

ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ  
ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ  
ΥΠΟ ΚΑΘΕΣΤΩΣ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

ΕΚΘΕΣΗ ΠΡΟΣ ΤΟΝ  
*ΟΡΓΑΝΙΣΜΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ  
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ*

ΚΥΡΙΟΙ ΕΡΕΥΝΗΤΕΣ

ΠΑΝΟΣ ΝΤΑΚΟΥΛΑΣ  
Επιστημονικός Υπεύθυνος  
*Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας*

ΓΕΩΡΓΙΟΣ ΜΠΟΥΚΟΒΑΛΑΣ  
ΑΧΙΛΛΕΑΣ ΠΑΠΑΔΗΜΗΤΡΙΟΥ  
ΚΩΣΤΑΣ ΑΝΔΡΙΑΝΟΠΟΥΛΟΣ  
*Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο*

ΙΟΥΛΙΟΣ 2003

ΒΟΛΟΣ

# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<b>Περίληψη – Συμπεράσματα</b>	1
Λιμενικοί κρηπιδότοιχοι	1
Θεμελιώσεις	11
Διαγράμματα σχεδιασμού	14
<b>A. ΛΙΜΕΝΙΚΟΙ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΙ</b>	33
<b>1. Εισαγωγή</b>	34
1.1 Αντικείμενο – Αναγκαιότητα	34
1.2 Σκοπός της έρευνας	37
<b>2. Προηγούμενη έρευνα</b>	37
2.1 Τοίχοι Βαρύτητας	38
2.2 Πειράματα με χρήση σεισμικής τράπεζας	39
2.3 Πειράματα με χρήση φυγοκεντρική	42
2.4 Αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων με την χρήση ενεργών τάσεων	43
<b>3. Μέθοδος Ανάλυσης</b>	49
3.1 Επιλογή μεθόδου αριθμητικής ανάλυσης	49
3.2 Καταστατικό προσομοίωμα Pastor – Zienkiewicz	51
3.3 Επαλήθευση του καταστατικού προσομοιώματος	60
3.4 Προσδιορισμός της σχετικής πυκνότητας από επιτόπου μετρήσεις	69
<b>4. Ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου του Kobe</b>	76
4.1 Περίπτωση 1	76
4.2 Περίπτωση 2	92
4.3 Περίπτωση 3	99
4.4 Περίπτωση 4	105
4.5 Συμπεράσματα	111
<b>5 Παραμετρική ανάλυση λιμενικών κρηπιδοτοίχων βαρύτητας</b>	112
<b>6 Απλοποιημένη μέθοδος σχεδιασμού</b>	132
6.1 Σχεδιασμός με κριτήριο την επιτελεσματικότητα	132
6.2 Σεισμός Σχεδιασμού	132
6.3 Επίπεδο σεισμικών βλαβών	132
6.4 Σπουδαιότητα κατασκευής	134
6.5 Βαθμίδα επιτελεσματικότητας	134
6.6 Κριτήρια σεισμικής βλάβης για λιμενικού κρηπιδοτοίχου	136
6.7 Απλοποιημένη μέθοδος σχεδιασμού	138
6.8 Παράδειγμα	139
<b>7 Βιβλιογραφία</b>	142

<b>B. ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΕΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ</b>	146
<b>1. Εισαγωγή</b>	147
1.1 Αντικείμενο – Αναγκαιότητα	147
1.2 Προηγούμενη έρευνα	148
1.3 Σκοπός παρούσας έρευνας	152
<b>2. Βελτίωση της μεθοδολογίας Cascone &amp; Bouckovalas (1998)</b>	154
2.1 Συνοπτική περιγραφή μεθοδολογίας Cascone & Bouckovalas	154
2.2 Προτάσεις για βελτίωση της μεθοδολογίας	161
2.3 Συμπεράσματα	168
<b>3. Απομείωση του Φαινόμενου Ειδικού Βάρους της Άμμου</b>	170
3.1 Γενικά	170
3.2 Μηχανισμός ρευστοποίησης – προσέγγιση μεθοδολογιών	170
3.3 Αναλυτική επίλυση	173
3.4 Συμπεράσματα	180
<b>4. Χρήση Παραμένουσας Διατμητικής Αντοχής</b>	186
4.1 Εισαγωγή	186
4.2 Προηγούμενη έρευνα	186
4.3 Εισαγωγή παραμένουσας διατμητικής αντοχής στην απομείωση της γωνίας τριβής	188
4.4 Εισαγωγή παραμένουσας διατμητικής αντοχής στην απομείωση του ειδικού βάρους	191
4.5 Νέα διαγράμματα	192
4.6 Συμπεράσματα	200
<b>5. Μεθοδολογία αριθμητικής ανάλυσης</b>	201
5.1 Γενικά	201
5.2 Διαδικασία επαλήθευσης	201
5.3 Επιρροή της κάθε παραδοχής στην ανάλυση	205
<b>6. Σύγκριση Αριθμητικών και Αναλυτικών Λύσεων</b>	211
6.1 Αριθμητική επαλήθευση μεθόδου Cascone & Bouckovalas(1998) με συντελεστή βάρους	211
6.2 Αριθμητική επαλήθευση της εναλλακτικής θεώρησης με μείωση της τιμής του $\gamma$	220
6.3 Αριθμητική επαλήθευση για την περίπτωση παραμένουσας διατμητικής αντοχής	222
6.4 Μεταβολή του λόγου H/B και μηχανισμός αστοχίας	224
6.5 Συμπεράσματα	233
<b>7. Επίδραση του Μηχανισμού Αστοχίας</b>	234
7.1 Εισαγωγή	234
7.2 Προσθήκη γωνίας $\alpha$ στους υπολογισμούς.	234
7.3 Νέα διαγράμματα	239
7.4 Συμπεράσματα	244
<b>8. Ελαστο-πλαστικές δυναμικές αναλύσεις</b>	245
8.1 Γενικά	245
8.2 Μεθοδολογία δυναμικών αναλύσεων	246
8.3 Αποτελέσματα αναλύσεων ελεύθερου πεδίου	248

8.4 Αποτελέσματα δισδιάστατων αριθμητικών αναλύσεων	251
8.5 Σχόλια-Συμπεράσματα	251
<b>8 Διαγράμματα σχεδιασμού</b>	<b>256</b>
<b>10. Βιβλιογραφία</b>	<b>274</b>
<b>Παράρτημα Α: Αναλυτικές σχέσεις υπολογισμού του κρίσιμου βάθους</b>	<b>277</b>
<b>Παράρτημα Β: Επαλήθευση της προσομοίωσης του FLAC</b>	<b>279</b>
<b>Παράρτημα Γ: Αρχεία FLAC για δυναμικές αναλύσεις</b>	<b>298</b>

## ***Περίληψη και Συμπεράσματα***

Η παρούσα ερευνητική εργασία αποτιμά την επίδραση της ανάπτυξης υψηλών υπερπιέσεων ή της ρευστοποίησης χαλαρού κοκκώδους εδάφους θεμελιώσεως στην σεισμική απόκριση δύο τύπων κατασκευών: (α) των λιμενικών κρηπιδοτοιχών και (β) των επιφανειακών θεμελιώσεων. Η περίληψη και τα βασικότερα συμπεράσματα της ερευνητικής εργασίας για τα δύο είδη κατασκευών δίδονται κατωτέρω.

### ***Λιμενικοί Κρηπιδοτοιχοί***

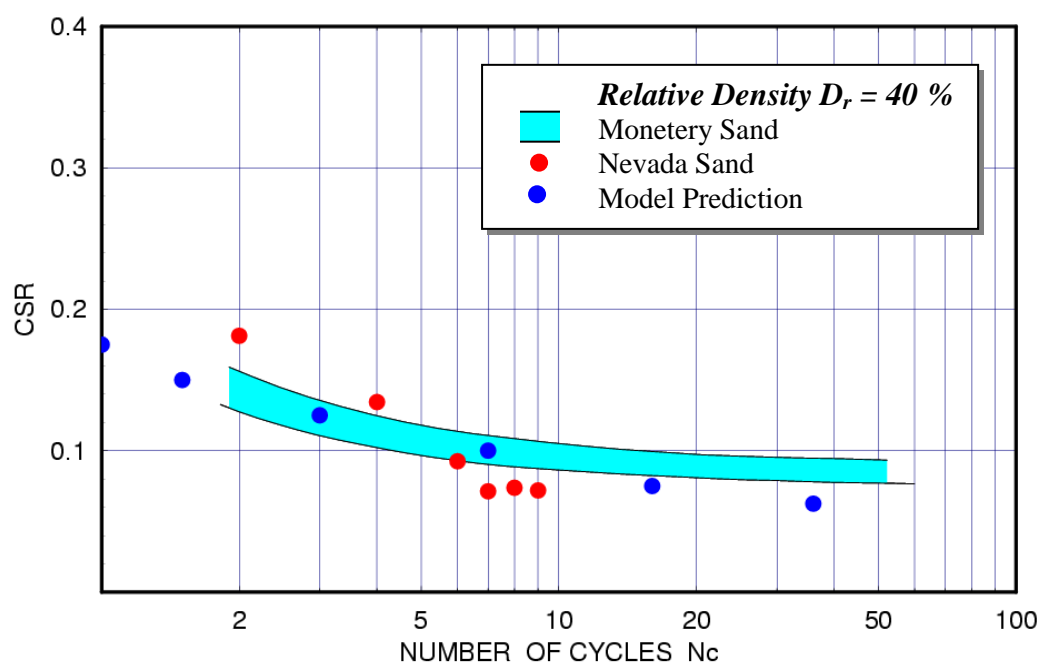
Το πρώτο τμήμα της ερευνητικής εργασίας έχει ως στόχο την δημιουργία μίας αξιόπιστης, προχωρημένης μεθόδου υπολογισμού μονίμων σεισμικών παραμορφώσεων για τον επιτελεστικό σχεδιασμό λιμενικών κρηπιδοτοιχών. Εν συνεχεία, η μέθοδος εφαρμόζεται σε παραμετρικές αναλύσεις για την δημιουργία διαγραμμάτων σχεδιασμού, τα οποία χρησιμοποιούνται σε μία απλουστευμένη και ιδιαίτερα πρακτική μέθοδο ελέγχου της επιτελεστικότητας υπαρχόντων και σχεδιαζόμενων λιμενικών κρηπιδοτοιχών.

Η δημιουργία ενός αξιόπιστου καταστατικού προσομοιώματος της συμπεριφοράς κοκκώδους εδάφους αποτέλεσε το σημαντικότερο και δυσκολότερο βήμα ανάπτυξης της μεθόδου, γεγονός που αντανακλάται στην κατανομή του χρόνου που αναλώθηκε για την ολοκλήρωσή του προγράμματος: περίπου το 65% του χρόνου διατέθηκε για την δημιουργία και επιβεβαίωση του καταστατικού προσομοιώματος, το 15% για την αντιμετώπιση προβλημάτων αριθμητικής αστάθειας, και το υπόλοιπο 20% για την εκτέλεση παραμετρικών αναλύσεων και την ολοκλήρωση της μεθόδου. Το καταστατικό προσομοίωμα αναπτύχθηκε με τροποποίηση του προσομοιώματος των Pastor *et al.* (1990) στο πλαίσιο της θεωρίας της γενικευμένης πλαστικότητας. Το προσομοίωμα βασίζεται στις αρχές της κρίσιμης κατάστασης και χρησιμοποιεί μη-συσχετιζόμενο νόμο πλαστικής ροής. Η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων δεν απαιτεί τον ακριβή μαθηματικό προσδιορισμό των επιφανειών διαρροής και πλαστικού δυναμικού, παρά μόνον των διευθύνσεων των καθέτων επί των επιφανειών αυτών. Για τον καθορισμό των παραμέτρων του προσομοιώματος, λαμβάνοντας υπόψη τις νέες βελτιώσεις, έγινε μία συστηματική βαθμονόμηση με βάση δημοσιευμένα πειραματικά δεδομένα. Η επαλήθευση και βαθμονόμηση του καταστατικού προσομοιώματος

απαιτεί την επιτυχή προσομοίωση μίας μακράς σειράς εργαστηριακών δοκιμών, οι οποίες περιλαμβάνουν (α) την ισοτροπική θλίψη, τριαξονική θλίψη/εφελκυσμό, απλή διάτμηση για διάφορες τιμές της περιβάλλουσας ενεργού τάσης, υπό συνθήκες στράγγισης και μονοτονικής φόρτισης (β) την ανακυκλική τριαξονική δοκιμή και δοκιμή απλής διάτμησης για διάφορες τιμές της περιβάλλουσας ενεργού τάσης υπό συνθήκες στράγγισης (γ) την τριαξονική θλίψη-εφελκυσμό, απλή διάτμηση για διάφορες τιμές της περιβάλλουσας ενεργού τάσης υπό αστράγγιστες συνθήκες για μονοτονική φόρτιση (δ) την ανακυκλική τριαξονική δοκιμή, απλή διάτμηση για διάφορες τιμές της περιβάλλουσας ενεργού τάσης υπό αστράγγιστες συνθήκες. Επιπλέον, για την δημιουργία ενός ρεαλιστικού «υπολογιστικού» εδάφους (virtual soil) απαιτείται βαθμονόμηση του καταστατικού προσομοιώματος μέσω της ανωτέρω διαδικασίας σε ένα ευρύ και πυκνό φάσμα σχετικών πυκνοτήτων  $D_r$ , όπως π.χ. από 20% ως 100%. Για μία τυχούσα σχετική πυκνότητα  $D_r$ , οι παράμετροι του προσομοιώματος προκύπτουν από γραμμική παρεμβολή μεταξύ των παραμέτρων ήδη βαθμονομημένων πυκνοτήτων. Στην παρούσα εργασία έγινε βαθμονόμηση με βάση τις δοκιμές των κατηγοριών (α), (γ) και (δ), αλλά η μεγαλύτερη έμφαση δόθηκε στην μονοτονική και ανακυκλική συμπεριφορά υπό αστράγγιστες συνθήκες (κατηγορίες (γ) και (δ)), διότι η συμπεριφορά στις δοκιμές αυτές καθορίζει την απόκριση του συστήματος εδάφους – κατασκευής κατά την διάρκεια της σεισμικής δόνησης.

Στην έκθεση αυτή παρουσιάζονται μόνον αντιπροσωπευτικά αποτελέσματα της βαθμονόμησης, ενώ περισσότερα αποτελέσματα περιέχονται στην εργασία του Ντακούλα (2003). Για την συμπεριφορά στην μονοτονική φόρτιση, παρουσιάζονται αντιπροσωπευτικές συγκρίσεις με αποτελέσματα από τριαξονική θλίψη υπό αστράγγιστες συνθήκες σε δοκίμια άμμου Banding (Castro 1969) σε τέσσερις σχετικές πυκνότητες της άμμου,  $D_r = 29\%$ ,  $44\%$ ,  $47\%$ , και  $64\%$ . Για την συμπεριφορά σε ανακυκλική φόρτιση παρουσιάζονται αντιπροσωπευτικά αποτελέσματα μιας τριαξονικής δοκιμής υπό αστράγγιστες συνθήκες σε δοκίμια άμμου Banding σχετικής πυκνότητας  $D_r = 30\%$  (Castro 1969). Επίσης γίνεται σύγκριση της ανακυκλικής συμπεριφοράς σε δοκιμές απλής διάτμησης και τριαξονικές δοκιμές με δημοσιευμένα πειραματικά αποτελέσματα της άμμου Nevada (Velacs 1993) και της άμμου Monterey

(DeAlba 1976). Η σύγκριση των προβλέψεων του προσομοιώματος με τα πειραματικά δεδομένα για τις τρεις άμμους δείχνει μία καλή συμφωνία (βλέπε Σχήμα A1)



**Σχήμα A1.** Λόγος ανακυκλικής αντοχής  $CSR = \tau_c / \sigma'_{v0}$  άμμου σχετικής πυκνότητας  $D_r=40\%$  σε δοκιμή απλής διάτμησης. Σύγκριση των αριθμητικών προβλέψεων με πειραματικά δεδομένα (α) άμμου Monterey των DeAlba et al. (1976) τροποποιημένα κατά Seed & Harder (1990) και (β) άμμου Nevada (Velacs 1993).

Η σχετική πυκνότητα  $D_r$ , η οποία είναι το πιο βασικό δεδομένο του καταστατικού προσομοιώματος, εκτιμάται προσεγγιστικά ως συνάρτηση  $D_r = f(N_1, e_{\max} - e_{\min})$  των τιμών  $N_1$  της δοκιμής κρουστικής διείσδυσης SPT και της διαφοράς  $e_{\max} - e_{\min}$  του δείκτη πόρων, ή εναλλακτικά, ως συνάρτηση  $D_r = f(N_1, D_{50})$  του  $N_1$  και της διαμέτρου  $D_{50}$  (Cubrinowski and Ishihara 2001, Kulhawy and Mayne 1990). Προφανώς, η ύπαρξη εργαστηριακών δεδομένων για την ανακυκλική αντοχή ενός συγκεκριμένου εδάφους είναι δυνατόν να οδηγήσει σε περισσότερο ακριβή προσομοίωση της ανακυκλικής συμπεριφοράς του.

Πέραν των εργαστηριακών δοκιμών, το καταστατικό προσομοίωμα και η μέθοδος ανάλυσης εφαρμόζονται για την ανάλυση δύο καταγραμμένων ιστορικών περιστατικών, καθώς επίσης και δύο στενά συνδεδεμένων περιπτώσεων λιμενικών κρηπιδοτοιχών. Σκοπός είναι (α) η επιβεβαίωση της μεθόδου μέσω συγκρίσεων με την καταγραφείσα συμπεριφορά παρόμοιων τοίχων στο λιμάνι του Kobe κατά τον σεισμό του Hyogoken-Nambu του 1995 (β) η μελέτη της επίδρασης της βελτίωσης της ποιότητας του εδάφους θεμελίωσης και του αντιστηριζόμενου εδάφους στη μείωση των μονίμων μετατοπίσεων και την επιτελεστικότητα του κρηπιδοτοιχίου. Η Περίπτωση 1 αντιστοιχεί σε μία τυπική διατομή του κρηπιδοτοιχίου στο Rokko Island του λιμένα του Kobe, στην οποία τόσο το έδαφος θεμελίωσης και το αντιστηριζόμενο έδαφος αποτελούνται από ρευστοποιήσιμα χαλαρά αμμώδη εδάφη. Η Περίπτωση 2 αντιστοιχεί σε ένα κρηπιδότοιχο, στο οποίο το έδαφος θεμελίωσης και το αντιστηριζόμενο έδαφος αποτελούνται από βελτιωμένα εδάφη με υψηλή σχετική πυκνότητα. Η Περίπτωση 3 προσομοιώνει τις διατομές PC14 και PC15 του Port Island στις οποίες το έδαφος θεμελίωσης αποτελείται από βελτιωμένα εδάφη με υψηλή σχετική πυκνότητα, ενώ το αντιστηριζόμενο έδαφος αποτελείται από ρευστοποιήσιμα εδάφη. Τέλος, η Περίπτωση 4 αντιστοιχεί σε ένα κρηπιδότοιχο στον οποίο το έδαφος θεμελίωσης αποτελείται από ρευστοποιήσιμα εδάφη, ενώ το αντιστηριζόμενο έδαφος αποτελείται από βελτιωμένα εδάφη με υψηλή σχετική πυκνότητα.

Για τον κρηπιδότοιχο του Rokko Island η υπολογιζόμενη μόνιμη μετατόπιση και η καθίζηση είναι σε συμφωνία με τις μετατοπίσεις και καθιζήσεις που παρατηρήθηκαν μετά τον σεισμό. Επίσης, τα αποτελέσματα της Περίπτωσης 3 προσεγγίζουν αρκετά εύλογα την απόκριση στις διατομές PC-14 και PC-15 στο Port Island. Τα αποτελέσματα δείχνουν καθαρά ότι το προσομοίωμα είναι δυνατόν να αναπαραγάγει την συστολική ή διαστολική συμπεριφορά του εδάφους της θεμελίωσης και του αντιστηριζόμενου εδάφους, και ότι επιτρέπει μία ρεαλιστική πρόβλεψη των οριζοντίων μετατοπίσεων και καθιζήσεων του κρηπιδοτοιχίου. Για τις Περιπτώσεις 1 και 4, όπου το έδαφος θεμελίωσης είναι ρευστοποιήσιμο, οι αναλύσεις έδειξαν σημαντική διάτμηση, ενώ για τις περιπτώσεις 2 και 3 το βελτιωμένο έδαφος θεμελίωσης υφίσταται διάτμηση σε πολύ μικρότερο βαθμό. Η υπερπίεση μακριά από τον κρηπιδότοιχο λαμβάνει τις τιμές που αναμένονται στο ελεύθερο πεδίο με αποτέλεσμα την ρευστοποίηση στην περίπτωση χαλαρής άμμου ή σημαντική



ανακυκλική παραμόρφωση στην περίπτωση πυκνής άμμου ως αντιστηριζόμενου υλικού. Σε συμφωνία με τις επιτόπου παρατηρήσεις, δεν παρουσιάστηκε ρευστοποίηση σε μία ζώνη 30 m από τον τοίχο, λόγω της μείωσης των τάσεων και της διασταλτικότητας του εδάφους κατά τη μετατόπιση του τοίχου προς τη θάλασσα. Τέλος, οι προβλέψεις όλων των αναλύσεων είναι σε καλή συμφωνία με τα αποτελέσματα από αντίστοιχες αναλύσεις των Iai et al. (1998), στις οποίες χρησιμοποιήθηκε διαφορετικό καταστατικό προσομοίωμα και η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων.

Η μέθοδος ενεργών τάσεων εφαρμόζεται για την παραμετρική σεισμική ανάλυση ενός λιμενικού κρηπιδοτοίχου με στόχο (α) την διερεύνηση των σημαντικών παραμέτρων που επηρεάζουν το μέγεθος των μονίμων μετατοπίσεων και καθιζήσεων του τοίχου και (β) την δημιουργία μιας απλουστευμένης μεθόδου υπολογισμού των μονίμων μετατοπίσεων και καθιζήσεων μέσω διαγραμμάτων. Λόγω της μεγάλης διάρκειας των παραμετρικών αναλύσεων, ορισμένα αποτελέσματα της έκθεσης αυτής συμπληρώνονται από αποτελέσματα των Iai et al. (2001).

Πιο συγκεκριμένα, διερευνώνται οι εξής παράγοντες:

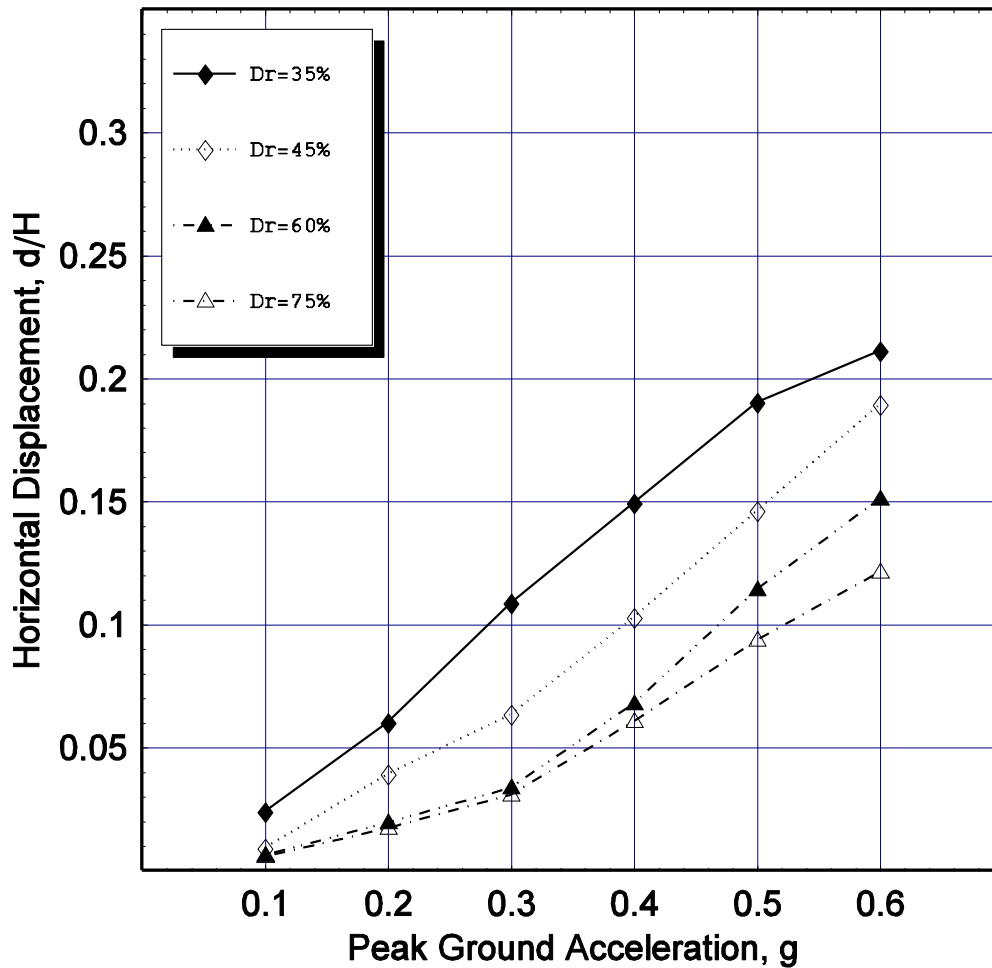
**Ποκνότητα εδάφους θεμελίωσης:** Το έδαφος θεμελίωσης χαρακτηρίζεται από τη σχετική πυκνότητα  $D_r$ , η οποία λαμβάνει τιμές από 35% ως 75%.

**Ποκνότητα αντιστηριζόμενου εδάφους:** Το αντιστηριζόμενο έδαφος χαρακτηρίζεται από τη σχετική πυκνότητα  $D_r$ , η οποία λαμβάνει τιμές από 35% ως 75%.

**Ένταση της σεισμικής δόνησης:** Χρησιμοποιούνται έξι βαθμίδες έντασης  $a_{g,max}$  από 0.1g ως 0.6g.

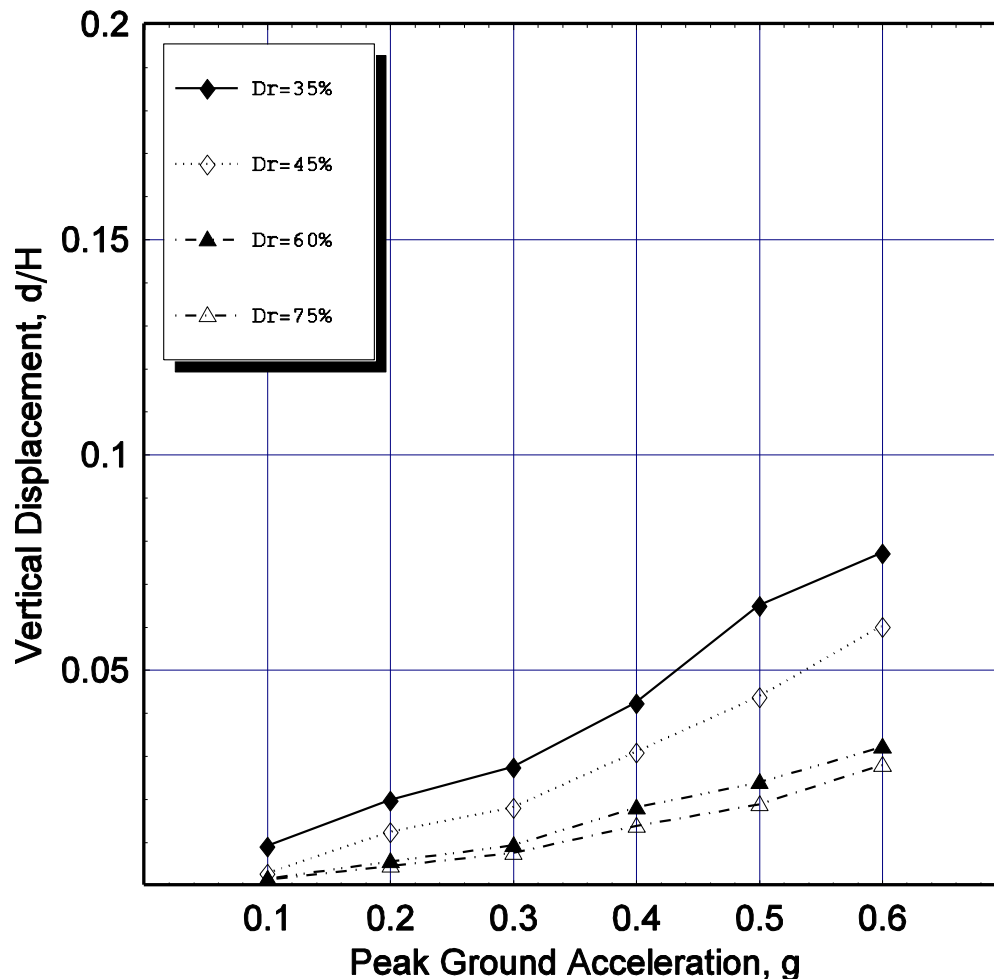
**Λόγος του πλάτους προς το ύψος του τοίχου (W/H):** Ο λόγος  $W/H$  λαμβάνει τιμές από 0.6 ως 1.1

**Λόγος του πάχους θεμελίωσης προς το ύψος του τοίχου (D1/H):** Ο λόγος  $D_1/H$  λαμβάνει τιμές από 0 ως 1.15.



**Σχήμα Α2.** Κανονικοποιημένη οριζόντια παραμένουσα μετατόπιση  $d/H$  του κρηπιδοτοίχου για μέγιστη επιτάχυνση εδάφους  $a_{g,max}$  και σχετική πυκνότητα του εδάφους θεμελίωσης και του αντιστηριζομένου εδάφους  $D_r$ .

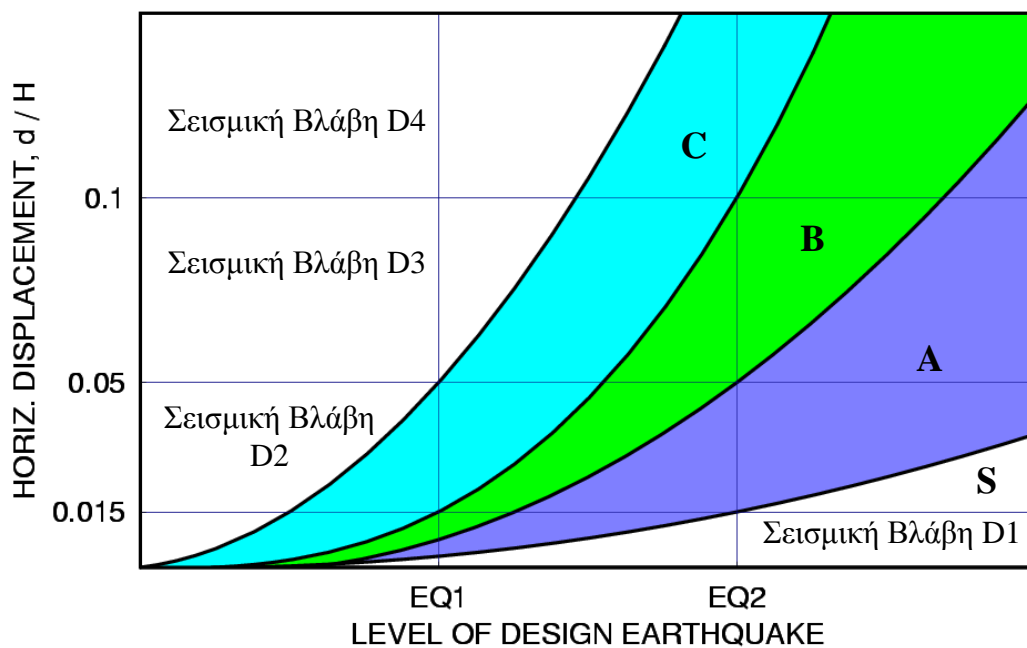
Τα αποτελέσματα των αναλύσεων παρουσιάζονται ως κανονικοποιημένες οριζόντιες και κατακόρυφες παραμένουσες μετατοπίσεις του κρηπιδοτοίχου,  $d/H$ , όπου  $H$  είναι το ύψος του τοίχου, για διάφορες τιμές του  $a_{g,max}$  και της σχετικής πυκνότητας  $D_r$ . Επίσης δίδεται η επίδραση του λόγου του πάχους θεμελίωσης προς ύψος  $D_1/H$  και του λόγου πλάτους προς ύψος τοίχου  $W/H$ . Τα αποτελέσματα της παραμετρικής ανάλυσης συμπληρώνονται από αντίστοιχα αποτελέσματα των Iai et al. (1998) και χρησιμοποιούνται για την δημιουργία μια απλουστευμένης μεθόδου σχεδιασμού.



**Σχήμα A3** Κανονικοποιημένη καθίζηση του κρηπιδοτοίχου  $d/H$  για μέγιστη επιτάχυνση εδάφους  $a_{g,max}$  και σχετική πυκνότητα του εδάφους θεμελίωσης και του αντιστηριζομένου εδάφους  $D_r$ .

Η σύγχρονη φιλοσοφία αντισεισμικού σχεδιασμού λιμενικών κατασκευών βασίζεται στην αντίληψη ότι οι μετατοπίσεις του εδάφους και των λιμενικών κατασκευών αποτελούν το κατεξοχήν σημαντικό κριτήριο σχεδιασμού και ότι μία περιορισμένη τιμή μόνιμης παραμόρφωσης είναι αποδεκτή με βάση προκαθορισμένα κριτήρια συμπεριφοράς. Στην εργασία αυτή υιοθετείται προσωρινά η φιλοσοφία του Ιαπωνικού κανονισμού αντισεισμικού σχεδιασμού λιμενικών κατασκευών (PIANC 2001), μέχρις ότου ωριμάσουν οι συνθήκες για την δημιουργία ενός ελληνικού κανονισμού. Δύο

επίπεδα σεισμικής δόνησης χρησιμοποιούνται για τον σχεδιασμό, ονομαστικά το επίπεδο EQ1 και το επίπεδο EQ2, με σκοπό να εξασφαλισθεί ένα καθορισμένο επίπεδο ασφάλειας και λειτουργικότητας για την κατηγορία EQ1 και να προσδιορισθεί ο βαθμός και ο τύπος των σεισμικών βλαβών για την κατηγορία EQ2. Η ταυτόχρονη εφαρμογή των δύο κριτηρίων σχεδιασμού είναι ιδιαίτερα χρήσιμη για περιοχές μέτριας ή υψηλής σεισμικότητας. Το αποδεκτό επίπεδο σεισμικών βλαβών καθορίζεται ανάλογα με τις ειδικές ανάγκες χρήσης της κατασκευής και είναι δυνατόν να προσδιορισθεί από άποψη δομικών βλαβών και λειτουργικότητας. Τα κριτήρια σεισμικής βλάβης για λιμενικούς κρηπιδοτόιχους δίδονται υπό μορφή παραμένουσας οριζόντιας μετατόπισης και καθίζησης ή στροφής του τοίχου, για διαφορετικά επίπεδα σεισμικής βλάβης (D1, D2, D3 και D4) και διαφορετικές βαθμίδες επιτελεστικότητας (S, A, B και C). Στο Σχήμα A4 παρουσιάζεται το κριτήριο της οριζόντιας μετατόπισης.



**Σχήμα A4** . Διάγραμμα επιτελεστικότητας του λιμενικού κρηπιδοτοίχου στις βαθμίδες S, A , B και C με κριτήριο την οριζόντια μετατόπιση.

Τα συμπεράσματα της ερευνητικής εργασίας για την σεισμική απόκριση λιμενικών κρηπιδοτοίχων είναι τα εξής:

1. Οι προβλέψεις του βελτιωμένου καταστατικού προσομοιώματος είναι σε καλή συμφωνία με τα δημοσιευμένα πειραματικά αποτελέσματα μονοτονικής και ανακυκλικής φόρτισης τριών άμμων με τις οποίες συγκρίθηκαν.
2. Η μέθοδος ανάλυσης που βασίζεται στην χρήση ενεργών τάσεων και το βελτιωμένο καταστατικό προσομοίωμα επαληθεύει την συμπεριφορά δύο τύπων κρηπιδοτοίχων στο λιμάνι του Kobe κατά τον σεισμό του 1995. Περαιτέρω αναλύσεις ιστορικών περιστατικών θα βελτιώσουν την αξιοπιστία της μεθόδου κάτω από διαφορετικές συνθήκες γεωμετρίας, σχετικής πυκνότητας των εδαφών και σεισμικής έντασης.
3. Η μέθοδος εκτίμησης της σχετικής πυκνότητας  $D_r$  με χρήση του αριθμού  $N$  της δοκιμής κρουστικής διείδυσης SPT και της διαφοράς  $e_{\max} - e_{\min}$  του δείκτη πόρων ή της διαμέτρου  $D_{50}$  επιτρέπει τον προσδιορισμό των παραμέτρων του καταστατικού προσομοιώματος με βάση συνήθεις επιτόπου και εργαστηριακές μετρήσεις.
4. Η διερεύνηση της επίδρασης της σχετικής πυκνότητας  $D_r$ , της μέγιστης επιτάχυνσης του εδάφους  $a_{g,\max}$ , του λόγου του πάχους της θεμελιώσεως προς το ύψος του τοίχου  $D_1/H$  και του λόγου του πλάτους προς το ύψος του τοίχου  $W/H$ , κατέδειξε με ακρίβεια την σπουδαιότητα των παραμέτρων αυτών στην απόκριση του κρηπιδοτοίχου.
5. Η απλουστευμένη μέθοδος εκτίμησης των μονίμων μετατοπίσεων του κρηπιδοτοίχου στον σεισμό σχεδιασμού μέσω των αποτελεσμάτων της παραμετρικής ανάλυσης και η υιοθέτηση του Ιαπωνικού κανονισμού για τον σχεδιασμό λιμενικών κρηπιδοτοίχων οδηγεί σε μία ορθολογική και απόλυτα πρακτική μέθοδο αποτίμησης της επιτελεστικότητας της κατασκευής.
6. Η μέθοδος ενεργών τάσεων που βασίζεται στο βελτιωμένο καταστατικό προσομοίωμα είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθεί σε περαιτέρω παραμετρικές αναλύσεις για την διερεύνηση (α) του φασματικού περιεχομένου της σεισμικής δόνησης με την χρήση και άλλων ιστορικών επιταχυνσιογραφημάτων (β) της

διάρκειας της σεισμικής δόνησης και ( $\gamma$ ) της έκτασης μιας πιθανής ζώνης βελτίωσης του εδάφους πίσω από τον τοίχο, κ.λ.π. Οι επιπλέον αναλύσεις θα εμπλουτίσουν τα κανονικοποιημένα διαγράμματα σχεδιασμού και θα αυξήσουν την χρησιμότητα της μεθόδου.

### **Επιφανειακές θεμελιώσεις**

Στο δεύτερο τμήμα της ερευνητικής εργασίας έγινε προσπάθεια να αποτιμηθεί η επίδραση της ρευστοποίησης στην φέρουσα ικανότητα επιφανειακών θεμελιώσεων, στην ειδική περίπτωση πρακτικού ενδιαφέροντος όπου η ρευστοποιήσιμη στρώση της άμμου υπόκειται επιφανειακής αργιλικής στρώσης. Στην περίπτωση αυτή συχνά γεννιέται το ερώτημα κατά πόσον τυχόν ρευστοποίηση της άμμου θα επηρεάσει την φέρουσα ικανότητα του θεμελίου και, εάν ναι, πόση θα είναι η επιρροή αυτή.

Για τον σκοπό αυτό χρησιμοποιήθηκε η θεώρηση των Cascone & Bouckovalas (1998) σύμφωνα με την οποία αποτιμάται η φέρουσα ικανότητα της θεμελίωσης μετά το πέρας της δόνησης, υπό στατικές δηλαδή συνθήκες, όταν η υπερπίεση των πόρων στο ρευστοποιήσιμο στρώμα της άμμου δεν έχει ακόμη εκτονωθεί. Κατά την θεώρηση αυτή η διατμητική αντοχή της άμμου μειώνεται μέσω ισοδύναμης μείωσης της γωνίας τριβής  $\phi$ , όπως προτείνεται στον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό ΕΑΚ2000 και στον Ευρωκώδικα EC-8. Για τον υπολογισμό της απομειωμένης φέρουσας ικανότητας του θεμελίου θεωρείται ακολούθως ένας σύνθετος (“punch through”) μηχανισμός αστοχίας, ο οποίος αποτελείται από κατακόρυφες επιφάνειες θραύσης εντός της αργίλου και τις συνήθεις λογαριθμικές σπείρες εντός της υποκείμενης άμμου. Έτσι, προκύπτουν αναλυτικές λύσεις και διαγράμματα για δύο βασικές παραμέτρους σχεδιασμού:

- Τον κρίσιμο λόγο του πάχους της αργίλου προς το πλάτος του θεμελίου  $(H/B)_{CR}$  πάνω από τον οποίο δεν υφίσταται θέμα επίδρασης από ενδεχόμενη ρευστοποίηση της υποκείμενης άμμου.
- Τον συντελεστή απομείωσης της φέρουσας ικανότητας ( $\zeta$ ), ο οποίος ορίζεται ως ο λόγος της απομειωμένης φέρουσας ικανότητας προς την φέρουσα ικανότητα της θεμελίωσης στο στρώμα της αργίλου (εάν δεν υπήρχε δηλαδή η υποκείμενη στρώση της άμμου).

Στα πλαίσια του παρόντος ερευνητικού προγράμματος, η ανωτέρω θεώρηση **διερευνήθηκε** λεπτομερώς, **βελτιώθηκε** και τελικώς **ελέγχθηκε** με την βοήθεια αριθμητικών αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων. Τα αποτελέσματα από την βελτιωμένη θεώρηση συνοψίζονται στα συνημμένα **Διαγράμματα Σχεδιασμού**, για

τετραγωνική θεμελίωση και για πεδילוδοκό. Παράλληλα με τα εν λόγω διαγράμματα προέκυψαν και τα ακόλουθα συμπεράσματα γενικότερου ενδιαφέροντος:

**(α)** Η αρχικές λύσεις των Cascone & Bouckovalas βελτιώνονται οριακά μόνον με θεώρηση πιο ρεαλιστικής επιφάνειας αστοχίας εντός της αργίλου και με προσθήκη συντελεστού επίδρασης του βάθους στην συνιστώσα της φέρουσας ικανότητας που αντιστοιχεί στην άμμο. Η δεύτερη από τις δύο αυτές βελτιώσεις έχει ληφθεί υπόψη στα συνημμένα διαγράμματα σχεδιασμού, αντίθετα με την πρώτη η οποία είναι αρκετά σύνθετη και δεν λαμβάνεται υπόψη.

**(β)** Τα αποτελέσματα των υπολογισμών διαφέρουν σημαντικά ανάλογα με τον τρόπο που προσομοιώνεται η απομείωση της διατμητικής αντοχής της άμμου λόγω ανάπτυξης υδατικών υπερπλίσεων και τελικώς ρευστοποίησης. Πιο συγκεκριμένα, αποδεικνύεται ότι η απομείωση της γωνίας τριβής σύμφωνα με την σχέση των κανονισμών, η οποία υιοθετήθηκε επίσης από τους Cascone & Bouckovalas:

$$\tan \varphi^* = (1 - \Delta u / \sigma'_{v0}) \tan \varphi$$

είναι σημαντικά πιο συντηρητική από την απομείωση της ενεργού τάσης ή ισοδύναμα του φαινομένου (υπό άνωση) ειδικού βάρους σύμφωνα με τη σχέση:

$$\gamma'^* = (1 - \Delta u / \sigma'_{v0}) \gamma'$$

**(γ)** Ανεξαρτήτως της θεώρησης που χρησιμοποιείται για την απομείωση της διατμητικής αντοχής ( $\varphi^*$  ή  $\gamma'^*$ ), θα πρέπει απαραίτητα να ληφθεί υπόψη στους υπολογισμούς η παραμένουσα, μη μηδενική αντοχή της άμμου μετά την ρευστοποίηση. Η βελτίωση αυτή, η οποία έχει ληφθεί υπόψη στα διαγράμματα σχεδιασμού, προσεγγίζει με μεγαλύτερη ακρίβεια την πραγματική επιτόπου συμπεριφορά ρευστοποιήσιμων εδαφών και έχει επιπλέον σημαντική επίδραση στα αποτελέσματα των υπολογισμών.

**(δ)** Η προσομοίωση του φαινομένου, με συζευγμένες ελαστοπλαστικές δυναμικές αναλύσεις, οι οποίες λαμβάνουν υπόψη την ανομοιόμορφη ανάπτυξη πίεσης πόρων κάτω από το θεμέλιο και στο ελεύθερο πεδίο, υποδεικνύουν ότι:

- Ο προσεγγιστικός υπολογισμός της μειωμένης φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης θα πρέπει να γίνεται με μείωση της γωνίας τριβής της άμμου, σε



συνδυασμό με συντηρητικό υπολογισμό των υδατικών υπερπιέσεων λόγω σεισμού.

- Σε περίπτωση αστοχίας του θεμελίου, οι καθιζήσεις θα είναι σχετικά μεγάλες και θα αναπτυχθούν σταδιακά, κατά την διάρκεια της σεισμικής δόνησης.
- Για πιο λεπτομερή υπολογισμό της επίδρασης της ρευστοποίησης θα πρέπει χρησιμοποιούνται συζευγμένες ελαστοπλαστικές δυναμικές αναλύσεις της σεισμικής απόκρισης του εδάφους, της θεμελίωσης και της ανωδομής.

## *Διαγράμματα Σχεδιασμού*

Στα **Διαγράμματα Σχεδιασμού** που ακολουθούν, χρησιμοποιούνται οι εξής συμβολισμοί:

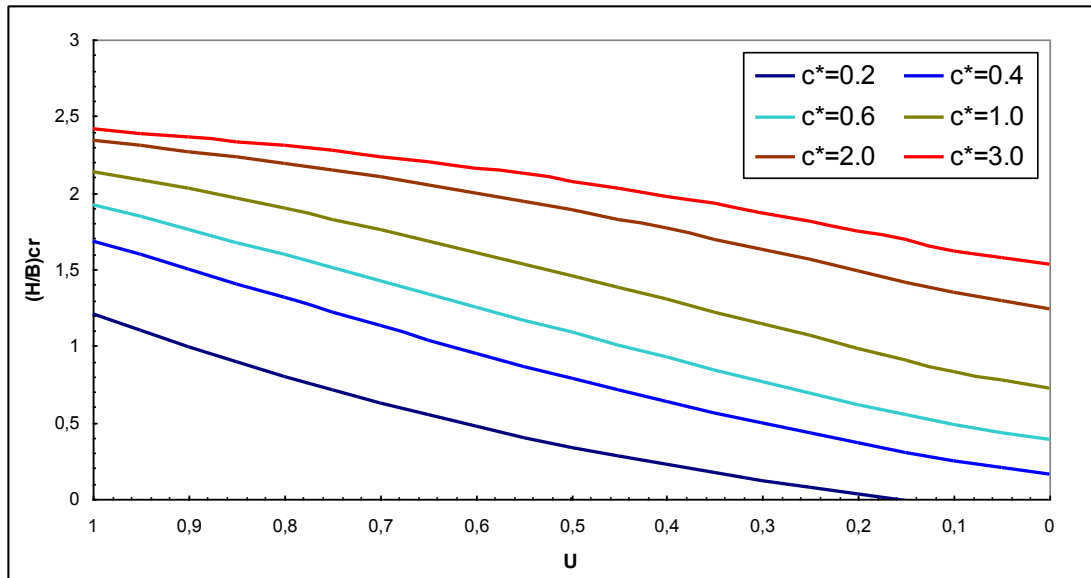
$c^*=c/\gamma'B$ , όπου  $c$  η αντοχή της επιφανειακής αργιλικής στρώσης,  $\gamma'$  το φαινόμενο ειδικό βάρος και  $B$  το πλάτος του θεμελίου.

$(H/B)cr$ , το κρίσιμο βάθος κάτω του οποίου τυχόν ρευστοποίηση της άμμου δεν επηρεάζει την φέρουσα ικανότητα του θεμελίου

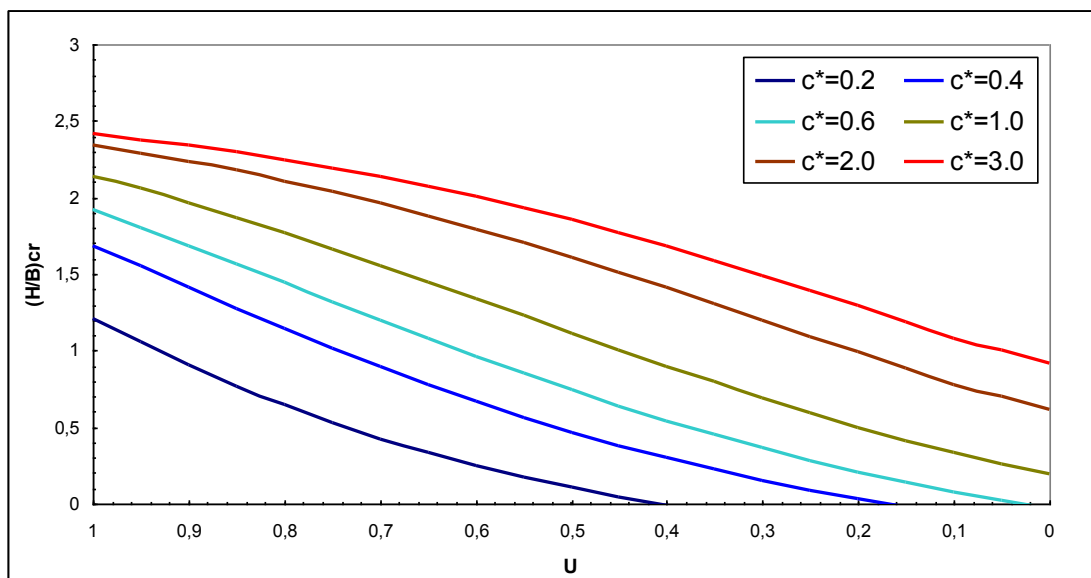
$\zeta$ , ο συντελεστής απομείωσης της φέρουσας ικανότητας του θεμελίου

$U=\Delta u / \sigma'_{v_0}$ , όπου  $\sigma'_{v_0}$  είναι η αρχική κατακόρυφη ενεργός τάση και  $\Delta u$  είναι η μέση υπερπίεση των πόρων που θα αναπτυχθεί στην άμμο, υπό την θεμελίωση, λόγω της σεισμικής δόνησης.

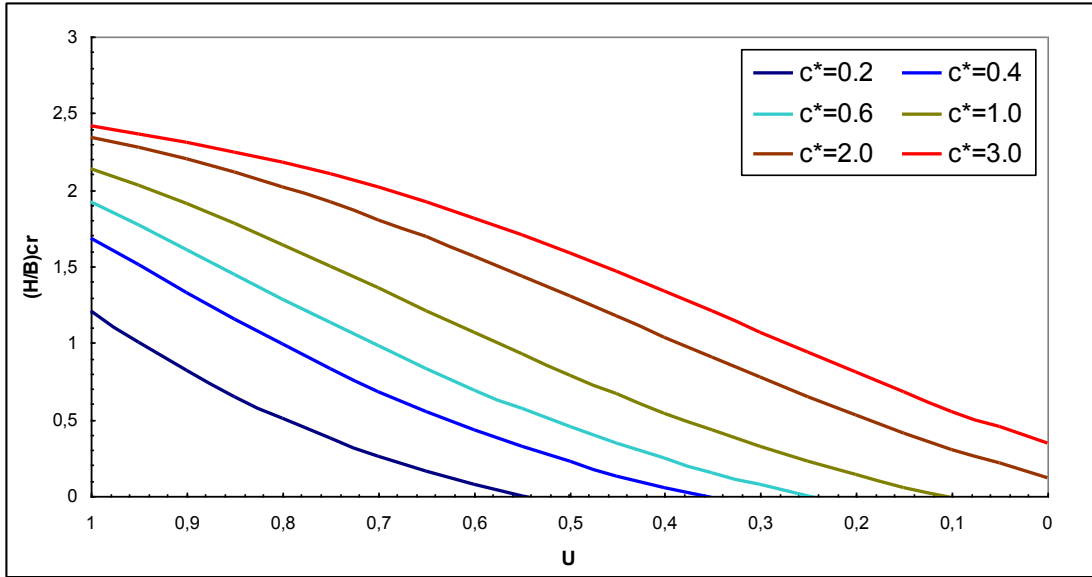
Ο υπολογισμός της  $\Delta U$  είναι δυνατόν να βασισθεί σε πειραματικά αποτελέσματα, προσεγγιστικές αναλυτικές σχέσεις ή ακόμη και σε λεπτομερείς υπολογισμούς με την βοήθεια αριθμητικών μεθόδων. Ενδεικτικά προτείνονται κατωτέρω οι προσεγγιστικές σχέσεις που διατυπώθηκαν στον Τομέα Γεωτεχνικής του ΕΜΠ (Εγγλέζος και Μπουκοβάλας 2001), με βάση την στατιστική επεξεργασία μεγάλου σχετικά όγκου πειραματικών αποτελεσμάτων σε άμμους και ιλύες.



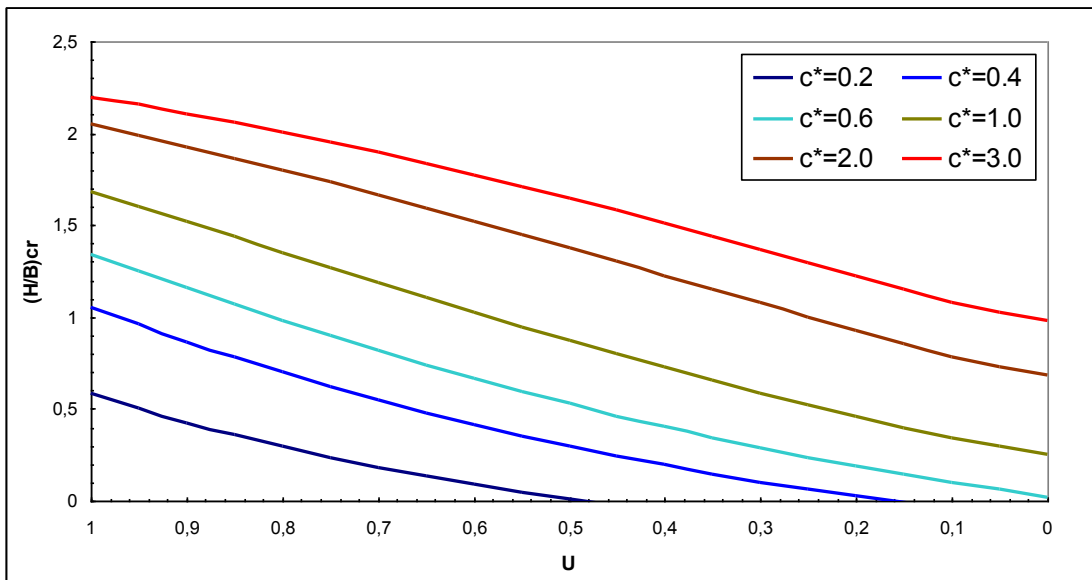
**Σχήμα Β1** Κρίσιμο βάθος  $(H/B)_{cr}$  για  $\phi_0=20^\circ$  και απειρομήκες θεμέλιο, με την κλασική μέθοδο απομείωσης της γωνίας τριβής



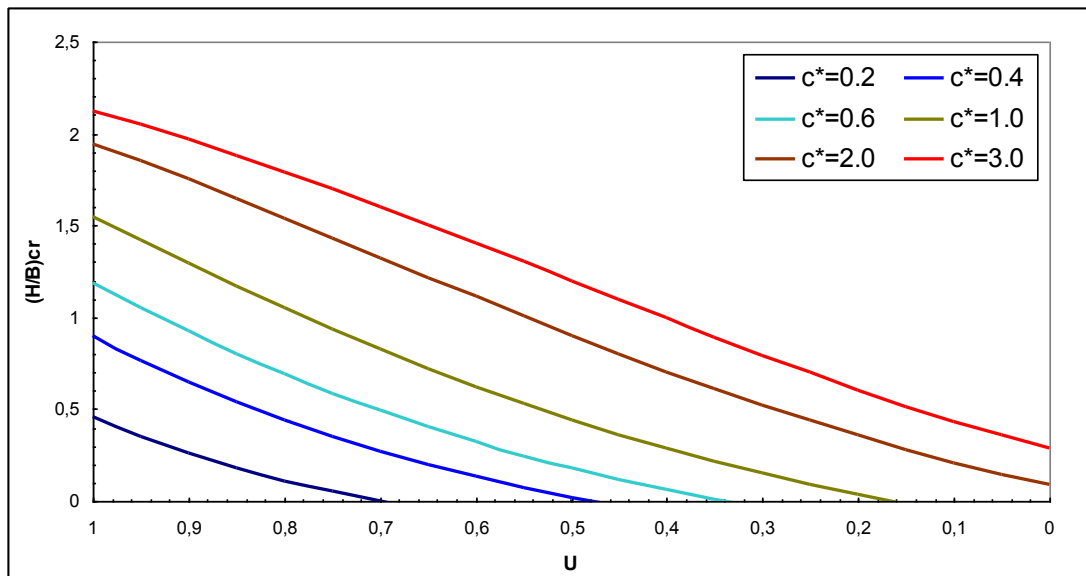
**Σχήμα Β2** Κρίσιμο βάθος  $(H/B)_{cr}$  για  $\phi_0=25^\circ$  και απειρομήκες θεμέλιο, με την κλασική μέθοδο απομείωσης της γωνίας τριβής



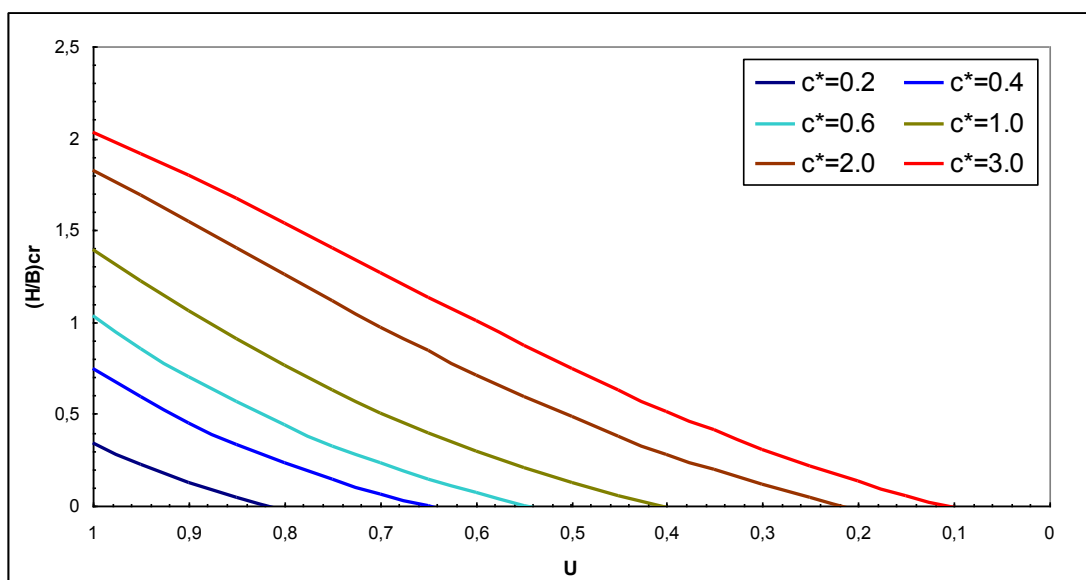
**Σχήμα Β3** Κρίσιμο βάθος  $(H/B)_{cr}$  για  $\phi_0=30^\circ$  και απειρομήκες θεμέλιο, με την κλασική μέθοδο απομείωσης της γωνίας τριβής



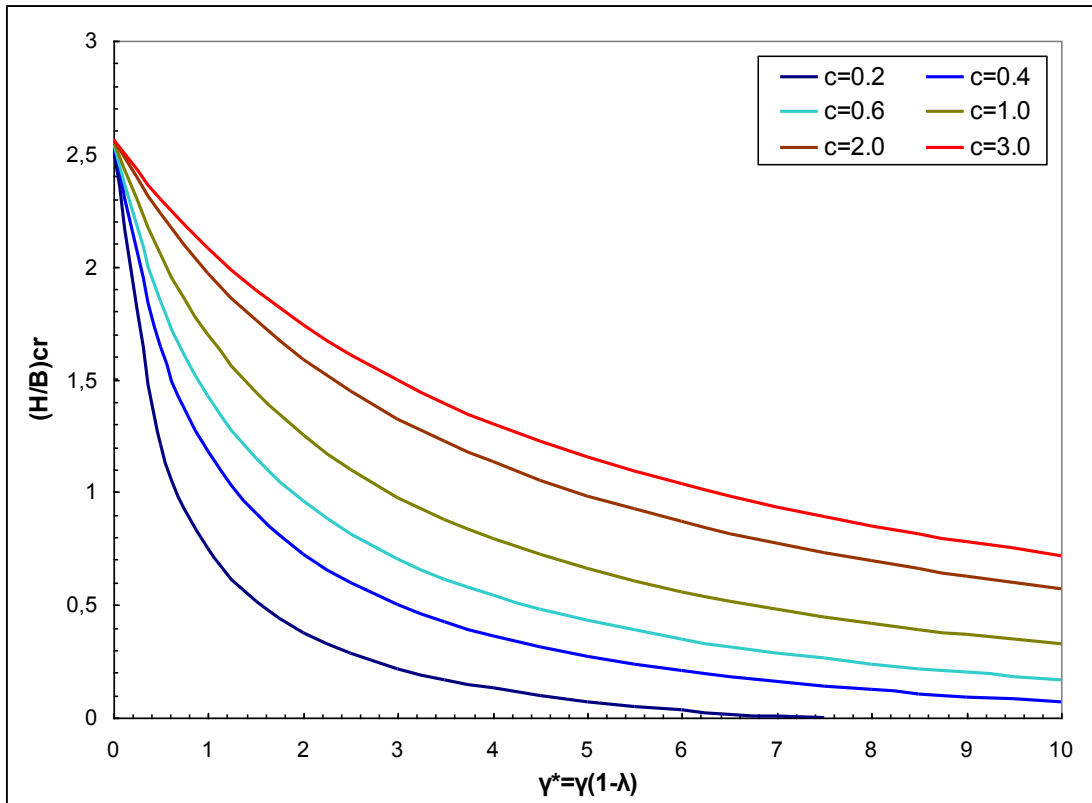
**Σχήμα Β4** Κρίσιμο βάθος  $(H/B)_{cr}$  για  $\phi_0=20^\circ$  και τετραγωνικό θεμέλιο, με την κλασική μέθοδο απομείωσης της γωνίας τριβής



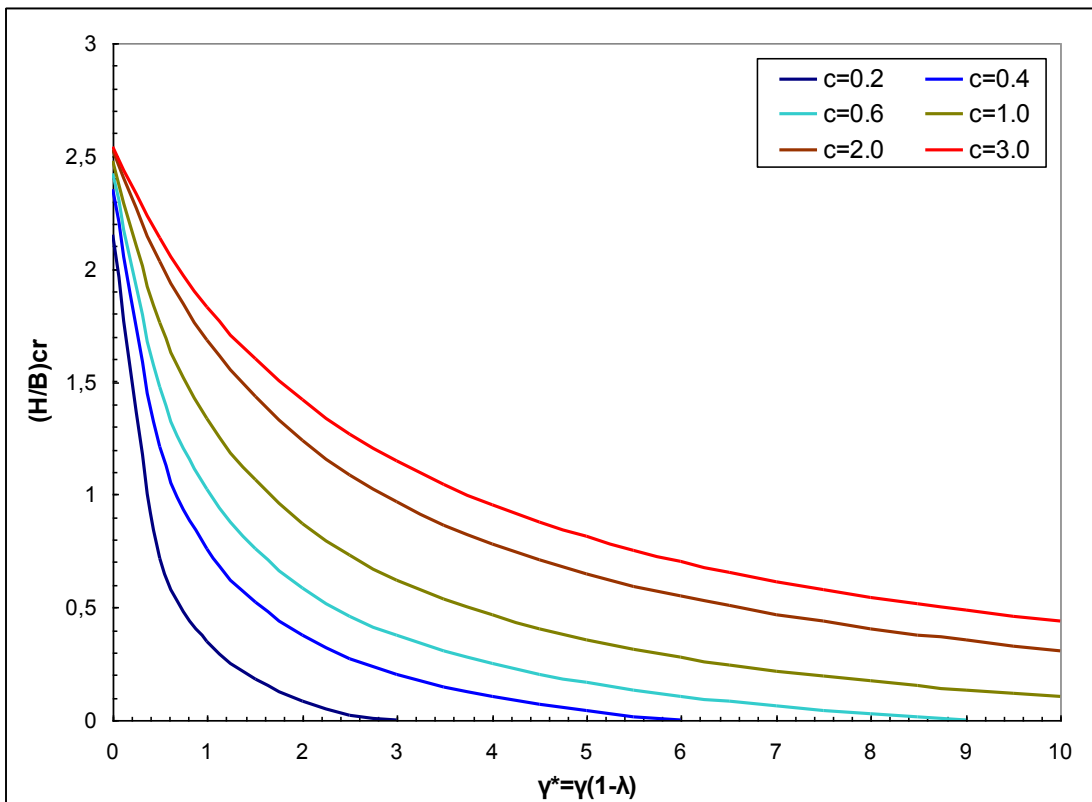
**Σχήμα Β5** Κρίσιμο βάθος  $(H/B)_{cr}$  για  $\phi_0=25^\circ$  και τετραγωνικό θεμέλιο, με την κλασική μέθοδο απομείωσης της γωνίας τριβής



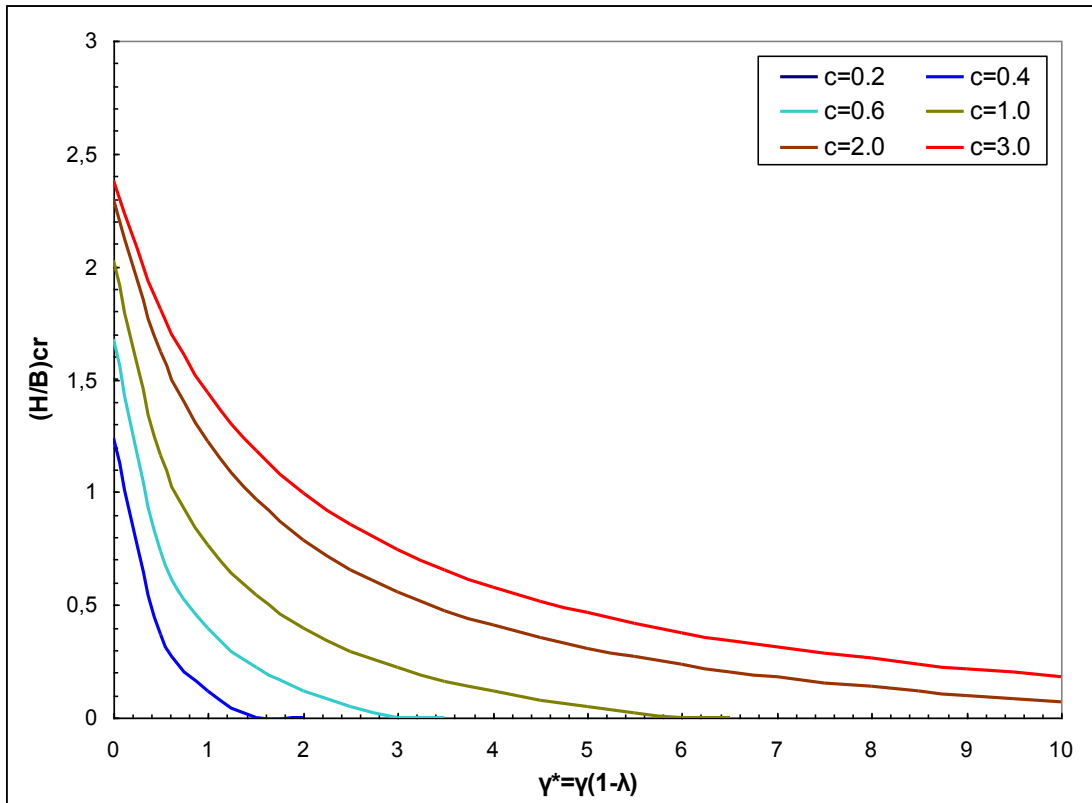
**Σχήμα Β6** Κρίσιμο βάθος  $(H/B)_{cr}$  για  $\phi_0=30^\circ$  και τετραγωνικό θεμέλιο, με την κλασική μέθοδο απομείωσης της γωνίας τριβής



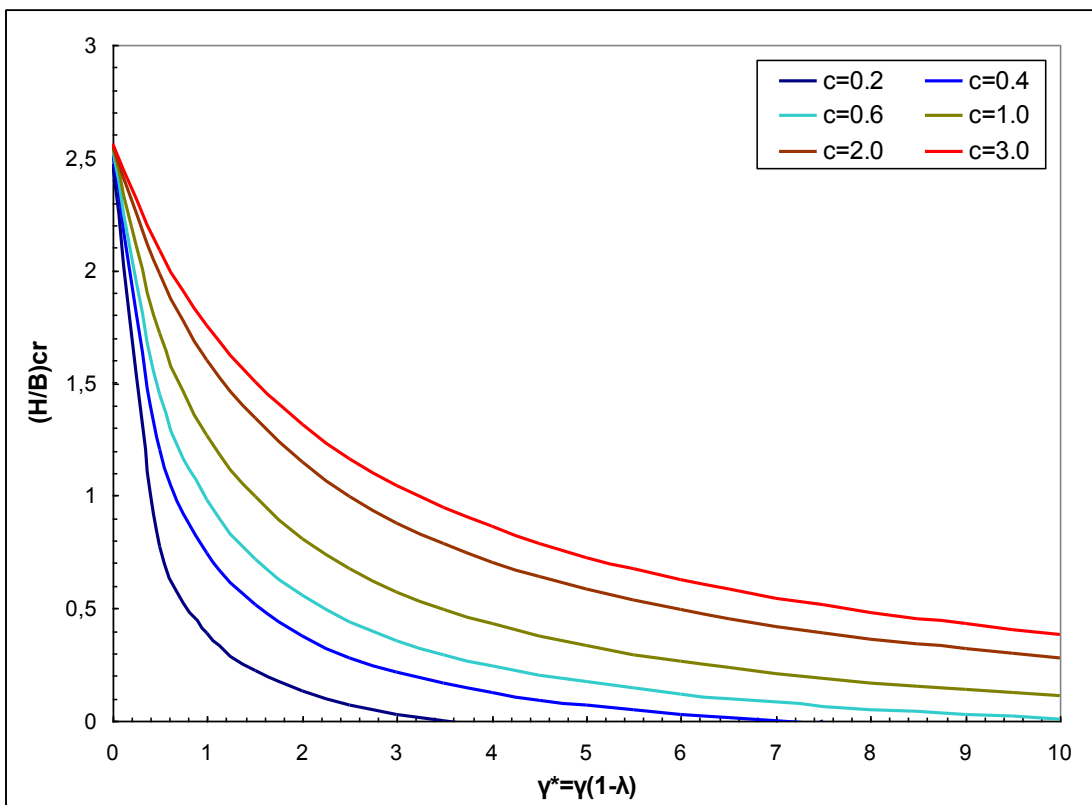
**Σχήμα Β7** Κρίσιμο βάθος  $(H/B)_{cr}$  για  $\phi_0=20^\circ$  και απειρομήκες θεμέλιο, με την εναλλακτική μέθοδο απομείωσης του φαινόμενου ειδικού βάρους



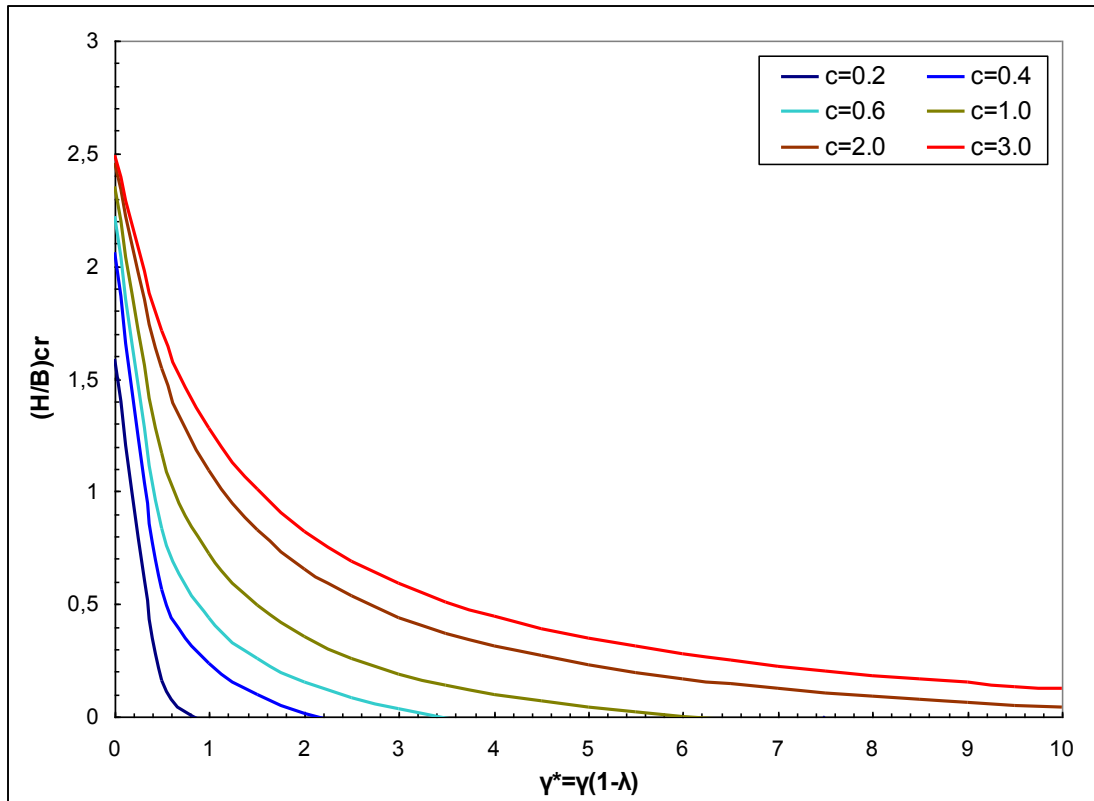
**Σχήμα Β8** Κρίσιμο βάθος  $(H/B)_{cr}$  για  $\phi_0=25^\circ$  και απειρομήκες θεμέλιο, με την εναλλακτική μέθοδο απομείωσης του φαινόμενου ειδικού βάρους



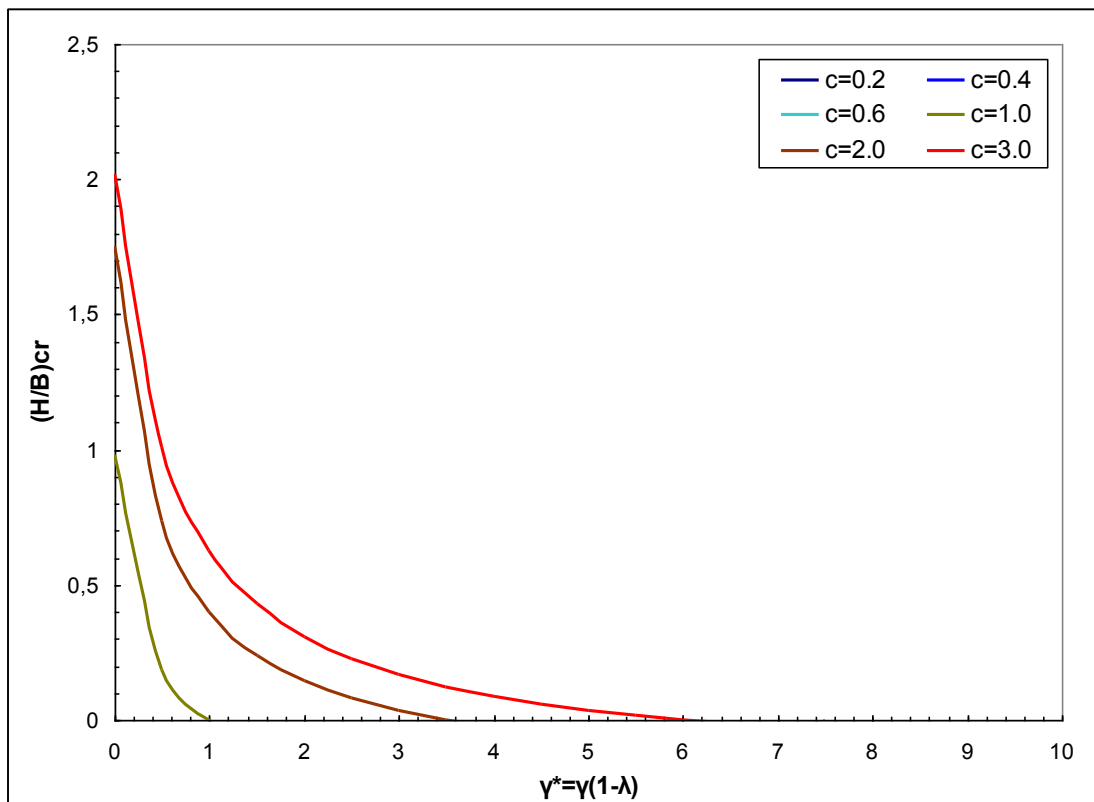
**Σχήμα Β9** Κρίσιμο βάθος  $(H/B)_{cr}$  για  $\phi_0=30^\circ$  και απειρομήκες θεμέλιο, με την εναλλακτική μέθοδο απομείωσης του φαινόμενου ειδικού βάρους



**Σχήμα Β10** Κρίσιμο βάθος  $(H/B)_{cr}$  για  $\phi_0=20^\circ$  και τετραγωνικό θεμέλιο, με την εναλλακτική μέθοδο απομείωσης του φαινόμενου ειδικού βάρους

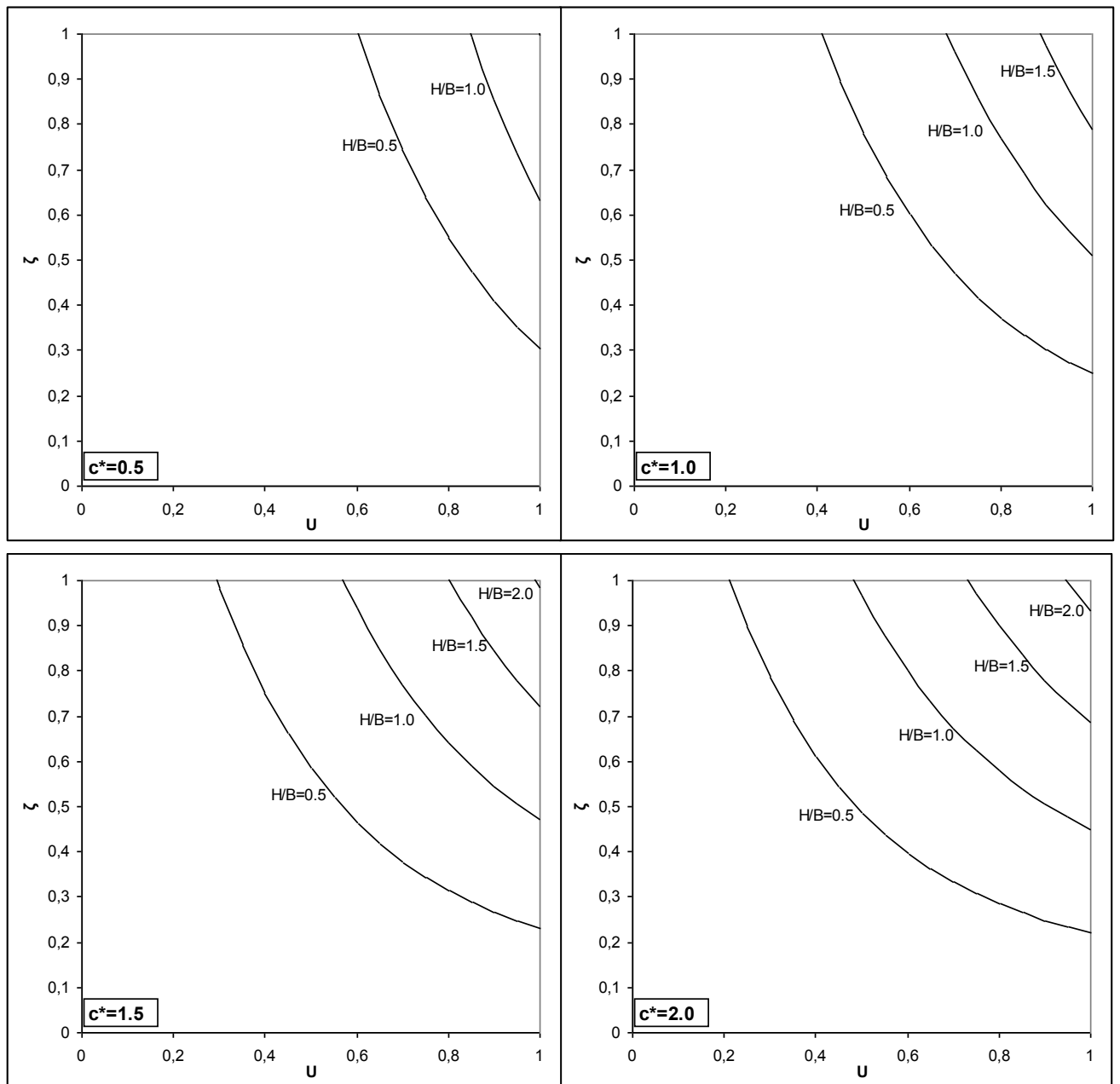


Σχήμα B11 Κρίσιμο βάθος  $(H/B)_{cr}$  για  $\phi_0=25^\circ$  και τετραγωνικό θεμέλιο, με την εναλλακτική μέθοδο απομείωσης του φαινόμενου ειδικού βάρους

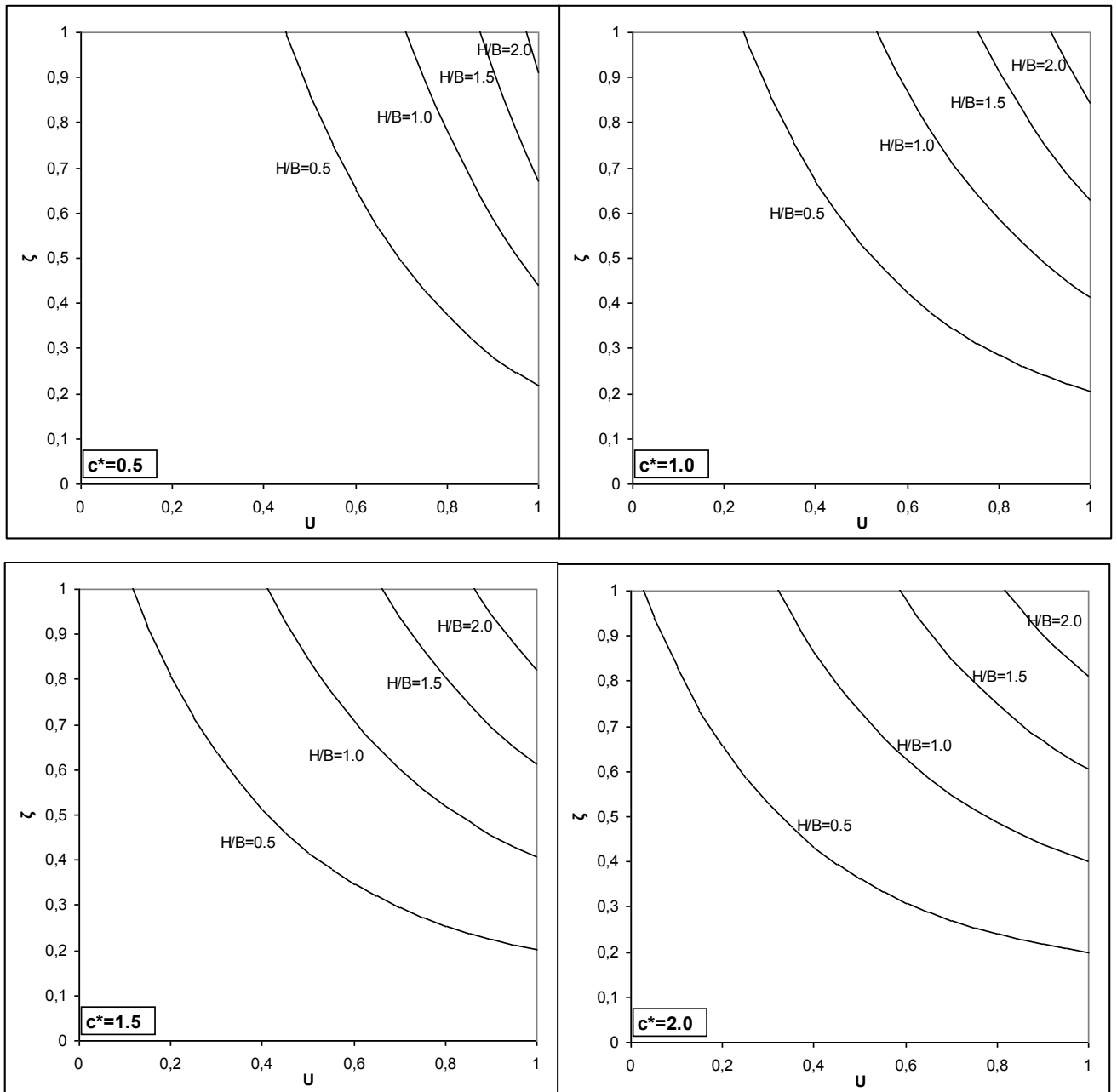


Σχήμα B12 Κρίσιμο βάθος  $(H/B)_{cr}$  για  $\phi_0=30^\circ$  και τετραγωνικό θεμέλιο, με την εναλλακτική μέθοδο απομείωσης του φαινόμενου ειδικού βάρους

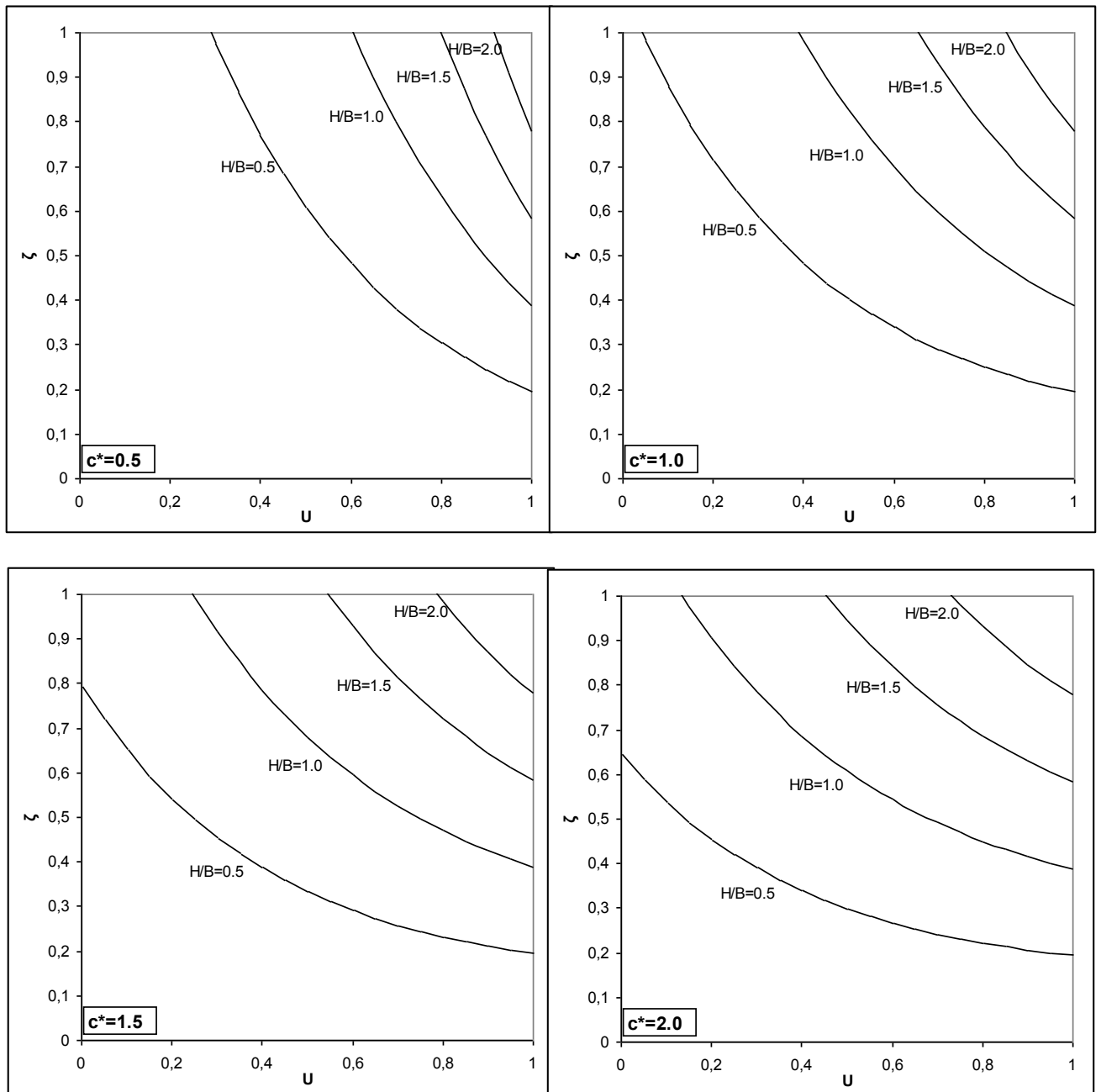




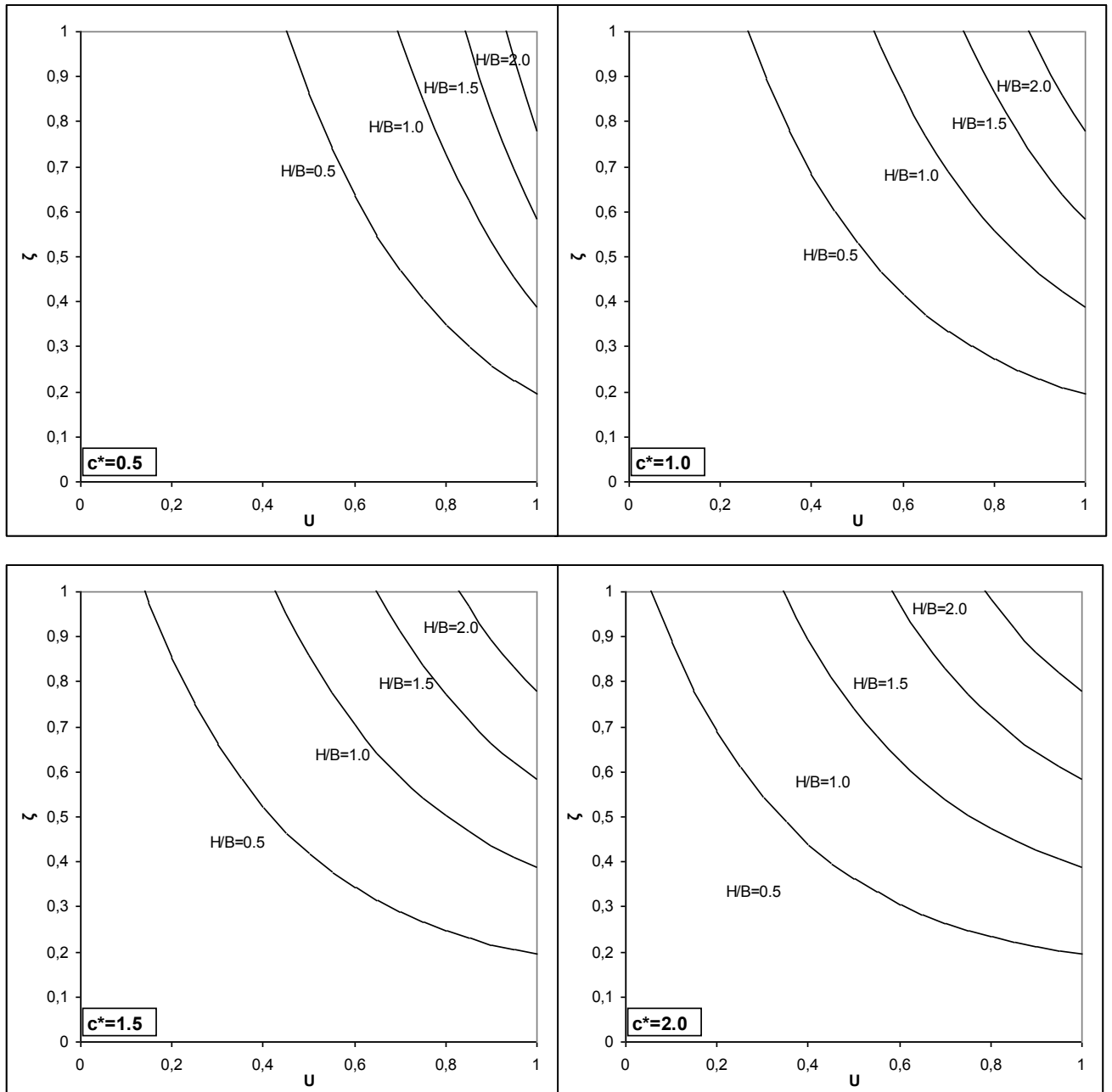
**Σχήμα Β13** Συντελεστής σεισμικής φέρουσας ικανότητας με την κλασική μέθοδο απομείωσης της γωνίας τριβής για απειρομήκη θεμέλια και  $\varphi=30^\circ$ .



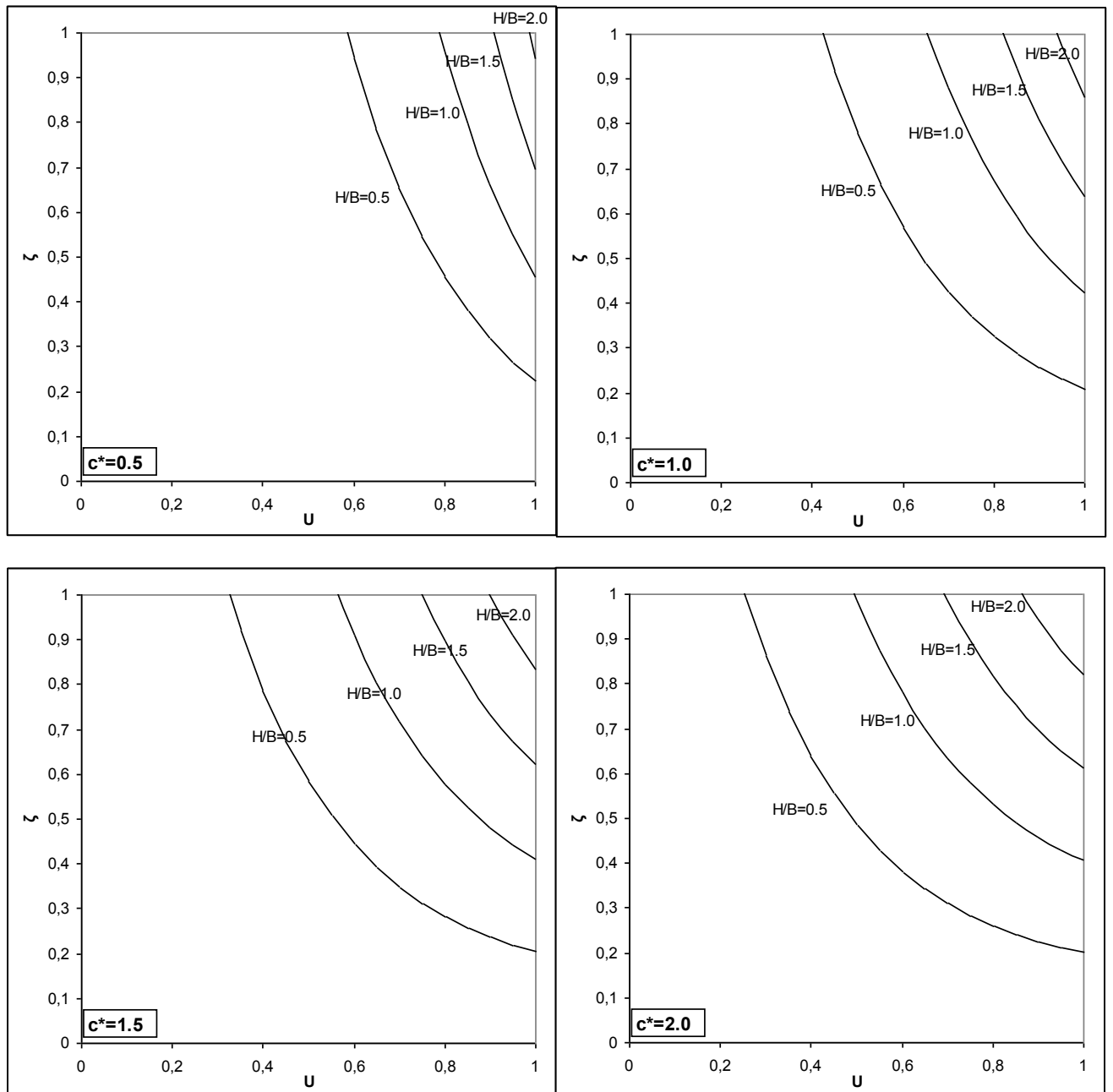
**Σχήμα Β14** Συντελεστής σεισμικής φέρουσας ικανότητας με την κλασική μέθοδο απομείωσης της γωνίας τριβής για απειρομήκη θεμέλια και  $\phi=25^\circ$ .



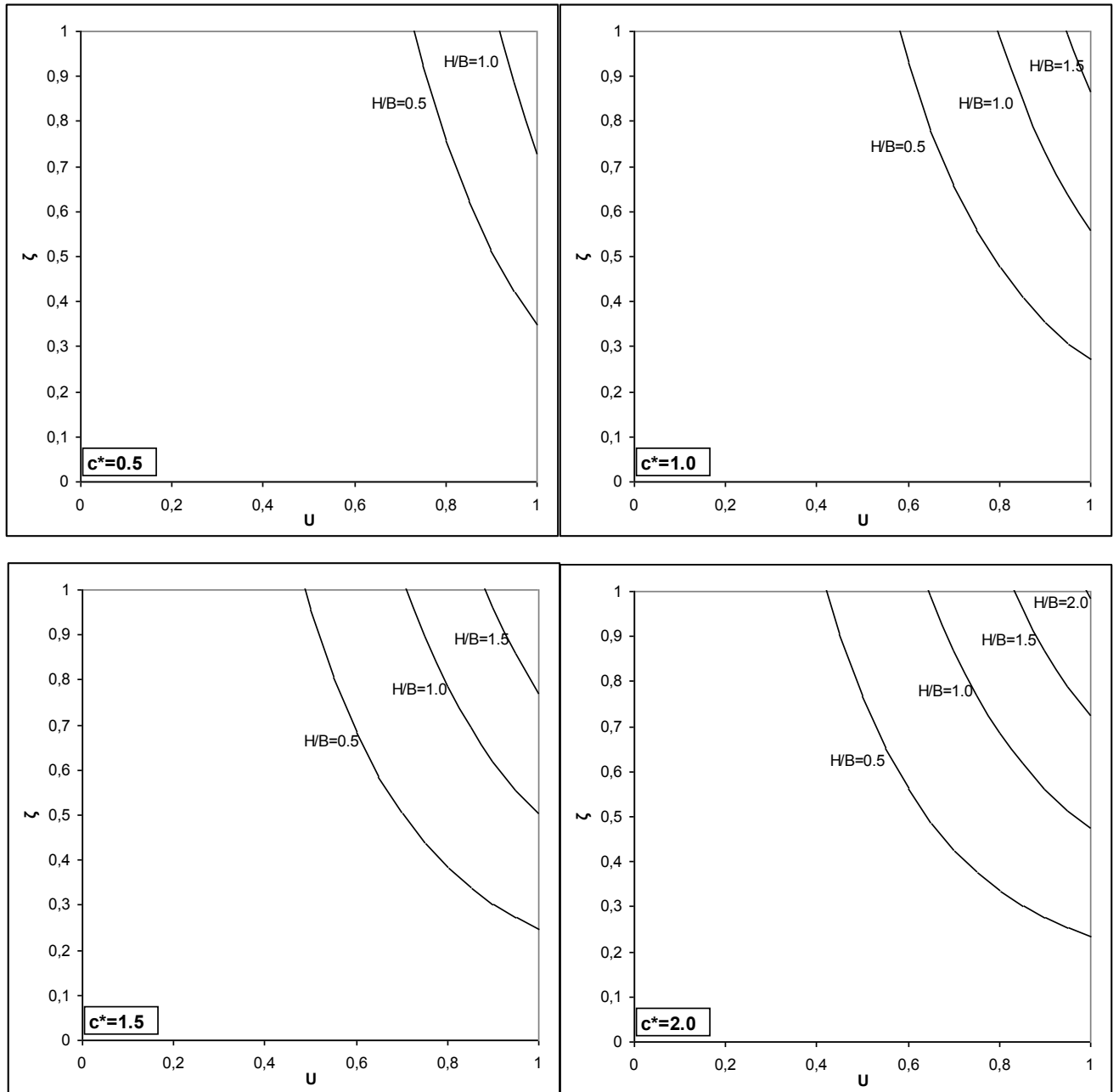
**Σχήμα Β15** Συντελεστής σεισμικής φέρουσας ικανότητας με την κλασική μέθοδο απομείωσης της γωνίας τριβής για απειρομήκη θεμέλια και  $\phi=20^\circ$ .



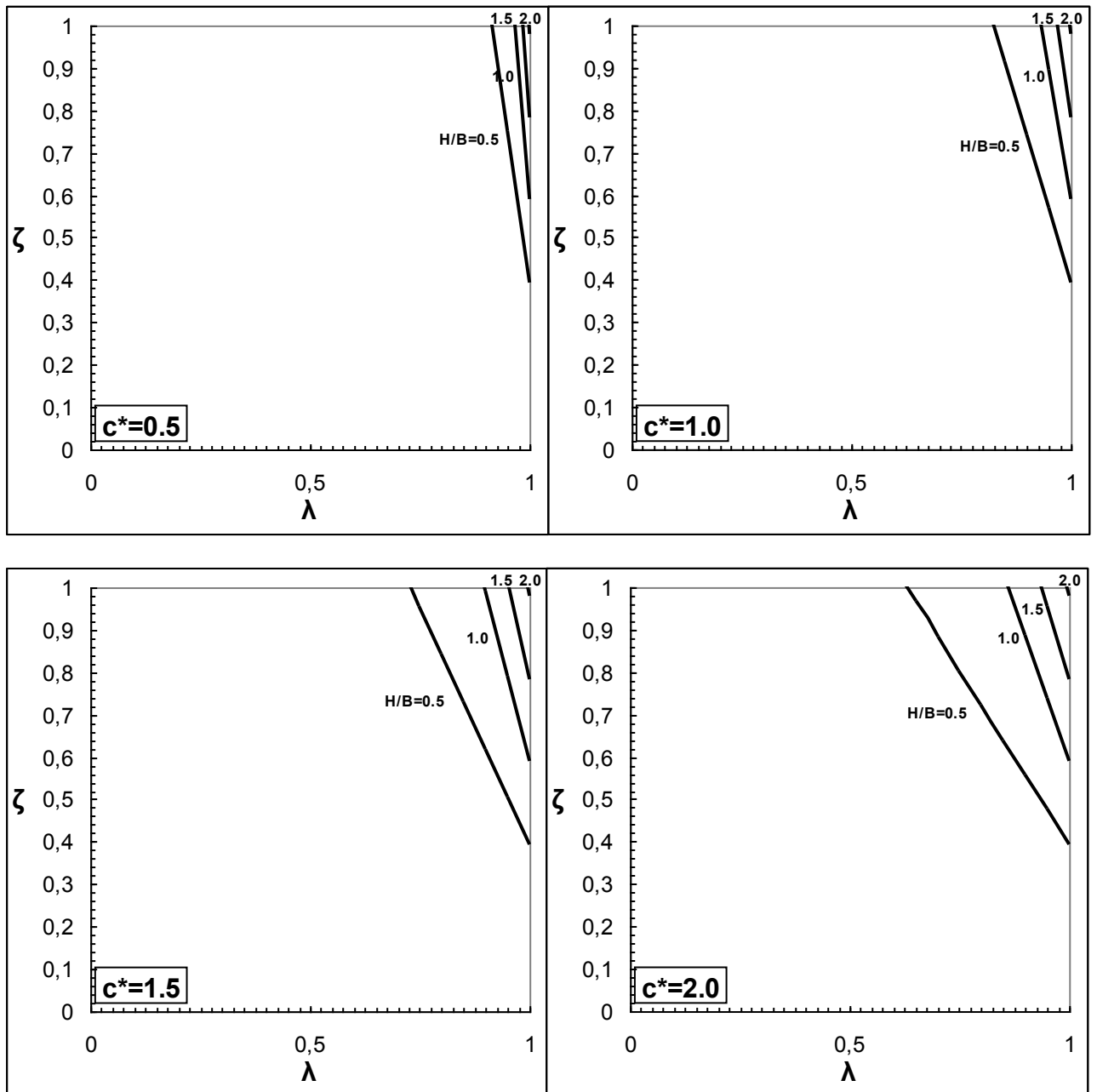
**Σχήμα Β16** Συντελεστής σεισμικής φέρουσας ικανότητας με την κλασική μέθοδο απομείωσης της γωνίας τριβής για τετραγωνικά θεμέλια και  $\varphi=20^\circ$ .



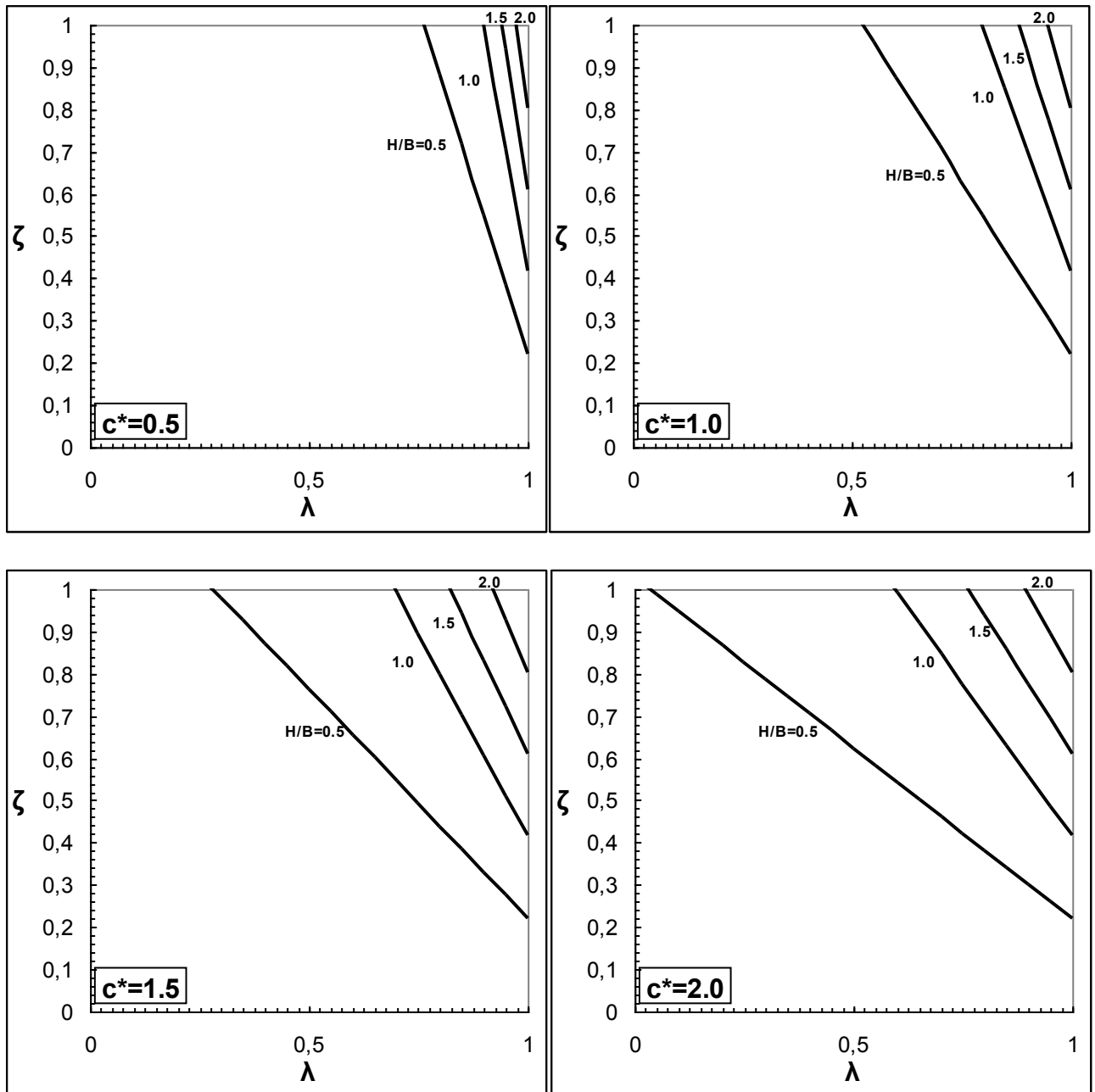
**Σχήμα Β17** Συντελεστής σεισμικής φέρουσας ικανότητας με την κλασική μέθοδο απομείωσης της γωνίας τριβής για τετραγωνικά θεμέλια και  $\varphi=25^\circ$ .



**Σχήμα B18** Συντελεστής σεισμικής φέρουσας ικανότητας με την κλασική μέθοδο απομείωσης της γωνίας τριβής για τετραγωνικά θεμέλια και  $\varphi=30^\circ$ .

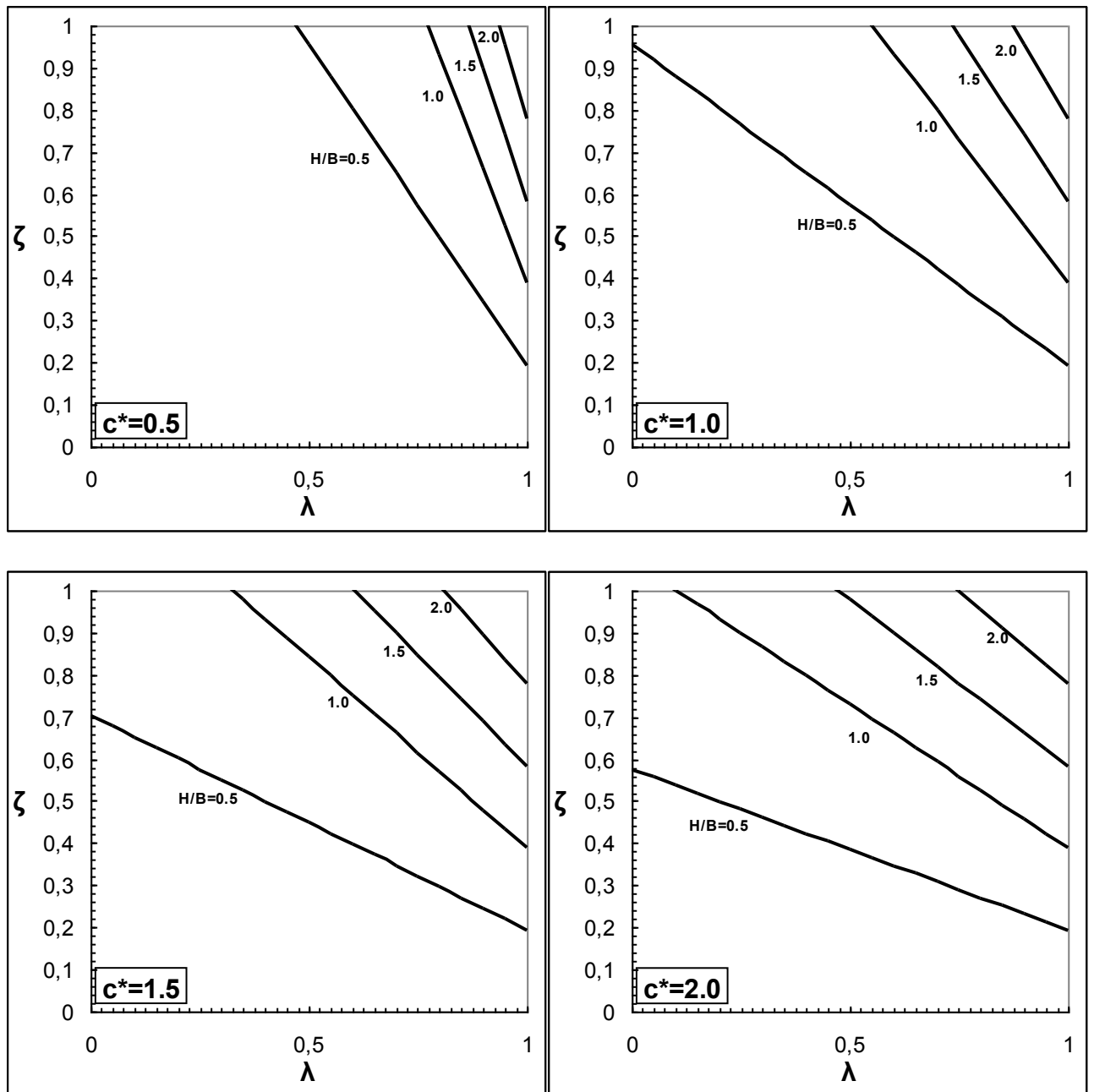


**Σχήμα Β19** Συντελεστής σεισμικής φέρουσας ικανότητας με την εναλλακτική μέθοδο απομείωσης του φαινομένου ειδικού βάρους για απειρομήκη θεμέλια και  $\varphi=30^\circ$ .

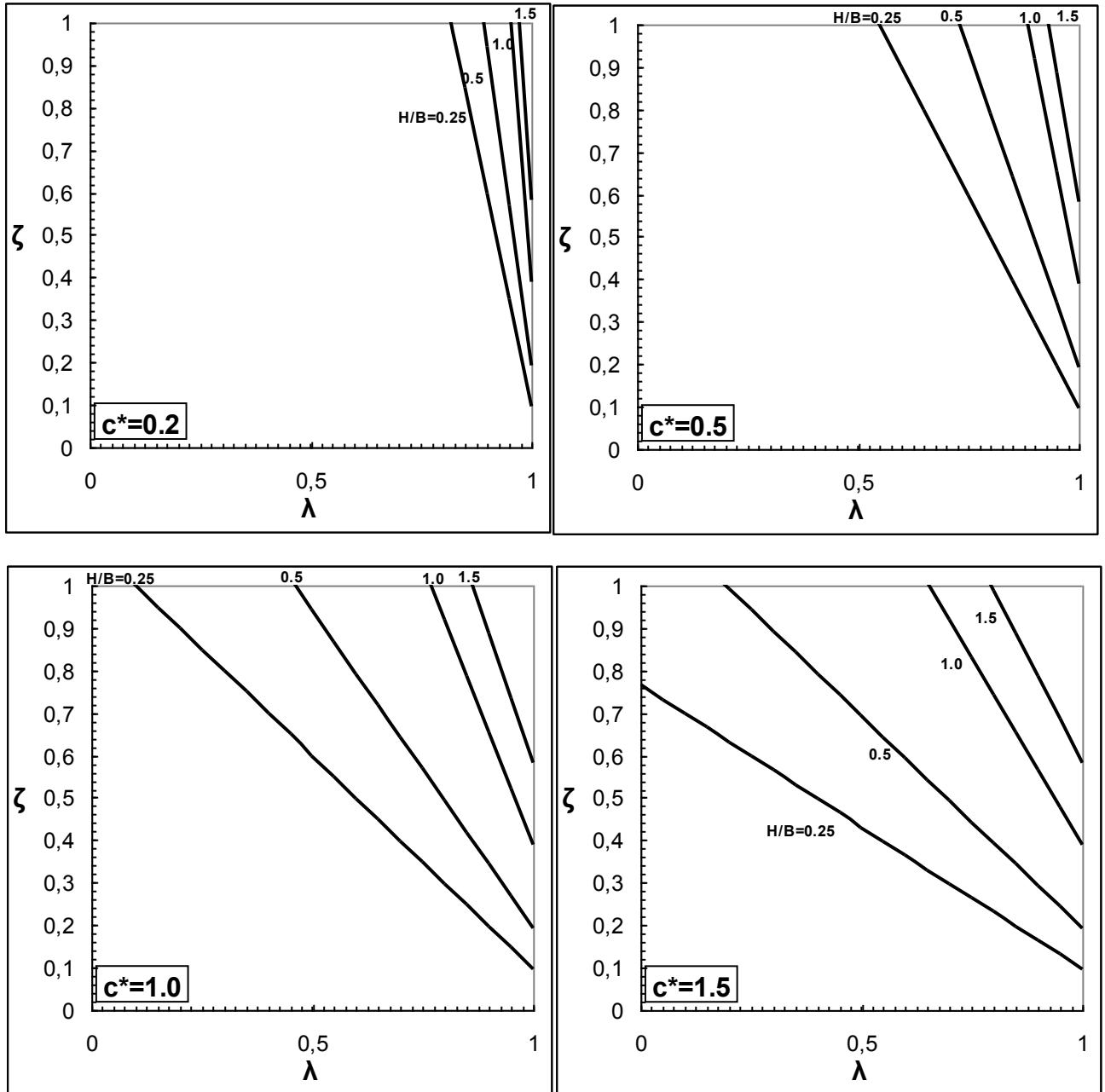


**Σχήμα Β20** Συντελεστής σεισμικής φέρουσας ικανότητας με την εναλλακτική μέθοδο απομείωσης του φαινομένου ειδικού βάρους για απειρομήκη θεμέλια και  $\varphi=25^\circ$ .

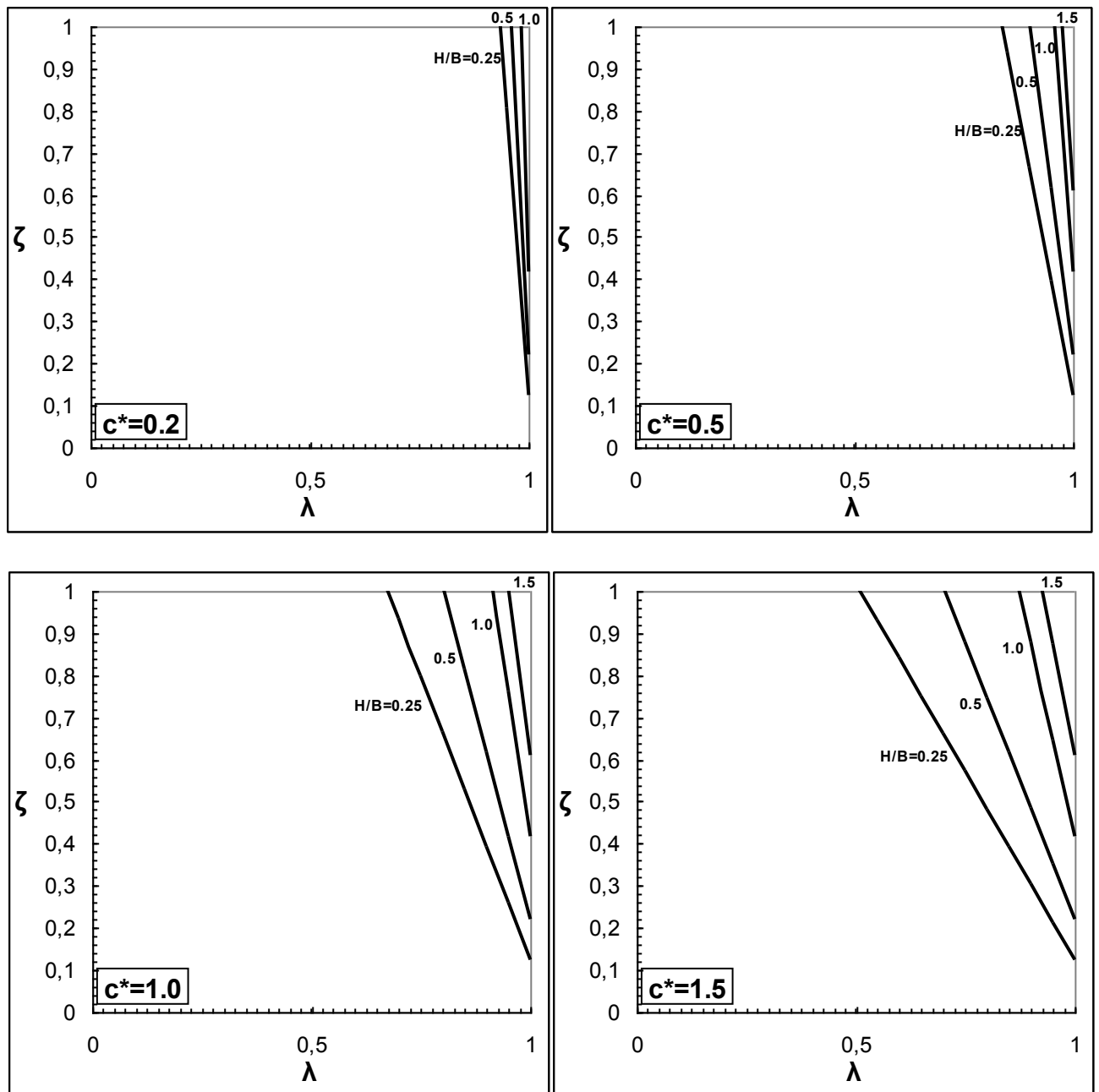




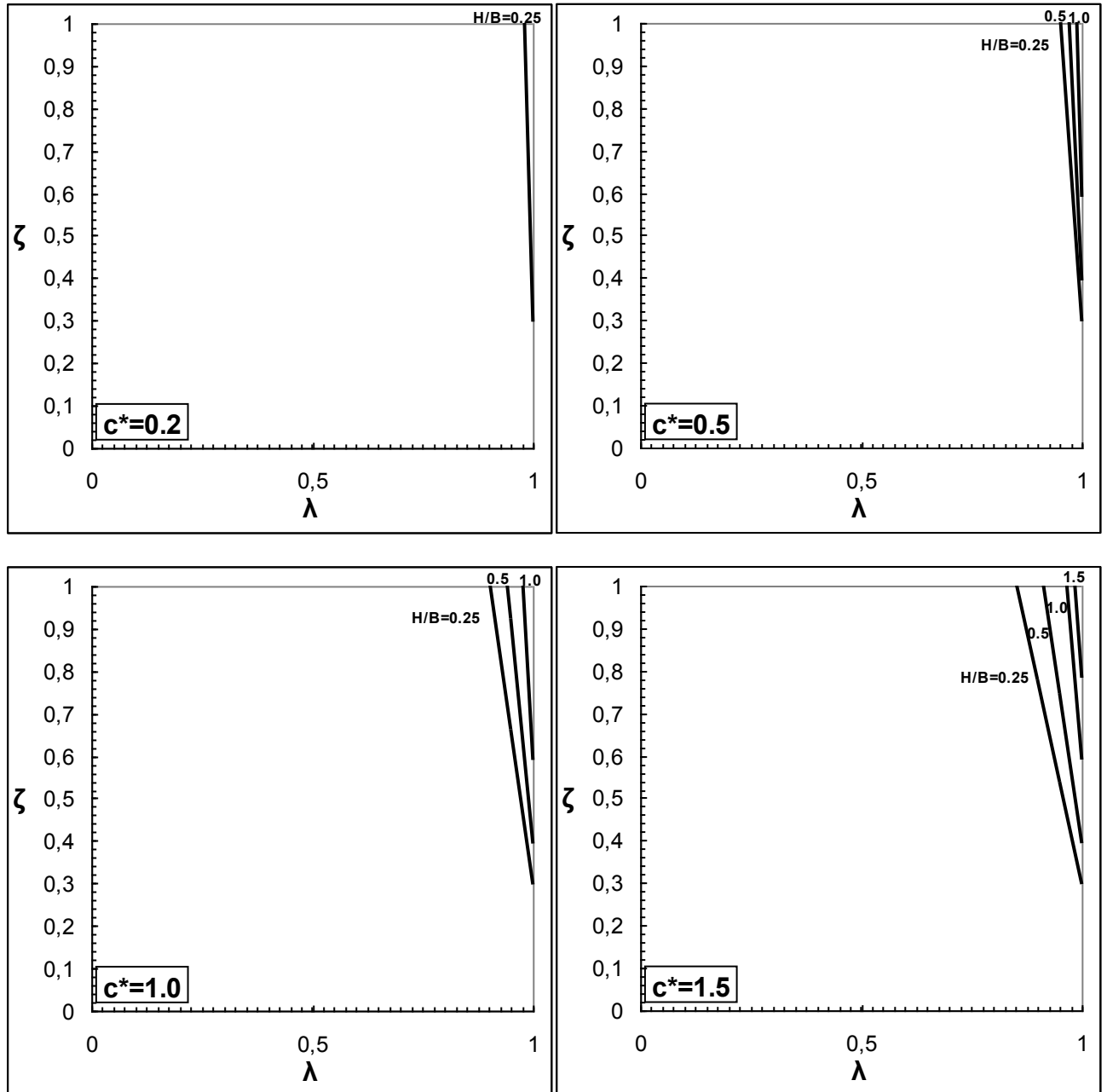
**Σχήμα Β21** Συντελεστής σεισμικής φέρουσας ικανότητας με την εναλλακτική μέθοδο απομείωσης του φαινομένου ειδικού βάρους για απειρομήκη θεμέλια και  $\varphi=20^\circ$ .



**Σχήμα B22** Συντελεστής σεισμικής φέρουσας ικανότητας με την εναλλακτική μέθοδο απομείωσης του φαινόμενου ειδικού βάρους για τετραγωνικά θεμέλια και  $\varphi=20^\circ$ .



**Σχήμα Β22** Συντελεστής σεισμικής φέρουσας ικανότητας με την εναλλακτική μέθοδο απομείωσης του φαινομένου ειδικού βάρους για τετραγωνικά θεμέλια και  $\varphi=25^\circ$ .



**Σχήμα Β23** Συντελεστής σεισμικής φέρουσας ικανότητας με την εναλλακτική μέθοδο απομείωσης του φαινομένου ειδικού βάρους για τετραγωνικά θεμέλια και  $\varphi=30^\circ$ .

## **Μέρος Α**

### **Λιμενικοί Κρηπιδότοιχοι**

# **1. Εισαγωγή**

## **1.1 Αντικείμενο – Αναγκαιότητα**

Η ρευστοποίηση κορεσμένων χαλαρών μη-συνεκτικών εδαφών κατά τη διάρκεια μίας σεισμικής δόνησης είναι δυνατόν να οδηγήσει σε σημαντικές ζημιές ή ολοκληρωτική καταστροφή των λιμενικών εγκαταστάσεων και κρηπιδοτοίχων. Ο όρος ρευστοποίηση αναφέρεται στην ανάπτυξη υψηλών υπερπίεσεων πόρων κατά την διάρκεια του σεισμού που οδηγεί σε σημαντική μείωση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής του εδάφους και την ανάπτυξη μεγάλων μόνιμων παραμορφώσεων ή την κατάρρευση του κρηπιδοτοίχου. Ο σεισμός του Kobe της 17ης Ιανουαρίου, 1995, κατέδειξε την μεγάλη τρωτότητα των λιμενικών κατασκευών που αποτελούν συγκοινωνιακή υποδομή τεράστιας σημασίας για το εμπόριο και την οικονομία μιας χώρας. Η ολοσχερής καταστροφή του λιμένα του Kobe, ο οποίος διεκπεραιώνει το 30% του εξωτερικού εμπορίου της Ιαπωνίας, είχε δραματικές συνέπειες στις εξαγωγές και στην οικονομία της χώρας. Η μείωση της δυσκαμψίας του εδάφους της βάσης λόγω της υπερπίεσης πόρων θεωρήθηκε ως η κύρια αιτία των σεισμικών βλαβών του κρηπιδοτοίχου (Iai et al. 1998). Στα σχήματα 1.1-1.3 παρουσιάζονται μερικές τυπικές εικόνες των σεισμικών βλαβών στο λιμάνι του Kobe. Παρόμοιες καταστροφές λιμενικών εγκαταστάσεων σε διαφορετικό βαθμό παρουσιάστηκαν επίσης στους σεισμούς της Τουρκίας (1999) και της Ταϊβάν (1999).

Η Ελλάδα διαθέτει ένα σημαντικό αριθμό λιμενικών έργων συνολικού μήκους άνω των 50 χιλιομέτρων σε 200 και άνω σημαντικά λιμάνια. Εκτός των υπάρχοντων, έχει προγραμματισθεί η κατασκευή άνω των 60 νέων λιμενικών έργων, πολλά εκ των οποίων είναι κρίσιμης σημασίας για τις εξαγωγές, την ανάπτυξη και την εθνική οικονομία (π.χ. ο λιμένας της Ηγουμενίτσας). Όπως η Ιαπωνία, η Ελλάδα είναι από τις πλέον σεισμικά δραστηριοποιημένες χώρες του κόσμου (κατέχοντας την πρώτη θέση σε υψηλή σεισμικότητα στην Ευρώπη και την έκτη θέση παγκοσμίως). Με την επέκταση των σημαντικότερων λιμένων της χώρας και την κατασκευή νέων λιμενικών εγκαταστάσεων σε δυσχερέστερες γεωτεχνικές συνθήκες χρησιμοποιώντας νέους τύπους κατασκευών, έχουν προκύψει κατά τα τελευταία χρόνια νέα προβλήματα αξιολόγησης της ευστάθειας και ασφάλειας λιμενικών εγκαταστάσεων σε ισχυρούς

σεισμούς. Παρά την μεγάλη σεισμική τους τρωτότητα και την οικονομική και αμυντική σπουδαιότητα, οι λιμενικές κατασκευές δεν έχουν ερευνηθεί διεθνώς σε επαρκή βαθμό που να επιτρέπει τη ανάπτυξη δόκιμων μεθόδων υπολογισμού της συμπεριφοράς τους κατά την διάρκεια ισχυρού σεισμού. Αξίζει να σημειωθεί ότι στην Ελλάδα και στην Ευρώπη δεν υπάρχει ακόμη Αντισεισμικός Κανονισμός για λιμενικές κατασκευές. Η καταστροφή του λιμένα του Kobe κατέδειξε φως την ανάγκη να ενταθεί η ερευνητική προσπάθεια με στόχο την ανάπτυξη αξιόπιστων μεθόδων για την ακριβή



**Σχήμα 1.1** Σεισμική μετατόπιση και καθίζηση του λιμενικού κρηπιδότοιχου στο λιμάνι του Kobe κατά τον σεισμό Hyogoken-Nambu (Nisee, U.C. Berkeley, Image Database Kobe 1995)



**Σχήμα 1.2** Σεισμική μετατόπιση και καθίζηση του λιμενικού κρηπιδότοιχου στο λιμάνι του Kobe κατά τον σεισμό Hyogoken-Nambu (Nisee, U.C. Berkeley, Image Database Kobe 1995)



**Σχήμα 1.3** Σεισμική μετατόπιση και καθίζηση του λιμενικού κρηπιδότοιχου στο λιμάνι του Kobe κατά τον σεισμό Hyogoken-Nambu (Nisee, U.C. Berkeley, Image Database Kobe 1995)



πρόβλεψη σεισμικών παραμορφώσεων, ώστε να είναι δυνατός ο περιορισμός τους σε ανεκτά όρια, ανάλογα με την ένταση του σεισμού σχεδιασμού. Η βαθύτερη κατανόηση της σεισμικής συμπεριφοράς λιμενικών κατασκευών θα οδηγήσει σε ασφαλέστερο σχεδιασμό, πιο ορθολογική χρήση των διαθέσιμων πόρων, και σε ορθότερες επιλογές στις γεωτεχνικές εργασίες (π.χ. βελτίωση των προβληματικών εδαφών) και την διαμόρφωση της κατασκευής.

### ***1.2 Σκοπός της έρευνας***

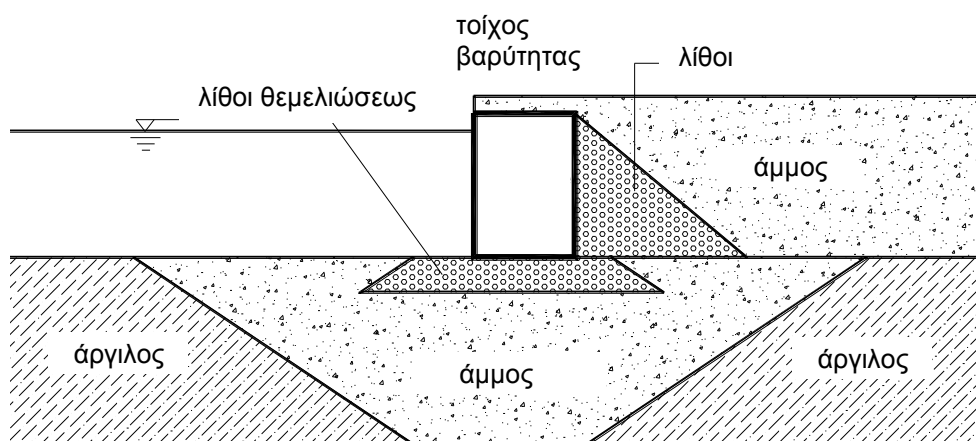
Σκοπός της μελέτης είναι η ανάπτυξη απλοποιημένων μεθόδων αντισεισμικού σχεδιασμού λιμενικών κρηπιδοτοίχων υπό καθεστώς ρευστοποίησης με την χρήση διαγραμμάτων και αναλυτικών εκφράσεων που θα προκύψουν από λεπτομερή ανάλυση. Τα αποτελέσματα της μελέτης θα οδηγήσουν στην καλύτερη κατανόηση της σεισμικής συμπεριφοράς των άνω κατασκευών και σε απλοποιημένες μεθόδους για την ποσοτική ανάλυση της πρόβλεψης μόνιμων παραμορφώσεων. Η ανάπτυξη των εν λόγω μεθόδων σχεδιασμού στηρίζεται σε παραμετρικές αριθμητικές αναλύσεις με χρήση λογισμικού πεπερασμένων διαφορών που, ως προς την προσομοίωση της συμπεριφοράς του εδάφους υπό μονοτονικές και ανακυκλικές συνθήκες φόρτισης, αναπτύσσεται στα πλαίσια του παρόντος έργου.

## ***2. Προηγούμενη έρευνα***

Η σεισμική απόκριση λιμενικών κρηπιδοτοίχων εξαρτάται σε σημαντικό βαθμό από την αλληλεπίδραση του αντιστηριζόμενου εδάφους, της κατασκευής και της θεμελίωσης. Η αλληλεπίδραση αυτή είναι αρκετά πολύπλοκη λόγω της υψομετρικής διαφοράς μεταξύ του πυθμένα και του αντιστηριζόμενου εδάφους, η οποία δημιουργεί υψηλές στατικές διατμητικές τάσεις που υπό δυναμικές συνθήκες φόρτισης και με την παρουσία υπερπιέσεων είναι δυνατόν να οδηγήσουν σε μεγάλες μόνιμες παραμορφώσεις ή στην κατάρρευση του τοίχου. Η πολυπλοκότητα της αλληλεπίδρασης αυξάνεται περαιτέρω με την χρήση διαφόρων τύπων κατασκευών όπως οι τοίχοι βαρύτητας, οι πασσαλότοιχοι και οι κρηπιδότοιχοι επί πασσάλων. Η παρούσα μελέτη λιμενικών κρηπιδοτοίχων επικεντρώνεται στους τοίχους βαρύτητας.

## 2.1 Τοίχοι Βαρύτητας

Οι λιμενικοί κρηπιδότοιχοι αποτελούνται από κιβώτιο-κατασκευές (caissons) που εδράζονται σε επίστρωση χαλίκων στον πυθμένα του λιμένα και διατηρούν την ευστάθειά τους μέσω της τριβής στη βάση του τοίχου (Σχήμα 2.1). Οι τυπικές μορφές αστοχίας λιμενικών κρηπιδοτοιχών βαρύτητας περιλαμβάνουν οριζόντια **μετακίνηση**, **καθίζηση και στροφή**. Έχει παρατηρηθεί ότι:



**Σχήμα 2.1** Τυπική διατομή κιβώτιο-κατασκευής λιμενικού κρηπιδότοιχου

- Για τοίχους οι οποίοι είναι κατασκευασμένοι σε σταθερό έδαφος, οι αυξημένες δυναμικές πιέσεις του αντιστηριζομένου εδάφους και οι αδρανειακές δυνάμεις της κατασκευής οδηγούν σε μετακίνηση του τοίχου προς την θάλασσα.
- Για τοίχους με μικρό λόγο πλάτους προς ύψος είναι πιο πιθανή η στροφή του τοίχου. Αρκετές περιπτώσεις σεισμικών βλαβών κρηπιδοτοιχών ανήκουν στην κατηγορία αυτή.
- Για τοίχους οι οποίοι εδράζονται σε χαλαρό υπέδαφος, οι αυξημένες υπερπιέσεις πόρων στη βάση δημιουργούν μεγάλες παραμορφώσεις του υπεδάφους, μετακίνηση του τοίχου προς την θάλασσα, καθίζηση και στροφή.

Ο τελευταίος τύπος καταστροφής ήταν καταφανής στο λιμένα του Kobe κατά τον σεισμό Great Hanshin του 1995 (Iai 1998). Μεγάλος αριθμός κρηπιδοτοίχων στον λιμένα του Kobe κατασκευάστηκαν σε χαλαρή στρώση χαλίκων η οποία τοποθετήθηκε για αντικατάσταση του μαλακού αργιλικού στρώματος που προϋπήρχε στον πυθμένα του λιμένα. Υπό την επίδραση ισχυρής σεισμικής δόνησης (κορυφαία επιτάχυνση 0.54g στην οριζόντια κατεύθυνση και 0.45g στην κατακόρυφη κατεύθυνση), οι κρηπιδότοιχοι αυτοί μετακινήθηκαν κατά μέσο όρο 3 μέτρα οριζόντια προς την θάλασσα, καθίζησαν 1–2 μέτρα και εστράφησαν περίπου 4°. Η μείωση της δυσκαμψίας του εδάφους της βάσης λόγω της υπερπίεσης πόρων θεωρήθηκε ως η κύρια αιτία των σεισμικών βλαβών του κρηπιδοτοίχου (Iai et al. 1998).

Η μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς λιμενικών κρηπιδοτοίχων υπήρξε το αντικείμενο αρκετών ερευνητικών εργασιών με στόχο την βελτίωση της κατανόησης και την ανάπτυξη μεθοδολογιών για την ορθή πρόβλεψη μονίμων παραμορφώσεων (Iai et al. 1996, 1998, Iai 1998, Dickenson et al. 1998, Ichii et al. 1999). Οι παράγοντες που εξετάστηκαν είναι η πυκνότητα του εδάφους, η έκταση της βελτιούμενης ζώνης, η θέση της βελτίωσης (πίσω η κάτω από τον τοίχο, κλπ.), το ειδικό βάρος του κρηπιδοτοίχου, η ένταση, συχνότητα και κατεύθυνση της δόνησης. Ακολουθεί μία περίληψη των πλέον βασικών ερευνητικών προγραμμάτων και των κυριότερων συμπερασμάτων. Τα προγράμματα αυτά περιλαμβάνουν πειραματικές εργασίες με την χρήση απλής (1g) σεισμικής τράπεζας, φυγοκεντριστή καθώς και αριθμητικές μεθόδους ανάλυσης με χρήση ενεργών τάσεων.

## ***2.2 Πειράματα με χρήση σεισμικής τράπεζας***

Οι Iai et al. (1994) πραγματοποίησαν 4 σειρές πειραμάτων με χρήση σεισμικής τράπεζας για να διερευνήσουν την επίδραση της συμπύκνωσης του εδάφους σαν μέτρο προστασίας εναντίον της ρευστοποίησης του εδάφους στο πίσω μέρος και στη βάση του τοίχου. Τα πειράματα, τα οποία διεξήχθησαν με μεταβαλλόμενο εύρος και βαθμό συμπύκνωσης, έδειξαν ότι η αύξηση της επιφάνειας της συμπυκνούμενης ζώνης οδηγεί σε μικρότερες παραμορφώσεις. Για τον ίδιο βαθμό και έκταση συμπύκνωσης οι παρατηρούμενες μόνιμες μετακινήσεις εξαρτώνται από τη ένταση της σεισμικής δόνησης. Στην περίπτωση πυκνής άμμου πίσω και κάτω από τον τοίχο

παρατηρείται σταδιακή συσσώρευση παραμορφώσεων υπό ανακυκλική φόρτιση χωρίς αφινίδια κατάρρευση (cyclic mobility).

Οι Inagaki et al. (1996) πραγματοποίησαν πειράματα σεισμικής τράπεζας για να εξετάσουν την σεισμική συμπεριφορά των κρηπιδοτοιχών του λιμένα του Kobe κατά τον σεισμό του 1995. Η διέγερση που χρησιμοποιήθηκε είναι τα επιταχυνσιογραφήματα τριών κατευθύνσεων που καταγράφηκαν σε βάθος 32 μέτρων στο Port Island. Τα αποτελέσματα έδειξαν μετακίνηση του τοίχου κατά 2.8 μέτρα προς την θάλασσα, καθίζηση κατά 1.1 μέτρα, και στροφή. Ο τύπος αυτός της αστοχίας είναι η τυπική μορφή αστοχίας που παρατηρήθηκε στο λιμάνι του Kobe. Τα πειράματα κατέδειξαν την ανάπτυξη υπερπιέσεων πόρων πίσω και στη βάση του τοίχου κατά την οποία η ενεργός κατακόρυφη τάση μειώθηκε στο 50% της αρχικής αλλά δεν έγινε ποτέ μηδενική, γεγονός που συμφωνεί με τις γενικές εκτιμήσεις για τις υπερπιέσεις στον πραγματικό σεισμό. Όμως, η μείωση αυτή ήταν αρκετή για να δημιουργήσει σημαντική παραμόρφωση του εδάφους στη βάση οδηγώντας σε μεγάλη μετακίνηση του τοίχου.

Οι Miura et al. (1997) σε αντίστοιχα πειράματα κατέδειξαν ότι το έδαφος πίσω από τον τοίχο υπέστη ρευστοποίηση και ότι οι πλευρικές ωθήσεις ενεργούν επί του τοίχου σε συγχρονισμό (εν φάσει) με τις αδρανειακές δυνάμεις. Οι Sugano et al. (1995) διαπίστωσαν ότι δεν αναπτύσσονται υψηλές υπερπιέσεις σε πυκνή άμμο κάτω από τον τοίχο, ενώ πίσω από τον τοίχο υπήρχε ρευστοποίηση σε μεγάλη έκταση. Οι Sato et al. (1998) παρατήρησαν ότι η μετακινήσεις του τοίχου σταμάτησαν μετά το πέρας της σεισμικής δόνησης, γεγονός που είναι σε συμφωνία με τα αποτελέσματα και άλλων ερευνητών τόσο με σεισμικές τράπεζες και όσο φυγοκεντρική.

Οι Ghalandarzadeh et al. (1998) πραγματοποίησαν πειράματα σεισμικής τράπεζας με σκοπό την διερεύνηση της επίδρασης μιας σειράς παραμέτρων στην σεισμική συμπεριφορά λιμενικών κρηπιδοτοιχών. Τα αποτελέσματα συγκρίθηκαν με την πραγματική συμπεριφορά των λιμενικών κρηπιδοτοιχών στο λιμάνι του Kobe κατά τον σεισμό του 1995. Οι παράμετροι που εξετάστηκαν είναι:

- (α) η πυκνότητα του εδάφους στο πίσω μέρος και στη βάση του τοίχου
- (β) το ειδικό βάρος του κρηπιδοτοίχου
- (γ) η ένταση του δόνησης
- (δ) η συχνότητα της δόνησης
- (ε) η κατεύθυνση της δόνησης (δηλαδή κατά μήκος ή κάθετα προς τον τοίχο)

Έγιναν 2 σειρές πειραμάτων χρησιμοποιώντας κιβωτιο-κατασκευές, με ένα ελαφρύ και ένα βαρύ τοίχο. Τα περισσότερα πειράματα έγιναν με τον ελαφρύ τοίχο. Ανάλογα με το βάρος του τοίχου, ο τύπος της μετακίνησης ήταν διαφορετικός. Οι βαρύτεροι τοίχοι ομοιάζανε περισσότερο με τους πραγματικούς τοίχους και αστόχησαν με στροφή προς την θάλασσα. Τα πειράματα έδειξαν ότι η μετακίνηση του τοίχου αυξάνει καθώς η βάση γίνεται πιο χαλαρή. Παρόλο που δεν παρατηρήθηκε κατάρρευση, παρουσιάστηκαν σημαντικές μετακινήσεις του τοίχου λόγω αδρανειακών δυνάμεων και της παρουσίας υπερπίεσεων πόρων στα θεμέλια κάτω από τον τοίχο. Οι πολύ χαμηλές επιταχύνσεις στην επιφάνεια του αντιστηριζομένου εδάφους υποδηλώνουν ρευστοποίηση. Σε περιπτώσεις διασταλτικής άμμου, δεν πραγματοποιήθηκε πλήρης ρευστοποίηση λόγω μείωσης των υπερπίεσεων κατά την μετακίνηση του τοίχου. Όταν η υπερπίεση αυξάνει, η ολική ώθηση στον τοίχο αυξάνει. Η δυναμική συνιστώσα της διέγερσης του ρευστοποιημένου εδάφους είναι δυνατόν να προσεγγισθεί με τον τύπο του Westergaard. Αντίθετα, στην περίπτωση διασταλτικού εδάφους, η κυμαινόμενη συνιστώσα είναι πολύ μεγαλύτερη από εκείνη που προβλέπεται από την θεωρία του Westergaard. Τέλος, τα πειράματα έδειξαν ότι οι μετακινήσεις του τοίχου αυξάνουν με την ένταση της διέγερσης.

Σε παρόμοια εργασία οι Watanabe et al. (1999) πραγματοποίησαν μία σειρά πειραμάτων για να διερευνήσουν την επίδραση της έντασης στις πλευρικές ωθήσεις επί κιβωτιο-κατασκευών. Τα πειράματα κατέδειξαν ότι όταν η ένταση ξεπερνά μία τιμή (περίπου 0.3g), η κορυφαία τιμή της ώθησης πλησιάζει την τιμή που προβλέπεται από την μέθοδο Mononobe-Okabe (M-O) για διέγερση χαμηλής συχνότητας. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι στις χαμηλές συχνότητες δεν υπάρχει σημαντική ενίσχυση και συνεπώς ισχύει η υπόθεση της θεωρίας M-O. Αντίθετα, για διέγερση χαμηλής έντασης ή υψηλής συχνότητας, οι μετρούμενες πιέσεις δεν συμφωνούν με την θεωρία M-O.

### **2.3 Πειράματα με χρήση φυγοκεντρική**

Οι Bolton and Steedman (1985) πραγματοποίησαν πειράματα χρησιμοποιώντας κιβωτιο-κατασκευές και ξηρά άμμο, και έδειξαν ότι αναπτύσσονται τοπικές διατμητικές παραμορφώσεις με διακριτό επίπεδο αστοχίας.

Αντίστοιχα, οι Zeng et al. (1993) πραγματοποίησαν μία σειρά πειραμάτων με κορεσμένη άμμο σχετικής πυκνότητας 60% στη βάση και πίσω από τον τοίχο. Τα πειράματα έδειξαν ότι οι μετακινήσεις του τοίχου σταμάτησαν μετά το τέλος του σεισμού. Οι υπερπίεσεις στο πίσω μέρος και στη βάση του τοίχου δεν αυξήθηκαν σημαντικά. Όμως, σε κάποια απόσταση από τον τοίχο, η υπερπίεση έφθασε στα όρια της ρευστοποίησης. Οι Sato et al. (1996) πραγματοποίησαν πειράματα χρησιμοποιώντας κιβωτιο-κατασκευές για να διερευνήσουν τον μηχανισμό αστοχίας του τοίχου. Σε συμφωνία με την προηγούμενη μελέτη (Zeng et al. 1993) τα πειράματα έδειξαν ότι δεν υπάρχει σημαντική υπερπίεση πόρων πίσω από τον τοίχο και ότι οι αδρανειακές δυνάμεις του τοίχου ήταν η κύρια αιτία των μεγάλων μετακινήσεων που παρατηρήθηκαν στην άμμο της βάσης.

Οι Fujiwara et al. (1999) πραγματοποίησαν μία σειρά πειραμάτων με σκοπό την διερεύνηση της κατανομής των δυναμικών ωθήσεων που ενεργούν σε λιμενικό κρηπιδότοιχο. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι, για ξηρό έδαφος, οι ωθήσεις που μετρήθηκαν ήταν σε συμφωνία με τις προβλεπόμενες από την θεωρία M-O. Στην περίπτωση κορεσμένου εδάφους, οι ωθήσεις που μετρήθηκαν ήταν μικρότερες από εκείνες που προβλέπει η θεωρία M-O. Όμως οι μεγαλύτερες ολικές τάσεις και το μικρότερο βάρος του τοίχου συνέβαλαν στην ανάπτυξη μεγαλύτερων μετακινήσεων από εκείνες που αναπτύχθηκαν για ξηρό έδαφος. Για κορυφαίες διεγέρσεις βάσης ίσες προς 0.1g και 0.3g τα αποτελέσματα έδειξαν περίπου ίδιες υπερπίεσεις, αλλά οι τιμές αυτές διατηρήθηκαν περισσότερο για χαμηλές συχνότητες. Για μεγαλύτερες επιταχύνσεις βάσης, ο τοίχος είχε μετακινήσεις περίπου 3 φορές μεγαλύτερες από εκείνες για διέγερση χαμηλότερης έντασης. Οι μετακινήσεις αυτές οφείλονται κυρίως σε αδρανειακές δυνάμεις που ενεργούν στον τοίχο.

Οι Sekigushi et al. (1999) πραγματοποίησαν μία σειρά πειραμάτων για να

διερευνήσουν την επιτελεστικότητα δύο ενισχυτικών πασσαλοτόιχων. Τα συστήματα που εξετάστηκαν είναι: (α) πασσαλότοιχος σε απευθείας επαφή με κιβωτιο-κατασκευή (β) πασσαλότοιχος συνδεδεμένος με την κιβωτιο-κατασκευή με αντηρίδα. Ερευνήθηκαν ο βαθμός συμπύκνωσης, η ευκαμψία του τοίχου και ο βαθμός πάκτωσης πασσαλότοιχου και κιβωτιο-κατασκευής. Τα αποτελέσματα έδειξαν μείωση των μετακινήσεων με την αύξηση της δυσκαμψίας του πασσαλότοιχου.

#### ***2.4 Αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων με την χρήση ενεργών τάσεων***

Η συνήθης πρακτική για την αποτίμηση της σεισμικής ευστάθειας τοίχων αντιστήριξης βασίζεται σε μια απλοποιημένη μεθοδολογία η οποία προσομοιώνει την εδαφική μάζα γύρω από τον τοίχο αντιστήριξης με ένα «ολισθαίνοντα κύβο». Αναλύοντας την ολισθαίνουσα εδαφική μάζα υπολογίζονται οι πλευρικές πιέσεις επί του τοίχου με τροποποίηση των πιέσεων κατά Coulomb, ώστε να ληφθούν υπόψη οι αδρανειακές δυνάμεις. Χρησιμοποιώντας τις δυνάμεις αυτές, οι μόνιμες μετακινήσεις του τοίχου αποτιμώνται με βάση την ανάλυση τύπου Newmark. Η στροφή του τοίχου αποτιμάται επεκτείνοντας την απλοποιημένη ανάλυση για στροφή. Χρησιμοποιώντας ελατήρια για την εξιδανίκευση της εδαφικής μάζας γύρω από το εγκιβωτισμένο τμήμα του τοίχου αντιστήριξης, η δύναμη αντίδρασης εκτιμάται με τον συντελεστή αντίδρασης εδάφους. Η απλοποιημένη μεθοδολογία υπήρξε η βάση για το σχεδιασμό πολλών τοίχων αντιστήριξης στην Β. Αμερική, Ιαπωνία και άλλες σεισμικά ενεργές περιοχές ανά τον κόσμο.

Όταν το έδαφος είναι κάτω από τον υπόγειο υδάτινο ορίζοντα, πολλές από τις παραδοχές που γίνονται στην απλοποιημένη μεθοδολογία είναι αμφισβητήσιμες. Υπό την επίδραση σεισμικής δόνησης το έδαφος τείνει να συστέλλεται ή να διαστέλλεται ανάλογα με την πυκνότητα και την εντατική κατάσταση αλλάζοντας έτσι την υδατική πίεση πόρων. Δύο χαρακτηριστικά παραδείγματα είναι η ρευστοποίηση της χαλαρής άμμου και ανάπτυξη αρνητικής υπερπίεσης πόρων εξαιτίας της διασταλτικής συμπεριφοράς της πυκνής άμμου που οδηγεί σε υψηλότερη αντοχή και ευστάθεια από την άμμο σε ξηρή κατάσταση. Η αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής επηρεάζει περαιτέρω την υπερπίεση πόρων οδηγώντας σε μεγαλύτερη πολυπλοκότητα. Η παραδοχή μετακίνησης τύπου ολισθαίνοντος κύβου είναι επίσης υπό αμφισβήτηση για

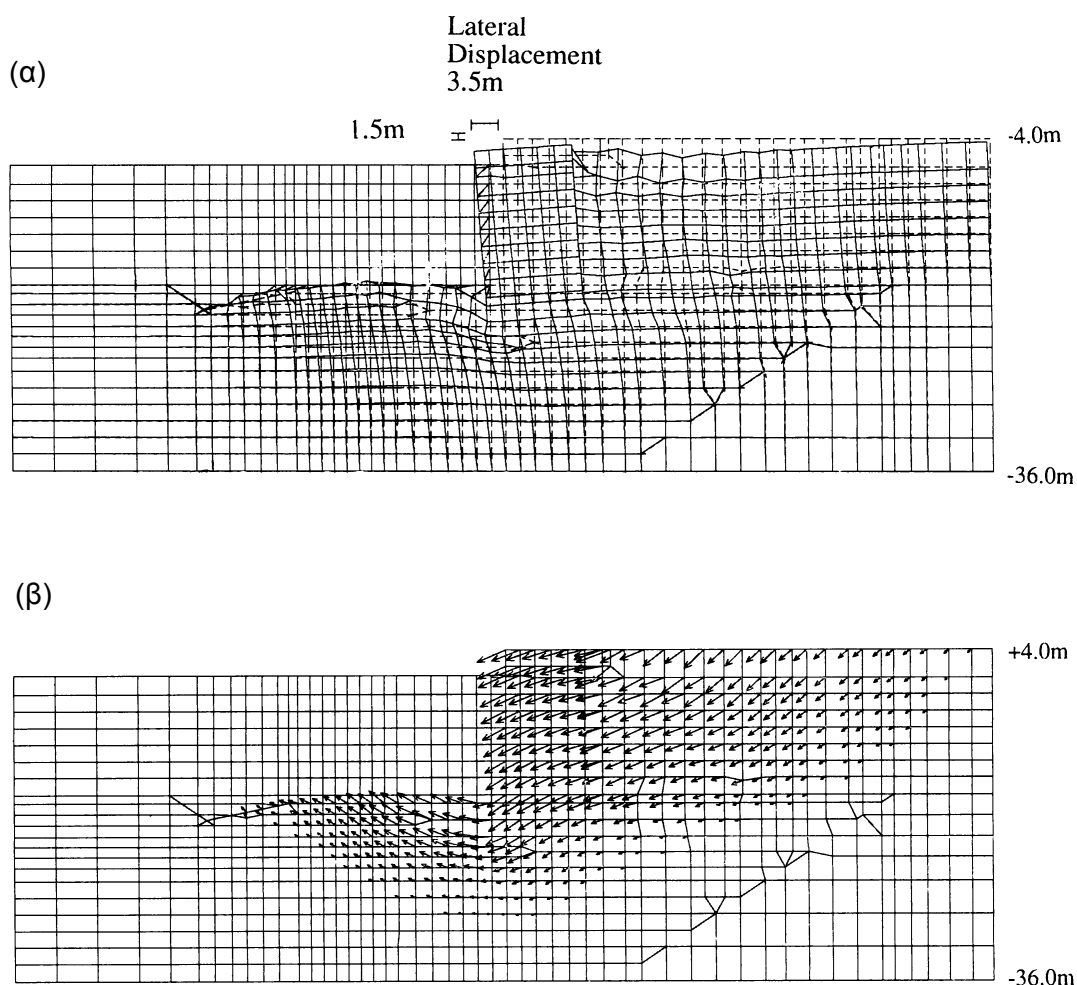
την περίπτωση κορεσμένων άμμων οι οποίες τείνουν να παραμορφώνονται ως συνεχές μέσον παρά να ολισθαίνουν κατά μήκους μίας ευκρινώς ορισμένης επιφάνειας ολίσθησης. Συνεπώς η πλήρης σεισμική ανάλυση λιμενικών τοίχων αντιστήριξης χρησιμοποιώντας πεπερασμένα στοιχεία ή πεπερασμένες διαφορές αποκτά ιδιαίτερη σημασία. Ακολουθεί μία συνοπτική περιγραφή των πλέον σημαντικών αναλυτικών ερευνητικών εργασιών.

Οι Iai et al. (1994) πραγματοποίησαν αναλύσεις ενεργών τάσεων για να διερευνήσουν την επίδραση της συμπίκνωσης σαν μέσου βελτίωσης του εδάφους ενάντια στη ρευστοποίηση στο πίσω μέρος και στη βάση του κρηπιδότοιχου. Αρχικά έγινε μία στατική ανάλυση του συστήματος και εν συνεχεία δυναμική ανάλυση υπό αστράγγιστες συνθήκες. Το καταστατικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε αποτελείται από μία σύνθεση πολλαπλών μηχανισμών απλών διατμήσεων, που εκφράζει με επαρκή ακρίβεια την συμπεριφορά της άμμου κατά την περιστροφή των κυρίων τάσεων. Το προσομοίωμα έχει 10 παραμέτρους, εκ των οποίων 2 εκφράζουν την ελαστική συμπεριφορά, 2 εκφράζουν την πλαστική συμπεριφορά και οι υπόλοιπες την διασταλτικότητα. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων είναι σύμφωνα με τα πειραματικά αποτελέσματα από σεισμικές τράπεζες (Iai et al. 1994). Οι αναλύσεις έδειξαν ότι, όταν αυξάνει η ζώνη συμπίκνωσης, οι μετακινήσεις του τοίχου λόγω ρευστοποίησης μειώνονται. Σε επόμενη ερευνητική εργασία οι Iai et al. (1996) διερεύνησαν την σεισμική συμπεριφορά των λιμενικών κρηπιδοτοιχών του Kobe κατά τον σεισμό του 1995. Οι αναλύσεις αυτές προσομοίωσαν επίσης μία σειρά περαμάτων φυγοκεντριστή από τους Iganaki et al. (1996). Η τυπική διατομή του τοίχου που αναλύθηκε παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.2.



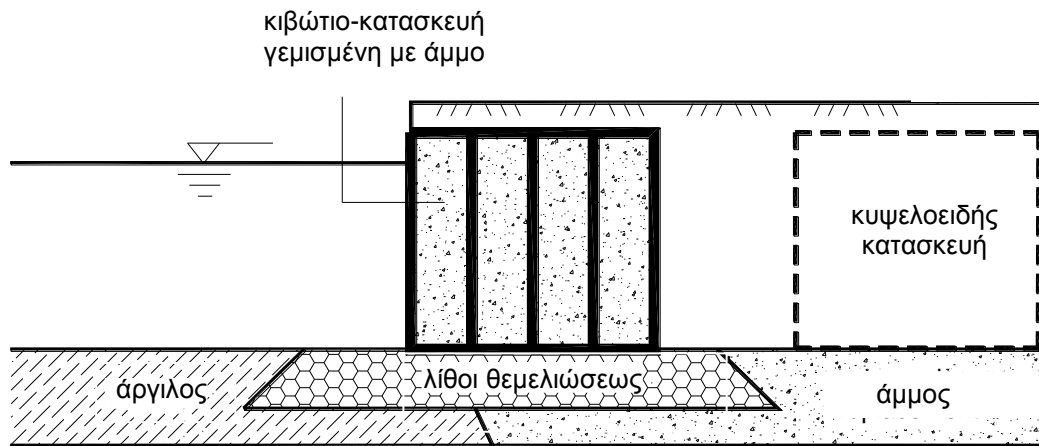


δυνάμεις. Επιπλέον, οι αναλύσεις έδειξαν ότι η υπερπίεση στο έδαφος της βάσης οδήγησε σε μετατοπίσεις διπλάσιες εκείνων λόγω υπερπίεσης στο έδαφος πίσω από τον τοίχο. Τέλος, αρκετές αναλύσεις έγιναν μεταβάλλοντας την ένταση της διέγερσης και έδειξαν ότι η αύξηση της έντασης οδηγεί, όπως αναμένεται, σε μεγαλύτερες μετακινήσεις και στροφές του τοίχου. Αντίθετα, η επίδραση της κατακόρυφης σεισμικής δόνησης ήταν μικρή. Η επίδραση της ισχυρής κατακόρυφης δόνησης του σεισμού είχε ελάχιστη επίδραση στη συμπεριφορά του τοίχου. Νέες αναλύσεις (Iai et al. 1998) έδειξαν ότι τοίχοι οι οποίοι είχαν κατασκευασθεί σε έδαφος που είχε βελτιωθεί με συμπύκνωση της άμμου παρουσίασαν σημαντικά καλύτερη συμπεριφορά, με οριζόντια μετακίνηση κατά 2.1 μέτρα και καθίζηση κατά 0.7 μέτρα, λόγω μικρότερης υπερπίεσης στο έδαφος της βάσης του τοίχου. Τέλος, οι τοίχοι που ήταν εγκιβωτισμένοι σε σταθερό έδαφος έχουν μεγαλύτερη πιθανότητα για ρευστοποίηση του εδάφους πίσω από τον τοίχο.



**Σχήμα 2.3** Προβλεπόμενες παραμορφώσεις στο τέλος του σεισμού: (α) παραμόρφωση του καννάβου (β) διανύσματα μετακινήσεων (Iai et al. 1996, Iai et al. 1998)

Σε αντίστοιχο ερευνητικό πρόγραμμα, οι Ichii et al. (1999) πραγματοποίησαν αναλύσεις ενεργών τάσεων σε δύο τύπους κρηπιδοτοιχίων που χρησιμοποιήθηκαν κατεξοχήν στον λιμένα το Kobe για να διερευνήσουν την επίδραση του σεισμικού συντελεστή σχεδιασμού των τοίχων στην σεισμική συμπεριφορά. Ο πρώτος τύπος σχεδιάστηκε με συντελεστή 0.15g και υπέστη μεγάλες ζημιές κατά την διάρκεια του σεισμού. Ο δεύτερος τύπος σχεδιάστηκε με σεισμικό συντελεστή 0.25g και άντεξε στην ένταση του σεισμού. Η διατομή του δεύτερου τοίχου φαίνεται στο Σχήμα 2.4. Τα έδαφος στη βάση του τοίχου είναι μη ρευστοποιήσιμο.



**Σχήμα 2.4.** Διατομή του κρηπιδοτοίχου

Οι αναλύσεις έδειξαν ότι για τους τοίχους που σχεδιάστηκαν με τον μεγαλύτερο σεισμικό συντελεστή η ελάχιστη επιτάχυνση που απαιτείται για την έναρξη μεγάλων μονίμων παραμορφώσεων είναι μεγαλύτερη εκείνης των τοίχων με μικρότερο σεισμικό συντελεστή. Η παρουσία μιας κυψελοειδούς κατασκευής πίσω από τον τοίχο βοήθησε στην μείωση των παραμορφώσεων. Η οριζόντια μετακίνηση του τοίχου προς την θάλασσα (0.6 μέτρα) θα ήταν περίπου διπλάσια αν δεν υπήρχε η κυψελοειδής κατασκευή. Τέλος, οι προβλεπόμενες μετακινήσεις του τοίχου ήταν γενικά μικρότερες από τις πραγματικές, γεγονός που αποδίδεται εν μέρει στη χρήση σεισμικής διέγερσης μόνο σε διεύθυνση κάθετη προς το μήκος του τοίχου. Πρέπει να σημειωθεί ότι η αντίσταση του εδάφους στη ρευστοποίηση μειώνεται κατά 10% ως 30% όταν υπάρχει σεισμική διέγερση και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις.

### 3. Μέθοδος Ανάλυσης

#### 3.1 Επιλογή μεθόδου αριθμητικής ανάλυσης

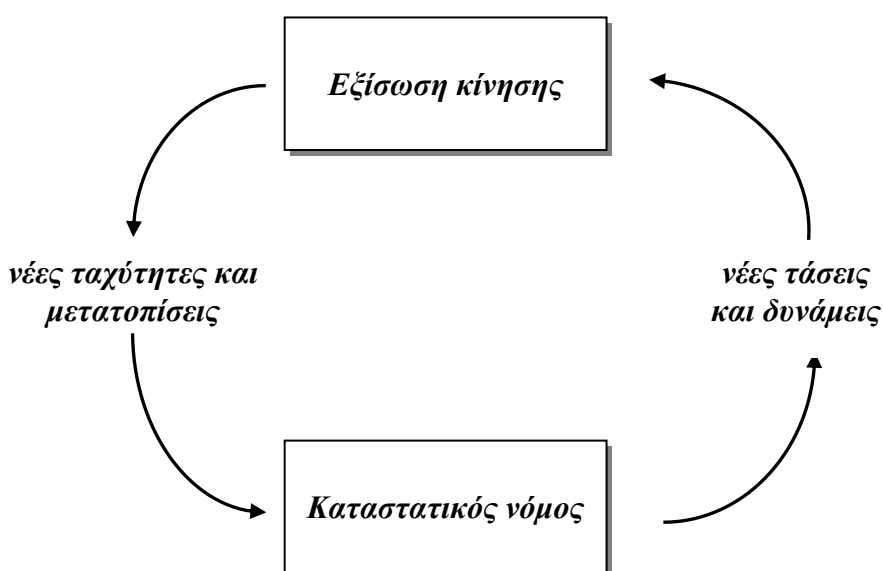
Κατά τη διαδικασία επιλογής του κατάλληλου λογισμικού αριθμητικής ανάλυσης έγινε αξιολόγηση των ήδη υπαρχόντων με βάση τα ακόλουθα κριτήρια:

- Τη δυνατότητα ενσωμάτωσης νέων καταστατικών προσομοιωμάτων
- Τη μεθοδολογία επίλυσης εξισώσεων ισορροπίας
- Τη δυνατότητα εύκολης επιβολής της σεισμικής δόνησης
- Τη δυνατότητα επίλυσης σύνθετων γεωτεχνικών προβλημάτων
- Τον υπολογιστικό χρόνο

Ως προς τη μεθοδολογία επίλυσης εξισώσεων ισορροπίας εξετάστηκαν κυρίως δύο επιλογές (α) η χρήση του κώδικα ABAQUS που βασίζεται σε πεπερασμένα στοιχεία με έμμεση εν χρόνω ολοκλήρωση (implicit formulation) και (β) η χρήση του κώδικα FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua, Itasca 2000) που βασίζεται στις πεπερασμένες διαφορές με άμεση εν χρόνω ολοκλήρωση (explicit formulation).

Στην παρούσα έκθεση παρουσιάζονται συνοπτικά ορισμένα από τα χαρακτηριστικά του και ταυτόχρονα εξηγείται γιατί κρίθηκε ως το καταλληλότερο για την ολοκλήρωση του ερευνητικού προγράμματος. Μια πληρέστερη σύγκριση μεταξύ πεπερασμένων στοιχείων και πεπερασμένων διαφορών δίνεται από τους Carter et al. (2000). Ένα από τα βασικά ερωτήματα που έπρεπε να απαντηθούν ήταν το ποια είναι η πιο κατάλληλη διαδικασία επίλυσης των εξισώσεων ισορροπίας για σύνθετα προβλήματα όπου είναι έντονη η μη-γραμμικότητα υλικού. Ενώ και οι δυο μέθοδοι καταλήγουν στην ίδια ομάδα εξισώσεων προς επίλυση, εντούτοις διαφέρουν σημαντικά στη διαδικασία επίλυσης τους. Στα *Πεπερασμένα Στοιχεία* κυριαρχεί η μόνωση ενός καθολικού μητρώου ακαμψίας και η οποιαδήποτε τροποποίηση για να συμπεριληφθεί η μη-γραμμικότητα υλικού στον καταστατικό νόμο γίνεται σε αυτό. Επίσης για την επίλυση των εξισώσεων και την επίτευξη ισορροπίας ακολουθείται επαναληπτική διαδικασία κατά την οποία ο καταστατικός νόμος χρησιμοποιείται αρκετές φορές. Όσο πιο πολύπλοκο είναι το καταστατικό προσομοίωμα τόσο πιο πολύ υπολογιστικό χρόνο χρειάζεται το σύστημα για να ισορροπήσει. Αντίθετα, στις *Πεπερασμένες Διαφορές* του κώδικα FLAC, δεν απαιτείται μόνωση καθολικού μητρώου ακαμψίας αλλά ούτε και επαναληπτική διαδικασία. Η πλήρης εξίσωση

κίνησης χρησιμοποιείται για να επιλυθούν οι εξισώσεις ισορροπίας σε συγκεκριμένα σημεία – κόμβους του συστήματος, ενώ οι υπολογισμοί γίνονται για μικρό χρονικό βήμα, έτσι ώστε η μεταβολή της εντατικής κατάστασης σε ένα στοιχείο να μην προλάβει να επηρεάσει το γειτονικό του. Αφού επιλυθούν οι εξισώσεις σε αυτά τα σημεία και υπολογιστούν οι αντίστοιχες κομβικές ταχύτητες τότε καλείται ο καταστατικός νόμος για να υπολογιστούν οι τάσεις. Το καταστατικό προσομοίωμα δεν επεμβαίνει στον αλγόριθμο επίλυσης των εξισώσεων ισορροπίας παρά μόνο χρησιμοποιείται ‘εξωτερικά’ για να υπολογισθούν τα εντατικά μεγέθη αφού έχει επιτευχθεί ισορροπία. Η διαδικασία επίλυσης παρουσιάζεται γραφικά στο Σχήμα 3.1:



**Σχήμα 3.1.** Υπολογιστικός κύκλος κατά τη διάρκεια ενός χρονικού βήματος στο FLAC

Ο χρήστης που θέλει να εισάγει ένα νέο καταστατικό προσομοίωμα, πρέπει μόνο να προμηθεύσει τον κώδικα με μια εξωτερική ρουτίνα η οποία καλείται κάθε φορά μετά από την επίλυση των εξισώσεων ισορροπίας και όχι κατά τη διάρκεια της. Για στατικά προβλήματα, η χρήση της εξίσωσης κίνησης στο FLAC εξασφαλίζει σταθερότητα στο σύστημα ακόμα και για περιπτώσεις όπου υπάρχει μεγάλη πιθανότητα αστάθειας (π.χ. σε μη-γραμμικά υλικά κοντά στην αστοχία). Συμπεριλαμβάνοντας κατά την επίλυση των εξισώσεων ισορροπίας αδρανειακές δυνάμεις και μετατρέποντας μέρος της ενέργειας του συστήματος σε κινητική ενέργεια που αποσβένεται επιτυγχάνεται πιο

σωστή προσομοίωση των φυσικών διαδικασιών. Μελέτες έχουν δείξει (Frydman et al. 1997) ότι σε στατικά προβλήματα θεμελιώσεων, ο αριθμητικός κώδικας FLAC είναι καταλληλότερος από πλευράς ακρίβειας και ταχύτητας, συγκρινόμενος με αντίστοιχους κώδικες πεπερασμένων στοιχείων.

Στην περίπτωση δυναμικών αναλύσεων κορεσμένων υλικών που χαρακτηρίζονται από μεγάλο βαθμό ασυμπίεστότητας και όπου λαμβάνει χώρα ταυτόχρονη ροή σε πορώδες μέσο, οι διαφορές μεταξύ των δύο μεθόδων αμβλύνονται και οι η επιλογή μιας εκ των δύο πιο δύσκολη. Αυτό συμβαίνει διότι στο πρόγραμμα FLAC δεν είναι πλέον δυνατή η βελτιστοποίηση του κώδικα του καταστατικού προσομοιώματος, καθότι αυτό είναι δυνατόν μόνο σε υπολογισμούς απλής ακρίβειας (single precision). Σειρά αναλύσεων κατά την διάρκεια της έρευνας αυτής κατέδειξε ότι οι υπολογισμοί απλής ακρίβειας δεν είναι επαρκείς σε τέτοιου είδους προβλήματα διότι οδηγούν σε σημαντική συσσώρευση λαθών και πολύ συχνά σε αριθμητική αστάθεια. Η χρήση υπολογισμών διπλής ακριβείας (double precision) οδηγεί σε απόλυτα ικανοποιητική αριθμητική ευστάθεια και συνεπώς σε πιο αξιόπιστα αποτελέσματα. Εκτιμάται ότι στην περίπτωση αυτή ο κώδικας ABAQUS πλεονεκτεί ως προς τον χρόνο επίλυσης σε σχέση με τον κώδικα FLAC, όπου ο χρόνος επίλυσης είναι σημαντικός (τυπικοί χρόνοι κυμαίνονται από 14 ως 20 ώρες σε κοινό προσωπικό υπολογιστή). Επίσης, ο κώδικας ABAQUS παρέχει ακριβέστερο υπολογισμό των επιταχύνσεων, ενώ στον κώδικα FLAC ο υπολογισμός των σεισμικών επιταχύνσεων νοθεύεται από ψευδή μέγιστα που δημιουργούνται λόγω του τύπου της αριθμητικής επίλυσης και της ασυμπίεστότητας του κορεσμένου υλικού. Ένα βασικό μειονέκτημα του κώδικα ABAQUS είναι ο δυσκολότερος τρόπος εισόδου της σεισμικής δόνησης, όταν επιδιώκεται υψηλός βαθμός ακρίβειας, ενώ στον κώδικα FLAC η είσοδος της σεισμικής διέγερσης γίνεται εύκολα. Έχοντας υπόψη τα παραπάνω κριτήρια, και λαμβάνοντας υπόψη τις ανάγκες του ερευνητικού προγράμματος, ο κώδικας πεπερασμένων διαφορών FLAC κρίθηκε για την περίπτωση αυτή ο πιο κατάλληλος για την ενσωμάτωση του καταστατικού προσομοιώματος.

### **3.2 Καταστατικό προσομοίωμα Pastor – Zienkiewicz**

Η παρούσα ερευνητική εργασία χρησιμοποιεί το καταστατικό προσομοίωμα των Pastor *et al.* (1990) που αναπτύχθηκε στο πλαίσιο της θεωρίας της γενικευμένης

πλαστικότητα. Το προσομοίωμα βασίζεται στις αρχές της κρίσιμης κατάστασης και χρησιμοποιεί μη-συσχετισμένο νόμο πλαστικής ροής. Η σχέση τάσεων – παραμορφώσεων είναι:

$$d\sigma' = D_{L/U}^{ep} d\varepsilon + \left( D^e n_{gL/U} n D^e \right) d\eta \quad (3.1)$$

στην οποία

- $d\sigma'$  = το διάνυσμα της μεταβολής των ενεργών τάσεων
- $d\varepsilon$  = το διάνυσμα της μεταβολής των παραμορφώσεων
- $D_{L/U}^{ep}$  = το μητρώο ελαστο-πλαστικής δυσκαμψίας για φόρτιση / αποφόρτιση
- $D^e$  = το μητρώο ελαστικής δυσκαμψίας
- $H_{L/U}$  = το μέτρο πλαστικότητας για φόρτιση / αποφόρτιση
- $n$  = διάνυσμα κάθετο στην επιφάνεια διαρροής
- $n_{gL/U}$  = κατεύθυνση της πλαστικής ροής

Το ελαστικό μητρώο δυσκαμψίας γράφεται υπό μορφή τανυστή ως

$$D_{ijkl}^e = \left( K^e - \frac{2}{3} G^e \right) \delta_{ij} \delta_{kl} + G^e (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{kj}) \quad (3.2)$$

όπου  $K^e$  = το ελαστικό μέτρο ογκομετρικών μεταβολών,  $G^e$  = το ελαστικό διατμητικό μέτρο και  $\delta_{ij}$  το δέλτα του Kronecker.

Το προσομοίωμα δεν χρειάζεται τον ακριβή μαθηματικό προσδιορισμό των επιφανειών διαρροής και πλαστικού δυναμικού, παρά μόνον των διευθύνσεων των καθέτων επί των επιφανειών αυτών  $n$  και  $n_{gL/U}$ . Το διάνυσμα  $n_{gL/U}$  εκφράζεται στο χώρο  $p$ - $q$ - $\theta$  από τις σχέσεις

$$n_{gL}^T = \frac{d_g | 1, 0.5 M_g q \cos 3\alpha |}{\sqrt{d_g^2 + (0.5 M_g q \cos 3\alpha)^2}} \quad \text{για φόρτιση και} \quad (3.3)$$

$$n_{gU}^T = \frac{d_g | 1, 0.5 M_g q \cos 3\alpha |}{\sqrt{d_g^2 + (0.5 M_g q \cos 3\alpha)^2}} \quad \text{για αποφόρτιση} \quad (3.4)$$



στην οποία  $d_g$  είναι η διασταλτικότητα του εδάφους που ορίζεται ως λόγος των πλαστικών ογκομετρικών προς τις πλαστικές διατμητικές παραμορφώσεις

$$d_g = \frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p} \approx \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_s} \quad (3.5)$$

$$d\varepsilon_v = \sum_{i=1}^3 d\varepsilon_{ii} = d\varepsilon_{11} + d\varepsilon_{22} + d\varepsilon_{33} \quad (3.6)$$

$$d\varepsilon_s = \frac{1}{3} \left\{ 2 \left[ (d\varepsilon_{22} - d\varepsilon_{33})^2 + (d\varepsilon_{33} - d\varepsilon_{11})^2 + (d\varepsilon_{11} - d\varepsilon_{22})^2 \right] + 3 (d\gamma_{12}^2 + d\gamma_{23}^2 + d\gamma_{31}^2) \right\}^{1/2} \quad (3.7)$$

Στο προσομοίωμα αυτό η διασταλτικότητα εκφράζεται από τη σχέση

$$d_g = (1 + \alpha) (M_g - \eta) \quad (3.8)$$

όπου

$$\eta = q/p \quad (3.9)$$

$$p = (\sigma'_{11} + \sigma'_{22} + \sigma'_{33})/3 = I_1/3 \quad (3.10)$$

$$q = \sqrt{3J_2'} \quad (3.11)$$

$$J_2' = \frac{1}{2} s : s = \frac{1}{2} s_{ik} s_{ki} = \frac{1}{2} (s_{11}^2 + s_{22}^2 + s_{33}^2) + \sigma_{12}^2 + \sigma_{23}^2 + \sigma_{31}^2 \quad (3.12)$$

$$s_{ij} = \sigma'_{ij} - p \delta_{ij} \quad (3.13)$$

$$M_g = \frac{6M_{gc}}{6 + M_{gc}(1 - \sin 3\theta)} \quad (3.14)$$

$$\theta = -\frac{1}{3} \sin^{-1} \left( \frac{\sqrt{27J'_3}}{2J'_2} \right) = \eta \text{ γωνία Lode} \quad (3.15)$$

$$J'_3 = \frac{1}{3} s_{ij} s_{jk} s_{kl} = \frac{1}{3} (s_{11}^3 + s_{22}^3 + s_{33}^3) - (\sigma_{12}^2 \sigma_{33} + \sigma_{23}^2 \sigma_{11} + \sigma_{32}^2 \sigma_{11}) \quad (3.16)$$

$M_{gc}$  = παράμετρος του εδάφους

$\alpha$  = παράμετρος του εδάφους

Το κάθετο διάνυσμα στη επιφάνεια διαρροής δίδεται από τη σχέση

$$n^T = \frac{(d_f, 1, -0.5 M_f q \cos 3\theta)}{\sqrt{d_f^2 + 1 + (0.5 M_f q \cos 3\theta)^2}} \quad (3.17)$$

όπου  $d_f$  και  $M_f$  = παράμετροι της επιφάνεια διαρροής, όπου

$$d_f = (1 + \alpha) (M_f - \eta) \quad (3.18)$$

$$M_f = \frac{6M_{fc}}{6 + M_{fc}(1 - \sin 3\theta)} \quad (3.19)$$

$M_{fc}$  = παράμετρος του εδάφους

Το μέτρο πλαστικότητας για φόρτιση δίδεται από την σχέση

$$H_L = H_o p H_f (H_v + H_s) H_{DM} \quad (3.20)$$

όπου

$$H_f = \left( 1 - \frac{\eta}{\eta_f} \right)^4 \quad (3.21)$$

$$H_v = \left(1 - \frac{\eta}{M_g}\right) \quad (3.22)$$

$$H_s = \beta_o \beta_l e^{-\beta_o \xi} \quad (3.23)$$

$$H_{DM} = \left(\frac{\eta_{max}}{\eta}\right)^\gamma \quad (3.24)$$

$$\eta_f = \left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) M_f \quad (3.25)$$

$H_o, \beta_o, \beta_l, \gamma =$  σταθερές του εδάφους; and  $\xi =$  συσσωρευμένη αποκλίνουσα πλαστική παραμόρφωση που δίδεται από τη σχέση

$$\xi = \int d\xi = \int \sqrt{de^p de^p} \quad (3.26)$$

$$de = d\varepsilon - \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 d\varepsilon_{ii} \quad (3.27)$$

Για αποφόρτιση, στο αρχικό καταστατικό προσομοίωμα, το πλαστικό μέτρο  $H_U$  δίδεται από την μορφή:

$$H_U = \left\{ \begin{array}{ll} H_{uo} \left(\frac{M_g}{\eta_u}\right)^{\gamma_u}, & \text{if } \left|\frac{M_g}{\eta_u}\right| > 1 \\ H_{uo} & , \text{if } \left|\frac{M_g}{\eta_u}\right| \leq 1 \end{array} \right\} \quad (3.28)$$

όπου  $H_{uo}, \gamma_u =$  σταθερές του εδάφους,  $M_g =$  ο λόγος τάσεων στην κρίσιμη κατάσταση και  $\eta_u$  είναι ο λόγος τάσεων από τον οποίο γίνεται αποφόρτιση.

Στη παραλλαγή του καταστατικού προσομοιώματος που χρησιμοποιείται εδώ, το πλαστικό μέτρο  $H_U$  δίδεται από την μορφή

$$H_U^* = \left\{ \begin{array}{ll} H_{uo}^* P \left( \frac{M_g}{\eta_u} \right)^{\gamma_u}, & \text{if } \left| \frac{M_g}{\eta_u} \right| > 1 \\ H_{uo}^* P & , \text{if } \left| \frac{M_g}{\eta_u} \right| \leq 1 \end{array} \right. \quad (3.29)$$

όπου  $H_{uo}^*$ ,  $\gamma_u$  = σταθερές του εδάφους και ,  $M_g$  = ο λόγος τάσεων στην κρίσιμη κατάσταση και  $\eta_u$  είναι ο λόγος τάσεων από τον οποίο γίνεται αποφόρτιση.

Επίσης, η έκφραση του πλαστικού μέτρου μεταβάλλεται για να βελτιώσει τις προβλέψεις του προσομοιώματος αναφορικά με την συμπεριφορά του εδάφους σε τριαξονικό εφελκυσμό και ενδιάμεσες τασικές οδεύσεις μεταξύ τριαξονικής θλίψης και εφελκυσμού. Το νέο μέτρο πλαστικότητας έχει τη μορφή:

$$H_{L/U}^*(\theta) = H_{L/U} \left( \frac{1+c}{2} \sin 3\theta + \frac{1-c}{2} \right) \quad (3.30)$$

όπου  $\theta$  ή γωνία Lode, και  $c$  είναι ο λόγος του πλαστικού μέτρου στον τριαξονικό εφελκυσμό ως προς το πλαστικό μέτρο σε τριαξονική θλίψη.

Σε Καρτεσιανό σύστημα του χώρου των τάσεων η κατεύθυνση της πλαστικής ροής δίδεται από τη σχέση

$$\frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} = \frac{\partial g}{\partial I_1} \frac{\partial I_1}{\partial \sigma_{ij}} + \frac{\partial g}{\partial J_2} \frac{\partial J_2}{\partial \sigma_{ij}} + \frac{\partial g}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial \sigma_{ij}} \quad (3.31)$$

όπου  $g$  είναι η επιφάνεια πλαστικού δυναμικού

$$\frac{\partial I_1}{\partial \sigma_{ij}} = \delta_{ij} \quad (3.32)$$

$$\frac{\partial J_2}{\partial \sigma_{ij}} = s_{ij} \quad (3.33)$$

$$\frac{\partial \theta}{\partial \sigma_{ij}} = \tan(3\theta) \left[ \frac{\partial J'_3}{\partial \sigma_{ij}} \frac{1}{3J'_3} - \frac{\partial J'_2}{\partial \sigma_{ij}} \frac{1}{2J'_2} \right] \quad (3.34)$$

$$\frac{\partial J'_3}{\partial \sigma_{ij}} = s_{im} s_{mj} - \frac{2}{3} J'_2 \delta_{ij} \quad (3.35)$$

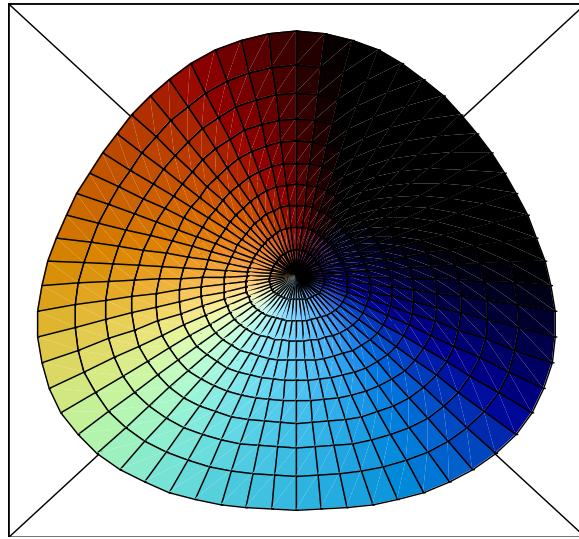
Λαμβάνοντας υπόψη τις ανωτέρω σχέσεις η (3.2) γράφεται ως

$$n_{gij} = \frac{\frac{d_g \delta_{ij}}{3} + \frac{\sqrt{3} s_{ij}}{2 \sqrt{J'_2}} - 0.5 M_g q \cos 3\theta \tan 3\theta \left( \frac{s_{ik} s_{kj} - \frac{2}{3} J'_2 \delta_{ij}}{3 J'_3} - \frac{s_{ij}}{2 J'_2} \right)}{\sqrt{d_g^2 + 1 + (0.5 M_g q \cos 3\theta)^2}} \quad (3.36)$$

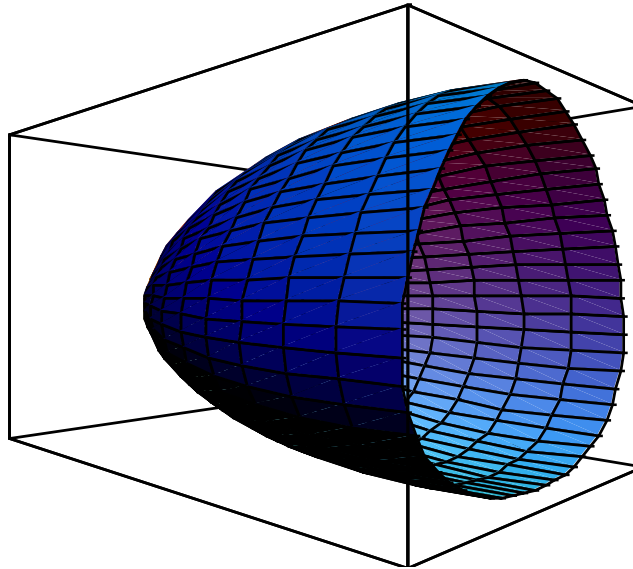
και η (3.6) γράφεται ως

$$n_{ij} = \frac{\frac{d_f \delta_{ij}}{3} + \frac{\sqrt{3} s_{ij}}{2 \sqrt{J'_2}} - 0.5 M_f q \cos 3\theta \tan 3\theta \left( \frac{s_{ik} s_{kj} - \frac{2}{3} J'_2 \delta_{ij}}{3 J'_3} - \frac{s_{ij}}{2 J'_2} \right)}{\sqrt{d_f^2 + 1 + (0.5 M_f q \cos 3\theta)^2}} \quad (3.37)$$

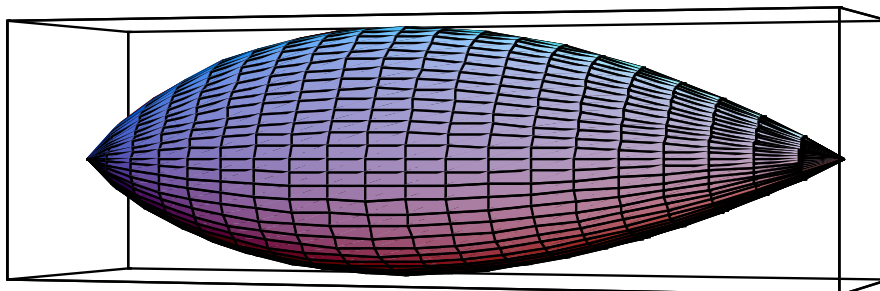
Το προσομοίωμα προβλέπει τη συμπύκνωση και κράτυνση σε διάτμηση υπό στραγγισμένες συνθήκες και την ανάπτυξη υπερπιέσεων και ρευστοποίησης σε χαλαρές άμμους υπό αστράγγιστες συνθήκες. Στην περίπτωση πολύ πυκνών άμμων υπό στραγγισμένες συνθήκες, το προσομοίωμα προβλέπει χαλάρωση του υλικού σε μεγάλες παραμορφώσεις. Συγκρίσεις μεταξύ προβλέψεων και πειραματικών δεδομένων που περιλαμβάνουν μονοτονικές φορτίσεις άμμων με τάση για συμπύκνωση ή διόγκωση, καθώς επίσης και συγκρίσεις ανακυκλικών φορτίσεων άμμων που οδηγούν σε ρευστοποίηση έδειξαν ικανοποιητική συμφωνία (Pastor *et al.* 1990, Eltahir *et al.* 1998).



(α) τομή στο επίπεδο  $\pi$  της επιφάνειας διαρροής

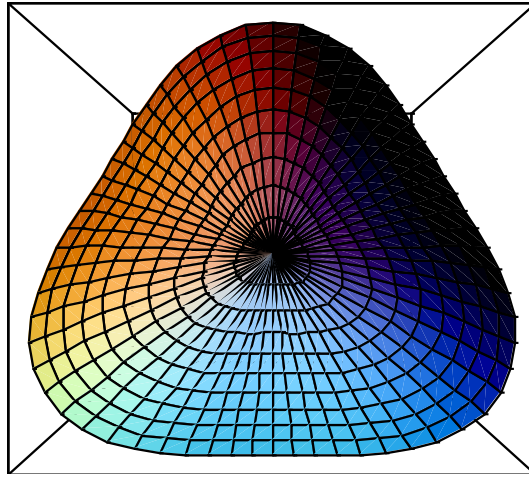


(β) τομή στο επίπεδο  $\pi$  υπό άλλη οπτική γωνία της επιφάνειας διαρροής

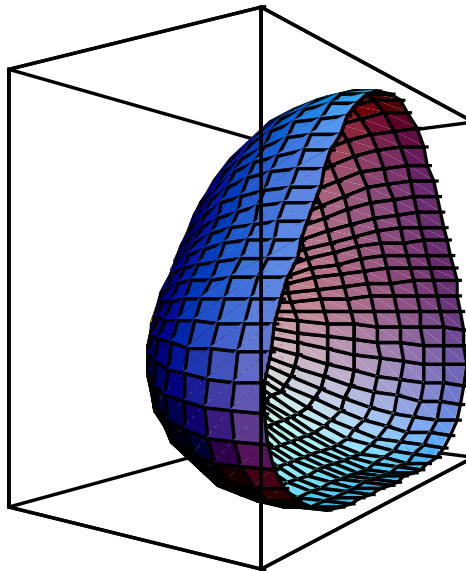


(γ) πλάγια όψη της επιφάνειας διαρροής

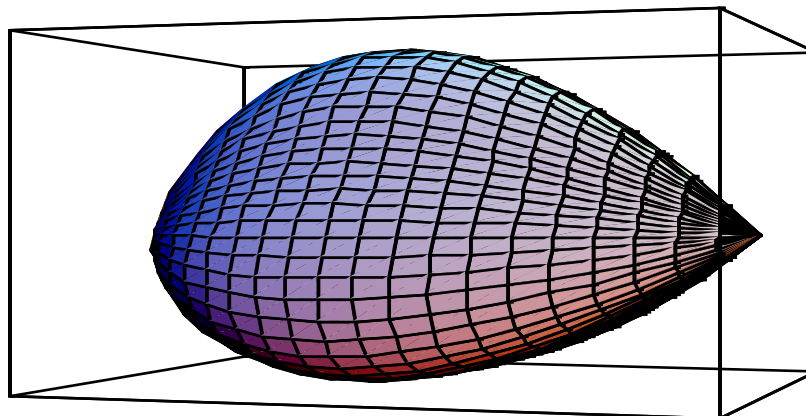
**Σχήμα 3.2.** Σχήμα της επιφάνειας διαρροής



(α) τομή στο επίπεδο  $\pi$  της επιφάνειας πλαστικού δυναμικού



(β) τομή στο επίπεδο  $\pi$  υπό άλλη οπτική γωνία της επιφάνειας πλαστικού δυναμικού



(γ) πλάγια όψη της επιφάνειας πλαστικού δυναμικού

**Σχήμα 3.3.** Σχήμα της επιφάνειας πλαστικού δυναμικού

### 3.3 Επαλήθευση του καταστατικού προσομοιώματος

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, μία λεπτομερής μελέτη για την επαλήθευση του καταστατικού προσομοιώματος έγινε από τους Pastor *et al.* (1990). Στη παρούσα μελέτη, για την επιβεβαίωση της ορθής ενσωμάτωσης στον κώδικα FLAC αλλά και για τον καθορισμό των νέων παραμέτρων του προσομοιώματος λαμβάνοντας υπόψη τις αλλαγές που αναφέρθηκαν στην προηγούμενη παράγραφο, έγινε μία νέα βαθμονόμηση όλων των παραμέτρων του προσομοιώματος. Η επαλήθευση και βαθμονόμηση ενός καταστατικού προσομοιώματος απαιτεί την επιτυχή προσομοίωση μίας μακράς σειράς εργαστηριακών δοκιμών, οι οποίες περιλαμβάνουν (α) την ισοτροπική θλίψη, τριαξονική θλίψη και εφελκυσμό, απλή διάτμηση υπό διάφορες συνθήκες περιβάλλουσας ενεργού τάσης υπό συνθήκες στράγγισης και μονοτονικής φόρτισης (β) την ανακυκλική τριαξονική δοκιμή και δοκιμή απλή διάτμησης υπό διάφορες συνθήκες περιβάλλουσας ενεργού τάσης υπό συνθήκες στράγγισης (γ) την τριαξονική θλίψη και εφελκυσμό, απλή διάτμηση υπό διάφορες συνθήκες περιβάλλουσας ενεργού τάσης υπό αστράγγιστες συνθήκες για μονοτονική φόρτιση (δ) την ανακυκλική τριαξονική δοκιμή, απλή διάτμηση υπό διάφορες συνθήκες περιβάλλουσας ενεργού τάσης υπό αστράγγιστες συνθήκες. Η δημιουργία ενός «υπολογιστικού» εδάφους (virtual soil) είναι δυνατή με την βαθμονόμηση του καταστατικού προσομοιώματος μέσω της ανωτέρω διαδικασίας σε ένα ευρύ φάσμα σχετικών πυκνοτήτων  $D_r$ , που πρακτικά κυμαίνεται από 20% ως 100%. Στην παρούσα ερευνητική εργασία η μεγαλύτερη έμφαση της βαθμονόμησης δόθηκε στην μονοτονική και ανακυκλική συμπεριφορά υπό αστράγγιστες συνθήκες, δηλαδή στις κατηγορίες δοκιμών (γ) και (δ), διότι αυτή η συμπεριφορά καθορίζει την απόκριση του συστήματος εδάφους – κατασκευής κατά την διάρκεια της σεισμικής δόνησης.

Πέραν του προγράμματος των εργαστηριακών δοκιμών, το καταστατικό προσομοίωμα και η μέθοδος ανάλυσης επιβεβαιώνονται με την ανάλυση και μελέτη λεπτομερώς καταγραμμένων ιστορικών περιστατικών καλής και κακής συμπεριφοράς. Στην έκθεση αυτή παρουσιάζονται μόνον ορισμένα τυπικά αποτελέσματα της βαθμονόμησης. Περισσότερα αποτελέσματα περιέχονται στην εργασία του Ντακούλα (2003).



Για την συμπεριφορά στην μονοτονική φόρτιση παρουσιάζονται αποτελέσματα από τριαξονική θλίψη υπό αστράγγιστες συνθήκες σε δοκίμια άμμου Banding από τα πειράματα του Castro (1969). Οι δοκιμές που παρουσιάζονται αντιστοιχούν σε τέσσερις σχετικές πυκνότητες της άμμου,  $Dr = 29\%$ ,  $44\%$ ,  $47\%$ , και  $64\%$ . Στο Σχήμα 3.2α παρουσιάζονται οι ενεργές τασικές οδεύσεις (διάγραμμα q-p') για τις τέσσερις δοκιμές. Οι κύκλοι παριστούν τα πειραματικά δεδομένα ενώ οι συνεχείς γραμμές τις προβλέψεις του προσομοιώματος. Στο Σχήμα 3.2β παρουσιάζονται οι υπερπίεσεις που αναπτύσσονται κατά την διάρκεια της θλίψης ως προς τη διατμητική παραμόρφωση,  $\varepsilon_s$ , όπου

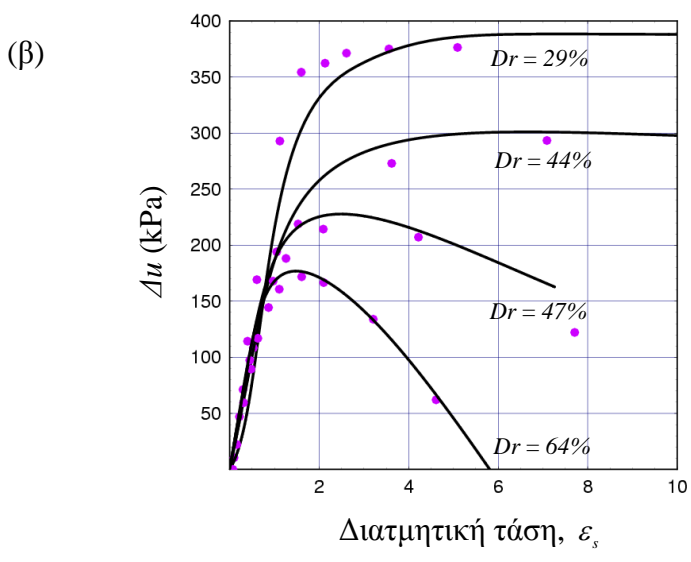
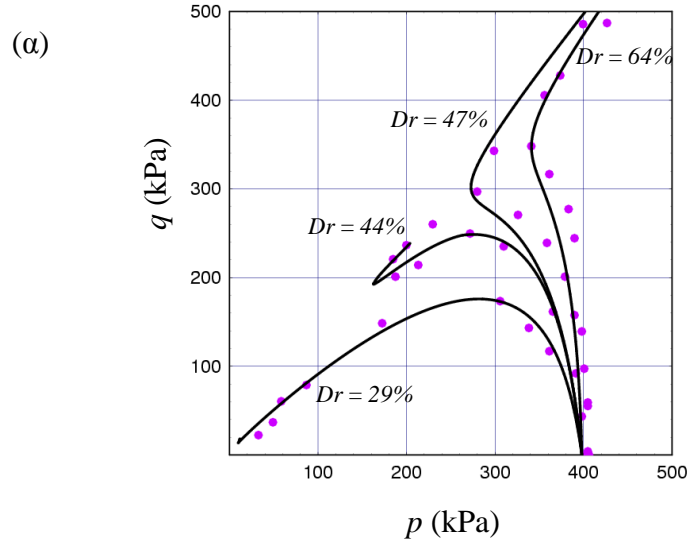
$$\varepsilon_s = \frac{1}{3} \left\{ 2 \left[ (\varepsilon_{22} - \varepsilon_{33})^2 + (\varepsilon_{33} - \varepsilon_{11})^2 + (\varepsilon_{11} - \varepsilon_{22})^2 \right] + 3 (\gamma_{12}^2 + \gamma_{23}^2 + \gamma_{31}^2) \right\}^{1/2} \quad (3.38)$$

και στην περίπτωση τριαξονικής δοκιμής όπου  $\varepsilon_{22} = \varepsilon_{33}$  και  $\gamma_{12} = \gamma_{23} = \gamma_{31} = 0$ , η  $\varepsilon_s$  γίνεται

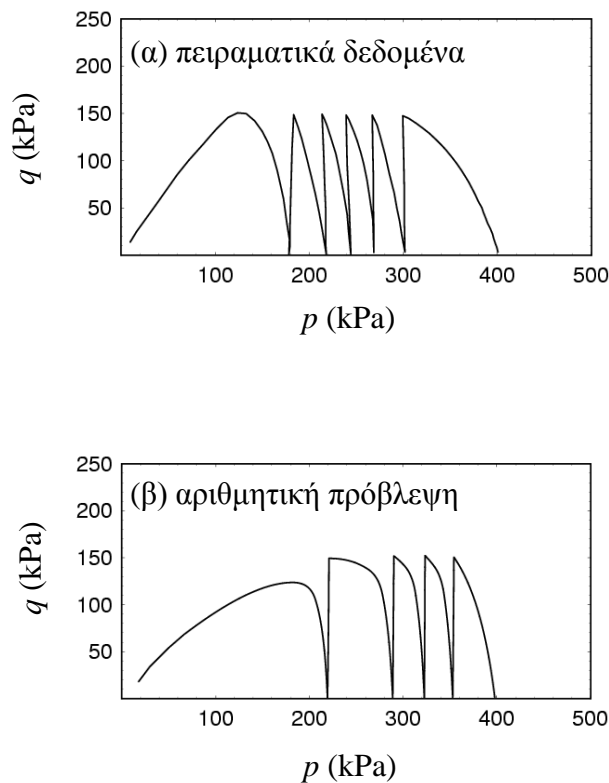
$$\varepsilon_s = \frac{2}{3} (\varepsilon_{11} - \varepsilon_{33}) \quad (3.39)$$

Στο Σχήμα 3.3 παρουσιάζονται αντιπροσωπευτικά αποτελέσματα μιας ανακυκλικής τριαξονικής δοκιμής υπό αστράγγιστες συνθήκες σε δοκίμια άμμου Banding σχετικής πυκνότητας  $Dr = 30\%$  από τα πειράματα του Castro (1969). Στο σχήμα παρουσιάζεται η ενεργός τασική οδεύση (διάγραμμα q-p') που οδηγεί σε ρευστοποίηση της άμμου. Πρέπει να σημειωθεί ότι, λαμβάνοντας υπόψη τον μεγάλη ποικιλία συμπεριφορών που θα πρέπει να αναπαριστά το καταστατικό προσομοίωμα (βασιζόμενο σε δέκα μόνο παραμέτρους) η συμφωνία μεταξύ πειραματικών δεδομένων και προβλέψεων είναι ικανοποιητική.

Δεδομένου ότι, όπως αναφέρθηκε, το εύρος διαφορετικών συμπεριφορών που θα πρέπει να αναπαριστά το καταστατικό προσομοίωμα είναι πολύ μεγάλο και τα πειραματικά δεδομένα ενός συγκεκριμένου εδάφους συνήθως είναι συνήθως περιορισμένα και ανεπαρκή για την βαθμονόμηση σε τόσο ευρεία κλίμακα, στην εργασία αυτή γίνεται έλεγχος της ανακυκλικής συμπεριφοράς με σύγκριση των προβλέψεων με συμπληρωματικά δημοσιευμένα πειραματικά αποτελέσματα άλλων άμμων, όπως της άμμου Nevada (Velacs 1993) και της άμμου Monterey (DeAlba 1976, Παπαδημητρίου 1999).

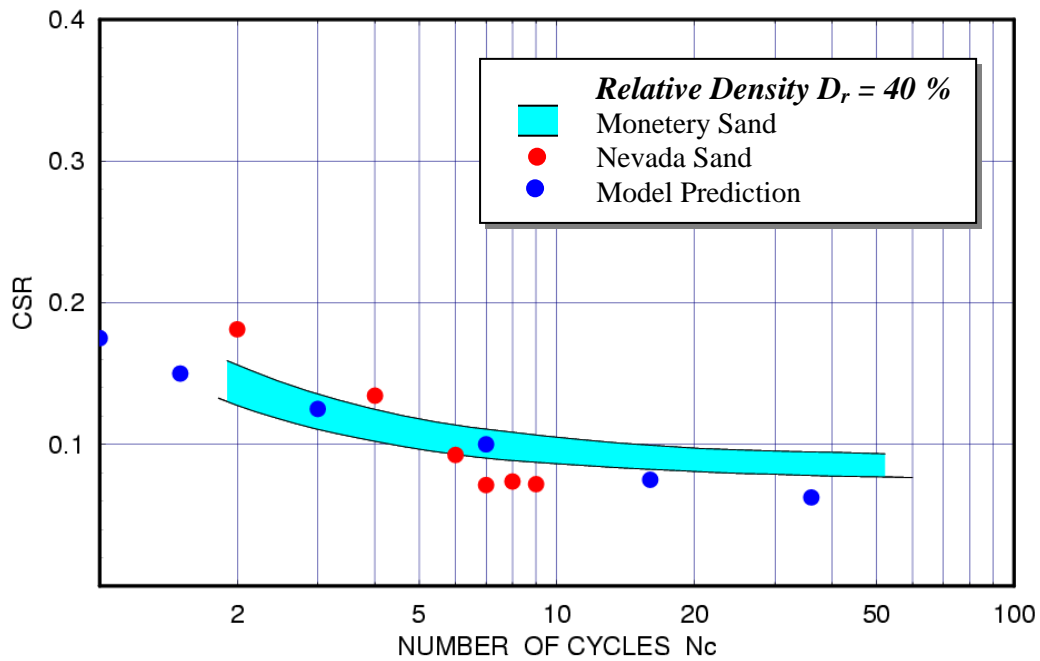


**Σχήμα 3.4** Σύγκριση πειραματικών δεδομένων (Castro 1969) και αριθμητικών προβλέψεων δοκιμών τριαξονικής θλίψης επί άμμου Banding  $Dr = 29\%$ ,  $44\%$ ,  $47\%$ , και  $64\%$  (α) Όδευση ενεργών τάσεων (β) υπερπίεση πόρων

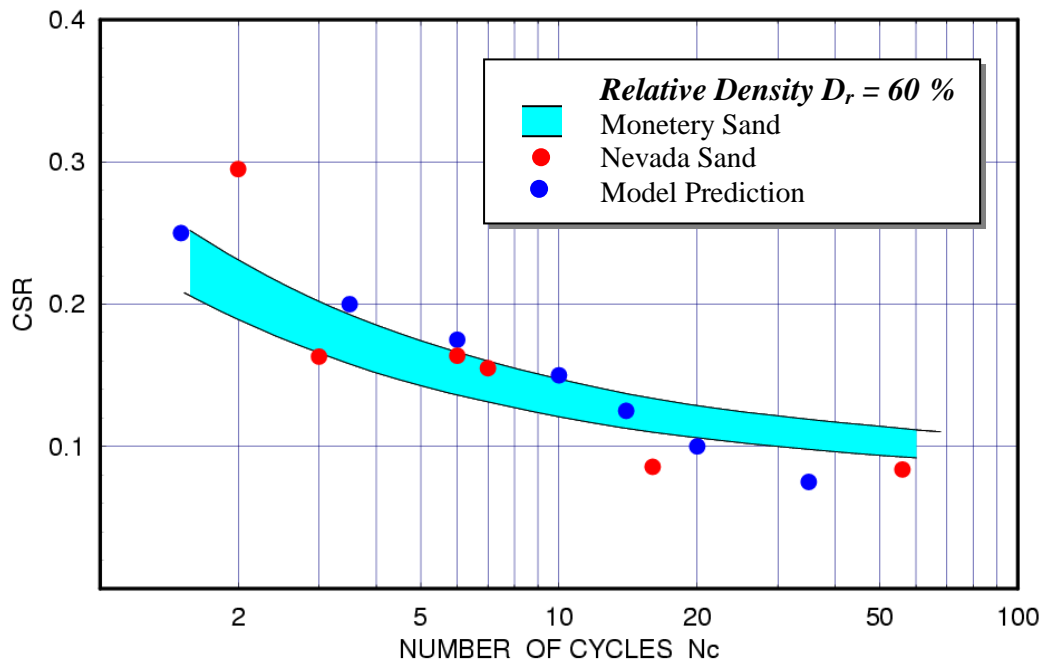


**Σχήμα 3.5** Σύγκριση όδευσης ενεργών τάσεων πειραματικών δεδομένων (Castro 1969) και αριθμητικών προβλέψεων σε δοκιμή τριαξονικής ανακυκλικής φόρτισης επί χαλαρής άμμου Banding σχετικής πυκνότητας  $D_r = 30\%$ .

Στα Σχήματα 3.6 και 3.7 παρουσιάζεται ο λόγος της ανακυκλικής αντοχής  $CSR = \tau_c / \sigma'_{v0}$  άμμου σχετικής πυκνότητας  $D_r = 40\%$  και  $60\%$ , αντίστοιχα, σε δοκιμή απλής διάτμησης. Τα αποτελέσματα των αριθμητικών προβλέψεων του τροποποιημένου προσομοιώματος Pastor et al. (1990) (γαλάζιοι κύκλοι) συγκρίνονται με πειραματικά δεδομένα (α) άμμου Monterey του DeAlba et al. (1976) τροποποιημένο κατά Seed & Harder (1990) (κυανή ζώνη), και (β) άμμου Nevada του προγράμματος Velacs (1993) (κόκκινοι κύκλοι) για περιοχή τάσεων  $\sigma'_{v0} = 80-160$  kPa. Η σύγκριση των αποτελεσμάτων δείχνει μία καλή συμφωνία μεταξύ των πειραματικών δεδομένων και των προβλέψεων του προσομοιώματος και για τις δύο σχετικές πυκνότητες.

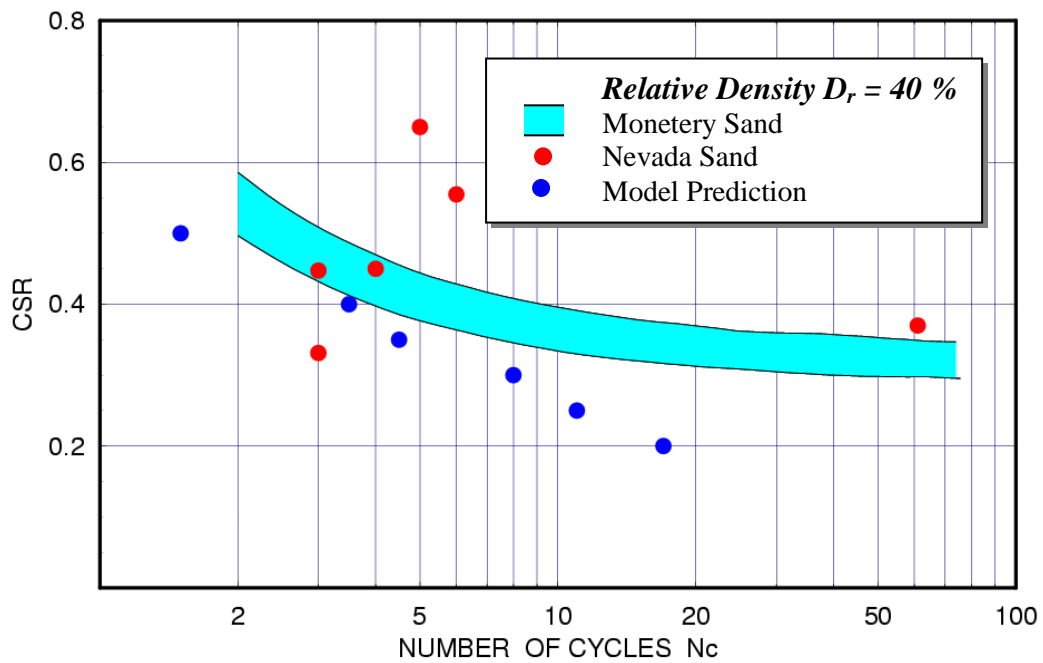


**Σχήμα 3.6** Λόγος ανακυκλικής αντοχής  $CSR = \tau_c / \sigma'_{v0}$  άμμου σχετικής πυκνότητας  $D_r = 40\%$  σε δοκιμή απλής διάτμησης. Σύγκριση των αριθμητικών προβλέψεων του τροποποιημένου προσομοιώματος Pastor et al. (1990) με πειραματικά δεδομένα (α) άμμου Monterey (DeAlba et al. (1976), τροποποιημένο κατά Seed & Harder (1990) και (β) άμμου Nevada (Velacs 1993). ( $\sigma_{v0} = 80-160$  kPa).

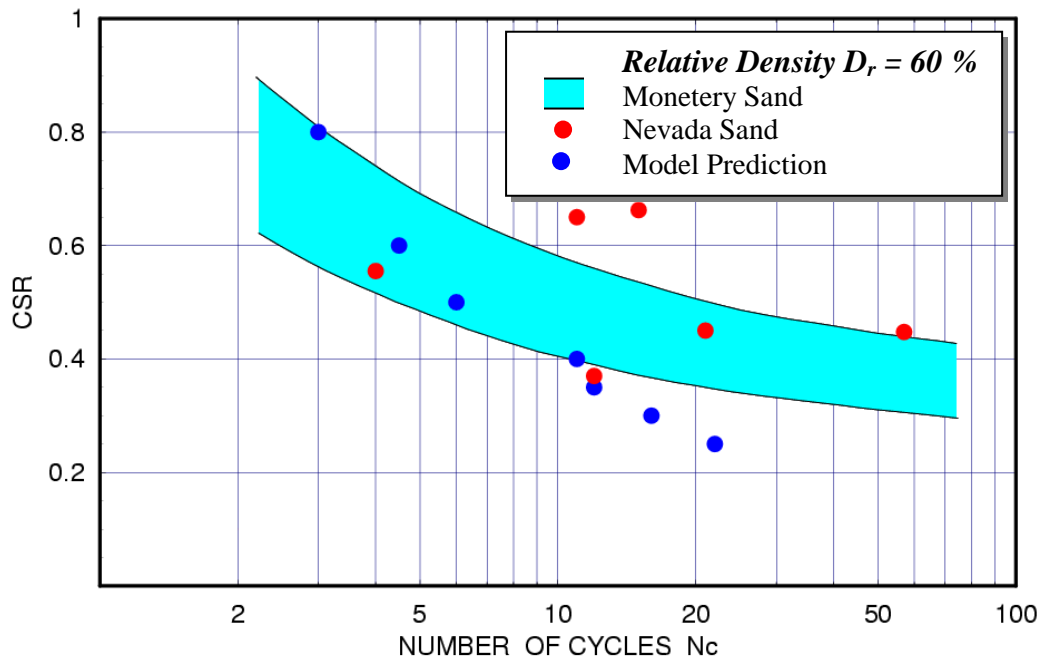


**Σχήμα 3.7** Λόγος ανακυκλικής αντοχής  $CSR = \tau_c / \sigma'_{v0}$  άμμου σχετικής πυκνότητας  $D_r = 60\%$  σε δοκιμή απλής διάτμησης. Σύγκριση των αριθμητικών προβλέψεων του τροποποιημένου προσομοιώματος Pastor et al. (1990) με πειραματικά δεδομένα (α) άμμου Monterey (DeAlba et al. (1976), τροποποιημένο κατά Seed & Harder (1990) και (β) άμμου Nevada (Velacs 1993). ( $\sigma'_{v0} = 80-160$  kPa).

Επίσης, στα Σχήματα 3.8 και 3.9 παρουσιάζεται ο λόγος της ανακυκλικής αντοχής  $CSR = q_c / \sigma'_{v0}$  άμμου σχετικής πυκνότητας  $D_r = 40\%$  και  $60\%$ , αντίστοιχα, σε δοκιμή ανακυκλική τριαξονική δοκιμή. Τα αποτελέσματα των αριθμητικών προβλέψεων του τροποποιημένου προσομοιώματος Pastor et al. (1990) (γαλάζιοι κύκλοι) συγκρίνονται με πειραματικά δεδομένα (α) άμμου Monterey του DeAlba et al. (1976) τροποποιημένα κατά Seed & Idriss (1981) και Seed & Harder (1990) (κυανή ζώνη), και (β) άμμου Nevada του προγράμματος Velacs (1993) (κόκκινοι κύκλοι). Όπως στην περίπτωση των δοκιμών απλής διάτμησης, η σύγκριση των αποτελεσμάτων δείχνει μία καλή συμφωνία μεταξύ των πειραματικών δεδομένων και των προβλέψεων του προσομοιώματος και για τις δύο σχετικής πυκνότητες.



**Σχήμα 3.8** Λόγος ανακυκλικής αντοχής  $CSR = q_c / \sigma'_{v0}$  άμμου σχετικής πυκνότητας  $D_r = 40\%$  σε τριαξονική δοκιμή. Σύγκριση των αριθμητικών προβλέψεων του τροποποιημένου προσομοιώματος Pastor et al. (1990) με πειραματικά δεδομένα (α) άμμου Monterey (DeAlba et al. (1976), τροποποιημένα κατά Seed & Idriss (1981) και Seed & Harder (1990) και (β) άμμου Nevada (Velacs 1993). ( $\sigma_{v0} = 40 - 80$  kPa).



**Σχήμα 3.9** Λόγος ανακυκλικής αντοχής  $CSR = q_c / \sigma'_{v0}$  άμμου σχετικής πυκνότητας  $D_r = 60 \%$  σε τριαξονική δοκιμή. Σύγκριση των αριθμητικών προβλέψεων του τροποποιημένου προσομοιώματος Pastor et al. (1990) με πειραματικά δεδομένα (α) άμμου Monterey (DeAlba et al. (1976), τροποποιημένα κατά Seed & Idriss (1981) και Seed & Harder (1990) και (β) άμμου Nevada (Velacs 1993). ( $\sigma_{v0} = 40-160$  kPa).



### 3.4 Προσδιορισμός της σχετικής πυκνότητας από επιτόπου μετρήσεις

Πειραματικά δεδομένα καταδεικνύουν ότι η αντίσταση διείσδυσης σε μη συνεκτικό έδαφος εξαρτάται από το μέγεθος των κόκκων και το περιεχόμενο των λεπτόκοκκων υλικών. Οι Cubrinovski και Ishihara [2-4] χρησιμοποίησαν υψηλής ποιότητας μη διαταραγμένα δοκίμια παγωμένου εδάφους και μέτρησαν την αντίσταση διεισδύσεως SPT σε φυσικές αποθέσεις εδάφους με σκοπό να δημιουργήσουν μία εμπειρική σχέση μεταξύ των τιμών  $N$  της δοκιμής SPT και της σχετικής πυκνότητας  $D_r$ , για μία μεγάλη ποικιλία μη συνεκτικών εδαφών. Η σχετική πυκνότητα ορίζεται ως

$$D_r = \left\{ N_1 (e_{\max} - e_{\min})^{1.7} \right\}^{1/2} / 3 \quad (3.40)$$

όπου  $N_1 = (98 / \sigma'_v)^{1/2} N$ ,  $\sigma'_v$  = κατακόρυφη ενεργός τάση (kPa), και  $e_{\max}$ ,  $e_{\min}$  = μέγιστη και ελάχιστη τιμή του δείκτη πόρων. Παρόλο που η διαφορά του δείκτη πόρων είναι μόνον ένα έμμεσο μέτρο της κοκκομετρικής διαβάθμισης, έχει αποδειχθεί ότι είναι ένας πολύ καλός δείκτης των συνολικών χαρακτηριστικών της κοκκομετρικής διαβάθμισης για μη συνεκτικά εδάφη. Μία προσεγγιστική σχέση μεταξύ  $e_{\max} - e_{\min}$  και  $D_{50}$  για ένα σημαντικό αριθμό χαλικωδών άμμων, καθαρών άμμων, και άμμων με λεπτόκοκκο υλικό είναι δυνατόν να εκφρασθεί ως

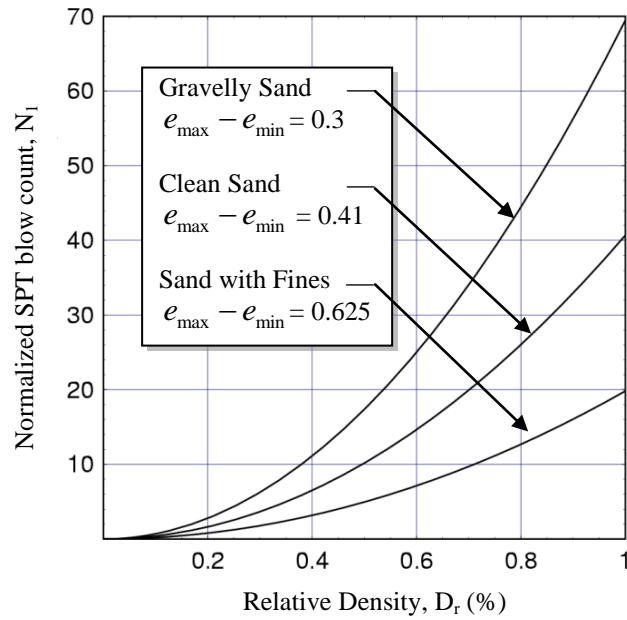
$$e_{\max} - e_{\min} = 0.23 + 0.06 / D_{50} \quad (3.41)$$

Η σχετική πυκνότητα που απαιτείται από το καταστατικό προσομοίωμα είναι δυνατόν να μετρηθεί μέσω απευθείας μέτρησης, μέσω μέτρησης της διαφοράς  $e_{\max} - e_{\min}$  και χρήση της (1), ή τέλος μέσω συσχέτισης με τη διάμετρο  $D_{50}$  και χρήση της σχέσης (2). Η ύπαρξη εργαστηριακών δεδομένων για την ανακυκλική αντοχή του εδάφους είναι δυνατόν να βελτιώσει την αρχική εκτίμηση της σχετικής πυκνότητας με σκοπό την καλύτερη περιγραφή του της ανακυκλικής συμπεριφοράς του εδάφους.

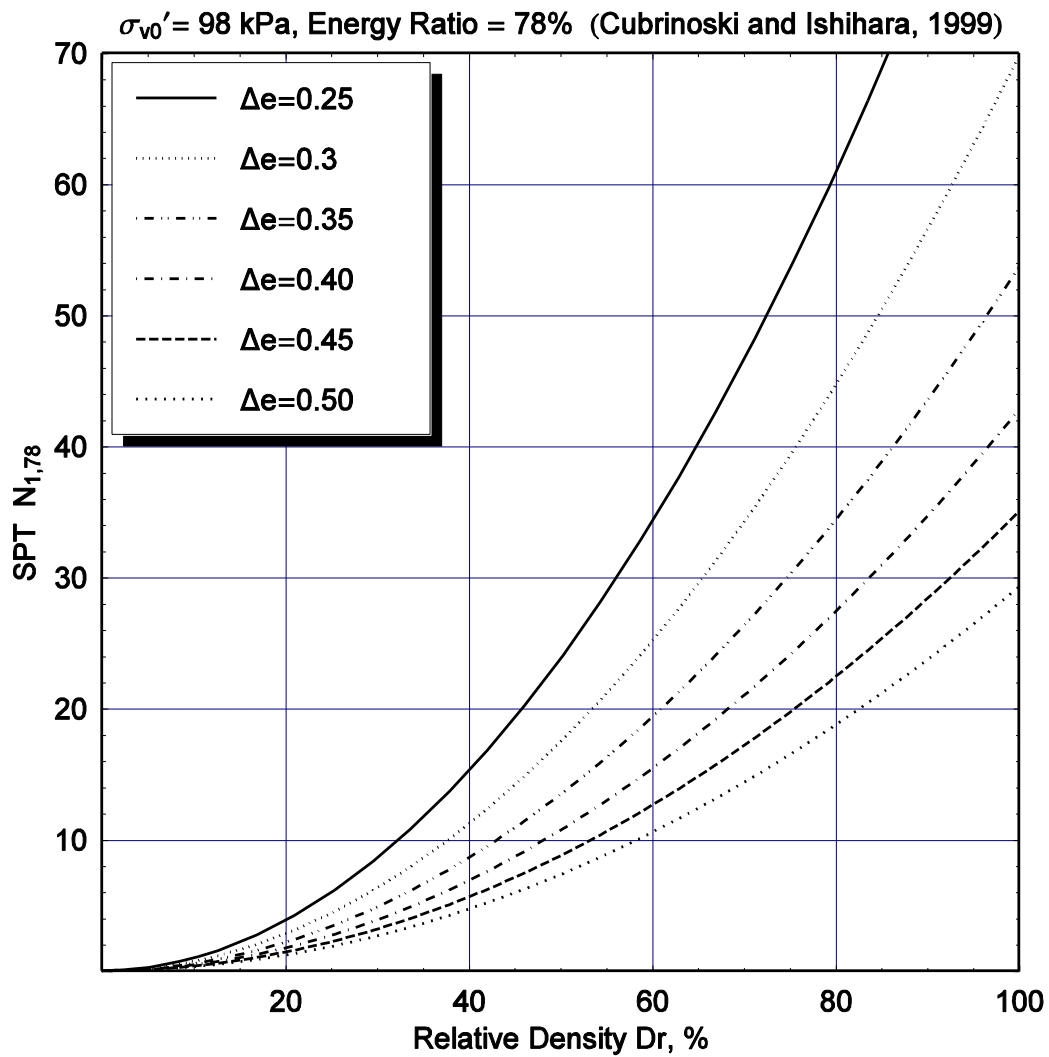
Το Σχήμα 3.10 παρουσιάζει ένα παράδειγμα της σχέσης μεταξύ της κανονικοποιημένης τιμής  $N_1 = (98/\sigma'_v)^{1/2} N$  και της σχετικής πυκνότητας  $Dr$ , για (α) μια χαλικώδη άμμο με  $e_{\max} - e_{\min} = 0.3$ , (β) για μια καθαρή άμμο με  $e_{\max} - e_{\min} = 0.41$  και (γ) για μία άμμο με λεπτόκοκκα υλικά με  $e_{\max} - e_{\min} = 0.625$ .

Το Σχήμα 3.11 παρουσιάζει την εμπειρική σχέση των Cubrinovski and Ishihara (1999) μεταξύ της κανονικοποιημένης τιμής  $N_{1,73} = (98/\sigma'_v)^{1/2} N$  και της σχετικής πυκνότητας  $Dr$ , για τιμές του λόγου  $e_{\max} - e_{\min} = 0.25, 0.3, 0.35, 0.4, 0.45$ , και  $0.5$ , ενεργό τάση  $\sigma'_{v0} = 98$  kPa και ποσοστό ενέργειας της κρουστικής δοκιμής διεισδύσεως  $SPT = 78 \%$ . Αντίστοιχα, το Σχήμα 3.11 παρουσιάζει την εμπειρική σχέση των Cubrinovski and Ishihara (1999) μεταξύ της κανονικοποιημένης τιμής  $N_{1,73} = (98/\sigma'_v)^{1/2} N$  και της σχετικής πυκνότητας  $Dr$ , για διάμετρο κόκκων  $D_{50} = 0.1, 0.2, 0.5, 1, 2$ , και  $10$  mm, ενεργό τάση  $\sigma'_{v0} = 98$  kPa και ποσοστό ενέργειας της κρουστικής δοκιμής διεισδύσεως  $SPT = 78 \%$ .

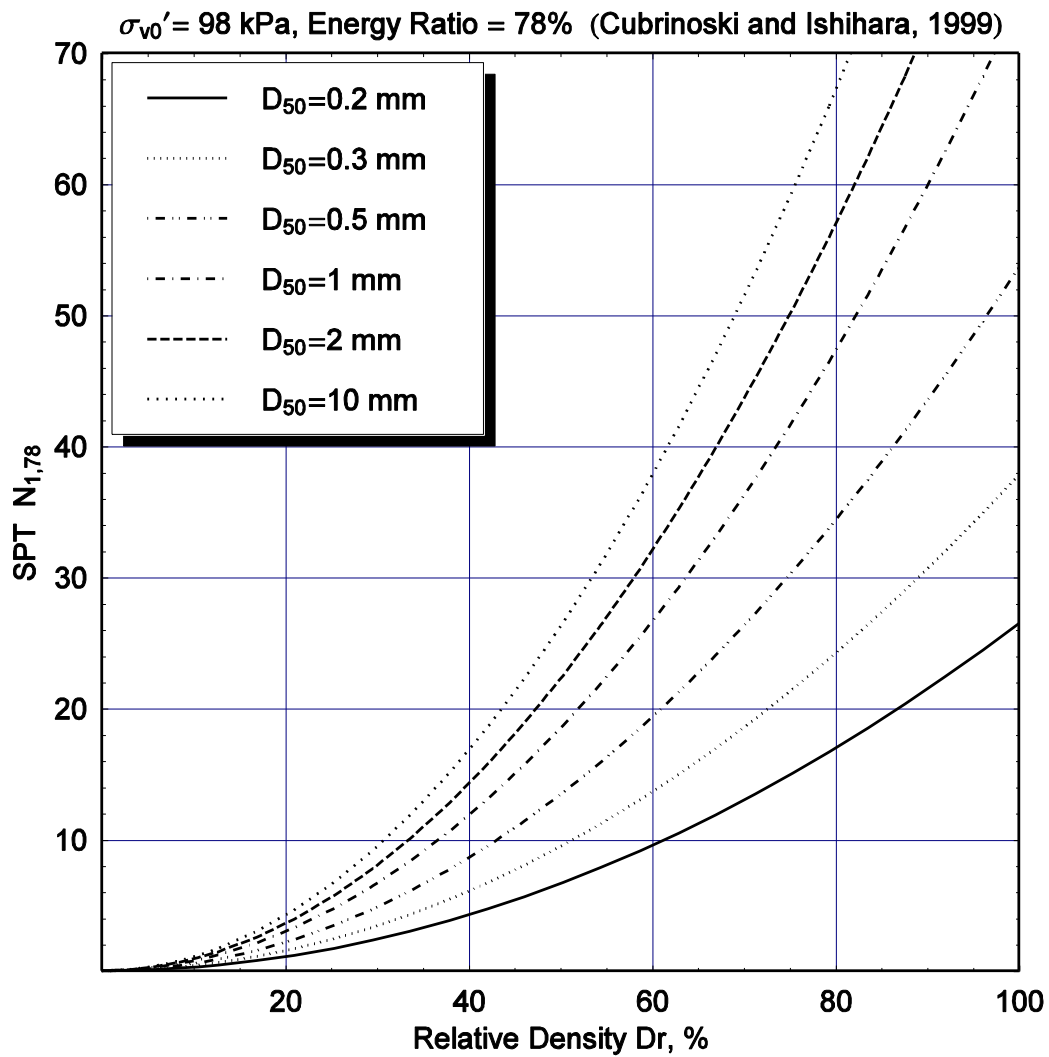
Το Σχήμα 3.13. παρουσιάζει την εμπειρική σχέση των Cubrinovski and Ishihara (1999) μεταξύ της κανονικοποιημένης τιμής  $N_{1,60} = (98/\sigma'_v)^{1/2} N$  και της σχετικής πυκνότητας  $Dr$ , για διάμετρο κόκκων  $D_{50} = 0.1, 0.2, 0.5, 1, 2$ , και  $10$  mm, ενεργό τάση  $\sigma'_{v0} = 98$  kPa, αλλά για ποσοστό ενέργειας της δοκιμής  $SPT = 60 \%$ . Μαζί με την εμπειρική σχέση των Cubrinovski and Ishihara (1999) παρουσιάζεται και η κλασική σχέση των Terzaghi και Peck. Επίσης, στο Σχήμα 3.14. παρουσιάζει παρόμοια εμπειρική σχέση των Kulhawy and Mayne (1990) μεταξύ της κανονικοποιημένης τιμής  $N_{1,60} = (98/\sigma'_v)^{1/2} N$  και της σχετικής πυκνότητας  $Dr$ , για διάμετρο κόκκων  $D_{50} = 0.1, 0.2, 0.5, 1, 2$ , και  $10$  mm, ενεργό τάση  $\sigma'_{v0} = 98$  kPa, και για ποσοστό ενέργειας της δοκιμής  $SPT = 60 \%$ . Σύγκριση των αποτελεσμάτων των Σχημάτων 3.13 και 3.14 δείχνει ότι οι σχέσεις των Cubrinovski and Ishihara (1999), Kulhawy and Mayne (1990) και Terzaghi – Peck είναι σε καλή συμφωνία για  $D_{50} = 0.5$  mm, ενώ για άλλες διαμέτρους  $D_{50}$  παρουσιάζονται κάποιες διαφορές στην εκτίμηση της σχετικής πυκνότητας  $Dr$  με βάση την τιμή του  $SPT N_{1,60}$ .



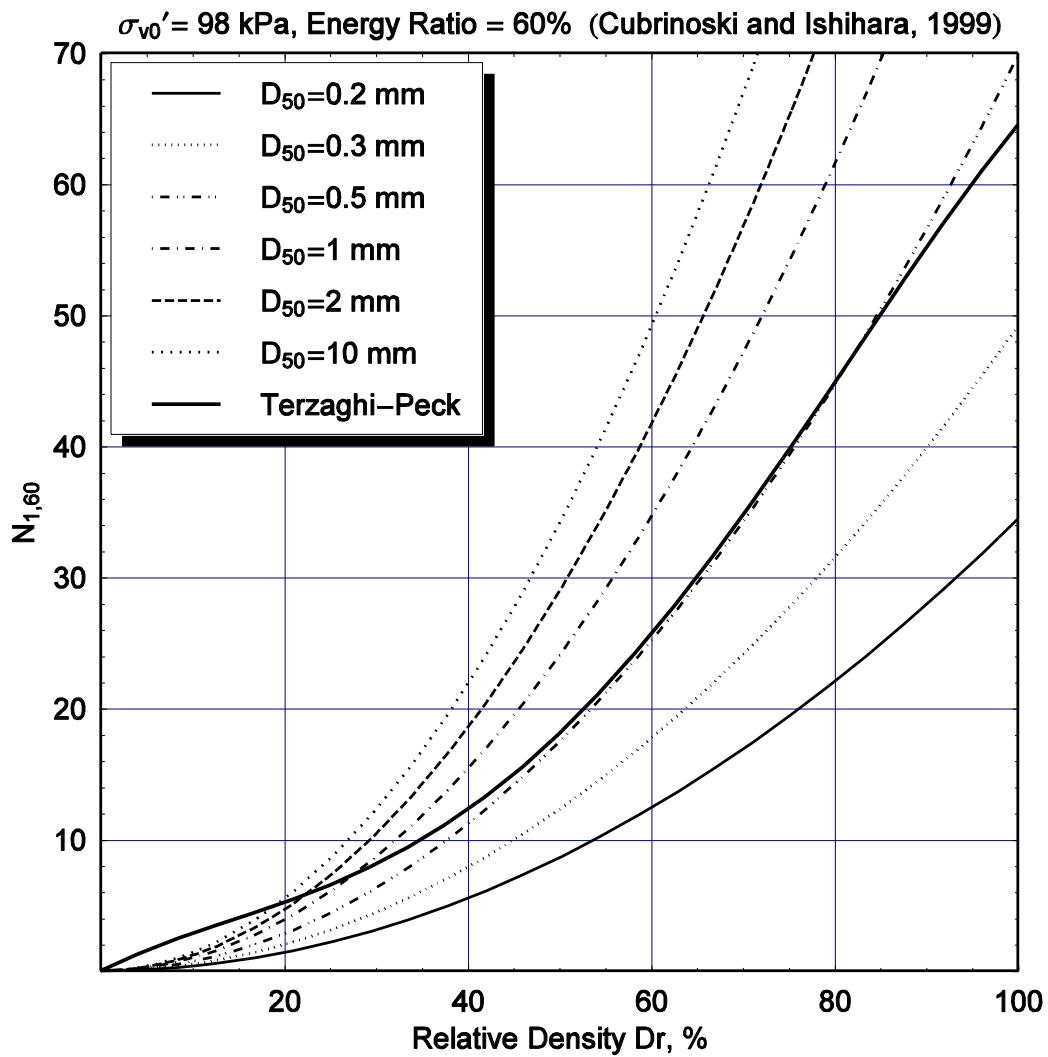
**Σχήμα 3.10** Εμπειρική συσχέτιση μεταξύ σχετικής πυκνότητας  $D_r$  και κανονικοποιημένου αριθμού κτύπων  $N_1 = (98/\sigma'_v)^{1/2} N$  για: (α) μια χαλικώδη άμμο με  $e_{\max} - e_{\min} = 0.3$ , (β) για μια καθαρή άμμο με  $e_{\max} - e_{\min} = 0.41$  και (γ) για μία άμμο με λεπτόκοκκα υλικά με  $e_{\max} - e_{\min} = 0.625$ . (Cubrinowski and Ishihara 1999).



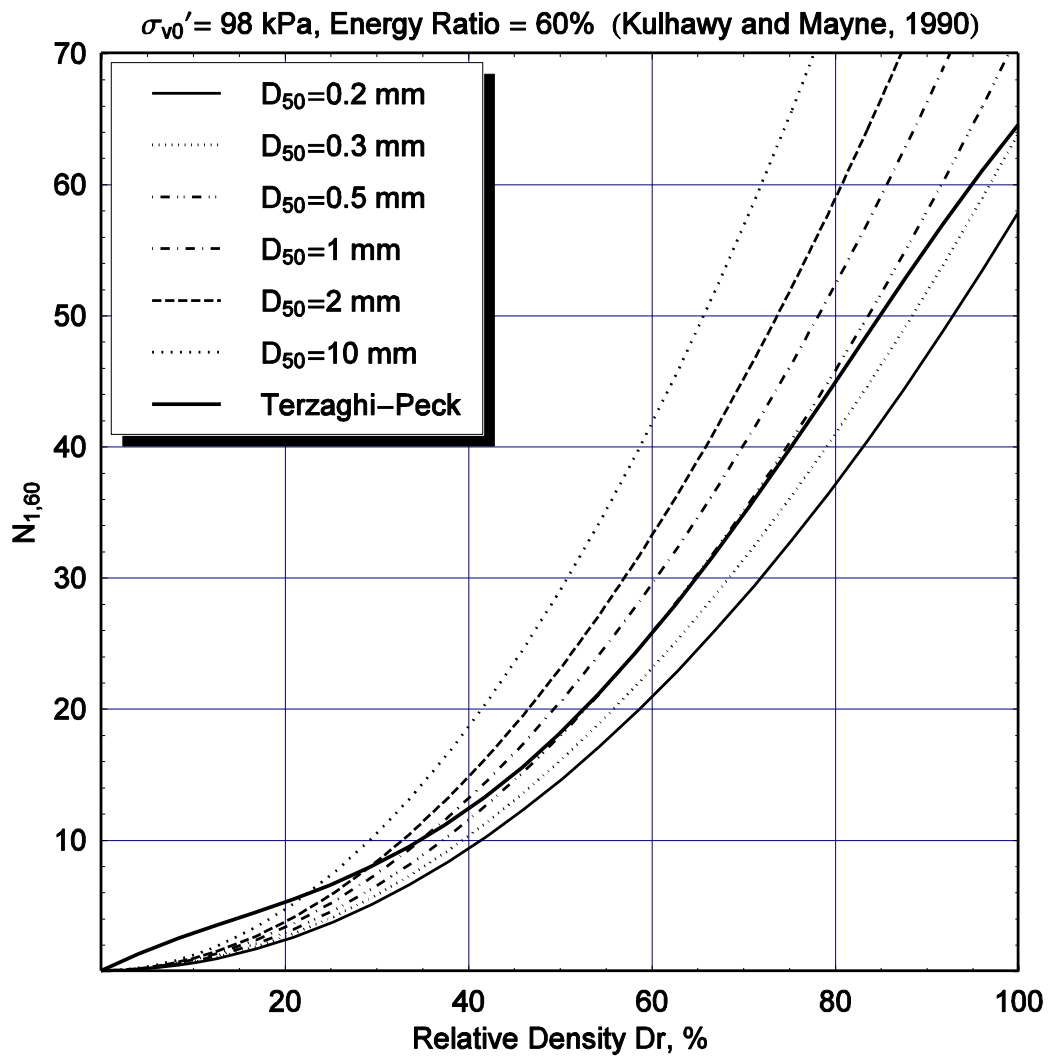
**Σχήμα 3.11.** Εμπειρική συσχέτιση των Cubrinovski and Ishihara (1999) μεταξύ της σχετικής πυκνότητας  $D_r$  και του κανονικοποιημένου αριθμού κτύπων  $N_{1,73} = (98/\sigma_v')^{1/2} N$  για τιμές του  $e_{\max} - e_{\min} = 0.25, 0.3, 0.35, 0.4, 0.45,$  και  $0.5$  ( $\sigma_{v0}' = 98 \text{ kPa}$ , ποσοστό ενέργειας SPT = 78 %).



**Σχήμα 3.12.** Εμπειρική συσχέτιση των Cubrinovski and Ishihara (1999) μεταξύ της σχετικής πυκνότητας  $D_r$  και του κανονικοποιημένου αριθμού κτύπων  $N_{1,73} = (98/\sigma_v')^{1/2} N$  για διάμετρο κόκκων  $D_{50} = 0.1, 0.2, 0.5, 1, 2,$  και  $10 \text{ mm}$  ( $\sigma_{v0}' = 98 \text{ kPa}$ , ποσοστό ενέργειας SPT = 78 %).



**Σχήμα 3.13.** Εμπειρική συσχέτιση των Cubrinovski and Ishihara (1999) μεταξύ της σχετικής πυκνότητας  $D_r$  και του κανονικοποιημένου αριθμού κτύπων  $N_{1,60} = (98/\sigma'_v)^{1/2} N$  για  $e_{\max} - e_{\min} = 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6,$  και  $0.8$ . ( $\sigma'_{v0} = 98 \text{ kPa}$ , ποσοστό ενέργειας SPT = 60 %).



**Σχήμα 3.14.** Εμπειρική συσχέτιση των Kulhawy and Mayne (1990) μεταξύ σχετικής πυκνότητας  $D_r$  και του κανονικοποιημένου αριθμού κτύπων  $N_{1,60} = (98/\sigma_v')^{1/2} N$  για διάμετρο κόκκων  $D_{50} = 0.1, 0.2, 0.5, 1, 2,$  και  $10 \text{ mm}$  ( $\sigma_{v0}' = 98 \text{ kPa}$ , ποσοστό ενέργειας SPT = 60 %).

#### **4. Ανάλυση της σεισμική συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου του Kobe**

Η μέθοδος ενεργών τάσεων εφαρμόζεται στο υποκεφάλαιο αυτό για την ανάλυση ενός λεπτομερώς καταγραμμένου ιστορικού περιστατικού, καθώς επίσης και τριών ακόμη στενά συνδεδεμένων περιπτώσεων λιμενικών κρηπιδοτοίχων, που υφίστανται την ίδια σεισμική δόνηση. Σκοπός της μελέτης είναι η επιβεβαίωση της μεθόδου μέσω συγκρίσεων με την καταγραφείσα συμπεριφορά παρόμοιων τοίχων στο λιμάνι του Kobe κατά τον σεισμό του Hyogoken-Nambu του 1995. Επιπλέον, σκοπός της μελέτης είναι να καταδείξει την επίδραση των βελτιώσεων της ποιότητας του εδάφους στη θεμελίωση και του αντιστηριζόμενου εδάφους στη μείωση των μονίμων μετατοπίσεων και γενικά την επιτελεστικότητα του κρηπιδοτοίχου.

Η πρώτη περίπτωση που εξετάζεται (Case 1) αντιστοιχεί σε μία τυπική διατομή του κρηπιδοτοίχου στο Rokko Island του λιμένα του Kobe, στην οποία τόσο το έδαφος θεμελίωσης όσο και το αντιστηριζόμενο έδαφος αποτελούνται από χαλαρά αμμώδη υλικά που είναι ρευστοποιήσιμα. Η δεύτερη περίπτωση (Case 2) αντιστοιχεί σε ένα κρηπιδοτόιχο στο οποίο το έδαφος θεμελίωσης και το αντιστηριζόμενο έδαφος αποτελούνται από βελτιωμένα εδάφη με υψηλή σχετική πυκνότητα. Η τρίτη περίπτωση (Case 3) αντιστοιχεί σε ένα κρηπιδοτόιχο στο οποίο το έδαφος θεμελίωσης αποτελείται από βελτιωμένα εδάφη με υψηλή σχετική πυκνότητα, ενώ το αντιστηριζόμενο έδαφος αποτελείται από ρευστοποιήσιμα χαλαρά αμμώδη εδάφη. Τέλος, η τέταρτη περίπτωση (Case 4) αντιστοιχεί σε ένα κρηπιδοτόιχο στο οποίο το έδαφος θεμελίωσης αποτελείται από εδάφη με σχετική υψηλή σχετική πυκνότητα, ενώ το αντιστηριζόμενο έδαφος αποτελείται από ρευστοποιήσιμα χαλαρά αμμώδη εδάφη βελτιωμένα.

##### **Περίπτωση 1 (Case 1): Λιμενικός κρηπιδοτόιχος στο Rokko Island (Kobe Port)**

Η γεωμετρία και οι ζώνες των διαφόρων υλικών του κιβωτιοειδούς κρηπιδοτοίχου στο Rokko Island παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.1. Κατά την διάρκεια του σεισμού ο τοίχος μετατοπίσθηκε περίπου κατά μέσο όρο 3 m προς τη θάλασσα, ενώ η μέγιστη μετατόπιση που παρατηρήθηκε ανέρχεται στα 5 m. Ταυτόχρονα ο τοίχος υπέστη καθίζηση περίπου 1 m έως 2 m και έγειρε προς τη θάλασσα κατά 4 μοίρες. Παρά τις



σημαντικές σεισμικές μετατοπίσεις, η επιτόπου διερεύνηση δεν ανέδειξε κατάρρευση του κρηπιδοτοίχου σε κανένα σημείο σε ολόκληρο το μήκος του κρηπιδοτοίχου. Επίσης, δεν καταγράφηκε καμία ένδειξη ρευστοποίησης εντός μιας ζώνης που επεκτείνεται μεταξύ του τοίχου και περίπου 30 m πίσω από τον τοίχο. Αντίθετα, σημαντικές και άφθονες μαρτυρίες ρευστοποίησης παρουσιάστηκαν πιο μακριά από την ζώνη αυτή, στην περιοχή του ελεύθερου πεδίου (Iai et al. 1998, Inagaki et al 1996).

Λεπτομερείς περιγραφές της κατανομής των τιμών της Τυπικής Δοκιμής Πενετρομετρήσεως (SPT)  $N_1$  ως προς το βάθος έχουν παρουσιασθεί από τους Inagaki et al (1996). Η πυκνότητα, η αρχική τιμή του μέτρου διατμήσεως σε μικρές παραμορφώσεις, και η γωνία διατμητικής αντοχής που χρησιμοποιήθηκαν από τους Iai et al. (1998) δίδονται στον Πίνακα 4.1 Τα υλικά του αντιστηριζόμενου εδάφους, του εδάφους θεμελιώσεως, της λιθορριπής στο πίσω μέρος του τοίχου και στην περιοχή της θεμελιώσεως προσομοιώνονται με το καταστατικό προσομοίωμα του Pastor. Η σχετική πυκνότητα του υλικού εκτιμάται με βάση τις τιμές του αριθμού κτύπων  $N_1$  της Τυπικής Δοκιμής Πενετρομετρήσεως (SPT) καθώς και των κοκκομετρικών χαρακτηριστικών του εδάφους (Inagaki et al. 1996).

**Πίνακας 4.1** Ιδιότητες εδαφικών υλικών για την Περίπτωση 1 (Iai et al. 1998).

Material	Density Mg/m <sup>3</sup>	$G_0$ kPa	$\sigma_0$ kPa	$\phi$ degrees
Foundation, Zone 2	1.8	58320	106	37
Backfill, Zone 1	1.8	79380	63	37
Clay, Zones 5,6	1.7	74970	143	30
Rubble, Zones 3, 4	2	80000	98	40
Caisson Wall	2.1			

Friction angle at caisson bottom = 30°

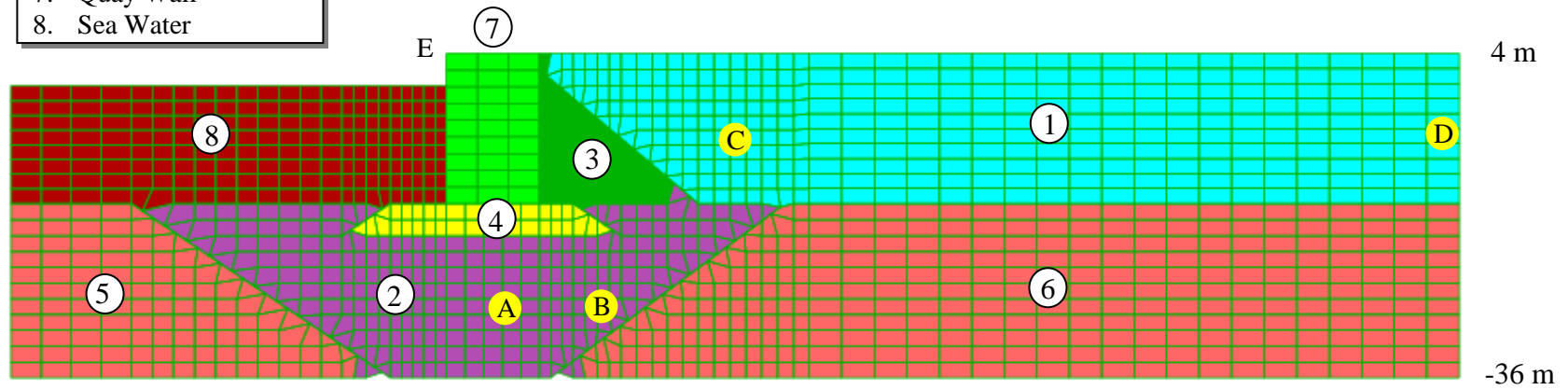
Friction angle at caisson back = 15°

Η σχετική πυκνότητα  $D_r$  του εδάφους θεμελιώσεως και του αντιστηριζομένου εδάφους εκτιμάται από τις σχέσεις του Σχήματος 4.2. Για μία μέση τιμή του  $N_{1,73} = 8 - 10$  και περιοχή διαμέτρων  $D_{50}$  από 0.5 ως 5 mm, η εκτιμώμενη σχετική πυκνότητα είναι ίση προς  $D_r = 35\%$ . Για το βελτιωμένο έδαφος, αν η τιμή του  $N_{1,73} = 18 - 25$  η αναμενόμενη σχετική πυκνότητα είναι ίση προς  $D_r = 60\%$ , ενώ για τιμή του  $N_{1,73} = 28 - 35$  η αναμενόμενη σχετική πυκνότητα είναι  $D_r = 75\%$ .

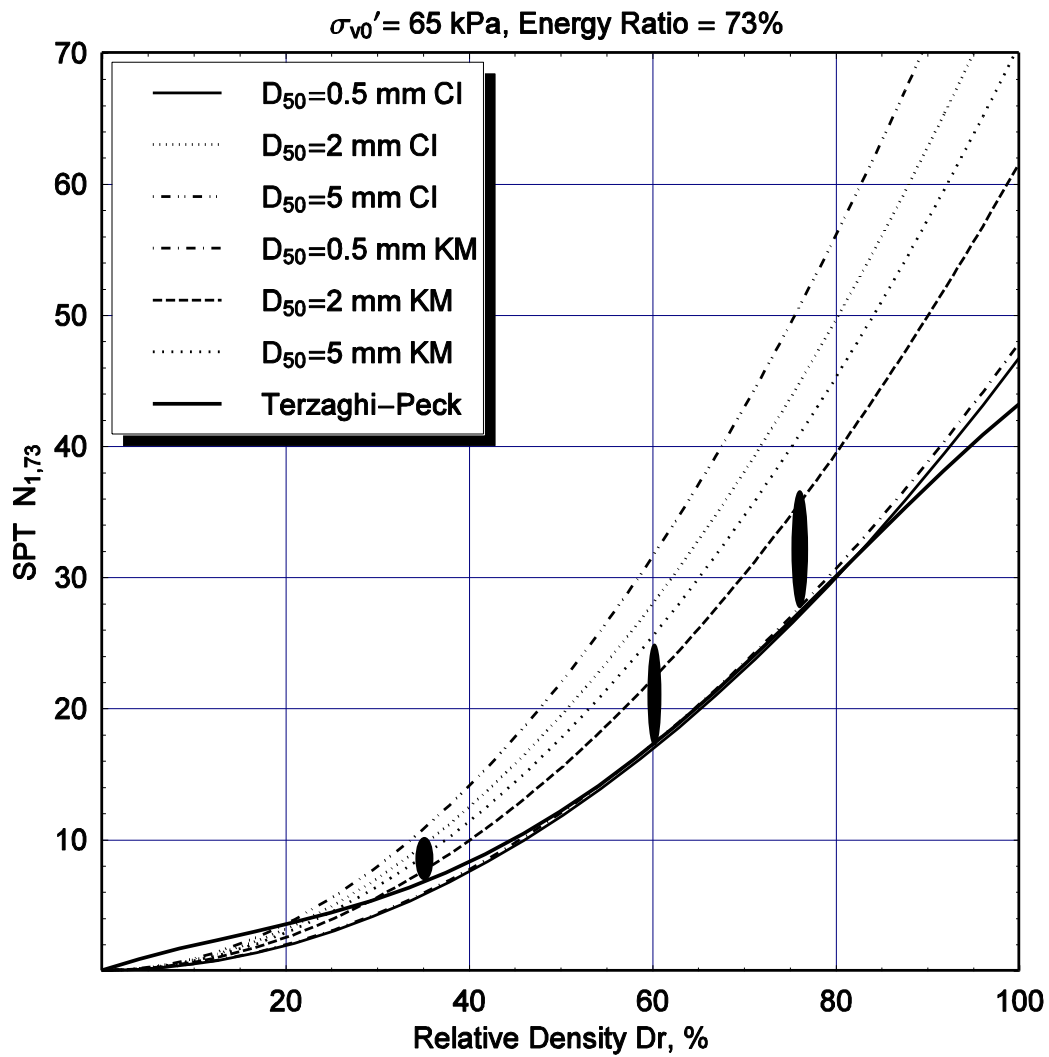
Δύο ειδών αναλύσεις εκπονήθηκαν: η πρώτη θεωρεί ότι η κατανομή της σχετικής πυκνότητας μεταβάλλεται με το βάθος με βάση την μεταβολή των τιμών  $N_1$ , ενώ η δεύτερη θεωρεί για απλότητα μία ομοιόμορφη κατανομή της σχετικής πυκνότητας λαμβάνοντας μία ενιαία τιμή  $D_r = 35\%$ . Επειδή τα αποτελέσματα των δύο αναλύσεων είναι παρόμοια και επειδή είναι πιο απλή η χρήση μιας ενιαίας τιμής του  $D_r$ , μόνο τα αποτελέσματα της δεύτερης ανάλυσης παρουσιάζονται στην έκθεση αυτή.

Ως σεισμική διέγερση του συστήματος χρησιμοποιούνται τα επιταχυνσιογραφήματα που καταγράφηκαν σε βάθος -32 m στο Port Island, που βρίσκεται σε σχετικά μικρή απόσταση από το Rokko Island. Η χρονική εξέλιξη της οριζόντιας και κατακόρυφης επιτάχυνσης παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.3, Η μέγιστη τιμή της οριζόντιας επιτάχυνσης είναι  $a_{h\max} = 0.54$  g και της κατακόρυφης επιτάχυνσης  $a_{v\max} = 0.2$  g. Το Σχήμα 4.3 παρουσιάζει το φάσμα απόκρισης των δύο επιταχυνσιογραφημάτων.

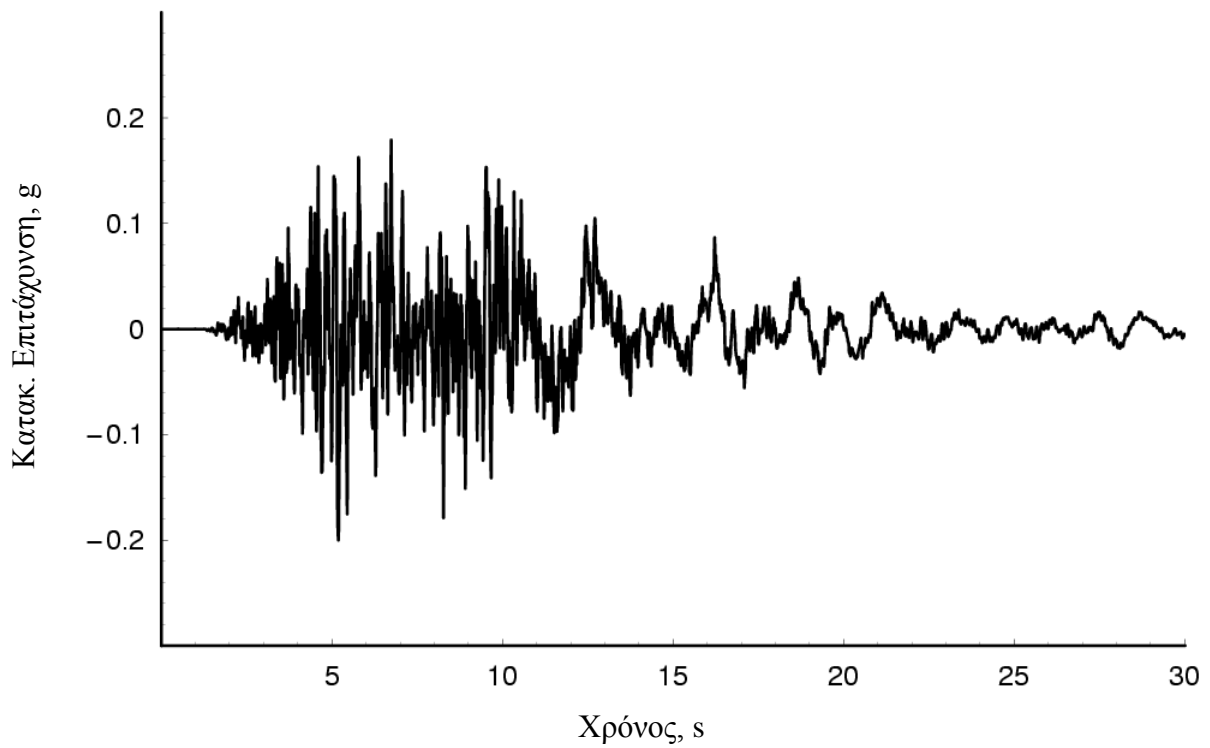
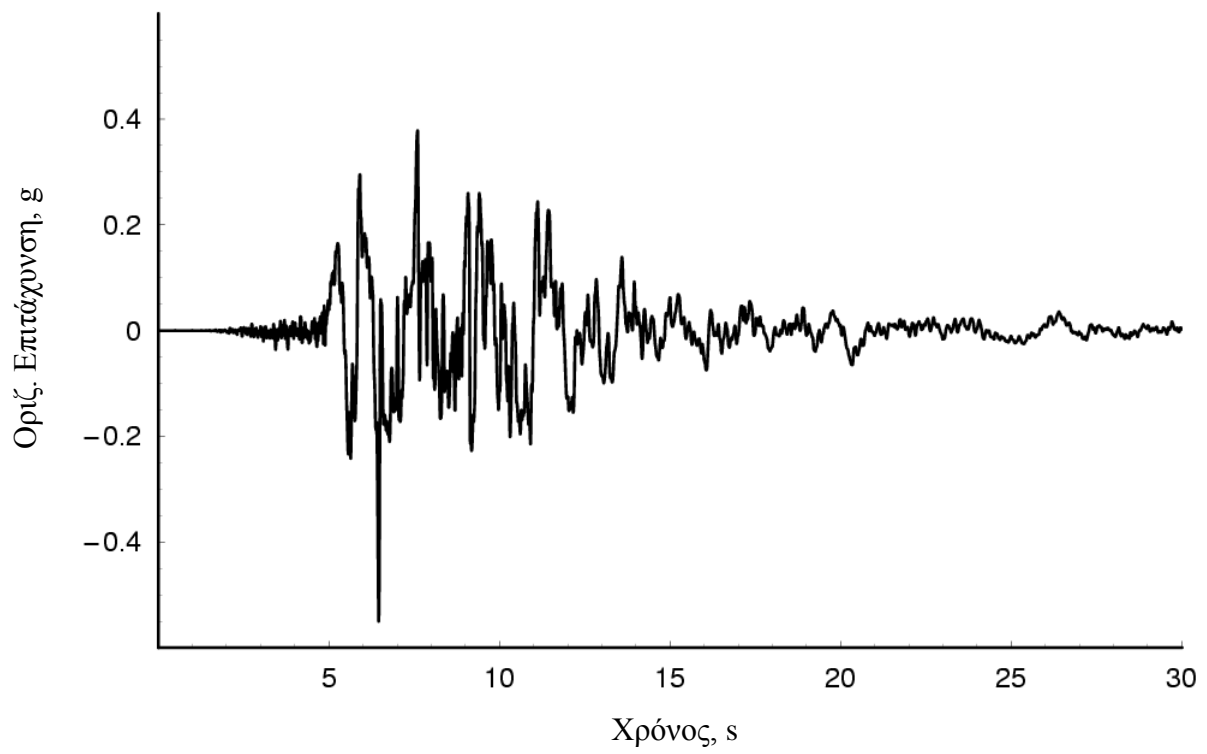
1. Backfill Soil
2. Foundation Soil
3. Backfill Rubble
4. Foundation Rubble
5. Alluvial Clay
6. Alluvial Clay
7. Quay Wall
8. Sea Water



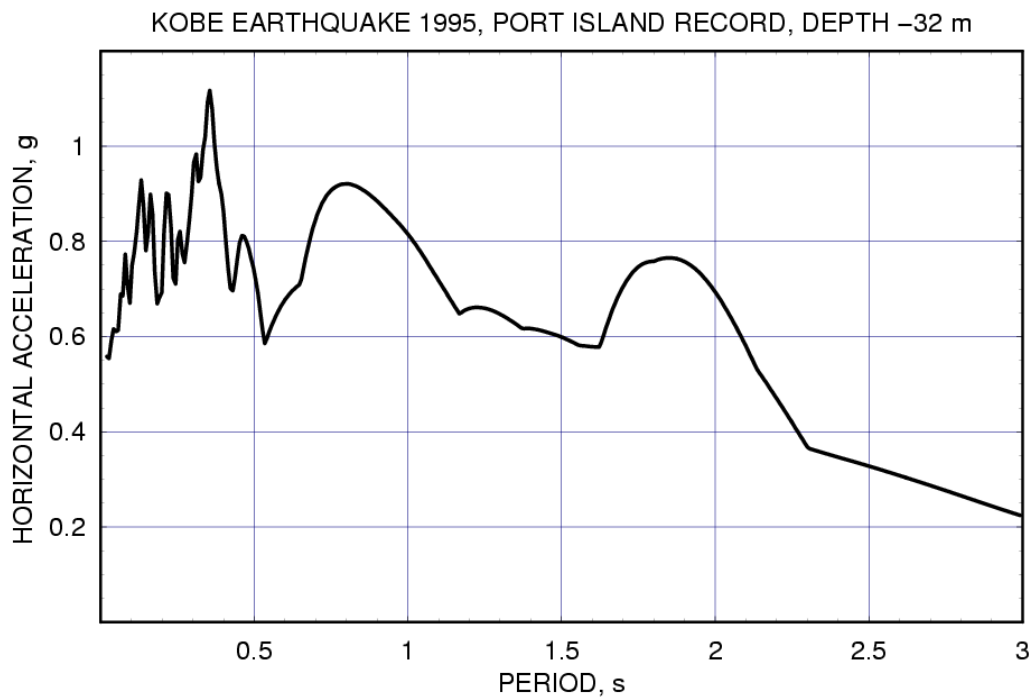
**Σχήμα 4.1** Περίπτωση 1: Διακριτοποίηση της γεωμετρίας και ζώνες διαφορετικών υλικών του λιμενικού κρηπιδοτοίχου στο Rokko Island



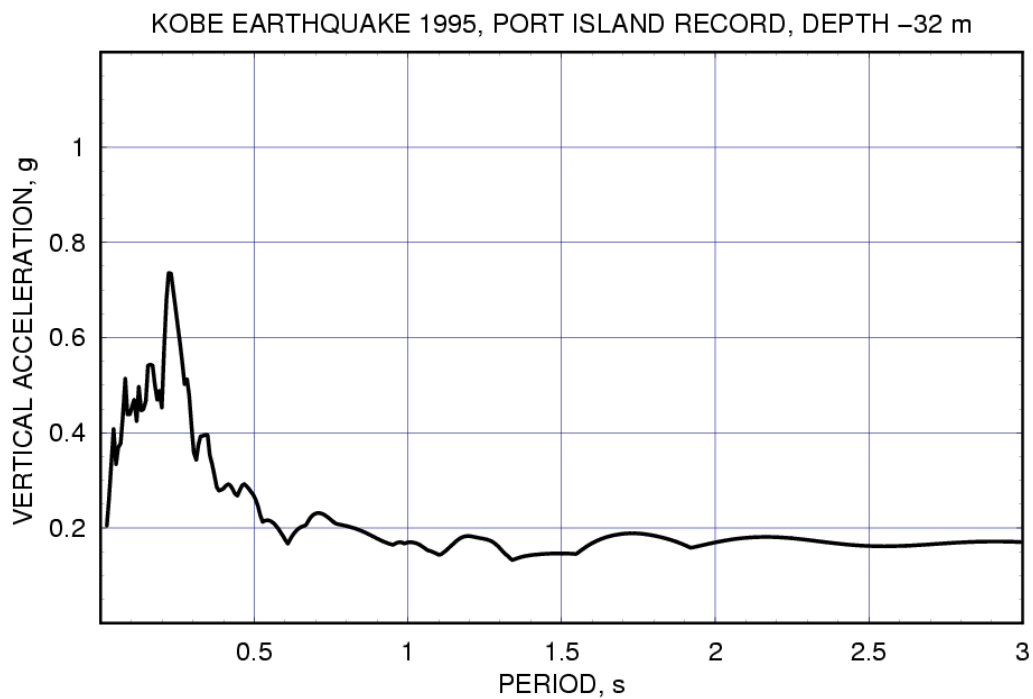
**Σχήμα 4.2** Εμπειρικές συσχετίσεις των Cubrinovski and Ishihara 1999 (CI), Kulhawy and Mayne 1990 (KM) και Terzaghi, μεταξύ της σχετικής πυκνότητας  $D_r$  και του αριθμού κτύπων  $N_{1,73}$  για διάμετρο κόκκων  $D_{50} = 0.5, 1, 2,$  και  $5 \text{ mm}$ . Οι συσχετίσεις δίδονται διορθωμένες για  $\sigma'_{v0} = 65 \text{ kPa}$  και ποσοστό ενέργειας SPT = 73 %).



**Σχήμα 4.3** Οριζόντια και κατακόρυφη επιτάχυνση που καταγράφηκε στο Port Island σε βάθος - 32 m .



(α)



(β)

**Σχήμα 4.4** Φάσμα σεισμικής απόκρισης για την οριζόντια και κατακόρυφη επιτάχυνση που καταγράφηκε στο Port Island σε βάθος - 32 m .

Τα Σχήματα 4.5 και 4.6 παρουσιάζουν αντίστοιχα την κατανομή της οριζόντιας μετατόπισης και της καθίζησης την χρονική στιγμή  $t = 30 \text{ s}$  (ο κάρναβος διακριτοποίησης του θαλασσινού νερού έχει αφαιρεθεί για μεγαλύτερη ευκρίνεια του σχήματος). Επίσης, το Σχήμα 4.7 παρουσιάζει την χρονική εξέλιξη της οριζόντιας και κατακόρυφης μετατόπισης στην άνω αριστερή γωνία του κρηπιδοτοίχου (σημείο E στο Σχήμα 4.1).

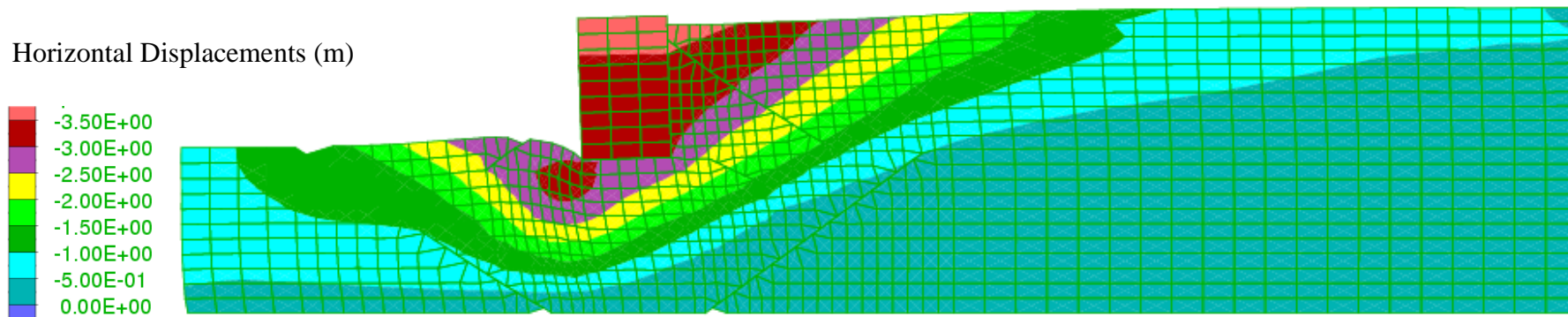
Μετά τον σεισμό το σημείο E έχει μετακινηθεί κατά 3.7 m οριζόντια και υποστεί καθίζηση κατά 1.3 m. Τα αποτελέσματα των μετατοπίσεως στο Σχήμα 4.6 δείχνουν ότι το έδαφος πίσω από τον τοίχο έχει καθιζάνει σημαντικά, με μέγιστη τιμή καθίζησης ίση προς 2.1 m, ακολουθώντας την μετακίνηση του τοίχου προς τη θάλασσα. Η ζώνη λιθορριπής στην θεμελίωση του τοίχου παραμορφώθηκε σημαντικά στο αριστερό της τμήμα, γεγονός που υποδεικνύει απομείωση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους θεμελιώσεως λόγω ανάπτυξης σημαντικών υπερπίεσεων στην περιοχή αυτή (βλέπε Σχήμα 4.5). Η απομείωση της φέρουσας ικανότητας της θεμελιώσεως φαίνεται ότι υπήρξε ένας σημαντικός παραμορφωσιακός μηχανισμός που συνέβαλε σημαντικά στην αστοχία του κρηπιδοτοίχου.

Το Σχήμα 4.8 παρουσιάζει την χρονική εξέλιξη της οριζόντιας και κατακόρυφης επιτάχυνσης στην άνω αριστερή γωνία του κρηπιδοτοίχου (Σημείο E), με κορυφαίες τιμές 0.44g και 0.49g, αντίστοιχα. Θα πρέπει να σημειωθεί, όμως, ότι οι κορυφαίες τιμές της επιτάχυνσης είναι δυνατόν να επηρεάζονται από ψευδείς μέγιστες τιμές που οφείλονται καθαρά στη συγκεκριμένη μέθοδο ανάλυσης και στο γεγονός ότι το κορεσμένο εδαφικό υλικό αυξάνει την δυσκαμψία του συστήματος και δυσκολεύει τον τρόπο επίλυσης των διαφορικών εξισώσεων.

Το Σχήμα 4.9 παρουσιάζει τις ισοδυναμικές καμπύλες του λόγου υπερπίεσης  $\Delta u / \sigma'_{om}$ , όπου  $\Delta u$  είναι η υπερπίεση πόρων και  $\sigma'_{om}$  είναι η αρχική μέση ενεργός τάση. Τα αποτελέσματα δείχνουν υψηλό λόγο υπερπίεσης τόσο στο ελεύθερο πεδίο όσο και στο έδαφος θεμελιώσεως του κρηπιδοτοίχου. Επιπλέον, το αριστερό μέρος του εδάφους θεμελιώσεως υφίσταται συμπίεση και διάτμηση καθώς το αριστερό μέρος του τοίχου

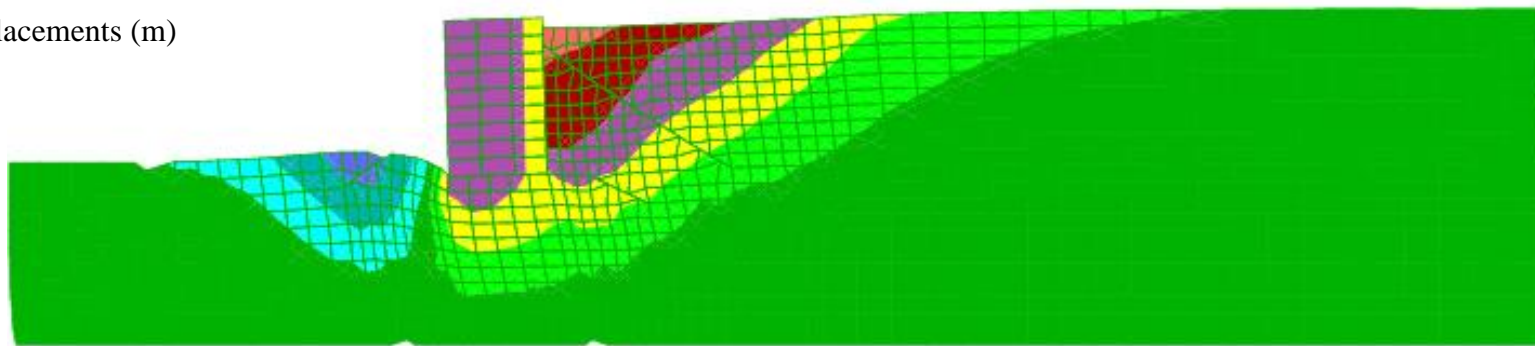
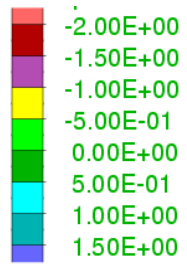
καθιζάνει βαθύτερα εντός του εδάφους θεμελιώσεως με αποτέλεσμα την αύξηση του λόγου της υπερπίεσης που υπερβαίνει την τιμή του 0.9.



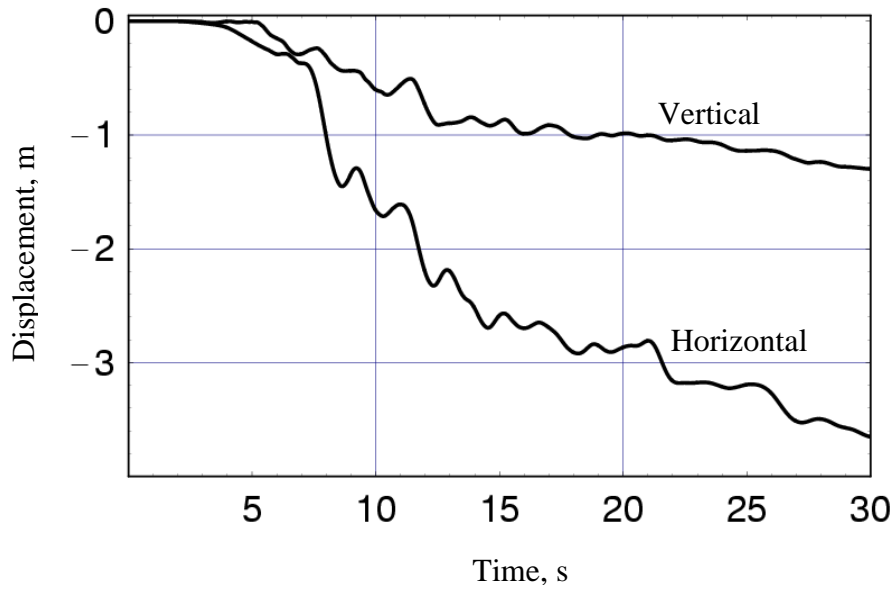


**Σχήμα 4.5** Περίπτωση 1: Παραμορφωμένη γεωμετρία και ισοδυναμικές καμπύλες οριζόντιας μόνιμης μετατόπισης του κρηπιδοτοίχου και του εδάφους κατά την χρονική στιγμή  $t = 30$  s.

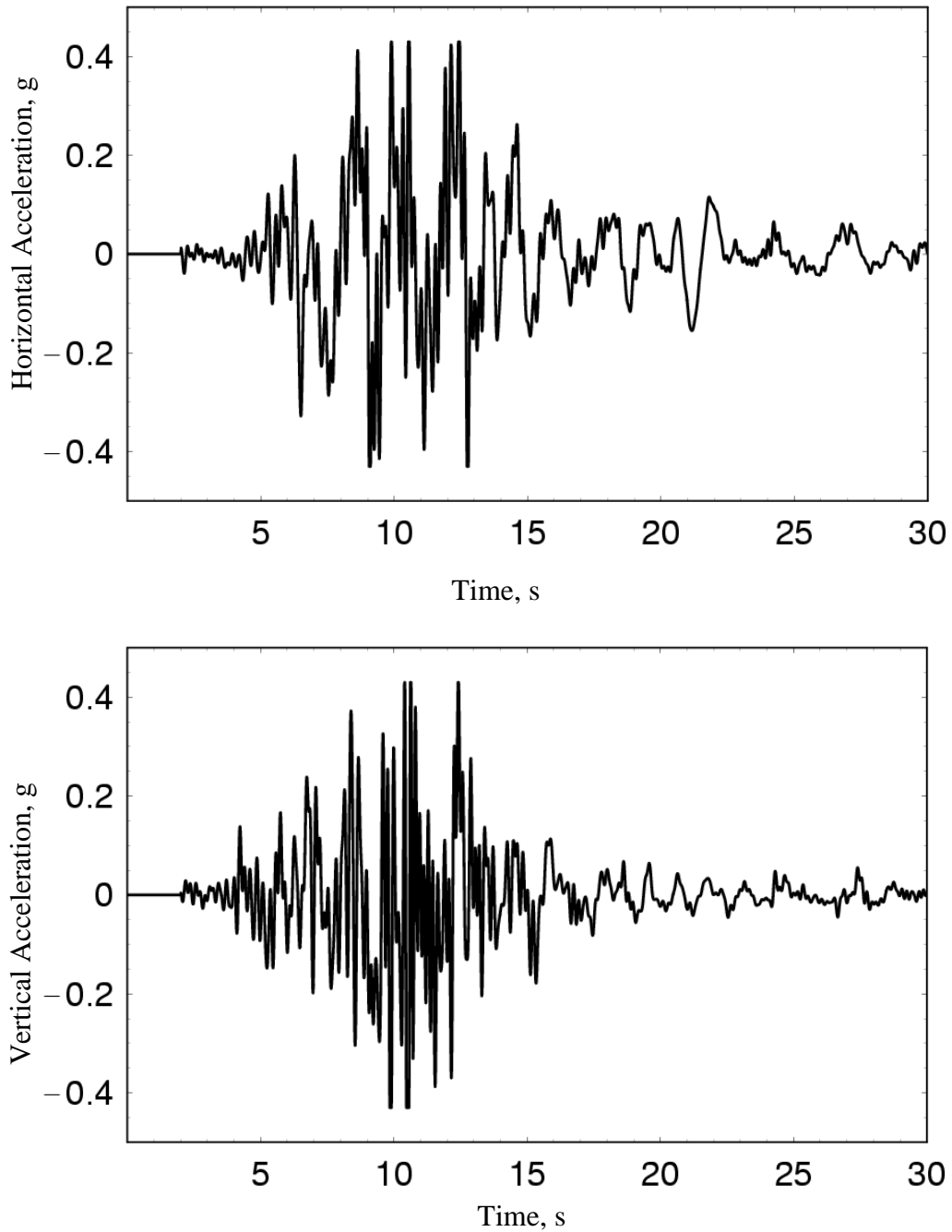
Vertical Displacements (m)



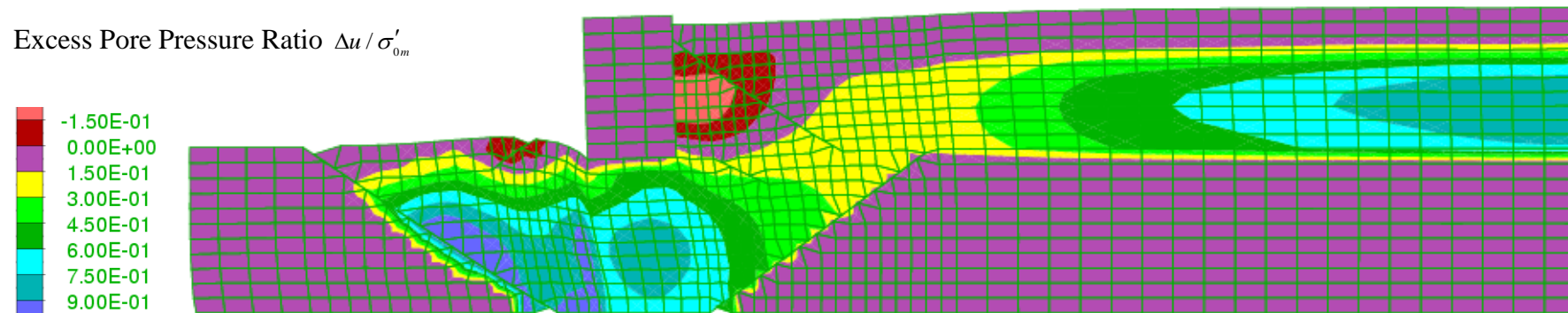
**Σχήμα 4.6** Περίπτωση 1: Παραμορφωμένη γεωμετρία και ισοδυναμικές καμπύλες της καθίζησης του κρηπιδοτοίχου και του εδάφους κατά την χρονική στιγμή  $t = 30$  s.



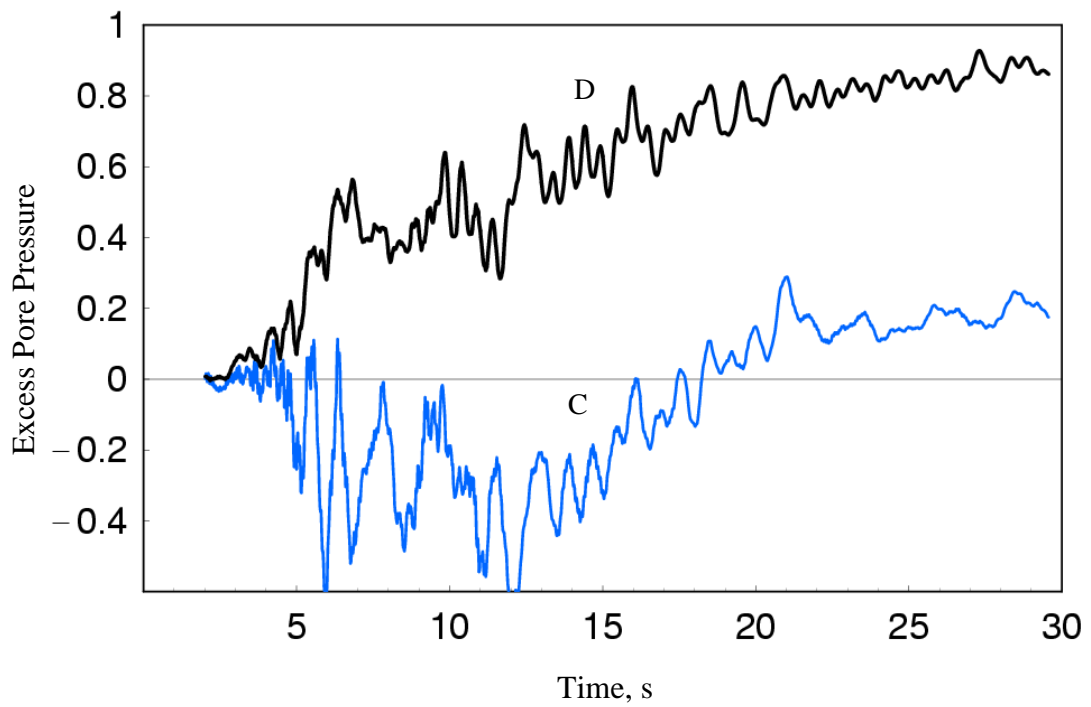
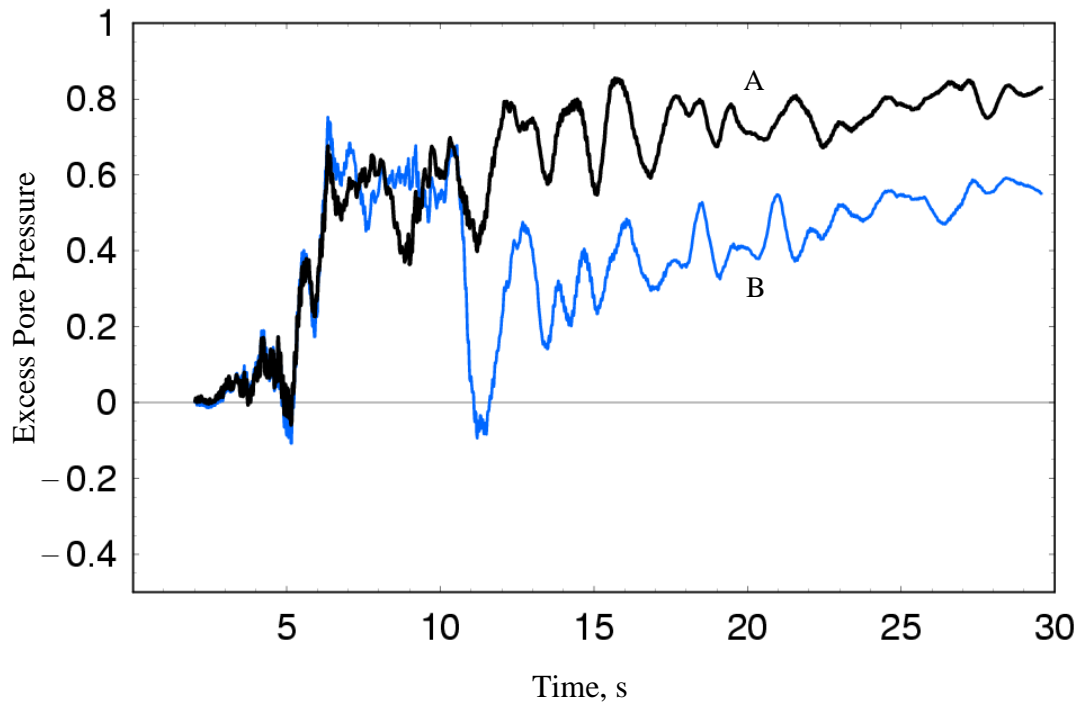
**Σχήμα 4.7** Περίπτωση 1: Χρονική εξέλιξη της οριζόντιας και κατακόρυφης μετατόπισης της άνω αριστερής γωνίας του κρηπιδοτοιχίου (σημείο E) κατά την διάρκεια της σεισμικής δόνησης .



**Σχήμα 4.8** Περίπτωση 1: Χρονική εξέλιξη της οριζόντιας και κατακόρυφης επιτάχυνσης στην άνω αριστερή γωνία του κρηπιδοτοίχου (Σημείο E).



**Σχήμα 4.9** Περίπτωση 1: Ισοδυναμικές καμπύλες του λόγου υπερπίεσης  $\Delta u / \sigma'_{0m}$  εντός του αντιστηριζομένου εδάφους και του εδάφους θεμελιώσεως κατά την χρονική στιγμή  $t = 30$  s.



**Σχήμα 4.10** Περίπτωση 1: Χρονική εξέλιξη του λόγου υπερπίεσης  $\Delta u / \sigma'_{om}$  στα σημεία A, B, C και D.

Το Σχήμα 4.10 παρουσιάζει την χρονική εξέλιξη του λόγου υπερπίεσης  $\Delta u / \sigma'_{om}$  στα σημεία A, B, C και D (βλέπε επίσης Σχήμα 4.1). Στο σημείο A ο λόγος  $\Delta u / \sigma'_{om}$  αυξάνει σταδιακά σε μία τιμή που ξεπερνά το 0.8, ενώ στο σημείο D που βρίσκεται στο ελεύθερο πεδίο πλησιάζει την τιμή 0.9. Στο σημείο C που βρίσκεται σε μία απόσταση περίπου 22 m από την πίσω πλευρά του τοίχου, ο λόγος υπερπίεσης απομειώνεται κατά την διάρκεια του ισχυρού τμήματος της σεισμικής δόνησης, ενώ αργότερα αυξάνει μέχρι την τελική τιμή του 0.2. Η συμπεριφορά αυτή οφείλεται στην απομείωση των τάσεων που αναπτύσσεται στην περιοχή αυτή καθώς ο τοίχος μετακινείται προς τη θάλασσα, αλλά και στην συνδεδεμένη διασταλτική συμπεριφορά του εδάφους λόγω της μείωσης της περιβάλλουσας τάσης και των σημαντικών διατμητικών παραμορφώσεων. Ανάλογη συμπεριφορά παρουσιάζεται επίσης στο σημείο B κατά την χρονική στιγμή  $t = 11$  s, όταν λαμβάνει χώρα μία σημαντική μετατόπιση του τοίχου, μετά την οποία ο λόγος  $\Delta u / \sigma'_{om}$  πλησιάζει σταδιακά την τιμή του 0.6.

Η συνολική απόκριση του συστήματος κρηπιδοτοίχου-εδάφους φαίνεται να συμφωνεί με τη καταγραφείσα συμπεριφορά στον κρηπιδότοιχο του Rokko Island. Επιπλέον, οι προβλέψεις της αριθμητικής επίλυσης χρησιμοποιώντας το καταστατικό προσομοίωμα των Pastor et al. (1990) και την μέθοδο των πεπερασμένων διαφορών είναι γενικά σε καλή συμφωνία με προηγούμενες επίσης αριθμητικές επιλύσεις από τους Iai et al. (1998), που ήταν βασισμένες σε διαφορετικό καταστατικό προσομοίωμα και έκαναν χρήση των πεπερασμένων στοιχείων. Πρέπει να σημειωθεί ότι η επίλυση των Iai et al. (1998) χρησιμοποιεί τα πρώτα 20 s του σεισμού, κατά την διάρκεια των οποίων η γωνία του κρηπιδοτοίχου E μετακινείται κατά 3.5 m προς την θάλασσα, ενώ την παρούσα αριθμητική επίλυση η κίνηση του σημείου E είναι περίπου 2.8 m. Οι λόγοι υπερπίεσης στο ελεύθερο πεδίο για τις δύο μεθόδους είναι 0.9 και 0.8 αντίστοιχα. Τέλος, υπάρχει διαφορά μεταξύ των δύο μεθόδων στην απόκριση του σημείου C, η οποία είναι δυνατόν εν μέρει να αποδοθεί στον διαφορετικό ορισμό του λόγου υπερπίεσης, ο οποίος στην παρούσα μελέτη είναι  $\Delta u / \sigma'_{om}$ , και είναι δυνατόν να επηρεασθεί από την παροδική ή στιγμιαία αύξηση των

ολικών τάσεων, ενώ στην ανάλυση των Iai et al. (1998) δίδεται από την σχέση  $1 - \sigma'_m / \sigma'_{0m}$ .

## **Περίπτωση 2: Βελτίωση του εδάφους κάτω και πίσω από τον κρηπιδότοιχο**

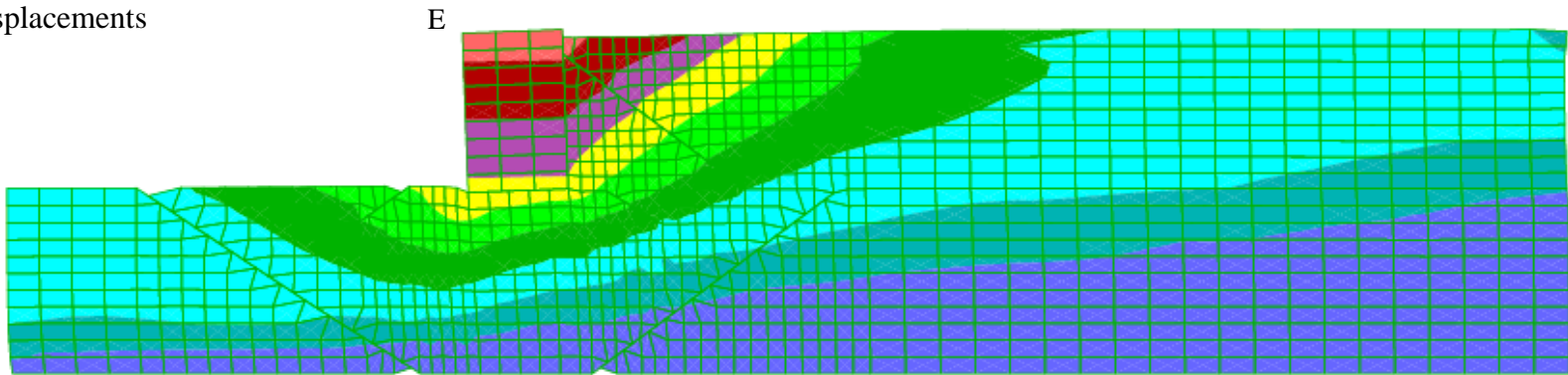
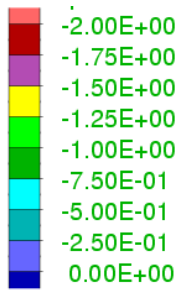
Στην περίπτωση αυτή τόσο το έδαφος θεμελιώσεως όσο και το αντιστηριζόμενο έδαφος έχουν βελτιωθεί και θεωρείται ότι αποτελούνται από πυκνή άμμο με σχετική πυκνότητα  $Dr = 75\%$ . Τα Σχήματα 4.11 και 4.12 παρουσιάζουν αντίστοιχα την κατανομή των μονίμων οριζοντίων μετατοπίσεων και καθιζήσεων του κρηπιδοτοίχου και του εδάφους κάτω και πίσω από τον τοίχο. Το Σχήμα 4.13 παρουσιάζει τις οριζόντιες και κατακόρυφες μετατοπίσεις του τοίχου στο σημείο E. Πρέπει να σημειωθεί ότι η βελτίωση του εδάφους θεμελιώσεως και του αντιστηριζόμενου εδάφους οδηγεί σε μείωση της οριζόντιας μετατόπισης από 3.7 m (στην Περίπτωση 1) σε 2.1 m. Η καθίζηση στο σημείο E μειώνεται από 1.3 m (στην Περίπτωση 1) σε 0.5 m. Η καθίζηση του εδάφους πίσω από τον τοίχο μειώνεται από 2.1 m (στην Περίπτωση 1) σε 0.9 m.

Το Σχήμα 4.14 παρουσιάζει τις ισοδυναμικές καμπύλες του λόγου  $\Delta u / \sigma'_{0m}$ , ενώ οι χρονική εξέλιξη του  $\Delta u / \sigma'_{0m}$  στα σημεία A, B, C, και D παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.15. Η παρουσία του βελτιωμένου εδάφους στην θεμελίωση του τοίχου οδηγεί σε μικρότερες τιμές του λόγου  $\Delta u / \sigma'_{0m}$  στο έδαφος θεμελίωσης, ιδιαίτερα στο δεξιό τμήμα αυτού, ενώ στο αριστερό τμήμα οδηγεί σε αρνητικές τιμές λόγω της διασταλτικότητας του εδάφους. Ο λόγος υπερπίεσης στο ελεύθερο πεδίο αυξάνει με τον χρόνο, αλλά με ένα μικρότερο ρυθμό σχετικά με τον ρυθμό αύξησης στη Περίπτωση 1, και λαμβάνει την τιμή 0.5 κατά το τέλος του σεισμού. Την χρονική αυτή στιγμή, η τιμή του λόγου στα σημεία A και B είναι 0.3-0.4. Σημειώνεται ότι παρόλο ότι τόσο το έδαφος θεμελίωσης όσο και το αντιστηριζόμενο έδαφος είναι βελτιωμένα, υπάρχει ακόμη μία σημαντική οριζόντια μετατόπιση του κρηπιδοτοίχου λόγω της ανεπάρκειας του σχεδιασμού να αντέξει μία τόσο ισχυρή σεισμική δόνηση. Μία αύξηση του πλάτους του τοίχου και περισσότερη συμπύκνωση του εδάφους στη

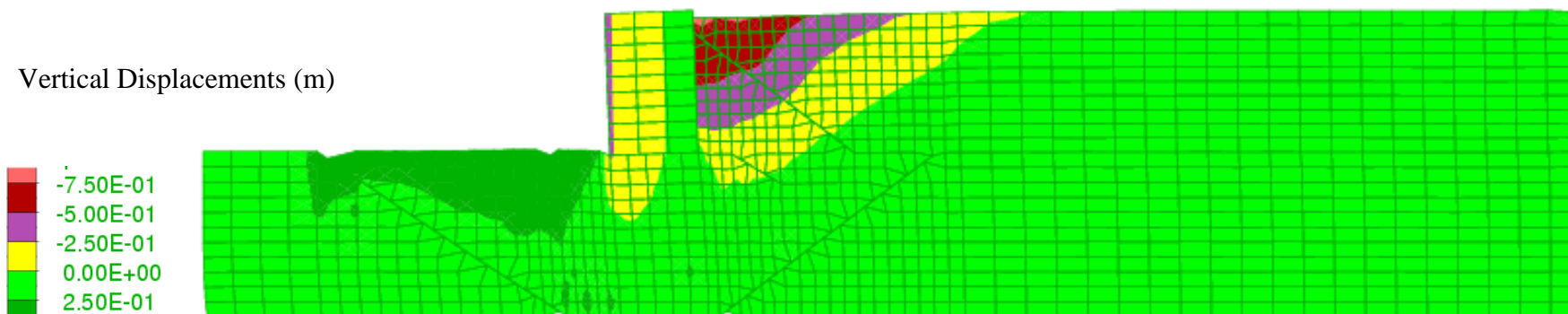


θεμελίωση και στο πίσω μέρος του τοίχου θα ήταν δυνατόν να μειώσει περαιτέρω τις μετατοπίσεις και καθιζήσεις του τοίχου.

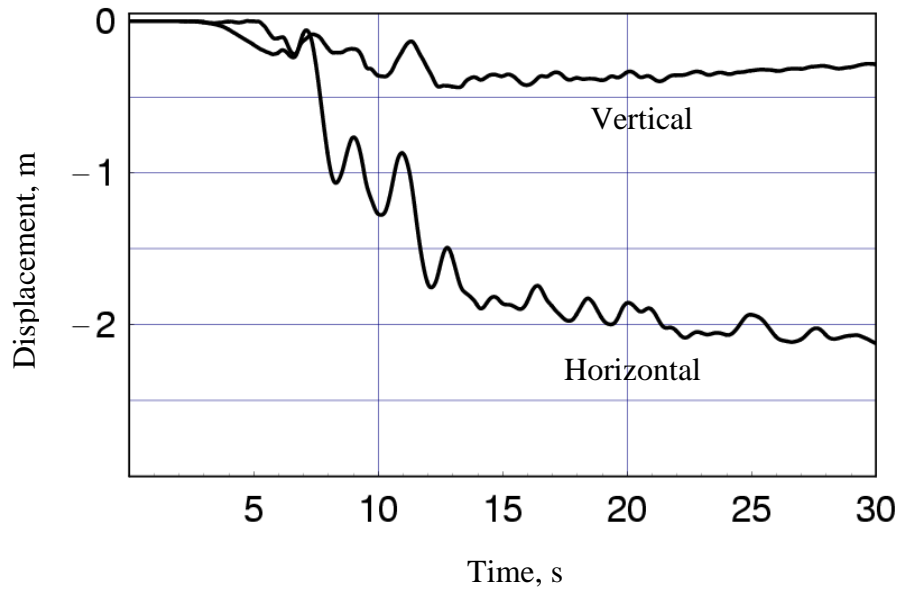
Horizontal Displacements



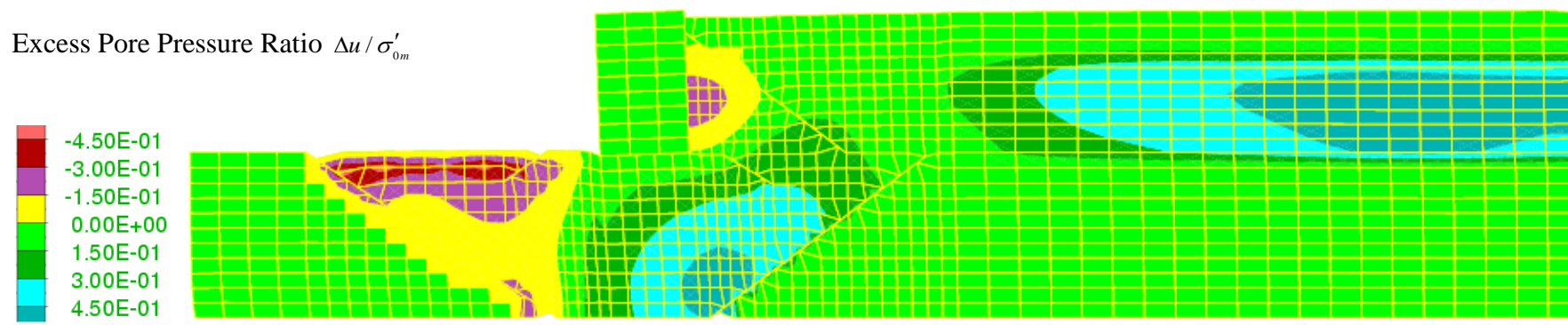
**Σχήμα 4.11** Περίπτωση 2: Παραμορφωμένη γεωμετρία και ισοδυναμικές καμπύλες οριζόντιας μόνιμης μετατόπισης του κρηπιδοτοίχου και του εδάφους κατά την χρονική στιγμή  $t = 30$  s.



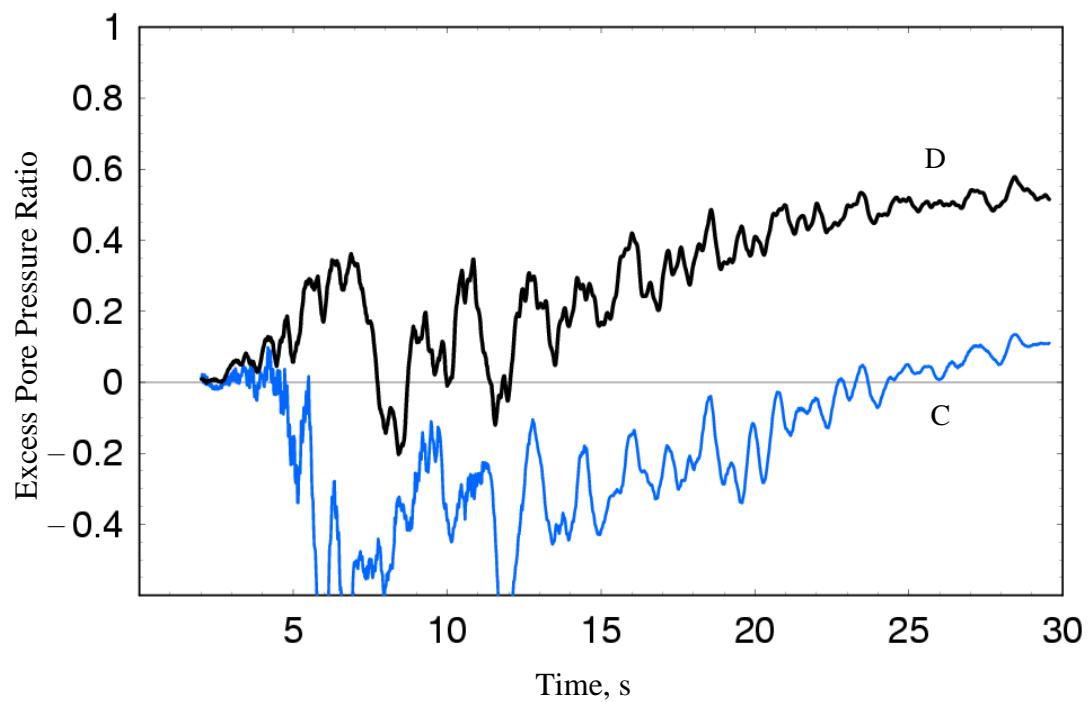
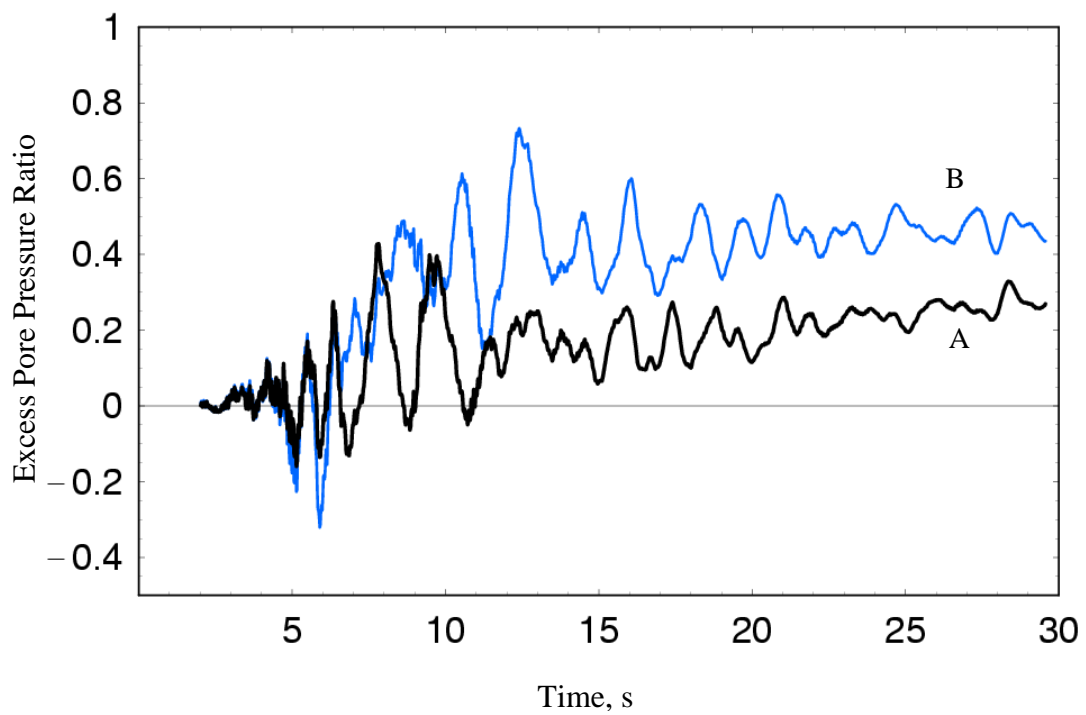
**Σχήμα 4.12** Περίπτωση 2: Παραμορφωμένη γεωμετρία και ισοδυναμικές καμπύλες της καθίζησης του κρηπιδοτοίχου και του εδάφους κατά την χρονική στιγμή  $t = 30$  s.



**Σχήμα 4.13** Περίπτωση 2: Χρονική εξέλιξη της οριζόντιας και κατακόρυφης μετατόπισης της άνω αριστερής γωνίας του κρηπιδοτοίχου (σημείο E) κατά την διάρκεια της σεισμικής δόνησης .



**Σχήμα 4.14** Περίπτωση 2: Ισοδυναμικές καμπύλες του λόγου υπερπίεσης  $\Delta u / \sigma'_{0m}$  εντός του αντιστηριζομένου εδάφους και του εδάφους θεμελιώσεως κατά την χρονική στιγμή  $t = 30$  s.



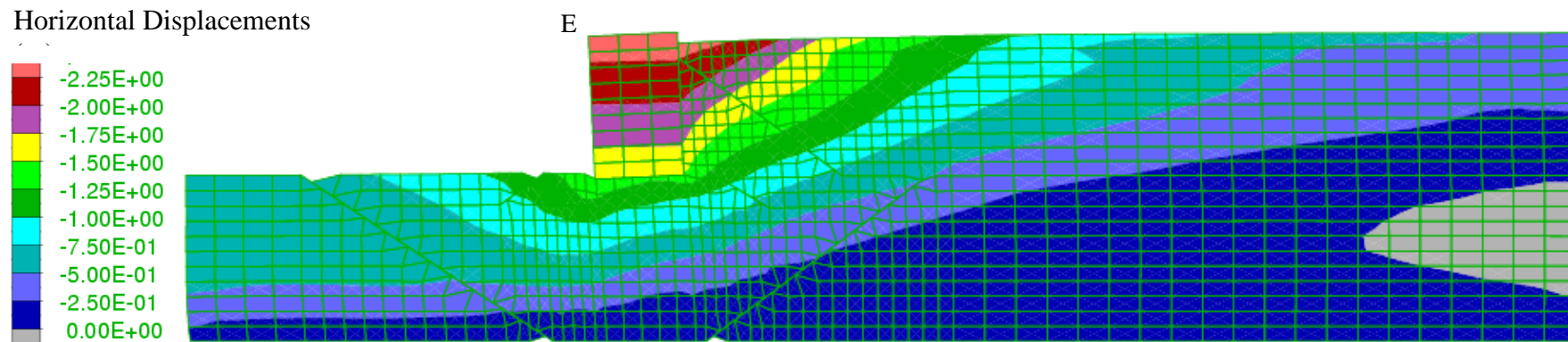
**Σχήμα 4.15** Περίπτωση 2: Χρονική εξέλιξη του λόγου υπερπίεσης  $\Delta u / \sigma'_{om}$  στα σημεία A, B, C και D.

### Περίπτωση 3: Κρηπιδότοιχος στις διατομές PC14 και PC15 του Port Island

Οι διατομές PC14 και PC15 του κρηπιδοτοίχου στη λιμενική νησίδα Port Island είναι δυνατόν να προσεγγισθούν με καλή ακρίβεια με την ίδια γεωμετρία που παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.1. Το έδαφος θεμελιώσεως στις διατομές PC14 και PC15 έχει βελτιωθεί με πασσάλους συμπυκνωμένης άμμου ενώ το έδαφος πίσω από τον τοίχο αποτελείται από χαλαρή κορεσμένη άμμο. Η σχετική πυκνότητα  $D_r$  του εδάφους θεμελιώσεως λαμβάνεται ίση προς 75%, ενώ η σχετική πυκνότητα του αντιστηριζόμενου εδάφους λαμβάνεται ίση προς 35%.

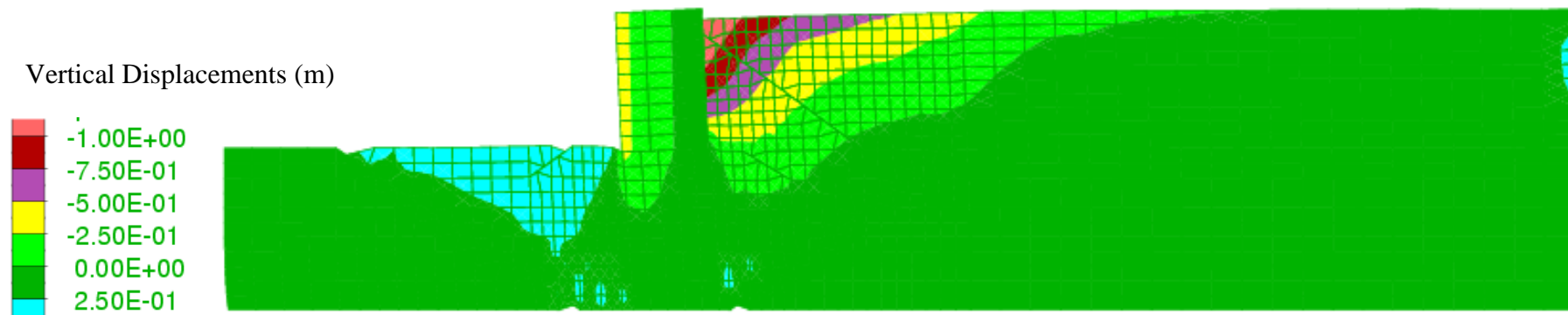
Τα Σχήματα 4.16 και 4.17 παρουσιάζουν αντίστοιχα την οριζόντια μετατόπιση και καθίζηση του κρηπιδοτοίχου. Το Σχήμα 4.18 παρουσιάζει την χρονική εξέλιξη των οριζοντίων και κατακόρυφων μετατοπίσεων στο σημείο E. Το βελτιωμένο έδαφος θεμελιώσεως οδηγεί σε μία μείωση της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης από 3.7 m (Περίπτωση 1) σε 2.4 m και της καθίζησης από 1.3 m (Περίπτωση 1) σε 0.5 m. Όμως η καθίζηση στην Περίπτωση 3 είναι παρόμοια με αυτή της Περίπτωσης 2, καθώς και οι δύο αντιστοιχούν σε παρόμοιες συνθήκες του εδάφους θεμελίωσης. Τα αποτελέσματα της αριθμητικής ανάλυσης είναι σε συμφωνία με τις οριζόντιες μετατοπίσεις των 2.5 m και τις καθιζήσεις των 0.3 m που παρατηρήθηκαν στις διατομές PC14 και PC15 του κρηπιδοτοίχου του Port Island.

Το Σχήμα 4.19 παρουσιάζει ισοδυναμικές καμπύλες του λόγου υπερπίεσης  $\Delta u / \sigma'_{om}$ , ενώ το Σχήμα 4.20 παρουσιάζει την χρονική εξέλιξη του λόγου  $\Delta u / \sigma'_{om}$  στα σημεία A, B, C, και D. Σημειώνεται ότι η ανάπτυξη υπερπίεσης πόρων στο ελεύθερο πεδίο είναι παρόμοια με εκείνη στην Περίπτωση 1. Ο λόγος υπερπίεσης στο αβαθές αριστερό τμήμα του εδάφους θεμελιώσεως δείχνει μία περισσότερο διασταλτική συμπεριφορά του εδάφους σε σύγκριση με την Περίπτωση 2, που είναι αποτέλεσμα της μεγαλύτερης διάτμησης λόγω της μεγαλύτερης ενεργητικής ώθησης του χαλαρού εδάφους πίσω από τον κρηπιδότοιχο.

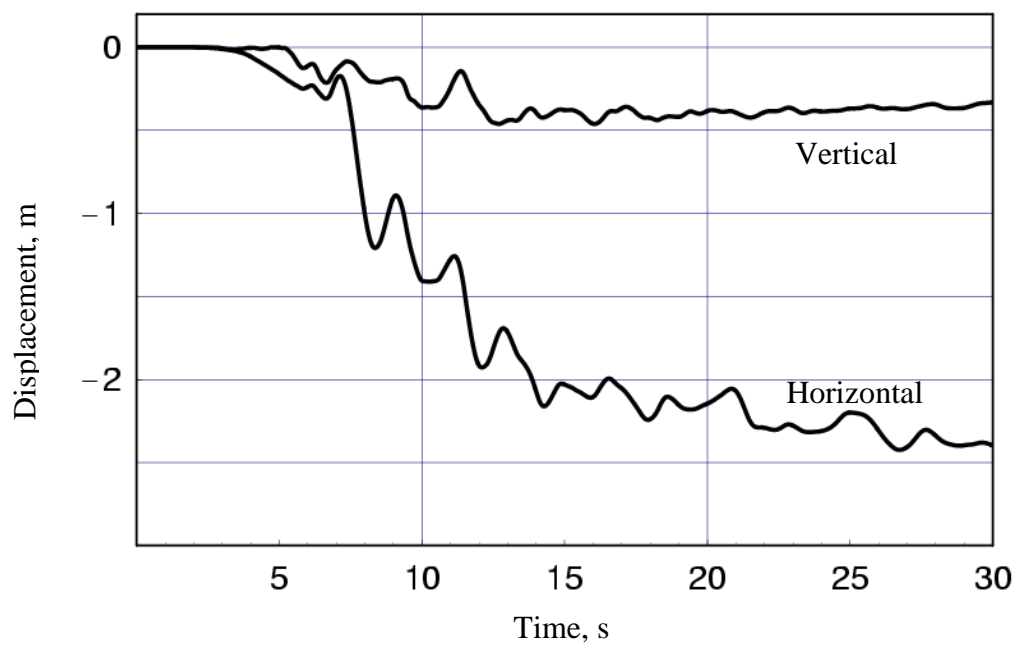


**Σχήμα 4.16** Περίπτωση 3: Παραμορφωμένη γεωμετρία και ισοδυναμικές καμπύλες οριζόντιας μόνιμης μετατόπισης του κρηπιδοτοίχου και του εδάφους κατά την χρονική στιγμή  $t = 30$  s.

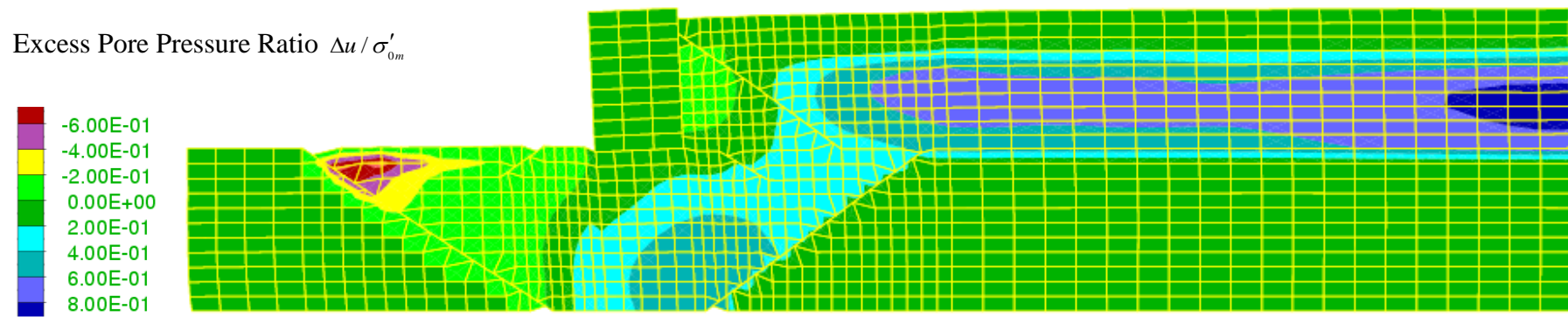




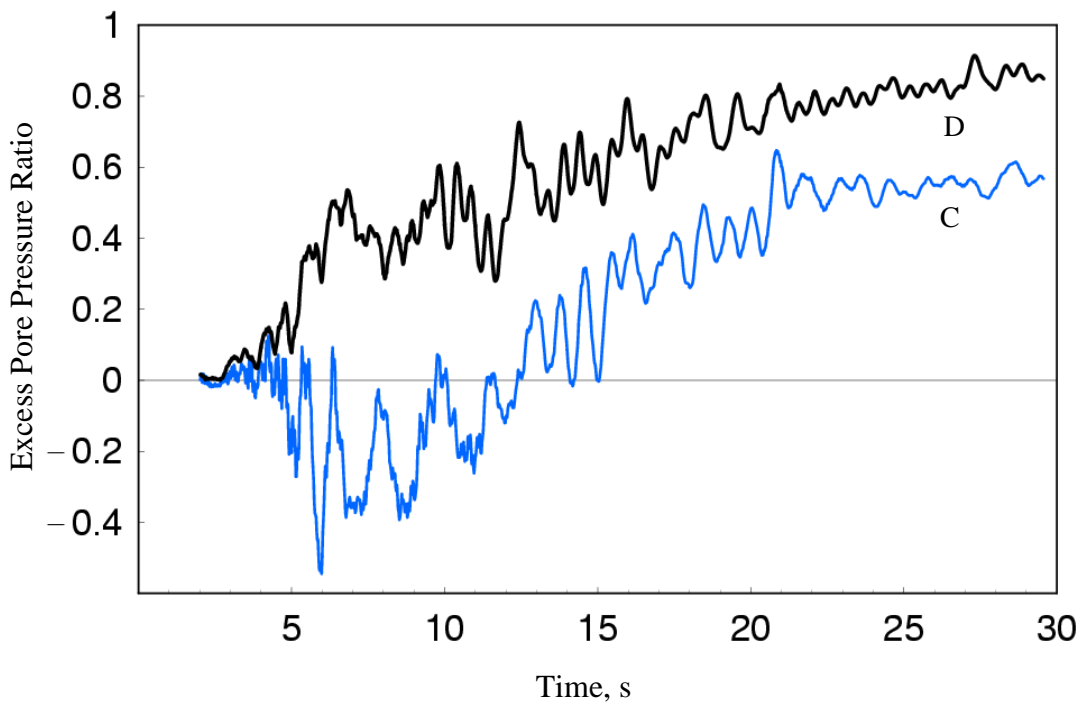
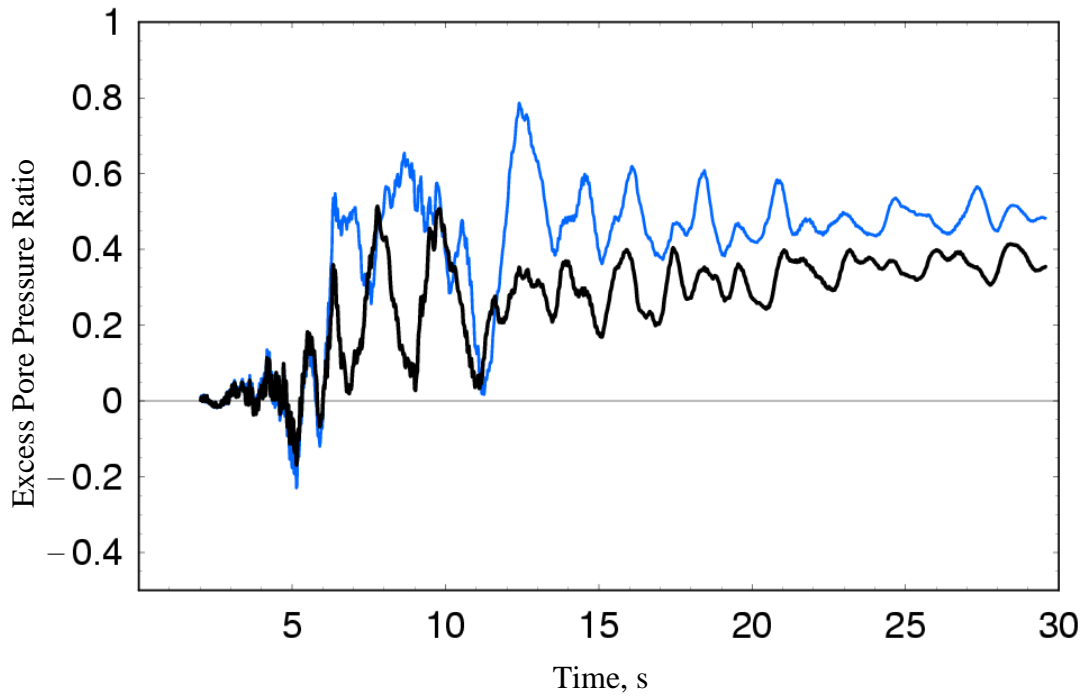
**Σχήμα 4.17** Περίπτωση 3: Παραμορφωμένη γεωμετρία και ισοδυναμικές καμπύλες της καθίζησης του κρηπιδοτοίχου και του εδάφους κατά την χρονική στιγμή  $t = 30$  s.



**Σχήμα 4.18** Περίπτωση 3: Χρονική εξέλιξη της οριζόντιας και κατακόρυφης μετατόπισης της άνω αριστερής γωνίας του κρηπιδοτοίχου (σημείο E) κατά την διάρκεια της σεισμικής δόνησης .



**Σχήμα 4.19** Περίπτωση 3: Ισοδυναμικές καμπύλες του λόγου υπερπίεσης  $\Delta u / \sigma'_{0m}$  εντός του αντιστηριζομένου εδάφους και του εδάφους θεμελιώσεως κατά την χρονική στιγμή  $t = 30$  s.



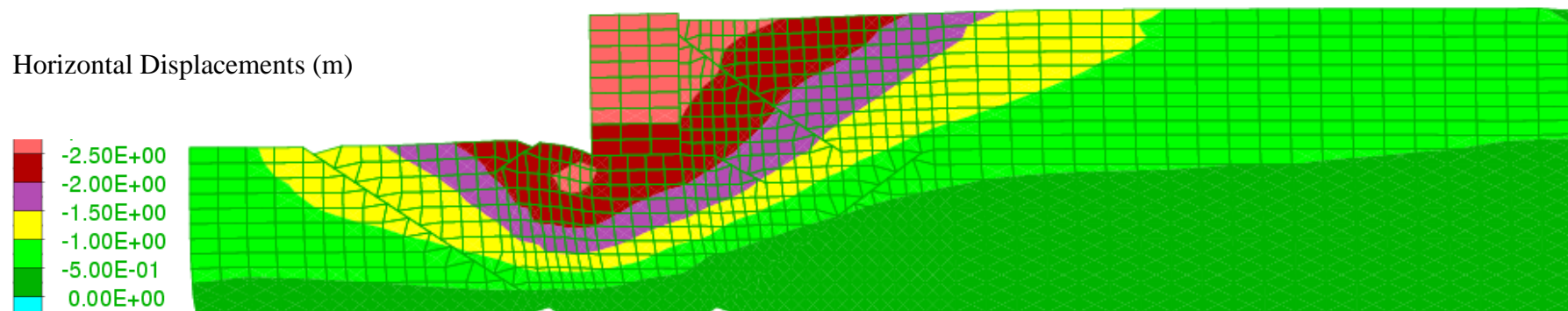
**Σχήμα 4.20** Περίπτωση 3: Χρονική εξέλιξη του λόγου υπερπίεσης  $\Delta u / \sigma'_{om}$  στα σημεία A, B, C και D.

#### Περίπτωση 4

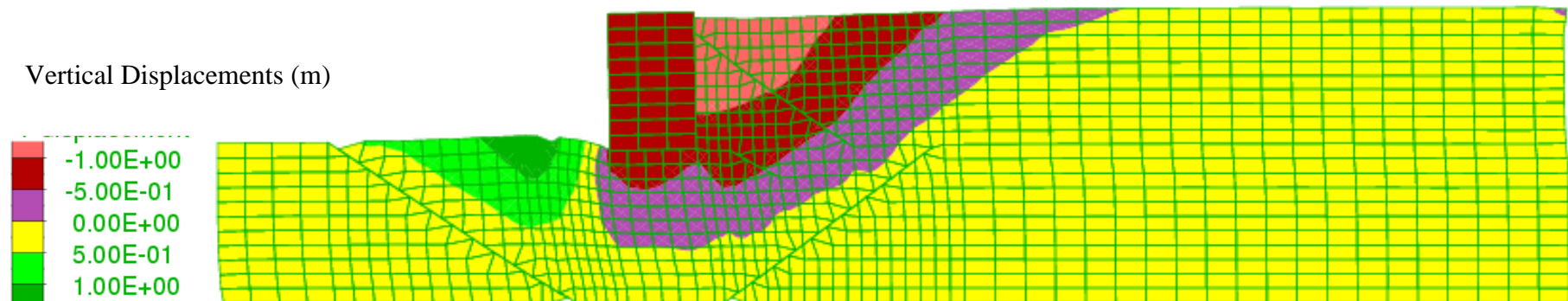
Η περίπτωση αυτή αντιστοιχεί σε ένα λιμενικό κρηπιδότοιχο στον οποίο το έδαφος θεμελίωσης έχει σχετική πυκνότητα  $Dr = 35\%$ , ενώ αντιστηριζόμενο έδαφος έχει βελτιωθεί και έχει σχετική πυκνότητα  $Dr = 75\%$ . Τα Σχήματα 4.21 και 4.22 παρουσιάζουν αντίστοιχα την οριζόντια μετατόπιση και καθίζηση, ενώ το Σχήμα 4.23 παρουσιάζει την χρονική εξέλιξη των οριζόντιων και κατακόρυφων μετατοπίσεων στο σημείο E. Η παραμένουσα μετατόπιση στο σημείο E είναι 2.8 m και η καθίζηση 0.9 m, ενώ η καθίζηση του εδάφους πίσω από τον κρηπιδότοιχο είναι 1.4 m. Σύγκριση με τα αποτελέσματα από τις Περιπτώσεις 1 και 4 δείχνει ότι και στις δύο περιπτώσεις υπάρχει σημαντική διάτμηση του εδάφους θεμελιώσεως και της λιθορριπής λόγω απομείωσης της φέρουσας ικανότητας κατά την διάρκεια της σεισμικής δόνησης. Αντίθετα, στις Περιπτώσεις 2 και 3, το βελτιωμένο έδαφος παραμορφώνεται σε ένα αρκετά μικρότερο βαθμό. Επιπλέον, σύγκριση με τα αποτελέσματα της δείχνει ότι η βελτίωση του εδάφους θεμελιώσεως είναι πιο αποτελεσματική στην μείωση των μονίμων παραμορφώσεων από την βελτίωση του αντιστηριζόμενου εδάφους. Η κατανομή του λόγου υπερπίεσης  $\Delta u / \sigma'_{om}$  στο Σχήμα 4.24 δείχνει υψηλές υπερπίεσεις στο πιο συστολικό δεξιό τμήμα του εδάφους θεμελιώσεως, ενώ αντίθετα δείχνει αρνητικές υπερπίεσεις στο αριστερό διαστολικό τμήμα, λόγω της χαμηλής μέσης ενεργού τάσης και της σημαντικής διατμητικής παραμόρφωσης. Το Σχήμα 4.25 παρουσιάζει την χρονική εξέλιξη του λόγου  $\Delta u / \sigma'_{om}$  στα σημεία A, B, C, και D. Μία σύνοψη των αποτελεσμάτων των τεσσάρων περιπτώσεων δίδεται στον Πίνακα 4.2

Πίνακας 4.2. Μόνιμες μετατοπίσεις και στροφές του κρηπιδοτόιχου για τις τέσσερις περιπτώσεις.

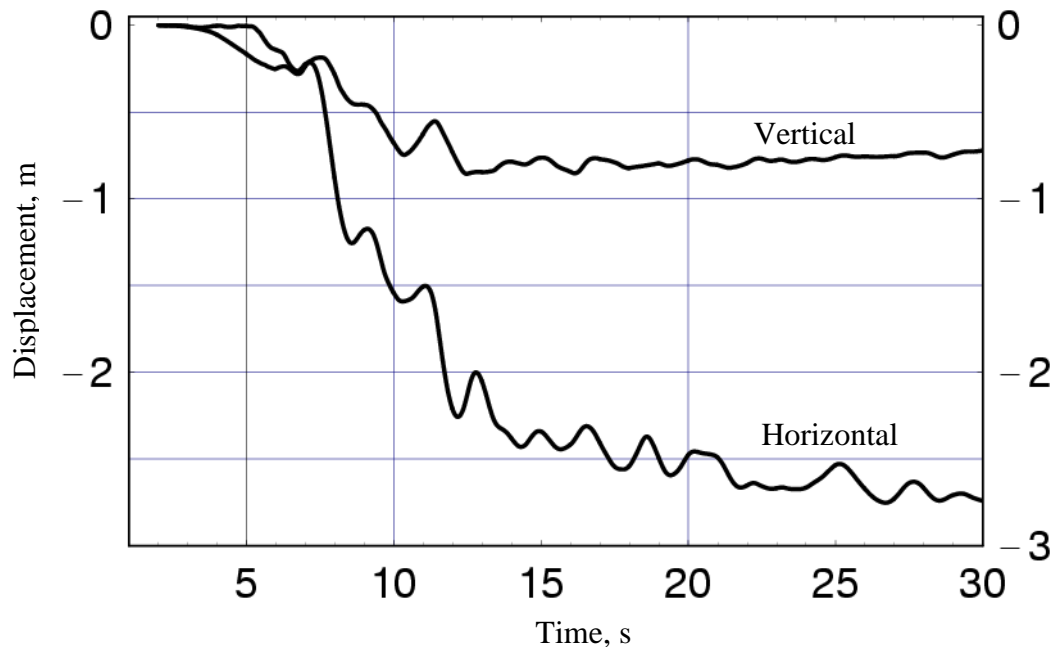
Περίπτωση	Μετατόπιση Τοίχου (m)		Στροφή
	Οριζόντια	Κατακόρυφη	
1	3.65	1.3	1.8°
2	2.12	0.46	1.5°
3	2.42	0.46	1.6°
4	2.75	0.86	0.6°



**Σχήμα 4.21** Περίπτωση 4: Παραμορφωμένη γεωμετρία και ισοδυναμικές καμπύλες οριζόντιας μόνιμης μετατόπισης του κρηπιδοτοίχου και του εδάφους κατά την χρονική στιγμή  $t = 30$  s.

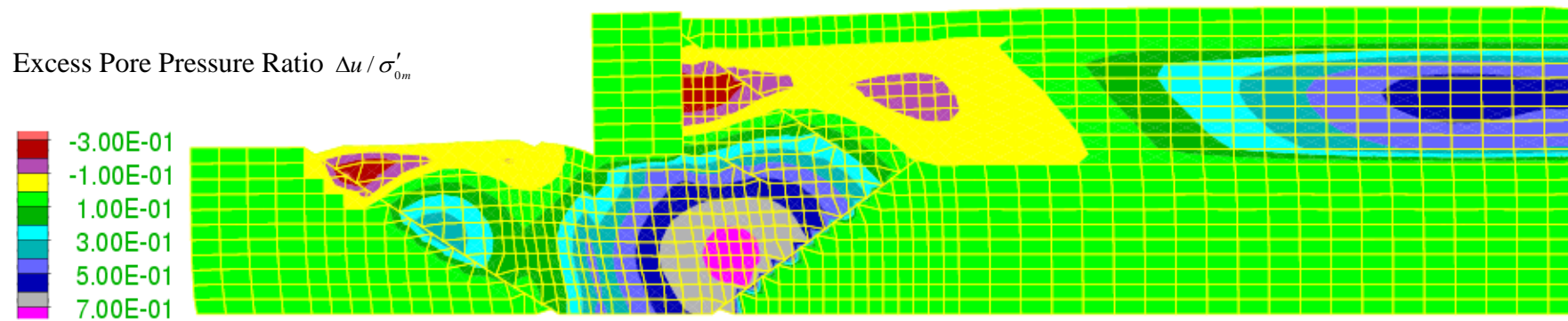


**Σχήμα 4.22** Περίπτωση 4: Παραμορφωμένη γεωμετρία και ισοδυναμικές καμπύλες της καθίζησης του κρηπιδοτοίχου και του εδάφους κατά την χρονική στιγμή  $t = 30$  s.

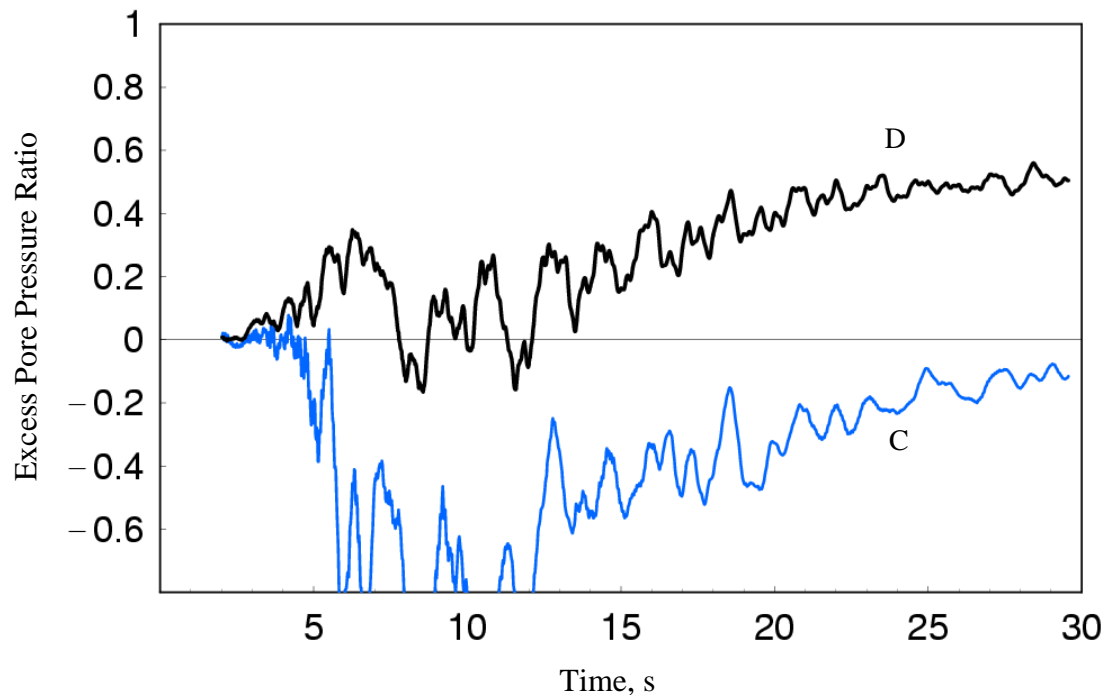
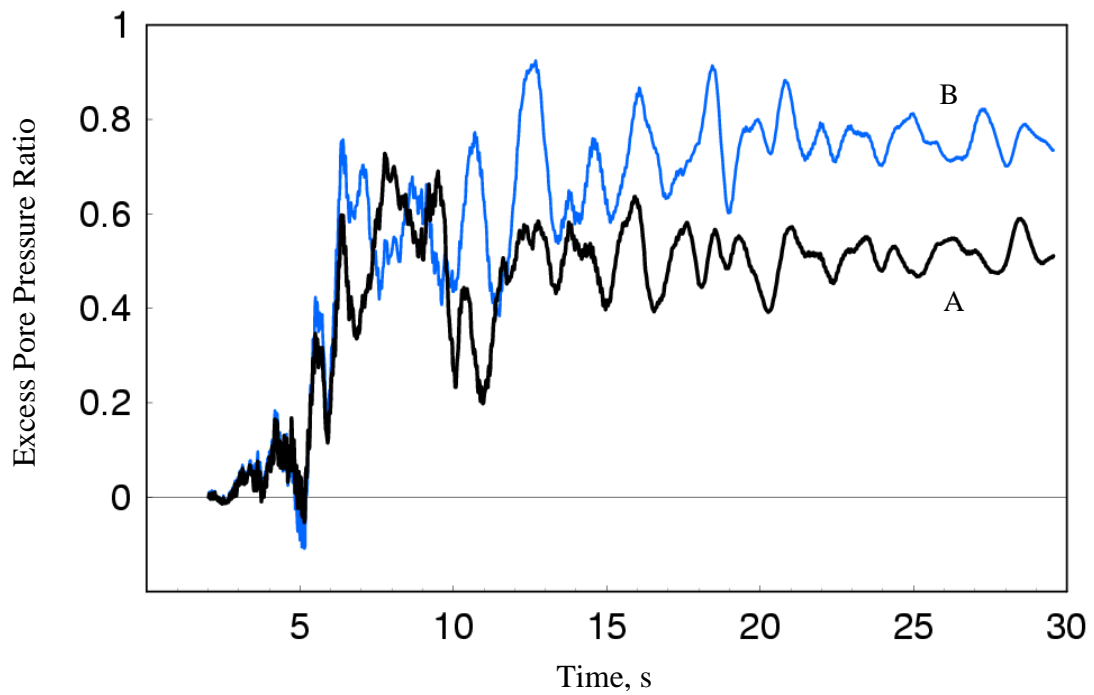


**Σχήμα 4.23** Περίπτωση 4: Χρονική εξέλιξη της οριζόντιας και κατακόρυφης μετατόπισης της άνω αριστερής γωνίας του κρηπιδοτοίχου (σημείο E) κατά την διάρκεια της σεισμικής δόνησης .





**Σχήμα 4.24** Περίπτωση 4: Ισοδυναμικές καμπύλες του λόγου υπερπίεσης  $\Delta u / \sigma'_{0m}$  εντός του αντιστηριζομένου εδάφους και του εδάφους θεμελιώσεως κατά την χρονική στιγμή  $t = 30$  s.



**Σχήμα 4.25** Περίπτωση 4: Χρονική εξέλιξη του λόγου υπερπίεσης  $\Delta u / \sigma'_{om}$  στα σημεία A, B, C και D.

## **Συμπεράσματα**

Στο κεφάλαιο αυτό αναπτύχθηκε μία μεθοδολογία βασισμένη στην ανάλυση με χρήση ενεργών τάσεων για τον επιτελεστικό σχεδιασμό των λιμενικών κρηπιδοτοίχων. Η μέθοδος βασίζεται σε ένα υπάρχον καταστατικό προσομοίωμα που δημιουργήθηκε από τους Pastor et al. [10], και τροποποιήθηκε από τον Ντακούλα (2003). Το προσομοίωμα έχει ενσωματωθεί σε ένα πρόγραμμα πεπερασμένων διαφορών. Η μέθοδος εφαρμόστηκε για την ανάλυση της αστοχίας του κρηπιδοτοίχου του Rokko Island λόγω ρευστοποίησης κατά τον σεισμό του Kobe το 1995, καθώς επίσης και τρεις ακόμη σχετικές περιπτώσεις λιμενικών κρηπιδοτοίχων, με στόχο να καταδείξει την επίδραση της βελτίωσης του εδάφους στην σεισμική απόκριση του τοίχου. Για τον κρηπιδοτοίχο του Rokko Island η υπολογιζόμενη μόνιμη μετατόπιση και η καθίζηση είναι σε συμφωνία με τις μετατοπίσεις και καθιζήσεις που παρατηρήθηκαν στον κρηπιδοτοίχο μετά τον σεισμό. Επίσης, τα αποτελέσματα της Περίπτωσης 3 προσεγγίζουν αρκετά εύλογα την απόκριση στις διατομές PC-14 και PC-15 στο Port Island. Τα αποτελέσματα δείχνουν πολύ καθαρά ότι το προσομοίωμα είναι δυνατόν να αναπαραγάγει την συστολική ή διαστολική συμπεριφορά του εδάφους της θεμελίωσης και του αντιστηριζόμενου εδάφους, και επιτρέπει μία ρεαλιστική πρόβλεψη των οριζοντίων μετατοπίσεων και καθιζήσεων του κρηπιδοτοίχου. Για τις Περιπτώσεις 1 και 4, όπου το έδαφος είναι ρευστοποιήσιμο, οι αναλύσεις έδειξαν σημαντική διάτμηση στο έδαφος θεμελίωσης, ενώ για τις περιπτώσεις 2 και 3 το βελτιωμένο έδαφος θεμελίωσης υφίσταται διάτμηση σε πολύ μικρότερο βαθμό. Η υπερπίεση μακριά από τον κρηπιδοτοίχο λαμβάνει τις αναμενόμενες τιμές που αντιστοιχούν στο ελεύθερο πεδίο με αποτέλεσμα την ρευστοποίηση στην περίπτωση χαλαρής άμμου ή ανακυκλικής παραμορφωσιμότητας στην περίπτωση πυκνής άμμου στην θέση του αντιστηριζόμενου υλικού. Σε συμφωνία με τις επιτόπου παρατηρήσεις, δεν παρουσιάστηκε ρευστοποίηση σε μία ζώνη 30 m από το πίσω μέρος του κρηπιδοτοίχου, λόγω της μείωσης των τάσεων και της συνεπαγόμενης διασταλτικότητας του εδάφους καθώς ο τοίχος μετατοπίζεται προς την θάλασσα. Τέλος, όλες οι περιπτώσεις είναι σε πολύ καλή συμφωνία με τα αποτελέσματα από αντίστοιχες αναλύσεις από τους Iai et al. (1998) στις οποίες χρησιμοποιήθηκε διαφορετικό καταστατικό προσομοίωμα που ενσωματώθηκε σε ένα πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων.

## 5. Παραμετρική Ανάλυση

Η μέθοδος ενεργών τάσεων που βασίζεται στο τροποποιημένο καταστατικό προσομοίωμα των Pastor et al. (1990) εφαρμόζεται στο υποκεφάλαιο αυτό για την παραμετρική σεισμική ανάλυση ενός λιμενικού κρηπιδοτοίχου με στόχο (α) την διερεύνηση των σημαντικών παραμέτρων που επηρεάζουν την απόκριση του συστήματος και το μέγεθος των μονίμων μετατοπίσεων και καθιζήσεων του τοίχου και (β) την δημιουργία μιας απλουστευμένης μεθόδου υπολογισμού των μονίμων μετατοπίσεων και καθιζήσεων μέσω διαγραμμάτων. Η απλουστευμένη μέθοδος αντισεισμικού σχεδιασμού παρουσιάζεται στο επόμενο κεφάλαιο.

Οι βασικές παράμετροι που επηρεάζουν σημαντικά την απόκριση είναι οι εξής:

### *Εδαφικά Υλικά:*

- η πυκνότητα του εδάφους θεμελίωσης (σχετική πυκνότητα  $D_r$  )
- η πυκνότητα του αντιστηριζομένου εδάφους (σχετική πυκνότητα  $D_r$  )

### *Γεωμετρία κρηπιδοτοίχου – εδαφικών στρώσεων*

- ο λόγος του πλάτους προς το ύψος (W/H) του τοίχου
- ο λόγος του πάχους της θεμελίωσης προς το ύψος του τοίχου (D1/H)

### *Γεωμετρία κρηπιδοτοίχου – εδαφικών στρώσεων*

- η ένταση της σεισμικής δόνησης ( $a_{g,max}$  και διάρκεια σεισμικής δόνησης)
- το φασματικό περιεχόμενο της σεισμικής δόνησης (χρήση ομάδας συναφών σεισμικών επιταχύνσεων με διαφορετικό φασματικό περιεχόμενο).

Εκτός των ανωτέρω παραμέτρων, είναι προφανές ότι υπάρχουν και άλλοι παράμετροι, οι περισσότεροι από τις οποίες επηρεάζουν σε μικρότερο βαθμό την σεισμική συμπεριφορά λιμενικών κρηπιδοτοίχων. Τέτοιοι παράγοντες είναι (α) οι ιδιότητες των άλλων εδαφικών υλικών, εκτός του εδάφους θεμελίωσης και του

αντιστηριζομένου εδάφους, (β) η πιθανή ύπαρξη περιορισμένης έκτασης βελτιωμένης ζώνης πίσω από τον τοίχο, (γ) η γεωμετρία των ζωνών λιθορριπής, (δ) το περιεχόμενο λεπτόκοκκων υλικών που εμπεριέχονται στα κοκκώδη εδάφη (ε) η ένταση της κατακόρυφης συνιστώσας της επιτάχυνσης, κλπ. Παρόλο που η θεώρηση των παραγόντων αυτών είναι επίσης ενδιαφέρουσα, επειδή η ανάλυση ενεργών τάσεων είναι εξαιρετικά χρονοβόρα, θα ήταν πρακτικά αδύνατο να πραγματοποιηθεί μια πλήρης διερεύνηση της επίδρασης όλων των παραμέτρων (και των συνδυασμών τους) στα χρονικά πλαίσια του παρόντος ερευνητικού προγράμματος.

Η γεωμετρία του λιμενικού κρηπιδοτοίχου που χρησιμοποιείται για τις αριθμητικές αναλύσεις παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.1. Το πλάτος του τοίχου είναι  $W$ , το ύψος του τοίχου είναι  $H$ , και το πάχος της στρώσης θεμελιώσεως είναι  $D_1$ . Για απλούστευση της γεωμετρίας γίνεται η παραδοχή ότι το πάχος του αργιλικού στρώματος κάτω από το αντιστηριζόμενο έδαφος είναι ίσο με το πάχος του εδάφους θεμελιώσεως ( $D_1$ ).

Πιο συγκεκριμένα, διερευνώνται οι εξής παράγοντες:

#### **Πυκνότητα εδάφους θεμελιώσεως**

Το έδαφος θεμελίωσης χαρακτηρίζεται από την σχετική πυκνότητα  $D_r$ , η οποία λαμβάνει τιμές 35%, 45%, 60% και 75%. Η σχετική πυκνότητα  $D_r$  είναι δυνατόν να εκτιμηθεί από την τιμή του ισοδύναμου SPT  $N_{1,73}$  και την διάμετρο  $D_{50}$ . Η τιμή του ισοδύναμου SPT  $N_{1,73}$  αναφέρεται σε λόγο ενέργειας 73% και αντιστοιχεί σε μία μέση τάση  $\sigma'_{v0} = 65$  kPa. Σε περίπτωση διαφορετικού λόγου ενέργειας υπολογίζεται η ισοδύναμη τιμή του  $N_{1,73}$ .

#### **Πυκνότητα αντιστηριζομένου εδάφους**

Το αντιστηριζόμενο έδαφος χαρακτηρίζεται από την σχετική πυκνότητα  $D_r$ , η οποία λαμβάνει τιμές 35%, 45%, 60% και 75%. (Όπως ανωτέρω, η σχετική πυκνότητα  $D_r$  εκτιμάται από την τιμή του ισοδύναμου SPT  $N_{1,73}$  και την διάμετρο  $D_{50}$  του υλικού).

#### **Ένταση της σεισμικής δόνησης ( $a_{g,max}$ και διάρκεια σεισμικής δόνησης)**

Για την ευχερή σύγκριση των αποτελεσμάτων με τις καταγραφές των σεισμικών βλαβών στον σεισμό του Kobe 1995, χρησιμοποιούνται τα επιταχυνσιογραφήματα

του Σχήματος 4.3 που καταγράφηκαν στο Port Island σε βάθος -32 m, βαθμονομημένα σε έξι διαφορετικές βαθμίδες έντασης  $a_{g,max} = 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g, 0.5g$  και  $0.6g$ . Η διάρκεια της σεισμικής δόνησης συνδέεται με το μέγεθος της σεισμικής δόνησης. Σε περίπτωση ρευστοποιήσιμων εδαφών, η αύξηση διάρκειας της σεισμικής ανάλυσης υπό καθεστώς υψηλών υπερπιέσεων δύναται να οδηγήσει σε επιπλέον μόνιμες παραμορφώσεις ακόμη και υπό την επήρεια πολύ μικρών ή μηδενικών επιταχύνσεων. Η διάρκεια των σεισμικών αναλύσεων στην μελέτη αυτή είναι σταθερή και ίση με 30 s.

#### **Λόγος του πλάτους προς το ύψος (W/H)**

Ο λόγος πλάτους προς ύψος του τοίχου W/H λαμβάνει τιμές από 0.63 ως 1.1

#### **Λόγος του πάχους της θεμελιώσεως προς το ύψος του τοίχου (D1/H)**

Ο λόγος του πάχους της θεμελιώσεως προς το ύψος του τοίχου (D1/H) λαμβάνει τιμές από 0 ως 1.15.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων συγκρίνονται με τις καταγραφείσες μόνιμες μετατοπίσεις και καθιζήσεις κατά τον σεισμό του Kobe 1995. Στα Σχήματα 5.2 και 5.3 δίδονται αντίστοιχα η οριζόντια και κατακόρυφη παραμένουσα μετατόπιση του κρηπιδοτοίχου μετά την σεισμική δόνηση για μέγιστη επιτάχυνση εδάφους  $a_{g,max} = 0.1g, 0.2, 0.3g, 0.4g, 0.5g,$  και  $0.6g$ . και για κοινή σχετική πυκνότητα του εδάφους θεμελίωσης και του αντιστηριζομένου εδάφους ίση προς  $D_r = 35\%, 45\%, 60\%$  και  $75\%$ . Τα αποτελέσματα έχουν υπολογισθεί για λόγους  $D_1 / H = 1.15$  και  $W / H = 0.63$ . Επίσης, στα ίδια Σχήματα παρουσιάζονται και οι αντίστοιχες τιμές οριζόντιας μετατόπισης και καθίζησης του τοίχου που υπολογίσθηκαν για την Περίπτωση 1 και 2, οι οποίες είναι σε συμφωνία με τις καταγραφείσες τιμές κατά τον σεισμό του Kobe του 1995. Στα Σχήματα 5.4 και 5.5 παρουσιάζονται αντίστοιχα η κανονικοποιημένες οριζόντιες και κατακόρυφες παραμένουσες μετατοπίσεις του κρηπιδοτοίχου,  $d/H$ , όπου H είναι το ύψος του τοίχου, για διάφορες τιμές του  $a_{g,max}$  και της σχετικής πυκνότητας  $D_r$ . Τα αποτελέσματα στα Σχήματα 5.2-5.5 δείχνουν την σημαντική αύξηση της μόνιμης οριζόντιας μετατόπισης και καθίζησης του τοίχου με την αύξηση

της μέγιστης επιτάχυνσης  $a_{g,max}$  και την μείωση της σχετικής πυκνότητας του εδάφους  $D_r$ .

Τα αποτελέσματα της αριθμητικής ανάλυσης συγκρίνονται με τα αποτελέσματα από παρόμοιες αριθμητικές των Iai et al. (1999), που όμως διαφοροποιούνται στα εξής σημεία: βασίζονται σε ένα διαφορετικό καταστατικό προσομοίωμα (Iai et al. 1992), σε διαφορετική μέθοδο ανάλυσης (πεπερασμένα στοιχεία), διαφορετική χρονική διάρκεια σεισμικής δόνησης (20 s έναντι των 30 s), και διπλάσιο μέγεθος κατακόρυφης συνιστώσας της επιτάχυνσης. Επίσης, αντί χρήσης της σχετικής πυκνότητας  $D_r$ , η πυκνότητα του εδάφους στην μέθοδο των Iai et al. (1999) εκτιμάται από την τιμή του ισοδύναμου SPT  $N_{1,73}$ . Οι τιμές του ισοδύναμου SPT  $N_{1,73}$  υπολογίζονται για  $\sigma'_{v0} = 65$  kPa και ποσοστό ενέργειας SPT = 73 %.

Στο Σχήμα 5.6 παρουσιάζονται αποτελέσματα κανονικοποιημένης οριζόντια παραμένουσας μετατόπισης του κρηπιδοτοίχου μετά την σεισμική δόνηση για μέγιστη επιτάχυνση εδάφους  $a_{g,max} = 0.1g, 0.2, 0.3g, 0.4g, 0.5g,$  και  $0.6g$ . και για ισοδύναμο αριθμό κρούσεων SPT  $N_{1,73}$  του εδάφους θεμελίωσης και του αντιστηριζομένου εδάφους ίσο προς 5, 8, 10, 15, 20 και 25. Τα αποτελέσματα αυτά δίδονται για  $W/H = 0.9$  και  $D_1/H = 0$ . Αντίστοιχα, στο Σχήμα 5.7 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για  $D_1/H = 1$ . Τα αποτελέσματα καταδεικνύουν την σημαντική επίδραση του αριθμού κρούσεων  $N_{1,73}$  και του πάχους του εδάφους θεμελίωσης στην ανάπτυξη των οριζοντίων μετατοπίσεων. Τα αποτελέσματα των Σχημάτων 5.6-5.7 παρουσιάζονται επίσης στα Σχήματα 5.8-5.9 αλλά με αναγωγή του αριθμού κρούσεων SPT  $N_{1,73}$  σε τιμές σχετικής πυκνότητας  $D_r$  (για μία διακύμανση διαμέτρων  $D_{50} = 0.5$  mm – 2 mm.)

Τα Σχήματα 5.10-5.11 παρουσιάζουν τα αποτελέσματα της κανονικοποιημένης οριζόντιας παραμένουσας μετατόπισης του κρηπιδοτοίχου για μέγιστη επιτάχυνση εδάφους  $a_{g,max}$  από 0.1g ως 0.6g, για ισοδύναμο αριθμό κρούσεων SPT  $N_{1,73}$  από 5

ως 25, και για δύο τιμές του λόγου πάχους θεμελιώσεως προς ύψος  $D_1/H = 0$  και 1, αντίστοιχα.

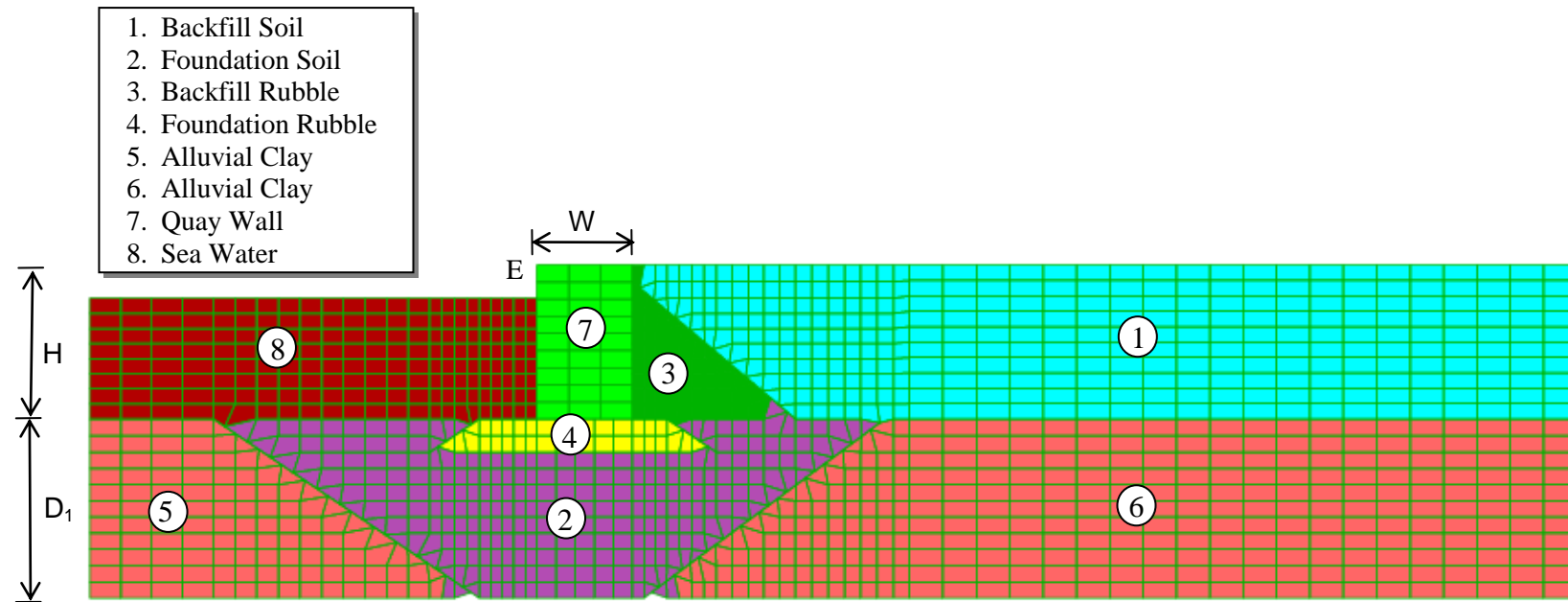
Τα Σχήματα 5.12-5.13 παρουσιάζουν την κανονικοποιημένη οριζόντια παραμένουσα μετατόπιση του κρηπιδοτοίχου για μέγιστη επιτάχυνση εδάφους  $a_{g,max}$  από 0.1g ως 0.6g, για τιμές του λόγου  $D_1/H = 0, 0.5$  και 1 και για δύο τιμές του ισοδύναμου αριθμού κρούσεων SPT  $N_{1,73} = 10$  και 20, αντίστοιχα.

Τα Σχήματα 5.14-5.15 παρουσιάζουν την κανονικοποιημένη οριζόντια παραμένουσα μετατόπιση του κρηπιδοτοίχου για μέγιστη επιτάχυνση εδάφους  $a_{g,max} = 0.1g, 0.2, 0.3g, 0.4g, 0.5g,$  και 0.6g, για τιμές του λόγου πλάτους προς ύψος τοίχου  $W/H = 0.65, 0.9$  και 1.05, και για δύο τιμές του λόγου  $D_1/H = 0$  και 1, αντίστοιχα.

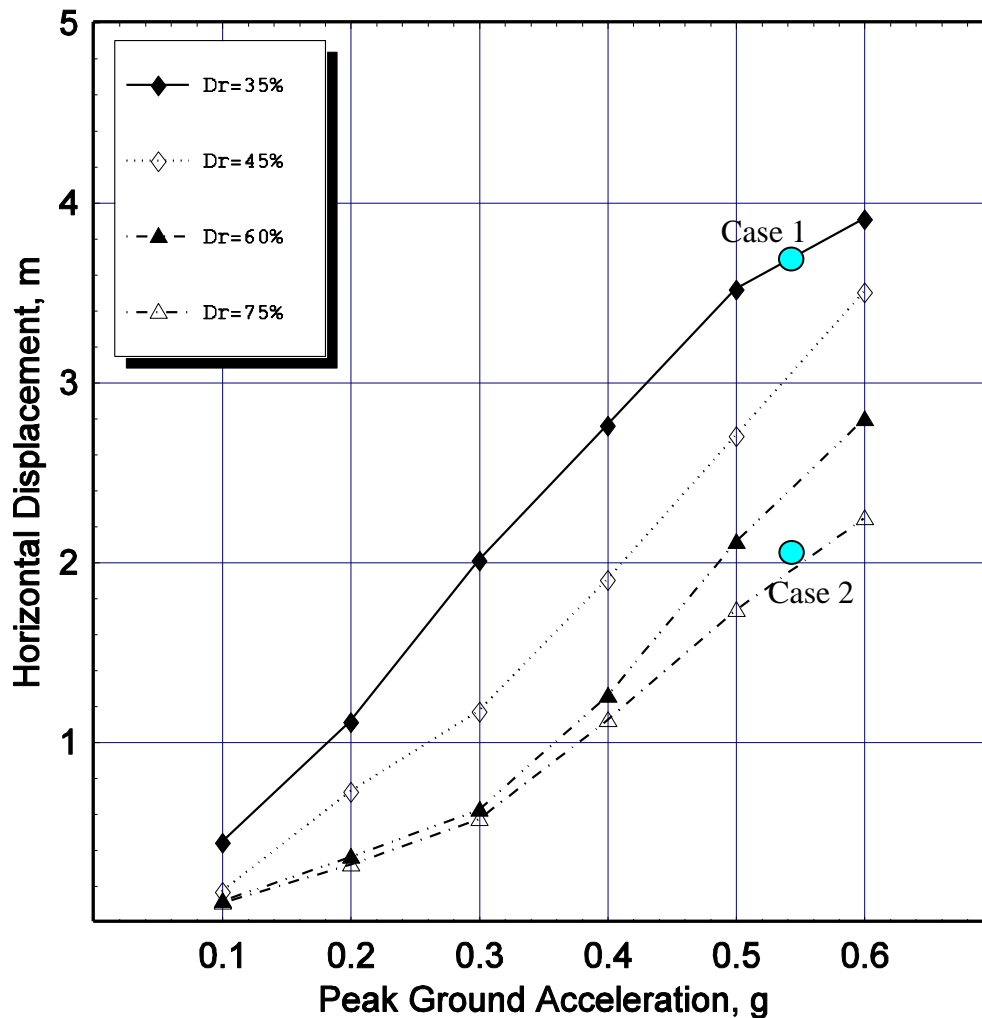
Παρόλο ότι υπάρχουν οι ανωτέρω διαφορές στον τρόπο της σεισμικής ανάλυσης και στα δεδομένα, όπως διαπιστώνεται στα αποτελέσματα που παρουσιάζονται κατωτέρω, υπάρχει γενικά μία σχετικά εύλογη συμφωνία μεταξύ των δύο μεθόδων. Το γεγονός αυτό βοηθά στην ανάπτυξη της απλουστευμένης μεθόδου με την προσωρινή συμπλήρωση ορισμένων αποτελεσμάτων από τις αναλύσεις Iai et al. (1999). Η μέθοδος, στην τελική της μορφή, θα εμπλουτισθεί από αποτελέσματα νέων παραμετρικών αναλύσεων με βάση την προτεινόμενη μέθοδο ενεργών τάσεων. Τα αποτελέσματα των εν λόγω αναλύσεων δεν είναι χρονικά δυνατόν να παρουσιασθούν στην παρούσα έκθεση, αλλά θα δημοσιευθούν σε διεθνή επιστημονικά περιοδικά. Η ανάγκη αυτή συμπλήρωσης των αποτελεσμάτων με ορισμένα αποτελέσματα από την εργασία των Iai et al. (1999) προέκυψε από την σημαντική διάρκεια του προκαταρκτικού σταδίου της παρούσας μελέτης, που αναφέρεται στην επιβεβαίωση του τροποποιημένου καταστατικού προσομοιώματος των Pastor et al. (1990), την δημιουργία ενός ρεαλιστικού «υπολογιστικού» κοκκώδους εδάφους για σχετικές πυκνότητες από 25% ως 90%, και την επίλυση σημαντικών προβλημάτων αριθμητικής ευστάθειας που χαρακτηρίζουν σεισμικές αναλύσεις κορεσμένου εδάφους υπό συνθήκες φυσικής αστάθειας λόγω του φαινομένου της ρευστοποίησης.

Τα αποτελέσματα της παραμετρικής ανάλυσης παρουσιάζονται στα Σχήματα 5.2 – 5.5. Στο Σχήμα 5.2

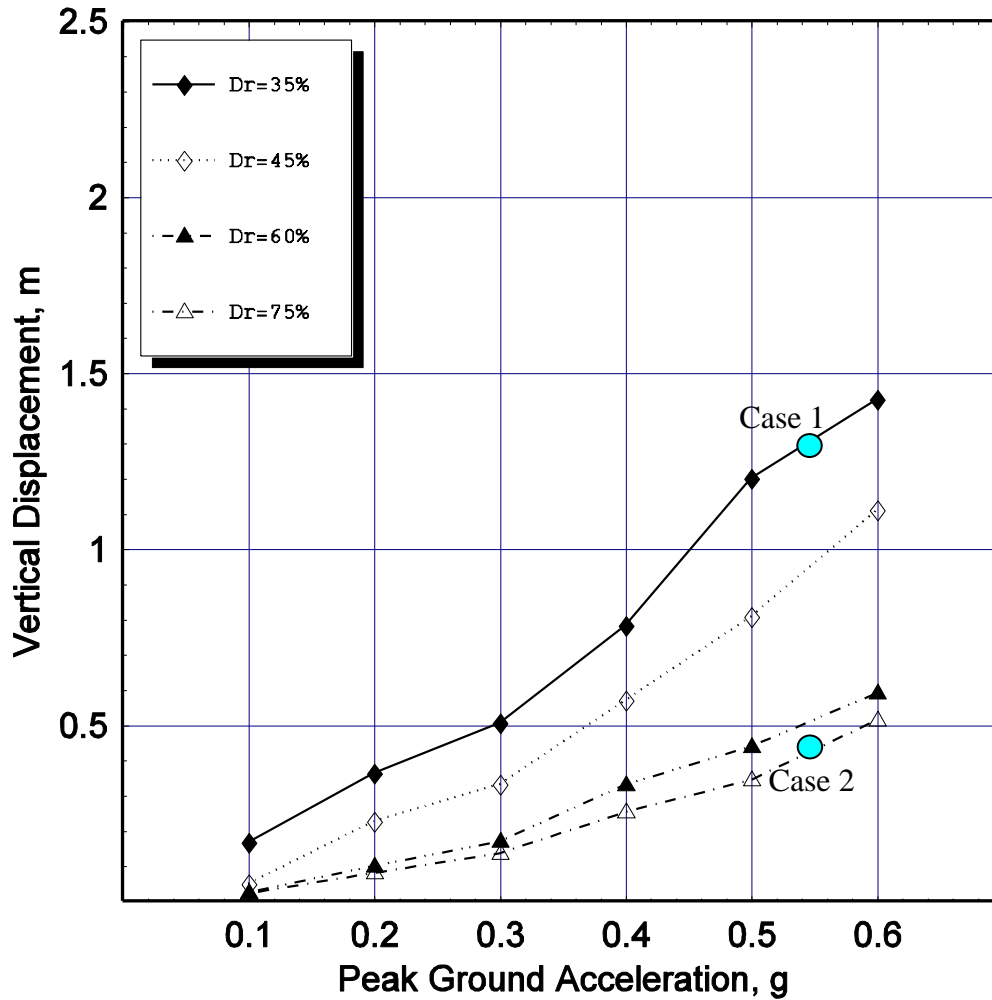




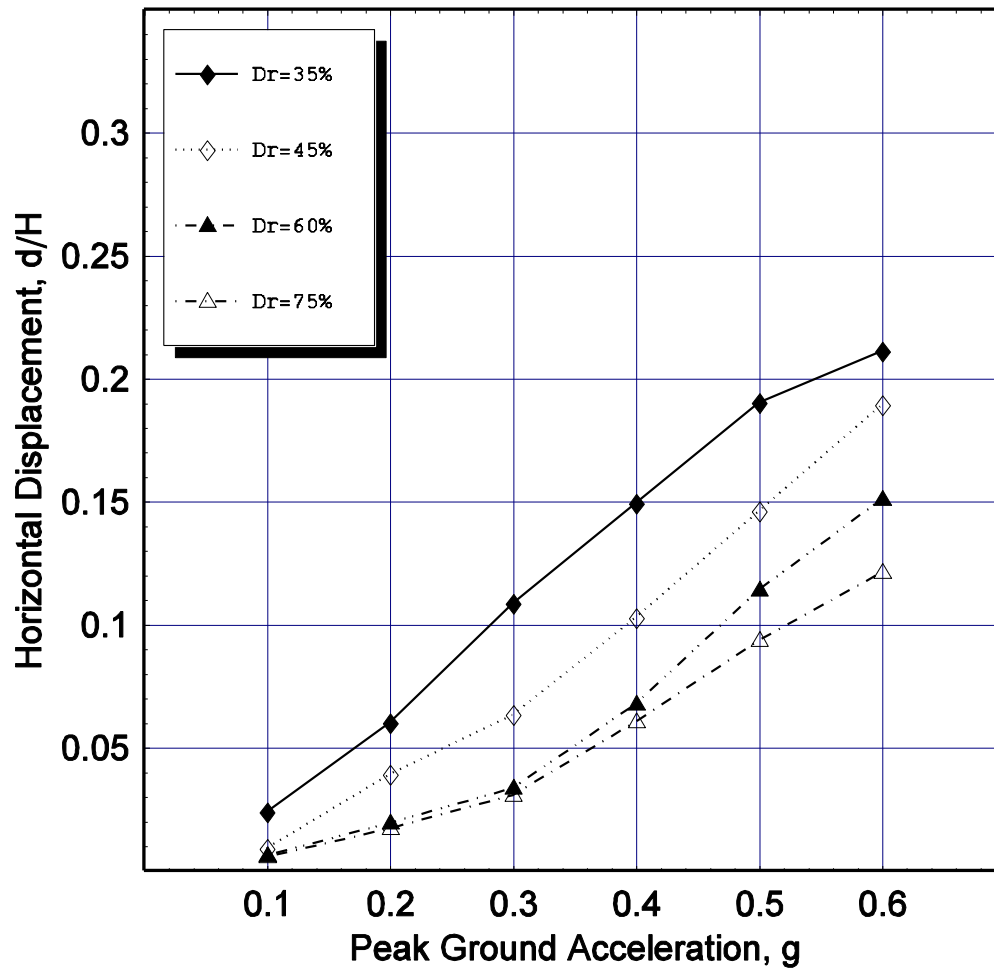
**Σχήμα 5.1** Διακριτοποίηση της γεωμετρίας και ζώνες διαφορετικών υλικών του λιμενικού κρηπιδοτοιχίου



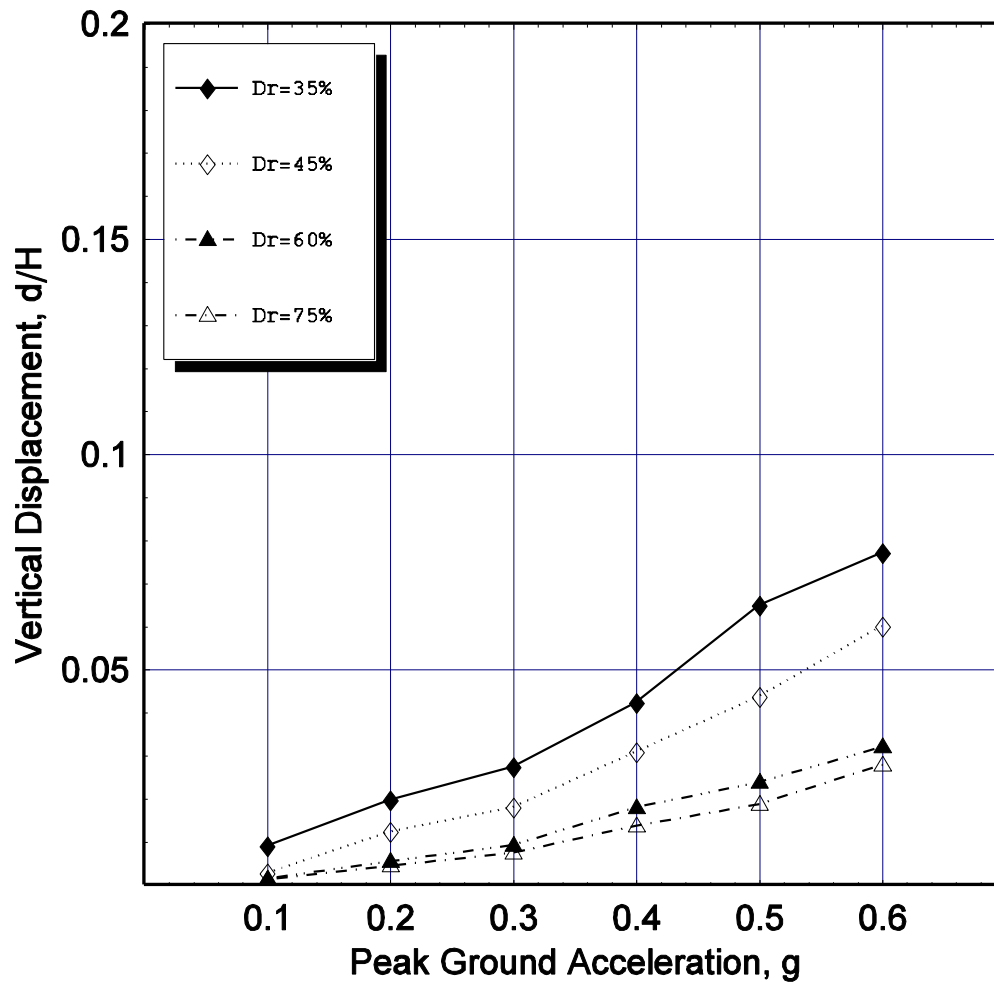
**Σχήμα 5.2.** Οριζόντια παραμένουσα μετατόπιση του κρηπιδοτοίχου μετά την σεισμική δόνηση για μέγιστη επιτάχυνση εδάφους  $a_{g,max} = 0.1g, 0.2, 0.3g, 0.4g, 0.5g,$  και  $0.6g.$  και για σχετική πυκνότητα του εδάφους θεμελίωσης και του αντιστηριζομένου εδάφους ίση προς  $D_r = 35\%, 45\%, 60\%$  και  $75\%.$  Τα αποτελέσματα έχουν υπολογισθεί για  $D_1/H = 1.15$  και  $W/H = 0.63.$



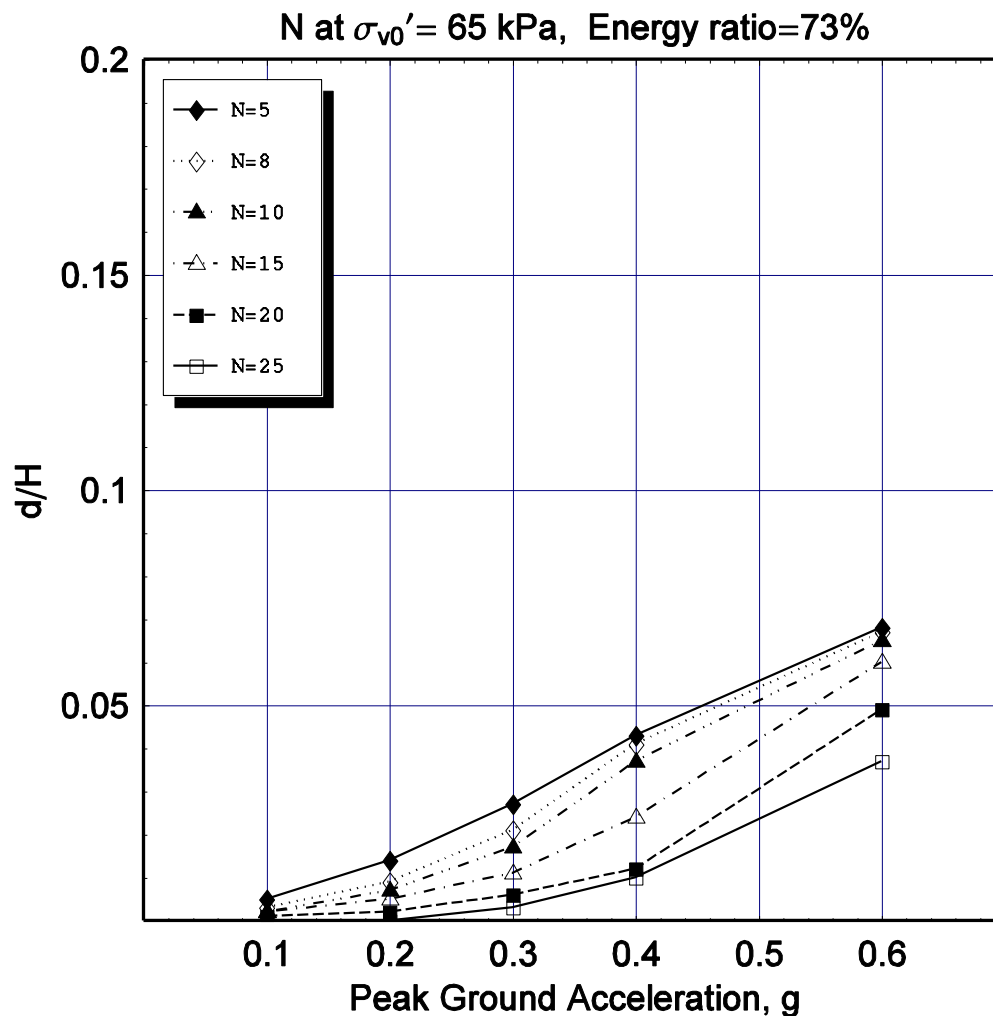
**Σχήμα 5.3.** Καθίζηση του κρηπιδοτοίχου μετά την σεισμική δόνηση για μέγιστη επιτάχυνση εδάφους  $a_{g,max} = 0.1g, 0.2, 0.3g, 0.4g, 0.5g,$  και  $0.6g.$  και για σχετική πυκνότητα του εδάφους θεμελίωσης και του αντιστηριζομένου εδάφους ίση προς  $D_r = 35\%, 45\%, 60\%$  και  $75\%.$  Τα αποτελέσματα έχουν υπολογισθεί για  $D_1/H = 1.15$  και  $W/H = 0.63.$



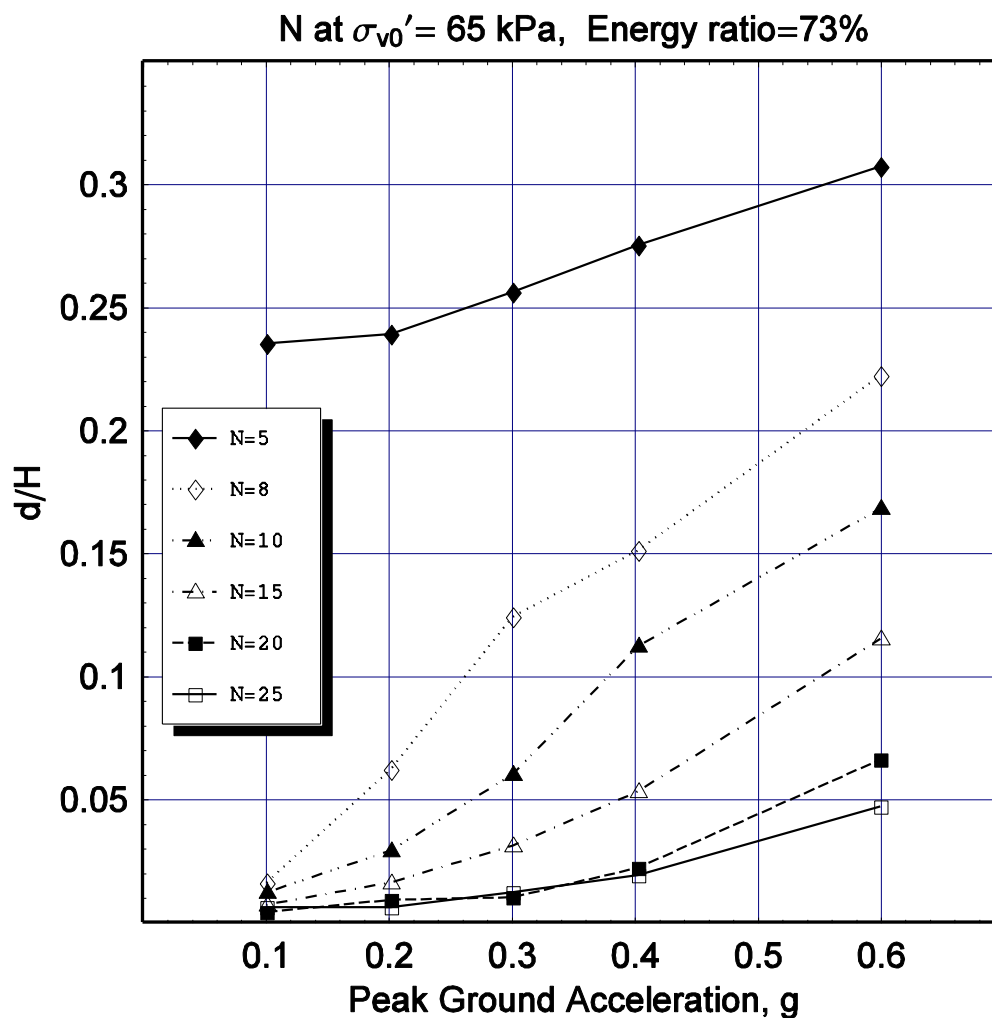
**Σχήμα 5.4.** Κανονικοποιημένη οριζόντια παραμένουσα μετατόπιση του κρηπιδοτοίχου μετά την σεισμική δόνηση για μέγιστη επιτάχυνση εδάφους  $a_{g,max} = 0.1g, 0.2, 0.3g, 0.4g, 0.5g,$  και  $0.6g.$  και για σχετική πυκνότητα του εδάφους θεμελίωσης και του αντιστηριζομένου εδάφους ίση προς  $D_r = 35\%, 45\%, 60\%$  και  $75\%.$  Τα αποτελέσματα έχουν υπολογισθεί για  $D_1 / H = 1.15$  και  $W / H = 0.63.$



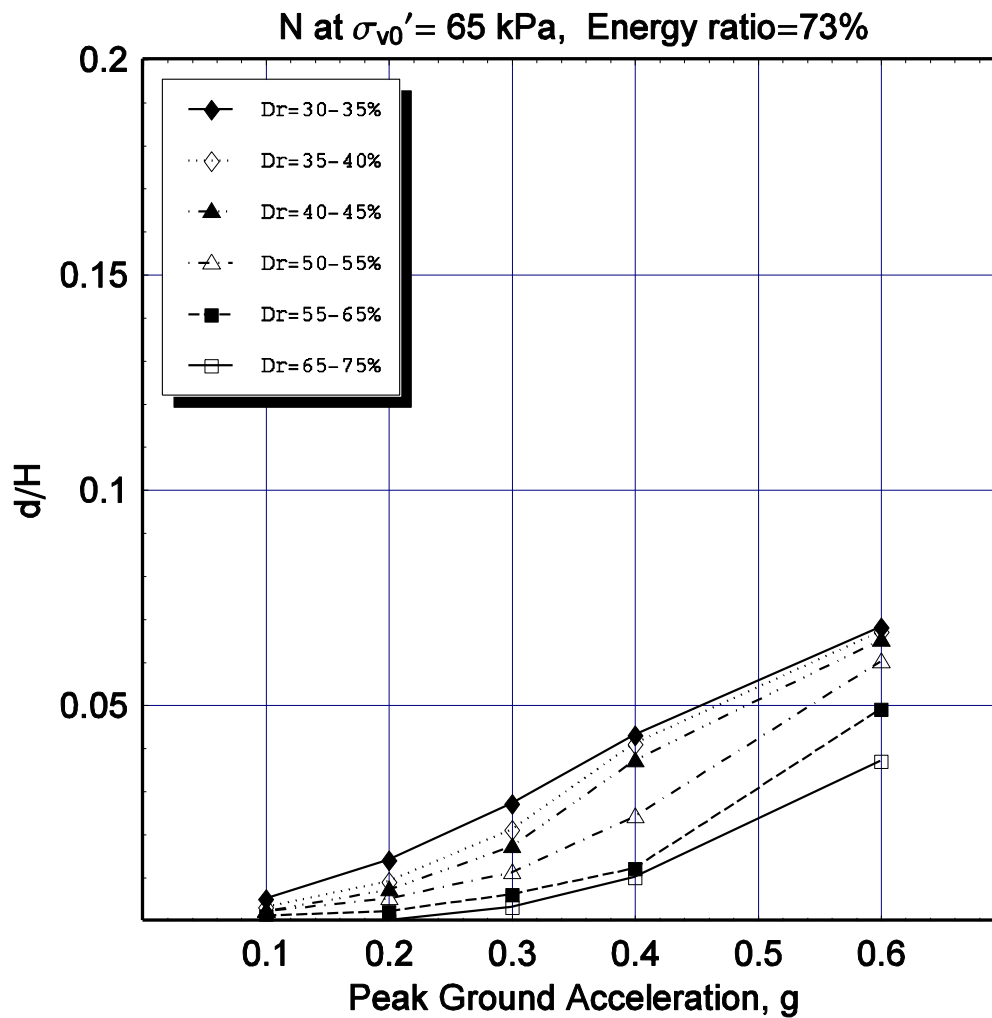
**Σχήμα 5.5** Κανονικοποιημένη καθίζηση του κρηπιδοτοίχου μετά την σεισμική δόνηση για μέγιστη επιτάχυνση εδάφους  $a_{g,max} = 0.1g, 0.2, 0.3g, 0.4g, 0.5g,$  και  $0.6g$ . και για σχετική πυκνότητα του εδάφους θεμελίωσης και του αντιστηριζομένου εδάφους ίση προς  $D_r = 35\%, 45\%, 60\%$  και  $75\%$ . Τα αποτελέσματα έχουν υπολογισθεί για  $D_1/H = 1.15$  και  $W/H = 0.63$ .



**Σχήμα 5.6** Κανονικοποιημένη οριζόντια παραμένουσα μετατόπιση του κρηπιδοτοίχου μετά την σεισμική δόνηση για μέγιστη επιτάχυνση εδάφους  $a_{g,max} = 0.1g, 0.2, 0.3g, 0.4g, 0.5g,$  και  $0.6g.$  και για ισοδύναμο αριθμό κρούσεων SPT  $N_{1,73}$  του εδάφους θεμελίωσης και του αντιστηριζομένου εδάφους ίσο προς 5, 8, 10, 15, 20 και 25. Οι τιμές του SPT  $N_{1,73}$  υπολογίζονται για  $\sigma'_{v0} = 65$  kPa και ποσοστό ενέργειας SPT = 73 %. Τα αποτελέσματα ισχύουν για  $D_1/H=0$  και  $W/H=0.9.$  (Iai et al. 1999).

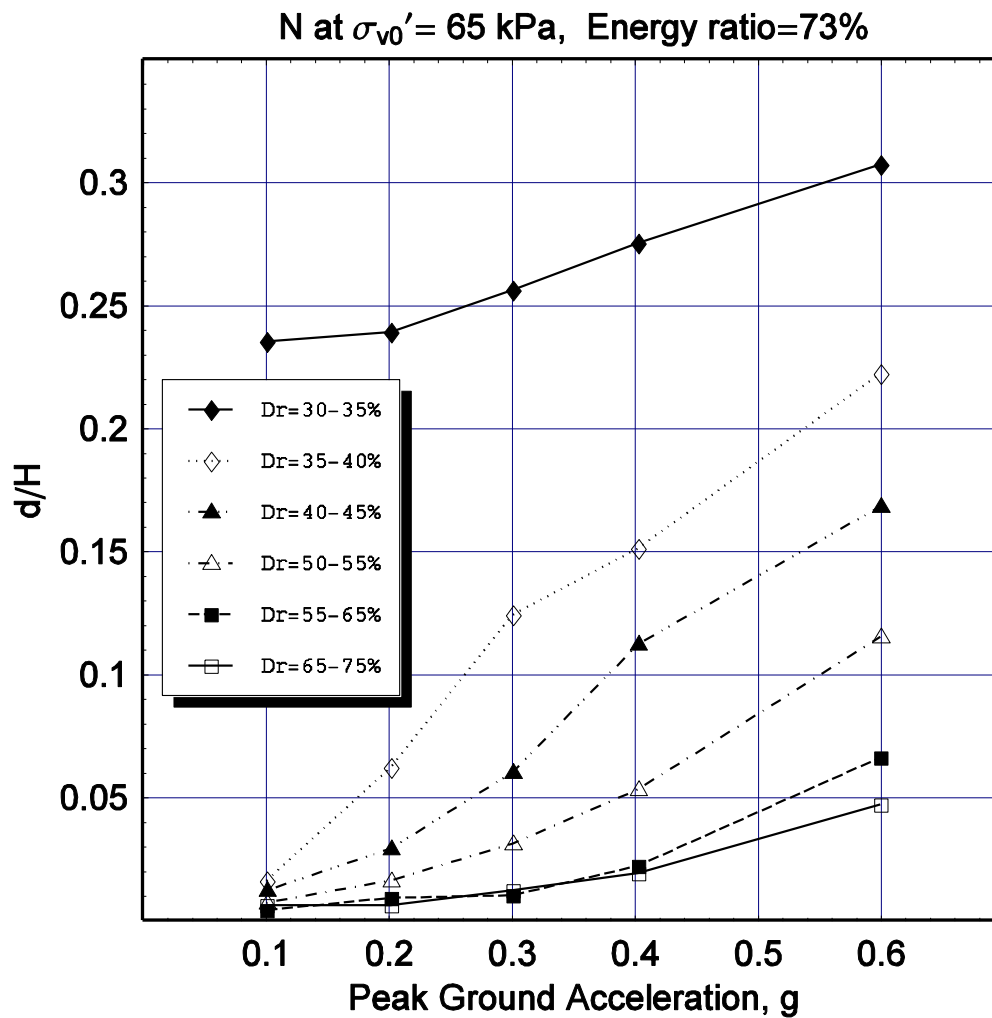


**Σχήμα 5.7.** Κανονικοποιημένη οριζόντια παραμένουσα μετατόπιση του κρηπιδοτοίχου μετά την σεισμική δόνηση για μέγιστη επιτάχυνση εδάφους  $a_{g,max} = 0.1g, 0.2, 0.3g, 0.4g, 0.5g,$  και  $0.6g.$  και για ισοδύναμο αριθμό κρούσεων SPT  $N_{1,73}$  του εδάφους θεμελίωσης και του αντιστηριζομένου εδάφους ίσο προς 5, 8, 10, 15, 20 και 25. Οι τιμές του SPT  $N_{1,73}$  υπολογίζονται για  $\sigma'_{v0} = 65$  kPa και ποσοστό ενέργειας SPT = 73 %. Τα αποτελέσματα ισχύουν για  $D_1/H=1$  και  $W/H=0.9$  (Iai et al. 1999).

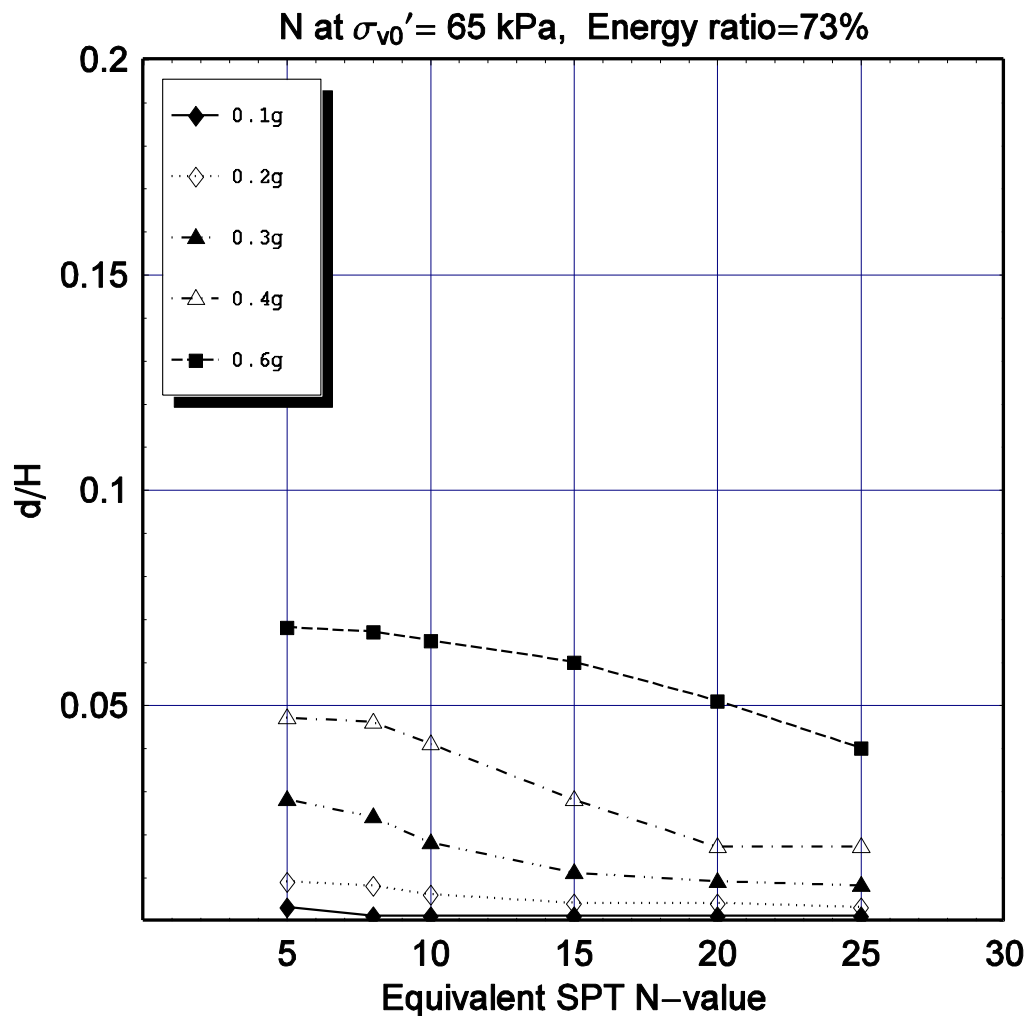


**Σχήμα 5.8.** Κανονικοποιημένη οριζόντια παραμένουσα μετατόπιση του κρηπιδοτοίχου μετά την σεισμική δόνηση για μέγιστη επιτάχυνση εδάφους  $a_{g,max} = 0.1g, 0.2, 0.3g, 0.4g, 0.5g,$  και  $0.6g.$  και για διαφορετικές τιμές της σχετικής πυκνότητας  $D_r.$  Τα αποτελέσματα ισχύουν για  $D_1/H=0$  και  $W/H=0.9$  (Iai et al. 1999).

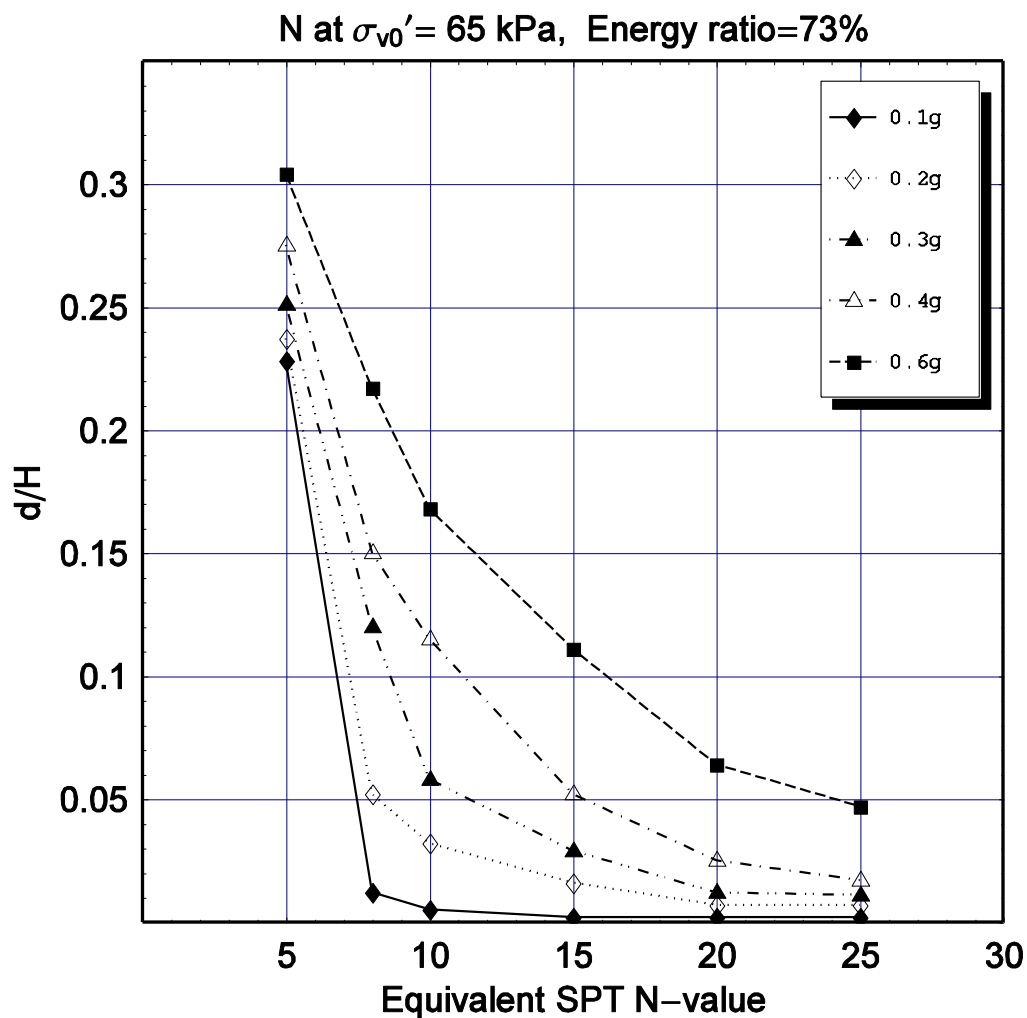




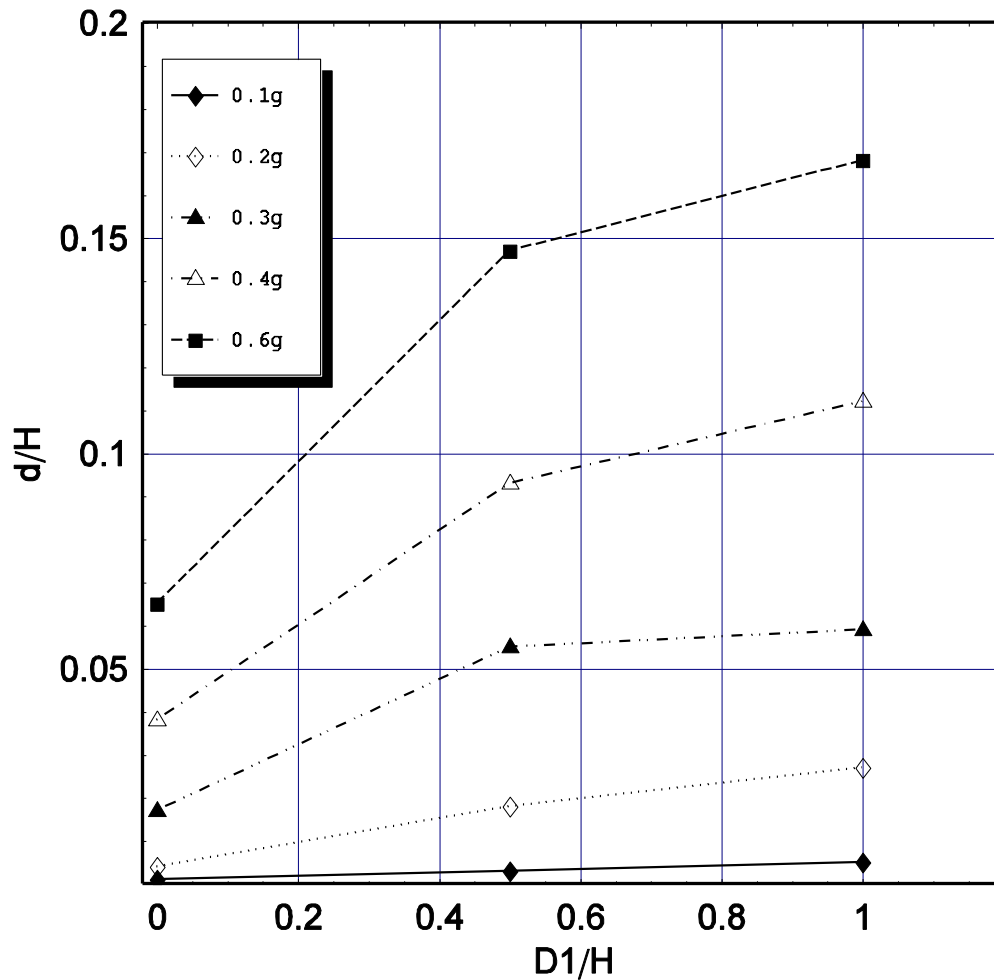
**Σχήμα 5.9.** Κανονικοποιημένη οριζόντια παραμένουσα μετατόπιση του κρηπιδοτοίχου μετά την σεισμική δόνηση για μέγιστη επιτάχυνση εδάφους  $a_{g,max} = 0.1g, 0.2, 0.3g, 0.4g, 0.5g,$  και  $0.6g.$  και για διαφορετικές τιμές της σχετικής πυκνότητας  $D_r.$  Τα αποτελέσματα ισχύουν για  $D_1/H=1$  και  $W/H=0.9$  (Iai et al. 1999).



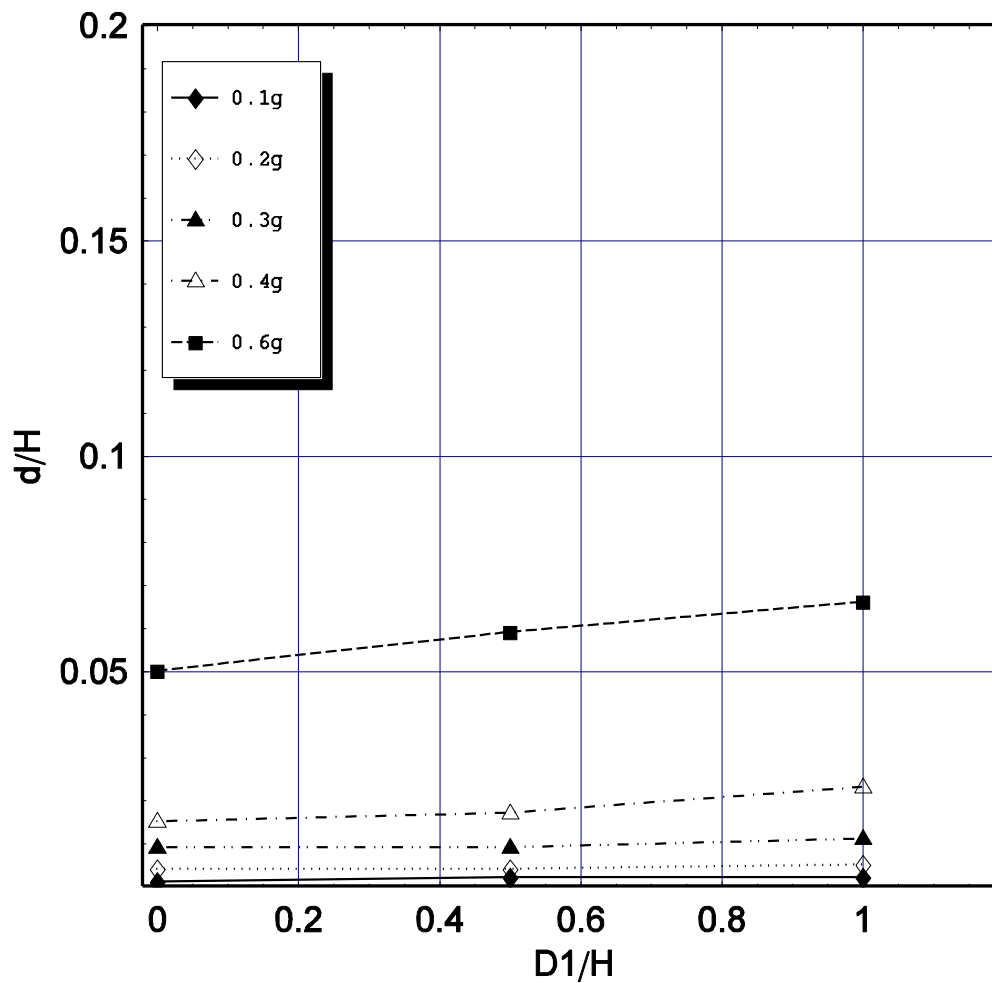
**Σχήμα 5.10.** Κανονικοποιημένη οριζόντια παραμένουσα μετατόπιση του κρηπιδοτοίχου μετά την σεισμική δόνηση για μέγιστη επιτάχυνση εδάφους  $a_{g,max} = 0.1g, 0.2, 0.3g, 0.4g, 0.5g,$  και  $0.6g.$  και για ισοδύναμο αριθμό κρούσεων SPT  $N_{1,73}$  του εδάφους θεμελίωσης και του αντιστηριζομένου εδάφους ίσο προς 5, 8, 10, 15, 20 και 25. Οι τιμές του SPT  $N_{1,73}$  υπολογίζονται για  $\sigma'_{v0} = 65$  kPa και ποσοστό ενέργειας SPT = 73 %. Τα αποτελέσματα ισχύουν για  $D_1/H = 0$  και  $W/H = 0.9$  (Iai et al. 1999).



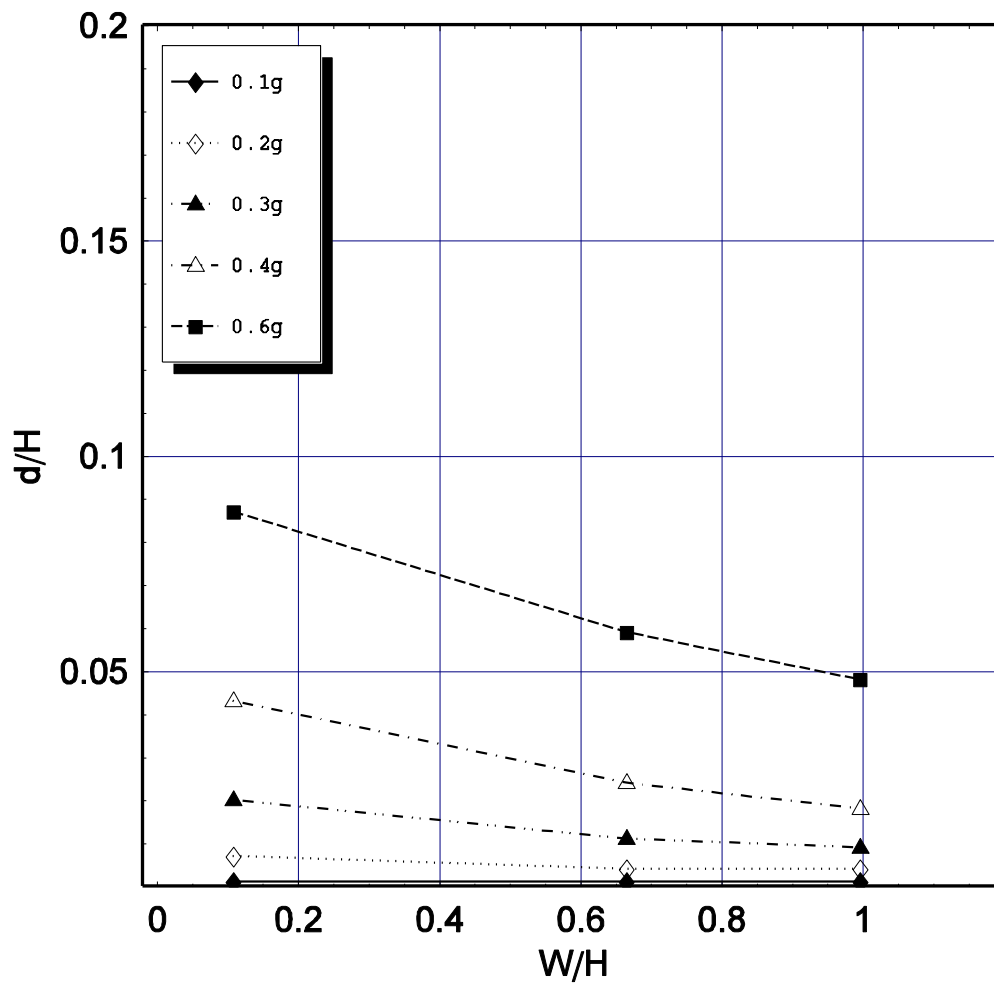
**Σχήμα 5.11.** Κανονικοποιημένη οριζόντια παραμένουσα μετατόπιση του κρηπιδοτοίχου μετά την σεισμική δόνηση για μέγιστη επιτάχυνση εδάφους  $a_{g,max} = 0.1g, 0.2, 0.3g, 0.4g, 0.5g,$  και  $0.6g.$  και για ισοδύναμο αριθμό κρούσεων SPT  $N_{1,73}$  του εδάφους θεμελίωσης και του αντιστηριζομένου εδάφους ίσο προς 5, 8, 10, 15, 20 και 25. Οι τιμές του SPT  $N_{1,73}$  υπολογίζονται για  $\sigma'_{v0} = 65$  kPa και ποσοστό ενέργειας SPT = 73 %. Τα αποτελέσματα ισχύουν για  $D_1/H = 1$  και  $W/H = 0.9$  (Iai et al. 1999).



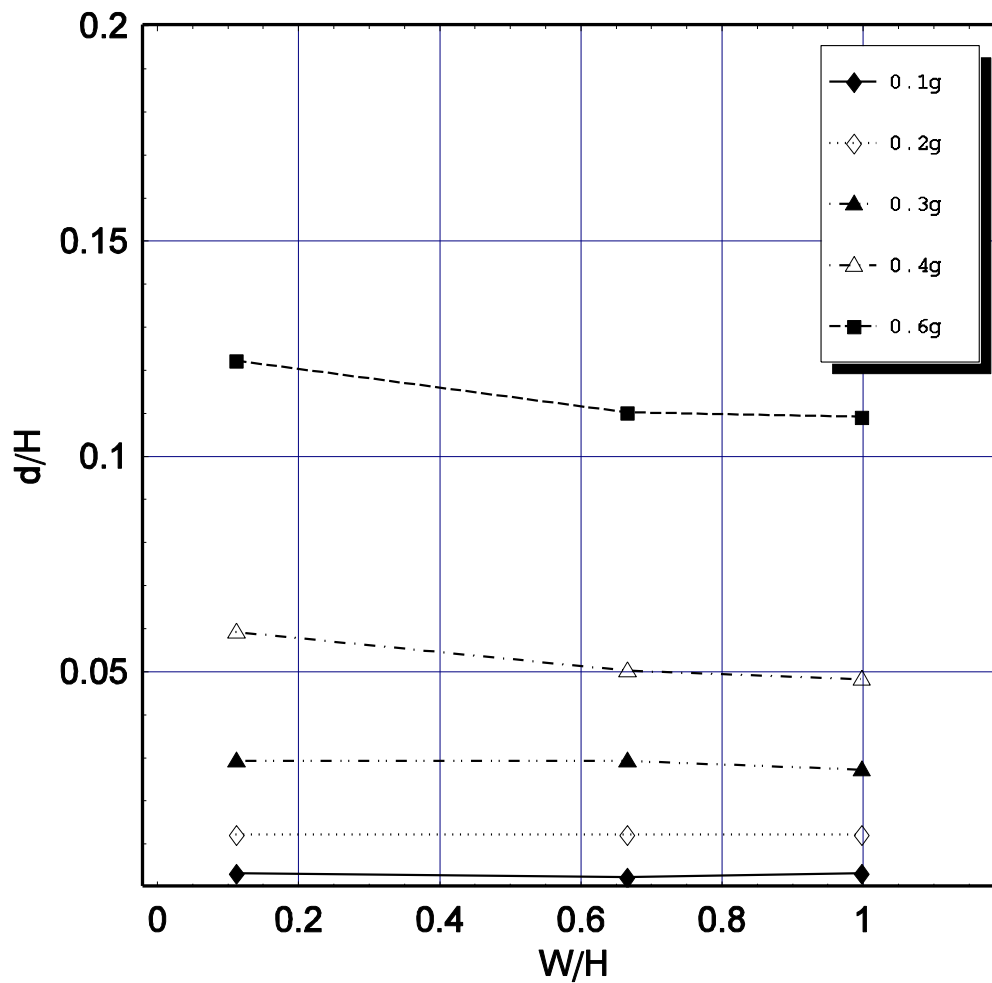
**Σχήμα 5.12** Κανονικοποιημένη οριζόντια παραμένουσα μετατόπιση του κρηπιδοτοίχου μετά την σεισμική δόνηση για μέγιστη επιτάχυνση εδάφους  $a_{g,max} = 0.1g, 0.2, 0.3g, 0.4g, 0.5g,$  και  $0.6g.$  και για τιμές του λόγου  $D_1/H = 0, 0.5$  και  $1.$  Ισοδύναμος αριθμός κρούσεων SPT  $N_{1,73} = 10.$  Λόγος πλάτους προς ύψος τοίχου  $W/H = 0.9$  (Iai et al. 1999).



**Σχήμα 5.13.** Κανονικοποιημένη οριζόντια παραμένουσα μετατόπιση του κρηπιδοτοιχίου μετά την σεισμική δόνηση για μέγιστη επιτάχυνση εδάφους  $a_{g,max} = 0.1g, 0.2, 0.3g, 0.4g, 0.5g,$  και  $0.6g.$  και για τιμές του λόγου  $D_1/H = 0, 0.5$  και  $1.$  Ισοδύναμος αριθμός κρούσεων SPT  $N_{1,73} = 20.$  Λόγος πλάτους προς ύψος τοίχου  $W/H = 0.9$  (Iai et al. 1999).



**Σχήμα 5.14.** Κανονικοποιημένη οριζόντια παραμένουσα μετατόπιση του κρηπιδοτοίχου μετά την σεισμική δόνηση για μέγιστη επιτάχυνση εδάφους  $a_{g,max} = 0.1g, 0.2, 0.3g, 0.4g, 0.5g,$  και  $0.6g.$  και για τιμές του λόγου πλάτους προς ύψος τοίχου  $W/H = 0.65, 0.9$  και  $1.05.$  Ισοδύναμος αριθμός κρούσεων  $SPT N_{1,73} = 15.$  Λόγος πάχους θεμελιώσεως προς ύψος  $D_1/H = 0.$  (Iai et al. 1999).



**Σχήμα 5.15.** Κανονικοποιημένη οριζόντια παραμένουσα μετατόπιση του κρηπιδοτοίχου μετά την σεισμική δόνηση για μέγιστη επιτάχυνση εδάφους  $a_{g,max} = 0.1g, 0.2, 0.3g, 0.4g, 0.5g,$  και  $0.6g.$  και για τιμές του λόγου πλάτους προς ύψος τοίχου  $W/H = 0.65, 0.9$  και  $1.05.$  Ισοδύναμος αριθμός κρούσεων  $N_{1,73} = 15.$  Λόγος πάχους θεμελιώσεως προς ύψος  $D_1/H = 1.$  (Iai et al. 1999).

## **6. Απλοποιημένη μέθοδος σχεδιασμού**

### **6.1 Σχεδιασμός με κριτήριο την επιτελεστικότητα**

Η σύγχρονη φιλοσοφία αντισεισμικού σχεδιασμού λιμενικών κατασκευών βασίζεται στην επιτελεστικότητα, δηλαδή στην αντίληψη ότι οι μετατοπίσεις του εδάφους και των λιμενικών κατασκευών αποτελούν το κατεξοχήν σημαντικό κριτήριο σχεδιασμού και ότι μία περιορισμένη τιμή μόνιμης παραμόρφωσης είναι αποδεκτή με βάση προκαθορισμένα κριτήρια συμπεριφοράς. Στη εργασία αυτή υιοθετείται προς το παρόν η φιλοσοφία του Ιαπωνικού κανονισμού αντισεισμικού σχεδιασμού λιμενικών κατασκευών (PIANC 2001), μέχρις ότου ωριμάσουν οι συνθήκες για την δημιουργία ενός ελληνικού κανονισμού.

### **6.2 Σεισμός Σχεδιασμού**

Δύο επίπεδα σεισμικής δόνησης χρησιμοποιούνται για τον σχεδιασμό, ονομαστικά το επίπεδο EQ1 και το επίπεδο EQ2, με σκοπό:

- (α) να εξασφαλισθεί ένα καθορισμένο επίπεδο ασφάλειας και λειτουργικότητας για την κατηγορία EQ1.
- (β) να προσδιορισθεί ο βαθμός και ο τύπος των σεισμικών βλαβών για την κατηγορία EQ2.

Τα χαρακτηριστικά των δύο κατηγοριών σεισμικής δόνησης δίδονται στον Πίνακα 6.1. Η ταυτόχρονη εφαρμογή των δύο κριτηρίων σχεδιασμού είναι ιδιαίτερα χρήσιμη για περιοχές μέτριας ή υψηλής σεισμικότητας, όπου π.χ. η ικανοποίηση του κριτηρίου EQ2 είναι δυνατόν να μην ικανοποιεί της απαιτήσεις ασφάλειας ή αδιάκοπης λειτουργίας κατά την διάρκεια ενός συμβάντος του κριτηρίου EQ1. Παρομοίως, η ικανοποίηση του κριτηρίου EQ1 δεν επαρκεί για την εξασφάλιση του επιπέδου επιτελεστικότητας του κριτηρίου EQ2. Πρέπει να σημειωθεί ότι οι υψηλές εντάσεις της σεισμικής διέγερσης του κριτηρίου EQ2, δεν καθορίζουν απαραίτητα τον σχεδιασμό του λιμενικού κρηπιδοτοίχου, καθώς οι απαιτήσεις επιτελεστικότητας του κριτηρίου I είναι δυνατόν να είναι επικρατέστερες.

### **6.3 Επίπεδο σεισμικών βλαβών**

Το αποδεκτό επίπεδο σεισμικών βλαβών καθορίζεται ανάλογα με τις ειδικές ανάγκες χρήσης της κατασκευής και είναι δυνατόν να προσδιορισθεί από άποψη δομικών βλαβών και λειτουργικότητας κατά τον Πίνακα 6.2



**Πίνακας 6.1** Σεισμός σχεδιασμού

<b>ΣΕΙΣΜΟΣ ΣΧΕΛΙΑΣΜΟΥ</b>	
<b>EQ1</b>	<p>Σεισμικές δονήσεις που είναι αρκετά πιθανόν ότι θα συμβούν κατά την διάρκεια της ζωής της κατασκευής.</p> <p>Η τυπική πιθανότητα υπέρβασης είναι 50%. Για διάρκεια κατασκευής <math>T = 50</math> χρόνια, η περίοδος επαναφοράς είναι <math>T_1 = 75</math> χρόνια</p>
<b>EQ2</b>	<p>Σεισμικές δονήσεις με, τυπικά, πολύ υψηλή ένταση που, όμως συνδέονται με σπάνια σεισμικά συμβάντα.</p> <p>Η τυπική πιθανότητα υπέρβασης είναι 10%. Για διάρκεια κατασκευής <math>T = 50</math> χρόνια, η περίοδος επαναφοράς είναι <math>T_2 = 475</math> χρόνια.</p>

**Πίνακας 6.2** Αποδεκτά επίπεδα σεισμικών βλαβών

<b>ΑΠΟΔΕΚΤΟ ΕΠΙΠΕΔΟ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΒΛΑΒΩΝ</b>	<b>Δομικές</b>	<b>Λειτουργικές</b>
<b>Επίπεδο Βλάβης D1: Διατήρηση της λειτουργικότητας</b>	Ελάχιστες ή καθόλου βλάβες	Ελάχιστη ή καθόλου απώλεια λειτουργικότητας
<b>Επίπεδο Βλάβης D2 Επιδιορθώσιμες βλάβες</b>	Βλάβες λόγω περιορισμένης ανελαστικής συμπεριφοράς με μόνιμες παραμορφώσεις αλλά επιδιορθώσιμες	Σύντομη ή μέτριας διάρκειας απώλεια λειτουργικότητας για επισκευές
<b>Επίπεδο Βλάβης D3 Σχεδόν κατάρρευση</b>	Εκτεταμένες βλάβες, σχεδόν σε κατάσταση κατάρρευσης	Μακρόχρονη ή πλήρης απώλεια λειτουργικότητας
<b>Επίπεδο Βλάβης D4 Κατάρρευση</b>	Πλήρης απώλεια της κατασκευής	Πλήρης απώλεια λειτουργικότητας

#### 6.4 Σπουδαιότητα κατασκευής

Η σπουδαιότητα των κατασκευών προσδιορίζεται με τα κριτήρια που περιγράφονται στον Πίνακα 6.3

**Πίνακας 6.3** Σπουδαιότητα λιμενικών κατασκευών

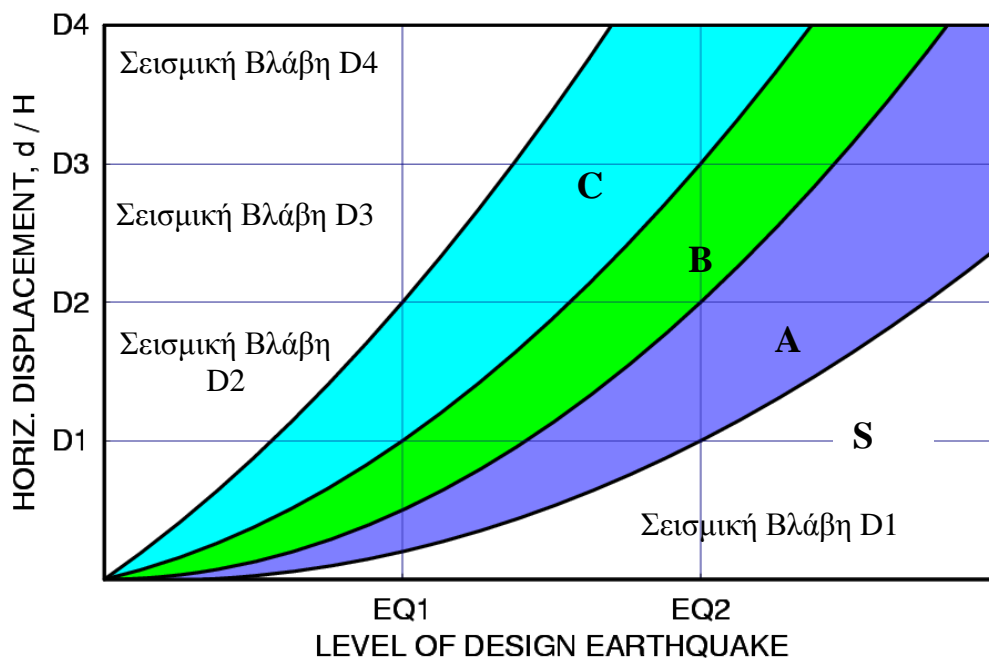
<b>ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ</b>	
<b>Σπουδαιότητα Σ4</b>	<p>8.1 Κρίσιμες κατασκευές λόγω κινδύνου εκτεταμένης απώλειας ζωής και υλικής ζημίας</p> <p>8.2 Κρίσιμες κατασκευές την αντιμετώπιση της κατάστασης εκτάκτου ανάγκης μετά τον σεισμό</p> <p>8.3 Κρίσιμες κατασκευές που διαχειρίζονται επικίνδυνα / τοξικά υλικά</p> <p>8.4 Κρίσιμες κατασκευές, των οποίων αν διακοπεί η λειτουργία, θα υπάρξουν καταστροφικά αποτελέσματα στη οικονομία και το κοινωνικό περιβάλλον</p> <p>8.5 Κρίσιμες κατασκευές για θέματα εθνικής ασφαλείας (πολεμικού ναυτικού)</p>
<b>Σπουδαιότητα Σ3</b>	Σημαντικές κατασκευές που δεν εμπίπτουν στην κατηγορία Σ4 ή κατασκευές που είναι πολύ δύσκολο να επισκευασθούν.
<b>Σπουδαιότητα Σ2</b>	Συνήθεις κατασκευές
<b>Σπουδαιότητα Σ1</b>	Μικρές, εύκολα επιδιορθώσιμες κατασκευές

#### 6.5 Βαθμίδα επιτελεστικότητας

Η επιθυμητή βαθμίδα επιτελεστικότητας προσδιορίζεται με βάση την σπουδαιότητα της κατασκευής από τον Πίνακα 6.4 και το Σχήμα 6.1. Οι διάφορες βαθμίδες επιτελεστικότητας αντιστοιχούν σε διαφορετικά επίπεδα σεισμικής βλάβης για τις δύο σεισμικές εντάσεις σχεδιασμού EQ1 και EQ2.

Πίνακας 6.4 Βαθμίδες επιτελεστικότητας

ΒΑΘΜΙΑ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	Σεισμός Σχεδιασμού	
	Ένταση σεισμού EQ1	Ένταση σεισμού EQ2
<b>ΒΑΘΜΙΑ S</b> (Κατασκευές Σ4)	D1: Διατήρηση της λειτουργικότητας	D1: Διατήρηση της λειτουργικότητας
<b>ΒΑΘΜΙΑ A</b> (Κατασκευές Σ4, Σ3)	D1: Διατήρηση της λειτουργικότητας	D2: Επιδιορθώσιμες βλάβες
<b>ΒΑΘΜΙΑ B</b> (Κατασκευές Σ3, Σ2)	D1: Διατήρηση της λειτουργικότητας	D3: Σχεδόν κατάρρευση
<b>ΒΑΘΜΙΑ C</b> (Κατασκευές Σ2, Σ1)	D2: Επιδιορθώσιμες βλάβες	D4: Κατάρρευση



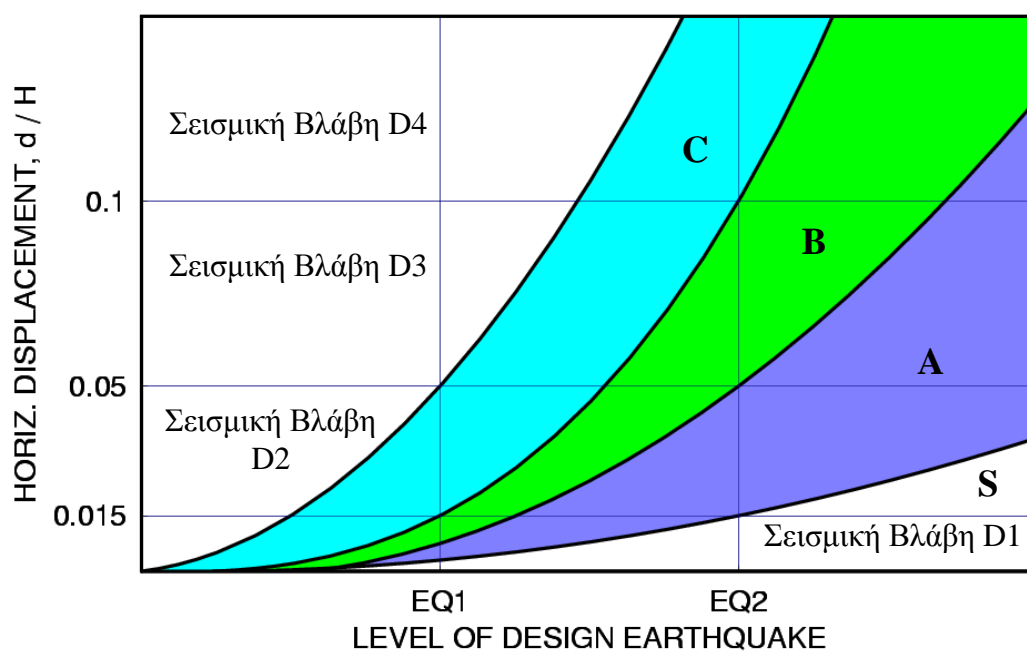
Σχήμα 6.1. Σχηματικό διάγραμμα της επιτελεστικότητας της κατασκευής στις βαθμίδες S, A, B και C.

## 6.6 Κριτήρια σεισμικής βλάβης για λιμενικού κρηπιδοτοίχου

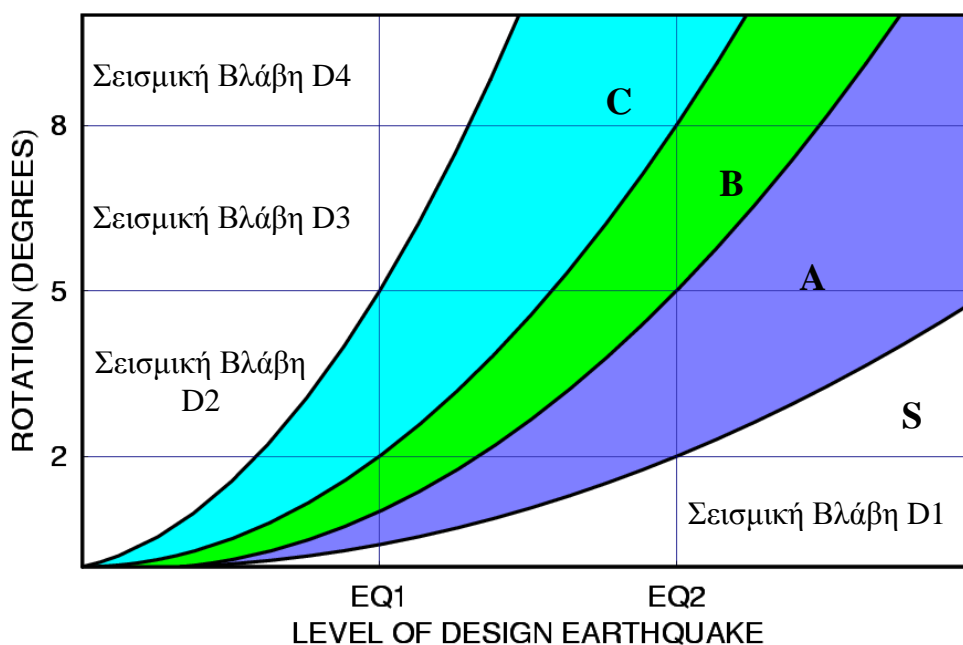
Τα κριτήρια σεισμικής βλάβης για λιμενικούς κρηπιδότοιχους δίδονται στο Πίνακα 6.5. Τα κριτήρια δίδονται υπό μορφή παραμένουσας οριζόντιας μετατόπισης  $d/H$  και στροφής του τοίχου, για διαφορετικά επίπεδα σεισμικής βλάβης. Επίσης τα κριτήρια παρουσιάζονται στα διαγράμματα των Σχημάτων 6.4 και 6.5

**Πίνακας 6.5** Κριτήρια σεισμικής βλάβης για λιμενικούς κρηπιδότοιχους

<b>ΒΑΘΜΟΝΟΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΒΛΑΒΗΣ</b>	<b>Επίπεδο D1</b>	<b>Επίπεδο D2</b>	<b>Επίπεδο D3</b>	<b>Επίπεδο D4</b>
<b>Κρηπιδότοιχος</b>				
Παραμένουσα οριζόντια μετατόπιση $d_w/H$	$d_w/H < 0.015$	$0.015 < d_w/H < 0.05$	$0.05 < d_w/H < 0.10$	$d_w/H > 0.1$
Παραμένουσα στροφή $\delta_w$ (προς τη θάλασσα)	$\delta_w < 2^\circ$	$2^\circ < \delta_w < 5^\circ$	$5^\circ < \delta_w < 8^\circ$	$\delta_w > 8^\circ$
<b>Επιφανειακό στρώμα (apron)</b>				
Διαφορική καθίζηση επιφανειακού στρώματος	$d_a < 0.03-0.1m$	----	----	----
Διαφορική καθίζηση επιφανειακού στρώματος και άλλων δομημάτων	$d < 0.3-0.7m$	----	----	----
Παραμένουσα στροφή $\delta_a$ (προς τη θάλασσα)	$\delta_a < 2^\circ-3^\circ$	----	----	----
$d_w$ = Παραμένουσα οριζόντια μετατόπιση τοίχου $\delta_w$ = Παραμένουσα στροφή $\delta$ προς τη θάλασσα $d_a$ = Διαφορική καθίζηση επιφανειακού στρώματος $\delta_a$ = Παραμένουσα στροφή $\delta$ προς τη θάλασσα $H$ = Ύψος του κρηπιδότοιχου				



**Σχήμα 6.2** . Διάγραμμα επιτελεστικότητας του λιμενικού κρηπιδοτοίχου στις βαθμίδες S, A , B και C με κριτήριο την οριζόντια μετατόπιση.



**Σχήμα 6.3**. Διάγραμμα επιτελεστικότητας του λιμενικού κρηπιδοτοίχου στις βαθμίδες S, A , B και C με κριτήριο την στροφή.

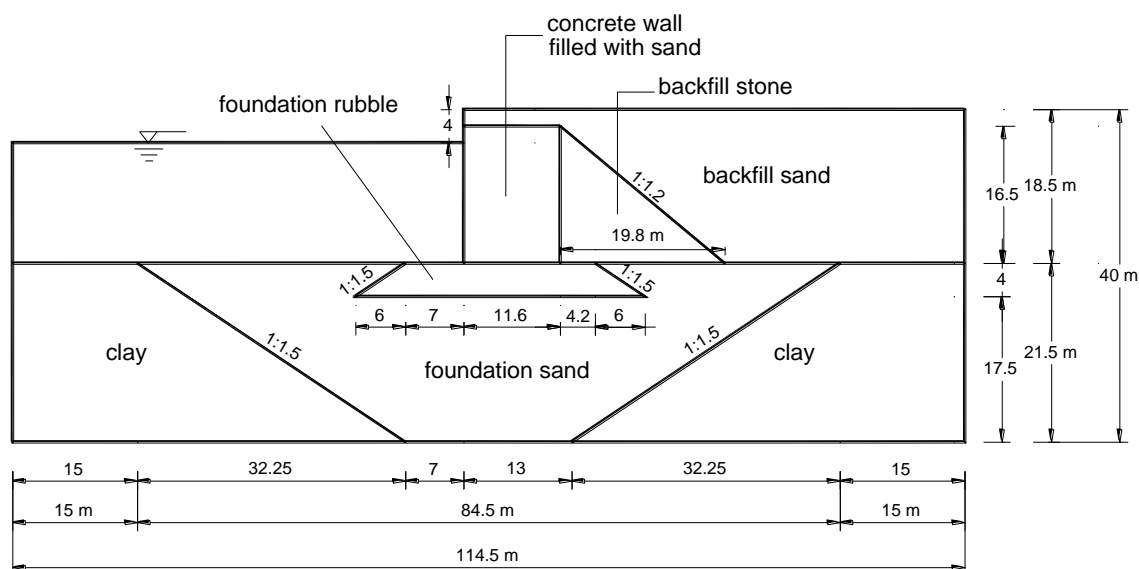
### 6.7. Απλοποιημένη μέθοδος σχεδιασμού

Η μέθοδος σχεδιασμού αποτελείται από τα εξής βήματα:

1. Προσδιορίζονται τα δύο επίπεδα σεισμικού σχεδιασμού EQ1 και EQ2 με βάση τα σεισμολογικά δεδομένα (βλέπε Πίνακα 6.1)
2. Από τον Πίνακα 6.3 προσδιορίζεται η σπουδαιότητα της κατασκευής ( $\Sigma 1$ ,  $\Sigma 2$ ,  $\Sigma 3$ ,  $\Sigma 4$ ).
3. Από τον Πίνακα 6.4 προσδιορίζεται η βαθμίδα της επιτελεστικότητας (S, A, B, C)
4. Από τον Πίνακα 6.5 προσδιορίζεται το επίπεδο της αποδεκτής σεισμικής βλάβης υπό μορφή παραμένουσας οριζόντιας μετατόπισης και στροφής του κρηπιδοτοίχου
5. Γίνεται σχεδιασμός του κρηπιδοτοίχου με βάση την συμβατική ψευδοστατική μέθοδο
6. Από τις τιμές του αριθμού κρούσεων  $N$  της δοκιμής SPT, εκτιμάται η σχετική πυκνότητα του εδάφους
7. Για την κατασκευή που σχεδιάστηκε στο βήμα 5, προσδιορίζονται οι οριζόντιες μόνιμες παραμορφώσεις από τα διαγράμματα των Σχημάτων 5.2-5.3 (Εναλλακτικά, είναι δυνατή η χρήση των διαγραμμάτων 5.6-5.7 με βάση την τιμή του αριθμού κρούσεων  $N$  της δοκιμής SPT)
8. Από τα διαγράμματα των Σχημάτων 5.12-5.13 γίνεται η διόρθωση του λόγου  $d/H$  για το πάχος  $D_1$  του στρώματος της θεμελιώσεως.
9. Από τα διαγράμματα των Σχημάτων 5.14-5.15 γίνεται η διόρθωση του λόγου  $d/H$  για τον λόγο πλάτους προς ύψος του τοίχου  $W/H$
10. Η τελική τιμή του λόγου  $d/H$  συγκρίνεται με τις τιμές του διαγράμματος του Σχήματος 6.2
11. Αν ο βαθμός της επιθυμητής επιτελεστικότητας δεν επαρκεί τότε γίνεται ανασχεδιασμός για την προσαρμογή των μόνιμων παραμορφώσεων στα επιθυμητά όρια.

## 6.8 Παράδειγμα

1. Από τα σεισμολογικά δεδομένα της περιοχής που θα κατασκευασθεί ένας νέος λιμένας προκύπτει ότι ο σεισμός EQ1 αντιστοιχεί σε μέγιστη επιτάχυνση 0.15g και ο σεισμός EQ2 σε μέγιστη επιτάχυνση 0.30g στο βραχώδες υπόβαθρο. Τα μεγέθη των σεισμών από τους οποίους προκύπτουν οι δύο μέγιστες τιμές επιτάχυνσης είναι 6 και 7 αντίστοιχα. (Πίνακας 6.1)
2. Η σπουδαιότητα της λιμενικής κατασκευής είναι Σ3 (Πίνακας 6.3)
3. Το επιθυμητό επίπεδο σεισμικής συμπεριφοράς είναι Α. (Πίνακας 6.4)
4. Από τον Πίνακα 6.5 ή Σχήματα 6.2 - 6.3 προσδιορίζεται το επίπεδο της αποδεκτής σεισμικής βλάβης υπό μορφή παραμένουσας οριζόντιας μετατόπισης και στροφής του κρηπιδοτόιχου.



Σχήμα 6.4 Γεωμετρία του προτεινόμενου κρηπιδότοιχου.

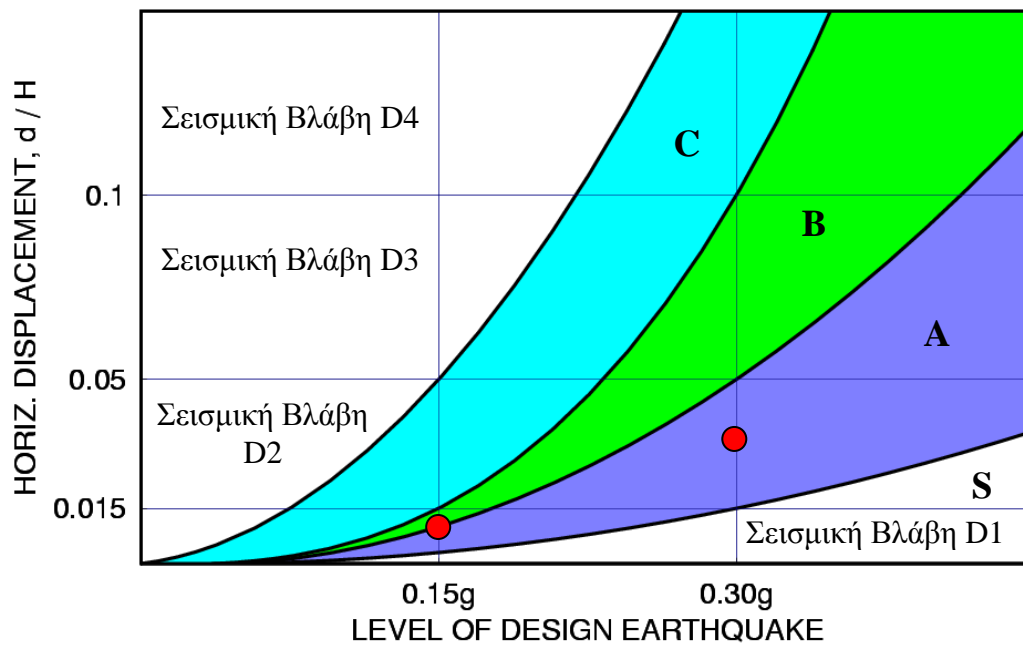
5. Η προτεινόμενη γεωμετρία του τοίχου παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.4 με βάση την οποία γίνεται ο έλεγχος του σχεδιασμού του με βάση την ψευδοστατική μέθοδο (PIANC 2001). Από την μέγιστη επιτάχυνση στο βραχώδες υπόβαθρο  $EQ1=0.15g$  προκύπτει μέσω μονοδιάστατης δυναμικής ανάλυσης ότι η επιτάχυνση στη επιφάνεια του εδάφους είναι  $0.25g$ . Η ισοδύναμος μέσος σεισμικός συντελεστής είναι ίσος προς

$$k_e = 0.6 \left( \frac{a_{\max}}{g} \right) = 0.15$$

Υπολογίζεται ο διορθωμένος σεισμικός συντελεστής είναι ίσος προς  $k'_h$  και εν συνεχεία οι συντελεστές ασφαλείας για ανατροπή και ολίσθηση, οι οποίοι προκύπτουν επαρκείς για τον ψευδοστατικό σχεδιασμό. Επίσης η μέγιστη τάση στη βάση του θεμελίου είναι μικρότερη της φέρουσας ικανότητας του εδάφους. Συνεπώς για τον σεισμό EQ1 ο σχεδιασμός επαρκεί.

6. Από τις τιμές του αριθμού κρούσεων  $N$  της δοκιμής SPT και την διάμετρο  $D_{50}$ , εκτιμάται η σχετική πυκνότητα του εδάφους. Δίδεται ότι η ισοδύναμη τιμή του αριθμού κρούσεων SPT  $N_{1,73}$  του εδάφους θεμελίωσης και του αντιστηριζομένου εδάφους ίση προς 16 ( $\sigma'_{v0} = 65$  kPa και ποσοστό ενέργειας SPT = 73 %). Η διάμετρος  $D_{50}$  είναι ίση προς 0.5 mm. Από το διάγραμμα του Σχήματος 5.2 προκύπτει ότι η σχετική πυκνότητα  $D_r$  είναι ίση προς 60%.
7. Από το διάγραμμα του Σχήματος 5.3 προκύπτει ότι για μέγιστη επιτάχυνση  $0.15g$  η οριζόντια μετατόπιση είναι  $d/H=0.01$  και για μέγιστη επιτάχυνση  $0.30g$  η οριζόντια μετατόπιση είναι  $d/H=0.035$ . Οι τιμές αυτές αντιστοιχούν σε  $d = 0.46$  m και  $1.2$  m αντίστοιχα.
8. Ο λόγος  $D_1/H$  είναι ίσος προς 1.15 και συνεπώς δεν χρειάζεται διόρθωση για το πάχος του στρώματος θεμελίωσης.
9. Ο λόγος  $W/H$  είναι ίσος προς 0.63 και συνεπώς δεν χρειάζεται διόρθωση για το πάχος του στρώματος θεμελίωσης.





**Σχήμα 6.5.** Διάγραμμα επιτελεστικότητας του λιμενικού κρηπιδοτοίχου στις βαθμίδες S, A , B και C με κριτήριο την οριζόντια μετατόπιση.

Όπως φαίνεται από το Σχήμα 6.5, ο κρηπιδότοιχος έχει επίπεδο επιτελεστικότητας A, αν και για το κριτήριο του πρώτου σεισμού (EQ1 = 0.15g) είναι στο όριο της περιοχής B.

## 7. Βιβλιογραφία

- **Arulanandan, K. and Scott, R. F. (1993)**, “Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems”, UC Davis, Balkema, Rotterdam.
- **Arulmoli, K., Muraleetharan, M., Hossain, M and Fruth, L. (1992)**, “Verification of Liquefaction Analyses by Centrifuge Studies Laboratory Testing Program Soil Data Report”, Report, *The Earth Technology Corporation*, Long Beach, California.
- **Castro G (1969)**, “Liquefaction of sands,” Ph.D. Thesis, Harvard University, Harvard Soil Mechanics Series, No. 81, 1969.
- **Chan, A.H.C., Zienkiewicz, O.C. and Pastor, M. (1987)**, “Transformation of Incremental Plasticity Relation from Defining Space to General Cartesian Stress Space”, *International Report CR/592/87*, Inst. Num. Meth. Eng., Dept. Civil Engineering, Univ. College, Swansea, U.K.
- **Cubrinowski M and K. Ishihara (1999)**, “Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils,” *Soils and Foundations*, Vol. 39, No. 5, pp. 61-71.
- **Cubrinowski M and K. Ishihara (2000)**, “Flow potential of sandy soils with different grain compositions,” *Soils and Foundations*, Vol. 40, No. 4, pp. 103-119, Aug. 2000.
- **Cubrinowski M and K. Ishihara (2001)**, “Correlation between penetration resistance and relative density of sandy soils,” *Proc. of ISSMFE Conf, Istanbul*, Turkey, pp. 393-396, pp. 2001.
- **Dakoulas, P. and Eltaher, A. (1998)**, “Hybrid FE-BE Formulation for Coupled Dynamic Poro-Elastoplastic Analysis of Soil-Structure Systems,” Rice University Report, Houston, Texas, 257 pp.
- **Dakoulas, P. (2003)**, “Seismic Analysis of Gravity Quay Walls”, Proceedings of Intern. Workshop on Prediction and Simulation in Geomechanics, 14-15 October 2003, Athens, Greece.
- **Ντακούλας, Π. (2003)**, «Βαθμονόμηση και Επιβεβαίωση Καταστατικού Προσομοιώματος για μη Συνεκτικά Εδάφη», Ερευνητική Εργασία, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος
- **Dickenson et al. (1998)**, “Seismically-Induced Deformations of Caisson Retaining Walls in Improved Soils”, *Proceeding of Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III*, Geotechnical Special Publication, ASCE, No.75, Vol.2, p.1071-1082.
- **EQE (1995)**, “ *The January 17, 1995 Kobe Earthquake*”, Summary Report, April 1995.
- **Finn, L. W. (2000)**, “Post-Liquefaction Flow Deformations”, Proceedings of the GeoDenver Conference on Soil Dynamics and Liquefaction 2000, Geotechnical Special Publication No. 107, Pak and Yamamuro, Editors, Denver, Co, ASCE, 108-122.

- **Fujiwara, T., Horikoshi, K. and Sueoka, T. (1999)**, “Centrifuge Modeling of Dynamic Earth Pressure Acting on Gravity Type Wall during Large Earthquake”, *Proceeding of the 2<sup>nd</sup> International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Lisbon, Portugal.
- **Ghalandarzadeh, A., Orita, T., Towhata, I. and Yun, F. (1998)**, “Shaking Table Tests on Seismic Deformation of Gravity Quay Walls”, *Special issue of Soils and Foundations*, p.115-132.
- **Iai, S., Matsunaga, Y., Miyata, M., Morita, T. and Sakurai, H. (1994)**, “Area of Ground Compaction as Remediation against Liquefaction”, *Proceeding of the 4<sup>th</sup> US-Japan Workshop on Soil Liquefaction*, p.273-283.
- **Iai, S., Sugano, T., Ichii, K., Morita, T., Inagaki, H. and Inatomi, T. (1996)**, “Performance of Caisson Type Quay Walls”, *Special issue of Soils and Foundations*, p.181-207.
- **Iai, S., Ichii, K., Liu, H. and Morita, T. (1998)**, “Effective Stress Analyses of Port Structures”, *Special issue of Soils and Foundations*, p.97-114.
- **Iai, S. (1998)**, “Seismic Analysis and Performance of Retaining Structures”, *Proceeding of Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III*, P. Dakoulas, M. Yegian, R. Holtz (editors), ASCE, Special Publication, 75, Vol. II, pp. 1020-1044, Aug. 1998..
- **Iai, S, K. Ichii, H. Liu, T. Morita (1998)**, “Effective stress analysis of port structures,” *Soils and Foundations, Secial. Issue of Geot. Aspects of the Jan. 17, 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake*, Vol. 2, pp. 97-117, Sept. 1998.
- **Ichii, K., Iai, S. and Morita, T. (1999)**, “Performance of the High Seismic Resistance Quay Wall”, *Proceeding of the 2<sup>nd</sup> International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Lisboa, Portugal.
- **Inagaki, H., Iai, S., Sugano, T., Yamazaki, H. and Inatomi, T. (1996)**, “Performance of Caisson Type Quay Walls at Kobe Port”, *Special issue of Soils and Foundations*, p.119-136.
- **Ishihara K. (1993)**, “Liquefaction and flow failure during earthquakes”, *Geotechnique*, Vol. 43 (3), pp. 351-415.
- **Ishihara K., Tatsuoka F., Yasuda S. (1975)**, “Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses”, *Soils and Foundations*, 15(1): 29-44.
- **Itasca Consulting Group, Inc. (1999)**, “FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) Command and fish reference summary”
- **Japanese Bureau of Ports and Harbours (1989)**, *Earthquake Resistant Design for Quaywalls and Piers in Japan*.
- **Konrand J.-M. (1988)**, “Minimum undrained strength of two sands”, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.. 116 (6), pp. 932-947.
- **Kramer S. (1989)**, “Uncertainty in steady-state liquefaction evaluation procedures”, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.. 115 (10), pp. 1402-1419.

- **Kramer, S. (1996)**, *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, Inc.
- **Miura, K., Kohama, E., Kurita, S., Ohtsuka, N. and Yoshida, N. (1997)**, “Behavior of Gravity Type Quay Wall during Earthquake Observed in Model Shaking Table Test”, *Proceedings of 7<sup>th</sup> International Offshore and Polar Engineering Conference*, Vol.1, p.683-688.
- **NCEER (1985)**, “Liquefaction of soils during earthquakes”, *Nat. Acad. Pres. Rep. No. CETS-EE-001*, National Research Council, Committee on Earthquake Engineering, Washington D.C.
- **Pastor, O. Zienkiewicz, and C. H. Chan (1990)**, “Generalized Plasticity and the Modeling of Soil Behavior”, *Int. J. Num. and Anal. Meth. in Geomech.*, Vol. 14, pp. 151-190, 1990.
- **PIANC (2001)**, “*Seismic Design Guidelines for Port Structures*”, International Navigation Association, ISBN 90-265-1818-8, Balkema, Tokyo, pp. 324, 2001.
- **Sekiguchi, H., Koyama, M., Takebe, A., Yamada, H. and Miyamoto, J. (1999)**, “Aseismic Reinforcement of Gravity-Type Quay Walls”, *Proceeding of the 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Lisbon, Portugal.
- **Silver, M. L. and Seed H. B. (1971)**, “Volume Changes in Sands during Cyclic Loading”, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, p. 1171-1182.
- **Stark, T. D., Mesri, G. (1991)**, “Undrained Shear Strength of Liquefied Sands for Stability Analysis”, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE Vol 118 (11), November 1992
- **Steedman, R. S. and Zeng, X. (1990)**, “The Displacement of Retaining Walls during Earthquakes”, *Geotechnique*.
- **Sugano, T., Mitoh, M. and 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*, Ministry of Transport, No.813
- **Towhata, I., Ghalandarzadeh, A., Sundarraj, K. P. and Vargas-Monge, W. (1996)**: “Dynamic Failures of Subsoils Observed in Waterfront Areas”, *Special issue of Soils and Foundations*, p.149-160.
- **Vaid Y. P. and Thomas J. (1995)**, “Liquefaction and post-liquefaction behavior of sand”, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.. 121 (2), pp. 163-173.
- **VELACS (1993)** “Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems”, Arulanandan, K. and Scott, R. F. (Eds), UC Davis, Balkema, Rotterdam.
- **Watanabe, K., Maeda, T., Kobayashi, Y. and Towhata, I. (1999)**, “Shaking Table Tests on Seismic Earth Pressure Exerted on Retaining Wall Model”, *Proceeding of 2<sup>nd</sup> International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Lisboa, Portugal.
- **Whitman, R. V. and Liao, S. (1984)**, “Seismic Design of Gravity Retaining Walls”, *Proceedings of 8<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, Vol.3,

p.533-540.

- **Whitman, R. V. (1990)**, “Seismic Design and Behavior of Gravity Retaining Walls”, *Design and Performance of Earth Retaining Structures*, ASCE, GT Special Publication, No.52, pp. 817-842.
- **Zeng X. and Arulanandan K. (1995)**, “Modeling lateral sliding of slope due to liquefaction of sand layer”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 121 (11), pp. 814-816.
- **Zeng, X. (1993)**, “Experimental Results of Model No.11”, *Proceedings of Symp. on Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems*, Vol.1, p. 895-908.
- **Zienkiewicz, O.C., Pastor, M., Chan, C. and Xie, Y. (1991)**, “*Computational Approaches to the Dynamics and Statics of Saturated and Unsaturated Soils*”, Adv. Geot. Anal., Devel. in SMFE 4, Banerjee P. & Butterfield R. (ed.), Elsevier, pp. 151-190.
- **Zienkiewicz, O.C., Pastor, M., Chan, C. and Xie, Y. (1991)**, “*Computational Approaches to the Dynamics and Statics of Saturated and Unsaturated Soils*”, Adv. Geot. Anal., Devel. in SMFE 4, Banerjee P. & Butterfield R. (ed.), Elsevier, 151-190.
- **Zienkiewicz, O.C., Chan, C., Pastor, M., Schrefler, B.A. and Shiomi, T. (1999)**, “*Computational Geomechanics with Special Reference to Earthquake Engineering*”, John Wiley, NY, p 383.
- **Zienkiewicz O. C., Chan A. H. C., Pastor M., Paul D. K. and Shiomi T. (1990)**, “Static and dynamic behaviour of soils: A rational approach to quantitative solutions. I. Fully saturated problems”, *Proc. Royal Society of London Series A*, No. 429, pp. 285-309.
- **Zienkiewicz, O.C., Pastor, M. and Xie, Y.M. (1991)**, “Constitutive Modelling of Soils and Computation of Earthquake Damage and Liquefaction”, *Proceedings of 2<sup>nd</sup> International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Missouri.

## **Μέρος Β**

### **Επιφανειακές Θεμελιώσεις**

# 1. Εισαγωγή

## 1.1 Αντικείμενο - Αναγκαιότητα

Η ρευστοποίηση χαλαρών μη-συνεκτικών εδαφών (άμμοι, αμμοχάλικα, ιλυώδεις άμμοι, αμμώδεις ιλύες) αποτελεί μια από τις σημαντικότερες και πιο καταστροφικές συνέπειες ενός σεισμού. Η ανάπτυξη υδατικών υπερπίεσεων, και η αντίστοιχη μείωση των ενεργών τάσεων κατά τη διάρκεια μιας έντονης σεισμικής διέγερσης, μπορεί να οδηγήσει σε μερική ή ολική απώλεια της διατμητικής αντοχής του εδάφους με καταστροφικές συνέπειες για τις γεωκατασκευές που βρίσκονται επί αυτού. Αστοχίες επιφανειακών και βαθιών θεμελιώσεων και φαινόμενα πλευρικής εξάπλωσης (lateral spreading) αποτελούν μερικές μόνο από τις σημαντικότερες συνέπειες αυτού του φαινομένου.



**Σχήμα 1.1:** Αστοχία επιφανειακής θεμελιώσης λόγω ρευστοποίησης στο σεισμό του Adapazari - Τουρκία (1999)

Η αστοχία επιφανειακών θεμελιώσεων λόγω ρευστοποίησης ήταν ο κύριος λόγος καταστροφών σε αρκετούς μεγάλους σεισμούς όπως στο Adapazari της Τουρκίας το 1999 (Σχήμα 1.1), στο Kobe της Ιαπωνίας το 1995 και στις Φιλιππίνες το 1990. Η ανάγκη μελέτης του

φαινομένου αυτού φαίνεται συνεπώς επιτακτική και με ιδιαίτερο πρακτικό ενδιαφέρον. Επισημαίνεται όμως ότι, αν και αυτού του είδους οι αστοχίες έχουν δραματικά αποτελέσματα, δεν υπάρχει μέχρι στιγμής γενικώς αποδεκτή μεθοδολογία υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας και των αντίστοιχων καθιζήσεων η οποία να λαμβάνει συστηματικά υπόψη το φαινόμενο της ρευστοποίησης κάτω από το θεμέλιο. Αντίθετα, μέχρι στιγμής στη βιβλιογραφία έχουν αναπτυχθεί και παρουσιαστεί πληθώρα από μεθοδολογίες εκτίμησης τόσο του κινδύνου ρευστοποίησης (Seed et al. 1983) όσο και των προκαλούμενων καθιζήσεων (Ishihara and Yoshimine 1992) για συνθήκες ελεύθερου πεδίου (μακριά από το θεμέλιο). Επίσης τα πειράματα που έχουν γίνει (κυρίως σε σεισμική τράπεζα ή φυγοκεντρική) και αφορούν στο μηχανισμό ρευστοποίησης κάτω από μια επιφανειακή θεμελίωση (Yoshimi and Tokimatsu 1977, Liu and Dobry 1997) αν και μπορούν να καθορίσουν τις σημαντικές παραμέτρους που πρέπει να ληφθούν υπόψη για τη μελέτη του φαινομένου, εξαιτίας του μικρού τους αριθμού δεν κρίνονται επαρκή για την ανάπτυξη εμπειρικών μεθοδολογιών σχεδιασμού.

## ***1.2 Προηγούμενη έρευνα***

Μέχρι στιγμής στη βιβλιογραφία παρουσιάζονται μόνο αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών και αναλύσεων ιστορικών περιστατικών τα οποία καθορίζουν τις σημαντικές παραμέτρους που πρέπει να ληφθούν υπόψη για τη μελέτη του φαινομένου. Έλλειψη υπάρχει όμως σε μεθοδολογίες που λαμβάνουν υπόψη τις παραπάνω παραμέτρους και δίνουν διαγράμματα υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας, έτσι ώστε να βοηθήσουν στο σχεδιασμό. Έλλειψη επίσης παρατηρείται και στην χρήση αριθμητικών κωδίκων, οι οποίοι είναι ευρέως διαθέσιμοι και θα μπορούσαν επομένως να χρησιμοποιηθούν για την προσομοίωση του φαινομένου.

Αποτελέσματα δοκιμών τόσο σε σεισμική τράπεζα (Yoshimi and Tokimatsu, 1977), όσο και σε “φυγοκεντρική” (Liu and Dobry, 1997) δείχνουν ότι κάτω από το θεμέλιο ο μηχανισμός ρευστοποίησης είναι πολύ διαφορετικός από ότι συμβαίνει μακριά από αυτό. Ένας από τους σημαντικότερους παράγοντες που επιδρούν τόσο στις αναπτυσσόμενες υδατικές υπερπίεσεις όσο και στις συνεπαγόμενες καθιζήσεις αποδεικνύεται ότι είναι το πλάτος της θεμελίωσης, αύξηση του οποίου συνεπάγεται μείωση των καθιζήσεων, ανεξαρτήτως αριθμού ορόφων, παρουσίας υπογείου ή ύπαρξης κοντών πασσάλων τριβής (Yoshimi and Tokimatsu, 1977). Ανάλυση ιστορικών περιστατικών και σύγκριση με αποτελέσματα δοκιμών φυγοκεντρική (Liu and Dobry, 1997) ενισχύει την παραπάνω παρατήρηση, όπως επίσης ότι το πάχος της



ρευστοποιήσιμης στρώσης αποτελεί σημαντική παράμετρο που πρέπει απαραίτητα να ληφθεί υπόψη (Ishihara et al. 1993, Tokimatsu et al. 1994). Οι Men & Cui (1996) πρότειναν μία νέα μεθοδολογία για την εκτίμηση ρευστοποίησης σε έδαφος υποκείμενο κατασκευών με δύο σειρές αναλύσεων με πεπερασμένα στοιχεία την οποία και επαλήθευσαν.

Επιπρόσθετα, οι Ishihara et al. (1993) ύστερα από εξέταση των γεωτεχνικών δεδομένων στις περιοχές που υπέστησαν ρευστοποίηση κατά το σεισμό των Φιλιπινών το 1990, προτείνουν διάγραμμα που εκτιμά το ενδεχόμενο επιφανειακής εκδήλωσης αστοχίας λόγω ρευστοποίησης στην περίπτωση που μια μη-ρευστοποιήσιμη στρώση υπέρκειται μιας ρευστοποιήσιμης. Η εκτίμηση γίνεται λαμβάνοντας υπόψη τα αντίστοιχα πάχη, ορίζοντας συνεπώς ως σημαντική παράμετρο και το πάχος της μη-ρευστοποιήσιμης στρώσης.

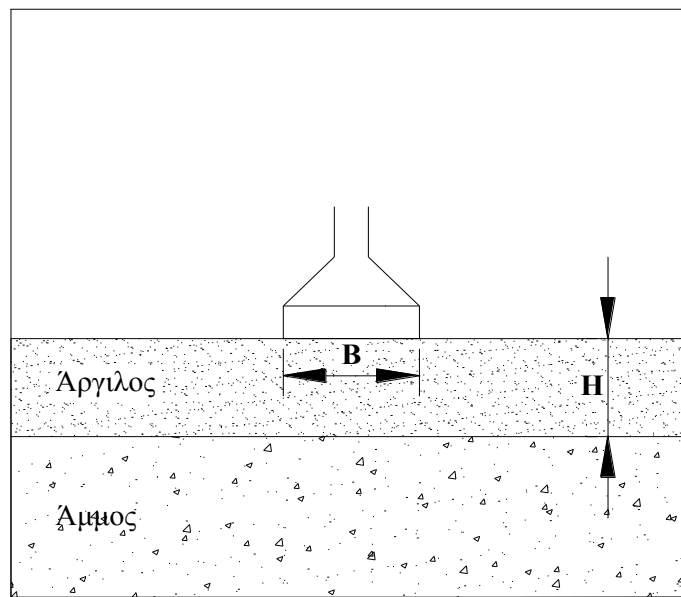
Μια πρώτη προσπάθεια ποσοτικοποίησης της επίδρασης των παραπάνω παραμέτρων στις προκύπτουσες καθιζήσεις λόγω ρευστοποίησης έχει γίνει από τους Kawasaki et al. (1998) οι οποίοι εκτελώντας μια σειρά δοκιμών φυγοκεντριστή, προτείνουν μια εμπειρική σχέση η οποία δίνει την αναμενόμενη καθίζηση αν ληφθούν υπόψη μεταξύ άλλων τα πάχη ρευστοποιήσιμης και μη-ρευστοποιήσιμης στρώσης, η πυκνότητα του εδαφικού υλικού, η κοκκομετρία, το πλάτος θεμελίωσης, ο αριθμός κύκλων φόρτισης και η ένταση της σεισμικής διέγερσης (μέγιστη εδαφική επιτάχυνση).

Στα πλαίσια του προγράμματος VELACS (VERification of Liquefaction Analysis with Centrifuge Studies - 1997) που έγινε σε συνεργασία επτά μεγάλων πανεπιστημίων (έξι στην Αμερική και το πανεπιστήμιο Cambridge της Αγγλίας) με στόχο την περαιτέρω μελέτη του φαινομένου της ρευστοποίησης, έγινε μία σειρά από δοκιμές με φυγοκεντριστή, οι οποίες έριξαν φως στους μηχανισμούς της δημιουργίας της ρευστοποίησης, της απόκρισης του εδάφους σε συνθήκες ρευστοποίησης και την επιρροή της στην επιφανειακή ταχύτητα και στην παραμόρφωση του εδάφους. Και αυτή η προσπάθεια όμως δεν οδήγησε στην καθιέρωση πρακτικών μεθόδων σχεδιασμού.

Οι αντισεισμικοί κανονισμοί (π.χ. ΕΑΚ 2000, EC8) μέχρι στιγμής προτείνουν την εκτίμηση τόσο της φέρουσας ικανότητας όσο και των αντίστοιχων καθιζήσεων ψευδοστατικά, απομειώνοντας τα μηχανικά χαρακτηριστικά του εδαφικού υλικού ανάλογα με τις υδατικές υπερπιέσεις που αναμένονται να εμφανιστούν και προτείνοντας την εκ νέου στατική επίλυση με τα μειωμένα πλέον χαρακτηριστικά. Η λογική αυτή χρησιμοποιείται επίσης και στις δύο

μεθοδολογίες που έχουν προταθεί μέχρι στιγμής στη βιβλιογραφία από τους Cascone & Bouckovalas (1998) και Yasuda et al. (2001).

Συγκεκριμένα, οι Cascone & Bouckovalas (1998) προτείνουν διαγράμματα σχεδιασμού και εκτίμησης της φέρουσας ικανότητας για την περίπτωση όπου μια μη-ρευστοποιήσιμη συνεκτική στρώση υπέρκειται μιας ρευστοποιήσιμης (Σχήμα 1.2). Στην προτεινόμενη μεθοδολογία λαμβάνονται υπόψη οι περισσότεροι από τους παράγοντες που κρίθηκαν σημαντικοί, όπως διατυπώθηκε προηγουμένως, και συγκεκριμένα τα πάχη των στρώσεων, η πυκνότητα του εδαφικού υλικού και το πλάτος θεμελίωσης. Οι αναμενόμενες υδατικές υπερπίεσεις υπολογίζονται είτε εργαστηριακά είτε μέσω εμπειρικών συσχετίσεων που έχουν προκύψει από πειραματικά δεδομένα (Bouckovalas et al. 1984, 1986, 1991, Εγγλέζος & Μπουκοβάλας 2001, Εγγλέζος 2001), όπου λαμβάνεται υπόψιν και η ένταση της σεισμικής διέγερσης μέσω των κύκλων φόρτισης.



**Σχήμα 1.2:** Περίπτωση κατά την οποία μια ρευστοποιήσιμη στρώση υπόκειται μιας μη-ρευστοποιήσιμης

Η μέθοδος αυτή καταλήγει στον ορισμό ενός συντελεστή  $\zeta$  ο οποίος ισούται με το λόγο της φέρουσας ικανότητας του θεμελίου για την περίπτωση του δίστρωτου σχηματισμού ως προς την αντίστοιχη φέρουσα ικανότητα για την περίπτωση κατά την οποία το υπέδαφος θα αποτελούνταν από μια ενιαία μη-ρευστοποιήσιμη στρώση αργίλου. Ταυτόχρονα υπολογίζει και ένα κρίσιμο πάχος μη-ρευστοποιήσιμης στρώσης (ανάλογο του πλάτους του θεμελίου και της συνοχής του υπερκείμενου στρώματος) πέρα από το οποίο τυχόν ρευστοποίηση του

υποκείμενου εδάφους δεν επηρεάζει τελικά τη φέρουσα ικανότητα της επιφανειακής θεμελίωσης.

Αντίστοιχα, οι Yasuda et al. (2001) προτείνουν την εκτίμηση των αναμενόμενων καθιζήσεων με τη βοήθεια κώδικα πεπερασμένων στοιχείων και επίλυση σε τρία διαδοχικά στάδια. Στο πρώτο στάδιο γίνεται στατική επίλυση με βάση τα αρχικά χαρακτηριστικά του εδάφους και καταγραφή των αρχικών μετατοπίσεων. Στο δεύτερο στάδιο υπολογίζεται η μείωση του μέτρου διατμήσεως λόγω ρευστοποίησης και γίνεται εκ νέου στατική επίλυση έτσι ώστε να υπολογιστούν οι μετατοπίσεις που αντιστοιχούν στα απομειωμένα χαρακτηριστικά. Τέλος στο τρίτο στάδιο, υπολογίζονται οι μετατοπίσεις λόγω ρευστοποίησης ως τη διαφορά των μετατοπίσεων μεταξύ του δευτέρου και πρώτου σταδίου. Τα αποτελέσματα συγκρίνονται με τα αντίστοιχα της εμπειρικής σχέσης που δίνεται από τους Kawasaki et al. (1998) όπου παρατηρείται ικανοποιητική συμφωνία με βασικό μειονέκτημα όμως της μεθόδου την αδυναμία σωστής ποιοτικής και ποσοτικής εκτίμησης της επίδρασης του πλάτους θεμελίωσης στο μέγεθος των καθιζήσεων. Θα πρέπει επιπλέον να τονιστεί ότι η μεθοδολογία αυτή οδηγεί έμμεσα μόνον σε εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας.

Για την αριθμητική προσομοίωση της συμπεριφοράς θεμελιώσεων επί ρευστοποιημένης άμμου δεν υπάρχουν πολλές αναφορές στην βιβλιογραφία. Πολύτιμες πληροφορίες προσφέρουν οι Beaty & Byrne (2000) οι οποίοι κάνουν δυναμική ανάλυση ρευστοποίησης με το FLAC, χρησιμοποιώντας διαφοροποιημένο διάγραμμα τ-γ με παραμένουσα αντοχή. Το καταστατικό προσομοίωμα που χρησιμοποιούν μπορεί να αποτελέσει βάση για μετέπειτα δυναμική ανάλυση.

Συμπερασματικά, από τη βιβλιογραφική αναδρομή που προηγήθηκε, προκύπτει ότι το πρόβλημα φέρουσας ικανότητας και των καθιζήσεων επιφανειακών θεμελιώσεων υπό καθεστώς ρευστοποίησης έχει ήδη αρχίσει να απασχολεί την επιστημονική κοινότητα κατά την τελευταία δεκαετία. Το γεγονός αυτό τονίζεται σε σχέση με την επικαιρότητα της παρούσας έρευνας μιας και μέχρι πρόσφατα η συμμετοχή των επιστημόνων περιοριζόταν απλά και μόνο στην αναγνώριση του κινδύνου ρευστοποίησης και όχι στην αποτίμηση των συνεπειών της. Το δεύτερο στοιχείο που προκύπτει από τη βιβλιογραφική έρευνα είναι ότι οι διαθέσιμες μεθοδολογίες υπολογισμού φέρουσας ικανότητας και καθιζήσεων θεμελιώσεων αποτελούν μάλλον απλοποιητικές προσεγγίσεις του φαινομένου χωρίς ιδιαίτερες αξιώσεις ποσοτικής ακρίβειας. Εκτιμάται ότι η μεθοδολογία πλήρους συζευγμένης προσομοίωσης όλων των σημαντικών παραμέτρων του προβλήματος (αδρανειακή φόρτιση ανωδομής – εδάφους,

ανάπτυξη υπερπίεσης πόρων και δυναμικός χαρακτήρας αστοχίας) θα βοηθήσει αποτελεσματικά τόσο στη πλήρη κατανόηση του μηχανισμού όσο και στη διατύπωση πρακτικών μεθόδων σχεδιασμού.

### **1.3 Σκοπός παρούσας έρευνας**

Στόχος της παρούσας ερευνητικής εργασίας είναι η περαιτέρω διερεύνηση και επέκταση της μεθοδολογίας των Cascone & Bouckovalas (1998) για την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας επιφανειακών θεμελιώσεων υπό καθεστώς ρευστοποίησης. Πιο συγκεκριμένα, η περίπτωση που εξετάζεται είναι αυτή ενός επιφανειακού θεμελίου εδραζόμενου επί δύο στρωμάτων, εκ των οποίων το υπερκείμενο είναι μη-ρευστοποιήσιμη άργιλος και το υποκείμενο ρευστοποιήσιμη άμμος. Αυτό που μας απασχολεί κυρίως είναι η εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας ακριβώς μετά το πέρας του σεισμού και τη ρευστοποίηση του στρώματος άμμου. Η ανάλυση γίνεται θεωρώντας ψευδο-στατικές συνθήκες αστοχίας, παραδοχή λογική εφόσον τα δυναμικά φαινόμενα έχουν ολοκληρωθεί.

Με αυτό τον στόχο εκτελέστηκαν οι εξής επιμέρους εργασίες:

- (α) Επανεξετάζονται οι παραδοχές της ανωτέρω μεθοδολογίας και παρουσιάζονται προτάσεις βελτίωσης των αναλυτικών σχέσεων για την πιο σωστή, ποσοτική προσέγγιση του φαινομένου (π.χ. χρήση διορθωτικού συντελεστή για να ληφθεί υπόψη η επίδραση του βάθους του στρώματος αργίλου).
- (β) Παρουσιάζεται μια νέα εναλλακτική θεώρηση προσέγγισης ψευδοστατικά της ρευστοποίησης εδαφικής στρώσεως, με μείωση του ειδικού βάρους  $\gamma^*$  σε αντιδιαστολή με τη μείωση της γωνίας τριβής  $\phi^*$  και αναλύεται η επίδραση της στα αποτελέσματα.
- (γ) Λαμβάνεται υπόψη η παραμένουσα διατμητική αντοχή της ρευστοποιημένης άμμου τόσο στην προσομοίωση με απομείωση της γωνίας τριβής ( $\phi^*$ ) όσο και στην προσομοίωση με απομείωση του φαινομένου ειδικού βάρους της άμμου ( $\gamma^*$ ).
- (δ) Γίνεται βελτιωμένη προσομοίωση της επιφάνειας αστοχίας στην άμμο με την εισαγωγή μίας γωνίας  $\alpha$ , η οποία επιτρέπει την απόκλιση από την κατακόρυφο της επιφάνειας αστοχίας στην άργιλο.

- (ε) Οι αναλυτικές σχέσεις που προτείνονται σε αυτή τη μεθοδολογία συγκρίνονται για την ποιοτική και ποσοτική επαλήθευσή τους με έναν μεγάλο αριθμό αποτελεσμάτων αριθμητικών αναλύσεων οι οποίες εκτελέστηκαν με τη βοήθεια του κώδικα πεπερασμένων διαφορών FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua).
- (στ) Γίνεται σωρεία παραμετρικών αναλύσεων και προτείνονται διαγράμματα υπολογισμού του διορθωτικού συντελεστή  $\zeta$  και του κρίσιμου πάχους της αργίλου ( $H_{cr}$ ).

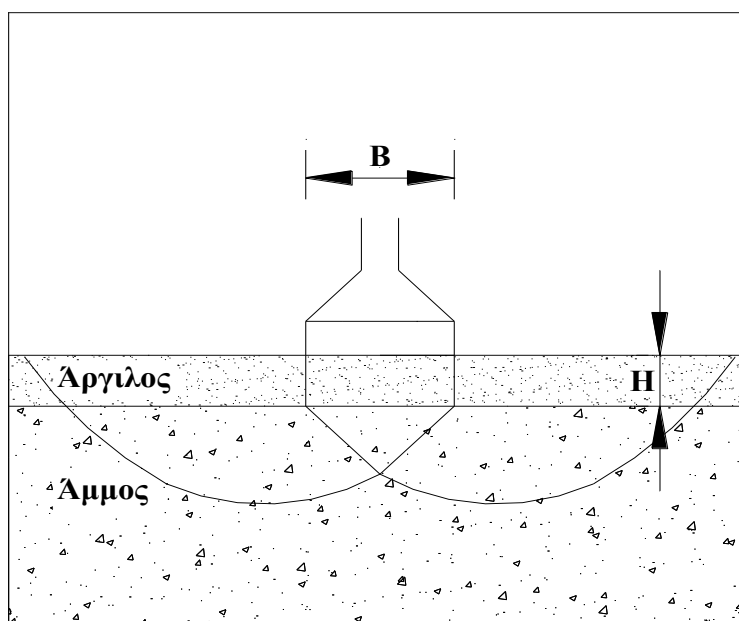
## **2. Βελτίωση της Μεθοδολογίας Cascone & Bouckovalas**

### **2.1 Συνοπτική περιγραφή μεθοδολογίας Cascone & Bouckovalas**

Η μεθοδολογία που αποτελεί το επίκεντρο της εργασίας αυτής παρουσιάστηκε αρχικά από τους Cascone & Bouckovalas (1998), και αναφέρεται στη φέρουσα ικανότητα έναντι ρευστοποίησης επιφανειακού θεμελίου εδραζόμενου επί δίστρωτου σχηματισμού. Η περίπτωση που μελετάται είναι αυτή μιας ρευστοποιημένης στρώσης άμμου η οποία υπόκειται επιφανειακής μη-ρευστοποιήσιμης αργιλικής στρώσης (σχήμα 2.1.1).

Τα βασικά βήματα υπολογισμού της μεθόδου είναι τα εξής:

- Υπολογισμός δυναμικών διατμητικών τάσεων ή παραμορφώσεων του εδαφικού στοιχείου στο οποίο εδράζεται η θεμελίωση
- Υπολογισμός των αντίστοιχων προκαλούμενων υπερπιέσεων πόρων που μπορούν να εκτιμηθούν είτε από πειραματικά δεδομένα είτε από εμπειρικές σχέσεις
- Υπολογισμός της «ισοδύναμης στατικής» φέρουσας ικανότητας του θεμελίου, επί αργιλικού εδάφους (αγνοώντας, δηλαδή, την ύπαρξη του στρώματος άμμου).
- Απομείωση της ανωτέρω φέρουσας ικανότητας λόγω ύπαρξης της υποκείμενης ρευστοποιήσιμης στρώσης άμμου, με την βοήθεια διορθωτικού συντελεστή  $\zeta$  ο οποίος δίνεται σε διαγράμματα συναρτήσεως των υδατικών υπερπιέσεων, της γωνίας τριβής της άμμου και του πάχους της αργιλικής στρώσης.



**Σχήμα 2.1:** Σύνθετη μορφή αστοχίας θεμελίου

Η όλη επίλυση βασίζεται στην παραδοχή ότι η απομείωση της αντοχής του ρευστοποιημένου εδάφους μπορεί να προσομοιωθεί από ένα έδαφος που ενώ διατηρεί στο σύνολο τις λοιπές ιδιότητες του αρχικού εδάφους, έχει χαμηλότερη γωνία τριβής  $\phi^*$ , της οποίας η τιμή είναι συνάρτηση της υπερπίεσης πόρων που έχει αναπτυχθεί στο υλικό. Για τον υπολογισμό της πίεσης πόρων που αναπτύσσεται λόγω της σεισμικής διέγερσης, χρησιμοποιείται ο εμπειρική σχέση :

$$U = 1 - [1 - (1 - a) \cdot U^*]^{\frac{1}{a}} \quad \text{για } a > 0 \quad (2.1)$$

ή

$$U = 1 - \frac{1}{\exp(U^*)} \quad \text{για } a = 0 \quad (2.2)$$

με

$$U^* = A \left( \frac{\sigma'_o}{p_a} \right)^{-a} \gamma_c^b N^d \quad (2.3)$$

όπου  $U$  το ποσοστό ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων ( $U = u/\sigma'_o$ ) μετά από  $N$  κύκλους συνεχούς διατμητικής έντασης, και  $A$ ,  $a$ ,  $b$ ,  $d$  παράμετροι που υπολογίστηκαν από στατιστική ανάλυση πειραμάτων, όπως έχει προταθεί από προηγούμενη έρευνα (Bouckovalas et al. 1984, 1986, 1991). Ενδεικτικές τιμές των παραμέτρων προτείνονται στον Πίνακα 2.1.

Παράμετρος	Άμμοι		Άργιλοι, ιλύες	
	Τριαγωνικές	Απλή Διατμητική	Τριαγωνικές	Απλή Διατμητική
A	1.54	1.00	0.50	0.23
a	0.22	0.22	0.00	0.00
b	1.19	1.19	1.61	1.61
d	0.50	0.40	0.50	0.50

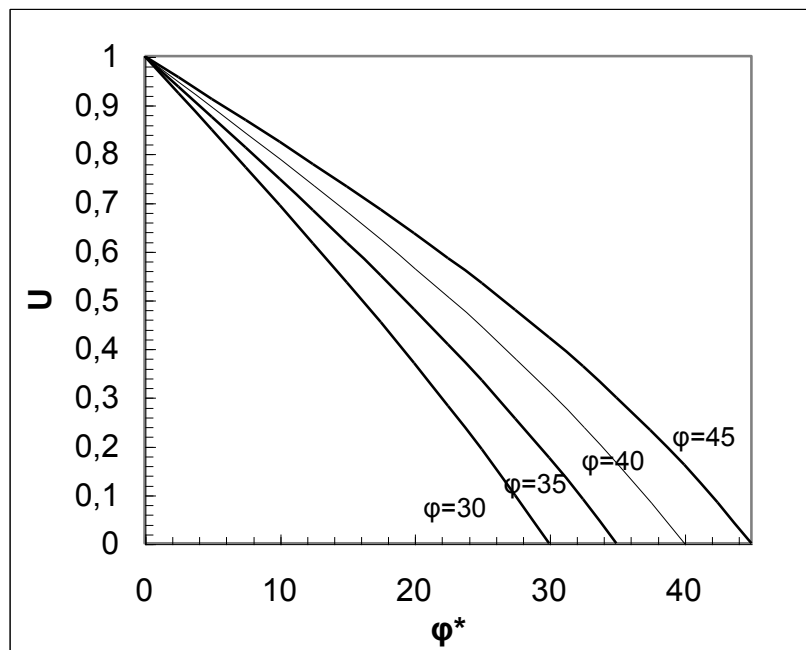
**Πίνακας 2.1:** Παράμετροι για τον υπολογισμό της υπερπίεσης πόρων κάτω από ανακυκλική φόρτιση

Η σχέση που συνδέει την γωνία  $\varphi^*$  με την αρχική γωνία  $\varphi$  είναι:

$$\tan \varphi^* = (1 - U) \tan \varphi \quad (2.4)$$

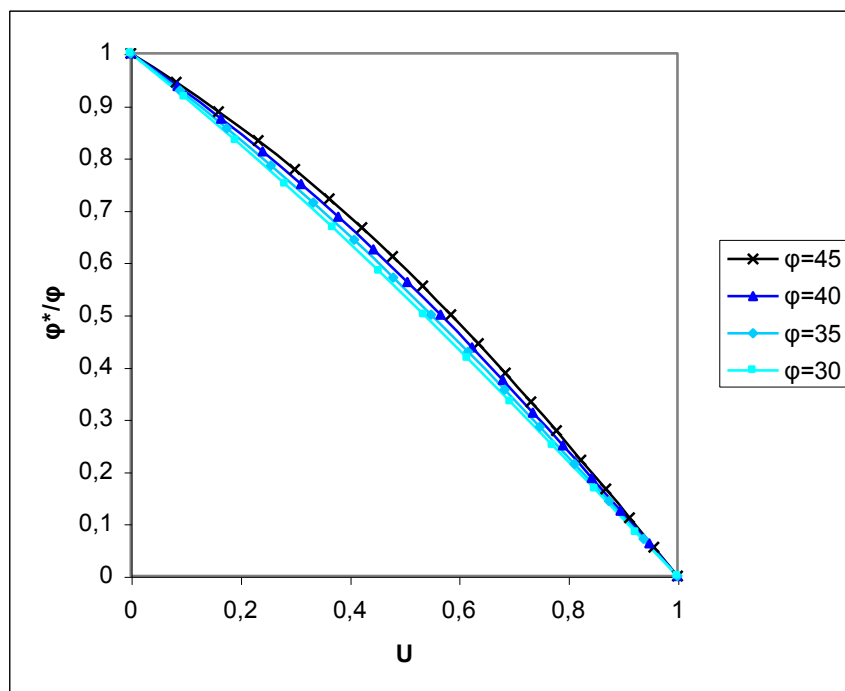
και απεικονίζεται γραφικά στα σχήματα 2.2, όπου φαίνεται η μεταβολή/απομείωση της γωνίας τριβής  $\varphi^*$  συναρτήσει του λόγου υπερπίεσης πόρων  $U$  για διάφορες αρχικές τιμές της

γωνίας τριβής  $\varphi$ . Στο σχήμα 2.2β μάλιστα φαίνεται ότι:  $\frac{\varphi^*}{\varphi} \approx \frac{\tan \varphi^*}{\tan \varphi} \approx 1 - U$



**Σχήμα 2.2α:** Μεταβολή απομειωμένης γωνίας  $\varphi^*$  συναρτήσει της υπερπίεσης πόρων  $U$  για διάφορες τιμές της αρχικής γωνίας τριβής  $\varphi$ .





**Σχήμα 2.2β:** Μεταβολή απομειωμένης γωνίας  $\varphi^*$  ως προς αρχική γωνία  $\varphi$  συναρτήσει της υπερπίεσης πόρων  $U$  για διάφορες τιμές της αρχικής γωνίας τριβής.

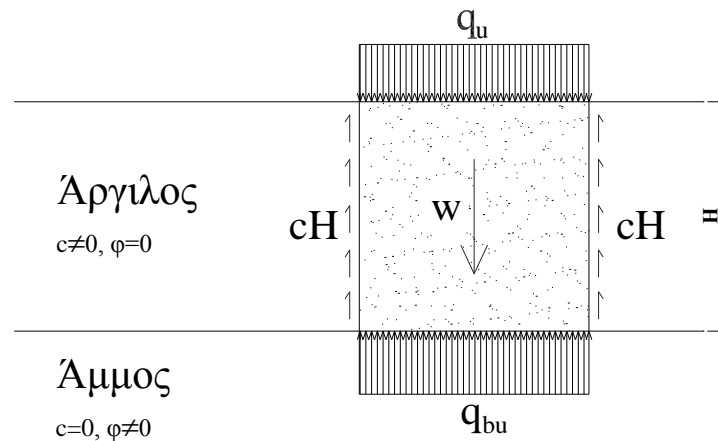
Οι αναλυτικές σχέσεις που χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας βασίζονται στην εργασία των Meyerhof & Hanna (1978) για την περίπτωση ενός «ασθενούς» εδαφικού στρώματος υποκειμένου ενός πιο «ισχυρού». Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή, αν το βάθος  $H$  του υπερκείμενου στρώματος είναι σχετικά μικρό ως προς το πλάτος του θεμελίου  $B$ , θα προκληθεί διείδυση του θεμελίου στο στρώμα της αργίλου (punching shear failure), ενώ στην συνέχεια θα παρατηρηθεί η κλασική μορφή αστοχίας (λογαριθμική σπείρα, wedge type failure), στο υποκείμενο στρώμα της άμμου. Η φέρουσα ικανότητα του θεμελίου σε αυτή τη περίπτωση προκύπτει ως το άθροισμα της αντοχής που προσφέρει η αργιλική στρώση λόγω συνοχής και της αντοχής που προσφέρει η υποκείμενη άμμος λόγω τριβής:

$$q_u = q_{p,u} + q_{b,u} \quad (2.5)$$

- όπου  $q_{p,u}$  το τμήμα της φέρουσας ικανότητας που οφείλεται στην διατμητική αντοχή του επιφανειακού στρώματος αργίλου και
- $q_{b,u}$  το τμήμα της φέρουσας ικανότητας που οφείλεται στην διατμητική αντοχή του υποκείμενου στρώματος άμμου

Για τον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής του επιφανειακού στρώματος αργίλου ( $q_{p,u}$ ) θεωρείται κατακόρυφη επιφάνεια αστοχίας και η αντοχή οφείλεται αποκλειστικά στην συνοχή

της αργίλου (σχήμα 2.3). Για τη φέρουσα ικανότητα της άμμου ( $q_{b,u}$ ) χρησιμοποιείται η κλασική θεωρία του Meyerhof (1963) και όχι σχέσεις όπως αυτές που προέκυψαν από νεότερες μεθόδους και πειράματα [Steven W. Perkins & Craig R. Madson (2000), Briaud & Gibbens (1994)], τόσο λόγω της απλότητας της εφαρμογής τους, όσο και εκ του γεγονότος ότι ενδιαφερόμαστε για την απομείωση της φέρουσας ικανότητας και όχι για την ίδια την φέρουσα ικανότητα (άρα δεν χρειάζεται να χρησιμοποιήσουμε πιο ακριβή μεθοδολογία).



**Σχήμα 2.3:** Δυνάμεις που επενεργούν στην αργιλική στρώση

Για τις συνιστώσες της φέρουσας ικανότητας προκύπτουν τελικά οι εξής σχέσεις:

$$q_{b,u} = \frac{1}{2} \gamma'_2 B N_\gamma + \gamma'_1 (H + D) N_q + \gamma_w (H + D) \quad (2.6)$$

$$q_{p,u} = \frac{2cH}{B} - \gamma_1 H \quad (2.7)$$

όπου το  $D$  είναι το βάθος θεμελίωσης.

Στην περίπτωση κατά την οποία το πάχος των υπερκείμενου στρώματος αργίλου είναι αρκετά μεγάλο σε σχέση με το πλάτος του θεμελίου ώστε να είναι δυνατό, γεωμετρικά, η αστοχία να συμβεί εξολοκλήρου σε αυτό, σύμφωνα με την θεωρία του Meyerhof (1963), υπολογίζουμε μία νέα φέρουσα ικανότητα από την σχέση:

$$q_c = cN_c + \gamma_1 D \quad (2.8)$$

Από τις δύο ανωτέρω μορφές αστοχίας (σύνθετη και εξολοκλήρου στην άργιλο), πραγματοποιείται εκείνη η οποία δίνει μικρότερη αντοχή, δηλαδή η φέρουσα ικανότητα του θεμελίου υπολογίζεται ως η ελάχιστη μεταξύ των  $q_{s,u}$  και  $q_c$ :

$$q_u = \min\{q_c, q_{s,u}\} \quad (2.9)$$

Για την απλή περίπτωση επιφανειακής θεμελίωσης ( $D=0$ ) με  $\gamma_1=\gamma_2=\gamma$ , και για πεδילוδοκούς, ισχύει:

$$q_u = \min \left\{ \begin{array}{l} cN_c \\ \left[ \frac{2cH}{B} - \gamma H \right] + \left[ \frac{1}{2} \gamma' BN_\gamma + \gamma' HN_q + \gamma_w H \right] \end{array} \right. \quad (2.10)$$

Όπως περιγράφεται αναλυτικά από τους Cascone & Bouckovalas (1998) η μεθοδολογία αυτή καταλήγει στον υπολογισμό δύο χαρακτηριστικών μεγεθών:

- Του ελάχιστου βάθους  $H_{cr}$  της αργλικής στρώσης πέρα από το οποίο τυχόν ρευστοποίηση της υποκείμενης άμμου δεν επηρεάζει την αστοχία, η οποία συμβαίνει εξολοκλήρου μέσα στην άργιλο
- Ενός συντελεστή  $\zeta$  ο οποίος ισούται με το λόγο της φέρουσας ικανότητας του θεμελίου για την περίπτωση δίστρωτου σχηματισμού ως προς την αντίστοιχη φέρουσα ικανότητα για την περίπτωση κατά την οποία το υπέδαφος θα ήταν ένας ομοιογενής ημίχωρος από (μη-ρευστοποιήσιμη) άργιλο. Ο συντελεστής αυτός καθιστά την χρήση της μεθοδολογίας απλή και γρήγορη.

Για πεδילוδοκούς οι σχέσεις υπολογισμού των δύο αυτών μεγεθών είναι οι εξής:

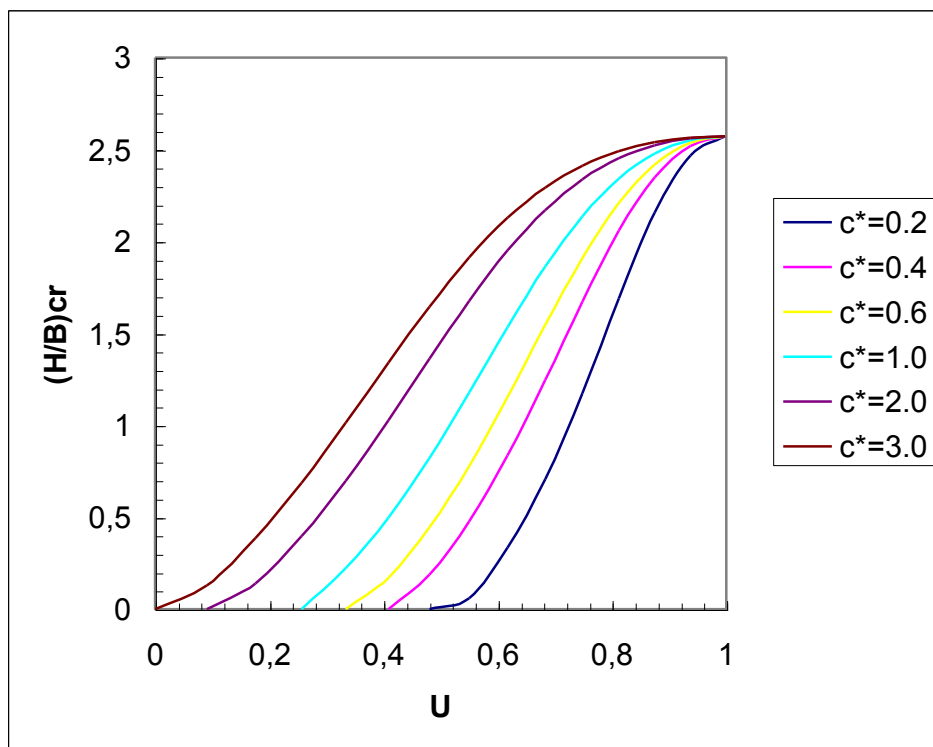
$$(H/B)_{cr} = \frac{10.28/A^* - 1}{2/\tan(1.4\varphi) + 4/A^*} \quad (2.11)$$

και

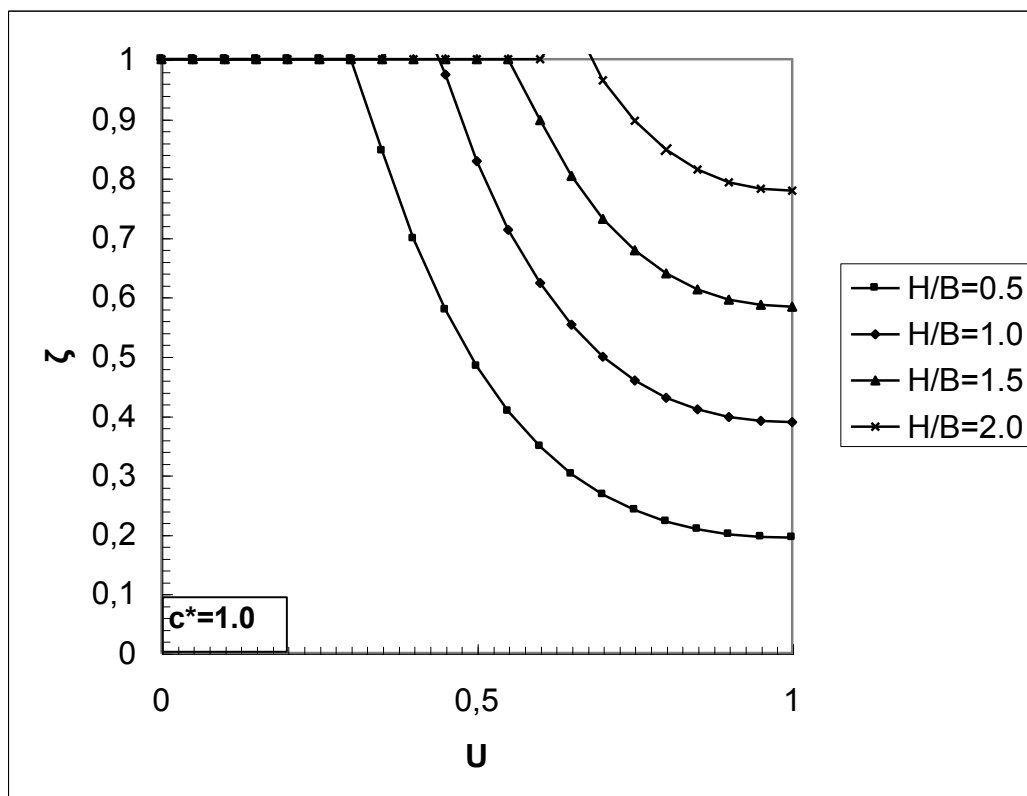
$$\zeta = \left( \frac{A^*}{2N_c} \right) \left[ 1 + 2H^* \left( \frac{1}{\tan(1.4\varphi)} + \frac{2}{A^*} \right) \right] \quad (2.12)$$

όπου  $H^* = H/B$ ,  $A^* = N\gamma/c^*$ ,  $c^* = c/(\gamma'B)$ ,  $N\gamma = (Nq-1) \tan(1.4\varphi)$  και  $B$  το πλάτος του θεμελίου.

Στα Σχήματα 2.4 και 2.5 παρουσιάζονται ενδεικτικά διαγράμματα υπολογισμού των ανωτέρω μεγεθών, όπως αυτά προκύπτουν με χρήση των εξισώσεων 2.11 και 2.12.



**Σχήμα 2.4:** Μεταβολή κρισίμου βάθους  $(H/B)_{cr}$  ως προς  $U$  για διάφορες τιμές του  $c^*$



Σχήμα 2.5: Μεταβολή συντελεστή ζ συναρτήσει της υπερπίεσης πόρων U για  $c^*=1.0$

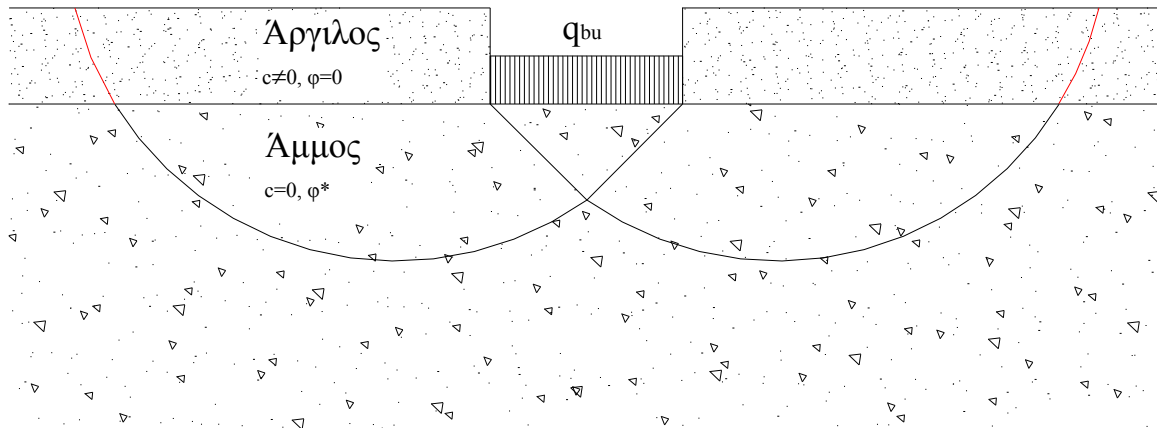
## 2.2 Προτάσεις για βελτίωση της μεθοδολογίας

Η προαναφερθείσα μεθοδολογία εξετάστηκε διεξοδικά στα πλαίσια της παρούσας έρευνας ελέγχοντας τις παραδοχές στις οποίες βασίζεται και εξετάζοντας αν αυτές ευσταθούν. Οι παραδοχές οι οποίες έχουν γίνει, μπορούν να χωριστούν σε δύο κύριες κατηγορίες:

- (α) σε ότι αφορά την επιφάνεια αστοχίας, δηλαδή την μορφή, το μέγεθος και τις δυνάμεις που ασκούνται κατά τη θραύση και
- (β) σε ότι αφορά την προσομοίωση της απομειωμένης αντοχής λόγω της άμμου λόγω ρευστοποίησης.

Η δεύτερη κατηγορία παραδοχών αποτελεί αντικείμενο των επόμενων κεφαλαίων. Για τη πρώτη κατηγορία παραδοχών βοηθάει να εξεταστούν ξεχωριστά οι μορφές αστοχίας στην άμμο και στην αργιλική στρώση. Πιο συγκεκριμένα όσον αφορά την άργιλο θεωρείται, όπως και στην αρχική επίλυση, κατακόρυφη διατμητική αστοχία στην οποία αντιστέκεται μόνο η συνοχή της (punching failure).

Όσον αφορά την άμμο θεωρείται ότι έχουμε αστοχία σαν να εδράζονταν το θεμέλιο απευθείας στη στρώση της άμμου, σε βάθος όμως ίσο προς το πάχος της υπερκείμενης αργίλου. Αυτό το κάνουμε διότι η τάση που ασκεί η αργιλική στρώση στη άμμο, η οποία αγνοείται στην αρχική λύση, αυξάνει κατά πολύ την φέρουσα ικανότητα της.



**Σχήμα 2.6:** Μορφή αστοχίας στην άμμο

Η αύξηση αυτή της φέρουσας ικανότητας της άμμου μπορεί να ληφθεί υπόψη με τη βοήθεια ενός συντελεστή βάθους  $F_{qd}$ , ο οποίος σύμφωνα με την θεωρία του Meyerhof (1963), για την περίπτωση φέρουσας ικανότητας θεμελίωσης που εδράζεται σε βάθος  $H$ , μετατρέπει τις εξισώσεις ως εξής:

$$q_{b,u} = \frac{1}{2} \gamma'_2 B N_\gamma + \gamma'_1 (H + D) N_q F_{qd} + \gamma_w (H + D) \quad (2.13)$$

και

$$q_{p,u} = \frac{2cH}{B} - \gamma_1 H \quad (2.14)$$

όπου

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \varphi^* (1 - \sin \varphi^*)^2 \frac{H}{B} \quad \text{οταν} \quad \frac{H}{B} \leq 1 \quad (2.15)$$

Άρα για τη περίπτωση που έχουμε επιφανειακή θεμελίωση ( $D=0$ ) και  $\gamma_1=\gamma_2=\gamma$  η σχέση 2.10 με την προσθήκη του συντελεστή  $F_{qd}$  θα μετατραπεί ως εξής:

$$q_u = \min \left\{ \begin{array}{l} cN_c \\ \left[ \frac{2cH}{B} - \gamma H \right] + \left[ \frac{1}{2} \gamma' BN_\gamma + \gamma' HN_q F_{qd} + \gamma_w H \right] \end{array} \right. \quad (2.16)$$

Με την προσθήκη του όρου  $F_{qd}$ , το κρίσιμο βάθος της αργλικής στρώσης καθώς και ο συντελεστής  $\zeta$  επαναυπολογίζονται ως εξής:

(a) Κρίσιμο βάθος  $H_{cr}$

Το κρίσιμο βάθος της αργλικής στρώσης είναι εκείνο για το οποίο η φέρουσα ικανότητα της σύνθετης επιφάνειας αστοχίας είναι ίση με αυτή που προκύπτει για αστοχία μόνο στο στρώμα της αργίλου, δηλαδή όταν:

$$\frac{q_{s,u}(H)}{q_c} = 1 \quad (2.17)$$

και σε συνδυασμό με τις προηγούμενες σχέσεις για τη φέρουσα ικανότητα:

$$\begin{aligned} \frac{q_{s,u}(H)}{q_c} &= \left( \frac{\left[ \frac{2cH}{B} - \gamma H \right] + \left[ \frac{1}{2} \gamma' BN_\gamma + \gamma' HN_q F_{qd} + \gamma_w H \right]}{cN_c} \right) = 1 \Rightarrow \\ \Rightarrow & \frac{N_\gamma (\gamma' B)}{2cN_c} \left( 1 + \frac{2H}{B} \left( \frac{2c}{\gamma' BN_\gamma} - \frac{1}{N_\gamma} + \frac{N_q F_{qd}}{N_\gamma} \right) \right) = 1 \end{aligned}$$

ή με την κανονικοποίηση για  $H^*=H/B$ ,  $A^*=N_\gamma/c^*$ ,  $c^*=c/(\gamma' B)$  και  $N_\gamma=(N_q-1)\tan(1.4\phi^*)$

$$\frac{q_{s,u}(H)}{q_c} = \left( \frac{A^*}{2N_c} \right) \left[ 1 + 2H^* \left( \frac{2}{A^*} + \frac{N_q F_{qd} - 1}{\tan(1.4\phi^*)(N_q - 1)} \right) \right] = 1.0 \quad (2.18)$$

οπότε για  $N_c=5.14$  η παραπάνω σχέση επιλύεται και μας δίνει το ελάχιστο πάχος της αργιλικής στρώσης σε αδιάστατη μορφή:

$$(H/B)_{cr} = \frac{10.28/A^* - 1}{4/A^* + 2(N_q F_{qd} - 1)/\tan(1.4\varphi^*)(N_q - 1)} \quad (2.19)$$

Το κρίσιμο βάθος είναι μη γραμμική έκφραση, εφόσον ο λόγος  $H/B$  περιέχεται στο  $F_{qd}$  άρα και στα δύο μέρη της εξίσωσης, Έχει λυθεί επαναληπτικά για το σχηματισμό των διαγραμμάτων, ενώ η αναλυτική διατύπωση της σχέσης υπολογισμού του κρίσιμου βάθους παρουσιάζεται στο Παράρτημα Α.

(b) Συντελεστής  $\zeta$

Όσον αφορά τον συντελεστή  $\zeta$  ισχύει:

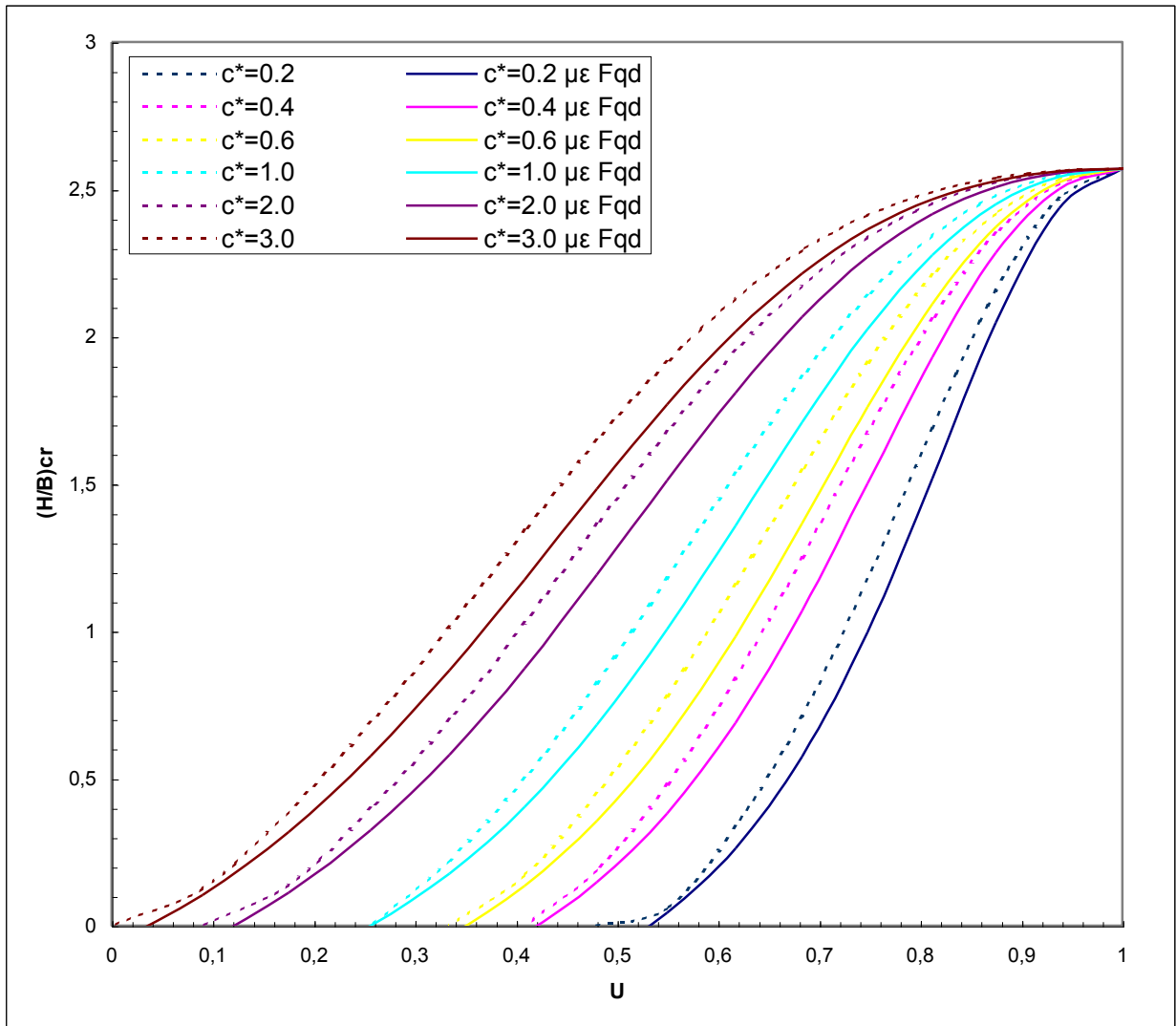
$$\zeta = q_u/q_c \quad (2.20)$$

ή

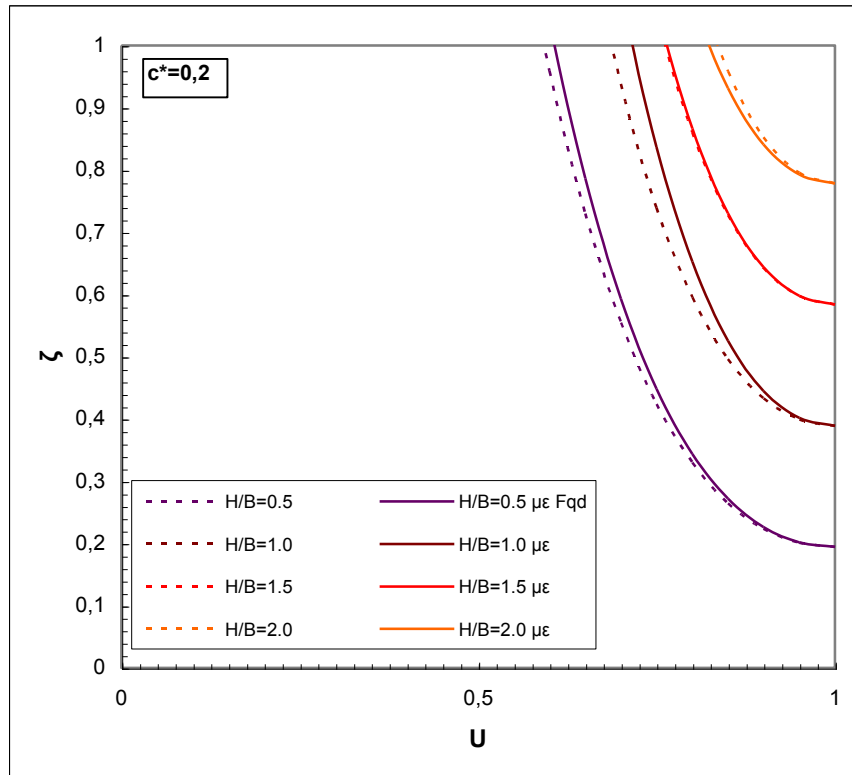
$$\zeta = \left( \frac{A^*}{2N_c} \right) \left[ 1 + 2H^* \left( \frac{2}{A^*} + \frac{N_q F_{qd} - 1}{\tan(1.4\varphi^*)(N_q - 1)} \right) \right] \quad (2.21)$$

Οι ανωτέρω σχέσεις απεικονίζονται γραφικά στα παρακάτω διαγράμματα (Σχήματα 2.7 έως 2.11). Στο πρώτο σχήμα παρουσιάζεται η σχέση μεταξύ του κρίσιμου βάθους και του ποσοστού μεταβολής της υπερπίεσης πόρων. Στο διάγραμμα φαίνεται ότι για κάθε  $c^*$  οι καμπύλες συγκλίνουν σε μία τιμή ίση με 2.57. Αυτή θα πρέπει να θεωρηθεί ως το όριο πάχους της αργιλικής στρώσης πάνω του οποίου η τυχόν ρευστοποίηση του στρώματος της άμμου δεν επηρεάζει καθόλου τη φέρουσα ικανότητα του θεμελίου ακόμη και πλήρη ρευστοποίηση της άμμου ( $U=1$ ,  $\varphi^*=0$ ). Στη συνέχεια ακολουθούν χαρακτηριστικές περιπτώσεις διαγραμμάτων συσχέτισης του συντελεστή φέρουσας ικανότητας  $\zeta$  με το ποσοστό υπερπίεσης πόρων που έχει αναπτυχθεί για διάφορες τιμές του λόγου πάχους αργιλικής στρώσης με πλάτος θεμελίου. Είναι φανερό ότι όσο μεγαλώνει η παράμετρος  $c^*$  τόσο περισσότερη επιρροή έχουν ακόμα και μικρές τιμές του  $U$  στο συντελεστή  $\zeta$

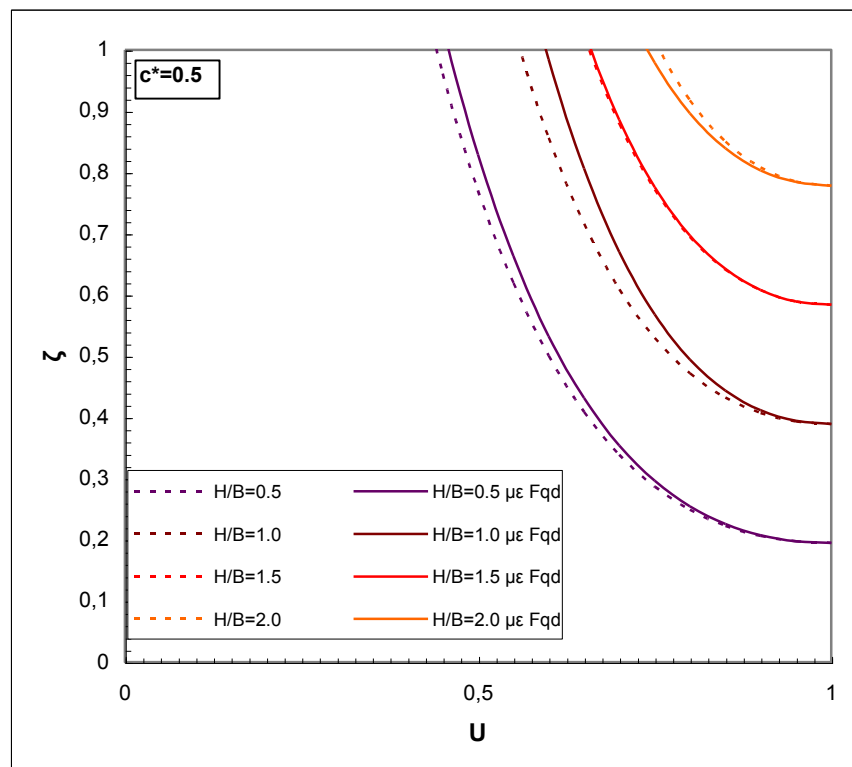




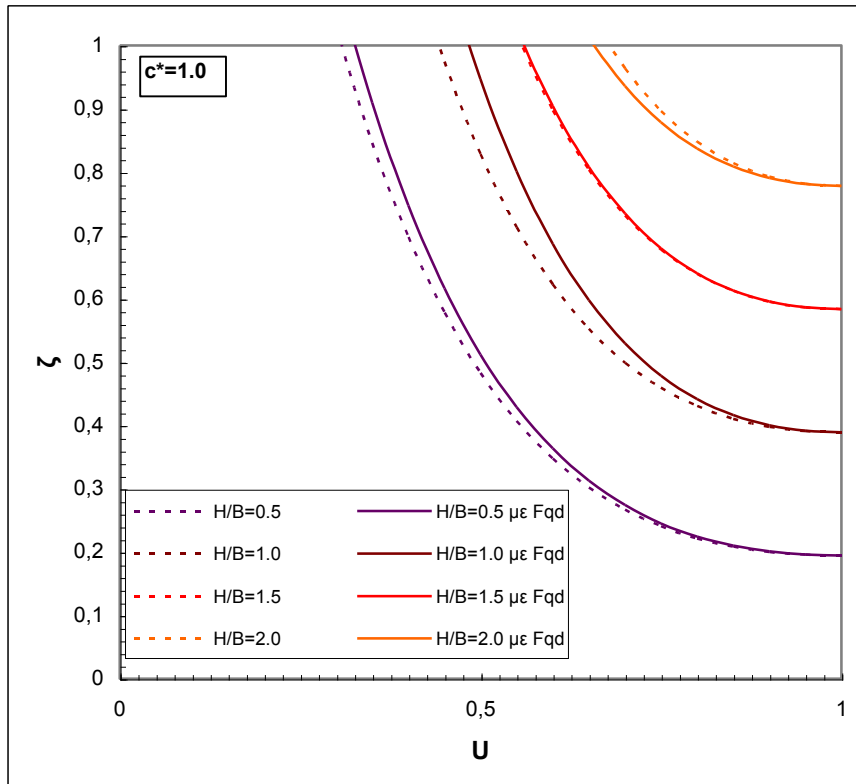
**Σχήμα 2.7:** Μεταβολή του κρισίμου βάθους συναρτήσει της απομειωμένης γωνίας τριβής  $\phi^*$  για διάφορες τιμές του  $H/B$  λαμβάνοντας υπόψη την επίδραση του βάθους θεμελίωσης (με τον συντελεστή  $F_{qd}$ )



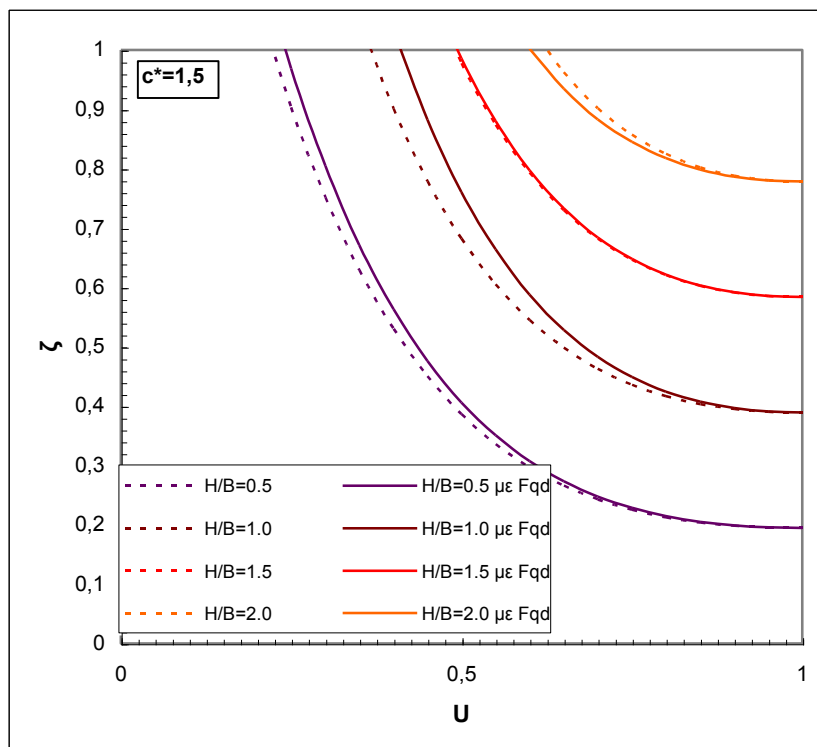
**Σχήμα 2.8:** Διάγραμμα μεταβολής  $\zeta$  ως προς  $U$  για  $c^*=0.2$  με και χωρίς την επίδραση του βάθους θεμελίωσης



**Σχήμα 2.9:** Διάγραμμα μεταβολής  $\zeta$  ως προς  $U$  για  $c^*=0.5$  με και χωρίς την επίδραση του βάθους θεμελίωσης



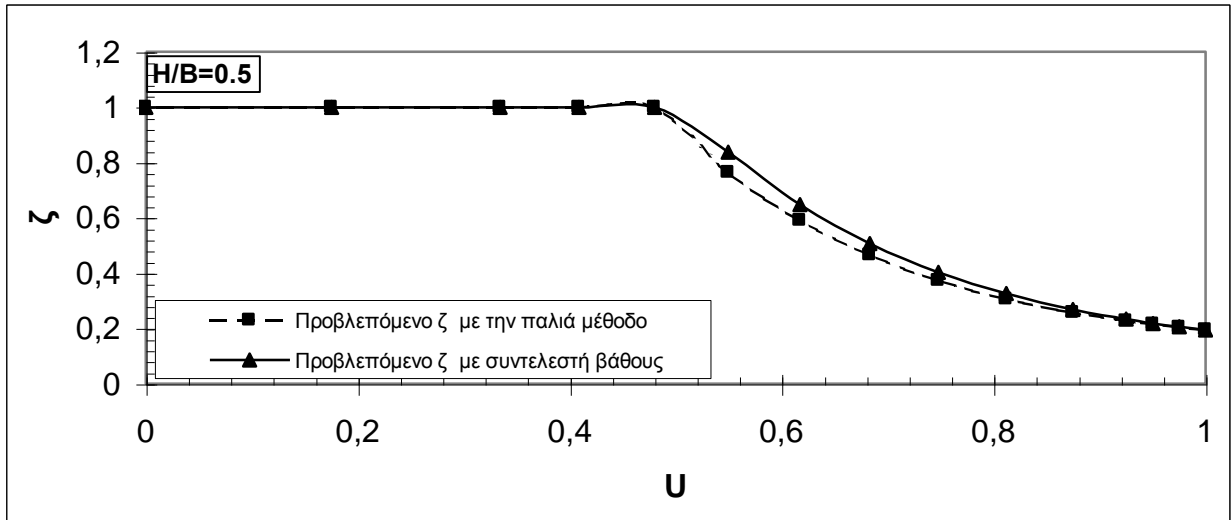
**Σχήμα 2.10:** Διάγραμμα μεταβολής  $\zeta$  ως προς  $U$  για  $c^*=1.0$  με και χωρίς την επίδραση του βάθους θεμελίωσης



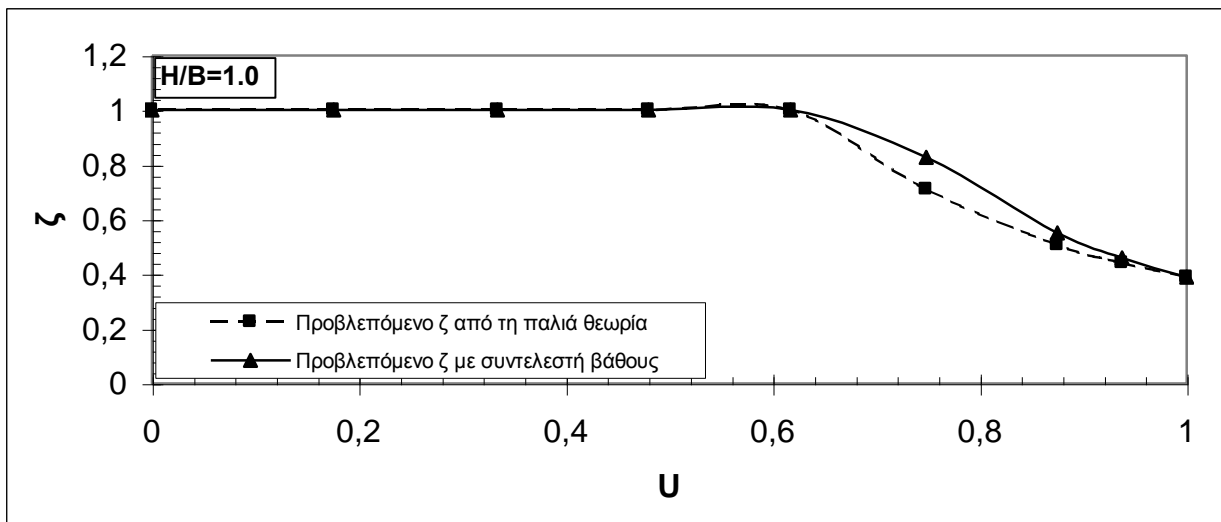
**Σχήμα 2.11:** Διάγραμμα μεταβολής  $\zeta$  ως προς  $U$  για  $c^*=1.5$  με και χωρίς την επίδραση του βάθους θεμελίωσης

### 2.3 Συμπεράσματα

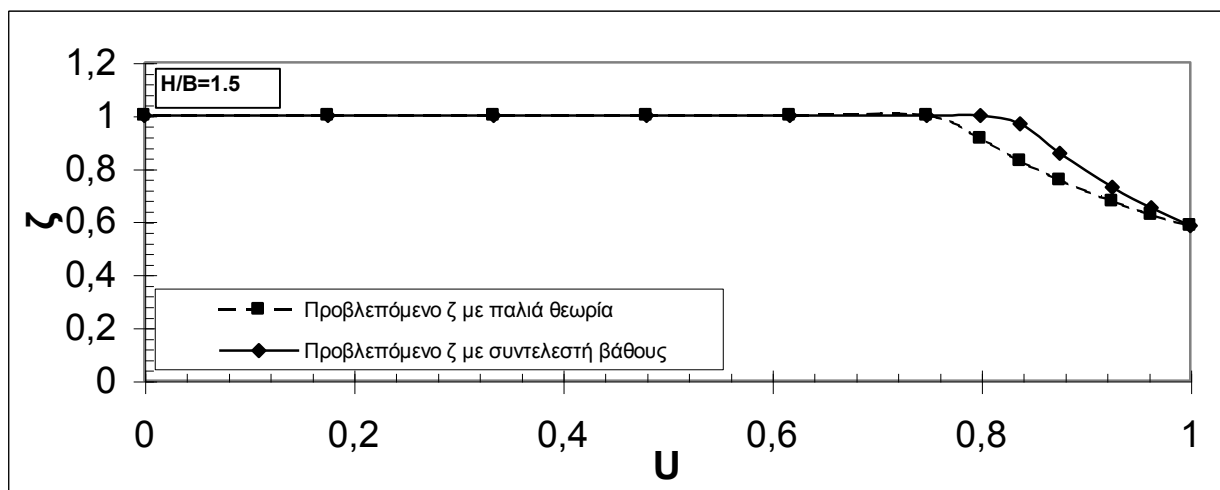
Η προσθήκη του συντελεστή  $F_{qd}$  όπως παρουσιάστηκε είναι φανερό ότι δεν επηρεάζει ποιοτικά την μορφή των αποτελεσμάτων, αλλά ελαφρώς αυξάνει τη προβλεπόμενη αντοχή. Η επίδραση αυτή εκφράζεται ως απομείωση του κρισίμου βάθους ( $H/B_{cr}$ ) και αύξηση του συντελεστή  $\zeta$ . Στα σχήματα 2.12 έως 2.14 φαίνεται η διαφοροποίηση πρόβλεψης του συντελεστή  $\zeta$  για τρεις διαφορετικές τιμές του λόγου  $H/B$ .



Σχήμα 2.12: Διαφορά υπολογισμού συντελεστή  $\zeta$  με ή χωρίς του βάθους θεμελίωσης για  $H/B=0.5$



Σχήμα 2.13: Διαφορά υπολογισμού συντελεστή  $\zeta$  με ή χωρίς του βάθους θεμελίωσης για  $H/B=1.0$



**Σχήμα 2.14:** Διαφορά υπολογισμού συντελεστή ζ με ή χωρίς του βάθους θεμελίωσης για  $H/B=1.5$

Η διαφοροποίηση στις προβλεπόμενες τιμές είναι σχετικά μικρή και παρατηρείται κυρίως σε μεγάλες τιμές του λόγου βάθους ως προς πλάτος θεμελίου  $H/B$ . Αυτό είναι απολύτως λογικό αφού όσο μεγαλώνει το πάχος  $H$  της αργιλικής στρώσης, τόσο μεγαλώνει και η επιρροή που θα έχει αυτό στην αύξηση της αντοχής της αμμώδους στρώσης και κατά συνέπεια του συντελεστή βάθους.

Επίσης η δυσκολία που εμπεριέχει ο νέος τύπος εκτίμησης του κρίσιμου βάθους της αργιλικής στρώσης, λόγω της μη γραμμικής έκφρασης του, καθιστά την χρήση της εξίσωσης σχετικά δύσκολη. Πολύτιμη βοήθεια σε αυτό είναι τα διαγράμματα τα οποία έχουν λυθεί επαναληπτικά και καλύπτουν ένα πλήθος περιπτώσεων.

### ***3. Απομείωση του Φαινόμενου Ειδικού Βάρους της Άμμου***

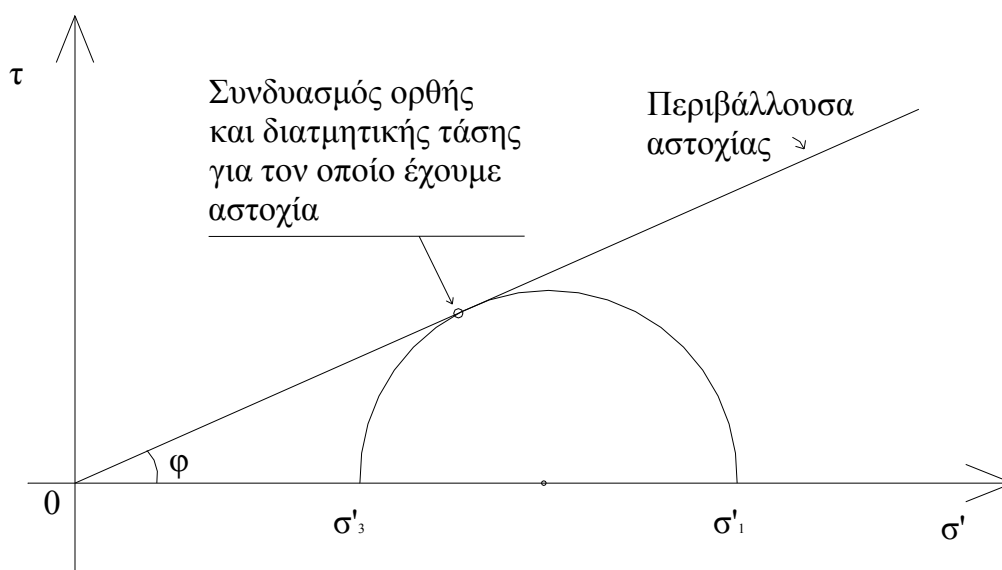
#### ***3.1 Γενικά***

Στο κεφάλαιο αυτό επιχειρείται μια νέα ψευδοστατική προσέγγιση προσομοίωσης του προβλήματος φέρουσας ικανότητας υπό καθεστώς ρευστοποίησης. Συγκεκριμένα, σε αντιδιαστολή με τη μέχρι τώρα προσέγγιση της απομείωσης της γωνίας τριβής  $\phi$ , απομειώνεται το φαινόμενο ειδικό βάρος  $\gamma'$ . Με τον τρόπο αυτό γίνεται προσπάθεια να προσεγγιστεί η μείωση των ενεργών τάσεων που παρατηρείται κατά τη διάρκεια της ρευστοποίησης και στην οποία ουσιαστικά οφείλεται η μείωση της φέρουσας ικανότητας. Ακολουθούν οι σχέσεις και τα διαγράμματα που προκύπτουν από την επίλυση, ενώ στο τέλος γίνεται σύγκριση των δύο μεθοδολογιών.

#### ***3.2 Μηχανισμός ρευστοποίησης – προσομοίωση μεθοδολογιών***

Ως γνωστόν, το φαινόμενο της ρευστοποίησης παρουσιάζεται σε εδάφη που δεν έχουν συνοχή, και των οποίων η αρχική δομή είναι σχετικά χαλαρή, δηλαδή με μεγάλο ποσοστό κενών. Σε συνθήκες πλήρους κορεσμού τα κενά αυτά πληρούνται από νερό. Με την επιβολή ικανής σεισμικής φορτίσεως το εδαφικό στοιχείο έχει την τάση να μεταβάλει την αρχική δομή του και να μειώσει το ποσοστό των κενών του. Η μεταβολή του όγκου του στοιχείου που θα παρατηρούνταν αν είχαμε ξηρή άμμο, τώρα δεν είναι δυνατή λόγω της ύπαρξης του πρακτικώς ασυμπίεστου ύδατος και της μεγάλης ταχύτητας της φόρτισης η οποία δεν επιτρέπει την στράγγιση. Αντίθετα αυξάνεται σταδιακά η πίεση των πόρων ενώ ταυτόχρονα μειώνονται οι ενεργές τάσεις, εφόσον οι κόκκοι του εδαφικού στοιχείου χάνουν σταδιακά την επαφή τους. Όταν οι ενεργές τάσεις μηδενιστούν, δηλαδή  $\Delta u = \sigma_v'$ , έχουμε πλήρη ρευστοποίηση του εδαφικού σχηματισμού.

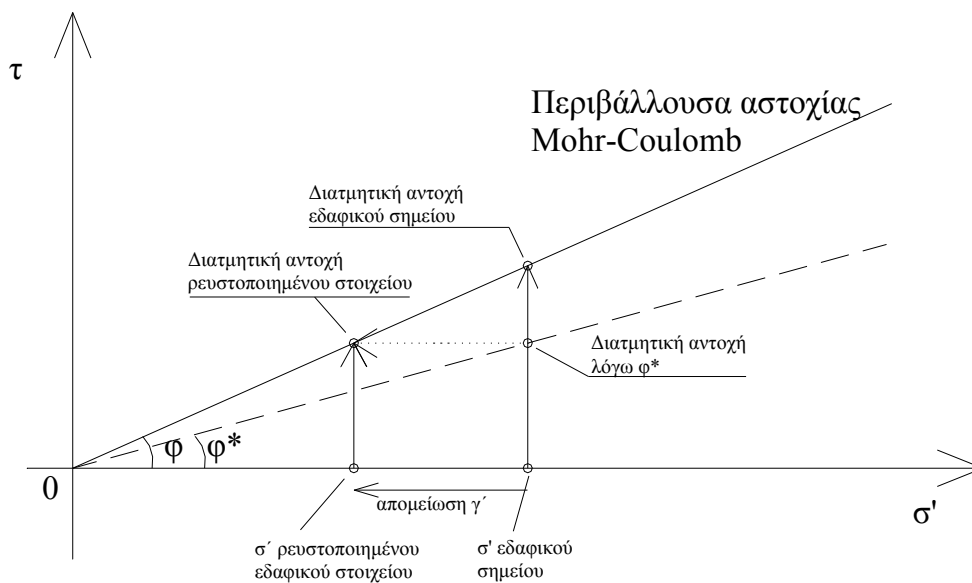
Η μείωση των ενεργών τάσεων, ακόμα και πριν τον μηδενισμό τους, προκαλεί μείωση της αντοχής του εδαφικού σχηματισμού, επειδή η φέρουσα ικανότητα και η αντοχή σε διατμητική αστοχία εξαρτώνται από τις ενεργές και όχι τις ολικές τάσεις. Στο σχήμα 3.1 φαίνεται ο κύκλος Mohr κατά την αστοχία ενός αμμώδους εδαφικού σχηματισμού ( $c=0$ ,  $\phi$ ). Ως γνωστόν όταν ο κύκλος εφάπτεται στην περιβάλλουσα αστοχίας έχουμε διαρροή του εδαφικού υλικού.



**Σχήμα 3.1:** Κύκλος Mohr εδαφικού σημείου στην άμμο κατά την αστοχία

Κατά τη διάρκεια της ρευστοποίησης η απομείωση της αντοχής του εδαφικού σημείου οφείλεται στην μείωση της  $\sigma'$ , δηλαδή στην μετατόπιση του κύκλου Mohr προς τα αριστερά. Η μεθοδολογία Cascone & Bouckovalas (1998) προσομοιώνει τη συγκεκριμένη διαδικασία θεωρώντας μία νέα γωνία τριβής  $\phi^*$ , μικρότερη της αρχικής  $\phi$ , αλλάζει δηλαδή την κλίση της περιβάλλουσας αστοχίας του εδαφικού στοιχείου (Σχήμα 3.2). Με τη μείωση της κλίσης η περιβάλλουσα αστοχίας πλησιάζει τον άξονα των  $\sigma'$  και με μικρότερη  $\tau$  υπάρχει αστοχία του εδαφικού στοιχείου, σε αναλογία με την ρευστοποιημένη κατάσταση. Η αντοχή του στοιχείου ήταν έτσι άμεση συνάρτηση της νέας γωνίας  $\phi^*$ .

Η συγκεκριμένη μεθοδολογία καταφέρνει να εκτιμήσει σωστά την αντοχή της άμμου με τις νέες ιδιότητες. Ταυτόχρονα, όμως, εισάγει μια μη-γραμμικότητα λόγω της μη γραμμικής σχέσης που υπάρχει μεταξύ της φέρουσας ικανότητας του εδαφικού σχηματισμού και της γωνίας τριβής  $\phi$  της άμμου. Αυτό φαίνεται και από την έντονη αύξηση των συντελεστών  $N_q$  και  $N_\gamma$  για μικρή αύξηση της γωνίας τριβής  $\phi$  (ιδιαίτερα όταν  $\phi > 25^\circ$ ). Έτσι με αναλογική αύξηση της υπερπίεσης πόρων και συνεπώς αναλογική μείωση της ενεργού τάσης και της διαφοροποιημένης γωνίας τριβής ( $\phi^*$ ), έχουμε μη αναλογική αλλαγή της αντοχής της προσομοιωμένης «ρευστοποιημένης» άμμου.



**Σχήμα 3.2:** Οι δύο μεθοδολογίες προσομοίωσης της νέας αντοχής του εδαφικού στοιχείου

Στο κεφάλαιο αυτό επιχειρείται να διατυπωθεί μία νέας προσέγγισης της «ψευδοστατικής» απομείωσης της αντοχής της άμμου λόγω ρευστοποίησης. Όπως φαίνεται στο σχήμα 3.2, το ζητούμενο είναι η απομείωση της ενεργού τάσης του στοιχείου, όπως γίνεται και στην πραγματικότητα λόγω της αύξησης της υπερπίεσης πόρων.

Η ενεργός τάση του στοιχειώδους εδαφικού σημείου επηρεάζεται από:

- το βάθος στο οποίο βρίσκεται το εδαφικό υλικό και
- το φαινόμενο ειδικό βάρος του εδάφους.

Εφόσον η ανάλυση πρέπει να είναι ανεξάρτητη του βάθους στο οποίο βρίσκεται το εδαφικό στοιχείο έτσι ώστε να καλύπτει όλες τις δυνατές περιπτώσεις υιοθετείται η μείωση του φαινομένου ειδικού βάρους του εδάφους. Έτσι, μειώνοντας το φαινόμενο ειδικό βάρος επιτυγχάνουμε να μειώσουμε την φέρουσα ικανότητα του θεμελίου γραμμικά με την αύξηση της υπερπίεσης πόρων στο στοιχείο.



Αν υποτεθεί, σύμφωνα με την επικρατούσα θεωρία, ότι η μεταβολή της πίεσης πόρων λόγω της σεισμικής διέγερσης είναι ανάλογη της αρχικής ενεργού τάσης του εδαφικού στοιχείου, τότε:

$$\Delta u = \lambda \sigma'_{vo} \quad (3.1)$$

και για την ενεργό τάση θα ισχύει:

$$\sigma'_v = (1-\lambda) \sigma'_{vo} \quad (3.2)$$

Αντίστοιχα, το μειωμένο φαινόμενο ειδικό βάρος θα δίνεται από τη σχέση:

$$\gamma^* = \gamma' (1-\lambda) \quad (3.3)$$

όπου  $\gamma' = \gamma_{\text{κορ}} - u_o$  είναι το φαινόμενο ειδικό βάρος υπό άνωση.

### 3.3 Αναλυτική επίλυση

Η επίλυση που παρουσιάζεται βασίζεται πάλι στην θεωρία των Meyerhof & Hanna (1978) για την φέρουσα ικανότητα δίστρωτου εδαφικού υλικού. Ταυτόχρονα θεωρείται και πάλι ότι η υπερπίεση πόρων που παρατηρείται στην άμμο είναι, σύμφωνα με την κλασική θεώρηση, ανάλογη της ενεργού τάσης ( $\sigma'_v$ ).

#### Φέρουσα ικανότητα

Από την ισορροπία δυνάμεων έχουμε:

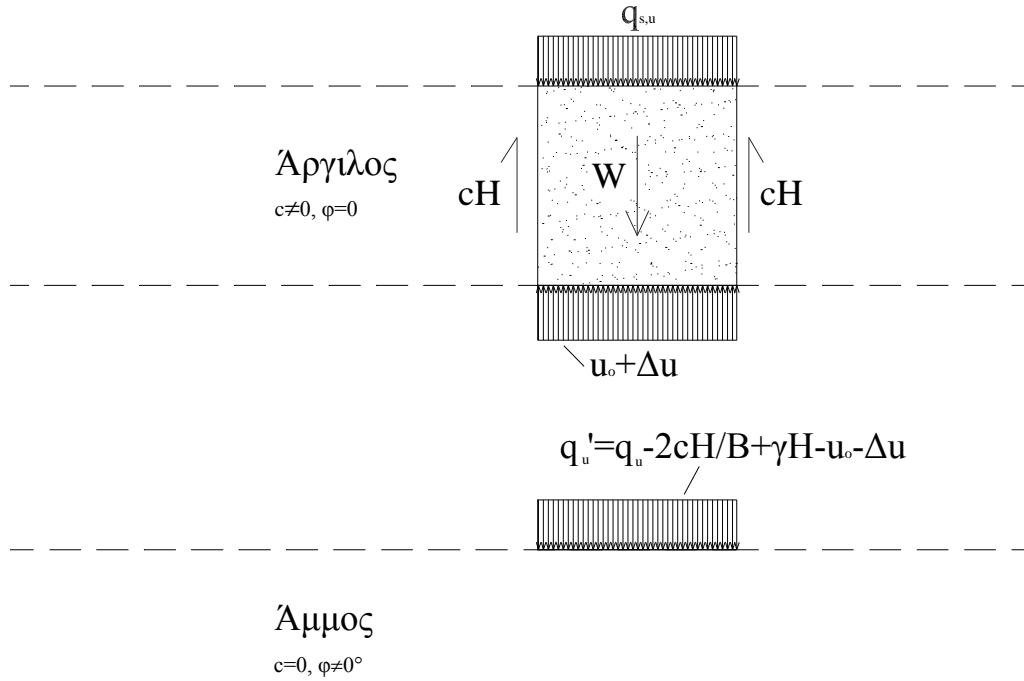
$$q_{s,u}' = q_u - \frac{2cH}{B} + \gamma_1 H - u_o - \Delta u \quad (3.4)$$

ενώ από την θεωρία του Meyerhof (1963) και μην ξεχνώντας τον συντελεστή  $F_{qd}$  (βλ. κεφάλαιο 2), έχουμε για την άμμο:

$$q_{s,u}' = \frac{1}{2} \gamma_2' (1-\lambda) B N_\gamma + \gamma_1' (1-\lambda) H N_q F_{qd} \quad (3.5)$$

εφόσον:

$$\frac{\Delta u}{\sigma'_{vo}} = \lambda \Rightarrow \Delta u = \lambda \sigma'_{vo} \quad (3.6)$$



**Σχήμα 3.3:** Σύνθετη φέρουσα ικανότητα στοιχείου

Άρα επιλύοντας ως προς  $q_u$  έχουμε:

$$\left. \begin{aligned} q_{s,u} &= \frac{2cH}{B} - \gamma_1 H + \Delta u + \gamma_w H + \frac{1}{2} \gamma_2' (1 - \lambda) B N_\gamma + \gamma_1' (1 - \lambda) H N_q F_{qd} \\ \Delta u &= \lambda \sigma'_{vo} = \lambda \gamma_1' H \end{aligned} \right\} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow q_{s,u} = \frac{2cH}{B} - \gamma_1' H + \lambda \gamma_1' H + \frac{1}{2} \gamma_2' (1 - \lambda) B N_\gamma + \gamma_1' (1 - \lambda) H N_q F_{qd} \Rightarrow$$

$$q_{s,u} = \left[ \frac{2cH}{B} - \gamma_1' (1 - \lambda) H \right] + \left[ \frac{1}{2} \gamma_2' (1 - \lambda) B N_\gamma + \gamma_1' (1 - \lambda) H N_q F_{qd} \right] \quad (3.7)$$

Όπως αναφέρθηκε και στο προηγούμενο κεφάλαιο, το θεμέλιο έχει δύο πιθανούς τρόπους αστοχίας: (α)Εξολοκλήρου μέσα στην άργιλο, εφόσον αυτό είναι γεωμετρικά δυνατό και (β)σύνθετη μορφή αστοχίας και στα δύο στρώματα. Η αστοχία κάθε φορά εξαρτάται από το ποιος από τους δύο ενδεχόμενους μηχανισμούς αστοχίας θα δώσει την μικρότερη φέρουσα ικανότητα. Στη περίπτωση της εξολοκλήρου αστοχίας στην άργιλο, έχουμε:

$$q_c = cN_c = 5.14N_c \quad (3.8)$$

οπότε σε κάθε περίπτωση η φέρουσα ικανότητα του θεμελίου υπολογίζεται ως η ελάχιστη των δύο τιμών:

$$q_u = \min \left\{ \begin{array}{l} q_c \\ q_{us} \end{array} \right\} \quad (3.9)$$

δηλαδή:

$$q_u = \min \left\{ \begin{array}{l} cN_c = 5.14N_c \\ \left[ \frac{2cH}{B} - \gamma_1'(1-\lambda)H \right] + \left[ \frac{1}{2}\gamma_2'(1-\lambda)BN_\gamma + \gamma_1'(1-\lambda)HN_qF_{qd} \right] \end{array} \right\} \quad (3.10)$$

### Κρίσιμο βάθος

Το κρίσιμο βάθος της αργλικής στρώσης, πέρα του οποίου έχουμε αστοχία μόνο στην άργιλο, είναι εκείνο για το οποίο η φέρουσα ικανότητα του σύνθετου μηχανισμού είναι ίση με αυτή που προκύπτει για αστοχία μόνο στο στρώμα της αργίλου, δηλαδή όταν:

$$\frac{q_{s,u}(H)}{q_c} = 1 \quad (3.11)$$

και σε συνδυασμό με τις προηγούμενες σχέσεις για τη φέρουσα ικανότητα:

$$\begin{aligned} \frac{q_{su}(H)}{q_c} &= \left( \frac{\left[ \frac{2cH}{B} - \gamma_1'(1-\lambda)H \right] + \left[ \frac{1}{2}\gamma_2'(1-\lambda)BN_\gamma + \gamma_1'(1-\lambda)HN_qF_{qd} \right]}{cN_c} \right) = 1 \Rightarrow \\ &\Rightarrow \frac{N_\gamma\gamma'B}{2cN_c} (1-\lambda) \left[ 1 + \frac{2H}{B} \left( \frac{2c}{\gamma'BN_\gamma(1-\lambda)} - \frac{1}{N_\gamma} + \frac{N_qF_{qd}}{N_\gamma} \right) \right] = 1 \end{aligned}$$

ή με την κανονικοποίηση για  $H^*=H/B$ ,  $A^*=N\gamma/c^*$ ,  $c^*=c/(\gamma'B)$  και  $N\gamma=(N_q-1)\tan(1.4\varphi)$

$$\frac{q_u(H)}{q_c} = \left( \frac{A^*}{2N_c} (1 - \lambda) \right) \left[ 1 + 2H^* \left( \frac{2}{A^* (1 - \lambda)} + \frac{N_q F_{qd} - 1}{\tan(1.4\varphi)(N_q - 1)} \right) \right] \quad (3.12)$$

άρα για  $N_c=5.14$  η παραπάνω σχέση επιλύεται και μας δίνει το ελάχιστο πάχος της αργιλικής στρώσης σε αδιάστατη μορφή:

$$(H/B)_{cr} = \frac{10.28/A^* (1 - \lambda) - 1}{4/[A^* (1 - \lambda)] + 2(N_q F_{qd} - 1)/\tan(1.4\varphi)(N_q - 1)} \quad (3.13)$$

Και σε αυτή τη περίπτωση είναι μη γραμμική έκφραση η σχέση του κρισίμου βάθους και η αναλυτική διατύπωση της σχέσης υπολογισμού παρουσιάζεται λεπτομερώς στο Παράρτημα Α.

### Συντελεστής $\zeta$

Όσον αφορά το συντελεστή  $\zeta$  ισχύει:

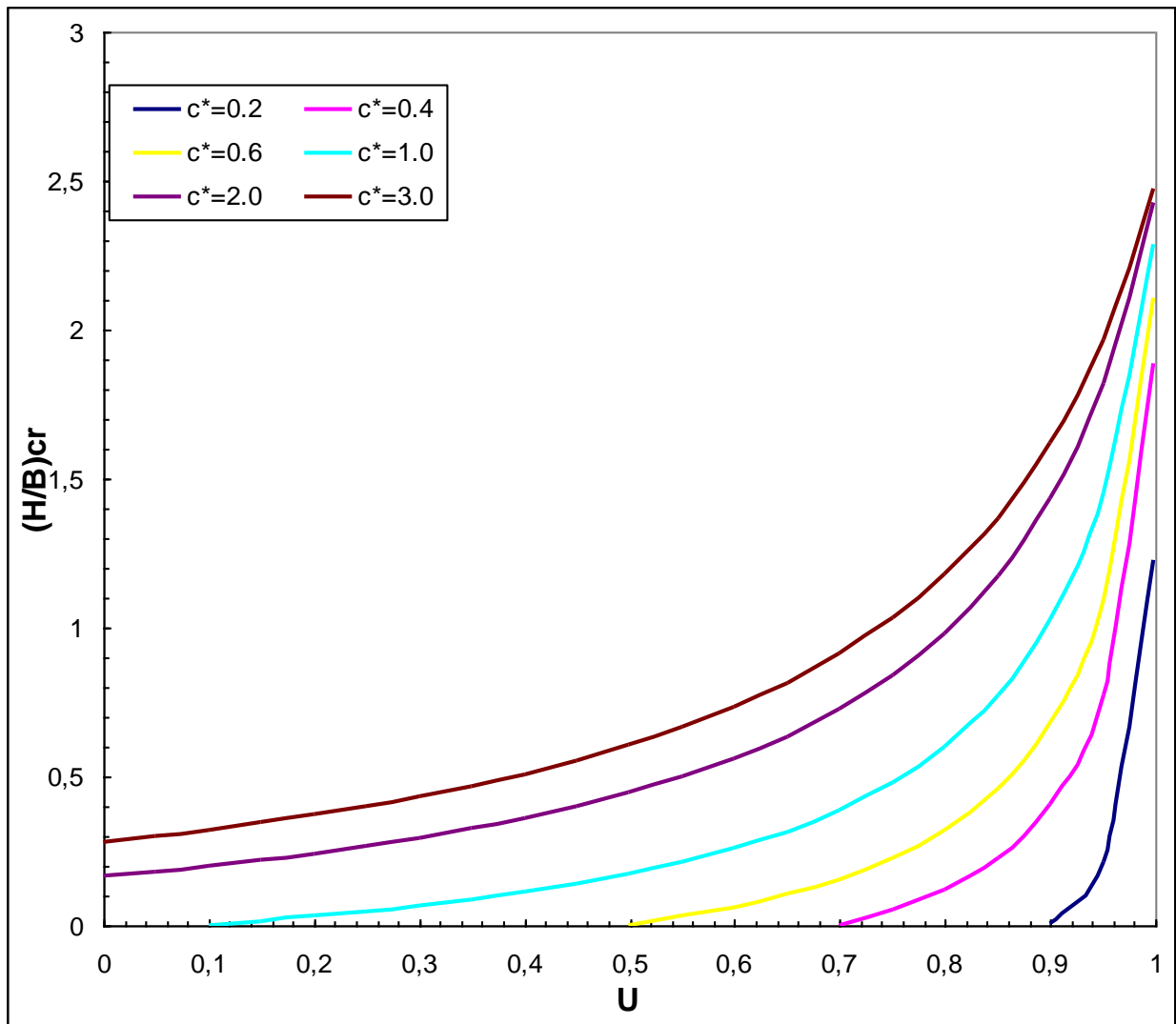
$$\zeta = q_u/q_c$$

ή

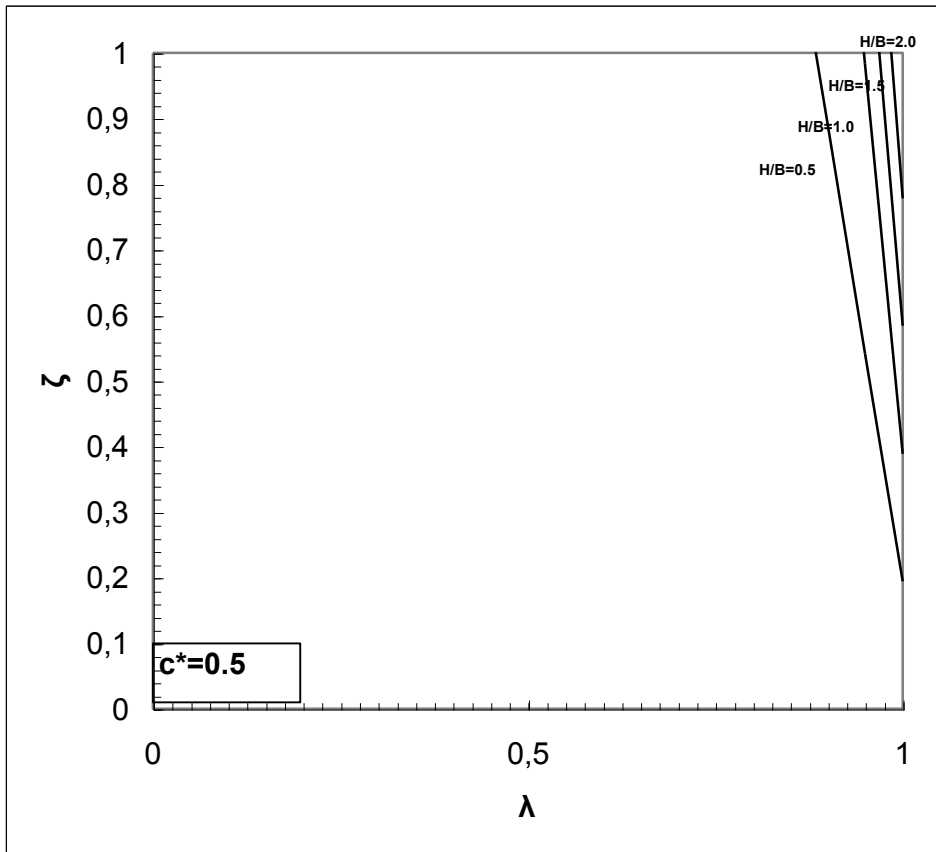
$$\zeta = \left( \frac{A^*}{2N_c} (1 - \lambda) \right) \left[ 1 + 2H^* \left( \frac{2}{A^* (1 - \lambda)} + \frac{N_q F_{qd} - 1}{\tan(1.4\varphi)(N_q - 1)} \right) \right] \quad (3.14)$$

Οι ανωτέρω σχέσεις απεικονίζονται γραφικά στα επόμενα διαγράμματα (Σχήματα 3.4 έως 3.8). Στο πρώτο σχήμα φαίνεται η σχέση μεταξύ του κρισίμου βάθους και του ποσοστού μεταβολής της υπερπίεσης πόρων. Σύμφωνα με την πρώτη εναλλακτική θεώρηση μία τιμή περί το 2.54 θεωρείται ως το όριο πάχους της αργιλικής στρώσης πάνω του οποίου η τυχόν

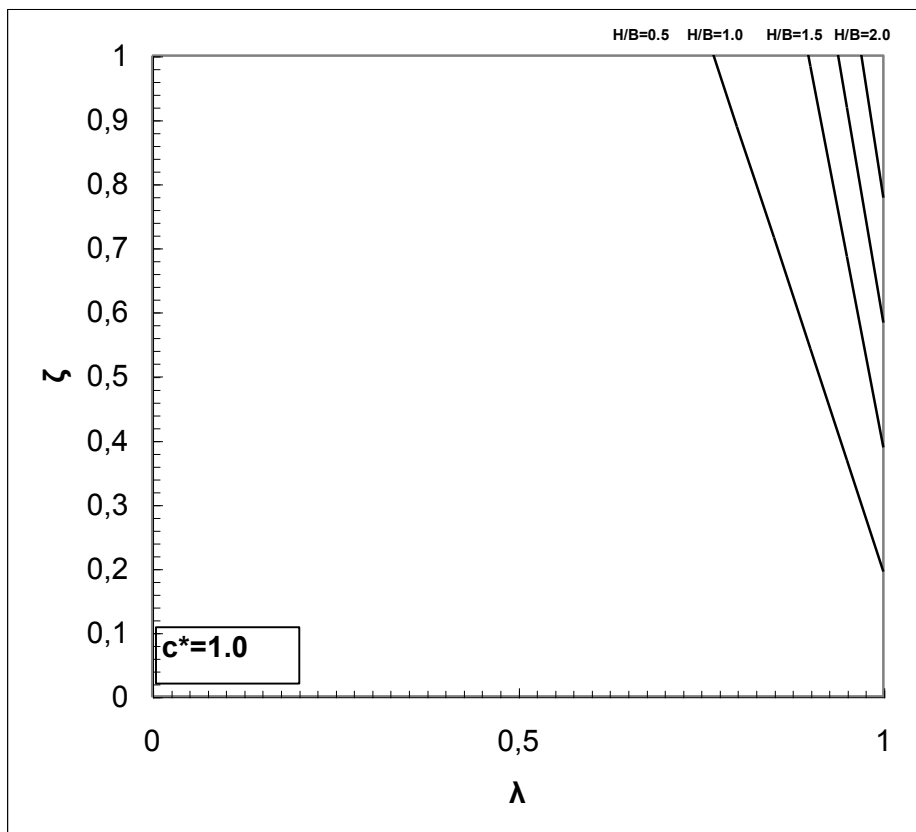
ρευστοποίηση του στρώματος της άμμου δεν επηρεάζει καθόλου τη φέρουσα ικανότητα του θεμελίου για τιμές του  $c^*$  μέχρι και 3.0.



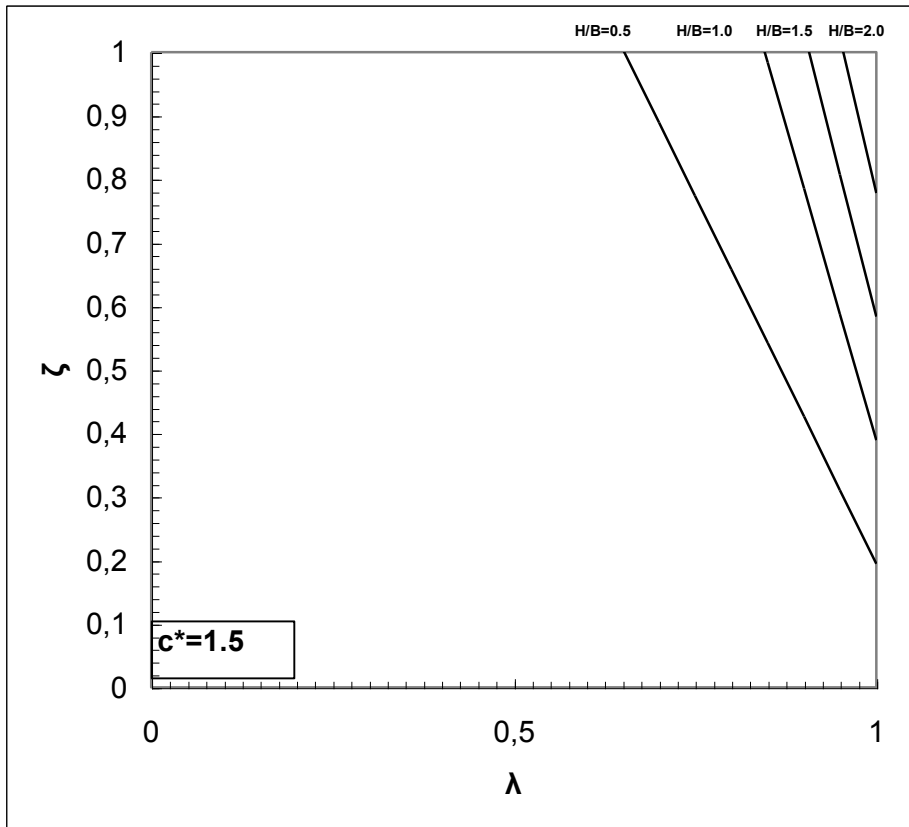
Σχήμα 3.4: Σχέση μεταξύ κρίσιμου βάθους και  $\gamma^*$  συναρτήσει του  $c^*$



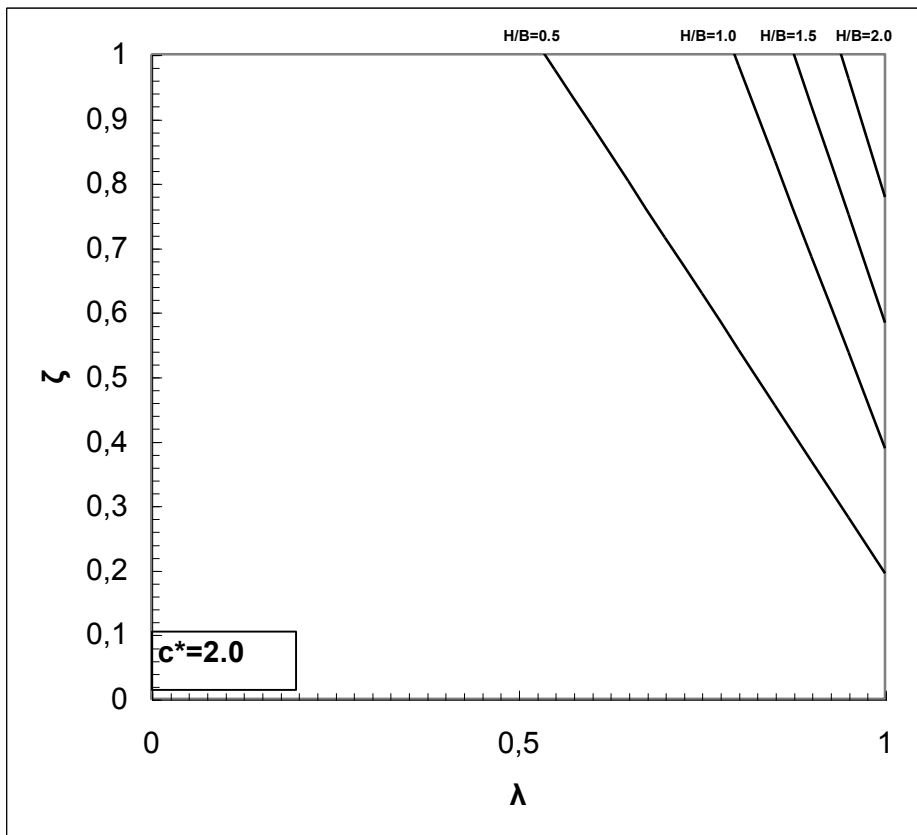
Σχήμα 3.5: Συντελεστής  $\zeta$  ως προς  $\lambda$  συναρτήσει  $H/B$  για  $c^*=0.5$



Σχήμα 3.6: Συντελεστής  $\zeta$  ως προς  $\lambda$  συναρτήσει  $H/B$  για  $c^*=1.0$



Σχήμα 3.7: Συντελεστής  $\zeta$  ως προς  $\lambda$  συναρτήσει  $H/B$  για  $c^*=1.5$



Σχήμα 3.8: Συντελεστής  $\zeta$  ως προς  $\lambda$  συναρτήσει  $H/B$  για  $c^*=2.0$

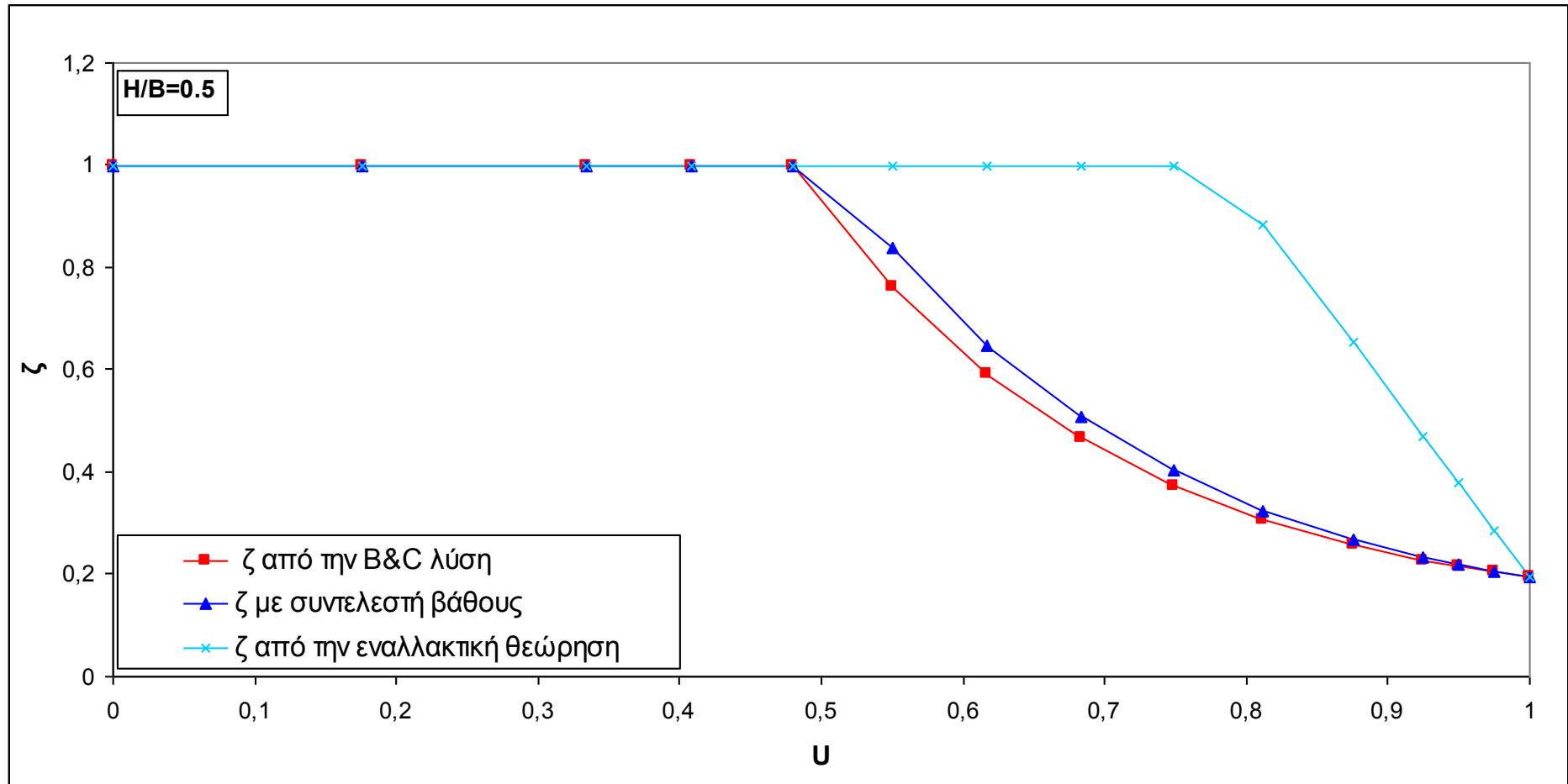
### 3.4 Συμπεράσματα

Στα διαγράμματα που ακολουθούν (σχήματα 3.9 έως 3.12) γίνεται η σύγκριση των αποτελεσμάτων για διάφορα  $H/B$  με τις διάφορες θεωρήσεις, όπως έχουν παρουσιαστεί στα κεφάλαια 2 και 3. Στη συνέχεια παρουσιάζεται ένα διάγραμμα στο οποίο φαίνεται η σύγκριση του υπολογισμένου κρίσιμου βάθους από τις τρεις μεθοδολογίες. Με διακεκομμένη γραμμή είναι η μεθοδολογία των Cascone & Bouckovalas (1998), με σταθερή η μεθοδολογία με τη προσθήκη του συντελεστή βάθους και με έντονη η εκτίμηση του  $H/B_{cr}$  με την εναλλακτική θεώρηση που παρουσιάστηκε σε αυτό το κεφάλαιο. Για τη δημιουργία του διαγράμματος χρησιμοποιήθηκε οι συντελεστές  $U$  και  $\lambda$  για τον άξονα  $x$ .

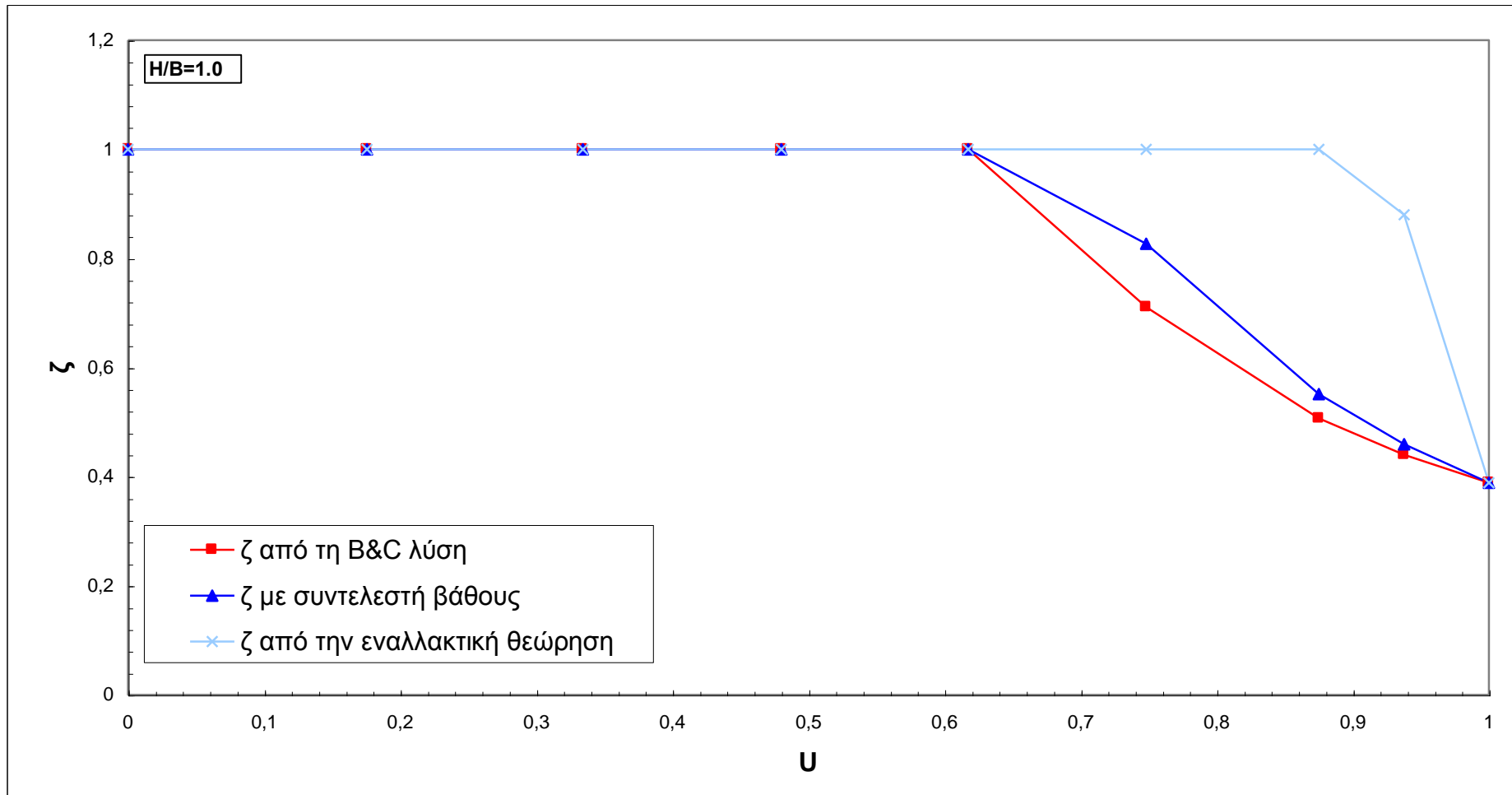
Η νέα προσέγγιση που παρουσιάστηκε διαφοροποιεί τις προβλεπόμενες σχέσεις και τα διαγράμματα τόσο ποσοτικά όσο και ποιοτικά. Στα σχήματα 3.10, 3.11, 3.12 παρατηρείται ότι αυξάνεται η προβλεπόμενη αντοχή του θεμελίου μέχρι και 400% για  $H/B=0.5$  (όταν  $U \approx 0.8$ ) ενώ για μεγαλύτερα  $H/B$  παρατηρείται σαφώς μικρότερη αύξηση (όταν  $U=0.875$  είναι  $\zeta_{\text{ενάλ.θεώρ.}}=1.0$  και  $\zeta_{\text{θεωρ B\&C με Fqd}}=0.268$ ).

Είναι χαρακτηριστικό ότι με τη νέα μεθοδολογία η φέρουσα ικανότητα είναι γραμμική συνάρτηση του συντελεστή  $\lambda$ , δηλαδή του ποσοστού της υπερπίεσης πόρων ως προς την αρχική ενεργή τάση. Η μεθοδολογία αυτή, φαινομενικά τουλάχιστον, ανταποκρίνεται πιο πιστά στον πραγματικό μηχανισμό με τον οποίο ρευστοποιείται η άμμος. Αυτό το γεγονός την κάνει πιο αξιόπιστη αλλά όμως οι αρκετά μεγαλύτερες αντοχές που προβλέπει για μικρές τιμές του λόγου βάθους στρώματος αργίλου  $H$  και πλάτους θεμελίου  $B$ , πρέπει να ελεγχθούν για την ορθότητά τους. Από πρακτικής άποψης, η επαλήθευσή τους θα σημαίνει ότι η φέρουσα ικανότητα θεμελίου σε ρευστοποιημένο έδαφος είναι πολύ μεγαλύτερη από αυτή που προβλέπεται στους κανονισμούς.

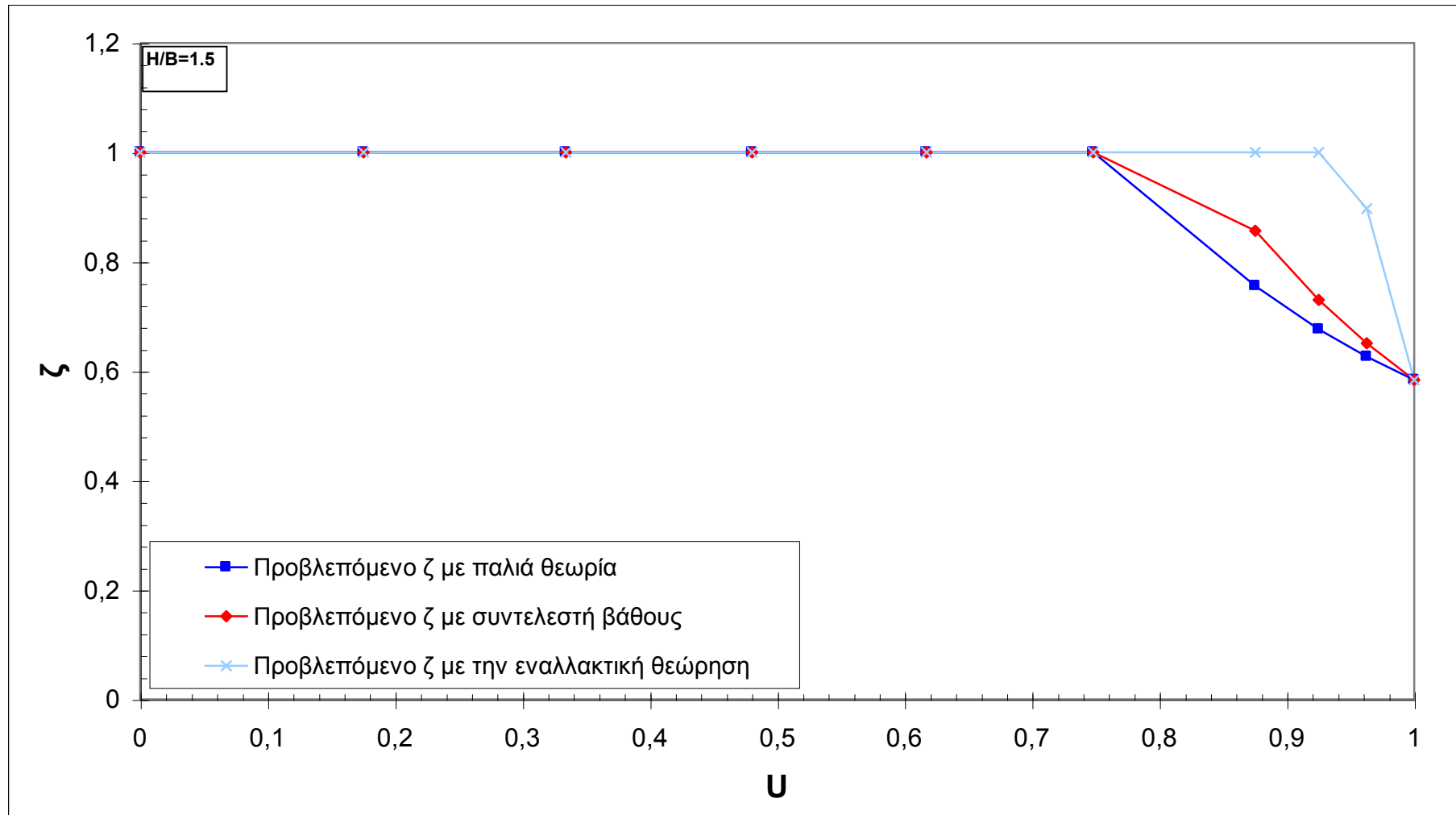




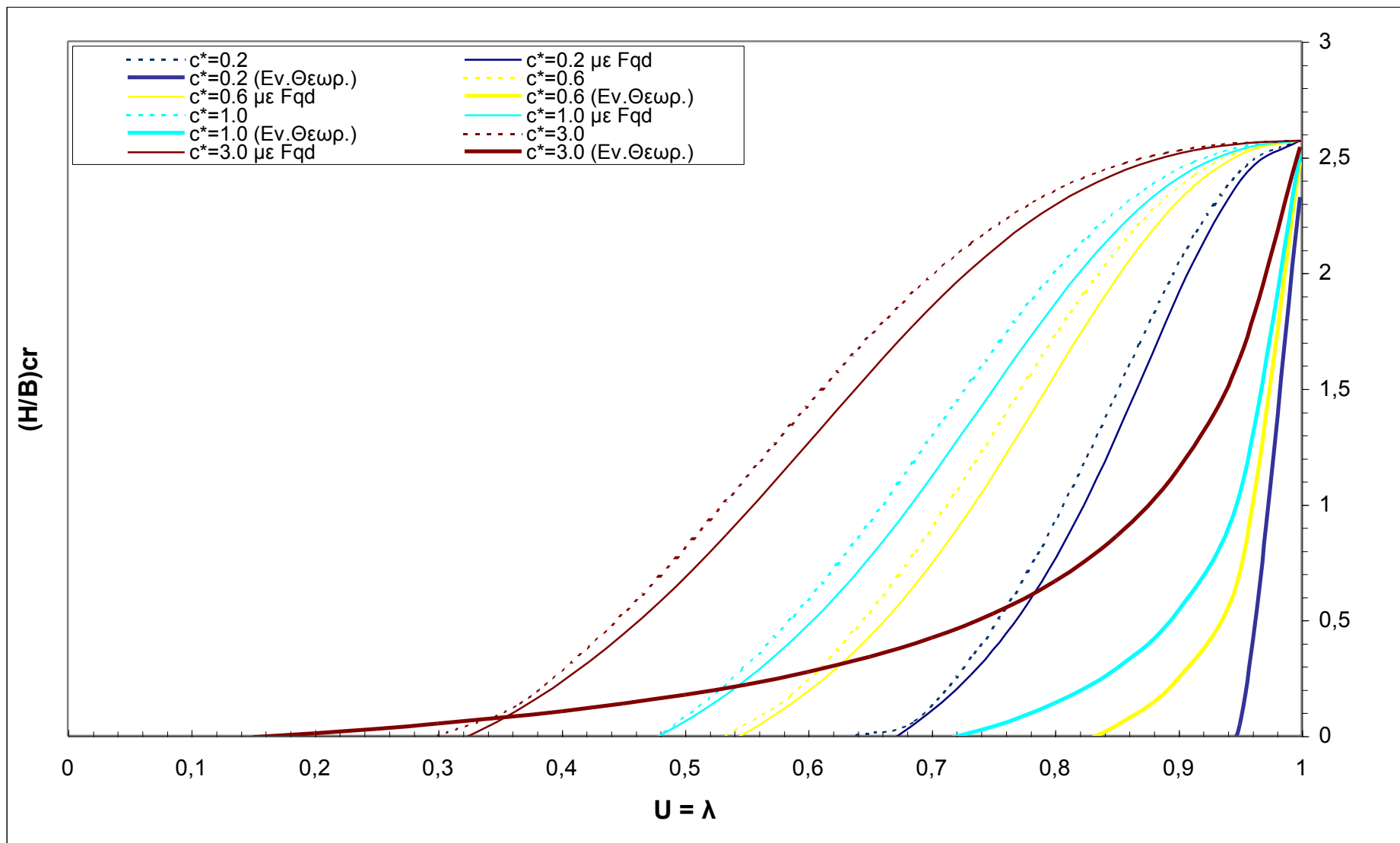
Σχήμα 3.9: Προβλεπόμενα  $\zeta$  από τις τρεις μεθοδολογίες για  $H/B=0.5$



Σχήμα 3.10: Προβλεπόμενα ζ από τις τρεις μεθοδολογίες για H/B=1.0



**Σχήμα 3.11:** Προβλεπόμενα ζ από τις τρεις μεθοδολογίες για  $H/B=1.5$



Σχήμα 3.12: Σύγκριση  $H/Bcr$  από τις τρεις μεθοδολογίες

## **4. Χρήση Παραμένουσας Διατμητικής Αντοχής**

### **4.1 Εισαγωγή**

Η μέχρι τώρα αναλύσεις βασίστηκαν στην θεώρηση ότι η άμμος στην κατάσταση ρευστοποίησης έχει μηδενική διατμητική αντοχή, η οποία εκφράζονταν με το μηδενισμό της γωνίας τριβής  $\phi^*$ . Στην πραγματικότητα ακόμη και υπό καθεστώς πλήρους ρευστοποίησης η αντοχή της άμμου δεν μηδενίζεται, αλλά παραμένει πεπερασμένη ( $Su_r$ ) και εξαρτάται τόσο από την αρχική πυκνότητα όσο και από την αρχική κατακόρυφη ενεργό τάση του στρώματος. Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται η διαφοροποίηση που παρατηρείται στην φέρουσα ικανότητα ενός θεμελίου σύμφωνα με αυτή την θεώρηση.

### **4.2 Προηγούμενη έρευνα**

Η εκτίμηση της παραμένουσας διατμητικής αντοχής ενός αμμώδους εδάφους υπό καθεστώς ρευστοποίησης είναι ένα από τα πιο δύσκολα και αμφιλεγόμενα προβλήματα στην γεωτεχνική σεισμική μηχανική. Αυτό συμβαίνει διότι οι δύο κύριες μέθοδοι που έχουν αναπτυχθεί για την εξήγηση του φαινομένου, εργαστηριακή έρευνα και μελέτες πραγματικών περιστατικών, έχουν και οι δύο προβλήματα στην εφαρμογή και εξήγηση των αποτελεσμάτων.

Οι πειραματικές μέθοδοι στο εργαστήριο συσχετίζουν την παραμένουσα διατμητική αντοχή μίας ρευστοποιημένης άμμου με την κατάσταση σταθερής παραμόρφωσης (steady state of deformation) που παρατηρείται σε ένα δοκίμιο (τριαξονική δοκιμή -συνήθως- ή δοκιμή απλής διάτμησης), κάτω από αστράγγιστες συνθήκες, στο οποίο επιβάλλεται μοτονική ή ανακυκλική φόρτιση. Στην κατάσταση σταθερής παραμόρφωσης η αρχική δομή του δοκιμίου έχει καταστραφεί και έχει δημιουργηθεί μία «κατάσταση ροής» (Poulos, 1981) στην οποία οι κόκκοι της άμμου παίρνουν μία τέτοια θέση έτσι ώστε η απαιτούμενη διατμητική δύναμη για να συνεχιστεί η παραμόρφωση λαμβάνει μία ελάχιστη σταθερή τιμή.

Η τιμή αυτής της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής της σταθερής κατάστασης, η οποία θεωρείται ίση με την παραμένουσα διατμητική αντοχή στις πραγματικές συνθήκες, είναι συνάρτηση πολλών παραμέτρων: του δείκτη πόρων της άμμου (Poulos et al, 1985), της ενεργού

τάσης στερεοποίησης (Konrad, 1988), της αρχικής δομής του εδάφους και της μεθόδου επιβολής του φορτίου -ελεγχόμενης τάσης ή παραμόρφωσης- (Dennis 1988, Stark & Mesri 1991, Vaid P. Y. and Thomas 1995). Ταυτόχρονα οι διάφοροι ερευνητές δεν συμφωνούν στο αν εξαρτάται και από την μέθοδο προετοιμασίας του δοκιμίου, αν και οι νεότερες έρευνες μάλλον τείνουν προς τα εκεί (De Gregorio, 1990).

Το σημαντικότερο μειονέκτημα των εργαστηριακών μεθόδων είναι ότι ενώ δίνουν μία ακρίβεια στην επιβολή των φορτίων και κατά συνέπεια στις παρατηρούμενες τάσεις, είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες, λόγω της μικρής κλίσης της γραμμής σταθερής κατάστασης, στην επί τόπου μέτρηση του δείκτη πόρων (και των άλλων παραμέτρων). Μικρά σφάλματα εκτίμησης του δείκτη πόρων από τα δοκίμια προκαλούν μεγάλες διαφορές στην παραμένουσα διατμητική αντοχή που υπολογίζεται, εισάγοντας μεγάλη ανακρίβεια στα αποτελέσματα (Kramer 1989). Έτσι γίνεται κατανοητό ότι η ποσοτικά ορθή εκτίμηση της παραμέτρου αυτής σε πρακτικές εφαρμογές γίνεται αρκετά πολύπλοκη και αβέβαιη.

Από την άλλη πλευρά οι μελέτες πραγματικών περιστατικών (in situ testing) δίνουν σχέσεις για τον υπολογισμό της παραμένουσας διατμητικής αντοχής σε ρευστοποιημένες άμμους οι οποίες βασίζονται σε αντίστροφη ανάλυση ιστορικών περιστατικών (back analyses). Στις πραγματικές περιπτώσεις δεν έχουμε φυσικά «απόλυτα αστράγγιστες» συνθήκες, όπως στο εργαστήριο αλλά υπάρχει μερική στράγγιση, αναδιάταξη της πίεσης πόρων, αναμόχλευση του εδαφικού υλικού (soil mixing) και άλλα φαινόμενα τα οποία επηρεάζουν την παραμένουσα διατμητική αντοχή (Stark & Mesri, 1991). Το κυριότερο πρόβλημα της μεθόδου αυτής είναι ο μικρός σχετικά αριθμός ιστορικών περιστατικών (Norris et al, 1997). Επιπρόσθετα οι γνωστές αβεβαιότητες όσον αφορά στις τιμές των γεωτεχνικών παραμέτρων καθώς και η διαφοροποίηση της επιβαλλόμενης τάσης σε κάθε περίπτωση που εξετάζεται εισάγουν ανακρίβειες στα αποτελέσματα.

Η πιο διαδεδομένη μέθοδος αυτής της κατηγορίας ήταν η μέθοδος των Stark and Mesri (1991) η οποία συσχετίζει τον λόγο παραμένουσας διατμητικής αντοχής της άμμου προς την αρχική ενεργό τάση με τον αριθμό κρούσεων της πρότυπης δοκιμής διεύδυσης (SPT) στην αρχική κατάσταση της άμμου. Η συγκεκριμένη μέθοδος θα χρησιμοποιηθεί και στην παρούσα ερευνητική εργασία, εφόσον όπως έχουν δείξει και νεότερες έρευνες (Olson & Stark, 2002) τα αποτελέσματά της είναι σύμφωνα και με νεότερες αναλύσεις ιστορικών περιστατικών και μάλλον προς την μεριά της ασφαλείας, σε αντίθεση με άλλες μεθόδους (πχ Davies & Campanella, 1994).

### 4.3 Εισαγωγή παραμένουσας διατμητικής αντοχής στην απομείωση της γωνίας τριβής

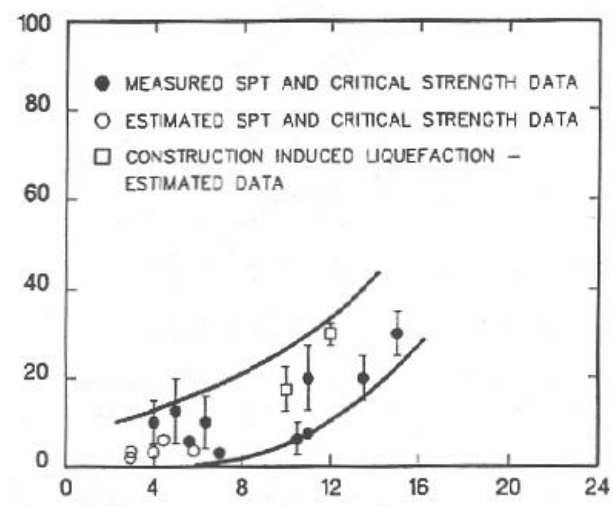
Οι Stark & Mesri παρουσίασαν τα διαγράμματα 4.1 και 4.2, τα οποία συσχετίζουν την παραμένουσα διατμητική αντοχή (στο δεύτερο διάγραμμα κανονικοποιημένη) συναρτήσει του ισοδύναμου αριθμού κρούσεων στατικής πενετρομέτρησης (SPT) την στιγμή που έχουμε πλήρη ρευστοποίηση. Από το δεύτερο διάγραμμα μάλιστα μπορεί να προκύψει η μέση τιμή της συγκεκριμένης συσχέτισης σύμφωνα με την σχέση:

$$\frac{s_u(\text{yield}, \text{mob})}{\sigma'_{vo}} = 0.011 \times (N_1)_{60-cs} \quad (4.1)$$

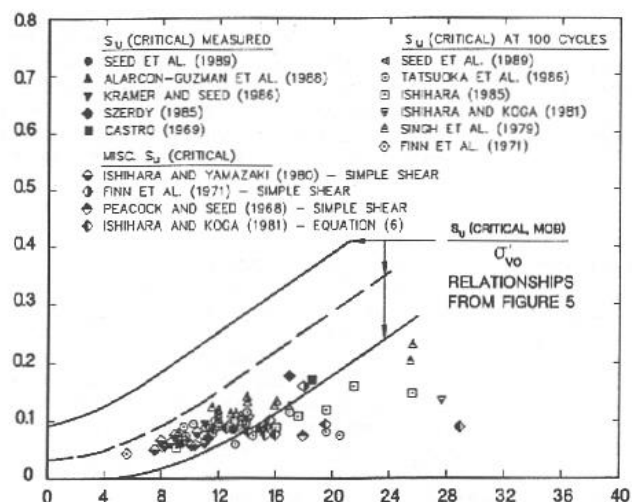
όπου  $s_u(\text{yield}, \text{mob})$  η παραμένουσα διατμητική αντοχή,

$\sigma'_{vo}$  η τιμή της κατακόρυφης ενεργού τάσης

$(N_1)_{60-cs}$  διορθωμένος αριθμός SPT.



**Σχήμα 4.1:** Συσχέτιση μεταξύ αριθμού  $N'$  και παραμένουσας διατμητικής αντοχής



**Σχήμα 4.2:** Συσχέτιση μεταξύ αριθμού  $N'$  και κανονικοποιημένης  $S_{ur}/\sigma'_{vo}$

Με την βοήθεια της σχέσης αυτής και της μέσης τιμής των σχέσεων μεταξύ του διορθωμένου αριθμού SPT και της γωνίας τριβής της άμμου που προτείνουν οι Osaki και Dunham:

$$\varphi = \sqrt{14,5N'} + 20 \quad (4.2)$$

μπορούμε να συσχετίσουμε τελικώς την παραμένουσα διατμητική αντοχή με μία ισοδύναμη γωνία τριβής και να διαφοροποιήσουμε το διάγραμμα συσχέτισης του λόγου  $\tan\varphi^*/\tan\varphi$  ως προς τον λόγο  $\Delta u/\sigma'_{vo}$  ως ακολούθως:

$$\frac{\tan\varphi^*}{\tan\varphi} = \left(1 - \frac{\Delta u}{\sigma'_{vo}}\right) + 0,011 \frac{N_{l,60}}{\tan\varphi} \frac{\Delta u}{\sigma'_{vo}} \quad (4.3)$$

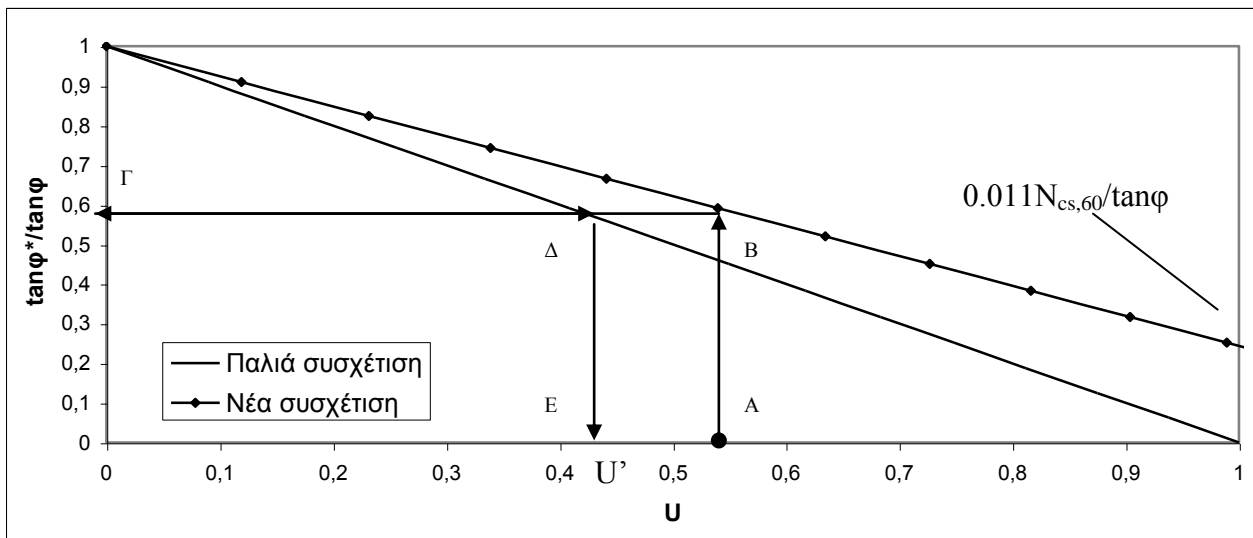
Με βάση τη σχέση 4.3, προκύπτει το διάγραμμα 4.3 στο οποίο μπορούμε να διαγράψουμε μία πορεία της μορφής ΑΒΓΔΕ, για να κατανοήσουμε τη σχέση της αντοχής που έδινε η παλιά συσχέτιση σε σύγκριση με αυτή που δίνει η νέα. Τη νέα συσχέτιση τη θεωρούμε απλουστευτικά μια και ξέρουμε μόνο δύο σημεία (το αρχικό για  $\Delta u/\sigma'_{vo}=0$  και το τελικό για  $\Delta u/\sigma'_{vo}=1$ ).

Το σημείο Α ήταν αυτό που προέκυπτε με την προηγούμενη συσχέτιση μεταξύ των δύο μεγεθών. Για τον ίδιο λόγο  $\Delta u/\sigma'_{vo}$  μπορούμε να βρούμε το σημείο Β στη νέα συσχέτιση και κατά



συνέπεια μία νέα τιμή του λόγου  $\tan\varphi^*/\tan\varphi$ . Από το σημείο αυτό αν επανέρθουμε στην αρχική συσχέτιση (σημείο Δ) μπορούμε να βρούμε τη τιμή του λόγου  $\Delta u/\sigma_{v_0}$  (σημείο Ε) η οποία προσφέρει την ίδια αντοχή σύμφωνα με την παλιά συσχέτιση όπως ο λόγος  $\tan\varphi^*/\tan\varphi$  που έχουμε για την νέα συσχέτιση. Εν κατακλείδι, η λύση με την εναλλακτική αυτή θεώρηση για  $u=u_A$  είναι η ίδια με την αρχική λύση για  $u=u_E$ .

Η προαναφερόμενη σχέση 4.2 δείχνει ότι οι τιμές του λόγου  $\frac{0.011N_{cs,60}}{\tan\varphi}$  και κατά συνέπεια ο λόγος  $\frac{\tan\varphi_{res}^*}{\tan\varphi}$ , για τιμές της γωνίας τριβής 0-35° κυμαίνονται από 0,12 έως 0,38.



**Σχήμα 4.3:** Παλιά και νέα συσχέτιση μεταξύ των λόγων  $\Delta u/\sigma_{v_0}$  και  $\tan\varphi^*/\tan\varphi$

#### 4.4 Εισαγωγή παραμένουσας διατμητικής αντοχής στην απομείωση του ειδικού βάρους

Στην παράγραφο 4.3 παρουσιάστηκε μία μεθοδολογία με την οποία εισάχθηκε η έννοια της παραμένουσας διατμητικής αντοχής στους υπολογισμούς για την φέρουσα ικανότητα επιφανειακού θεμελίου. Φυσικά, η εισαγωγή της παραμένουσας διατμητικής αντοχής στους υπολογισμούς μας δεν αφορά μόνο την μεθοδολογία κατά την οποία η προσομοίωση του φαινομένου της ρευστοποίησης γίνεται με απομείωση της γωνίας τριβής. Δηλαδή η τελική αντοχή της ρευστοποιημένης άμμου ακόμη και υπό καθεστώς πλήρους ρευστοποίησης δεν μηδενίζεται όπως προβλέπουν οι σχέσεις που έχουν προκύψει για την 1<sup>η</sup> εναλλακτική θεώρηση στο κεφάλαιο 3, αλλά αντίθετα έχει μία συγκεκριμένη τιμή, διάφορη του μηδενός, η οποία προκύπτει από την σχέση 4.1.

Η τιμή της παραμένουσας διατμητικής αντοχής, όπως φαίνεται από την σχέση 4.1, εξαρτάται από την διορθωμένη τιμή  $N'$  της πρότυπης δοκιμής διείσδυσης (SPT), που στην περίπτωση της προσομοίωσης του φαινομένου με την απομείωση του φαινομένου ειδικού βάρους είναι σταθερή (όπως προκύπτει και από την χρήση της σχέσης 4.2 εφόσον και η γωνία τριβής της άμμου θα είναι σταθερή) αλλά και από την αρχική τιμή της ορθής τάσης ( $\sigma_{vo}$ ), η οποία εξαρτάται από τις αρχικές συνθήκες του κάθε εδαφικού στοιχείου. Έτσι μπορούμε να ορίσουμε μία διορθωμένη τιμή του φαινομένου ειδικού βάρους του εδαφικού στρώματος που ρευστοποιείται ( $\gamma^*$ ) σύμφωνα με την σχέση:

$$\frac{\gamma^*}{\gamma_o} = \left( 1 - \frac{\Delta u}{\sigma_{vo}} \right) + \frac{0,011 \cdot N_{1,60}}{\tan \varphi_o} \frac{\Delta u}{\sigma_{vo}} \quad (4.4)$$

Όπως και στην περίπτωση της παραγράφου 4.3, η συσχέτιση που χρησιμοποιείται είναι γραμμική, εφόσον δεν ξέρουμε περισσότερα στοιχεία για τον μηχανισμό της παραμένουσας διατμητικής αντοχής, αλλά μόνο την αρχική και την τελική της τιμή.

Επιλύοντας την σχέση 3.11 και κανονικοποιώντας την σχέση ως εξής:  $H^*=H/B$ ,  $A^*=N\gamma/c^*$ ,  $c^*=c/(\gamma'B)$  και  $N\gamma=(Nq-1)\tan(1.4\varphi)$ , έχουμε:

$$\frac{q_u(H)}{q_c} = \left( \frac{A^*}{2N_c} (1 - \lambda) \right) \left[ 1 + 2H^* \cdot \left( \frac{2}{A^*(1 - \lambda)} + \frac{F_{qd} N_q - 1}{\tan(1.4\varphi) \cdot (N_q - 1)} \right) \right] + \frac{0.0055 \cdot \gamma' N_{l,60} \lambda}{\tan \varphi_o} \frac{BN_\gamma}{cN_c}$$

Για να βρεθεί το κρίσιμο βάθος  $(H/B)_{cr}$  πρέπει να εξισωθεί η σχέση με 1 και να επιλυθεί ως προς το  $H^*$ :

$$\left( \frac{H}{B} \right)_{cr} = \frac{2 \frac{N_c}{A^*(1 - \lambda)} - 1 - 0.011 \frac{\lambda}{1 - \lambda} \cdot \frac{N_{l,60}}{\tan \varphi_o}}{\frac{4}{A^*(1 - \lambda)} + \frac{2F_{qd} N_q - 2}{\tan(1.4\varphi) \cdot (N_q - 1)}} \quad (4.5)$$

Ενώ για τον συντελεστή  $\zeta$  έχουμε:

$$\zeta = \left( \frac{A^*}{2N_c} \right) \left[ 1 - \lambda + H^* \cdot \left( \frac{2}{A^*} + (1 - \lambda) \frac{F_{qd} N_q - 1}{\tan(1.4\varphi) \cdot (N_q - 1)} \right) \right] + \frac{0.0055 \cdot \gamma' N_{l,60} \lambda}{\tan \varphi_o} \frac{BN_\gamma}{cN_c} \quad (4.6)$$

#### 4.5 Νέα διαγράμματα

Με τη προσθήκη στους υπολογισμούς μας της παραμένουσας διατμητικής αντοχής  $S_{ur}$ , διαφοροποιούνται τα διαγράμματα του συντελεστή  $\zeta$  εφόσον αυξάνει ουσιαστικά η αντοχή του στρώματος της άμμου. Στα διαγράμματα που ακολουθούν φαίνονται για διάφορους λόγους  $H/B$  τόσο η αύξηση της αντοχής που υπολογίζεται όσο και η συσχέτιση με τις τιμές από την εναλλακτική θεώρηση και το FLAC. Οι τιμές του FLAC που χαρακτηρίζονται ότι προκύπτουν με την προσθήκη  $S_{ur}$  είναι οι ίδιες τιμές που είχαμε υπολογίσει και προηγουμένως αλλά με τη βοήθεια του σχήματος 4.3 δεχόμαστε ότι η αντοχή της άμμου, λόγω παραμένουσας διατμητικής αντοχής, θα είναι ίση με αυτή για μία μεγαλύτερη γωνία τριβής, η οποία προκύπτει από το διάγραμμα.

Οι τιμές για την φέρουσα ικανότητα που προέκυψαν με την προσθήκη της παραμένουσας διατμητικής αντοχής παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα 4.1 για την περίπτωση της απομείωσης της γωνίας τριβής και στον πίνακα 4.2 για την περίπτωση της απομείωσης του φαινομένου ειδικού βάρους της άμμου. Οι συγκεκριμένοι πίνακες περιλαμβάνουν και τις τιμές που είχαν προκύψει από την ανάλυση του κεφαλαίου 2, δηλαδή με τη προσθήκη του συντελεστή  $F_{qd}$  για τις δύο εναλλακτικές θεωρήσεις.

°VKPa	H/B=0.5		H/B=1.0		H/B=1.5	
	q <sub>u</sub> με S <sub>ur</sub>	q <sub>u</sub> παλιό	q <sub>u</sub> με S <sub>ur</sub>	q <sub>u</sub> παλιό	q <sub>u</sub> με S <sub>ur</sub>	q <sub>u</sub> παλιό
0	75,34	40	145,17	80,00	205,6	120
1	79,58	42,29	-	-	-	-
2	84,14	44,90	-	-	-	-
2,5	-	-	164,76	94,37	-	-
3	89,05	47,87	-	-	205,6	150,10
5	100,05	55,03	187,97	113,25	205,6	176,03
7,5	116,40	66,82	-	-	-	-
10	136,40	82,72	205,6	170,00	205,6	205,6
12,5	161,12	104,12	-	-	-	-
15	192,09	133,01	205,6	205,6	205,6	205,6
17,5	205,6	172,15	-	-	-	-
20	205,6	205,6	205,6	205,6	205,6	205,6
22,5	205,6	205,6	-	-	-	-
25	205,6	205,6	205,6	205,6	205,6	205,6
30	205,6	205,6	205,6	205,6	205,6	205,6
35	205,6	205,6	205,6	205,6	205,6	205,6

**Πίνακας 4.1:** Τιμές φέρουσας ικανότητας θεμελίου για διάφορα H/B με και χωρίς θεώρηση παραμένουσας διατμητικής αντοχής S<sub>ur</sub> (Απομείωση φ λόγω ρευστοποίησης)

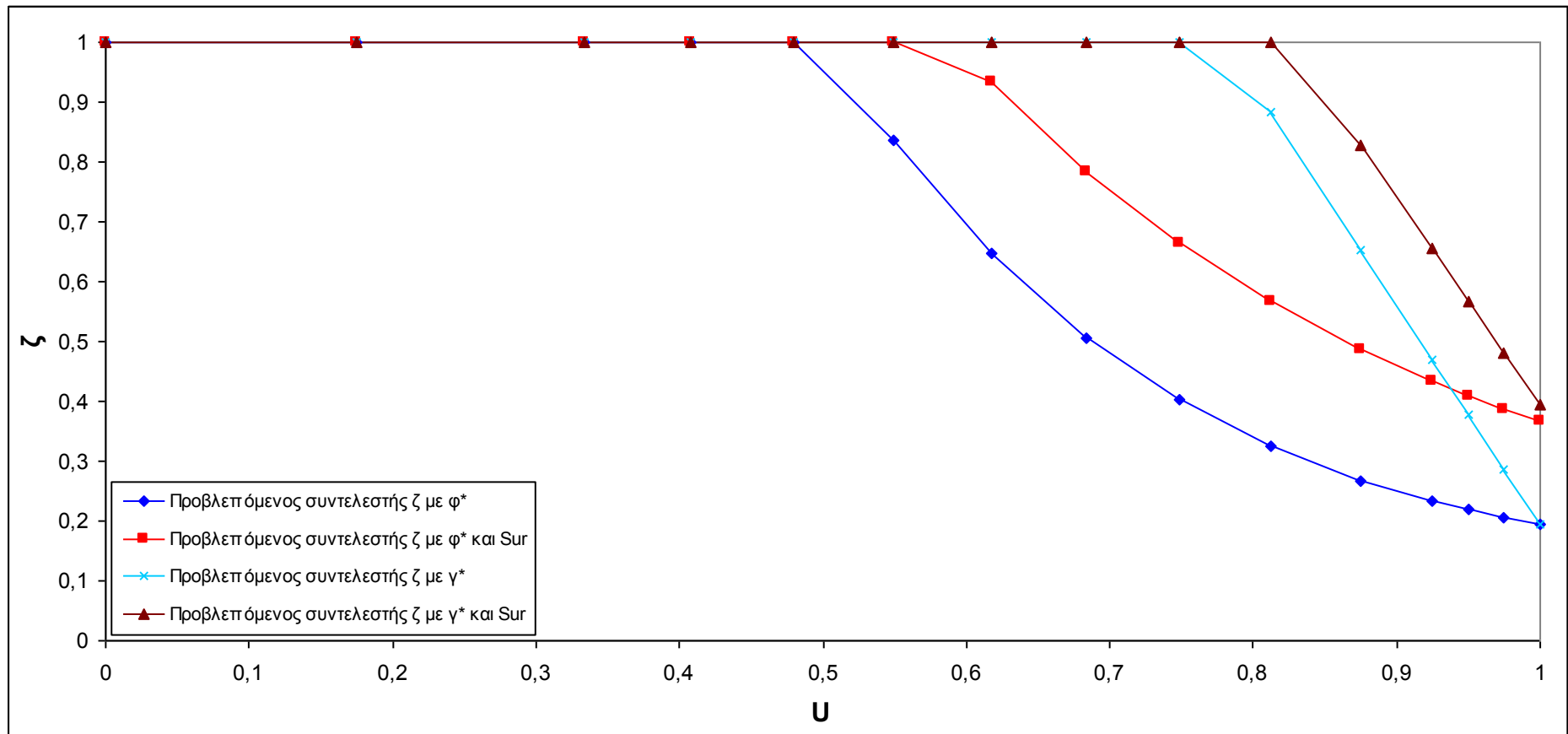
γ*	H/B=0.5		H/B=1		H/B=1.5	
	S <sub>ur</sub> =0	S <sub>ur</sub> ≠0	S <sub>ur</sub> =0	S <sub>ur</sub> ≠0	S <sub>ur</sub> =0	S <sub>ur</sub> ≠0
0,00	42,86	68,33187	85,71984	111,1917	128,5798	172,6983
0,25	63,01326	87,85015	-	-	-	-
0,50	83,17887	107,3804	-	-	-	-
0,75	103,3691	126,9345	193,8589	191,2405	220,3	220,3
1,25	143,8729	166,1621	-	-	-	-
1,88	194,8637	215,5464	-	-	-	-
2,52	220,3	220,3	220,3	220,3	220,3	220,3
3,17	220,3	220,3	-	-	-	-
3,83	220,3	220,3	220,3	220,3	220,3	220,3
4,50	220,3	220,3	-	-	-	-
5,20	220,3	220,3	220,3	220,3	220,3	220,3
5,92	220,3	220,3	-	-	-	-
6,66	220,3	220,3	220,3	220,3	220,3	220,3
8,25	220,3	220,3	220,3	220,3	220,3	220,3
10,00	220,3	220,3	220,3	220,3	220,3	220,3

**Πίνακας 4.2:** Τιμές φέρουσας ικανότητας θεμελίου για διάφορα H/B με και χωρίς θεώρηση παραμένουσας διατμητικής αντοχής S<sub>ur</sub> (Απομείωση γ λόγω ρευστοποίησης)

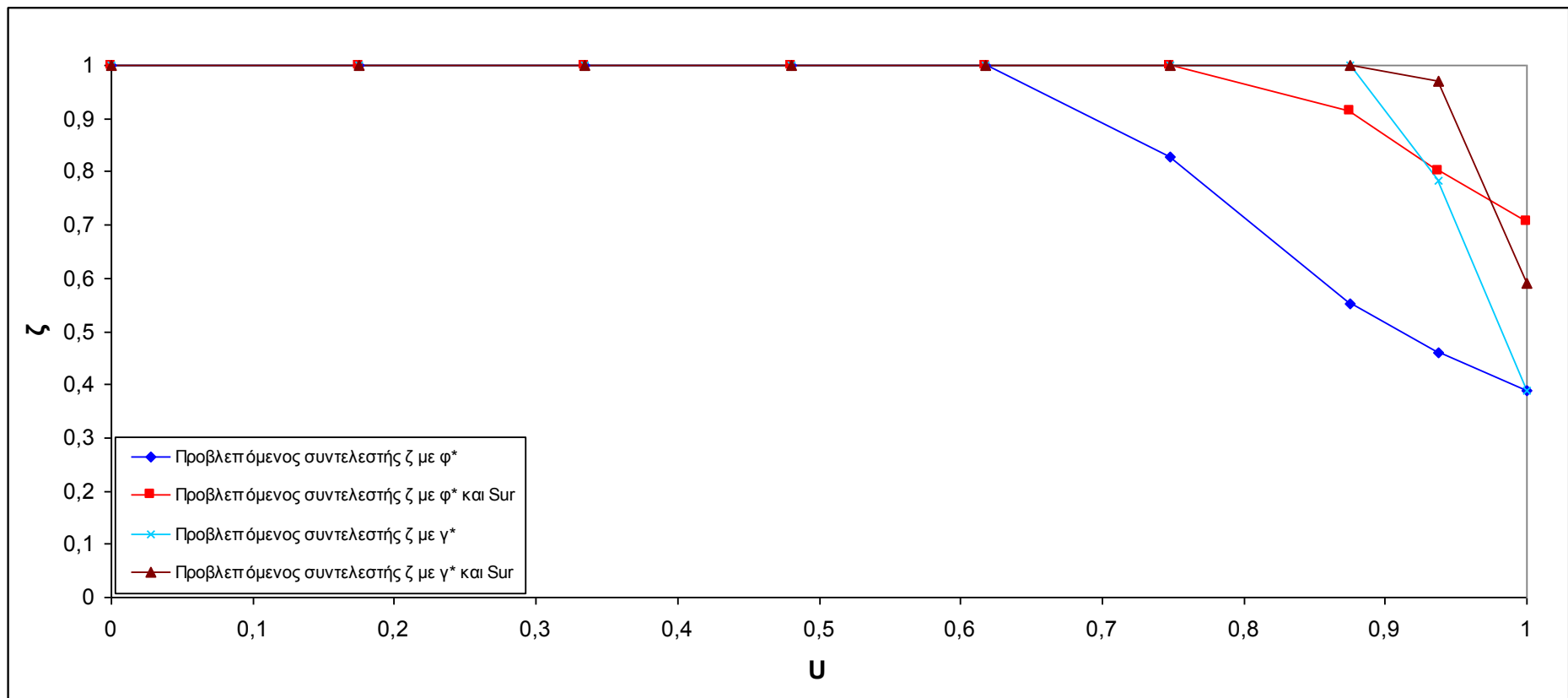
Για το κρίσιμο βάθος τα διαγράμματα και με τις δύο εναλλακτικές μεθόδους διαφοροποιούνται όπως φαίνεται στα σχήματα 4.7 και 4.8.

Για την κλασική θεώρηση με απομείωση της γωνίας τριβής της άμμου ( $\phi^*$ ) είναι χαρακτηριστικό ότι το κρίσιμο βάθος είναι σαφώς μικρότερο με την χρήση της παραμένουσας διατμητικής αντοχής για την ίδια τιμή του συντελεστή  $U$  από ότι χωρίς. Αυτό εξηγείται από το γεγονός ότι η άμμος έχει μεγαλύτερη αντοχή. Μία τιμή του κρίσιμου βάθους περί το 2,42 θεωρείται όριο για τις περιπτώσεις που παρουσιάζονται σε αυτό το διάγραμμα ενώ για μεγαλύτερες τιμές του  $c^*$  το κρίσιμο βάθος θα φτάνει μέχρι και την τιμή 2.57 όπως αυτή που προβλέπεται από την βελτιωμένη θεωρία των Cascone & Bouckovalas (1998).

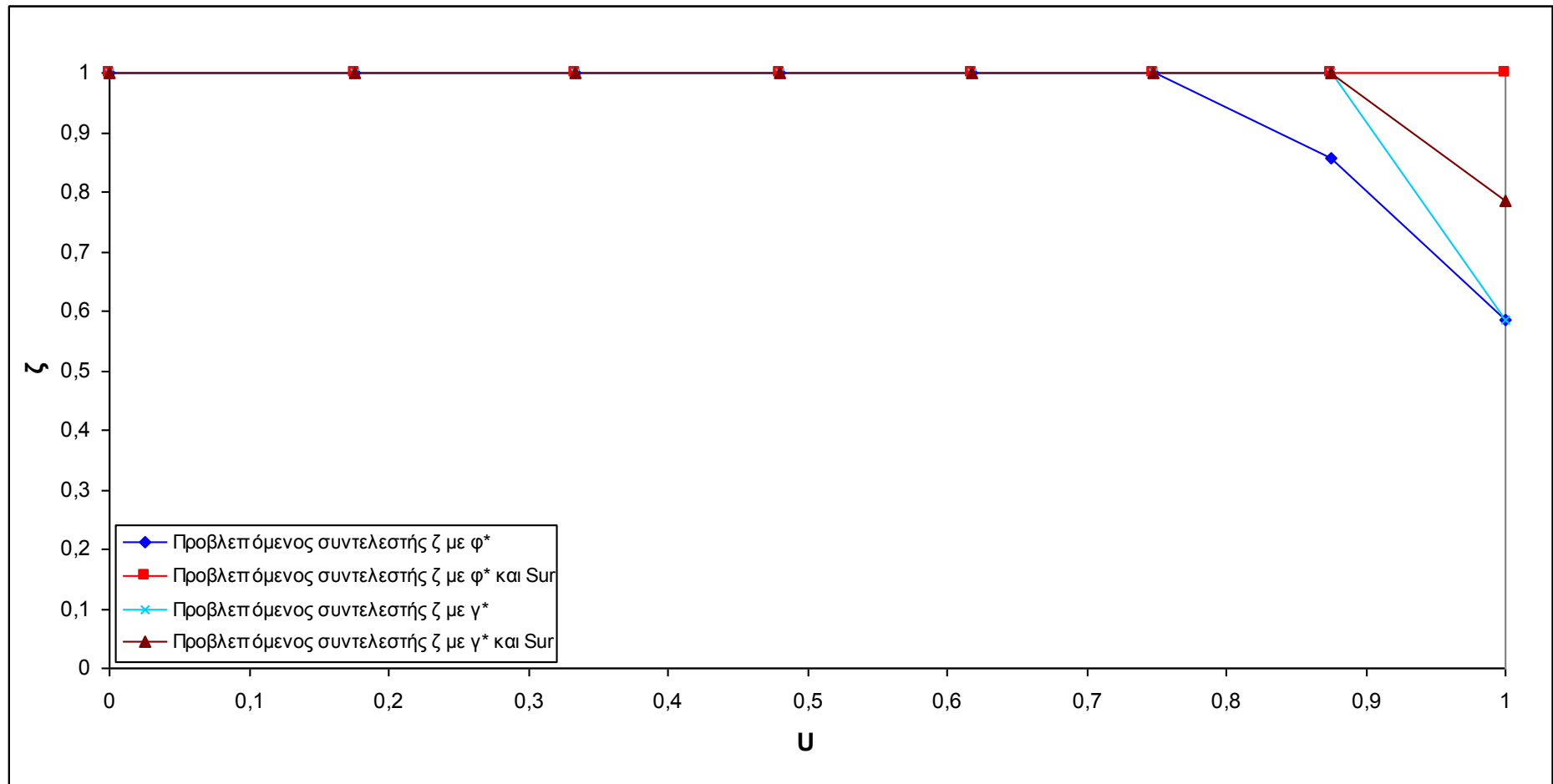
Αντίστοιχα για την εναλλακτική θεώρηση στην οποία απομειώνεται το φαινόμενο ειδικό βάρος της ρευστοποιημένης άμμου, η χρήση της παραμένουσας διατμητικής αντοχής δίνει μικρότερες τιμές για το κρίσιμο βάθος για κάθε τιμή του  $c^*$ . Μάλιστα για  $c^*=0.2$  βλέπουμε ότι το δεν θα παρατηρηθεί μείωση της αντοχής του δίστρωτου σχηματισμού για οποιαδήποτε τιμή του συντελεστή  $U$ .



Σχήμα 4.4: Διάγραμμα συσχέτισης συντελεστή ζ ως προς την υπερπίεση πόρων U για H/B=0.5

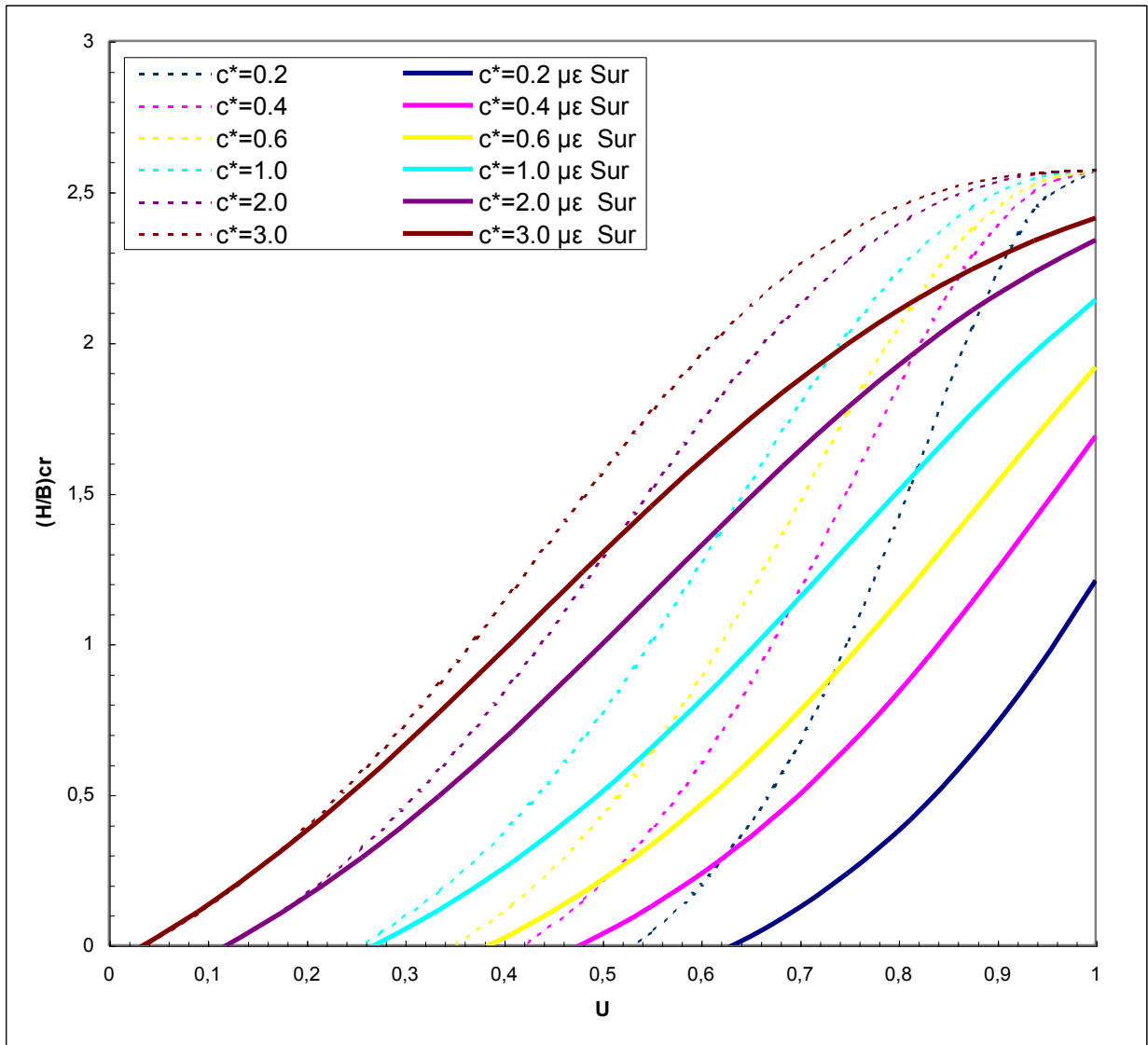


Σχήμα 4.5: Διάγραμμα συσχέτισης συντελεστή ζ ως προς την υπερπίεση πόρων U για H/B=1.0

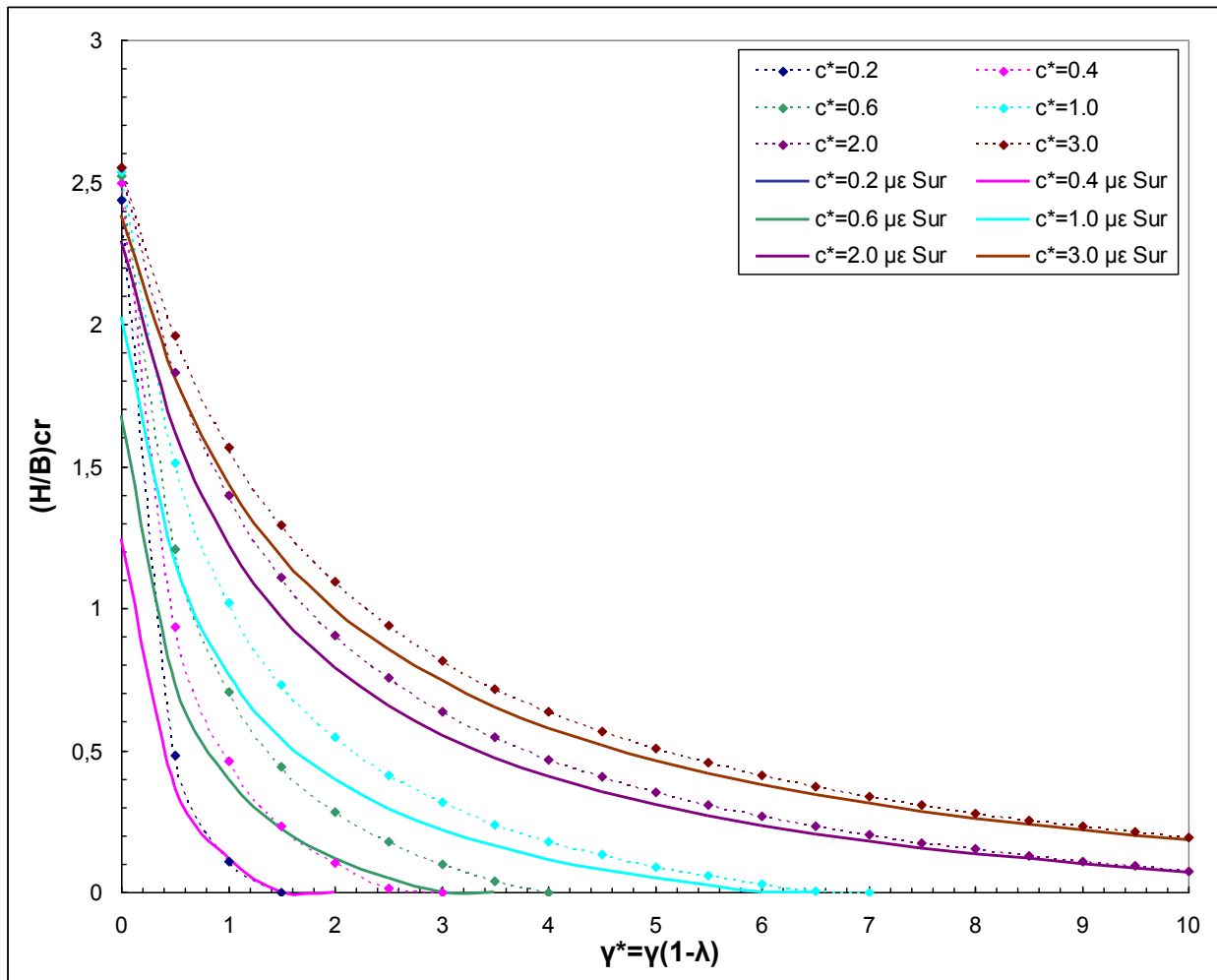


Σχήμα 4.6: Διάγραμμα συσχέτισης συντελεστή ζ ως προς την υπερπίεση πόρων U για H/B=1.5





**Σχήμα 4.7:** Διάγραμμα σύγκρισης προβλεπόμενου συντελεστή βάθους χωρίς και με την παραμένουσα διατμητική αντοχή της ρευστοποιημένης άμμου για την μέθοδο με απομείωση της γωνίας τριβής της άμμου ( $\varphi^*$ )



**Σχήμα 4.8:** Διάγραμμα σύγκρισης προβλεπόμενου συντελεστή βάθους χωρίς και με την παραμένουσα διατμητική αντοχή της ρευστοποιημένης άμμου για την εναλλακτική θεώρηση με απομείωση του φαινόμενου ειδικού βάρους της ( $\gamma^*$ )

#### 4.6 Συμπεράσματα

Λαμβάνοντας υπόψη την παραμένουσα διατμητική αντοχή της άμμου στην κατάσταση ρευστοποίησης η ανάλυση πλησιάζει πιο κοντά στην πραγματική κατάσταση, μια και η διατμητική αντοχή ενός εδαφικού υλικού δεν μηδενίζεται ποτέ. Με την γραμμική συσχέτιση μεταξύ των λόγων  $\tan\phi^*/\tan\phi$  και  $\Delta u/\sigma_{v0}$  και δεχόμενοι ως τελική τιμή αυτή που προτείνουν οι Stark, T. D. & Mesri, G. (1991) επιτυγχάνεται η απλή εισαγωγή της παραμένουσας διατμητικής αντοχής στους υπολογισμούς.

Η καινούρια συσχέτιση εξηγεί ως ένα σημείο τη διαφορά μεταξύ της θεώρησης μείωσης της γωνίας  $\phi$  και της εναλλακτικής θεώρησης με μείωση της τιμής του φαινόμενου ειδικού βάρους για μέσες τιμές του λόγου  $H/B$ . Επίσης παρατηρείται ότι με την χρήση της παραμένουσας διατμητικής αντοχής η τελική τιμή της αντοχής για πλήρη ρευστοποίηση είναι αρκετά μεγάλη και μάλιστα από μία τιμή του λόγου  $H/B$  και πάνω η τιμή της αντοχής που δίνει η κλασική θεώρηση είναι μεγαλύτερη από αυτή που προβλέπει η εναλλακτική θεώρηση.

## **5. Αριθμητικές Αναλύσεις της Φέρουσας Ικανότητας Επιφανειακών Θεμελιώσεων**

### **5.1 Γενικά**

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζεται η μεθοδολογία με την οποία έγινε η σειρά των αριθμητικών αναλύσεων με το πρόγραμμα πεπερασμένων διαφορών FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua). Ο στόχος των αναλύσεων αυτών είναι διπλός:

- Η ποσοτική επαλήθευση των διάφορων αναλυτικών λύσεων που παρουσιάστηκαν προηγουμένως
- Ο προσδιορισμός των πραγματικών μηχανισμών οι οποίοι διέπουν την θραύση του εδάφους και η σύγκριση τους με αυτούς οι οποίοι θεωρήθηκαν στην απλουστευμένες αναλυτικές επιλύσεις

### **5.2 Διαδικασία επαλήθευσης**

Όπως έχει προαναφερθεί η επαλήθευση των αναλυτικών επιλύσεων θα γίνει με την βοήθεια του προγράμματος FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua). Η χρήση του συγκεκριμένου προγράμματος δεν έγινε χωρίς τον κατάλληλο έλεγχο ότι μπορεί να προσομοιώσει ικανοποιητικά τη φέρουσα ικανότητα θεμελίου. Για το συγκεκριμένο πρόβλημα βασιστήκαμε αρχικά στις δημοσιεύσεις των S. Frydman & H. J. Burd (1997) και H. L. Erickson & A. Drescher (2002) οι οποίοι αναφέρονται στα σφάλματα που προκύπτουν από την εκτίμηση του συντελεστή φέρουσας ικανότητας  $N_\gamma$  μέσω του FLAC. Στη συνέχεια ακολούθησε μια σειρά αναλύσεων με το FLAC για προβλήματα ομοιογενούς ημίχωρου και σύγκριση των τιμών που προέκυψαν με τις αναλυτικές τιμές όπως δίνονται από τη θεωρία του Meyerhof (1963), με τους νεότερους συντελεστές του Vesic (1973), αλλά και από τη θεωρία του Terzaghi (1943).

Τα αποτελέσματα αρκετών αντιπροσωπευτικών αναλύσεων καθώς και τα λεπτομερή συμπεράσματα περιλαμβάνονται στο Παράρτημα Β της εργασίας αυτής.

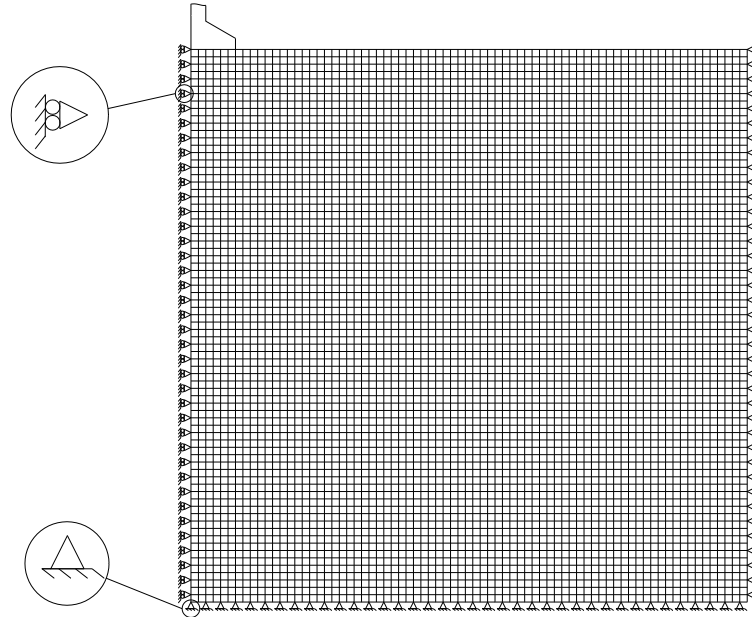
Οι παράμετροι που επηρεάζουν την αριθμητική ανάλυση μπορούν να χωριστούν αδρά σε τρεις κατηγορίες:

- (α) Τις παραμέτρους της προσομοίωσης στο πρόγραμμα
- (β) Τα δεδομένα του προβλήματος όπως αυτά δίδονται στο πρόγραμμα
- (γ) Τις παραδοχές της ανάλυσης, είτε αυτές γίνονται από τον μελετητή είτε από το ίδιο το πρόγραμμα.

#### *(α) Παράμετροι προσομοίωσης*

Ίσως η σημαντικότερη παράμετρος αυτής της κατηγορίας είναι ο κάρναβος που χρησιμοποιείται για την προσομοίωση του εδάφους και του θεμελίου. Όπως έχουν δείξει προηγούμενες έρευνες [S. Frydman & H. J. Burd (1997) και H. L. Erickson & A. Drescher (2002)], αλλά φαίνεται και στο Παράρτημα Β, τα αποτελέσματα που προκύπτουν από το FLAC είναι σε άμεση συνάρτηση με τον κάρναβο που χρησιμοποιείται. Στην περίπτωση του προβλήματος που αναλύθηκε, χρησιμοποιήθηκε κάρναβος 75x75 τετραγωνικών στοιχείων για να προσομοιώσει έδαφος 25μx25μ. Το κάθε στοιχείο προσομοιώνει 0.33m x 0.33m εδαφικού υλικού.

Οι εκτενείς αναλύσεις που παρουσιάζονται στο παράρτημα Β, οι οποίες, όπως προαναφέρθηκε, έγιναν για ομοιογενή ημίχωρο, έδειξαν ότι με τον συγκεκριμένο κάρναβο υπολογιζόταν με μικρό σχετικά σφάλμα η φέρουσα ικανότητα θεμελίου, ιδιαίτερα στην περίπτωση αργιλικού εδάφους. Ταυτόχρονα όταν αυξανόντουσαν σε αριθμό τα στοιχεία της προσομοίωσης για το συγκεκριμένο κάρναβο η διαφοροποίηση των τιμών ήταν αμελητέα ενώ για την επίλυση του δεν χρειαζόνταν υπερβολικά μεγάλος υπολογιστικός χρόνος, στοιχείο που έκανε δυνατή την διεξαγωγή περισσότερων αριθμητικών αναλύσεων για την επαλήθευση των αναλυτικών σχέσεων.



**Σχήμα 5.1:** Κάνναβος προσομοίωσης προβλήματος

Λόγω συμμετρίας του προβλήματος κατά τον οριζόντιο  $X$  άξονα θεωρήθηκε στην ουσία το μισό θεμέλιο. Για το πλάτος του θεμελίου χρησιμοποιήθηκε σταθερή τιμή, ίση με 4m. Έτσι δόθηκε η δυνατότητα να υπάρξει ένας αρκετά αντιπροσωπευτικός αριθμός στοιχείων κάτω από το θεμέλιο (στα 2m του ημι-πλάτους υπήρχαν 6 στοιχεία) ενώ ταυτόχρονα δεν μεγάλωνε υπερβολικά η επιφάνεια αστοχίας και κατά συνέπεια το μέρος του εδάφους που θα έπρεπε να προσομοιωθεί.

Χρησιμοποιήθηκε και εδώ η κλασική θεώρηση των συνοριακών συνθηκών, ότι δηλαδή το έδαφος που βρίσκεται δεξιά και αριστερά του προσομοιωμένου τμήματος αντικαθίσταται από κατακόρυφες κυλίσεις, ενώ το υποκείμενο έδαφος αντικαθίσταται από αρθρώσεις. Επίσης σαν επιτάχυνση της βαρύτητας για τον υπολογισμό των αρχικών τάσεων και παραμορφώσεων αλλά και κατά τη διάρκεια της προσομοίωσης χρησιμοποιήθηκε η τιμή 9.81 m /sec.

Σε αναλογία με την αναλυτική μεθοδολογία για τη περίπτωση της ρευστοποίησης, τα αποτελέσματα που προέκυψαν από το FLAC κανονικοποιήθηκαν για την εξαγωγή του συντελεστή  $\zeta$  ως προς την φέρουσα ικανότητα που προκύπτει από το ίδιο πρόγραμμα για ομοιογενή αργιλικό ημίχωρο. Έτσι τυχόν διαφοροποιήσεις που προκύπτουν λόγω της παραπάνω προσομοίωσης ελαχιστοποιούνται.

Η προσομοίωση γίνεται με την επιβολή σταθερής ταχύτητας μετατόπισης στους κόμβους που υπόκεινται του θεμελίου σε κάθε βήμα προσομοίωσης, δηλαδή με επιβολή ταχύτητας. Η μετατόπιση που επιβαλλόταν σε κάθε βήμα ήταν ίση με  $1 \cdot 10^{-8}$  m. Η ταχύτητα αυτή με ένα κατάλληλο συντελεστή (servo-function) διορθωνόταν έτσι ώστε σε κάθε βήμα η μη-ισορροπούμενη δύναμη (unbalanced force) να είναι μικρότερη από 0,01KN. Η τελική τιμή της φέρουσας ικανότητας του θεμελίου υπολογίζεται ως η μέση τιμή της ορθής τάσης των δύο ακραίων στοιχείων την στιγμή της αστοχίας (ακολουθώντας τις οδηγίες του manual του FLAC).

### *(β) Δεδομένα του προβλήματος*

Το μέτρο συμπίεστότητας  $K$  και το μέτρο διατμήσεως  $G$  ως γνωστόν δεν επηρεάζουν άμεσα την φέρουσα ικανότητα του θεμελίου. Αντίθετα επηρεάζουν την παραμόρφωση που θα δεχτεί το εδαφικό υλικό κάτω από το θεμέλιο. Για αυτό το λόγο επιλέχθηκαν μεγάλες τιμές των δύο αυτών παραμέτρων ( $K=3 \cdot 10^9$  Pa και  $G=1 \cdot 10^9$  Pa) εφόσον δεν θα επηρεαστεί το ζητούμενο του προβλήματος, δηλαδή η φέρουσα ικανότητα του θεμελίου, ενώ θα περιοριστούν οι παραμορφώσεις οι οποίες ενδέχεται να επηρεάσουν την επίλυση λόγω έντονης παραμόρφωσης του καννάβου. Στη παράγραφο 5.3 παρουσιάζονται αναλύσεις με διαφορετικό  $G$  που επαληθεύουν τον συγκεκριμένο ισχυρισμό.

Το φαινόμενο ειδικό βάρος του εδάφους, το οποίο στο FLAC ορίζεται με την βοήθεια της πυκνότητας του εδαφικού υλικού, θεωρήθηκε σταθερό για την επαλήθευση της μεθόδου των Cascone & Bouckovalas (1998) και την 1<sup>η</sup> εναλλακτική θεώρηση (απομείωση του  $\phi$ ), ενώ μεταβλητό για την 2<sup>η</sup> εναλλακτική θεώρηση (απομείωση του  $\gamma$ ). Για διευκόλυνση της επίλυσης αλλά και για γρηγορότερους και σωστότερους υπολογισμούς (μικρότερες παραμορφώσεις και μικρότερη επιφάνεια αστοχίας) χρησιμοποιήθηκε το φαινόμενο ειδικό βάρος ( $\rho = 1000$  Kg/m<sup>3</sup>) που αντιστοιχεί αδρά σε κορεσμένο έδαφος υπό άνωση. Λαμβάνοντας υπόψη το υπό άνωση ειδικό βάρος μπορούμε να αγνοήσουμε την ύπαρξη του νερού.

Ο λόγος Poisson  $\nu$  επιλέχθηκε σταθερός και ίσος με 0.35 και για τις δύο στρώσεις, η αρχική γωνία τριβής  $\phi$  θεωρήθηκε ίση με  $35^\circ$  και η γωνία  $\psi$  (dilation angle) ίση με  $0^\circ$  εφόσον οι ακριβείς τιμές αυτών των παραμέτρων επηρεάζουν ελάχιστα τα αποτελέσματα, όπως αναλύεται και παρακάτω.

### *(γ) Κοινές παραδοχές αναλυτικών και αριθμητικών λύσεων*

Θεωρείται ότι οι εδαφικές στρώσεις είναι ομοιογενείς δηλαδή με σταθερές ιδιότητες κατά βάθος και κατά πλάτος. Συγκεκριμένα η άργιλος θεωρείται πεπερασμένου πάχους, με σταθερή τιμή της συνοχής (ίση με 40kPa) και με μηδενική γωνία τριβής. Η άμμος θεωρείται απείρου θεωρητικά πάχους, με σταθερή τιμή της γωνίας τριβής και με μηδενική συνοχή.

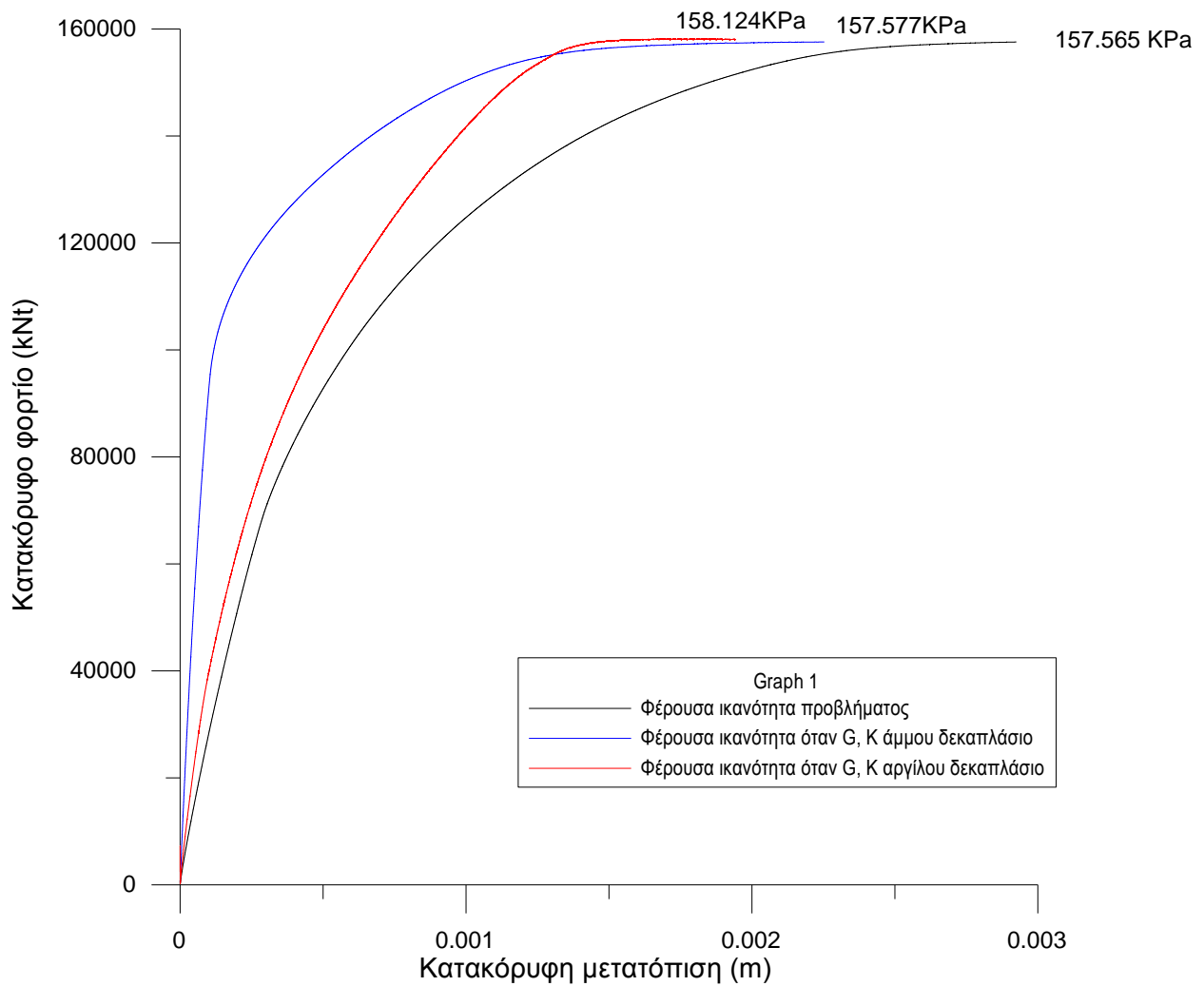
Και για τις δύο μορφές επίλυσης (αριθμητική και αναλυτική) θεωρείται ότι το θεμέλιο είναι απείρου μήκους (πεδιλοδοκός). Ταυτόχρονα θεωρείται ότι υπάρχει μηδενική σχετική μετατόπιση μεταξύ της βάσης του θεμελίου και του εδάφους θεμελίωσης (παραδοχή rough footing). Η παραδοχή αυτή προσομοιώνεται στο FLAC με την εισαγωγή αρθρώσεων στους κόμβους στους οποίους εδράζεται το θεμέλιο, δηλαδή με την δέσμευση της πλευρικής κίνησης.

#### **5.3 Επιρροή της κάθε παραδοχής στην ανάλυση**

Οι αριθμητικές αναλύσεις θα γίνουν λαμβάνοντας κάποιες παραδοχές υπόψη που πρέπει όπως προαναφέρθηκε να ελεγχθούν κατάλληλα ότι δεν επηρεάζουν τις τιμές της φέρουσας ικανότητας όπως αυτές προκύπτουν από το FLAC.

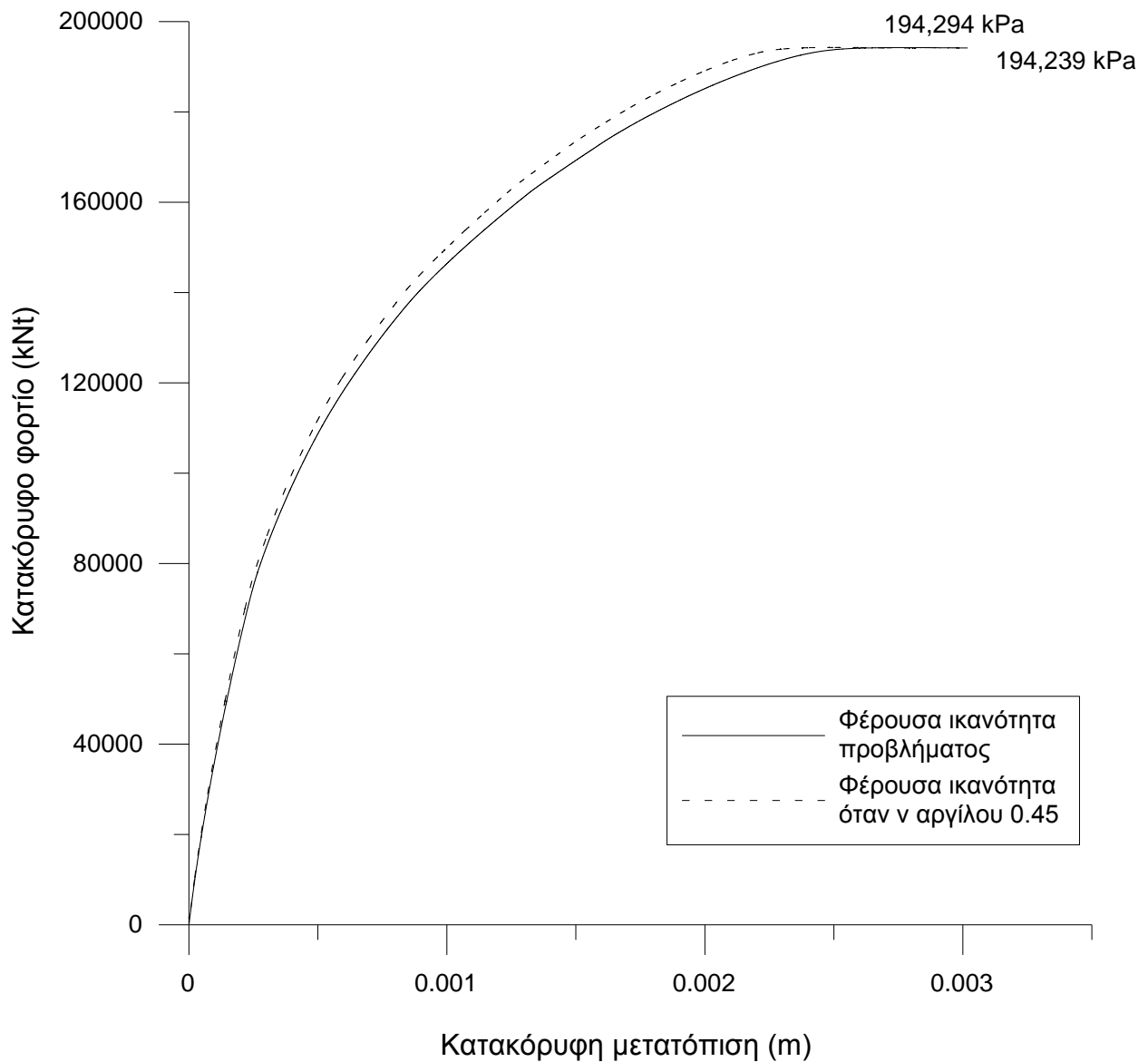
Η πρώτη παραδοχή που ελέγχεται είναι η διαφοροποίηση των μέτρων συμπιεστότητας  $K$  και διατμήσεως  $G$ . Στις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκαν μεγάλες τιμές για τα μέτρα αυτά επειδή μειώνονται έτσι οι τελικές καθιζήσεις και κατά συνέπεια οι τυχόν αποκλίσεις λόγω παραμόρφωσης του καννάβου. Είναι λοιπόν ιδιαίτερα σημαντικό να διαπιστωθεί ότι δεν επηρεάζουν τα αποτελέσματα των αναλύσεων. Στο παρακάτω διάγραμμα (σχήμα 5.2) συγκρίνεται η φέρουσα ικανότητα του θεμελίου, διατηρώντας όλα τα άλλα στοιχεία ίδια και αυξάνοντας κατά μία τάξη μεγέθους διαδοχικά τα  $G$  και  $K$  της άμμου και της αργίλου. Παρατηρούμε ότι η καμπύλη αλλάζει αλλά η τελική τιμή της αντοχής είναι πρακτικά σταθερή.





**Σχήμα 5.2:** Επιρροή των μέτρων συμπιεστότητας και διατμήσεως στη φέρουσα ικανότητα

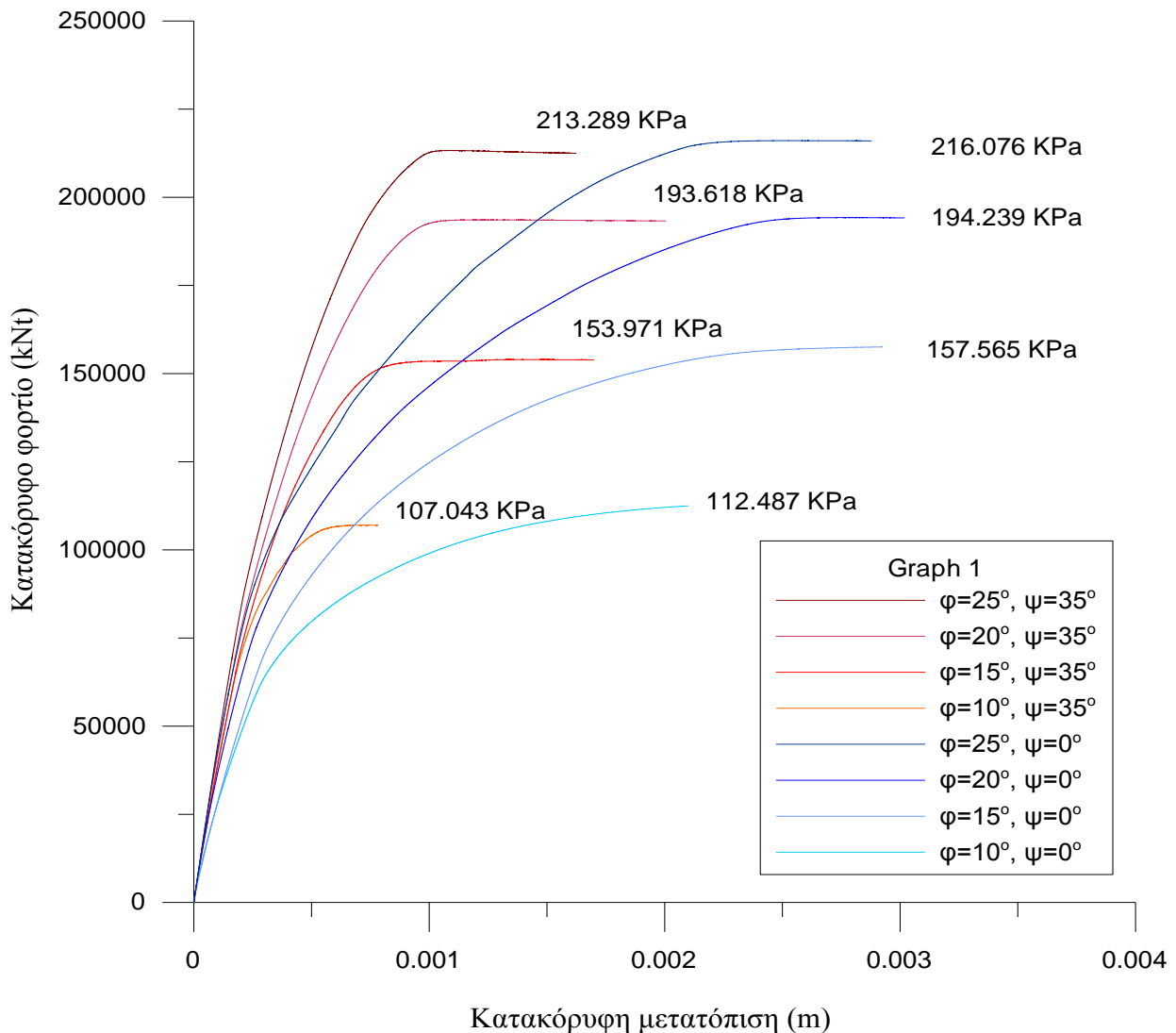
Η επιρροή του λόγου Poisson  $\nu$  στη τελική τιμή της φέρουσας ικανότητας φαίνεται στο σχήμα 5.3 που διακρίνονται δύο αναλύσεις στις οποίες διαφοροποιείται η τιμή του λόγου Poisson χωρίς να αλλάξουν τα υπόλοιπα δεδομένα, από την συνήθη τιμή  $\nu=0.35$  σε  $\nu=0.45$  για αργιλική στρώση.



**Σχήμα 5.3:** Επιρροή του λόγου Poisson ν στη φέρουσα ικανότητα

Στην θεώρηση της αντοχής της άμμου δεν ελήφθη υπόψη η διαστολικότητα δεδομένου ότι η γωνία διαστολικότητας θεωρήθηκε μηδενική ( $\Psi=0$ ). Στο παρακάτω διάγραμμα (Σχήμα 5.4) φαίνεται ότι η επιρροή της ύπαρξης ή μη της γωνίας  $\gamma$  στις μετατοπίσεις είναι μεγάλη αλλά στο οριακό φορτίο είναι αρκετά μικρή.

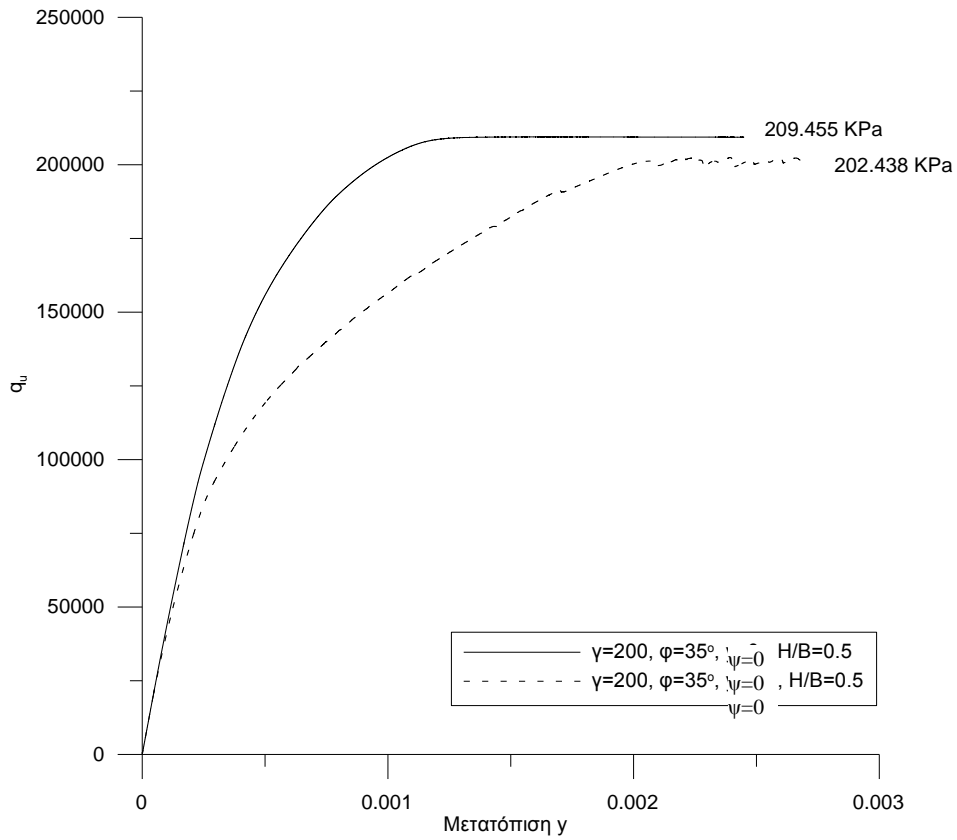
$$H/B=0.5$$



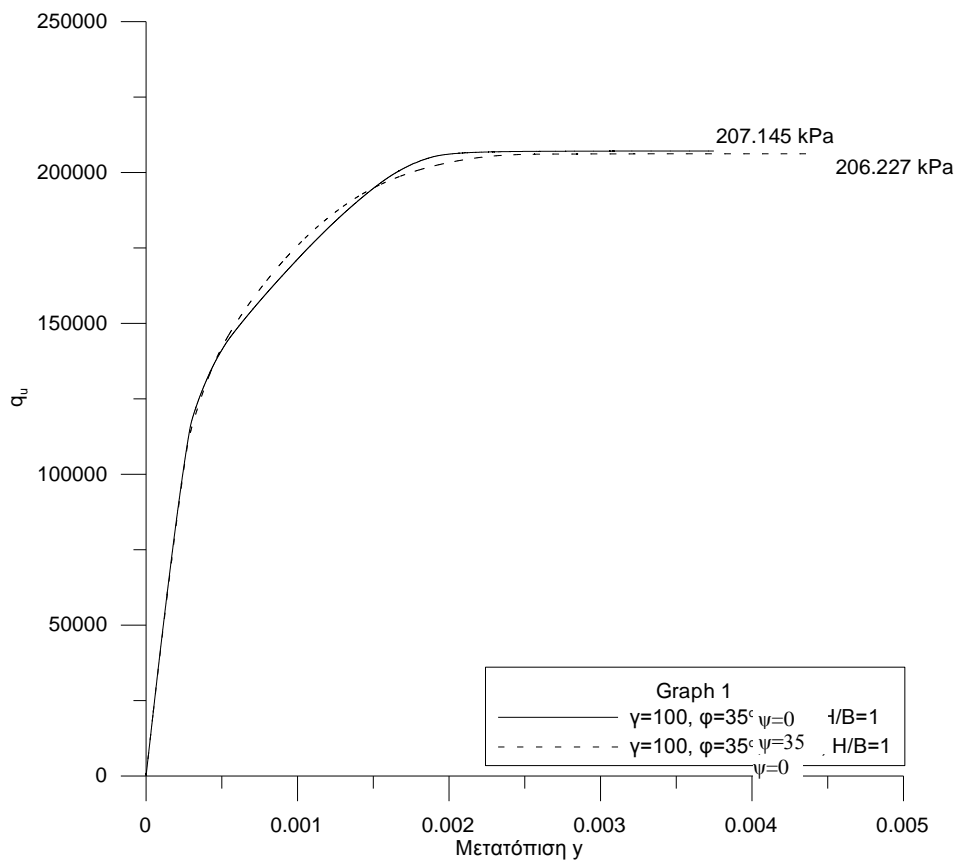
**Σχήμα 5.4:** Επιρροή της γωνίας  $\psi$  στη φέρουσα ικανότητα

Οι αναλύσεις με την εναλλακτική θεώρηση έδειξαν ότι και στην περίπτωση αλλαγής του φαινομένου ειδικού βάρους για την προσομοίωση του φαινομένου δεν υπάρχει ιδιαίτερη διαφοροποίηση στη τελική τιμή της φέρουσας ικανότητας από την χρήση της γωνίας  $\psi$ . Φυσικά διαφοροποιείται αισθητά η καθίζηση που παρατηρείται συναρτήσει του φορτίου που ασκείται, ενώ ταυτόχρονα εξομαλύνεται η καμπύλη με την ύπαρξη γωνίας  $\psi$ .

Στα σχήματα 5.5 και 5.6 φαίνεται η επιρροή της γωνίας  $\psi$  σε δύο χαρακτηριστικές περιπτώσεις ανάλυσης.



**Σχήμα 5.5:** Επιρροή της γωνίας  $\psi$  στην φέρουσα ικανότητα για  $H/B=0.5$  και  $\gamma=200$



**Σχήμα 5.6:** Επιρροή της γωνίας  $\gamma$  στην φέρουσα ικανότητα για  $H/B=1$  και  $\gamma=100$

Δύο ακόμα παράμετροι που επηρεάζουν την ανάλυση μας είναι ο κάρναβος προσομοίωσης και η ταχύτητα επιβολής του φορτίου. Και οι δύο παράμετροι αυτοί εξετάζονται στη βιβλιογραφία, ενώ για την επίδραση του κάρναβου υπάρχει εκτενής αναφορά στο παράρτημα Β. Ο κάρναβος που επιλέχθηκε για τις αναλύσεις προσφέρει αρκετά καλή εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας του θεμελίου. Επιπλέον τα αποτελέσματα κανονικοποιούνται συναρτήσει της φέρουσας ικανότητας που προκύπτει από το FLAC για ένα στρώμα μη-ρευστοποιήσιμης αργίλου, στην οποία χρησιμοποιούνται ο ίδιος κάρναβος και η ίδια ταχύτητα επιβολής φορτίου, και επομένως η ακρίβεια αυξάνεται περαιτέρω μια και αλληλοαναιρούνται διαφοροποιήσεις των λύσεων λόγω προσομοίωσης από το κάρναβο αυτού του πιο σύνθετου προβλήματος.

## 6. Σύγκριση Αριθμητικών και Αναλυτικών Λύσεων

### 6.1 Αριθμητική επαλήθευση μεθόδου Cascone & Bouckovalas(1998) με συντελεστή βάθους

Η διαδικασία της επαλήθευσης έγινε με την σύγκριση των τιμών για τη φέρουσα ικανότητα που προκύπτουν από την αναλυτική λύση και αυτών που προκύπτουν από την αριθμητική ενώ επιχειρείται να σχηματιστούν διαγράμματα όπως αυτά που παρουσιάστηκαν στα προηγούμενα κεφάλαια.

Για πλάτος θεμελίου ίσο με 4m και πάχος της στρώσης ίσο με 2m (λόγος  $H/B=0.5$ ) προέκυψε μία σειρά από αποτελέσματα για διάφορες τιμές της γωνίας  $\varphi^*$  της στρώσης της άμμου. Αντίστοιχα για τους λόγους  $H/B=1.0$  και  $H/B=1.5$  έγιναν δοκιμές για διάφορες τιμές της  $\varphi^*$ . Στο Πίνακα 6.1 παρουσιάζονται οι τιμές της φέρουσας ικανότητας του θεμελίου που χρησιμοποιούνται στο διάγραμμα ενώ στο Πίνακα 6.2 και στο σχήμα 6.1 φαίνονται τα αποτελέσματα για τους συντελεστές  $\zeta$  (λόγος φέρουσας ικανότητας δίστρωτου ως προς αυτή για αργιλική στρώση). Τα κενά στους πίνακες υποδηλώνουν ότι δεν έχουν γίνει αναλύσεις για τον συγκεκριμένο συνδυασμό  $H/B$  και  $\varphi^*$ .

	H/B=0.5		H/B=1.0		H/B=1.5		
H/B=∞	* φ	load (KPa)	*	load (KPa)	*	load (KPa)	
219,6*	0	7,6		30,09		100	
207,2*	1	29,1	,5	94,51		182,6	
H/B	2	43,4		132,2	0	207,2	
0,5	3	54	0	177,1	5	207,2	
c*	5	71,81	5	200,6	0	207,2*	
1	7	93,03	0	207,2	5		
	,5						
	1		5		207,2*		0
	0		5				5
	1		0				
	2,5		0				
	1		5				
	5		5				
	1						
	7,5						
	2						
	0						
	2						
	2,5						
	2						
5							
3							
0							
3							
5							

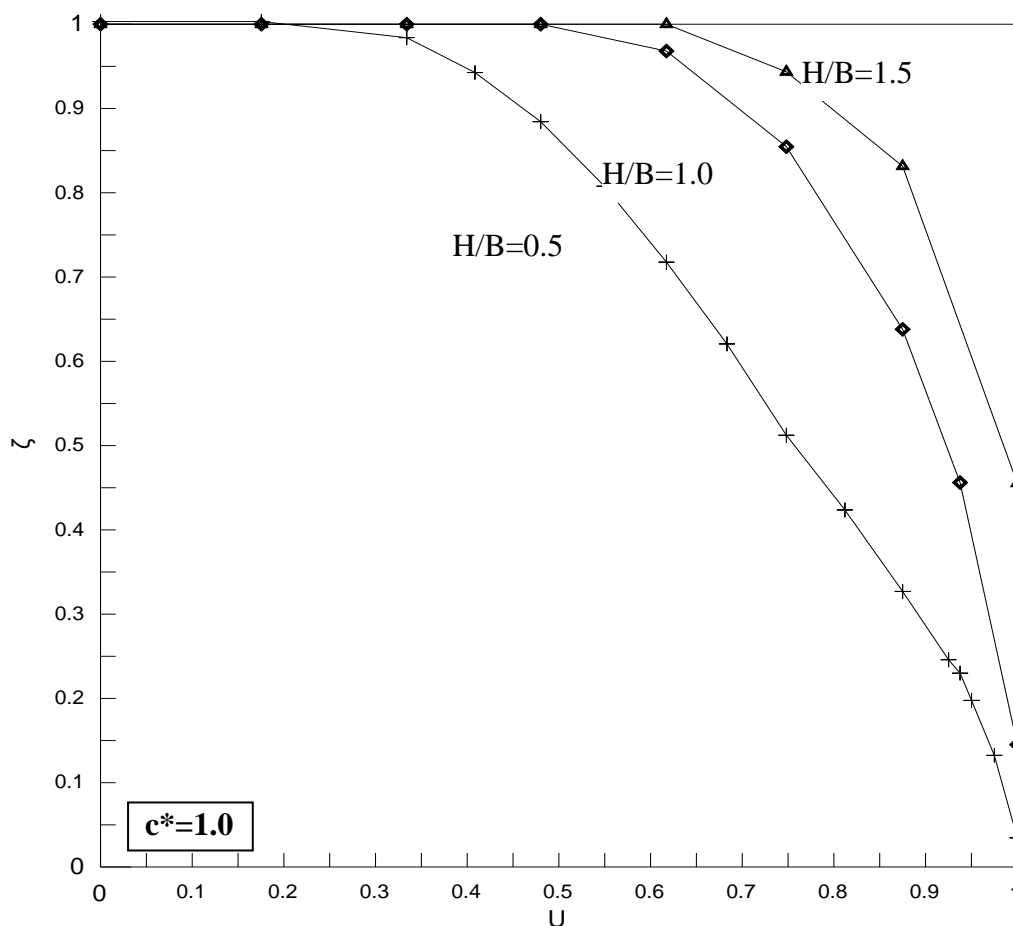
\* Το ότι η τελική τιμή για H/B=0.5 είναι μεγαλύτερη από τις άλλες, οφείλεται στο γεγονός ότι επειδή είναι μικρό το πάχος του αργιλικού στρώματος πραγματοποιείται διαφορετική επιφάνεια αστοχίας (η κανονική δεν είναι γεωμετρικά δυνατή), γεγονός που δίνει μία μικρή υπεραντοχή. Την υπεραντοχή αυτή η απλοποιημένη αναλυτική μέθοδος δεν είναι δυνατό να προβλέψει.

**Πίνακας 6.1:** Φέρουσα ικανότητα θεμελίου για διάφορα H/B συναρτήσει της γωνίας τριβής φ\*

φ*	U	ζ		
		H/B=0.5	H/B=1.0	H/B=1.5
0	1	0,035	0,145	0,455
1	0,975	0,133		
2	0,950	0,198		
2,5	0,938		0,456	
3	0,925	0,246		
5	0,875	0,327	0,638	0,832
7,5	0,812	0,424		
10	0,748	0,512	0,855	0,944
12,5	0,683	0,621		
15	0,617	0,718	0,968	1

17,5	0,550	0,808		
20	0,480	0,884	1	1
22,5	0,408	0,943		
25	0,334	0,984	1	1
30	0,175	1,003	1	1
35	0	1,003	1	1

**Πίνακας 6.2:** Τιμές ζ για διάφορες τιμές του λόγου H/B και της γωνίας φ\* όπως προέκυψαν από τις αναλύσεις με το FLAC.



**Σχήμα 6.1:** Συντελεστής ζ συναρτήσει του U για διάφορες τιμές του λόγου H/B

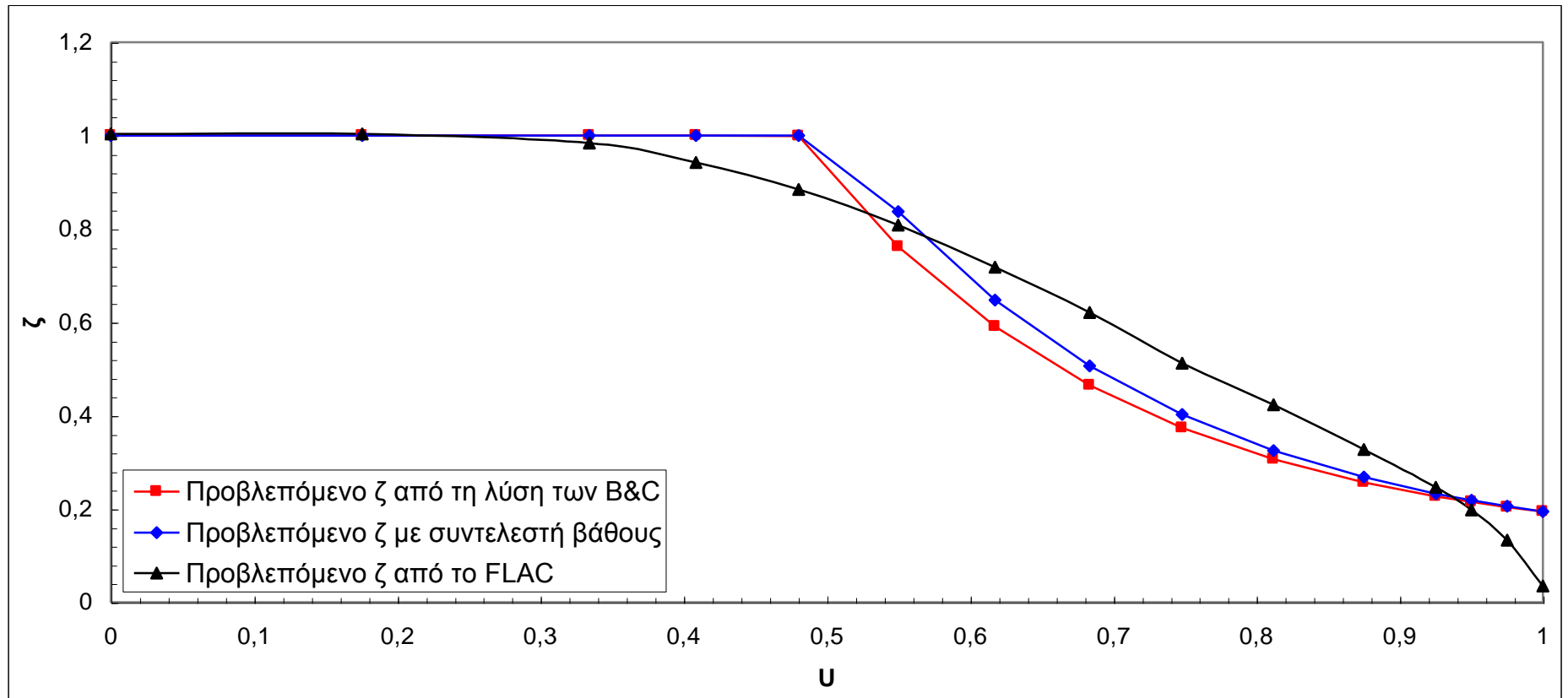
Στους παραπάνω πίνακες η τιμή  $H/B=\infty$  αναφέρεται στην τιμή που προκύπτει για ομοιόμορφο στρώμα μη-ρευστοποιήσιμης αργίλου.

Ιδιαίτερη σημασία έχει η σύγκριση των αποτελεσμάτων που παρουσιάστηκαν στους πίνακες που προηγήθηκαν με αυτά που προκύπτουν από τις αναλυτικές σχέσεις των Cascone & Bouckovalas (1998) και αυτής που προέκυψε με την προσθήκη του συντελεστή βάθους  $F_{qd}$ .

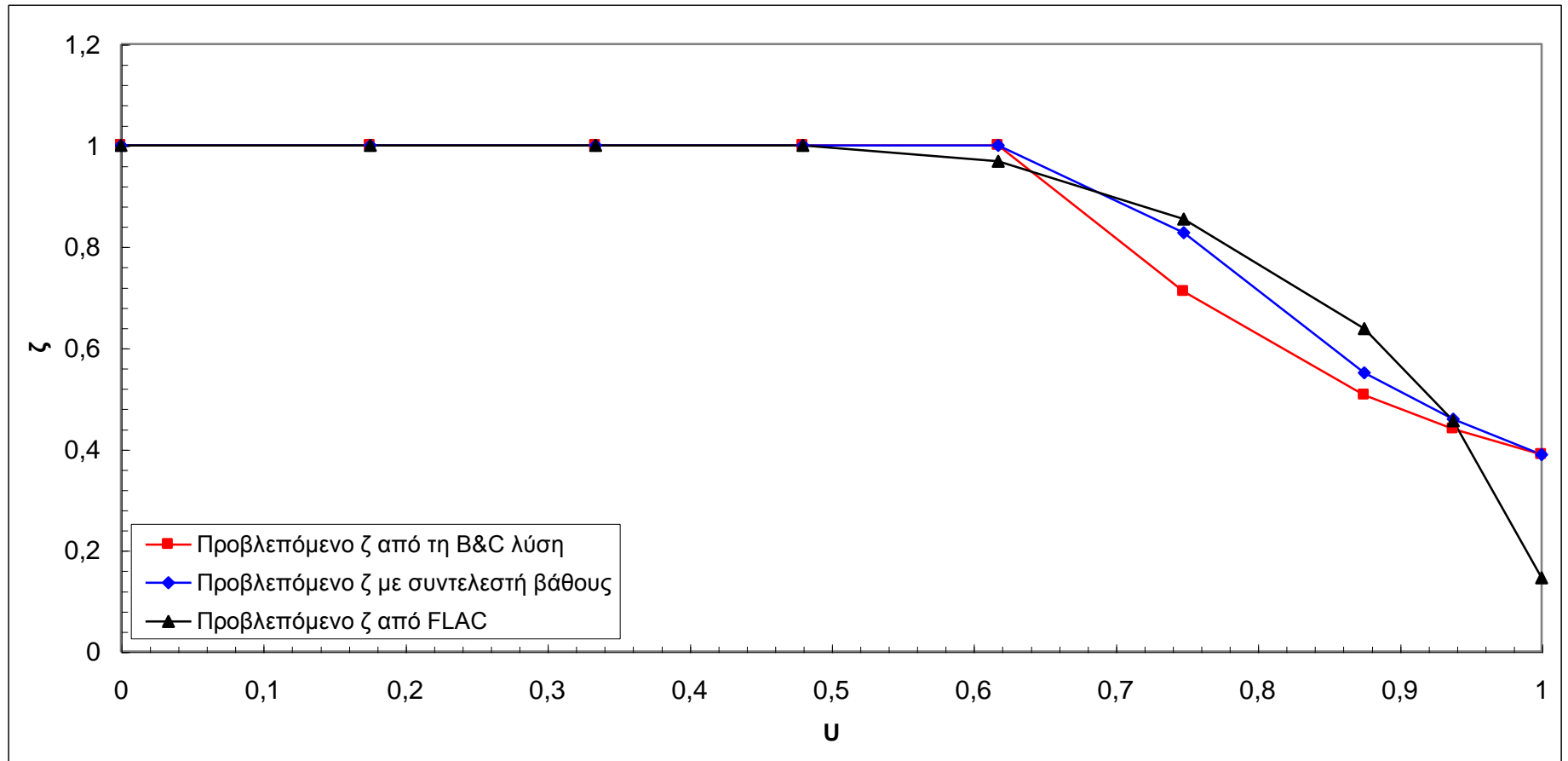


Ακολουθούν τα σχήματα 6.2 έως 6.4 στα οποία παρουσιάζονται ακριβώς αυτές οι διαφοροποιήσεις και οι πίνακες 6.3 έως 6.5 με τις λεπτομερείς τιμές.

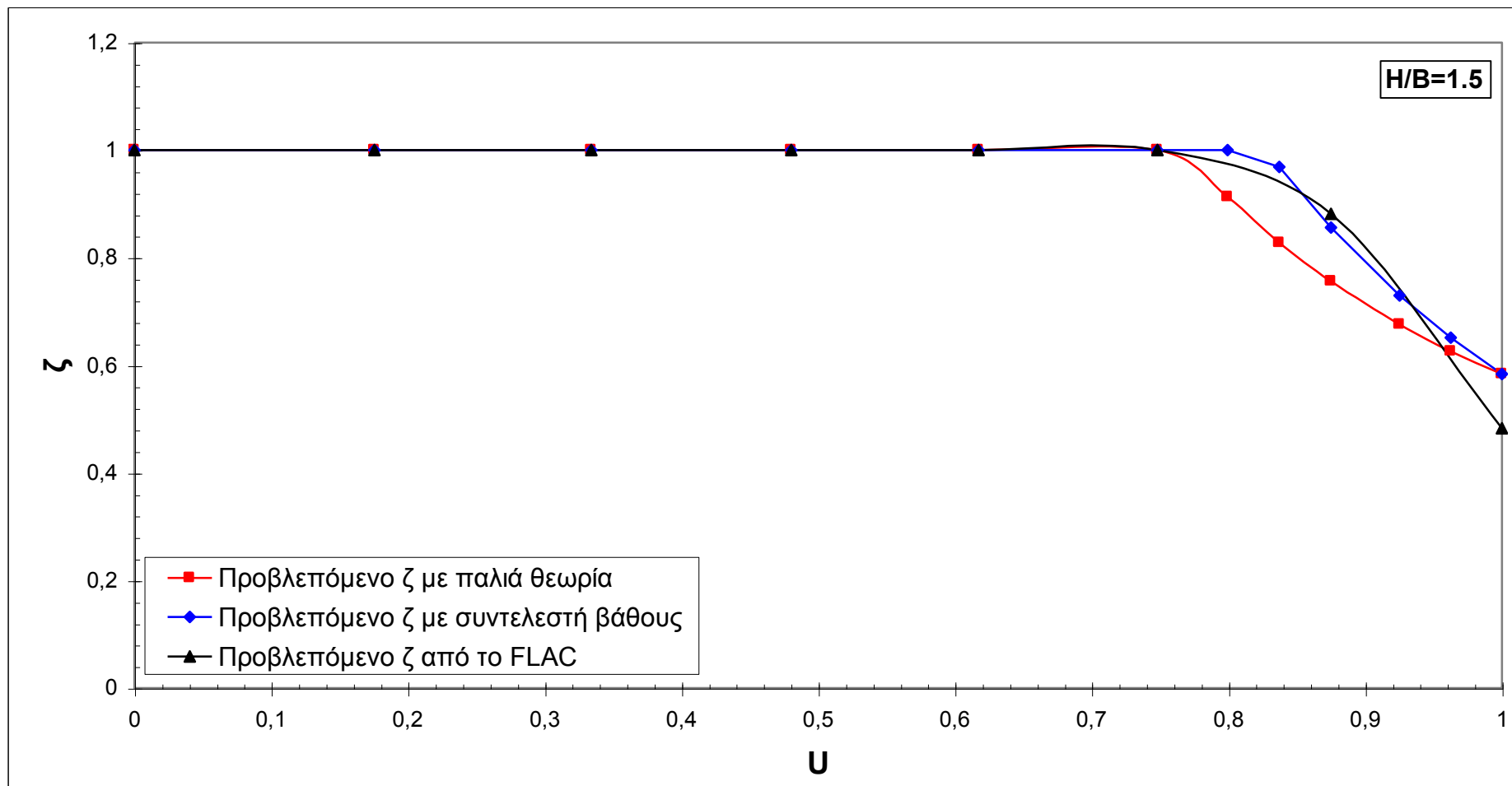




Σχήμα 6.2: Σύγκριση ζ από την αριθμητική μέθοδο με τα προβλεπόμενα από τις αναλυτικές επιλύσεις για  $H/B=0.5$  και  $c^*=1.0$



**Σχήμα 6.3:** Σύγκριση  $\zeta$  από την αριθμητική μέθοδο με τα προβλεπόμενα από τις αναλυτικές επιλύσεις για  $H/B=1.0$  και  $c^*=1.0$



**Σχήμα 6.4:** Σύγκριση  $\zeta$  από την αριθμητική μέθοδο με τα προβλεπόμενα από τις αναλυτικές επιλύσεις για  $H/B=1.5$  και  $c^*=1.0$

$\varphi^*$	qu by FLAC	qu <sup>(1)</sup>	qu <sup>(2)</sup>
0	7,6	40	40
1	29,1	41,92	42,29
2	43,4	44,13	44,90
3	54	46,64	47,87
5	71,81	52,75	55,03
7,5	93,03	62,91	66,82
10	112,5	76,77	82,72
12,5	136,3	95,64	104,12
15	157,6	121,40	133,01
17,5	177,4	156,70	172,15
20	194,2	205,40	205,60
22,5	207	205,60	205,60
25	216,1	205,60	205,60
30	220,3	205,60	205,60
35	220,3	205,60	205,60

Bouckovalas & Cascone (1998), χωρίς (1) και με (2) την επιρροή του βάθους θεμελίωσης

**Πίνακας 6.3:** Σύγκριση φέρουσας ικανότητας από αριθμητική μέθοδο με τις αναλυτικές για  $H/B=0.5$

$\varphi^*$	qu by FLAC	qu <sup>(1)</sup>	qu <sup>(2)</sup>
0	30,09	80	80
2,5	94,51	90,37	94,37
5	132,2	104,10	113,25
10	177,1	146,19	170,00
15	200,6	205,6	205,6
20	207,2	205,6	205,6
25	207,2	205,6	205,6
30	207,2	205,6	205,6
35	207,2	205,6	205,6

Bouckovalas & Cascone (1998), χωρίς (1) και με (2) την επιρροή του βάθους θεμελίωσης

**Πίνακας 6.4:** Σύγκριση φέρουσας ικανότητας από αριθμητική μέθοδο με τις αναλυτικές για  $H/B=1.0$

$\varphi^*$	qu by FLAC	qu <sup>(1)</sup>	qu <sup>(2)</sup>
0	100	120,00	120,00
5	182,6	155,46	176,03
10	207,2	205,60	205,60
15	207,2	205,60	205,60
20	207,2	205,60	205,60
25	207,2	205,60	205,60
30	207,2	205,60	205,60
35	207,2	205,60	205,60

Bouckovalas & Cascone (1998), χωρίς (1) και με (2) την επιρροή του βάθους θεμελίωσης

**Πίνακας 6.5:** Σύγκριση φέρουσας ικανότητας από αριθμητική μέθοδο με τις αναλυτικές για  $H/B=1.5$

Στα διαγράμματα που προηγήθηκαν φαίνεται ότι για μικρές τιμές της υπερπίεσης πόρων ο συντελεστής  $\zeta$  είναι μοναδιαίος και για τις τρεις αναλύσεις. Σύμφωνα με τις αναλυτικές μεθόδους στη συνέχεια απότομα (με γωνία) αρχίζει η απομείωση του από κάποια στιγμή του  $U$  και έπειτα και σταδιακά τείνει να σταθεροποιηθεί σε κάποια οριακή τιμή η οποία διαφοροποιείται αναλόγως του λόγου  $H/B$ . Για κάθε  $U$  η ανάλυση με τη προσθήκη του συντελεστή βάθους δίνει μεγαλύτερες ή ίσες τιμές του συντελεστή  $\zeta$  που προκύπτουν με την θεώρηση των Cascone & Bouckovalas (1998) Η αριθμητική επίλυση δίνει πιο ομαλή κλίση ενώ δεν έχει τάση σταθεροποίησης σε κάποια οριακή τιμή. Οι τιμές που προκύπτουν για το συντελεστή  $\zeta$  από την αριθμητική επίλυση υστερούν έναντι των αριθμητικών αποτελεσμάτων στις σχετικά μικρότερες και στις σχετικά μεγαλύτερες τιμές του συντελεστή  $U$  ενώ υπερτερούν αυτών στις ενδιάμεσες τιμές  $U$ .

Μελετώντας προσεκτικά τα αποτελέσματα που έχουν προκύψει παρατηρούμε μικρή ποσοτική και ποιοτική διαφοροποίηση στις τιμές που δίνουν οι αναλυτικές λύσεις σε σχέση με αυτές της αριθμητικής εφόσον εν γένει επαληθεύεται η μορφή της καμπύλης. Στις αναλυτικές μεθόδους η μετάβαση μεταξύ της σύνθετης αστοχίας και της αστοχίας τύπου λογαριθμικής σπείρας (μόνο στην άργιλο) γίνεται απότομα λόγω των σχέσεων που χρησιμοποιούνται ενώ αντιθέτως στην αριθμητική μέθοδο που προσομοιώνει πιο σωστά την πραγματική κατάσταση παρατηρείται πιο εξομαλυσμένη μετάβαση, χωρίς την δημιουργία γωνιών. Ταυτόχρονα η υποτίμηση του συντελεστή  $\zeta$  από το FLAC όταν  $U \rightarrow 1$  μάλλον οφείλεται και στην αδυναμία του προγράμματος να υπολογίζει σωστά εδάφη με ουσιαστική μηδενική διατμητική αντοχή.

## 6.2 Αριθμητική επαλήθευση της εναλλακτικής θεώρησης με μείωση της τιμής του $\gamma$

Στα πρότυπα του προηγούμενου κεφαλαίου η αριθμητική επαλήθευση έγινε με τη σύγκριση των τιμών για τη φέρουσα ικανότητα που προκύπτουν από την αναλυτική λύση και αυτών που προκύπτουν από τις αριθμητικές επιλύσεις.

Και σε αυτές τις αναλύσεις θεωρήθηκε σταθερό το πλάτος του θεμελίου και ίσο με 4m. Οι αναλύσεις έγιναν για δύο λόγους H/B, H/B=1 και H/B=0.5, ενώ σε κάθε δοκιμή άλλαζε το φαινόμενο βάρος των υπολογισμών. Στον πίνακα 6.6 φαίνονται οι τιμές της φέρουσας ικανότητας όπως υπολογίστηκαν από το FLAC. Λόγω αστάθειας του καννάβου όταν μικραίνει η τιμή του  $\gamma'$ , οι σημειωμένες τιμές είναι η μέση τιμή της φέρουσας ικανότητας που προκύπτει από το πρόγραμμα.

H/B=1		H/B=0.5	
$\gamma'$	$qu$	$\gamma'$	$qu$
10	207,2	10	220,3
8	207,2	8	220,3
6	207,2	6	220,3
4	207,2	4	218,5
3	207,2	3	213,2
2	207,2	2	200,8
1	207,2	1	166,3
0,5	165,8	0,5	112,7

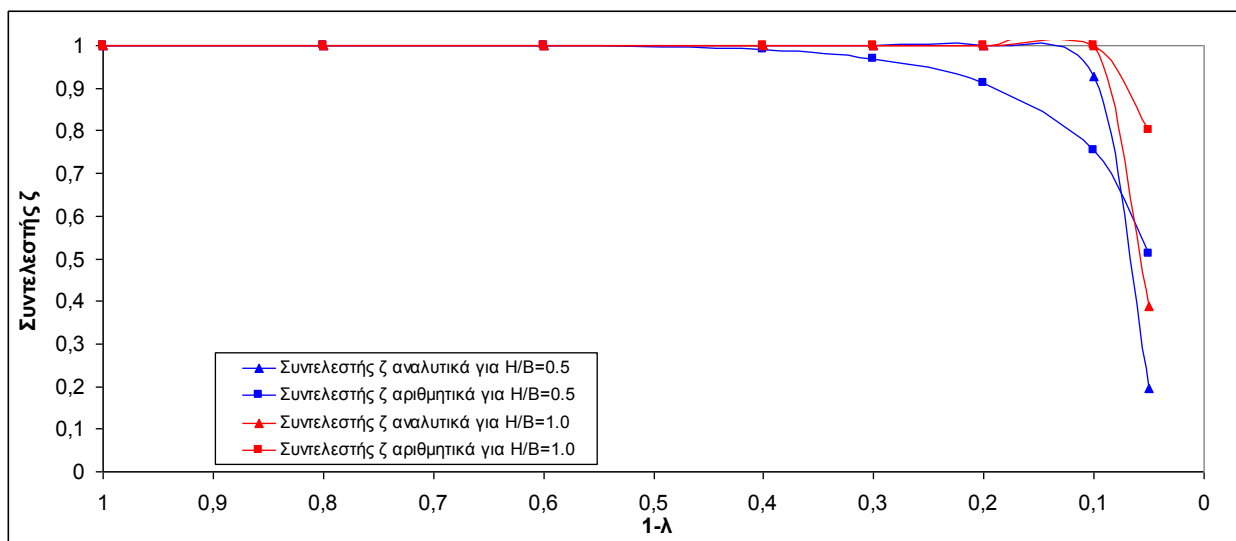
**Πίνακας 6.6:** Φέρουσα ικανότητα για διάφορες τιμές του  $\gamma$

Παράλληλα, στον πίνακα 6.7 παρουσιάζονται οι τιμές του συντελεστή  $\zeta$  για διάφορα φαινόμενα ειδικά βάρη  $\gamma'$  που προκύπτουν από τις αναλυτικές επιλύσεις και αυτές που προκύπτουν από την αριθμητική ανάλυση. Όπως παρατηρούμε αντίθετα από την περίπτωση της αναλυτικής θεώρησης, οι αριθμητικές επιλύσεις υποτιμούν τώρα την φέρουσα ικανότητα του θεμελίου και κατά συνέπεια το συντελεστή  $\zeta$ . Η απόκλιση είναι όμως μικρή και δεν αλλοιώνει την γενική μορφή της καμπύλης  $\zeta$ -U.



H/B=0.5			H/B=1		
1-λ	ζ αναλ	ζ αριθμ	U	ζ αναλ	ζ αριθμ
1	1	1	1	1	1
0,8	1	1	0,8	1	1
0,6	1	1	0,6	1	1
0,4	1	0,991829	0,4	1	1
0,3	1	0,967771	0,3	1	1
0,2	1	0,911484	0,2	1	1
0,1	0,928505	0,75488	0,1	1	1
0,05	0,194553	0,511575	0,05	0,389105	0,800579

**Πίνακας 6.7:** Συντελεστής ζ για διάφορες τιμές του λόγου H/B και του U



**Σχήμα 6.5:** Συντελεστής ζ για διάφορες τιμές του λόγου H/B και του U

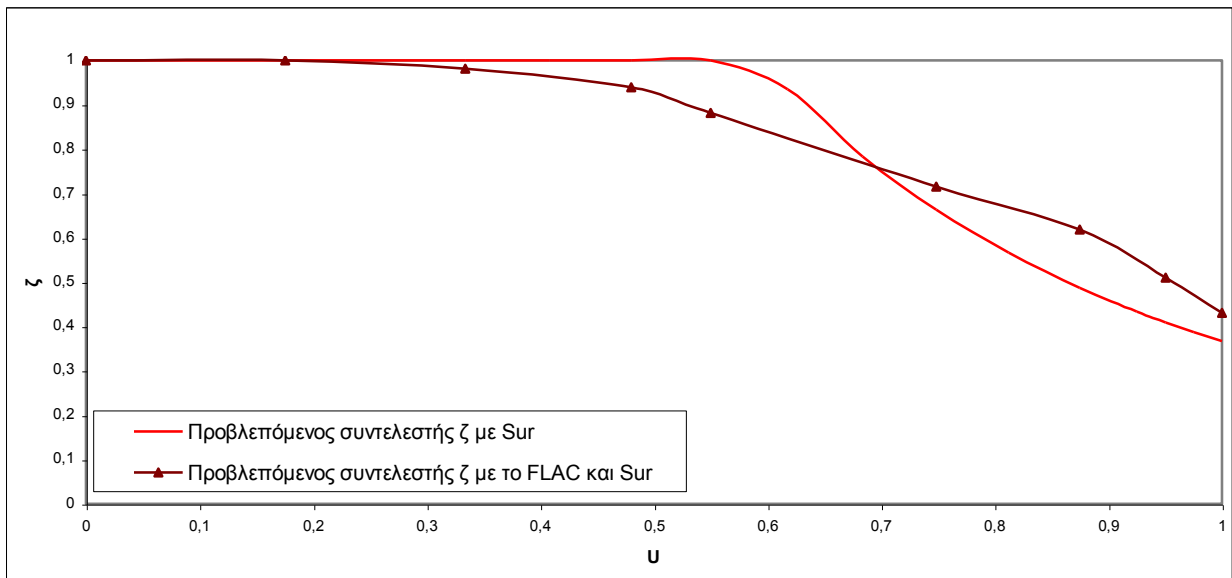
### 6.3 Αριθμητική επαλήθευση για την περίπτωση παραμένουσας διατμητικής αντοχής

Για την αριθμητική επαλήθευση των αναλυτικών επιλύσεων στην περίπτωση παραμένουσας διατμητικής αντοχής και για τις δύο εναλλακτικές θεωρήσεις, δεν έγιναν από την αρχή αναλύσεις, διότι χρησιμοποιώντας τη λογική που διέπει το διάγραμμα 4.3 μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι ήδη υπάρχουσες αριθμητικές επιλύσεις για να προσομοιωθεί και η περίπτωση που λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της παραμένουσας διατμητικής αντοχής της άμμου.

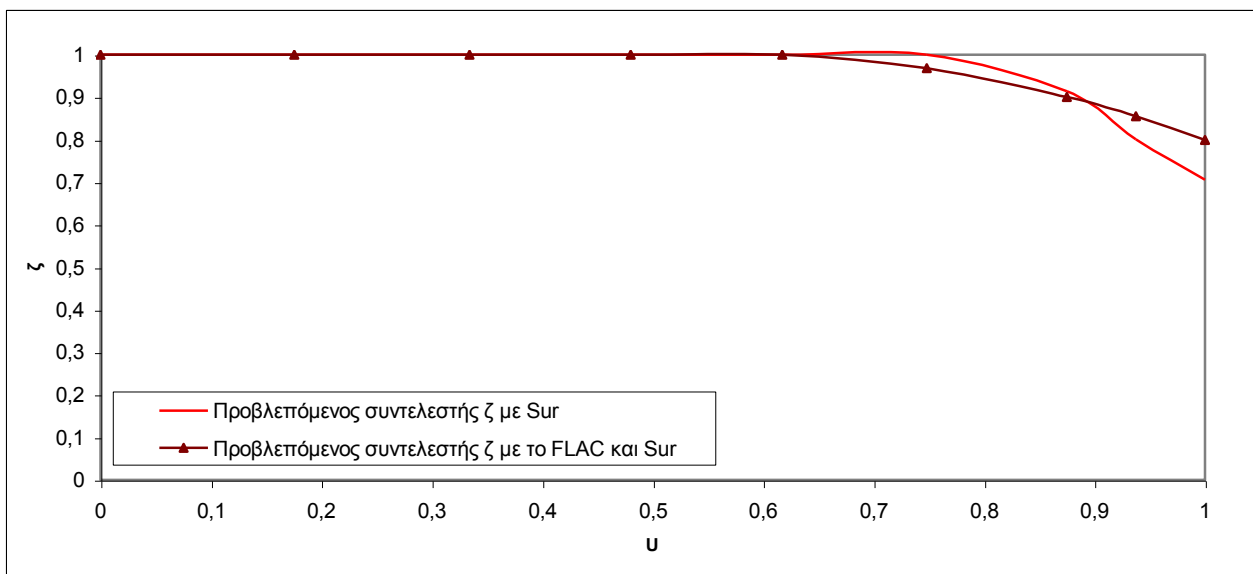
Η νέα συσχέτιση μεταξύ  $U$  και  $\varphi^*$  (ή  $\gamma^*$ ) προβλέπει ότι για την ίδια τιμή του λόγου της υπερπίεσης πόρων η απομειωμένη γωνία τριβής (ή το απομειωμένο φαινόμενο ειδικό βάρος) με την χρήση της παραμένουσας διατμητικής αντοχής είναι μεγαλύτερη αυτής που υπολογίζονταν με τις προηγούμενες θεωρήσεις. Χρησιμοποιώντας λοιπόν τον λόγο υπερπίεσεων πόρων και κατά συνέπεια την φέρουσα ικανότητα που έδινε η κλασική θεώρηση (ή η εναλλακτική) για την αυξημένη αυτή τιμή της γωνίας τριβής  $\varphi^*$  (ή του φαινομένου ειδικού βάρους  $\gamma^*$ ), προσεγγίζουμε την αυξημένη τιμή που θα έχει η αντοχή της άμμου.

Με αυτή τη διαδικασία προκύπτουν τα διαγράμματα που ακολουθούν (σχήματα 6.6, 6.7 και 6.8) για την φέρουσα ικανότητα όπως αυτή προβλέπεται από τις αριθμητικές επιλύσεις. Στα σχήματα αυτά φαίνεται ότι ο προβλεπόμενος συντελεστής  $\zeta$  με την χρήση παραμένουσας διατμητικής αντοχής πλησιάζει σε αυτόν που προβλέπεται αριθμητικά. Ειδικά σε μεγαλύτερα  $H/B$  (πχ για  $H/B=1.0$ ) είναι χαρακτηριστική η μείωση της διαφοράς των δύο λύσεων.

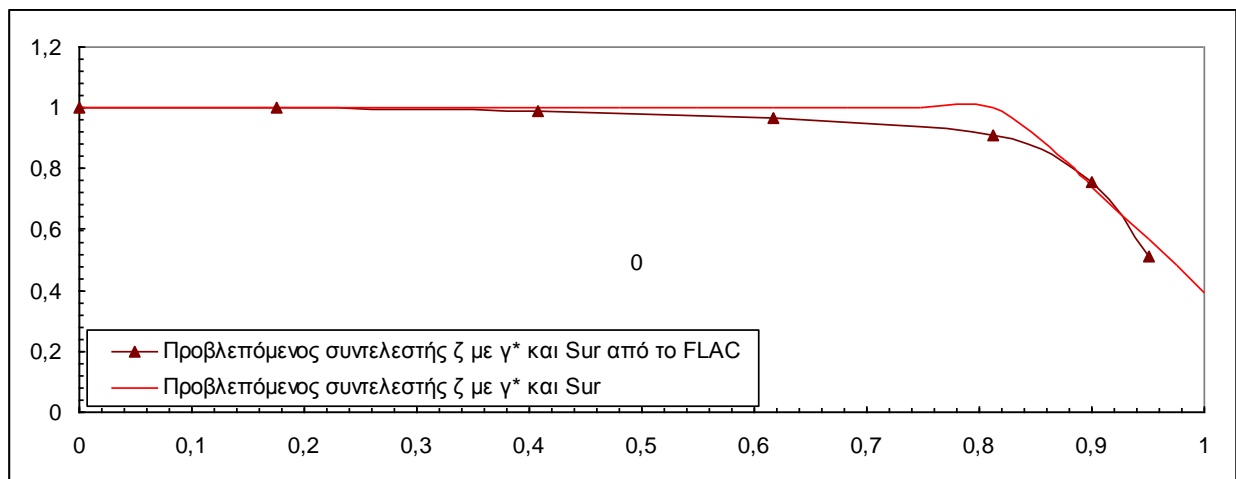
Πιο συγκεκριμένα, για την περίπτωση απομείωσης του φαινομένου ειδικού βάρους ( $\gamma^*$ ) η αριθμητική προσομοίωση παρουσιάζει προβλήματα αστάθειας. Για αυτό το λόγο η σύγκριση παρουσιάζεται για την περίπτωση  $H/B=0.5$  για τιμές του συντελεστή  $\lambda$  από 0 έως 0.8.



**Σχήμα 6.6:** Σύγκριση συντελεστή  $\zeta$  όπως προκύπτουν από τη χρήση παραμένουσας διατμητικής αντοχής με την κλασική θεωρία και το πρόγραμμα FLAC για  $H/B=0.5$



**Σχήμα 6.7:** Σύγκριση συντελεστή  $\zeta$  όπως προκύπτουν από τη χρήση παραμένουσας διατμητικής αντοχής με την κλασική θεωρία και το πρόγραμμα FLAC για  $H/B=1.0$



**Σχήμα 6.8:** Σύγκριση συντελεστή  $\zeta$  όπως προκύπτουν από τη χρήση παραμένουσας διατμητικής αντοχής με την εναλλακτική θεώρηση και το πρόγραμμα FLAC για  $H/B=0.5$

#### 6.4 Μεταβολή του λόγου $H/B$ και μηχανισμός αστοχίας

Η αριθμητική ανάλυση που έγινε με το FLAC μπορεί να αναπαραστήσει την παραμόρφωση του εδάφους τη στιγμή της αστοχίας. Παρατηρώντας το ρυθμό μεταβολής της διατμητικής τάσης ή την απόλυτη τιμή της μπορούμε ανά πάσα στιγμή να προσδιορίσουμε την επιφάνεια αστοχίας μέσα στο έδαφος. Το FLAC δίνει επίσης την δυνατότητα παρακολούθησης των στοιχείων που έχουν φτάσει σε κατάσταση διαρροής ή που έφτασαν σε διαρροή σε κάποια φάση του προβλήματος. Αξιολογώντας αυτά τα στοιχεία μπορούμε να οδηγηθούμε σε χρήσιμα συμπεράσματα για την επιφάνεια αστοχίας καθώς επίσης και την μεταβολή αυτής συναρτήσει του λόγου  $H/B$ .

Η επιφάνεια αστοχίας, σε πλήρη αντιστοιχία με τις αναλυτικές μεθόδους, για μεγάλες τιμές του λόγου  $H/B$  βρίσκεται εξ'ολοκλήρου στην αργιλική στρώση. Αντίστοιχα, όταν μειωθεί ο λόγος  $H/B$  πέρα από ένα σημείο η επιφάνεια αστοχίας πλέον περνάει και από τα δύο στρώματα. Η μετάβαση από την σύνθετη επιφάνεια αστοχίας (μέσα και από τις δύο στρώσεις) από την απλή (μόνο στην άργιλο) γίνεται μειώνοντας το πάχος της αργιλικής στρώσης κατά ένα στοιχείο μονάχα (0.33μ) στις αριθμητικές αναλύσεις.

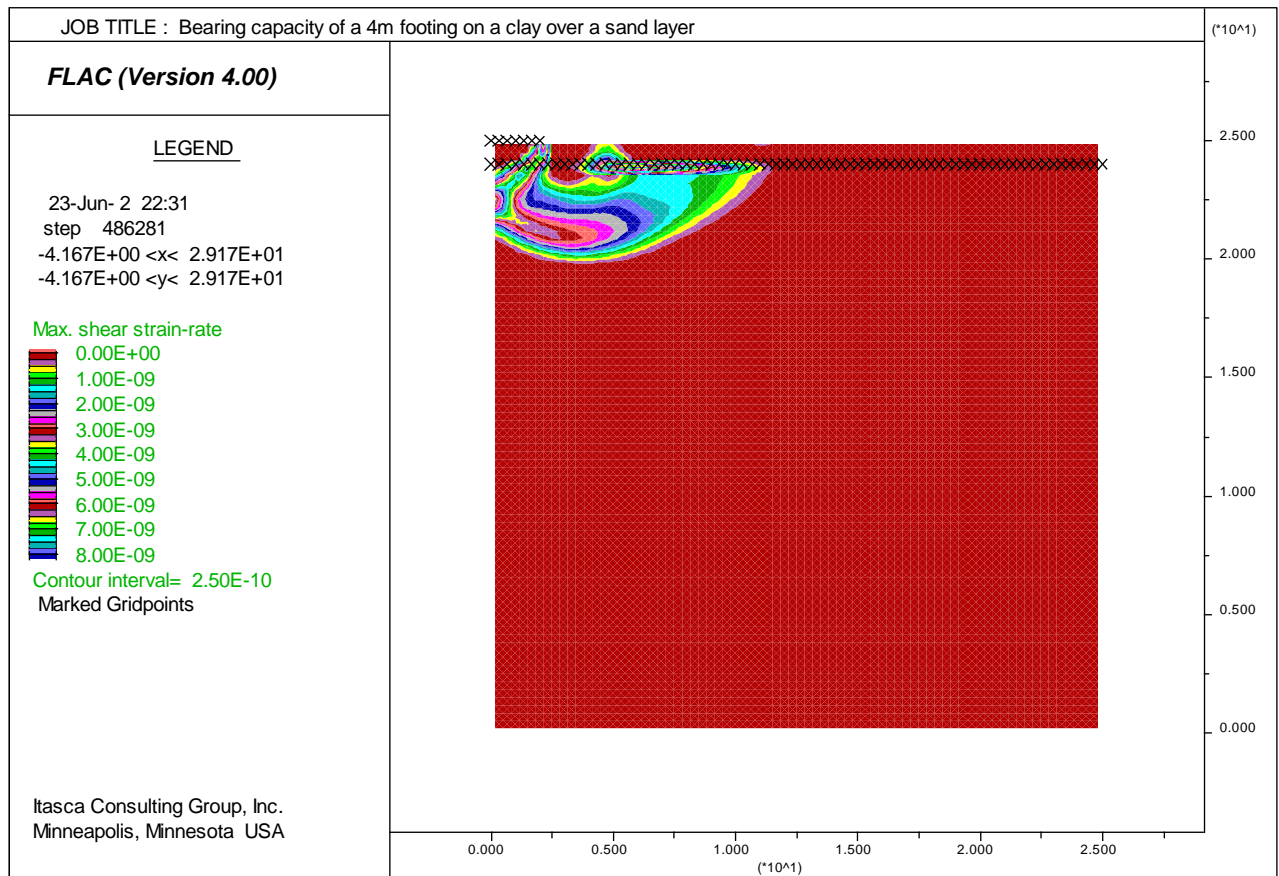
Ενδιαφέρον στοιχείο αποτελεί ότι η αστοχία δεν αναπτύσσεται εξολοκλήρου εντός της αργιλικής στρώσης τη στιγμή που προβλέπεται γεωμετρικά με τις κλασικές θεωρίες (Terzaghi, Meyerhof, κτλ) αλλά, όπως το περιμέναμε, όταν η φέρουσα ικανότητα του σύνθετου

μηχανισμού γίνεται μεγαλύτερη αυτής του απλού. Επίσης από τις εικόνες του ρυθμού μεταβολής της διατμητικής τάσης βλέπουμε ότι και οι δύο μορφές αστοχίας σχηματίζονται όσο ο λόγος  $H/B$  αυξάνει και σταδιακά επικρατεί αυτή που δίνει την μικρότερη αντοχή, ενώ η άλλη βρίσκεται σε λανθάνουσα μορφή.

Επίσης από τις εικόνες αυτές φαίνεται ότι η αστοχία στην αργλική στρώση δεν είναι απόλυτα κατακόρυφη, γεγονός που θα μας απασχολήσει στο επόμενο κεφάλαιο.

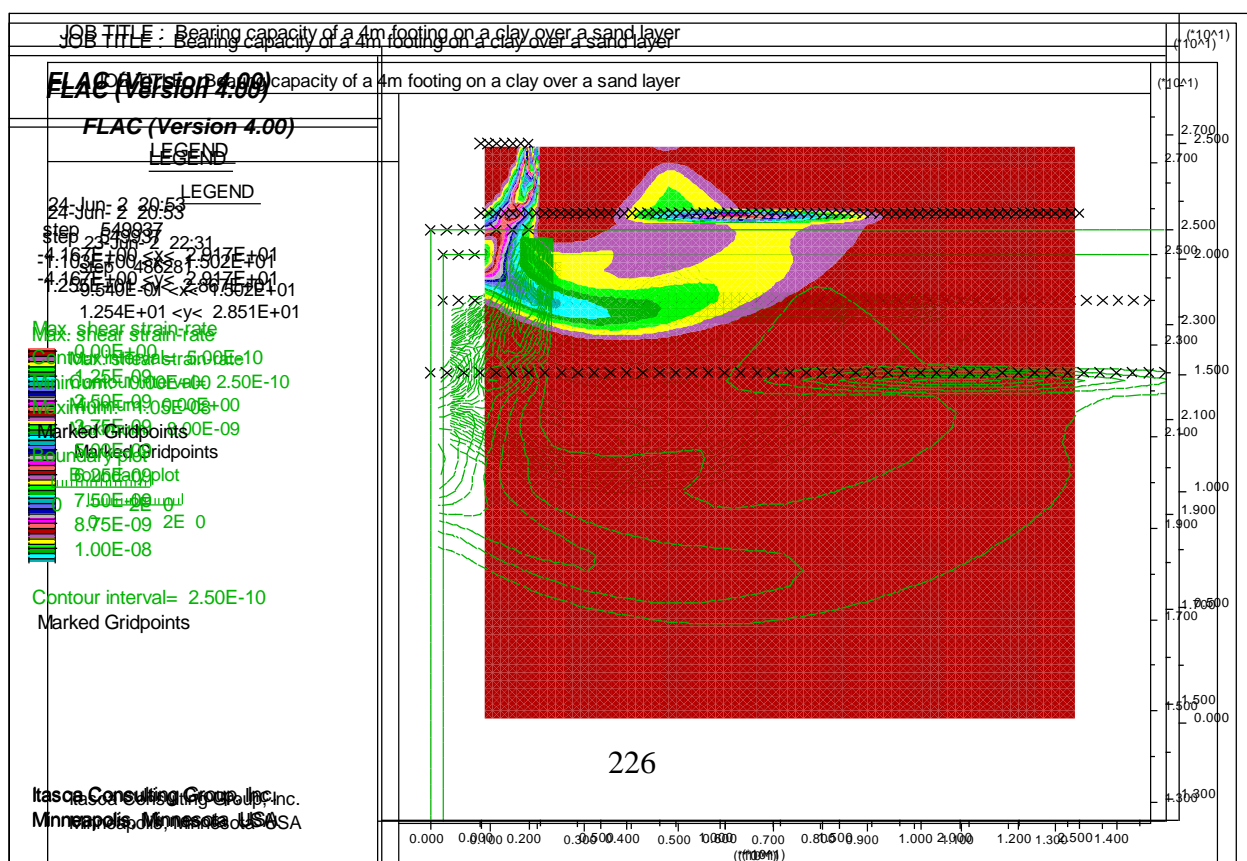
Στις εικόνες που ακολουθούν αυξάνουμε σταδιακά το πάχος  $H$  της αργλικής στρώσης και παίρνουμε την επιφάνεια αστοχίας που προκύπτει. Τα δεδομένα του προβλήματος είναι  $\varphi^*=7.5^\circ$  και  $c = 40$  KPa. Με μαύρα  $x$  σημειώνονται τα στοιχεία στα οποία εδράζεται η θεμελίωση και η διεπιφάνεια των δύο υλικών.

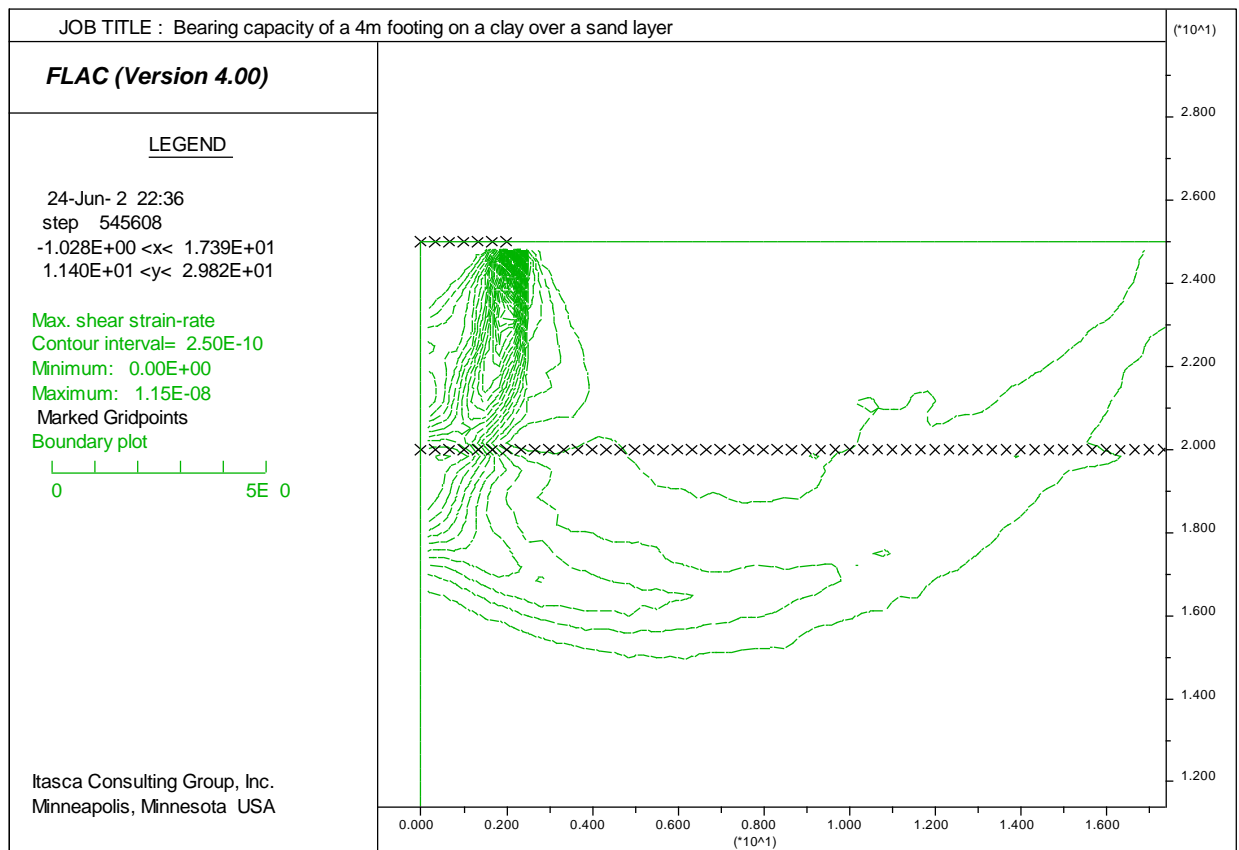
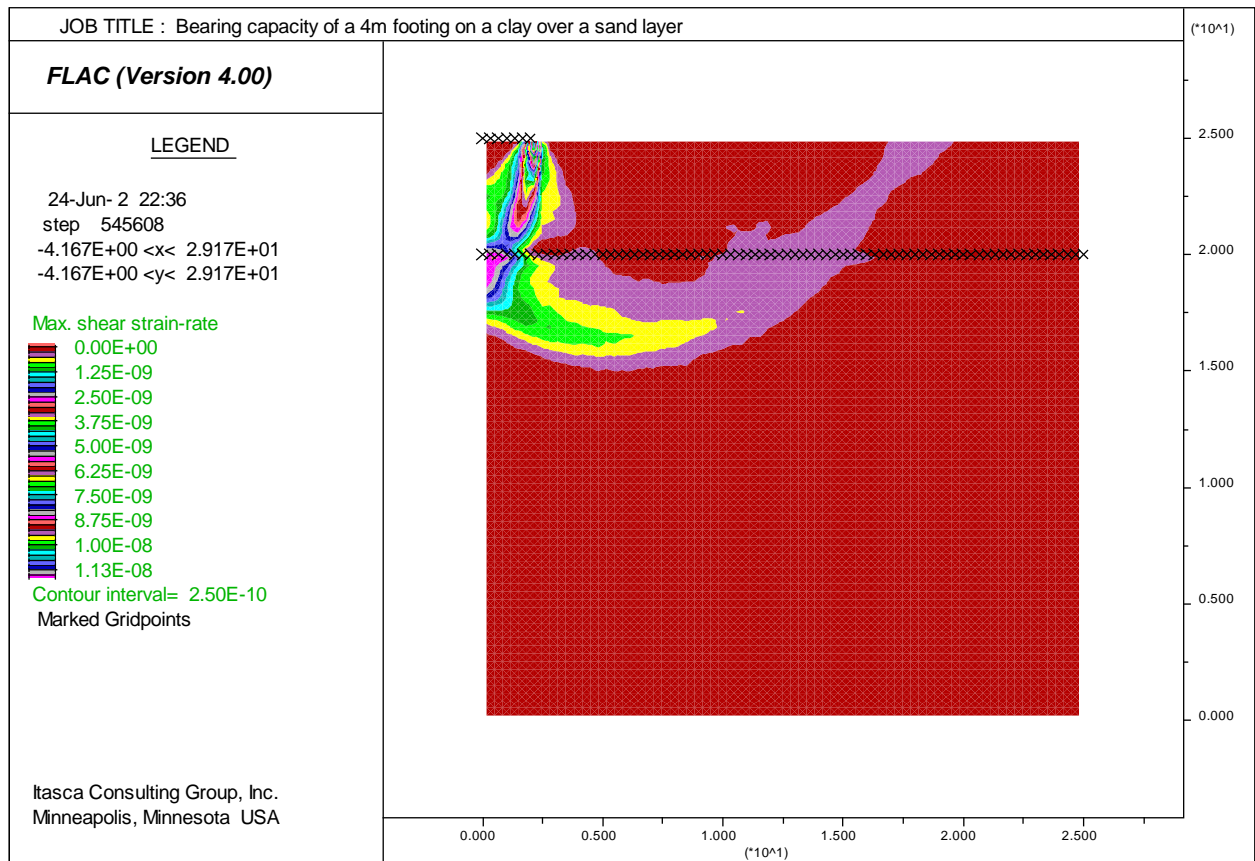
Από τα διαγράμματα που παρουσιάζονται μπορεί να παρατηρηθεί ότι όταν ο λόγος  $H/B$  ξεπεράσει την τιμή 1,567 η ρευστοποίηση της άμμου δεν επηρεάζει την φέρουσα ικανότητα του θεμελίου, δηλαδή  $(H/B_{cr})=1,567$  σύμφωνα με τις αριθμητικές αναλύσεις. Ο αντίστοιχος λόγος όπως προκύπτει από την αναλυτική σχέση είναι 2,28. Με ανάλογη μέθοδο διαπιστώνεται ότι το κρίσιμο βάθος που προβλέπεται από τις αριθμητικές αναλύσεις για  $\varphi^*=12,5^\circ$  είναι ίσο με  $(H/B_{cr})=1,3325$  ενώ η αναλυτική σχέση δίνει 1,71 και για την εναλλακτική θεώρηση όταν  $\gamma^*=1\text{KN/m}^2$  η εκτίμηση για το κρίσιμο βάθος από τις αριθμητικές επιλύσεις είναι  $H/B=1.0$  ενώ οι αναλυτικές σχέσεις δίνουν  $(H/B)_{cr}=0,54$ .



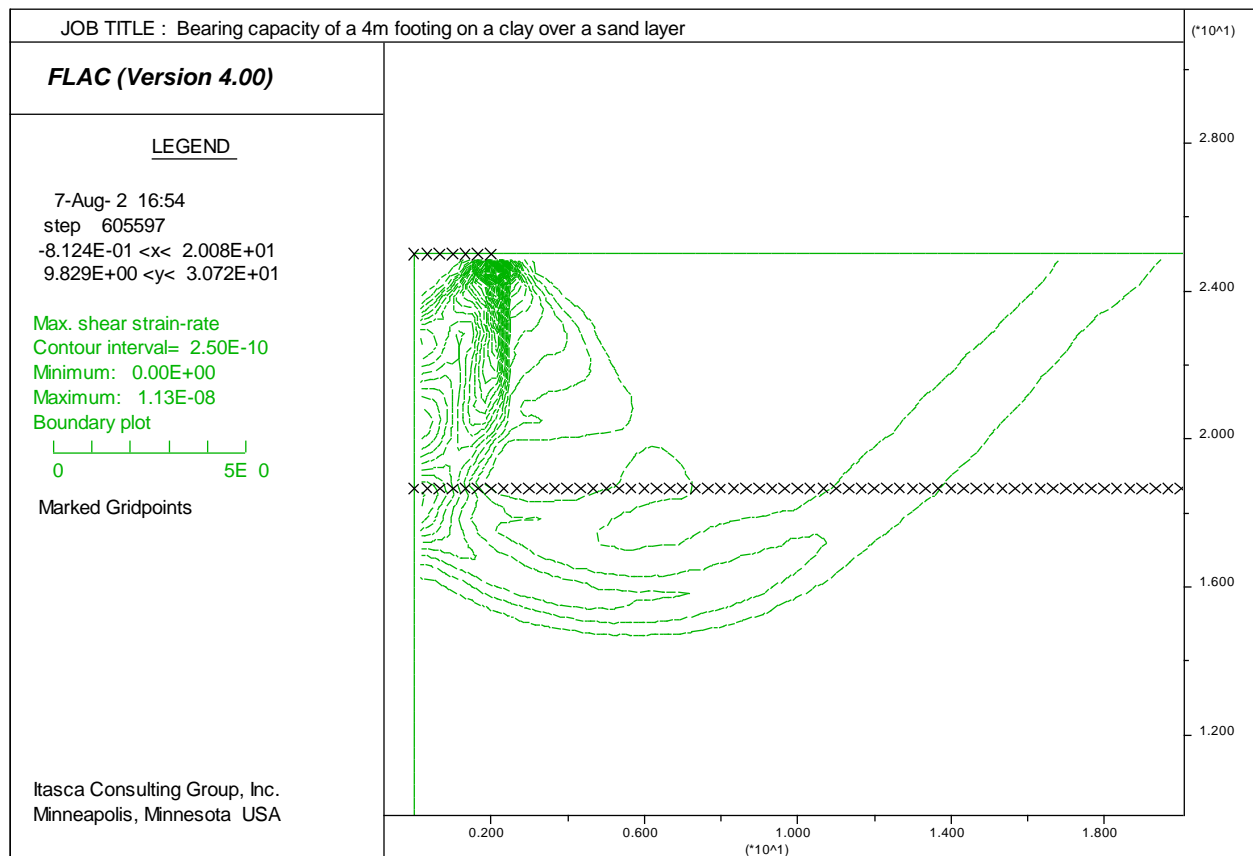
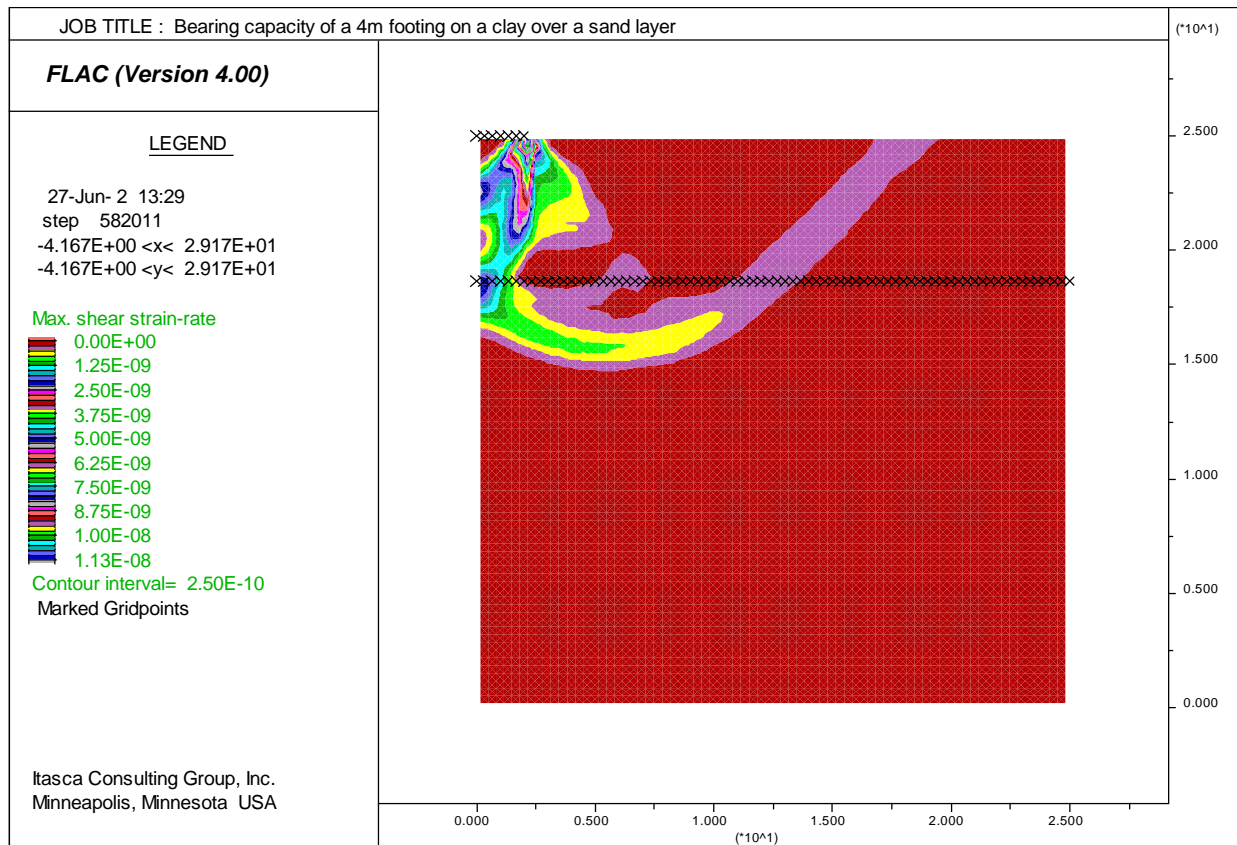
Σχήμα 6.9: Επιφάνεια αστοχίας για λόγο H/B=0.25

Σχήμα 6.10: Επιφάνεια αστοχίας για H/B=0.5



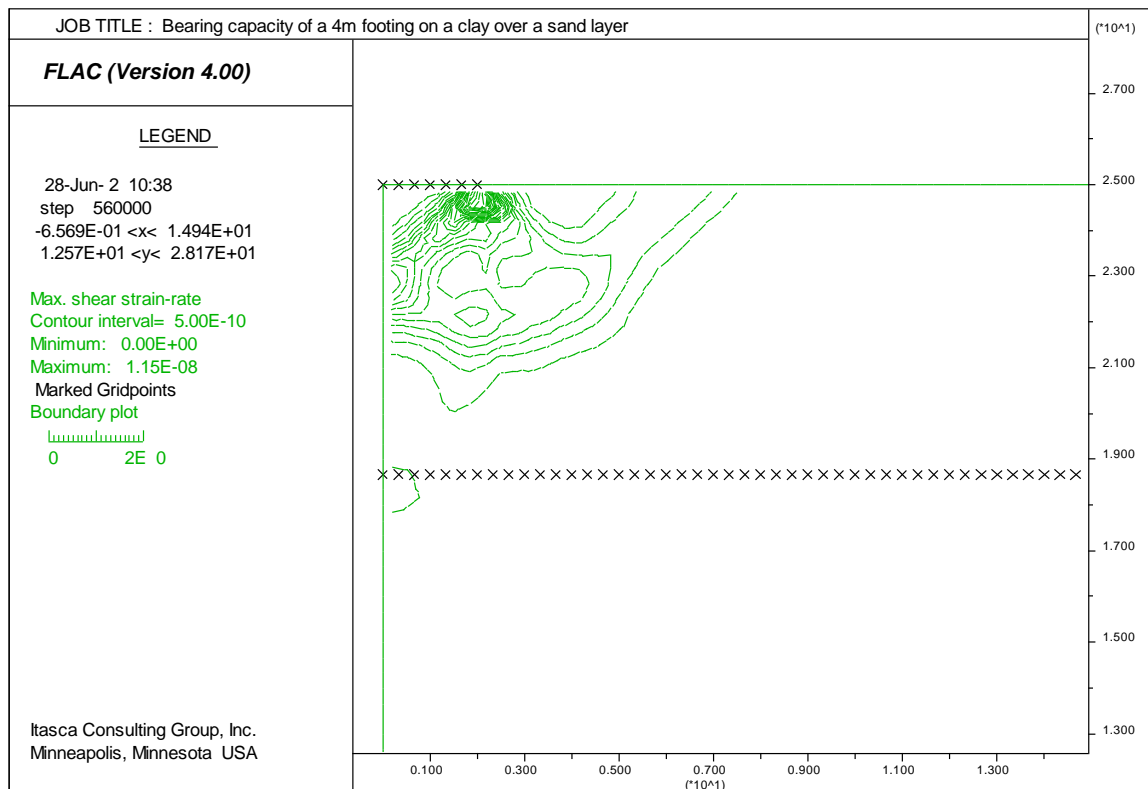
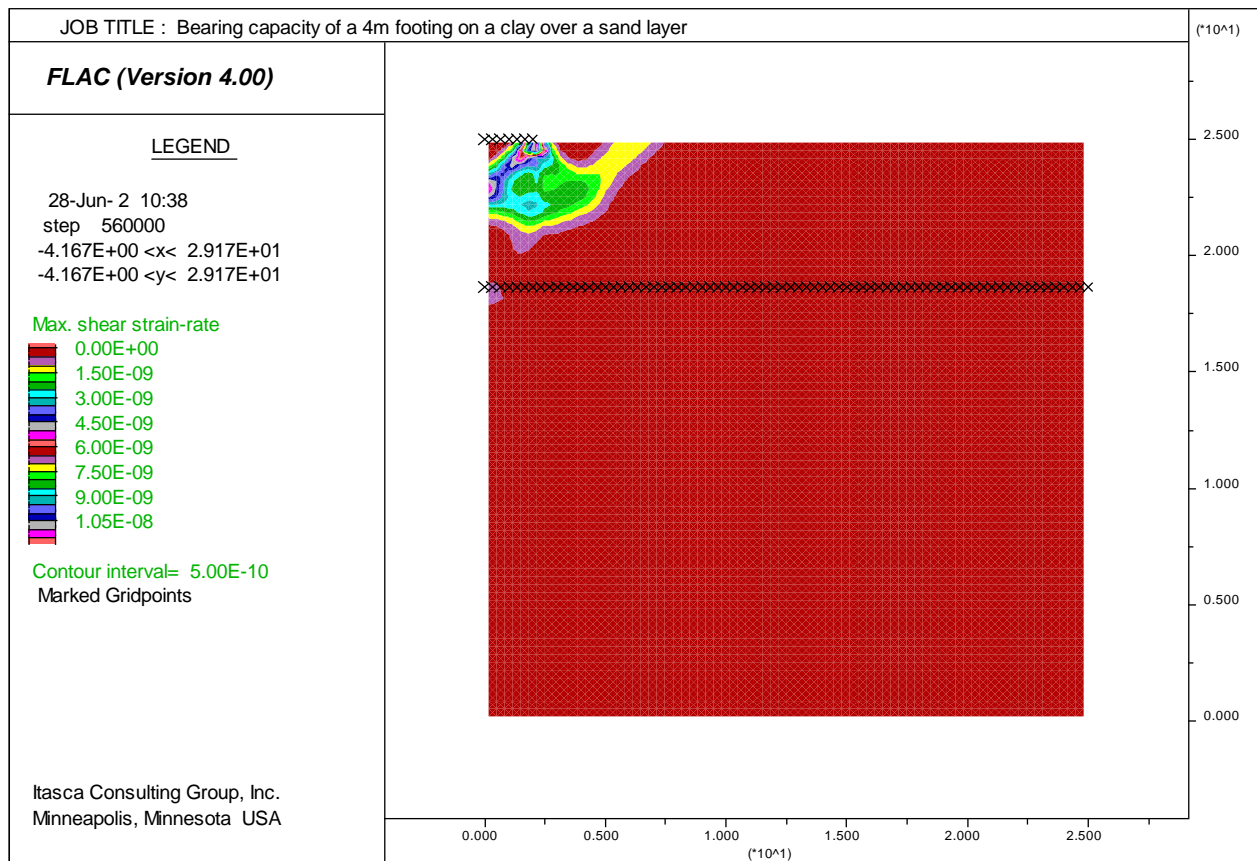


Σχήμα 6.11: Επιφάνεια αστοχίας για H/B=1.00

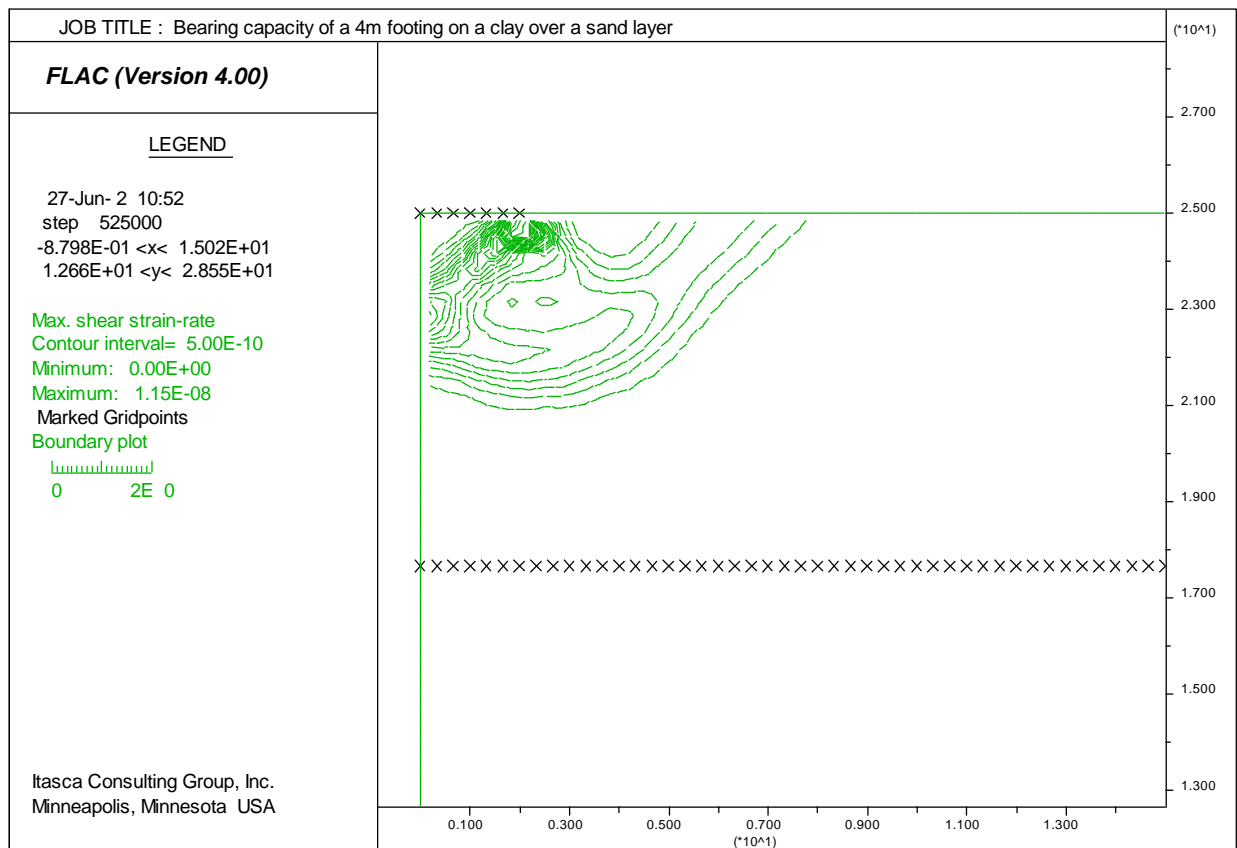
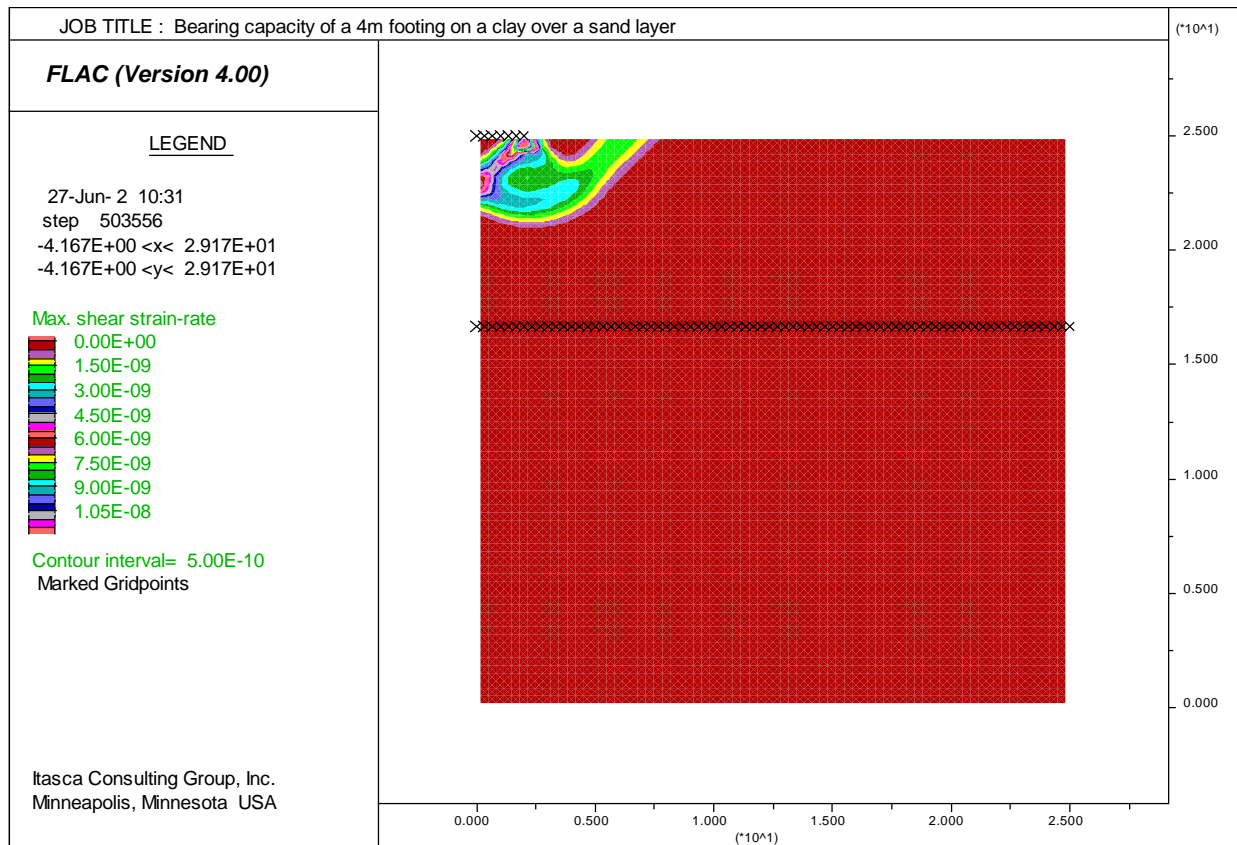


Σχήμα 6.12: Επιφάνεια αστοχίας για H/B=1.5

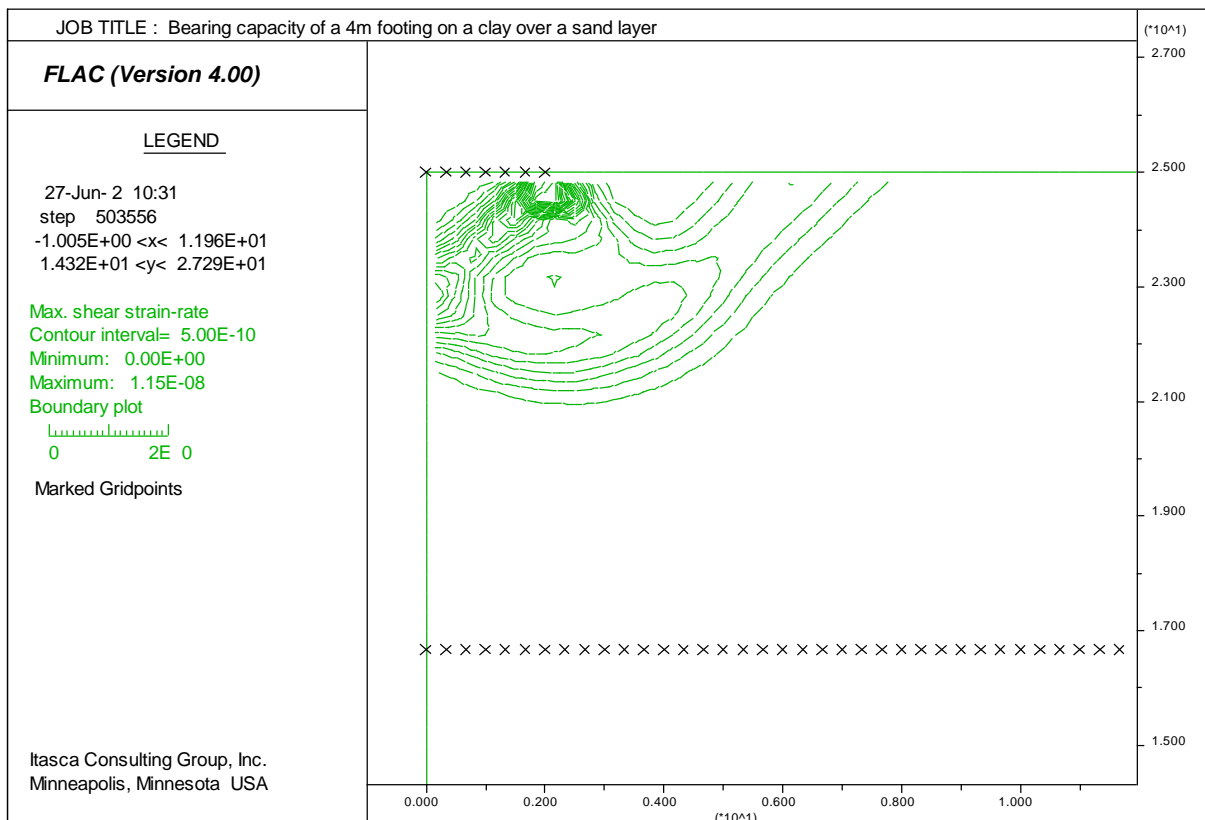
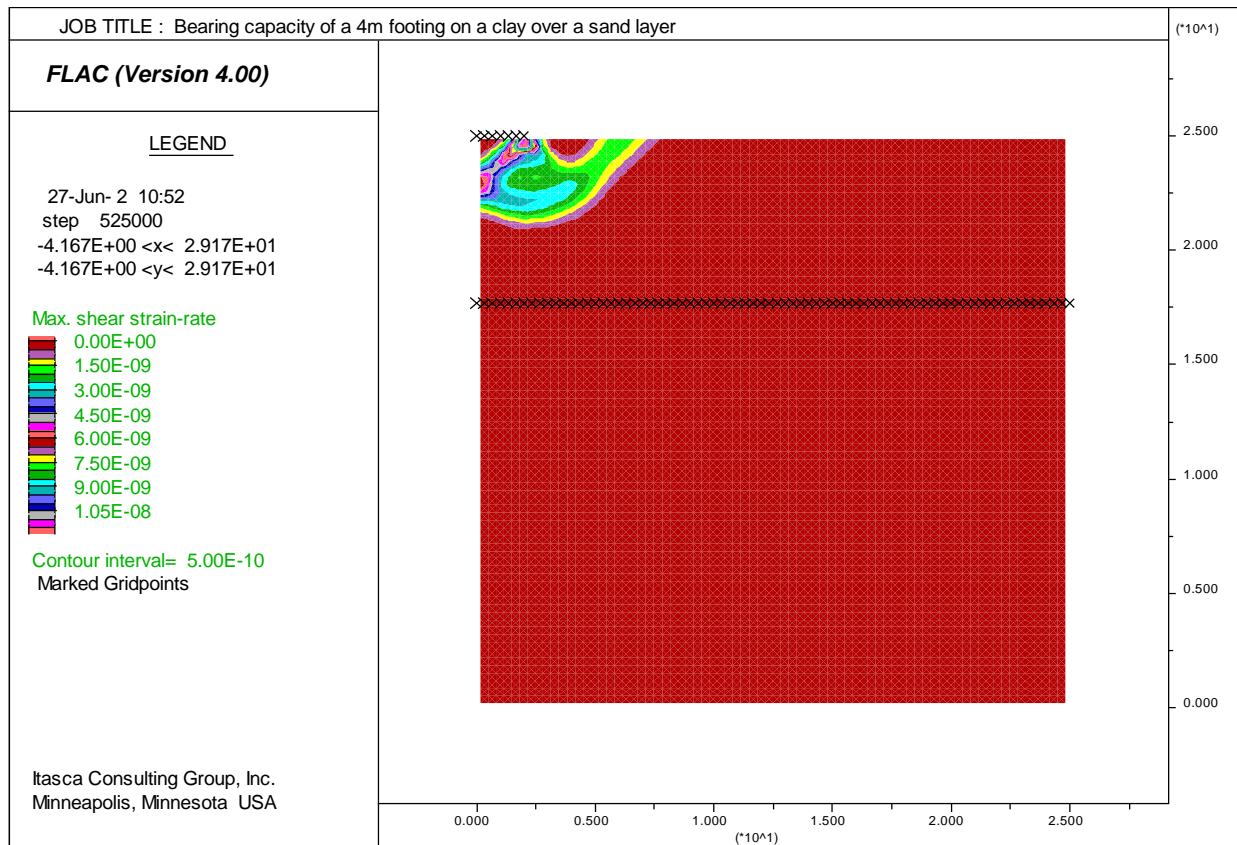




Σχήμα 6.13: Επιφάνεια αστοχίας για H/B=1.567



Σχήμα 6.14: Επιφάνεια αστοχίας για H/B=1.75



Σχήμα 6.15: Επιφάνεια αστοχίας για H/B=2.0

## 6.5 Συμπεράσματα

Στο παρόν κεφάλαιο έγινε συσχέτιση μεταξύ της φέρουσας ικανότητας που προκύπτει από τις αναλυτικές λύσεις και αυτής όπως προκύπτει από αριθμητική λύση με τη χρήση του προγράμματος πεπερασμένων διαφορών FLAC.

Σχετικά με τις αριθμητικές αναλύσεις πρέπει να σημειωθεί ότι η προσομοίωση με μείωση του ειδικού βάρους κάνει εν γένει το πρόβλημα πιο ασταθές και άρα πιο δυσεπίλυτο. Ταυτόχρονα οι τιμές που δίνει η αριθμητική ανάλυση για πλήρη ρευστοποίηση ( $U \rightarrow 1.0$ ) δεν είναι αξιόπιστες, διότι ο κάρναβος παραμορφώνεται έντονα κατά τη διάρκεια της ανάλυσης. Δηλαδή μάλλον οφείλεται σε πρόβλημα της ανάλυσης με το FLAC η μεγάλη μείωση της αντοχής που παρατηρείται που ενώ μέχρι εκεί η αριθμητικές αναλύσεις έδιναν γενικά μεγαλύτερες τιμές αντοχής από τις αναλυτικές ξαφνικά υπολείπονται.

Τα αποτελέσματα από τις αριθμητικές αναλύσεις εν γένει επαληθεύουν ποιοτικά και ποσοτικά τις αναλυτικές επιλύσεις, εφόσον οι απομοιώσεις που υπολογίζουν στη φέρουσα ικανότητα του θεμελίου είναι παρόμοιες με αυτές των αναλυτικών.

Καταλήγοντας θα πρέπει να πούμε ότι οι αριθμητικές αναλύσεις υπερτιμούν ελαφρά την φέρουσα ικανότητα του θεμελίου στην προσομοίωση με απομείωση της γωνίας τριβής της άμμου ( $\phi^*$ ) και την υποτιμούν ελαφρά για την προσομοίωση με απομείωση του φαινομένου ειδικού βάρους ( $\gamma^*$ ).

Για την κλασική θεώρηση οι διαφοροποιήσεις για μικρές τιμές του συντελεστή υπερπίεσης πόρων  $U$ , όπου οι αριθμητικές αναλύσεις υποτιμούν τον συντελεστή  $\zeta$ , οφείλονται στο ότι οι αριθμητικές αναλύσεις, όπως γίνεται και στην πραγματικότητα, προσομοιώνουν παράλληλα διάφορα φαινόμενα (πχ τοπικές αστοχίες) τα οποία δεν μπορούν να συμπεριληφθούν στις αναλυτικές σχέσεις.

Επίσης για μεγάλες τιμές του συντελεστή υπερπίεσης πόρων ο κάρναβος προσομοίωσης γίνεται ιδιαίτερα ασταθής, με αποτέλεσμα οι αναλύσεις να μην δίνουν αξιόπιστα αποτελέσματα. Αυτός μάλλον είναι και ο λόγος που οι αριθμητικές αναλύσεις υποτιμούν την φέρουσα ικανότητα για  $U \rightarrow 1$  στην κλασική θεώρηση με  $\phi^*$  αλλά και στην εναλλακτική θεώρηση με  $\gamma^*$ , στην οποία η απομείωση του φαινομένου ειδικού βάρους αποτελεί αιτία πρόσθετης αστάθειας του προβλήματος.

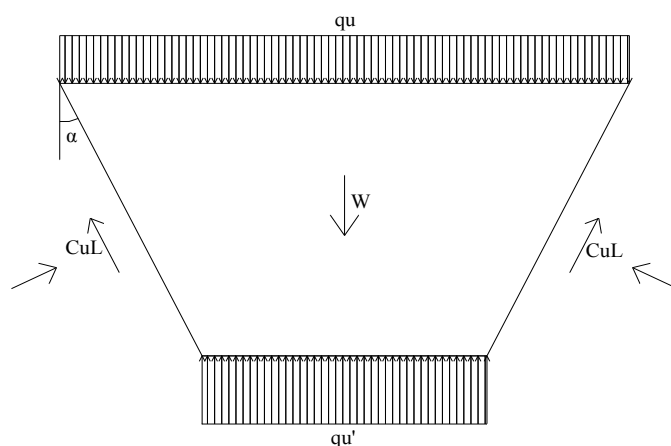
## 7. Επίδραση του Μηχανισμού Αστοχίας

### 7.1 Εισαγωγή

Κατά τους υπολογισμούς που παρουσιάστηκαν στα κεφάλαια 2 και 3 θεωρήθηκε ότι η επιφάνεια αστοχίας μέσα στην αργλική στρώση είναι κατακόρυφη. Μελετώντας τις εικόνες που προκύπτουν για τη στιγμή της αστοχίας από τις αριθμητικές αναλύσεις, παρατηρείται ότι η επιφάνεια αστοχίας αποκλίνει από την κατακόρυφο στην αργλική στρώση. Για την προσέγγιση αυτού του φαινομένου προσομοιώνεται με μία ευθεία γραμμή η επιφάνεια αστοχίας στην άργιλο η οποία έχει απόκλιση  $\alpha$  μοιρών από την κατακόρυφο.

### 7.2 Προσθήκη γωνίας $\alpha$ στους υπολογισμούς.

Από τις εικόνες αστοχίας που προέκυψαν από τις αριθμητικές αναλύσεις παρατηρείται ότι η επιφάνεια αστοχίας στην άργιλο σχηματίζει μία καμπύλη η οποία αρχίζει κάθετα προς την ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους και σταδιακά σχηματίζει γωνία με τη κατακόρυφο προς το κέντρο του θεμελίου. Για απλοποίηση η νέα επιφάνεια αστοχίας θα προσομοιωθεί με μία ευθεία γραμμή που σχηματίζει γωνία  $\alpha$  με την κατακόρυφο. Η ανάλυση βασίζεται στην παραδοχή ότι η επιφάνεια αστοχίας θα είναι εκείνη η οποία δίνει την ελάχιστη φέρουσα ικανότητα στο θεμέλιο.

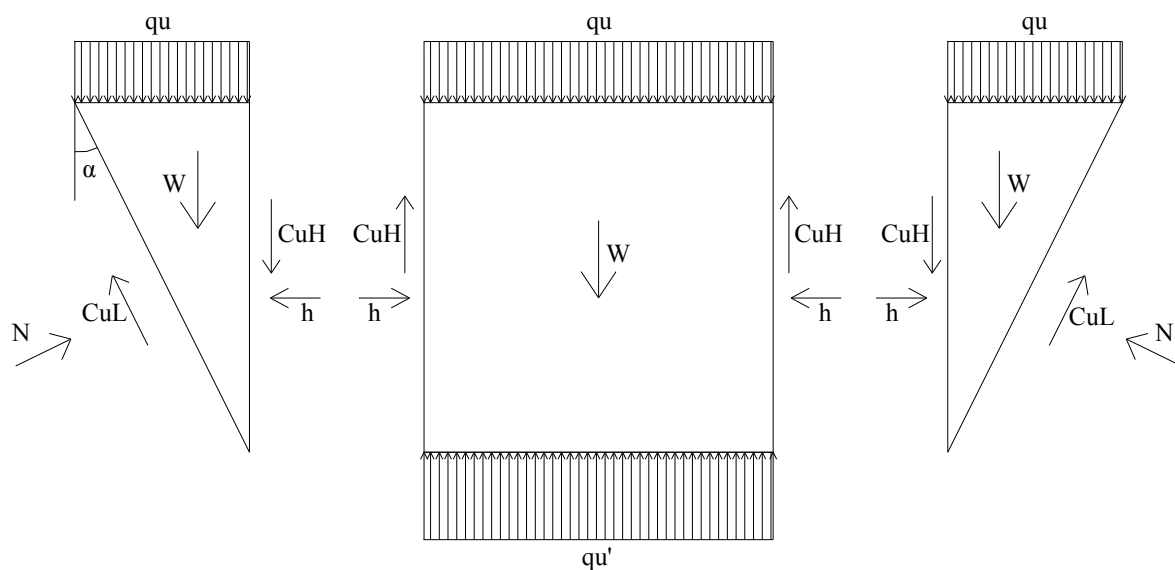


**Σχήμα 7.1:** Δυνάμεις που ασκούνται στην επιφάνεια αστοχίας σχήματος σφήνας στην άργιλο

Η εισαγωγή της γωνίας  $\alpha$  στους υπολογισμούς, διαφοροποιεί την επιφάνεια αστοχίας στην αργλική στρώση σύμφωνα με τα σχήματα 7.1 και 7.2 στα οποία διακρίνονται και οι δυνάμεις που ασκούνται σε αυτή. Η επίλυση βασίζεται στην παραδοχή ότι οι δυνάμεις λίγο πριν την

στιγμή της αστοχίας βρίσκονται σε ισορροπία ενώ οι τάσεις  $q_u$  και  $q_u'$  θεωρούνται σταθερές σε όλο το μήκος της εφαρμογής τους.

Με τη βοήθεια του σχήματος 7.1 παρατηρούμε ότι υπάρχουν δύο εξισώσεις ισορροπίας (εξίσωση των δυνάμεων στις δύο κύριες διευθύνσεις  $\chi$  και  $\psi$ , εκ των οποίων η εξίσωση δυνάμεων κατά  $\chi$  οδηγεί σε ταυτότητα) ενώ υπάρχουν τρεις άγνωστοι (η πλάγια αντίδραση του εδάφους  $N$ , η φέρουσα ικανότητα του θεμελίου  $q_u$  και η γωνία  $\alpha$ ).



**Σχήμα 7.2:** Δυνάμεις που ασκούνται στην τεμαχισμένη σφήνα

Τεμαχίζοντας την σφήνα σε τρία κομμάτια δίνεται η δυνατότητα να επιλυθεί το πρόβλημα εφόσον μπορεί οι άγνωστοι να αυξάνονται σε τέσσερις ( $N, q_u, \alpha, h$ ) αλλά και οι διαθέσιμες εξισώσεις γίνονται τέσσερις εφόσον οι εξισώσεις ισορροπίας που δεν οδηγούν σε ταυτοτικές σχέσεις είναι τρεις (ισορροπία δυνάμεων κατά  $\chi$  και  $\psi$  στο τρίγωνο και κατά  $\psi$  στο τετράγωνο) αλλά ταυτόχρονα προκύπτει και μία επιπλέον εξίσωση που συνδέει τη  $q_u$  με την γωνία  $\alpha$  (ότι η γωνία  $\alpha$  θα είναι αυτή για την οποία θα έχουμε την ελάχιστη φέρουσα ικανότητα). Από το τρίγωνο έχουμε:

$$F_y = 0 \Rightarrow Q_u + c_u H + W - c_u \frac{H}{\tan a} \cos a - N \sin a = 0 \quad (7.1)$$

$$F_x = 0 \Rightarrow h + c_u \frac{H}{\tan a} \sin a - N \cos a = 0 \quad (7.2)$$

$$\text{όπου } Q_u = q_u \cdot (H \tan a) \quad (7.3)$$

Ταυτόχρονα από το τετράγωνο έχουμε:

$$F_x = 0 \Rightarrow q_u (B - 2H \tan a) = -\gamma H (B - 2H \tan a) + 2c_u H + q_u' (B - 2H \tan a) \Rightarrow$$

$$q_u = -\gamma H + \frac{2c_u H}{(B - 2H \tan a)} + q_u' \quad (7.4)$$

Ταυτόχρονα η γωνία  $a$  είναι αυτή που δίνει τη μικρότερη  $q_u$ , δηλαδή εφόσον  $q_u = f(a)$  η γωνία για την οποία η  $q_u$  γίνεται ελάχιστη θα είναι αυτή για την οποία θα ισχύει:

$$\frac{\partial q_u}{\partial a} = 0 \quad \text{και} \quad \frac{\partial^2 q_u}{\partial a^2} > 0 \quad (7.5)$$

Παραγωγίζοντας την εξίσωση 7.4 η οποία περιλαμβάνει μόνο τους δύο άγνωστους μπορούμε να βγάλουμε την σχέση της παραγώγου:

$$\frac{\partial q_u}{\partial a} = 4 \frac{c_u H^2 (1 + \tan(a)^2)}{(B - 2H \tan(a))^2} - \gamma H (1 + \tan(a)^2) N_\gamma \quad (7.6)$$

αφού πρώτα έχουμε αντικαταστήσει την σχέση για το  $q_u'$  σύμφωνα με τον τύπο:

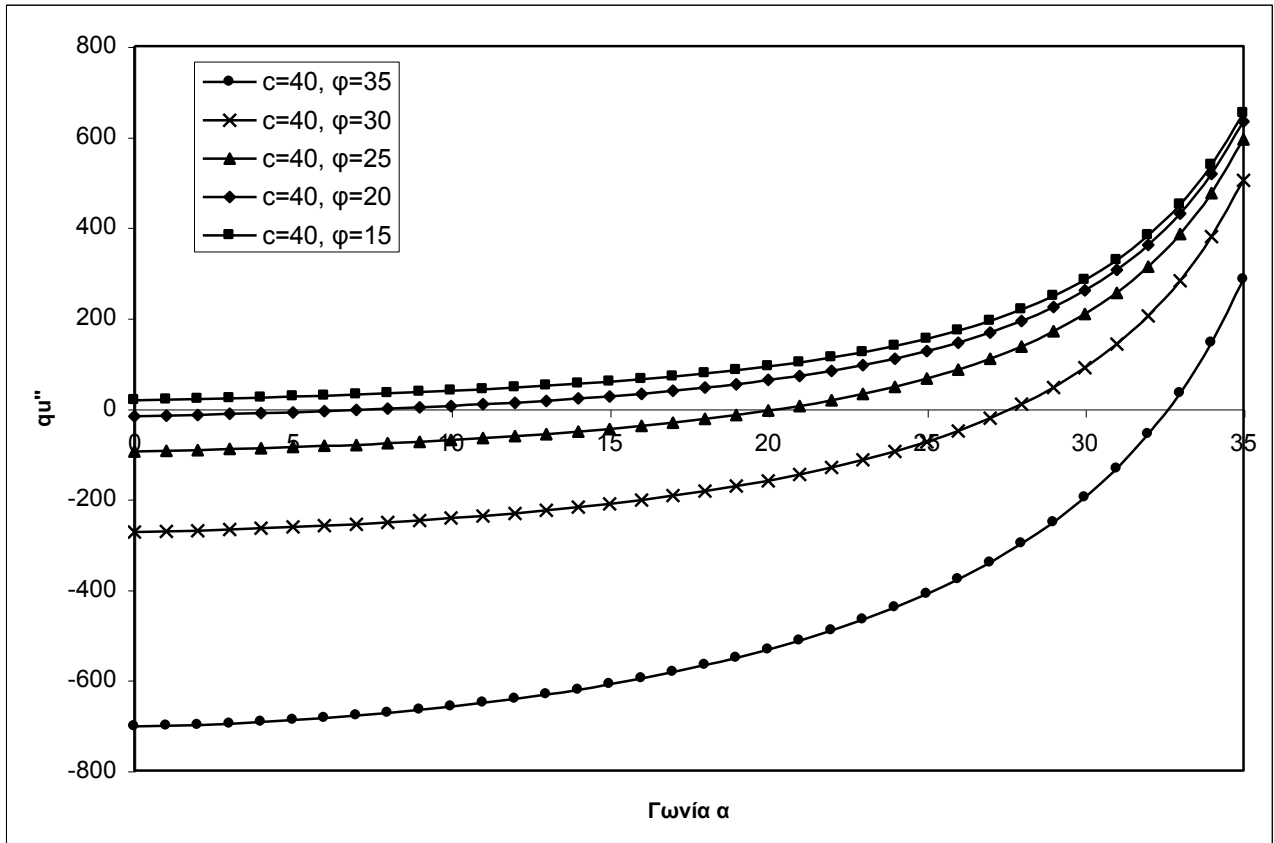
$$q_u' = \frac{1}{2} \gamma (B - 2H \tan a) N_\gamma + \gamma H N_q F_{qd} + \gamma H \quad (7.7)$$

που δίνει την φέρουσα ικανότητα ενός θεμελίου, πλάτους  $(B - 2H \tan a)$ , που εδράζεται στην άμμο και έχει βάθος θεμελίωσης ίσο με  $H$ . Στα σχήματα 7.3 και 7.4 παρουσιάζεται η εξίσωση 7.6 συναρτήσει της γωνίας  $a$  για συνδυασμούς  $(H/B)$ ,  $c$  και  $\phi$ . Για κάθε  $\phi$  η γωνία  $a$  είναι εκείνη για την οποία μηδενίζεται η εξίσωση 7.6.

Ταυτόχρονα για την δεύτερη παράγωγο ισχύει:

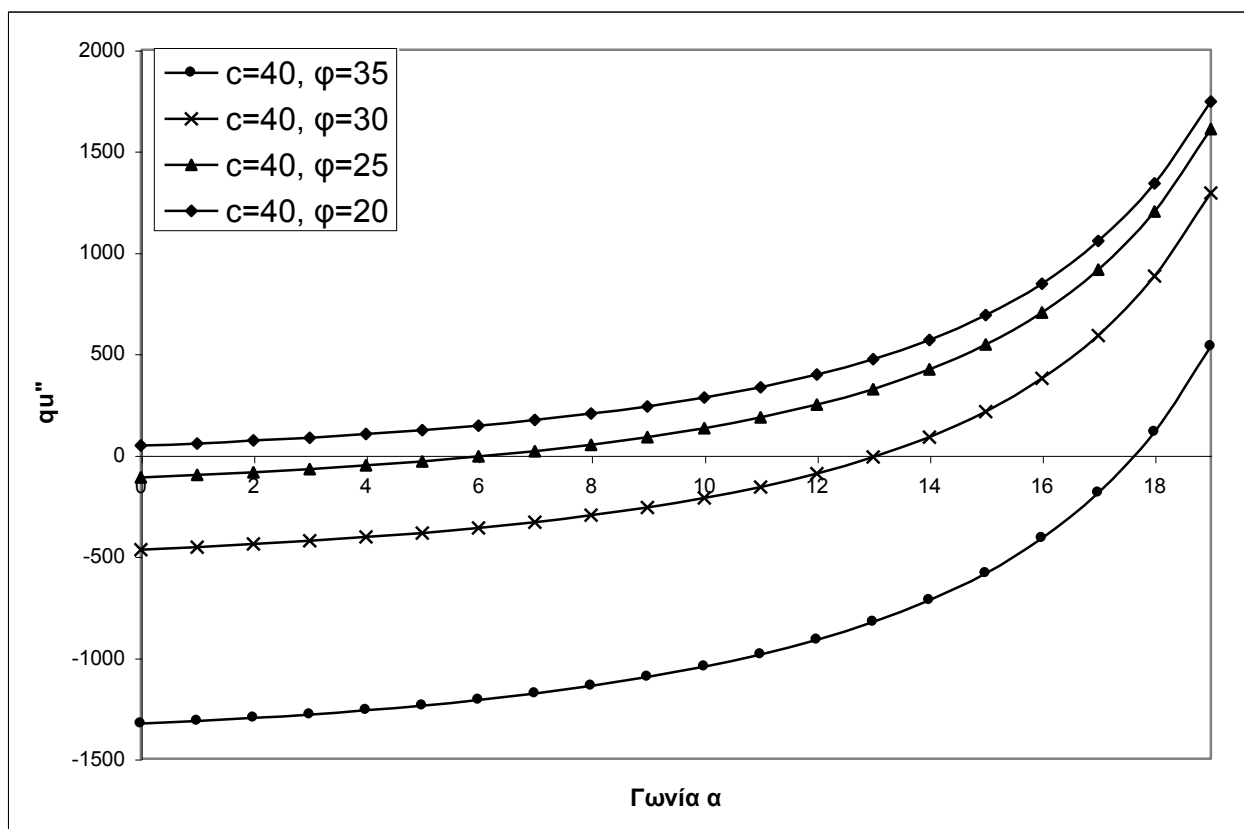
$$\frac{\partial^2 q_u}{\partial a^2} = \frac{16cH^3(1 + \tan a^2)^2}{(B - 2H \tan a)^3} + \frac{8cH^2 \tan a(1 + \tan a^2)}{(B - 2H \tan a)^2} - 2\gamma H \tan a(1 + \tan a^2)N_\gamma > 0$$

δηλαδή είναι πάντα θετική.



Σχήμα 7.3: Εξίσωση 7.6 συναρτήσει της γωνίας α για H/B=0.5





**Σχήμα 7.4:** Εξίσωση 7.6 συναρτήσει της γωνίας α για H/B=1.0

Επιλύοντας τη σχέση 7.5 με τη βοήθεια της 7.6, έχουμε ότι η γωνία α δίνεται από την σχέση:

$$a = \arctan\left(\frac{1}{4} \frac{2\gamma N_\gamma B - 4\sqrt{\gamma N_\gamma cH}}{\gamma N_\gamma H}\right) \quad (7.8)$$

Με την προσθήκη της γωνίας α διαφοροποιούνται οι εκφράσεις για το κρίσιμο βάθος και για τον συντελεστή ζ. Συγκεκριμένα με την κλασική θεώρηση για το κρίσιμο βάθος έχουμε:

$$\left(\frac{H}{B}\right)_{cr} = \frac{10.28/A^* - 1}{4/A^* + 2(N_q F_{qd} - 1)/\tan(1.4\varphi^*)(N_q - 1)} \quad (7.9)$$

Ταυτόχρονα για τον συντελεστή ζ θα έχουμε:

$$\zeta = \left(\frac{A^*}{2N_c}\right) \left[ 1 + 2H^* \left( \frac{2}{A^*} + \frac{N_q F_{qd} - 1}{\tan(1.4\varphi^*)(N_q - 1)} \right) \right] \quad (7.10)$$

όπου πλέον ισχύει:

$$H^* = H/B' = \frac{H}{(B - 2H \tan a)}$$

$$A^* = \frac{N_\gamma B}{c^* (B - 2H \tan a)}$$

$$c^* = \frac{c}{\gamma} B$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$$

Η αναλυτική λύση της εξίσωσης για το κρίσιμο βάθος βρίσκεται στο παράρτημα Α. Αντίστοιχες είναι και οι εξισώσεις για την εναλλακτική θεώρηση:

$$(H/B)_{cr} = \frac{10.28/A^* (1 - \lambda) - 1}{4/[A^* (1 - \lambda)] + 2(N_q F_{qd} - 1)/\tan(1.4\varphi)(N_q - 1)}$$

$$\zeta = \left( \frac{A^*}{2N_c} (1 - \lambda) \right) \left[ 1 + 2H^* \left( \frac{2}{A^* (1 - \lambda)} + \frac{N_q F_{qd} - 1}{\tan(1.4\varphi)(N_q - 1)} \right) \right]$$

όπου ισχύουν τα ίδια για τα  $H^*$ ,  $A^*$ ,  $c^*$ ,  $N_\gamma$ .

### 7.3 Νέα διαγράμματα

Με τη προσθήκη της γωνίας  $\alpha$  στους υπολογισμούς, δυσχεραίνεται η χρησιμοποίηση των αναλυτικών λύσεων, εφόσον, πχ για την κλασική θεώρηση με  $\varphi^*$ , προϋποθέτει την επίλυση της σχέσης 7.8 για την εύρεση της γωνίας  $\alpha$  στη κάθε περίπτωση και στη συνέχεια την επίλυση των δύο σχέσεων 7.9, 7.10 για την εύρεση του κρίσιμου βάθους και του συντελεστή  $\zeta$

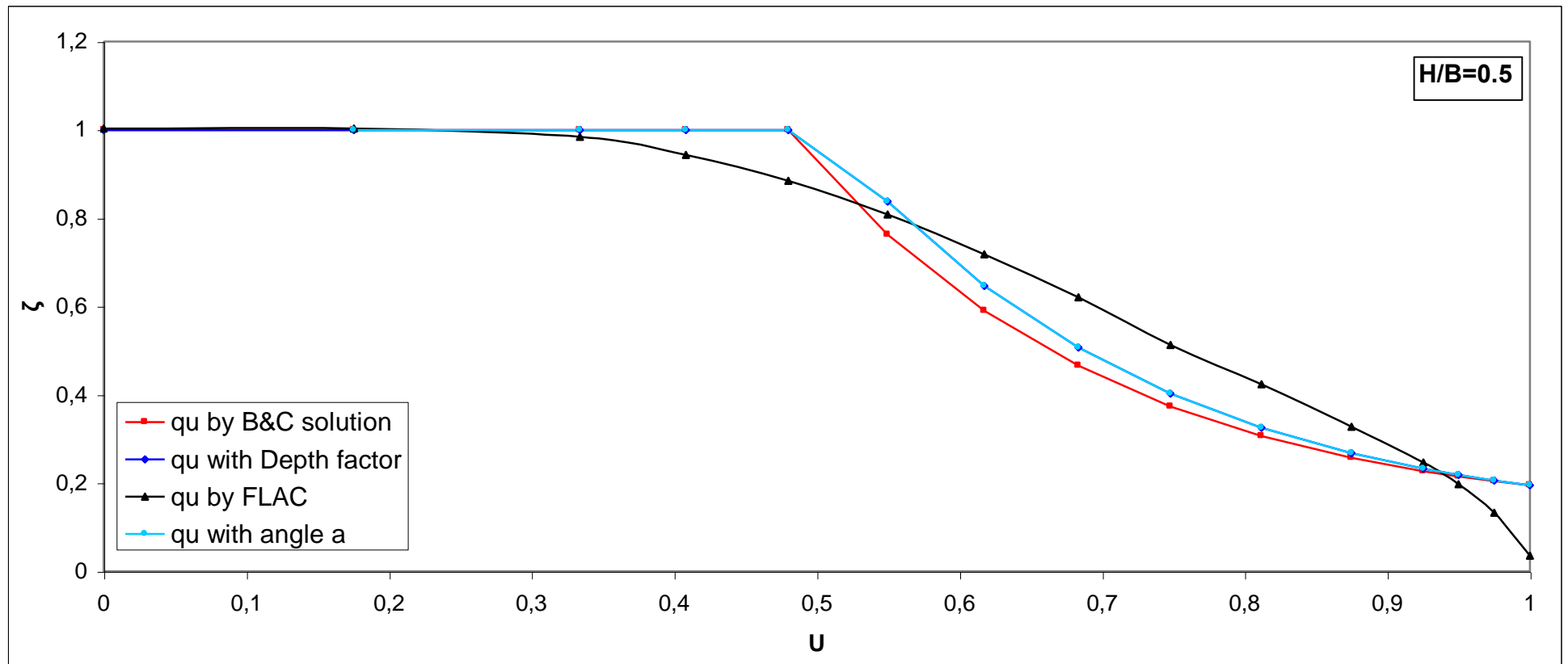
Στο Πίνακα 7.1 φαίνονται οι τιμές που δίνουν οι αναλυτικές σχέσεις για τη φέρουσα ικανότητα του θεμελίου με τη προσθήκη της γωνίας  $\alpha$  για συγκεκριμένες τιμές των  $c$ ,  $H$ ,  $B$ . Στον πίνακα παρουσιάζεται η γωνία  $\alpha$ , η φέρουσα ικανότητα της σύνθετης επιφάνειας αστοχίας και το μέρος της φέρουσας ικανότητας που προσφέρει η στρώση της άμμου, για διάφορες τιμές της γωνίας  $\varphi^*$ . Στο πίνακα φαίνεται ότι όσο αυξάνει ο λόγος  $H/B$  μειώνεται η γωνία  $\alpha$  και αυξάνει η γωνία τριβής για την οποία η γωνία  $\alpha$  παίζει ρόλο στην φέρουσα ικανότητα του θεμελίου που εξετάζεται.

H/B=0.5				H/B=1.0			
$\varphi^*$	a	qu by sand	qu	$\varphi^*$	a	qu by sand	qu
0	0	40	40	0	0	80	80
1	0	42,29247	42,29247				
2	0	44,90401	44,90401	2,5	0	92,37303	92,37303
3	0	47,87035	47,87035				
4	0	51,2318	51,2318				
5	0	55,03386	55,03386	5	0	108,6736	108,6736
7,5	0	66,82163	66,82163				
10	0	82,7176	82,7176	10	0	158,0979	158,0979
12,5	0	104,1243	104,1243				
15	0	133,0055	133,0055	15	0	243,431	205,6
17,5	0	172,1494	172,1494				
20	8,37	224,0264	205,6	20	0	393,7296	205,6
22,5	15,38	289,971	205,6				
25	20,51	374,9912	205,6	25	6,33	660,8836	205,6
30	27,73	634,1065	205,6	30	13,13	1119,414	205,6
35	32,65	1108,99	205,6	35	17,66	1951,566	205,6

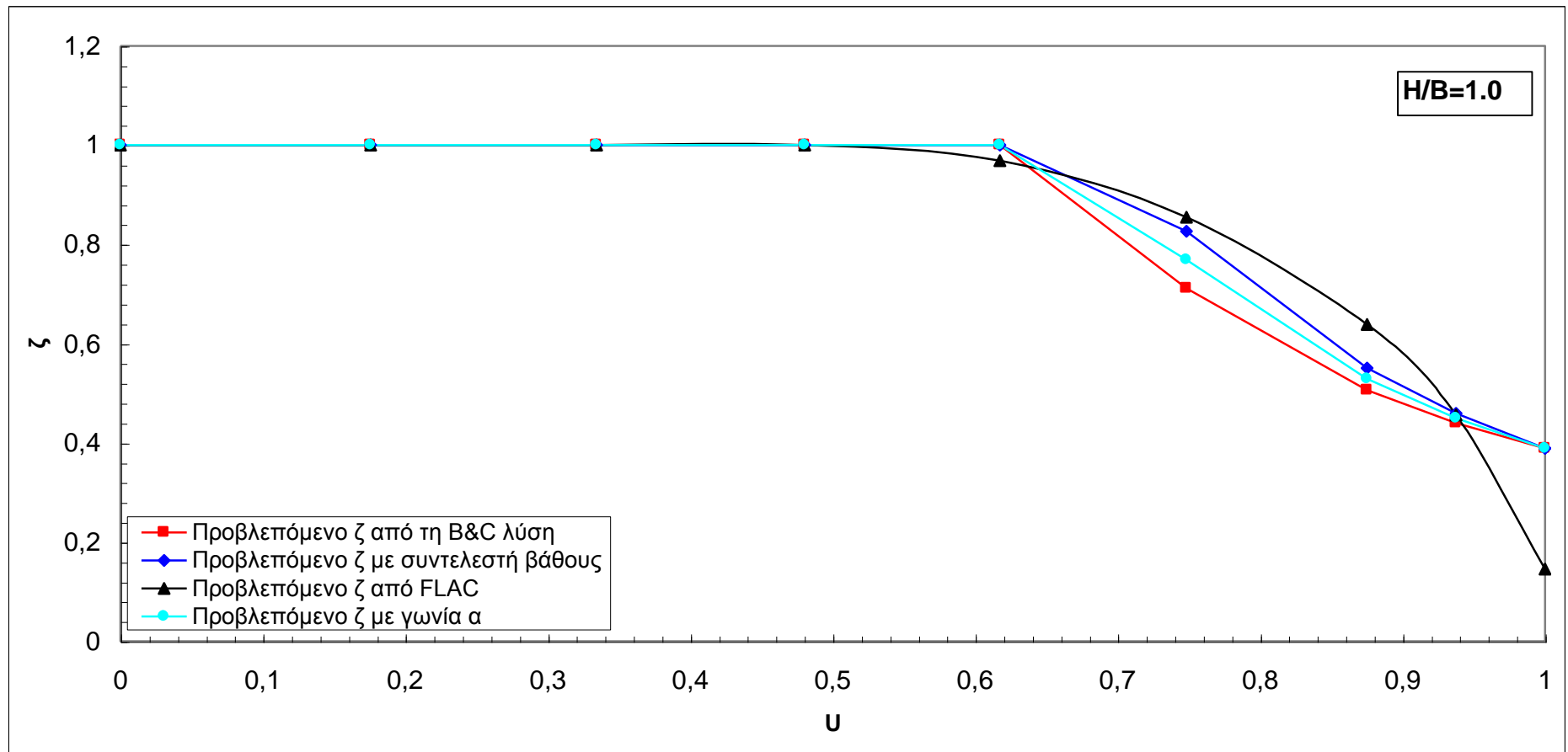
**Πίνακας 7.1:** Φέρουσα ικανότητα σύνθετης επιφάνειας αστοχίας για διάφορα  $\varphi$  και H, για

$$c = 40 \text{ Kpa}, B = 4\text{m}, \psi=0$$

Στη συνέχεια ακολουθούν τα διαγράμματα υπολογισμού του συντελεστή  $\zeta$  με την νέα μέθοδο. Στα σχήματα 7.4, 7.5, 7.6 φαίνεται συγκριτικά ο συντελεστής  $\zeta$  όπως υπολογίζεται με τις νέες σχέσεις που παίρνουν υπόψη τη γωνία  $\alpha$  και όπως υπολογίζεται από τη κλασική μέθοδο των Bouckonalas & Cascone με ή χωρίς την προσθήκη του συντελεστή  $F_{qd}$ . Παρατηρώντας τα διαγράμματα καθώς και τις τιμές της φέρουσας ικανότητας φαίνεται ότι η νέα μέθοδος δίνει σαφώς μειωμένο συντελεστή  $\zeta$  για μικρές τιμές της πίεσης πόρων  $U$  και σχετικά αυξημένες για μεγάλες τιμές του  $U$ . Δυστυχώς όμως και με αυτή τη μέθοδο δεν εξηγείται, αλλά μάλλον διευρύνεται κατά κάτι, η διαφορά μεταξύ των αριθμητικών αναλύσεων και των προβλέψεων με τις αναλυτικές μεθόδους.



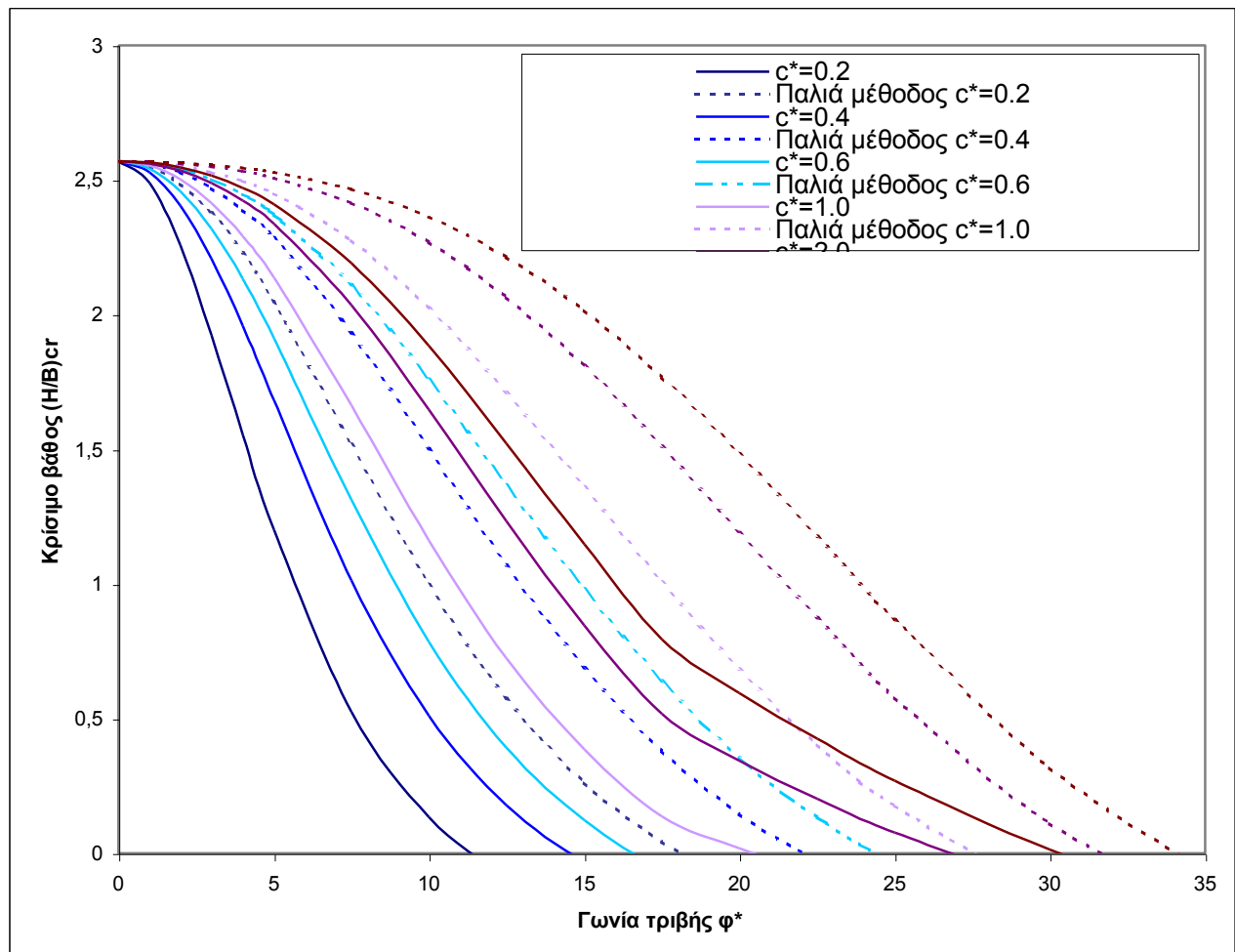
**Σχήμα 7.5:** Προβλεπόμενος συντελεστής ζ από τις τέσσερις μεθόδους συναρτήσει της πίεσης πόρων για H/B=0.5



Σχήμα 7.6: Προβλεπόμενος συντελεστής  $\zeta$  από τις τέσσερις μεθόδους συναρτήσει της πίεσης πόρων για  $H/B=1.0$

Παρατηρώντας τα διαγράμματα και τον πίνακα που προηγήθηκαν, βλέπουμε ότι η γωνία  $\alpha$  αρχίζει να επηρεάζει την φέρουσα ικανότητα όταν η γωνία τριβής του υποκείμενου στρώματος γίνει αρκετά μεγάλη, δηλαδή όταν η επιρροή της ρευστοποίησης αρχίζει να ελαττώνεται. Για αυτό το λόγο και η καμπύλη του προβλεπόμενου συντελεστή  $\zeta$  με τη βοήθεια του συντελεστή βάθους ταυτίζεται με αυτή που προκύπτει αν προστεθεί και η γωνία  $\alpha$ . Φυσικά για μικρότερους λόγους  $H/B$  ή για μικρότερες τιμές του  $c_u$  η επιρροή της γωνίας  $\alpha$  αυξάνει εντόνως, εφόσον ισχυροποιείται ο ρόλος του υποκείμενου στρώματος για τη φέρουσα ικανότητα.

Τέλος στο σχήμα 7.7 παρουσιάζεται το κρίσιμο βάθος όπως υπολογίζεται με την προσθήκη της γωνίας  $\alpha$ . Παρατηρείται ότι για το κρίσιμο βάθος η προσθήκη της γωνίας  $\alpha$  μικραίνει το κρίσιμο βάθος για μία συγκεκριμένη γωνία τριβής  $\varphi^*$ .



**Σχήμα 7.7:** Κρίσιμο βάθος συναρτήσει της γωνίας τριβής  $\varphi^*$  για διάφορα  $c$  με τις δύο μεθόδους

Παρατηρώντας τις τιμές που προκύπτουν από την αναλυτική σχέση για την γωνία  $\alpha$  και τις εικόνες αστοχίας που δίνουν οι αριθμητικές αναλύσεις για διάφορες τιμές του λόγου  $H/B$  και του  $\varphi^*$  (τμήμα των οποίων παρουσιάζεται στο κεφάλαιο 6), βλέπουμε ότι πράγματι, όσο αυξάνει η γωνία τριβής του υποκείμενου στρώματος άμμου, τόσο αυξάνει και η γωνία  $\alpha$ . Ταυτόχρονα παρατηρείται ότι όσο μικρότερη είναι η τιμή του λόγου  $H/B$  τόσο μεγαλύτερη είναι η τιμή της γωνίας  $\alpha$ , αναλογικά με την ανάλυση. Οι αριθμητικές αναλύσεις υπερτιμούν τις τιμές της γωνίας  $\alpha$  σε σχέση με τις αναλυτικές σχέσεις (πχ όταν  $\varphi^*=7,5^\circ$  και  $H/B=1.5$  το FLAC δίνει γωνία περίπου  $4^\circ$  ενώ η αναλυτική επίλυση δίνει μηδενική).

#### **7.4 Συμπεράσματα**

Η μέθοδος αυτή αν και προσεγγίζει πιο σωστά την πραγματική κατάσταση, εφόσον επιτρέπει την απόκλιση της επιφάνειας αστοχίας στην άργιλο από την κατακόρυφο, δεν διαφοροποιεί αισθητά τα αποτελέσματα, ειδικά για μικρές γωνίες  $\varphi^*$  όπου και η επιρροή της ρευστοποίησης είναι πιο σημαντική. Η επιρροή της ακριβούς μορφής της επιφάνειας αστοχίας κρίνεται λοιπόν πολύ λιγότερο σημαντική από τους υπόλοιπους παράγοντες που εξετάστηκαν σε αυτή την ερευνητική εργασία και λαμβάνοντας υπόψη ότι πολυπλοκοποιεί σε μεγάλο βαθμό τις σχέσεις υπολογισμού του συντελεστή  $\zeta$  και του λόγου  $(H/B)_{cr}$  δεν προτείνεται η εισαγωγή της στις τελικές σχέσεις.

## **8. Ελαστο-πλαστικές δυναμικές αναλύσεις**

### **8.1 Γενικά**

Σε όλες τις προηγούμενες αναλύσεις έγιναν δύο βασικές παραδοχές. Η πρώτη είναι ότι οι ιδιότητες του εδάφους θεμελίωσης και, κυρίως, η ανάπτυξη υπερπίεσης πόρων στην ρευστοποιήσιμη άμμο είναι ομοιόμορφη τόσο κατά βάθος όσο και κατά την οριζόντια. Η δεύτερη παραδοχή αφορά στην χρονική στιγμή της αστοχίας. Δέχεται δηλαδή ότι η αστοχία λόγω ρευστοποίησης θα επέλθει μετά το πέρας της σεισμικής δόνησης, κατά το σύντομο χρονικό διάστημα που μεσολαβεί μέχρι την ολοκληρωτική εκτόνωση των υδατικών υπερπίεσεων που προκάλεσε ο σεισμός.

Στην φύση, καμία από αυτές τις παραδοχές δεν είναι απόλυτα σωστή. Η ανομοιόμορφη κατανομή των ενεργών τάσεων στερεοποίησης του εδάφους και η συνεπακόλουθη ανομοιόμορφη κατανομή των διατμητικών τάσεων και παραμορφώσεων που εισάγει ο σεισμός οδηγούν σε υδατικές υπερπίεσεις οι οποίες έχουν έντονα ανομοιόμορφη κατανομή, ακόμα και αν εκληφθούν υπό την αδιαστατοποιημένη τους μορφή  $\Delta u/s'_{vo}$ . Επιπλέον η απομείωση της φέρουσας ικανότητας αρχίζει σταδιακά, προϋούσης της σεισμικής δόνησης, και κορυφώνεται πιθανόν κατά ή πριν από το πέρας της σεισμικής δόνησης. Έτσι, στο παρόν κεφάλαιο γίνεται μία προσπάθεια να αποτιμηθεί η σπουδαιότητα των παραπάνω αποκλίσεων του φυσικού από το ιδεατό-απλοποιημένο προσομοίωμα που χρησιμοποιήσαμε στην παρούσα έρευνα.

Για τον σκοπό αυτό εκτελέστηκε περιορισμένος αριθμός δυναμικών αναλύσεων, με συζευγμένη ανάλυση της ανάπτυξης υδατικών υπερπίεσεων – της μείωσης των ενεργών τάσεων και – της μείωσης της φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης. Οι αναλύσεις έγιναν επίσης με το λογισμικό πεπερασμένων διαφορών FLAC στο οποίο εισήχθη το καταστατικό προσομοίωμα των Pastor et al (1985) για την ελαστοπλαστική ανάλυση της ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων. Η επιλογή του εν λόγω προσομοιώματος, έναντι του πρόσφατα αναπτυχθέντος προσομοιώματος Papadimitriou et al (2002), επεβλήθη λόγω αντικειμενικών δυσκολιών οι οποίες αντιμετωπίστηκαν κατά την εισαγωγή του δευτέρου προσομοιώματος στο FLAC, και δεν κατέστη δυνατό να ξεπεραστούν εντός των χρονικών ορίων του παρόντος ερευνητικού προγράμματος. Λεπτομέρειες ως προς την ουσιαστική αυτή βελτίωση του λογισμικού παρέχονται σε άλλη ενότητα της έκθεσης, σχετική με την σεισμική απόκριση λιμενικών κρηπιδοτοίχων.



## 8.2 Μεθοδολογία δυναμικών αναλύσεων

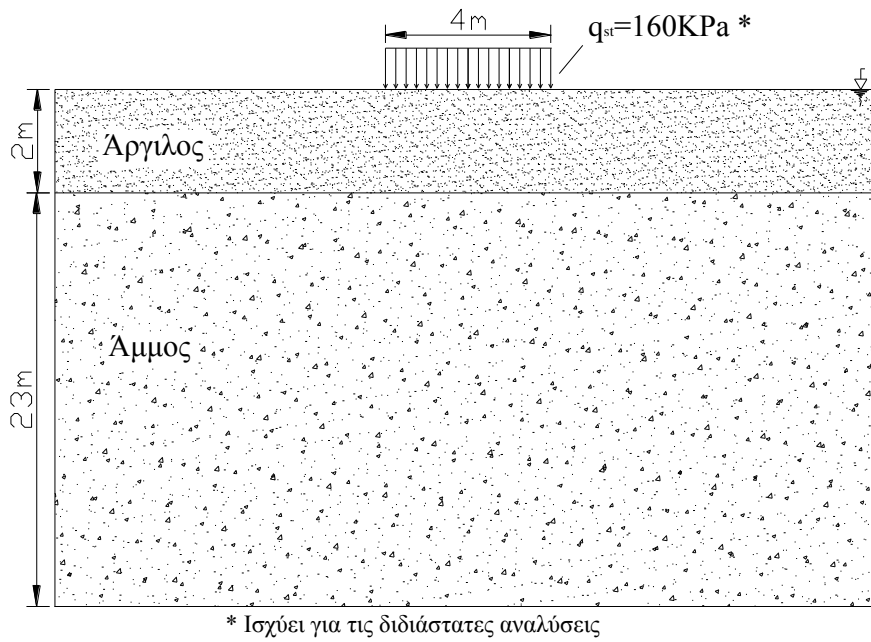
Πιο συγκεκριμένα εκτελέστηκαν δυο ομάδες αναλύσεων:

**I. Αναλύσεις ελεύθερου πεδίου** κατά τις οποίες η ανάπτυξη υδατικών υπερπιέσεων στο έδαφος υπολογίστηκαν από συζευγμένη δυναμική ανάλυση του ελεύθερου πεδίου (χωρίς την ύπαρξη θεμελίωσης), λαμβάνοντας υπόψιν την τοπική εδαφική ενίσχυση του σεισμικού κραδασμού και την ανομοιομορφη κατανομή των σεισμικών διατμητικών τάσεων και παραμορφώσεων με το βάθος. Η φόρτιση της θεμελίωσης επεβλήθη μετά το πέρας της σεισμικής δόνησης και η φέρουσα ικανότητα που υπολογίστηκε συγκρίθηκε με την φέρουσα ικανότητα ίδιου θεμελίου σε ομοιόμορφο στρώμα αποτελούμενο από την αργιλική στρώση επικάλυψης (Σχήμα 8.1) προκειμένου να υπολογισθεί αριθμητικά η τιμή του διορθωτικού συντελεστή ζ.

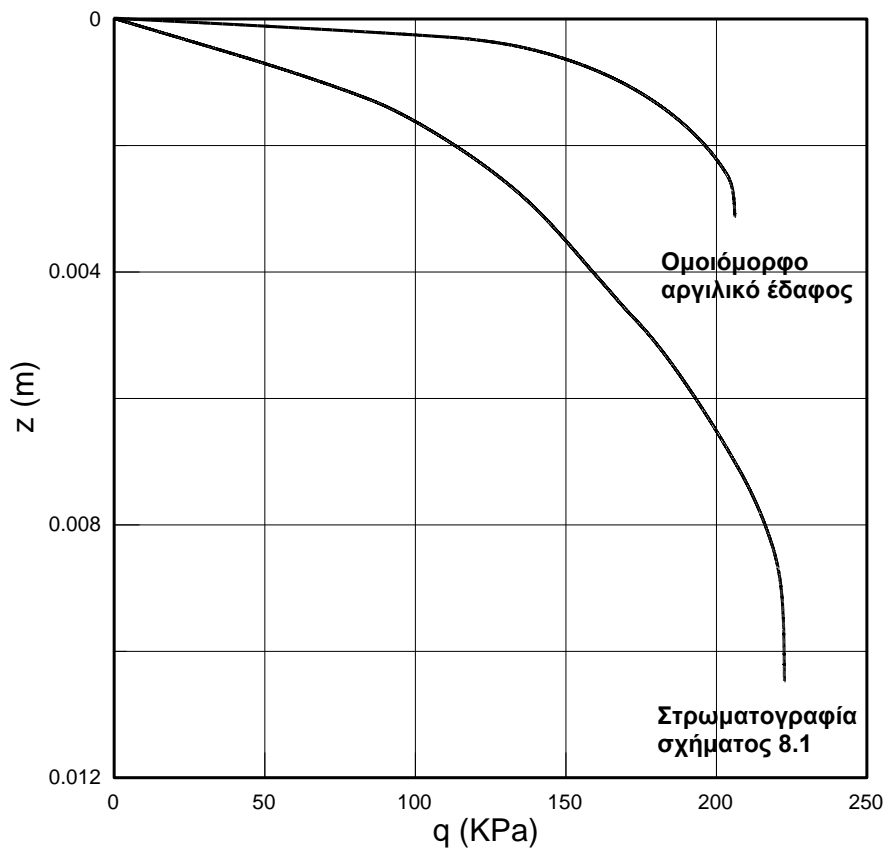
**II. Δι-διάστατες αναλύσεις εδάφους-θεμελίωσης** κατά τις οποίες η φόρτιση της θεμελίωσης επεβλήθη πριν από την δόνηση και διατηρήθηκε σταθερή κατά την διάρκεια και μετά το πέρας της δόνησης. Στις εν λόγω αναλύσεις λαμβάνεται επιπλέον υπόψη η ανομοιομορφία στην εντατική κατάσταση του εδάφους που εισάγεται λόγω του φορτίου που επιβάλλει η θεμελίωση, και προσομοιώνεται πιο ρεαλιστικά η χρονική απομείωση της φέρουσας ικανότητας κατά την διάρκεια της δόνησης.

Τα αρχεία δεδομένων για τις εν λόγω αναλύσεις παρατίθενται στο Παράρτημα Γ ως συμπληρωματική πληροφόρηση επί της ακολουθούμενης μεθοδολογίας.

Στο Σχήμα 8.1 παρουσιάζονται τα στοιχεία της εδαφικής τομής και της θεμελίωσης που χρησιμοποιήθηκε για τις αριθμητικές αναλύσεις. Πιο συγκεκριμένα, το πάχος της αργιλικής στρώσης ήταν  $H=2\text{m}$ , το φαινόμενο ειδικό βάρος  $\gamma_{\text{κορ}}=20\text{kN/m}^3$  και η αστράγγιστη διατμητική αντοχή  $c_u=40\text{kPa}$ . Αντίστοιχα, η γωνία τριβής της άμμου ήταν  $\varphi=30^\circ$  και το φαινόμενο ειδικό βάρος  $\gamma_{\text{κορ,s}}=20\text{kN/m}^3$ . Επιπλέον, η θεμελίωση είχε πλάτος  $B=4\text{m}$  και στατικό φορτίο  $q=160\text{kPa}$  για τις δισδιάστατες αναλύσεις. Οι ανωτέρω τιμές των παραμέτρων αντιστοιχούν στις εξής αδιαστατοποιημένες παραμέτρους των αναλυτικών λύσεων:  $c^*=1.0$  και  $H/B=0.5$



**Σχήμα 8.1:** Δεδομένα αριθμητικών αναλύσεων



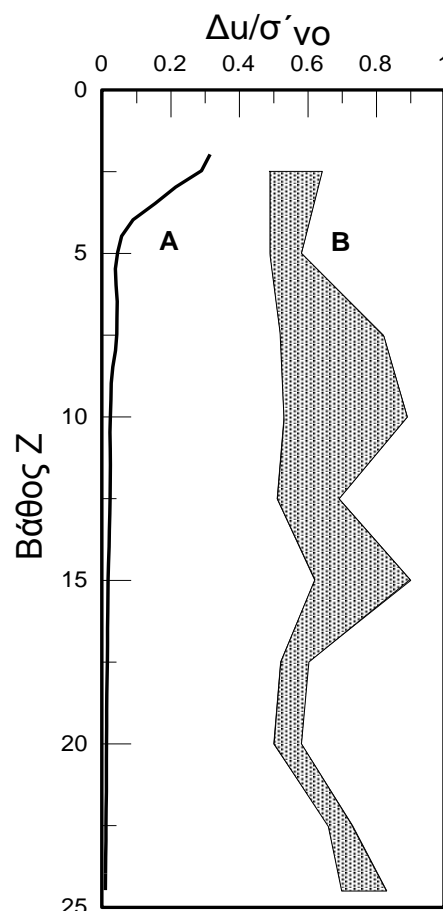
**Σχήμα 8.2:** Διάγραμμα επιβαλλόμενου φορτίου-καθίζησης για (α) ενιαίο αργιλικό στρώμα και (β) την στρωματογραφία του σχήματος 8.1 υπό στατική φόρτιση

Επιπλέον, στο Σχήμα 8.2 παρουσιάζονται οι καμπύλες φορτίου-καθίζησης του εν λόγω θεμελίου οι οποίες προέκυψαν για ενιαία στρώση αργίλου καθώς και για την στρωματογραφία του Σχήματος 8.1, πριν από το σεισμό και την οποιαδήποτε ανάπτυξη πίεσης πόρων στην άμμο. Τα οριακά φορτία θραύσης στην μία και την άλλη περίπτωση είναι  $q_{\text{clay}} = 206 \text{ kPa}$  και  $q_{\text{clay-sand}} = 222 \text{ kPa}$ .

### 8.3 Αποτελέσματα αναλύσεων ελεύθερου πεδίου

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων ελεύθερου πεδίου παρουσιάζονται στα Σχήματα 8.3 έως 8.5. Επισημαίνεται ότι έγιναν δύο αναλύσεις αυτού του τύπου με διαφορετικές τιμές των παραμέτρων που επιδρούν στην αναλυτική συμπεριφορά της άμμου. Στην πρώτη ανάλυση (A) οι παράμετροι επελέγησαν έτσι ώστε να μην επέλθει ρευστοποίηση του στρώματος της άμμου ενώ στην δεύτερη ανάλυση (B) οι παράμετροι επιλέγησαν έτσι ώστε να επέλθει ρευστοποίηση.

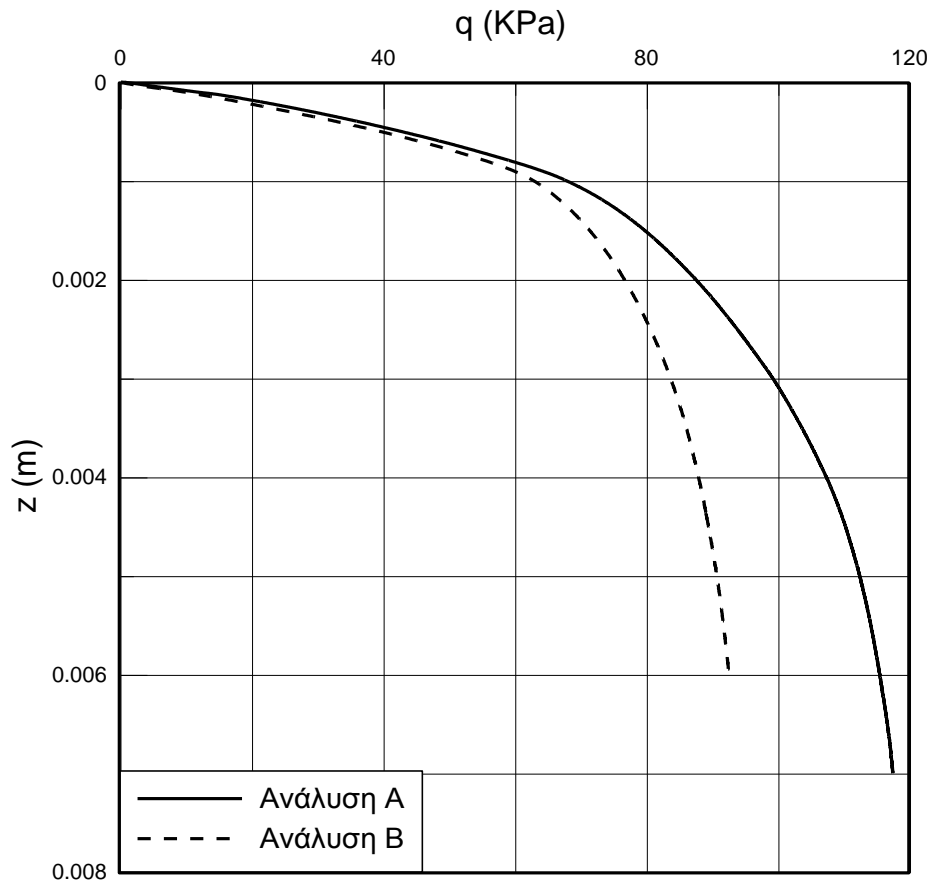
Πιο συγκεκριμένα στο Σχήμα 8.3 παρουσιάζεται η μεταβολή με το βάθος του λόγου υδατικών υπερπίεσεων  $\Delta u / \sigma'_{vo}$ . Στην πρώτη σειρά αναλύσεων έχουμε έντονη απομείωση με το βάθος από  $\Delta u / \sigma'_{vo} \approx 0,3$  στην διεπιφάνεια αργίλου και άμμου σε  $\Delta u / \sigma'_{vo} \approx 0,05$  στην βάση του στρώματος της άμμου. Αντίθετα στην δεύτερη σειρά αναλύσεων η κατανομή είναι πρακτικά ομοιόμορφη με το βάθος, όπως θεωρήθηκε και κατά την διατύπωση των αναλυτικών λύσεων, και ίση κατά μέσο όρο προς  $\Delta u / \sigma'_{vo} \approx 0,50-0,60$ .



**Σχήμα 8.3:** Ποσοστό υπερπίεσης πόρων συναρτήσει του βάθους

Οι καμπύλες φορτίου-καθίζησης του θεμελίου παρουσιάζονται στο Σχήμα 8.4 από όπου προκύπτει ότι το οριακό φορτίο θραύσης είναι  $q_{\text{ult,A}} = 118 \text{ kPa}$  και  $q_{\text{ult,B}} = 96 \text{ kPa}$ . Συγκρινόμενες με το οριακό φορτίο της θεμελίωσης για ομοιόμορφο στρώμα αργίλου οι ανωτέρω τιμές αντιστοιχούν σε διορθωτικούς συντελεστές

$$\zeta_A = \frac{118}{206} = 0,57 \quad \zeta_B = \frac{96}{206} = 0,47$$

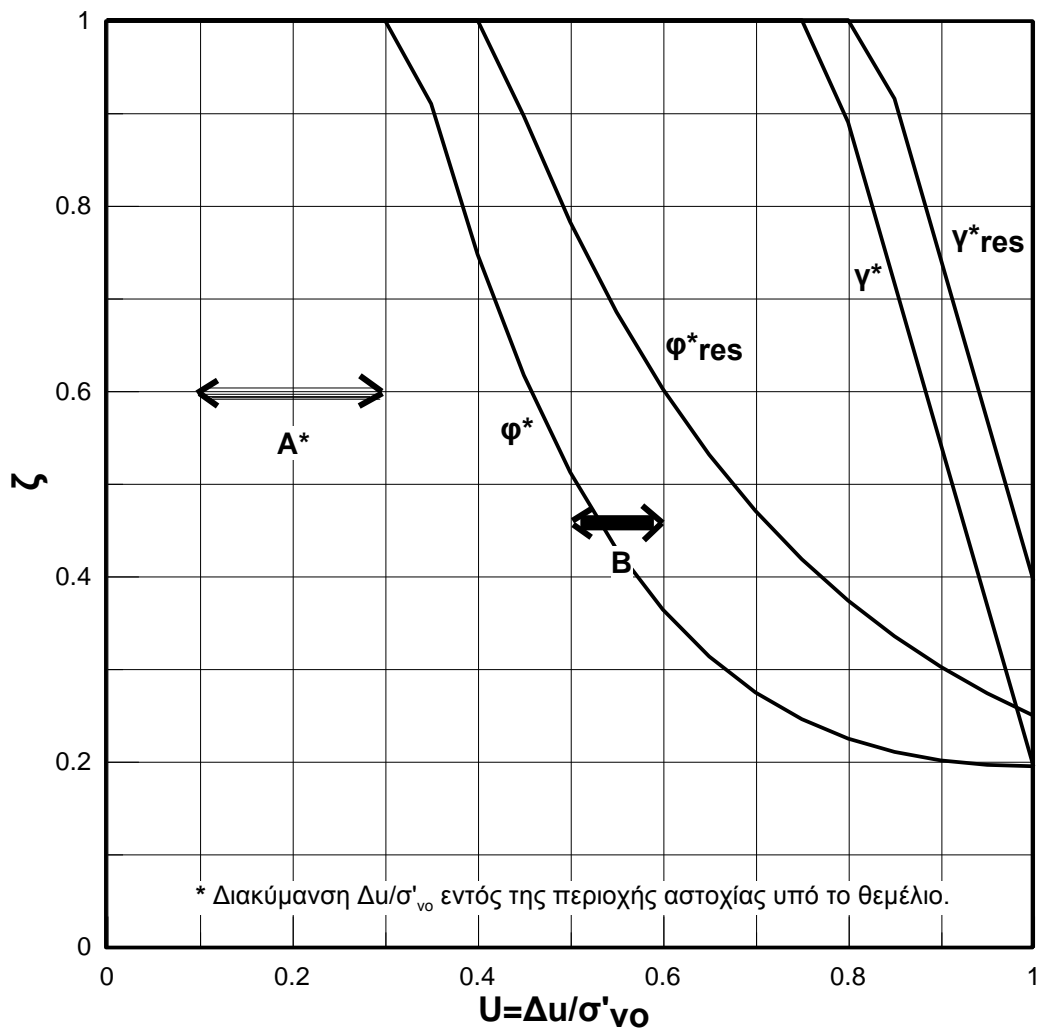


**Σχήμα 8.4:** Διάγραμμα επιβαλλόμενου φορτίου-καθίξεως για τις δύο ομάδες αναλύσεων (A και B)

Αντίστοιχα, συγκρινόμενες με το οριακό φορτίο για δίστρωτο σχηματισμό χωρίς απομείωση της διατμητικής αντοχής της άμμου, οι διορθωτικοί συντελεστές που προκύπτουν είναι:

$$\zeta'_A = \frac{118}{222} = 0,53 \quad \zeta'_B = \frac{96}{206} = 0,43$$

Η σύγκριση των τιμών αυτών των διορθωτικών συντελεστών με τις αναλυτικές προβλέψεις για όλες τις διαφορετικές παραδοχές που χρησιμοποιήθηκαν κατά την αναλυτική προσομοίωση, παρουσιάζεται στο Σχήμα 8.5. Παρατηρείται ότι τα αποτελέσματα της αριθμητικής ανάλυσης B, για πρακτικά ομοιόμορφη τιμή του λόγου  $\Delta u/\sigma'_{vo}$ , παρουσιάζουν ιδιαίτερα καλή συμφωνία με τις αναλυτικές σχέσεις οι οποίες ελήφθησαν με την παραδοχή απομειωμένης γωνίας τριβής ( $\varphi^*$  ή  $\varphi^*_{res}$ ). Τα αποτελέσματα της αριθμητικής ανάλυσης A, παρουσιάζουν αρκετά μεγαλύτερη απομείωση της φέρουσας ικανότητας σχετικά με την αναμενόμενη με βάση τις αναλυτικές σχέσεις, μία απόκλιση η οποία θα μπορούσε να ερμηνευθεί ως αποτέλεσμα της ανομοιόμορφης ανάπτυξης πίεσης πόρων λόγω σεισμού.



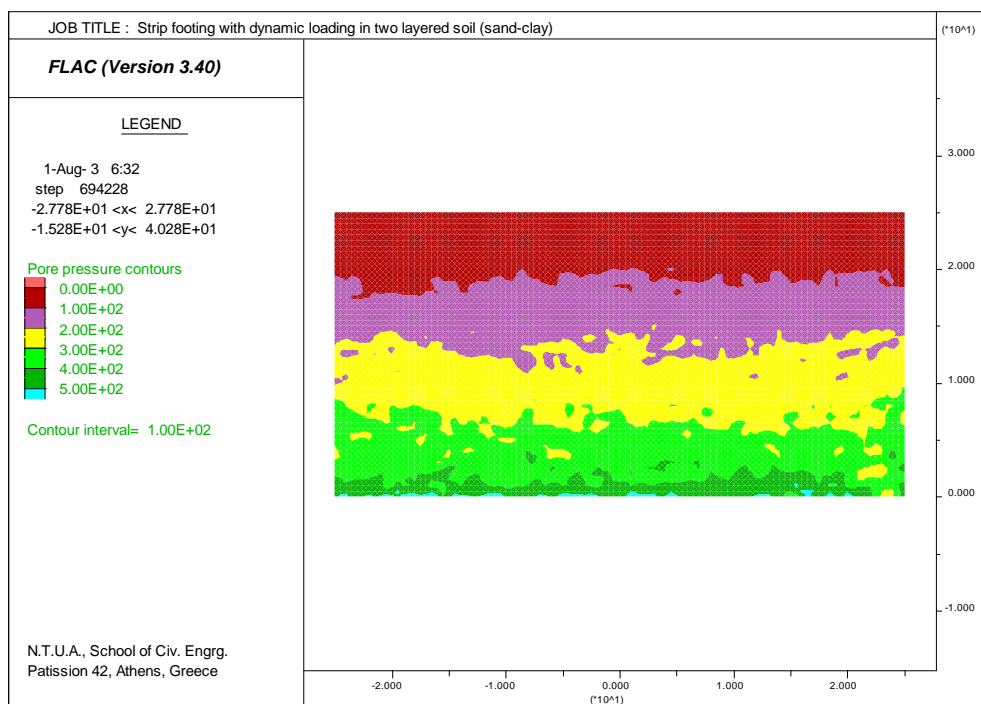
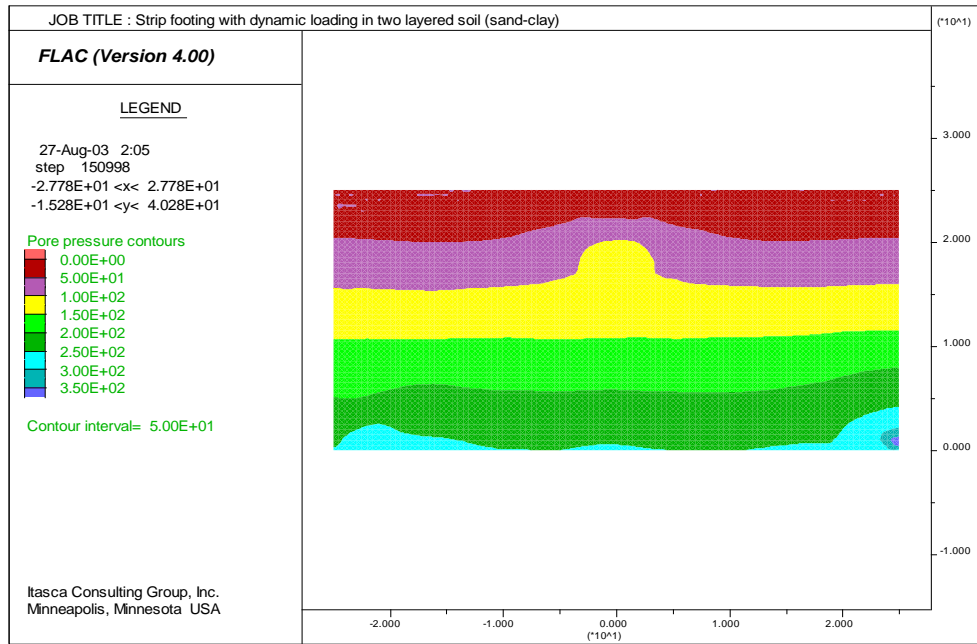
**Σχήμα 8.5:** Σύγκριση μονοδιάστατων ελαστο-πλαστικών αριθμητικών αναλύσεων με τις αναλυτικές λύσεις.

#### 8.4 Αποτελέσματα δισδιάστατων αριθμητικών αναλύσεων

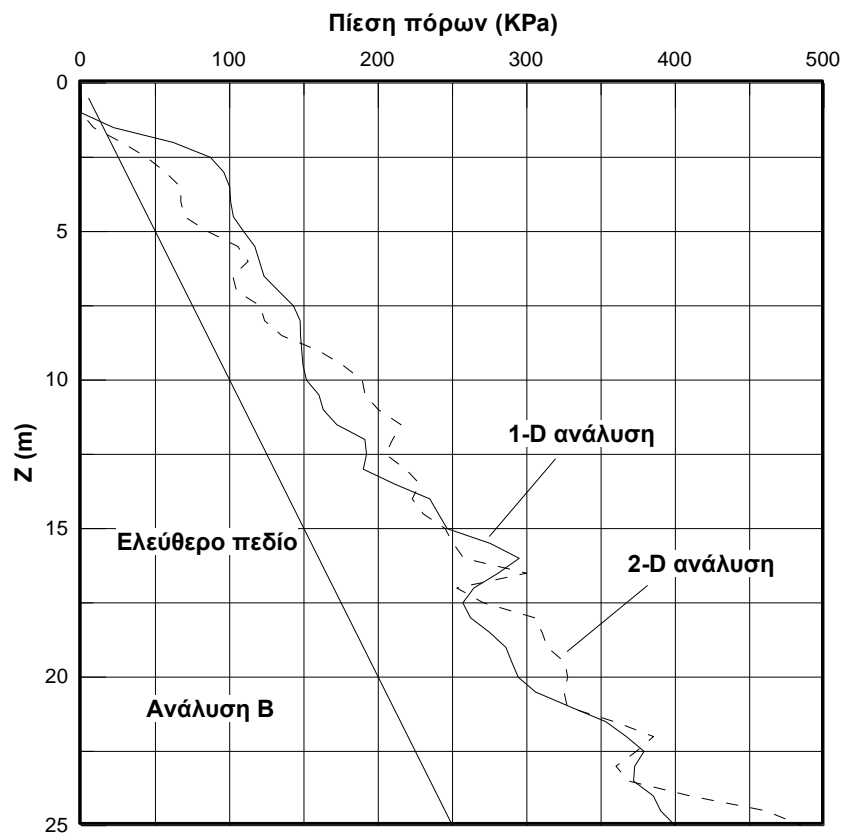
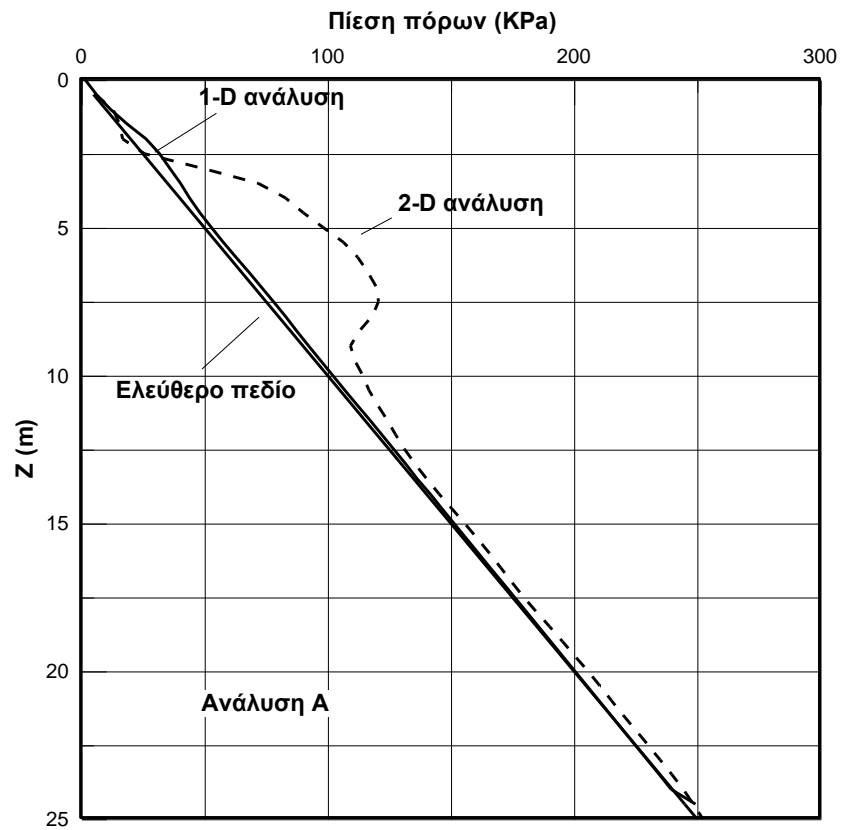
Τα αποτελέσματα των αναλύσεων αυτών παρουσιάζονται στα σχήματα 8.6 έως 8.8. Πιο συγκεκριμένα στα Σχήματα 8.6 και 8.7 παρουσιάζεται η κατανομή του λόγου υδατικών υπερπίεσεων  $\Delta u/\sigma'_{vo}$  στην άμμο, μετά το πέρας της σεισμικής δόνησης, ενώ στο Σχήμα 8.8 παρουσιάζεται η χρονική εξέλιξη των καθιζήσεων του θεμελίου. Τα ανωτέρω αποτελέσματα παρουσιάζονται τόσο για την ανάλυση Α όσο και για την ανάλυση Β που αναφέρθηκαν στην προηγούμενη παράγραφο.

Αρχικά, θα αξίζει να τονισθεί η έντονα ανομοιόμορφη κατανομή των υδατικών υπερπίεσεων, εντός της άμμου, η οποία κορυφώνεται στην εγγύς περιοχή του θεμελίου και απομειώνεται με ταχύ ρυθμό με την απόσταση (κατά βάθος και κατά πλάτος). Επιπλέον, από την σύγκριση των αποτελεσμάτων των 2-διάστατων αναλύσεων με τις αναλύσεις ελεύθερου πεδίου (Σχήμα 8.7) προκύπτει ότι η ύπαρξη και μόνο πρόσθετων τάσεων στο έδαφος λόγω της επιφανειακής θεμελίωσης οδηγεί σε σημαντικές αποκλίσεις, οι οποίες δεν λαμβάνονται υπόψη με τις απλοποιημένες μεθόδους υπολογισμού του λόγου  $\Delta u/\sigma'_{vo}$  για συνθήκες ελεύθερου πεδίου.

Ενδιαφέρον παρουσιάζει επίσης η εξέλιξη των πρόσθετων καθιζήσεων του θεμελίου λόγω της σεισμικής δόνησης η οποία οδηγεί σε συσσωρευμένες (μόνιμες ή πλαστικές) καθιζήσεις ίσες προς 16 cm στην περίπτωση Α, και 7 cm στην περίπτωση Β. Η ακριβής τιμή των ανωτέρω καθιζήσεων δεν θα αποτελέσει αντικείμενο περαιτέρω σχολιασμού και αξιολόγησης δεδομένου ότι οι αναλύσεις αυτές έχουν καθαρά ενδεικτικό χαρακτήρα και δεν αποσκοπούν σε ακριβείς ποσοτικές εκτιμήσεις των καθιζήσεων. Αυτό όμως το οποίο προκαλεί εντύπωση είναι ότι οι εν λόγω καθιζήσεις είναι πολλαπλώς μεγαλύτερες από τις καθιζήσεις κατά την στατική αστοχία του θεμελίου οι οποίες προέκυψαν από τις αναλύσεις ελεύθερου πεδίου ( $\rho_A = 8\text{mm}$ ,  $\rho_B = 7\text{mm}$ ). Η παρατήρηση αυτή, σε συνδυασμό με το γεγονός ότι το σταθερό στατικό φορτίο  $q=160\text{KPa}$  υπερβαίνει της απομειωμένη φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης που προέκυψε από τις αναλύσεις ελεύθερου πεδίου ( $q_{ult,A}=118\text{KPa}$ ,  $q_{ult,B}=96\text{KPa}$ ) οδηγεί στο συμπέρασμα ότι η απλοποιημένη αναλυτική θεώρηση είναι μεν αξιόπιστη ως προς την απομείωση της φέρουσας ικανότητας του θεμελίου, αλλά δεν αποδίδει ικανοποιητικά την μορφή της αστοχίας. Πιο συγκεκριμένα η αστοχία της θεμελίωσης δεν επέρχεται μετά το πέρας της δόνησης (στατικά) αλλά εκδηλώνεται προϊούσης της δόνησης υπό την μορφή σταδιακής συσσώρευσης μεγάλων πλαστικών μετατοπίσεων.

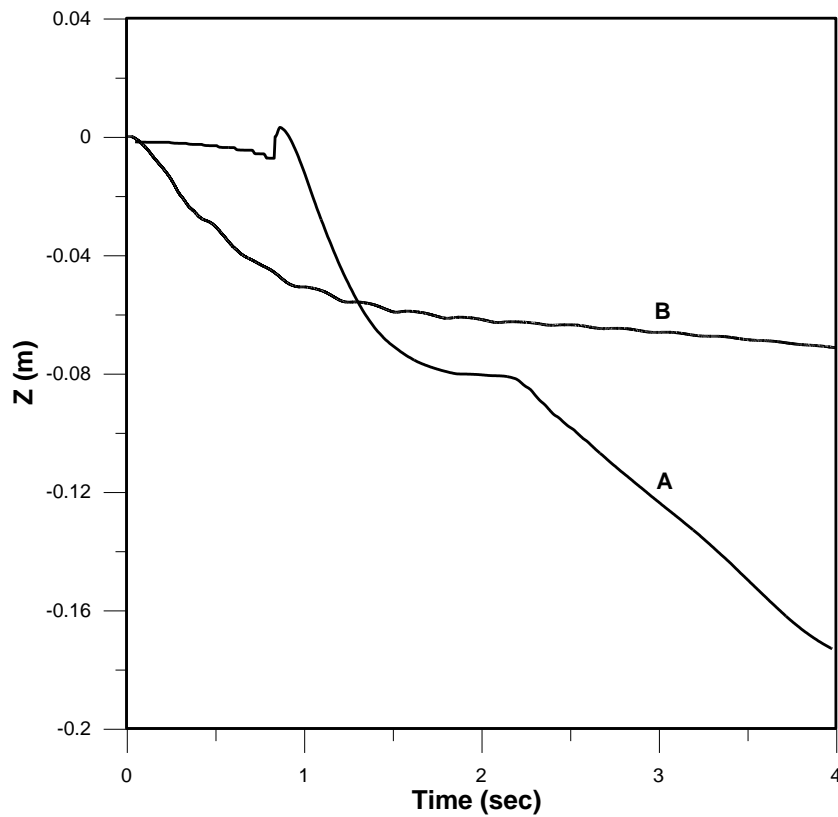


**Σχήμα 8.6:** Πιέσεις πόρων μετά το πέρας της δόνησης



**Σχήμα 8.7:** Πίεση πόρων στον άξονα του θεμελίου συναρτήσει του βάθους για την μονοδιάστατη ανάλυση, την δισδιάστατη ανάλυση και τις συνθήκες ελεύθερου πεδίου





**Σχήμα 8.8:** Εξέλιξη των καθιζήσεων κατά τη διάρκεια της σεισμικής δόνησης στην 2-διάστατη ανάλυση

### 8.5 Σχόλια-Συμπεράσματα

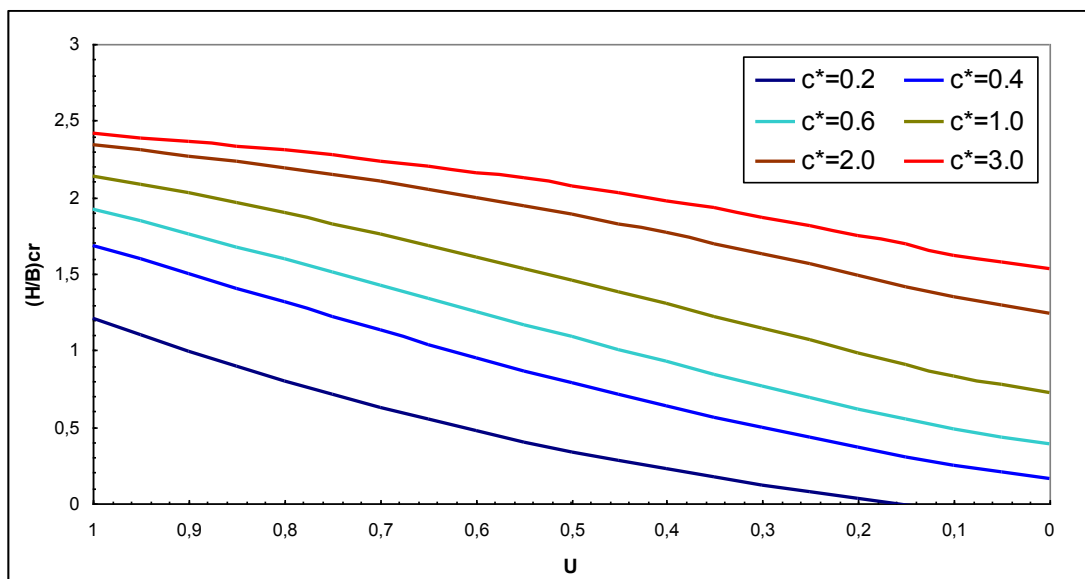
Συνοψίζοντας τα κύρια ευρήματα από τις συζευγμένες αριθμητικές επιλύσεις επισημαίνεται ότι:

(α) Τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων συνηγορούν υπέρ της αναλυτικής προσομοίωσης με την παραδοχή απομείωσης της γωνίας τριβής της άμμου ( $\varphi^*$  ή  $\varphi^*_{res}$ ). Το γεγονός δε ότι για ενδιάμεσα στάδια ανάπτυξης εδαφικών υπερπιέσεων ( $0 < \Delta u/\sigma'_{vo} < 0.5$ ) οι αριθμητικές αναλύσεις εμφανίζονται δυσμενέστερες από τις αναλυτικές υποδηλώνει ότι η εφαρμογή των αναλυτικών λύσεων θα πρέπει να συνδυάζεται με ιδιαίτερα συντηρητική εκτίμηση των υδατικών υπερπιέσεων που αναπτύσσονται λόγω σεισμού.

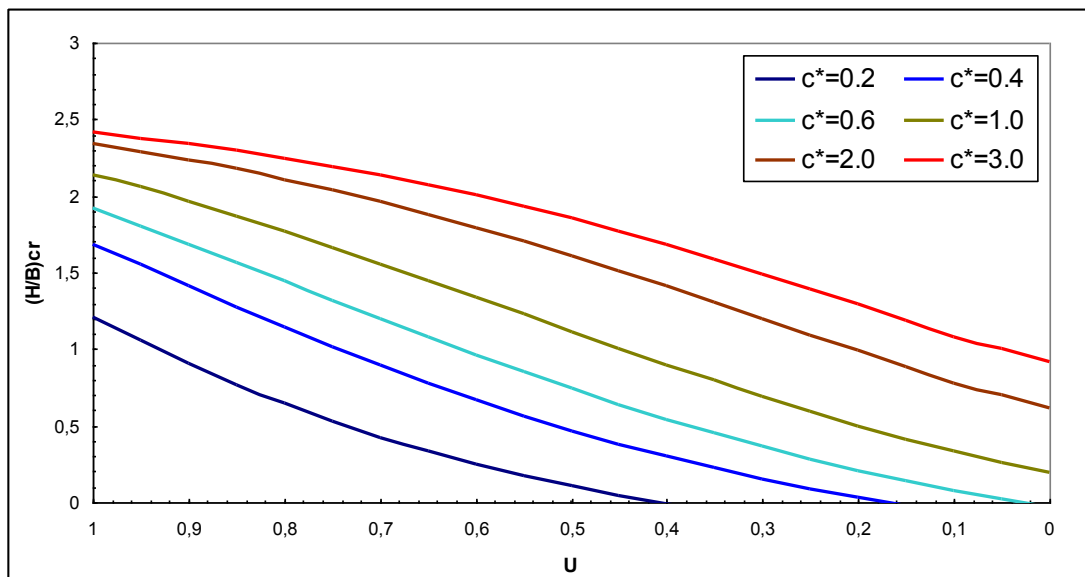
(β) Οι καθιζήσεις του θεμελίου οι οποίες θα αναπτυχθούν σε περίπτωση σεισμικής αστοχίας είναι πολύ μεγαλύτερες (έως και μία τάξη μεγέθους) από τις καθιζήσεις που προκύπτουν από στατικές αναλύσεις μετά την σεισμική δόνηση.

Εν κατακλείδι, εκτιμούμε ότι η παρούσα διερεύνηση της απομείωσης που προκαλεί στην φέρουσα ικανότητα θεμελίου μια σεισμική δόνηση θα πρέπει να επεκταθεί προς την κατεύθυνση των συζευγμένων δισδιάστατων δυναμικών αναλύσεων. Για τον σκοπό αυτό θα πρέπει να ληφθούν διεξοδικά υπόψη και κάποιες παράμετροι του φυσικού προβλήματος, οι οποίες συνειδητά δεν ελήφθησαν υπόψη κατά τις παρούσες αριθμητικές αναλύσεις έως τώρα. Συγκεκριμένα αναφερόμαστε στην αδρανειακή αλληλεπίδραση εδάφους και ανωδομής καθώς επίσης και στην στράγγιση των υδατικών υπερπιέσεων που αποδεδειγμένα λαμβάνει χώρα ακόμα και κατά την διάρκεια της σεισμικής δόνησης.

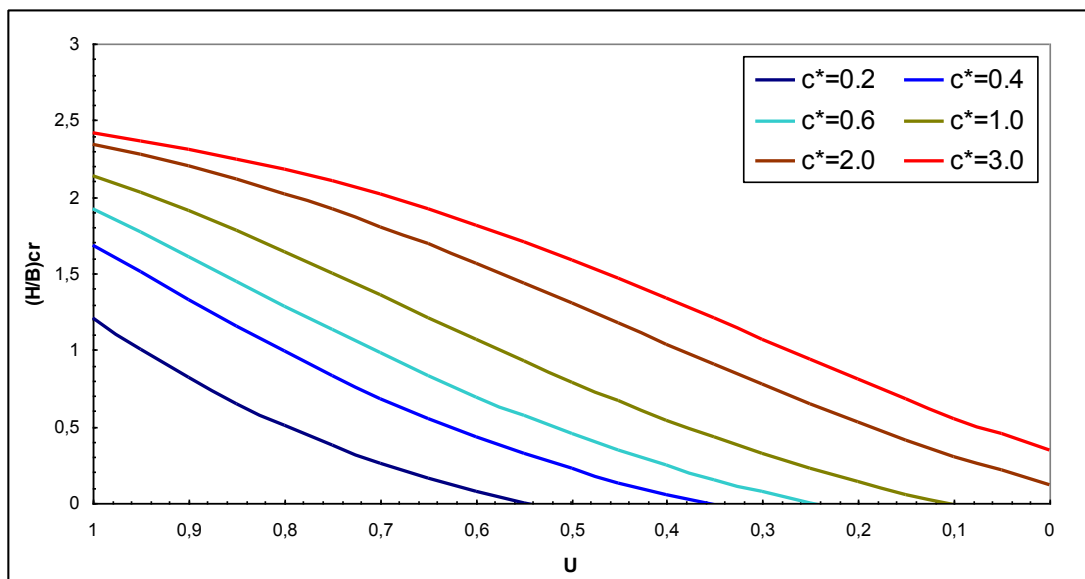
## 9. Διαγράμματα σχεδιασμού



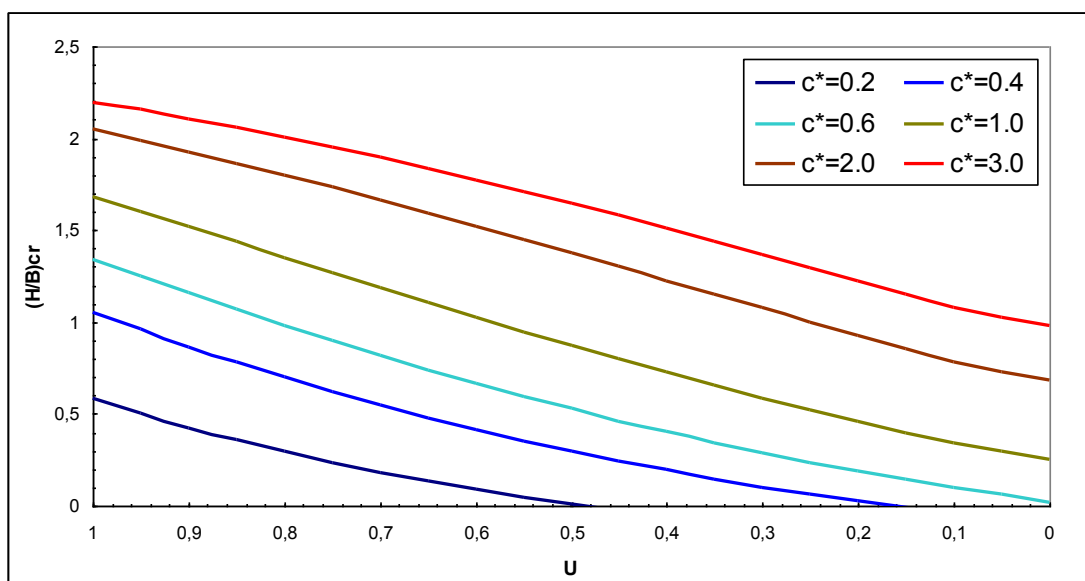
Κρίσιμο βάθος  $(H/B)_{cr}$  για  $\phi_0=20^\circ$  και απειρομήκες θεμέλιο, με την κλασική μέθοδο απομείωσης της γωνίας τριβής



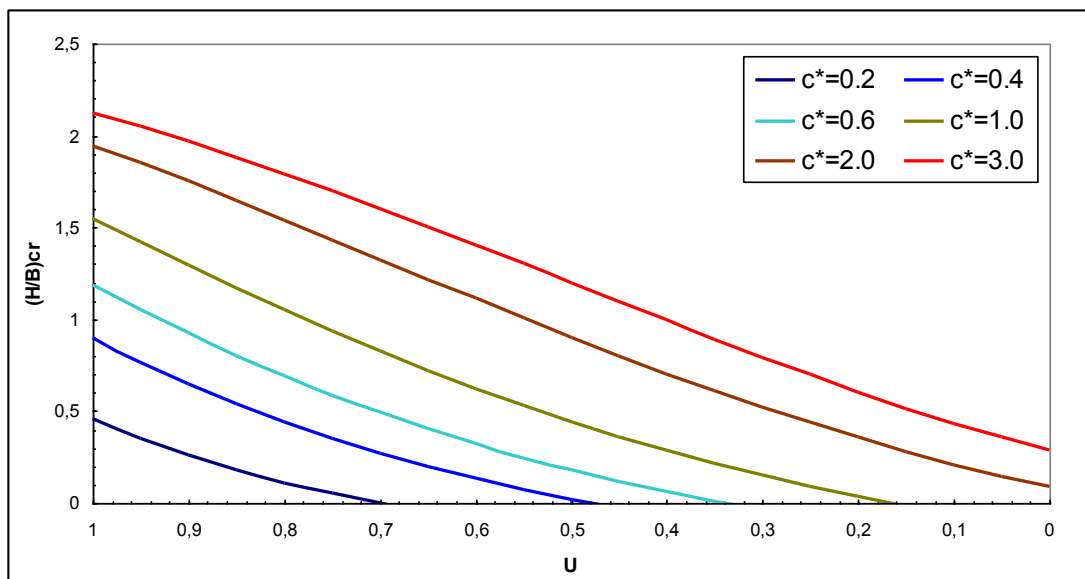
Κρίσιμο βάθος  $(H/B)_{cr}$  για  $\phi_0=25^\circ$  και απειρομήκες θεμέλιο, με την κλασική μέθοδο απομείωσης της γωνίας τριβής



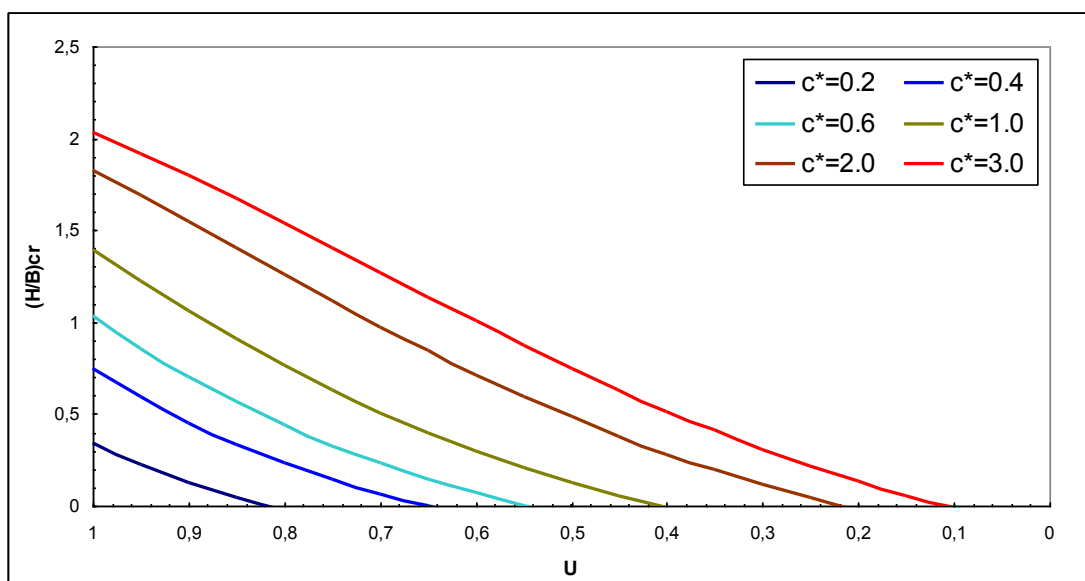
Κρίσιμο βάθος  $(H/B)_{cr}$  για  $\phi_0=30^\circ$  και απειρομήκες θεμέλιο, με την κλασική μέθοδο απομείωσης της γωνίας τριβής



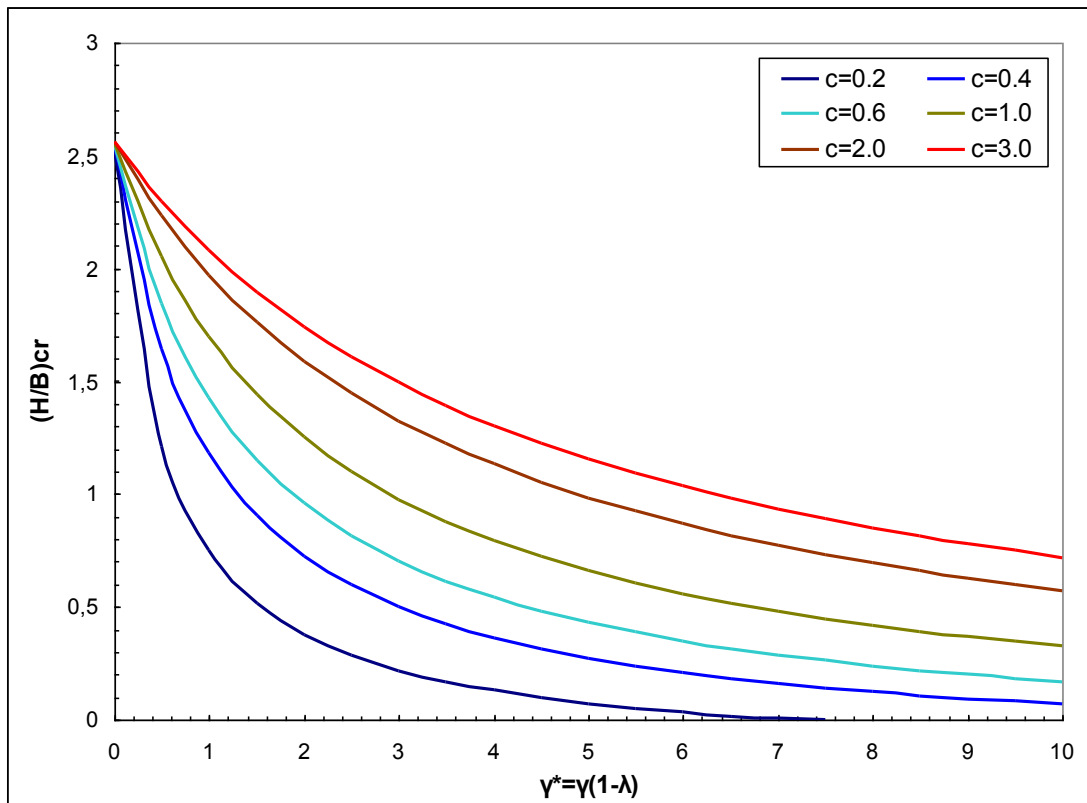
Κρίσιμο βάθος  $(H/B)_{cr}$  για  $\phi_0=20^\circ$  και τετραγωνικό θεμέλιο, με την κλασική μέθοδο απομείωσης της γωνίας τριβής



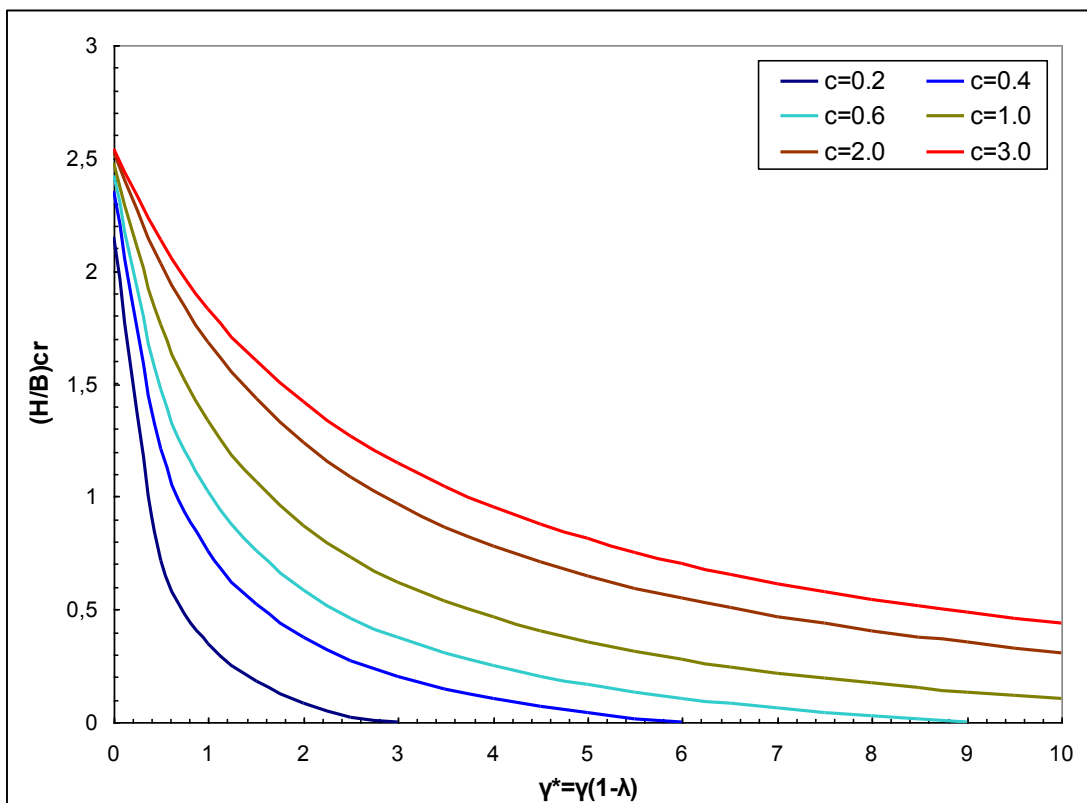
Κρίσιμο βάθος  $(H/B)_{cr}$  για  $\phi_0=25^\circ$  και τετραγωνικό θεμέλιο, με την κλασική μέθοδο απομείωσης της γωνίας τριβής



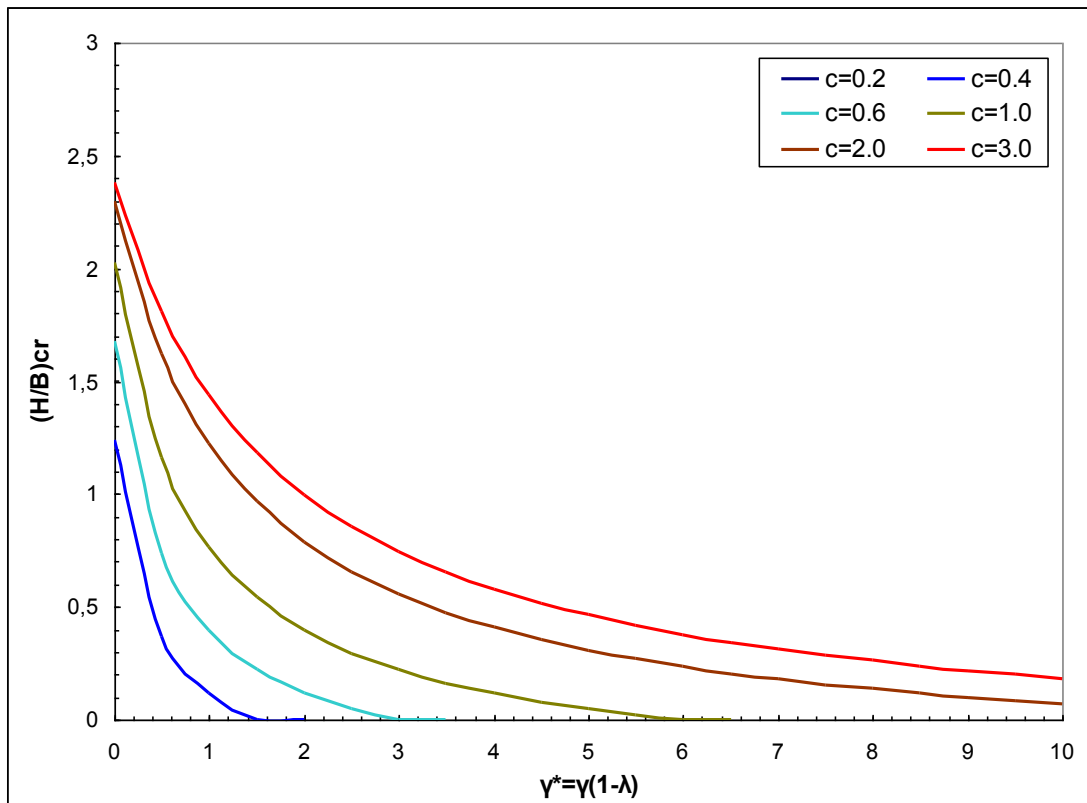
Κρίσιμο βάθος  $(H/B)_{cr}$  για  $\phi_0=30^\circ$  και τετραγωνικό θεμέλιο, με την κλασική μέθοδο απομείωσης της γωνίας τριβής



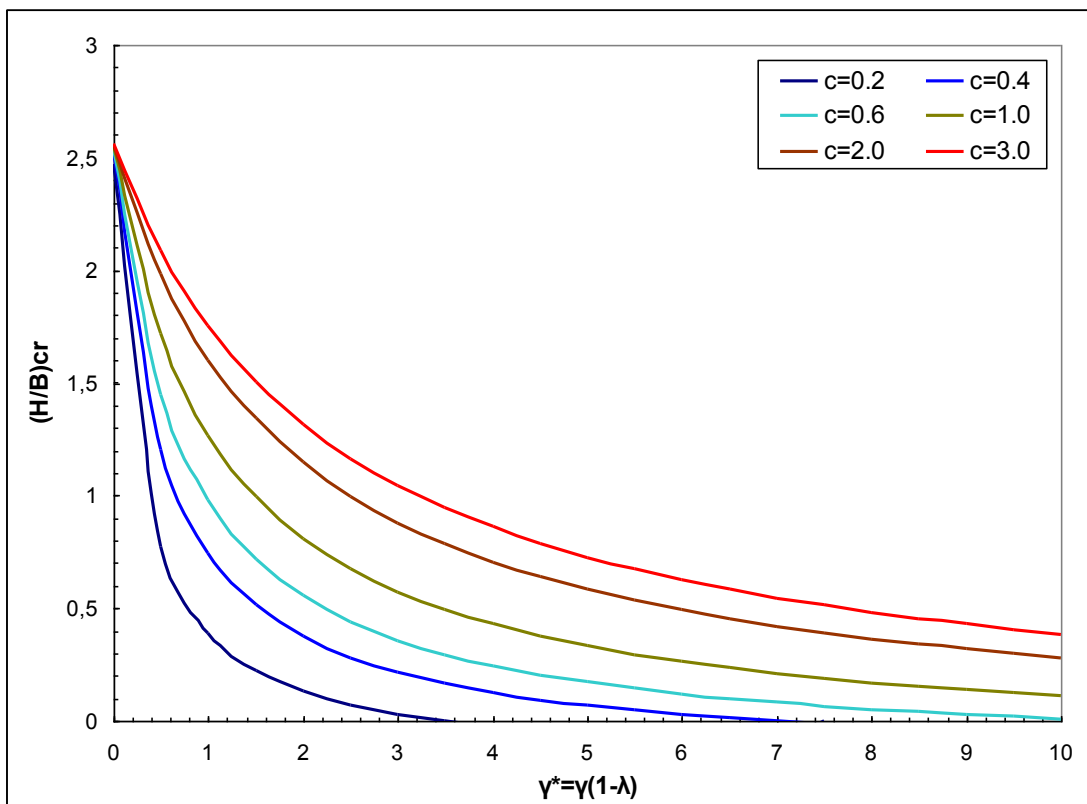
Κρίσιμο βάθος  $(H/B)_{cr}$  για  $\phi_0=20^\circ$  και απειρομήκες θεμέλιο, με την εναλλακτική μέθοδο απομείωσης του φαινόμενου ειδικού βάρους



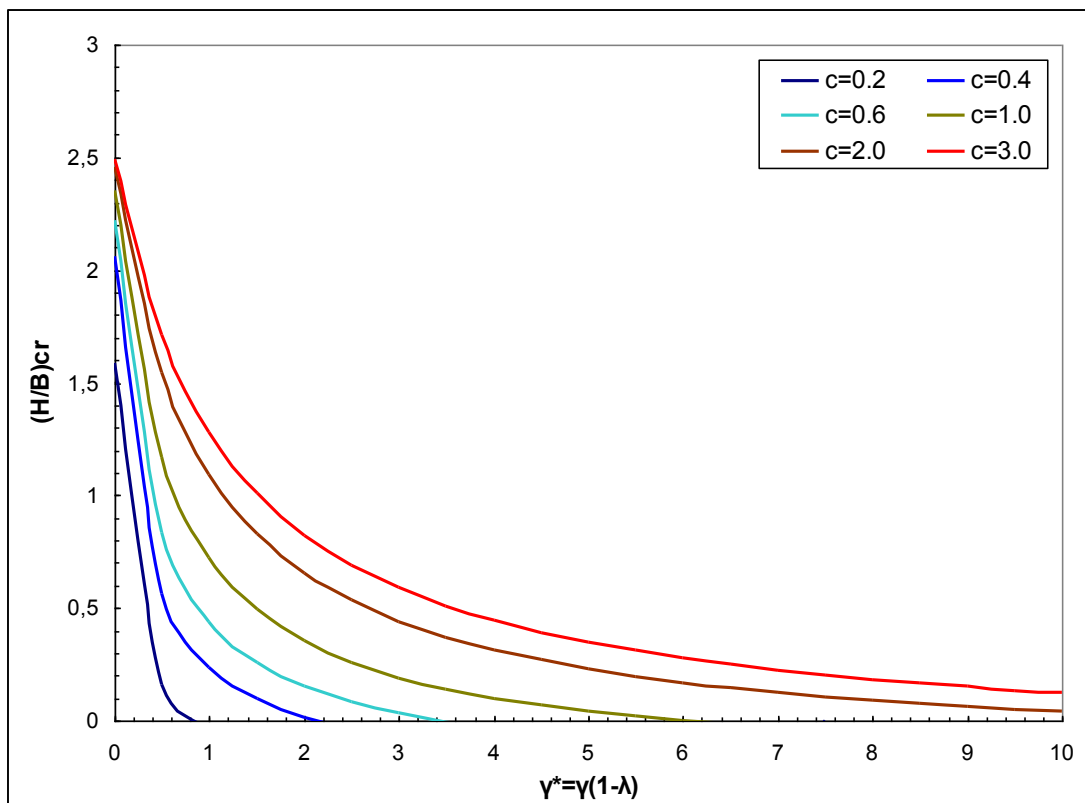
Κρίσιμο βάθος  $(H/B)_{cr}$  για  $\phi_0=25^\circ$  και απειρομήκες θεμέλιο, με την εναλλακτική μέθοδο απομείωσης του φαινόμενου ειδικού βάρους



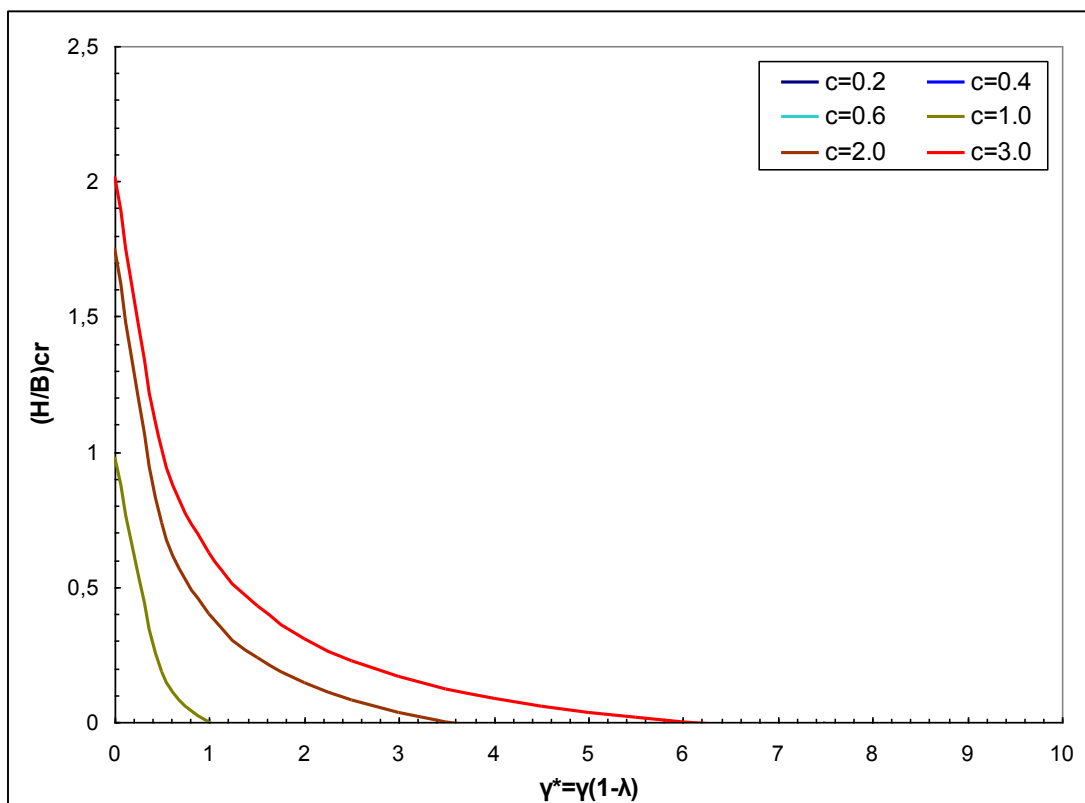
Κρίσιμο βάθος  $(H/B)_{cr}$  για  $\phi_0=30^\circ$  και απειρομήκες θεμέλιο, με την εναλλακτική μέθοδο απομείωσης του φαινόμενου ειδικού βάρους



Κρίσιμο βάθος  $(H/B)_{cr}$  για  $\phi_0=20^\circ$  και τετραγωνικό θεμέλιο, με την εναλλακτική μέθοδο απομείωσης του φαινόμενου ειδικού βάρους

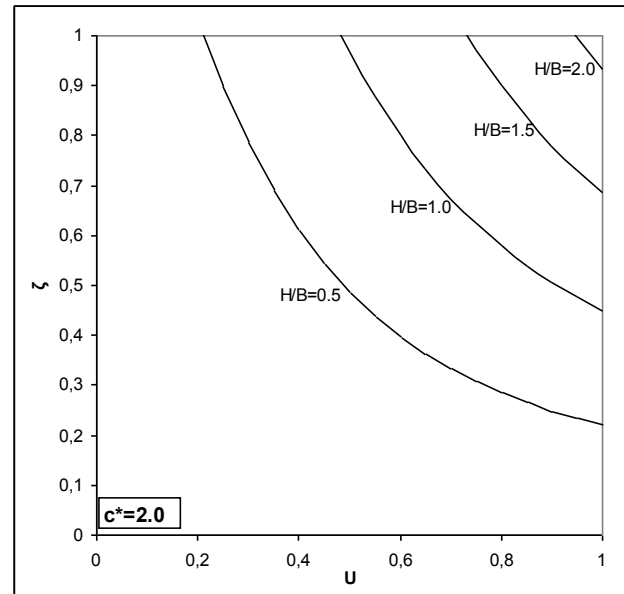
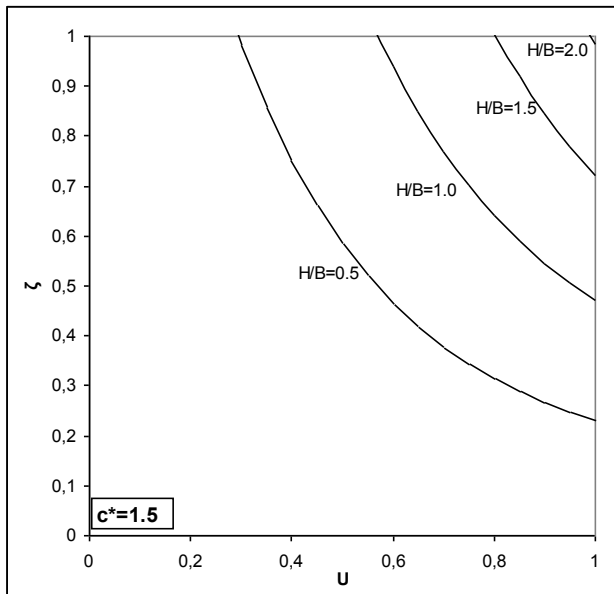
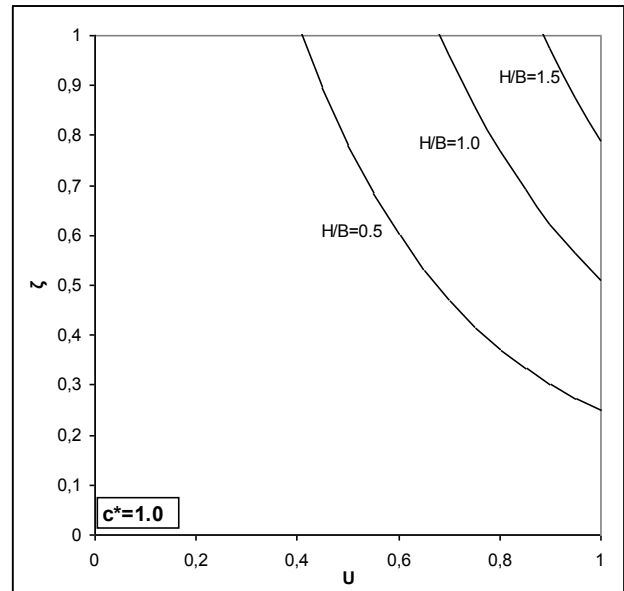
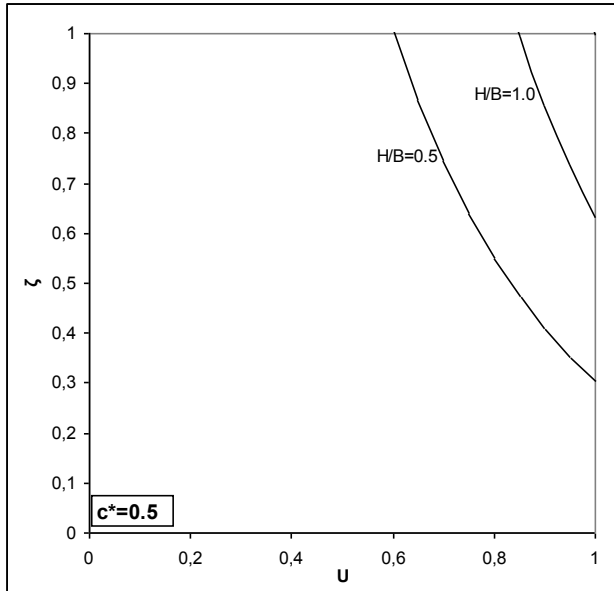


Κρίσιμο βάθος  $(H/B)_{cr}$  για  $\phi_0=25^\circ$  και τετραγωνικό θεμέλιο, με την εναλλακτική μέθοδο απομείωσης του φαινόμενου ειδικού βάρους

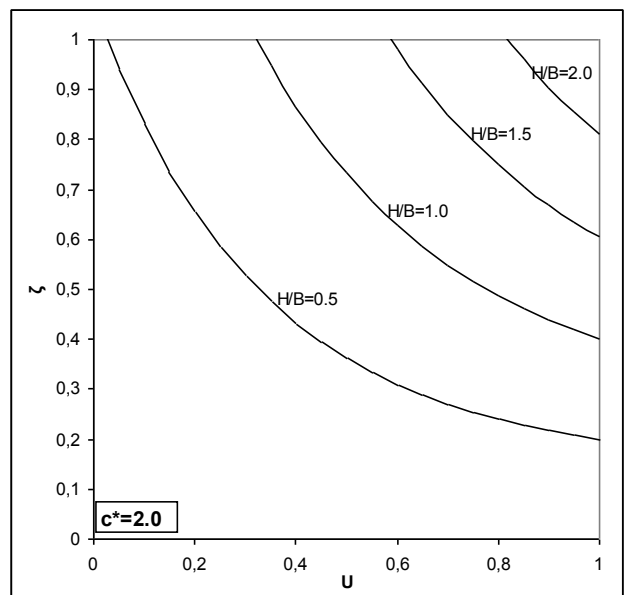
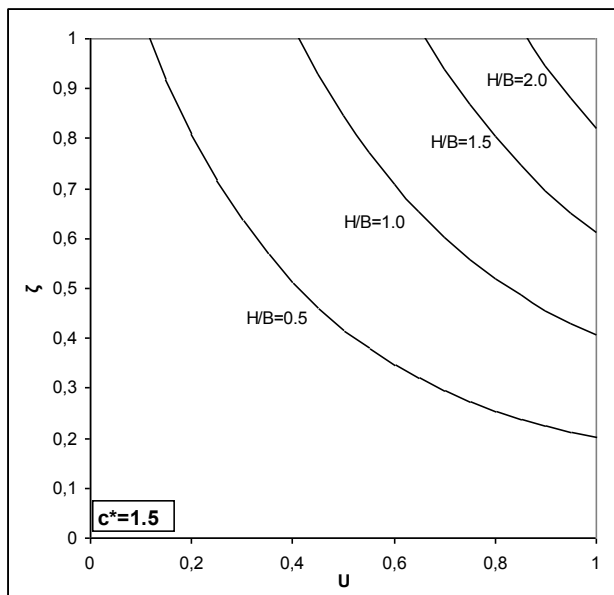
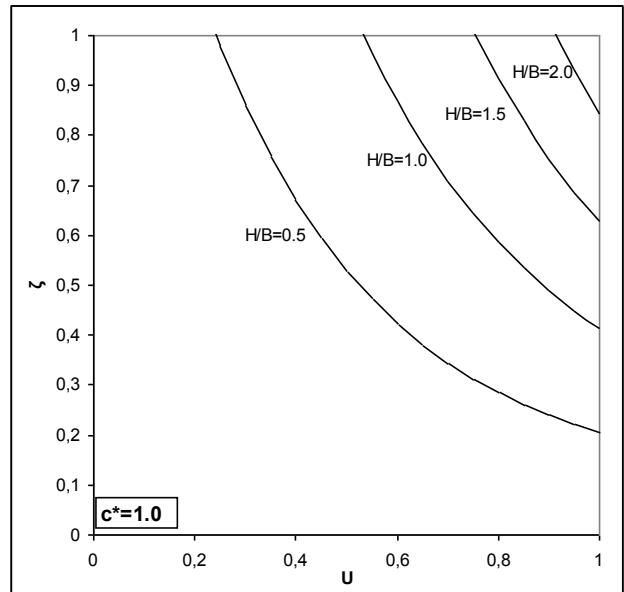
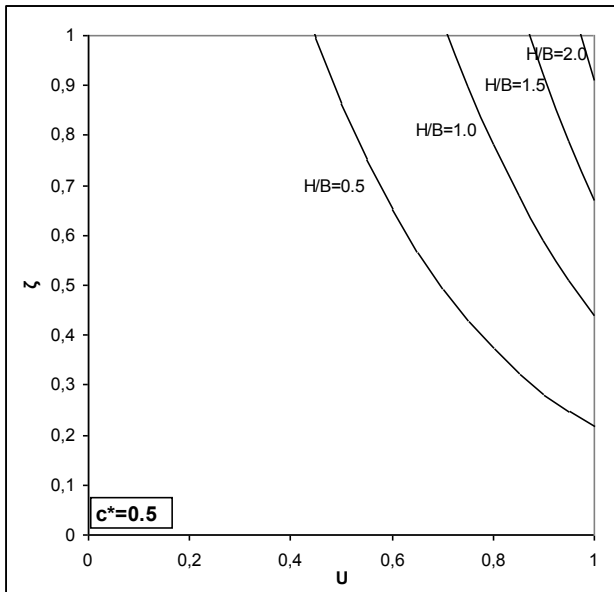


Κρίσιμο βάθος  $(H/B)_{cr}$  για  $\phi_0=30^\circ$  και τετραγωνικό θεμέλιο, με την εναλλακτική μέθοδο απομείωσης του φαινόμενου ειδικού βάρους

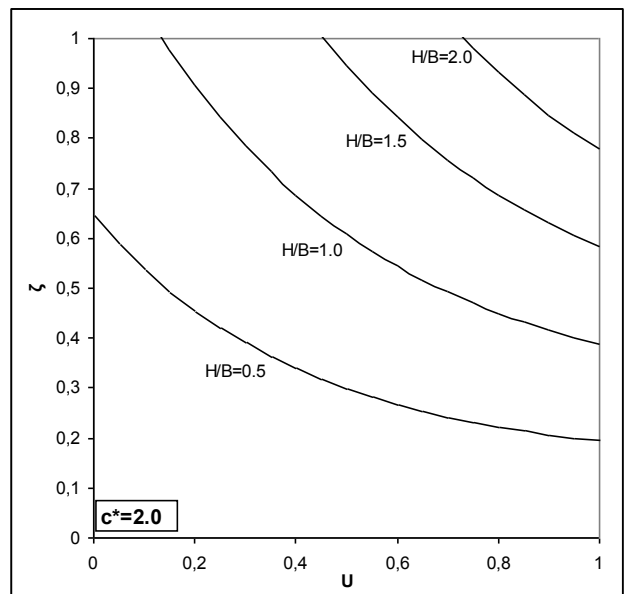
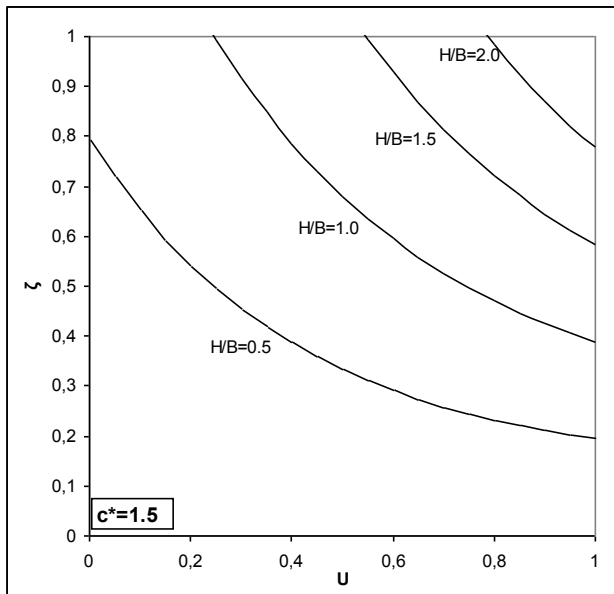
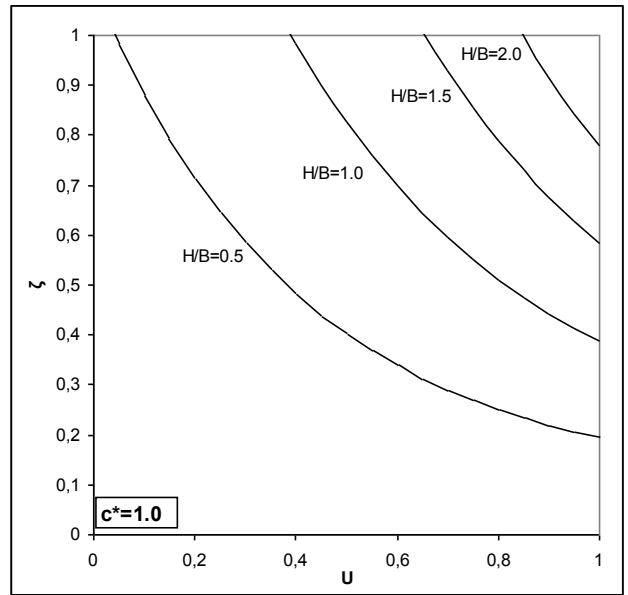
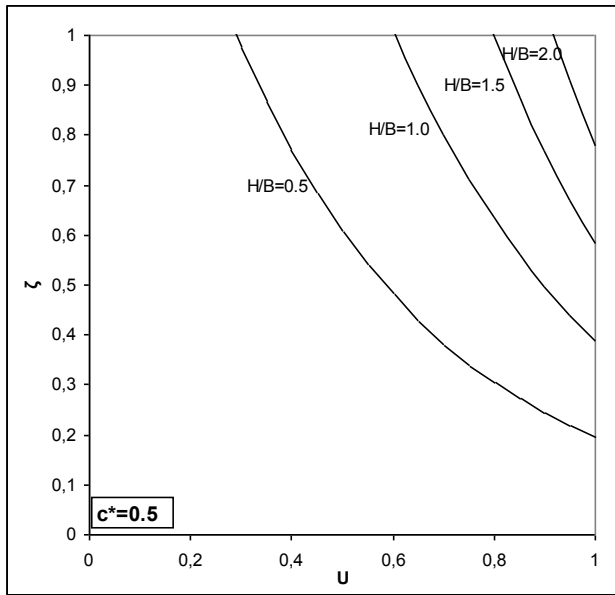




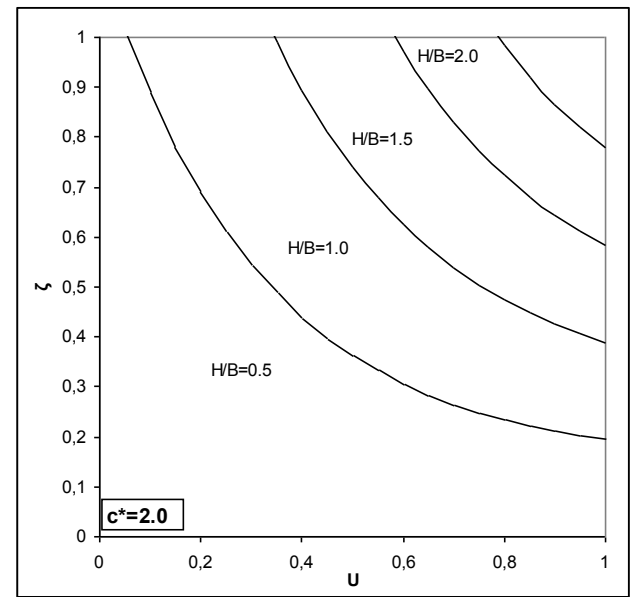
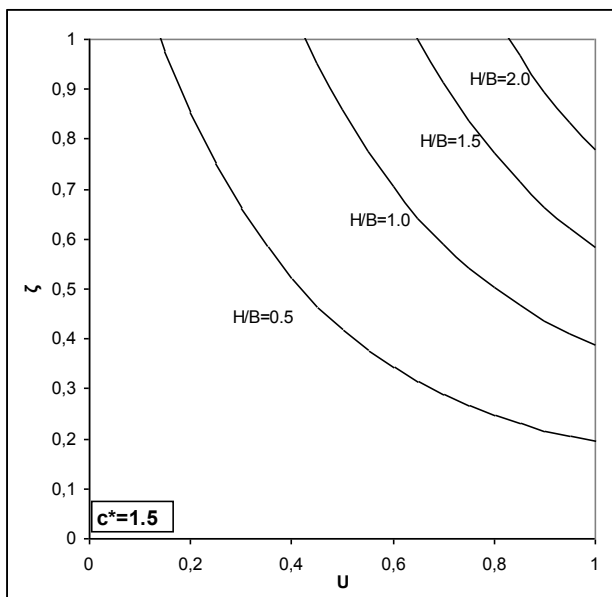
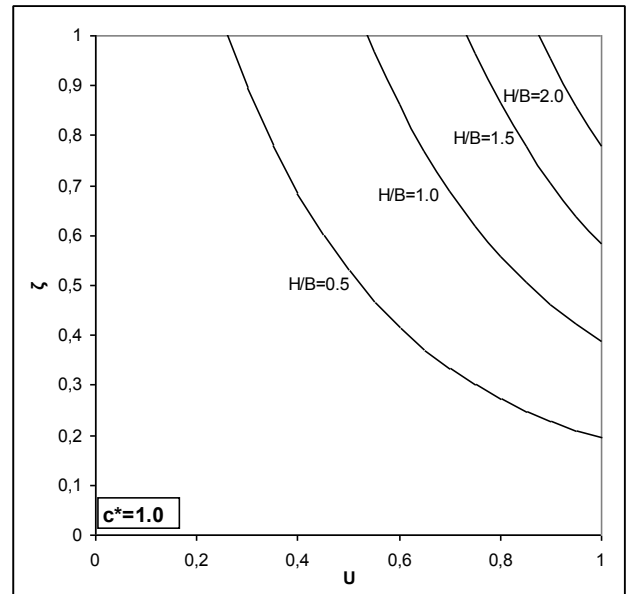
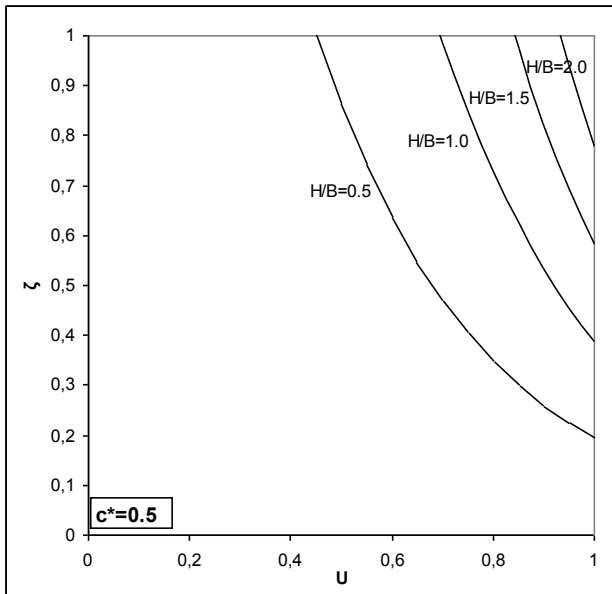
Συντελεστής σεισμικής φέρουσας ικανότητας με την κλασική μέθοδο απομείωσης της γωνίας τριβής για απειρομήκη θεμέλια και  $\phi = 30^\circ$ .



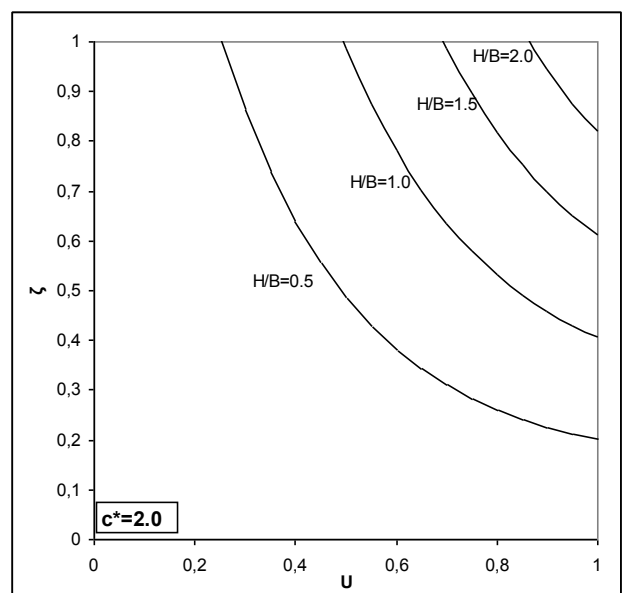
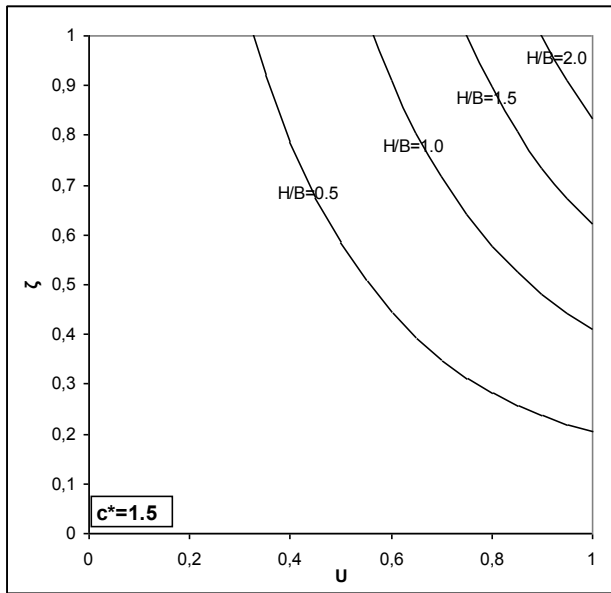
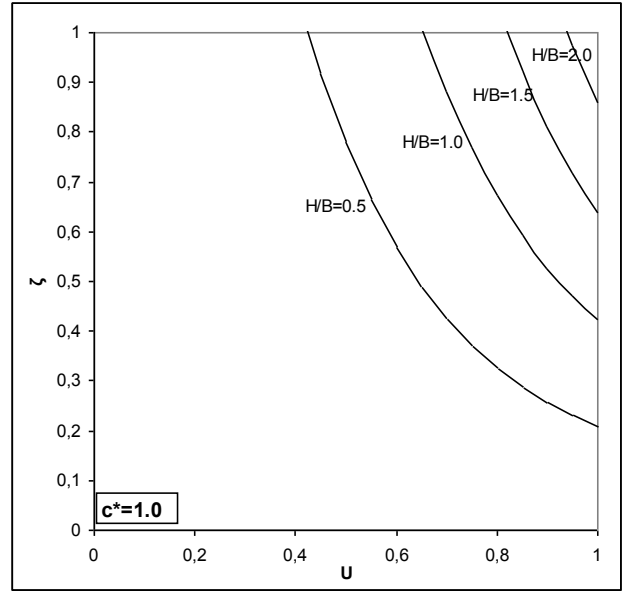
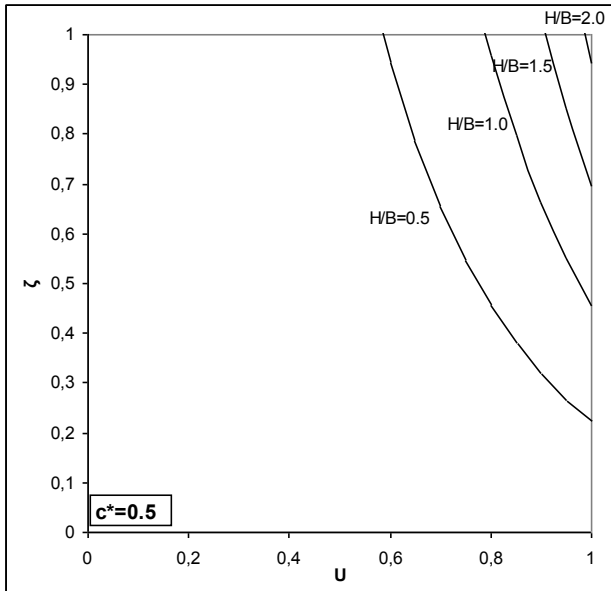
Συντελεστής σεισμικής φέρουσας ικανότητας με την κλασική μέθοδο απομείωσης της γωνίας τριβής για απειρομήκη θεμέλια και  $\varphi=25^\circ$ .



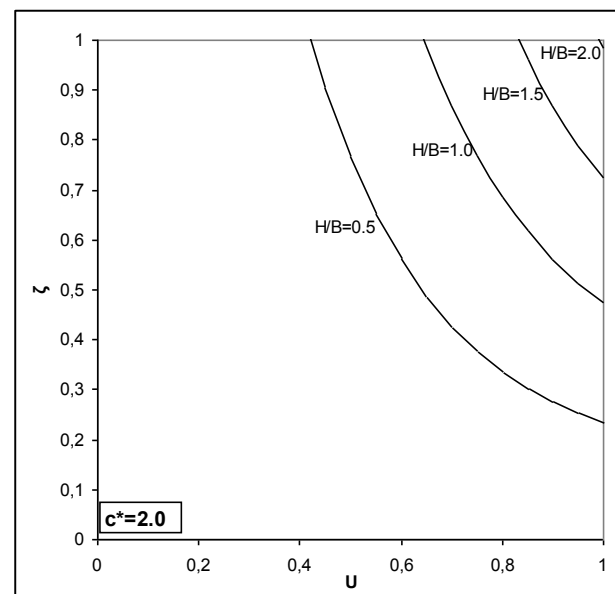
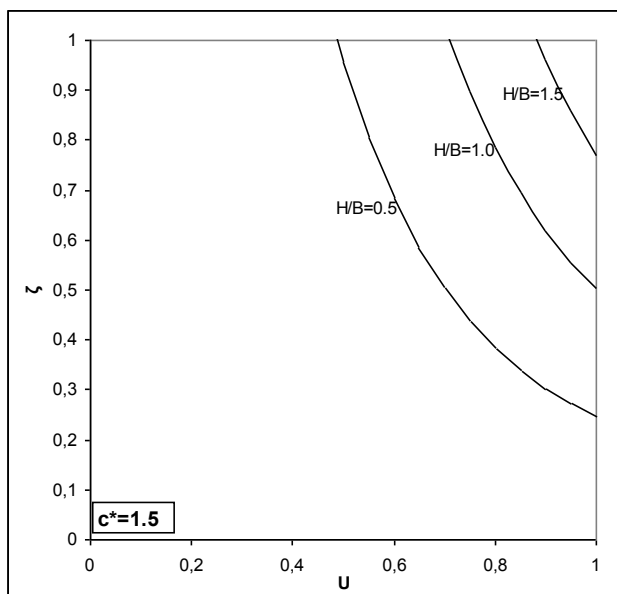
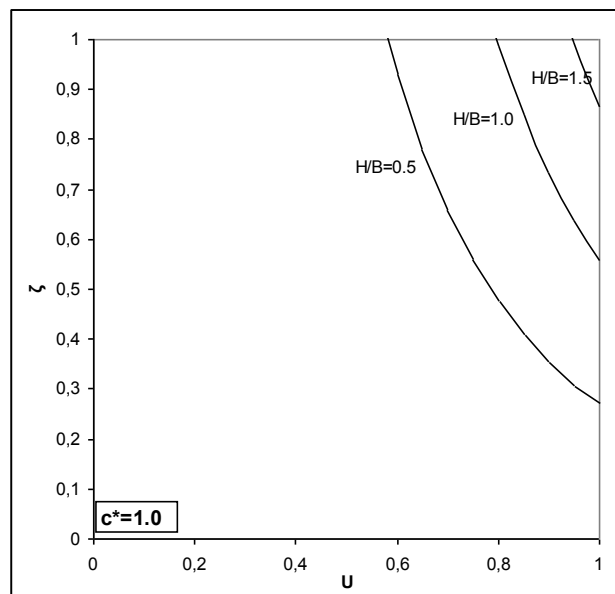
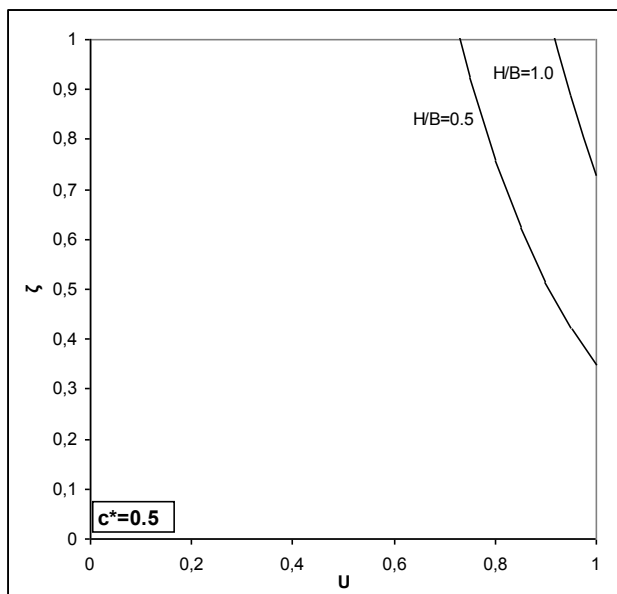
Συντελεστής σεισμικής φέρουσας ικανότητας με την κλασική μέθοδο απομείωσης της γωνίας τριβής για απειρομήκη θεμέλια και  $\varphi = 20^\circ$ .



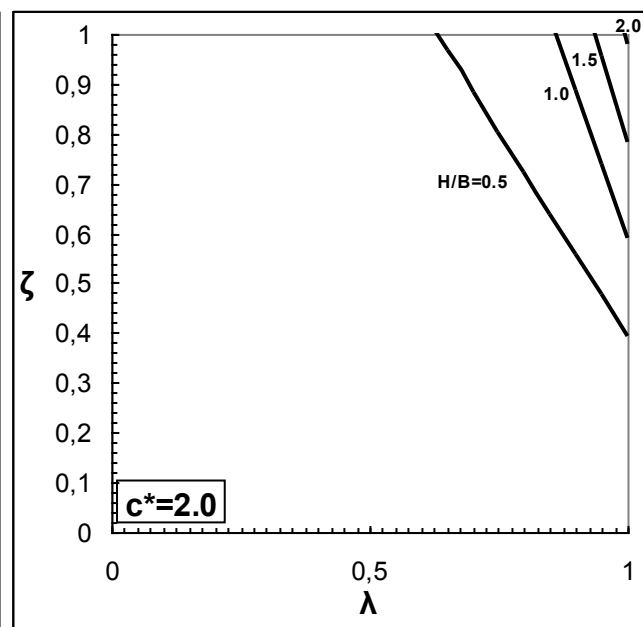
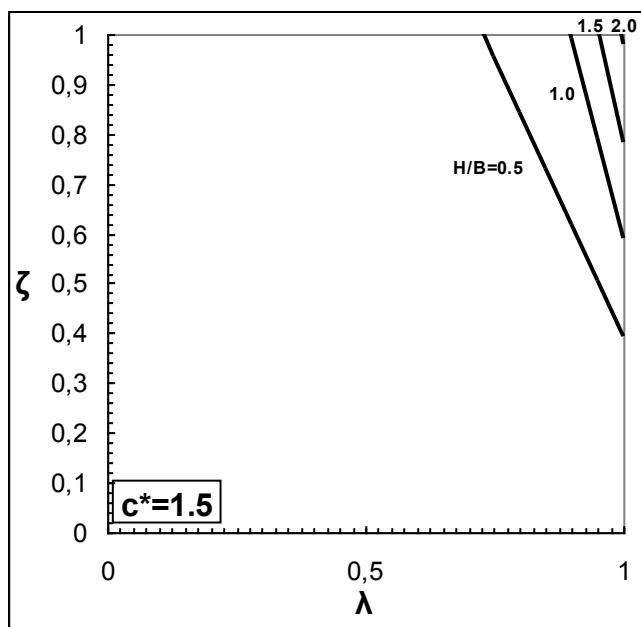
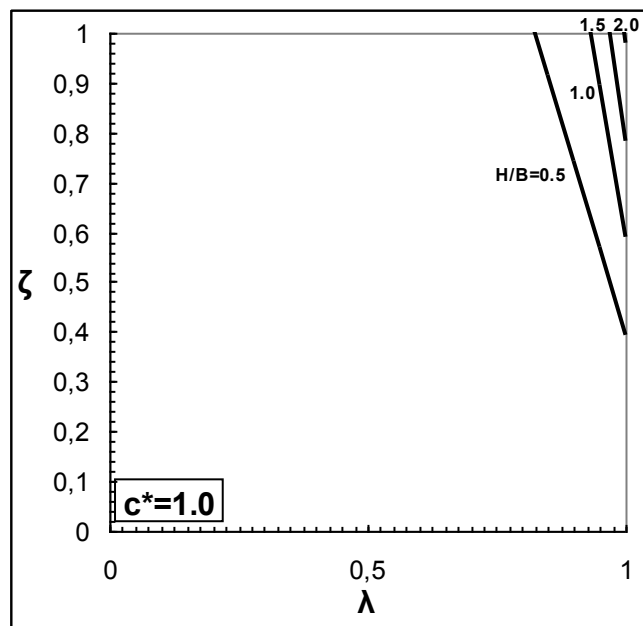
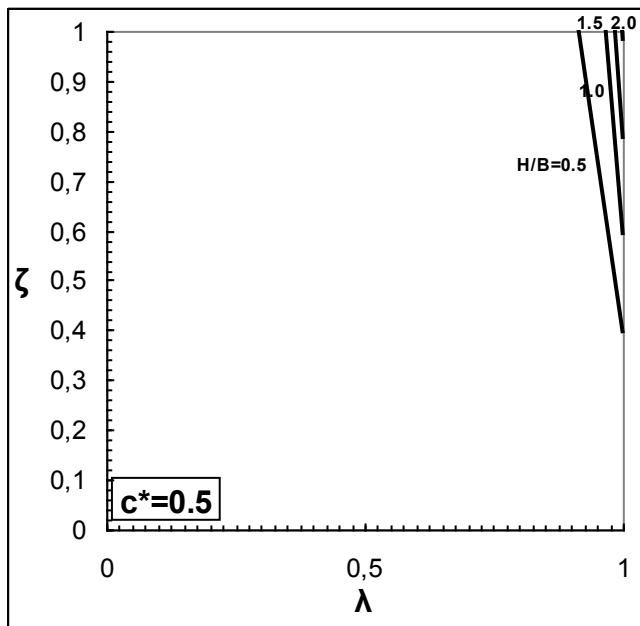
Συντελεστής σεισμικής φέρουσας ικανότητας με την κλασική μέθοδο απομείωσης της γωνίας τριβής για τετραγωνικά θεμέλια και  $\phi=20^\circ$ .



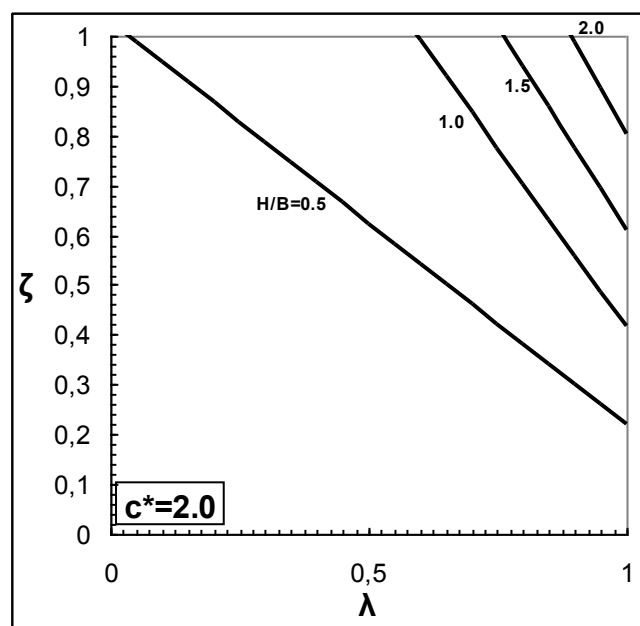
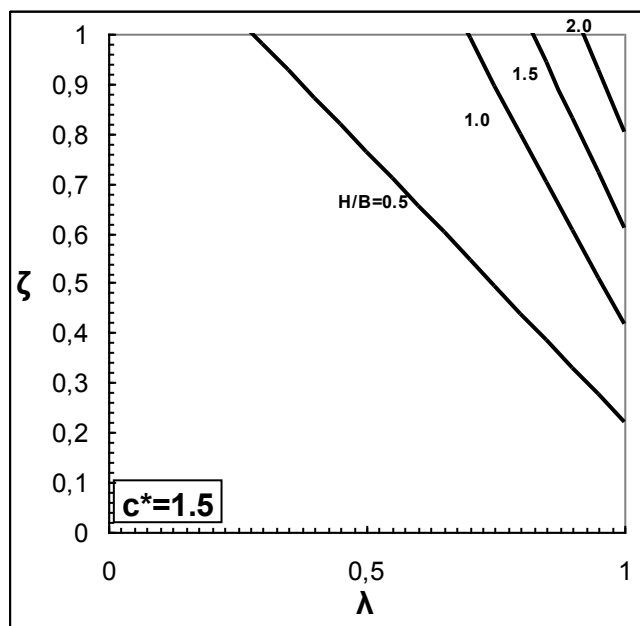
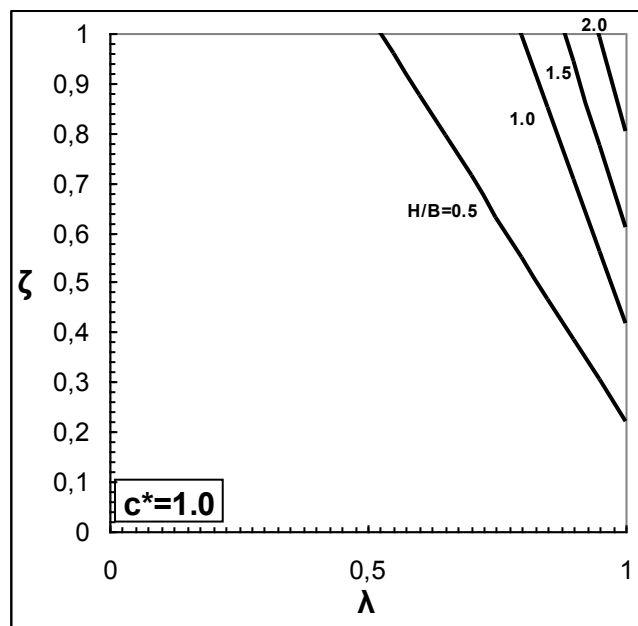
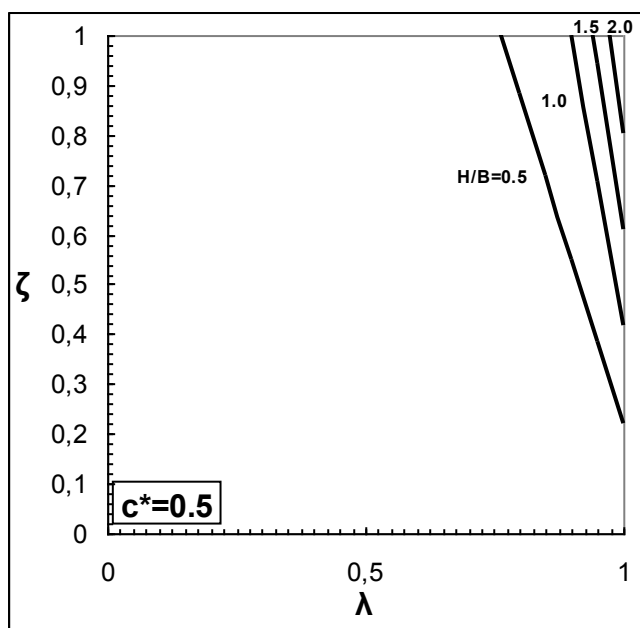
Συντελεστής σεισμικής φέρουσας ικανότητας με την κλασική μέθοδο απομείωσης της γωνίας τριβής για τετραγωνικά θεμέλια και  $\phi=25^\circ$ .



Συντελεστής σεισμικής φέρουσας ικανότητας με την κλασική μέθοδο απομείωσης της γωνίας τριβής για τετραγωνικά θεμέλια και  $\phi=30^\circ$ .

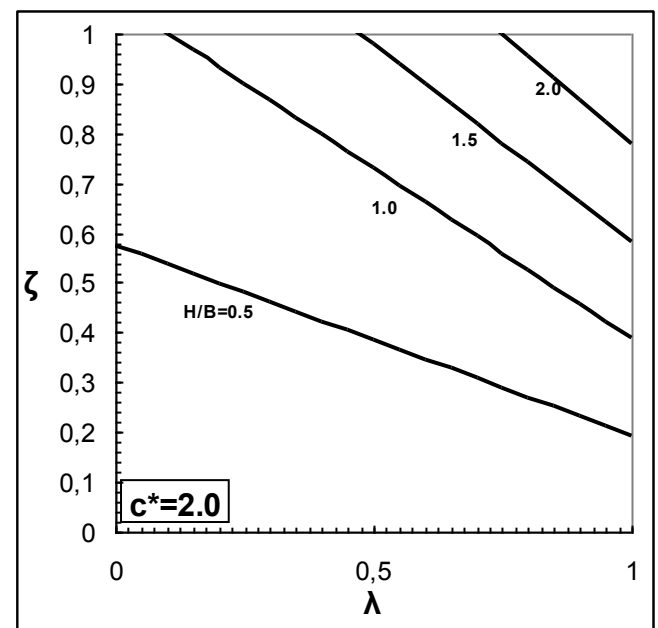
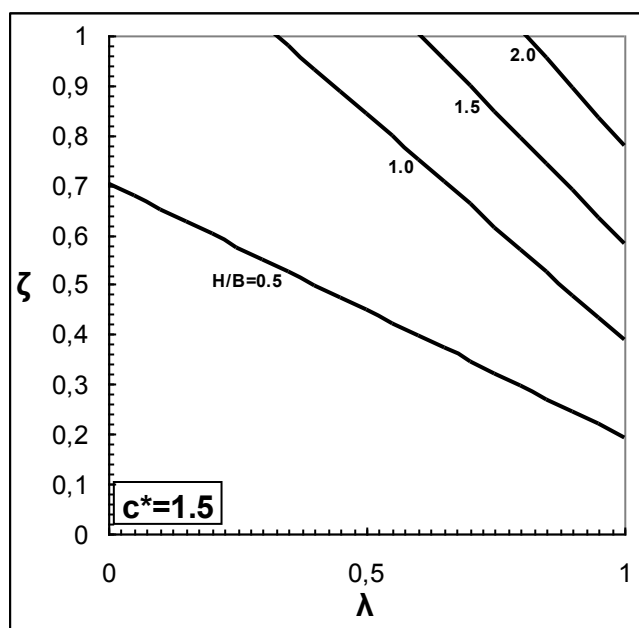
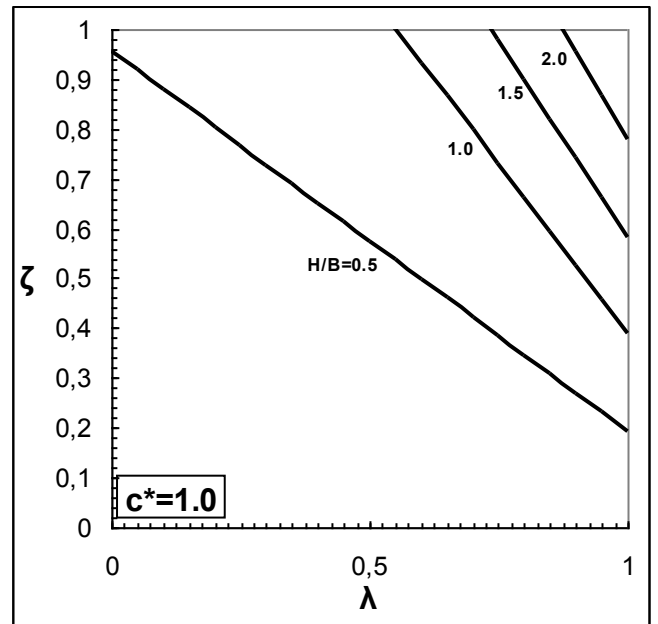
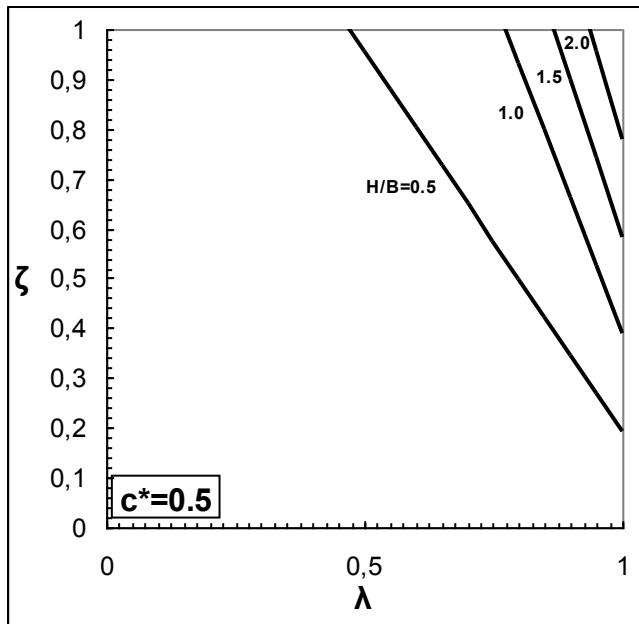


Συντελεστής σεισμικής φέρουσας ικανότητας με την εναλλακτική μέθοδο απομείωσης του φαινομένου ειδικού βάρους για απειρομήκη θεμέλια και  $\varphi=30^\circ$ .

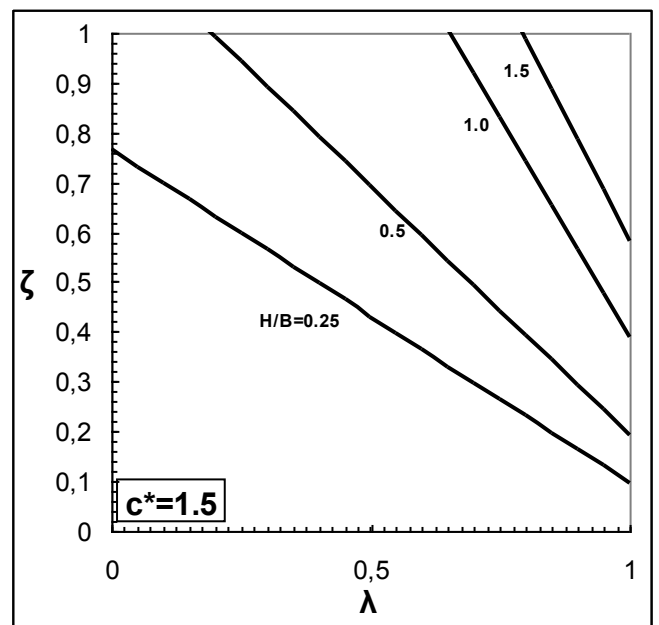
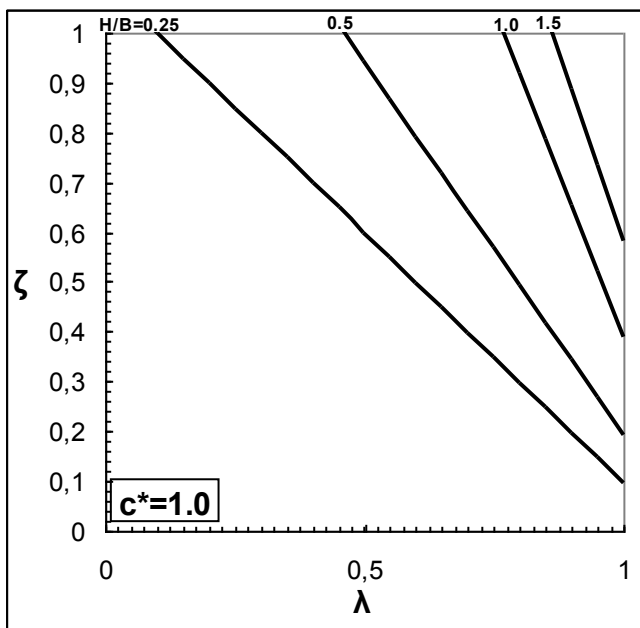
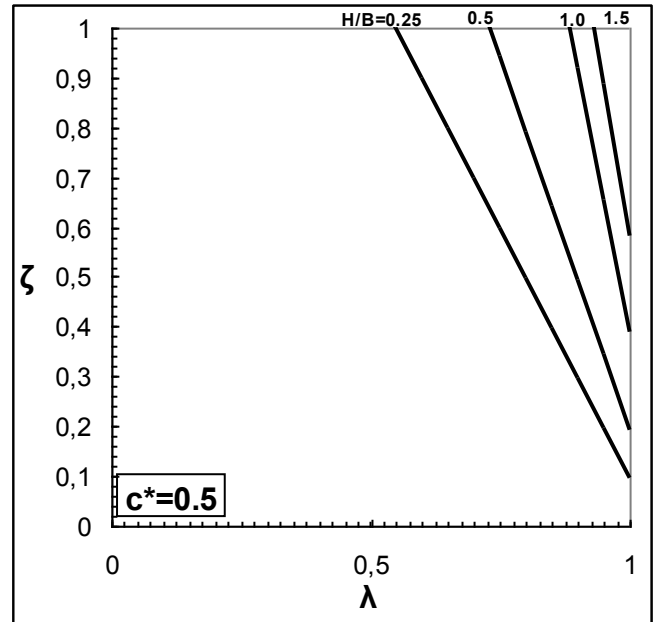
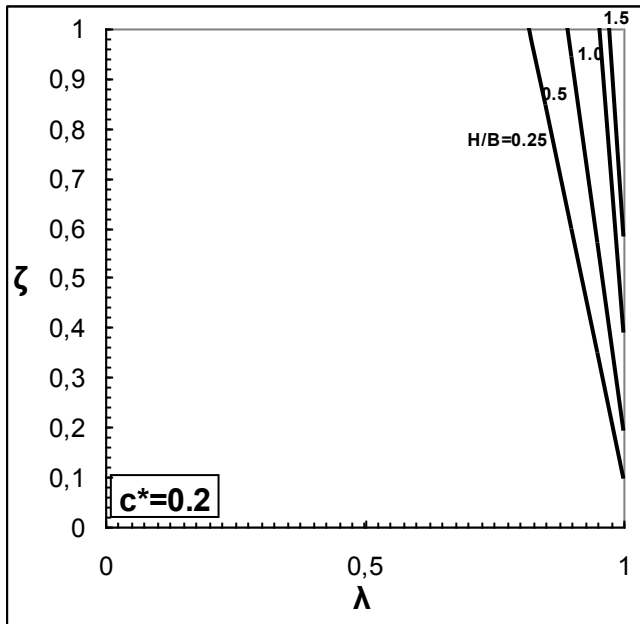


Συντελεστής σεισμικής φέρουσας ικανότητας με την εναλλακτική μέθοδο απομείωσης του φαινομένου ειδικού βάρους για απειρομήκη θεμέλια και  $\varphi=25^\circ$ .

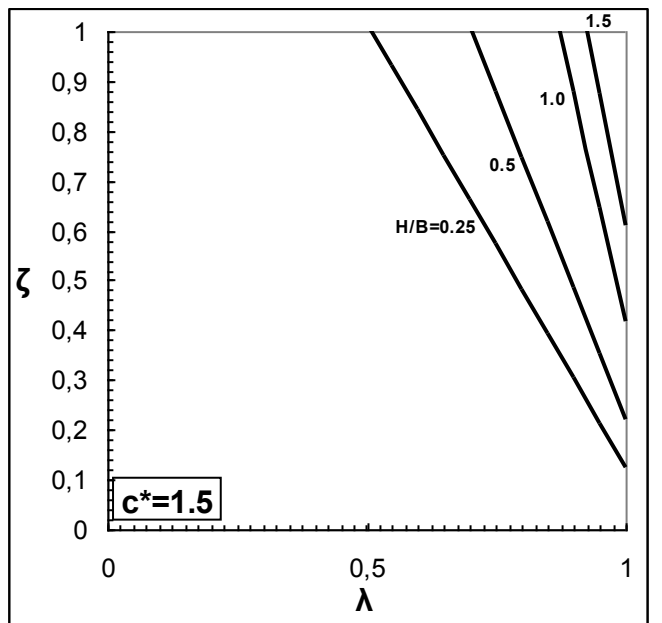
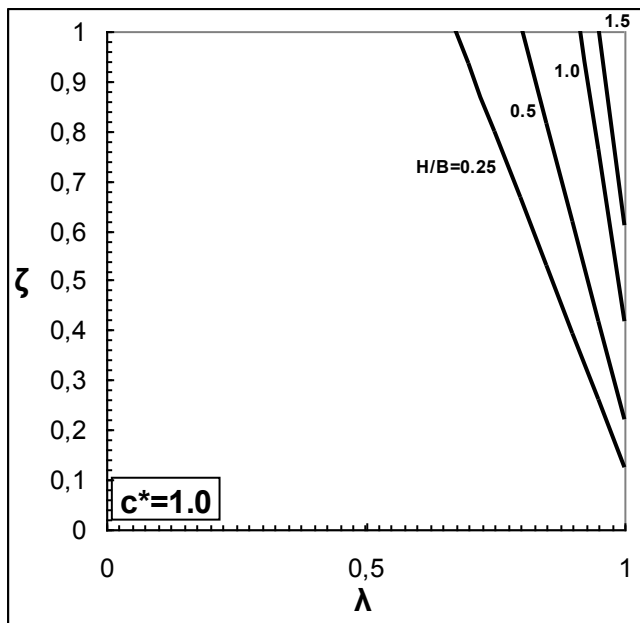
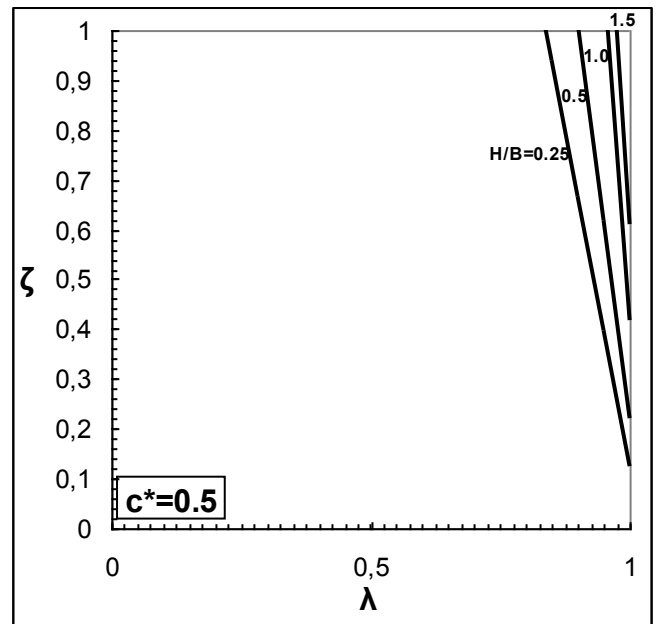
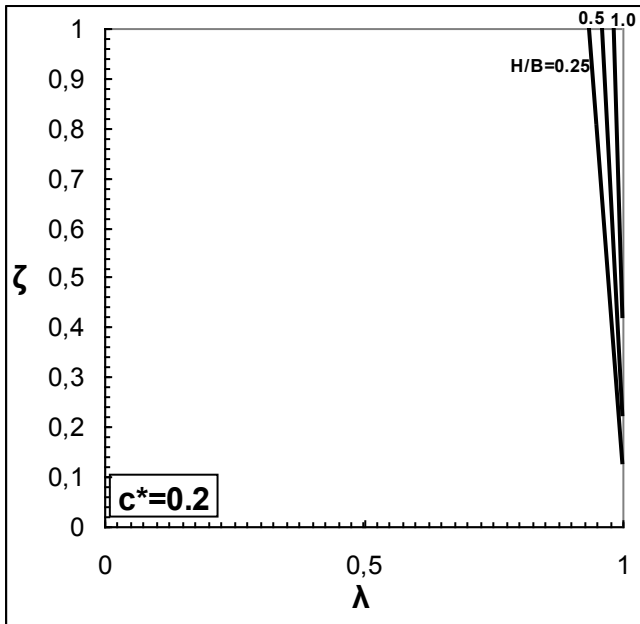




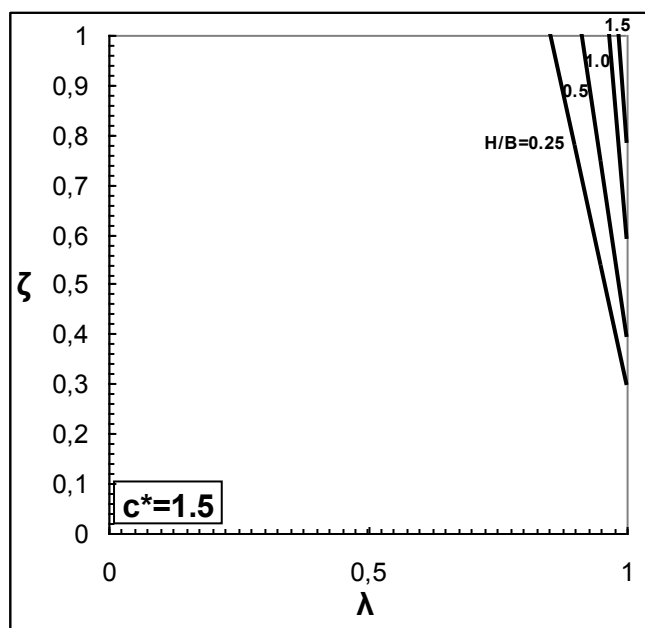
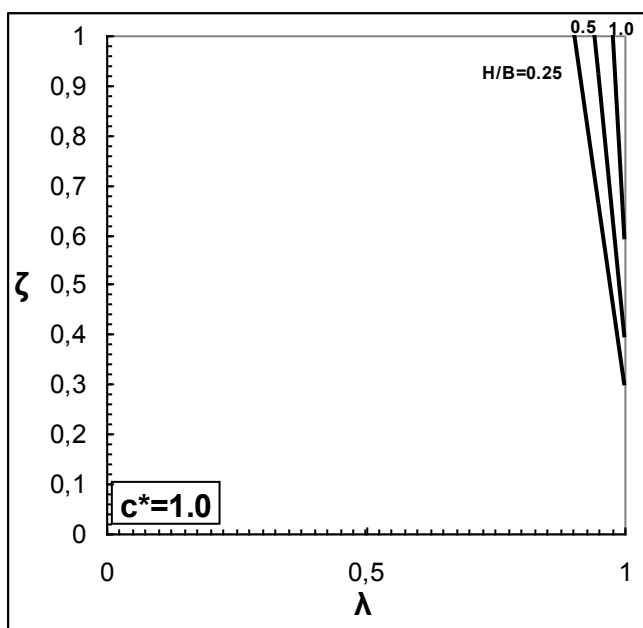
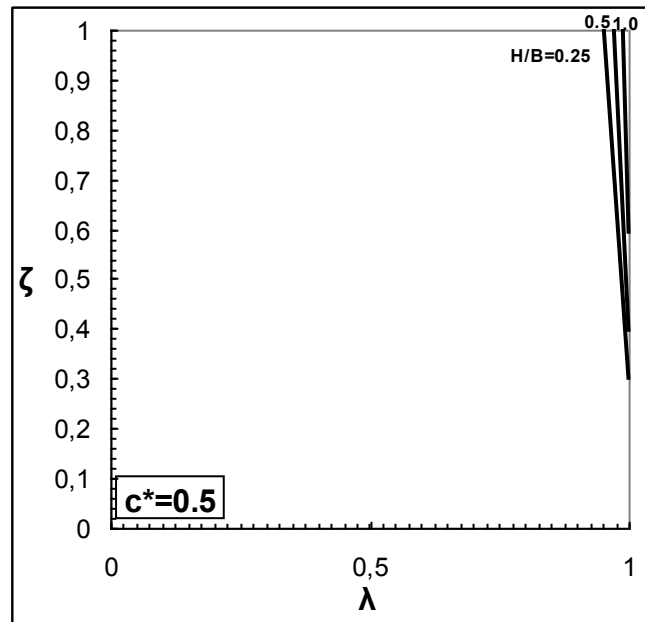
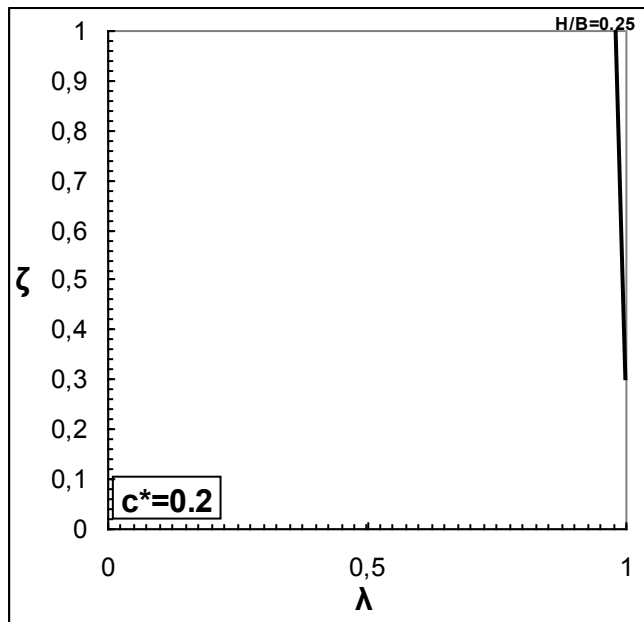
Συντελεστής σεισμικής φέρουσας ικανότητας με την εναλλακτική μέθοδο απομείωσης του φαινομένου ειδικού βάρους για απειρομήκη θεμέλια και  $\varphi=20^\circ$ .



Συντελεστής σεισμικής φέρουσας ικανότητας με την εναλλακτική μέθοδο απομείωσης του φαινομένου ειδικού βάρους για τετραγωνικά θεμέλια και  $\varphi=20^\circ$ .



Συντελεστής σεισμικής φέρουσας ικανότητας με την εναλλακτική μέθοδο απομείωσης του φαινομένου ειδικού βάρους για τετραγωνικά θεμέλια και  $\varphi=25^\circ$ .



Συντελεστής σεισμικής φέρουσας ικανότητας με την εναλλακτική μέθοδο απομείωσης του φαινομένου ειδικού βάρους για τετραγωνικά θεμέλια και  $\varphi=30^\circ$ .

## 10. Βιβλιογραφία

- **Beatty, H. M., Byrne, M. P. (2000)**, “A synthesized approach for predicting liquefaction and resulting displacements”, 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering CD-1589
- **Bouckovalas, G., Whitman, R. V. & Marr, W. A. (1984)**, “Permanent displacement of sand with cyclic loading”, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol. 110 (11), pp. 1606-1623.
- **Bouckovalas, G., Marr, W. A. & Christian, J. T. (1986)**, “Analyzing permanent drift due to cyclic loads”, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol. 112 (6), pp. 579-593.
- **Bouckovalas, G., Stamatopoulos, K. & Whitman, R. V. (1991)**, “Analysis of seismic settlements and pore pressures in centrifuge tests”, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol. 117 (10), pp. 1492-1508.
- **Budhu M. & Al-Karni A. (1993)**, “Seismic bearing capacity of soils”, *Geotechnique*, Vol. 43 (1), pp. 181-187.
- **Burd, H J. & Frydman, S. (1997)**, “Bearing capacity of plane-strain footings on layered soils”, *Canada Geotechnical Journal*, vol 34, pp. 241-253 (1997)
- **Cascone E. & Bouckovalas G. (1998)**, “Seismic bearing capacity of footings on saturated sand with a clay cap”, *Proc. 11<sup>th</sup> European Conference in Earthquake Engineering*, Paris, September (in CD-Rom).
- **Davies M. P. and Campanella R. G. (1994)**, “Selecting design values of undrained strength for cohesionless soils”, *In. Proceedings of the 47<sup>th</sup> Canadian Geotechnical Conference, Nova Scotia, September 1994*, BiTech Publishers, Vol 1, pp 176-186.
- **De Gregorio V. B. (1990)**, “Loading systems, sample preparation and liquefaction”, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 116 (5), pp. 805-821.
- **Dennis N. D. (1988)**, “Influence of specimen preparation techniques and testing procedure on undrained steady state shear strength” *Proc Advanced Triaxial Testings of Soils and Rock (ASTM STP 977)*, Am. Soc. for Testing and Mater., Philadelphia, Pa., pp 642-654.
- **Dormieux L. & Pecker A. (1995)**, “Seismic bearing capacity of foundation on cohesionless soil”, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 121 (3), pp. 300-303.
- **Εγγλέζος, Δ. & Μπουκοβάλας Γ. (2001)**, “Εμπειρικές σχέσεις υπολογισμού πλαστικών παραμορφώσεων και υδατικών υπερπίεσεων άμμων, λόγω ανακυκλικής φόρτισης”, *Πρακτικά 4<sup>ο</sup> Πανελληνίου Συνέδριου Γεωτεχνικής & Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής – Αθήνα 2001*, Τόμος 2, σελ. 155-161.
- **Εγγλέζος Δ. (2001)**, “Υπολογισμός υδατικών υπερπίεσεων σε ιλύδες άμμους και αμμώδεις ιλύες, λόγω ανακυκλικής φόρτισης ”, *Πρακτικά 4<sup>ο</sup> Πανελληνίου Συνέδριου Γεωτεχνικής & Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής – Αθήνα 2001*, Τόμος 2, σελ. 147-154

- **Erickson, L. H. & Drescher, A. (2002)**, “Bearing Capacity of Circular Footings”, *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, January 2002.
- **Frydman, S. & Burd, H. J. (1997)**, “Numerical Studies of Bearing-Capacity Factor  $N_\gamma$ ”, *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, Vol. 123, No. 1, January 1997.
- **Ishihara, K. & Yoshimine, M. (1992)**, “Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes”, *Soils and Foundations*, Vol. 32 (1), pp. 173-188.
- **Ishihara, K., Acacio A. & Towhata I. (1993)**, “Liquefaction-induced ground damage in Dagupan in the July 16, 1990 Luzon earthquake”, *Soils and Foundations*, Vol. 33 (1), pp. 133-154.
- **Itasca Consulting Group, Inc. (1998)**, “FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) Command and fish reference summary”
- **Kawasaki K., Sakai S., Yasuda S. & Satoh M. (1998)**, “Earthquake-induced settlement of an isolated footing for power transmission tower”, *Centrifuge 98*, pp. 271-276.
- **Kramer S. L. (1989)**, “Uncertainty in steady-state liquefaction evaluation procedures”, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 115 (10), pp. 1402-1419.
- **Konrand J.-M. (1988)**, “Minimum undrained strength of two sands”, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 116 (6), pp. 932-947.
- **Liu L. & Dobry R. (1997)**, “Seismic response of shallow foundation on liquefiable sand”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 123 (6), pp. 557-567.
- **Men, Fu-Lu & Cui, J.**, “Influence of building existence on seismic liquefaction of subsoils”, *Earthquake engineering and structural dynamics, Vol26, 691-699 (1997)*
- **Μιχαηλίδης Ο., Λουκάκης Κ. & Γκαζέτας Γ. (1997)**, “Ανάλυση κατακόρυφου οριακού φορτίου θεμελίου υπό ταυτόχρονη εγκάρσια επιπόνηση”, *Πρακτικά 3<sup>ου</sup> Πανελληνίου Συνεδρίου Γεωτεχνικής Μηχανικής – Πάτρα 1997*, Τόμος 1, σελ. 209-215.
- **Nagase, H. & Ishihara, K. (1988)**, “Liquefaction-induced compaction and settlement of sand during earthquake”, *J. Soils and Foundations*, 28(14), pp. 66-76.
- **Norris G, Siddharthan R., Zafir Z. and Madhu R. (1997)**, “Liquefaction and residual strength of sands from drained triaxial tests”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 123 (3), pp. 220-228.
- **Olson M. and Stark T. D. (2002)**, “Liquefied strength ratio from liquefaction flow failure case histories”, *Canadian Geotechnical Journal* 39, pp 629-647.
- **Prisco, C., & Imposimato, S.**, “Static liquefaction of a saturated loose sand stratum”, *International Journal of Solids and Structures* 39 (2002) 3523-3541

- **Richards, R., Elms, D. G., and Budhu, M. (1990)**, “Dynamic fluidization of soils”, *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 116, pp. 740-759.
- **Richards, R., Elms, D. G., and Budhu, M. (1993)**, “Seismic bearing capacity and settlements of foundations”, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 119 (4), pp. 662-674.
- **Poulos S. J. (1981)**, “The steady state of deformation”, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 107 (5), pp. 553-562.
- **Poulos S. J., Castro C. and France J. W. (1985)**, “Liquefaction evaluation procedure”, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 111 (6), pp. 772-792.
- **Sarma S. K. & Iossifelis I. S. (1990)**, “Seismic bearing capacity factors of shallow strip footings”, *Geotechnique*, Vol. 40 (2), pp. 265-273.
- **Seed, H. B., Idriss, I. M., and Arango, I. (1983)**, “Evaluation of liquefaction potential using field performance data”, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 109 (3), pp. 458-482.
- **Seed, R. B., Dickenson, S. E. & Idriss, I. M. (1991)**, “Principal geotechnical aspects of the 1989 Loma Prieta earthquake”, *Soils and Foundations*, Vol. 31 (1), pp. 1-26.
- **Shi X. & Richards R. (1995)**, “Seismic bearing capacity with variable shear transfer”, *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 28 (2), June 1995.
- **Stark, T. D., Mesri, G. (1991)**, “Undrained Shear Strength of Liquefied Sands for Stability Analysis”, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE* Vol 118 (11), November 1992
- **Taiebat, H. A. & Carter, J. P. (2000)**, “A semi-empirical method for the liquefaction analysis of offshore foundations”, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 24:991-1011
- **Tokimatsu, K. & Seed, H. B. (1987)**, “Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking”, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 113 (8), pp. 861-878
- **Tokimatsu, K., Kojima, H., Kuwayama, S., Abe, A. & Midorikawa S. (1994)**, “Liquefaction-induced damage to buildings in 1990 Luzon earthquake”, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 120 (2), pp. 290-307.
- **Vaid Y. P. and Thomas J. (1995)**, “Liquefaction and post-liquefaction behavior of sand”, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 121 (2), pp. 163-173.
- **Yasuda S., Yoshida N., Kiku H., Abo H. & Uda M. (2001)**, “Analyses of liquefaction-induced deformation of grounds and structures by a simple method”, *Proc. 4<sup>th</sup> Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Paper No. 4.34 (in CD-Rom).
- **Yoshimi Y. & Tokimatsu K. (1977)**, “Settlement of buildings on saturated sand during earthquakes”, *Soils and Foundations*, Vol. 17(1), pp. 23-38.

## Παράρτημα Α

### Αναλυτικές σχέσεις υπολογισμού του κρισίμου βάθους

Στο παράρτημα αυτό παρουσιάζονται οι αναλυτικές λύσεις των πεπλεγμένων συναρτήσεων που παρουσιάζονται στα κεφάλαια 2 και 3.

Έτσι η εξίσωση 2.19 γίνεται ως εξής αν επιλυθεί ως προς το λόγο  $(H/B)_{cr}$ :

$$(H/B)_{cr} = \frac{1}{2} \left( -100 \tan(1.4\varphi^*) (Nq-1) - 50 A^* Nq + 50 A^* + 10 \sqrt{100 \tan(1.4\varphi^*) (Nq-1)^2 + 100 A^* Nq \tan(1.4\varphi^*) (Nq-1) - 100 A^* \tan(1.4\varphi^*) (Nq-1) + 25 A^{*2} Nq^2 - 50 A^{*2} Nq + 25 A^{*2} + 1028 A^* Nq \tan(\varphi^*) \sin(\varphi^*)^2 \tan(1.4\varphi^*) (Nq-1) - 100 A^{*2} Nq \tan(\varphi^*) (\sin(\varphi^*)^2 \tan(1.4\varphi^*) (Nq-1) + 1028 A^* Nq \tan(\varphi^*) \tan(1.4\varphi^*) (Nq-1) - 100 A^{*2} Nq \tan(\varphi^*) \tan(1.4\varphi^*) (Nq-1) - 2056 A^* Nq \tan(\varphi^*) \sin(\varphi^*) \tan(1.4\varphi^*) (Nq-1) + 200 A^{*2} Nq \tan(\varphi^*) \sin(\varphi^*) \tan(1.4\varphi^*) (Nq-1)} \right) / (100 A^* Nq \tan(\varphi^*) \sin(\varphi^*)^2 + 100 A^* Nq \tan(\varphi^*) - 200 A^* Nq \tan(\varphi^*) \sin(\varphi^*))$$

Ομοίως η σχέση 3.13 γίνεται:

$$(H/B)_{cr} = \frac{1}{2} \left( -100 A^* \lambda \tan(1.4\varphi^*) (Nq-1) - 50 A^* \lambda A^{*(1-\lambda)} Nq - 50 A^* A^{*(1-\lambda)} + 50 A^* A^{*(1-\lambda)} Nq + 50 A^* \lambda A^{*(1-\lambda)} + 100 A^* \tan(1.4\varphi^*) (Nq-1) + 10 \sqrt{100 A^{*2} \lambda^2 \tan(1.4\varphi^*) (Nq-1)^2 - 200 A^{*2} \lambda \tan(1.4\varphi^*) (Nq-1)^2 - 50 A^{*2} A^{*(1-\lambda)^2} Nq - 50 A^{*2} A^{*(1-\lambda)^2} \lambda - 100 A^{*2} A^{*(1-\lambda)} \tan(1.4\varphi^*) (Nq-1) + 25 A^{*2} A^{*(1-\lambda)^2} Nq^2 + 25 A^{*2} \lambda^2 A^{*(1-\lambda)^2} + 25 A^{*2} A^{*(1-\lambda)^2} + 100 A^{*2} \tan(1.4\varphi^*) (Nq-1)^2 + 200 A^{*2} \lambda \tan(1.4\varphi^*) (Nq-1) A^{*(1-\lambda)} - 100 A^{*2} \lambda^2 \tan(1.4\varphi^*) (Nq-1) A^{*(1-\lambda)} + 25 A^{*2} \lambda^2 A^{*(1-\lambda)^2} Nq^2 + 100 A^{*2} \lambda A^{*(1-\lambda)^2} Nq - 50 A^{*2} \lambda A^{*(1-\lambda)^2} Nq^2 - 50 A^{*2} \lambda^2 A^{*(1-\lambda)^2} Nq + 100 A^{*2} A^{*(1-\lambda)} Nq \tan(1.4\varphi^*) (Nq-1) + 1028 A^* A^{*(1-\lambda)^2} Nq \tan(\varphi^*) \sin(\varphi^*)^2 \tan(1.4\varphi^*) (Nq-1) - 100 A^{*2} A^{*(1-\lambda)^2} Nq \tan(\varphi^*) \sin(\varphi^*)^2 \tan(1.4\varphi^*) (Nq-1) + 200 A^{*2} A^{*(1-\lambda)^2} Nq \tan(\varphi^*) \sin(\varphi^*)^2 \tan(1.4\varphi^*) (Nq-1) \lambda + 100 A^{*2} \lambda^2 \tan(1.4\varphi^*) (Nq-1) A^{*(1-\lambda)} Nq - 200 A^{*2} \lambda \tan(1.4\varphi^*) (Nq-1) A^{*(1-\lambda)} Nq + 1028 A^* A^{*(1-\lambda)^2} Nq \tan(\varphi^*) \tan(1.4\varphi^*) (Nq-1) - 100 A^{*2} A^{*(1-\lambda)^2} Nq \tan(\varphi^*) \tan(1.4\varphi^*) (Nq-1) + 200 A^{*2} A^{*(1-\lambda)^2} Nq \tan(\varphi^*) \tan(1.4\varphi^*) (Nq-1) \lambda - 2056 A^* A^{*(1-\lambda)^2} Nq \tan(\varphi^*) \sin(\varphi^*) \tan(1.4\varphi^*) (Nq-1) + 200 A^{*2} A^{*(1-\lambda)^2} Nq \tan(\varphi^*) \sin(\varphi^*) \tan(1.4\varphi^*) (Nq-1) -$$



$$\begin{aligned}
& 400 A^2 A^{(1-\lambda)^2} Nq \tan(\varphi^*) \sin(\varphi^*) \tan(1.4 \varphi^*)(Nq-1) \lambda - 1028 A \lambda A^{(1-\lambda)^2} Nq \tan(\varphi^*) \\
& \tan(1.4 \varphi^*)(Nq-1) - 100 A^2 \lambda^2 A^{(1-\lambda)^2} Nq \tan(\varphi^*) \tan(1.4 \varphi^*)(Nq-1) + 2056 A \lambda A^{(1-\lambda)^2} Nq \tan(\varphi^*) \sin(\varphi^*) \\
& \tan(1.4 \varphi^*)(Nq-1) + 200 A^2 \lambda^2 A^{(1-\lambda)^2} Nq \tan(\varphi^*) \sin(\varphi^*) \tan(1.4 \varphi^*)(Nq-1) - 1028 A \lambda A^{(1-\lambda)^2} Nq \tan(\varphi^*) \sin(\varphi^*)^2 \tan(1.4 \varphi^*)(Nq-1) - 100 A^2 \\
& \lambda^2 A^{(1-\lambda)^2} Nq \tan(\varphi^*) \sin(\varphi^*)^2 \tan(1.4 \varphi^*)(Nq-1)) / (-100 A A^{(1-\lambda)} Nq \tan(\varphi^*) \sin(\varphi^*)^2 - 100 A A^{(1-\lambda)} Nq \tan(\varphi^*) + 200 A A^{(1-\lambda)} Nq \tan(\varphi^*) \sin(\varphi^*) + 100 A \lambda A^{(1-\lambda)} Nq \\
& \tan(\varphi^*) - 200 A \lambda A^{(1-\lambda)} Nq \tan(\varphi^*) \sin(\varphi^*) + 100 A \lambda A^{(1-\lambda)} Nq \tan(\varphi^*) \sin(\varphi^*)^2)
\end{aligned}$$

Η εξίσωση 7.9 γίνεται:

$$\begin{aligned}
(H/B)_{cr} = & -0.02 * Ng^{(1-l)^2} * B^{(1-l)} * g^{(1-l)} * \tan(1.4 * f)(Nq-1) * (514. * c * \sqrt{g * Ng * c * H}) - \\
& 25 * Ng^2 * B * g + 25 * Ng^2 * B * g * l) / (Ng^2 * g * (-4. * c^{(1-l)} * \sqrt{g^{(1-l)} * Ng^{(1-l)} * c^{(1-l)} * H^{(1-l)}}) * B * \\
& \tan(1.4 * f)(Nq-1) + 4 * \sqrt{g^{(1-l)} * Ng^{(1-l)} * c^{(1-l)} * H^{(1-l)}} * c^{(1-l)} * B * \tan(1.4 * f)(Nq-1) - 1 * Ng^{(1- \\
& l)^2} * B^{(1-l)} * g^{(1-l)} * Nq * B - 2 * Ng^{(1-l)^2} * B^{(1-l)} * g^{(1-l)} * Nq * \tan^2 * H + 4. * Ng^{(1-l)^2} * B^{(1-l)} * g^{(1- \\
& l)} * Nq * \tan^2 * H * \sin^2 - 2 * Ng^{(1-l)^2} * B^{(1-l)} * g^{(1-l)} * Nq * \tan^2 * H * \sin^2 + Ng^{(1-l)^2} * B^{(1-l)} * g^{(1- \\
& l)} * B + 1 * Ng^{(1-l)^2} * B^{(1-l)} * g^{(1-l)} * Nq * B + 2 * 1 * Ng^{(1-l)^2} * B^{(1-l)} * g^{(1-l)} * Nq * \tan^2 * H - 4. * 1 * Ng^{(1- \\
& l)^2} * B^{(1-l)} * g^{(1-l)} * Nq * \tan^2 * H * \sin^2 + 2. * 1 * Ng^{(1-l)^2} * B^{(1-l)} * g^{(1-l)} * Nq * \tan^2 * H * \sin^2 - \\
& 1 * 1 * Ng^{(1-l)^2} * B^{(1-l)} * g^{(1-l)} * B)
\end{aligned}$$

## ***Παράρτημα Β***

### ***Επαλήθευση της προσομοίωσης του FLAC***

Στο 2ο παράρτημα αποδεικνύεται ότι το πρόγραμμα Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC) μπορεί να προσομοιώσει κατάλληλα το πρόβλημα της φέρουσας ικανότητας θεμελίου. Για να το αποδείξουμε θα παραθέσουμε μία σειρά αναλύσεων διαδοχικά για άργιλο και άμμο και θα συγκρίνουμε τα αποτελέσματα που έχουμε βρει με τα αποτελέσματα όπως αυτά προκύπτουν σύμφωνα με την ανάλυση του Meyerhof.

Όπως θα φανεί και παρακάτω στη προσομοίωση το FLAC προσομοιώνει με πάρα πολύ καλή προσέγγιση την άργιλο και οι τελικές τιμές της αντοχής ξεπερνούν αυτές που προτείνονται από τον Meyerhof ελάχιστα (σφάλμα μικρότερο του 2%).

Όταν στην ανάλυση υπάρχει στρώμα άμμου κάτω από την θεμελίωση, όπως προκύπτει και από τις αναλύσεις που παραθέτω αμέσως μετά, η τιμές που προκύπτουν για το πρόβλημα της φέρουσας ικανότητας διαφοροποιούνται ανάλογα από αρκετές παραμέτρους, όπως έχει προταθεί και προηγουμένως στη διεθνή βιβλιογραφία {Sam Frydman and Harvey J. Burd (1997), Hans L. Erickson and Andrew Drescher (2002)}. Η κυριότερη παράμετρος που επηρεάζει την ανάλυση είναι η αλλαγή του καννάβου που χρησιμοποιείται για την προσομοίωση των εδαφικών στοιχείων κάτω από το θεμέλιο και στη γύρω περιοχή.

Οι αναλύσεις που ακολουθούν εκμεταλλεύονται το γεγονός ότι το πρόβλημα μας είναι συμμετρικό, οπότε προσομοιώνοντας μόνο το μισό πρόβλημα μειώνεται ο αριθμός των στοιχείων που θα έχει ο κάρναβος μας και κατά συνέπεια ο υπολογιστικός χρόνος για την ανάλυση.

## Άργιλος

Για να επαληθεύσουμε την λειτουργία του προγράμματος FLAC θα προσπαθήσουμε να συγκρίνουμε τα αποτελέσματα της αναλυτικής λύσης του προβλήματος με αυτή που προκύπτει από το πρόγραμμα των πεπερασμένων διαφορών.

Για την ανάλυση μας θα χρησιμοποιήσουμε κάναβο 40x40 στοιχείων τα οποία θα προσομοιάσουν έδαφος επιφανείας 20x20μ. Για να έχουμε πιο σωστά αποτελέσματα χρησιμοποιήσαμε πύκνωση των στοιχείων κοντά στο θεμέλιο με ρυθμό 1,077.

Στη συνέχεια παρατίθενται τις αναλύσεις όπως προέκυψαν για τέσσερις τιμές του  $c$  (20,25,30,35) και η σύγκρισή τους με την αναλυτική όπως αυτή δίνεται από τις αναλύσεις των Meyerhof και Terzaghi.

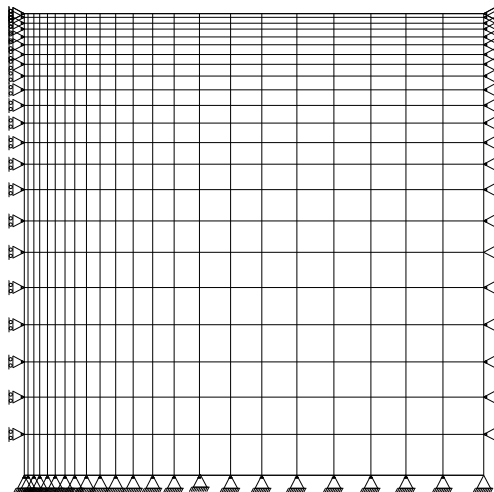
Τα στοιχεία του προβλήματος είναι τα εξής:

$$\begin{aligned} c &= 20,25,30,35 \text{ Kpa}, & \varphi &= 0, & \rho &= 1800, \\ G &= 0,9375 \cdot 10^9, & K &= 2,5 \cdot 10^9, \end{aligned}$$

Ταυτόχρονα για να προσομοιωθεί η ύπαρξη τραχέως βάσης στο πέδιλο μας θεωρείται ότι οι κόμβοι κάτω από το θεμέλιο δεν επιδέχονται μετατόπιση κατά την διεύθυνση  $χχ'$ .

Επίσης για να εκτιμηθεί η φέρουσα αντοχή του πέδιλου χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος επιβολής ταχύτητας στους κόμβους κάτω από το θεμέλιο. Η μέθοδος αυτή επιβάλλει μετατόπιση σε κάθε βήμα υπολογισμού, ενώ υπάρχει ένας διορθωτικός συντελεστής που απομειώνει την ταχύτητα όταν αυτή δημιουργεί πολύ μεγάλες δυνάμεις στους κόμβους που μπορούν να δημιουργήσουν επιμέρους αστοχίες.

Η μορφή του καννάβου του προσομοιώματος που χρησιμοποιήθηκε:



**Σχήμα Β.1:** Κάνναβος προσομοίωσης προβλήματος φέρουσας ικανότητας θεμελίου επί αργίλου

Τα αποτελέσματα όπως παρατίθενται από κάτω είναι διαδοχικά για  $c=30$ ,  $c=20$ ,  $c=25$  και  $c=35$ . Στην περίπτωση του  $c=30$  γίνεται εκτενής παρουσίαση και δίνονται περισσότερα στοιχεία όπως αυτά προέκυψαν από τον υπολογισμό, επειδή θεωρείται ως η πιο συνήθης περίπτωση. Επίσης σημειώνονται και τα αποτελέσματα που έδωσε η ανάλυση από την άμεση επιβολή τάσεων και όχι ταχύτητας για επαλήθευση. Για τις υπόλοιπες περιπτώσεις δείχνεται μόνο το διάγραμμα φέρουσας ικανότητας όπως αυτό προέκυψε από το FLAC σε σύγκριση με τις αναλυτικές λύσεις που έχουν δώσει οι Meyerhof και Terzaghi.

Για  $c=30$

Θα χρησιμοποιηθεί για τις αναλυτικές λύσεις κυρίως η ανάλυση των Meyerhof & Hanna. Για επαλήθευση χρησιμοποιούνται και οι αναλύσεις του Terzagui.

*Meyerhof & Hanna:*

Η φέρουσα ικανότητα του στοιχείου δίνεται από μία σχέση της μορφής:

$$q = cNcFcsFcdFci + qNqFqsFqdFqi + \frac{1}{2} \gamma BN \gamma F \gamma s F \gamma d F \gamma t$$

όπου για πεδילוδοκό που εξετάζουμε, με επιφανειακή θεμελίωση και με εδαφικό υλικό με μηδενική γωνία τριβής απλοποιείται στον:

$$q_u = cNc = 30 \cdot 5,14 = 154,2 \text{ KPa}$$

*Terzagui*

Η σχέση που χρησιμοποίησε ο Terzagui ήταν η εξής:

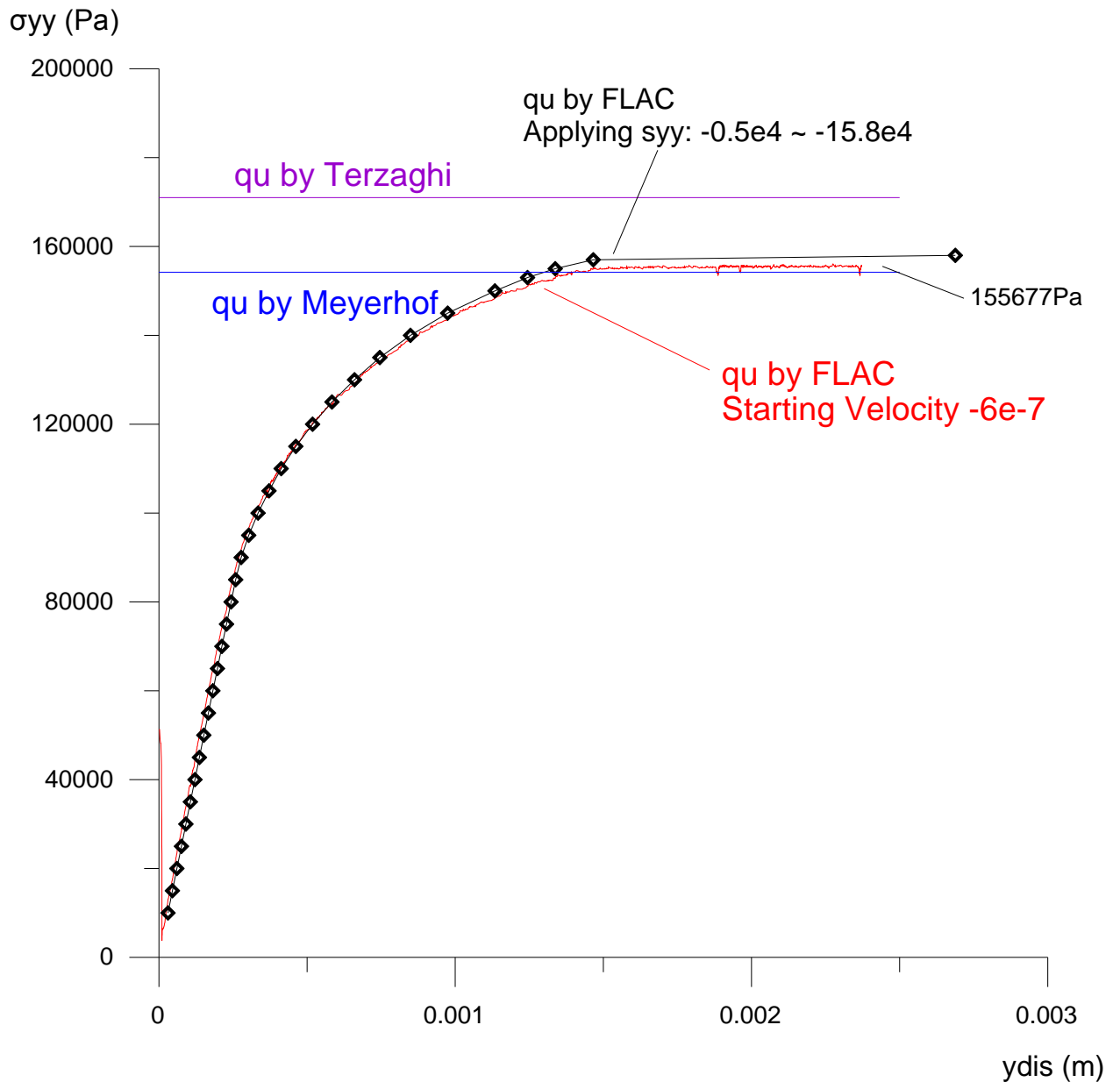
$$q_u = cNc + qNq + \frac{1}{2} \gamma BN \gamma$$

και στην περίπτωση που αναλύεται:  $q_u = cNc = 30 \cdot 5,70 = 171 \text{ KPa}$

*Αριθμητική λύση*

Η κύρια μονάδα επίλυσης του προβλήματος αποτελούν τα 10000 βήματα.

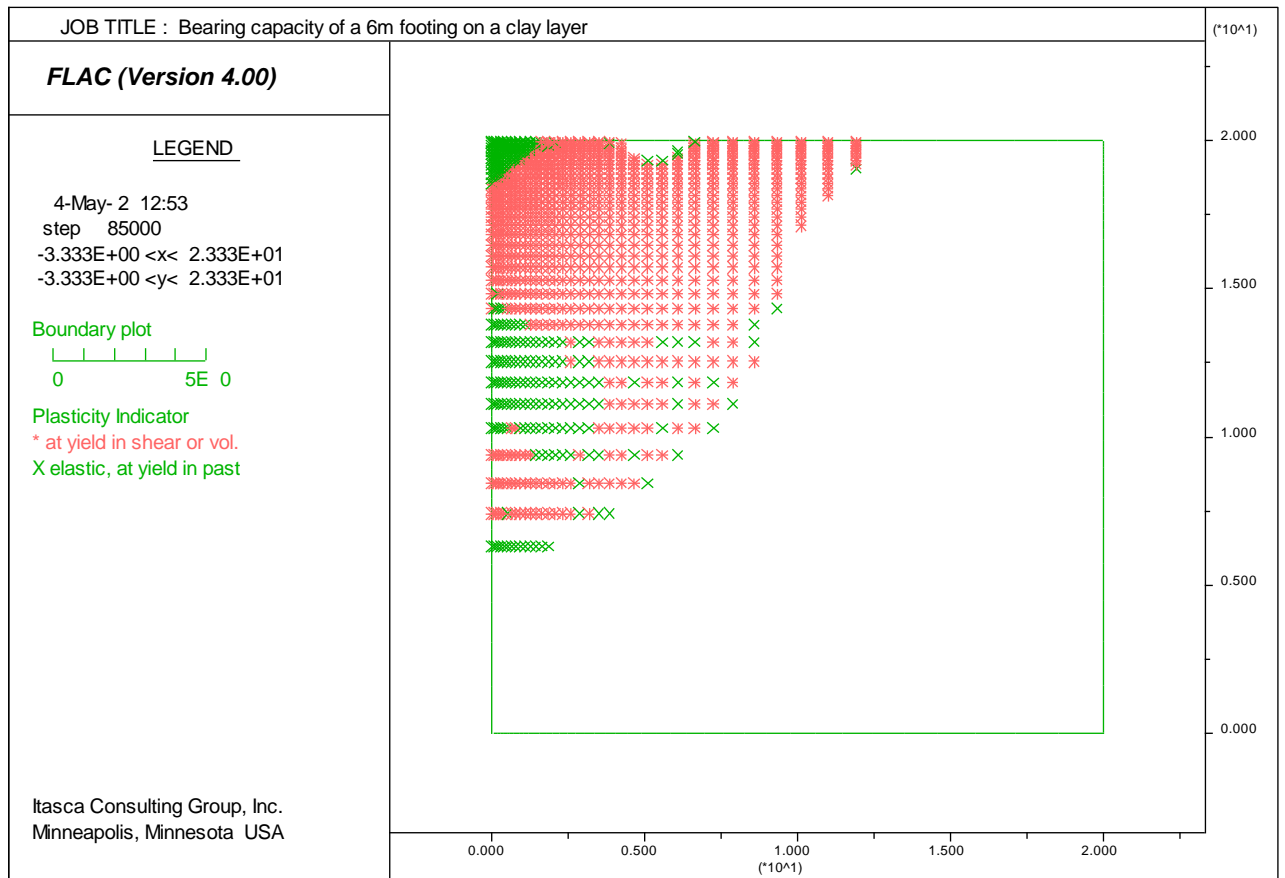
Ακριβώς από κάτω παρουσιάζεται το διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων όπως αυτό προκύπτει από το πρόγραμμα, ενώ σημειώνονται πάνω και οι αναλυτικές λύσεις που έχουν ήδη παρουσιαστεί. Στη συνέχεια ακολουθούν διάφορα σχήματα όπως αυτά προέκυψαν από το ίδιο το πρόγραμμα.



**Σχήμα Β.2:** Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων για  $c=30\text{kPa}$

Το επόμενο σχήμα δίνει μία εποπτική εικόνα της επιφάνειας της αστοχίας. Τα στοιχεία που βρίσκονται σε πλαστική κατάσταση τη στιγμή της αστοχίας παρουσιάζονται με κόκκινο χρώμα, ενώ αυτά που κάποια στιγμή βρισκότουσαν σε αυτή τη κατάσταση αλλά δεν είναι πλέον σε αυτή

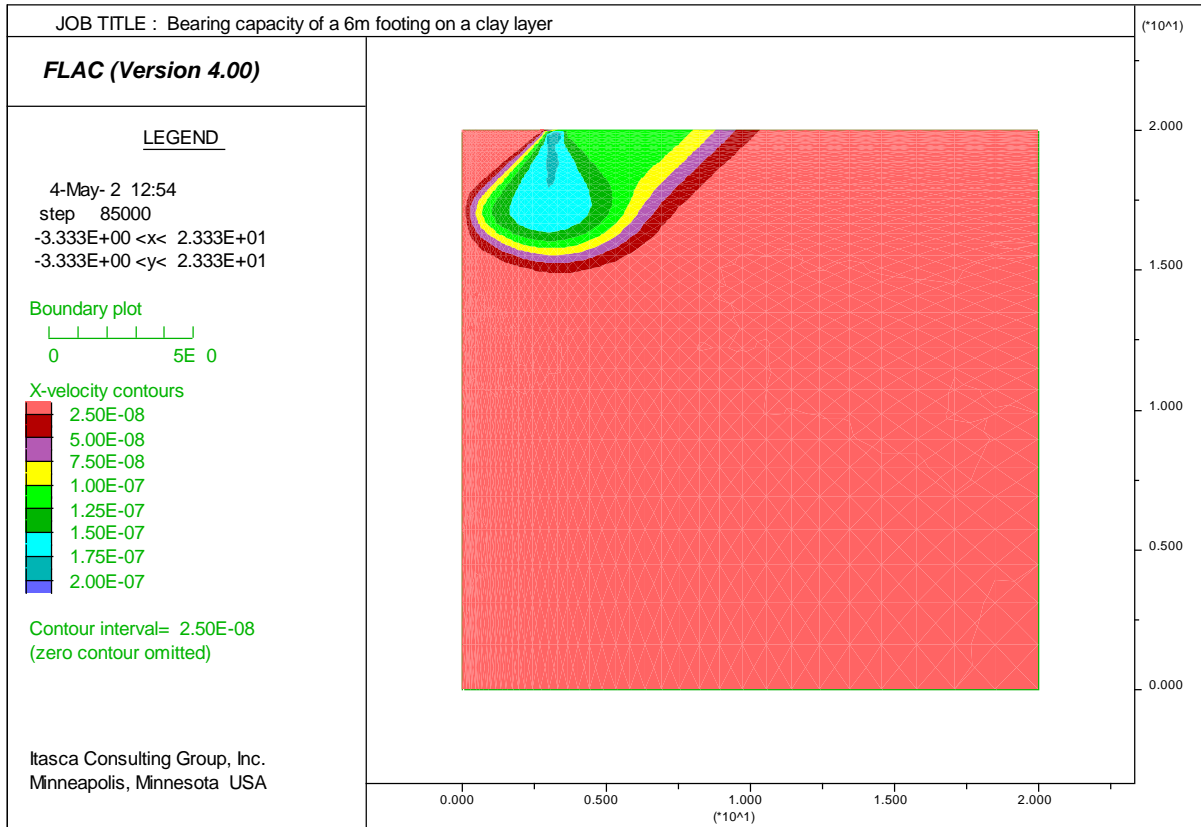
παρουσιάζονται με πράσινο χρώμα. Με τη βοήθεια παρόμοιων σχημάτων παρατηρείται αν η επιφάνεια αστοχίας προσεγγίζει την θεωρητική.



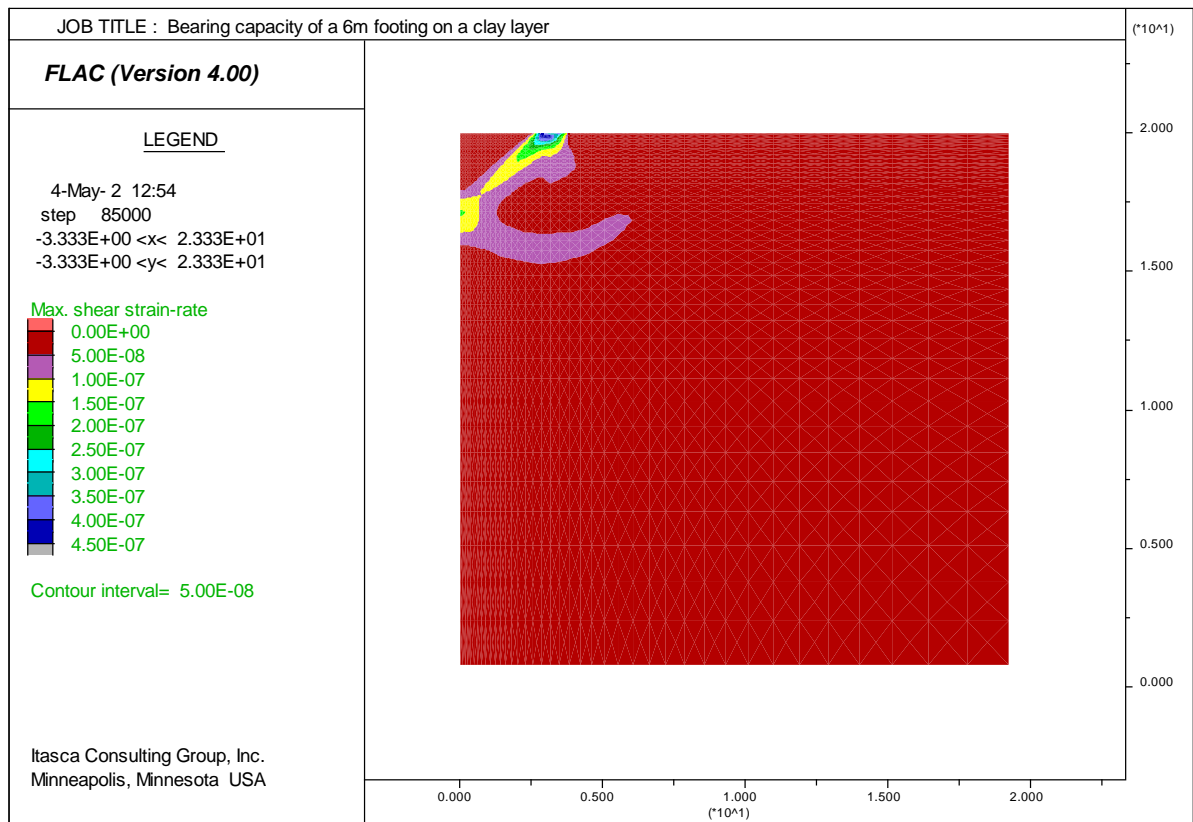
**Σχήμα Β.3:** Στοιχεία σε πλαστικοποίηση τη στιγμή της αστοχίας

Στη μελέτη της επιφάνειας αστοχίας βοηθούν και τα δύο επόμενα σχήματα. Στο σχήμα Β.3 φαίνεται η διαμόρφωση της οριζόντιας ταχύτητας στην κατάσταση της αστοχίας. Πάνω σε αυτό έχουμε σχηματίσει την προβλεπόμενη κατά Meyerhof επιφάνεια αστοχίας.

Στο σχήμα Β.4 φαίνεται ο ρυθμός διατμητικής τάσης στο πρόβλημα τη στιγμή της αστοχίας. Αυτό το σχήμα αποτελεί ίσως την καλύτερη εικόνα για την κατανόηση της κατάστασης του προσομοιώματος την στιγμή της αστοχίας.



**Σχήμα Β.4:** Εικόνα των οριζοντίων ταχυτήτων τη στιγμή της αστοχίας



**Σχήμα Β.5:** Εικόνα ρυθμού διατμητικής τάσης τη στιγμή της αστοχίας



Για  $c=20$

*Meyerhof & Hanna:*

Η φέρουσα ικανότητα του στοιχείου δίνεται από μία σχέση της μορφής:

$$q = cNcFcsFcdFci + qNqFqsFqdFqi + \frac{1}{2}\gamma BN\gamma FsF\gamma dF\gamma t$$

όπου για πεδילוδοκό που εξετάζουμε, με επιφανειακή θεμελίωση και με εδαφικό υλικό με μηδενική γωνία τριβής απλοποιείται στον:

$$q_u = cNc = 20 \cdot 5,14 = 102,8 \text{ KPa}$$

*Terzagui*

Η σχέση που χρησιμοποίησε ο Terzagui ήταν η εξής:

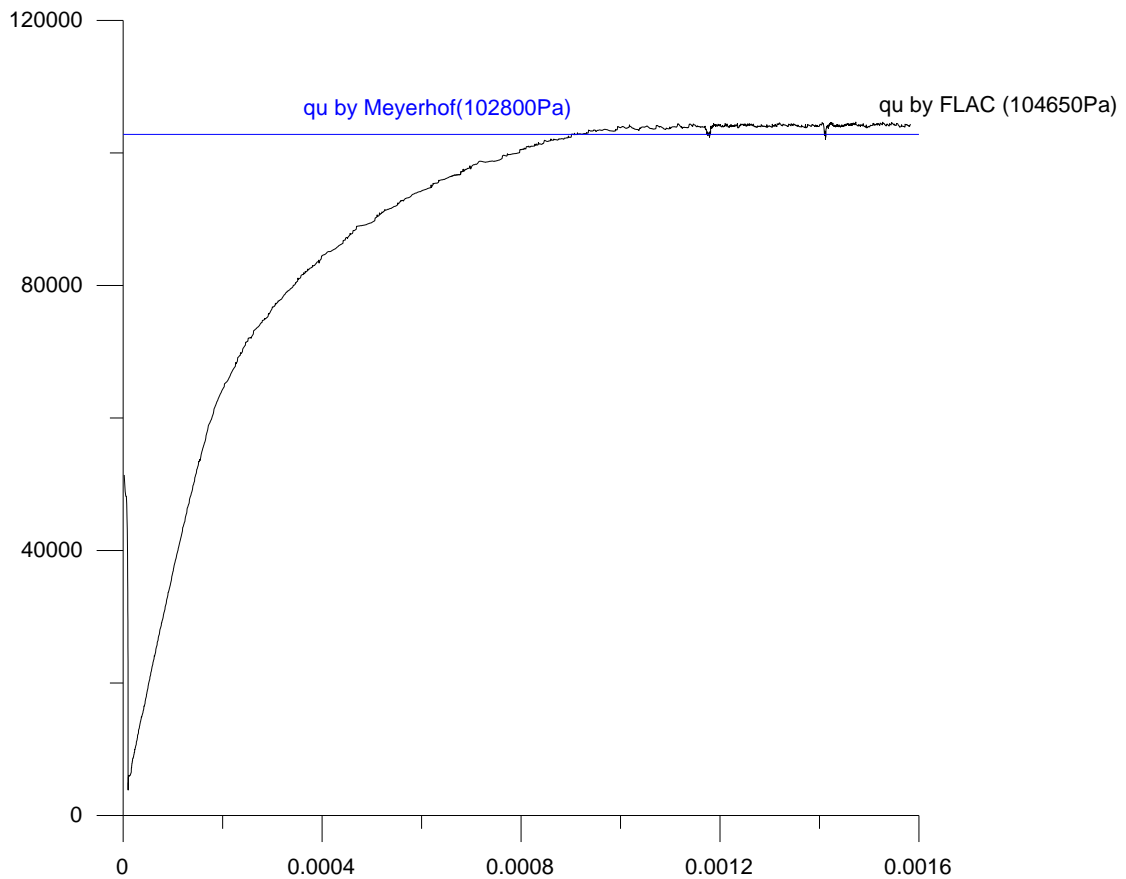
$$q_u = cNc + qNq + \frac{1}{2}\gamma BN\gamma$$

και στην περίπτωση που αναλύεται:

$$q_u = cNc = 20 \cdot 5,70 = 114 \text{ KPa}$$

*Αριθμητική λύση*

Στο σχήμα Β.6 παρουσιάζεται το διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων όπως αυτό προκύπτει από το πρόγραμμα, ενώ σημειώνονται πάνω και οι αναλυτικές λύσεις που έχουν ήδη παρουσιαστεί.



**Σχήμα Β.6:** Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων για  $c=20\text{kPa}$

Για  $c=25$

*Meyerhof & Hanna:*

Η φέρουσα ικανότητα του στοιχείου δίνεται από μία σχέση της μορφής:

$$q = cNcFcsFcdFci + qNqFqsFqdFqi + \frac{1}{2} \gamma BN\gamma F\gamma sF\gamma dF\gamma t$$

όπου για πεδילוδοκό που εξετάζουμε, με επιφανειακή θεμελίωση και με εδαφικό υλικό με μηδενική γωνία τριβής απλοποιείται στον:

$$q_u = cNc = 25 \cdot 5,14 = 128,5\text{KPa}$$

## Terzaghi

Η σχέση που χρησιμοποίησε ο Terzagui ήταν η εξής:

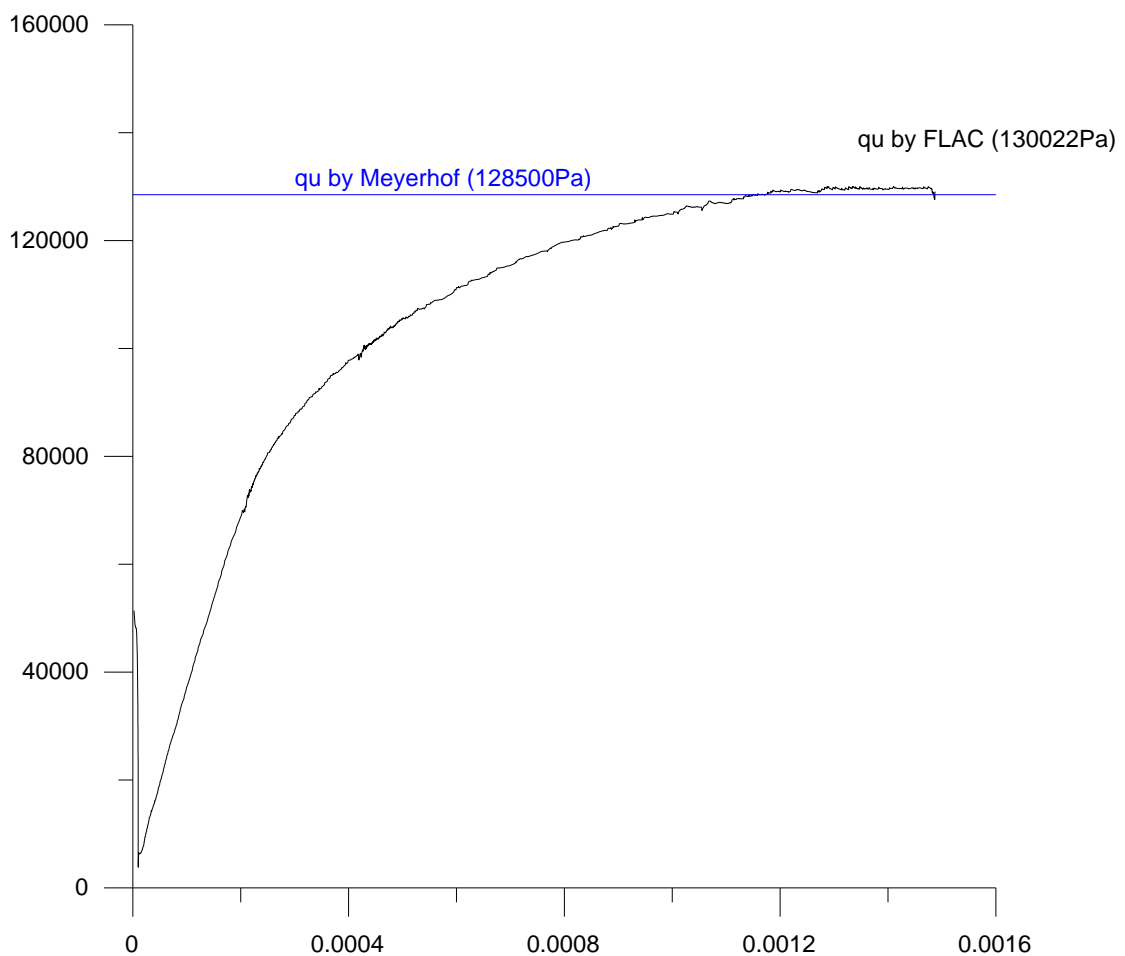
$$q_u = cNc + qNq + \frac{1}{2} \gamma BN\gamma$$

και στην περίπτωση που αναλύεται:

$$q_u = cNc = 25 \cdot 5,70 = 142,5 \text{ KPa}$$

## Αριθμητική λύση

Στο σχήμα B.7 παρουσιάζεται το διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων όπως αυτό προκύπτει από το πρόγραμμα, ενώ σημειώνονται πάνω και οι αναλυτικές λύσεις που έχουν ήδη παρουσιαστεί.



**Σχήμα B.7:** Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων για  $c=25\text{kPa}$

Για  $c=35$

*Meyerhof & Hanna:*

Η φέρουσα ικανότητα του στοιχείου δίνεται από μία σχέση της μορφής:

$$q = cNcFcsFcdFci + qNqFqsFqdFqi + \frac{1}{2} \gamma BN \gamma F \gamma s F \gamma d F \gamma t$$

όπου για πεδילוδοκό που εξετάζουμε, με επιφανειακή θεμελίωση και με εδαφικό υλικό με μηδενική γωνία τριβής απλοποιείται στον:

$$q_u = cNc = 35 \cdot 5,14 = 179,9 KPa$$

*Terzagui*

Η σχέση που χρησιμοποίησε ο Terzagui ήταν η εξής:

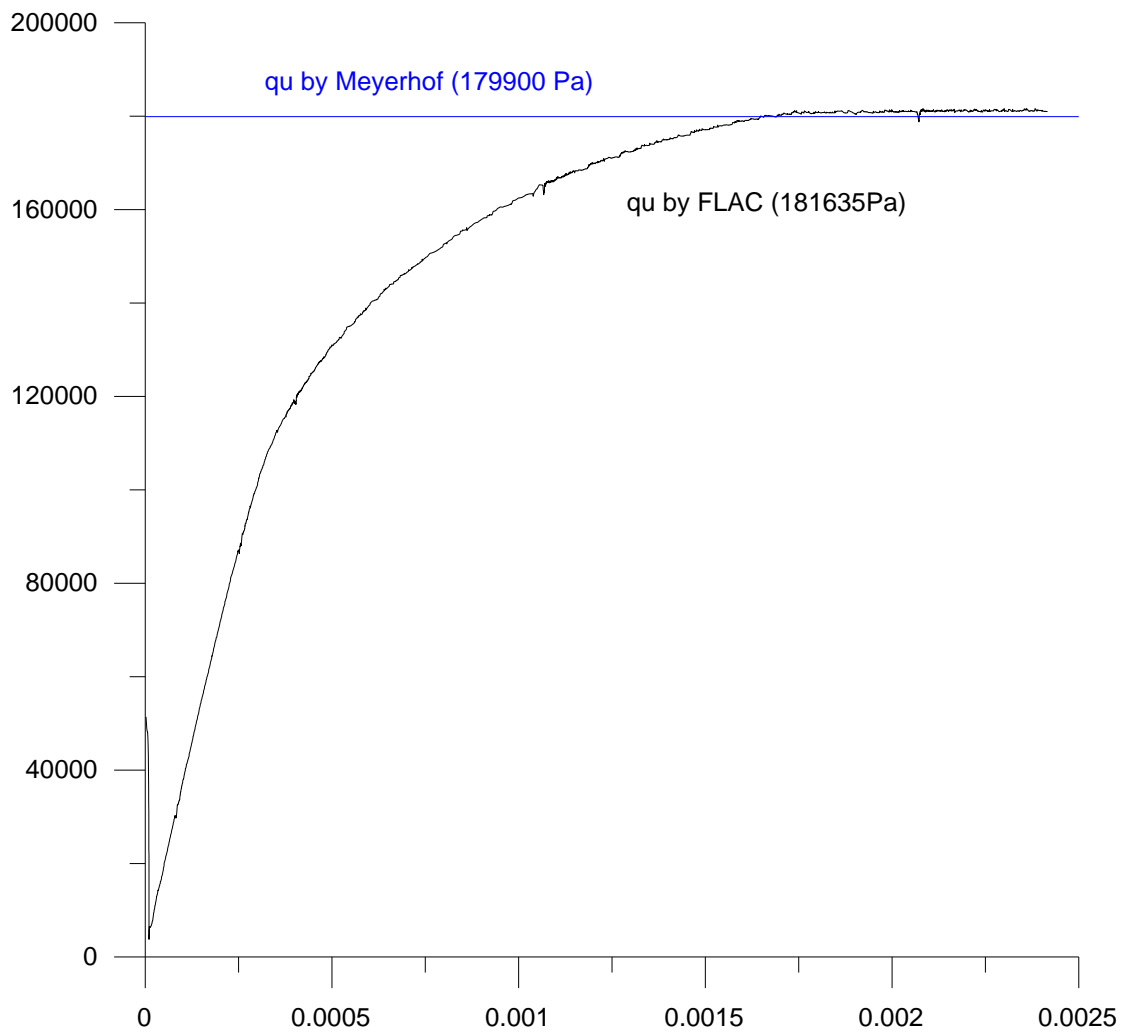
$$q_u = cNc + qNq + \frac{1}{2} \gamma BN \gamma$$

και στην περίπτωση που αναλύεται:

$$q_u = cNc = 35 \cdot 5,70 = 199,5 KPa$$

*Αριθμητική λύση*

Στο σχήμα Β.8 παρουσιάζεται το διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων όπως αυτό προκύπτει από το πρόγραμμα, ενώ σημειώνονται πάνω και οι αναλυτικές λύσεις που έχουν ήδη παρουσιαστεί.



**Σχήμα Β.8:** Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων για  $c=35\text{kPa}$

## Άμμος

Η περίπτωση της άμμου είναι σαφώς πιο σύνθετη για δύο κυρίως λόγους:

α) Για την προσομοίωση χρειάζεται να εισαχθεί στο πρόβλημα και η επιρροή της βαρύτητας, διότι η ύπαρξη κατακόρυφης τάσης είναι αυτή που δίνει την αντοχή στην άμμο

β) Η ίδια η φύση της άμμου δυσκολεύει τις αριθμητικές επιλύσεις.

Στην αρχική διαδικασία δόθηκε ιδιαίτερο βάρος στη σωστή προσομοίωση της άμμου και για αυτό το λόγο έγιναν μία σειρά από αναλύσεις με διάφορους καννάβους, ταχύτητες επιβολής φορτίου και χαρακτηριστικά του προβλήματος. Ενδεικτικά θα παρουσιαστούν λίγα διαγράμματα που δείχνουν την διαφορά σε εκτίμηση της τιμής της φέρουσας ικανότητας θεμελίου εδραζόμενου επί ομοιογενή αμμώδους ημίχωρου, ανάλογα με τον κάνναβο καθώς επίσης και οι τιμές της φέρουσας ικανότητας του θεμελίου, για διάφορες τιμές της γωνίας τριβής, για το κάνναβο που τελικά επιλέχθηκε.

## Είδη καννάβων

Εξετάστηκαν 3 διαφορετικά ήδη καννάβων, ενώ ο αριθμός των στοιχείων για κάθε κάνναβο επιλέχθηκε κατάλληλα έτσι ώστε τυχόν περεταίρω αύξηση τους να μην επηρεάζει υπερβολικά τα αποτελέσματα αλλά ταυτόχρονα ο υπολογιστικός χρόνος που χρειάζεται να μην είναι απαγορευτικός για την διεξαγωγή της όλης έρευνας:

- Απλός τετραγωνικός κάνναβος (simple mesh), του οποίου το κάθε στοιχείο προσομοιώνει 0.4m x 0.4m εδάφους (75 στοιχεία σε μήκος 30m).

- Λεπτομερείς κάνναβος (fine mesh), του οποίου τα στοιχεία μικραίνουν καθώς πλησίαζαν στην άκρη του θεμελίου και στη συνέχεια μεγάλωναν καθώς απομακρύνονταν από το θεμέλιο με ρυθμούς 0.95 και 1.05 σε μήκος αντίστοιχα και 0.98 σε βάθος. Το ελάχιστο μήκος στοιχείου ήταν 0.07m και το μέγιστο 1.4m.

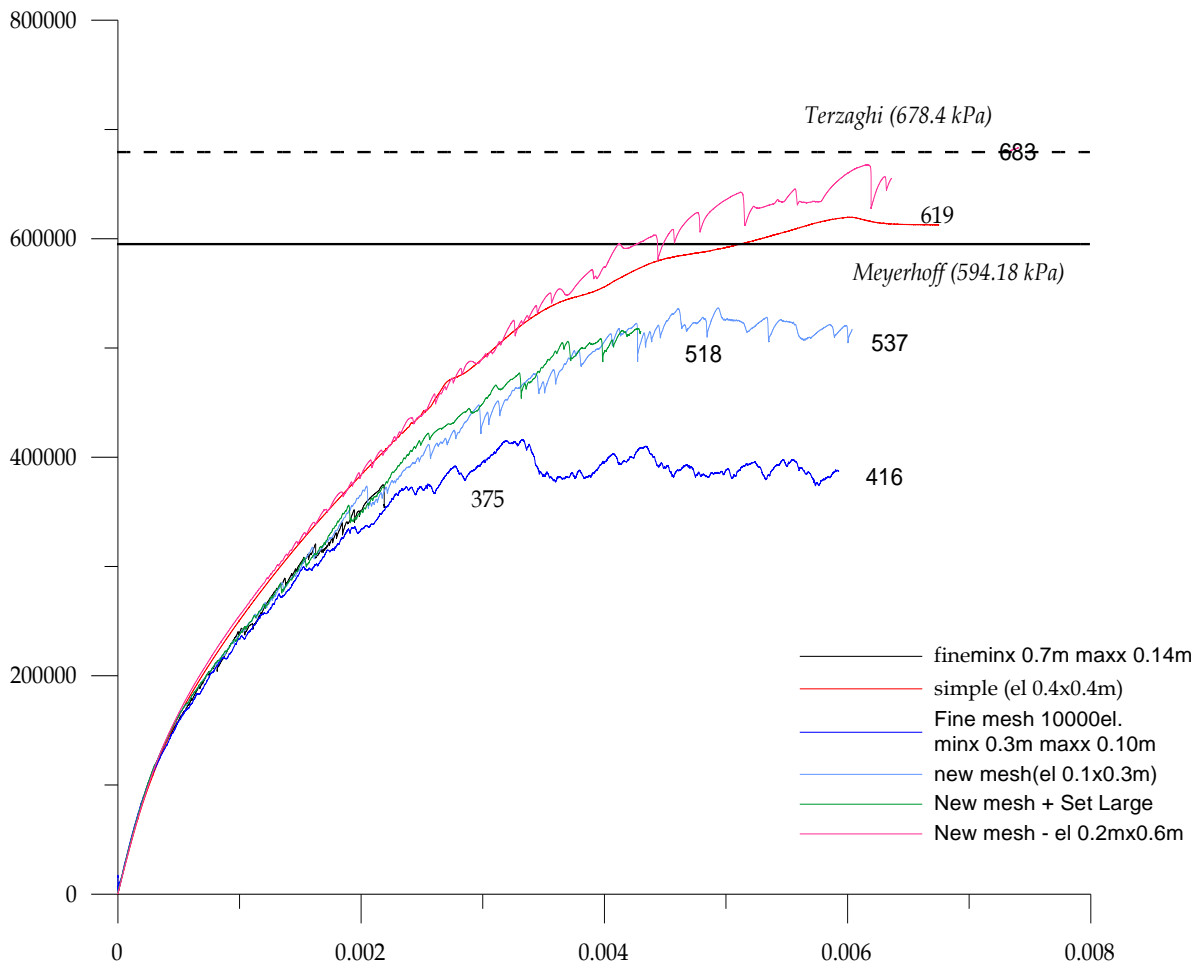
- (Λεπτομερείς κάνναβος με 10000 στοιχεία (fine mesh 10000 el.), πάλι με τους ίδιους ρυθμούς 0.95 και 1.05 σε μήκος και 0.98 σε βάθος. Το ελάχιστο μήκος στοιχείου ήταν 0.03m και το μέγιστο 1.0m.)

- Σύνθετος κάνναβος (new mesh) του οποίου τα στοιχεία σε απόσταση 3B/4 από τη μέση του θεμελίου ήταν σταθερά 0.1m x 0.3m και στη συνέχεια το μέγεθός τους αυξανόταν σταδιακά με ρυθμό 1.025. Το πλάτος κατά y του κάθε στοιχείου παρέμενε σταθερό και ίσο με 0.3m. Το σύνολο των στοιχείων του καννάβου ήταν 10000.

- (Σύνθετος κάνναβος για μεγάλες μετατοπίσεις (new mesh + set large). Όμοιος με τον προηγούμενο αλλά με την επιλογή set large του FLAC που αναφέρεται σε μεγάλες παραμορφώσεις.)

- (Σύνθετος κάνναβος με λιγότερα στοιχεία (new mesh – el 0.2m x 0.6m) του οποίου τα στοιχεία σε απόσταση 3B/4 από τη μέση του θεμελίου ήταν σταθερά 0.2m x 0.6m και στη συνέχεια το μέγεθός τους αυξανόταν σταδιακά με ρυθμό 1.025. Το πλάτος κατά y του κάθε στοιχείου παρέμενε σταθερό και ίσο με 0.6m. Το σύνολο των στοιχείων του καννάβου ήταν 7500.)

Ένα από τα διαγράμματα που προέκυψαν για  $\phi=35^\circ$  φαίνεται στο σχήμα B.9. Επιλέχθηκε να δειχθεί διάγραμμα από έδαφος με μεγάλη γωνία τριβής, διότι το πρόβλημα προσομοίωσης συναντάται σε αυτές.



**Σχήμα Β.9:** Μέση τάση κάτω από το θεμέλιο συναρτήσει της καθίζησης

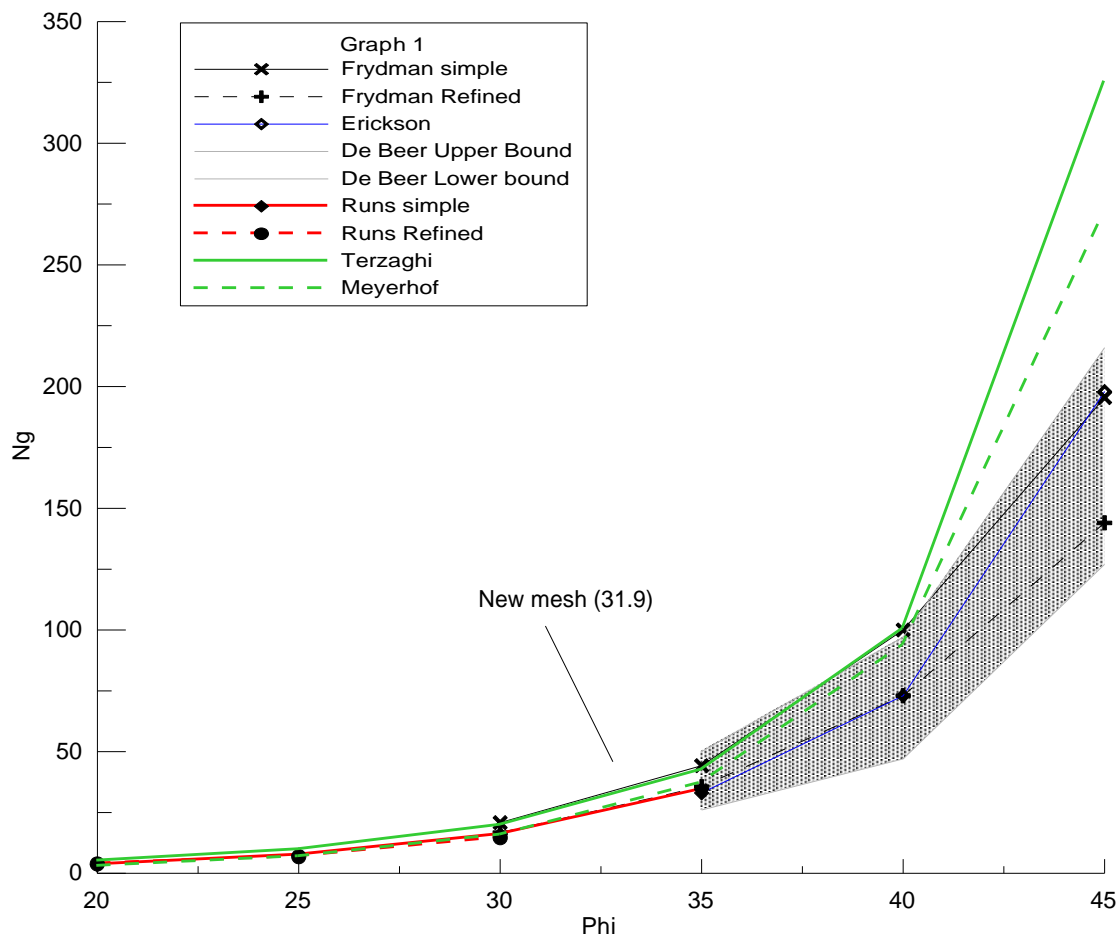
Το προηγούμενο διάγραμμα αναφέρεται στη τάση κάτω από το θεμέλιο συναρτήσει της μετατόπισης. Αν και πιο εποπτικό, δεν είναι αξιόπιστο επειδή η τάση ορίζεται ως το άθροισμα της τάσης των στοιχείων που βρίσκονται κάτω από το θεμέλιο προσαυξανόμενα με ένα δια του αριθμού τους (κατά τα πρότυπα του manual του ίδιου του FLAC), το οποίο αλλάζει ανάλογα με τους διάφορους καννάβους.

Για αυτό το λόγο παρουσιάζεται στη συνέχεια το προβλεπόμενο  $N_{\gamma}$  από τους διάφορους καννάβους το οποίο δεν εξαρτάται από τέτοιους παράγοντες εφόσον διαιρείται δια του πραγματικού πλάτους του θεμελίου. Στα διαγράμματα Β.10 και Β.11 που ακολουθούν καθώς και στον πίνακα Β.1 παρουσιάζονται και οι τιμές που δίνουν διάφοροι ερευνητές για το  $N_{\gamma}$ .

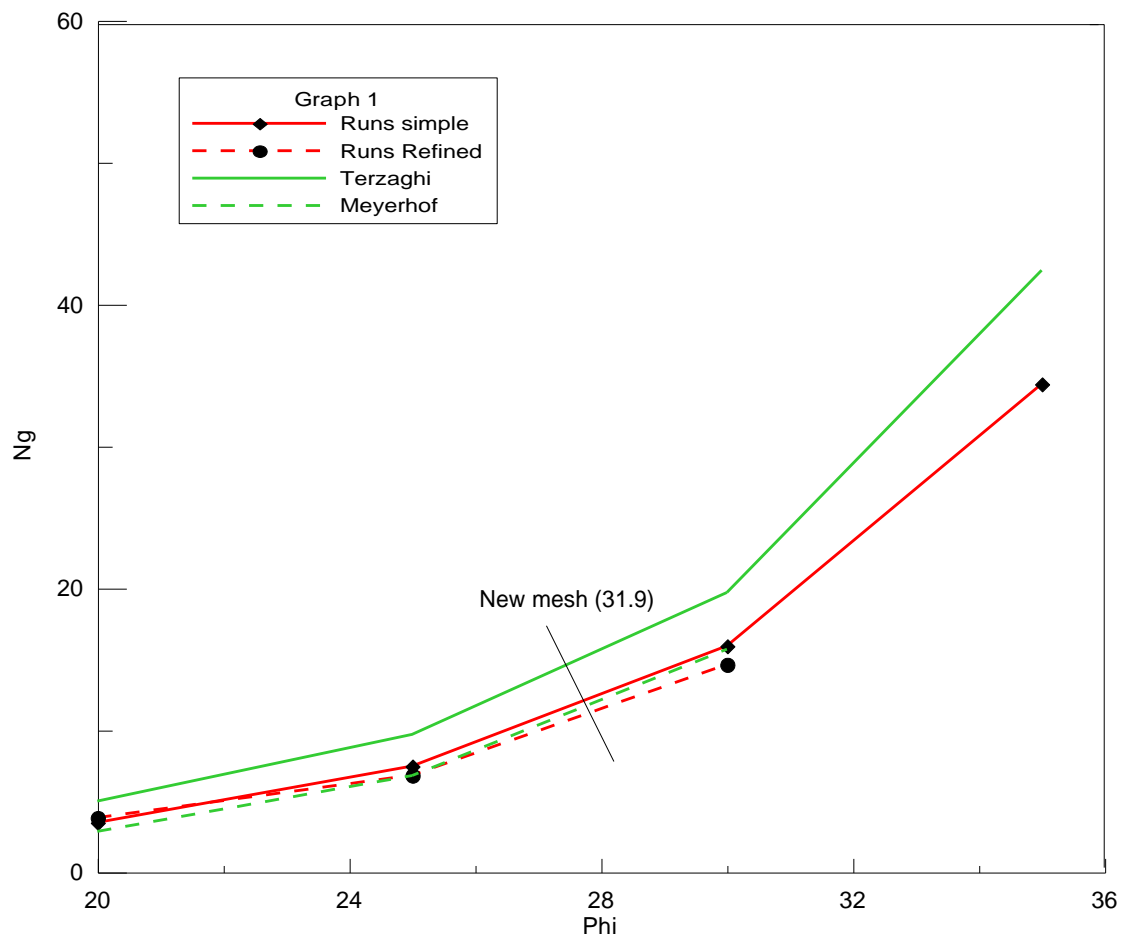


$\phi$	Frydman Simple	Frydman Refined	Erickson	De Beer Up	De Beer Down	Runs Simple	Runs Fine	Terzaghi	Meyerhof
20						3,5	3,841	5	2,86875
25						7,47	6,829	9,7	6,8
30	20,8	16,7				15,94	14,63	19,7	15,7
35	44,2	35,6	33	50	26	34,39	****	42,4	37,13625
40	100	73	73	97	47		****	100,4	93,6
45	195,5	144	198	216	127		****	325,34	271,76

**Πίνακας Β.1:** Νγ από τις διάφορες μελέτες σε σύγκριση με τα αναλυτικά και αυτά που προκύπτουν από τη παρούσα ανάλυση.



**Σχήμα Β.10:** Νγ από τις διάφορες μελέτες σε σύγκριση με τα αναλυτικά και αυτά που προκύπτουν από τη παρούσα ανάλυση.



**Σχήμα Β.11:** Ν<sub>9</sub> από τις διάφορες μελέτες σε σύγκριση με τα αναλυτικά και αυτά που προκύπτουν από τη παρούσα ανάλυση (Μεγέθυνση προηγούμενου)

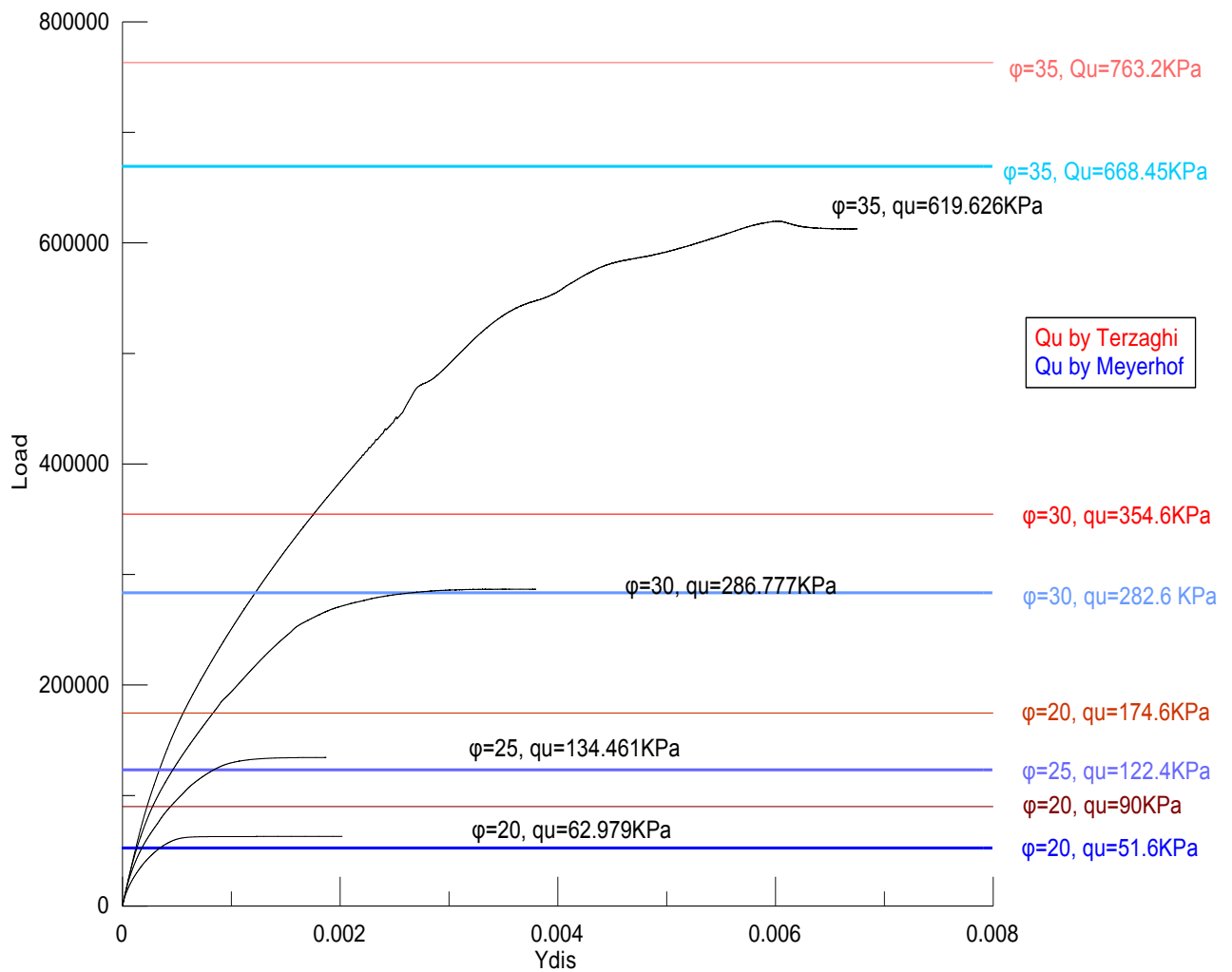
Στο πίνακα Β.2 παρουσιάζονται τα Ν<sub>9</sub> που προέκυψαν από τις αναλύσεις. Παρατηρώντας τα αποτελέσματα καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι η προσομοίωση με απλό κάρναβο αποτελεί μάλλον τη πιο σωστή λύση, τόσο επειδή πλησιάζει πιο πολύ στα αποτελέσματα που δίνουν οι αναλυτικές επιλύσεις, αλλά και επειδή είναι ο λιγότερο ασταθής κάρναβος, λόγω της ομοιομορφίας του και ταυτόχρονα ο κάρναβος που απαιτεί το λιγότερο υπολογιστικό χρόνο. Ταυτόχρονα η ύπαρξη γωνίας ψ δεν διαφοροποιεί τα αποτελέσματα όσον αφορά την τιμή της φέρουσας ικανότητας (αλλάζει αισθητά τις καθιζήσεις) οπότε δεν είναι απαραίτητη στους υπολογισμούς.

Στο διάγραμμα Β.12 φαίνονται οι τιμές της φέρουσας ικανότητας που προβλέπει για διάφορες τιμές του φ ο κάρναβος αυτός. Στην ανάλυση για δίστρωτο υλικό χρησιμοποιήσαμε το κάρναβο αυτό με τη μόνη διαφορά ότι μίκρυνε η περιοχή του ενδιαφέροντος στα 25m από το

θεμέλιο και κατά συνέπεια το κάθε στοιχείο του καννάβου προσομοίωνε 0.33m x 0.33m εδαφικού υλικού.

Test	$\phi$	$\psi$	Mesh	Tolerances	$N\gamma$
s20	20	0	Simple	$0.4e2 < Pa < 1e2, V < 1e-8$	3.5
f20		0	Fine	$0.4e2 < Pa < 1e2, V < 1e-8$	3.841
sy20		20	Simple	$0.05e2 < Pa < 0.2e2, V < 1e-8$	3.455
s25	25	0	Simple	$0.4e2 < Pa < 1e2, V < 1e-8$	7.47
f25		0	Fine	$0.4e2 < Pa < 1e2, V < 1e-8$	6.829
sy25		25	Simple	$0.05e2 < Pa < 0.2e2, V < 1e-8$	6.624
s30	30	0	Simple	$0.01e2 < Pa < 0.1e2, V < 1e-8$	15.94
f30		0	Fine	$0.01e2 < Pa < 0.1e2, V < 1e-8$	14.634
sy30		30	Simple	$0.05e2 < Pa < 0.2e2, V < 1e-8$	*****
s35	35	0	Simple	$0.01e2 < Pa < 0.1e2, V < 1e-8$	34.39
f35		0	Fine	$0.01e2 < Pa < 0.1e2, V < 1e-8$	*****
m35		0	Fine 100x100	$0.4e2 < Pa < 1e2, V < 1e-8$	25.68
n35		0	New 100x100	$0.4e2 < Pa < 1e2, V < 1e-8$	31.58
l35		0	New + Set Large	$0.4e2 < Pa < 1e2, V < 1e-8$	30.47
t35		0	New (50x50)	$0.4e2 < Pa < 1e2, V < 1e-8$	38.0
sy35		35	Simple	$0.05e2 < Pa < 0.2e2, V < 1e-8$	*****
s40	40	0	Simple	$0.01e2 < Pa < 0.1e2, V < 1e-8$	
s45	45	0	Simple	$0.01e2 < Pa < 0.1e2, V < 1e-8$	
f45			Fine	$0.01e2 < Pa < 0.1e2, V < 1e-8$	

**Πίνακας Β.2:** Προβλεπόμενα  $N\gamma$  από κάθε ανάλυση με τα τρία είδη καννάβου



**Σχήμα Β.12:** Διάγραμμα τάσης παραμόρφωσης κάτω από το θεμέλιο για διάφορα φ

## *Παράρτημα Γ*

### *Αρχεία FLAC για δυναμικές αναλύσεις*

**flac1b.dat:** Μονοδιάστατη δυναμική ανάλυση – ελεύθερο πεδίο

```
new
config dynamic gw
set dyn off
set flow off
grid 100,50
m e
gen -25,0 -25,25 25,25 25,0
prop bulk=39e4 shear=18e4 dens=1.59
plot hold grid
set ncw 350

title
Free field dynamic loading in two layered soil (sand-clay)

; --- boundary conditions ---
fix x i=1
fix x i=101
fix x y j=1
water dens 1 bulk 0 tens 1e10

set grav=9.81
ini syy -490.5 var 0,490.5
ini sxx -264.11 var 0,264.11
ini szz -264.11 var 0,264.11
ini pp 245.25 var 0,-245.25
prop poros 0.411
ini sat 1
his syy i 5 j 1
his pp i 5 j 1
his esyy i 5 j 1
his sxx i 5 j 1
his esxx i 5 j 1

solve

model mohr i=1,100 j=1,46
prop bulk=39.e4 shear=18.e4 fric=30. i=1,100 j=1,46
prop dens=1.59 coh=0 i=1,100 j=1,46

model mohr i=1,100 j=47,51
prop bulk=39.e4 shear=18.e4 fric=0. i=1,100 j=47,51
prop dens=1.59 coh=40 tens=300 i=1,100 j=47,51
```

```

solve

;-----
;LIQUE MODEL
;-----

call lique.fis
mod lique i=1,100 j=1,46
prop m_k=3e6 m_g=1e6 m_coh=0 i=1,100 j=1,46
prop m_fric=30 m_latency=50 i=1,100 j=1,46
prop m_aa=11.8 m_b=0.4 m_a=1.26 i=1,100 j=1,46
prop m_ten=1e10 i=1,100 j=1,46
set_ini
solve
;-----
; END OF LIQUE MODEL
;-----

set dyn on
ini yd=0.0
ini xd=0.0

water tens=0 bulk=2e6

;-----
;FISH function to generate input wave
;-----

def acc_p
    omega=20.944
    alfa=5
    beta=0.86
    gamma=2
    acc_p=10.*sqrt(beta*exp(-alfa*dytime)*dytime^gamma)*sin(omega*dytime)
end

;-----
;histories
;-----

set hisfile flac1b
his reset
hist unbal
hist dytime
hist xacc i=51 j=1
hist xacc i=51 j=7
hist xacc i=51 j=13
hist xacc i=51 j=19

```

```
hist xacc i=51 j=25
hist xacc i=51 j=31
hist xacc i=51 j=37
hist xacc i=51 j=43
hist xacc i=51 j=47
hist xacc i=51 j=50
```

```
hist acc_p
```

```
def shrstr1
```

```
shrstr1 =(xdisp(51,2)-xdisp(51,1))/(y(51,2)-y(51,1))
shrstr2 =(xdisp(51,8)-xdisp(51,7))/(y(51,8)-y(51,7))
shrstr3 =(xdisp(51,14)-xdisp(51,13))/(y(51,14)-y(51,13))
shrstr4 =(xdisp(51,20)-xdisp(51,19))/(y(51,20)-y(51,19))
shrstr5 =(xdisp(51,26)-xdisp(51,25))/(y(51,26)-y(51,25))
shrstr6 =(xdisp(51,32)-xdisp(51,31))/(y(51,32)-y(51,31))
shrstr7 =(xdisp(51,38)-xdisp(51,37))/(y(51,38)-y(51,37))
shrstr8 =(xdisp(51,44)-xdisp(51,43))/(y(51,44)-y(51,43))
shrstr9 =(xdisp(51,48)-xdisp(51,47))/(y(51,48)-y(51,47))
shrstr10 =(xdisp(51,51)-xdisp(51,50))/(y(51,51)-y(51,50))
```

```
end
```

```
his shrstr1
his shrstr2
his shrstr3
his shrstr4
his shrstr5
his shrstr6
his shrstr7
his shrstr8
his shrstr9
his shrstr10
```

```
his sxy i 51 j 1
his sxy i 51 j 7
his sxy i 51 j 13
his sxy i 51 j 19
his sxy i 51 j 25
his sxy i 51 j 31
his sxy i 51 j 37
his sxy i 51 j 43
his sxy i 51 j 47
his sxy i 51 j 50
```

```
his sxx i 51 j 1
his sxx i 51 j 7
his sxx i 51 j 13
his sxx i 51 j 19
his sxx i 51 j 25
```

his sxx i 51 j 31  
his sxx i 51 j 37  
his sxx i 51 j 43  
his sxx i 51 j 47  
his sxx i 51 j 50

his syy i 51 j 1  
his syy i 51 j 7  
his syy i 51 j 13  
his syy i 51 j 19  
his syy i 51 j 25  
his syy i 51 j 31  
his syy i 51 j 37  
his syy i 51 j 43  
his syy i 51 j 47  
his syy i 51 j 50

his szz i 51 j 1  
his szz i 51 j 7  
his szz i 51 j 13  
his szz i 51 j 19  
his szz i 51 j 25  
his szz i 51 j 31  
his szz i 51 j 37  
his szz i 51 j 43  
his szz i 51 j 47  
his szz i 51 j 50

his esxx i 51 j 1  
his esxx i 51 j 7  
his esxx i 51 j 13  
his esxx i 51 j 19  
his esxx i 51 j 25  
his esxx i 51 j 31  
his esxx i 51 j 37  
his esxx i 51 j 43  
his esxx i 51 j 47  
his esxx i 51 j 50

his esyy i 51 j 1  
his esyy i 51 j 7  
his esyy i 51 j 13  
his esyy i 51 j 19  
his esyy i 51 j 25  
his esyy i 51 j 31  
his esyy i 51 j 37  
his esyy i 51 j 43  
his esyy i 51 j 47  
his esyy i 51 j 50



```

his eszz i 51 j 1
his eszz i 51 j 7
his eszz i 51 j 13
his eszz i 51 j 19
his eszz i 51 j 25
his eszz i 51 j 31
his eszz i 51 j 37
his eszz i 51 j 43
his eszz i 51 j 47
his eszz i 51 j 50

```

```

def m_p1
  m_p1=-((sxx(51,1)+syy(51,1)+szz(51,1))/3-pp(51,1))
  m_p2=-((sxx(51,7)+syy(51,7)+szz(51,7))/3-pp(51,7))
  m_p3=-((sxx(51,13)+syy(51,13)+szz(51,13))/3-pp(51,13))
  m_p4=-((sxx(51,19)+syy(51,19)+szz(51,19))/3-pp(51,19))
  m_p5=-((sxx(51,25)+syy(51,25)+szz(51,25))/3-pp(51,25))
  m_p6=-((sxx(51,31)+syy(51,31)+szz(51,31))/3-pp(51,31))
  m_p7=-((sxx(51,37)+syy(51,37)+szz(51,37))/3-pp(51,37))
  m_p8=-((sxx(51,43)+syy(51,43)+szz(51,43))/3-pp(51,43))
  m_p9=-((sxx(51,47)+syy(51,47)+szz(51,47))/3-pp(51,47))
  m_p10=-((sxx(51,50)+syy(51,50)+szz(51,50))/3-pp(51,50))
end

```

```

his pp i 51 j 1
his pp i 51 j 7
his pp i 51 j 13
his pp i 51 j 19
his pp i 51 j 25
his pp i 51 j 31
his pp i 51 j 37
his pp i 51 j 43
his pp i 51 j 47
his pp i 51 j 50

```

```

; ***** m_ratio stands for Du/svo!! *****

```

```

his m_ratio i 51 j 1
his m_ratio i 51 j 7
his m_ratio i 51 j 13
his m_ratio i 51 j 19
his m_ratio i 51 j 25
his m_ratio i 51 j 31
his m_ratio i 51 j 37
his m_ratio i 51 j 43
his m_ratio i 51 j 47
his m_ratio i 51 j 50

```

```

;-----

```

```

;Application of acceleration
;-----
mark j=47

apply ff
apply xacc 1.0 his=acc_p j=1
apply yacc 0.0 j=1 ; this command prevents rocking along gridpoint j=1
set dytime=0.0
set dy_damp=rayleigh 0.05 3.33
set clock 100000000 step 100000000
solve dytime 4.0
save flac1b.sav

```

**flac1c.dat:** Μονοδιάστατη δυναμική ανάλυση – επιβολή φορτίου

```

res flac1b.sav

model mohr i=1,100 j=1,46
prop bulk=39.e4 shear=18.e4 fric=30. i=1,100 j=1,46
prop dens=1.59 coh=0 i=1,100 j=1,46

model mohr i=1,100 j=47,51
prop bulk=39.e4 shear=18.e4 fric=0. i=1,100 j=47,51
prop dens=1.59 coh=40 tens=300 i=1,100 j=47,51

set dyn off
ini xd 0.0
ini yd 0.0
ini xv 0.0
ini yv 0.0
apply remove j 1
apply remove i 1
apply remove i 101
fix y j 1
fix x i 1
fix x i 101

;-----
; Fortio sto pedilo aktinas 2m
;-----

fix x y i=47,55 j=51
ini yv -1e-8 i=47,55 j=51
ini xv 0.0 i=47,55 j=51

; --- servo-control ---

```

```

def servo
  while_stepping
    if unbal>0.1e2 then
      loop i (47,55)
        yvel(i,51)=yvel(i,51)*0.975
        if yvel(i,51) < -1e-8 then
          yvel(i,51) = -1e-8
        end_if
      end_loop
    end_if
    if unbal<0.01e2 then
      loop i (47,55)
        yvel(i,51)=yvel(i,51)*1.025
        if yvel(i,51) < -1e-8 then
          yvel(i,51) = -1e-8
        end_if
      end_loop
    end_if
  end
end

def load
  sum =0.0
  loop i (47,55)
    sum =sum + yforce(i,51)
  end_loop
  load = sum/4.5
  disp = -ydisp(51,51)
end

hist load
hist disp

step 700000

save flac1c.sav

```

**flac2.dat:** Δισδιάστατη δυναμική ανάλυση

```

new
config dynamic gw
set dyn off
set flow off
grid 100,50
m e
gen -25,0 -25,25 25,25 25,0
prop bulk=39e4 shear=18e4 dens=1.59

```

```

plot hold grid
set ncw 350
title
Strip footing with dynamic loading in two layered soil (sand-clay)

```

```

; --- boundary conditions ---
fix x i=1
fix x i=101
fix x y j=1
mark i=47,55 j=51
mark j=47

```

```

water dens 1 bulk 0 tens 1e10

```

```

set grav=9.81
ini syy -490.5 var 0,490.5
ini sxx -264.11 var 0,264.11
ini szz -264.11 var 0,264.11
ini pp 245.25 var 0,-245.25
prop poros 0.411
ini sat 1
his syy i 5 j 1
his pp i 5 j 1
his esyy i 5 j 1
his sxx i 5 j 1
his esxx i 5 j 1

```

```

solve

```

```

model mohr i=1,100 j=1,46
prop bulk=39.e4 shear=18.e4 fric=30. i=1,100 j=1,46
prop dens=1.59 coh=0 i=1,100 j=1,46

```

```

model mohr i=1,100 j=47,51
prop bulk=39.e4 shear=18.e4 fric=0. i=1,100 j=47,51
prop dens=1.59 coh=40 tens=300 i=1,100 j=47,51

```

```

solve

```

```

;-----
; Fortio sto pedilo aktinas 2m
;-----

```

```

hist reset
hist ydisp i=51 j=51
hist syy i=51 j=51

```

```

fix x i=47,55 j=51

```

```
apply yt=-2.e1 i=47,55 j=51
solve
```

```
apply yt=-4.e1 i=47,55 j=51
solve
```

```
apply yt=-6.e1 i=47,55 j=51
solve
```

```
apply yt=-8.e1 i=47,55 j=51
solve
```

```
apply yt=-10.e1 i=47,55 j=51
solve
```

```
apply yt=-12.e1 i=47,55 j=51
solve
```

```
apply yt=-14.e1 i=47,55 j=51
solve
```

```
apply yt=-16.e1 i=47,55 j=51
solve
save flac2_ini.sav
```

```
set dyn on
```

```
ini yd=0.0
ini xd=0.0
```

```
;-----
;LIQUE MODEL
;-----
```

```
call lique.fis
mod lique i=1,100 j=1,46
prop m_k=39e4 m_g=18e4 m_coh=0 i=1,100 j=1,46
prop m_fric=30 m_latency=50 i=1,100 j=1,46
prop m_a=1.26 m_aa=5. m_b=0.4 i=1,100 j=1,46
prop m_ten=1e10 i=1,100 j=1,46
set_ini
solve
```

```
;-----
; END OF LIQUE MODEL
; -----
water tens=0 bulk=2e6
```

```

;-----
;FISH function to generate input wave
;-----

def acc_p
    omega=20.944
    alfa=5
    beta=0.86
    gamma=2
    acc_p=10.*sqrt(beta*exp(-alfa*dytime)*dytime^gamma)*sin(omega*dytime)
end

;-----
;histories
;-----

hist unbal
hist dytime
hist xacc i=51 j=1
hist xacc i=51 j=7
hist xacc i=51 j=13
hist xacc i=51 j=19
hist xacc i=51 j=25
hist xacc i=51 j=31
hist xacc i=51 j=37
hist xacc i=51 j=43
hist xacc i=51 j=47
hist xacc i=51 j=50

hist acc_p

def shrstr1
    shrstr1 =(xdisp(51,2)-xdisp(51,1))/(y(51,2)-y(51,1))
    shrstr2 =(xdisp(51,8)-xdisp(51,7))/(y(51,8)-y(51,7))
    shrstr3 =(xdisp(51,14)-xdisp(51,13))/(y(51,14)-y(51,13))
    shrstr4 =(xdisp(51,20)-xdisp(51,19))/(y(51,20)-y(51,19))
    shrstr5 =(xdisp(51,26)-xdisp(51,25))/(y(51,26)-y(51,25))
    shrstr6 =(xdisp(51,32)-xdisp(51,31))/(y(51,32)-y(51,31))
    shrstr7 =(xdisp(51,38)-xdisp(51,37))/(y(51,38)-y(51,37))
    shrstr8 =(xdisp(51,44)-xdisp(51,43))/(y(51,44)-y(51,43))
    shrstr9 =(xdisp(51,48)-xdisp(51,47))/(y(51,48)-y(51,47))
    shrstr10 =(xdisp(51,51)-xdisp(51,50))/(y(51,51)-y(51,50))
end

his shrstr1
his shrstr2
his shrstr3
his shrstr4
his shrstr5

```

his shrstr6  
his shrstr7  
his shrstr8  
his shrstr9  
his shrstr10

his sxy i 51 j 1  
his sxy i 51 j 7  
his sxy i 51 j 13  
his sxy i 51 j 19  
his sxy i 51 j 25  
his sxy i 51 j 31  
his sxy i 51 j 37  
his sxy i 51 j 43  
his sxy i 51 j 47  
his sxy i 51 j 50

his sxx i 51 j 1  
his sxx i 51 j 7  
his sxx i 51 j 13  
his sxx i 51 j 19  
his sxx i 51 j 25  
his sxx i 51 j 31  
his sxx i 51 j 37  
his sxx i 51 j 43  
his sxx i 51 j 47  
his sxx i 51 j 50

his syy i 51 j 1  
his syy i 51 j 7  
his syy i 51 j 13  
his syy i 51 j 19  
his syy i 51 j 25  
his syy i 51 j 31  
his syy i 51 j 37  
his syy i 51 j 43  
his syy i 51 j 47  
his syy i 51 j 50

his szz i 51 j 1  
his szz i 51 j 7  
his szz i 51 j 13  
his szz i 51 j 19  
his szz i 51 j 25  
his szz i 51 j 31  
his szz i 51 j 37  
his szz i 51 j 43  
his szz i 51 j 47  
his szz i 51 j 50

```
his esxx i 51 j 1
his esxx i 51 j 7
his esxx i 51 j 13
his esxx i 51 j 19
his esxx i 51 j 25
his esxx i 51 j 31
his esxx i 51 j 37
his esxx i 51 j 43
his esxx i 51 j 47
his esxx i 51 j 50
```

```
his esyy i 51 j 1
his esyy i 51 j 7
his esyy i 51 j 13
his esyy i 51 j 19
his esyy i 51 j 25
his esyy i 51 j 31
his esyy i 51 j 37
his esyy i 51 j 43
his esyy i 51 j 47
his esyy i 51 j 50
```

```
his eszz i 51 j 1
his eszz i 51 j 7
his eszz i 51 j 13
his eszz i 51 j 19
his eszz i 51 j 25
his eszz i 51 j 31
his eszz i 51 j 37
his eszz i 51 j 43
his eszz i 51 j 47
his eszz i 51 j 50
```

```
def m_p1
  m_p1=-((sxx(51,1)+syy(51,1)+szz(51,1))/3-pp(51,1))
  m_p2=-((sxx(51,7)+syy(51,7)+szz(51,7))/3-pp(51,7))
  m_p3=-((sxx(51,13)+syy(51,13)+szz(51,13))/3-pp(51,13))
  m_p4=-((sxx(51,19)+syy(51,19)+szz(51,19))/3-pp(51,19))
  m_p5=-((sxx(51,25)+syy(51,25)+szz(51,25))/3-pp(51,25))
  m_p6=-((sxx(51,31)+syy(51,31)+szz(51,31))/3-pp(51,31))
  m_p7=-((sxx(51,37)+syy(51,37)+szz(51,37))/3-pp(51,37))
  m_p8=-((sxx(51,43)+syy(51,43)+szz(51,43))/3-pp(51,43))
  m_p9=-((sxx(51,47)+syy(51,47)+szz(51,47))/3-pp(51,47))
  m_p10=-((sxx(51,50)+syy(51,50)+szz(51,50))/3-pp(51,50))
end
```

```
his pp i 51 j 1
his pp i 51 j 7
```



```
his pp i 51 j 13
his pp i 51 j 19
his pp i 51 j 25
his pp i 51 j 31
his pp i 51 j 37
his pp i 51 j 43
his pp i 51 j 47
his pp i 51 j 50
```

```
;***** m_ratio stands for Du/svo!! *****
```

```
his m_ratio i 51 j 1
his m_ratio i 51 j 7
his m_ratio i 51 j 13
his m_ratio i 51 j 19
his m_ratio i 51 j 25
his m_ratio i 51 j 31
his m_ratio i 51 j 37
his m_ratio i 51 j 43
his m_ratio i 51 j 47
his m_ratio i 51 j 50
```

```
;-----
```

```
;Application of acceleration
```

```
;-----
```

```
apply ff
apply xacc 1.0 his=acc_p j=1
apply yacc 0.0      j=1
set dytime=0.0
set dy_damp=rayleigh 0.05 3.33
set clock 100000000 step 100000000
solve dytime 0.5
save flac2_05.sav
solve dytime 1.0
save flac2_10.sav
solve dytime 1.5
save flac2_15.sav
solve dytime 2.0
save flac2_20.sav
solve dytime 2.5
save flac2_25.sav
solve dytime 3.0
save flac2_30.sav
solve dytime 3.5
save flac2_35.sav
solve dytime 4.0
save flac2.sav
```