετρία. Επιπλέον τονίζεται ότι τα αποτελέσματα που παρουσιάστηκαν για αυτό το νέο προσομοίωμα αφορούν τον κρηπιδότοιχο στα αριστερά, ο οποίος αναπτύσσει την εντονότερη αδρανειακή απόκριση, από την στιγμή που η σεισμική διέγερση στην βάση του προσομοιώματος εισήχθη με φορά "προς τα δεξιά". Όπως μπορούμε να παρατηρήσουμε από το Figure 5-19, η παραμένουσα οριζόντια μετακίνηση υπολογίζεται ίση με 3.6m, τιμή αρκετά μικρότερη

από την αντίστοιχη της περίπτωσης που αξιοποιήθηκαν συνοριακά στοιχεία τύπου FFB (4.7m). Το γεγονός αυτό είναι αναμενόμενο, καθώς η δέσμευση που εισάγεται από την χρήση των TDoF είναι τέτοια που να παρεμποδίζει το έδαφος θεμελίωσης στα αριστερά του κρηπιδότοιχου να κινηθεί ελεύθερα (σαν να εισάγεται μία πλευρική τάση "περίσφιγξης" στο προσομοίωμα). Αντίστοιχη μείωση παρατηρείται και στην αναπτυσσόμενη στροφή του κρηπιδότοιχου (2.5° αντί για 4°). Η "παρεμπόδιση" αυτή θα μπορούσε να αποφευχθεί με την μετακίνηση των πλευρικών ορίων ακόμα πιο μακριά από την ζώνη ενδιαφέροντος, προκειμένου αυτή η τάση "περίσφιγξης" να μην επηρεάζει τόσο ισχυρά την απόκριση (αυξάνοντας, όμως, και άλλο το υπολογιστικό κόστος). Από την άλλη πλευρά, η τιμή της παραμένουσας κατακόρυφης μετακίνησης δείχνει να είναι "κοινή" και στις δύο περιπτώσεις (1.3 και 1.5m).

<u>5.5 Συμπεράσματα</u>

Στο παρόν κεφάλαιο εξετάστηκε αριθμητικά η απόκριση των κρηπιδότοιχων ενός πραγματικού ιστορικού σεισμικού γεγονότος. Τα βασικότερα συμπεράσματα συνοψίζονται στα εξής:

- Η προτεινόμενη βαθμονόμηση του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D PLM είναι σε θέση να αναπαράγει πιστά την απόκριση των κρηπιδότοιχων σε σεισμική διέγερση. Ύστερα από την επιτυχή προσομοίωση της δοκιμής σε φυγοκεντριστή του προηγούμενου κεφαλαίου, η επιτυχής αναπαραγωγή του ιστορικού περιστατικού οδηγεί στο συμπέρασμα ότι οι τιμές των παραμέτρων που προβλέπουν οι προτεινόμενες εκφράσεις είναι επαρκείς και ικανοποιητικές.
- Στην περίπτωση όπου υπάρχει ανομοιομορφία των εδαφικών υλικών σε ένα αριθμητικό προσομοίωμα (π.χ. ύπαρξη εδαφικών υλικών διαφορετικής σχετικής πυκνότητας), συστήνεται η θεώρηση μεγαλύτερης τιμής της παραμέτρου fac_{post} στις εδαφικές ζώνες που είναι περισσότερο "επιρρεπείς" σε ρευστοποίηση (π.χ. με μικρότερη σχετική πυκνότητα ή/και μεγαλύτερο ποσοστό συμμετοχής στο προσομοίωμα). Στις υπόλοιπες εδαφικές περιοχές, η αποδοχή της τιμής της παραμέτρου fac_{post} με βάση την οποία διεξήχθη η βαθμονόμηση σε επίπεδο εδαφικού στοιχείου (= 0.01) κρίνεται ως ικανοποιητική.

- Παρόλο που τόσο η διαφορά των χαρακτηριστικών γωνιών τριβής του καταστατικού προσομοιώματος όσο και η παράμετρος "πυκνοποίησης" εξαρτώνται από την αρχική εντατική κατάσταση του εδάφους, ο διαχωρισμός του σε επιμέρους ζώνες δεν είναι αναγκαίος. Για τα συνήθη προβλήματα κρηπιδότοιχων που εξετάζονται, οι διαφορές των (γεωστατικών) τάσεων από περιοχή σε περιοχή δεν είναι ιδιαιτέρως σπουδαίες, με αποτέλεσμα να αποτελεί ικανοποιητική προσέγγιση η διάκριση των επιμέρους εδαφικών περιοχών να βασίζεται μόνο στην σχετική πυκνότητα που αυτές έχουν.
- Η σύγκριση των υπολογιζόμενων εδαφικών πιέσεων στον κρηπιδότοιχο με τις αντίστοιχες που προβλέπει η ψευδοστατική θεωρία M – O αναδεικνύει ότι η τελευταία αποτελεί μία καλή προσέγγιση κατά τον σχεδιασμό. Η αριθμητική τιμή "ταλαντώνεται" γύρω από την θεωρητική κατά το ισχυρότερο τμήμα της διέγερσης. Επίσης, το σημείο εφαρμογής της συνισταμένης εδαφικής ώθησης δείχνει να βρίσκεται συνεχώς κοντά στο αντίστοιχο "στατικό" σημείο καθ' όλη την διάρκεια της εξαίτισης, καθώς το μέγεθος της αναπτυσσόμενης στροφής είναι σημαντικό. Η αλλαγή του προσήμου της συνισταμένης της πρόσθετης υδατικής ώθησης στον τοίχο οφείλεται στο φαινόμενο της "ρύπανσης" από τις γειτονικές περιοχές που αναπτύσσουν σημαντικές θετικές πρόσθετες πιέσεις του νερού των πόρων.
- Κατά την παραμετρική διερεύνηση που διεξήχθη προέκυψε ότι ο συντελεστής τριβής στην διεπιφάνεια τοίχου εδάφους δεν έχει κάποια ουσιώδη επιρροή στο συγκεκριμένο πρόβλημα. Αντιθέτως, η επιρροή της σχετικής πυκνότητας των εδαφικών υλικών είναι πολύ πιο σημαντική: όσο αυτή αυξάνεται τόσο περισσότερο μειώνονται τα "παραμορφωσιακά" μεγέθη της απόκρισης. Επιπλέον, τονίζεται για ακόμα μία φορά ότι η χρήση των προτεινόμενων εκφράσεων συστήνεται αυστηρά και μόνο για την περίπτωση που ο θεωρούμενος συντελεστής ουδέτερης ώθησης του εδάφους είναι "κοντά" στην τιμή με βάση την οποία διεξήχθη η διαδικασία της βαθμονόμησης (K₀ ≈ 0.5): σε αντίθετη περίπτωση δεν "εγγυάται η αξιοπιστία των αποτελεσμάτων.
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΣΧΗΜΑΤΑ



Figure 5-1: Τυπική διατομή του κρηπιδότοιχου RC – 5 στην νήσο Rokko. Καταγράφονται τα μετακινησιακά μεγέθη της απόκρισης σε διάφορα χαρακτηριστικά σημεία (Iai et al., 1998).



Figure 5-2: Χάρτης του Kobe ο οποίος απεικονίζει: (α) το σεισμογενές ρήγμα του γεγονότος (1995), (β) την τοποθεσία του εξεταζόμενου κρηπιδότοιχου (με διπλό βέλος) και (γ) τους σταθμούς μέτρησης της επιτάχυνσης στους οποίους αναγράφεται η μέγιστη εδαφική τιμή της (PGA). Η γραμμοσκιασμένη περιοχή είναι εκείνη στην οποία παρατηρήθηκαν οι σημαντικότερες δομητικές βλάβες. Η θέση του ρήγματος (M = 7.2) σχεδιάζεται προσεγγιστικά, καθώς δεν παρατηρήθηκε ανάδευσή του στο Kobe: αναδύθηκε μόνο στην νήσο Awaji (στα αριστερά) (Dakoulas and Gazetas, 2008).



Figure 5-3: Η σεισμική διέγερση στο Kobe (1995). Απεικονίζονται οι δύο συνιστώσες της κίνησης, όπως αυτές καταγράφηκαν στον σταθμό της γειτονικής νήσου Port, σε βάθος 32m: (a) η οριζόντια συνιστώσα (B – N) και (b) η κατακόρυφη συνιστώσα. Στο διάγραμμα (c) σχεδιάζεται το φάσμα των παραπάνω συνιστωσών (Iwasaki and Tai, 1996).



Figure 5-4: Αριθμητικό προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων. Αποτελείται από 2746 6 – κομβικά τριγωνικά πεπερασμένα στοιχεία. Η σχετική πυκνότητα του αντιστηριζόμενου εδάφους και του εδάφους θεμελίωσης λαμβάνεται ίση με D_R = 35%, με την σχετική πυκνότητα των βελτιωμένων ζωνών να λαμβάνεται ίση με D_R = 40%. Για την μελέτη της δυναμικής απόκρισης του κρηπιδότοιχου, στα πλευρικά σύνορα του προσομοιώματος εισάγονται ειδικά συνοριακά στοιχεία "ελεύθερου πεδίου" (free field boundary elements), η σταθεροποίηση των οποίων επιτυγχάνεται με την θεώρηση δύο πρόσθετων εδαφικών στηλών. Στην εικόνα (β) απεικονίζονται οι χαρακτηριστικές τομές και τα χαρακτηριστικά σημεία στα οποία αναφέρονται τα διαγράμματα που θα παρουσιαστούν στην συνέχεια.



Figure 5-5: Πρόσθετη αριθμητική πηγή απόσβεσης τύπου Rayleigh για την αποφυγή παρασιτικών ταλαντώσεων. Σε όρους ισοδύναμης υστερητικής απόσβεσης, αυτή μεταφράζεται σε: $\xi \approx 2 - 3\%$ για εύρος συχνοτήτων f $\approx 0.2 - 2$ Hz.



Figure 5-6: Παραμορφωμένος κάνναβος για πέντε χαρακτηριστικές χρονικές στιγμές κατά την διάρκεια της δυναμικής ανάλυσης. Εντοπίζεται έντονη "προς τα έξω" μετατόπιση και στροφή του κρηπιδότοιχου, καθώς και σημαντική ανύψωση του εδάφους μπροστά από αυτόν.



Figure 5-7: Κατανομές των οριζόντιων μετακινήσεων για πέντε χαρακτηριστικές χρονικές στιγμές κατά την διάρκεια της δυναμικής ανάλυσης.



Figure 5-8: Δυναμική απόκριση του εξεταζόμενου κρηπιδότοιχου. Σχεδιάζονται: (α) η οριζόντια και η κατακόρυφη μετατόπιση και (β) η αναπτυσσόμενη στροφή. Οι παραμένουσες τιμές των παραπάνω μεγεθών συμβαδίζουν με τις πραγματικές (lai et al., 1998).



Figure 5-9: Κατανομή με το βάθος των οριζόντιων μετατοπίσεων για τις τέσσερις χαρακτηριστικές τομές του προσομοιώματος, στο τέλος της δυναμικής ανάλυσης (t = 30sec).



Figure 5-10: Ισοϋψείς των διευθύνσεων των κυρίων τάσεων στο τέλος της δυναμικής ανάλυσης (t = 30sec). Το έδαφος θεμελίωσης στα αριστερά του τοίχου συμπιέζεται κατά την οριζόντια διεύθυνση και "διογκώνεται" κατά την κατακόρυφη ($\approx \pm 90^{\circ}$). Αντίθετη συμπεριφορά παρατηρείται στο έδαφος ακριβώς κάτω από τον τοίχο ($\approx 0 - 30^{\circ}$).



Figure 5-11: Στιγμιότυπα του συντελεστή πίεσης πόρων PPR (pore pressure ratio) για πέντε χαρακτηριστικές χρονικές στιγμές κατά την διάρκεια της δυναμικής ανάλυσης. Ύστερα από τον ισχυρό παλμό της διέγερσης (t ≈ 12.5sec) η τιμή του συντελεστή PPR αυξάνεται. Με την πάροδο του χρόνου "ρυπαίνονται" οι κοντινές περιοχές του κρηπιδότοιχου εξαιτίας της διάδοσης των πρόσθετων (θετικών) πιέσεων από το "ελεύθερο πεδίο". Μία λεπτή περιοχή ακριβώς πίσω από τον τοίχο διατηρείται διαρκώς σε χαμηλές τιμές του συντελεστή PPR.



Figure 5-12: Χρονοϊστορίες εξέλιξης των αναπτυσσόμενων πιέσεων πόρων στα τέσσερα χαρακτηριστικά σημεία του προσομοιώματος.







Figure 5-13: Σύγκριση με τον συμβατικό σχεδιασμό κατά M – O. Απεικονίζεται η μεταβολή με τον χρόνο: (α) της συνισταμένης εδαφικής ώθησης P_{AE} , (β) του σημείου εφαρμογής της ώθησης P_{AE} και (γ) της συνισταμένης δράσης του νερού πίσω από τον κρηπιδότοιχο. Κατά την διάρκεια του ισχυρού παλμού της διέγερσης η ώθηση P_{AE} "ταλαντώνεται" γύρω από την τιμή που προβλέπει η θεωρία M – O. Αντίστοιχη συμπεριφορά παρατηρείται και για την θέση του σημείου εφαρμογής της ώθησης P_{AE} , το οποίο "ταλαντώνεται" γύρω από την θέση z/H = 1/3 (στατική λύση). Για t > 13sec, η συνισταμένη δράση του νερού πίσω αρχίζει να αυξάνεται διαρκώς (σε σχέση με την αρχική υδροστατική τιμή της).





Figure 5-14: Παραμετρική διερεύνηση της απόκρισης του κρηπιδότοιχου. Σχεδιάζονται οι μεταβολές: (α) της οριζόντιας μετατόπισης και (β) της στροφής συναρτήσει της σχετικής πυκνότητας D_R, για διάφορους συντελεστές ουδέτερης ώθησης K₀ (οι υπόλοιπες παράμετροι του προβλήματος διατηρούν την αρχική τους τιμή).





Figure 5-15: Παραμετρική διερεύνηση της απόκρισης του κρηπιδότοιχου. Σχεδιάζονται οι μεταβολές: (α) της οριζόντιας μετατόπισης και (β) της στροφής συναρτήσει της γωνίας τριβής στην διεπιφάνεια τοίχου – εδάφους δ, για διάφορους συντελεστές ουδέτερης ώθησης K₀ (οι υπόλοιπες παράμετροι του προβλήματος διατηρούν την αρχική τους τιμή).





Figure 5-16: Παραμετρική διερεύνηση της απόκρισης του κρηπιδότοιχου. Σχεδιάζονται οι μεταβολές: (α) της οριζόντιας μετατόπισης και (β) της στροφής συναρτήσει της γωνίας τριβής στην διεπιφάνεια τοίχου – εδάφους δ, για διάφορες τιμές της σχετικής πυκνότητας D_R (οι υπόλοιπες παράμετροι του προβλήματος διατηρούν την αρχική τους τιμή).



Figure 5-17: Ισοϋψείς του συντελεστή πίεσης πόρων PPR για σχετική πυκνότητα του μη βελτιωμένου εδαφικού υλικού ίση με $D_R = 60\%$ (η αντίστοιχη τιμή του βελτιωμένου εδάφους είναι ίση με $D_R = 69\%$). Σε αντίθεση με την περίπτωση του *Figure 5-11* ($D_R = 35\%$), αυξημένες τιμές του συντελεστή PPR εντοπίζονται κυρίως στο έδαφος θεμελίωσης, με αποτέλεσμα η παραμένουσα στροφή του κρηπιδότοιχου να σημειώνεται "προς τα μέσα".



Figure 5-18: Παραμορφωμένος κάνναβος στις πέντε χαρακτηριστικές χρονικές στιγμές της δυναμικής ανάλυσης. Οι παραπάνω εικόνες αναφέρονται στην περίπτωση αντιστηριζόμενου εδάφους με σχετική πυκνότητα D_R = 60%. Στο τέλος της διέγερσης (t = 30sec), η παραμένουσα στροφή σημειώνεται "προς τα μέσα".



Figure 5-19: Χρονοϊστορίες των μετακινήσεων και της στροφής του κρηπιδότοιχου στην περίπτωση που χρησιμοποιηθούν πλευρικά συνοριακά στοιχεία τύπου "tied degrees of freedom". Οι παραμένουσες τιμές είναι μικρότερες από την περίπτωση των συνόρων τύπου "free field boundaries" λόγω της πρόσθετης πλευρικής "περίσφιγξης" που εισάγεται στο προσομοίωμα.



Figure 5-20: Προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων με πλευρικά συνοριακά στοιχεία τύπου "tied degrees of freedom". Σε αυτήν την περίπτωση, η χρήση των TDoF επιβάλλει το προσομοίωμα να είναι συμμετρικό, με αποτέλεσμα την "επέκτασή" του (mirror).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΣΥΝΟΨΗ

Στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία διεξήχθη η βαθμονόμηση του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM, το οποίο περιγράφει την έναρξη και την εξέλιξη του φαινομένου της ρευστοποίησης. Οι παράμετροι του εν λόγω προσομοιώματος βαθμονομήθηκαν χρησιμοποιώντας τόσο εκφράσεις τις βιβλιογραφίας όσο και τεχνικές βελτιστοποίησης (optimization). Ύστερα από την σύσταση των επιμέρους εκφράσεων για κάθε παράμετρο, η προτεινόμενη βαθμονόμηση αξιολογήθηκε συγκρίνοντας τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων ενεργών τάσεων του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS με: (α) μία δοκιμή σε φυγοκεντριστή και (β) ένα ιστορικό σεισμικό περιστατικό. Τα κυριότερα συμπεράσματα που προέκυψαν κατά την παραπάνω έρευνα συνοψίζονται στα εξής:

- Ο αλγόριθμος που συντάχθηκε για την αριθμητική αναπαραγωγή αστράγγιστων μονοτονικών DSS δοκιμών είναι επαρκής. Μάλιστα, αποτέλεσε αναγκαίο τμήμα της παρούσης εργασίας, καθώς ήταν διαθέσιμες μόνο οι εξισώσεις που διέπουν το καταστατικό προσομοίωμα UBC3D – PLM και όχι ο τρόπος που συνδέονται μεταξύ τους (σε επίπεδο προγραμματισμού). Με την επιτυχή σύνταξη του παραπάνω αλγορίθμου κατέστη δυνατή η "αριθμητική" βαθμονόμηση των παραμέτρων μέσω τεχνικών βελτιστοποίησης.
- Η βαθμονόμηση των "ελαστικών" μονοτονικών παραμέτρων βασίζεται αποκλειστικά σε δημοσιευμένες εκφράσεις της βιβλιογραφίας. Αντιθέτως, η βαθμονόμηση της παραμέτρου του πλαστικού μέτρου διάτμησης (καθώς και του πλαστικού εκθέτη) προκύπτει ύστερα από την εφαρμογή των προαναφερθέντων τεχνικών βελτιστοποίησης και την επακόλουθη στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων. Επιπλέον, η βαθμονόμηση των δύο χαρακτηριστικών γωνιών τριβής του προσομοιώματος βασίζεται τόσο σε δημοσιευμένες εκφράσεις της βιβλιογραφίας όσο και σε ανάλογες τεχνικές βελτιστο-

ποίησης. Η σχέση που έχουν οι δύο αυτές γωνίες μεταξύ τους ακολουθεί την εξίσωση του Bolton.

- Η ανακυκλική παράμετρος fac_{post} δρα διαφορετικά σε επίπεδο εδαφικού στοιχείου σε σχέση με εκείνο ενός συνολικού αριθμητικού προσομοιώματος. Στην περίπτωση της εδαφικής δοκιμής απαιτείται να λάβει πολύ μικρές τιμές (τάξη μεγέθους 10⁻²), καθώς επηρεάζει άμεσα την εξέλιξη του φαινομένου της ρευστοποίησης. Αντιθέτως, σε επίπεδο συνολικού προσομοιώματος, η τιμή της εν λόγω παραμέτρου έχει διαφορετική λειτουργία, καθώς είναι σε θέση να "καθυστερήσει" την εξέλιξη του φαινομένου της ρευστοποίησης. Αντιθέτως, σε επίπεδο συνολικού προσομοιώματος, η τιμή της εν λόγω παραμέτρου έχει διαφορετική λειτουργία, καθώς είναι σε θέση να "καθυστερήσει" την εξέλιξη του φαινομένου της ρευστοποίησης χωρίς να οδηγεί στην αποφυγή του, λόγω της αλληλεπίδρασης των (πολλών) εδαφικών στοιχείων μεταξύ τους. Απ' την άλλη πλευρά, η βαθμονόμηση της ανακυκλικής παραμέτρου fac_{hard} αναπαράγει πιστά την απόκριση που συναντάται στην βιβλιογραφία. Συγκεκριμένα, είναι σε θέση να προβλέψει την σχετική πυκνότητα όσο και σε σχέση με την αρχική εντατική κατάσταση. Η επιρροή της αρχικής στατικής διατμητικής τάσης στην αντοχή σε ρευστοποίησης ηση δεν ελήφθη υπόψη.
- Η εξάρτηση ορισμένων παραμέτρων από την αρχική εντατική κατάσταση του εδάφους οδηγεί εύλογα στην σκέψη για τον διαχωρισμό των εδαφικών υλικών σε επιμέρους ζώνες (κατά την αριθμητική προσομοίωση ενός προβλήματος). Αποδείχθηκε, όμως, ότι για τα συνήθη προβλήματα των κρηπιδότοιχων σε σεισμική διέγερση κάτι τέτοιο δεν είναι αναγκαίο: οι διαφορές του αρχικού εντατικού πεδίου από θέση σε θέση δεν είναι τόσο μεγάλες που να απαιτείται υποχρεωτικός διαχωρισμός του εδάφους σε ζώνες.
- Με βάση τον σχεδιασμό της διαδικασίας της βαθμονόμησης, συστήνεται η χρήση των προτεινόμενων εκφράσεων να γίνεται μόνο για το πρόβλημα της απόκρισης των κρηπιδότοιχων σε σεισμό, και μόνο για την περίπτωση όπου θεωρηθεί συντελεστής ουδέτερης ώθησης K₀ ≈ 0.5. Υπό αυτές τις προϋποθέσεις, αναδείχθηκε η εγκυρότητα της προτεινόμενης βαθμονόμησης, επαληθεύοντας την απόκριση: (α) μιας δοκιμής σε φυγοκεντριστή και (β) ενός ιστορικού σεισμικού περιστατικού. Και στις δύο περιπτώσεις, η υπολογιζόμενη αριθμητικά απόκριση βρίσκεται σε "πλήρη συμφωνία" με την αναμενό-

μενη. Σε αντίθετες περιπτώσεις (π.χ. για το πρόβλημα των χωμάτινων φραγμάτων σε σεισμό) δεν είναι ξεκάθαρο εκ των προτέρων ότι τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων θα είναι ικανοποιητικά.

- Η ύπαρξη ανομοιομορφίας στις εδαφικές παραμέτρους του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM από θέση σε θέση (σε ένα αριθμητικό προσομοίωμα) οφείλει να συνοδευτεί από την κατάλληλη τροποποίηση της παραμέτρου fac_{post}. Ιδιαίτερα, μεγαλύτερη προσοχή απαιτείται για τις "μεγάλης έκτασης" εδαφικές ζώνες (γενικά, για τις περισσότερο επιρρεπείς σε ρευστοποίηση), όπως είναι για παράδειγμα το αντιστηριζόμενο έδαφος και το έδαφος θεμελίωσης. Στις "μικρότερης έκτασης" εδαφικές ζώνες (π.χ. ακριβώς ανάντη του τοίχου, ή ακριβώς κάτω από την βάση του, περιοχές όπου συνήθως υφίστανται βελτίωση) δεν είναι αναγκαία η τροποποίηση της τιμής της εν λόγω παραμέτρου. Αντιθέτως, σε περίπτωση που σε μία αριθμητική ανάλυση το εδαφικό υλικό είναι ομοιόμορφο σε όλο το προσομοίωμα, η τιμή της εν λόγω παραμέτρου δεν δείχνει να έχει κάποια ουσιαστική επιρροή στα παραγόμενα αποτελέσματα.
- Η "προς τα έξω" μετατόπιση των κρηπιδότοιχων υπό την ύπαρξη αστράγγιστων συνθηκών φόρτισης στο περιβάλλον έδαφος οδηγεί σε δημιουργία (αρνητικών) υποπιέσεων του νερού των πόρων, οι οποίες οφείλουν την ύπαρξή τους σε γεωμετρικούς λόγους. Οι πιέσεις αυτές, με βάση την θεωρία Terzaghi, παράγουν μία φαινομενική "υπεραντοχή" του εδάφους, κυρίως στις περιοχές ακριβώς δίπλα στον τοίχο.
- Κατά την προσομοίωση του ιστορικού σεισμικού περιστατικού, η σύγκριση των υπολογιζόμενων εδαφικών πιέσεων στον κρηπιδότοιχο με τις αντίστοιχες που προβλέπει η ψευδοστατική θεωρία M – O αναδεικνύει ότι η τελευταία αποτελεί μία καλή προσέγγιση κατά τον σχεδιασμό. Προέκυψε ότι η αριθμητική τιμή "ταλαντώνεται" γύρω από την θεωρητική κατά το ισχυρότερο τμήμα της διέγερσης. Επίσης, το σημείο εφαρμογής της συνισταμένης εδαφικής ώθησης δείχνει να βρίσκεται συνεχώς κοντά στο αντίστοιχο "στατικό" σημείο καθ' όλη την διάρκεια της εξαίτισης, καθώς το μέγεθος της αναπτυσσόμενης στροφής είναι σημαντικό. Η αλλαγή του προσήμου της συνισταμένης της πρόσθετης υδατικής ώθησης στον τοίχο οφείλεται στο φαινόμενο

της "ρύπανσης" από τις γειτονικές περιοχές που αναπτύσσουν σημαντικές θετικές πρόσθετες πιέσεις του νερού των πόρων.

Τέλος, όπως σε κάθε έρευνα έτσι και εδώ τα αποτελέσματα που παρουσιάστηκαν βρίσκονται υπό διαρκή "ανάπτυξη". Συγκεκριμένα, οι προτεινόμενες εκφράσεις των παραμέτρων του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM έχουν εφαρμογή μόνο στο πρόβλημα των κρηπιδότοιχων σε σεισμό, χωρίς να μπορούμε να ισχυριστούμε εκ των προτέρων ότι εφαρμόζονται ικανοποιητικά σε οποιοδήποτε άλλο γεωτεχνικό πρόβλημα. Λεπτομερέστερη περαιτέρω έρευνα θα μπορούσε να ακολουθήσει στα εξής:

- Επέκταση των προτεινόμενων εκφράσεων και σε άλλα γεωτεχνικά προβλήματα, όπως είναι το πρόβλημα της απόκρισης των χωμάτινων φραγμάτων σε δυναμική εξαίτιση. Σε αυτά, η ύπαρξη της αρχικής διατμητικής τάσης είναι πολύ σημαντική, με αποτέλεσμα οι προτεινόμενες εκφράσεις να απαιτηθεί να τροποποιηθούν προκειμένου να λάβουν υπόψη αυτή την επιρροή.
- Αναζήτηση ενδεχόμενων βελτιώσεων των προτεινόμενων εκφράσεων προκειμένου να συλλάβουν την επιρροή της αντοχής σε ρευστοποίηση από τον συντελεστή ουδέτερης ώθησης. Οι παράμετροι του καταστατικού προσομοιώματος UBC3D – PLM βαθμονομήθηκαν για συντελεστή ουδέτερης ώθησης K₀ = 0.5, παραδοχή συνήθης για τις συνθήκες πεδίου σε άμμους. Σε διαφορετική περίπτωση, όμως, αποδείχθηκε ότι η προτεινόμενη βαθμονόμηση δεν είναι σε θέση να αναπαράγει με ακρίβεια την αναμενόμενη αντοχή σε ρευστοποίηση για διαφορετικές συνθήκες πεδίου (παρά μόνον ποιοτικά).
- Τέλος, απαιτείται να γίνει λεπτομερέστερη βαθμονόμηση της ανακυκλικής παραμέτρου fac_{post}. Οι τιμές της εν λόγω παραμέτρου που υιοθετήθηκαν κατά τις δυναμικές αναλύσεις προέκυψαν "εμπειρικά", και όχι από κάποια διαδικασία βαθμονόμησης. Συνεπώς, προκειμένου να αποφευχθεί το φαινόμενο η τιμή της συγκεκριμένης παραμέτρου να λαμβάνεται κατά την "κρίση" του ερευνητή, θα ήταν καλύτερο να σχεδιαστεί μια ειδική διαδικασία βαθμονόμησης εξετάζοντας πολλά αριθμητικά προσομοιώματα, πολλών ιστορικών (και μη) περιστατικών. Κάτι τέτοιο ξέφευγε από τα πλαίσια (και τον όγκο) της παρούσης εργασίας και δεν εξετάστηκε.

- Al-Homoud, A. S. & Whitman, R. V. (1999). "Seismic analysis and design of rigid bridge abutments considering rotation and sliding incorporating nonlinear soil behavior". Soil Dynam. Earthquake Engng 18, No. 4, 247–277.
- Alyami M., Rouainia M., Wilkinson S.M. (2009), "Numerical analysis of deformation behaviour of quay walls under earthquake loading", Soil Dynamics and Earthquake Engineering 29 (2009) 525–536
- Anastasopoulos I., Loli M., Antoniou M., Knappet J., Brennan A., (2015) "Centrifuge testing of multiblock quay walls", SECED 2015 Conference: Earthquake Risk and Engineering towards a Resilient World, Cambridge UK, 9-10 July.
- Arango, I. (1996). "Magnitude Scaling Factors for Soil Liquefaction Evaluation", J. Geotechnical Eng., ASCE 122(11), pp. 929-936
- Beaty M. and Byrne P. (1998), "An effective stress model for predicting liquefaction behaviour of sand". Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III ASCE Geotechnical Special Publication No.75, 1:766–777, 1998.
- Beaty M.H. and Byrne P.M. (2011). "Ubcsand constitutive model version 904ar". Itasca UDM Web Site, page 69, 2011.
- Beaty M.H., Perlea V.G., (2011), "Several observations on advanced analyses with liquefiable materials", 21st Century Dam Design-Advances and Adaptations, 31st Annual USSD Conference, San Diego, California.
- Been, K. and Jefferies, M.G. (1985), "A state parameter for sands", Geotechnique, Vol. 35, No. 2, pp. 99 112.
- Been, K., Jefferies, M., (2006), "Soil liquefaction: A critical state approach", Taylor and Francis, London and New York.
- Bolton, M. D. (1986). "The strength and dilatancy of sands". Geotechnique 36, No. 1, 65–78.
- Byrne P.M., Cheung H., Yan L., (1987), "Soil parameters for deformation analysis of sand masses", Canadian Geotechnical Journal, 24(3): 366–376.
- Byrne P., Park S., Beaty M., Sharp M., Gonzalez L. and Abdoun T. (2004), "Numerical modeling of liquefaction and comparison with centrifuge tests", Can. Geotech. J. 41: 193–211 (2004).
- Charles W. W. NG (2014), "The state-of-the-art centrifuge modelling of geotechnical problems at HKUST", Journal of Zhejiang University-SCIENCE A (Applied Physics & Engineering) 2014 15(1):1-21.
- Dakoulas, P., and G. Gazetas, (2008), "Insight into seismic earth and water pressures against caisson quay walls", Geotechnique, Vol. 58, No. 2, pp. 95-111.
- Ebeling, R. M. & Morison, E. E. (1992). "The seismic design of waterfront retaining structures", Technical Report ITL-92-11. Washington, DC: US Army Corps of Engineers.
- Finn, W. D. L. (1988), "Dynamic analysis in geotechnical engineering", Earthquake Engineering and Soil Dynamics II: Recent Advances in Ground-Motion Evaluation, Geotechnical Special Publication 20, ASCE, New York, pp. 523 – 591.

- Finn W.D., Ledbetter R.H., Marcuson W.F. III, (1995), "Modern practice in the seismic response analysis of embankment dams", Scientia Iranica, Vol. 2, No 2, pp 145-164.
- Finn WDL, Lee KW, Martin GR (1977), "An effective stress model for liquefaction", Geotechn., Eng 1977; 103:513 – 33.
- Fujiwara, T., Horikoshi, K. & Sueoka, T. (1999). "Centrifuge modeling of dynamic earth pressure acting on gravity type wall during large earthquake". Proc. 2nd Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon 1, 401–406.
- Galavi, V., Petalas, A. (2012 & 2013), "Plaxis liquefaction model UBC3D PLM", PLAXIS knowledge base.
- Galavi V., Petalas A., Brinkgreve R.B.J., (2013), "Finite element modeling of seismic liquefaction in soils", Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, Vol. 44, No. 3, pp. 55-64.
- Garnier, J., Gaudin, C., Springman, S.M., et al., (2007). "Catalogue of scaling laws and similitude questions in geotechnical centrifuge modelling". International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, 7(3):1-23. [doi:10. 1680/ijpmg.2007.7.3.01]
- Gazetas, G., Psarropoulos, P., Anastasopoulos, I. & Gerolymos, N. (2004). "Seismic behaviour of flexible retaining systems subjected to short-duration moderately strong excitation". Soil Dynam. Earthquake Engng 24, No. 7, 537–550.
- Gerolymos N., Giannakou A., Anastasopoulos I., Gazetas G. (2008), "Evidence of Beneficial Role of Inclined Piles: Observations and Summary of Numerical Analyses", Bulletin of Earthquake Engineering, 6(4), 705-722.
- Ghalandarzadeh, A., Orita, T., Towahata, I. & Yun, F. (1998). "Shaking table tests on seismic deformation of gravity quay walls". 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. 4591. To-kyo: Committee of Earthquake Engineering, Japan Society of Civil Engineers.
- Hardin, B.O. (1978), "The nature of stress-strain behavior of soils", Proceedings, Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE Pasadena, California, Vol. 1, pp. 3 – 89.
- Hayashi S, Kubo K, Nakase A (1966), "Damage to harbour structures by the Nigata earthquake", J Soils Found 1966;1:89–111.
- 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.
- Iai S, Matsunaga Y, Kameoka T (1992), "Strain space plasticity model for cyclic mobility", Soils Found 1992;32(2):1–15.
- Idriss, I.M. (1999). "An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential", in Proceedings, TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction, Publication No.FHWA-RD-99-165,Federal Highway Administration, January.
- Idriss, I. M., and R. W. Boulanger (2003b). "Relating Kα and Kσ to SPT blow count and to CPT tip resistance for use in evaluating liquefaction potential." In Proceedings, 20th Paper No. 1.57a 10 Annual Conference of Association of State Dam Safety Officials, ASDSO, Lexington, KY, September 8-10.

- Idriss, I. M., and R. W. Boulanger, (2008). "Soil Liquefaction During Earthquake", Earthquake Engineering Research Institute, EERI Publication MNO-12.
- 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.
- Ishibashi, I. and Zhang, X. (1993), "Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay", Soils and Foundations, Vol. 33, No. 1, pp. 182 191.
- Ishihara, K. (1985), "Stability of natural deposits during earthquakes", Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 321 – 376.
- Ishihara, K. (1997). "Terzaghi oration: Geotechnical aspects of the 1995 Kobe earthquake". Proc. 14th Conf. Soil Mech. Found. Engng, Hamburg 4, 2047–2073.
- Ishihara, K., Yasuda, S. & Nagase, H. (1996). "Soil characteristics and ground damage". Soils Found. (Special issue on geotechnical aspects of the January 17, 1995 Hyogoken-Nambu earthquake), 1, 109–118.
- 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.
- Ko, H.Y., (1988). "Summary of the state-of-the-art in centrifuge model testing". Centrifuge in Soil Mechanics, p.11-28.
- Kramer S.L. (1996), "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall Inc., Upper Saddle River, USA.
- Makra, A. (2013), "Evaluation of the UBC3D-PLM constitutive model for prediction of earthquake induced liquefaction on embankment dams", MSc Thesis, TU Delft.
- Manzari MT, Dafalias YF (1997), "A critical state two surface plasticity model for sands", Geotechnique 1997;47(2):255–72.
- Marcuson W.F. III, Hynes M.E., Franklin A.G., (2007), "Seismic Design and Analysis of Embankment Dams: The State of Practice", The Donald M. Burmister Lecture, Department of Civil engineering Mechanics, Columbia University.
- Martin G.R., Finn, W.D.L and Seed. H.B. (1975) *"Fundamentals of liquefaction under cyclic loading"*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101, 1975.
- Matsuzawa, H., Ishibashi, I and Kawamura, M. (1985), "Dynamic soil and water pressures of submerged soils", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 10, pp. 1161 1176.
- Mononobe, N. & Matsuo, H. (1929). "On the determination of earth pressures during earthquakes". Proceedings of the World Engineering Congress, Tokyo, pp. 177–185.
- Nadim, F. (1982), "A numerical model for evaluation of seismic behavior of gravity retaining walls", Sc. D. thesis, Research Report R82-33, Department of Civil Engineering, MIT.
- Nadim, F. and Whitman, R.V., (1984), "Coupled sliding and tilting of gravity retaining walls during earthquakes", Proceedings 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, Vol. 3, pp. 477 – 484.
- Negussey, D., Wijewickreme, W. K. D. & Vaid, Y. P. (1988). "Constant volume friction angle of granular materials". Can. Geotech. J. 25, No. 1, 50–55.

- Noda, S., Uwabe, T. & Chiba, T. (1975). "Relation between seismic coefficient and ground acceleration for gravity wall". Report of the Port and Harbor Research Institute, Japan 14, No. 4, 67–111 (in Japanese).
- Okabe, S. (1926). "General theory of earth pressures". J. Jpn. Soc. Civ. Engng 12, No. 1.
- PIANC (2001). "Seismic design guidelines for port structures". Tokyo: A. A. Balkema Publishers.
- Prevost JH (1985), "A simple plasticity theory for frictional cohesionless soils", Soil Dyn Earth Eng 1985;4(1):9–17.
- Puebla H., Byrne M., and Phillips P. (1997), "Analysis of canlex liquefaction embankments prototype and centrifuge models". Canadian Geotechnical Journal, 34:641–657, 1997.
- Rouainia M, Muir Wood D (2001), "Numerical integration for a kinematic hardening soil plasticity model", Int J Numer Anal Methods Geomech 2001;25:1305–25.
- Rowe P. W. (1962). "The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact". Proc. R. Soc., 269A:500–527, 1962.
- Sadrekarimi, A. & Olson, S. M. (2009). "A new ring shear device to measure the large displacement shearing behavior of sands". Geotech. Test. J. ASTM 32, No. 3, 197– 208.
- Sasajima T, Sakikawa M, Miura K, Otsuka N (2003), *"In-situ observation system for seismic behavior of gravity type quay wall", In: Proceedings of the* 13th international off-shore and polar engineering conference, Honolulu, USA; 2003. p. 2087–209.
- 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.
- Seed, H.B. (1983). "Earthquake Resistance Design of Earth Dams", Symposium on Seismic Design of Earth Dams and caverns, ASCE, New York, pp. 41-64.
- Seed, H. B. and Idriss, I.M. (1970), "Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses", Report EERC 70-100, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Seed, H. and Idriss, I.M. (1971), "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 107, No. SM9, pp. 1249 – 1274.
- Seed, H. B., Idriss, I. M., Makdisi, F., and Benerjee, N. (1975), "Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses", EERC 75-29, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Seed, H.B., and I.M. Idriss (1982). "Ground motions and soil liquefaction during earthquake", Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, 134 pages.
- Seed, R. B. & Whitman, R. (1970). "Design of earth retaining structures for dynamic loads. Proceedings of the specialty conference on lateral stresses in the ground and design of earth retaining structures", pp. 103–147. Ithaka: American Society of Civil Engineers.
- Sherif, M.A., Ishibashi, I. and Lee, C.D. (1982), "Earth pressure against rigid retaining walls", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, No. GT5, pp. 679–695.

- Sherif, M.A. and Fang, Y.S. (1984a), "Dynamic earth pressures on wall rotating about the top", Soils and Foundations, Vol. 24, No. 4, pp 109 117.
- Sherif, M.A. and Fang, Y.S. (1984b), "Dynamic earth pressures on wall rotating about the base", Proceedings, 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, Vol. 6, pp. 993 1000.
- Siddharthan, R., Ara, S. and Norris, G.M. (1992), "Simple rigid plastic model for seismic tilting of rigid walls", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol., 118, No. 2, pp. 469 – 487.
- Somerville, P. (1998). "Emerging art: earthquake ground motion". In Geotechnical earthquake engineering and soil dynamics III (eds P. Dakoulas, M. K. Yegian and R. Holtz), Geotechnical Special Publication, Vol. 1, pp. 138. Seattle: American Society of Civil Engineers.
- Steedman, R.S., Ledbetter, R.H., and Hynes, M.E. (2000), "The influence of high confining stress on the cyclic behavior of saturated sand. In Soil Dynamics and Liquefaction 2000": Proceedings of Sessions of Geo-Denver 2000, Denver, Colo., 5–8 Aug. 2000. Edited by R.Y.S. Pak and J. Yamamuro. American Society of Civil Engineers, Geotechnical Special Publication 107, pp. 35–57.
- Steedman, R.S. and Zeng, X. (1990), "The seismic response of waterfront retaining walls", Proceedings, ASCE Specialty Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures, Special Technical Publication 25, Cornell University, Ithaca, New York, pp. 872 – 886.
- Sugano, T., Mitoh, M. & Oikawa, K. (1995). "Mechanism of damage to port facilities during the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake: Experimental study on the behavior of caisson-type quay wall during earthquake using underwater shaking table", Technical Note of the Port and Harbor Research Institute, No. 813. Tokyo: Ministry of Transport.
- Sumer BM, Kaya A, Hansen (1999), "Impact of liquefaction on coastal structures in the 1999 Kocaeli, Turkey earthquake", In: Proceedings of the 12th international conference on offshore and polar engineering, Kitakyushu, Japan; 2002. p. 504–11.
- Tasiopoulou P., Gerolymos N. (2014), "Constitutive modeling for sand with emphasis on the evolution of bounding and phase transformation lines", Numerical Methods in Geotechnical Engineering – Hicks, Brinkgreve & Rohe (Eds), Vol. 1, pp. 109 – 114.
- Taylor, R.N., (1995). "Geotechnical Centrifuge Technology". Blackie Academic and Professional, London.
- Tokimatsu, K. and Y. Yoshimi (1983). "Empirical correlations of soil liquefaction based on SPT N-values and fines content", Soils and Foundations. 23(4), pp. 56-74.
- 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.
- Tsegaye.A. (2010) "Plaxis liquefaction model". report no. 1. PLAXIS knowledge base., 2010.
- Vaid, Y.P Uthayakumar, M. Sivathayalan, S. Robertson, P.K and Hofmann B. (1995). "Laboratory testing of syncrude sand". 48th Candian Geotechnical Conference, Vancouver, B.C., 1:223–232, 1995.

- Veletsos, A. S. & Younan, A. H. (1997). "Dynamic response of cantilever retaining walls". J. Geotech. Geoenviron. Engng ASCE 123, 161–172.
- Vucetic, M. amd Dobry, R. (1991), "Effect of soil plasticity on cyclic response", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 1, pp. 89 – 107.
- Wang, W. (1979), "Some findings in soil liquefaction", Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute, Beijing, China.
- Westergaard, H. (1931), "Water pressure on dams during earthquakes", Transactions of ASCE, Paper No. 1835, pp. 418 433.
- Whitman, R.V. (1990), "Seismic design behavior of gravity retaining walls", Proceedings, ASCE Specialty Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures, Geotechnical Specialty Publication 25, ASCE, New York, pp. 817 – 842.
- Youd, T.L. (1984a), "Recurrence of liquefaction at the same site", Proceedings, 8th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3, pp. 231 – 238.
- Youd, T.L. (1984b), "Geologic effects Liquefaction and associated ground failure", Proceeding, Geologic and Hydrologic Hazards Training Program, Open File Report 84 – 760, U.S.G.S.
- Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L.F., Jr., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson, W.F., III, Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, R.K., Seed, H.B., and Stokoe, K.H., II. (2001), "Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 127(10): 817–833.
- Zarrabi Kashani, K. (1979), "Sliding of gravity retaining wall during earthquakes considering vertical accelerations and changing inclination of failure surface", S.M. thesis, Department of Civil Engineering, MIT.
- Zeng, X. (1993). "Experimental results of Model No. 11". Proceedings of the symposium on verification of numerical procedures for the analysis of soil liquefaction problems, University of California Davis, Vol. 1, pp. 895–908.
- Zienkiewicz, O.C., Bicanic N., and Shen F.Q., (1988),"Earthquake input definition and the transmitting boundary conditions", Proceedings Advances in Computational Nonlinear Mechanics I, Doltsinis (eds), Springer-Verlag, pp. 109-138.