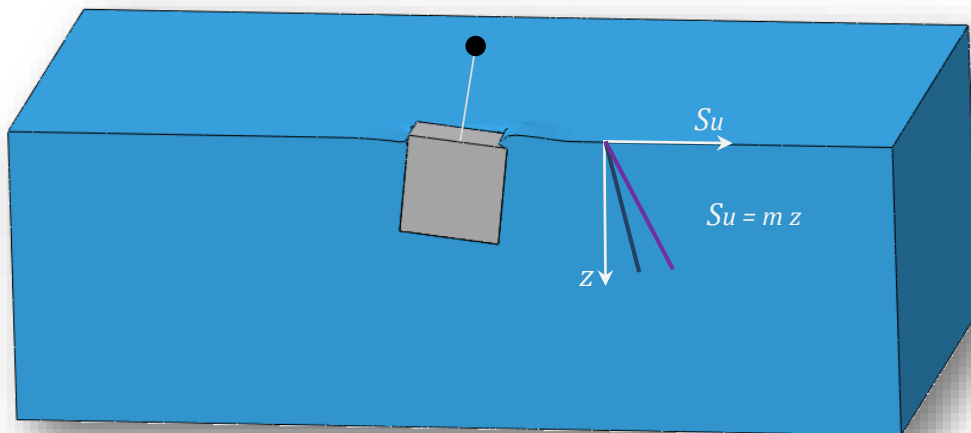




Διπλωματική Εργασία  
Γεώργιος Κ. Ντούσκας  
Επιβλέπων:  
Καθηγητής Γ. Γκαζέτας

*Ανελαστική Απόκριση Εγκιβωτισμένων  
Θεμελιώσεων σε Ανομοιογενές Έδαφος*



*Inelastic Response of Embedded  
Foundations in Inhomogeneous Soil*

Diploma Thesis by  
**George Ntouskas**  
Supervised by:  
**Professor G. Gazetas**





# Ευχαριστίες...

Φτάνοντας στο τέλος της εκπόνησης της διπλωματικής εργασίας, θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους όσους συνέβαλαν στην προσπάθεια αυτή.

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον καθηγητή μας Γ. Γκαζέτα που με τίμησε με την εμπιστοσύνη του και μου έδωσε την ευκαιρία να εργαστώ υπό την επίβλεψη και την καθοδήγησή του σε ένα πολύ δημιουργικό και ευχάριστο από όλες τις απόψεις περιβάλλον. Οι συμβουλές του και η καθοδήγησή του υπήρξαν πολύτιμες για όλα αυτά τα χρόνια.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες οφείλω στην κ. Ε. Γαρίνη και Α. Τσάτση για την διαρκή υποστήριξή τους και τις συμβουλές τους στην προσπάθεια αυτή.

Ολοκληρώνοντας, θα ήθελα να ευχαριστήσω τα υπόλοιπα παιδιά του Εργαστηρίου Εδαφομηχανικής και ιδιαίτερα τους Α. Κλάδη, Α. Μάντακα, Ν. Σαββόπουλο και Ε. Γεωργίου, όχι μόνο για την ενεργό και ουσιαστική στήριξη της προσπάθειάς μου κατά την εκπόνηση της εργασίας αλλά και για την ευχάριστη παρέα τους, εργαζόμενοι στο Εργαστήριο Εδαφομηχανικής. Τους εύχομαι ολόψυχα καλή επιτυχία στη μετέπειτα επαγγελματική και μη διαδρομή. Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερα την οικογένειά μου, τους συμφοιτητές και φίλους μου για την συνεχή και αμέριστη συμπαράστασή τους κατά την διάρκεια εκπόνησης της εργασίας αυτής.





# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

---

<b>1</b>	<b><i>ΕΙΣΑΓΩΓΗ &amp; ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ.....</i></b>	<b><i>1</i></b>
1.1	Εισαγωγή.....	3
1.2	Συμβατική θεώρηση αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής.....	5
1.3	Η αναγκαιότητα θεώρησης μη γραμμικοτήτων στο σχεδιασμό των θεμελιώσεων.....	8
1.4	Μη – γραμμική απόκριση του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης.....	10
1.5	Φέρουσα ικανότητα θεμελιώσεων.....	12
1.5.1	Συμβατική θεωρία φέρουσας ικανότητας.....	12
1.5.2	Η σύζευξη των βαθμών ελευθερίας: οριζόντια μετακίνηση & στροφή.....	16
1.5.3	Φέρουσα ικανότητα υπό συνδυασμένη φόρτιση & διαγράμματα Αλληλεπίδρασης.....	17
1.5.4	Φέρουσα ικανότητα θεμελιώσεων σε ανομοιογενές έδαφος.....	20
	<b>Σχήματα 1<sup>ο</sup> Κεφαλαίου.....</b>	<b>23</b>
<b>2</b>	<b><i>ΟΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ, ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ.....</i></b>	<b><i>35</i></b>
2.1	Ορισμός του προβλήματος.....	37
2.2	Μεθοδολογία ανάλυσης.....	39
2.2.1	Προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων.....	39
2.2.2	Καταστατικό προσομοίωμα εδάφους.....	41
2.2.3	Σύμβαση προσήμου.....	42
2.2.4	Διαγράμματα αλληλεπίδρασης.....	42
2.2.5	Στατική και δυναμική ανάλυση.....	44
2.2.6	Αξιολόγηση του προσομοιώματος (“Model validation”).....	44
	<b>Σχήματα 2<sup>ο</sup> Κεφαλαίου.....</b>	<b>47</b>

### **3 ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΓΚΙΒΩΤΙΣΜΕΝΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ**

#### **ΥΠΟ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΠΛΗΡΟΥΣ ΕΠΑΦΗΣ ΘΕΜΕΛΙΟΥ – ΕΔΑΦΟΥΣ.....55**

3.1	Γενικά στοιχεία.....	57
3.2	Αντοχή σε αξονική δύναμη.....	60
3.3	Αντοχή σε τέμνουσα δύναμη.....	63
3.4	Αντοχή σε ροπή ανατροπής.....	69
3.5	Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης.....	72
3.6	Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής ανατροπής.....	74
3.7	Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής.....	75
3.8	Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής.....	78
	Σχήματα 3 <sup>ου</sup> Κεφαλαίου.....	81

### **4 ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΓΚΙΒΩΤΙΣΜΕΝΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ**

#### **ΥΠΟ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΑΤΕΛΟΥΣ ΕΠΑΦΗΣ ΘΕΜΕΛΙΟΥ – ΕΔΑΦΟΥΣ.....125**

4.1	Γενικά στοιχεία.....	127
4.2	Αντοχή σε αξονική δύναμη.....	128
4.3	Αντοχή σε τέμνουσα δύναμη.....	131
4.4	Αντοχή σε ροπή ανατροπής.....	133
4.5	Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης.....	135
4.6	Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής ανατροπής.....	138
4.7	Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής.....	140
4.8	Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής.....	141
4.9	Η επίδραση των χαρακτηριστικών της διεπιφάνειας θεμελίου-εδάφους.....	144
	Σχήματα 4 <sup>ου</sup> Κεφαλαίου.....	147

<b>5</b>	<b><i>ΔΥΣΚΑΜΨΙΕΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΘΕΜΕΛΙΟΥ – ΕΔΑΦΟΥΣ ΣΕ ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΑΝΟΜΟΙΟΓΕΝΕΣ ΕΔΑΦΟΣ.....</i></b>	<b><i>189</i></b>
5.1	Ορισμός του προβλήματος.....	191
5.2	Βιβλιογραφική ανασκόπηση.....	192
5.3	Μεθοδολογία ανάλυσης.....	194
5.4	Δυσκαμψίες συστήματος θεμελίου – εδάφους σε ανομοιογενές έδαφος.....	194
5.4.1	Δυσκαμψία συστήματος σε αξονική δύναμη.....	195
5.4.2	Δυσκαμψία συστήματος σε τέμνουσα δύναμη.....	196
5.4.3	Δυσκαμψία συστήματος σε ροπή ανατροπής.....	197
5.4.4	Αποτίμηση της συμπεριφοράς της δυσκαμψίας εδαφικών υλικών.....	197
	<b>Σχήματα 5<sup>ο</sup> Κεφαλαίου.....</b>	<b>199</b>
<b>6</b>	<b><i>ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΕΓΚΙΒΩΤΙΣΜΕΝΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ ΣΕ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΙΕΓΕΡΣΕΙΣ.....</i></b>	<b><i>203</i></b>
6.1	Γενικά χαρακτηριστικά προσομοιώματος.....	205
6.2	Σεισμική καταγραφή LXR [Ληξούρι, Κεφαλονιά, 2014].....	207
6.3	Σεισμική καταγραφή [Λευκάδα, 2003].....	214
	<b>Σχήματα 6<sup>ο</sup> Κεφαλαίου.....</b>	<b>221</b>
<b>7</b>	<b><i>ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....</i></b>	<b><i>251</i></b>
	<b><i>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΠΑΡΑΠΟΜΠΕΣ.....</i></b>	<b><i>257</i></b>

## Περίληψη

---

Στην παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιείται μελέτη αναφορικά με την επίδραση του εγκιβωτισμού στην απόκριση (τετραγωνικών σε κάτοψη) θεμελίων, θεμελιωμένων σε έδαφος με γραμμικώς αυξανόμενη αστράγγιστη διατμητική αντοχή, σε τρισδιάστατες συνθήκες. Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα αναλύσεων σε πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων για στατικά επιβαλλόμενες φορτίσεις σε αξονική, τέμνουσα δύναμη, ροπή ανατροπής και συνδυασμό αυτών υπό συνθήκες πλήρους και ατελούς επαφής θεμελίου – εδάφους. Στο πεδίο των μικρών παραμορφώσεων (ελαστικό έδαφος) γίνεται έλεγχος της δυσκαμψίας του συστήματος και σύγκριση με σχέσεις της βιβλιογραφίας. Επιπρόσθετα, γίνεται έλεγχος της σεισμικής απόκρισης του προσομοιώματος για επιλεγμένες σεισμικές καταγραφές. Για την πληρότητα της πληροφορίας σε όλα τα κεφάλαια γίνεται σύγκριση με τα αποτελέσματα των αναλύσεων της διπλωματικής εργασίας “Ανελαστική Απόκριση Εγκιβωτισμένων Θεμελιώσεων” [Ntritsos, 2012], η οποία πραγματεύεται την απόκριση εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων σε ομοιογενές έδαφος.

**Λέξεις – Κλειδιά:** Θεμελιώσεις, Εγκιβωτισμός, Γεωτεχνικά, Δυσκαμψία, Αλληλεπίδραση Εδάφους – Κατασκευής, Αστράγγιστη Διατμητική Αντοχή, Σεισμική Απόκριση



# 1<sup>ο</sup> Κεφάλαιο

---

## Εισαγωγή & Βιβλιογραφική Ανασκόπηση

### 1.1 Εισαγωγή

### 1.2 Συμβατική θεώρηση αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής

### 1.3 Η αναγκαιότητα θεώρησης μη γραμμικοτήτων στο σχεδιασμό των θεμελιώσεων

### 1.4 Μη γραμμική - ανελαστική απόκριση του συστήματος εδάφους - θεμελίωσης

### 1.5 Φέρουσα ικανότητα θεμελιώσεων





# 1 Εισαγωγή & Βιβλιογραφική Ανασκόπηση

---

## 1.1 Εισαγωγή

Τις τελευταίες δεκαετίες, στους κόλπους της αντισεισμικής μηχανικής έχει αναδειχθεί η ανάγκη για μια ουσιαστική μετάβαση στη φιλοσοφία του αντισεισμικού σχεδιασμού των κατασκευών προς την κατεύθυνση του σχεδιασμού με στάθμες επιτελεστικότητας (*performance based – design*). Η ανελαστική απόκριση των κατασκευών κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμικών κραδασμών είναι αναπόφευκτη. Ταυτόχρονα, η αύξηση της φέρουσας ικανότητας του δομικού συστήματος δεν εγγυάται πάντα υψηλότερα επίπεδα ασφάλειας. Επομένως, η τρέχουσα φιλοσοφία του αντισεισμικού σχεδιασμού έχει ως σκοπό περισσότερο να ελέγξει τις σεισμικές βλάβες παρά να τις αποφύγει. Ως εκ τούτου, οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί διασφαλίζουν ότι τα “κρίσιμα” δομικά μέλη είναι ικανά να ανταπεξέλθουν σε φορτία που υπερβαίνουν την αντοχή τους χωρίς να καταρρεύσουν (*πλάστιμος σχεδιασμός*), ενώ η αστοχία κατευθύνεται προς τα “μη κρίσιμα” μέλη με τη μορφή μη ψαθυρών μορφών αστοχίας (*ικανοτικός σχεδιασμός*).

Αντιθέτως, οι σύγχρονες μέθοδοι του αντισεισμικού σχεδιασμού των θεμελιώσεων, όπως ενσωματώνονται στους αντισεισμικούς κανονισμούς [πχ. EC8, 2000], δεν επιτρέπουν την εκμετάλλευση της φέρουσας ικανότητας του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης, οδηγώντας με αυτό τον τρόπο την αστοχία στην ανωδομή. Δεν επιτρέπεται δηλαδή (ή τουλάχιστον περιορίζεται) η ενεργοποίηση μιας σειράς μηχανισμών (εδαφική διαρροή, ολίσθηση, ανασήκωμα), οι οποίοι υπό στατικές συνθήκες θα προκαλούσαν αστοχία. Προς το σκοπό αυτόν, στο σχεδιασμό των θεμελιώσεων εισάγεται υπεραντοχή έναντι του αντίστοιχου δομικού μέλος σε συνδυασμό με υψηλούς ψευδοστατικούς συντελεστές ασφαλείας έναντι των διαφόρων μορφών αστοχίας.

Η κινητοποίηση της φέρουσας ικανότητας τους συστήματος εδάφους –θεμελίωσης δε συνεπάγεται και την αστοχία, εξαιτίας του ανακυκλικού και κινηματικού χαρακτήρα της σεισμικής φόρτισης. Μάλιστα, πλήθος εργασιών αποδεικνύουν ότι η μη γραμμική – ανελαστική απόκριση του συστήματος εδάφους – Θεμελίωσης είναι όχι μόνο αναπόφευκτη αλλά κι ευεργετική για τη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής

[Psycharis, 1983; Yim & Chopra, 1984; Pecker, 1998, 2003; Martin & Lam, 2000; Makris & Roussos, 2000; Faccioli et al. 2001; Kutter et al., 2003; Gazetas et al., 2003, 2007; Gajan et al., 2005; Harden et al., 2006; Paolucci et al. 2008; Kawashima et al., 2007; Gajan & Kutter, 2008; Anastasopoulos et al., 2010; Gelagoti et al., 2011].

Ως εκ τούτου, αναπτύχθηκε μία **νέα φιλοσοφία αντισεισμικού σχεδιασμού** από τους Anastasopoulos et al. [2010], σύμφωνα με την οποία, η αστοχία του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης χρησιμοποιείται για την προστασία της ανωδομής. Η φιλοσοφία αυτή, επομένως, έχει τις αντίθετες αρχές από τον ισχύοντα ικανοτικό σχεδιασμό. Ενώ στον συμβατικό σχεδιασμό τα θεμέλια υπερδιαστασιολογούνται, ώστε η αντοχή τους να υπερβαίνει την αντοχή των υποστηλωμάτων, στην περίπτωση της νέας αρχής (**μόνωση μέσω λικνισμού**), τα θεμέλια υποδιαστασιολογούνται με τη χρήση ενός συντελεστή υποαντοχής, οδηγώντας την “πλαστική άρθρωση” στο επίπεδο της θεμελίωσης. Μελετώντας την απόκριση ενός απλού μονοβάθμιου συστήματος σε διάφορες σεισμικές διεγέρσεις, αποδείχθηκε πως η νέα προσέγγιση μειώνει τις απαιτήσεις πλαστιμότητας για την ανωδομή, ενώ εγγυάται την αποφυγή της κατάρρευσης ακόμα και για διεγέρσεις που υπερβαίνουν κατά πολύ το σεισμό σχεδιασμού. Το μειονέκτημα της φιλοσοφίας αυτής συνίσταται σε ενδεχομένως αυξημένες τιμές παραμένουσας καθίζησης και στρόφης. Η ιδέα της μόνωσης μέσω λικνισμού επεκτάθηκε με ανάλογα αποτελέσματα και για την περίπτωση πλασιωτών κατασκευών σε μεμονωμένα επιφανειακά θεμέλια [Gelagoti et al., 2011].

Παρά τα εμφανή πλεονεκτήματά της, η εδραίωση της νέας φιλοσοφίας σχεδιασμού και η ενσωμάτωση του μη γραμμικού – ανελαστικού σχεδιασμού των θεμελιώσεων στους αντισεισμικούς κανονισμούς προϋποθέτει την ακριβή γνώση της συμπεριφοράς του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης για διάφορες περιπτώσεις φορέων ανωδομής, γεωμετρίας της θεμελίωσης, συνθηκών εδάφους και φόρτισης.

Ως εκ τούτου και με την υπάρχουσα γνώση, στα πλαίσια της εργασίας αυτής μελετήθηκε η συμπεριφορά της μη γραμμικής – ανελαστικής απόκρισης εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων σε ανομοιογενές έδαφος, ως συνέχεια μάλιστα της αντίστοιχης διπλωματικής διατριβής “Ανελαστική Απόκριση Εγκιβωτισμένων Θεμελιώσεων” [Ntritsos, 2012] σε συνθήκες ομοιογενούς εδάφους. Ειδικότερα, στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται μία βιβλιογραφική ανασκόπηση της κλασσικής θεωρίας αλληλεπίδρασης

εδάφους – κατασκευής και των σύγχρονων τάσεων με έμφαση στη μη γραμμική – ανελαστική συμπεριφορά των θεμελιώσεων σε τόσο σε ομοιογενές, όσο και σε ανομοιογενές έδαφος. Στο δεύτερο κεφάλαιο ορίζεται με ακρίβεια το εξεταζόμενο πρόβλημα και παρουσιάζεται το προσομοίωμα και η μεθοδολογία ανάλυσης που ακολουθείται. Στο τρίτο και τέταρτο κεφάλαιο μελετάται η επίδραση του εγκιβωτισμού στη φέρουσα ικανότητα του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης υπό συνδυασμένη στατική φόρτιση και παράγονται τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης με διαφορετικές ιδιότητες αλληλεπίδρασης στις διεπιφάνειες για κάθε κεφάλαιο. Ταυτόχρονα γίνεται και σύγκριση με τα αντίστοιχα αποτελέσματα για ομοιογενές έδαφος. Στο πέμπτο κεφάλαιο γίνεται μελέτη των δυσκαμψιών του συστήματος. Στο έκτο κεφάλαιο πραγματοποιείται δυναμική ανάλυση του συστήματος σε επιλεγμένες σεισμικές διεγέρσεις. Φαινόμενα δευτέρας τάξεως λαμβάνονται υπόψη, ενώ έμφαση δίνεται στους μηχανισμούς αστοχίας και τις καθιζήσεις. Στο έβδομο και τελευταίο κεφάλαιο παρουσιάζονται συνοπτικά τα κύρια συμπεράσματα της εργασίας αυτής.

## **1.2 Συμβατική θεώρηση αλληλεπίδρασης εδάφους - κατασκευής**

Η δυναμική απόκριση των κατασκευών υπό την επίδραση ισχυρών σεισμικών κραδασμών, καθώς και τα σχετιζόμενα με αυτήν φαινόμενα αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής έχουν αποτελέσει αντικείμενο εκτεταμένης έρευνας τις τελευταίες δεκαετίες. Μια συνοπτική και περιεκτική περιγραφή του προβλήματος της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής δημοσιεύτηκε από τους Mylonakis et al. [2006].

Κατά τη διάρκεια του σεισμού το έδαφος υφίσταται παραμορφώσεις λόγω των σεισμικών κυμάτων που διατρέχουν τη μάζα του. Οι παραμορφώσεις αυτές αποτελούν τη φόρτιση της κατασκευής, μιας και αυτή αναγκάζεται να ακολουθήσει τη κίνηση των εδαφικών σημείων επαφής. Με τη σειρά της η προκαλούμενη κίνηση της ανωδομής γεννά αδρανειακές δυνάμεις και ροπές, οι οποίες επιβάλλουν πρόσθετη δυναμική φόρτιση στο έδαφος. Έτσι, περαιτέρω παραμορφώσεις προκαλούνται στο έδαφος, ενώ ταυτόχρονα πρόσθετα κύματα πηγάζουν από τις διεπιφάνειες θεμελίου – εδάφους. Ως αποτέλεσμα, η θεμελίωση και η ανωδομή υπόκεινται σε πρόσθετες δυναμικές μετατοπίσεις, που γεννούν νέες αδρανειακές δυνάμεις κοκ.

Τα παραπάνω φαινόμενα λαμβάνουν χώρα ταυτόχρονα, ωστόσο είναι βολικό (τόσο εννοιολογικά όσο και υπολογιστικά) να αναλύονται σε δύο διαδοχικά φαινόμενα που αναφέρονται στη βιβλιογραφία ως κινηματική και αδρανειακή αλληλεπίδραση [Kausel et al., 1976; Kramer, 1996; Stewart et al., 1999]. Η συνολική απόκριση του συστήματος εδάφους – θεμελίου – ανωδομής εξετάζεται ως επαλληλία των δύο μορφών αλληλεπίδρασης, όπως απεικονίζεται στο **Σχήμα 1.1**.

Η **κινηματική αλληλεπίδραση** αναφέρεται στην τροποποίηση της σεισμικής διέγερσης λόγω της παρουσίας μιας επιφανειακής ή εγκιβωτισμένης δύσκαμπτης θεμελίωσης στο έδαφος. Η τροποποίηση οφείλεται στο μη συμβιβαστό των σεισμικών παραμορφώσεων του ελεύθερου πεδίου και των μετατοπίσεων στερεού σώματος της θεμελίωσης. Αποτέλεσμα της κινηματικής αλληλεπίδρασης είναι η σεισμική διέγερση στη βάση του συστήματος θεμελίου – ανωδομής να διαφέρει από την κίνηση του ελεύθερου πεδίου. Συνήθως, η διέγερση της θεμελίωσης είναι μικρότερου πλάτους από αυτήν του ελεύθερου πεδίου, ενώ περιλαμβάνει και μια πρόσθετη περιστροφική συνιστώσα κίνησης. Οι Elsabee et al. [1977], Harada et al. [1981], Tassoulas [1984], Mita & Luco [1989], Wolf [1994] έχουν προτείνει μερικές από τις πιο διαδεδομένες εκφράσεις για την εκτίμηση της μετακινησιακής και της περιστροφικής συνιστώσας της σεισμικής διέγερσης τόσο για επιφανειακά όσο και για εγκιβωτισμένα θεμέλια, καθώς και για διάφορους τύπους προσπιπτόντων σεισμικών κυμάτων. Γενικά, οι εκφράσεις αυτές είναι της μορφής  $U_G = U_A \times I_U(\omega)$ ,  $\Phi_G = (U_A/B) \times I_\Phi(\omega)$  και συσχετίζουν στο πεδίο των συχνοτήτων την κίνηση του ελεύθερου πεδίου  $U_A$  με την κίνηση (οριζόντια  $U_G$  και περιστροφική  $\Phi_G$ ) στη στάθμη θεμελίωσης.

Η **αδρανειακή αλληλεπίδραση** αναφέρεται στην απόκριση του συνολικού συστήματος εδάφους – θεμελίου – ανωδομής υπό τη σεισμική διέγερση στη βάση, όπως αυτή προέκυψε από την κινηματική αλληλεπίδραση. Ειδικότερα, αναλύεται η απόκριση του συστήματος υπό τη δράση των δυνάμεων *D' Alembert*, που σχετίζονται με τις αναπτυσσόμενες επιταχύνσεις στην ανωδομή λόγω της σεισμικής διέγερσης. Η ανάλυση της αδρανειακής αλληλεπίδρασης γίνεται σε δύο βήματα. Αρχικά, προσδιορίζονται οι σύνθετες δυναμικές δυσκαμψίες (ελατήρια και αποσβεστήρες) του συστήματος θεμελίου – εδάφους που σχετίζονται με κάθε διεύθυνση ταλάντωσης. Στη

συνέχεια, αφού το έδαφος έχει αντικατασταθεί από το σύστημα ελατηρίων και αποσβεστήρων του προηγούμενου βήματος, αναλύεται η σεισμική απόκριση της κατασκευής υπό τη σεισμική διέγερση στη βάση του. Ο προσδιορισμός των σύνθετων δυσκαμψιών του συστήματος θεμελίου – εδάφους έχει αποτελέσει αντικείμενο μελέτης πληθώρας εργασιών. Μεταξύ άλλων, οι Richard et al. [1970], Gazetas [1983], Wong & Luco [1985], Vrettos [1999] μελέτησαν τη σεισμική αλληλεπίδραση κατασκευών σε επιφανειακές θεμελιώσεις για διάφορους τύπους εδαφών και σχημάτων θεμελίου, ενώ οι Stokoe & Richart [1974], Bielak [1975], Tassoulas & Kausel [1983], Arsel & Luco [1987], Mita & Luco [1989], Gazetas [1991] μελέτησαν τη δυναμική απόκριση εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων. Η σύνθετη δυναμική δυσκαμψία του συστήματος θεμελίου – εδάφους είναι μιγαδικός αριθμός και γράφεται στη μορφή  $K = \bar{K} + i\omega C$ , όπου το  $\bar{K}$  εκφράζει την ελαστική δυσκαμψία του συστήματος και την αδράνεια των εδαφικών στοιχείων, το  $C$  εκφράζει τη συνολική απόσβεση του εν λόγω συστήματος, η οποία περιλαμβάνει και την ανελαστική υστερητική απόσβεση και την απόσβεση ακτινοβολίας. Τόσο το  $\bar{K}$  όσο και το  $C$  είναι συναρτήσεις της συχνότητας ταλάντωσης,  $\omega$ , κι όχι πραγματικά σταθερές.

Αναφορικά με τις εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις, ο βαθμός εγκιβωτισμού επηρεάζει τόσο την κινηματική όσο και την αδρανειακή αλληλεπίδραση τους. Σε ότι αφορά την **κινηματική αλληλεπίδραση**, ο εγκιβωτισμός προκαλεί μείωση της μετακινησιακής οριζόντιας συνιστώσας της διέγερσης σε σύγκριση με τη κίνηση του ελεύθερου πεδίου, ενώ παράλληλα εισάγει και μια περιστροφική συνιστώσα κίνησης (λικνισμός). Γενικά, όσο αυξάνεται ο βαθμός εγκιβωτισμού της θεμελίωσης, τόσο μειώνεται η μετακινησιακή συνιστώσα της κίνησης και τόσο ενισχύεται ο λικνισμός. Ο λικνισμός αποτελεί μια σημαντική και αναπόσπαστη συνιστώσα κίνησης της βάσης του θεμελίου. Αν αγνοηθεί, ενώ ταυτόχρονα ληφθεί μειωμένη η μετακινησιακή συνιστώσα κίνησης, μπορεί να οδηγήσει σε μη συντηρητικά σφάλματα. Σε πολλές περιπτώσεις κατασκευών είναι βολικό και πρακτικό να λαμβάνεται ως διέγερση του συστήματος θεμελίου – ανωδομής η κίνηση του ελεύθερου πεδίου. Πράγματι, για επιφανειακές θεμελιώσεις υπό κατακορύφως διαδιδόμενα διατμητικά κύματα έχει αποδειχθεί ότι πρακτικά η κίνηση της βάσης του θεμελίου ταυτίζεται με αυτήν του ελεύθερου πεδίου. Ακόμη, σε ελαφρά εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις η αγνόηση της κινηματικής αλληλεπίδρασης

συχνά οδηγεί σε υπέρ της ασφάλειας αποτελέσματα [Gazetas, 1983; Aviles & Rocha, 1998]. Ωστόσο, υψίκορμες κατασκευές, των οποίων οι θεμελιώσεις μπορεί να εκτείνονται σε βάθος, υπόκεινται σε σημαντική περιστροφή στη βάση με άμεσες συνέπειες στην απόκριση της ανωδομής. Η αγνόηση της κινηματικής αλληλεπίδρασης σε τέτοιες περιπτώσεις μπορεί να οδηγήσει σε μη συντηρητικό σχεδιασμό.

Σε ότι αφορά την **αδρανειακή αλληλεπίδραση**, ο εγκιβωτισμός της θεμελίωσης γενικά αυξάνει τις σύνθετες δυσκαμψίες του συστήματος θεμελίου – εδάφους. Η επαφή μεταξύ των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου και του περιβάλλοντος εδάφους αυξάνει τόσο τη δυσκαμψία όσο και την απόσβεση  $C$  του συστήματος. Ωστόσο, η πραγματική επιφάνεια “καλής” επαφής των πλευρικών τοιχωμάτων με το περιβάλλον έδαφος είναι πολλές φορές σημαντικά μικρότερη από την ονομαστική συνολική επιφάνεια των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου. Η αμέλεια της παραπάνω περίπτωσης οδηγεί σε εκτίμηση του μεγέθους της σύνθετης δυσκαμψίας, η οποία μπορεί να απέχει πολύ από την πραγματικότητα. Επίσης, η επιβολή οριζόντιων δυνάμεων σε εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις προκαλεί πέραν των οριζόντιων και περιστροφικές ταλαντώσεις. Έτσι, εκτός από τις συνήθεις μορφές σύνθετης δυσκαμψίας που αναφέρονται σε μια διεύθυνση κίνησης, υπάρχουν και συζευγμένες σύνθετες δυσκαμψίες. Σε ελαφρά εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις οι συζευγμένες δυσκαμψίες είναι σχετικά μικρές και μπορούν να αγνοηθούν. Ωστόσο, σε μεγαλύτερα βάθη εγκιβωτισμού της θεμελίωσης, οι συζευγμένες δυσκαμψίες αποκτούν σημαντικό ρόλο στην απόκριση της κατασκευής και ενδεχόμενη αγνόηση τους οδηγεί σε εσφαλμένες εκτιμήσεις [Mylonakis et al., 1997].

### **1.3 Η αναγκαιότητα θεώρησης μη γραμμικοτήτων στο σχεδιασμό των θεμελιώσεων**

Παρά την αδιαμφισβήτητη αξία των εργασιών που αναφέρθηκαν στη κατανόηση των μηχανισμών που διέπουν το σύνθετο πρόβλημα της αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής, υπάρχει μια σημαντική υπόθεση πάνω στην οποία βασίστηκαν: ότι το

σύστημα συμπεριφέρεται ελαστικά (το έδαφος προσομοιώνεται ιδεατά σαν ένα γραμμικώς ιξωδοελαστικό υλικό και η ελαστική ανωδομή πάντα θεωρείται σε πλήρη επαφή με το υποκείμενο έδαφος). Ωστόσο, τα τελευταία χρόνια γίνεται όλο και περισσότερο κατανοητή η ανάγκη να ληφθεί υπόψη στη σεισμική ανάλυση και στο σχεδιασμό η μη γραμμική αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής [Paolucci, 1997; Pecker, 1998; Apostolou et al., 2007; Gazetas et al., 2007; Pender, 2007]. Στο σύστημα εδάφους – θεμελίωσης αναγνωρίζονται γενικά τρεις τύποι **μη γραμμικοτήτων (Σχήμα 1.2)**:

(Α) Ολίσθηση στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους, όταν η μέσω της διεπιφάνειας μεταδιδόμενη δύναμη υπερβαίνει την αντίσταση της τριβής. Σύμφωνα με τον Newmark [1965], λόγω του ανακυκλικού χαρακτήρα της σεισμικής φόρτισης η υπέρβαση της δύναμης τριβής και η συνεπαγόμενη ολίσθηση δεν οδηγεί απαραίτητα σε αστοχία.

(Β) Αποκόλληση και ανασήκωμα του θεμελίου, όταν η σεισμική ροπή ανατροπής υπερβαίνει τη ροπή αντοχής του συστήματος θεμελίου – εδάφους. Όπως διαπιστώνει ο Housner [1963], οι λικνιστικές αυτές ταλαντώσεις μπορεί να λειτουργούν ευεργετικά στη σεισμική απόκριση της ανωδομής.

(Γ) Πλαστικοποίηση του εδάφους, η οποία μπορεί να τροποποιήσει σημαντικά τη σεισμική διέγερση στη στάθμη θεμελίωσης.

Η ανάγκη να ληφθούν υπόψη τα παραπάνω φαινόμενα μη γραμμικότητας στον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών ανακύπτει από :

(Α) Το γεγονός ότι οι εδαφικές επιταχύνσεις που έχουν καταγραφεί την τελευταία εικοσαετία ξεπερνούν κατά πολύ τις επιταχύνσεις σχεδιασμού. Υπό αυτές τις συνθήκες, η αποφυγή της δημιουργίας πλαστικής άρθρωσης στο επίπεδο της θεμελίωσης είναι πρακτικά αδύνατη. Στην πραγματικότητα, ίσως δεν είναι καν επιθυμητή, από τη στιγμή που σε μια τέτοια περίπτωση θα απαιτηθούν τεράστιες απαιτήσεις πλαστιμότητας από την ανωδομή. Εναλλακτικά, η ανελαστική απόκριση του συστήματος θεμελίου – εδάφους μπορεί να λειτουργήσει ευεργετικά για την ανωδομή μειώνοντας τις επιταχύνσεις που μεταδίδονται σε αυτήν.

(Β) Την ανάγκη για σεισμική αναβάθμιση υφιστάμενων κατασκευών. Συνήθης πρακτική για την αναβάθμιση υφιστάμενων κατασκευών είναι η προσθήκη ενός διατμητικού

τοιχώματος που καλείται να παραλάβει τις σεισμικές φορτίσεις. Από τη στιγμή που η υπάρχουσα κατασκευή ήδη φέρει τα κατακόρυφα φορτία, το νέο φέρον στοιχείο θα μεταδίδει μια δυσανάλογα μεγάλη τέμνουσα δύναμη και ροπή ανατροπής στη θεμελίωση. Η θεώρηση της ανελαστικής απόκρισης του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης στο σχεδιασμό ενός τέτοιου διατμητικού τοιχώματος φαίνεται ότι είναι η μόνη λογική προσέγγιση, καθώς ο συμβατικός σχεδιασμός που στοχεύει στην αύξηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής μέσω της αύξησης της δυσκαμψίας ορισμένων στοιχείων, αναπόφευκτα συνεπάγεται ότι οι μεταδιδόμενες στη θεμελίωση δυνάμεις επίσης θα αυξηθούν, σε σημείο που πιθανόν να είναι αδύνατος (τεχνικά ή οικονομικά) ο ελαστικός σχεδιασμός της.

(Γ) Μια αλλαγή στη φιλοσοφία του αντισεισμικού σχεδιασμού: από το σχεδιασμό με τη μέθοδο των δυνάμεων (*strength – based design*) στο σχεδιασμό με στάθμες επιτελεσματικότητας (*performance – based design*). Στα πλαίσια αυτής της αλλαγής που βρίσκεται σε εξέλιξη, είναι αναγκαίο ο σχεδιασμός των θεμελιώσεων να μεταβεί από την παραδοσιακή χρήση συντελεστών ασφαλείας έναντι ψευδοστατικής αστοχίας στο σχεδιασμό με στάθμες επιτελεσματικότητας, όπου όλοι οι πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας θα είναι επιτρεπτό να αναπτυχθούν, από τη στιγμή που εξασφαλίζεται ότι οι μέγιστες και παραμένουσες μετατοπίσεις θα είναι αποδεκτές για τη στάθμη επιτελεσματικότητας που εξετάζεται.

Η πρόσφατη έρευνα έχει επεκτείνει τις βασικές αρχές του σχεδιασμού με στάθμες επιτελεσματικότητας επιτρέποντας την κινητοποίηση των μηχανισμών αστοχίας στο σύστημα εδάφους – θεμελίωσης. Μια συνοπτική περιγραφή των βασικών εννοιών που αφορούν τη μη γραμμική – ανελαστική απόκριση των θεμελιώσεων δίνεται στις επόμενες παραγράφους.

## 1.4 Μη γραμμική – ανελαστική απόκριση του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης

Η μη γραμμική συμπεριφορά των θεμελιώσεων έχει μελετηθεί ευρέως τα τελευταία χρόνια, μέσω: πειραματικών αναλύσεων [Ticof, 1977; Knappett et al., 2004; Gajan et al., 2005; Paolucci et al., 2008; Gajan & Kutter, 2008], αναλύσεων πεπερασμένων ή



συνοριακών στοιχείων [Butterfield & Gottardi, 1994; Bransby & Randolph, 1998; Apostolou et al., 2003, 2007; Gazetas & Apostolou, 2004; Gourvenec, 2007], μη γραμμικών μοντέλων μακροστοιχείου [Nova & Montrasio, 1991; Paolucci, 1997; Cremer et al., 2001, 2002; Chatzigogos et al., 2009], μη γραμμικών μοντέλων Winkler [Psycharis & Jennings, 1983; Allotey & El Naggar, 2003, 2008; Raychowdhury & Hutchinson, 2009]. Τη στιγμή που οι παραπάνω εργασίες αφορούν κυρίως επιφανειακές θεμελιώσεις, λιγοστές είναι οι μελέτες εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων [Martin, 1994; Bransby & Randolph, 1999; Yun & Bransby, 2007; Gourvenec, 2008].

Τα κύρια χαρακτηριστικά της μη γραμμικής συμπεριφοράς των θεμελιώσεων συνοψίζονται στις εργασίες των Gajan et al. [2005] και Gajan & Kutter [2009], οι οποίοι πραγματοποίησαν ένα μεγάλο αριθμό πειραμάτων σε φυγοκεντριστή μελετώντας την απόκριση συστημάτων διατμητικού τοιχώματος – θεμελίωσης υπό ανακυκλική και σεισμική φόρτιση.

Η απόκριση του συστήματος διερευνήθηκε για διάφορες παραμέτρους όπως: οι διαστάσεις του θεμελίου, το βάθος εγκιβωτισμού, ο συντελεστής ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση, ο λόγος λυγηρότητας της ανωδομής, η πυκνότητα και ο τύπος του εδάφους. Κάποια από τα πιο σημαντικά ευρήματα που προέκυψαν παρατίθενται παρακάτω :

(Α) Η ροπή αντοχής δεν παρατηρήθηκε να υποβαθμίζεται με την ανακύκλιση, όπως συμβαίνει στο σκυρόδεμα, αλλά εξαιτίας του παραμορφωμένου σχήματος της διεπιφάνειας θεμελίου – εδάφους και του ανασηκώματος της θεμελίωσης που σχετίζεται με τις μεγάλες γωνίες στροφής παρατηρήθηκε υποβάθμιση της δυσκαμψίας.

(Β) Παραμένουσες παραμορφώσεις κάτω από το θεμέλιο συσσωρεύονται με την αύξηση του αριθμού των κύκλων, αλλά ο ρυθμός συσσώρευσης των καθιζήσεων μειώνεται καθώς το θεμέλιο εγκιβωτίζεται.

(Γ) Για ένα δεδομένο κατακόρυφο συντελεστή ασφαλείας, θεμέλια με μεγάλο λόγο ροπής προς τέμνουσα καταναλώνουν περισσότερη ενέργεια μέσω λικνισμού και υποφέρουν μικρότερες παραμένουσες καθιζήσεις από ότι θεμέλια με μικρό λόγο ροπής προς τέμνουσα.

(Δ) Ρηχές θεμελιώσεις με αρκετά μεγάλο λόγο  $A/A_c$  (όπου  $A$  είναι η ονομαστική

επιφάνεια επαφής θεμελίου – εδάφους και  $A_c$  η “κρίσιμη” επιφάνεια που απαιτείται για να υποστηρίξει την κατακόρυφη αξονική δύναμη) υποφέρουν μικρές μόνιμες παραμορφώσεις και έχουν μια καλά (γεωμετρικά) ορισμένη ροπή αντοχής.

Βάσει των παραπάνω, οι συγγραφείς πρότειναν ότι αβαθείς θεμελιώσεις με αρκετά μεγάλο λόγο  $A/A_c$  λειτουργούν αποδοτικά ως μηχανισμοί κατανάλωσης ενέργειας μειώνοντας τα φορτία που μεταβιβάζονται στην ανωδομή.

## 1.5 Φέρουσα ικανότητα θεμελιώσεων

### 1.5.1 Συμβατική θεωρία φέρουσας ικανότητας

Ένα από τα σημαντικότερα θέματα της γεωτεχνικής μηχανικής είναι ο προσδιορισμός της φέρουσας ικανότητας των θεμελιώσεων. Η μεγάλη σημασία της αντοχής φαίνεται και στη μελέτη της μη γραμμικής σεισμικής αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής, αφού η συνδυασμένη φόρτιση του θεμελίου σε όρους ροπής, τέμνουσας και αξονικής δύναμης μπορεί να οδηγήσει σε αστοχία το έδαφος υπό τη μορφή μηχανισμών φέρουσας ικανότητας. Η κατακόρυφη φέρουσα ικανότητα εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης έχει μελετηθεί εκτενώς με βάση εμπειρικές, αναλυτικές και αριθμητικές μεθόδους, καθώς και για διάφορες συνθήκες στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους [Skempton, 1951; Meyerhof, 1953; Brinch Hansen, 1970; Bransby & Randolph, 1999; Houlsby & Martin, 2003; Salgado et al., 2004]. Ωστόσο, η φέρουσα ικανότητα υπό εγκάρσια φόρτιση, καθώς επίσης και η φέρουσα ικανότητα υπό συνδυασμένη φόρτιση αξονικής τέμνουσας δύναμης και ροπής ανατροπής, δεν έχουν αποτελέσει αντικείμενο εξίσου εκτεταμένης έρευνας [Martin, 1994; Bransby & Randolph, 1999; Yun & Bransby, 2007; Gourvenec, 2008].

Ειδικότερα η φέρουσα ικανότητα των θεμελιώσεων υπό κατακόρυφη φόρτιση έχει συγκεντρώσει το μεγαλύτερο ενδιαφέρον των ερευνητών, μιας και πρόκειται για την κυρίαρχη κατάσταση φόρτισης μιας θεμελίωσης εξαιτίας του ίδιου βάρους της ανωδομής.

Ιστορικά αναφέρουμε πως πρώτος ο Prandl [1921] υπολόγισε τη φέρουσα ικανότητα επιφανειακής θεμελιολωρίδας σε ομοιογενές και συνεκτικό έδαφος υπό κεντρική

κατακόρυφη φόρτιση. Η οριακή τάση αστοχίας είναι :

$$q_u = (\pi + 2) S_u \quad (1.1)$$

όπου  $S_u$  είναι η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους.

Στη συνέχεια, οι Terzaghi [1943], Meyerhof [1953] και Vesic [1975] επίσης εξήγαγαν εκφράσεις για την οριακή φέρουσα ικανότητα, εισάγοντας διάφορους συντελεστές προκειμένου να λάβουν υπόψη το σχήμα του θεμελίου, την κλίση και την εκκεντρότητα της φόρτισης.

Η πλέον όμως διαδεδομένη εξίσωση που χρησιμοποιείται σήμερα διεθνώς είναι μια επέκταση της έκφρασης του Terzaghi της μορφής :

$$q_u = \frac{Q_u}{BL} = cNc\zeta_c + \frac{1}{2}B\gamma N\gamma\zeta_\gamma + qNq\zeta_q \quad (1.2)$$

όπου  $q_u$  είναι η οριακή τάση αστοχίας του εδάφους,  $Q_u$  το αντίστοιχο οριακό φορτίο που μπορεί να φέρει η θεμελίωση,  $B$  η μικρότερη διάσταση της κάτοψης του θεμελίου,  $L$  η μεγαλύτερη διάσταση της κάτοψης,  $c$  η συνοχή του εδάφους,  $q$  η τάση στη στάθμη θεμελίωσης λόγω των υπερκείμενων γαιών και  $\gamma$  το ειδικό βάρος του εδάφους. Οι παράμετροι  $N_c$ ,  $N_\gamma$  και  $N_q$  είναι γνωστοί ως γενικοί συντελεστές φέρουσας ικανότητας και προσδιορίζονται συναρτήσει της γωνίας τριβής  $\phi$  του εδάφους. Οι συντελεστές  $\zeta$  επιτρέπουν τη θεώρηση άλλων παραμέτρων του προβλήματος, όπως είναι το σχήμα του θεμελίου, η κλίση και η εκκεντρότητα της φόρτισης, η κλίση της επιφάνειας του εδάφους, το βάθος εγκιβωτισμού της θεμελίωσης κ.α.

Στη συνήθη περίπτωση της φόρτισης εδαφών υπό αστράγγιστες συνθήκες η εξίσωση (1.2) παίρνει τη μορφή :

$$q_u = (\pi + 2) S_u \zeta_c + q \quad (1.3)$$

Όπως προαναφέρθηκε, ο συντελεστής  $\zeta_c$  περιλαμβάνει ένα πλήθος άλλων συντελεστών, μεταξύ των οποίων είναι και ο συντελεστής βάθους. Έτσι, το πρόβλημα της φέρουσας ικανότητας εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων αντιμετωπίζεται συμβατικά με την εισαγωγή ενός συντελεστή βάθους στην εξίσωση (1.3), που αντιπροσωπεύει την αύξηση της αντοχής λόγω του εγκιβωτισμού.

Ειδικότερα, ο συντελεστής βάθους εκφράζει την αύξηση στην οριακή φέρουσα

ικανότητα θεμελιολωρίδας, που εκτείνεται σε βάθος  $D$  από την επιφάνεια του εδάφους, έναντι της φέρουσας ικανότητας της αντίστοιχης επιφανειακής θεμελιολωρίδας. Τα εγκιβωτισμένα θεμέλια εμφανίζουν μεγαλύτερη φέρουσα ικανότητα από τα αντίστοιχα επιφανειακά για δύο λόγους : αφενός επειδή οι επιφάνειες ολίσθησης δεν περιορίζονται κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης αλλά επεκτείνονται και πέραν αυτής, και αφετέρου επειδή στη φέρουσα ικανότητα συμβάλλουν και οι τάσεις που αναπτύσσονται στα πλευρικά τοιχώματα του θεμελίου, εφόσον αυτά υπάρχουν. Έχουν προταθεί στη βιβλιογραφία διάφοροι συντελεστές βάθους για την εκτίμηση της οριακής φέρουσας ικανότητας εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων για διάφορες συνθήκες στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους. Οι κυριότεροι από αυτούς δίνονται στον **Πίνακα 1.1**.

**Πίνακας 1.1** Συντελεστές βάθους για την κεντρική κατακόρυφη φόρτιση εδαφών υπό αστράγγιστες συνθήκες.

Συντελεστές βάθους $d_c$	Συγγραφείς
$1 + 0.2 D/B$	Skempton [1951]
$1 + n D/B, \quad 0.2 \leq n \leq 0.4$	Meyerhof [1953]; Hansen [1970]
$1 + D/B$	Bransby & Randolph [1999]
$1 + 0.27 \sqrt{D/B}$	Salgado et al. [2004]
$1 + 0.86 D/B - 0.16 (D/B)^2$	Gourvenec [2008]

Παρατηρούνται σημαντικές διαφοροποιήσεις μεταξύ των διαφόρων προσεγγίσεων για την εκτίμηση του συντελεστή βάθους. Οι διαφορές οφείλονται πρωτίστως στις διαφορετικές συνθήκες στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους για τις οποίες εξήχθησαν οι ανωτέρω εκτιμήσεις και δευτερευόντως στις διαφορετικές μεθόδους από τις οποίες προέκυψαν. Οι κλασσικές ημι-εμπειρικές εκφράσεις των Skempton [1951], Meyerhof [1953] και Brinch Hansen [1970] αναφέρονται σε απολύτως λεία διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους, παρότι έχουν χρησιμοποιηθεί ευρέως στην πράξη για διάφορες περιπτώσεις. Το ίδιο ισχύει για τη σχέση που προτείνουν οι Salgado et al. [2004]. Αυτή

έχει προκύψει από οριακές αναλύσεις ανώτερου και κατώτερου ορίου, χωρίς ωστόσο να λαμβάνεται υπόψη η συνεισφορά των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου. Αντιθέτως, η λύση ανώτερου ορίου των Bransby & Randolph [1999] θεωρεί συνθήκες πλήρους συγκόλλησης θεμελίου – εδάφους, με αποτέλεσμα την πλήρη κινητοποίηση της διατμητικής αντοχής στη διεπιφάνεια. Ίδια υπόθεση στην προσομοίωση της διεπιφάνειας γίνεται και από την Gourvenec [2008], η οποία δίνει μια πιο ρεαλιστική έκφραση του συντελεστή βάθους εκτελώντας δισδιάστατες αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων. Η σύγκριση μεταξύ των διαφόρων συντελεστών βάθους καταδεικνύει το σημαντικό σφάλμα που μπορεί να προκύψει στον προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας, εάν χρησιμοποιούμε τους συντελεστές βάθους χωρίς να γνωρίζουμε υπό ποιες συνθήκες εξήχθησαν και για ποιες προορίζονται. Πρέπει τέλος εδώ να σημειωθεί ότι οι περισσότερες από τις παραπάνω εκφράσεις αναφέρονται σε βαθμούς εγκιβωτισμού  $D/B \leq 1$ .

Οι παραδοσιακές εξισώσεις (1.2) και (1.3) που προσδιορίζουν τη φέρουσα ικανότητα του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης υπονοούν την ανεξαρτησία μεταξύ του συντελεστή βάθους και του συντελεστή σχήματος. Ο συντελεστής σχήματος λαμβάνεται συνήθως σταθερός ανεξάρτητα από τον βαθμό εγκιβωτισμού της θεμελίωσης. Για ένα θεμέλιο ορθογωνικής κάτοψης διαστάσεων  $B \times L$  ( $B \leq L$ ) ο πιο διαδεδομένος συντελεστής σχήματος είναι κατά Meyerhof [1953]; Hansen [1970] :

$$s_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L} \quad (1.4)$$

Είναι ωστόσο προφανές, ότι ο εγκιβωτισμός της θεμελίωσης αυξάνει το συντελεστή σχήματος, αφού οι πρόσθετες επιφάνειες ολίσθησης μπροστά και πίσω από το θεμέλιο εκτείνονται πλέον πέρα από τη στάθμη θεμελίωσης. Σύμφωνα με τους Salgado et al. [2004] ο συντελεστής σχήματος δίνεται ως συνάρτηση του βαθμού εγκιβωτισμού της θεμελίωσης ως εξής :

$$s_c = 1 + C_1 \frac{B}{L} + C_2 \sqrt{\frac{D}{B}} \quad (1.5)$$

όπου  $C_1$ ,  $C_2$  συντελεστές που εξαρτώνται από το σχήμα του θεμελίου. Σημειώνεται ωστόσο ότι οι Salgado et al. [2004] δε λαμβάνουν υπόψη στο συντελεστή σχήματος

τη συνεισφορά των πρόσθετων διατμητικών τάσεων που αναπτύσσονται στα πλευρικά τοιχώματα του θεμελίου. Αυτές αναμένεται να αυξάνουν ακόμα περισσότερο την τιμή του συντελεστή σχήματος.

### 1.5.2 Η σύζευξη των βαθμών ελευθερίας: οριζόντια μετακίνηση & στροφή

Στην ανάλυση της σεισμικής φόρτισης των θεμελιώσεων ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει η φέρουσα ικανότητα υπό εγκάρσια φόρτιση. Ένα επιφανειακό θεμέλιο υπό την επιβολή οριζόντιας μετακίνησης στη βάση του αναπτύσσει τη μέγιστη τέμνουσα δύναμη, ίση με  $A S_u$ , όπου  $A$  το εμβαδόν της βάσης του θεμελίου και  $S_u$  η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους. Αν η διεπιφάνεια θεμελίου εδάφους υπακούει στο νόμο τριβής κατά Coulomb, τότε η αντοχή σε τέμνουσα δύναμη είναι ίση με  $\mu N$ , όπου  $\mu$  ( $\approx 0.7$ ) ο συντελεστής τριβής της διεπιφάνειας και  $N$  η αξονική δύναμη που προέρχεται από το βάρος της ανωδομής. Αν η οριζόντια μετακίνηση επιβληθεί στη βάση ενός εγκιβωτισμένου θεμελίου, τότε αυτό αναγκάζεται σε στροφή λόγω της δράσης των εγκάρσιων εδαφικών ωθήσεων και η οριακή τέμνουσα δύναμη που αναπτύσσεται δεν είναι η μέγιστη δυνατή. Το φαινόμενο αυτό περιγράφει τη σύζευξη του οριζόντιου μετακινησιακού και του στροφικού βαθμού ελευθερίας κίνησης, που οφείλεται στον εγκιβωτισμό της θεμελίωσης. Στο **Σχήμα 1.3** απεικονίζονται οι μηχανισμοί αστοχίας εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων (πλήρως συγκολλημένων στο έδαφος) με  $D/B = 0.25$  και  $1$  υπό την επιβολή οριζόντιας μετακίνησης στη βάση με (μη μηδενική ροπή) και χωρίς (μηδενική ροπή) δέσμευση της στροφής [Gourvenec, 2008]. Όσο αυξάνεται ο εγκιβωτισμός της θεμελίωσης, η στροφή κυριαρχεί στην αστοχία υπό μηδενική ροπή, καθώς η σύζευξη μεταξύ των δύο βαθμών ελευθερίας γίνεται εντονότερη.

Το ίδιο συμβαίνει όταν επιβάλλεται στροφή στη βάση του θεμελίου. Η σύζευξη του οριζόντιου μετακινησιακού και του στροφικού βαθμού ελευθερίας προκαλεί οριζόντια μετακίνηση εκτός της στροφής. Στο **Σχήμα 1.4** απεικονίζονται οι κινηματικοί μηχανισμοί αστοχίας, όταν το θεμέλιο υποβάλλεται σε στροφή με (μη μηδενική τέμνουσα) και χωρίς (μηδενική τέμνουσα) δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης.

### 1.5.3 Φέρουσα ικανότητα υπό συνδυασμένη φόρτιση & διαγράμματα αλληλεπίδρασης

Η εξίσωση (1.2) που εξήγαγε ο Terzaghi έχει καθιερωθεί δεκαετίες τώρα και χρησιμοποιείται ευρέως στην πράξη από τους μηχανικούς. Ωστόσο δεν παύει να αποτελεί μια ημι-εμπειρική έκφραση της φέρουσας ικανότητας και η ακρίβεια της τίθεται υπό αμφισβήτηση. Για παράδειγμα, υποθέτει ότι η επιμέρους συνεισφορά της συνοχής του εδάφους, της φόρτισης των υπερκείμενων γαιών και του ιδίου βάρους μπορούν απλά να επαλληλίζονται ώστε να προκύψει η τελική αντοχή, τη στιγμή που το έδαφος συμπεριφέρεται εντόνως μη γραμμικά. Επίσης, η εξίσωση υποθέτει σιωπηρά ότι οι συντελεστές σχήματος και βάθους είναι ανεξάρτητοι μεταξύ τους. Τέλος, παράμετροι όπως η κλίση και η εκκεντρότητα της φόρτισης εισάγονται με τη μορφή συντελεστών στην εξίσωση παρακάμπτοντας στην ουσία την τρισδιάστατη φύση του προβλήματος. Όλες αυτές οι αβεβαιότητες οδηγούν στην υιοθέτηση υψηλών συντελεστών ασφαλείας και κατά επέκταση σε έναν υπερσυντηρητικό σχεδιασμό.

Η αδυναμία της εξίσωσης που προτάθηκε από τον Terzaghi να αποδώσει επακριβώς τη φέρουσα ικανότητα για τις ποικίλες περιπτώσεις γεωμετρίας και φόρτισης της θεμελίωσης οδήγησε στην ανάγκη εξεύρεσης νέων μεθόδων για τη προσέγγιση του προβλήματος της φέρουσας ικανότητας υπό συνδυασμένη φόρτιση. Στην πρόσφατη έρευνα, η φέρουσα ικανότητα υπό την αλληλεπίδραση αξονικής, τέμνουσας δύναμης και ροπής απεικονίζεται με τη μορφή των διαγραμμάτων. Αυτή η προσέγγιση ακολουθήθηκε από πολλούς ερευνητές, οι οποίοι εξέτασαν το πρόβλημα της φέρουσας ικανότητας για διάφορες περιπτώσεις γεωμετρίας της θεμελίωσης, συνθηκών εδάφους και διεπιφάνειας θεμελίου – εδάφους [Butterfield & Gottardi, 1994; Martin, 1994; Bransby & Randolph, 1998,1999; Taiebat & Carter, 2000; Yun & Bransby, 2007; Gourvenec, 2007, 2008]. Οι περισσότερες εργασίες αφορούν τη φόρτιση εδαφών υπό αστράγγιστες συνθήκες και η γενική εξίσωση της περιβάλλουσας επιφάνειας αστοχίας είναι της μορφής:

$$f \left( \frac{N}{AS_u}, \frac{Q}{AS_u}, \frac{M}{ABS_u} \right) = 0 \quad (1.6)$$



όπου  $N$  είναι η κατακόρυφη αξονική δύναμη,  $Q$  η οριζόντια τέμνουσα δύναμη,  $M$  η ροπή ανατροπής,  $A$  το εμβαδόν της κάτοψης του θεμελίου,  $B$  το πλάτος ή η διάμετρος του θεμελίου και  $S_u$  η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους.

Οι Bransby & Randolph [1998] διερεύνησαν τη φέρουσα ικανότητα επιφανειακών θεμελιώσεων υπό συνθήκες πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους.

Βασιζόμενοι σε διδιάστατες αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων και σε οριακές αναλύσεις ανώτερου ορίου πρότειναν την παρακάτω σχέση κλειστής μορφής για να περιγράψουν την επιφάνεια αστοχίας σε MQN χώρο φόρτισης :

$$f = \left(\frac{N}{N_{ult}}\right)^{2,5} - \left(1 - \frac{Q}{Q_{ult}}\right)^{1/3} \left(1 - \frac{M^*}{M_{ult}}\right) + \frac{1}{2} \left(\frac{M^*}{M_{ult}}\right) \left(\frac{Q}{Q_{ult}}\right)^5 = 0 \quad (1.7)$$

$$\text{όπου} \quad \frac{M^*}{S_u B^2} = \frac{M}{S_u B^2} - \frac{LQ}{S_u B^2}$$

όπου  $L$  είναι το ύψος πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης του πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία, όταν αυτό υποβάλλεται σε στροφή στη βάση του.  $N_{ult}$ ,  $Q_{ult}$ ,  $M_{ult}$  είναι οι οριακές αντοχές υπό την επιβολή αποκλειστικά αξονικής, τέμνουσα δύναμης και ροπής αντίστοιχα.

Οι Apostolou & Gazetas [2007] χρησιμοποιώντας το μοντέλο Winkler παρήγαγαν μια αναλυτική έκφραση της καμπύλης αστοχίας στο επίπεδο  $M - N$ , η οποία και απεικονίζεται στο **Σχήμα 1.5** σε αδιάστατους όρους. Η περιβάλλουσα αστοχίας διαχωρίζεται σε περιοχές γραμμικής και μη γραμμικής απόκρισης, όπου τόσο η πλαστικοποίηση του εδάφους όσο και το ανασήκωμα της θεμελίωσης λαμβάνονται υπόψη. Πιο πρόσφατα, η Gourvenec [2007] διερεύνησε την οριακή αντοχή ορθογώνιων πεδίων διαφόρων λόγων διαστάσεων υπό συνδυασμένη φόρτιση. Αναλυτικές προβλέψεις και αποτελέσματα αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων παρουσιάστηκαν ως περιβάλλουσες αστοχίας σε QN, MN και MQN χώρο φόρτισης. Θεωρήθηκαν διεπιφάνειες θεμελίου – εδάφους με μηδενική και απεριόριστη αντοχή εφελκυσμού.

Όπως είναι φυσικό, οι περισσότερες εργασίες αφορούν την περίπτωση επιφανειακών θεμελιώσεων. Οι πρώτες αναφορές στη συνδυασμένη φόρτιση εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων γίνονται από τους Martin [1994] και Bransby & Randolph



[1999]. Κοινή διαπίστωση τους είναι ότι το σχήμα των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης δεν αλλάζει με τον εγκιβωτισμό του θεμελίου, απλώς αυξάνεται το μέγεθος τους. Η ίδια προσέγγιση ακολουθείται σιωπηρά και από τους περισσότερους σύγχρονους κανονισμούς με την υιοθέτηση των συντελεστών βάθους. Έτσι, μια καμπύλη κανονικοποιημένη ως προς τις οριακές αντοχές  $M_{ult}$ ,  $Q_{ult}$ ,  $N_{ult}$  μπορεί η ίδια να χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας τόσο των επιφανειακών όσο και των εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων [εξίσωση (1.7)]. Ωστόσο, πρόσφατες έρευνες δείχνουν ότι κάτι τέτοιο δε συμβαίνει, καθώς το σχήμα της περιβάλλουσας αστοχίας μεταβάλλεται σημαντικά με τον εγκιβωτισμό εξαιτίας της σύζευξης του στροφικού και του οριζόντιου μετακινησιακού βαθμού ελευθερίας του θεμελίου [Yun & Bransby, 2007; Gourvenec, 2008].

Οι Yun & Bransby [2007] παρουσίασαν μια σειρά αποτελεσμάτων από δισδιάστατες αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων με σκοπό τον προσδιορισμό της περιβάλλουσας αστοχίας στο επίπεδο  $HM$  ( $V=0$ ) για εγκιβωτισμένη θεμελιολωρίδα σε συνθήκες πλήρους επαφής με το έδαφος (όπου  $V$  το κατακόρυφο φορτίο,  $M$  η ροπή και  $H$  η τέμνουσα). Οι περιβάλλουσες αστοχίας για τους διάφορους βαθμούς εγκιβωτισμού που εξετάστηκαν απεικονίζονται στο **Σχήμα 1.6** σε αδιάστατους όρους καθώς και κανονικοποιημένες ως προς τις οριακές αντοχές  $H_{ult}$  (ή  $H_0$ ),  $M_{ult}$  (ή  $M_0$ ). Οι καμπύλες αλληλεπίδρασης εμφανίζουν αυξημένη εκκεντρότητα με την αύξηση του βαθμού εγκιβωτισμού, καθώς η σύζευξη οριζόντιου μετακινησιακού και στροφικού βαθμού ελευθερίας γίνεται εντονότερη.

Για τις ανάγκες σχεδιασμού οι Yun & Bransby προτείνουν τη χρήση της παρακάτω εξίσωσης, η οποία περιγράφει σχετικά ικανοποιητικά την περιβάλλουσα αστοχίας όταν ως σημείο αναφοράς των εντατικών μεγεθών λαμβάνεται το μέσον του θεμελίου (σε απόσταση  $D/2$  από τη στάθμη θεμελίωσης) :

$$\left(\frac{H}{H_{\max}}\right)^2 + \left(\frac{M^*}{M_0}\right)^2 = 1 \quad (1.8)$$

όπου  $M^* = M - L H$  η ροπή στον μέσον του θεμελίου,  $L = D/2$  η απόσταση του νέου σημείου αναφοράς από τη στάθμη θεμελίωσης και  $M$  η ροπή στη στάθμη θεμελίωσης.

Η Gourvenec [2008] παρήγαγε τις περιβάλλουσες αστοχίας σε VH, VM, MH και VMH χώρο φόρτισης για τις ίδιες συνθήκες στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους. Στο **Σχήμα 1.7** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα στο επίπεδο VH σε αδιάστατους όρους και κανονικοποιημένα ως προς τα μεγέθη  $V_{ult}$  και  $H_{ult}$ . Η παρακάτω εξίσωση μπορεί προσεγγιστικά να περιγράψει τη καμπύλη αστοχίας :

$$V/V_{ult} = (1 - H/H_{ult})^p \quad (1.9)$$

όπου ο εκθέτης  $p$  είναι συνάρτηση του βαθμού εγκιβωτισμού  $D/B$ .

Στο **Σχήμα 1.8** απεικονίζονται οι καμπύλες αλληλεπίδρασης στο επίπεδο VM. Το σχήμα της καμπύλης φαίνεται να είναι ανεξάρτητο από το βαθμό εγκιβωτισμού και περιγράφεται αρκετά ικανοποιητικά από την εξίσωση :

$$V/V_{ult} = (1 - M/M_{ult})^{0.23} \quad (1.10)$$

Σε ότι αφορά τη φόρτιση στο επίπεδο MH η Gourvenec καταλήγει στα ίδια συμπεράσματα με αυτά των Yun & Bransby. Η ασυμμετρία της περιβάλλουσας αστοχίας καταδεικνύει τη σύζευξη του στροφικού και του οριζόντιου μετακινήσιου βαθμού ελευθερίας, με αποτέλεσμα το σχήμα της καμπύλης να ποικίλει ανάλογα με το βαθμό εγκιβωτισμού της θεμελίωσης. Ωστόσο, για δεδομένο βαθμό εγκιβωτισμού το σχήμα της περιβάλλουσας αστοχίας παραμένει σχεδόν ανεξάρτητο από το κατακόρυφο φορτίο. Αυτό φαίνεται στο **Σχήμα 1.9**, όπου απεικονίζονται τομές των περιβαλλουσών αστοχίας στο MH επίπεδο φόρτισης, σε διάφορες στάθμες του κατακόρυφου φορτίου.

#### 1.5.4 Φέρουσα ικανότητα θεμελιώσεων σε ανομοιογενές έδαφος

Όλες οι προαναφερθείσες μελέτες προσπάθησαν να μελετήσουν την απόκριση θεμελιώσεων σε ομοιογενές έδαφος, δηλαδή έδαφος με σταθερό  $S_u$  και  $E_u$  παραδοχή η οποία αντιτίθεται στην πραγματικότητα, καθώς το έδαφος είναι ανομοιογενές υλικό με

διαφορετικές ιδιότητες και αντοχές αυξανόμενου (συνήθως) του βάθους από την επιφάνεια.

Χαρακτηριστικά παράδειγμα της παραπάνω συμπεριφοράς αποτελεί η θεμελίωση της γέφυρας του ποταμού Τάγου στην Πορτογαλία (Tagus Bridge ή 25 de Abril Bridge), η οποία δόθηκε στην κυκλοφορία στις 6 Αυγούστου 1966. Η γέφυρα ενώνει την πρωτεύουσα της Πορτογαλίας Λισαβόνα με την Αλμάδα. Έχει μήκος 2.277 m και αποτελεί την 27<sup>η</sup> μεγαλύτερη κρεμαστή γέφυρα στον κόσμο. Αποτελεί ένα από τα σύμβολα της Πορτογαλίας, με δυνατότητα εξυπηρέτησης τροχοφόρων οχημάτων και σιδηροδρόμου (μετά και την προσθήκη δεύτερου καταστρώματος). Η γέφυρα διαθέτει μεγάλη ποικιλία ως προς τον τρόπο θεμελίωσής της, καθώς στηρίζεται τόσο σε βάθρα μεγάλου βάθους, όσο και σε πασσαλοομάδες. Εντυπωσιακό χαρακτηριστικό της αποτελεί η θεμελίωση του τρίτου πυλώνα της γέφυρας (προς την πλευρά της περιοχής της Λισαβόνας, **Σχήμα 1.10**), η οποία αποτελείται από ένα μεγαλειώδες φρέαρ βάθους 89 m περίπου. Το εδαφικό υπόβαθρο της περιοχής αποτελείται από άργιλο πάχους 40 m, με αστράγγιστη διατμητική αντοχή  $S_u=2.5z$  (σε MPa), όπου  $z$  το βάθος από την επιφάνεια του εδάφους, στρώμα άμμου (πάχους 18.3 m) με  $S_u=170$  MPa, ενώ η έδραση γίνεται σε βασάλτη με  $S_u=2300$  MPa. Από τα παραπάνω γίνεται κατανοητή η ανομοιογένεια του εδαφικού υλικού ειδικά στα πρώτα 40 m και λόγω της μη ύπαρξης κατάλληλης τεχνολογίας οδήγησε τους μελετητές στην ανέγερση ενός τεράστιου φρέατος, ακόμα και για τα σημερινά δεδομένα. Αντίστοιχα, προβλήματα αντιμετωπίζουν και μελέτες εξόρυξης πετρελαίου σε μεγάλα βάθη, όπου η ανομοιογένεια του εδάφους διαδραματίζει πρωταρχικό ρόλο στην αντοχή του και τις συνθήκες και μεθόδους εξόρυξης του καυσίμου.

Με σκοπό την αντιμετώπιση της ανομοιογένειας του εδάφους λοιπόν, στην υπάρχουσα βιβλιογραφία ανήκουν μελέτες για κυκλικά επιφανειακά θεμέλια [Gourvenec, 2007] και για εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις [Yun & Bransby, 2007] σε ανομοιογενές έδαφος γραμμικώς αυξανόμενης διατμητικής αντοχής. Αυτή η θεώρηση αποτελεί μία προσομοίωση - εξιδανίκευση της πραγματικότητας όμως αποτελεί μία καλή απαρχή για την μελέτη της συμπεριφοράς των ανομοιογενών εδαφών.

Πιο συγκεκριμένα, η Gourvenec μελέτησε την απόκριση των επιφανειακών θεμελίων εδραζομένων σε άργιλο με αστράγγιστη διατμητική αντοχή γραμμικώς αυξανόμενης του

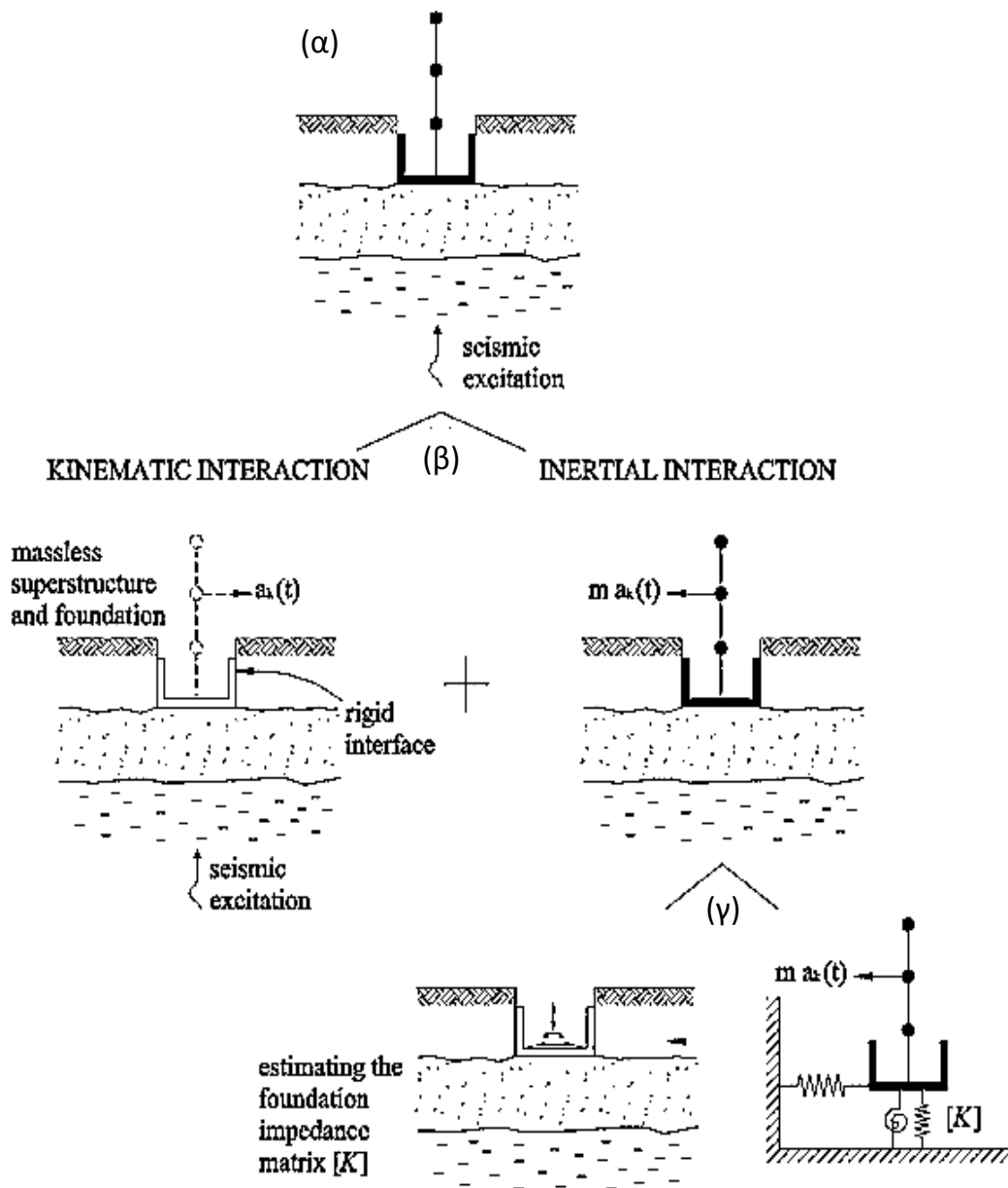
βάθους και αρχικής τιμής διάφορης του μηδενός ( $S_u = S_{u0} + kz$ ,  $S_{u0} \neq 0$ ,  $E_u/S_u = 500$ ) (**Σχήμα 1.11**). Η ανάλυση έγινε σε τρισδιάστατες συνθήκες με συνθήκες πλήρους επαφής εδάφους – θεμελίωσης και η κλίση αύξησης της διατμητικής αντοχής  $k$  έλαβε τιμές 0, 2 και 6. Για την ανάλυση χρησιμοποιήθηκε το κριτήριο Tresca. Ανάμεσα στα αποτελέσματα των αναλύσεων ήταν τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης VHM για τα τρία εδαφικά υλικά με αύξον κατακόρυφο φορτίο όπως απεικονίζονται στο **Σχήμα 1.12**. Από τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης είναι προφανής η διαφορά στην αντοχή του εδάφους με μεγαλύτερη αυτή του εδαφικού υλικού με δείκτη  $k=6$  ενώ αυξανόμενου του κατακόρυφου φορτίου μειώνεται η ασυμμετρία των διαγραμμάτων. Μάλιστα για τιμή κατακόρυφου φορτίου ίση με  $0.9V_{ult}$  η ασυμμετρία αλλάζει τεταρτημόριο (από το πρώτο στο τέταρτο). Στα **Σχήματα 1.13** και **1.14** παρουσιάζονται μορφές αστοχίας του εδάφους για όλα τα εδαφικά υλικά, κάποιες από τις οποίες θα μας απασχολήσουν και στη συνέχεια της εργασίας μας. Ολοκληρώνοντας, να τονιστεί ότι έγινε προσπάθεια ώστε να αναπαραχθούν πολυώνυμα τα οποία να συσχετίζουν τους λόγους  $u=V/V_{ult}$ ,  $h=H/H_{ult}$ ,  $m=M/M_{ult}$ , έτσι ώστε να συναληθεύουν με τα αποτελέσματα των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης.

Οι Yun & Bransby προσπάθησαν να μελετήσουν την απόκριση εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων ( $D/B=0.2, 0.5, 1$ ) σε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης και πλήρους επαφής εδάφους – θεμελίωσης. Το εδαφικό υλικό που μελετήθηκε ήταν άργιλος με  $S_u = kz$ ,  $k=1.1$  kPa/m,  $E_u/S_u=400$ , υλικό που προσομοιάζει καλύτερα την πραγματικότητα καθώς η αστράγγιστη διατμητική αντοχή στην επιφάνεια είναι μηδενική. Για την ανάλυση χρησιμοποιήθηκε επίσης το κριτήριο Tresca. Με βάση την παραπάνω βιβλιογραφία, στην εργασία αυτή γίνεται μια προσπάθεια να αναλυθούν και να μελετηθούν οι ιδιαιτερότητες του ανομοιογενούς υλικού ώστε να προκύψουν χρήσιμα συμπεράσματα.



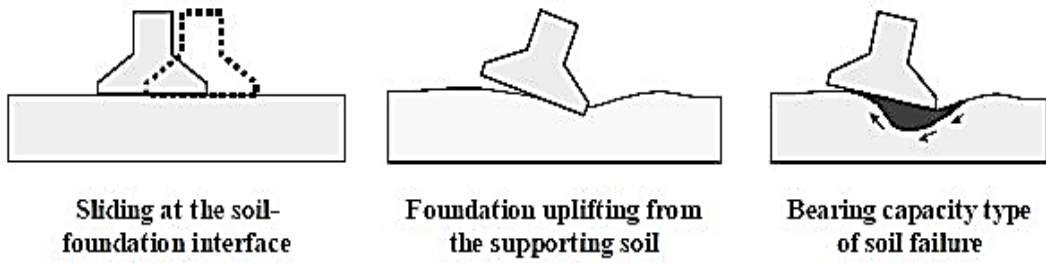
# *Σχήματα 1<sup>ου</sup> Κεφαλαίου*



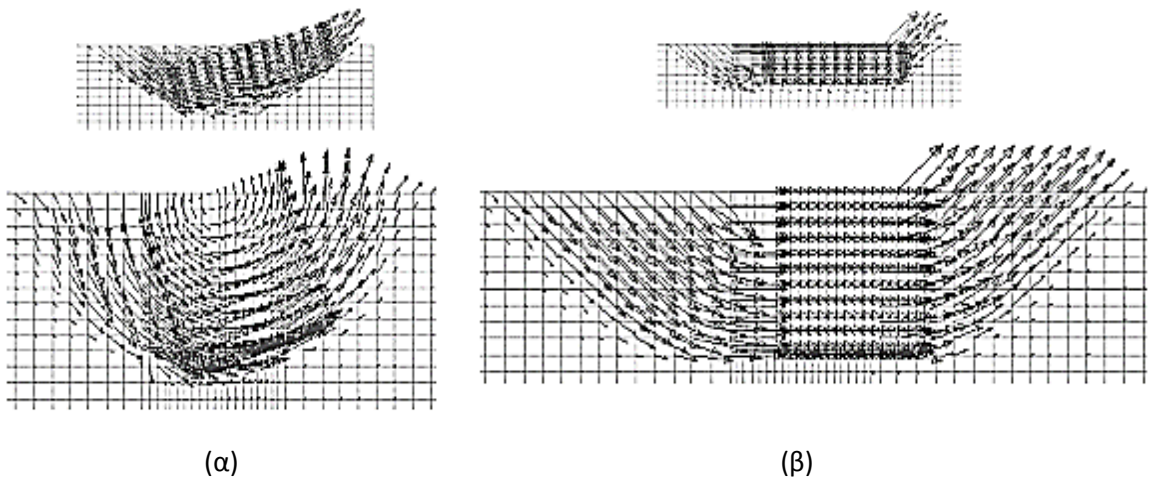


**Σχήμα 1.1** (α) Το πρόβλημα: σεισμική αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής, (β) επαλληλία κινηματικής και αδρανειακής αλληλεπίδρασης, (γ) ανάλυση της αδρανειακής αλληλεπίδρασης σε δύο βήματα [Mylonakis et al., 2006].

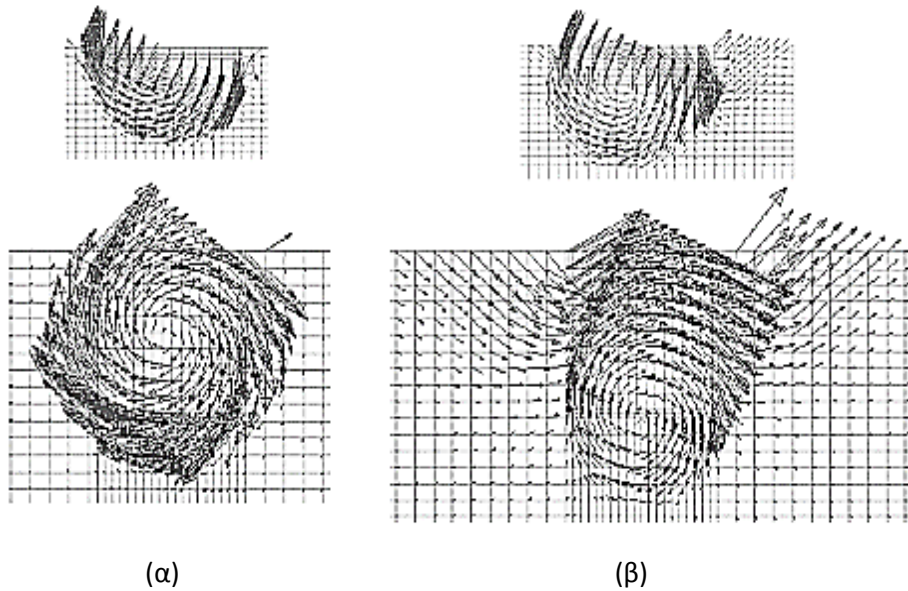




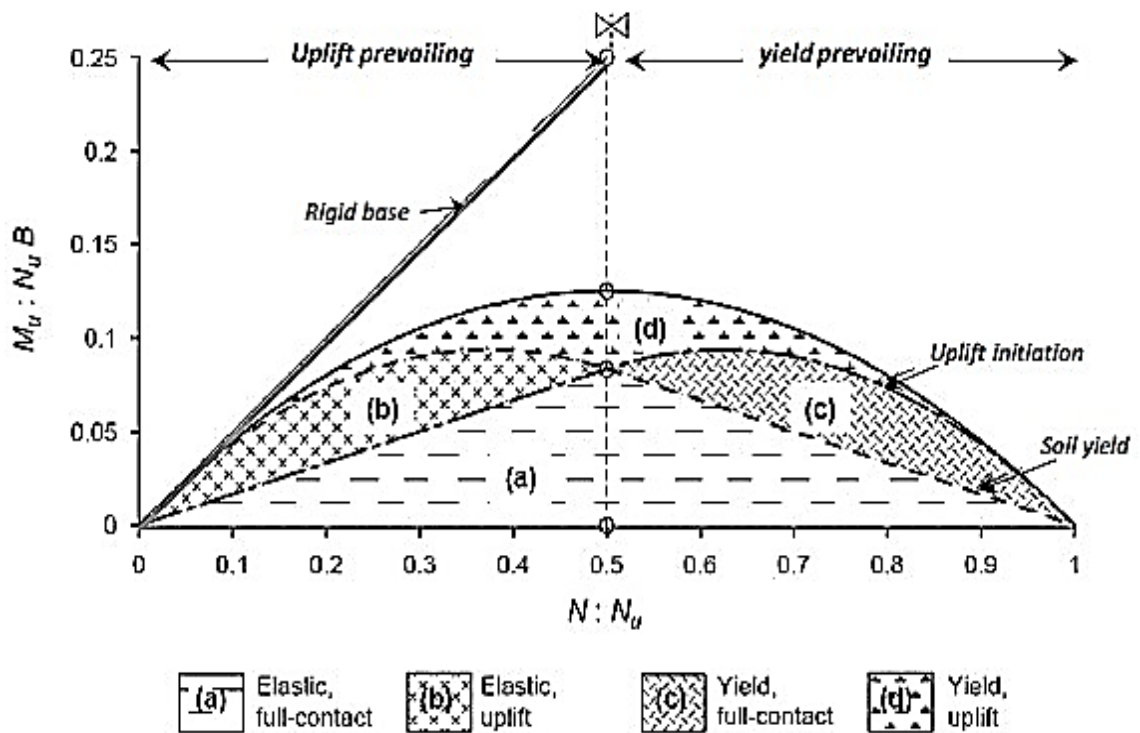
**Σχήμα 1.2** Μηχανισμοί μη γραμμικής απόκρισης στο σύστημα εδάφους - θεμελίωσης [Gazetas & Apostolou, 2004].



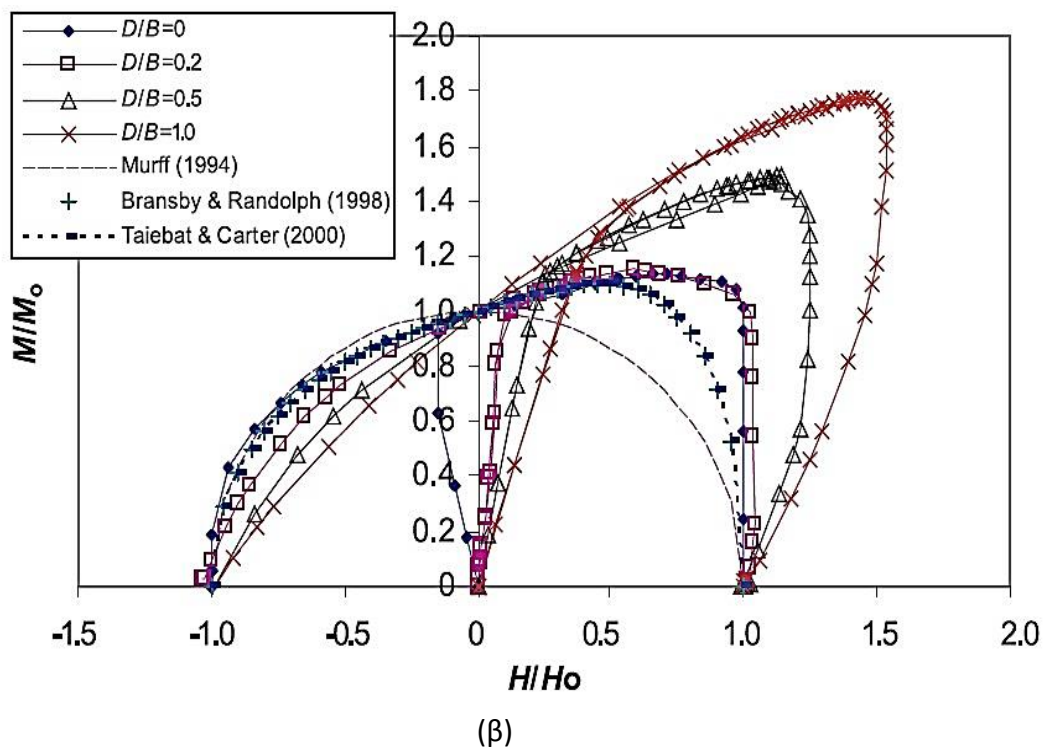
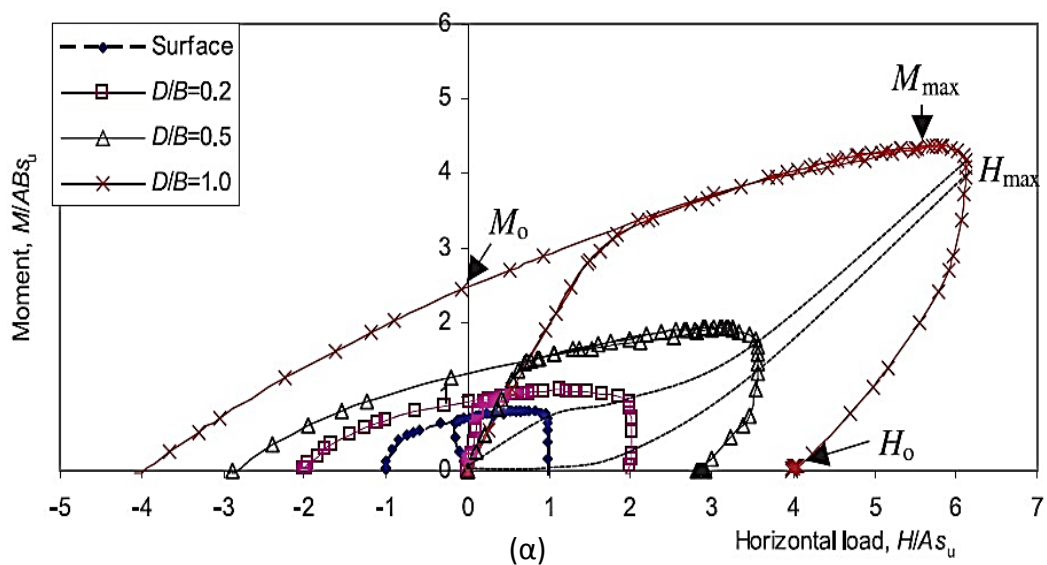
**Σχήμα 1.3** Μηχανισμοί αστοχίας εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων υπό την επιβολή ροπής στη βάση,  $D/B = 0.25$  και  $1$ : (α) χωρίς και (β) με δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης [Gourvenec, 2008].



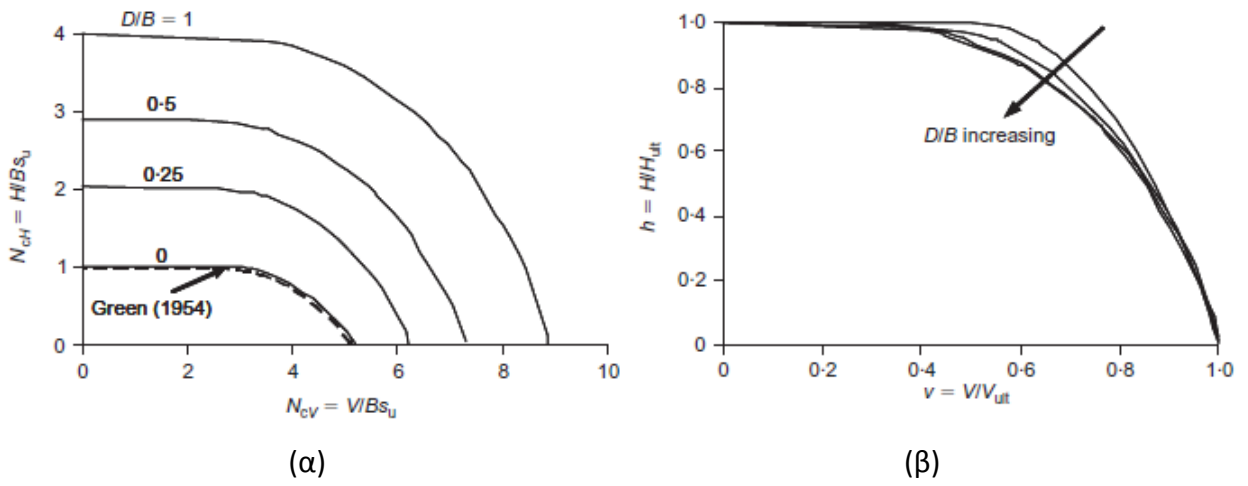
**Σχήμα 1.4** Μηχανισμοί αστοχίας εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων υπό την επιβολή ροπής στη βάση,  $D/B = 0.25$  και 1: (α) χωρίς και (β) με δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης [Gourvenec, 2008].



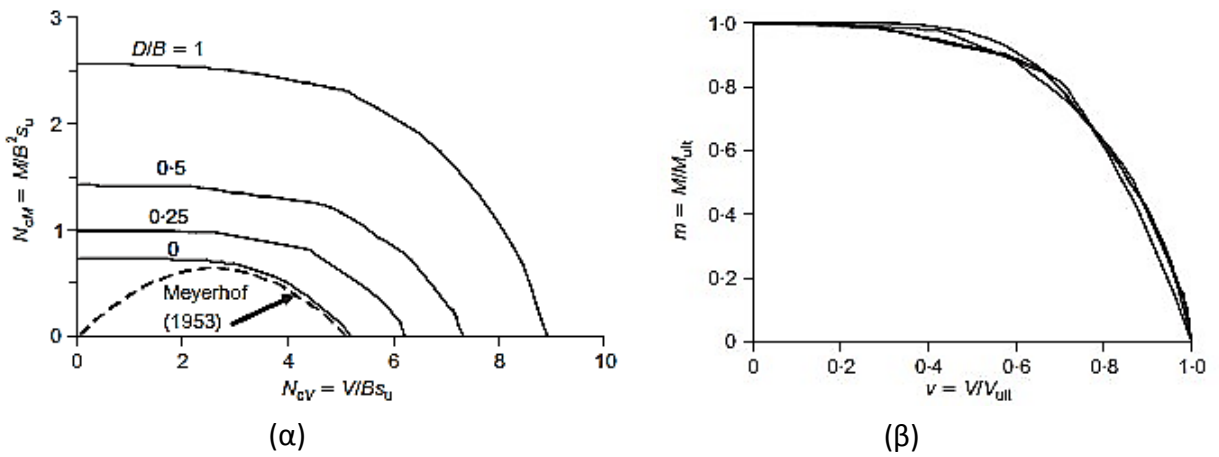
**Σχήμα 1.5** Καμπύλες αλληλεπίδρασης επιφανειακών θεμελιώσεων στο επίπεδο  $M - N$ , για ανέδδοτο και ενδόσιμο έδαφος. Απόζευξη των μηχανισμών αποκόλλησης και εδαφικής διαρροής [Apostolou & Gazetas, 2007].



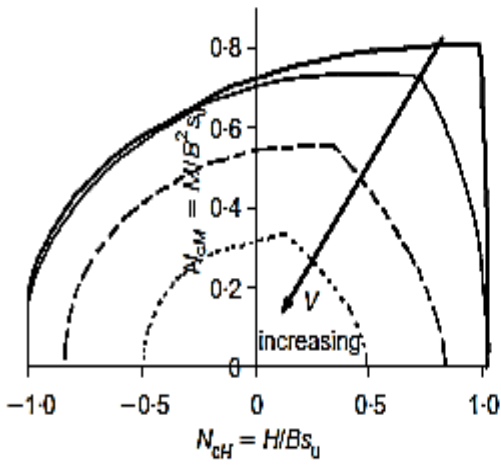
**Σχήμα 1.6** Περιβάλλουσες αστοχίας εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων για MH ( $V=0$ ) φόρτιση: θεωρήση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους για βαθμούς εγκιβωτισμού  $D/B=0, 0.2, 0.5$  και  $1$ : (α) στο αδιάστατο επίπεδο φόρτισης, (β) στο κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης [Yun & Bransby, 2007].



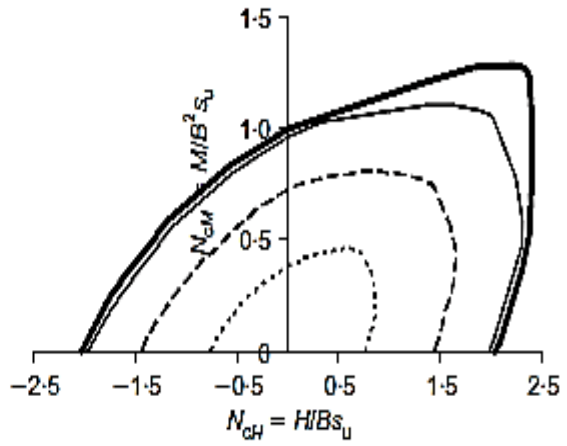
**Σχήμα 1.7** Περιβάλλουσες αστοχίας εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων για VH ( $M=0$ ) φόρτιση: (α) στο αδιάστατο επίπεδο φόρτισης, (β) στο κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης [Gourvenec, 2008].



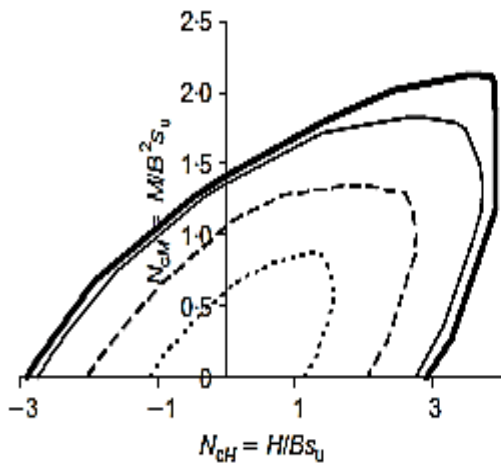
**Σχήμα 1.8** Περιβάλλουσες αστοχίας εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων για VM ( $H=0$ ) φόρτιση: (α) στο αδιάστατο επίπεδο φόρτισης, (β) στο κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης [Gourvenec, 2008].



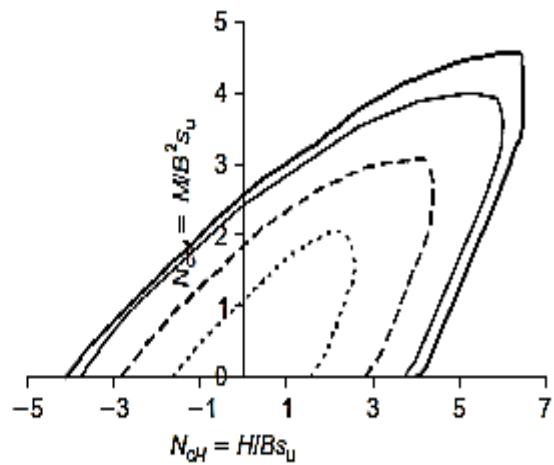
(α)



(β)



(γ)

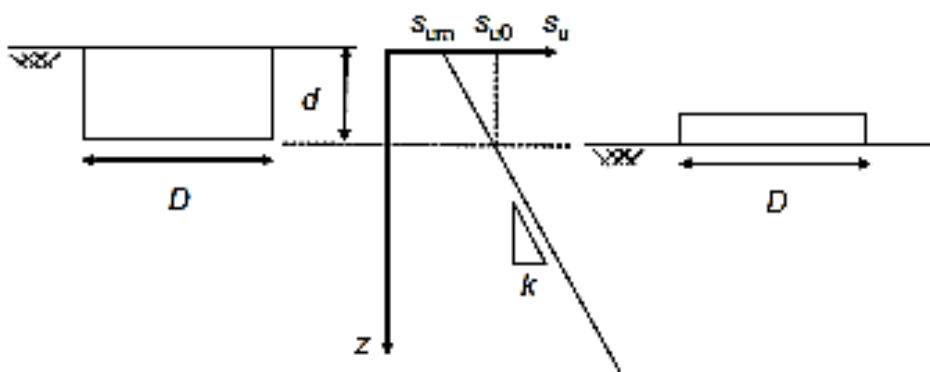


(δ)

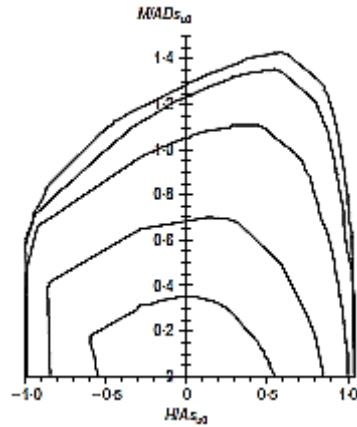
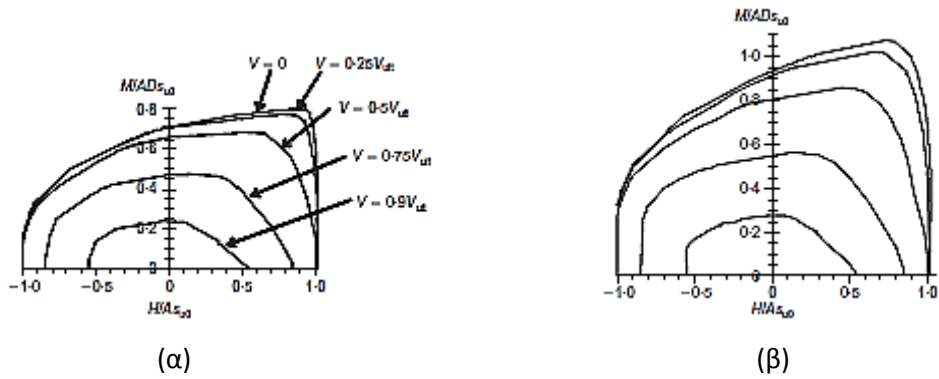
**Σχήμα 1.9** Περιβάλλουσες αποτυχίας εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων για VMH φόρτιση,  $V/V_{ult}=0, 0.5, 0.75$  και  $0.9$ : (α)  $D/B=0$ , (β)  $D/B=0.25$ , (γ)  $D/B=0.5$ , (δ)  $D/B=1$  [Gourvenec, 2008].



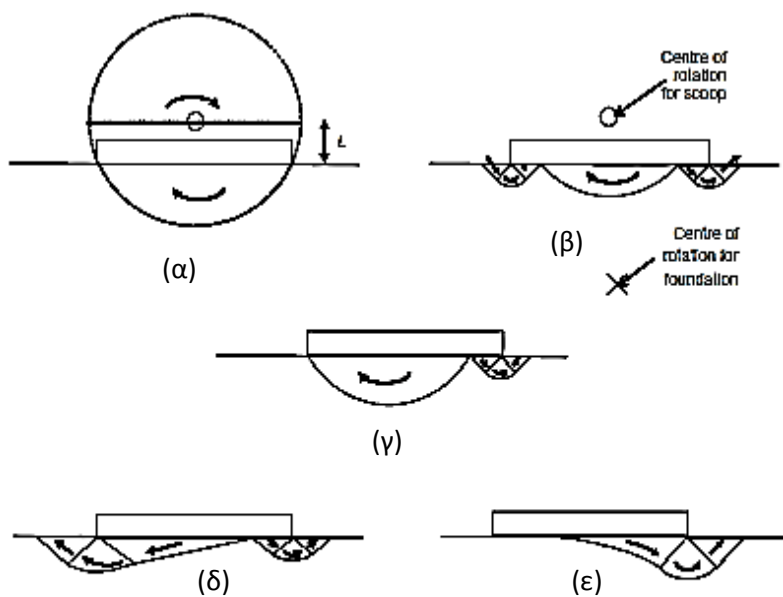
**Σχήμα 1.10** Γέφυρα του Τάγου (Tagus Bridge ή 25 de Abril Bridge). Χαρακτηριστικό παράδειγμα θεμελίωσης σε ανομοιογενές έδαφος (Πηγή: Google).



**Σχήμα 1.11** Ιδεατό έδαφος και συνθήκες θεμελίωσης κούλου επιφανειακού θεμελίου [Gourvenec, 2007].

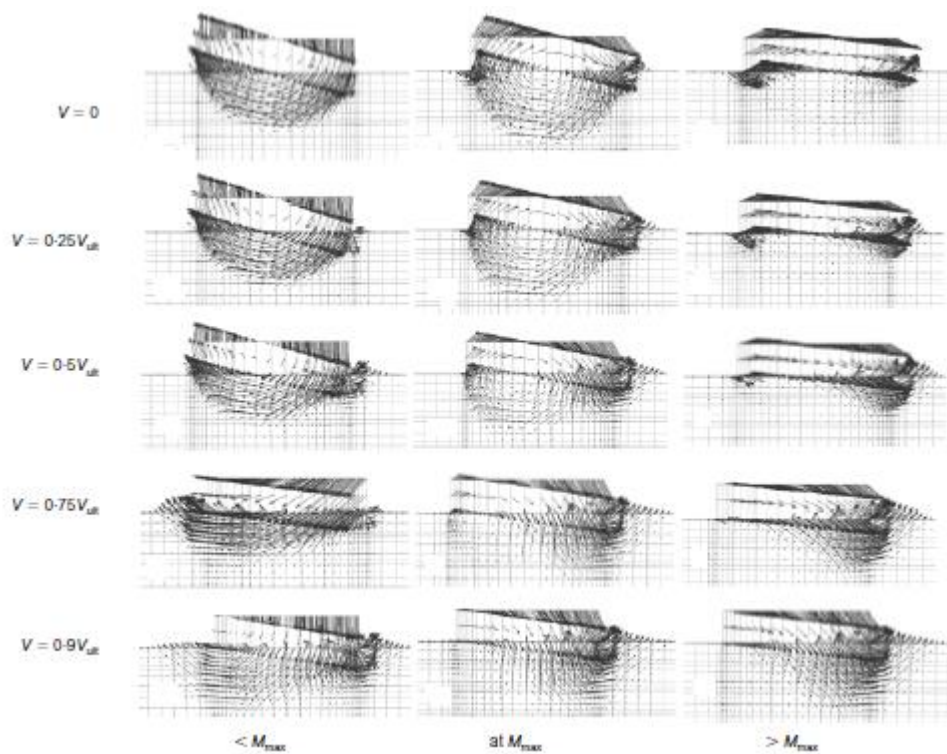


**Σχήμα 1.12** Περιβάλλουσες αστοχίας ΗΜ κυκλικών επιφανειακών θεμελιώσεων εδραζομένων σε: (α) ομοιογενές έδαφος με  $\kappa=0$ , (β) ανομοιογενές έδαφος με  $\kappa=2$ , (γ) ανομοιογενές έδαφος με  $\kappa=6$  [Gourvenec, 2007].

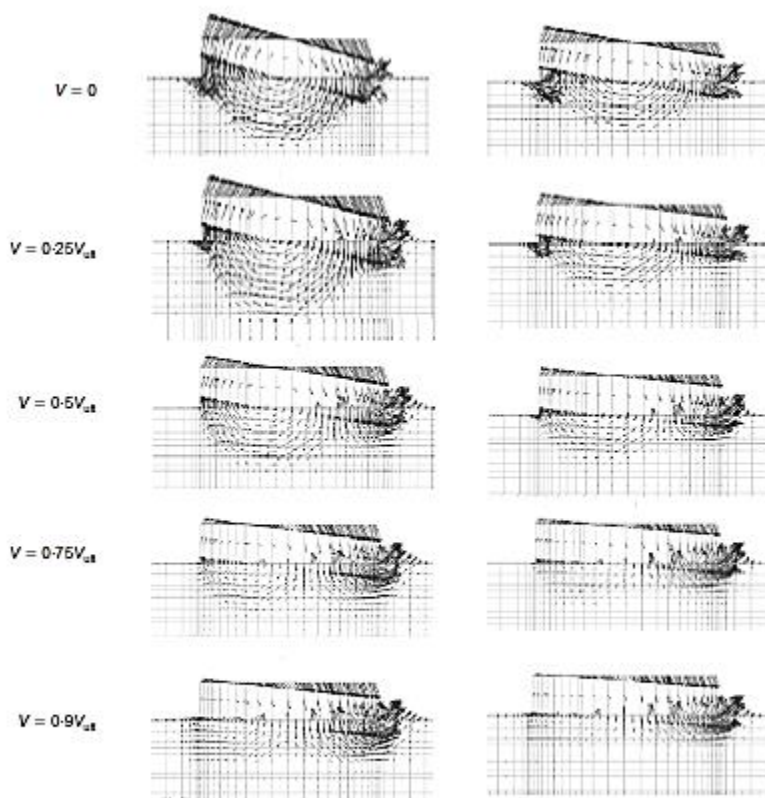


**Σχήμα 1.13** Γραφική παρουσίαση μηχανισμών αστοχίας υπό την επίδραση γενικευμένου φορτίου: (α) scoop (β) wedge-scoop-wedge (γ) scoop-wedge (δ) asymmetric wedge (ε) Brinch Hansen, [Gourvenec, 2007].





(α)



(β)

(γ)

**Σχήμα 1.14** Μηχανισμοί αστοχίας εδάφους σε περιστροφική φόρτιση θεμελίου για: (α) ομοιογενές έδαφος σε διάφορες τιμές κατακόρυφου φορτίου – ροπής, (β) ανομοιογενές έδαφος με  $k=2$  και  $M=M_{max}$  για διάφορες τιμές κατακόρυφου φορτίου, (γ) ανομοιογενές έδαφος με  $k=6$  και  $M=M_{max}$  για διάφορες τιμές κατακόρυφου φορτίου [Gourvenec, 2007].





# 2<sup>ο</sup> Κεφάλαιο

---

## Ορισμός του Προβλήματος, Προσομοίωση

### 2.1 Ορισμός του προβλήματος

### 2.2 Μεθοδολογία ανάλυσης



## 2 Ορισμός του Προβλήματος, Προσομοίωση

---

### 2.1 Ορισμός του προβλήματος

Η παρούσα εργασία εντάσσεται σε ένα ευρύτερο πλαίσιο μελετών της σεισμικής αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής με θεώρηση της μη γραμμικής – ανελαστικής συμπεριφοράς του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης. Κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμικών γεγονότων, το θεμέλιο μπορεί να αποκολλάται από το έδαφος ή/και να ολισθαίνει κατά μήκος της διεπιφάνειας θεμελίου – εδάφους, ενώ ταυτόχρονα κινητοποιούνται μηχανισμοί φέρουσας ικανότητας του εδάφους υπό τη δράση της συνδυασμένης *MQN* σεισμικής φόρτισης. Η κινητοποίηση τέτοιων μηχανισμών δε συνεπάγεται απαραίτητα αστοχία, χάρη στον ανακυκλικό και κινηματικό χαρακτήρα της σεισμικής φόρτισης. Αντιθέτως, η ιδέα του να επιτρέπεται το ανασήκωμα της θεμελίωσης (*γεωμετρική μη γραμμικότητα*) και η κινητοποίηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους (*ανελαστικότητα υλικού*) έχει προταθεί τα τελευταία χρόνια σαν εναλλακτική της συμβατικής φιλοσοφίας σχεδιασμού [FEMA – 356, 2000]. Πλήθος ερευνητών έχουν δείξει ότι η μη γραμμική – ανελαστική απόκριση του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης είναι όχι μόνο αναπόφευκτη, αλλά μπορεί να αποδειχθεί και ευεργετική για τη συνολική απόκριση της κατασκευής [Pecker, 1998, 2003; Martin & Lam, 2000; Makris & Roussos, 2000; Faccioli et al., 2001; Kutter et al., 2003; Gazetas et al., 2003; 2007; Gajan et al., 2005; Paolucci et al., 2008; Kawashima et al., 2007; Gajan & Kutter, 2008; Anastasopoulos et al., 2010; Gelagoti et al., 2011].

Παρά το γεγονός ότι η μη γραμμική απόκριση επιφανειακών θεμελιώσεων έχει αποτελέσει αντικείμενο εκτεταμένης έρευνας [Taylor et al., 1981; Butterfield & Gottardi, 1994; Faccioli et al. 2001; Gajan et al., 2005; Allotey & Naggar, 2003; 2008; Pender, 2007; Gajan & Kutter 2008], λιγότερες είναι οι εργασίες που αφορούν την ανελαστική απόκριση εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων [Yun & Bransby, 2007; Gourvenec, 2008]. Οι τελευταίες περιορίζονται στη μελέτη θεμελιώσεων πλήρως συγκολλημένων στο έδαφος, υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης, χωρίς να λαμβάνονται υπόψη φαινόμενα δευτέρας τάξης.

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας αποτελεί η μη γραμμική – ανελαστική απόκριση εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων σε ανομοιογενές έδαφος. Ειδικότερα, μελετάται η απόκριση θεμελιώσεων τετραγωνικής κάτοψης, βαθμού εγκιβωτισμού  $D/B = 0, 0.2, 0.5$  και 1 επί ανομοιογενούς αργλικού εδάφους υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης. Για την πληρότητα της παρουσίασης και την καλύτερη κατανόηση των αποτελεσμάτων γίνεται αντιπαραβολή με την διπλωματική εργασία “Ανελαστική Απόκριση Εγκιβωτισμένων Θεμελιώσεων” [Ntritsos, 2012], έτσι ώστε να γίνουν συγκρίσεις με το ομοιογενές έδαφος. Συνοπτικά, στα κεφάλαια 3 και 4 εξετάζεται το σύστημα εγκιβωτισμένης θεμελίωσης του **Σχήματος 2.1α**. Η ανωδομή αναπαρίσταται από ένα συνδυασμό φόρτισης MQN, ο οποίος επιβάλλεται απευθείας στη βάση του θεμελίου, χωρίς να λαμβάνονται υπόψη φαινόμενα δευτέρας τάξεως. Αποτέλεσμα των αναλύσεων είναι η εξαγωγή των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης MQN, που προσδιορίζουν τη φέρουσα ικανότητα του συστήματος για ένα πλήθος εντατικών καταστάσεων. Στο κεφάλαιο 5 γίνεται μια προσπάθεια εκτίμησης της μεταβολής της δυσκαμψίας του συστήματος με την μεταβολή του εγκιβωτισμού της θεμελίωσης. Οι αναλύσεις εκτελέστηκαν με βάση τις παραδοχές του κεφαλαίου 3 όπως θα δειχθεί στη συνέχεια της εργασίας. Στο κεφάλαιο 6 προσομοιώνεται το σύνολο του συστήματος εδάφους – θεμελίου – ανωδομής (**Σχήμα 2.1β**) και μελετάται η δυναμική απόκρισή του σε επιλεγμένες σεισμικές διεγέρσεις. Η ανωδομή αναπαρίσταται από έναν απλό μονοβάθμιο ταλαντωτή, ο οποίος μπορεί να προσομοιώσει αρκετά ικανοποιητικά ένα βάρθρο γέφυρας [Priestley et al., 1996], ενώ αποτελεί μια πρώτη προσέγγιση της προσομοίωσης πολυπλοκότερων κατασκευών. Για τις ανάγκες της εργασίας και χάριν απλοποίησης ο ταλαντωτής θεωρείται άκαμπτος. Η φόρτιση εφαρμόζεται μέσω χρονοϊστορίας στη βάση του προσομοιώματός μας και μάλιστα γίνεται χρήση ειδικών αποσβεστήρων για την απόσβεση της ανάκλασης των σεισμικών κυμάτων και τον ρεαλισμό του προσομοιώματός μας. Οι αναλύσεις ακολουθούν τις παραδοχές του κεφαλαίου 4 ενώ έμφαση δίνεται στις παραμένουσες στροφές και καθιζήσεις της θεμελίωσης. Διαφορά αποτελεί το γεγονός πως λαμβάνεται υπόψη η επιρροή των φαινομένων  $P - \delta$  για την ρεαλιστικότερη ανάλυση του φαινομένου κυρίως λόγω της ύπαρξης μάζας στην κορυφή του μονοβάθμιου ταλαντωτή. Περισσότερες λεπτομέρειες δίνονται στα αντίστοιχα κεφάλαια.

## 2.2 Μεθοδολογία ανάλυσης

### 2.2.1 Προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων

Το πρόβλημα αναλύεται μέσω μιας σειράς τρισδιάστατων αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS, v.6.13(2013). Τα τρισδιάστατα προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις εγκιβωτισμένων θεμελίων απεικονίζονται στο **Σχήμα 2.2**. Εκμεταλλευόμενοι τη συμμετρία του προβλήματος επαρκεί η προσομοίωση της μισής γεωμετρίας αυτού.

Το **αργλικό έδαφος** προσομοιώνεται με οκτακομβικά εξαεδρικά “brick – type” στοιχεία (C3D8), με κατάλληλο ελαστοπλαστικό νόμο εδαφικής συμπεριφοράς, όπως περιγράφεται στο επόμενο εδάφιο. Πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις σε δύο διαφορετικά εδαφικά υλικά ως προς την “σκληρότητά” τους. Συνοπτικά, η αστράγγιστη διατμητική αντοχή των υλικών ακολουθεί την εξίσωση  $S_u = mz$ , όπου  $z$  το βάθος από την επιφάνεια και ο όρος  $m$  ισούται με 2 για το “μαλακό” και με 10 για το “σκληρό” εδαφικό υλικό μας. Επιπρόσθετα, το ειδικό βάρος του εδάφους είναι ίσο με  $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$ ,  $\gamma'=10 \text{ kN/m}^3$ , ενώ ο λόγος  $E/S_u=1800$  ( $E$  το μέτρο ελαστικότητας Young) για λόγους σύγκρισης με το αναλυθέν ομοιογενές έδαφος [Ntritsos, 2012]. Να τονιστεί ότι για την μεταβολή των στοιχείων του εδάφους με το βάθος χρησιμοποιήθηκε ειδική υπορουτίνα “usdfld” σε προγραμματιστική γλώσσα fortran.

Όσον αφορά την προσομοίωση της **θεμελίωσης**, χρησιμοποιήθηκαν ίδια στοιχεία με αυτά του εδάφους. Τα στοιχεία του θεμελίου συμπεριφέρονται ως γραμμικώς ελαστικά με υψηλό μέτρο ελαστικότητας, ώστε το θεμέλιο να παραμορφώνεται ως απολύτως στερεό σώμα. Το ειδικό βάρος των στοιχείων του θεμελίου λαμβάνεται ίσο με αυτό του σκυροδέματος ( $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ ). Τα εδαφικά στοιχεία και τα στοιχεία θεμελίου φαίνονται στο **Σχήμα 2.3**. Το βάθρο προσομοιώνεται με γραμμικά ελαστικά στοιχεία δοκού κυκλικής διατομής (B31), με υψηλό μέτρο ελαστικότητας, ώστε το βάθρο να είναι πρακτικά άκαμπτο. Η μάζα του βάθρου θεωρείται αμελητέα έτσι, η συνολική μάζα της ανωδομής είναι συγκεντρωμένη στο στοιχείο μάζας που τοποθετείται στην κορυφή του βάθρου.

Όσον αφορά τον αριθμό των πεπερασμένων στοιχείων δημιουργήθηκαν προσομοιώματα με πλήθος 50000, 52000, 55000, 66000 για εγκιβωτισμό  $D/B=0, 0.2, 0.5, 1$ . Γενικά, εφαρμόστηκε πύκνωση των πεπερασμένων στοιχείων στις περιοχές πλησίον του θεμελίου και αραίωση και προς τους τρεις άξονες στην κατεύθυνση των συνόρων του προσομοιώματός μας, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 2.2**.

Οι συνολικές διαστάσεις του προσομοιώματός μας λαμβάνονται ίσες με 9 B στην οριζόντια κατά x διεύθυνση, 4.5 B στην οριζόντια κατά y διεύθυνση (λόγω συμμετρίας) και 3 B στην κατακόρυφο z διεύθυνση, όπου B το πλάτος του θεμελίου. Οι κινηματικοί περιορισμοί που επιβάλλονται στους ακραίους κόμβους του προσομοιώματος απαγορεύουν την κατά x και κατά y μετακίνηση στους ακραίους κατά x κόμβους, την κατά y μετακίνηση στους ακραίους κατά y κόμβους και όλες τις μετακινήσεις στους κόμβους της βάσης του προσομοιώματος.

Για τη ρεαλιστική προσομοίωση της διεπιφάνειας θεμελίου – εδάφους γίνεται χρήση στοιχείων διεπιφάνειας. Τα στοιχεία αυτά ενώνουν τους κόμβους του εδάφους με τους αντίστοιχους (κοινών αρχικών συντεταγμένων) κόμβους του θεμελίου. Στα κεφάλαια 3 και 5 τα στοιχεία αυτά διατηρούν τις επιφάνειες θεμελίου κι εδάφους σε πλήρη επαφή, ενώ στα κεφάλαια 4 και 6 επιτρέπουν την ολίσθηση κατά μήκος της διεπιφάνειας και την αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος, ανάλογα με τη φόρτιση. Η αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος λαμβάνει χώρα εξαιτίας της μηδενικής εφελκυστικής αντοχής στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους, όταν τείνουν να αναπτυχθούν σε αυτήν εφελκυστικές τάσεις. Η ολίσθηση ακολουθεί τον νόμο τριβής κατά *Coulomb* με  $\phi_a=0$  και  $c_a=\alpha S_u$ . Όταν ξεπεραστεί το συγκεκριμένο όριο τάσης διαδραματίζεται ολίσθηση στην διεπιφάνεια. Να τονιστεί ότι ο συντελεστής  $\alpha$  είναι ίσος με 0.5 για τις παράπλευρες επιφάνειες και με 1 για τη βάση του θεμελίου. Οι τιμές αυτές θεωρήθηκαν εύλογες καθώς στις παράπλευρες επιφάνειες υπάρχει απομείωση της τριβής λόγω των ατελών επιφανειών, ενώ στην βάση λόγω και του ίδιου βάρους της κατασκευής υπάρχει σχεδόν τέλεια επαφή εδάφους – θεμελίου. Η τιμή του  $S_u$  είναι ίση με το  $S_u$  της βάσης για τα στοιχεία της βάσης ενώ για τα στοιχεία των παραπλεύρων επιφανειών ισούται με την αστράγγιστη διατμητική αντοχή στο μέσον του βάθους εγκιβωτισμού. Ολοκληρώνοντας να τονιστεί ότι τα φαινόμενα  $P - \delta$  λαμβάνονται υπόψη μόνο στο κεφάλαιο 6. Στα επιμέρους κεφάλαια θα δοθούν περισσότερες λεπτομέρειες για τον τρόπο ανάλυσης.

### 2.2.2 Καταστατικό προσομοίωμα εδάφους

Για λόγους σύγκρισης με την υπάρχουσα δημοσιευμένη έρευνα χρησιμοποιήθηκε ως καταστατικό προσομοίωμα του εδάφους το κριτήριο αστοχίας Tresca. Στην ελαστική περιοχή, τα εδαφικά στοιχεία συμπεριφέρονται γραμμικώς ελαστικά και η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων καθορίζεται από τις παραμέτρους  $E$  και  $\nu$ . Ο λόγος  $E/S_u$  λήφθηκε ίσος με 1800, όπου  $E$  το μέτρο ελαστικότητας.

Η αστοχία εξαρτάται από την μέγιστη διατμητική τάση, η οποία, στον χώρο των κυρίων τάσεων ( $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ ), μπορεί να εκφρασθεί ως εξής:

$$f(\sigma, \kappa) = |\sigma_1 - \sigma_3| - \bar{\sigma}(\kappa) \quad (2.1)$$

όπου  $\bar{\sigma}(\kappa)$  η μονοαξονική αντοχή διαρροής ως συνάρτηση της μεταβλητής  $\kappa$ . Σε αυτήν την περίπτωση, η συνάρτηση  $f$  εξαρτάται μόνον από την διάμετρο του κύκλου Mohr (**Σχήμα 2.4**). Για εδάφη υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης, τα οποία υπακούουν αρκετά ικανοποιητικά στο κριτήριο Tresca, η μονοαξονική αντοχή διαρροής ισούται με το διπλάσιο της εδαφικής συνοχής ή με την αστράγγιστη διατμητική αντοχή  $S_u$ . Το τελευταίο συνεπάγεται ότι η επιφάνεια διαρροής στο διεκτροπικό επίπεδο είναι ανεξάρτητη από την θέση της διαγώνιου ( $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ ). Η επιφάνεια διαρροής αποτελεί ένα κανονικό εξάγωνο και η τομή της με το διεκτροπικό επίπεδο απεικονίζεται στο **Σχήμα 2.5**.

Το ABAQUS υιοθετεί με το παραπάνω κριτήριο αστοχίας έναν νόμο πλαστικής ροής Von Mises, ώστε να αποφευχθούν προβλήματα ορισμού του μεγέθους των σχετικών πλαστικών παραμορφώσεων στις γωνίες του εξαγωνικού κριτηρίου αστοχίας. Θεωρώντας συσχετισμένο νόμο πλαστικής ροής, ο ρυθμός της πλαστικής ροής δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\dot{\epsilon}^{pl} = \dot{\epsilon}^{pl} \frac{\partial f}{\partial \sigma} \quad (2.2)$$

όπου η συνάρτηση  $f$  ορίζει την κατάσταση διαρροής ως μία γενική συνάρτηση του μητρώου των τάσεων  $\sigma$ , η μερική παράγωγος  $\frac{\partial f}{\partial \sigma}$  αποτελεί την παράγωγο ως προς οποιαδήποτε τασική συνιστώσα από την οποία προκύπτει η έκφραση της αντίστοιχης συνιστώσας του μητρώου των πλαστικών παραμορφώσεων  $\dot{\epsilon}^{pl}$  και, τέλος,  $\dot{\epsilon}^{pl}$  είναι ο ισοδύναμος ρυθμός πλαστικής παραμόρφωσης.



Να τονιστεί ότι το συγκρινόμενο ομοιογενές έδαφος έχει αναλυθεί με το κριτήριο διαρροής Von Mises με μη γραμμικό κινηματικό νόμο κράτυνσης και συσχετισμένο νόμο πλαστικής ροής. Αυτό βέβαια δεν δημιουργεί ασυμβατότητες καθώς τόσο το καταστατικό προσομοίωμα Tresca όσο και το Von Mises είναι ικανά να προσομοιώσουν την πλάστιμη συμπεριφορά της αργίλου υπό αστράγγιστες συνθήκες, η οποία θεωρείται ανεξάρτητη από τη μέση ενεργό τάση.

### 2.2.3 Σύμβαση προσήμου

Ως θετική φορά δυνάμεων, ροπών και μετατοπίσεων θεωρείται αυτή με την οποία απεικονίζονται τα μεγέθη στο **Σχήμα 2.1**.

### 2.2.4 Διαγράμματα αλληλεπίδρασης

Στην ανάλυση της οριακής φέρουσας ικανότητας του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης, η φόρτιση επιβάλλεται μέσω ελεγχόμενης μετατόπισης ( $u$ ,  $w$ ,  $\vartheta$ ) απευθείας στο μέσον της βάσης κάθε θεμελίου.

Για την εξαγωγή των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης, χρησιμοποιήθηκαν δύο διαφορετικές μέθοδοι, τα λεγόμενα "*displacement probe tests*" και τα "*sideswipe tests*" (**Σχήμα 2.6**). Σύμφωνα με την πρώτη μέθοδο, επιβάλλεται ένας σταθερός αδιάστατος λόγος μετακινήσεων  $u/w$ ,  $u/D\vartheta$  ή  $w/D\vartheta$  μέχρι την αστοχία, αναλόγως του επιπέδου φόρτισης στο οποίο μελετάται το διάγραμμα αλληλεπίδρασης (NQ, QM, NM αντιστοίχως). Ως αποτελέσματα λαμβάνονται οι προκύπτουσες αντιδράσεις N, Q, M στον κόμβο επιβολής των μετακινήσεων. Όταν μία τέτοια διαδρομή φόρτισης προσεγγίσει την περιβάλλουσα καμπύλη αστοχίας, κινείται επί της τροχιάς της μέχρι να καταλήξει σε ένα τερματικό σημείο, στο οποίο η κατεύθυνση της εφαπτομένης στην καμπύλη αστοχίας θα ισούται με τον αρχικώς επιβληθέντα λόγο μετακίνησης. Η συμπεριφορά αυτή είναι απόρροια του συσχετισμένου νόμου πλαστικής ροής που υιοθετήθηκε στο καταστατικό προσομοίωμα. Σύμφωνα με αυτόν, η περιβάλλουσα επιφάνεια αστοχίας δεν περιγράφει μόνον την αλληλεπίδραση των εντατικών μεγεθών την στιγμή της αστοχίας, αλλά αποτελεί ταυτοχρόνως και ένα πλαστικό δυναμικό που

καταδεικνύει την κατεύθυνση των επαυξητικών πλαστικών παραμορφώσεων σε κάθε σημείο της **(Σχήμα 2.7)**. Η διαδικασία επαναλαμβάνεται για διάφορους λόγους μετακινήσεων και η καμπύλη που συνδέει τα τερματικά σημεία όλων των διαδρομών αποτελεί την περιβάλλουσα αστοχίας.

Η δεύτερη μέθοδος (*swipe tests*) χρησιμοποιήθηκε προκειμένου να εκτιμηθεί η αξιοπιστία της για τρισδιάστατες αναλύσεις κοίλων φρεατοθεμελιώσεων υπό συνδυασμένη φόρτιση. Αρχικώς προτάθηκε από τον Tan [1990], κατά την διάρκεια πειραματικής έρευνας, και στην συνέχεια επιβεβαιώθηκε και από άλλους ερευνητές [Martin, 1994; Bransby & Randolph, 1998; Martin & Houlsby, 2000]. Η διαδικασία περιλαμβάνει δύο βήματα: Στο πρώτο βήμα, επιβάλλεται μία διαδρομή μετακινήσεων μέχρι την αστοχία. Έπειτα, ακολουθείται από μία δεύτερη διαδρομή μετακινήσεων, στην διάρκεια της οποίας η επαυξητική συνιστώσα της μετακίνησης του πρώτου βήματος είναι μηδενική. Έτσι, σχηματίζεται η περιβάλλουσα αστοχίας μέχρι ένα τερματικό σημείο, στο οποίο το κάθετο διάνυσμα στην εφαπτομένη της καμπύλης θα ισούται με τον επιβεβλημένο λόγο μετακίνησης του δεύτερου βήματος. Το πλεονέκτημα της μεθόδου αυτής είναι ότι προκύπτει ένα σημαντικό τμήμα της περιβάλλουσας καμπύλης μέσω μίας μόνον ανάλυσης. Ωστόσο, όπως ισχυρίστηκαν οι Bransby & Randolph [1998] και οι Martin & Houlsby [2000], η προ της διαρροής πλαστική συμπεριφορά στο δεύτερο βήμα τέτοιου είδους αναλύσεων ενδέχεται να οδηγήσει σε "συρρίκνωση" της πραγματικής περιβάλλουσας, υποεκτιμώντας την πραγματική.

Για τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης οριζόντιας δύναμης-ροπής (QM) τα οποία πραγματοποιήθηκαν στην συγκεκριμένα εργασία, επιβλήθηκε αρχικώς μία στροφή με δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης μέχρι την αστοχία και εν συνεχεία μία οριζόντια μετακίνηση, διατηρώντας την στροφή του πρώτου βήματος σταθερή. Η διαδικασία επαναλήφθηκε για διαφορετικούς συντελεστές κατακόρυφου φορτίου (N).

Σημειώνεται εδώ, ότι η επιλογή του σημείου αναφοράς των εντατικών μεγεθών παίζει σημαντικό ρόλο στη μορφή της επιφάνειας αστοχίας [Martin, 1994; Bransby & Randolph, 1998; Yun & Bransby, 2007]. Για παράδειγμα, αν επιλεγεί ως σημείο αναφοράς ένα σημείο σε απόσταση  $L$  από τη στάθμη θεμελίωσης, η μετασχηματισμένη ροπή στο σημείο αυτό είναι  $M^* = M - QL$ . Προφανώς δε  $Q^* = Q$  και  $N^* = N$ , σε καθεστώς μικρών παραμορφώσεων. Ο ισοδύναμος μετασχηματισμός των

μετατοπίσεων δίνει  $u^* = u + \vartheta L$  (και  $\vartheta^* = \vartheta$ ,  $w^* = w$ ), όπου  $u$  είναι η οριζόντια μετακίνηση στο κέντρο της βάσης του θεμελίου,  $w$  η κατακόρυφη μετακίνηση στη βάση,  $\vartheta$  η στροφή, και  $u^*$ ,  $w^*$ ,  $\vartheta^*$  οι αντίστοιχες μετατοπίσεις στο νέο σημείο αναφοράς. Στην παρούσα εργασία, τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης των εντατικών μεγεθών αναφέρονται στο μέσον της βάσης του θεμελίου (εκτός εάν αναφέρεται διαφορετικά) για λόγους σύγκρισης με τις ήδη δημοσιευμένες λύσεις.

Τέλος, σημειώνεται ότι ο συντελεστής ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση  $FS_v$  εφαρμόζεται στην “καθαρή – πρόσθετη τάση αστοχίας” (“*net ultimate bearing capacity*”), την τάση δηλαδή που επιβάλλεται στο έδαφος μέσω της θεμελίωσης, αφού αφαιρεθεί το βάρος των υπερκειμένων της στάθμης θεμελίωσης γαιών, μιας και το βάρος αυτό απομακρύνεται κατά την κατασκευή του θεμελίου.

### 2.2.5 Στατική και δυναμική ανάλυση

Η στατική φόρτιση επιβάλλεται μέσω ελεγχόμενης μετακίνησης/στροφής στο μέσον της βάσης του θεμελίου εκτός αν αναφέρεται διαφορετικά. Όσον αφορά τη δυναμική ανάλυση, η χρονοϊστορία επιβάλλεται στην βάση των αποσβεστήρων. Ο συντελεστής ασφαλείας  $FS_v$  είναι σταθερός και ίσος με 2, ενώ ο λόγος λυγηρότητας της ανωδομής είναι σταθερός και ίσος με  $H/B=1.25$ . Να τονιστεί ότι οι καθιζήσεις και ροπές πλέον αναφέρονται ως προς την κορυφή του θεμελίου (σημείο σύνδεσης βάρου – θεμελίου), εκτός αν αναφέρεται διαφορετικά. Περισσότερες πληροφορίες για τις μεθόδους ανάλυσης δίνονται στις αντίστοιχες παραγράφους.

### 2.2.6 Αξιολόγηση του προσομοιώματος (“*Model validation*”)

Προκειμένου να επιβεβαιωθεί ότι τα μοντέλα που χρησιμοποιήσαμε στην παρούσα εργασία είναι αξιόπιστα, έγινε αξιολόγηση τους με βάση προηγούμενα μοντέλα που έχουν χρησιμοποιηθεί σε έρευνες του παρελθόντος.

Ειδικότερα, πραγματοποιήθηκε σύγκριση της φέρουσας ικανότητας του μοντέλου μας σε κατακόρυφη, οριζόντια μετακίνηση και στροφή με το αντίστοιχο μοντέλο της διπλωματικής εργασίας “Ανελαστική Απόκριση Εγκιβωτισμένων Θεμελιώσεων”

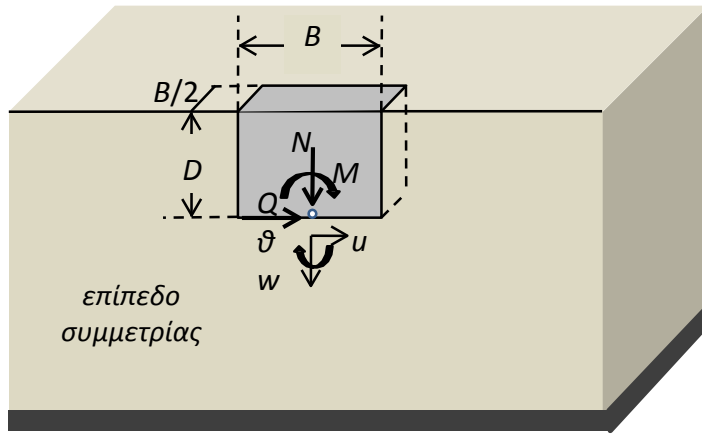
[Ntritsos, 2012]. Για να πραγματοποιηθεί η σύγκριση, χρησιμοποιήθηκε το καταστατικό προσομοίωμα Tresca για το έδαφος με σταθερή αστράγγιστη διατμητική αντοχή  $S_u = 150$  kPa, ενώ στη συνέχεια της εργασίας αυτή μεταβάλλεται αυξανόμενου του βάθους. Από τις συγκρίσεις που πραγματοποιήθηκαν οι διαφορές σε όρους φέρουσας ικανότητας δεν ξεπέρασαν το 1%.

Το καταστατικό προσομοίωμα Tresca έχει χρησιμοποιηθεί από αρκετούς ερευνητές και θεωρείται ότι περιγράφει με ικανοποιητική ακρίβεια την συμπεριφορά αργιλικών εδαφών υπό αστράγγιστες συνθήκες. Στο παρόν εδάφιο αξιολογείται η δυνατότητα του προσομοιώματος να περιγράψει την φέρουσα ικανότητα εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων σε ανομοιογενές έδαφος. Για τον σκοπό αυτό, γίνεται σύγκριση με τη δημοσιευμένη εργασία Yun & Bransby, [2007], η οποία, υποθέτει πλήρη επαφή μεταξύ του εδάφους και της θεμελίωσης και αφορά συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης. Για να είναι δυνατή, λοιπόν, η σύγκριση, το προσομοίωμα τροποποιείται στο ισοδύναμο δισδιάστατο μοντέλο του **Σχήματος 2.8**. Οι διεπιφάνειες θεμελίου-εδάφους προσομοιώνονται με τέτοιο τρόπο ώστε το θεμέλιο να παραμένει σε πλήρη επαφή με το έδαφος καθ' όλη την διάρκεια της φόρτισης (απαγορεύεται η ολίσθηση και η αποκόλληση). Υποτέθηκε λόγος  $E/S_u = 400$ ,  $S_u = kz$ ,  $k = 1.1$  kPa/m,  $\nu = 0.49$ . Το σύστημα υποβλήθηκε σε φόρτιση διαφόρων λόγων  $u/D\theta$ , σύμφωνα με την μέθοδο που περιγράφηκε στην παράγραφο 2.2.4. Επιπλέον χρησιμοποιήθηκε και η δεύτερη προαναφερθείσα μέθοδος, το λεγόμενο *swipe test*. Στο **Σχήμα 2.9**, γίνεται σύγκριση για τα αδιάστατα διαγράμματα αλληλεπίδρασης QM ( $N=0$ ) με βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$ . Η κανονικοποίηση εφαρμόζεται με την τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής στη βάση του θεμελίου. Όπως παρατηρείται, παρά την υπερεκτίμηση της φέρουσας ικανότητας έναντι αυτής των Yun & Bransby [2007], η αλληλεπίδραση των εντατικών μεγεθών περιγράφεται με ικανοποιητική ακρίβεια.

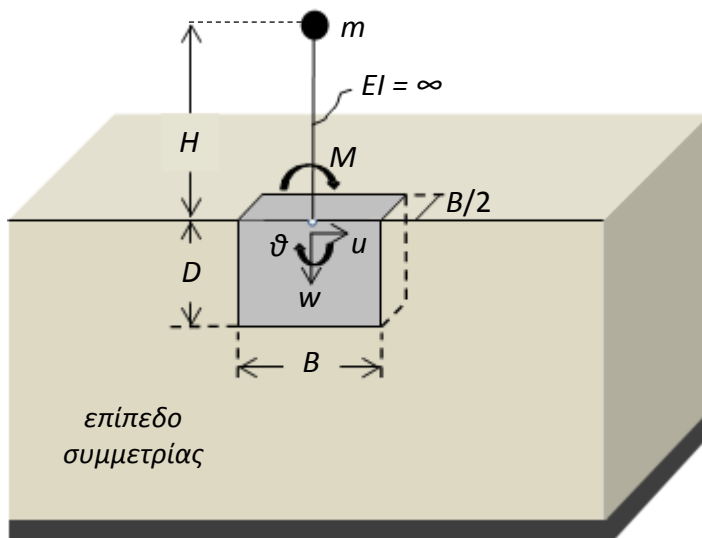


## *Σχήματα 2<sup>ου</sup> Κεφαλαίου*





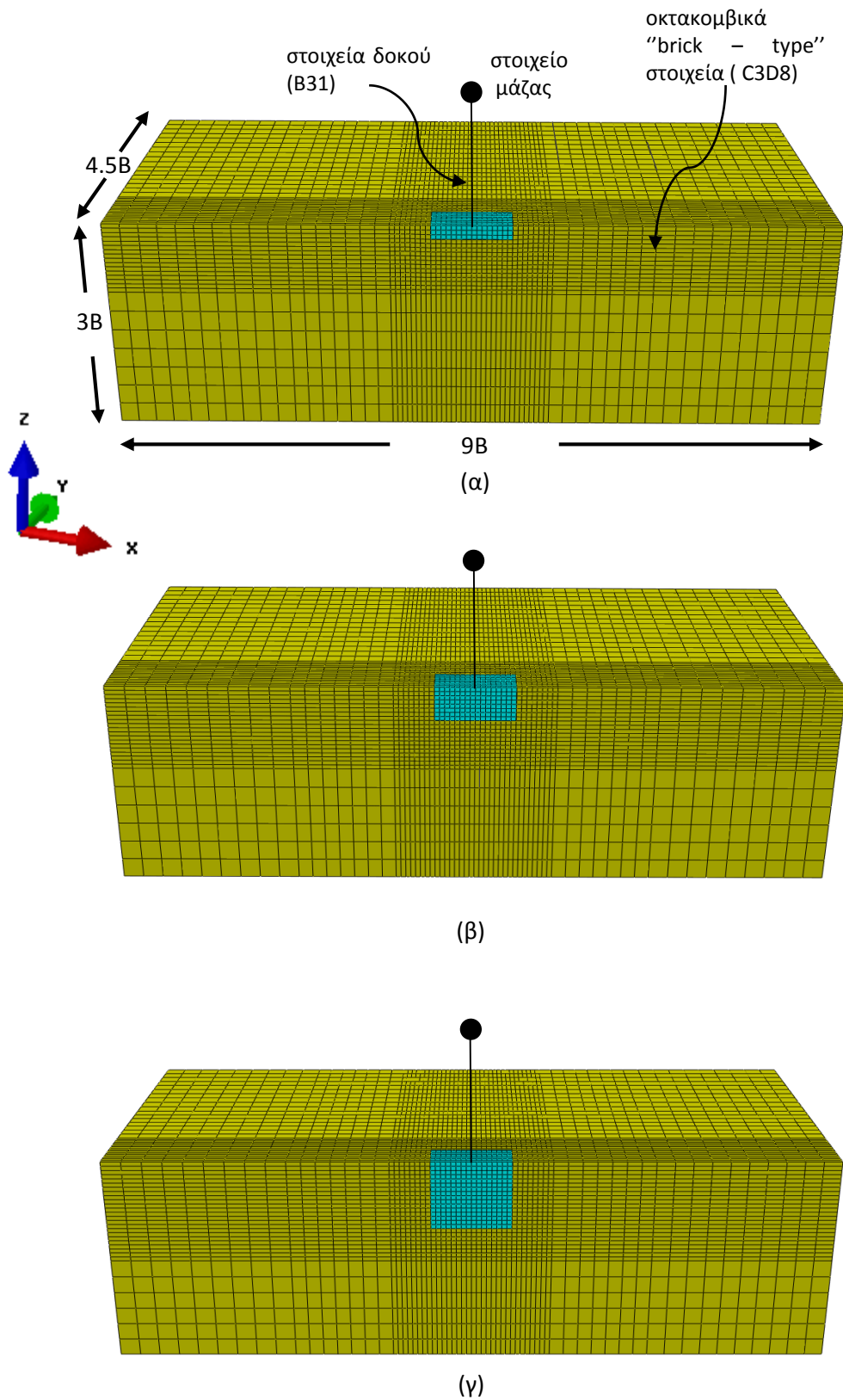
(α)



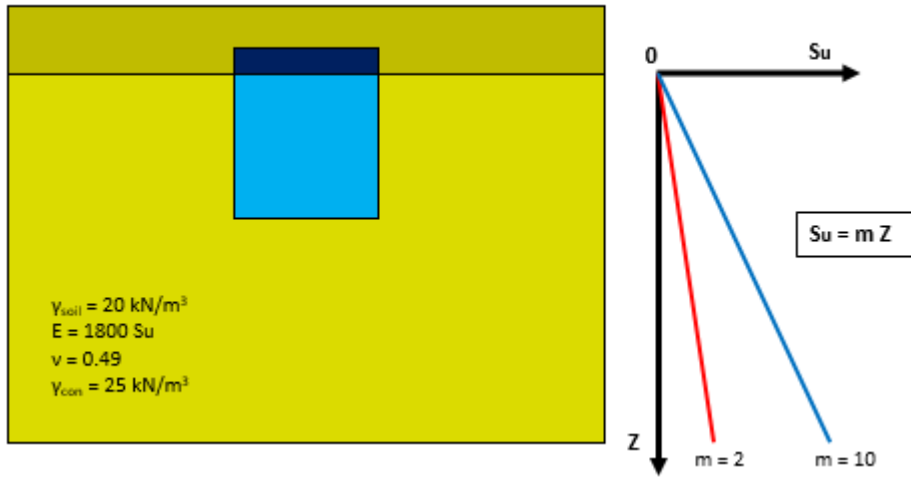
(β)

**Σχήμα 2.1** Σχηματικός ορισμός του προβλήματος και σύμβολα: (α) σύστημα εδάφους – θεμελίωσης (σημείο αναφοράς των μεγεθών δύναμης και μετατόπισης στη βάση του θεμελίου), (β) σύστημα εδάφους – θεμελίωσης – ανωδομής (σημείο αναφοράς των μεγεθών δύναμης και μετατόπισης στην κορυφή του θεμελίου).

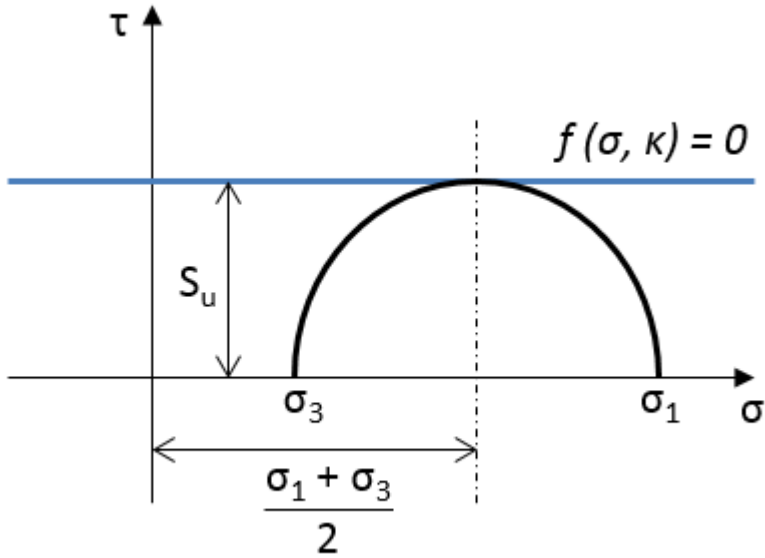




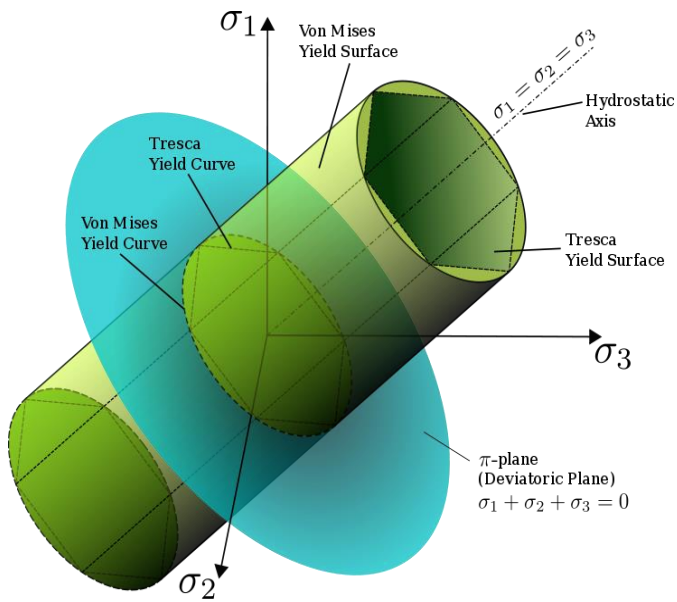
**Σχήμα 2.2** Τρισδιάστατα προσομοίωματα πεπερασμένων στοιχείων (ABAQUS) του προβλήματος για λόγους εγκιβωτισμού (α)  $D/B=0.2$ , (β)  $D/B=0.5$ , (γ)  $D/B=1$ .



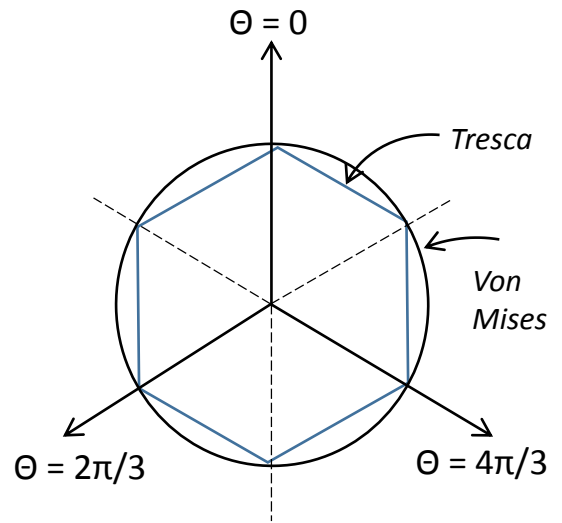
**Σχήμα 2.3** Παρουσίαση στοιχείων ανομοιογενών εδαφικών εδαφικών υλικών



**Σχήμα 2.4** Κύκλος Mohr - Coulomb, ο οποίος υποδηλώνει την ανεξαρτησία της επιφάνειας αστοχίας από την μέση ενεργό τάση.

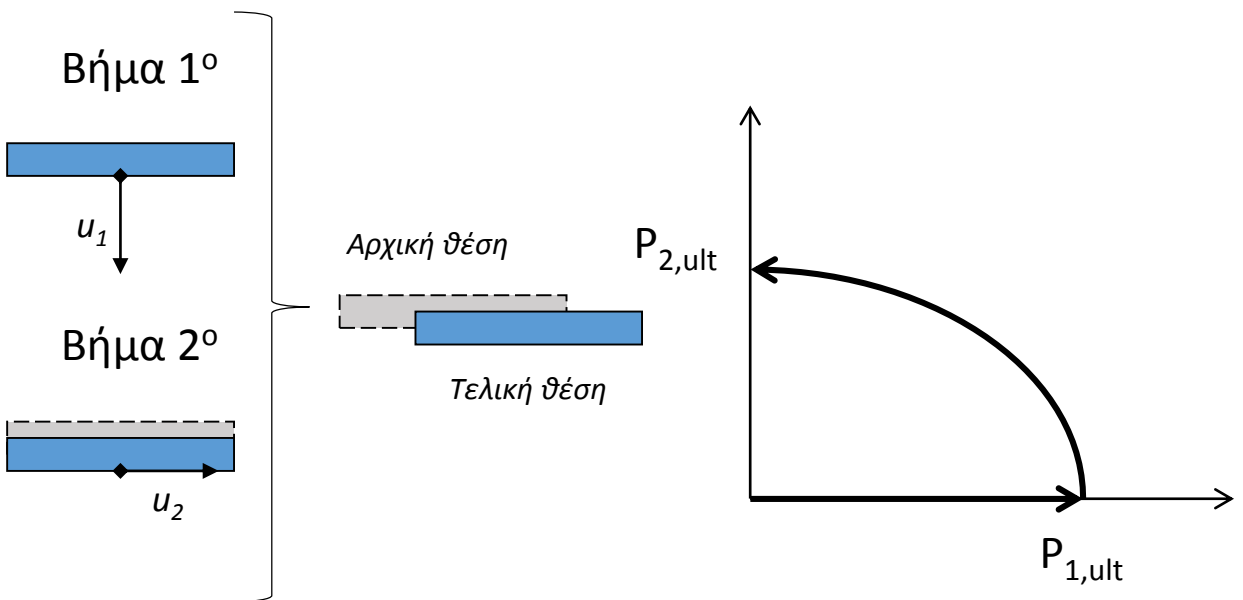


(α)

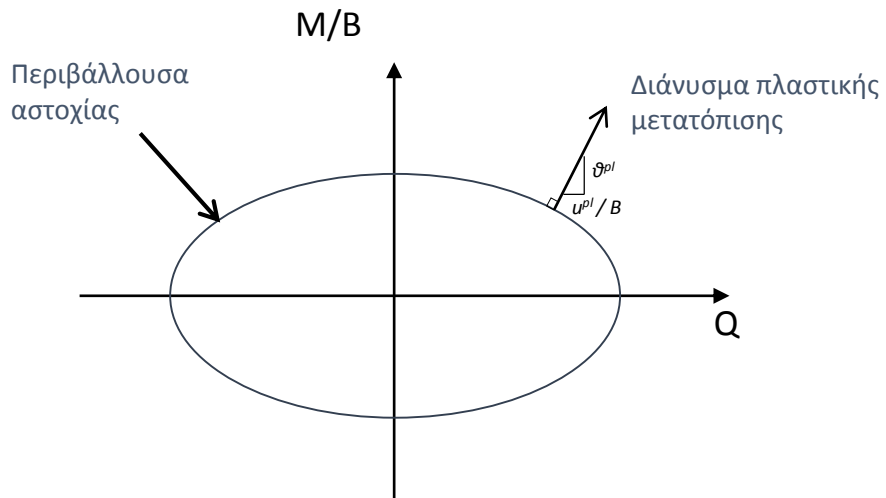


(β)

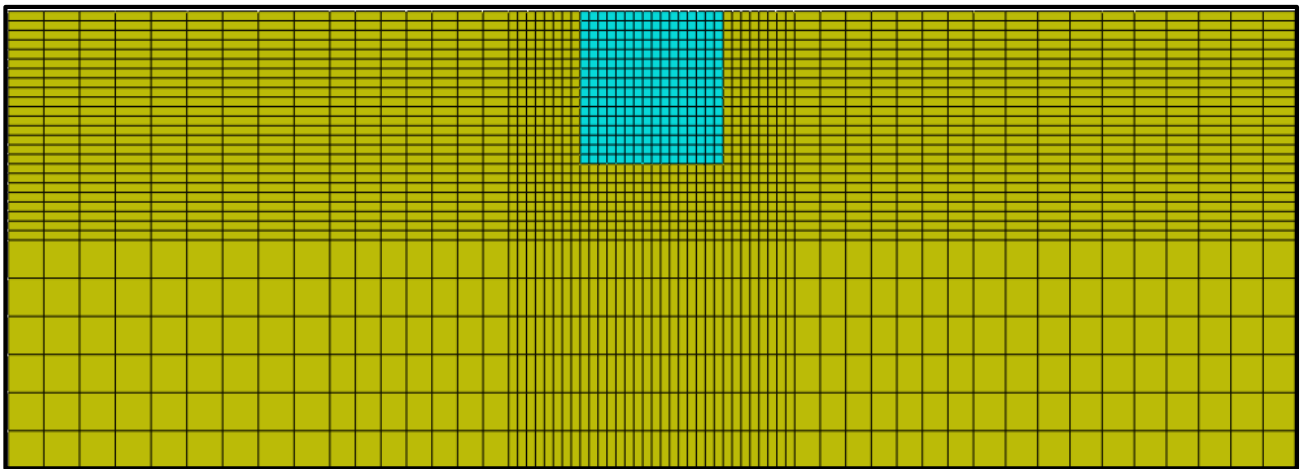
**Σχήμα 2.5** Κριτήρια αστοχίας Tresca και Von Mises: (α) Πλήρεις επιφάνειες διαρροής, όπου το κριτήριο Tresca είναι ένα κανονικό εξαγωνικό πρίσμα εγγεγραμμένο στην κυλινδρική επιφάνεια αστοχίας Von Mises (Πηγή:Wikipedia) και (β) Τομή των παραπάνω επιφανειών με το διεκτροπικό επίπεδο.



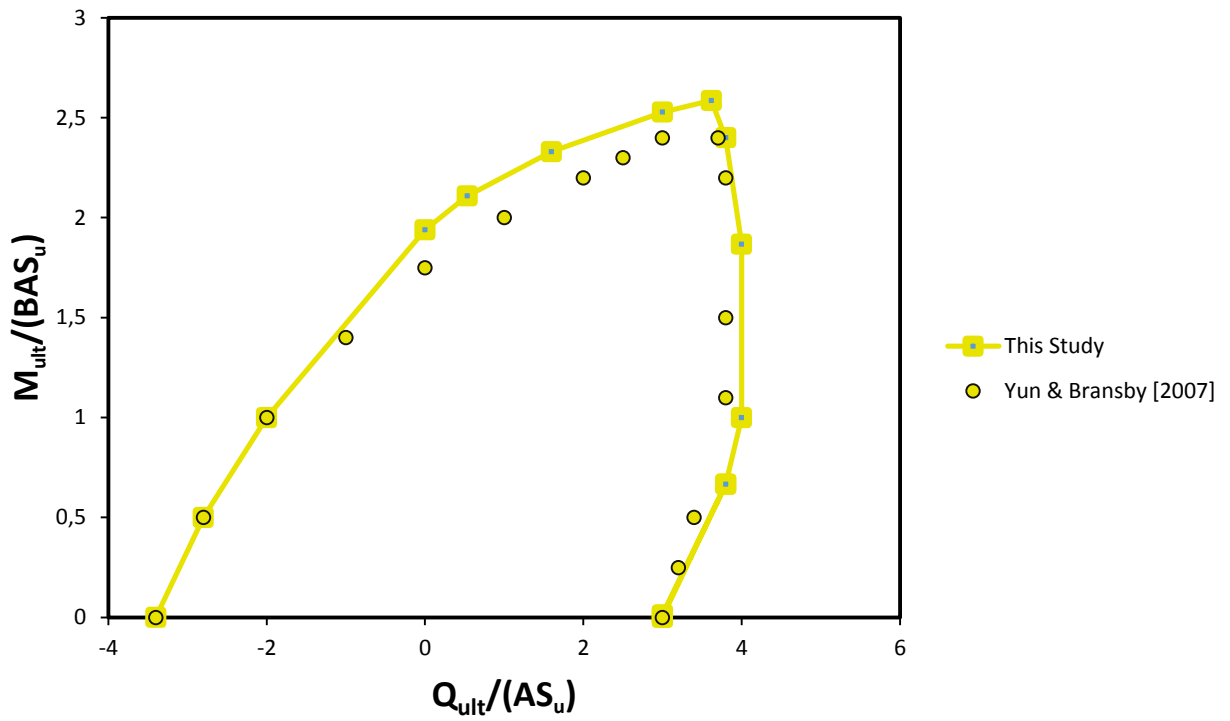
**Σχήμα 2.6** Σχηματική εξήγηση ενός *swipe test*



**Σχήμα 2.7** Τυπικό διάγραμμα αλληλεπίδρασης QM και πλαστικές παραμορφώσεις



**Σχήμα 2.8** Ισοδύναμο δισδιάστατο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων με  $D/B=1$



**Σχήμα 2.9** Περιβάλλουσα αστοχίας τέμνουσας δύναμης (Q) – ροπής ανατροπής (M) απουσία κατακόρυφου φορτίου ( $N = 0$ ) για την θεμελίωση με βαθμό εγκλιωτισμού  $D/B = 1$  υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης: επαλήθευση της διαδικασίας ανάλυσης μέσω σύγκρισης με τα αποτελέσματα των Yun & Bransby (2007) για το ίδιο πρόβλημα.

## **3<sup>ο</sup> Κεφάλαιο**

---

### **Φέρουσα Ικανότητα Εγκιβωτισμένων Θεμελιώσεων υπό Συνθήκες Πλήρους Επαφής Θεμελίου – Εδάφους**

**3.1 Γενικά στοιχεία**

**3.2 Αντοχή σε αξονική δύναμη**

**3.3 Αντοχή σε τέμνουσα δύναμη**

**3.4 Αντοχή σε ροπή ανατροπής**

**3.5 Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης**

**3.6 Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής ανατροπής**

**3.7 Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής**

**3.8 Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής**



# 3 Φέρουσα Ικανότητα Εγκιβωτισμένων Θεμελιώσεων υπό Συνθήκες Πλήρους Επαφής Θεμελίου – Εδάφους

---

## 3.1 Γενικά στοιχεία

Η φέρουσα ικανότητα των θεμελιώσεων αποτελεί ένα από τα θεμελιώδη θέματα της γεωτεχνικής μηχανικής. Τα εξωτερικά φορτία των κατασκευών μεταφέρονται μέσω της ανωδομής στη θεμελίωση και από εκεί στο υποκείμενο έδαφος. Ο προσδιορισμός της φέρουσας ικανότητας του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης είναι απαραίτητος προκειμένου να βεβαιωθεί ότι η παραπάνω διαδικασία γίνεται με την απαιτούμενη ασφάλεια. Υπό στατικές συνθήκες, η υπέρβαση της οριακής φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης συνεπάγεται την αστοχία του συστήματος με τις όποιες συνέπειες αυτή φέρει (υπερβολική καθίζηση και στροφή, ανατροπή, κτλ). Αντιθέτως, υπό τη σεισμική εξαίτιση της κατασκευής, η κινητοποίηση της φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης δε συνεπάγεται απαραίτητως και αστοχία εξαιτίας του ανακυκλικού και κινηματικού χαρακτήρα της φόρτισης.

Το είδος της φόρτισης που μεταφέρεται στο επίπεδο της θεμελίωσης εξαρτάται τόσο από τις εξωτερικές φορτίσεις όσο και από το φορέα της ανωδομής. Σε συνήθεις κατασκευές υπό στατικές συνθήκες δεσπόζει η κατακόρυφη αξονική φόρτιση. Ωστόσο κατά τη σεισμική εξαίτιση των κατασκευών, η ανωδομή μεταβιβάζει στη θεμελίωση συνδυασμένη φόρτιση αξονικής, τέμνουσας δύναμης και ροπής ανατροπής. Επομένως, είναι απαραίτητος ο υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης υπό συνδυασμένη φόρτιση. Τις τελευταίες δεκαετίες, η φέρουσα ικανότητα υπό συνδυασμένη φόρτιση εκφράζεται με τη μορφή μιας επιφάνειας αστοχίας στο MQN χώρο φόρτισης. Συνδυασμοί φόρτισης που βρίσκονται εντός της επιφάνειας αστοχίας θεωρούνται ασφαλείς, ενώ αυτοί που βρίσκονται εκτός προκαλούν την αστοχία του συστήματος.

Όπως αναφέρθηκε στο πρώτο κεφάλαιο, η φέρουσα ικανότητα επιφανειακών θεμελιώσεων έχει αποτελέσει αντικείμενο εκτεταμένης έρευνας, ωστόσο λιγότερο έχουν ασχοληθεί οι ερευνητές με τη φέρουσα ικανότητα εγκιβωτισμένων



θεμελιώσεων και ειδικά υπό εγκάρσια φόρτιση. Ακόμα λιγότερες είναι οι εργασίες που ασχολήθηκαν με την απόκριση θεμελίων σε ανομοιογενές έδαφος, κάτι που αποτελεί επιδίωξη της παρούσας εργασίας. Προς αυτήν την κατεύθυνση σημαντικές είναι οι πρόσφατες εργασίες των Bransby & Randolph [1998], Gourvenec [2007] και Yun & Bransby [2007], οι οποίες ασχολήθηκαν με τη φέρουσα ικανότητα επιφανειακών και εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων σε ομοιογενές και ανομοιογενές έδαφος (με γραμμικώς αυξανόμενη με το βάθος αστράγγιστη διατμητική αντοχή) υπό συνδυασμένη ΜΟΝ φόρτιση. Ωστόσο, τα αποτελέσματα των παραπάνω εργασιών περιορίζονται από τις συνθήκες για τις οποίες εξήχθησαν (επίπεδη παραμόρφωση, πλήρης συγκόλληση θεμελίου – εδάφους). Στην παρούσα εργασία επιχειρείται στην ουσία μια επέκταση των εργασιών αυτών προκειμένου να προσδιοριστεί η φέρουσα ικανότητα εγκιβωτισμένου θεμελίου τετραγωνικής κάτοψης για δύο περιπτώσεις προσομοίωσης των συνθηκών στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους : (Α) **θεώρηση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους (Full Bonded Contact, FBC)** με απεριόριστη εφελκυστική αντοχή στη διεπιφάνεια (παρόν κεφάλαιο), και (Β) **θεώρηση των μη γραμμικότητων στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους (Tensionless Sliding Interface, TSI)**, όπου είναι δυνατή τόσο η αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος όσο και η ολίσθηση στη διεπιφάνεια (Κεφάλαιο 4) (Σχήμα 3.1).

Η πρώτη περίπτωση (**θεώρηση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους**) θεωρείται ικανή να προσομοιώσει τις πραγματικές συνθήκες που επικρατούν στις θεμελιώσεις κατασκευών ανοικτής θαλάσσης (offshore foundation systems) [Gourvenec, 2007]. Το σύστημα εγκιβωτισμένης θεμελίωσης (skirted foundations) που χρησιμοποιείται σε τέτοιες κατασκευές προσδίδει εφελκυστική αντοχή στη διεπιφάνεια για τη συνήθη κατάσταση φόρτισης υπό αστράγγιστες συνθήκες. Επιπρόσθετα, η θεώρηση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους προσφέρει ένα άνω όριο της φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης αποτελώντας έτσι μια πρώτη προσέγγιση του πραγματικού προβλήματος, όπου φαινόμενα μη γραμμικότητας λαμβάνουν χώρα στη διεπιφάνεια.

Γενικά, ο εγκιβωτισμός αυξάνει τόσο την αντοχή όσο και τη δυσκαμψία της θεμελίωσης για οποιαδήποτε κατάσταση φόρτισης. Αυτό οφείλεται σε δύο κυρίως παράγοντες : (α) στην τοποθέτηση του θεμελίου όχι στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους αλλά σε όρυγμα (**trench effect**) και (β) στη συμβολή των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου

(*sidewall effect*) (Σχήμα 3.2). Αν φανταστούμε ένα οριζόντιο επίπεδο που τέμνει το θεμέλιο στη βάση του, τότε ενώ για την περίπτωση του επιφανειακού θεμελίου αυτό παραμορφώνεται ελεύθερα, χωρίς εξωτερικές τάσεις, στην περίπτωση του εγκιβωτισμένου θεμελίου, η παρουσία του υπερκείμενου εδάφους έχει ως αποτέλεσμα την επιβολή ορθών και διατμητικών τάσεων στο επίπεδο που παρεμποδίζουν την παραμόρφωση του. Αυτή είναι η συμβολή του *trench effect* και συμβαίνει ακόμα και για εγκιβωτισμένο θεμέλιο χωρίς πλευρικά τοιχώματα (ή με λεία πλευρικά τοιχώματα στην περίπτωση της κατακόρυφης φόρτισης). Η συμβολή του *sidewall effect* πηγάζει από το γεγονός ότι ένα μέρος της επιβαλλόμενης στο θεμέλιο φόρτισης μεταφέρεται στο έδαφος μέσω των ορθών και διατμητικών τάσεων που αναπτύσσονται στα πλευρικά τοιχώματα αυτού που βρίσκονται σε επαφή με το περιβάλλον έδαφος. Η συμβολή των επιμέρους παραγόντων στην αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της θεμελίωσης εξαρτάται από το είδος της φόρτισης και τα χαρακτηριστικά της διεπιφάνειας θεμελίου – εδάφους. Γενικά, η συμβολή των πλευρικών τοιχωμάτων είναι μεγαλύτερη όταν οι δυνάμεις μεταβιβάζονται στο έδαφος μέσω ορθών κυρίως τάσεων στις επιφάνειες των τοιχωμάτων (περίπτωση εγκάρσιας φόρτισης & ροπής ανατροπής).

Στις επόμενες παραγράφους αναλύεται η επίδραση του εγκιβωτισμού της θεμελίωσης στη φέρουσα ικανότητα με τελικό στόχο την εξαγωγή μιας περιβάλλουσας επιφάνειας αστοχίας στο MQN χώρο φόρτισης. Είναι ωστόσο απαραίτητο να προσδιοριστεί αρχικά η φέρουσα ικανότητα για απλές καταστάσεις φόρτισης (αντοχή σε αξονική & τέμνουσα δύναμη, αντοχή σε ροπή ανατροπής) που ταυτόχρονα προσδιορίζουν και τα ακραία σημεία της περιβάλλουσας αστοχίας στο χώρο. Μέσα σε αυτό το πλαίσιο εξετάζεται η διαφοροποίηση των μηχανισμών αστοχίας ανάλογα με το βαθμό εγκιβωτισμού D/B και την κατάσταση φόρτισης της θεμελίωσης, ενώ μελετάται και η επιρροή των χαρακτηριστικών της διεπιφάνειας στη οριακή φέρουσα ικανότητα του συστήματος.

Η παρούσα εργασία ασχολείται κυρίως με την απόκριση των εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων σε ανομοιογενές έδαφος. Ωστόσο, για την πληρέστερη ανάλυση του φαινομένου και τη σύγκριση με μελέτες της βιβλιογραφίας έγιναν αναλύσεις για την απόκριση επιφανειακού θεμελίου. Επιπρόσθετα, θεωρώντας την εργασία ως συνέχεια της διπλωματικής εργασίας “Ανελαστική Απόκριση Εγκιβωτισμένων Θεμελιώσεων” [Ντρίτσος, 2012] όπου εκτελέστηκε ανάλυση σε ομοιογενές έδαφος, σε όλα τα

αποτελέσματα γίνεται σύγκριση με τα αποτελέσματα της προαναφερθείσας εργασίας έτσι ώστε να δοθούν οι διαφορές απόκρισης ομοιογενούς και ανομοιογενούς εδάφους.

Ολοκληρώνοντας, να τονίσουμε ότι εκτελούνται δύο ειδών κανονικοποιήσεις στα αποτελέσματά μας. Η πρώτη με τον όρο  $S_u^*$ , ο οποίος συμβολίζει την αστράγγιστη διατμητική αντοχή σε βάθος  $B/10$  από την επιφάνεια του εδάφους και είναι διαφορετικός για τα δύο υλικά και ίσος με 1.6 kPa για την άργιλο με κλίση αστράγγιστης διατμητικής αντοχής  $m=2$  και με 8 kPa για την άργιλο με  $m=10$ . Αυτό το μέτρο επιλέχθηκε αυθαίρετα έτσι να υπάρχει καλύτερη εποπτεία των αποτελεσμάτων για τα δύο εδαφικά υλικά ξεχωριστά. Για την σύγκριση των τριών εδαφικών υλικών, συμπεριλαμβανομένου και του ομοιογενούς εδάφους, χρησιμοποιήθηκε ως όρος κανονικοποίησης η αστράγγιστη διατμητική αντοχή  $S_u=150$  kPa, όρος που είχε χρησιμοποιηθεί και στην διπλωματική εργασία [Ntritsos, 2012].

### 3.2 Αντοχή σε αξονική δύναμη

Η φέρουσα ικανότητα των θεμελιώσεων υπό κατακόρυφη φόρτιση αποτελεί μείζον ζήτημα της έρευνάς μας, διότι αποτελεί την κυρίαρχη κατάσταση φόρτισης λόγω του ιδίου βάρους της κατασκευής. Για την εκτίμηση της αντοχής του συστήματος σε αξονική δύναμη  $N_{ult}$  επιβάλλεται κατακόρυφη μετακίνηση  $w$  στο θεμέλιο μέχρι την αστοχία. Στο **Σχήμα 3.3** απεικονίζονται σε αδιάστατη μορφή με βάση το πρώτο είδος κανονικοποίησης οι καμπύλες φορτίου – καθίζησης για τους τέσσερις βαθμούς εγκιβωτισμού και για τα δύο ανομοιογενή υλικά. Εμφανές συμπέρασμα των γραφημάτων είναι πως με την αύξηση του εγκιβωτισμού προκύπτει και ταυτόχρονη αύξηση της αντοχής και δυσκαμψίας του συστήματος. Επιπρόσθετα, αυξανόμενου του εγκιβωτισμού απαιτείται μεγαλύτερη μετακίνηση για την πλήρη κινητοποίηση της αντοχής του συστήματος. Για το εδαφικό υλικό με  $m=2$  και για τους εγκιβωτισμούς  $D/B=1$  και  $D/B=0$  απαιτείται  $w/B \approx 0.03$  και  $w/B \approx 0.001$  ενώ για τους αντίστοιχους εγκιβωτισμούς στην άργιλο με  $m=10$ , οι τιμές αυτές είναι  $w/B \approx 0.02$  και  $0.001$ . Επιπλέον, προκύπτει πως το ανομοιογενές εδαφικό υλικό με  $m=10$  έχει σαφέστατα μεγαλύτερη αντοχή, όπως προκύπτει αν άρουμε την κανονικοποίηση. Ενδεικτικά για τον βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$  στο έδαφος με  $m=10$  είναι  $N_{ult} \approx 71100$  kN ενώ στο εδαφικό υλικό με

$m=2$  είναι  $N_{ult} \approx 18800$  kN. Δηλαδή το “ασθενές” έδαφος έχει αντοχή περίπου το 27% του “σκληρότερου” εδάφους. Σε αυτό το επίπεδο κυμαίνεται και η διαφορά αντοχής για τα θεμέλια με βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=0.2$ .

Το **Σχήμα 3.4** προσφέρει καλύτερη εποπτεία των παραπάνω συμπερασμάτων και μια ικανοποιητική σύγκριση με το ομοιογενές έδαφος με  $S_u=150$  kPa [Ntritsos, 2012]. Από τα γραφήματα είναι προφανής η αύξηση τόσο στην αντοχή όσο και στη δυσκαμψία του συστήματος από το “μαλακότερο” στο “σκληρότερο” εδαφικό υλικό. Στο ομοιογενές έδαφος και για τον βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$  ισχύει  $N_{ult}/AS_u \approx 14.2$ , ενώ οι τιμές για τα εδάφη με  $m=2$  και  $m=10$  είναι  $N_{ult}/AS_u \approx 1.9$  και  $N_{ult}/AS_u \approx 7.2$  αντίστοιχα. Επομένως τα ανομοιογενή εδάφη εμφανίζουν αντοχή ίση με 13.5% και 51% αντίστοιχα επί της αντοχής του ομοιογενούς εδάφους. Αυτό οφείλεται στην πολύ μικρή αστράγγιστη διατμητική αντοχή ιδιαίτερα στη βάση των θεμελίων στα ανομοιογενή εδάφη σε σχέση με το ομοιογενές έδαφος ( $S_u=16$  kPa, 80 kPa και 150 kPa για τον βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$  και για τα εδάφη  $m=2$ ,  $m=10$  και ομοιογενές έδαφος αντίστοιχα), αλλά και στην ακόμα μεγαλύτερη διαφορά της διατμητικής αντοχής στο έδαφος της παράπλευρης επιφάνειας του θεμελίου, καθώς όσο πλησιάζουμε στην επιφάνεια η αντοχή μειώνεται μέχρι να μηδενιστεί. Επιπλέον, προκύπτει διαφορά ως προς τη δυσκαμψία του συστήματος αλλά και ως προς την αδιάστατη μετακίνηση ώστε να κινητοποιηθεί η πλήρης αντοχή. Για βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$  στο ανομοιογενές με  $m=2$  απαιτείται  $w/B \approx 0.03$ ,  $w/B \approx 0.02$  για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και  $w/B \approx 0.2$  για το ομοιογενές έδαφος.

Στο **Σχήμα 3.5** απεικονίζονται τα διανύσματα των μετατοπίσεων και οι ισοϋψείς των πλαστικών παραμορφώσεων κατά την αστοχία για δύο χαρακτηριστικούς βαθμούς εγκιβωτισμού  $D/B=0.2$  και 1. Στα ανομοιογενή εδάφη και για βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=0.2$ , παρατηρείται κίνηση του υποκείμενου του θεμελίου εδάφους προς τα κάτω και προς την παράπλευρη επιφάνεια του θεμελίου με ταυτόχρονη διόγκωση του εδάφους γύρω από το θεμέλιο. Η πλαστικοποίηση του εδάφους φθάνει σε πολύ μικρό βάθος, λόγω χαμηλής αντοχής. Χαρακτηριστικό των εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων που βρίσκονται σε πλήρη επαφή με το περιβάλλον έδαφος είναι η πλήρης κινητοποίηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής του εδάφους στις διεπιφάνειες με τα πλευρικά τοιχώματα. Ωστόσο, η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους στα πλευρικά

τοιχώματα του ανομοιογενούς εδάφους είναι πολύ χαμηλή με αποτέλεσμα την πολύ γρήγορη αστοχία. Γι' αυτό η συμβολή των παράπλευρων τοιχωμάτων στη συνολική αντοχή είναι πολύ μικρή, με αποτέλεσμα σχεδόν όλο το φορτίο να μεταφέρεται στο έδαφος της βάσης του θεμελίου. Αντίθετα, στο ομοιογενές έδαφος ο μηχανισμός αστοχίας διαφέρει καθώς εμφανίζεται τοπική αστοχία του εδάφους με μικρή διόγκωση του εδάφους γύρω από το θεμέλιο. Η πλαστικοποίηση του εδάφους συμβαίνει σε μεγαλύτερο βάθος λόγω της μεγαλύτερης αντοχής του ομοιογενούς εδάφους και γι' αυτό η διόγκωση στο έδαφος της παράπλευρης επιφάνειας είναι μικρότερη. Στα ανομοιογενή εδάφη και στο θεμέλιο με εγκιβωτισμό  $D/B=1$  παρατηρείται παρόμοια συμπεριφορά σε σχέση με το θεμέλιο με  $D/B=0.2$  αλλά λόγω του εγκιβωτισμού, της μεγαλύτερης αντοχής των παράπλευρων γαιών και της ύπαρξης μεγαλύτερου όγκου παράπλευρων γαιών εμφανίζεται τοπική αστοχία στη βάση (με μεγαλύτερο πάχος πλαστικοποίησης του εδάφους), με ταυτόχρονη πολύ μικρή διόγκωση του εδάφους γύρω από το θεμέλιο. Στο ομοιογενές έδαφος η διόγκωση αυτή είναι μηδενική όπως φαίνεται από το **Σχήμα 3.7β**. Επιπλέον, για τους λόγους που προαναφέρθηκαν, το πάχος εδάφους που πλαστικοποιείται στη βάση του θεμελίου είναι μεγαλύτερο σε σχέση με τα ανομοιογενή εδάφη.

Η συνεισφορά των πλευρικών τοιχωμάτων δεν είναι σημαντική στους μικρούς βαθμούς εγκιβωτισμού, καθώς η βάση είναι αυτή που συνεισφέρει στη φέρουσα ικανότητα της θεμελίωσης. Ωστόσο, όσο αυξάνεται ο εγκιβωτισμός της θεμελίωσης, τόσο αυξάνεται η συνεισφορά των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου και ταυτόχρονα μειώνεται η συνεισφορά της βάσης. Αυτό προκύπτει από τα γραφήματα του **Σχήματος 3.8** όπου απεικονίζεται το ποσοστό συμμετοχής της βάσης και των πλευρικών τοιχωμάτων στην οριακή αντοχή της θεμελίωσης ως συνάρτηση του βαθμού εγκιβωτισμού. Σημαντικό συμπέρασμα είναι πως η συνεισφορά της παράπλευρης επιφάνειας είναι πιο χαμηλή στα ανομοιογενή εδάφη λόγω της χαμηλότερης αντοχής των εδαφικών στοιχείων σε αυτή την περιοχή σε σχέση με τα στοιχεία της βάσης. Πάντως, υπάρχει μια πολύ μικρή αύξηση της συμμετοχής της παράπλευρης επιφάνειας στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  σε σχέση με το  $m=2$ . Ενδεικτικά βλέπουμε ότι για τον βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$  η συνεισφορά της παράπλευρης επιφάνειας καλύπτει ποσοστό 14.3%, 17.7% και περίπου 27% για το " $m=2$ ", το " $m=10$ " και το ομοιογενές αντίστοιχα. Γενικά, στα

ανομοιογενή εδάφη σημαντική συνεισφορά της παράπλευρης επιφάνειας έχουμε μόνο για το βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$ .

Ολοκληρώνοντας, στο **Σχήμα 3.9** απεικονίζεται η μεταβολή της φέρουσας ικανότητας σε κατακόρυφη φόρτιση συναρτήσει του βαθμού εγκιβωτισμού της θεμελίωσης. Στα ανομοιογενή εδάφη η αύξηση αυτή εμφανίζει στοιχεία γραμμικότητας, συμπεριφορά παρόμοια με αυτή του ομοιογενούς αν εξαιρέσουμε το τμήμα μεταξύ της αντοχής του επιφανειακού θεμελίου και του θεμελίου με βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=0.2$ . Αυτό οφείλεται στο γεγονός πως στο ομοιογενές έδαφος με την αύξηση του εγκιβωτισμού έχουμε αρκετά υψηλότερη αντοχή σε σχέση με το επιφανειακό (λόγω της ικανοποιητικής αντοχής και συμβολής της παράπλευρης επιφάνειας), ενώ όπως παρατηρήσαμε σε προηγούμενη παράγραφο, στο ανομοιογενές έδαφος να μην αυξάνεται η αντοχή λόγω του εγκιβωτισμού αλλά η ιδιαίτερα χαμηλή αντοχή και συμβολή της παράπλευρης επιφάνειας δεν δίνει και τόσο υψηλότερη αντοχή σε σχέση με το επιφανειακό θεμέλιο όπως συμβαίνει στο ομοιογενές έδαφος.

### 3.3 Αντοχή σε τέμνουσα δύναμη

Η φέρουσα ικανότητα υπό εγκάρσια φόρτιση είναι μείζονος σημασίας στη μελέτη της σεισμικής απόκρισης των θεμελιώσεων. Ωστόσο, έχει ιδιαίτερο ενδιαφέρον να μελετήσουμε και τη συμπεριφορά του συστήματος σε συνθήκες στατικής οριζόντιας φόρτισης. Στην περίπτωση δε των εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων η απόκριση επηρεάζεται από τη σύζευξη του οριζόντιου μετακινησιακού και του στροφικού βαθμού ελευθερίας κίνησης του θεμελίου. Κατά την επιβολή οριζόντιας μετακίνησης στη βάση του θεμελίου, οι παθητικές ωθήσεις που αναπτύσσονται στην κάθετη στο διάνυσμα της μετακίνησης πλευρά του δημιουργούν ροπές ως προς τη βάση που αναγκάζουν το θεμέλιο σε στροφή. Η μέγιστη τέμνουσα δύναμη που μπορεί να αναπτυχθεί κατά την επιβολή οριζόντιας μετακίνησης στη βάση του θεμελίου, χωρίς δέσμευση της στροφής, αναφέρεται συνήθως ως  $Q_{ult}$ . Για να κινητοποιηθεί όμως η μέγιστη δυνατή τέμνουσα δύναμη  $Q_{max}$  απαιτείται δέσμευση της στροφής και κατά συνέπεια μη μηδενική ροπή στη βάση του θεμελίου.

Αρχικά, θα ήταν πρόσφορο να γίνει αναφορά στη συμπεριφορά του επιφανειακού θεμελίου. Στο **Σχήμα 3.10γ** απεικονίζεται η αδιάστατη καμπύλη φορτίου – μετακίνησης που προκύπτει από την επιβολή οριζόντιας μετακίνησης στη βάση του σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ . Επιπρόσθετα, στο **Σχήμα 3.11γ** παρουσιάζεται η αντίστοιχη καμπύλη για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$ . Από τα γραφήματα είναι προφανής η χαμηλή αντοχή σε οριζόντια φόρτιση του επιφανειακού θεμελίου, γι' αυτό και τοποθετήθηκε σε ξεχωριστό σχήμα σε σχέση με τις αντοχές των εγκιβωτισμένων θεμελιών. Συγκεκριμένα, η αντοχή στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  είναι ίση με  $Q_{ult} \approx 41$  kN ενώ στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  είναι ίση με  $Q_{ult} \approx 206$  kN. Η αντοχή αυτή σε ομοιογενές έδαφος είναι ίση με  $A S_u$ , όπου  $A$  το εμβαδόν της βάσης του θεμελίου και  $S_u$  η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους. Στη συγκεκριμένη περίπτωση όμως το έδαφος είναι ανομοιογενές με  $S_u=0$  στην επιφάνεια του εδάφους. Θεωρητικά λοιπόν θα έπρεπε να γινόταν απότομη διαρροή των στοιχείων στην επιφάνεια του εδάφους με την επιβολή της μετακίνησης και η αντοχή να είναι μηδενική. Επομένως, δεν μπορεί να εφαρμοστεί ο τύπος για το ομοιογενές με το  $S_u$  της επιφάνειας. Από τις αναλύσεις που εκτελέστηκαν προέκυψε βάθος πλαστικής ζώνης ίσο με 0.5 μέτρα. Θεωρώντας ως κρίσιμη αστράγγιστη διατμητική αντοχή αυτή σε βάθος 0.32 μέτρα (βάθος ίσο με τα 2/3 της πλαστικής ζώνης) προκύπτει ικανοποιητική προσέγγιση για την αντοχή του ανομοιογενούς εδαφικού υλικού με τον τύπο του ομοιογενούς. Από τα γραφήματα προκύπτει πως η αντοχή και η δυσκαμψία του ανομοιογενούς εδάφους με  $m=10$  είναι μεγαλύτερες σε σχέση με το ομοιογενές έδαφος με  $m=2$ . Να τονιστεί πως οι αντοχή του θεμελίου είναι ίση είτε επιβάλλεται δέσμευση της μετακίνησης είτε όχι, λόγω της μη σύζευξης των βαθμών ελευθερίας στην περίπτωση του επιφανειακού θεμελίου. Γι' αυτό το λόγο παρουσιάζεται μόνο το ένα γράφημα. Στο **Σχήμα 3.12γ** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για το επιφανειακό θεμέλιο σε ομοιογενές έδαφος όπου μπορεί να γίνει εμφανής η ταύτιση της  $Q_{ult}$  με  $A S_u$ . Ως συμπέρασμα προκύπτει πως η αντοχή και η δυσκαμψία στο ομοιογενές είναι μεγαλύτερη λόγω της μεγαλύτερης αστράγγιστης διατμητικής αντοχής στη βάση του θεμελίου.

Στο **Σχήμα 3.10α** και **Σχήμα 3.10β** παρουσιάζονται οι αδιάστατες καμπύλες φορτίου – μετακίνησης των εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  για την περίπτωση της ελεύθερης στροφής και της δέσμευσης της στροφής του σημείου εφαρμογής της μετακίνησης. Είναι κατανοητό πως στη δεύτερη περίπτωση έχουμε

υψηλότερη αντοχή και δυσκαμψία, γεγονός που συμβαίνει όμως μόνο στην περίπτωση του βαθμού εγκιβωτισμού  $D/B=1$ . Αντιθέτως στους υπόλοιπους εγκιβωτισμούς η αντοχή και η δυσκαμψία συμπίπτουν. Αυτό μας οδηγεί στο συμπέρασμα πως λόγω της χαμηλής αντοχής του περιβάλλοντος εδάφους δεν γίνεται πλήρης εκμετάλλευση του εγκιβωτισμού και της σύζευξης των βαθμών ελευθερίας με αποτέλεσμα να μην έχουμε την προβλεπόμενη αύξηση της αντοχής λόγω της δέσμευσης της στροφής. Στο **Σχήμα 3.11α** και **Σχήμα 3.11β** παρουσιάζονται τα αντίστοιχα γραφήματα για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$ . Παρατηρείται παρόμοια συμπεριφορά με το “ασθενέστερο” έδαφος, οπότε η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας συμβαίνει μόνο στην περίπτωση του εγκιβωτισμού  $D/B=1$ .

Στο **Σχήμα 3.12** παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι αδιάστατες καμπύλες φορτίου – μετακίνησης για όλα τα εδαφικά υλικά και για τα δύο είδη οριζόντιας φόρτισης. Αρχικά, είναι εμφανής η διαφορά στη δυσκαμψία και την αντοχή των συστημάτων με το ομοιογενές έδαφος να παρουσιάζει σαφώς τις μεγαλύτερες τιμές. Ενδεικτικά, για βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$  οι τιμές των αδιάστατων αντοχών για συνθήκες ελεύθερης στροφής είναι 0.48, 2.57 και 7.50 περίπου για το  $m=2$ , το  $m=10$  και το ομοιογενές έδαφος αντίστοιχα. Δηλαδή η αντοχή του ανομοιογενούς εδάφους με  $m=2$  ισούται με το 6.4% του ομοιογενούς εδάφους, ενώ για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  ισούται με το 34.3% της αντοχής του ομοιογενούς εδάφους. Για συνθήκες δέσμευσης της στροφής οι αδιάστατες αντοχές για τον ίδιο βαθμό εγκιβωτισμού είναι 0.66, 3.29 και 11.8 περίπου, οπότε τα αντίστοιχα ποσοστά αντοχής είναι 5.6% και 27.9%. Δηλαδή παρατηρείται μία μείωση της αντοχής σε συνάρτηση με το ομοιογενές και τις συνθήκες ελεύθερης στροφής. Αυτό αποτελεί λογικό συμπέρασμα καθώς το σκληρότερο “ομοιογενές” έδαφος με τη δέσμευση της στροφής δίνει τη δυνατότητα για πλήρη εκμετάλλευση του εγκιβωτισμού και του φαινομένου της σύζευξης των βαθμών ελευθερίας. Γι’ αυτό, παρουσιάζεται αύξηση της αντοχής σε συνθήκες δέσμευσης της στροφής ήδη από τον εγκιβωτισμό  $D/B=0.5$  σε αντίθεση με τα ανομοιογενή εδάφη που παρουσιάζουν “ευαισθησία” μόνο στον βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$ . Ολοκληρώνοντας, να τονιστεί πως στο “σκληρότερο” ομοιογενές έδαφος απαιτείται μεγαλύτερη μετακίνηση για την ανάπτυξη της πλήρους αντοχής. Ενδεικτικά, σε συνθήκες ελεύθερης στροφής και βαθμού εγκιβωτισμού  $D/B=1$  απαιτείται μετακίνηση  $u/B \approx 0.008$ , 0.01 και



0.025 για το ανομοιογενές με  $m=2$ , το ανομοιογενές με  $m=10$  και το ομοιογενές έδαφος. Οι τιμές αυτές αυξάνονται για την περίπτωση της οριζόντιας φόρτισης με δέσμευση της στροφής.

Στο εγκιβωτισμένο θεμέλιο πέρα από τις αναπτυσσόμενες διατμητικές τάσεις στη βάση, στη φέρουσα ικανότητα συνεισφέρουν επίσης και τα πλευρικά τοιχώματα του θεμελίου. Η αύξηση στην αντοχή οφείλεται κυρίως στη συνεισφορά των ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων που αναπτύσσονται στα πλευρικά τοιχώματα του θεμελίου που είναι κάθετα στο διάνυσμα της μετακίνησης και λιγότερο στη συνεισφορά των διατεμνόμενων επιφανειών. Οι Gadre & Dobry [1998] μελέτησαν την εγκάρσια απόκριση εγκιβωτισμένου σε ξηρή άμμο εκτελώντας μια σειρά πειραμάτων σε φυγοκεντριστή και κατέληξαν στο συμπέρασμα πως η συνεισφορά των παθητικών κι ενεργητικών ωθήσεων στη φέρουσα ικανότητα μπορεί να φθάσει ως και το 70% για θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$ . Επιπρόσθετα, απέδειξαν ότι η συνεισφορά των παθητικών ωθήσεων τόσο στη φέρουσα ικανότητα, όσο και στη δυσκαμψία και στην ιξώδη απόσβεση του υλικού ξεπερνά το 50% του συνόλου. Η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας με τον εγκιβωτισμό είναι αρκετά μεγαλύτερη σε σχέση με την αύξηση υπό κατακόρυφη φόρτιση, ακριβώς επειδή η μετάδοση της φόρτισης στο έδαφος μέσω των πλευρικών τοιχωμάτων σχετίζεται με την ανάπτυξη ορθών κυρίως τάσεων και όχι διατμητικών, όπως συμβαίνει στη κατακόρυφη φόρτιση.

Στο **Σχήμα 3.13**, **3.14** και **3.15** παρουσιάζονται οι μηχανισμοί αστοχίας, υπό τη μορφή ισοϋψών των πλαστικών παραμορφώσεων και διανυσμάτων μετατόπισης, για την επιβολή οριζόντιας φόρτισης χωρίς και με δέσμευση της στροφής για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , το ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και το ομοιογενές έδαφος αντίστοιχα και για βαθμούς εγκιβωτισμού  $D/B=0.2$  και  $D/B=1$ . Στην περίπτωση του χαμηλού βαθμού εγκιβωτισμού η μετακίνηση δεσπόζει έναντι της στροφής και στα δύο είδη φορτίσεων λόγω της χαμηλής έως μηδενικής σύζευξης των δύο βαθμών ελευθερίας. Η μόνη διαφορά που παρουσιάζεται ανάμεσα στα τρία υλικά είναι πως στην περίπτωση της φόρτισης χωρίς δέσμευση της στροφής στα ανομοιογενή υλικά δεν έχουμε σύζευξη των βαθμών ελευθερίας και γι' αυτό η κίνηση είναι καθαρά μετακινησιακή όπως στην περίπτωση της φόρτισης με δέσμευση της στροφής. Αυτό φυσικά αντικατοπτρίζεται και στην αντοχή καθώς όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενη παράγραφο η αντοχή στα δύο

είδη φορτίσεων για τον εγκιβωτισμό αυτό ήταν ίδια. Οφείλεται στην χαμηλή αντοχή του εδάφους στις πλευρές του θεμελίου και στη μικρή σύζευξη των βαθμών ελευθερίας λόγω του μικρού εγκιβωτισμού. Αντίθετα, στο ομοιογενές έδαφος με την υψηλότερη αντοχή του εδάφους πλευρικά του θεμελίου παρατηρείται στροφή στην περίπτωση της φόρτισης χωρίς δέσμευση της στροφής. Όσον αφορά τον βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$  μέσω της σύζευξης των βαθμών ελευθερίας είναι εμφανής η ύπαρξη στροφής. Μάλιστα το ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και το ομοιογενές έδαφος έχουν παρόμοιους μηχανισμούς αστοχίας με τον πόλο περιστροφής να βρίσκεται στον άξονα του θεμελίου και σε χαμηλή απόσταση από την ανώτερη πλευρά του θεμελίου. Αντίθετα στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  ο πόλος περιστροφής κινείται προς την δεξιά παρειά του θεμελίου και σε απόσταση περίπου ίση με  $B/4$ . Αυτό οφείλεται στο γεγονός της άφιξης στην πλήρη αντοχή του συστήματος με μεγαλύτερη καθίζηση στην αριστερή πλευρά της βάσης του θεμελίου κατά την οριζόντια κίνηση, λόγω του πολύ μαλακού εδάφους (**Σχήμα 3.13α**). Έτσι δεν μεταφέρεται ο πόλος περιστροφής κεντρικά και πλαστικοποιείται κυρίως το έδαφος στην αριστερή παρειά του θεμελίου και στη βάση του. Αντίθετα, στα άλλα δύο εδάφη η πλαστικοποίηση του εδάφους είναι συμμετρική και ο μηχανισμός πανομοιότυπος. Όσον αφορά τη φόρτιση με δέσμευση της στροφής και πάλι τα πιο “σκληρά” έχουν πανομοιότυπο μηχανισμό πλαστικοποίησης με το έδαφος να αστοχεί παθητικά και ενεργητικά μπροστά και πίσω από το θεμέλιο αντίστοιχα, με τη μορφή σφήνας που κινείται διαγωνίως υπό γωνία  $45^\circ$ . Στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  η μόνη διαφορά έγκειται στην πλαστικοποίηση του εδάφους κάτω από τη βάση του θεμελίου και προς την δεξιά παρειά του θεμελίου που σημειώνεται με μπλε κύκλο στο **Σχήμα 3.13β**. Αυτό οφείλεται στη γρήγορη πλαστικοποίηση των στοιχείων του εδάφους με αποτέλεσμα όπως φαίνεται από το σχήμα τα διανύσματα κίνησης του θεμελίου να μην έχουν οριζόντια διεύθυνση (λόγω καθίζησης) και τη συγκεκριμένη μάζα του εδαφικού υλικού να μην πλαστικοποιείται λόγω της διάτμησης στη βάση του θεμελίου. Ολοκληρώνοντας, λοιπόν τα θέματα της πλαστικοποίησης του εδάφους στη φόρτιση χωρίς δέσμευση της στροφής, με την αύξηση του εγκιβωτισμού υπάρχει σταδιακή μείωση της απόστασης του πόλου περιστροφής από τη βάση του θεμελίου ( $L=\infty$  για επιφανειακά θεμέλια, ενώ για θεμέλιο με  $D/B=1$  είναι  $L\approx 0.9D$ ). Στην περίπτωση της δέσμευσης του στροφικού βαθμού

ελευθερίας, το έδαφος αστοχεί παθητικά και ενεργητικά μπροστά και πίσω από το θεμέλιο αντίστοιχα, με τη μορφή σφήνας που κινείται διαγωνίως υπό γωνία 45°.

Στο **Σχήμα 3.16** παρουσιάζεται η μεταβολή στην οριζόντια φέρουσα ικανότητα του συστήματος συναρτήσει του βαθμού εγκιβωτισμού της θεμελίωσης για τις δύο καταστάσεις φόρτισης και για τα τρία εδαφικά υλικά. Στο ομοιογενές υλικό από τον εγκιβωτισμό  $D/B=0.5$  αρχίζει να γίνεται διακριτή η διαφορά στις αντοχές του συστήματος στα δύο διαφορετικά είδη φόρτισης ενώ στα ανομοιογενή υλικά η διαφορά αυτή εμφανίζεται για  $D/B>0.5$ , όπου και πάλι η διαφορά αυτή είναι μικρότερη σε σχέση με την αντίστοιχη του ομοιογενούς λόγω της χαμηλότερης αντοχής του εδάφους.

Στο **Σχήμα 3.17** αναλύεται το πρόβλημα της φέρουσας ικανότητας εγκιβωτισμένου θεμελίου υπό οριζόντια φόρτιση. Κατά την ανάλυση επίπεδης παραμόρφωσης, η αύξηση της φέρουσας ικανότητας με τον εγκιβωτισμό οφείλεται αποκλειστικά στη συμβολή των εγκάρσιων εδαφικών ωθήσεων *Pactive* και *Ppassive*. Η αύξηση αυτή σε σύγκριση με το επιφανειακό θεμέλιο εκτιμάται κατά Gourvenec [2008] μέσω του συντελεστή βάθους για οριζόντια φόρτιση ως εξής:

$$d_{cQ_{\max}} = \frac{Q_{\max}(D/B)}{Q_{\max}(D/B=0)} = 1 + 5.56 \frac{D}{B} \quad (3.1)$$

Αντίστοιχα στο ανομοιογενές έδαφος η συμβολή αυτή εκτιμάται μικρότερη λόγω της μικρότερης αντοχής και δυσκαμψίας του εδάφους. Στις πραγματικές τρισδιάστατες συνθήκες, εκτός της συμβολής των διατμητικών τάσεων που αναπτύσσονται στις παράλληλες στο διάνυσμα της μετακίνησης πλευρικές επιφάνειες του θεμελίου (*Tsidewall*), συντελείται και αύξηση των ωθήσεων στις κάθετες στο διάνυσμα επιφάνειες. Σε συνθήκες επιβολής αποκλειστικά οριζόντιας μετακίνησης, η συμβολή των παράλληλων στο διάνυσμα της μετακίνησης επιφανειών ισούται προσεγγιστικά με  $2BDS_u$ . Η αύξηση των ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων λόγω των τριαξονικών συνθηκών, μπορεί να θεωρηθεί με τη συμβολή μιας επιπλέον δύναμης *Tsoil*, η οποία αντιπροσωπεύει τη συμβολή των διατμητικών τάσεων που αναπτύσσονται στη διεπιφάνεια μιας "φέτας" εδάφους η οποία ολισθαίνει ως προς το υπόλοιπο έδαφος. Η τιμή της δύναμης *Tsoil* εξαρτάται από τη γεωμετρία του μηχανισμού αστοχίας και σύμφωνα με τους Croker & Nadim [1996] για ομοιογενές έδαφος είναι:

$$T_{soil} = \frac{(1 + \pi/4)}{2} D^2 S_u RED_{ss} \quad (3.2)$$

όπου  $RED_{ss}$  μειωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τυχόν μειωμένη διατμητική αντοχή στη διεπιφάνεια εδάφους – εδάφους. Στο ανομοιογενές έδαφος αν και ο μηχανισμός δυνάμεων και κινήσεων του εδάφους είναι ίδιος, οι δυνάμεις  $T_{sidewall}$  και  $T_{soil}$  εκτιμώνται μικρότερες λόγω της μικρότερης αντοχής του εδάφους οπότε για την σωστή εκτίμηση των συγκεκριμένων δυνάμεων θα πρέπει να γίνει η επιλογή του κατάλληλου  $S_u$ .

### 3.4 Αντοχή σε ροπή ανατροπής

Η αντοχή μιας θεμελίωσης σε ροπή ανατροπής είναι θέμα μείζονος σημασίας στη μελέτη της λικνιστικής απόκρισης των κατασκευών υπό τη δράση ισχυρών σεισμικών διεγέρσεων. Όπως και στην περίπτωση της οριζόντιας φόρτισης εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων, η σύζευξη οριζόντιου και στρωφικού βαθμού ελευθερίας κίνησης προκαλεί οριζόντια μετακίνηση όταν επιβάλλεται στρωφή στη βάση του θεμελίου. Σε αντιστοιχία λοιπόν με την οριζόντια φόρτιση, γίνεται αναφορά στη ροπή  $M_{ult}$  (αντοχή σε ροπή που προκύπτει από την επιβολή στρωφής στη βάση του θεμελίου χωρίς δέσμευση της μετακίνησης) και στη ροπή  $M_{max}$  (μέγιστη αντοχή σε ροπή που προκύπτει με τη δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης του θεμελίου).

Στο **Σχήμα 3.18** παρουσιάζονται οι αδιάστατες καμπύλες ροπής – στρωφής χωρίς και με δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης για τα δύο ανομοιογενή εδάφη. Η αντοχή και η δυσκαμψία του συστήματος στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  είναι μεγαλύτερη σε σχέση με το  $m=2$ , ενώ στην περίπτωση της φόρτισης με δέσμευση της μετακίνησης έχουμε επιρροή στην αντοχή από τον βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=0.5$ . Αυτό αποτελεί μια διαφορά σε σχέση με τις συνθήκες οριζόντιας φόρτισης όπου η επιρροή της δέσμευσης του μετακινησιακού βαθμού ελευθερίας ξεκινούσε από τον εγκιβωτισμό  $D/B=1$ . Αυτό οφείλεται κατά κύριο λόγο στην εντονότερη σύζευξη των βαθμών ελευθερίας κατά την επιβολή στρωφής.

Στο **Σχήμα 3.19** παρουσιάζονται οι αδιάστατες καμπύλες ροπής – στρωφής για τα δύο είδη φορτίσεων και για τα τρία εδαφικά υλικά. Παρατηρείται αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας στα σκληρότερα εδαφικά υλικά. Ενδεικτικά για την περίπτωση

φόρτισης χωρίς δέσμευση της μετακίνησης και τον βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$  οι αδιάστατες τιμές αντοχής είναι 0.25, 1.36 και 4.2 περίπου για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , το ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και το ομοιογενές έδαφος αντίστοιχα. Επομένως, για το ανομοιογενές με  $m=2$  είναι 6% ποσοστό αντοχής επί του ομοιογενούς ενώ για το ανομοιογενές με  $m=10$  το αντίστοιχο ποσοστό είναι 32.4%. Οι αντίστοιχες τιμές σε συνθήκες φόρτισης με δέσμευση της μετακίνησης είναι 0.35, 1.95 και 7.0 περίπου με ποσοστά επί του ομοιογενούς 5% για το ανομοιογενές με  $m=2$  και 28% για το ανομοιογενές με  $m=10$ . Επομένως παρατηρείται μία μείωση των ποσοστών αντοχής επί του ομοιογενούς για συνθήκες δέσμευσης της μετακίνησης που οφείλεται στην ιδιαίτερα μεγάλη αύξηση της αντοχής του συστήματος στο ομοιογενές έδαφος. Ολοκληρώνοντας, να τονιστεί πως στα “σκληρότερα” εδάφη απαιτείται μεγαλύτερη στροφή για την επίτευξη της πλήρους αντοχής. Ενδεικτικά να αναφερθούν οι τιμές για συνθήκες φόρτισης σε ροπή ανατροπής με ελεύθερη μετακίνηση, όπου απαιτείται γωνία στροφής 0.02, 0.025 και 0.03 rad για το ανομοιογενές με  $m=2$ , το ανομοιογενές με  $m=10$  και το ομοιογενές αντίστοιχα και για  $D/B=1$ . Οι τιμές αυτές για συνθήκες φόρτισης με δέσμευση της μετακίνησης αυξάνονται.

Στο **Σχήμα 3.20, 3.21 και 3.22** απεικονίζονται οι μηχανισμοί αστοχίας, υπό τη μορφή ισοϋψών των πλαστικών παραμορφώσεων και διανυσμάτων μετατόπισης, για τις δύο συνθήκες φόρτισης, για βαθμούς εγκιβωτισμού  $D/B=0.2$  και  $D/B=1$  και για τα εδάφη, ανομοιογενές με  $m=2$ , ανομοιογενές με  $m=10$  και ομοιογενές έδαφος αντίστοιχα. Για τον εγκιβωτισμό  $D/B=0.2$  στο ανομοιογενές με  $m=2$  δεσπόζει και στις δύο καταστάσεις ο μηχανισμός αστοχίας *scoop-wedge*, μηχανισμός που εμφανίζεται στις αναλύσεις της Gourvenec [2007] για επιφανειακό θεμέλιο με αστράγγιστη διατμητική αντοχή στην επιφάνεια του εδάφους διάφορη του μηδενός. Αυτό οφείλεται στο γεγονός της χαμηλής αντοχής του εδάφους με αποτέλεσμα, με την επιβολή της στροφής να υπάρχει υψηλή καθίζηση στην δεξιά πλευρά του θεμελίου (υψηλή πλαστικοποίηση του εδάφους) και χαμηλή ανύψωση στην αριστερή πλευρά του (χαμηλή πλαστικοποίηση) με ταυτόχρονη διόγκωση του εδάφους στην δεξιά παρειά και μετατόπιση της διατμητικής ζώνης προς τα αριστερά. Η ζώνη διατμητικής αστοχίας μορφής ημικυκλίου έχει κέντρο σε απόσταση από τη βάση του θεμελίου  $L \approx 0.9D$  όταν επιτρέπεται η μετακίνηση και  $L \approx 0$  όταν δεν επιτρέπεται. Στο ανομοιογενές με  $m=10$  ο μηχανισμός αστοχίας μεταβάλλεται και τείνει προς τον μηχανισμό *scoop* με μεγαλύτερη ακτίνα του ημικυκλίου αστοχίας και με αρκετή

πλαστικοποίηση στο δεξί κάτω άκρο του θεμελίου. Η πλαστικοποίηση αυτή όμως είναι μικρότερη σε σχέση με το ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , όπως επίσης και η διόγκωση του εδάφους στην δεξιά παρειά. Αυτό οφείλεται στη μεγαλύτερη δυσκαμψία και αντοχή του εδάφους σε σχέση με το ανομοιογενές με  $m=2$ , η οποία μας οδηγεί σε περίπου ίσες κατακόρυφες μετακινήσεις των πλευρών του θεμελίου και στην συμμετρική εμφάνιση της διατμητικής ζώνης ως προς τον κατακόρυφο άξονα του θεμελίου. Οι αποστάσεις του πόλου περιστροφής είναι ίδιες με αυτές των μηχανισμών για το προηγούμενο έδαφος. Στο ομοιογενές έδαφος ο μηχανισμός αστοχίας είναι αμιγώς *scorr* με διάμετρο ζώνης διατμητικής αστοχίας ίση με  $B$ . Η διόγκωση του εδάφους γύρω από το θεμέλιο είναι ελάχιστη λόγω της “σκληρότητας” του εδάφους. Οι πόλοι περιστροφής έχουν απόσταση από τη βάση του θεμελίου  $L \approx 0.7D$  (όταν επιτρέπεται η οριζόντια μετακίνηση) και  $L \approx 0$  (όταν δεσμεύεται η οριζόντια μετακίνηση). Γενικά λοιπόν παρατηρείται μία ασυμμετρία του μηχανισμού αστοχίας (μηχανισμός *scorr-wedge*) για τα “μαλακότερα” εδάφη με ταυτόχρονη διόγκωση του περιβάλλοντος εδάφους.

Αντίστοιχα, για τον εγκιβωτισμό  $D/B=1$  και το ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  σε συνθήκες ελεύθερης μετακίνησης εμφανίζεται διατμητική ζώνη αστοχίας μη συμμετρική ως προς τον άξονα του θεμελίου με πόλο περιστροφής σε απόσταση  $L \approx 0.3D$  από την βάση του θεμελίου και  $L \approx 0.13B$  από την αριστερή παρειά του θεμελίου. Επιπρόσθετα, δημιουργείται υψηλή πλαστικοποίηση του εδάφους στην κάτω δεξιά γωνία του θεμελίου. Αυτά τα φαινόμενα εμφανίστηκαν και στο βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=0.2$  και οφείλονται στις ίδιες αιτίες. Στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και στο ομοιογενές έδαφος ο μηχανισμός είναι παρόμοιος με την εξής διαφορά στο ανομοιογενές έδαφος: η διατμητική ζώνη μορφής τόξου κύκλου είναι μεν συμμετρική ως προς τον κατακόρυφο άξονα του θεμελίου, αλλά έχει μετατεθεί προς τα κάτω και έχει ως κέντρο τον πόλο περιστροφής του θεμελίου σε απόσταση  $L \approx 0.3D$  από τη βάση του θεμελίου. Αντίθετα, στο ομοιογενές έδαφος η διατμητική ζώνη καλύπτει όλο το θεμέλιο και έχει κέντρο σε απόσταση  $L \approx 0.5D$  από τη βάση του θεμελίου. Η κατακόρυφη μετάθεση έχει επιπλέον ως αποτέλεσμα την υψηλότερη διόγκωση του εδάφους – σε σχέση με το ομοιογενές έδαφος – στην πάνω δεξιά παρειά του θεμελίου. Στην περίπτωση που δεσμεύεται η στροφή στον βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$ , εμφανίζεται ένας σύνθετος μηχανισμός αστοχίας, που περιλαμβάνει ένα τόξο κύκλου, καθώς επίσης και πρόσθετες ενεργητικές

και παθητικές ζώνες αστοχίας μπροστά και πίσω από το θεμέλιο. Με αυτό το είδος φόρτισης κινητοποιείται μεγαλύτερος όγκος εδάφους. Στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  η διατμητική ζώνη αστοχίας εμφανίζεται πάλι με εκκεντρότητα και έχει το κέντρο της στη βάση του θεμελίου και σε απόσταση  $L \approx 0.2B$  από την αριστερή παρειά του θεμελίου. Αντίστοιχα, στα άλλα δύο εδάφη η διατμητική ζώνη είναι συμμετρική ως προς τον κατακόρυφο άξονα του θεμελίου, έχει το κέντρο της στη βάση του θεμελίου και σε απόσταση  $L \approx 0.5B$  από την παρειά του θεμελίου.

Στο **Σχήμα 3.23** απεικονίζονται οι αδιάστατες ροπές ανατροπής σε συνάρτηση με τον βαθμό εγκιβωτισμού για όλα τα εδαφικά υλικά και τα είδη φόρτισης. Είναι εμφανές πως με την αύξηση του βαθμού εγκιβωτισμού μεγαλώνει η διαφορά ανάμεσα στα δύο είδη φόρτισης, λόγω της εντονότερης επίδρασης του φαινομένου της σύζευξης των δύο βαθμών ελευθερίας κίνησης του θεμελίου. Στο ανομοιογενές με  $m=2$  η διαφορά αυτή φαίνεται από τον βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=0.5$ , όπως και στο ανομοιογενές με  $m=10$  αν και οι διαφορές τιμών είναι μεγαλύτερες. Στο ομοιογενές έδαφος η διαφορά αρχίζει να εμφανίζεται ήδη από τον βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=0.2$  και οι διαφορές στις τιμές των δύο φορτίσεων είναι ακόμα μεγαλύτερες. Η αύξηση των διαφορών ανάμεσα στις τιμές των δύο διαφορετικών φορτίσεων όσο “σκληραίνει” το εδαφικό υλικό, οφείλεται στην εκμετάλλευση της αυξανόμενης αντοχής και δυσκαμψίας του υλικού.

### 3.5 Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης

Μετά τον προσδιορισμό της αντοχής του συστήματος σε απλές καταστάσεις φόρτισης, παρουσιάζεται η φέρουσα ικανότητα υπό συνδυασμένη MQN φόρτιση, η οποία αντιπροσωπεύει τη συνηθέστερη κατάσταση φόρτισης, ιδιαίτερα στη σεισμική φόρτιση θεμελιώσεων. Στην παρούσα ενότητα εξετάζεται η αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης με μηδενική ροπή ανατροπής. Παρόλο που δεν αποτελεί συνήθη κατάσταση φόρτισης, μιας και η τέμνουσα συνοδεύεται στις περισσότερες των περιπτώσεων από ροπή ανατροπής, μπορεί να θεωρείται αντιπροσωπευτική σε κατασκευές μικρής λυγηρότητας.

Στο **Σχήμα 3.24** παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες αστοχίας στο QN επίπεδο φόρτισης για σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  και για όλους τους βαθμούς εγκιβωτισμού. Πιο

συγκεκριμένα, στο **Σχήμα 3.24α** απεικονίζονται οι περιβάλλουσες αστοχίας σε αδιάστατη μορφή, ενώ στο **Σχήμα 3.24β** οι καμπύλες κανονικοποιούνται ως προς τις οριακές αντοχές σε τέμνουσα  $Q_{ult}$  και αξονική δύναμη  $N_{ult}$ . Στο **Σχήμα 3.25** παρουσιάζονται οι αντίστοιχες περιβάλλουσες για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$ .

Στο **Σχήμα 3.26** παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες αστοχίας στο QN επίπεδο φόρτισης για τα τρία εδαφικά υλικά, για όλους τους βαθμούς εγκιβωτισμού σε αδιάστατο και σε κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης. Γενικά, από τις περιβάλλουσες σε αδιάστατο επίπεδο φόρτισης παρατηρείται αύξηση της περιβάλλουσας με την αύξηση του βαθμού εγκιβωτισμού, γεγονός που συμβαίνει και με την αύξηση της σκληρότητας του εδαφικού υλικού για τον ίδιο βαθμό εγκιβωτισμού, λόγω της μεγαλύτερης αντοχής του εδάφους. Επιπρόσθετα, πλησίον της αντοχής  $Q_{ult}$  παρατηρείται μία ομαλοποίηση – οριζοντίωση της περιβάλλουσας για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , κάτι που οφείλεται στη χαμηλή αντοχή του εδάφους και τη μικρή επίδραση που έχουν χαμηλές τιμές του αξονικού φορτίου στην αντοχή του σε τέμνουσα φόρτιση. Αντίθετα, στα άλλα δύο εδαφικά υλικά οι περιβάλλουσες παρουσιάζουν μία ανύψωση μέχρι την εμφάνιση της αντοχής  $Q_{ult}$ , για χαμηλές τιμές του αξονικού φορτίου και για τους βαθμούς εγκιβωτισμού  $D/B=0.5$  και  $1$ .

Από τις περιβάλλουσες σε κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης, προκύπτει γενικά πως το σχήμα τους για τους διάφορους βαθμούς εγκιβωτισμού είναι παρόμοιο, αλλά όχι μοναδικό. Το μέγεθος της κανονικοποιημένης καμπύλης μειώνεται με την αύξηση του εγκιβωτισμού, ενώ για  $D/B \geq 0.5$  η μεταβολή είναι μηδαμινή. Επιπρόσθετα, παρατηρείται πως στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , η περιβάλλουσες για τους βαθμούς εγκιβωτισμού  $D/B=0$  και  $0.2$  σχεδόν ταυτίζονται, κυρίως λόγω της πολύ χαμηλής αντοχής του συστήματος στους χαμηλούς εγκιβωτισμούς. Επίσης, παρατηρείται πως για  $N/N_{ult} \leq 0.5$  ή  $FS_v \geq 2$  η παρουσία του αξονικού φορτίου δε μειώνει παρά ελάχιστα την αντοχή σε τέμνουσα. Για τα άλλα εδαφικά υλικά ο “κρίσιμος” συντελεστής ασφαλείας είναι  $FS_v \geq 2.5$  (ή  $N/N_{ult} \leq 0.4$ ). Η διαφοροποίηση αυτή οφείλεται στην πολύ χαμηλή αντοχή του ανομοιογενούς εδάφους με  $m=2$  και τη συνακόλουθη μικρή επίδραση της χαμηλής αξονικής δύναμης στην αντοχή σε τέμνουσα.

Στα σχήματα **Σχήμα 3.27**, **3.28** και **3.29** παρουσιάζονται οι καμπύλες αλληλεπίδρασης μαζί με τους κινηματικούς μηχανισμούς αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία αυτών, για



όλα τα εδαφικά υλικά και για βαθμούς εγκιβωτισμού  $D/B=0.2$  και 1. Οι μηχανισμοί αστοχίας για τις αμιγείς φορτίσεις σε αξονική και τέμνουσα δύναμη έχουν αναλυθεί σε προηγούμενες ενότητες. Γενικά, παρουσία του κατακόρυφου φορτίου, η ζώνη πλαστικοποίησης κατά την αστοχία γίνεται πιο ασύμμετρη, ενώ καθώς το κατακόρυφο φορτίο αυξάνεται, ο στιγμιαίος πόλος περιστροφής του θεμελίου μετατοπίζεται σταδιακά προς τα δεξιά (θετική φορά τέμνουσας). Να τονιστεί πως στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  και τον βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=0.2$  όπως φαίνεται και από το αντίστοιχο σχήμα δεν έχουμε πόλο περιστροφής (λόγω της χαμηλής αντοχής του εδάφους και της μικρής σύζευξης των βαθμών ελευθερίας), αλλά γίνεται μια μεταβολή στη μορφή πλαστικοποίησης του εδάφους (από τον μηχανισμό του Terzaghi για αμιγώς αξονική φόρτιση, στον μηχανισμό της αμιγώς τέμνουσας φόρτισης).

### 3.6 Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής ανατροπής

Η φόρτιση μιας θεμελίωσης υπό το συνδυασμό αξονικής και ροπής ανατροπής θεωρείται αντιπροσωπευτική σε υψίκορμες κατασκευές, όπου η ροπή που μεταφέρεται στη θεμελίωση δεσπόζει έναντι της τέμνουσας δύναμης που την προκαλεί. Στο **Σχήμα 3.30** παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες αστοχίας στο MN επίπεδο φόρτισης για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , για αδιάστατο και κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης (κανονικοποίηση ως προς τα μεγέθη  $M_{ult}$  και  $N_{ult}$ ). Στο **Σχήμα 3.31** παρουσιάζονται οι αντίστοιχες καμπύλες για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$ . Στο αδιάστατο επίπεδο φόρτισης, οι περιβάλλουσες αστοχίας αυξάνονται για αύξηση του βαθμού εγκιβωτισμού ενώ για ίδιο βαθμό εγκιβωτισμού η περιβάλλουσα αστοχίας για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  καταλαμβάνει μεγαλύτερη επιφάνεια σε σχέση με την αντίστοιχη για ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ . Ωστόσο, παρατηρούμε πως το σχήμα των περιβαλλουσών αστοχίας είναι παρόμοιο και για τα δύο εδαφικά υλικά. Στο κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης, παρατηρούμε πως με την αύξηση του εγκιβωτισμού αυξάνεται το μέγεθος της καμπύλης. Επιπρόσθετα, για  $N/N_{ult} \leq 0.5$  ή  $FS_v \geq 2$  η αξονική δύναμη δεν επηρεάζει ουσιαστικά την αντοχή σε ροπή του συστήματος για όλους τους εγκιβωτισμούς πλην του επιφανειακού θεμελίου. Για το επιφανειακό

Θεμέλιο ο “κρίσιμος” λόγος είναι  $N/N_{ult} \leq 0.2$  ή  $FS_v \geq 5$ , γεγονός που σημαίνει πως το αξονικό φορτίο επιδρά περισσότερο στην αντοχή του σε ροπή ανατροπής.

Στο **Σχήμα 3.32** απεικονίζονται οι περιβάλλουσες αστοχίας για όλα τα εδαφικά υλικά και όλους τους εγκιβωτισμούς, σε αδιάστατο και κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης. Το μέγεθος της περιβάλλουσας αστοχίας στο αδιάστατο επίπεδο φόρτισης αυξάνεται για “σκληρότερο” υλικό και για μεγαλύτερο βαθμό εγκιβωτισμού. Οι περιβάλλουσες αστοχίας έχουν παρόμοιο σχήμα. Στο κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης και για το ομοιογενές έδαφος παρατηρείται μικρότερη διαφοροποίηση των καμπυλών για χαμηλούς εγκιβωτισμούς σε σχέση με τα άλλα δύο εδαφικά υλικά, ενώ για τους εγκιβωτισμούς  $D/B=0.5$  και  $1$  στα ανομοιογενή εδάφη οι καμπύλες πλησιάζουν. Ολοκληρώνοντας, να αναφερθεί πως στο ομοιογενές έδαφος για  $N/N_{ult} \leq 0.4$  ή  $FS_v \geq 2.5$ , η επίδραση του κατακόρυφου φορτίου στην αντοχή σε ροπή ανατροπής είναι αμελητέα.

Στο **Σχήμα 3.33, 3.34 και 3.35** απεικονίζονται οι κινηματικοί μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της καμπύλης για  $D/B=0.2$  και  $1$  και για όλα τα εδαφικά υλικά. Η αύξηση του κατακόρυφου φορτίου μεταβάλλει το μηχανισμό αστοχίας, καθώς μετακινεί προς τα αριστερά (αρνητική φορά τέμνουσας) τον πόλο περιστροφής του θεμελίου, προκαλώντας έντονες πλαστικοποιήσεις στο δεξί άκρο. Στις προηγούμενες ενότητες έχουν δοθεί αναλυτικές εξηγήσεις για τους μηχανισμούς αστοχίας σε αμιγώς αξονική ή στροφική φόρτιση.

### 3.7 Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής

Η εγκάρσια φόρτιση των κατασκευών προκαλεί ένα συνδυασμό τέμνουσας δύναμης και ροπής ανατροπής στο επίπεδο της θεμελίωσης. Η αλληλεπίδραση των δύο αυτών μεγεθών έχει ιδιαίτερο ενδιαφέρον στις εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις λόγω της σύζευξης του οριζόντιου μετακινησιακού και του στροφικού βαθμού ελευθερίας κίνησης του θεμελίου. Όπως έχει προαναφερθεί, η μέγιστη αντοχή σε ροπή ανατροπής  $M_{max}$  είναι μεγαλύτερη από την αντοχή  $M_{ult}$  και εμφανίζεται παρουσία θετικής τέμνουσας δύναμης. Επιπρόσθετα, η μέγιστη αντοχή σε τέμνουσα  $Q_{max}$  είναι μεγαλύτερη από την αντοχή  $Q_{ult}$  και παρουσιάζεται για μη μηδενική ροπή.

Στο **Σχήμα 3.36** παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες αστοχίας στο MQ επίπεδο φόρτισης, σε αδιάστατο και κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης, για όλους τους βαθμούς εγκιβωτισμού και για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ . Στο **Σχήμα 3.37** παρουσιάζονται οι αντίστοιχες καμπύλες για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$ . Συνοπτικά, να αναφερθεί πως στο αδιάστατο επίπεδο φόρτισης, με την αύξηση του εγκιβωτισμού αυξάνεται το μέγεθος και η εκκεντρότητα των περιβαλλουσών αστοχίας. Σχετικά με την εκκεντρότητα ισχύει το ίδιο και για τις καμπύλες του κανονικοποιημένου επιπέδου φόρτισης.

Στο **Σχήμα 3.38** παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες αστοχίας για όλα τα εδαφικά υλικά, όλους τους βαθμούς εγκιβωτισμού, σε αδιάστατο και κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης. Από τα γραφήματα παρατηρείται η αύξηση του μεγέθους της περιβάλλουσας με την αύξηση του βαθμού εγκιβωτισμού του θεμελίου και με την αύξηση της “σκληρότητας” του εδαφικού υλικού. Επιπλέον, με την αύξηση του εγκιβωτισμού αυξάνεται και η εκκεντρότητα της περιβάλλουσας αστοχίας. Για το αδιάστατο επίπεδο φόρτισης παρατηρείται μια ομαλοποίηση των περιβαλλουσών για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , όσον αφορά την εκκεντρότητα και αυτό οφείλεται στην χαμηλή αντοχή του εδάφους, η οποία δεν επιτρέπει την ανάπτυξη μεγάλων διαφορών ανάμεσα στις τιμές αντοχής σε συνθήκες φόρτισης με δέσμευση βαθμού ελευθερίας και μη.

Όπως αναφέρθηκε στο δεύτερο κεφάλαιο, η πλαστική συμπεριφορά του εδάφους ακολουθεί ένα συσχετισμένο νόμο πλαστικής ροής. Αυτό συνεπάγεται ότι το κάθετο με φορά προς τα έξω διάνυσμα σε οποιοδήποτε σημείο της καμπύλης καταδεικνύει την κατεύθυνση των επαυξητικών πλαστικών παραμορφώσεων κατά την αστοχία (**Σχήμα 2.7**). Προς επαλήθευση των παραπάνω, στις εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις, τα κάθετα προς τα έξω διανύσματα στα σημεία  $M=0$  και  $Q=0$  δεν συμπίπτουν με τις διευθύνσεις των αντίστοιχων αξόνων, γεγονός ενδεικτικό της σύζευξης των δύο βαθμών ελευθερίας.

Η οριακή κατάσταση  $Q=Q_{ult}$  και  $M=0$  μιας εγκιβωτισμένης θεμελίωσης χαρακτηρίζεται από στροφή και οριζόντια μετακίνηση στη βάση της θεμελίωσης (**Σχήμα 3.13α, 3.14α και 3.15α**), γεγονός το οποίο δικαιολογεί τη γωνία που σχηματίζει ο άξονας των τεμνουσών με την περιβάλλουσα αστοχίας (**Σχήμα 3.37**). Μάλιστα, όσο αυξάνεται ο εγκιβωτισμός, τόσο δεσπόζει η στροφή έναντι της μετακίνησης και η καμπύλη γίνεται περισσότερο λοξή στο σημείο  $Q_{ult}$ . Αντίθετα, σε μια επιφανειακή θεμελίωση η αστοχία

στο σημείο  $Q_{ult}$  ( $M=0$ ) χαρακτηρίζεται από απλή ολίσθηση χωρίς στροφή. Η περιβάλλουσα αστοχίας συναντά κάθετα τον άξονα των τεμνουσών δυνάμεων. Από την άλλη πλευρά, η μέγιστη αντοχή σε τέμνουσα  $Q_{max}$  μιας εγκιβωτισμένης θεμελίωσης κινητοποιείται όταν επιβάλλεται απλή οριζόντια μετακίνηση χωρίς στροφή μέχρι την αστοχία (**Σχήμα 3.13β, 3.14β και 3.15β**). Αυτή η κατάσταση φόρτισης αντιστοιχεί στο συνδυασμό τέμνουσας και ροπής, για τον οποίο το κάθετο προς τα έξω διάνυσμα της περιβάλλουσας αστοχίας είναι παράλληλο στον άξονα των τεμνουσών.

Η οριακή κατάσταση  $M=M_{ult}$  και  $Q=0$  χαρακτηρίζεται από την παρουσία στροφής και μετακίνησης (**Σχήμα 3.20α, 3.21α και 3.22α**), τόσο για τα επιφανειακά (μικρή μετακίνηση) όσο και για τα εγκιβωτισμένα θεμέλια (συνήθως πιο μεγάλη μετακίνηση από τα επιφανειακά θεμέλια λόγω της σύζευξης των βαθμών ελευθερίας). Η κατάσταση αυτή είναι ενδεικτική της γωνίας που σχηματίζει με τον άξονα των ροπών η περιβάλλουσα αστοχίας. Η μέγιστη αντοχή σε ροπή ανατροπής  $M_{max}$  κινητοποιείται όταν δεσμεύεται η οριζόντια μετακίνηση της θεμελίωσης (**Σχήμα 3.20β, 3.21β και 3.22β**). Η κατάσταση αυτή αντιστοιχεί στα σημεία της καμπύλης, όπου το κάθετο προς τα έξω διάνυσμα είναι παράλληλο στον άξονα των ροπών.

Τα παραπάνω συμπεράσματα συνοψίζονται στα γραφήματα **Σχήμα 3.39, 3.40 και 3.41**, όπου απεικονίζονται οι κινηματικοί μηχανισμοί αστοχίας στα προαναφερθέντα χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμούς εγκιβωτισμού  $D/B=0.2$  και  $1$  και για όλα τα εδαφικά υλικά. Παρουσιάζεται μόνο το  $MQ>0$  τεταρτημόριο, διότι αντιπροσωπεύει τις πιο συνηθισμένες καταστάσεις φόρτισης (λόγου χάρη οριζόντια δύναμη εφαρμοσμένη σε κάποιο ύψος από τη στάθμη θεμελίωσης). Να τονιστεί πως το μόνο παράδοξο που εμφανίζεται σε αυτές τις καμπύλες είναι πως στο **Σχήμα 3.39α** η  $Q_{max}$  και η  $Q_{ult}$  αναπτύσσονται για ισάξιες ροπές, γεγονός που μας οδηγεί στο συμπέρασμα ότι η μέγιστη τέμνουσα αντοχής αναπτύσσεται για χαμηλή επιβαλλόμενη ροπή. Γενικά όσον αφορά τους μηχανισμούς αστοχίας παρατηρείται πως κατά την ανάπτυξη της  $M_{max}$ , ο στιγμιαίος πόλος περιστροφής βρίσκεται στη βάση του θεμελίου σε αντίθεση με τις συνθήκες ανάπτυξης της  $M_{ult}$ . Αυτό οφείλεται στο γεγονός πως η επιβαλλόμενη τέμνουσα δεν επιτρέπει την περιστροφή της βάσης με λογικό αποτέλεσμα την εμφάνιση του πόλου περιστροφής στη συγκεκριμένη περιοχή. Γενικότερα, η ύπαρξη διαφορετικών μηχανισμών αστοχίας για τους διάφορους βαθμούς

εγκιβωτισμού του θεμελίου, εξηγεί το λόγο που τα σχήματα των περιβάλλουσών αστοχίας διαφέρουν σημαντικά μεταξύ τους όταν κανονικοποιούνται.

Υπενθυμίζεται εδώ, η επιρροή που έχει η επιλογή του σημείου αναφοράς των εντατικών μεγεθών στο σχήμα της καμπύλης αστοχίας. Αν επιλεγεί ένα νέο σημείο αναφοράς σε απόσταση  $L$  από τη στάθμη θεμελίωσης, τότε η μετασχηματισμένη ροπή σε αυτό το σημείο είναι  $M^* = M - LQ$ , ενώ η οριζόντια μετακίνηση γίνεται  $u^* = u + \vartheta L$ , υπό καθεστώς μικρών παραμορφώσεων. Κατά τα άλλα προφανώς ισχύει  $Q^* = Q$ ,  $N^* = N$ ,  $w^* = w$ ,  $\vartheta^* = \vartheta$ , όπου  $M^*$ ,  $Q^*$ ,  $N^*$  οι δυνάμεις και  $u^*$ ,  $w^*$ ,  $\vartheta^*$  οι μετατοπίσεις στο νέο σημείο αναφοράς. Οι περιβάλλουσες αστοχίας απεικονίζονται ξανά σε αδιάστατους όρους στο **Σχήμα 3.42** για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$ , επιλέγοντας τώρα δύο νέα σημεία αναφοράς στο κέντρο βάρους του θεμελίου ( $L=D/2$ ) και την κορυφή ( $L=D$ ). Στην περίπτωση όπου ως σημείο αναφοράς λαμβάνεται η κορυφή του θεμελίου, οι περιβάλλουσες καμπύλες διατηρούν την ασυμμετρία τους με αντίθετο όμως πρόσημο, ενώ στην περίπτωση όπου το σημείο αναφοράς λαμβάνεται στο κέντρο, το σχήμα γίνεται σαφώς πιο συμμετρικό και μπορεί χονδροειδώς να περιγραφεί με μια απλή εξίσωση έλλειψης. Το ίδιο ισχύει και για το ομοιογενές έδαφος σύμφωνα με το **Σχήμα 3.43**.

### 3.8 Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής

Ο συνδυασμός αξονικής, τέμνουσας δύναμης και ροπής ανατροπής αποτελεί την πλέον γενική περίπτωση φόρτισης μιας θεμελίωσης. Στο **Σχήμα 3.44** απεικονίζονται οι περιβάλλουσες αστοχίας για τα δύο ανομοιογενή υλικά, βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$ , σε αδιάστατο επίπεδο φόρτισης και για λόγο  $N/N_{ult}=0, 0.5$  και  $0.8$ . Στα σχήματα **Σχήμα 3.45**, **3.46** και **3.47** παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες αστοχίας για τα τρία εδαφικά υλικά, βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$ , σε αδιάστατο και κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης και για λόγο  $N/N_{ult}=0, 0.5$  και  $0.8$ . Προκύπτει ως συμπέρασμα, ότι όσο το κατακόρυφο φορτίο πλησιάζει τη φέρουσα ικανότητα του συστήματος σε αξονική δύναμη, τόσο μειώνονται οι αντοχές σε τέμνουσα και ροπή ανατροπής και μειώνεται το μέγεθος της περιβάλλουσας αστοχίας. Ωστόσο, επιβεβαιώνεται ότι για τις συνήθεις τιμές του

κατακόρυφου φορτίου  $N/N_{ult} < 0.5$ , η επίδραση του στην εγκάρσια φέρουσα ικανότητα είναι περιορισμένη. Όσον αφορά τις περιβάλλουσες αστοχίας στο κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης (κανονικοποίηση ως προς τις μειωμένες αντοχές  $Q_{ult}$  και  $M_{ult}$  που αντιστοιχούν στη συγκεκριμένη αξονική δύναμη), παρατηρείται πως στα ανομοιογενή εδάφη η μεταβολή της περιβάλλουσας είναι εμφανής για  $N/N_{ult} \geq 0.5$  σε αντίθεση προς το ομοιογενές έδαφος όπου η αξονική επηρεάζει ελάχιστα το συγκεκριμένο γράφημα.





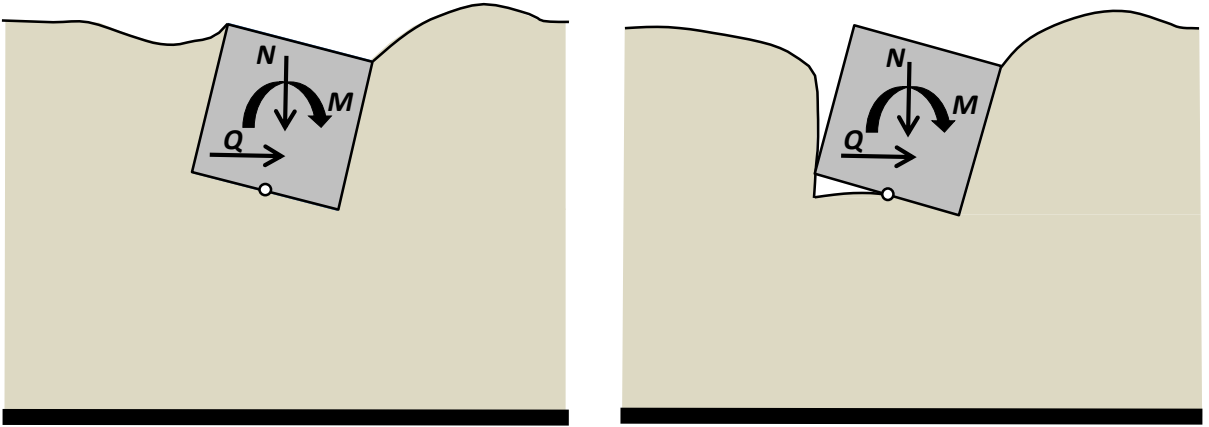


## *Σχήματα 3<sup>ου</sup> Κεφαλαίου*

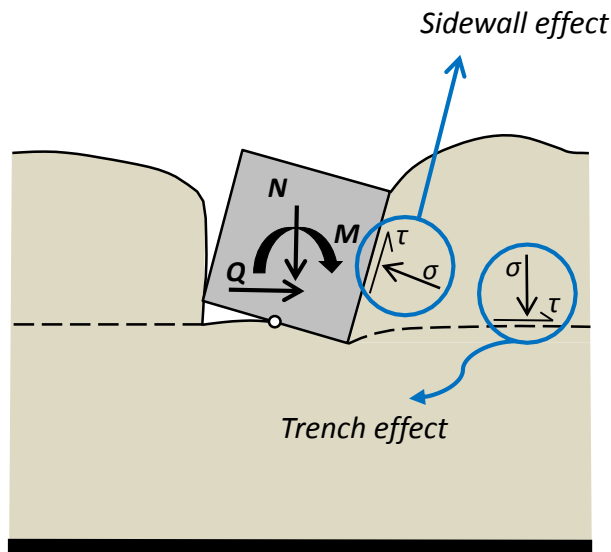


*Soil nonlinearity*

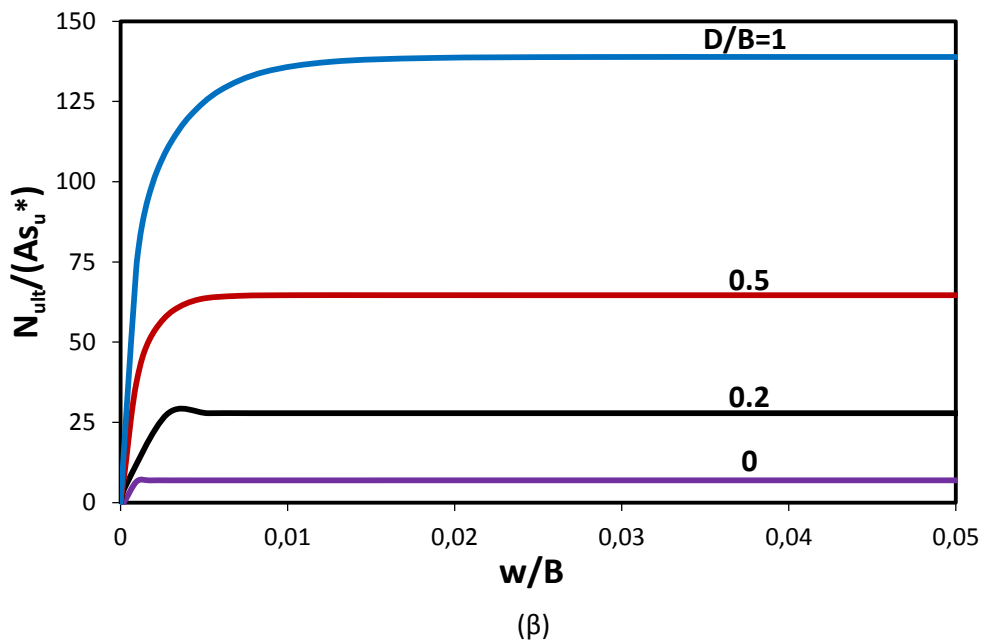
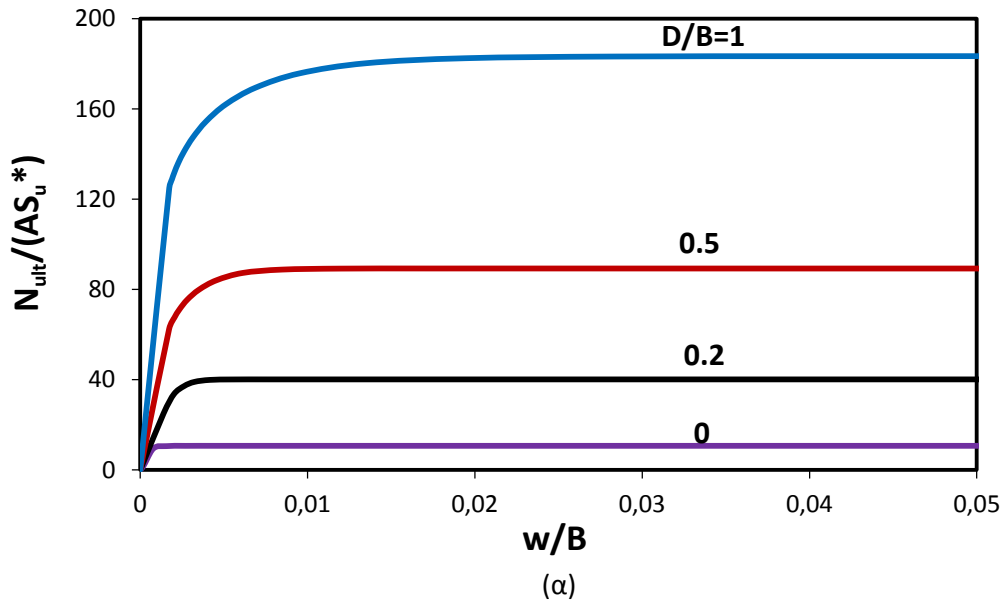
*Soil + Interface nonlinearities*



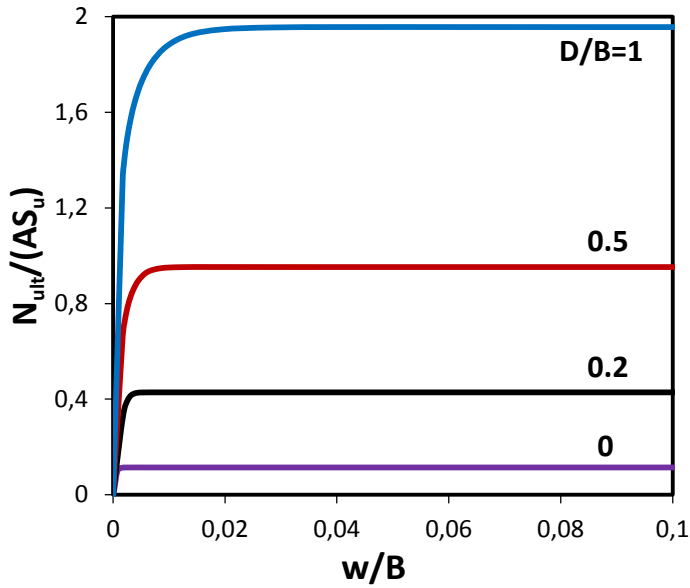
**Σχήμα 3.1** Διάκριση του προβλήματος ανάλογα με τις συνθήκες επαφής θεμελίου-εδάφους. Η πρώτη περίπτωση (συνθήκες πλήρους επαφής) αφορά το συγκεκριμένο κεφάλαιο.



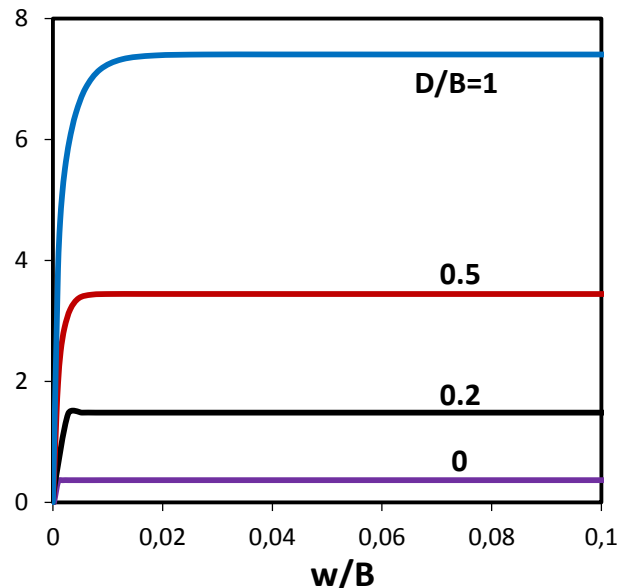
**Σχήμα 3.2** Η επίδραση του εγκιβωτισμού της θεμελίωσης στη φέρουσα ικανότητα και τη δυσκαμψία τους συστήματος: trench effect και sidewall effect.



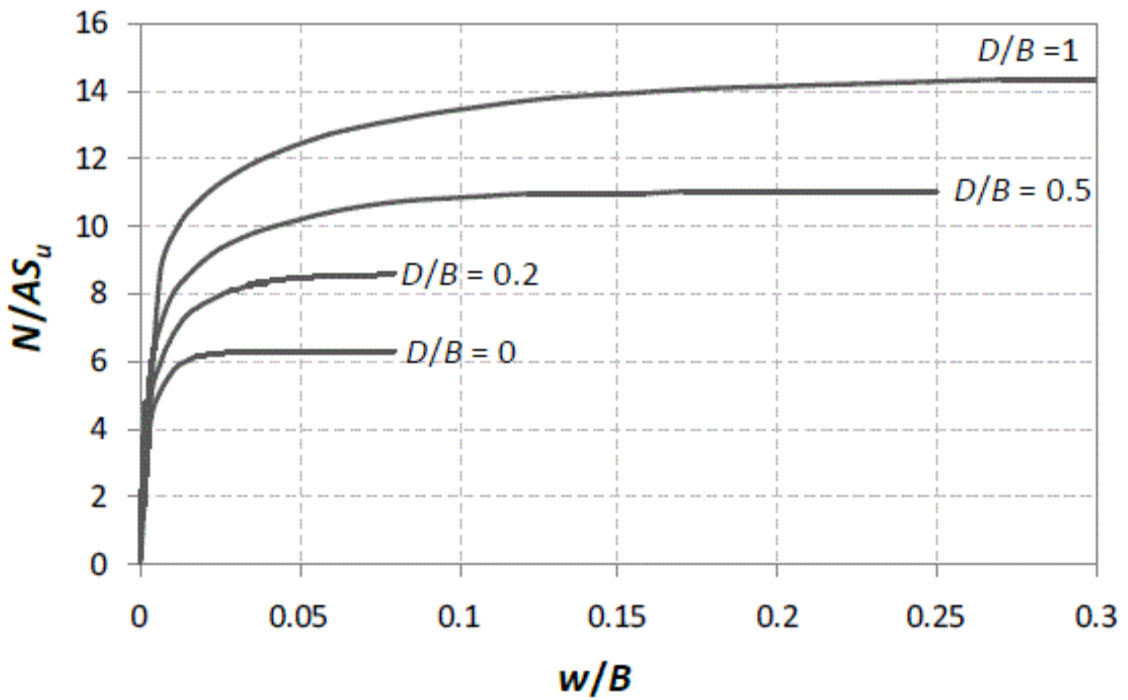
**Σχήμα 3.3** Κατακόρυφη φόρτιση: αδιάστατες καμπύλες φορτίου – καθίζησης για το ανομοιογενές έδαφος με (α)  $m=2$  ( $S_u^*=1.6$  kPa) και (β)  $m=10$  ( $S_u^*=8$  kPa).



(α)

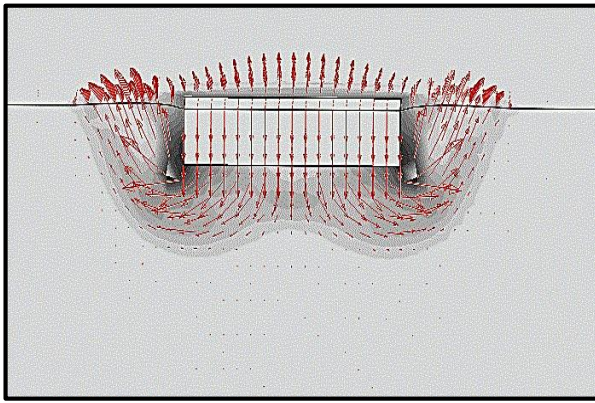


(β)

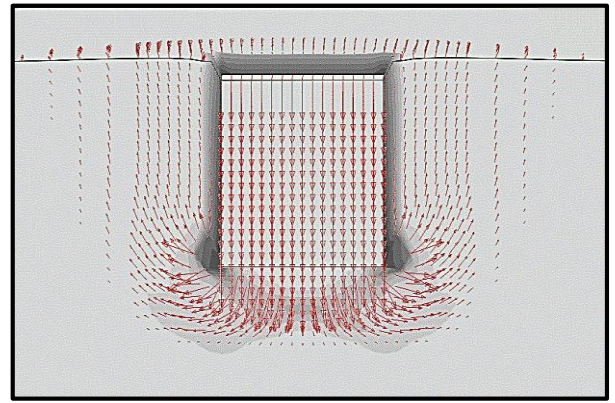


(γ)

**Σχήμα 3.4** Κατακόρυφη φόρτιση: αδιάστατες καμπύλες φορτίου – καθίζησης (α) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  (β) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και (γ) σε ομοιογενές έδαφος [Ntritsos,2012]. Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa.

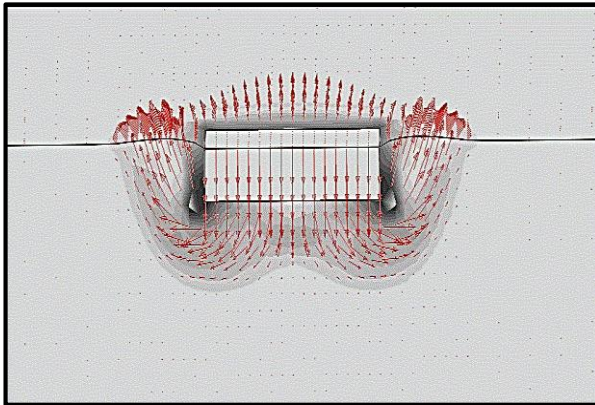


(α)

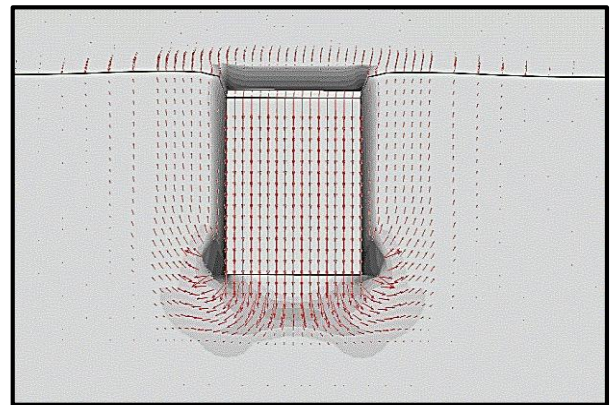


(β)

**Σχήμα 3.5** Μηχανισμοί αστοχίας υπό κατακόρυφη φόρτιση σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  για λόγο εγκιβωτισμού (α)  $D/B=0.2$  και (β)  $D/B=1$ .

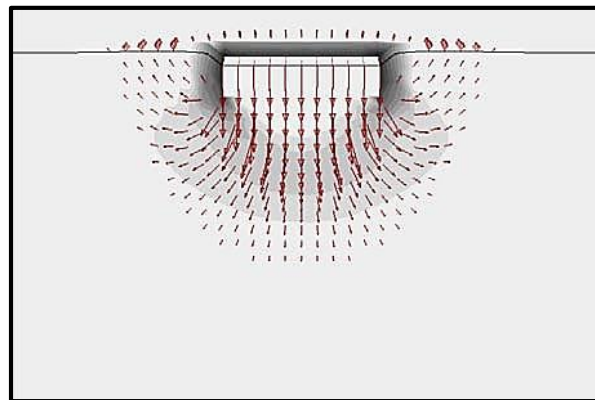


(α)

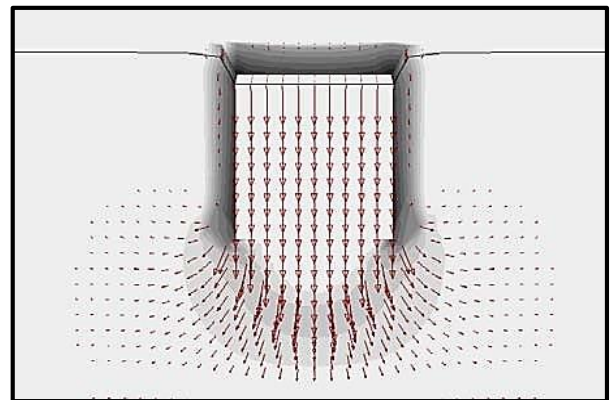


(β)

**Σχήμα 3.6** Μηχανισμοί αστοχίας υπό κατακόρυφη φόρτιση σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  για λόγο εγκιβωτισμού (α)  $D/B=0.2$  και (β)  $D/B=1$ .

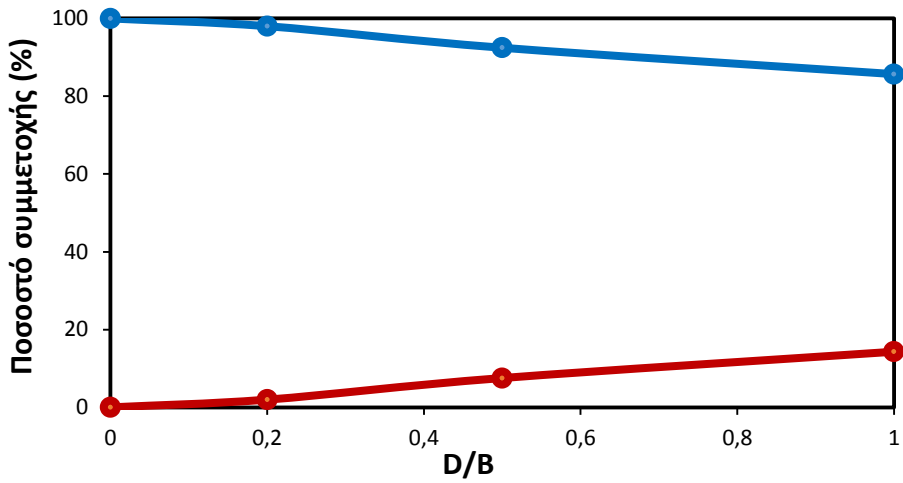


(α)

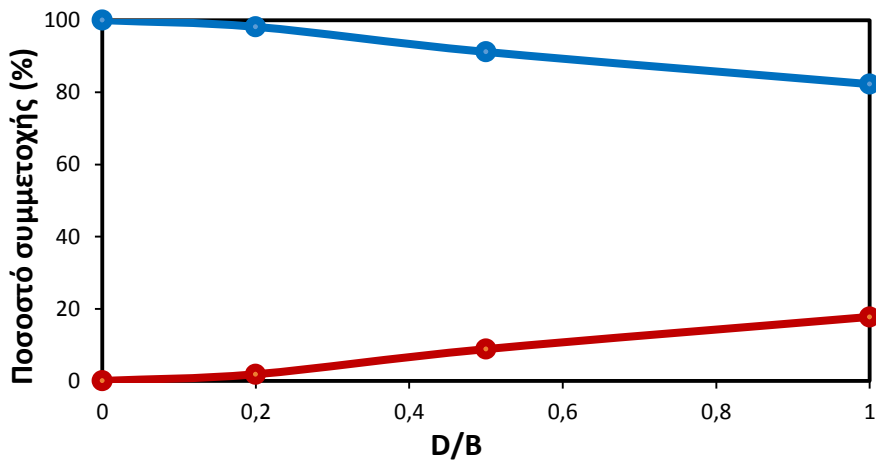


(β)

**Σχήμα 3.7** Μηχανισμοί αστοχίας υπό κατακόρυφη φόρτιση σε ομοιογενές έδαφος [Ntritsos,2012] για λόγο εγκιβωτισμού (α)  $D/B=0.2$  και (β)  $D/B=1$ .

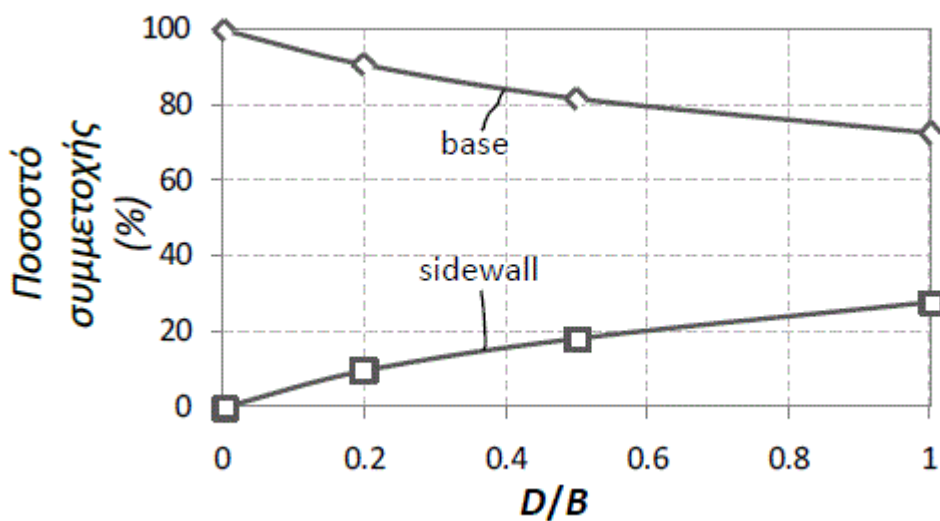


(α)



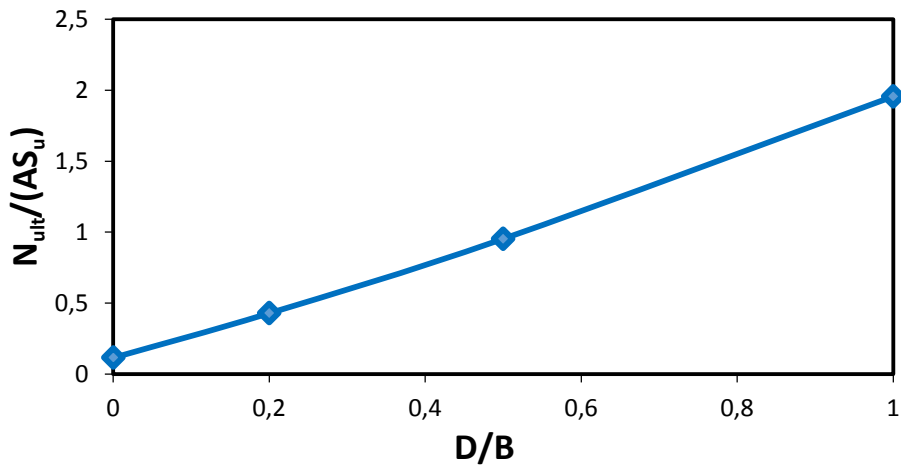
—●— Ποσοστό Βάσης %    —●— Ποσοστό Παράπλευρης %

(β)

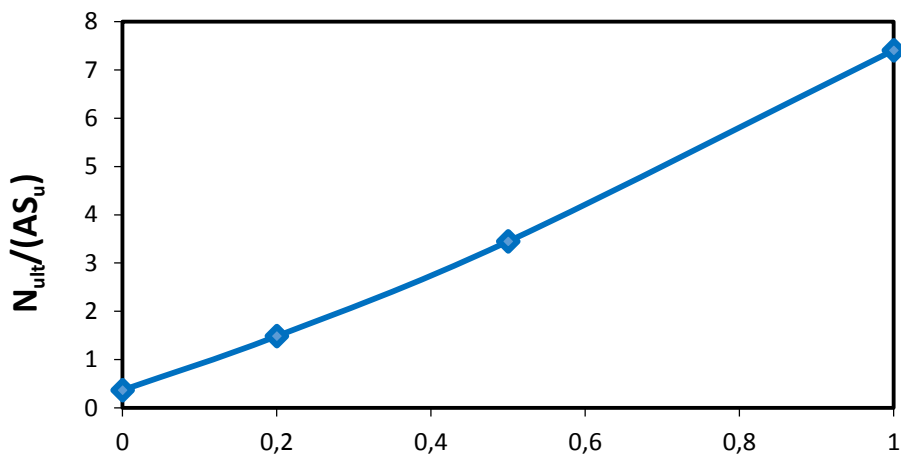


(γ)

**Σχήμα 3.8** Η επιμέρους συνεισφορά της βάσης και των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου στην κατακόρυφη φέρουσα ικανότητα συναρτήσει του βαθμού εγκιβωτισμού (α) στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , (β) στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και (γ) στο ομοιογενές έδαφος [Ntritsos,2012].

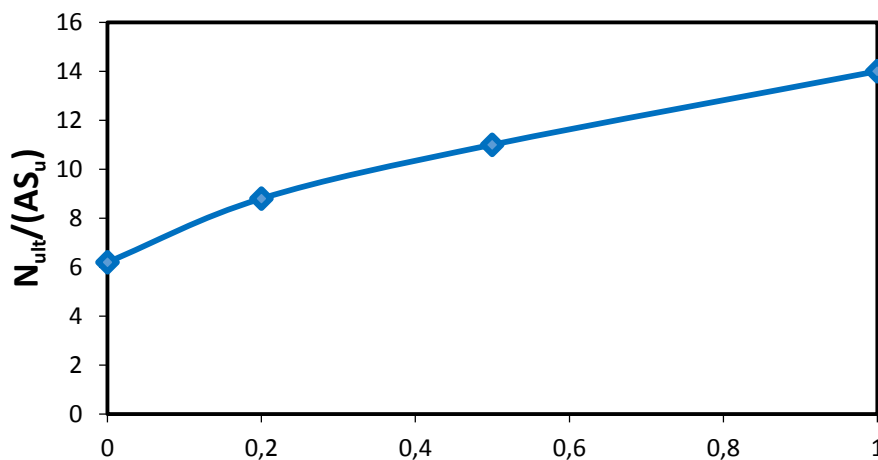


(α)



D/B

(β)

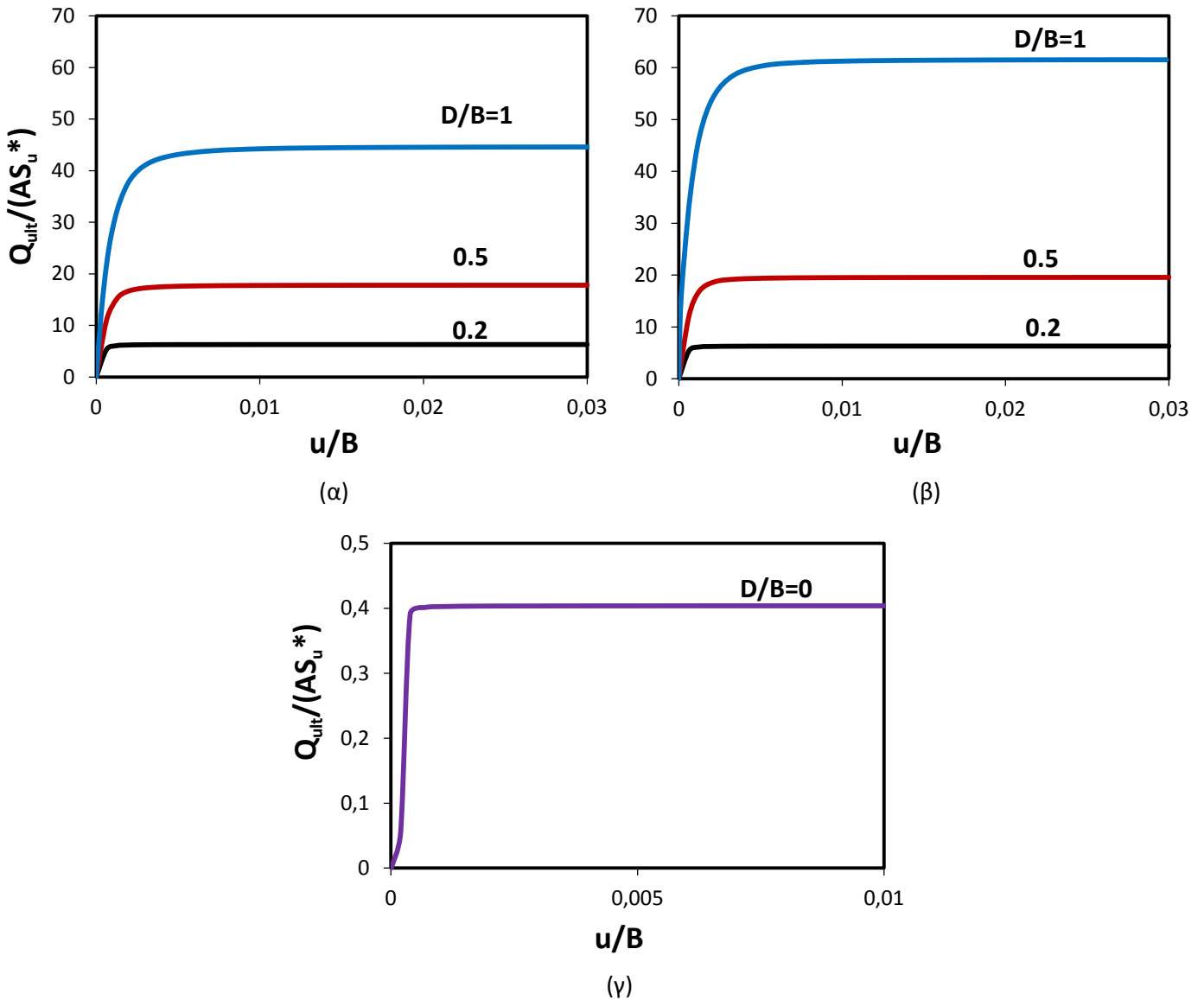


D/B

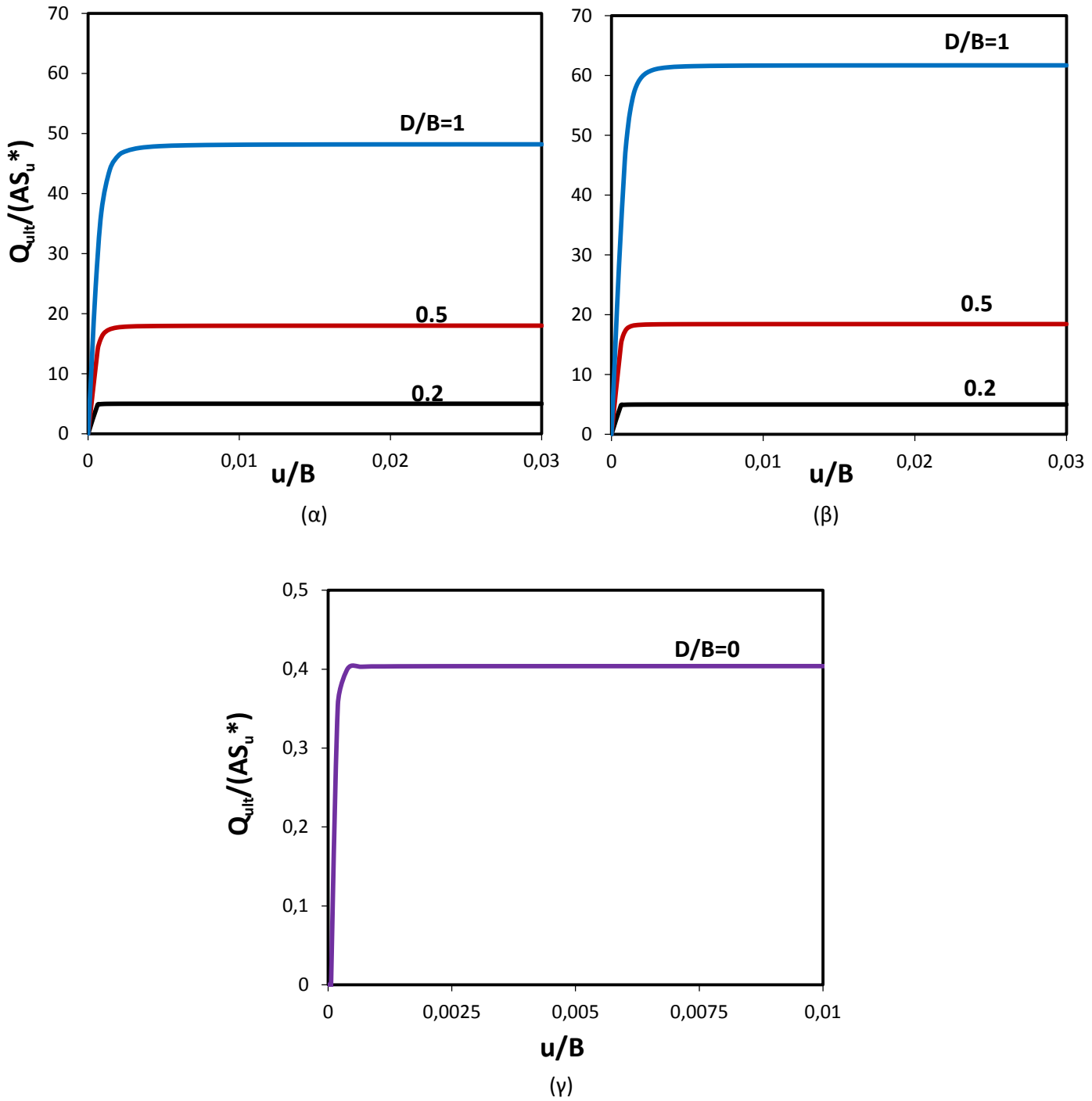
(γ)

**Σχήμα 3.9** Η κατακόρυφη φέρουσα ικανότητα ως συνάρτηση του βαθμού εγκιβωτισμού (α) στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , (β) στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και (γ) στο ομοιογενές έδαφος [Ntritsos,2012]. Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa.

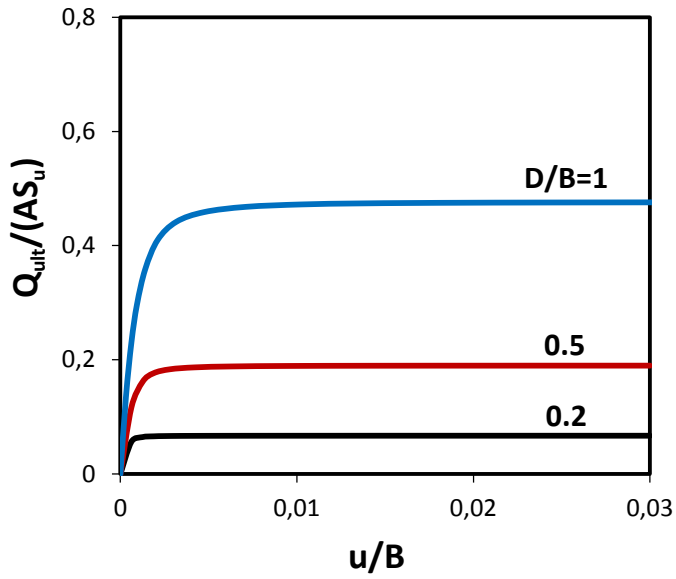




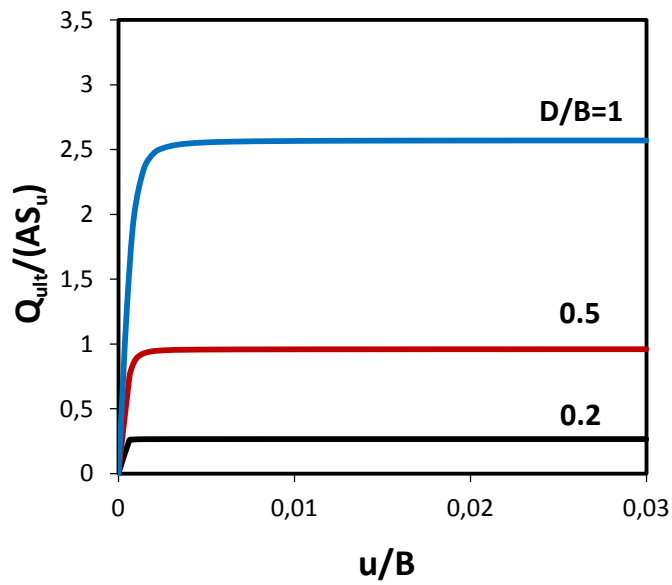
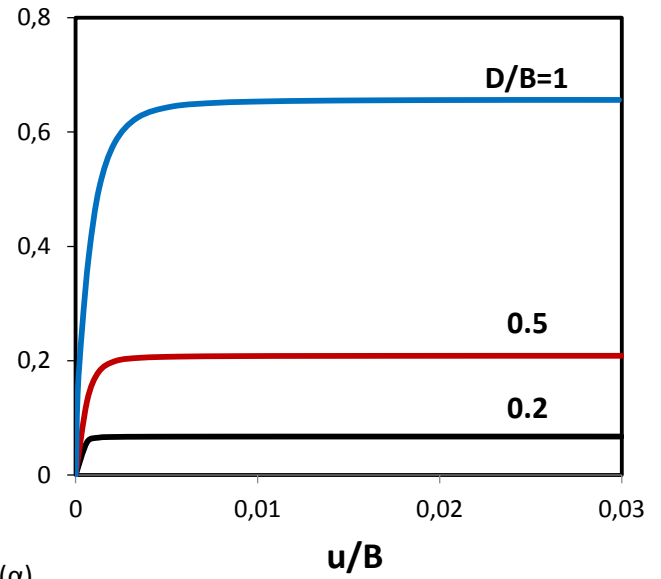
**Σχήμα 3.10** Οριζόντια φόρτιση: αδιάστατες καμπύλες φορτίου – μετακίνησης στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  ( $S_u^*=1.6$  kPa) (α) χωρίς δέσμευση της στροφής (μηδενική ροπή), (β) με δέσμευση της στροφής (μη μηδενική ροπή) και (γ) για το επιφανειακό θεμέλιο για τις δύο συνθήκες φόρτισης.



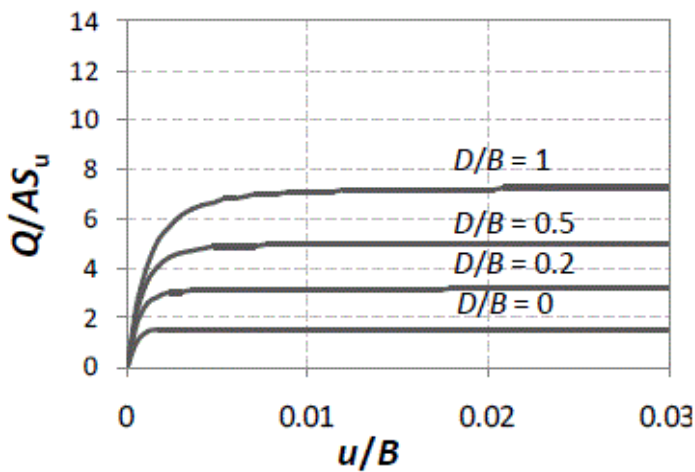
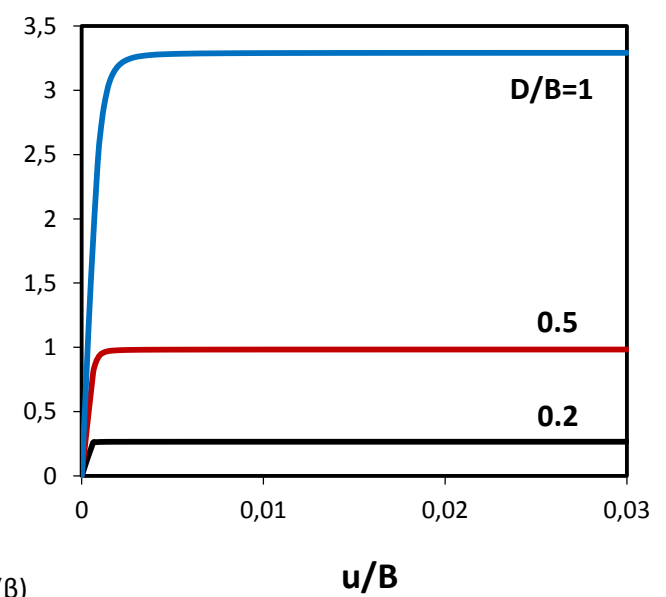
**Σχήμα 3.11** Οριζόντια φόρτιση: αδιάστατες καμπύλες φορτίου – μετακίνησης στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  ( $S_u^*=8$  kPa) (α) χωρίς δέσμευση της στροφής (μηδενική ροπή), (β) με δέσμευση της στροφής (μη μηδενική ροπή) και (γ) για το επιφανειακό θεμέλιο για τις δύο συνθήκες φόρτισης.



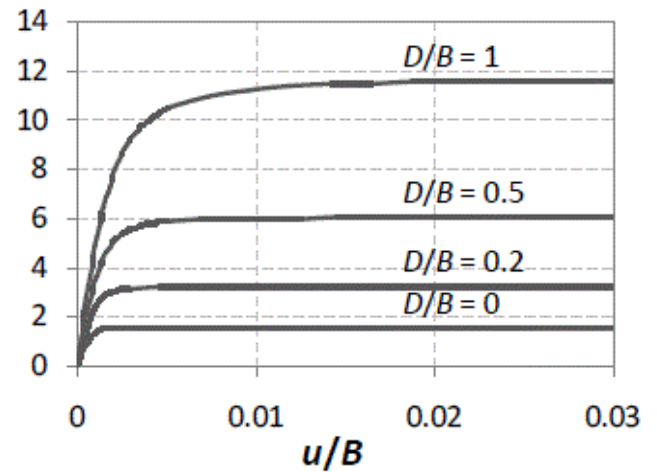
(α)



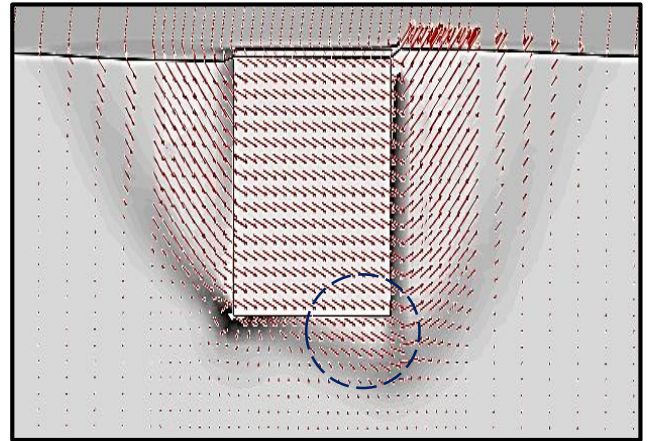
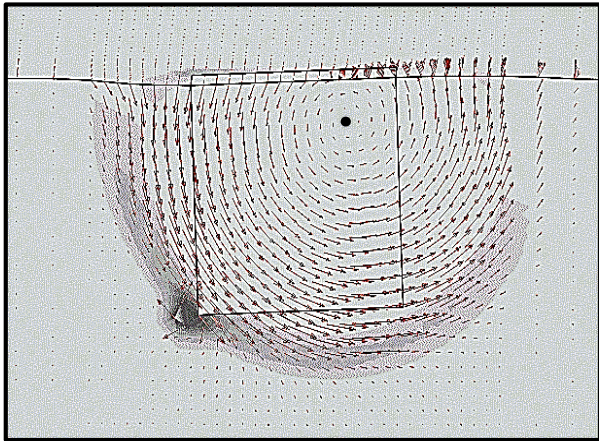
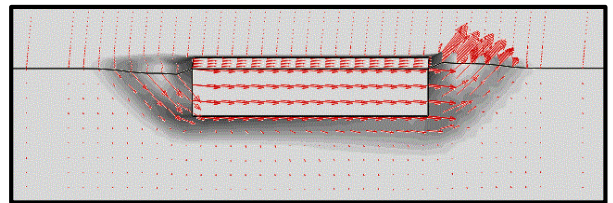
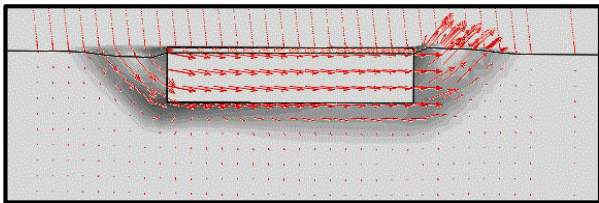
(β)



(γ)



**Σχήμα 3.12** Οριζόντια φόρτιση: αδιάστατες καμπύλες φορτίου – μετακίνησης χωρίς δέσμευση της στροφής (μηδενική ροπή) (αριστερά σχήματα) και με δέσμευση της στροφής (μη μηδενική ροπή) (δεξιά σχήματα) εγκιβωτισμού (α) στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , (β) στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και (γ) στο ομοιογενές έδαφος [Nritsos,2012]. Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa.

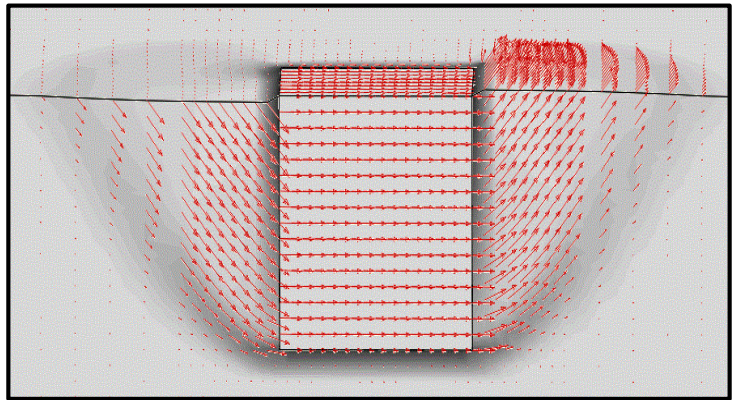
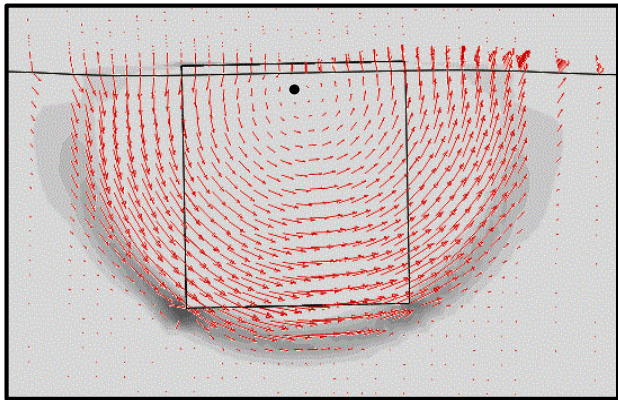
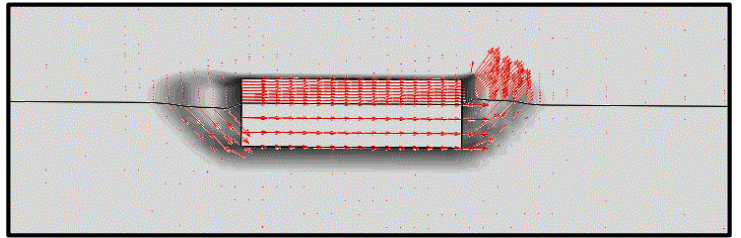
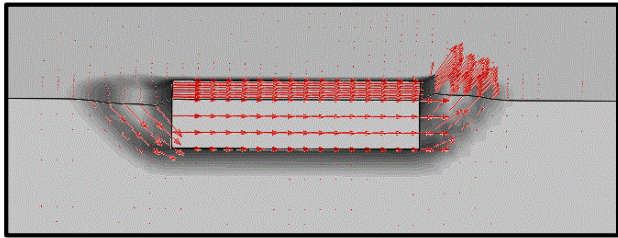


(α)

(β)

**Σχήμα 3.13** Μηχανισμοί αστοχίας υπό οριζόντια φόρτιση για θεμέλια εγκιβωτισμού  $D/B = 0.2$  και  $1$  σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ : (α) χωρίς δέσμευση της στροφής (μηδενική ροπή) και (β) με δέσμευση της στροφής (μη μηδενική ροπή). Η μαύρη τελεία δείχνει προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία.

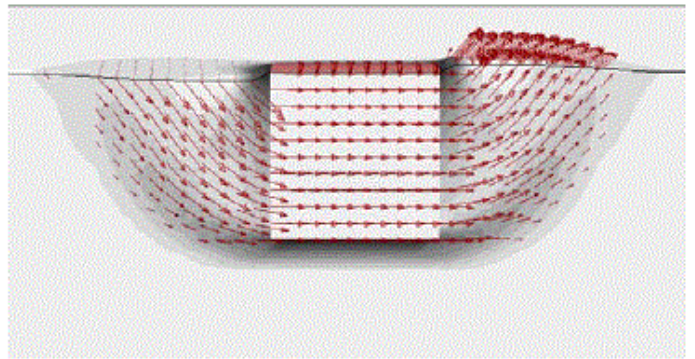
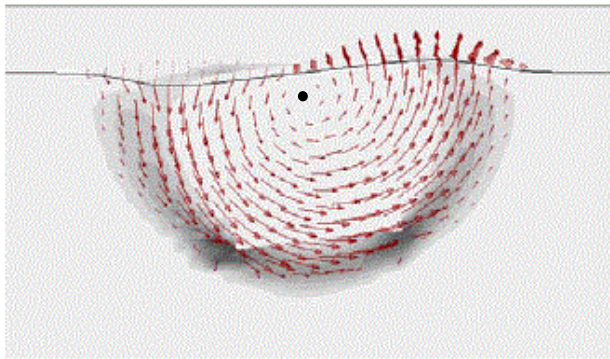
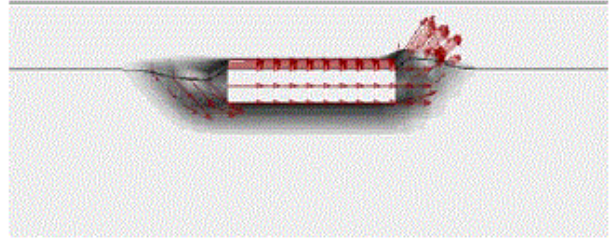
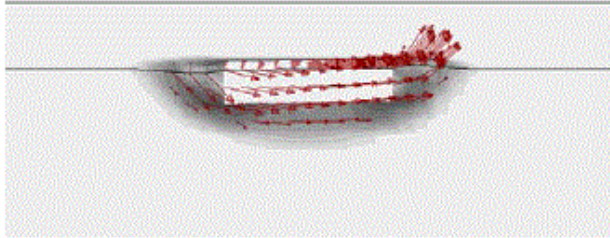




(α)

(β)

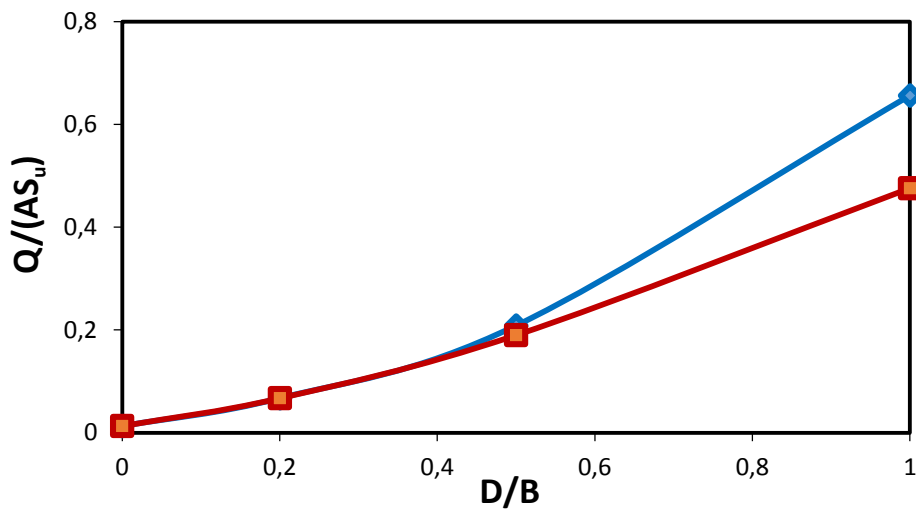
**Σχήμα 3.14** Μηχανισμοί αστοχίας υπό οριζόντια φόρτιση για θεμέλια εγκιβωτισμού  $D/B = 0.2$  και  $1$  σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$ : (α) χωρίς δέσμευση της στροφής (μηδενική ροπή) και (β) με δέσμευση της στροφής (μη μηδενική ροπή). Η μαύρη τελεία δείχνει προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία.



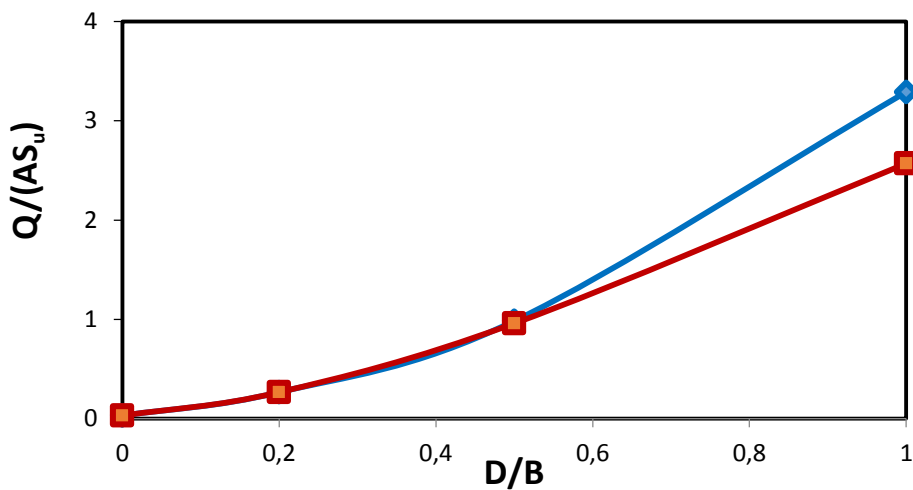
(α)

(β)

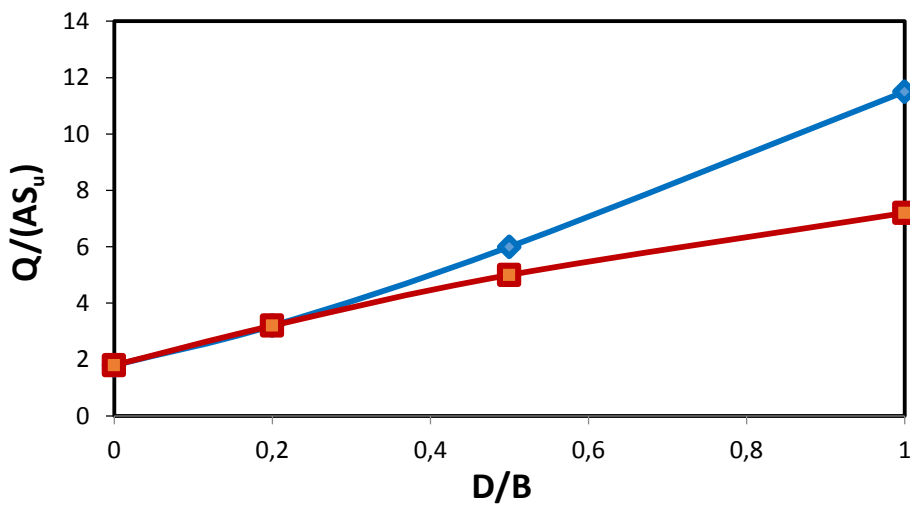
**Σχήμα 3.15** Μηχανισμοί αστοχίας υπό οριζόντια φόρτιση για θεμέλια εγκιβωτισμού  $D/B = 0.2$  και  $1$  σε ομοιογενές έδαφος [Ntritsos,2012]: (α) χωρίς δέσμευση της στροφής (μηδενική ροπή) και (β) με δέσμευση της στροφής (μη μηδενική ροπή). Η μαύρη τελεία δείχνει προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία.



(α)



(β)

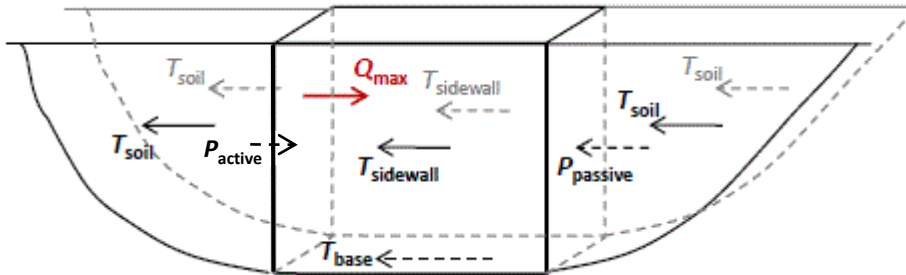


—◆— Qmax      —■— Qult

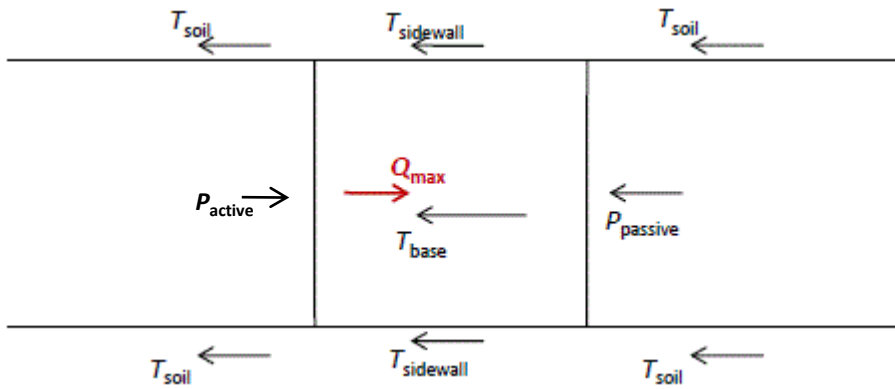
(γ)

**Σχήμα 3.16** Η οριζόντια φέρουσα ικανότητα ως συνάρτηση του βαθμού εγκλιβωτισμού της θεμελίωσης για: (α) ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , (β) ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και (γ) ομοιογενές έδαφος [Ntritsos,2012]. Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa.

### 3D όψη

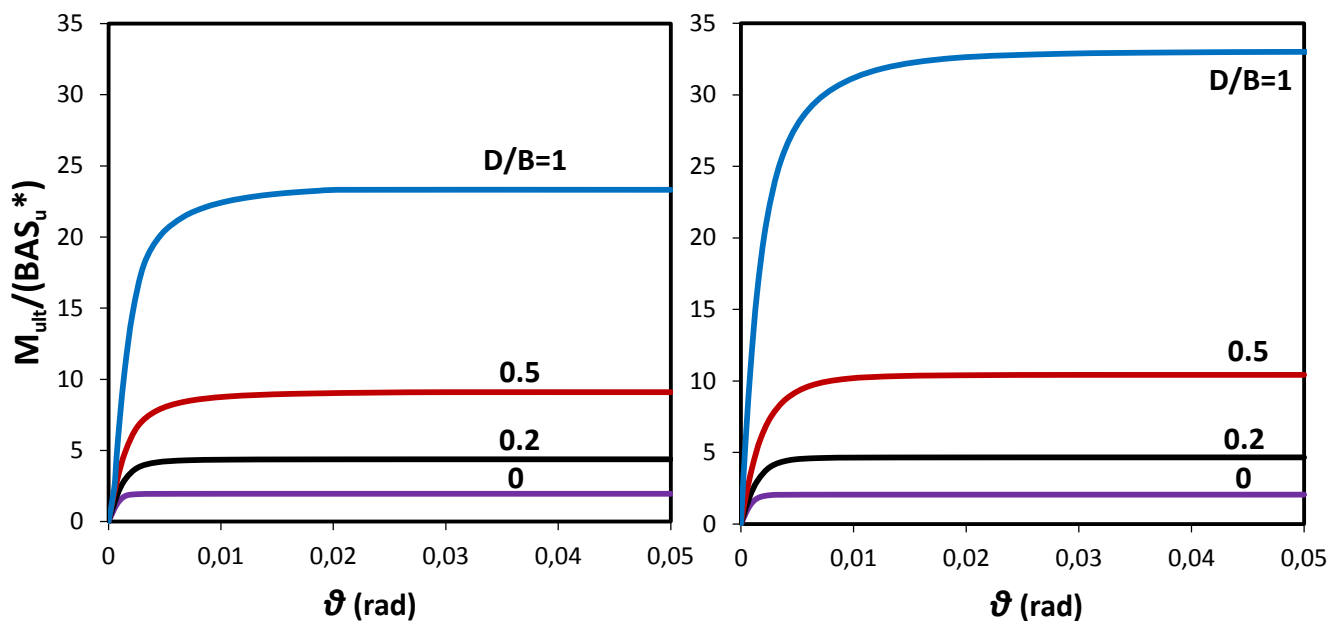


### Κάτοψη

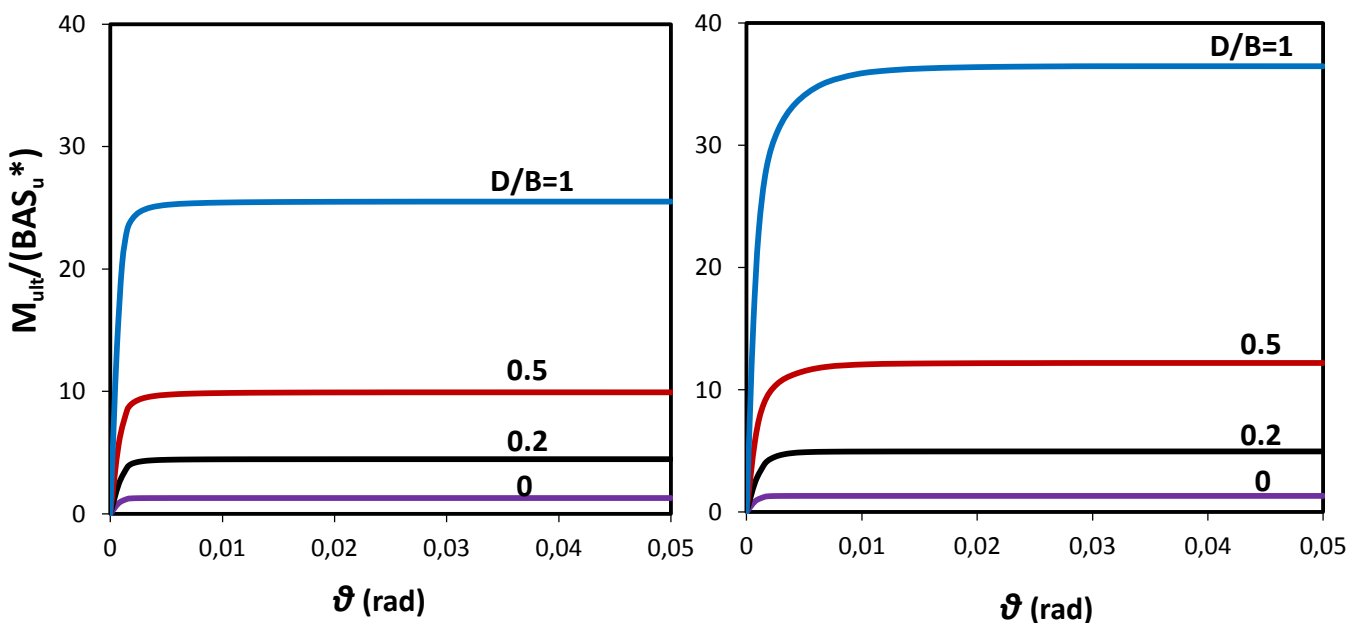


**Σχήμα 3.17** Απλοποίηση του προβλήματος της φέρουσας ικανότητας εγκιβωτισμένου θεμελίου υπό οριζόντια φόρτιση: απομόνωση μιας "φέτας" εδάφους που ολισθαίνει ως προς το υπόλοιπο έδαφος.



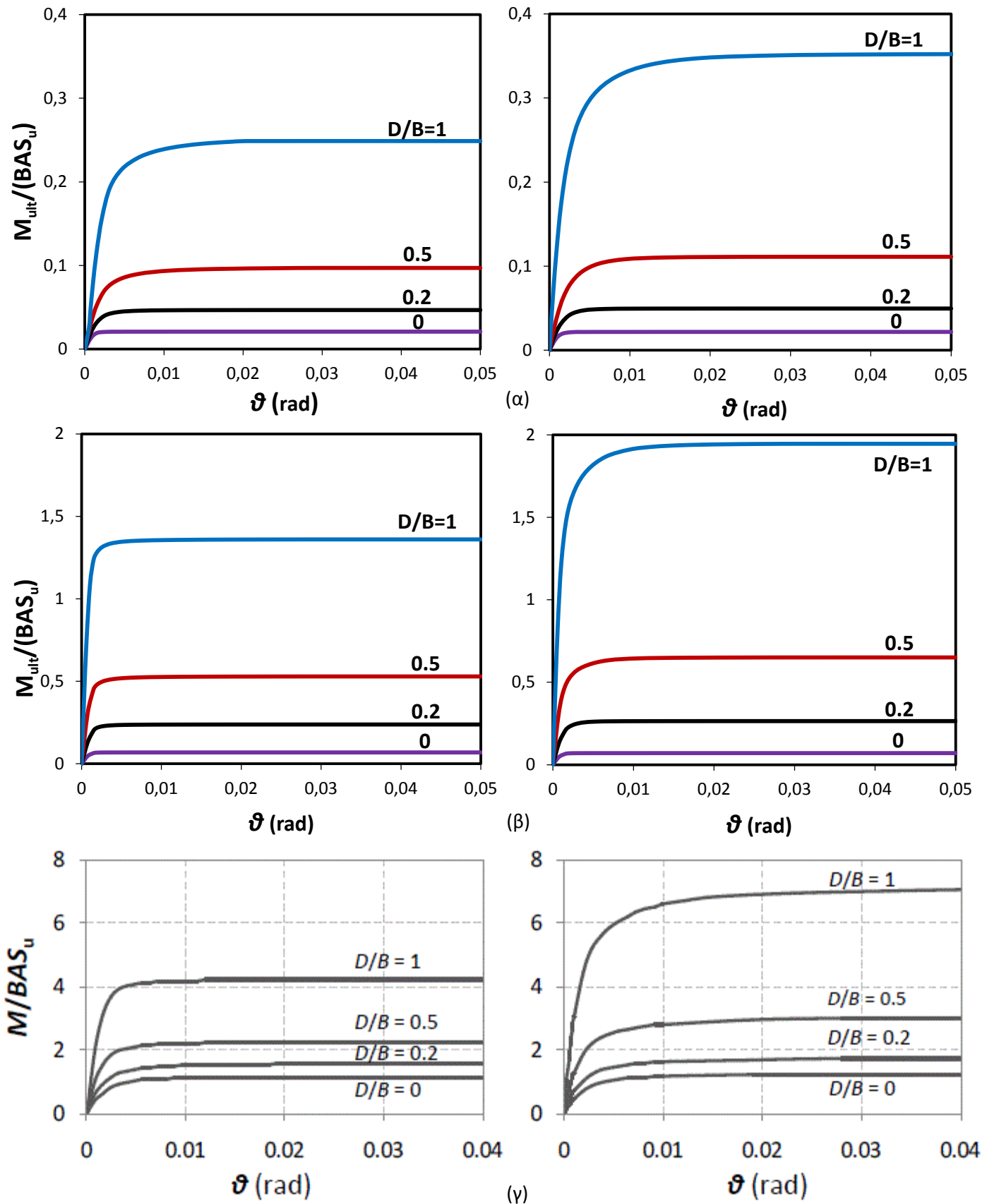


(α)

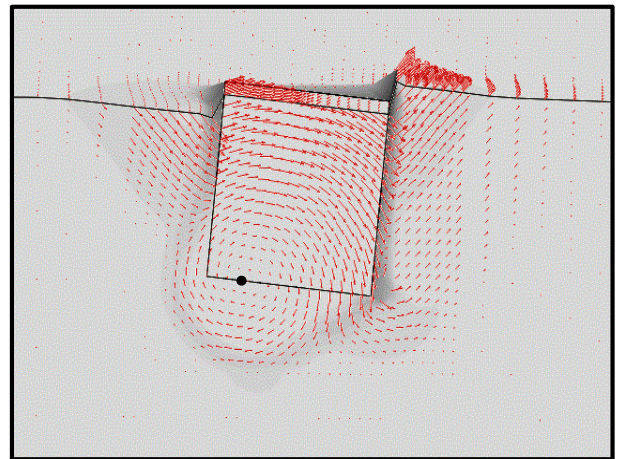
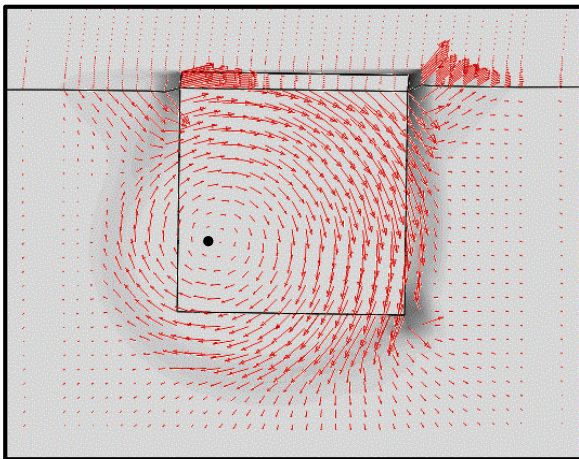
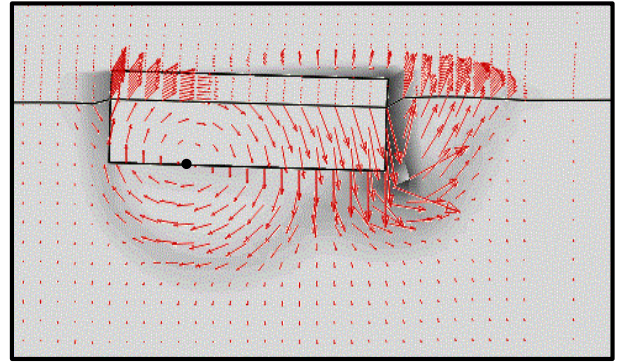
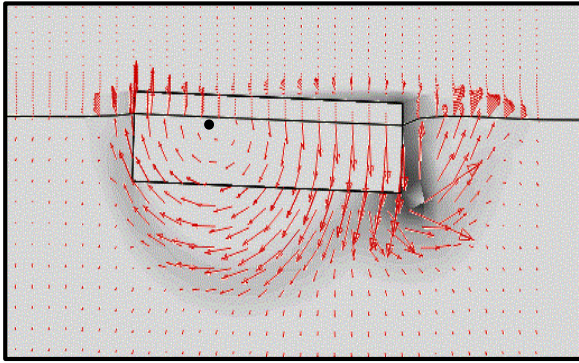


(β)

**Σχήμα 3.18** Περιστροφική φόρτιση: αδιάστατες καμπύλες ροπής – στροφής χωρίς δέσμευση της μετακίνησης (μηδενική τέμνουσα) (αριστερά σχήματα) και με δέσμευση της μετακίνησης (μη μηδενική τέμνουσα) (δεξιά σχήματα) (α) για ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  ( $S_u^*=1.6$  kPa), (β) για ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  ( $S_u^*=8$  kPa).



**Σχήμα 3.19** Περιστροφική φόρτιση: αδιάστατες καμπύλες ροπής – στροφής χωρίς δέσμευση της μετακίνησης (μηδενική τέμνουσα) (αριστερά σχήματα) και με δέσμευση της μετακίνησης (μη μηδενική τέμνουσα) (δεξιά σχήματα) εγκιβωτισμού (α) στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , (β) στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και (γ) στο ομοιογενές έδαφος [Nritisos,2012]. Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa.

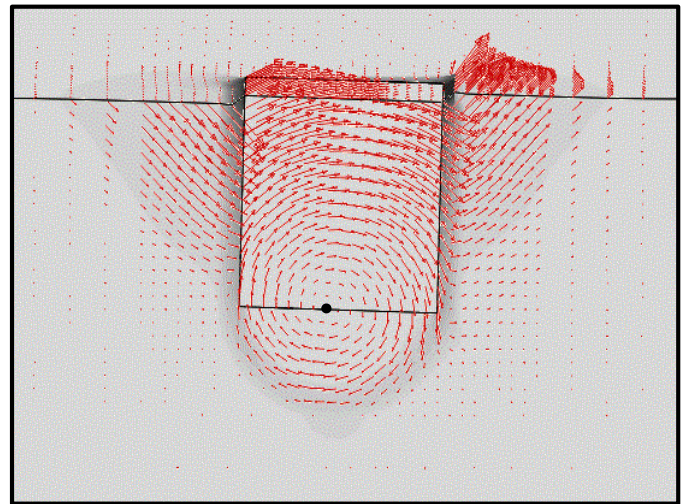
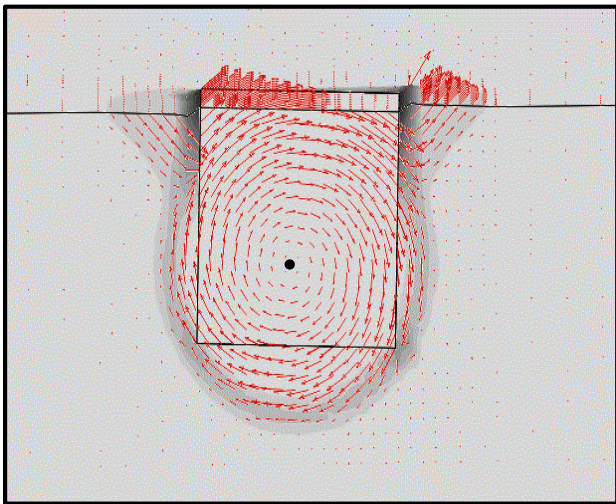
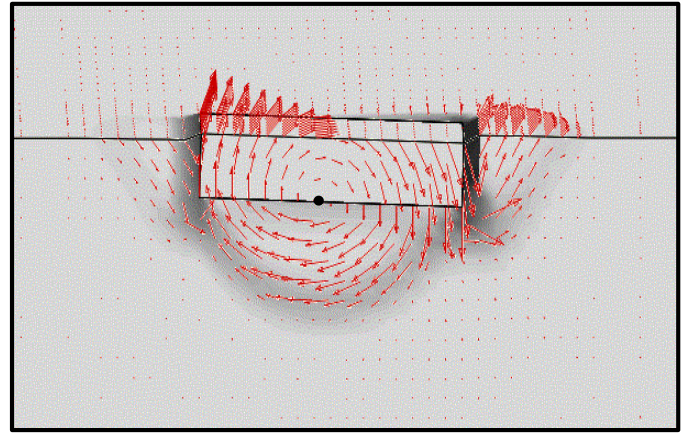
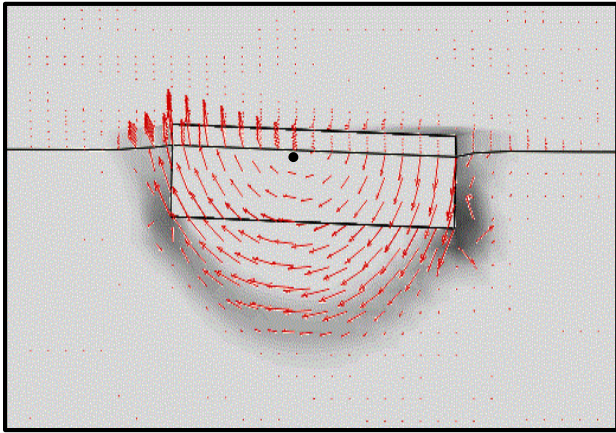


(α)

(β)

**Σχήμα 3.20** Μηχανισμοί αστοχίας υπό περιστροφική φόρτιση για θεμέλια εγκιβωτισμού  $D/B = 0.2$  και  $1$  σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ : (α) χωρίς δέσμευση της μετακίνησης (μηδενική τέμνουσα) και (β) με δέσμευση της μετακίνησης (μη μηδενική τέμνουσα). Η μαύρη τελεία δείχνει προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία.

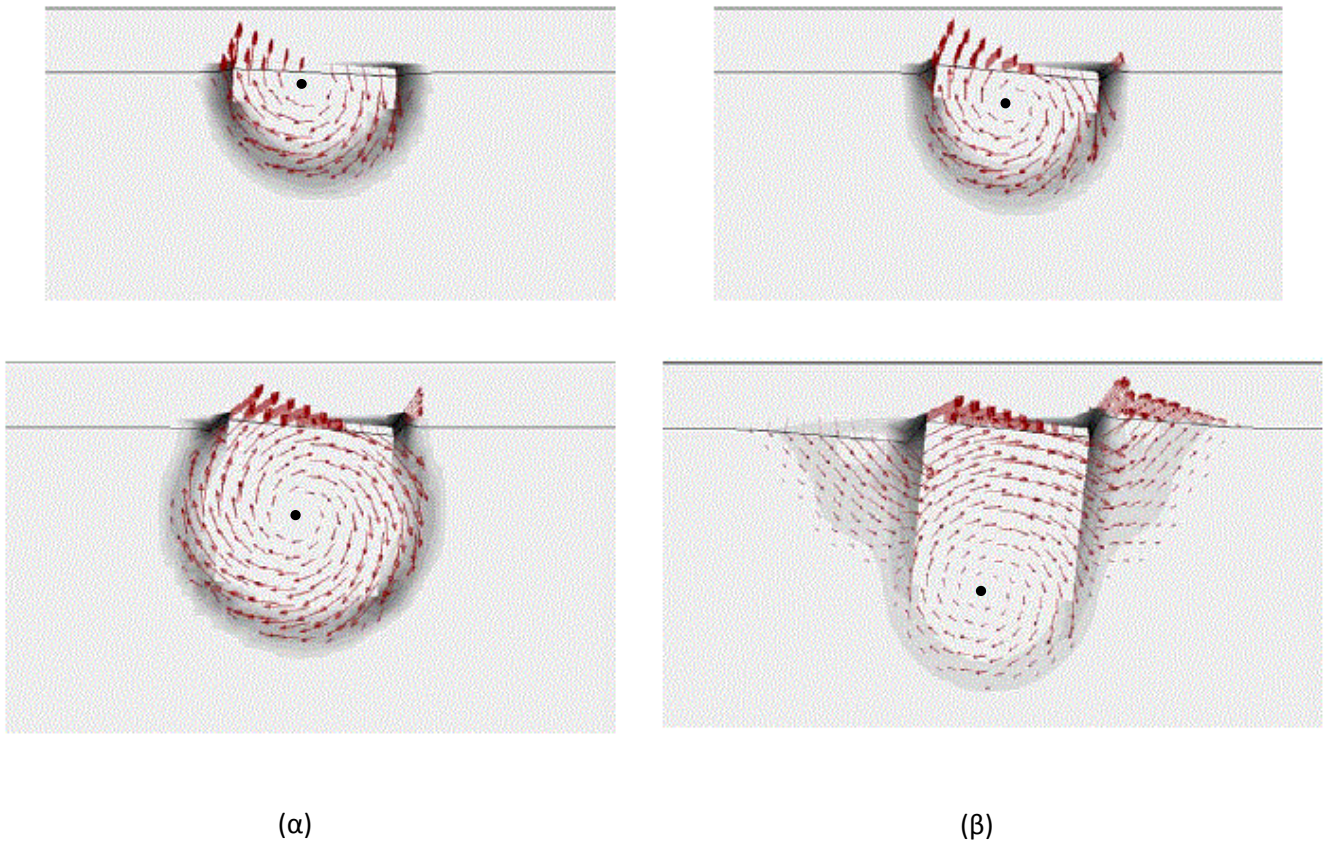




(α)

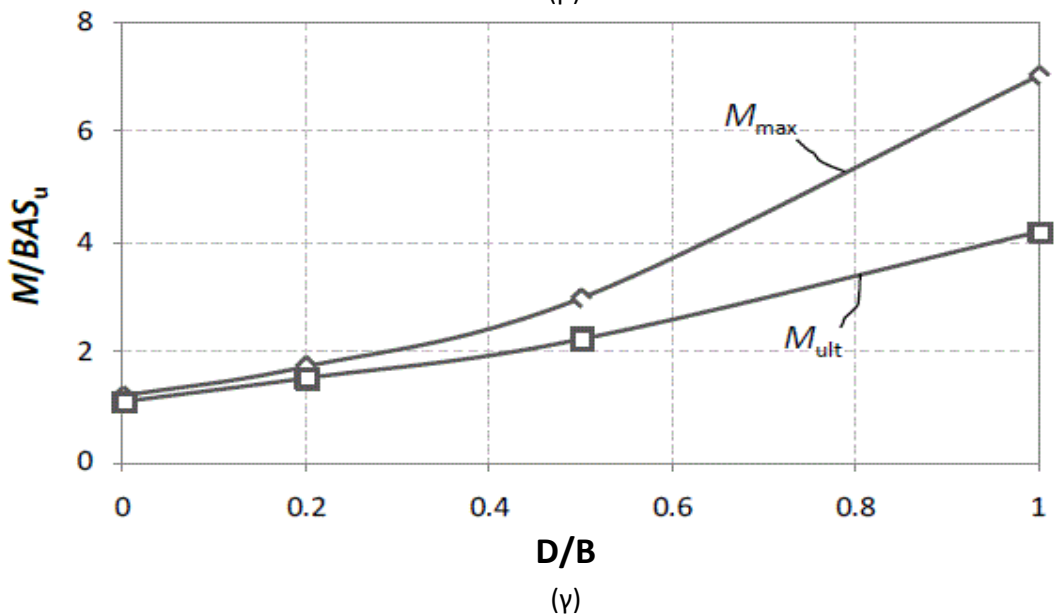
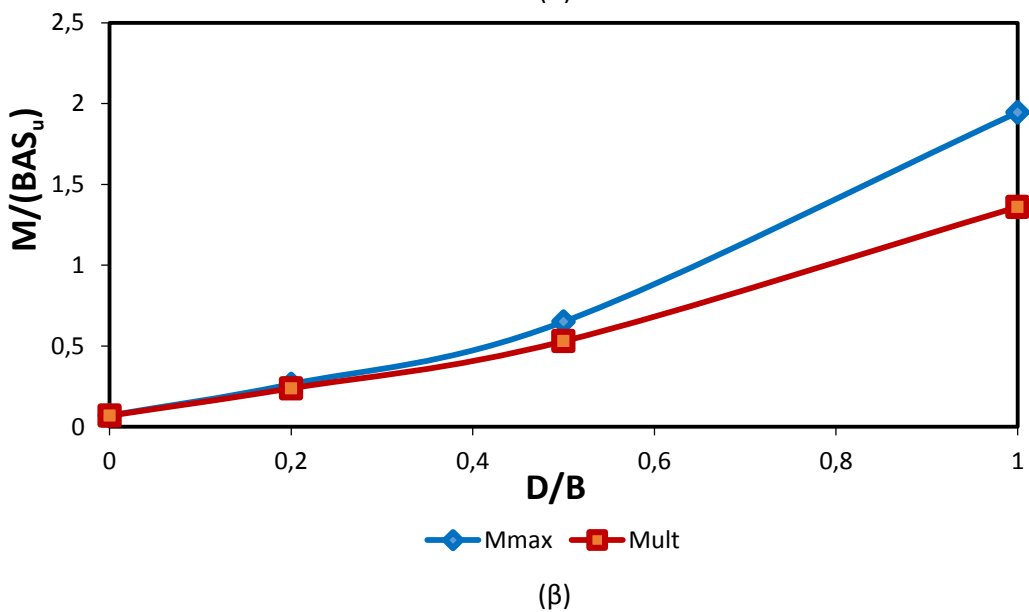
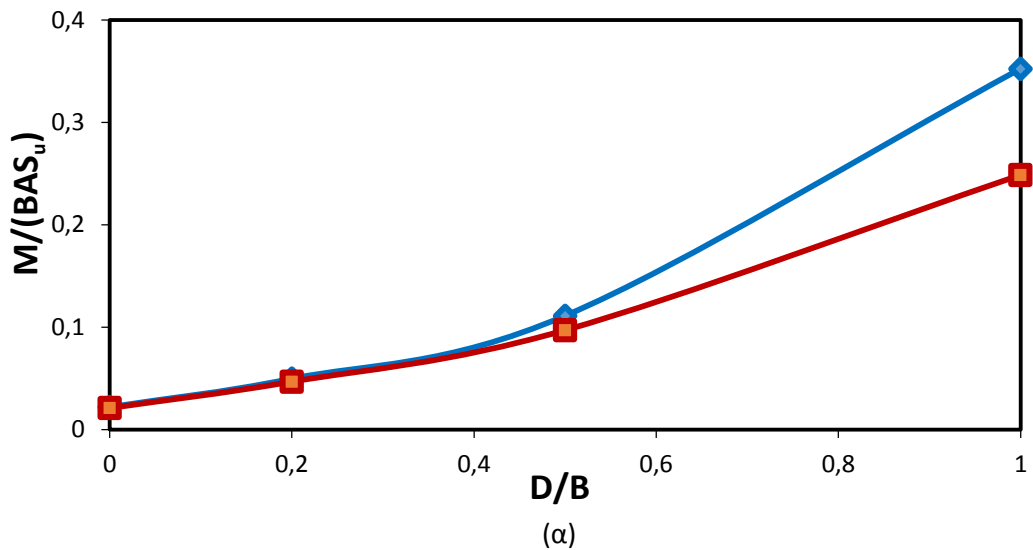
(β)

**Σχήμα 3.21** Μηχανισμοί αστοχίας υπό περιστροφική φόρτιση για θεμέλια εγκιβωτισμού  $D/B = 0.2$  και  $1$  σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$ : (α) χωρίς δέσμευση της μετακίνησης (μηδενική τέμνουσα) και (β) με δέσμευση της μετακίνησης (μη μηδενική τέμνουσα). Η μαύρη τελεία δείχνει προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία.

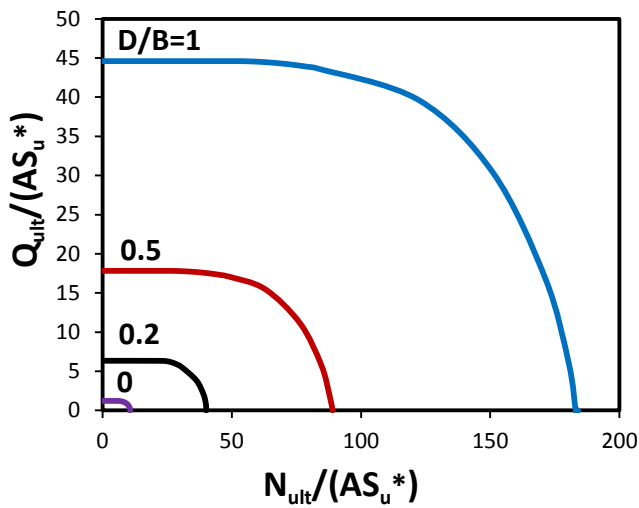


**Σχήμα 3.22** Μηχανισμοί αστοχίας υπό περιστροφική φόρτιση για θεμέλια εγκιβωτισμού  $D/B = 0.2$  και  $1$  σε ομοιογενές έδαφος [Ntritsos,2012]: (α) χωρίς δέσμευση της μετακίνησης (μηδενική τέμνουσα) και (β) με δέσμευση της μετακίνησης (μη μηδενική τέμνουσα). Η μαύρη τελεία δείχνει προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία.

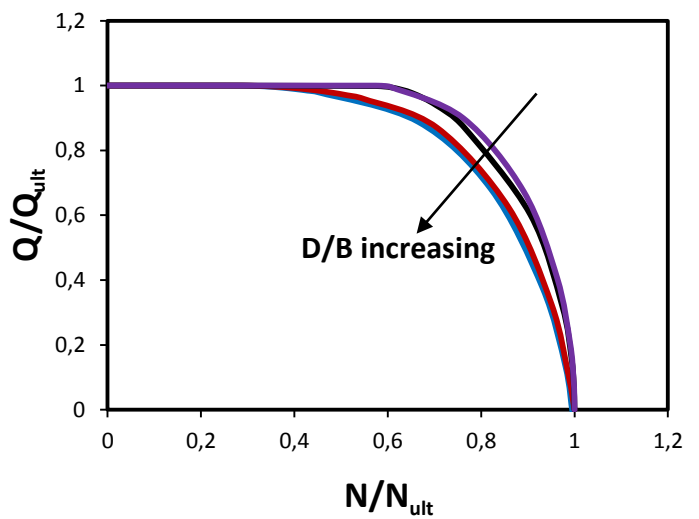




**Σχήμα 3.23** Η φέρουσα ικανότητα σε ροπή ανατροπής ως συνάρτηση του βαθμού εγκλιβωτισμού της θεμελίωσης σε: (α) ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , (β) ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και (γ) ομοιογενές έδαφος [Ntritsos,2012]. Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa.

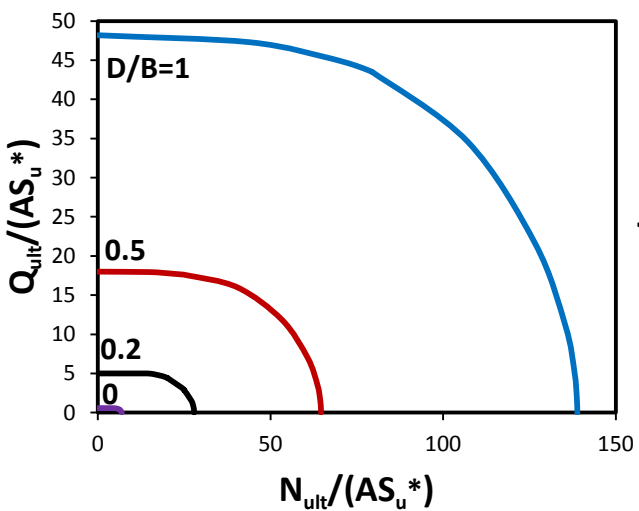


(α)

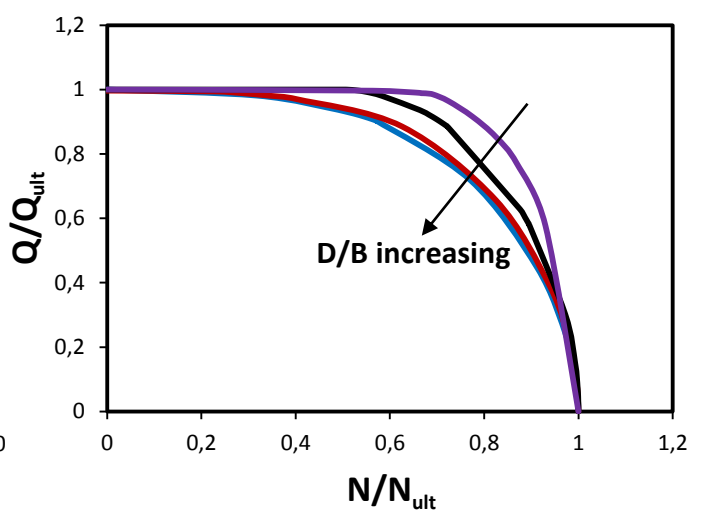


(β)

**Σχήμα 3.24** Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης ( $M=0$ ) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  ( $S_u^*=1.6$  kPa): περιβάλλουσες αστοχίας (α) στο αδιάστατο επίπεδο φόρτισης, (β) στο κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης.

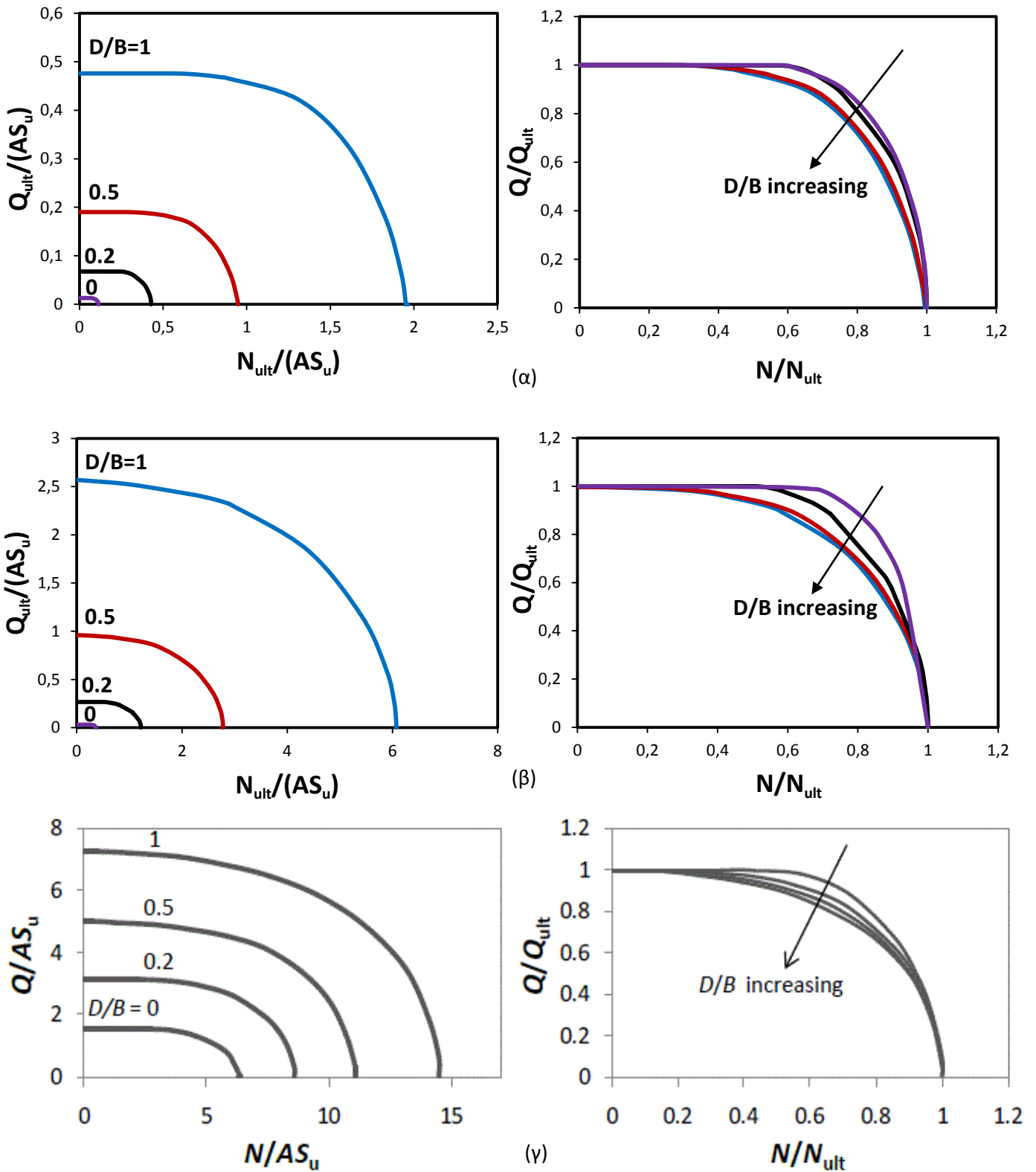


(α)



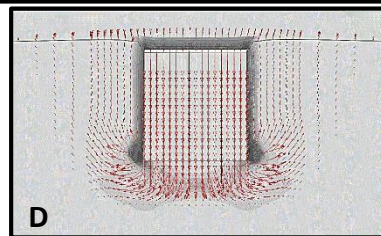
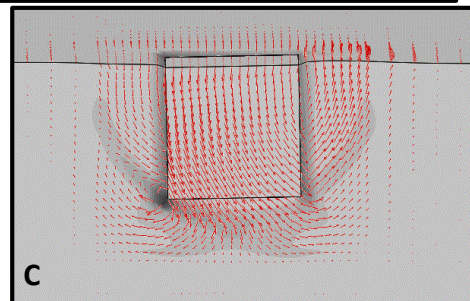
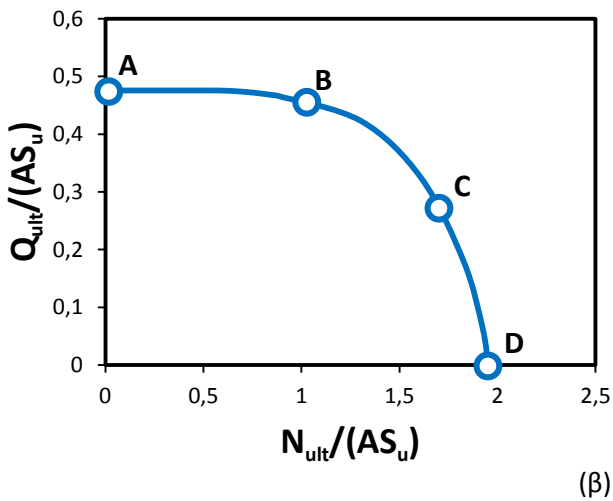
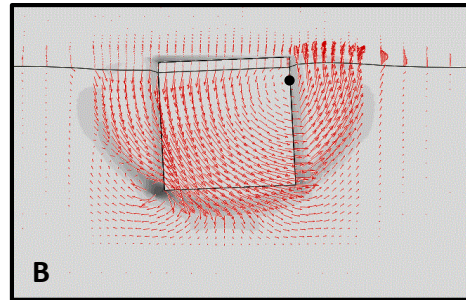
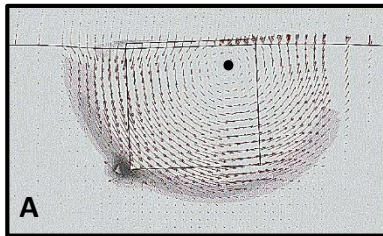
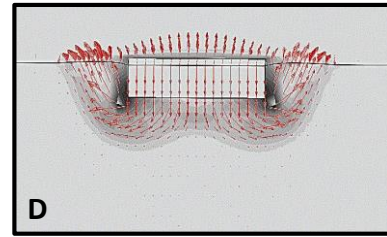
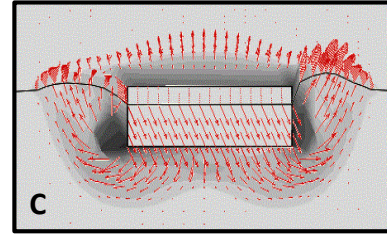
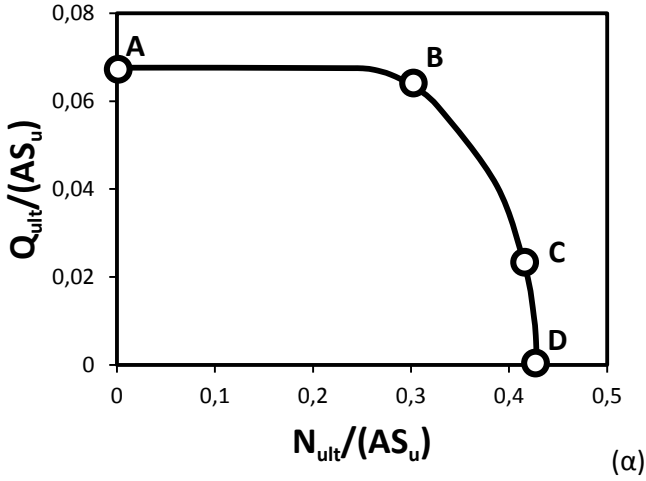
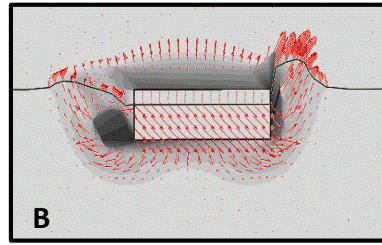
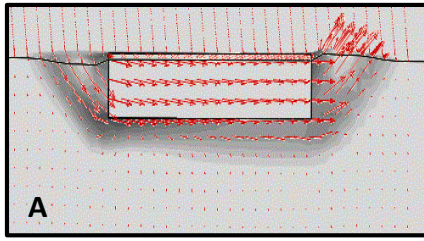
(β)

**Σχήμα 3.25** Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης ( $M=0$ ) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  ( $S_u^*=8$  kPa): περιβάλλουσες αστοχίας (α) στο αδιάστατο επίπεδο φόρτισης, (β) στο κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης.

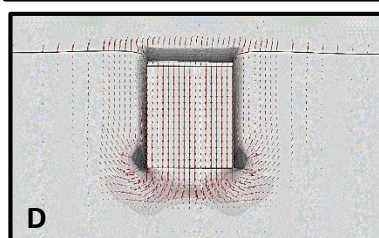
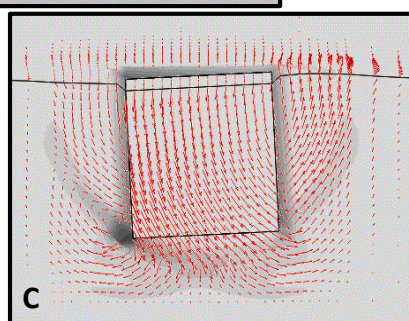
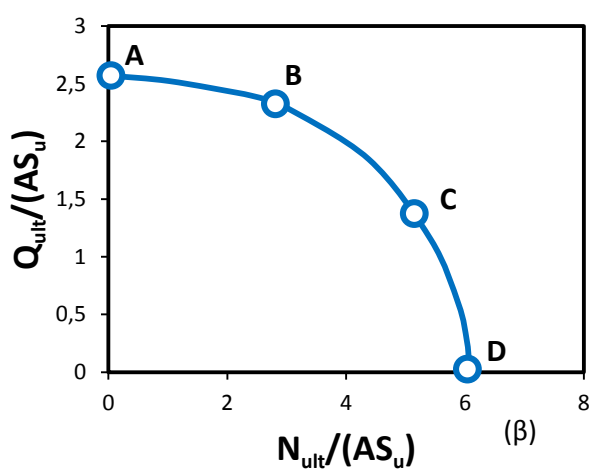
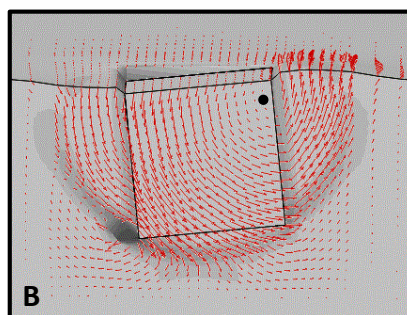
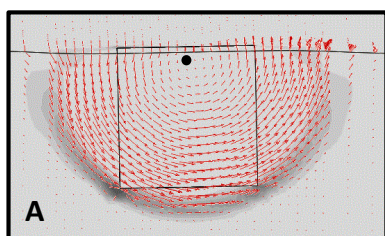
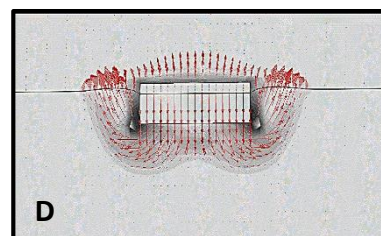
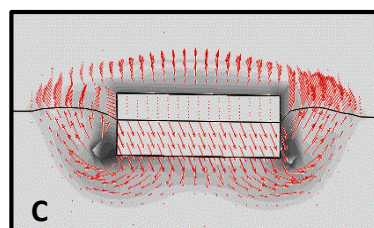
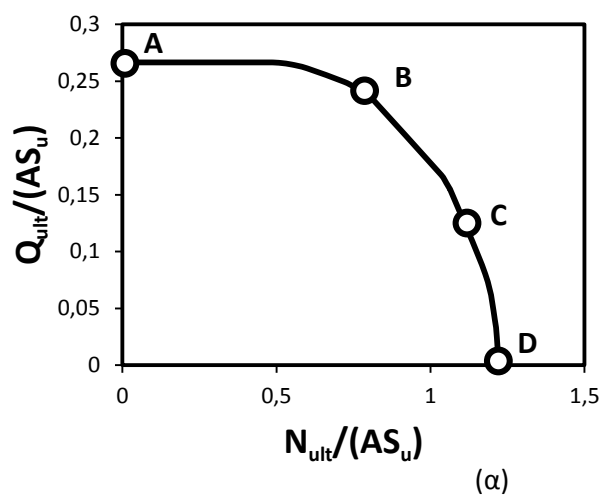
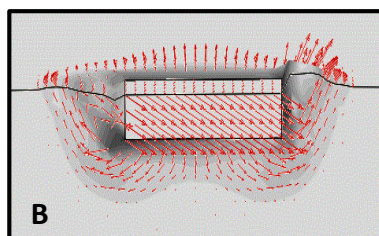
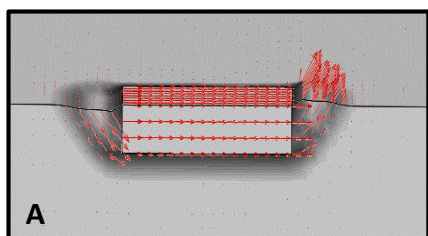


**Σχήμα 3.26** Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης ( $M=0$ ): περιβάλλουσες αστοχίας σε αδιάστατο επίπεδο φόρτισης (αριστερά σχήματα) και σε κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης (δεξιά σχήματα) (α) για ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , (β) για ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και (γ) ομοιογενές έδαφος [Ntritsos,2012]. Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa.



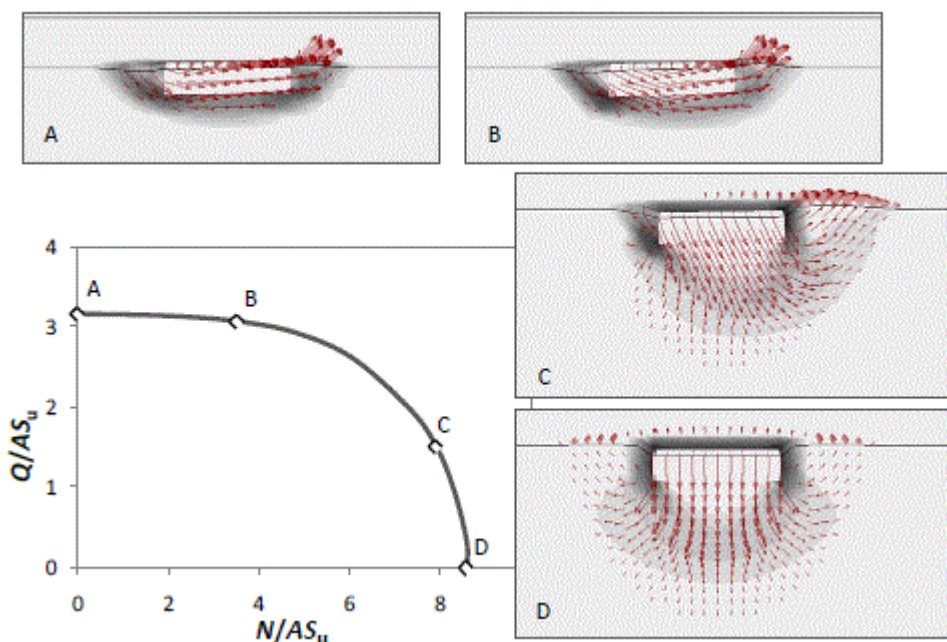


**Σχήμα 3.27** Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης ( $M=0$ ) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ : μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμό εγκιβωτισμού (α)  $D/B=0.2$  και (β)  $D/B=1$ . Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa. Η μαύρη τελεία δείχνει προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία.

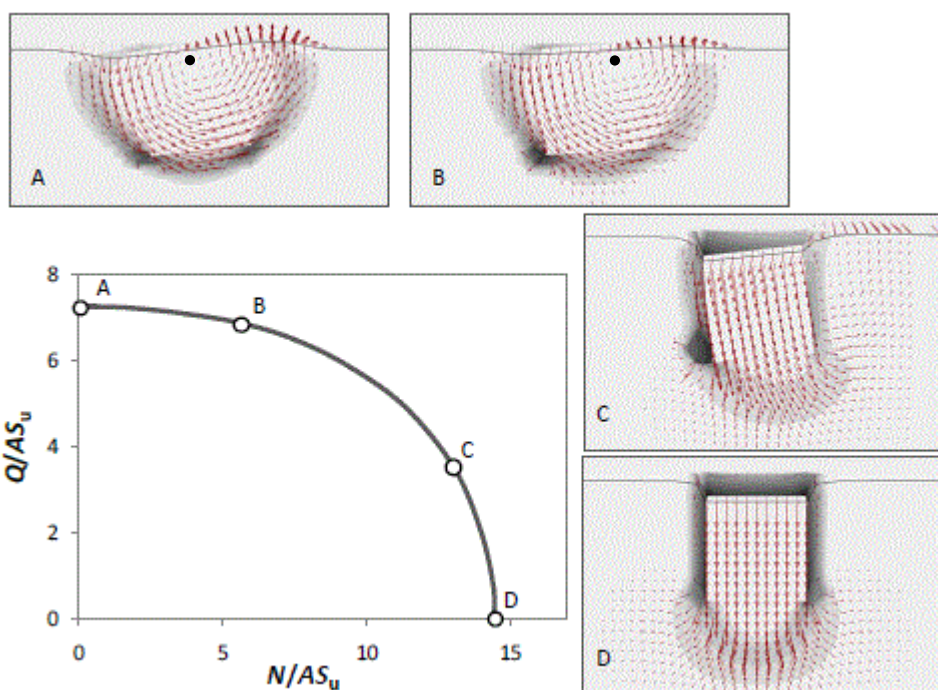


**Σχήμα 3.28** Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης ( $M=0$ ) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$ : μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηρισικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμό εγκλιβωτισμού (α)  $D/B=0.2$  και (β)  $D/B=1$ . Να τονιστεί ότι  $S_v=150$  kPa. Η μαύρη τελεία δείχνει προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία.



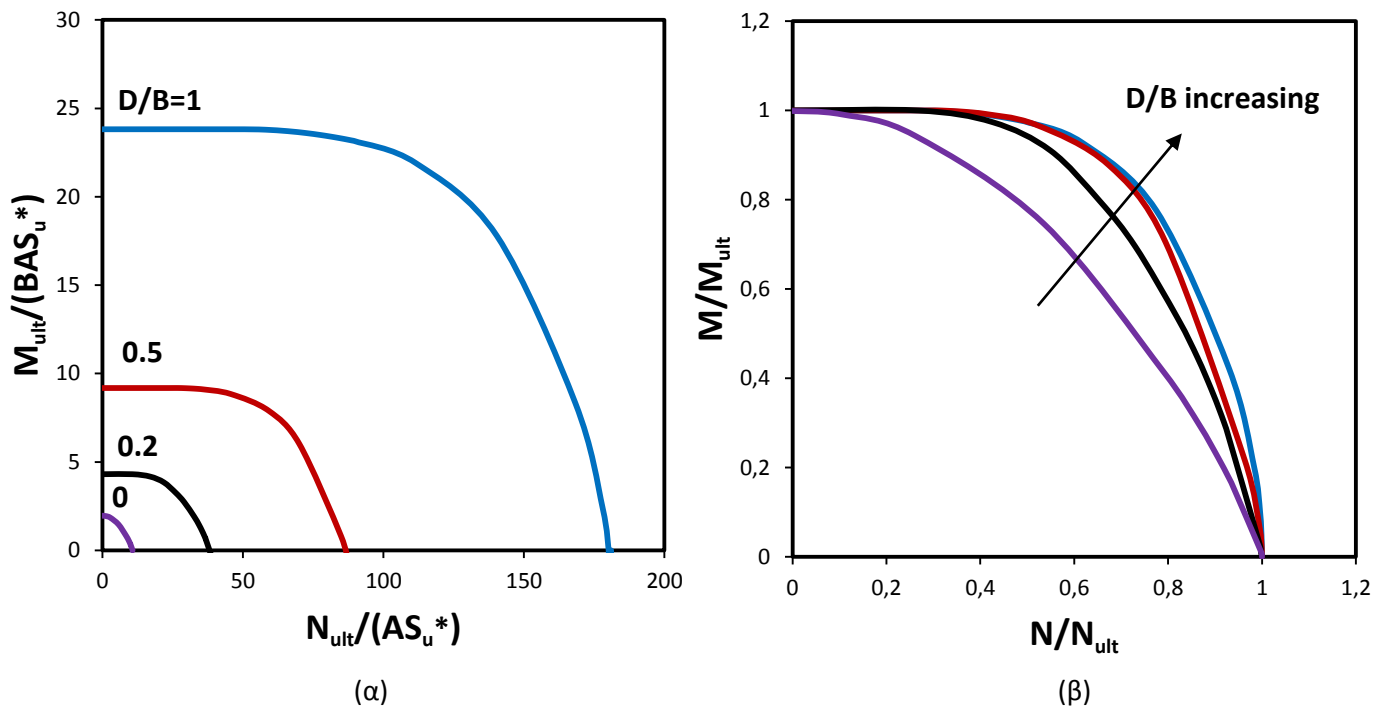


(α)

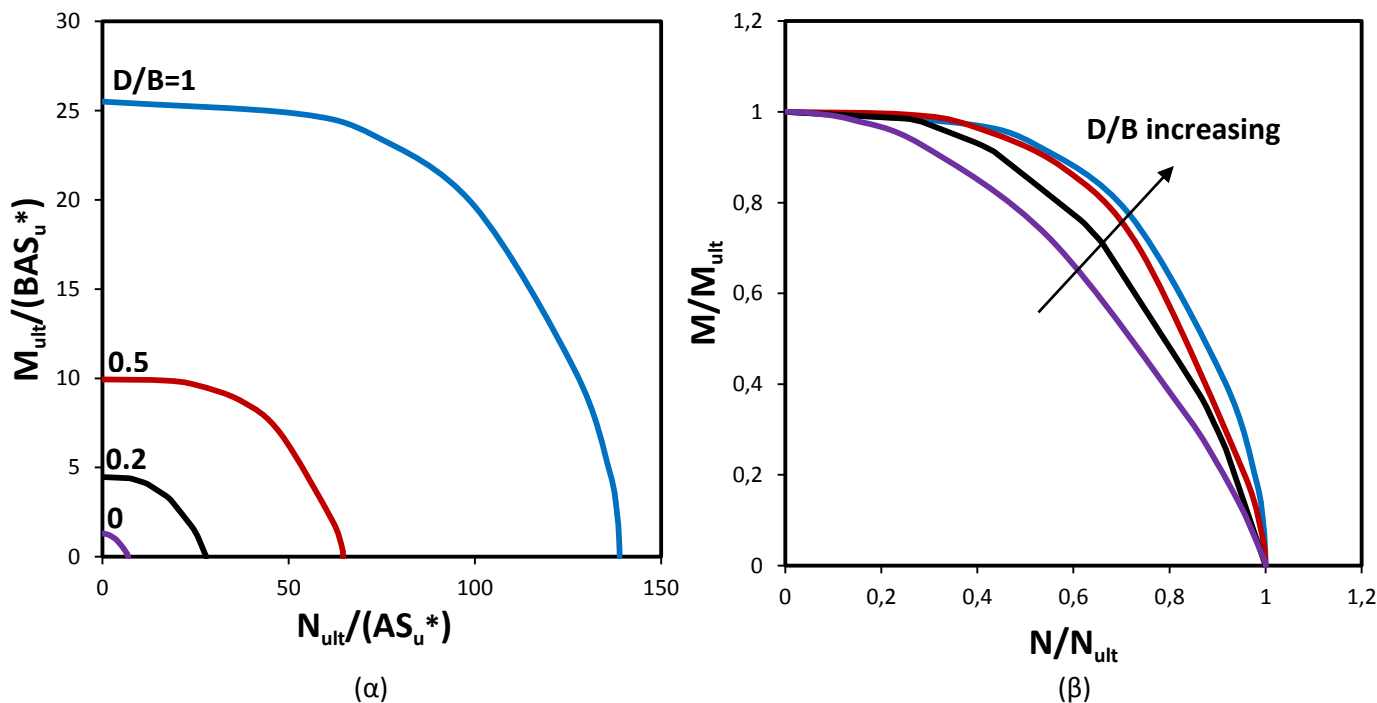


(β)

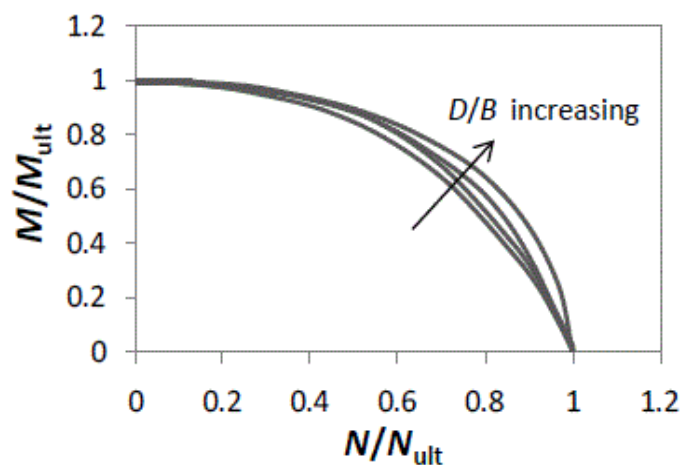
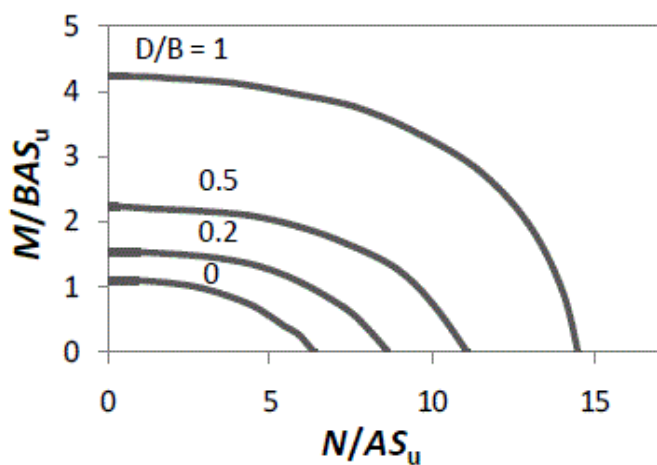
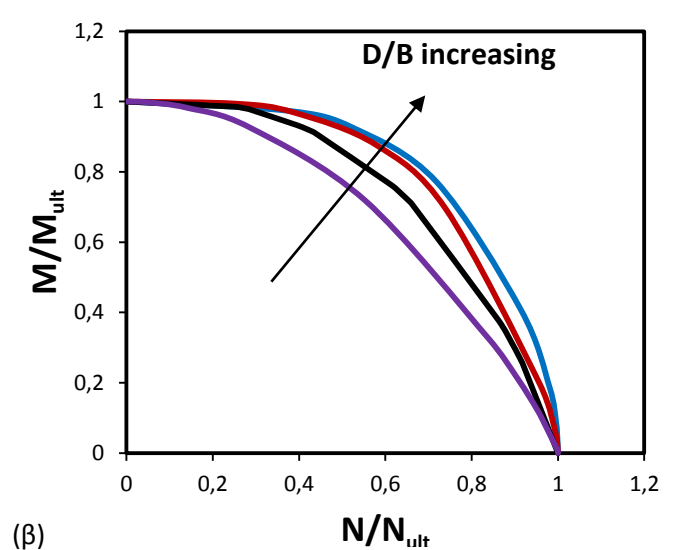
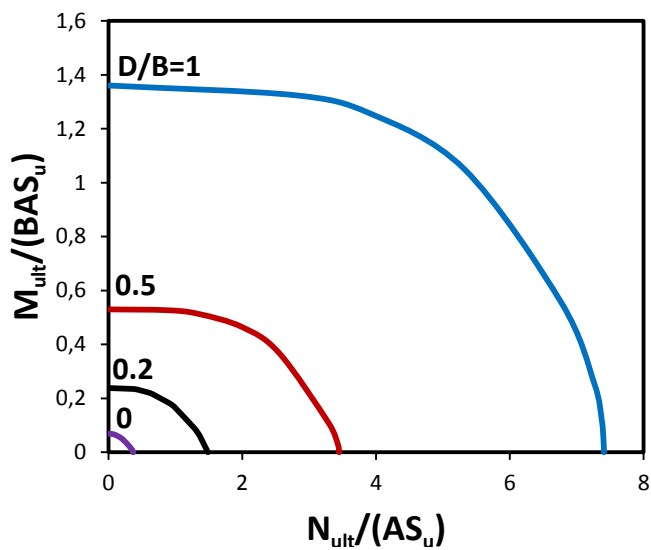
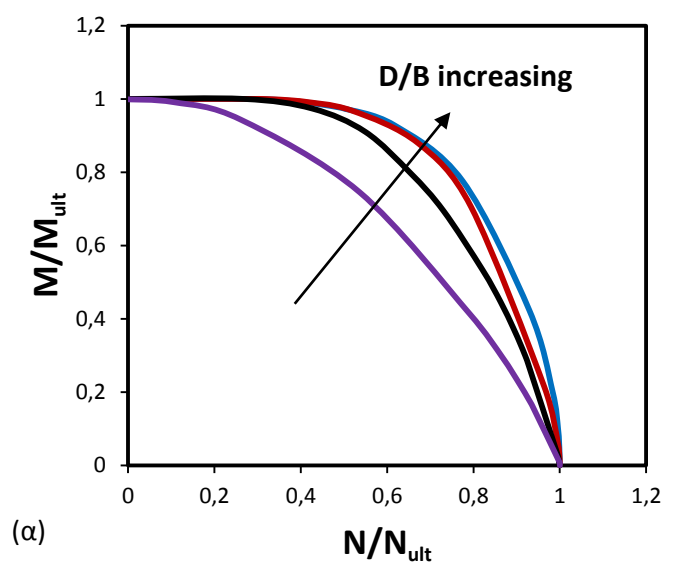
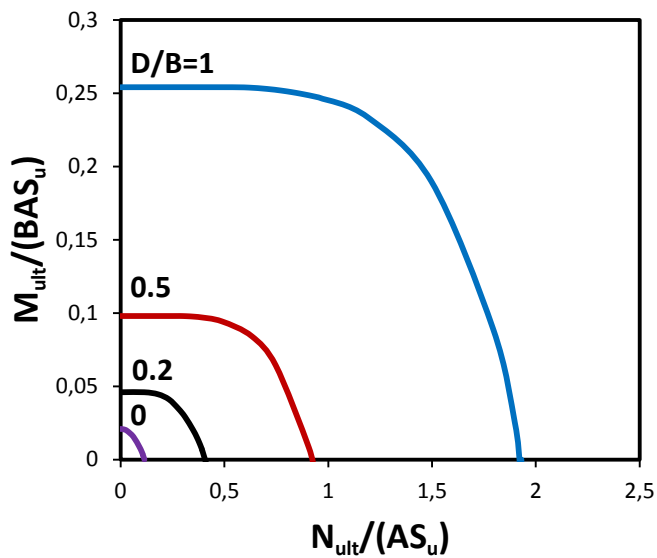
**Σχήμα 3.29** Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης ( $M=0$ ) σε ομοιογενές έδαφος [Ntritsos,2012]: μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμό εγκιβωτισμού (α)  $D/B=0.2$  και (β)  $D/B=1$ . Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa. Η μαύρη τελεία δείχνει προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία.



**Σχήμα 3.30** Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής ανατροπής ( $Q=0$ ) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  ( $S_u^*=1.6$  kPa): περιβάλλουσες αστοχίας (α) στο αδιάστατο επίπεδο φόρτισης, (β) στο κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης.

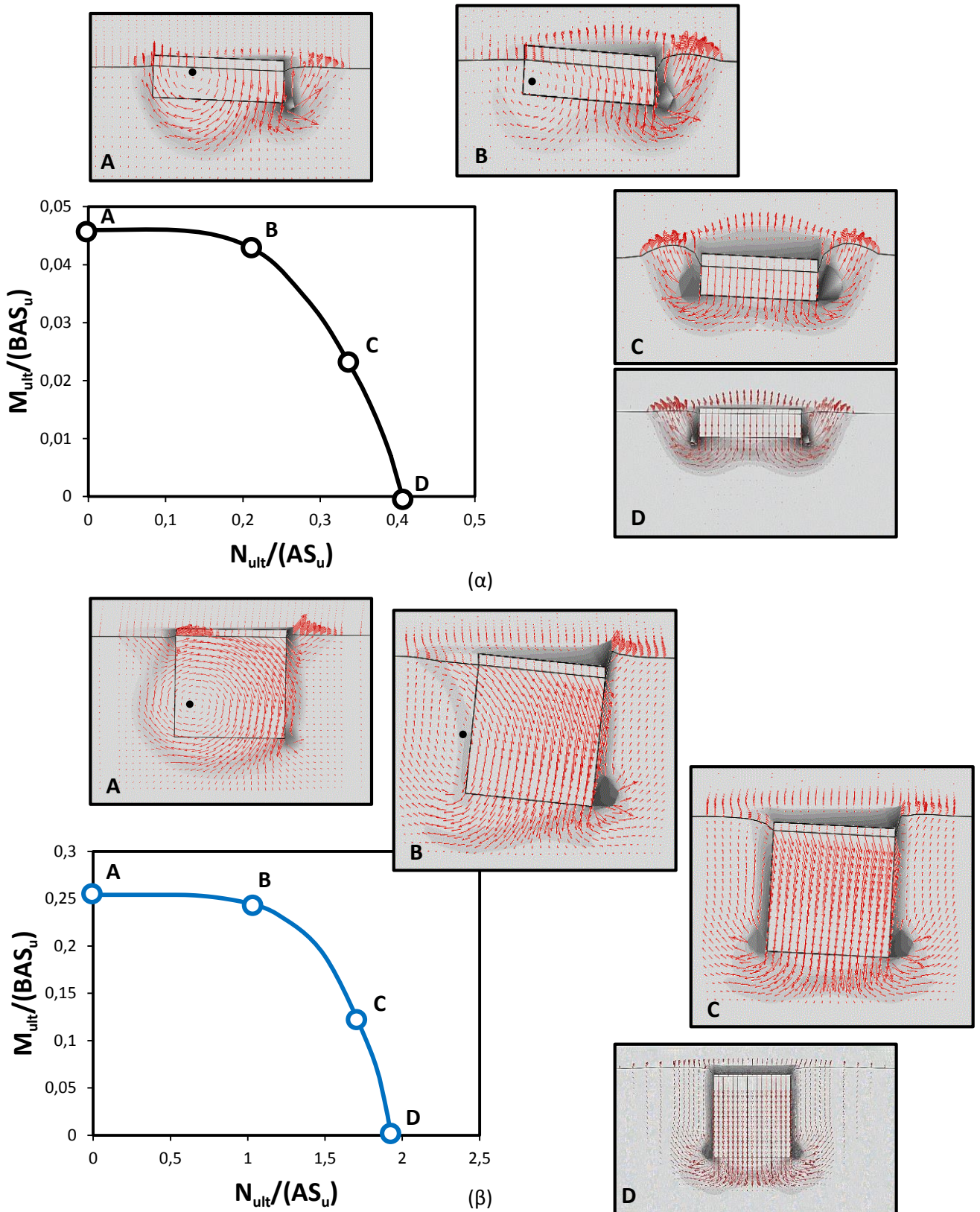


**Σχήμα 3.31** Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής ανατροπής ( $Q=0$ ) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  ( $S_u^*=8$  kPa): περιβάλλουσες αστοχίας (α) στο αδιάστατο επίπεδο φόρτισης, (β) στο κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης.



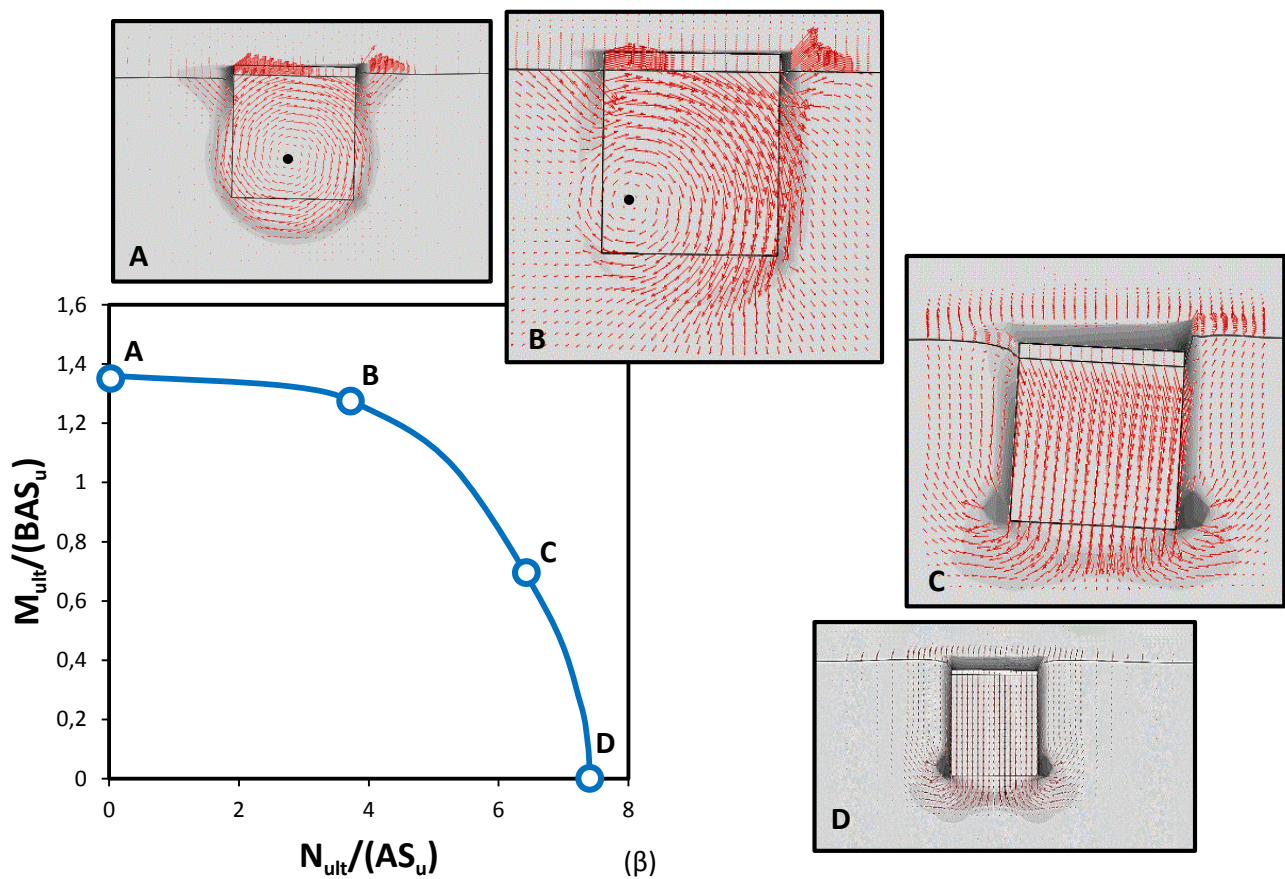
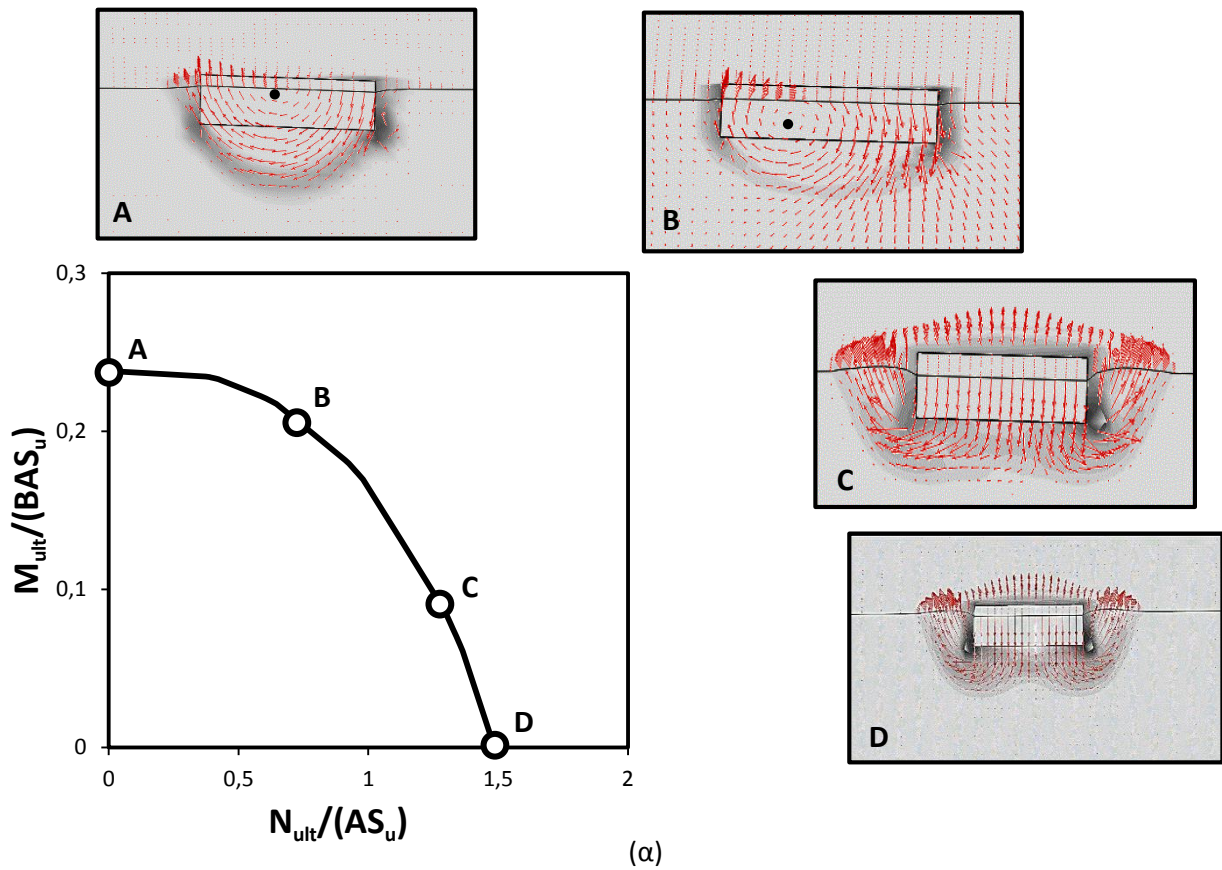
(γ)

**Σχήμα 3.32** Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής ανατροπής ( $Q=0$ ): περιβάλλουσες αστοχίας σε αδιάστατο επίπεδο φόρτισης (αριστερά σχήματα) και σε κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης (δεξιά σχήματα) (α) για ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , (β) για ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και (γ) ομοιογενές έδαφος [Ntritsos,2012]. Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa.

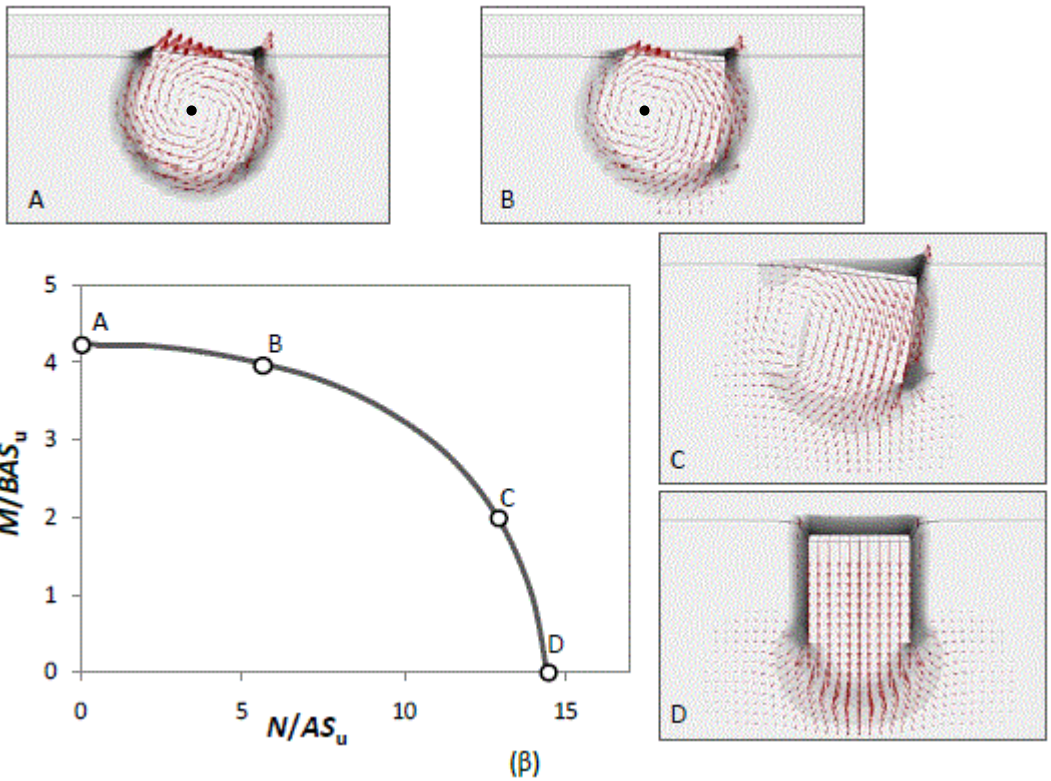
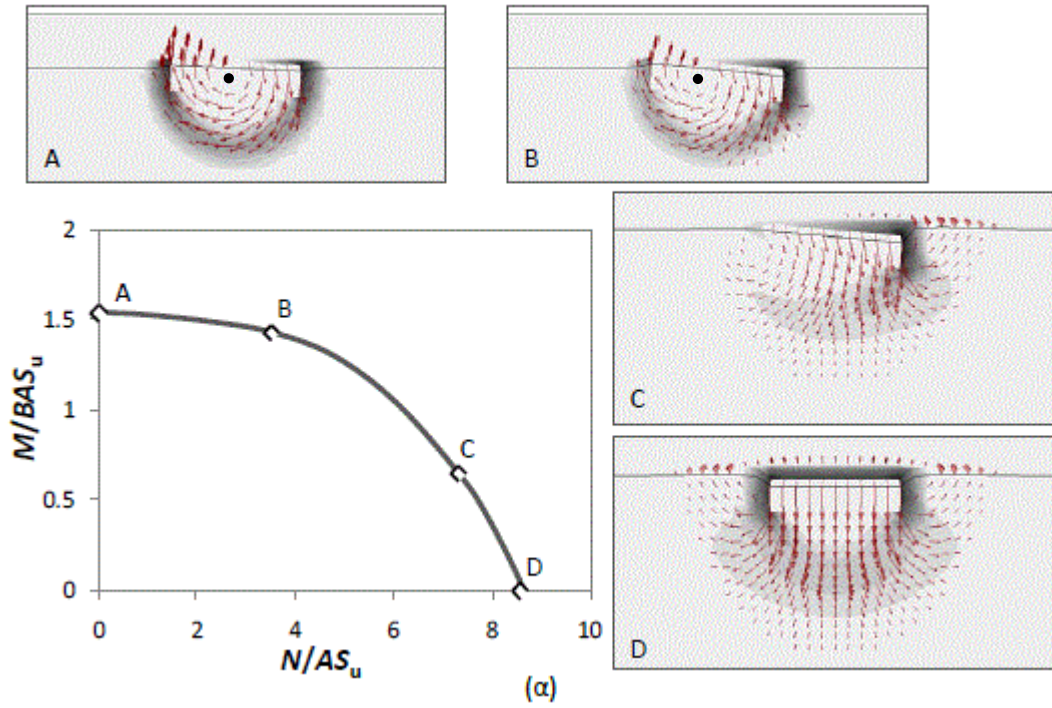


**Σχήμα 3.33** Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής ανατροπής ( $Q=0$ ) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ : μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμό εγκιβωτισμού (α)  $D/B=0.2$  και (β)  $D/B=1$ . Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa. Η μαύρη τελεία δείχνει προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία.



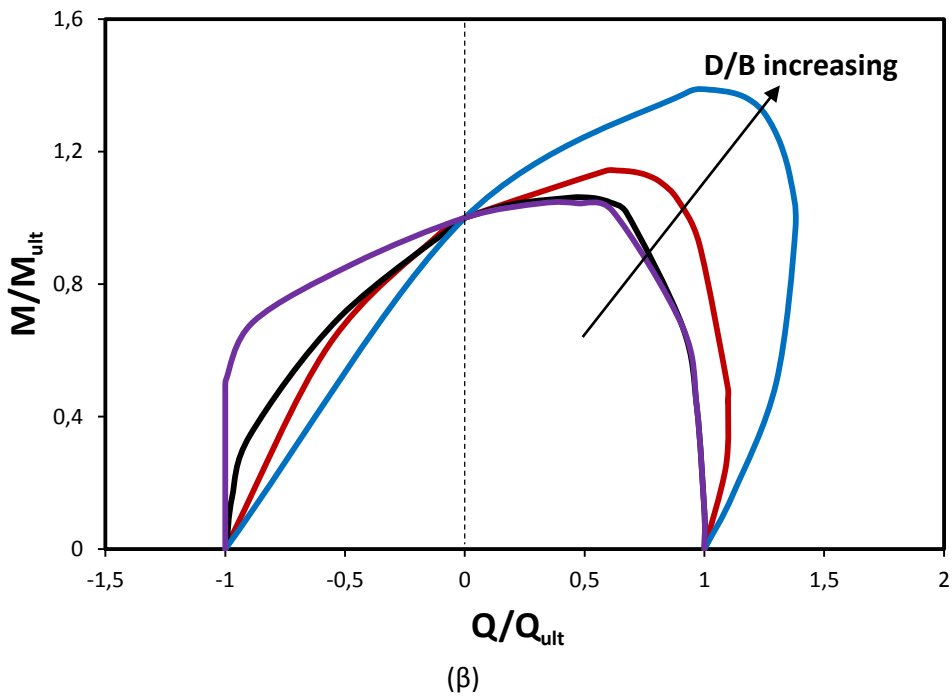
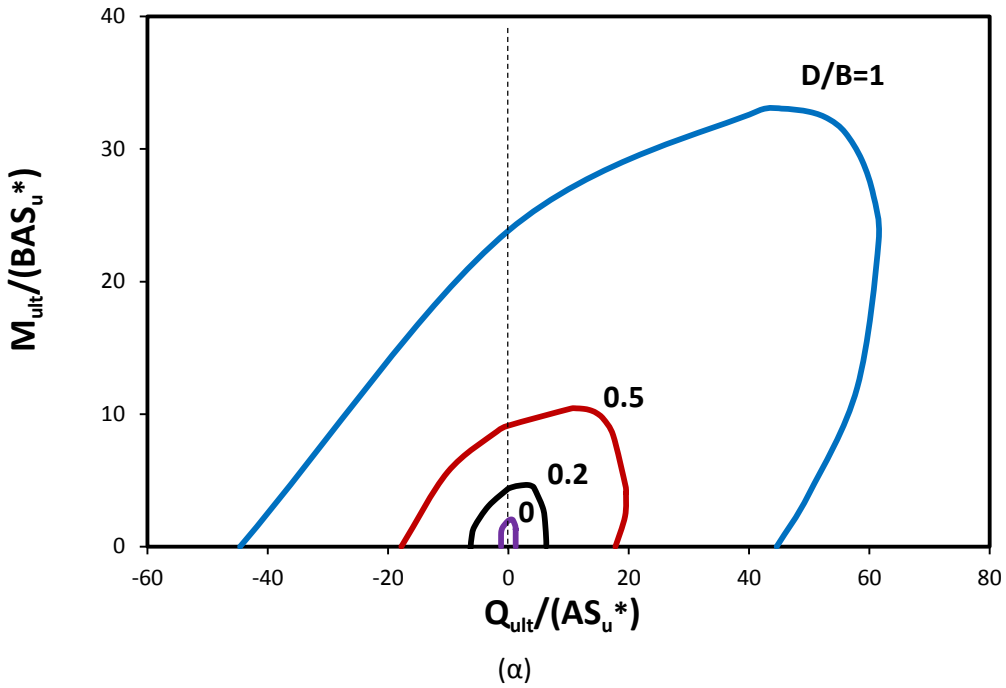


**Σχήμα 3.34** Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής ανατροπής ( $Q=0$ ) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$ : μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμό εγκιβωτισμού (α)  $D/B=0.2$  και (β)  $D/B=1$ . Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa. Η μαύρη τελεία δείχνει προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία.

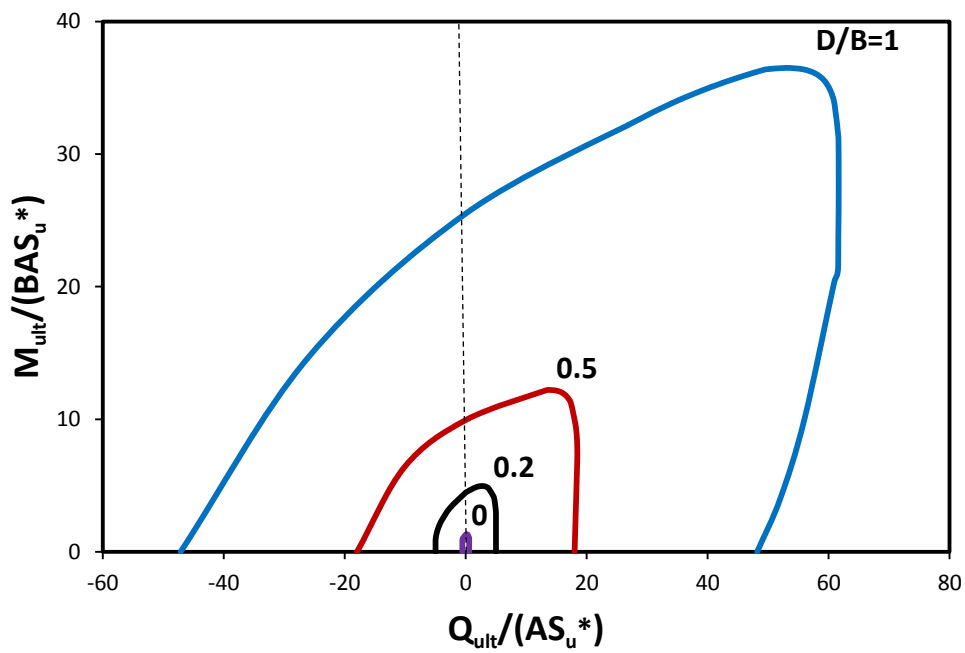


**Σχήμα 3.35** Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής ανατροπής ( $Q=0$ ) σε ομοιογενές έδαφος [Ntritsos,2012]: μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμό εγκιβωτισμού (α)  $D/B=0.2$  και (β)  $D/B=1$ . Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa. Η μαύρη τελεία δείχνει προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία.

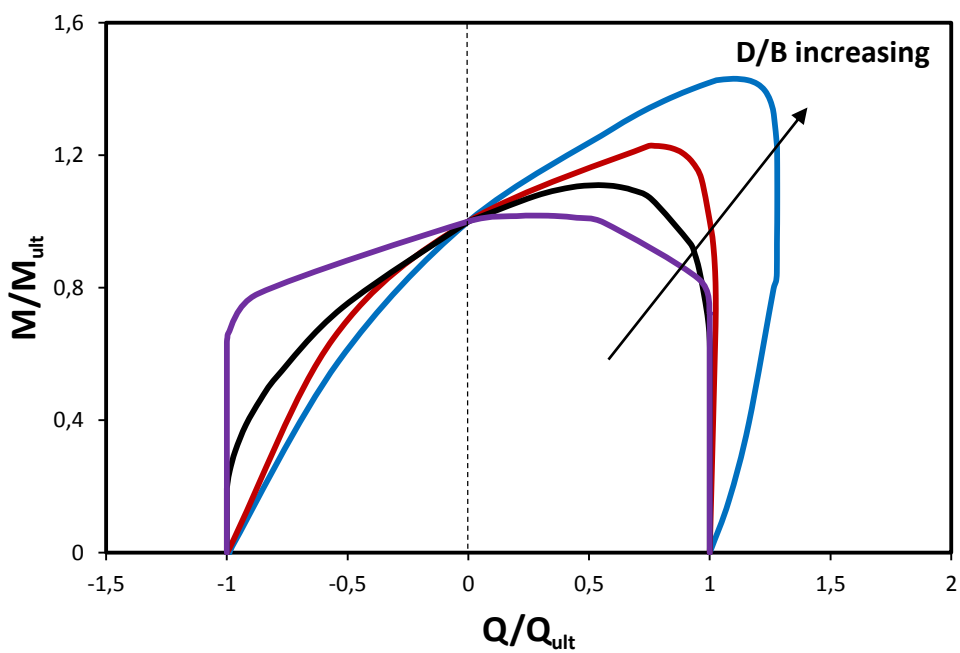




**Σχήμα 3.36** Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής ( $N=0$ ) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  ( $S_u^*=1.6$  kPa): περιβάλλουσες αστοχίας (α) στο αδιάστατο επίπεδο φόρτισης, (β) στο κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης.

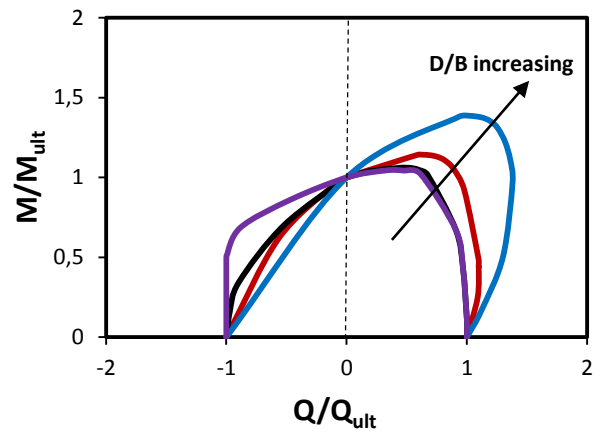
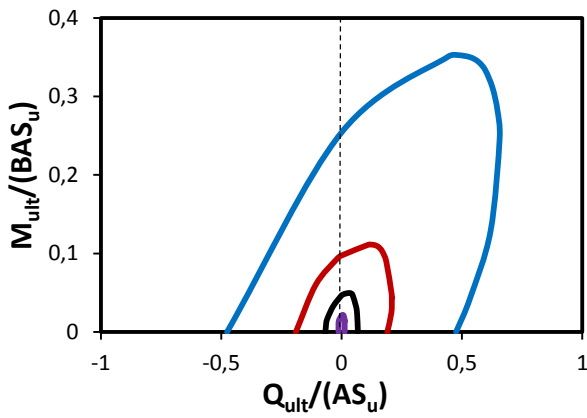


(α)

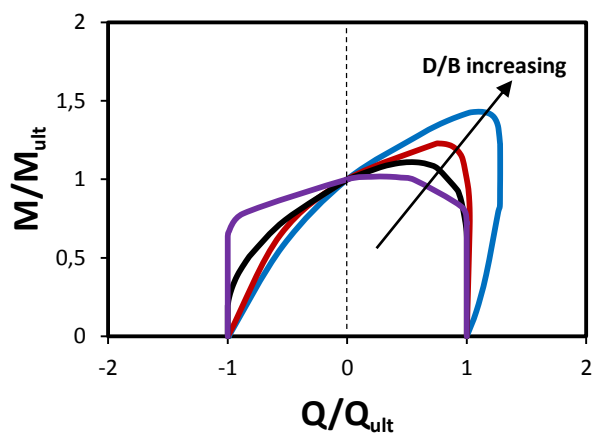
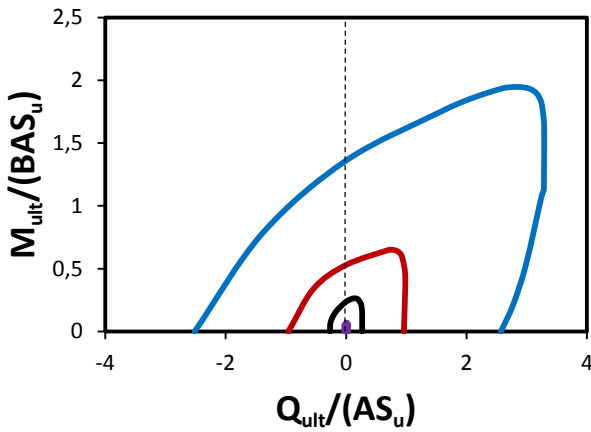


(β)

**Σχήμα 3.37** Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής ( $N=0$ ) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  ( $S_u^*=8$  kPa): περιβάλλουσες αστοχίας (α) στο αδιάστατο επίπεδο φόρτισης, (β) στο κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης.

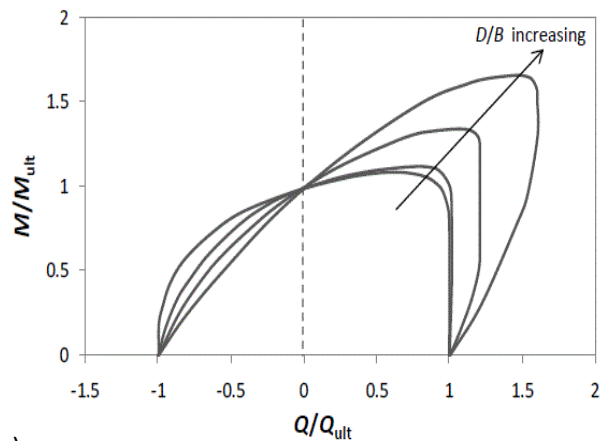
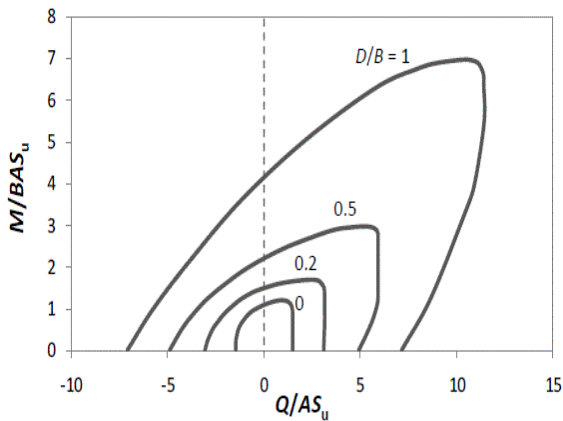


(α)



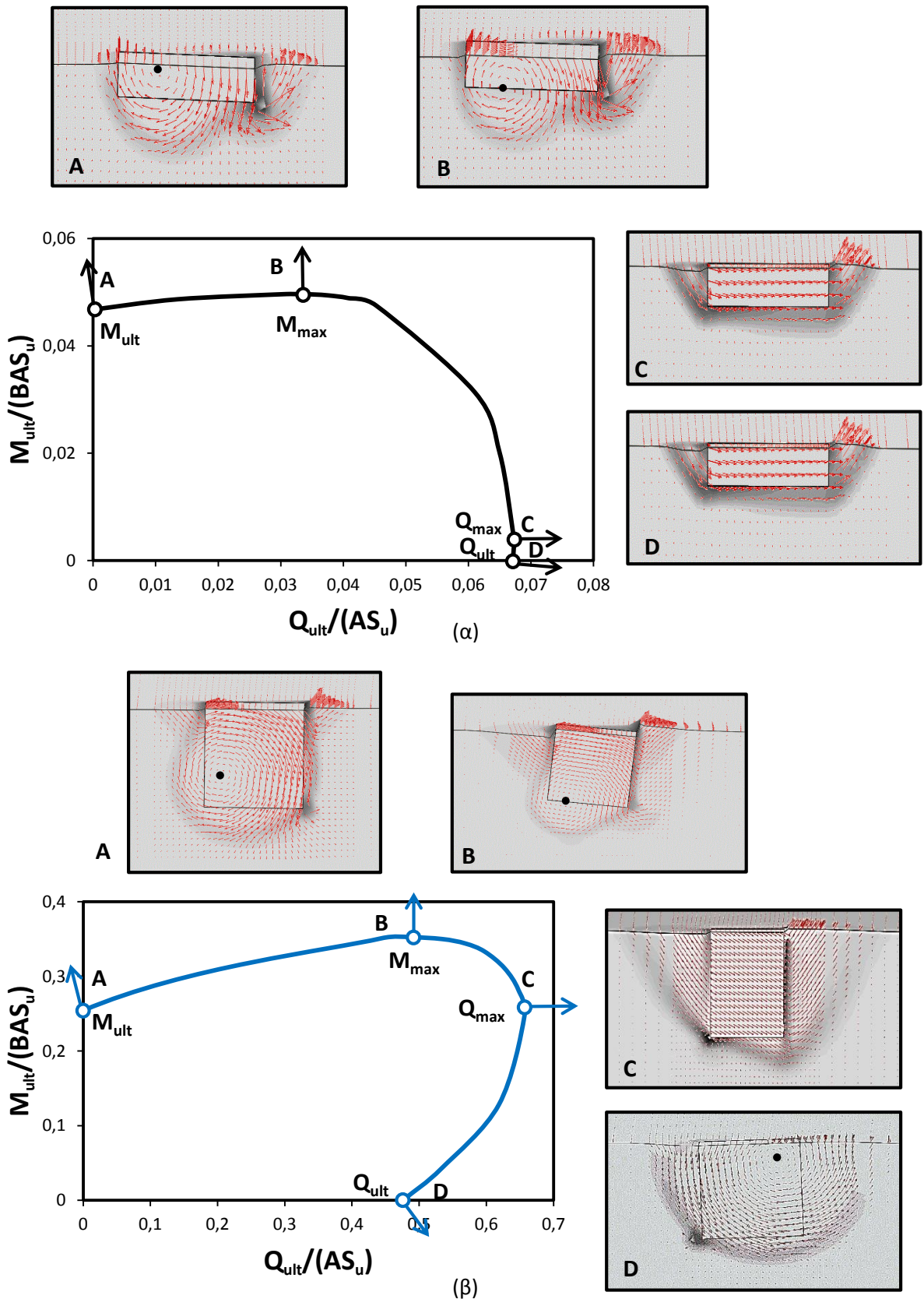
— D/B=1 — D/B=0.5 — D/B=0.2 — D/B=0

(β)

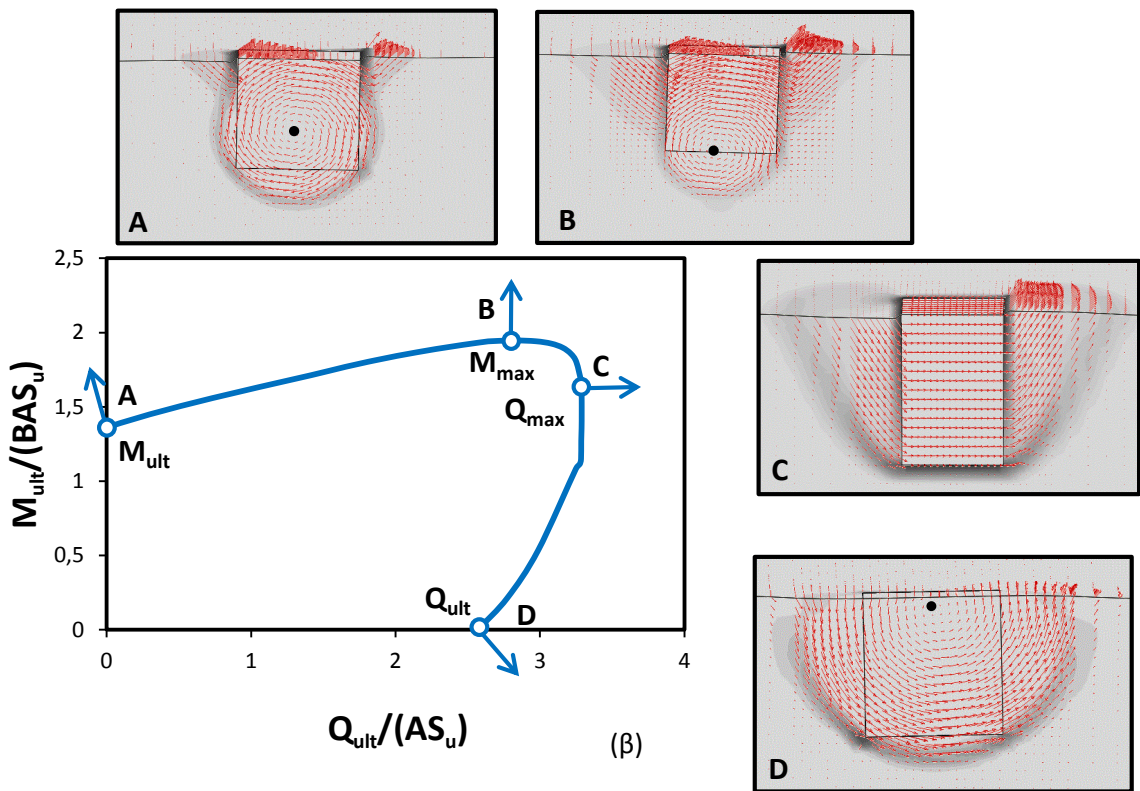
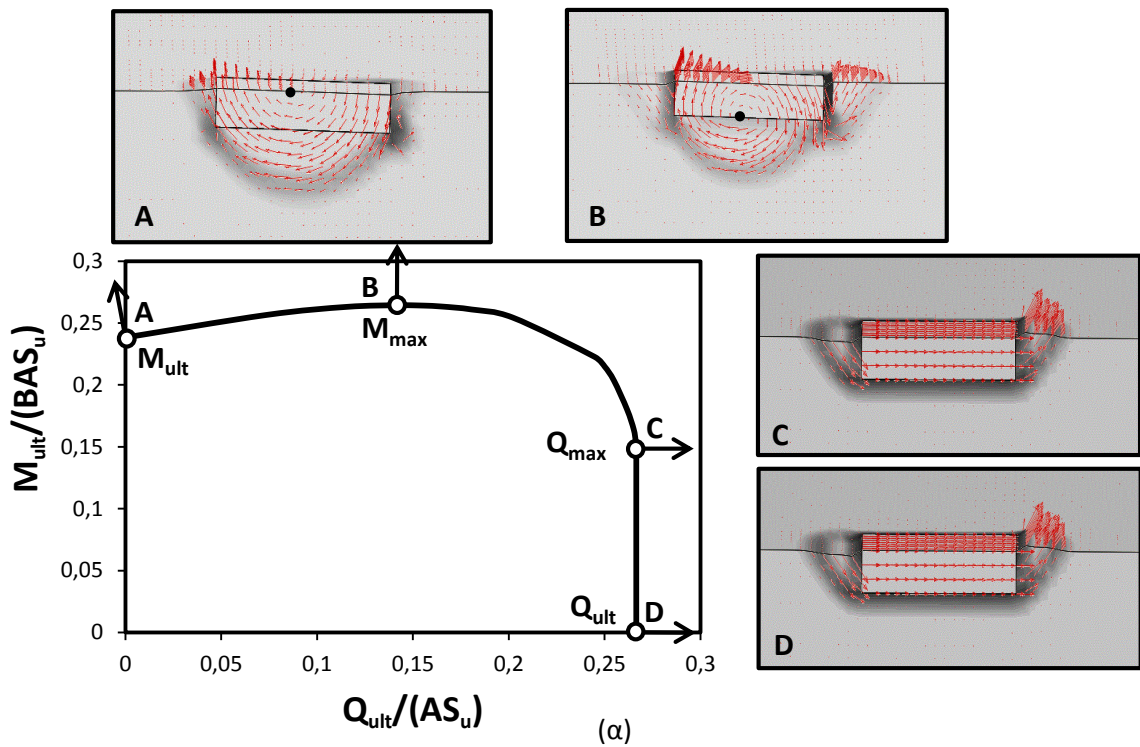


(γ)

**Σχήμα 3.38** Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής ( $N=0$ ): περιβάλλουσες αστοχίας σε αδιάστατο επίπεδο φόρτισης (αριστερά σχήματα) και σε κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης (δεξιά σχήματα) (α) για ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , (β) για ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και (γ) ομοιογενές έδαφος [Ntritsos,2012]. Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa.

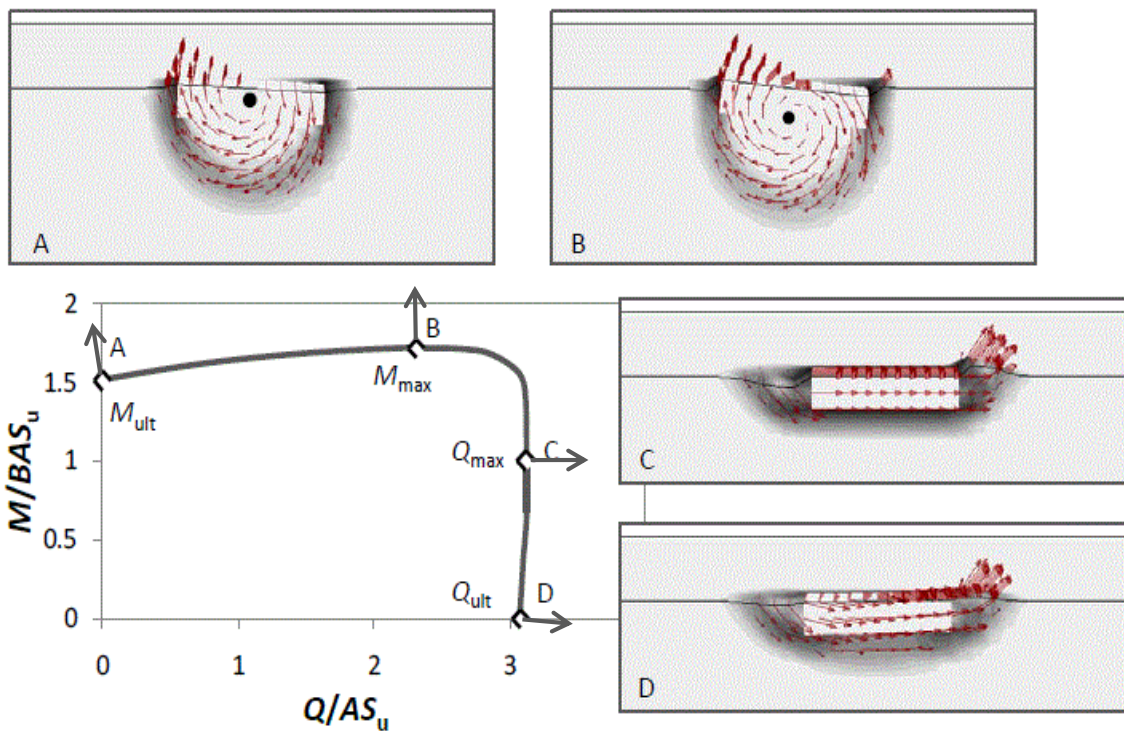


**Σχήμα 3.39** Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής ( $N=0$ ) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ : μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμούς εγκλιβωτισμού (α)  $D/B=0.2$  και (β)  $D/B=1$ . Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa. Η μαύρη τελεία δείχνει προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία, ενώ τα βέλη την κατεύθυνση των επαυξητικών παραμορφώσεων.

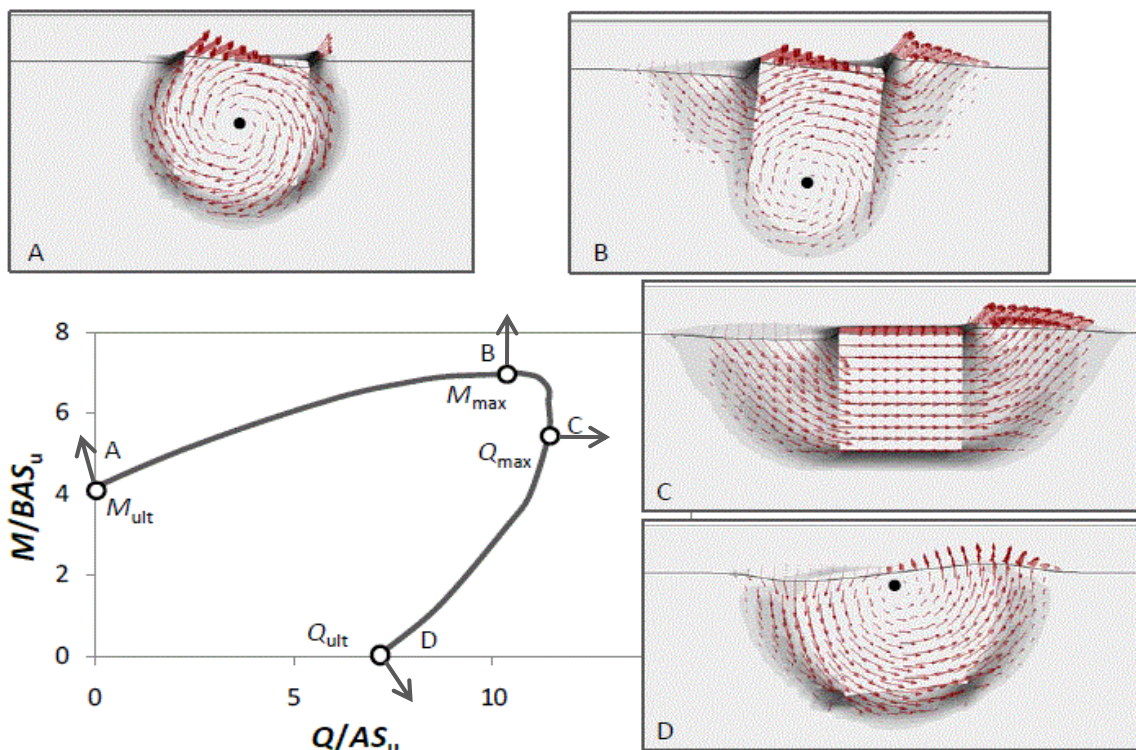


**Σχήμα 3.40** Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής ( $N=0$ ) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$ : μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμούς εγκιβωτισμού (α)  $D/B=0.2$  και (β)  $D/B=1$ . Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa. Η μαύρη τελεία δείχνει προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία, ενώ τα βέλη την κατεύθυνση των επαυξητικών παραμορφώσεων.



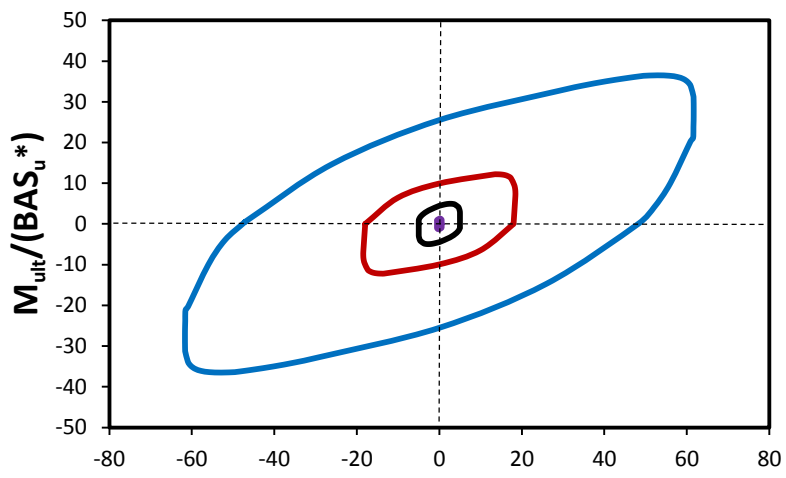


(α)

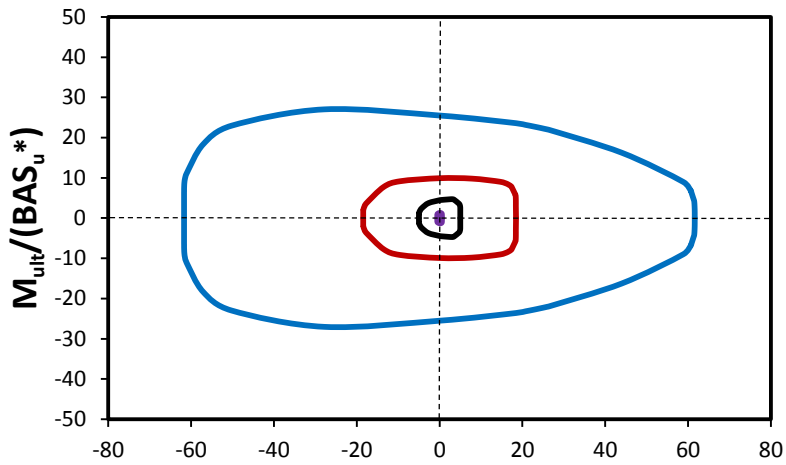


(β)

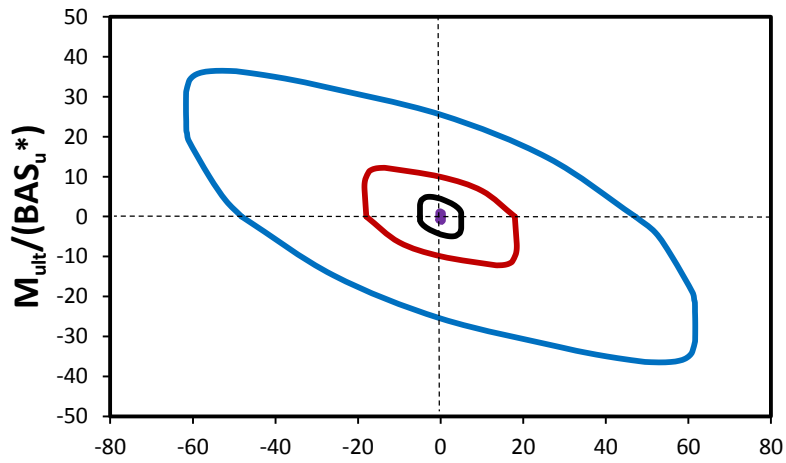
**Σχήμα 3.41** Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής ( $N=0$ ) σε ομοιογενές έδαφος [Ntritsos,2012]: μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηρισικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμούς εγκιβωτισμού (α)  $D/B=0.2$  και (β)  $D/B=1$ . Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa. Η μαύρη τελεία αναπαριστά προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία, ενώ τα βέλη την κατεύθυνση των επαυξητικών παραμορφώσεων. Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa.



(α)



(β)

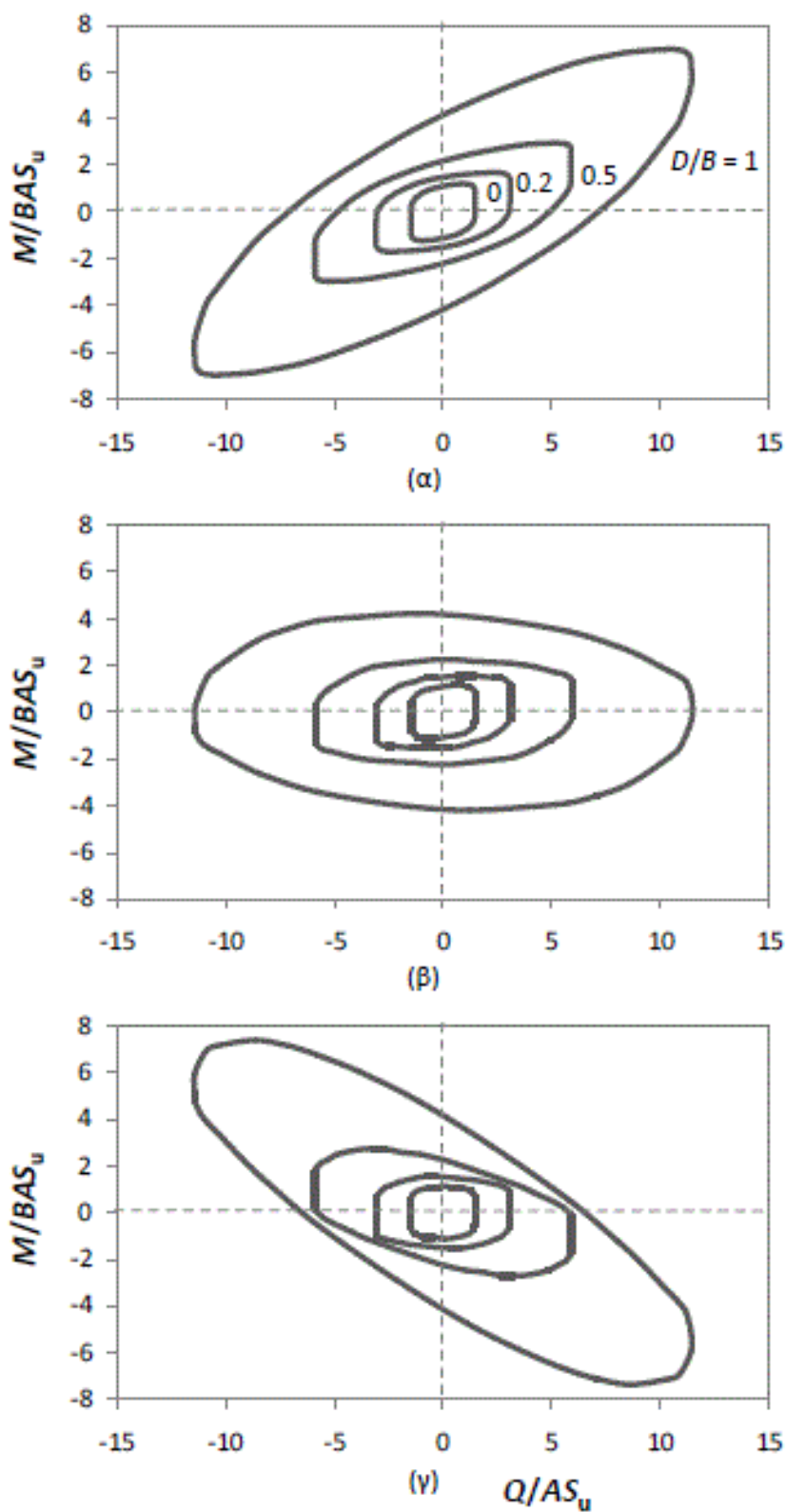


$Q_{ult}/(AS_u^*)$

— D/B=1 — D/B=0.5 — D/B=0.2 — D/B=0

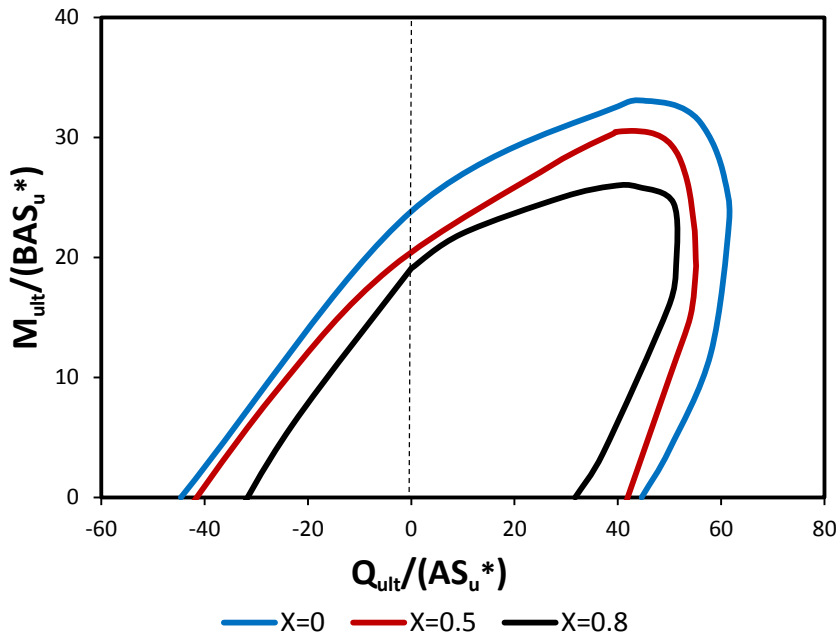
(γ)

**Σχήμα 3.42** Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής ( $N=0$ ) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  ( $S_u^*=8$  kPa): περιβάλλουσες αστοχίας με σημείο αναφοράς (α) στη βάση, (β) στο μέσον και (γ) στην κορυφή του θεμελίου.

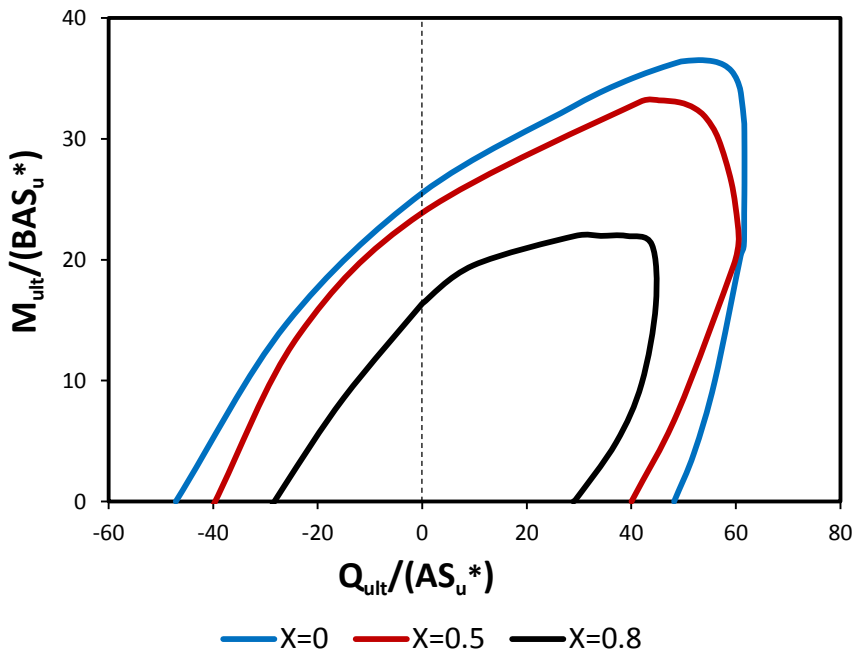


**Σχήμα 3.43** Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής ( $N=0$ ) σε ομοιογενές έδαφος [Ntritsos,2012]: περιβάλλουσες αστοχίας με σημείο αναφοράς (α) στη βάση (β) στο μέσον και (γ) στην κορυφή του θεμελίου. Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa.



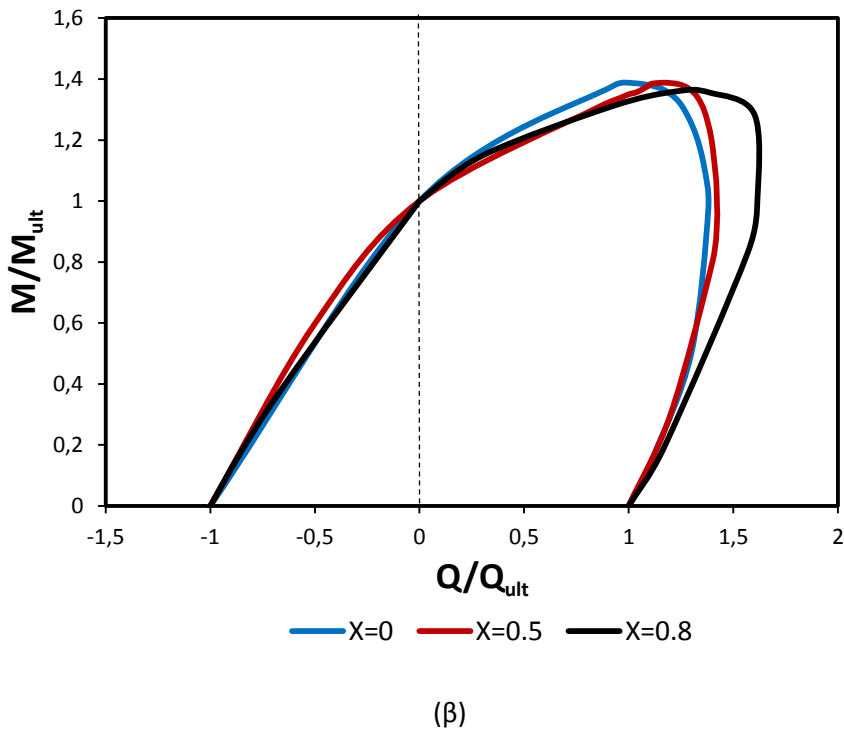
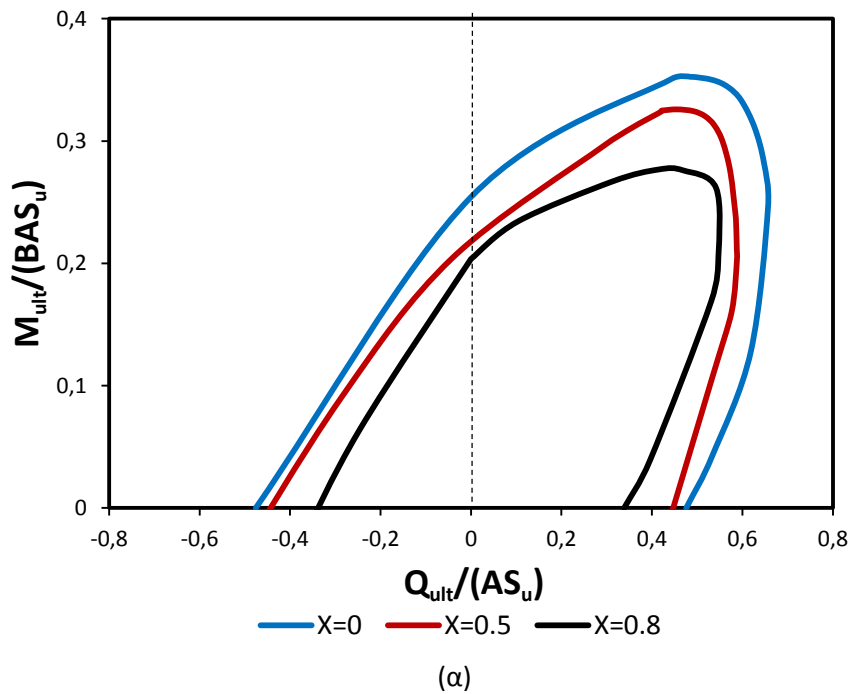


(α)

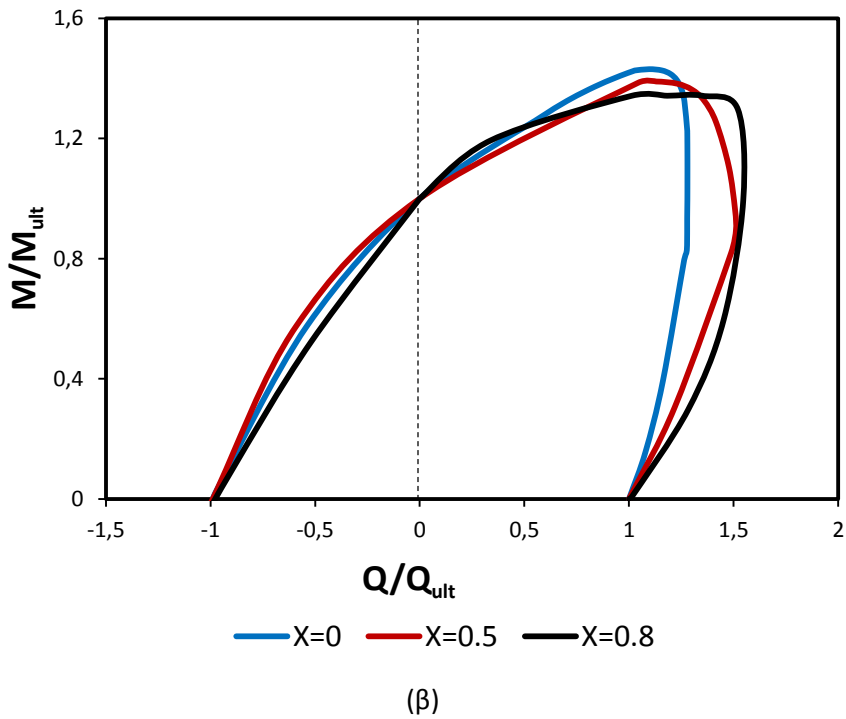
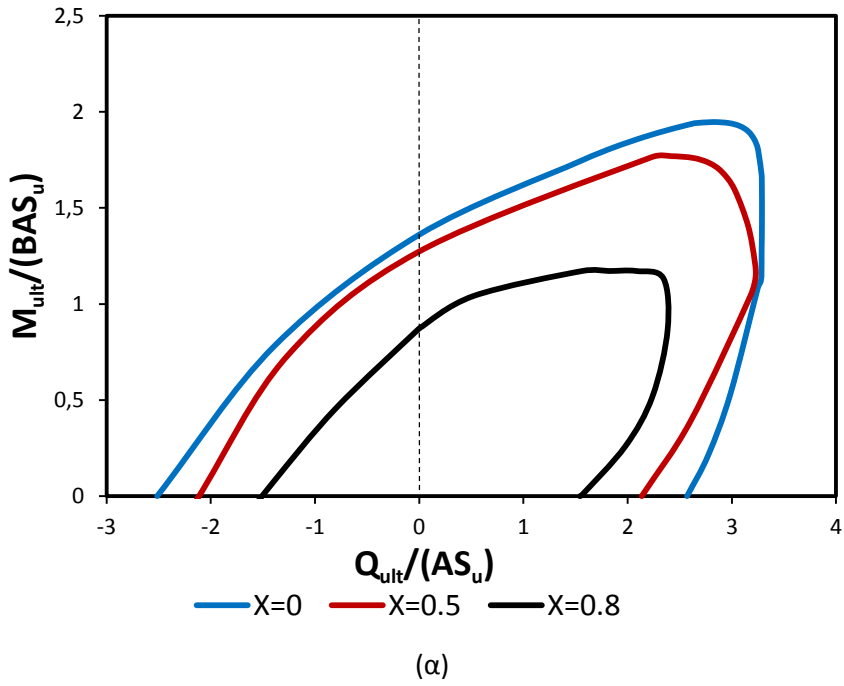


(β)

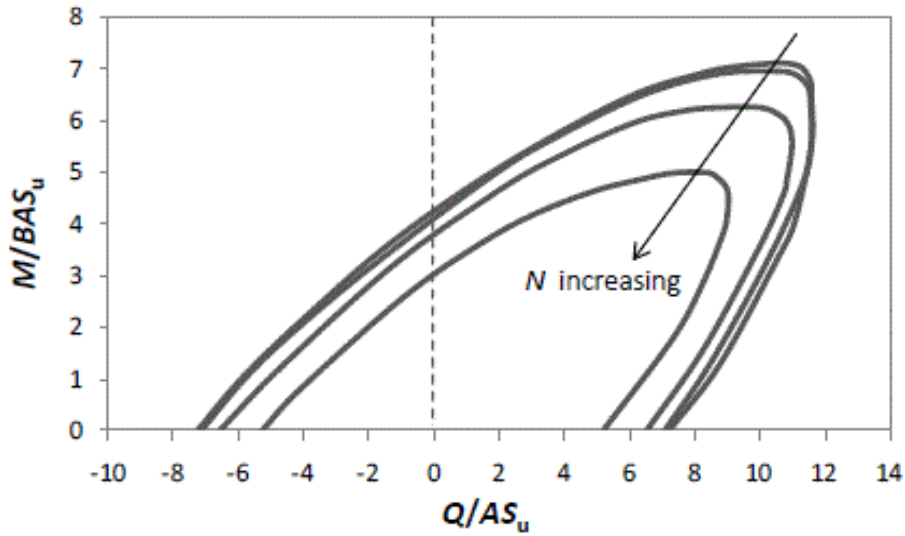
**Σχήμα 3.44** Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής σε αδιάστατο επίπεδο φόρτισης, για βαθμό εγκλιβωτισμού  $D/B=1$  και συντελεστές κατακόρυφου φορτίου  $X=N/N_{ult}=0, 0.5$  και  $0.8$  σε: (α) ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  ( $S_u^*=1.6$  kPa) και (β) ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  ( $S_u^*=8$  kPa).



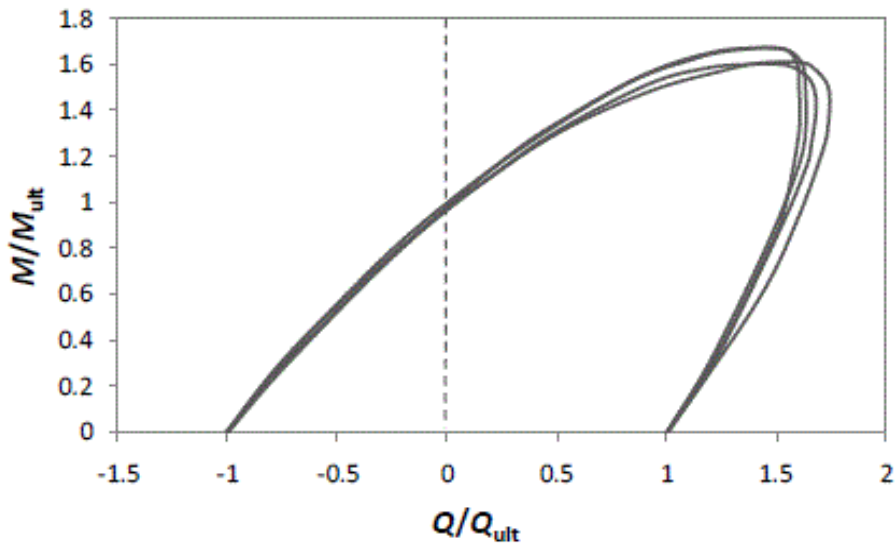
**Σχήμα 3.45** Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , για βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$  και συντελεστές κατακόρυφου φορτίου  $X=N/N_{ult}=0, 0.5$  και  $0.8$  σε (α) αδιάστατο επίπεδο φόρτισης και (β) σε κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης. Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa.



**Σχήμα 3.46** Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$ , για βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$  και συντελεστές κατακόρυφου φορτίου  $X=N/N_{ult}=0, 0.5$  και  $0.8$  (α) σε αδιάστατο επίπεδο φόρτισης και (β) σε κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης. Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa.



(α)



(β)

**Σχήμα 3.47** Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής σε ομοιογενές έδαφος [Ntritsos,2012] για βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$  και συντελεστές κατακόρυφου φορτίου  $\chi=N/N_{ult}=0, 0.25, 0.5,$  και  $0.8$ : (α) σε αδιάστατο επίπεδο φόρτισης, (β) σε κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης. Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa.

# 4<sup>ο</sup> Κεφάλαιο

---

## Φέρουσα Ικανότητα Εγκιβωτισμένων Θεμελιώσεων υπό Συνθήκες Ατελούς Επαφής Θεμελίου – Εδάφους

4.1 Γενικά στοιχεία

4.2 Αντοχή σε αξονική δύναμη

4.3 Αντοχή σε τέμνουσα δύναμη

4.4 Αντοχή σε ροπή ανατροπής

4.5 Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης

4.6 Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής ανατροπής

4.7 Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής

4.8 Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής

4.9 Η επίδραση των χαρακτηριστικών της διεπιφάνειας θεμελίου -  
εδάφους



## 4 Φέρουσα Ικανότητα Εγκιβωτισμένων Θεμελιώσεων υπό Συνθήκες Ατελούς Επαφής Θεμελίου – Εδάφους

---

### 4.1 Γενικά στοιχεία

Στο προηγούμενο κεφάλαιο παρουσιάστηκε αναλυτικά η φέρουσα ικανότητα εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων, σε τρία εδαφικά υλικά και για όλες τις δυνατές περιπτώσεις στατικά επιβαλλόμενων φορτίσεων υπό συνθήκες πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους. Όπως αναφέρθηκε, αυτή είναι μία απλοποίηση της πραγματικότητας καθώς στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους λαμβάνουν χώρα ολισθήσεις και αποκολλήσεις (**Σχήμα 4.1**), οι οποίες μειώνουν την αντοχή του συστήματος. Στο κεφάλαιο αυτό, εξετάζεται η φέρουσα ικανότητα εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων υπό συνθήκες ατελούς επαφής θεμελίου – εδάφους (θεώρηση μη γραμμικοτήτων στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους), θεώρηση ικανή να προσομοιώσει την πραγματική μη γραμμική συμπεριφορά της θεμελίωσης. Οι μη γραμμικότητες διαδραματίζουν σημαντικό ρόλο τόσο στη στατική όσο και στη δυναμική απόκριση μιας εγκιβωτισμένης θεμελίωσης [Gerolymos & Gazetas, 2006], ενώ η θεώρησή τους στην ανάλυση και το σχεδιασμό κρίνεται αναγκαία, από τη στιγμή που είναι αναπόφευκτη η εμφάνισή τους κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμικών διεγέρσεων.

Συνοπτικά, θα ήταν πρόσφορο να αναφερθούν οι παράμετροι με τις οποίες έγινε προσπάθεια, ώστε να μελετηθούν οι μη γραμμικότητες. Η αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος λαμβάνει χώρα εξαιτίας της μηδενικής εφελκυστικής αντοχής στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους, όταν τείνουν να αναπτυχθούν σε αυτήν εφελκυστικές τάσεις. Η ολίσθηση ακολουθεί τον νόμο τριβής κατά *Coulomb* με  $\phi_a=0$  και  $c_a=\alpha S_u$ . Όταν ξεπεραστεί το συγκεκριμένο όριο τάσης διαδραματίζεται ολίσθηση στην διεπιφάνεια. Να τονιστεί ότι ο συντελεστής  $\alpha$  είναι ίσος με 0.5 για τις παράπλευρες επιφάνειες και με 1 για τη βάση του θεμελίου. Οι τιμές αυτές θεωρήθηκαν εύλογες καθώς στις παράπλευρες επιφάνειες υπάρχει απομείωση της τριβής λόγω των ατελών επιφανειών, ενώ στην βάση λόγω και του ιδίου βάρους της κατασκευής υπάρχει σχεδόν τέλεια επαφή εδάφους – θεμελίου. Η τιμή του  $S_u$  είναι ίση με το  $S_u$  της βάσης για τα στοιχεία

της βάσης ενώ για τα στοιχεία των παραπλεύρων επιφανειών ισούται με την αστράγγιστη διατμητική αντοχή στο μέσον του βάθους εγκιβωτισμού. Επιπρόσθετα, να τονιστεί πως ο συντελεστής τριβής  $\mu$  για τις ανάγκες του προγράμματος θεωρήθηκε ίσος με 1. Στο **Σχήμα 4.2** παρουσιάζονται οι καμπύλες φέρουσας ικανότητας για διάφορες τιμές του συντελεστή τριβής  $\mu$ , για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$ , βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$ , σε συνθήκες οριζόντιας και περιστροφικής φόρτισης χωρίς τη δέσμευση βαθμών ελευθερίας. Παρατηρείται πως για τιμές έως και 0.5 η συμπεριφορά του υλικού είναι παρόμοια. Για τιμή  $\mu=0.2$  η αντοχή μειώνεται σταδιακά καθώς επιτρέπεται πιο εύκολα η ολίσθηση στη διεπιφάνεια εδάφους – θεμελίου. Ωστόσο, οι αποκλίσεις αυτές είναι χαμηλές οπότε επιλέχθηκε ως ικανοποιητικός συντελεστής  $\mu=1$  για τις αναλύσεις. Θα πρέπει εδώ να αναφερθεί πως οι αναλύσεις του ομοιογενούς εδάφους [Ntritsos, 2012] εκτελέστηκαν για  $\mu=0.7$ , οπότε είναι κατανοητό πως δεν υπάρχουν σημαντικές διαφοροποιήσεις από τα αποτελέσματα των αναλύσεων του ανομοιογενούς εδάφους.

## 4.2 Αντοχή σε αξονική δύναμη

Στο **Σχήμα 4.3** απεικονίζονται οι αδιάστατες καμπύλες κατακόρυφου φορτίου – μετακίνησης για όλους τους εγκιβωτισμούς και για τα δύο ανομοιογενή εδάφη. Παρατηρείται πως με την αύξηση του εγκιβωτισμού, παρουσιάζεται αύξηση της φέρουσας ικανότητας και της δυσκαμψίας του συστήματος. Στο **Σχήμα 4.4** παρουσιάζονται οι αδιάστατες καμπύλες κατακόρυφου φορτίου – μετακίνησης για τα ανομοιογενή εδαφικά υλικά για σύγκριση με το ομοιογενές έδαφος (**Σχήμα 4.6**). Είναι εμφανές πως η αντοχή και η δυσκαμψία για ίδιους βαθμούς εγκιβωτισμού είναι μεγαλύτερη όσο αυξάνεται η “σκληρότητα” του εδαφικού υλικού. Ενδεικτικά, για βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$ , οι αδιάστατες αντοχές είναι ίσες με  $N_{ult}/AS_u \approx 1.8, 6.2$  και 11 για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , το ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και το ομοιογενές έδαφος. Επομένως η αντοχή των συστημάτων ανομοιογενούς εδάφους είναι ίση με 16% και 56.4% επί της αντοχής του ομοιογενούς συστήματος. Τιμές μεγαλύτερες σε σχέση με τις αντίστοιχες για τις συνθήκες πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους, γεγονός που επηρεάζεται και από τις διαφορές στις παραμέτρους ανάλυσης του



ομοιογενούς εδάφους. Επιπρόσθετα, με την αύξηση του εγκιβωτισμού αυξάνεται και η μετακίνηση που απαιτείται για την κινητοποίηση της πλήρους αντοχής. Για ίδιο βαθμό εγκιβωτισμού, στο ομοιογενές έδαφος απαιτείται μεγαλύτερη μετακίνηση για την κινητοποίηση της πλήρους αντοχής. Ειδικά, στον βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$  απαιτείται  $w/B \approx 0.3$ , ενώ στα ανομοιογενή εδάφη η πλήρης αντοχή κινητοποιείται για  $w/B \approx 0.02$ . Γενικά, πάντως δεν παρατηρείται η τάση που υπάρχει στις συνθήκες πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους για μεγαλύτερη απαιτούμενη μετακίνηση στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  σε σχέση με το  $m=2$ , στην ανάπτυξη της πλήρους αντοχής.

Στο **Σχήμα 4.5** παρουσιάζονται οι ορθές τάσεις επαφής θεμελίου – εδάφους κατά μήκος της κατακόρυφης γραμμής  $AA'$  του θεμελίου με βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$  και για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$ . Παρατηρείται ότι τα πλευρικά τοιχώματα του θεμελίου, αποκολλούνται σταδιακά από το περιβάλλον έδαφος ξεκινώντας περίπου στο σημείο  $B$  από τα βαθύτερα σημεία επαφής. Με την αύξηση της φόρτισης η αποκόλληση επεκτείνεται προς την επιφάνεια με αποτέλεσμα στο σημείο  $F$  τα πλευρικά τοιχώματα να έχουν αποκολληθεί πλήρως από το έδαφος. Ο συγκεκριμένος μηχανισμός αιτιολογεί τη φαινόμενη σταθεροποίηση της κατακόρυφης δύναμης μετά την διαρροή. Επιπρόσθετα, με την αύξηση της κατακόρυφης δύναμης παρατηρείται αύξηση των τάσεων σε μικρά βάθη. Αυτό οφείλεται στην αποκόλληση του εδάφους από το θεμέλιο σε μεγάλα βάθη και στην συγκέντρωση των τάσεων επαφής θεμελίου – εδάφους σε μια ολοένα και μικρότερη περιοχή σε μικρά βάθη με συνέπεια της αύξησης της τιμής τους. Στη συνέχεια και με την πλήρη αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος οι τάσεις μηδενίζονται. Για σύγκριση, στο **Σχήμα 4.7** απεικονίζονται οι καμπύλες εξέλιξης διατμητικών τάσεων επαφής θεμελίου – εδάφους για το ομοιογενές έδαφος. Γενικά, προκύπτει ως συμπέρασμα πως η αποκόλληση στο ανομοιογενές έδαφος ολοκληρώνεται σε μικρότερη καθίζηση ενώ οι διατμητικές τάσεις στα μικρά βάθη και στο ομοιογενές έδαφος με την αύξηση της καθίζησης, αυξάνονται σε μεγάλο βαθμό, κυρίως λόγω της μεγάλης αντοχής του εδάφους που περιβάλλει τα πλευρικά τοιχώματα του θεμελίου.

Στα σχήματα **Σχήμα 4.9**, **4.10** και **4.11** απεικονίζονται οι κινηματικοί μηχανισμοί αστοχίας για βαθμούς εγκιβωτισμού  $D/B=0.2$  και  $1$ . Είναι παρόμοιοι με τους μηχανισμούς που παρατηρούνται κατά τη θεώρηση πλήρους επαφής θεμελίου –

εδάφους, με τη διαφορά ότι εδώ η ενεργοποίηση της διατμητικής αντοχής στη διεπιφάνεια επαφής είναι ελάχιστη (στα ανομοιογενή εδάφη) έως μηδενική (ομοιογενές έδαφος). Συγκεκριμένα, στα ανομοιογενή εδάφη παρατηρείται πλαστικοποίηση στο έδαφος περιμετρικά της κορυφής του θεμελίου, λόγω της πολύ χαμηλής αντοχής του εδάφους στην επιφάνεια με αποτέλεσμα την πολύ γρήγορη πλαστικοποίηση με την μετακίνηση του θεμελίου. Η αποκόλληση των πλευρικών τοιχωμάτων από το έδαφος δεν επιτρέπει την ανάπτυξη διατμητικών τάσεων στη διεπιφάνεια και έτσι οι πλαστικοποιήσεις περιορίζονται στην περιοχή της βάσης του θεμελίου. Να τονιστεί ότι όπως και στις συνθήκες πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους, η πλαστικοποίηση του εδάφους κάτω από τη βάση του θεμελίου είναι μεγαλύτερη στο ομοιογενές έδαφος λόγω της μεγαλύτερης αντοχής του εδάφους.

Η ερμηνεία των παραπάνω αποτελεσμάτων στηρίχθηκε στο γεγονός της αποκόλλησης των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου από το περιβάλλον έδαφος, όπως εξηγήθηκε σε προηγούμενη παράγραφο. Στο **Σχήμα 4.8** παρουσιάζεται σκαριφηματικά η εξέλιξη των παραμορφώσεων του εδάφους μαζί με τα διανύσματα των οριζόντιων μετατοπίσεων σε χαρακτηριστικά στιγμιότυπα της φόρτισης. Αρχικά, η κατακόρυφη μετακίνηση του θεμελίου προκαλεί πλευρικές προς τα έξω μετακινήσεις στα εδαφικά στοιχεία που βρίσκονται γύρω και κάτω από τη βάση του θεμελίου και “σύγκλιση” του εδάφους στην κορυφή. Οι πλευρικές αυτές μετακινήσεις συνεπάγονται χαλάρωση των πιέσεων επαφής στην περιοχή της βάσης και αύξηση των πιέσεων στην κορυφή. Η περαιτέρω καθίζηση του θεμελίου επεκτείνει τις προς τα έξω οριζόντιες μετακινήσεις προς τα ανώτερα στρώματα με αποτέλεσμα τη σταδιακή μείωση των πιέσεων στην κορυφή και τελικά την πλήρη αποκόλληση του θεμελίου από το περιβάλλον έδαφος.

Στο **Σχήμα 4.12** παρουσιάζεται η φέρουσα ικανότητα του συστήματος για όλους τους βαθμούς εγκιβωτισμού και για όλα τα εδαφικά υλικά. Τα γραφήματα παρουσιάζουν παρόμοια τάση με αυτά για συνθήκες πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους. Η επίδραση του εγκιβωτισμού στο ομοιογενές έδαφος είναι μεγάλη και αυτό φαίνεται στο καμπύλο διάστημα μεταξύ των εγκιβωτισμών  $D/B=0$  και  $0.2$ , όπου εμφανίζεται μεγάλη αύξηση αντοχής. Στη συνέχεια η καμπύλη γραμμικοποιείται. Αντίθετα, στα ανομοιογενή εδάφη με την χαμηλότερη αντοχή ο εγκιβωτισμός δεν δίνει τόσο υψηλή αύξηση αντοχής και γι’ αυτό η αντοχή είναι γραμμική συναρτήσει του εγκιβωτισμού. Προφανώς, η

αύξηση της φέρουσας ικανότητας λόγω του εγκιβωτισμού, με θεώρηση των μη γραμμικοτήτων στη διεπιφάνεια, είναι σαφώς μειωμένη σε σχέση με τη θεώρηση πλήρους επαφής (μάλιστα η διαφορά ανάμεσα στις δύο θεωρήσεις αυξάνεται με την αύξηση της σκληρότητας του εδάφους), διότι χάνεται η συνεισφορά των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου. Η διαφορά είναι μεγαλύτερη στους μεγάλους βαθμούς εγκιβωτισμού, καθώς με την αύξηση του εγκιβωτισμού αυξάνεται και η συνεισφορά των πλευρικών τοιχωμάτων στην οριακή φέρουσα ικανότητα πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους. Επιπρόσθετα, παρουσιάζονται και οι καμπύλες για την περίπτωση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους στη βάση, χωρίς τη συμβολή των πλευρικών τοιχωμάτων. Παρατηρείται πως η τελευταία θεώρηση σε όλα τα εδαφικά υλικά παρουσιάζει αντοχές λίγο μικρότερες από αυτές της θεώρησης μη γραμμικοτήτων στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους, γεγονός που αποδεικνύει τη μικρή συμβολή των πλευρικών τοιχωμάτων στην αντοχή σε αξονική φόρτιση. Μάλιστα, στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  παρατηρείται η μικρότερη απόκλιση ανάμεσα στις δύο θεωρήσεις (FBC και FBC-no sidewall), λόγω της πολύ μικρής αντοχής του εδάφους στις παρειές του θεμελίου. Όσο αυξάνεται η σκληρότητα του εδάφους (ή/και ο εγκιβωτισμός), η απόκλιση αυτή αυξάνεται.

### 4.3 Αντοχή σε τέμνουσα δύναμη

Στο **Σχήμα 4.13** παρουσιάζονται οι αδιάστατες καμπύλες φέρουσας ικανότητας σε οριζόντια φόρτιση για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , για όλους τους βαθμούς εγκιβωτισμού και για συνθήκες δέσμευσης και μη της στρόφης. Όμοια, στο **Σχήμα 4.14** παρουσιάζονται οι αντίστοιχες καμπύλες για  $m=10$ . Να τονιστεί πως σε συνθήκες ατελούς επαφής στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους η φέρουσα ικανότητα του επιφανειακού θεμελίου είναι μηδενική όπως και στο ομοιογενές. Για την εμφάνιση αντοχής απαιτείται και ταυτόχρονη επιβολή αξονικού φορτίου με σκοπό την εμφάνιση τριβής στη διεπιφάνεια. Για τον ίδιο βαθμό εγκιβωτισμού η αντοχή και η δυσκαμψία στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  είναι μεγαλύτερη από την αντοχή για το ανομοιογενές με  $m=2$ . Επιπρόσθετα, είναι προφανές πως με την αύξηση του εγκιβωτισμού, αυξάνεται και η φέρουσα ικανότητα. Το ίδιο συμβαίνει και με τη δέσμευση της στρόφης για βαθμό

εγκιβωτισμού  $D/B=1$ , δηλαδή συμπεριφορά ίδια με αυτή στις συνθήκες πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους.

Στο **Σχήμα 4.15** και **4.16** παρουσιάζονται οι κινηματικοί μηχανισμοί αστοχίας για τα δύο ανομοιογενή εδάφη, για βαθμούς εγκιβωτισμού  $D/B=0.2$  και  $1$  και για συνθήκες οριζόντιας φόρτισης με δέσμευση της στροφής και μη. Γενικά, παρουσιάζονται διαφορές σε σχέση με τους μηχανισμούς αστοχίας για συνθήκες πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους. Σχετικά με τον βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=0.2$ , για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , ο μηχανισμός πλαστικοποίησης του εδάφους είναι όμοιος με αυτόν της πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους με τη διαφορά ότι παρουσιάζεται χαμηλή πλαστικοποίηση στο έδαφος κάτω από το θεμέλιο, λόγω της ολίσθησης του θεμελίου. Επομένως η πλαστικοποίηση του εδάφους περιορίζεται στις ενεργητικές και παθητικές ωθήσεις αριστερά και δεξιά από το θεμέλιο. Παρόμοια συμπεριφορά παρουσιάζεται και στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$ , με τη διαφορά ότι πραγματοποιείται αποκόλληση από το περιβάλλον έδαφος στην αριστερή παρειά του θεμελίου. Στη συνέχεια θα παρατηρηθεί παρόμοια συμπεριφορά και στο ομοιογενές έδαφος. Η διαφορά αυτή οφείλεται στη μεγαλύτερη αντοχή του περιβάλλοντος εδάφους σε σχέση με την αντοχή στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ . Όσον αφορά τον εγκιβωτισμό  $D/B=1$  στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  η συμπεριφορά είναι παρόμοια με αυτή για συνθήκες πλήρους επαφής – θεμελίου εδάφους με τη μόνη διαφορά πως παρουσιάζεται μικρή προς τα δεξιά μετατόπιση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής για συνθήκες φόρτισης χωρίς δέσμευση της στροφής. Για συνθήκες φόρτισης με δέσμευση της στροφής παρουσιάζεται σε μπλε κύκλο το φαινόμενο της μη πλαστικοποίησης του εδάφους στη βάση του θεμελίου και δεξιά που παρατηρήθηκε και στο προηγούμενο κεφάλαιο. Σχετικά με το ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$ , σε συνθήκες φόρτισης χωρίς δέσμευση της στροφής παρατηρείται στροφή του θεμελίου με πόλο περιστροφής στην οροφή του θεμελίου και σε απόσταση  $L \approx B/2$  από την αριστερή παρειά του θεμελίου. Αυτό οδηγεί σε ανασήκωμα του θεμελίου στη θέση που σημειώνεται με μπλε κύκλο με αποτέλεσμα όλη η πλαστικοποίηση του εδάφους να οδηγείται στη δεξιά γωνία και στην αριστερή πλευρά της βάσης του θεμελίου. Όπως και στον εγκιβωτισμό βαθμού  $D/B=0.2$  δεν παρατηρείται πλαστικοποίηση στο έδαφος της αριστερής πλευράς του θεμελίου, καθώς υπάρχει αποκόλληση το θεμελίου από το περιβάλλον έδαφος. Σε συνθήκες φόρτισης με

δέσμευση της στροφής, δεν παρατηρείται ανασήκωμα λόγω της μηδαμινής στροφής του θεμελίου, οπότε εμφανίζεται πλαστικοποίηση του εδάφους δεξιά από το θεμέλιο σε μορφή σφήνας  $45^\circ$  και μερική πλαστικοποίηση κάτω από το θεμέλιο που μηδενίζεται κινούμενοι προς την αριστερή πλευρά της βάσης του θεμελίου. Στις ενότητες για συνδυασμό φόρτισης θα παρουσιαστεί και η σύγκριση των μηχανισμών αστοχίας με το ομοιογενές έδαφος.

Στο **Σχήμα 4.17** απεικονίζονται οι αδιάστατες αντοχές σε οριζόντια φόρτιση συναρτήσει του βαθμού εγκιβωτισμού, για τα δύο εδαφικά υλικά και για τα δύο είδη οριζόντιας φόρτισης, ενώ έχει γίνει και παρεμβολή των αντίστοιχων γραφημάτων για τις συνθήκες πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους. Παρατηρείται γενικά παρόμοια συμπεριφορά με τις συνθήκες πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους. Διαφοροποίηση ανάμεσα στις τιμές συμβαίνει και πάλι για  $D/B > 0.5$ , ενώ η διαφοροποιήσεις τιμών είναι λίγο μικρότερες σε σχέση με αυτές για συνθήκες πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους, λόγω της χαμηλότερης αντοχής που εμφανίζεται εξαιτίας των μη γραμμικοτήτων στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους. Ενδιαφέρον, παρουσιάζει το γεγονός πως στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  για βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$ , η τέμνουσα  $Q_{max}$  για συνθήκες ατελούς επαφής θεμελίου – εδάφους είναι μεγαλύτερη από την τέμνουσα  $Q_{ult}$  για συνθήκες πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους. Αυτό οφείλεται στο γεγονός της μείωσης της απόκλισης ανάμεσα στις δύο θεωρήσεις με τη μείωση της αντοχής του εδαφικού υλικού. Γι' αυτό στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  οι δύο θεωρήσεις παρουσιάζουν ευδιάκριτη απόκλιση.

#### 4.4 Αντοχή σε ροπή ανατροπής

Στο **Σχήμα 4.18** απεικονίζονται οι αδιάστατες καμπύλες ροπής ανατροπής – στροφής για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , για όλους τους βαθμούς εγκιβωτισμού και για συνθήκες δέσμευσης της μετακίνησης και μη. Στο **Σχήμα 4.19** παρουσιάζονται οι αντίστοιχες καμπύλες για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$ . Το επιφανειακό θεμέλιο έχει μηδενική ροπή αντοχής, γι' αυτό δεν παρουσιάζεται στα γραφήματα. Με την αύξηση του βαθμού εγκιβωτισμού αυξάνεται η ροπή αντοχής και η απαιτούμενη στροφή για την κινητοποίηση τη πλήρους αντοχής του συστήματος. Από τα σχήματα

είναι προφανής η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  έναντι του ανομοιογενούς εδάφους με  $m=2$ . Επιπρόσθετα, με δέσμευση της μετακίνησης αυξάνεται η ροπή αντοχής μόνο για τον εγκιβωτισμό  $D/B=1$ , όπως συμβαίνει και σε συνθήκες πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους. Όσον αφορά το ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  απαιτείται στροφή  $\vartheta=0.1$  rad για την πλήρη κινητοποίηση της αντοχής του συστήματος. Στροφή υψηλή καθώς σε συνθήκες πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους η γωνία αυτή είναι  $0.025$  rad. Αντίστοιχα για το έδαφος με  $m=10$  η στροφή αυτή είναι  $\vartheta \geq 0.1$  rad, καθώς το έδαφος ακολουθεί κρατυνόμηση συμπεριφορά και σταδιακά η αντοχή του αυξάνεται. Γενικά, η απαιτούμενη στροφή για την κινητοποίηση της πλήρους αντοχής είναι μεγαλύτερη από την περίπτωση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους λόγω των μη γραμμικοτήτων που λαμβάνουν χώρα (κυρίως το ανασήκωμα του θεμελίου και λιγότερο η ολίσθηση), οι οποίες αυξομειώνουν την αντίσταση του εδάφους και συνάμα την καταγραφόμενη αντοχή σε κάθε βήμα της φόρτισης.

Στο **Σχήμα 4.20** απεικονίζονται οι κινηματικοί μηχανισμοί αστοχίας για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , για δέσμευση και μη της μετακίνησης και για βαθμούς εγκιβωτισμού  $D/B=0.2$  και  $1$ . Στο **Σχήμα 4.21** απεικονίζονται οι αντίστοιχοι μηχανισμοί για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$ . Ξεκινώντας από τα θεμέλια με βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=0.2$  για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , παρατηρείται πως οι μηχανισμοί είναι παρόμοιοι με αυτούς για συνθήκες πλήρους επαφής. Η μόνη διαφορά έγκειται στη φόρτιση με ελεύθερη μετακίνηση, όπου ο στιγμιαίος πόλος περιστροφής κατά την αστοχία κινείται προς τα κάτω και σε απόσταση  $L \approx D/3$  από τη βάση του θεμελίου. Το ανασήκωμα του θεμελίου είναι αμελητέο. Αντίθετα, στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  δεσπάζει το ανασήκωμα του θεμελίου, κυρίως λόγω της σκληρότητας του εδάφους που επιτρέπει στο θεμέλιο κατά την περιστροφή να στηριχθεί στη μια πλευρά του χωρίς να καθιζάνει, ώστε να επιτραπεί το ανασήκωμα στην άλλη πλευρά. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα, η πλαστικοποίηση του εδάφους να περιορίζεται στο έδαφος που περιβάλλει τη δεξιά πλευρά του θεμελίου (διατμητική ζώνη μορφής ημικυκλίου με διάμετρο περίπου  $B/2$ ), πλευρά επαφής του θεμελίου με το έδαφος. Επιπρόσθετα, ο στιγμιαίος πόλος περιστροφής κατά την αστοχία παρουσιάζεται στη δεξιά πλευρά του θεμελίου και σε απόσταση  $L \approx D/5$  από τη δεξιά πλευρά του θεμελίου. Όσον αφορά το

βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$  και για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , οι μηχανισμοί αστοχίας είναι παρόμοιοι με τη διαφορά πως στη φόρτιση χωρίς δέσμευση της στροφής ο στιγμιαίος πόλος περιστροφής μετακινείται λίγο προς τα δεξιά. Αντίστοιχα, στο βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$  κυριαρχεί το ανασήκωμα όπως και στον χαμηλότερο εγκιβωτισμό. Στην περίπτωση της φόρτισης χωρίς δέσμευση της μετακίνησης ο πόλος περιστροφής εμφανίζεται σε απόσταση  $L \approx D/4$  από τη βάση του θεμελίου και  $L \approx B/4$  από τη δεξιά παρειά του θεμελίου. Επίσης, εμφανίζεται διατμητική ζώνη μορφής ημικυκλίου με κέντρο τον στιγμιαίο πόλο περιστροφής κατά την αστοχία. Έντονη πλαστικοποίηση εμφανίζεται στο έδαφος που περιβάλλει τη δεξιά πλευρά του θεμελίου. Στην περίπτωση της φόρτισης με δέσμευση της μετακίνησης, ο στιγμιαίος πόλος περιστροφής κατά την αστοχία εμφανίζεται στη βάση του θεμελίου και σε απόσταση  $L \approx B/5$  από την δεξιά παρειά του θεμελίου. Εμφανίζεται και πάλι διατμητική ζώνη μορφής ημικυκλίου με συμμετρική ως προς την κατακόρυφο αυτή σε αυτή την περίπτωση λόγω της δέσμευσης της μετακίνησης. Στο έδαφος πλησίον της δεξιάς πλευράς του θεμελίου εμφανίζεται εκτεταμένη πλαστικοποίηση του εδάφους. Στις ενότητες για συνδυασμούς φορτίσεων θα γίνει σύγκριση με τους μηχανισμούς αστοχίας του ομοιογενούς εδάφους.

Στο **Σχήμα 4.22** απεικονίζονται οι αδιάστατες ροπές αντοχής συναρτήσει του βαθμού εγκιβωτισμού, για τα δύο ανομοιογενή υλικά και για δέσμευση και μη της μετακίνησης. Σε παραβολή παρουσιάζονται τα αντίστοιχα αποτελέσματα για τις συνθήκες πλήρους επαφής εδάφους – θεμελίου. Η μορφή των καμπυλών είναι παρόμοια με αυτή για συνθήκες πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους. Η διαφορά έγκειται στην μείωση των διαφορών των τιμών ανάμεσα στα δύο είδη φόρτισης με αποτέλεσμα για εγκιβωτισμό  $D/B=0.5$  οι τιμές να είναι ίδιες για τα δύο είδη φόρτισης. Αντίθετα, σε συνθήκες πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους εμφανίζονται διαφορές για βαθμό  $D/B \geq 0.5$ . Παρατηρείται κι εδώ μείωση της απόκλισης των δύο θεωρήσεων για το μικρότερης αντοχής έδαφος.

#### 4.5 Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης

Στο **Σχήμα 4.23** και **4.24** απεικονίζονται οι περιβάλλουσες αστοχίας αξονικής – τέμνουσας δύναμης σε αδιάστατο και κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης για όλους τους βαθμούς εγκιβωτισμού και για ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  και  $m=10$  αντίστοιχα.

Στο αδιάστατο επίπεδο, η αύξηση του εγκιβωτισμού έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση του μεγέθους της περιβάλλουσας αστοχίας. Επιπρόσθετα, στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  παρατηρείται μεγαλύτερη μεταβολή της αντοχής σε τέμνουσα, γι' αυτό με τη μείωση της αξονικής παρατηρείται μείωση της τέμνουσας. Μάλιστα, όπως αναμενόταν, στο επιφανειακό θεμέλιο για μηδενική αξονική δύναμη η αντοχή σε τέμνουσα είναι μηδενική. Στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$ , η συμπεριφορά αυτή εμφανίζεται μόνο για εγκιβωτισμούς  $D/B=0$  και 1. Στους άλλους βαθμούς εγκιβωτισμού η αντοχή σε τέμνουσα παραμένει σταθερή σε χαμηλή αξονική. Η συμπεριφορά αυτή έρχεται σε αντίθεση με τη συμπεριφορά σε συνθήκες πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους, όπου για χαμηλή αξονική δύναμη (περίπου  $N/N_{ult}<0.5$ ) η αντοχή σε τέμνουσα μένει ανεπηρέαστη. Στη συνέχεια θα εξηγήσουμε αναλυτικότερα την παραπάνω διαφορά ανάμεσα στις δύο θεωρήσεις. Όσον αφορά το κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης παρατηρείται άλλη μια διαφορά με τις συνθήκες πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους, καθώς πλέον για αύξηση του βαθμού εγκιβωτισμού αυξάνεται και το μέγεθος της περιβάλλουσας. Επιπρόσθετα, δεν υπάρχει κρίσιμο όριο  $N/N_{ult}$ , κάτω από το οποίο να μην επηρεάζεται η αντοχή σε τέμνουσα. Αυτό προβάλλει την μεγάλη επίδραση του κατακόρυφου φορτίου στην αντοχή σε τέμνουσα σε συνθήκες ατελούς επαφής θεμελίου – εδάφους.

Μια εξήγηση για την διαφορετική μορφή των γραφημάτων είναι η ακόλουθη. Στη θεώρηση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους, η μέγιστη αντοχή σε τέμνουσα κινητοποιείται για μηδενική τιμή του κατακόρυφου φορτίου. Η αύξηση της αξονικής δύναμης συνεπάγεται πάντα μείωση της αντοχής σε τέμνουσα, ωστόσο ο ρυθμός απομείωσης είναι μικρός για  $N/N_{ult}<0.5$ . Αντιθέτως, όταν επιτρέπεται η αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος και η ολίσθηση κατά μήκος της διεπιφάνειας, η μέγιστη τέμνουσα κινητοποιείται παρουσία αξονικού φορτίου, ενώ καθώς αυτό πλησιάζει το μηδέν η οριζόντια φέρουσα ικανότητα του συστήματος μειώνεται.

Στην περίπτωση της πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους, η πλήρης δύναμη τριβής μπορεί να κινητοποιηθεί στη διεπιφάνεια ανεξάρτητα από την εφαρμοζόμενη ορθή τάση. Αντίθετα, όταν επιτρέπεται η ολίσθηση στη διεπιφάνεια βάσει του νόμου *Coulomb*, η τριβή εξαρτάται άμεσα από το κατακόρυφο φορτίο. Έτσι, το επιφανειακό θεμέλιο, του οποίου η αντοχή πηγάζει μονάχα από την τριβή στη βάση, δεν μπορεί να



παραλάβει τέμνουσα απουσία κατακόρυφου φορτίου. Σε μικρές τιμές αυτού ( $N/N_{ult} < 0.4$ ), η τέμνουσα αυξάνεται γραμμικά με την αξονική δύναμη βάσει του νόμου *Coulomb* ( $Q = \mu N$ , όπου  $\mu$  ο συντελεστής τριβής στη διεπιφάνεια). Από ένα σημείο ( $N/N_{ult} \approx 0.3-0.4$ ) και έπειτα η γραμμικότητα καταλύεται (**Σχήμα 4.23β** και **4.24β**), ωστόσο η τέμνουσα συνεχίζει να αυξάνεται φτάνοντας μια μέγιστη τιμή και στη συνέχεια απομειώνεται κατά τρόπο παρόμοιο με την περίπτωση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους.

Στο **Σχήμα 4.25** παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες αστοχίας σε αδιάστατο επίπεδο φόρτισης για όλα τα εδαφικά υλικά. Προφανώς με την αύξηση του βαθμού εγκιβωτισμού και της “σκληρότητας” του εδαφικού υλικού προκύπτει αύξηση του μεγέθους της περιβάλλουσας αστοχίας. Η βασική διαφορά όμως στη μορφή των περιβαλλουσών είναι ότι στο ομοιογενές έδαφος με τη μείωση του βαθμού εγκιβωτισμού, η αντοχή σε τέμνουσα μειώνεται για χαμηλές τιμές του αξονικού φορτίου, τάση που δεν παρουσιάζεται στα άλλα εδαφικά υλικά. Στα ανομοιογενή εδάφη η τάση αυτή μειώνεται με την μείωση του εγκιβωτισμού, παρόλο που για  $D/B=0$  και μηδενικό κατακόρυφο φορτίο η τέμνουσα μηδενίζεται. Μάλιστα, στο ανομοιογενές με  $m=10$  η μορφή των γραφημάτων πλην του επιφανειακού συγκλίνει σε αυτή των γραφημάτων για συνθήκες πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους. Για το θεμέλιο με  $D/B=0.2$  παρουσιάζεται και μικρή αύξηση της αντοχής του για  $N=0$ . Στο ανομοιογενές με  $m=2$  η συμπεριφορά προσομοιάζει περισσότερο τη συμπεριφορά του ομοιογενούς εδάφους. Οπότε δεν προκύπτει κάποια κανονικοποίηση της συμπεριφοράς των ανομοιογενών εδαφών ως προς αυτό το στοιχείο.

Στα σχήματα **Σχήμα 4.26**, **4.27** και **4.28** παρουσιάζονται οι κινηματικοί μηχανισμοί αστοχίας για όλα τα εδαφικά υλικά και βαθμούς εγκιβωτισμού  $D/B=0.2$  και  $1$ . Οι μηχανισμοί του ανομοιογενούς εδάφους με  $m=10$  μοιάζουν με αυτούς του ομοιογενούς εδάφους κυρίως λόγω του υψηλού ανασηκώματος που λαμβάνει χώρα. Ενδιαφέρουσα περίπτωση αποτελεί το θεμέλιο με  $D/B=1$ , όπου ο πόλος περιστροφής κινείται επί της οροφής του θεμελίου, ενώ για το ομοιογενές έδαφος βρίσκεται πιο χαμηλά. Στο ανομοιογενές με  $m=2$ , το ανασήκωμα και η αποκόλληση από τα πλευρικά τοιχώματα του εδάφους είναι αμελητέα με αποτέλεσμα την πλαστικοποίηση σε μεγαλύτερη περιοχή του εδάφους. Για θεμέλιο με  $D/B=1$  με την ύπαρξη κατακόρυφου φορτίου ο

πόλος περιστροφής κινείται κάτω και αριστερά. Και στα δύο θεμέλια, με την περαιτέρω αύξηση του κατακόρυφου φορτίου η πλαστικοποίηση του εδάφους οδηγείται σε μεγαλύτερο βάθος και ο μηχανισμούς αστοχίας προσομοιάζει αυτόν για αμιγώς αξονική φόρτιση. Γενικά, οι μηχανισμοί αστοχίας στο έδαφος αυτό είναι παρόμοιοι με αυτούς για συνθήκες πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους.

#### 4.6 Αλληλεπίδραση αξονικής – ροπής ανατροπής

Στα σχήματα **Σχήμα 4.29** και **4.30** παρουσιάζονται οι καμπύλες στο MN επίπεδο φόρτισης για τα δύο ανομοιογενή εδάφη, για όλους τους βαθμούς εγκιβωτισμού και για αδιάστατο και κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης. Το επιφανειακό θεμέλιο για μηδενική τιμή του κατακόρυφου φορτίου, παρουσιάζει μηδενική αντοχή σε τέμνουσα. Στο αδιάστατο επίπεδο φόρτισης, είναι εμφανές πως με την αύξηση του εγκιβωτισμού και της “σκληρότητας” του εδάφους, παρατηρείται αύξηση του μεγέθους της περιβάλλουσας αστοχίας. Επιπλέον, όπως και στην αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης, υπάρχει τιμή του κατακόρυφου φορτίου για την οποία μεγιστοποιείται η ροπή αντοχής, ενώ για τις υπόλοιπες τιμές της αξονικής δύναμης, η ροπή αντοχής μειώνεται. Αυτό αποτελεί διαφορά σε σχέση με τη μορφή των αντίστοιχων καμπυλών για συνθήκες πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους. Στη συνέχεια, εξηγείται ο μηχανισμός για τον οποίο παρουσιάζεται αυτή η διαφορά.

Σε συνθήκες πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους, απεριόριστη εφελκυστική αντοχή μπορεί να αναπτυχθεί στη διεπιφάνεια αποτρέποντας την αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος. Η μέγιστη ροπή κινητοποιείται για μηδενικό κατακόρυφο φορτίο, αφού η αύξηση του τελευταίου οδηγεί τα εδαφικά στοιχεία πιο κοντά στη διαρροή και συνεπώς σε μικρότερα περιθώρια αντοχής σε ροπή. Από την άλλη, η θεώρηση μηδενικής εφελκυστικής αντοχής στη διεπιφάνεια επιτρέπει την αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος. Η μέγιστη ροπή κινητοποιείται σε μια ενδιάμεση τιμή του κατακόρυφου φορτίου, αφού στις μικρές τιμές δεσπόζουν τώρα οι γεωμετρικές μη γραμμικότητες απομειώνοντας σημαντικά τη ροπή αντοχής. Στα ανομοιογενή εδάφη η τιμή αυτή κυμαίνεται για  $N/N_{ult}=0.4-0.5$  (**Σχήμα 4.29α** και **4.30β**). Από τα σχήματα **Σχήμα 4.29β** και **4.30β** δεν προκύπτει κάποιο άλλο συμπέρασμα, καθώς η αύξηση της

περιβάλλουσας γίνεται για διαφορετική αυξητική τάση του εγκιβωτισμού.

Το επιφανειακό θεμέλιο αδυνατεί να παραλάβει ροπή, όταν δε φορτίζεται αξονικά, αφού η αντίσταση στην επιβαλλόμενη φόρτιση προέρχεται αποκλειστικά από τη βάση του. Γενικά, σε μικρές τιμές του κατακόρυφου φορτίου η ροπή παραλαμβάνεται μέσω ανασηκώματος με ελάχιστη πλαστικοποίηση του εδάφους. Σε μεγάλες τιμές του κατακόρυφου φορτίου το σύστημα αποκρίνεται με εκτεταμένη πλαστικοποίηση του εδάφους και περιορισμένο ανασήκωμα. Η μέγιστη αντοχή σε ροπή κινητοποιείται για  $N/N_{ult} \approx 0.5$ , όπου ο βέλτιστος συνδυασμός ανασηκώματος και εδαφικής διαρροής λαμβάνει χώρα. Τα παραπάνω δικαιολογούν την παραβολική μορφή του διαγράμματος αλληλεπίδρασης του επιφανειακού θεμελίου.

Η συμπεριφορά είναι παρόμοια και για τις ρηγά εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις ( $D/B=0.2$ ), με τη διαφορά ότι υπάρχει τώρα η δυνατότητα για παραλαβή μικρού μεγέθους ροπής ακόμα και για μηδενικό εξωτερικό κατακόρυφο φορτίο. Αυτό οφείλεται στην επιπλέον ανάπτυξη εγκάρσιων ωθήσεων και διατμητικών τάσεων στα πλευρικά τοιχώματα του θεμελίου. Για μεγαλύτερες τιμές του βαθμού εγκιβωτισμού ( $D/B \geq 0.5$ ) η φέρουσα ικανότητα αυξάνεται, καθώς αυξημένες εγκάρσιες ωθήσεις είναι δυνατόν να αναπτυχθούν στα πλευρικά τοιχώματα του θεμελίου ενισχύοντας τη δυνατότητα για παραλαβή ροπής. Επιπλέον, η δράση των τελευταίων περιορίζει σημαντικά το ανασήκωμα της βάσης. Τελικά, υπάρχει και εδώ μια τιμή της αξονικής δύναμης ( $N/N_{ult}=0.4-0.5$ ) για την οποία κινητοποιείται η μέγιστη φέρουσα ικανότητα σε ροπή. Παρόλα αυτά, η αξονική δύναμη δεν επηρεάζει σε μεγάλο βαθμό την αντοχή, όπως συμβαίνει στις επιφανειακές θεμελιώσεις. Για μεγαλύτερες τιμές του κατακόρυφου φορτίου η ροπή αντοχής απομειώνεται με τον ίδιο περίπου τρόπο, σχεδόν ανεξάρτητα από τον βαθμό εγκιβωτισμού της θεμελίωσης. Στο **Σχήμα 4.31** μπορούν να γίνουν διακριτά όλα τα παραπάνω συμπεράσματα.

Στο **Σχήμα 4.32** απεικονίζονται οι μηχανισμοί αστοχίας για θεμέλια εγκιβωτισμού  $D/B=0.2$  και 1 στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ . Παρατηρείται, πως με την αύξηση του κατακόρυφου φορτίου ο πόλος περιστροφής κινείται κεντρικά και σε απόσταση  $L \approx 0.5B$  από τη αριστερή πλευρά του θεμελίου. Η ημικυκλική διατμητική ζώνη έχει πλέον ως άξονα συμμετρίας τον κατακόρυφο άξονα συμμετρίας του θεμελίου. Στον εγκιβωτισμό βαθμού 1 παρατηρείται και πάλι μετατόπιση του πόλου περιστροφής προς το κέντρο

του θεμελίου με την επίδραση του κατακόρυφου φορτίου. Έτσι η διατμητική ζώνη μορφής ημικυκλίου έχει ως άξονα της, τον κατακόρυφο άξονα του θεμελίου. Με την περαιτέρω αύξηση του κατακόρυφου φορτίου, και στα δύο θεμέλια η πλαστικοποίηση του εδάφους οδηγείται σε μεγαλύτερο βάθος και η μορφή του μηχανισμού αστοχίας τείνει σε αυτόν της αμιγώς αξονικής φόρτισης. Γενικά, παρατηρείται χαμηλό ανασήκωμα του θεμελίου στο “μαλακό” αυτό έδαφος, κάτι που αποτελεί βασική διαφορά με τα άλλα δύο εδάφη, όπως θα προκύψει στη συνέχεια.

Στο **Σχήμα 4.33** παρουσιάζονται οι μηχανισμοί αστοχίας του συστήματος στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$ . Στο θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=0.2$ , με την αύξηση της αξονικής δύναμης μειώνεται το ανασήκωμα και ο πόλος περιστροφής κινείται στον άξονα του θεμελίου. Έτσι η διατμητική ζώνη μορφής ημικυκλίου έχει πλέον ως άξονα τον κατακόρυφο άξονα του θεμελίου. Στη συνέχεια με την περαιτέρω αύξηση του κατακόρυφου φορτίου ο πόλος περιστροφής κινείται αριστερά χωρίς βέβαια να υπάρχει ανασήκωμα. Η πλαστικοποίηση του εδάφους οδηγείται σε μεγαλύτερο βάθος και ο μηχανισμός αστοχίας τείνει στον μηχανισμό για αξονική φόρτιση. Στο θεμέλιο εγκιβωτισμού  $D/B=1$ , κυριαρχεί και πάλι το ανασήκωμα. Με την αύξηση του κατακόρυφου φορτίου ο πόλος περιστροφής κινείται κεντρικά, όπως και στο θεμέλιο χαμηλότερου εγκιβωτισμού. Με την περαιτέρω αύξηση της αξονικής δύναμης, το ανασήκωμα μειώνεται και η πλαστικοποίηση του εδάφους οδηγείται σε μεγαλύτερο βάθος.

Ολοκληρώνοντας, στο **Σχήμα 4.34** απεικονίζονται οι μηχανισμοί αστοχίας στο ομοιογενές έδαφος για τους ίδιους βαθμούς εγκιβωτισμού. Οι μηχανισμοί αστοχίας είναι παρόμοιοι με αυτούς του ανομοιογενούς εδάφους με  $m=10$ .

## 4.7 Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής

Σε αυτή την ενότητα εξετάζεται η αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής χωρίς την επιβολή αξονικής δύναμης για τα ανομοιογενή εδάφη. Επειδή λοιπόν, το επιφανειακό θεμέλιο παρουσιάζει αντοχή σε τέμνουσα δύναμη και ροπή

ανατροπής μόνο με την επίδραση αξονικής, θα παρουσιαστούν μόνο οι περιβάλλουσες για τα εγκιβωτισμένα θεμέλια. Στο **Σχήμα 4.35** απεικονίζονται οι καμπύλες για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , σε αδιάστατο και κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης. Στο **Σχήμα 4.36** απεικονίζονται τα αντίστοιχα διαγράμματα για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$ . Συνοπτικά, με την αύξηση του εγκιβωτισμού και της “σκληρότητας” του εδάφους αυξάνεται το μέγεθος της περιβάλλουσας αστοχίας και για τα δύο επίπεδα φόρτισης. Επίσης, με την αύξηση του εγκιβωτισμού παρατηρείται αύξηση της εκκεντρότητας της καμπύλης, καθώς εμφανίζεται μεγαλύτερη απόκλιση ανάμεσα στις τιμές  $Q_{ult} - Q_{max}$  και  $M_{ult} - M_{max}$ . Αυτό διότι, με την αύξηση του εγκιβωτισμού, κινητοποιείται μεγαλύτερη μάζα εδαφικού υλικού που οδηγεί σε μεγαλύτερες αντιδράσεις από το έδαφος, ειδικά όταν δεσμεύονται βαθμοί ελευθερίας (οριζόντια μετακίνηση ή στροφή). Γενικά, παρουσιάζεται ίδια τάση με τις συνθήκες πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους, με μικρότερα μεγέθη τιμών φυσικά λόγω της απώλειας αντοχής κατά την ολίσθηση ή το ανασήκωμα του θεμελίου.

#### 4.8 Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής

Στην ενότητα αυτή μελετάται η φέρουσα ικανότητα εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων υπό συνδυασμένη MQN φόρτιση, όταν λαμβάνονται υπόψη τα φαινόμενα μη γραμμικότητας στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους. Όπως έχει αναφερθεί, η εγκάρσια φόρτιση εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων χαρακτηρίζεται από τη σύζευξη του οριζόντιου μετακινησιακού και του στροφικού βαθμού ελευθερίας κίνησης του θεμελίου. Υπό την επιβολή απλής τέμνουσας δύναμης στη βάση (μηδενική ροπή), το θεμέλιο αναγκάζεται σε στροφή υπό τη δράση των εγκάρσιων εδαφικών ωθήσεων στην παθητική του πλευρά. Σε αυτή την περίπτωση, η οριακή φέρουσα ικανότητα  $Q_{ult}$  που αναπτύσσεται είναι μικρότερη από την μέγιστη φέρουσα ικανότητα  $Q_{max}$ . Η τελευταία κινητοποιείται παρουσία ροπής που περιορίζει τη στροφή. Κατά αναλογία με την περίπτωση της οριζόντιας φόρτισης, η οριακή αντοχή  $M_{ult}$  που προκύπτει από την επιβολή ροπής στη βάση, αν το θεμέλιο είναι ελεύθερο να μετακινηθεί κατά την οριζόντια διεύθυνση, είναι μικρότερη από τη μέγιστη αντοχή σε ροπή ανατροπής  $M_{max}$ . Η τελευταία κινητοποιείται παρουσία μη μηδενικής τέμνουσας δύναμης. Σε κάθε περίπτωση η

φέρουσα ικανότητα υπό εγκάρσια φόρτιση εξαρτάται από το κατακόρυφο φορτίο, ιδιαίτερα μάλιστα στις επιφανειακές και ρηχά εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις.

Στα **Σχήματα 4.37** και **4.38** παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες αστοχίας σε τέμνουσα δύναμη – ροπή ανατροπής για λόγο  $N/N_{ult}=0.25$ , σε αδιάστατο και κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης, για τα θεμέλια με βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=0.2, 0.5$  και  $1$  και για τα ανομοιογενή εδάφη με  $m=2$  και  $m=10$  αντίστοιχα. Από τα γραφήματα είναι προφανής η αύξηση της περιβάλλουσας αστοχίας με την αύξηση του εγκιβωτισμού και της “σκληρότητας” του εδάφους. Επιπρόσθετα γίνεται αύξηση και της εκκεντρότητας της περιβάλλουσας, καθώς η σύζευξη οριζόντιου μετακινήσιου και στροφικού βαθμού ελευθερίας γίνεται εντονότερη.

Στο **Σχήμα 4.39** απεικονίζονται οι αντίστοιχες περιβάλλουσες αστοχίας σε αδιάστατο επίπεδο φόρτισης για όλα τα εδαφικά υλικά. Τα συμπεράσματα είναι ίδια με αυτά που αναφέρθηκαν στην προηγούμενη παράγραφο. Είναι ευνόητο πως το ομοιογενές έδαφος παρουσιάζει την περιβάλλουσα αστοχίας με το μεγαλύτερο μέγεθος. Να τονιστεί πως λόγω του πολύ μικρού μεγέθους των περιβαλλουσών για το επιφανειακό θεμέλιο στα δύο ανομοιογενή υλικά, δεν παρουσιάζονται εδώ αλλά στα **Σχήματα 4.40** και **4.41** για αδιάστατο και κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης και για  $N/N_{ult}=0.25, 0.5$  και  $0.8$ . Παρατηρείται πως στο αδιάστατο επίπεδο φόρτισης υπάρχει μια βέλτιστη τιμή του κατακόρυφου φορτίου ( $N/N_{ult}=0.5$ ), για την οποία μεγιστοποιείται το μέγεθος της περιβάλλουσας αστοχίας. Για τις υπόλοιπες τιμές του κατακόρυφου φορτίου το μέγεθος μειώνεται με την αύξηση του κατακόρυφου φορτίου. Στο κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης, οι περιβάλλουσες έχουν παρόμοιο μέγεθος.

Στα **Σχήματα 4.42, 4.43** και **4.44** απεικονίζονται οι κινηματικοί μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμούς εγκιβωτισμού  $D/B=0.2$  και  $1$  και για όλα τα εδαφικά υλικά (παρουσιάζονται και πάλι τα βέλη που υποδεικνύουν την κατεύθυνση των επαυξητικών παραμορφώσεων). Όσον αφορά το ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , στο θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=0.2$  παρατηρείται πως με την ύπαρξη κατακόρυφου φορτίου και υψηλής τιμής ροπής, το θεμέλιο ανασηκώνεται από τη μία πλευρά και βυθίζεται στην άλλη με έντονη πλαστικοποίηση του εδάφους. Μάλιστα, όπως παρατηρήθηκε και σε προηγούμενες ενότητες, στο δεξί μέρος της βάσης του

θεμελίου παρουσιάζεται ημικυκλική ζώνη πλαστικοποίησης του εδάφους με κέντρο σε απόσταση  $L \approx B/3$  από τη δεξιά άκρη του θεμελίου και  $L \approx D/2$  από τη βάση του θεμελίου. Οι αντίστοιχοι μηχανισμοί για περιστροφική φόρτιση χωρίς την ύπαρξη κατακόρυφου φορτίου (**Σχήμα 4.20**), χαρακτηρίζονται από περιστροφή περί το αριστερό άκρο του θεμελίου λόγω του αμελητέου ανασήκωματος. Επομένως η ύπαρξη αξονικής δύναμης εξαναγκάζει το θεμέλιο σε περιστροφή περί διαφορετικό σημείο και γι' αυτό οι μηχανισμοί αστοχίας προσομοιάζουν με αυτούς των δύο άλλων εδαφικών υλικών. Με την αύξηση της τέμνουσας δύναμης μειώνεται η πλαστικοποίηση του εδάφους στη βάση του θεμελίου και αυξάνονται οι ενεργητικές και παθητικές ωθήσεις στην αριστερή και δεξιά παρειά του θεμελίου, εμφανίζοντας τον μηχανισμό για αμιγή φόρτιση τέμνουσας. Στα άλλα δύο εδαφικά υλικά οι μηχανισμοί αστοχίας για τον ίδιο εγκιβωτισμό είναι όμοιοι, με τη διαφορά ότι παρουσιάζεται μεγαλύτερο ανασήκωμα του θεμελίου, ο πόλος περιστροφής κινείται σε χαμηλότερη στάθμη και οι ενεργητικές ωθήσεις στην αριστερή πλευρά του θεμελίου είναι αμελητέες, λόγω της υψηλότερης αντοχής του εδάφους στην παρειά του θεμελίου.

Σχετικά με το θεμέλιο εγκιβωτισμού  $D/B=1$ , στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  παρουσιάζεται άρση της εκκεντρότητας του μηχανισμού ως προς τον κατακόρυφο άξονα του θεμελίου. Παρουσιάζεται δηλαδή κλασικός μηχανισμός *scour* με πόλο περιστροφής περίπου στο κέντρο του θεμελίου. Το ανασήκωμα του θεμελίου είναι μικρό. Στη συνέχεια και με την αύξηση της τέμνουσας αυξάνονται οι παθητικές ωθήσεις, μειώνεται η ημι-κυκλική διατμητική ζώνη στο έδαφος της βάσης του θεμελίου. Με την άρση της τέμνουσας ο μηχανισμός αστοχίας μετατρέπεται σε καθαρή περιστροφή ως προς το μέσον της οροφής του θεμελίου. Οι μηχανισμοί αστοχίας στα άλλα δύο εδαφικά υλικά είναι παρόμοιοι μεταξύ τους με κάποιες διαφορές στη θέση του πόλου περιστροφής στην περίπτωση των φορτίσεων σε απλή στροφή και οριζόντια μετακίνηση. Γενικά στους μηχανισμούς κυριαρχεί το ανασήκωμα. Συγκεντρωτικά, προκύπτει πως η επιρροή της αξονικής δύναμης στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  είναι αρκετά υψηλή καθώς οι μηχανισμοί αστοχίας που διέπονται από στροφή μεταβάλλονται, ενώ πλέον είναι δυνατό το ανασήκωμα. Στα άλλα δύο εδαφικά υλικά οι μηχανισμοί μεταβάλλονται ελάχιστα από την ύπαρξη της αξονικής, γεγονός που θα σχολιαστεί και στην επόμενη παράγραφο.

Στο **Σχήμα 4.45** απεικονίζονται οι αδιάστατες καμπύλες τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής για διάφορες στάθμες του κατακόρυφου φορτίου και για τα τρία εδαφικά υλικά. Σε αντίθεση με τη θεώρηση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους, όπου η αύξηση του κατακόρυφου φορτίου συνεπάγεται πάντα μείωση της φέρουσας ικανότητας, εδώ φαίνεται να υπάρχει μια βέλτιστη τιμή του κατακόρυφου φορτίου για την οποία επιτυγχάνεται η μέγιστη φέρουσα ικανότητα, πάνω και κάτω από την οποία η αντοχή του θεμελίου υπό εγκάρσια φόρτιση είναι μειωμένη. Το σχήμα των καμπυλών δεν είναι μοναδικό, καθώς με την αύξηση του κατακόρυφου φορτίου αυξάνεται και η καμπυλότητα του σχήματος στην περιοχή της μέγιστης ροπής. Θα πρέπει να σημειωθεί πως στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  οι καμπύλες για  $X=0$  και  $X=0.25$  είναι παρόμοιες και γι' αυτό το λόγο δεν παρουσιάζεται μεγάλη διαφορά στους μηχανισμούς αστοχίας λόγω της ύπαρξης κατακόρυφου φορτίου.

Στο **Σχήμα 4.46** απεικονίζονται οι αντίστοιχες καμπύλες τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής σε κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης για όλα τα εδαφικά υλικά. Τα συμπεράσματα είναι ίδια με την προηγούμενη παράγραφο.

## 4.9 Η επίδραση των χαρακτηριστικών της διεπιφάνειας θεμελίου – εδάφους

Στις προηγούμενες παραγράφους έχει αναλυθεί η επίδραση των ιδιοτήτων της διεπιφάνειας θεμελίου – εδάφους τόσο στη μεταβολή των μηχανισμών αστοχίας, όσο και στη μεταβολή του σχήματος των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης. Στην παρούσα ενότητα επιχειρείται να περιγραφεί συνοπτικά μέσω των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης η ποσοτική διαφορά στη φέρουσα ικανότητα, που προκύπτει μεταξύ των δύο διαφορετικών θεωρήσεων που παρουσιάστηκαν. Όπως έχει αναφερθεί, η διαφορά μεταξύ των δύο θεωρήσεων αφορά κυρίως την εφελκυστική αντοχή και την τριβή ολίσθησης στη διεπιφάνεια. Κατά τη θεώρηση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους υποτίθεται απεριόριστη εφελκυστική αντοχή στη διεπιφάνεια και μέγιστη διατμητική τάση σε αυτήν ίση προς την αστράγγιστη διατμητική αντοχή  $S_u$  του εδάφους.



Από την άλλη, κατά τη θεώρηση των μη γραμμικοτήτων στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους, η διεπιφάνεια δεν μπορεί να παραλάβει εφελκυσμό, καθίσταται δυνατή η αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος, ενώ η τριβή ολίσθησης περιγράφεται από τον νόμο τριβής κατά *Coulomb*. Γενικά, γίνεται φανερό ότι το κατά πόσο τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά της διεπιφάνειας θεμελίου – εδάφους επηρεάζουν τη φέρουσα ικανότητα του συστήματος είναι ένα πολύπλοκο ζήτημα και εξαρτάται από διάφορους παράγοντες, όπως είναι ο ακριβής συνδυασμός φόρτισης και ο βαθμός εγκιβωτισμού της θεμελίωσης.

Στο **Σχήματα 4.47** και **4.48** απεικονίζονται οι αδιάστατες περιβάλλουσες αστοχίας για στο QN και MN επίπεδο φόρτισης, για βαθμούς εγκιβωτισμού  $D/B=0.2$  και  $1$  και για τις δύο διαφορετικές θεωρήσεις στη διεπιφάνεια θεμελίου - εδάφους. Γενικά, όπως ήταν αναμενόμενο για συνθήκες πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους το μέγεθος των καμπυλών μεγαλώνει. Όμως, υπάρχει η τάση για μείωση της διαφοράς ανάμεσα στις δύο θεωρήσεις με την αύξηση του αξονικού φορτίου (λόγω της μείωσης του ανασηκώματος και της αύξησης της τριβής στη βάση του θεμελίου) και τη μείωση της αντοχής του εδαφικού υλικού. Η τελευταία αιτία είναι καθοριστική καθώς όπως παρατηρείται στο **Σχήμα 4.48α**, οι καμπύλες των δύο θεωρήσεων σε ορισμένες περιοχές ταυτίζονται.

Στο **Σχήμα 4.49** απεικονίζονται οι καμπύλες τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής για θεμέλιο βαθμού εγκιβωτισμού  $D/B=1$ , για λόγους κατακόρυφου φορτίου  $X=0$  και  $0.5$  και για τα εδαφικά υλικά ανομοιογενές με  $m=10$  και ομοιογενές. Είναι προφανές και πάλι πως με την αύξηση του κατακόρυφου φορτίου και τη μείωση της αντοχής του εδαφικού υλικού οι δύο θεωρήσεις παρουσιάζουν μικρότερες αποκλίσεις.

Στα **Σχήματα 4.50** έως **4.54** απεικονίζονται οι κινηματικοί μηχανισμοί αστοχίας υπό αξονική, τέμνουσα δύναμη και ροπής ανατροπής, για βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$  και για τις δύο διαφορετικές θεωρήσεις στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους. Οι μηχανισμοί αυτοί έχουν αναλυθεί σε προηγούμενα εδάφια, οπότε εδώ παρουσιάζονται για άμεση σύγκριση της μορφής τους.



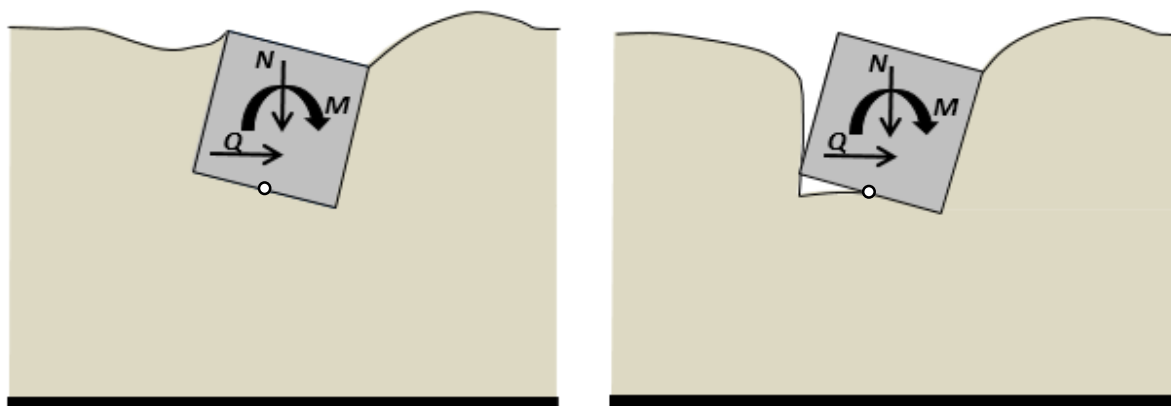


## *Σχήματα 4<sup>ου</sup> Κεφαλαίου*

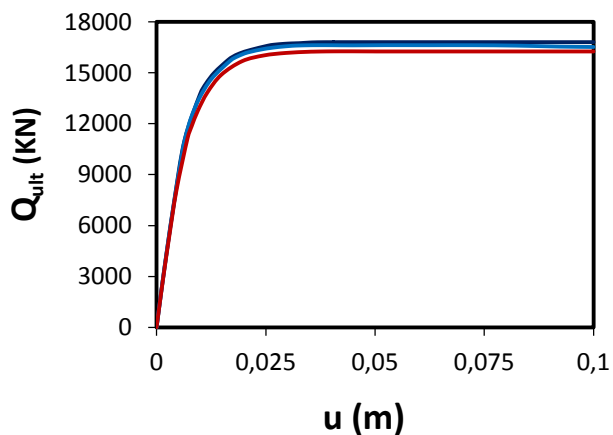


Soil nonlinearity

Soil + Interface nonlinearities

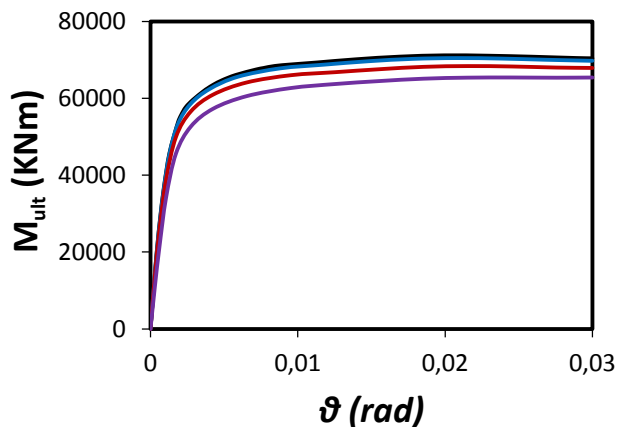


**Σχήμα 4.1** Διάκριση του προβλήματος ανάλογα με τις συνθήκες επαφής θεμελίου-εδάφους. Η δεύτερη περίπτωση (συνθήκες ατελούς επαφής) αφορά το συγκεκριμένο κεφάλαιο.



—  $\mu=2$  —  $\mu=1$  —  $\mu=0.5$

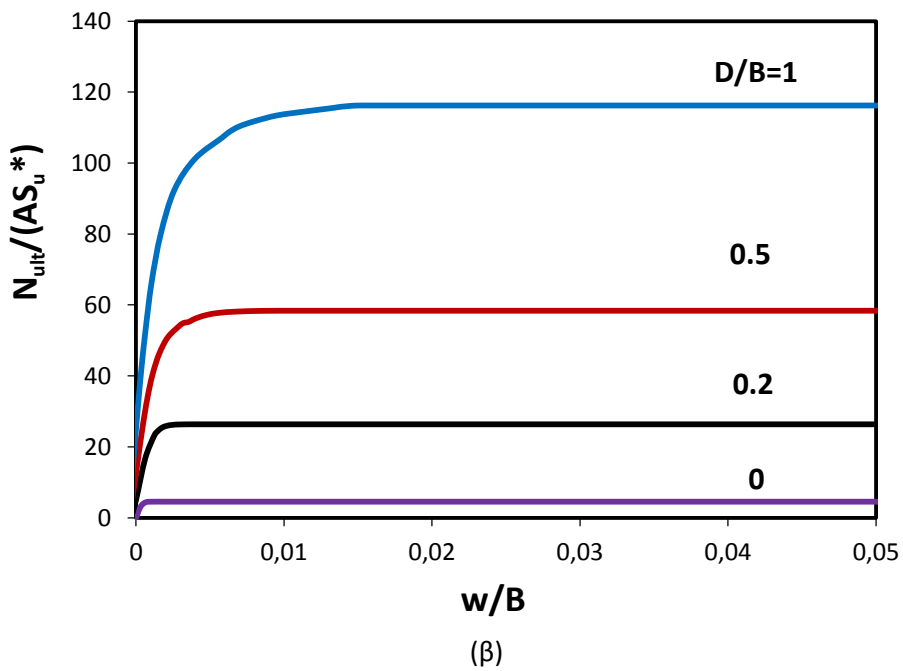
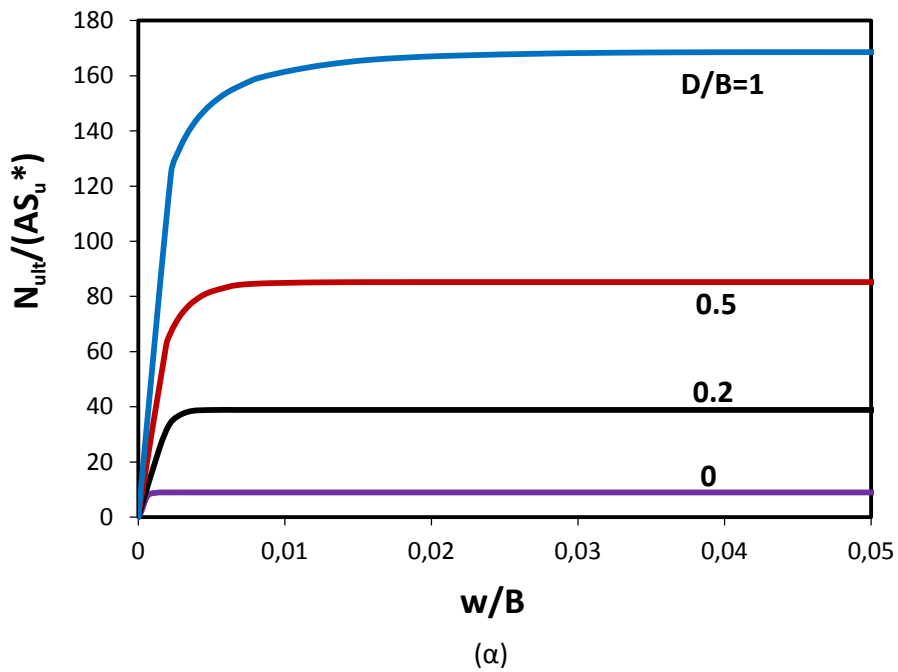
(α)



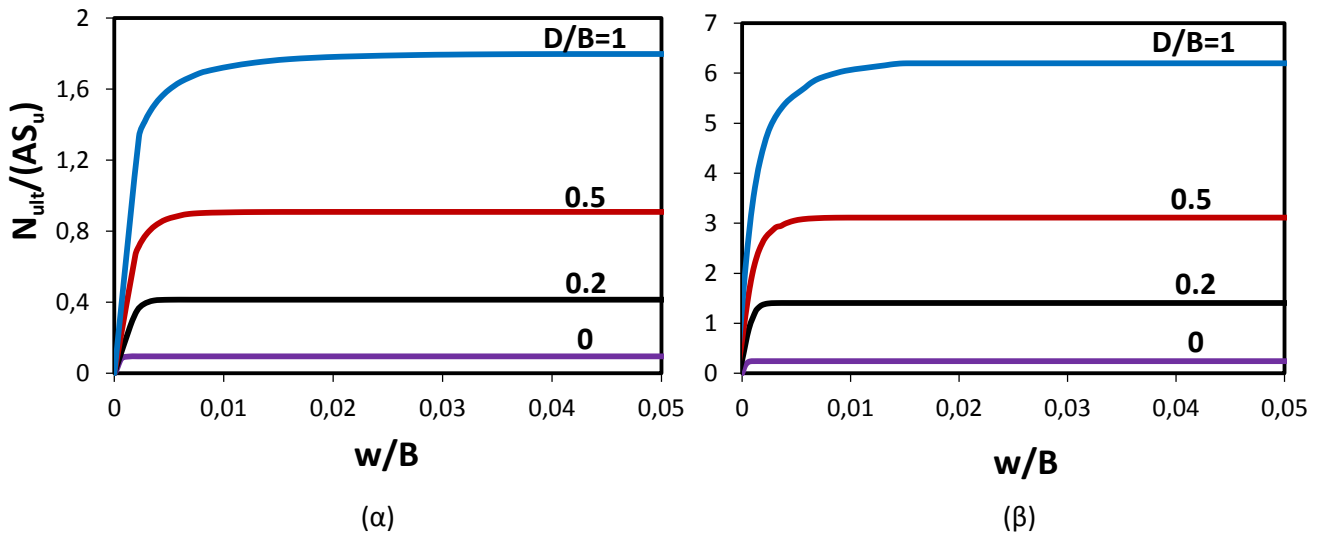
—  $\mu=2$  —  $\mu=1$  —  $\mu=0.5$  —  $\mu=0.2$

(β)

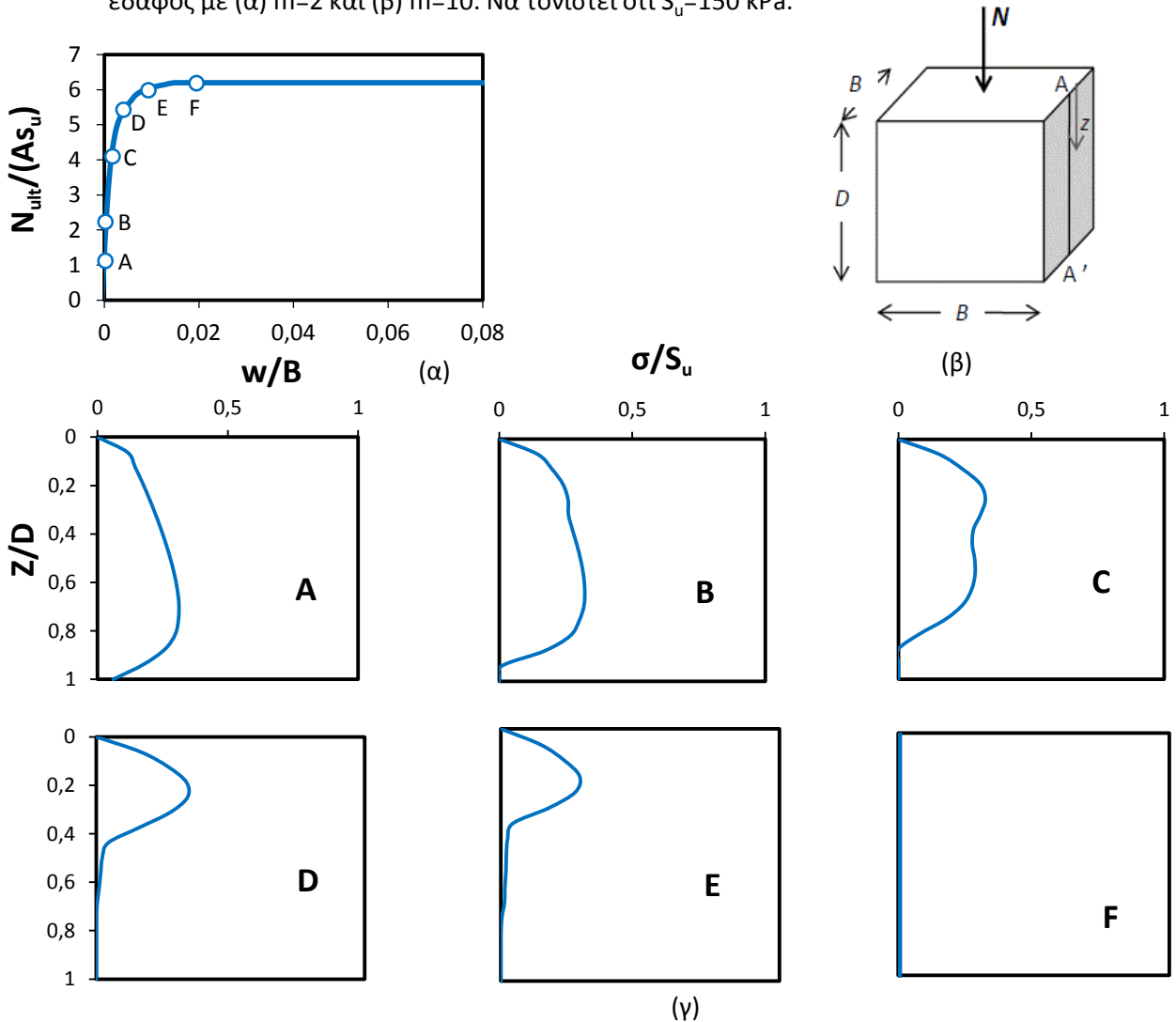
**Σχήμα 4.2** Απόκριση θεμελίου εγκιβωτισμού  $D/B=1$  σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  για διάφορους συντελεστές τριβής στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους: (α) φόρτιση σε τέμνουσα δύναμη χωρίς δέσμευση της στροφής και (β) περιστροφική φόρτιση χωρίς δέσμευση της μετακίνησης.



**Σχήμα 4.3** Κατακόρυφη φόρτιση: αδιάστατες καμπύλες φορτίου – καθίζησης για ανομοιογενές έδαφος με (α)  $m=2$  ( $S_u^*=1.6$  kPa) και (β)  $m=10$  ( $S_u^*=8$  kPa).

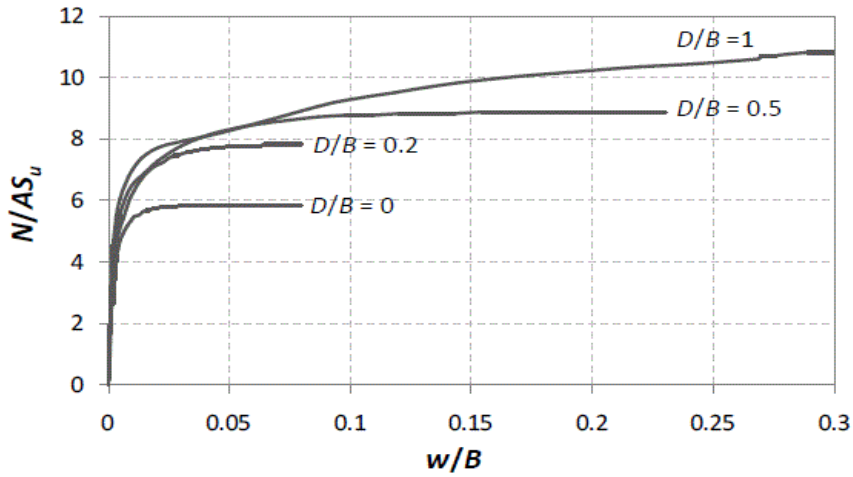


**Σχήμα 4.4** Κατακόρυφη φόρτιση: αδιάστατες καμπύλες φορτίου – καθίζησης σε ανομοιογενές έδαφος με (α)  $m=2$  και (β)  $m=10$ . Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa.

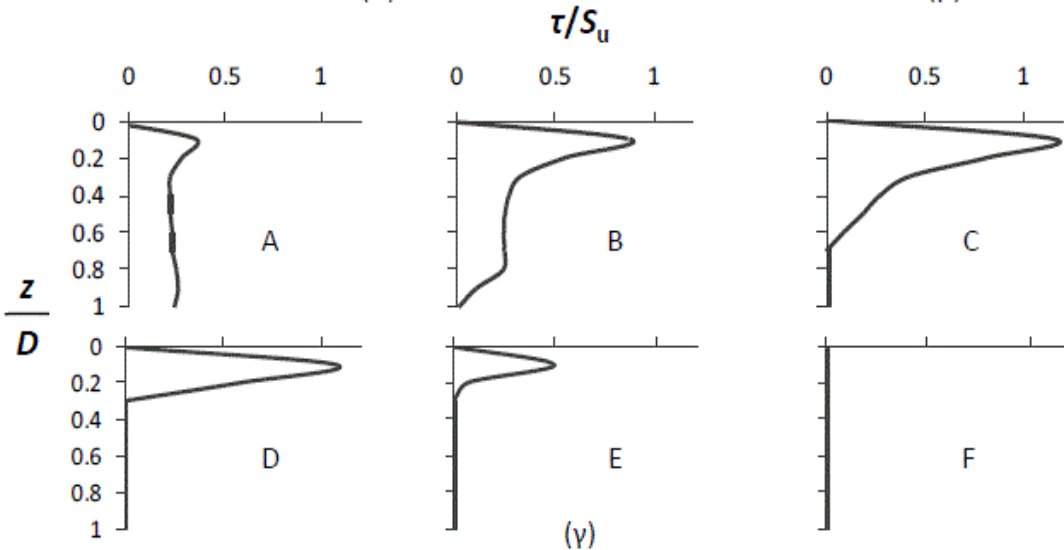
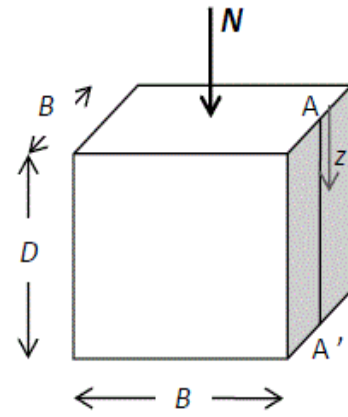
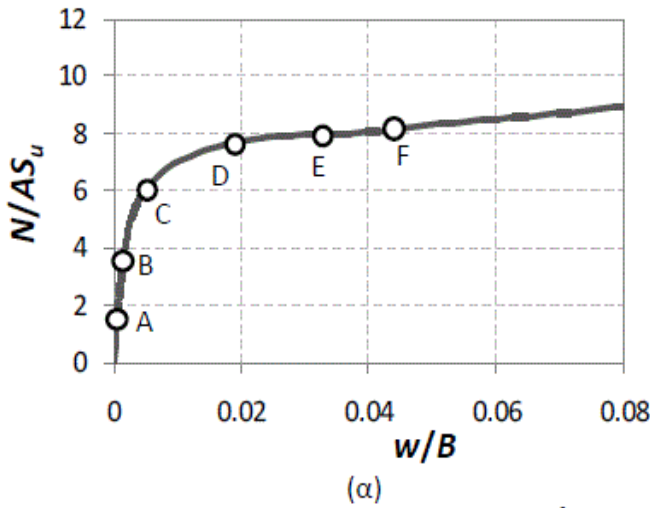


**Σχήμα 4.5** Κατακόρυφη φόρτιση θεμελίου με βαθμό εγκλιβωτισμού  $D/B=1$  σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$ : (α) αδιάστατη καμπύλη φορτίου καθίζησης και χαρακτηριστικά σημεία, (β) σκαριφηματική απεικόνιση του θεμελίου και γραμμή αναφοράς  $AA'$ , (γ) η εξέλιξη των ορθών τάσεων επαφής θεμελίου – εδάφους κατά μήκος της γραμμής  $AA'$ . Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa.

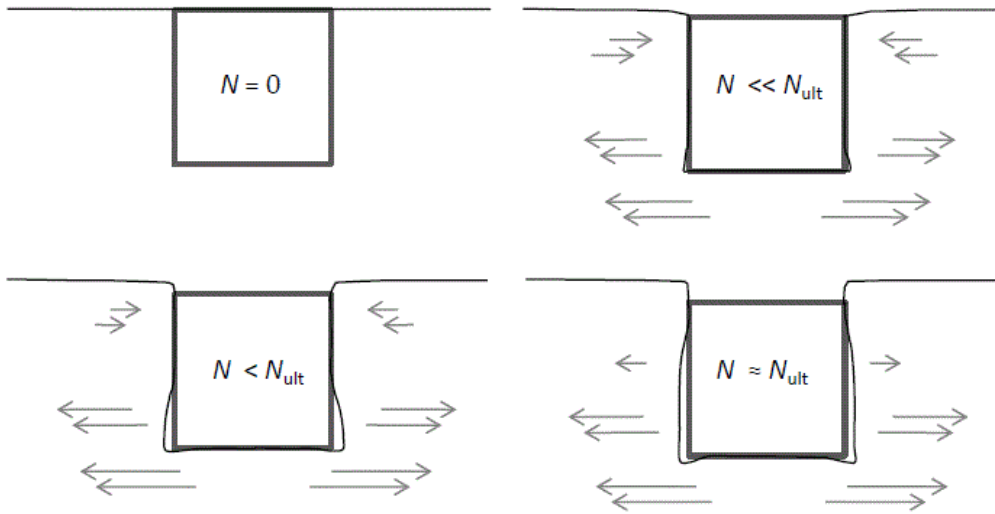




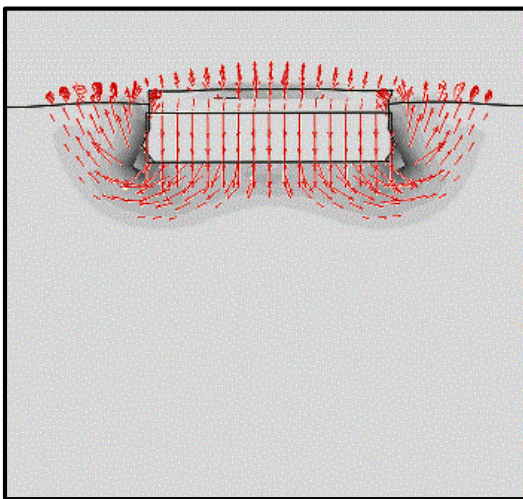
**Σχήμα 4.6** Κατακόρυφη φόρτιση: αδιάστατες καμπύλες φορτίου – καθίζησης. Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa.



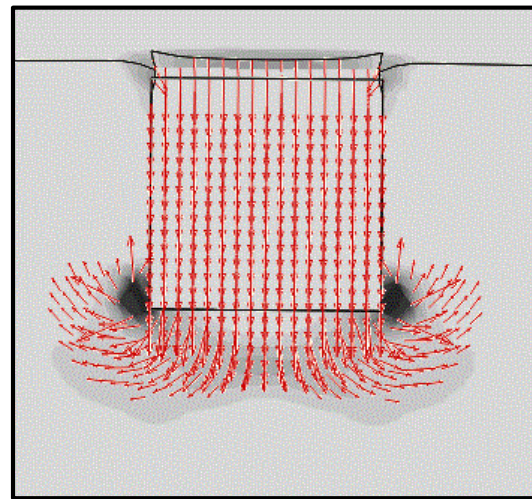
**Σχήμα 4.7** Κατακόρυφη φόρτιση θεμελίου με βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$  σε ομοιογενές έδαφος [Ntritsos,2012]: (α) αδιάστατη καμπύλη φορτίου καθίζησης και χαρακτηριστικά σημεία, (β) σκαριφηματική απεικόνιση του θεμελίου και γραμμή αναφοράς  $AA'$ , (γ) η εξέλιξη των διατμητικών τάσεων επαφής θεμελίου – εδάφους κατά μήκος της γραμμής  $AA'$ . Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa.



**Σχήμα 4.8** Ποιοτική απεικόνιση του μηχανισμού αποκόλλησης των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου από το περιβάλλον έδαφος: εδαφική παραμόρφωση και διανύσματα οριζόντιων μετακινήσεων.

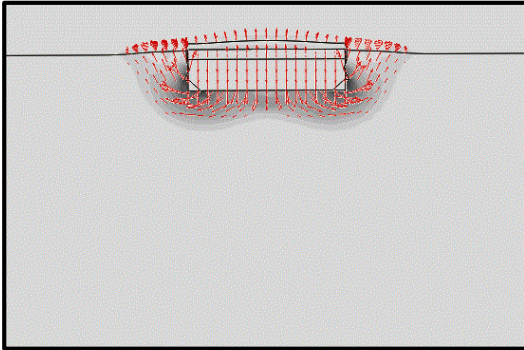


(α)

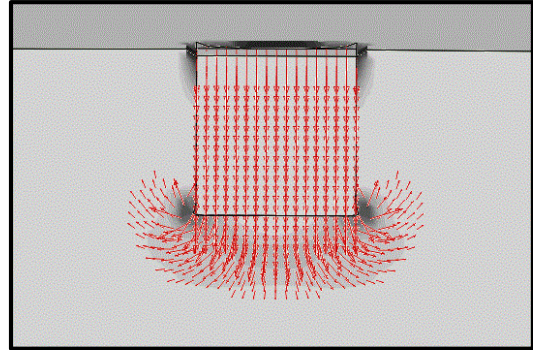


(β)

**Σχήμα 4.9** Μηχανισμοί αστοχίας υπό κατακόρυφη φόρτιση σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  για λόγο εγκιβωτισμού (α)  $D/B=0.2$  και (β)  $D/B=1$ .

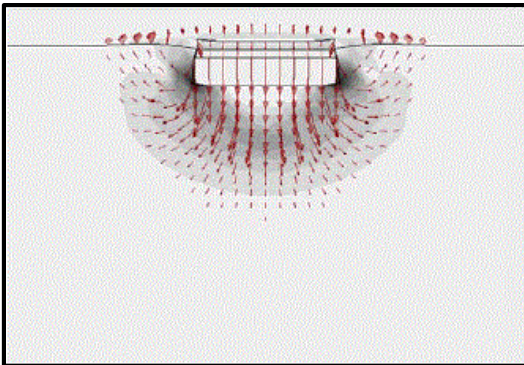


(α)

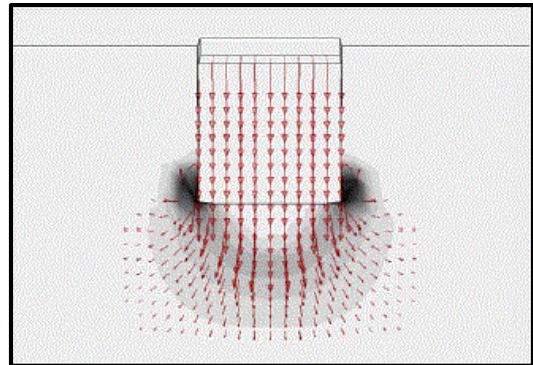


(β)

**Σχήμα 4.10** Μηχανισμοί αστοχίας υπό κατακόρυφη φόρτιση σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  για λόγο εγκιβωτισμού (α)  $D/B=0.2$  και (β)  $D/B=1$ .

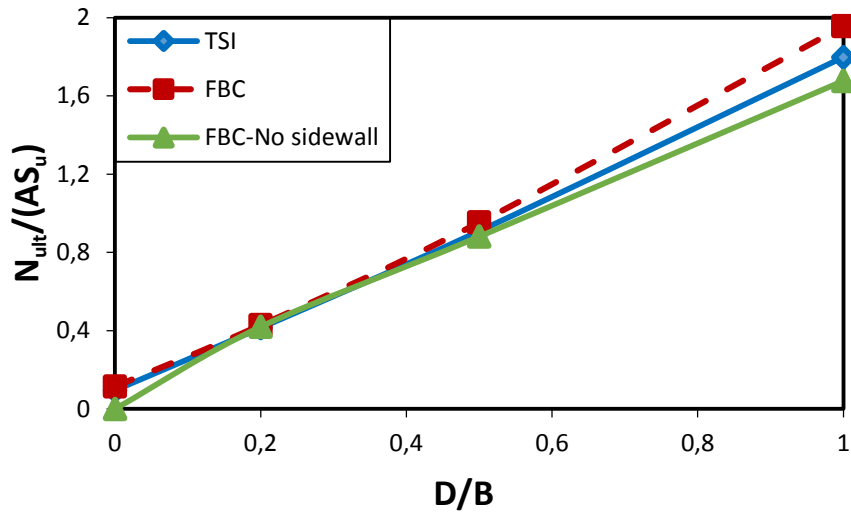


(α)

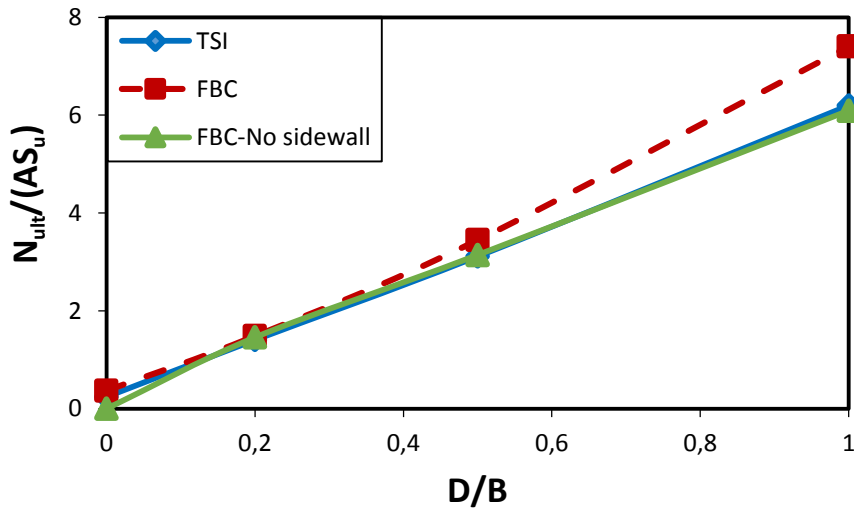


(β)

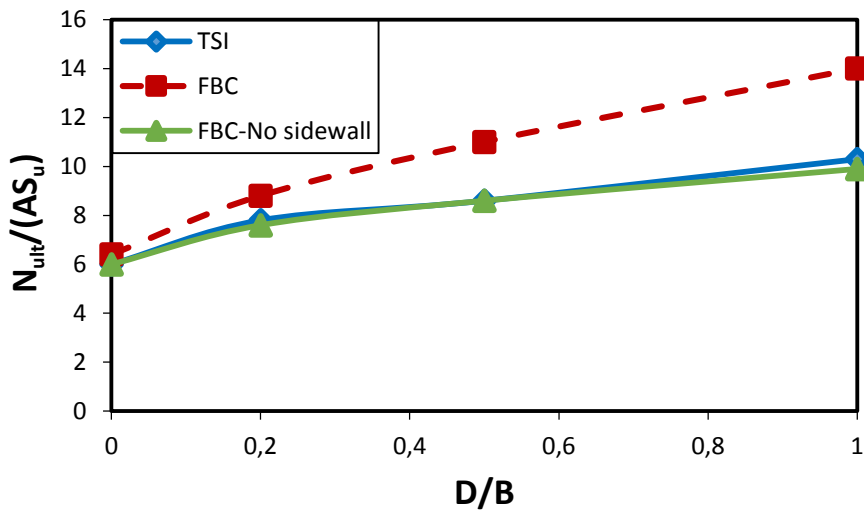
**Σχήμα 4.11** Μηχανισμοί αστοχίας υπό κατακόρυφη φόρτιση σε ομοιογενές έδαφος [Ntritsos,2012] για εγκιβωτισμούς (α)  $D/B=0.2$  και (β)  $D/B=1$ .



(α)

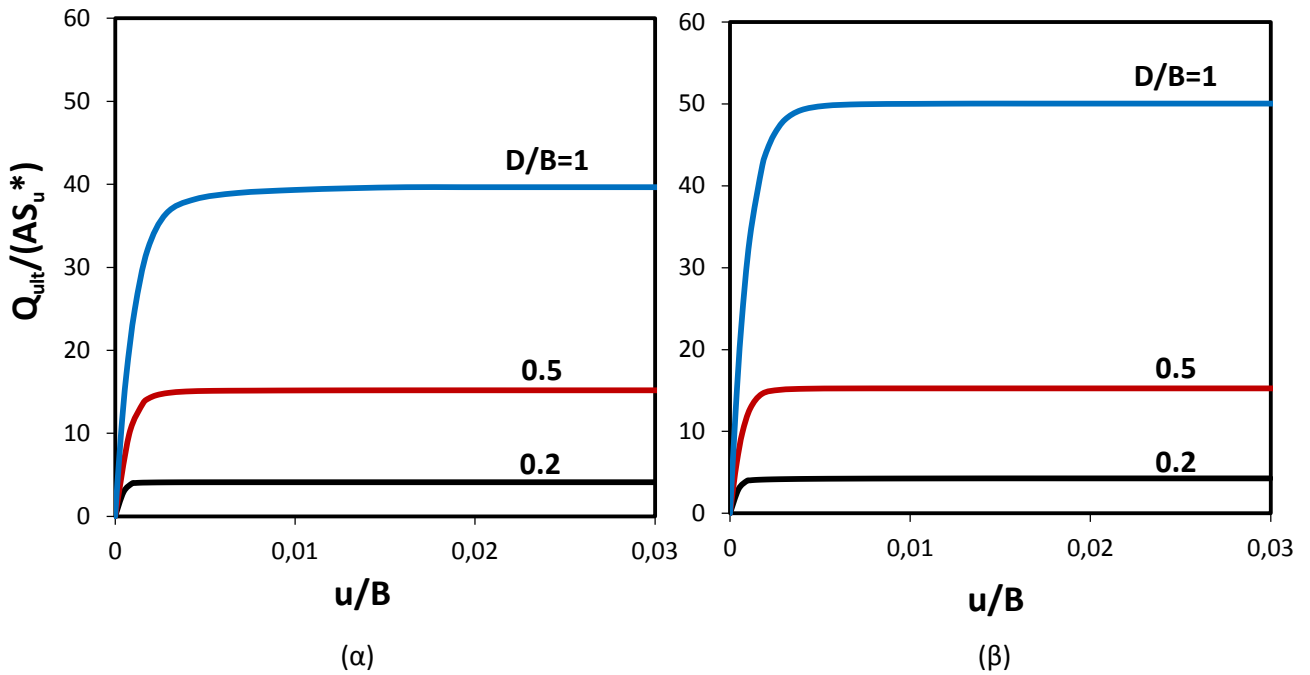


(β)

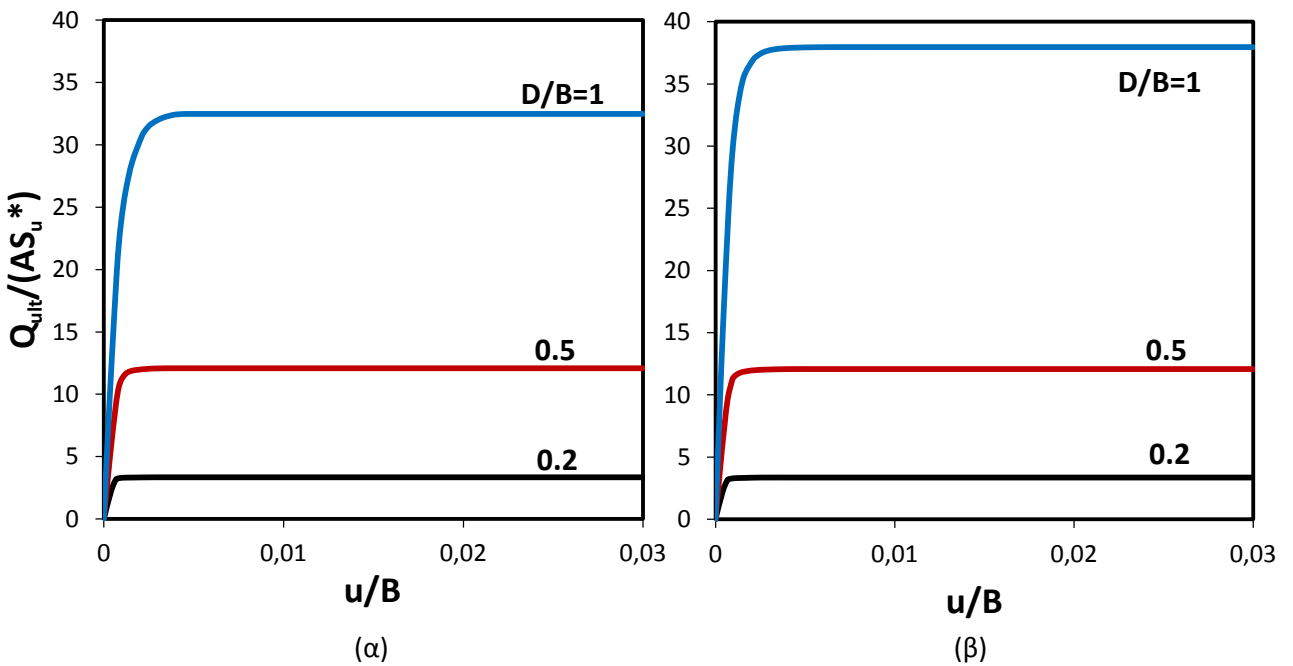


(γ)

**Σχήμα 4.12** Η κατακόρυφη φέρουσα ικανότητα ως συνάρτηση του βαθμού εγκλιβωτισμού για τρεις διαφορετικές συνθήκες επαφής στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους (*TSI*, *FBC*, *FBC-No sidewall*) (α) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , (β) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και (γ) σε ομοιογενές έδαφος [Ntritsos,2012]. Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa.

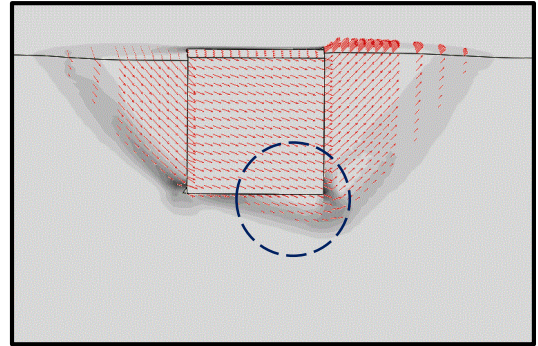
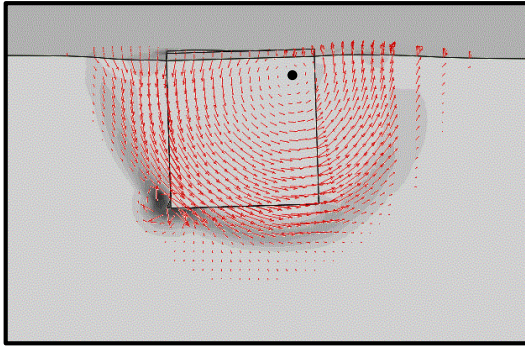
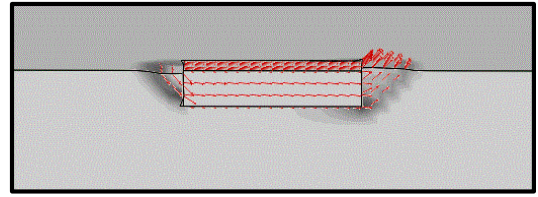
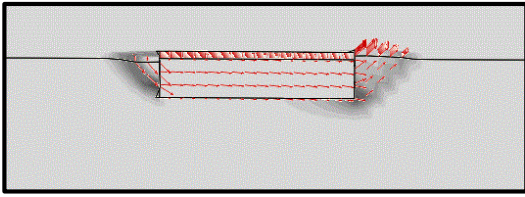


**Σχήμα 4.13** Οριζόντια φόρτιση σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  ( $S_u^*=1.6$  kPa): (α) χωρίς δέσμευση της στροφής (μηδενική ροπή) (β) με δέσμευση της στροφής (μη μηδενική ροπή).



**Σχήμα 4.14** Οριζόντια φόρτιση σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  ( $S_u^*=8$  kPa): (α) χωρίς δέσμευση της στροφής (μηδενική ροπή) (β) με δέσμευση της στροφής (μη μηδενική ροπή).

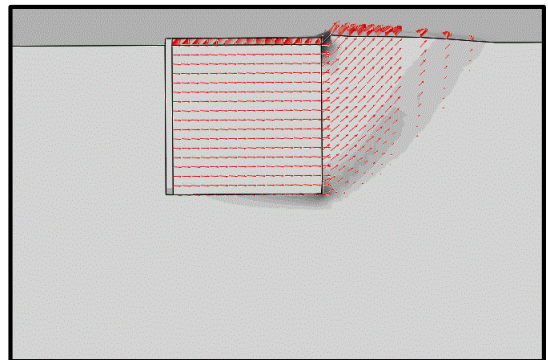
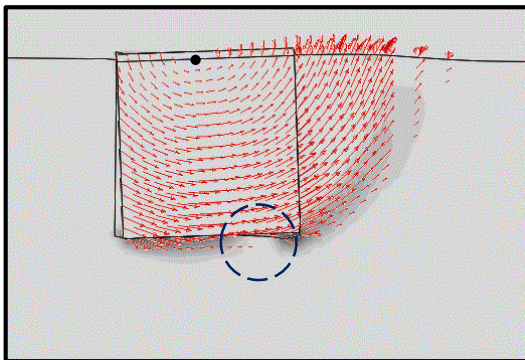
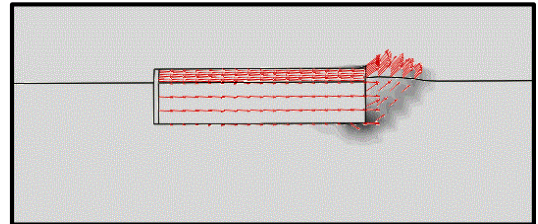
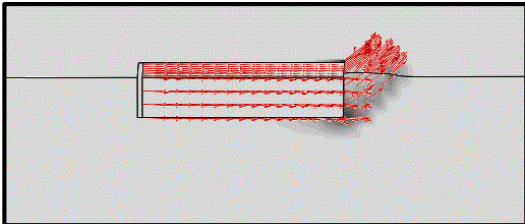




(α)

(β)

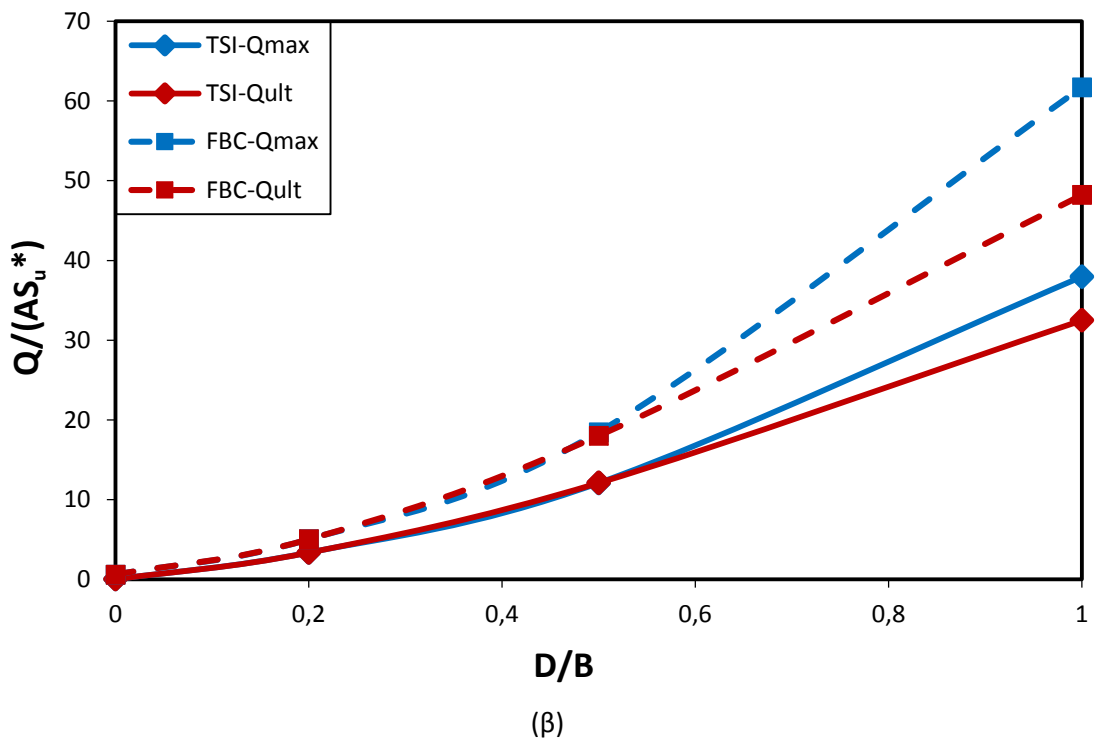
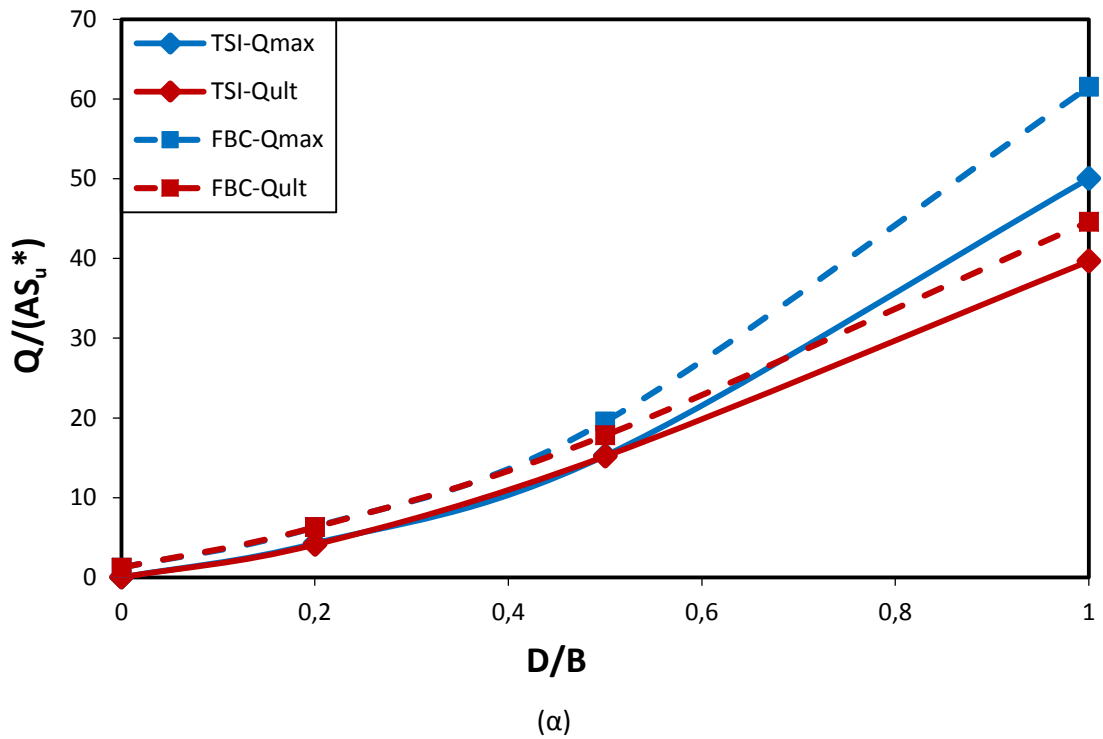
**Σχήμα 4.15** Μηχανισμοί αστοχίας υπό οριζόντια φόρτιση για θεμέλια εγκιβωτισμού  $D/B = 0.2$  και 1 σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  (α) χωρίς δέσμευση της στροφής (μηδενική ροπή) και (β) με δέσμευση της στροφής (μη μηδενική ροπή). Η μαύρη τελεία δείχνει προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία.



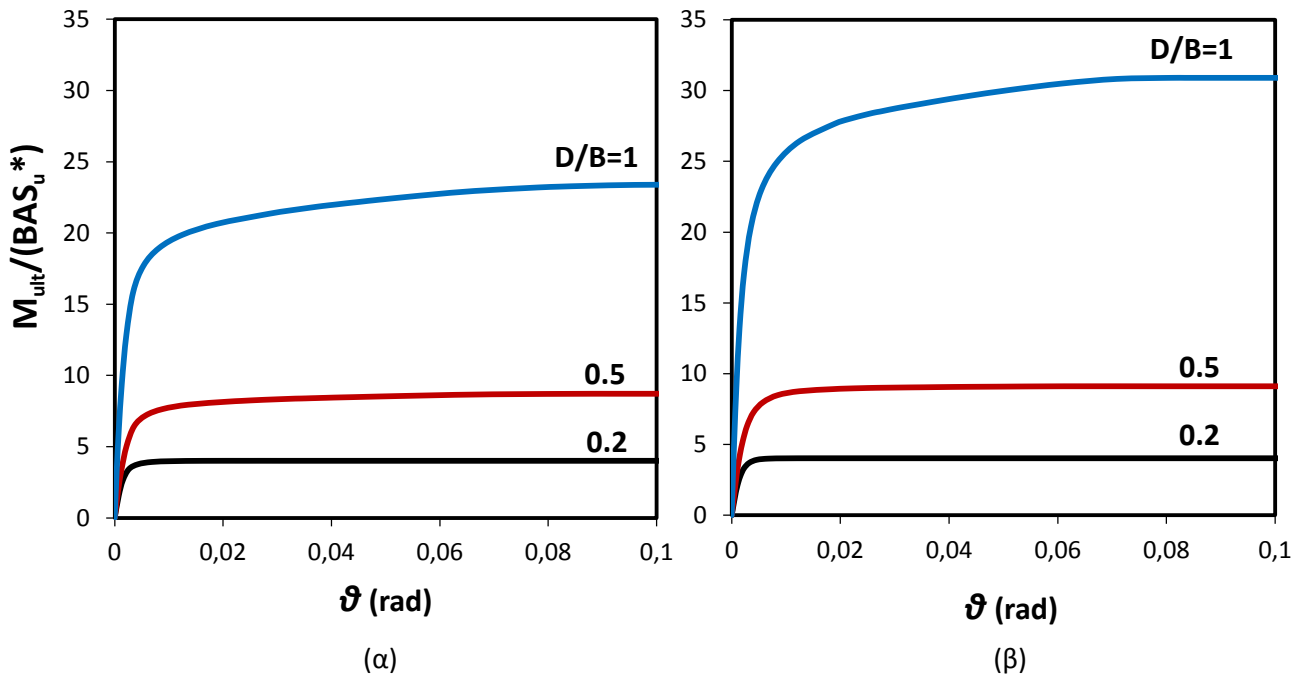
(α)

(β)

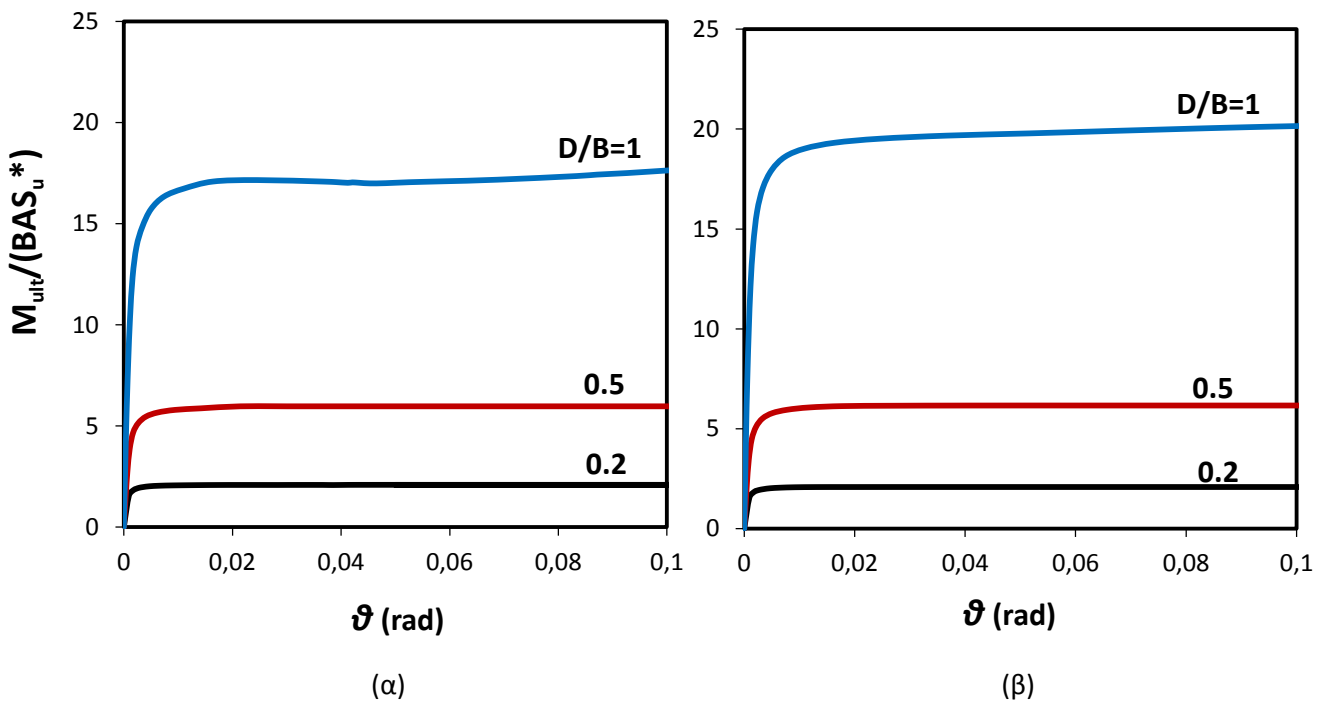
**Σχήμα 4.16** Μηχανισμοί αστοχίας υπό οριζόντια φόρτιση για θεμέλια εγκιβωτισμού  $D/B = 0.2$  και 1 σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  (α) χωρίς δέσμευση της στροφής (μηδενική ροπή) και (β) με δέσμευση της στροφής (μη μηδενική ροπή). Η μαύρη τελεία δείχνει προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία.



**Σχήμα 4.17** Η οριζόντια φέρουσα ικανότητα ως συνάρτηση του βαθμού εγκιβωτισμού της θεμελίωσης για τις δύο διαφορετικές θεωρήσεις στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους (*FBC*, *TSI*) (α) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  ( $S_u^*=1.6$  kPa) και (β) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  ( $S_u^*=8$  kPa).

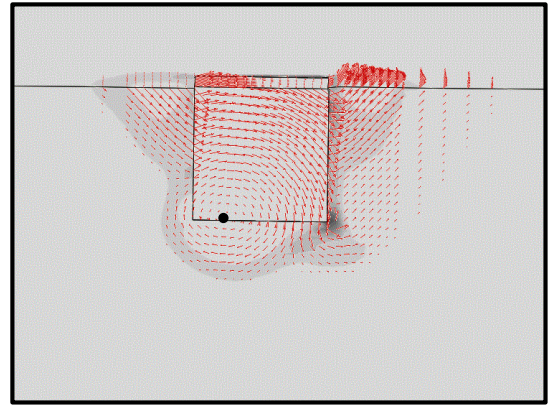
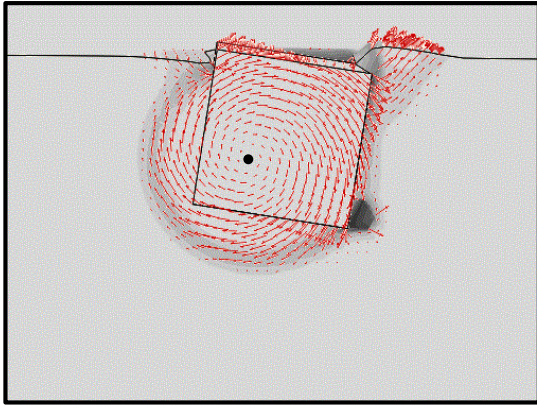
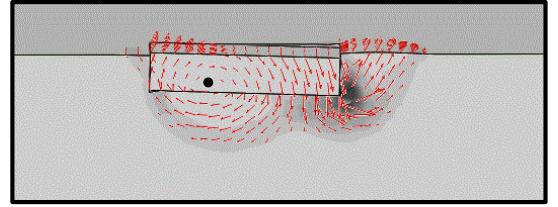
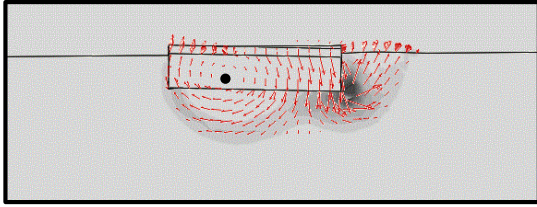


**Σχήμα 4.18** Περιστροφική φόρτιση: αδιάστατες καμπύλες ροπής – στροφής σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  ( $S_u^*=1.6$  kPa) (α) χωρίς δέσμευση της μετακίνησης (μηδενική τέμνουσα) και (β) με δέσμευση της μετακίνησης (μη μηδενική τέμνουσα).



**Σχήμα 4.19** Περιστροφική φόρτιση: αδιάστατες καμπύλες ροπής – στροφής σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  ( $S_u^*=8$  kPa) (α) χωρίς δέσμευση της μετακίνησης (μηδενική τέμνουσα) και (β) με δέσμευση της μετακίνησης (μη μηδενική τέμνουσα).

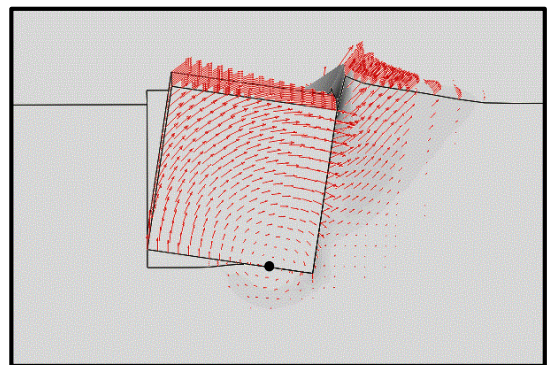
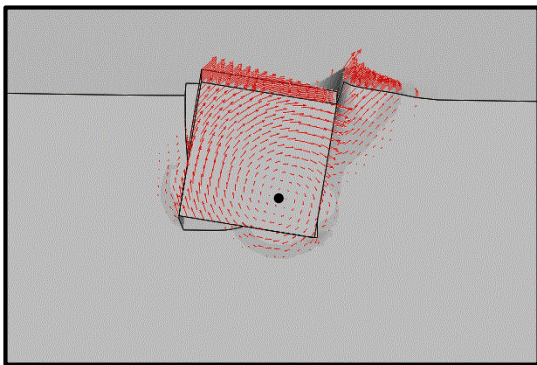
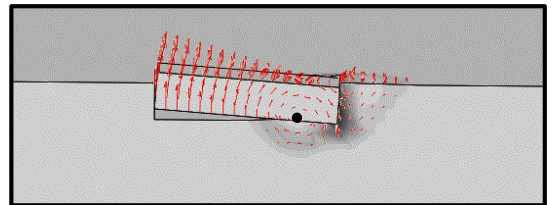
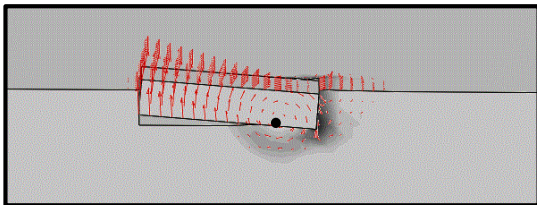




(α)

(β)

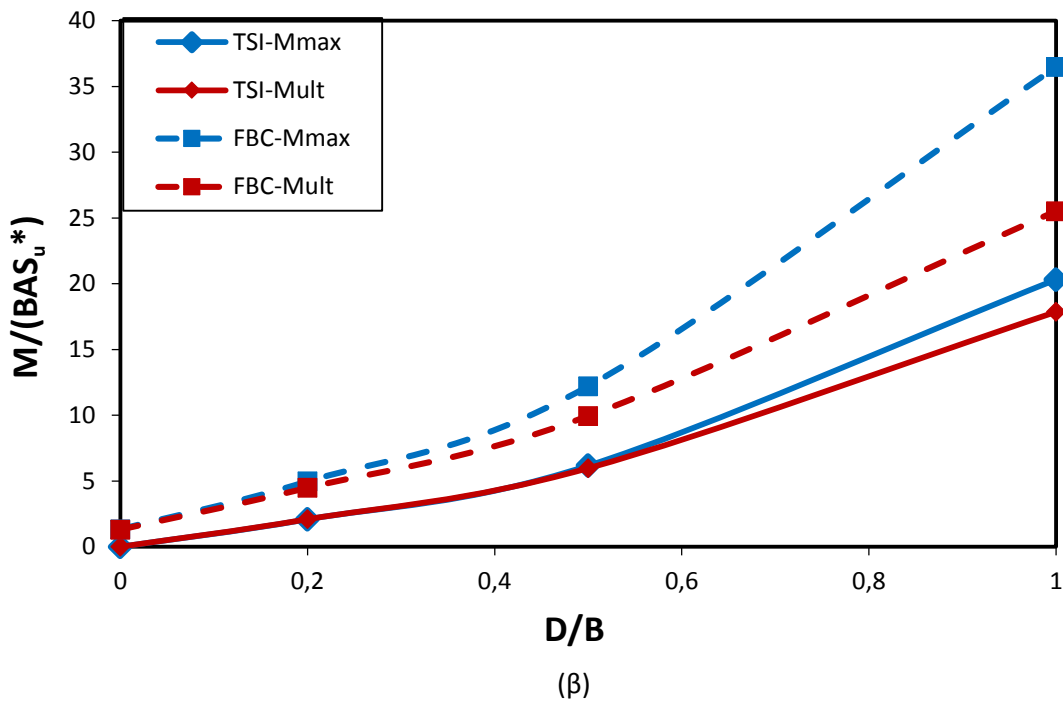
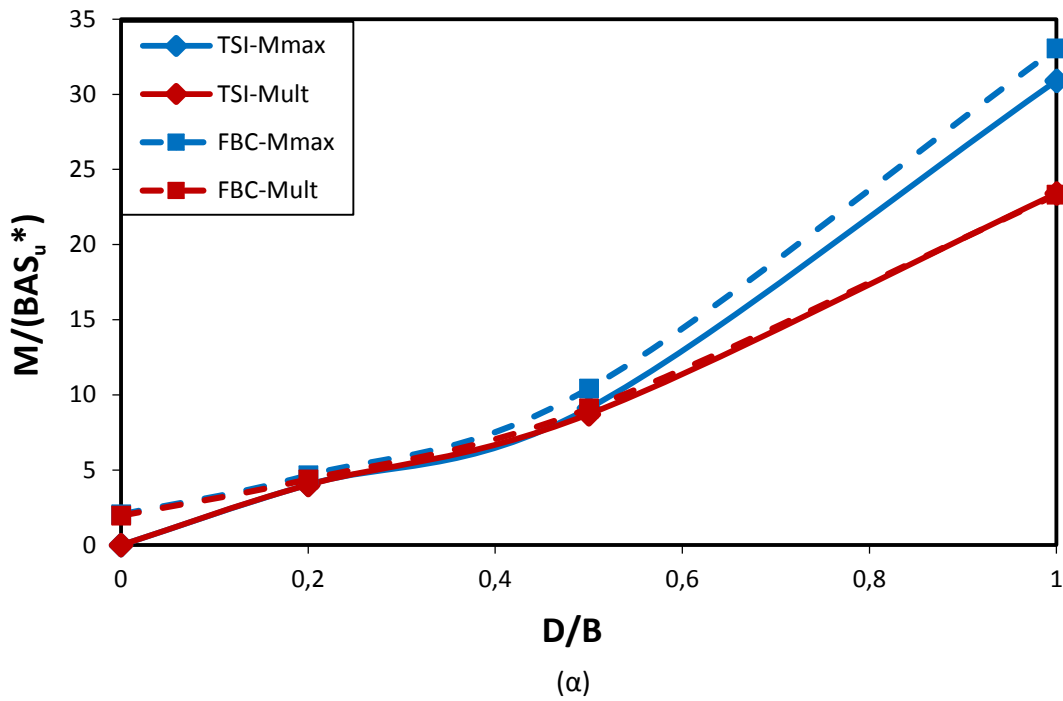
**Σχήμα 4.20** Μηχανισμοί αστοχίας υπό περιστροφική φόρτιση για θεμέλια εγκιβωτισμού  $D/B = 0.2$  και 1 σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  (α) χωρίς δέσμευση της μετακίνησης (μηδενική τέμνουσα) και (β) με δέσμευση της μετακίνησης (μη μηδενική τέμνουσα). Η μαύρη τελεία δείχνει προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία.



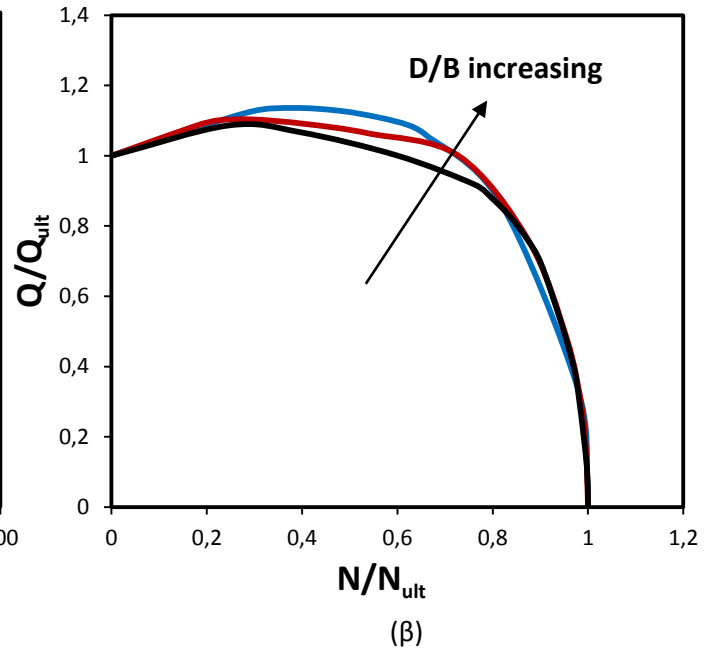
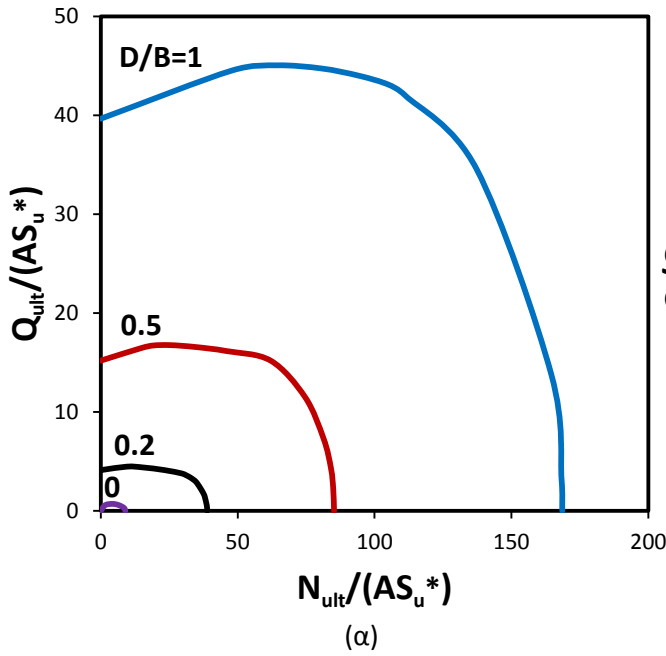
(α)

(β)

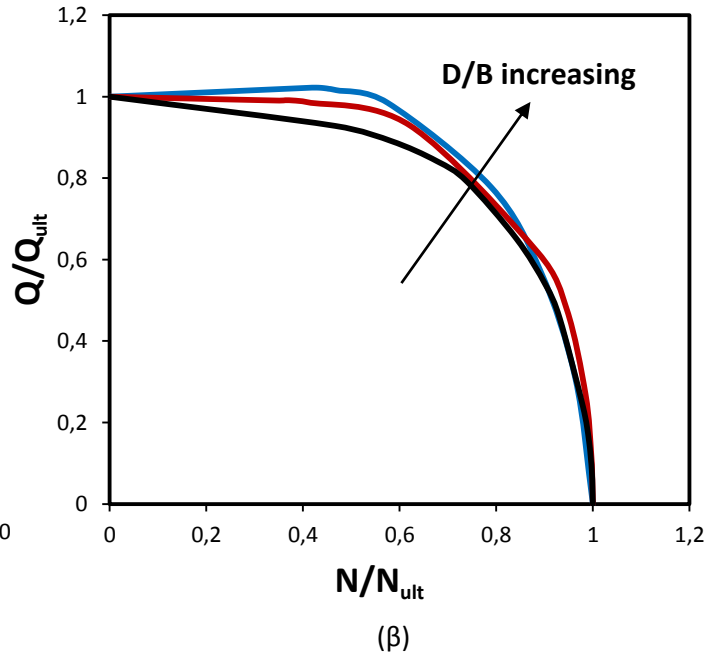
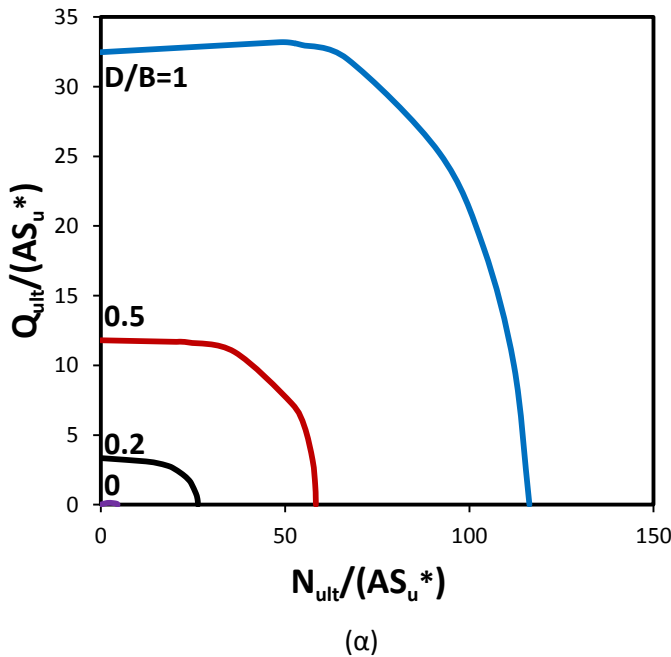
**Σχήμα 4.21** Μηχανισμοί αστοχίας υπό περιστροφική φόρτιση για θεμέλια εγκιβωτισμού  $D/B = 0.2$  και 1 σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  (α) χωρίς δέσμευση της μετακίνησης (μηδενική τέμνουσα) και (β) με δέσμευση της μετακίνησης (μη μηδενική τέμνουσα). Η μαύρη τελεία δείχνει προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία.



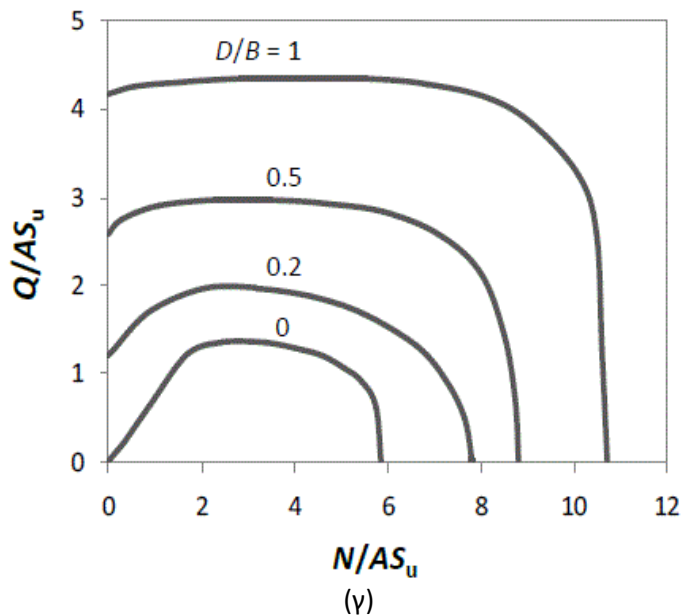
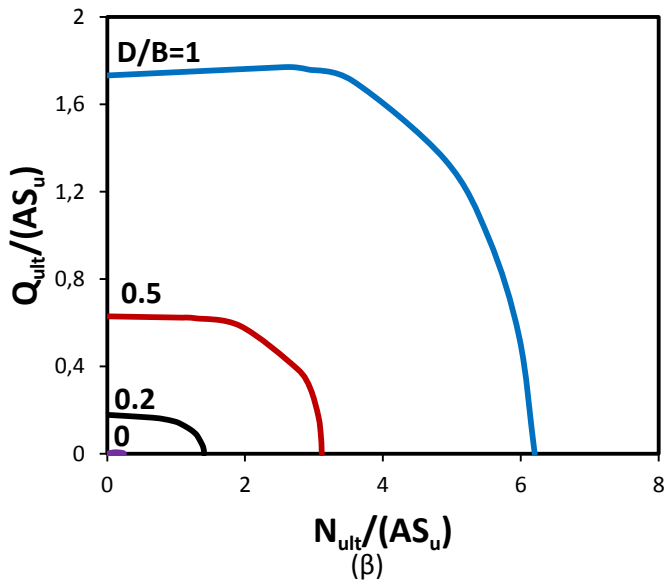
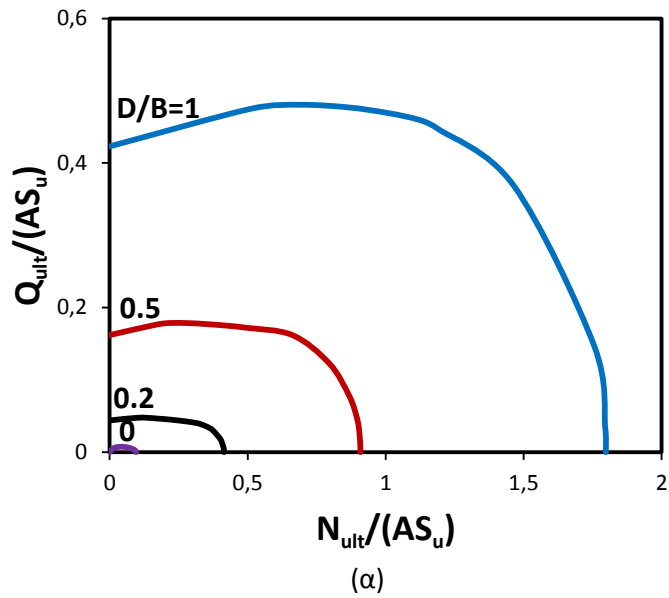
**Σχήμα 4.22** Η φέρουσα ικανότητα σε περιστροφική φόρτιση ως συνάρτηση του βαθμού εγκιβωτισμού της θεμελίωσης για τις δύο διαφορετικές θεωρήσεις στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους (FBC, TSI) (α) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  ( $S_u^*=1.6$  kPa) και (β) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  ( $S_u^*=8$  kPa).



**Σχήμα 4.23** Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης ( $M=0$ ) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  ( $S_u^*=1.6$  kPa): περιβάλλουσες αστοχίας (α) σε αδιάστατο επίπεδο φόρτισης, (β) σε κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης.

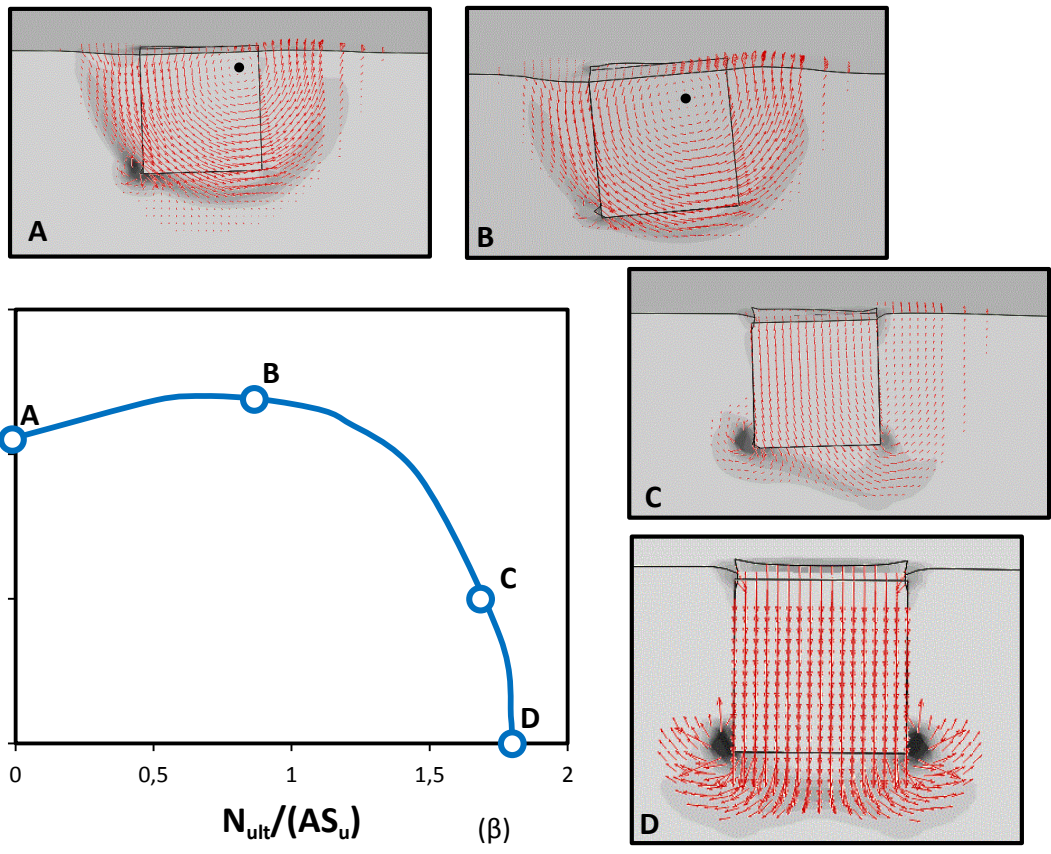
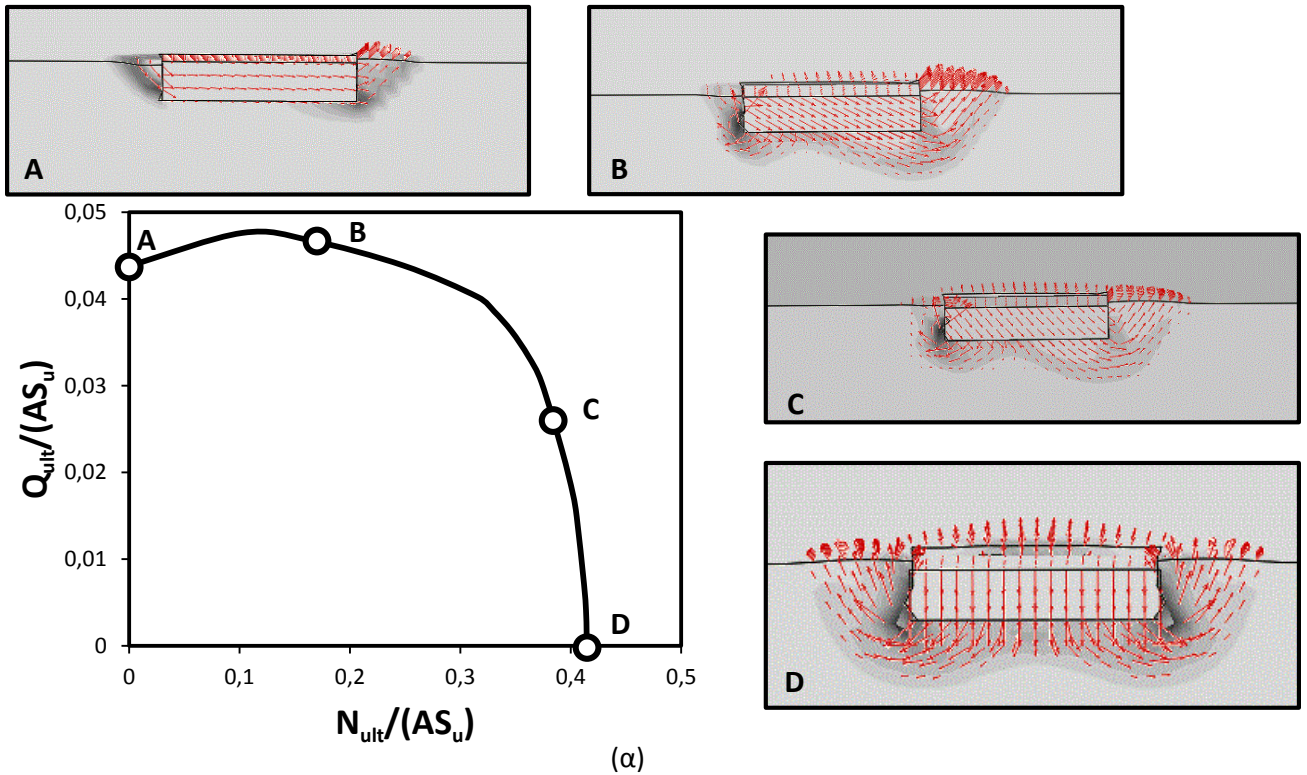


**Σχήμα 4.24** Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης ( $M=0$ ) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  ( $S_u^*=8$  kPa): περιβάλλουσες αστοχίας (α) σε αδιάστατο επίπεδο φόρτισης, (β) σε κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης.

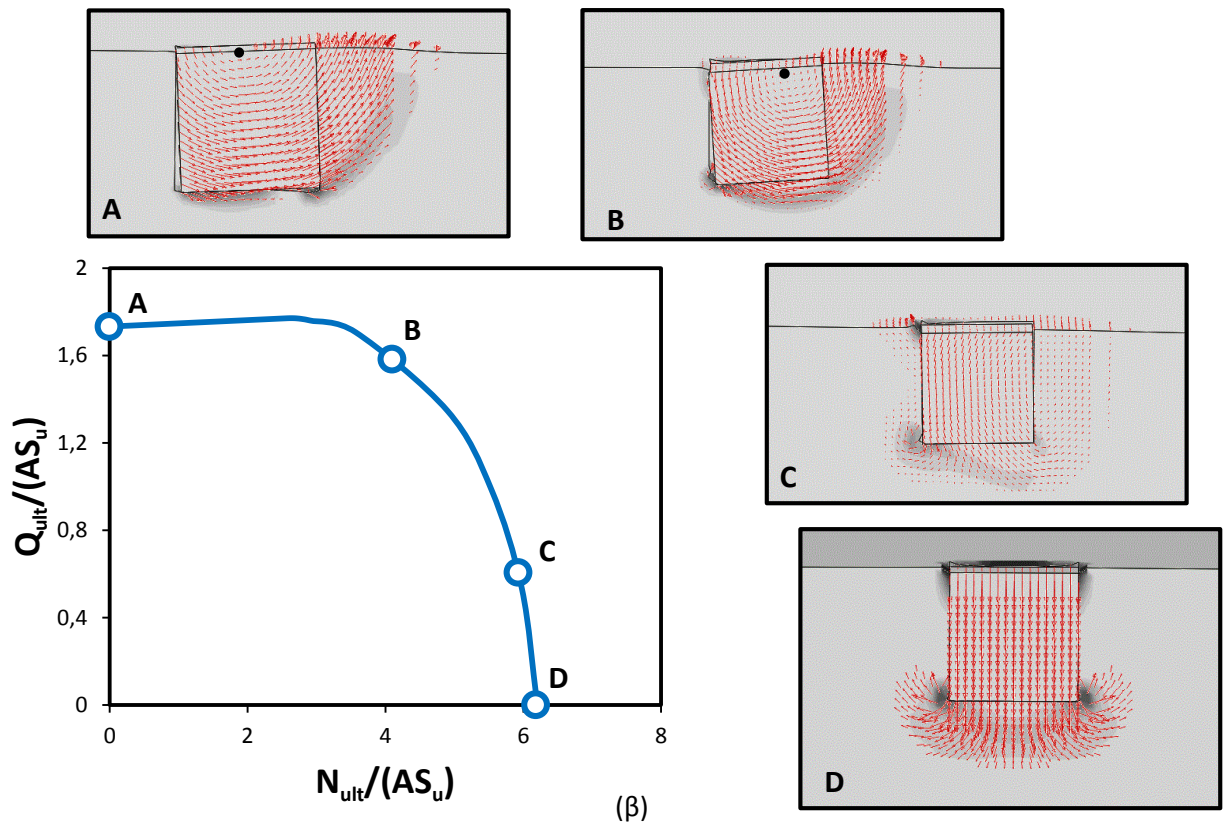
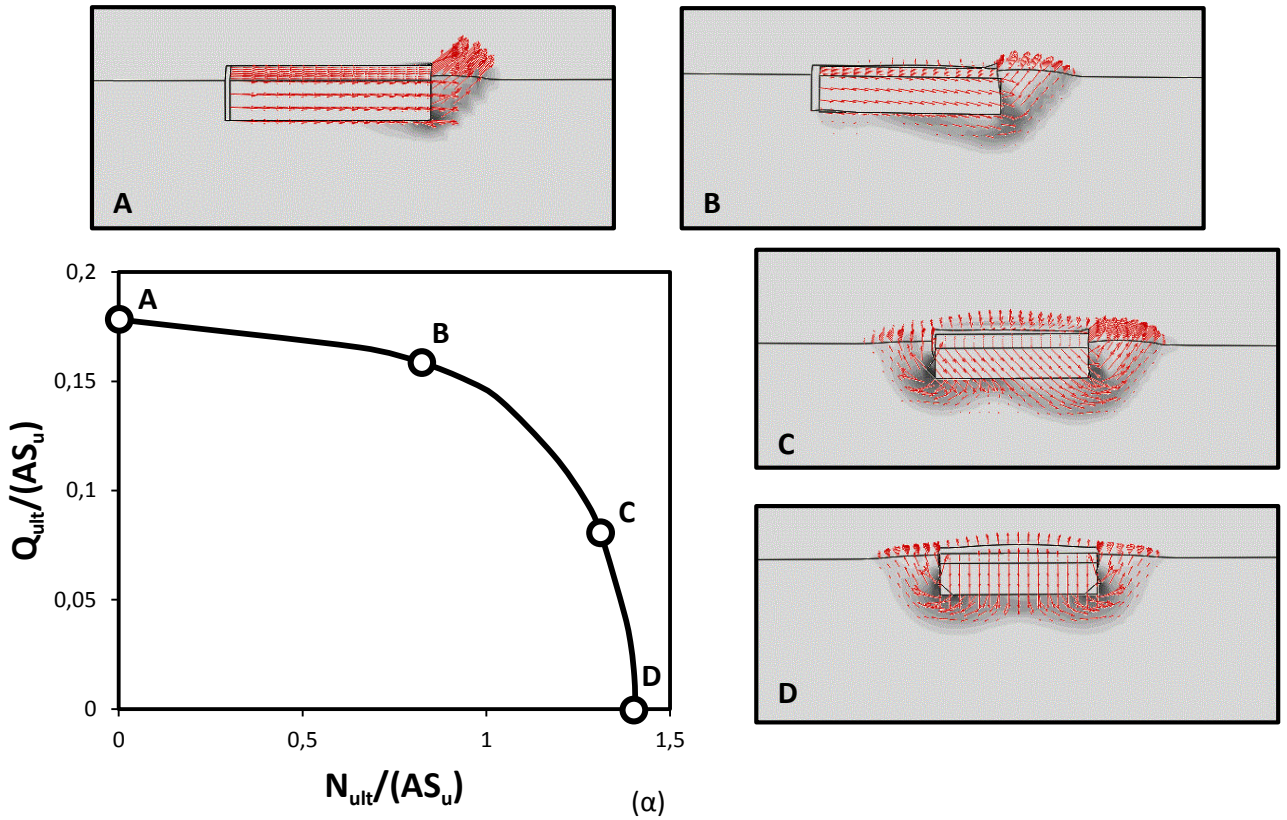


**Σχήμα 4.25** Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης ( $M=0$ ): περιβάλλουσες αστοχίας σε αδιάστατο επίπεδο φόρτισης (α) για ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , (β) για ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και (γ) ομοιογενές έδαφος [Ntritsos,2012]. Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa.



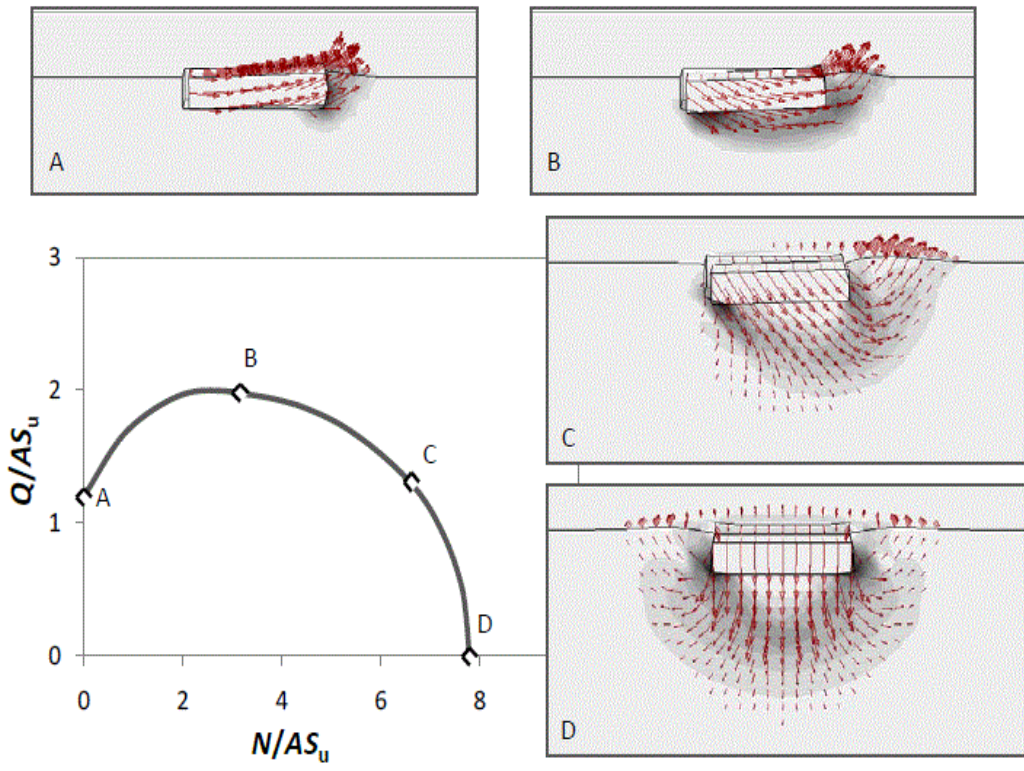


**Σχήμα 4.26** Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης ( $M=0$ ) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ : μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμό εγκιβωτισμού (α)  $D/B=0.2$  και (β)  $D/B=1$ . Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa. Η μαύρη τελεία δείχνει προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία.

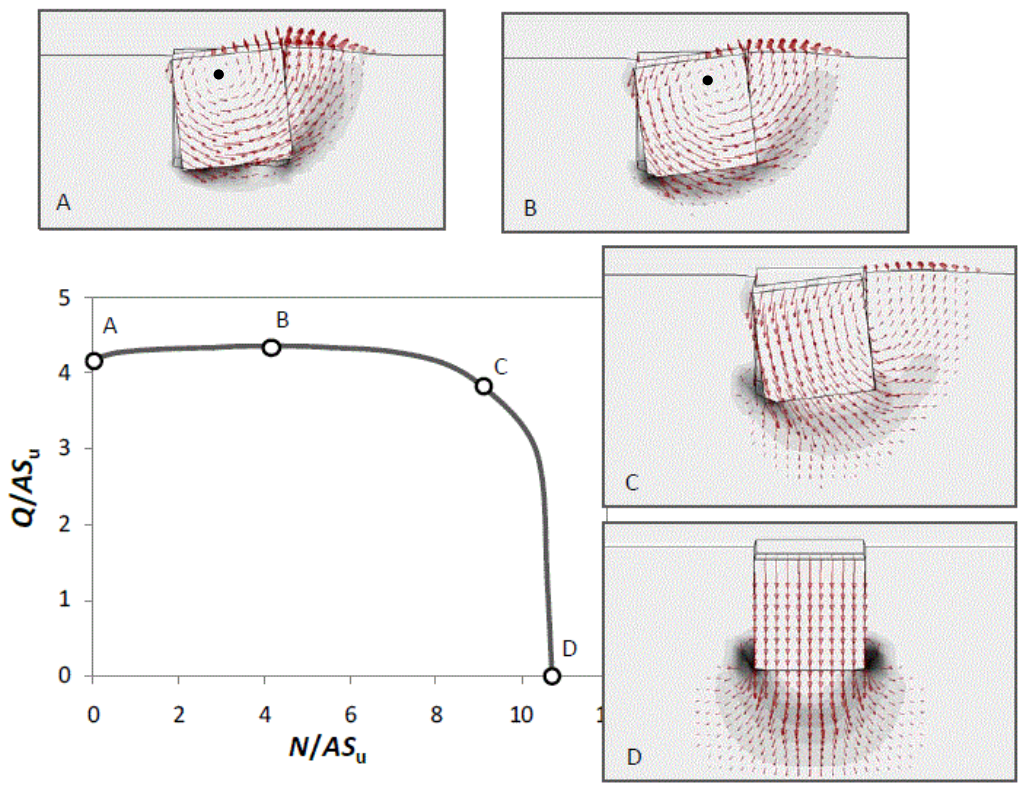


**Σχήμα 4.27** Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης ( $M=0$ ) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$ : μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμό εγκλιβωτισμού (α)  $D/B=0.2$  και (β)  $D/B=1$ . Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa. Η μαύρη τελεία δείχνει προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία.



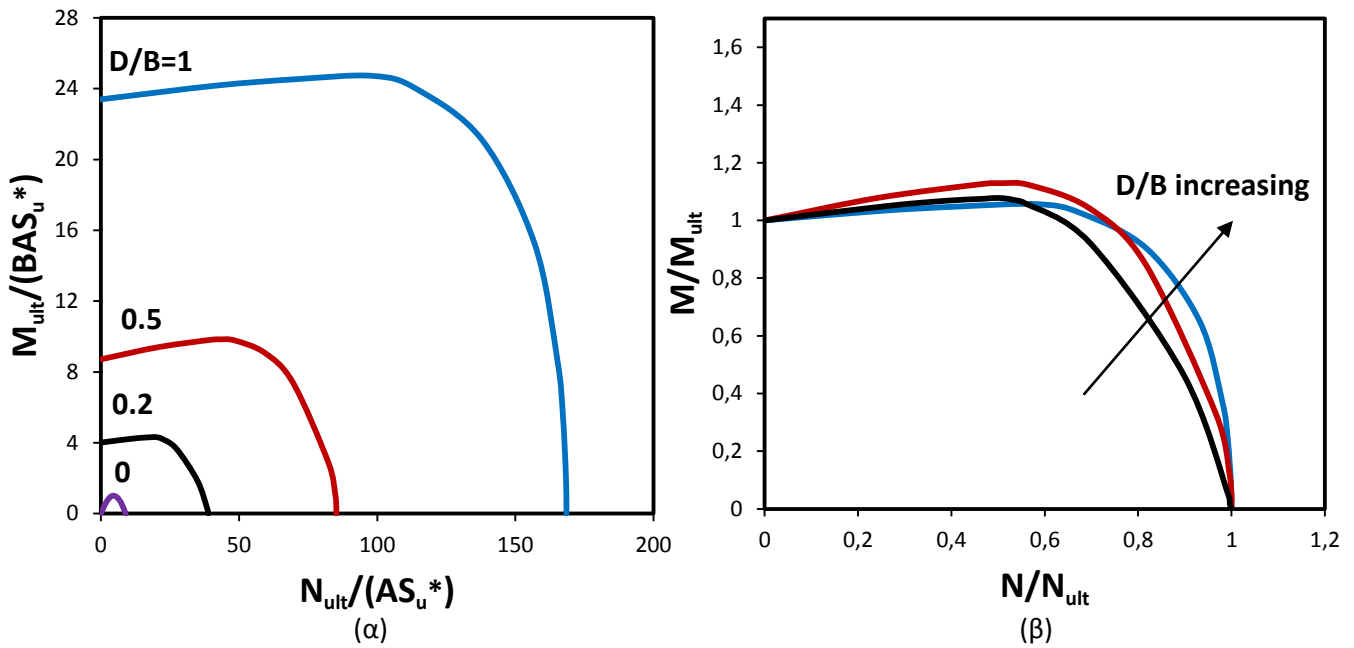


(α)

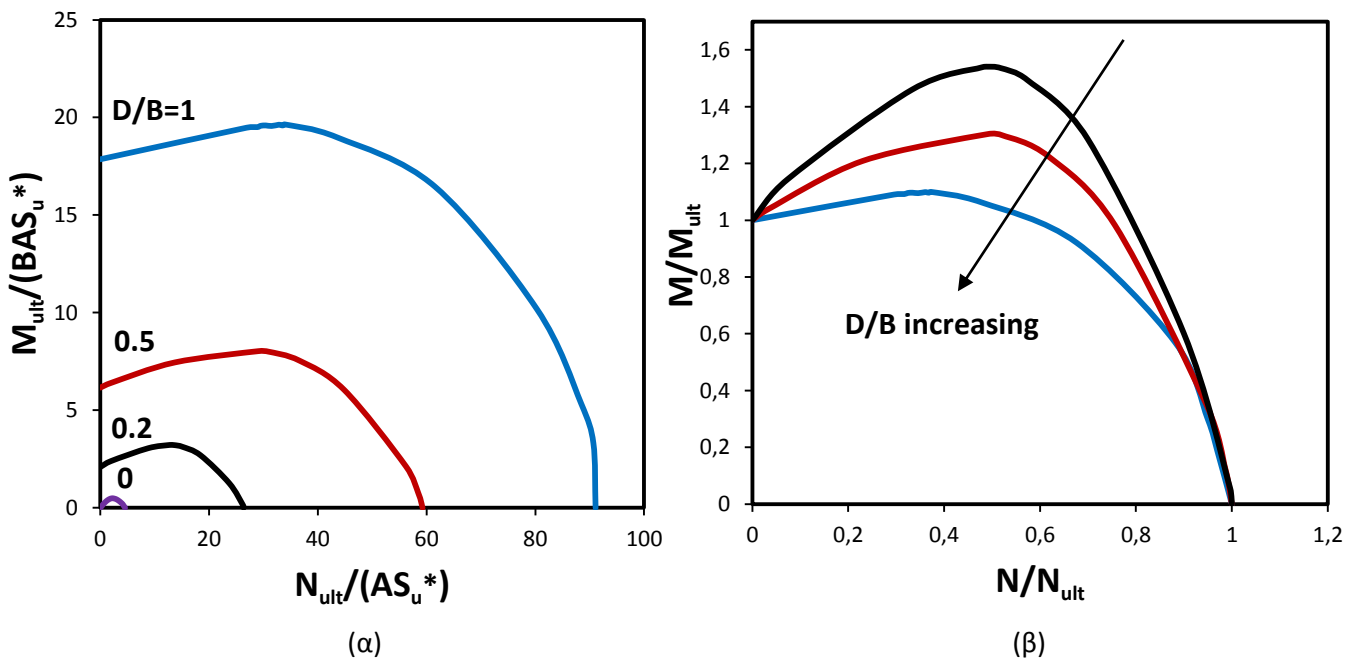


(β)

**Σχήμα 4.28** Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης ( $M=0$ ): μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμούς εγκιβωτισμού (α)  $D/B=0.2$  και (β)  $D/B=1$ . Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa. Η μαύρη τελεία δείχνει προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία.

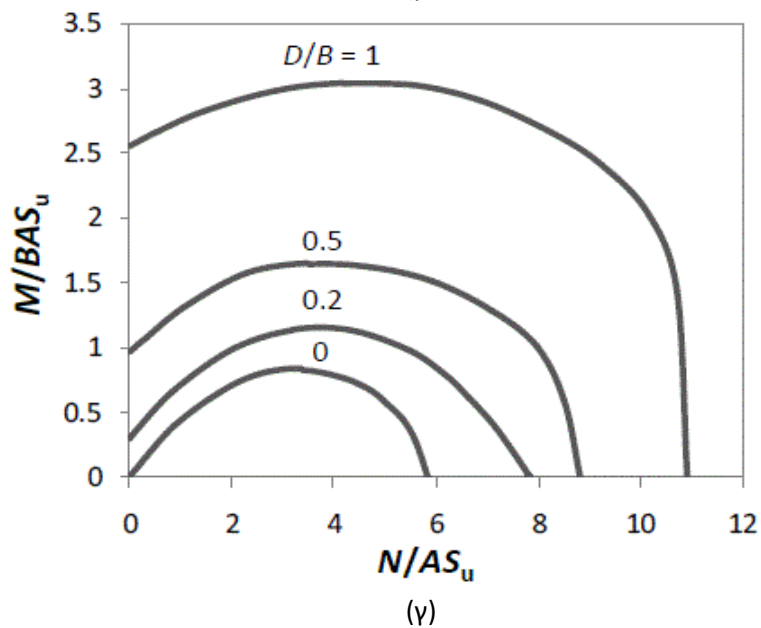
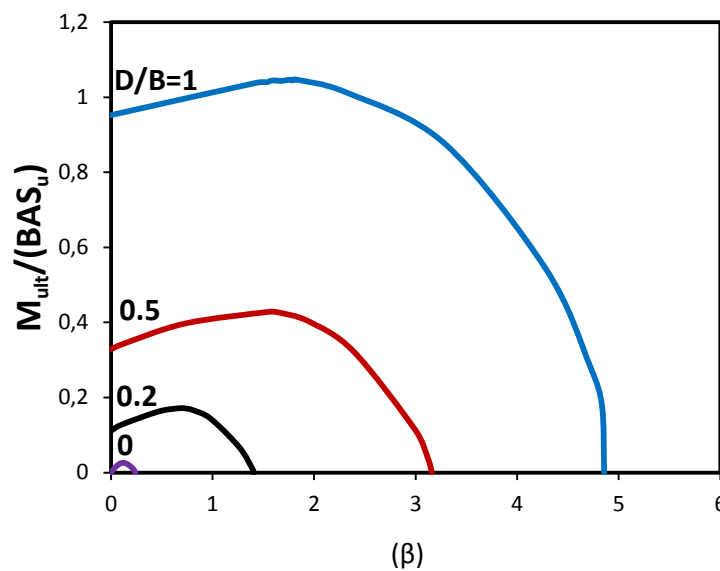
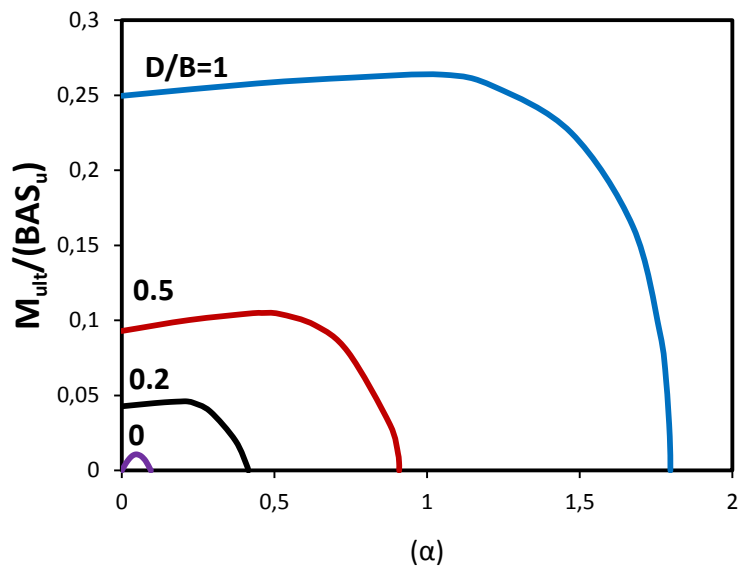


**Σχήμα 4.29** Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής ανατροπής ( $Q=0$ ) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  ( $Su^*=1.6$  kPa): περιβάλλουσες αστοχίας (α) στο αδιάστατο επίπεδο φόρτισης, (β) στο κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης.

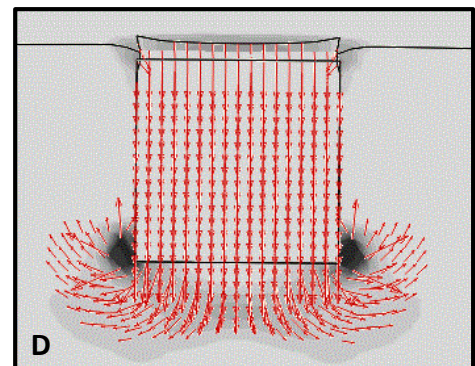
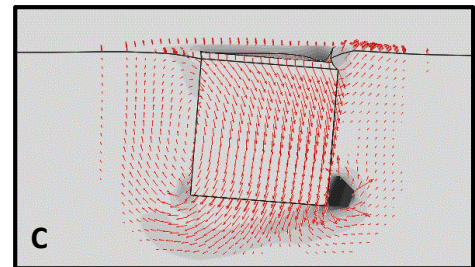
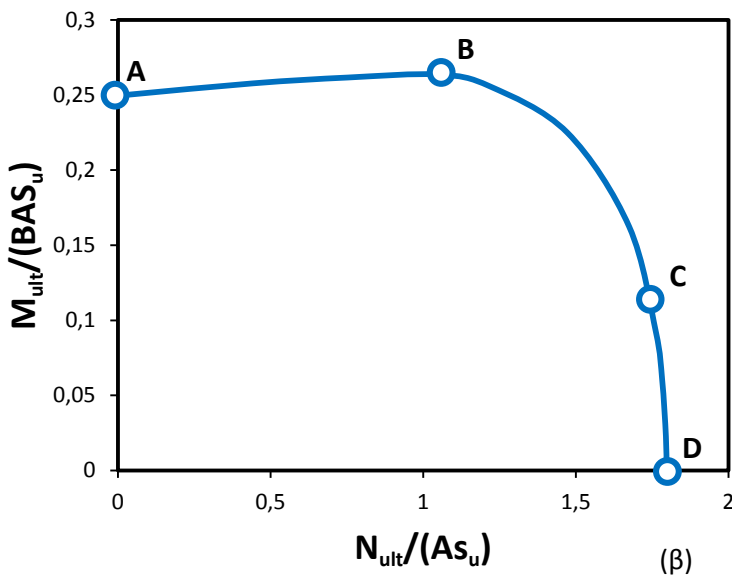
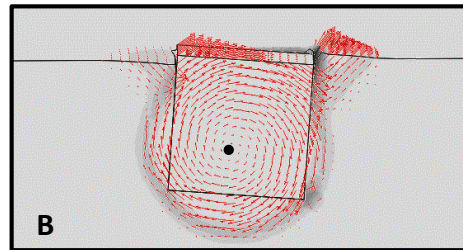
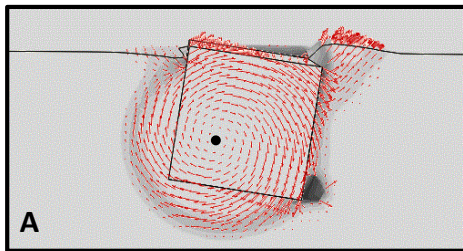
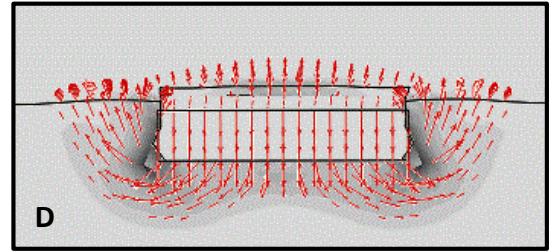
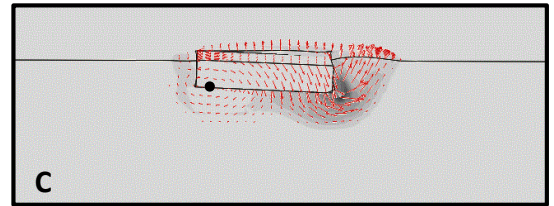
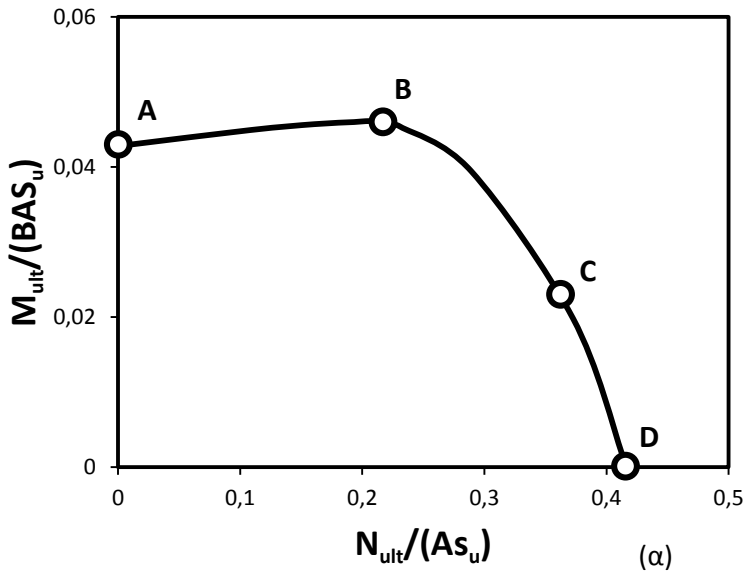
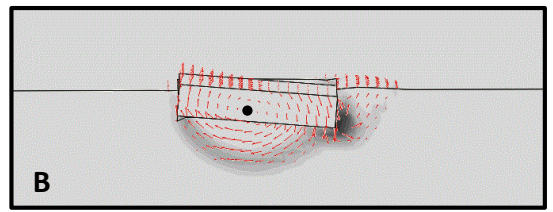
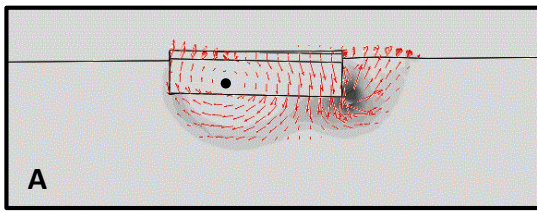


**Σχήμα 4.30** Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής ανατροπής ( $Q=0$ ) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  ( $Su^*=8$  kPa): περιβάλλουσες αστοχίας (α) στο αδιάστατο επίπεδο φόρτισης, (β) στο κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης.



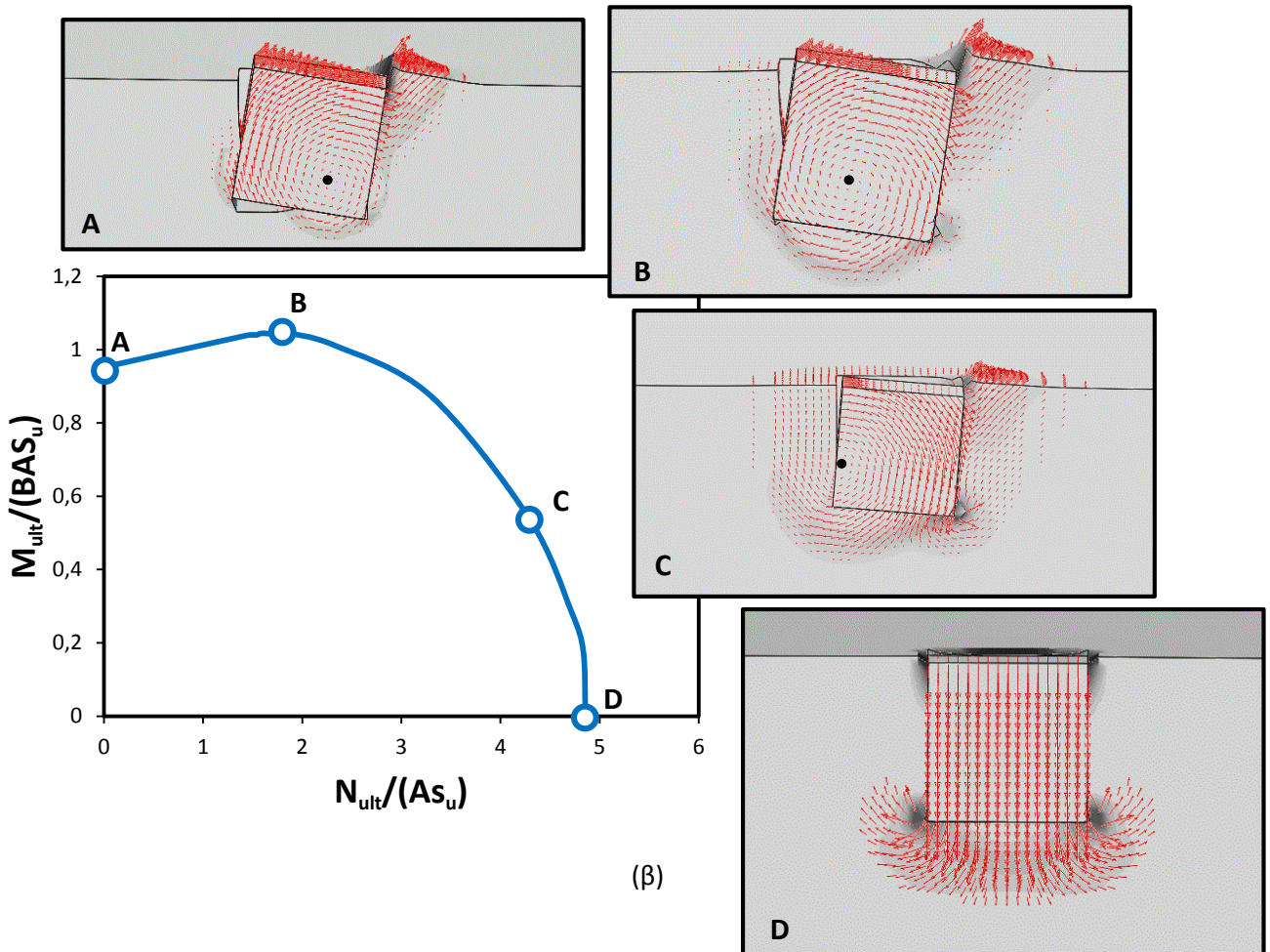
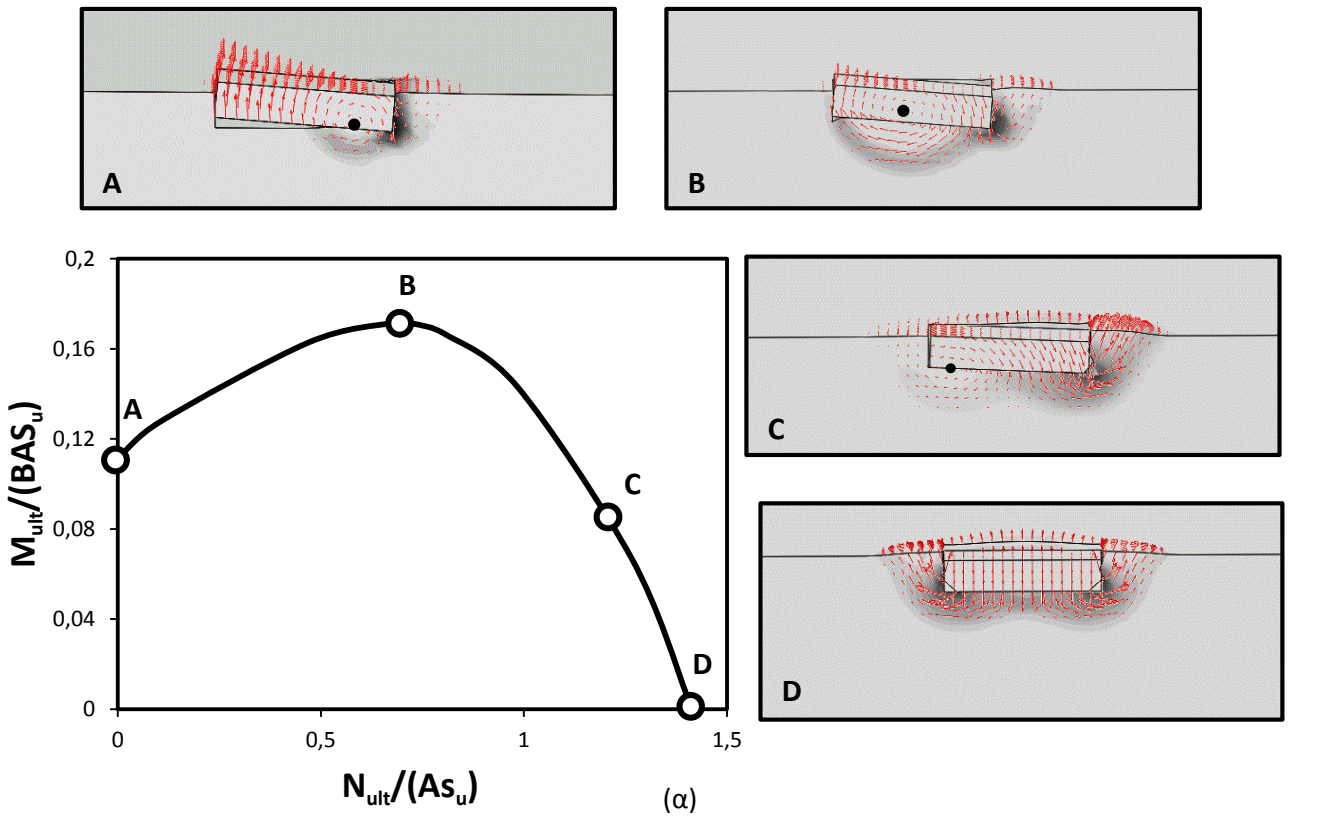


**Σχήμα 4.31** Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής ανατροπής ( $Q=0$ ): περιβάλλουσες αστοχίας σε αδιάστατο επίπεδο φόρτισης (α) για ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , (β) για ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και (γ) ομοιογενές έδαφος [Ntritsos,2012]. Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa.



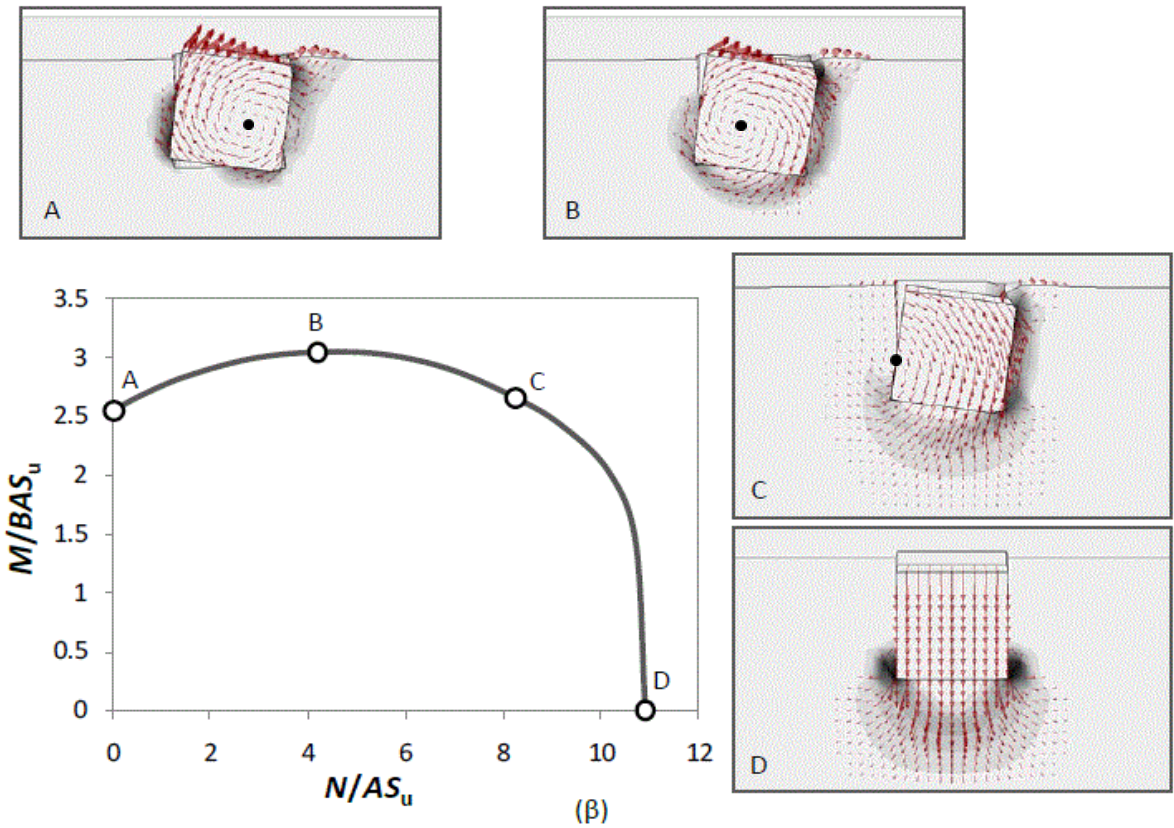
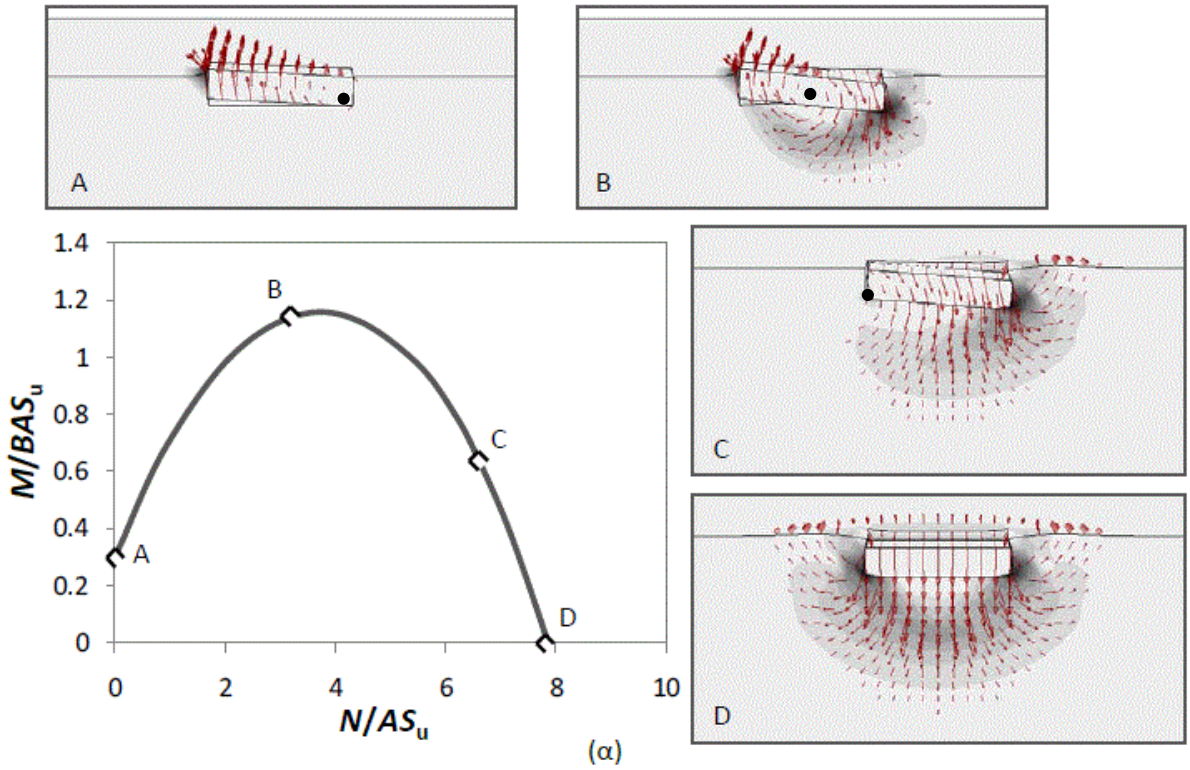
**Σχήμα 4.32** Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής ανατροπής ( $Q=0$ ) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ : μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηρισικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμό εγκλιβωτισμού ( $\alpha$ )  $D/B=0.2$  και ( $\beta$ )  $D/B=1$ . Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa. Η μαύρη τελεία δείχνει προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία.



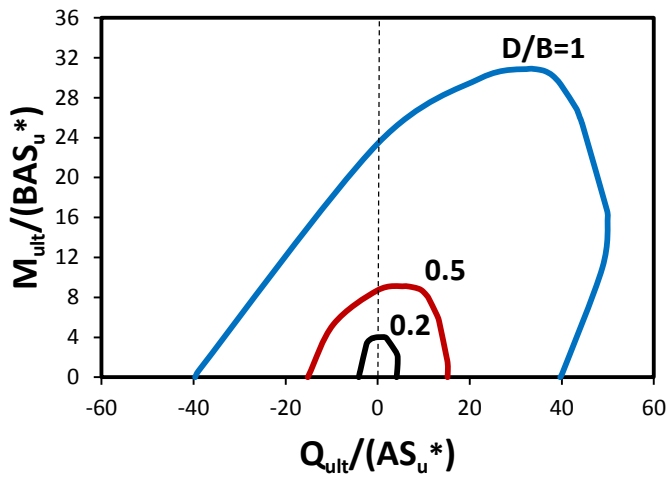


**Σχήμα 4.33** Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής ανατροπής ( $Q=0$ ) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$ : μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμό εγκιβωτισμού (α)  $D/B=0.2$  και (β)  $D/B=1$ . Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa. Η μαύρη τελεία δείχνει προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία.

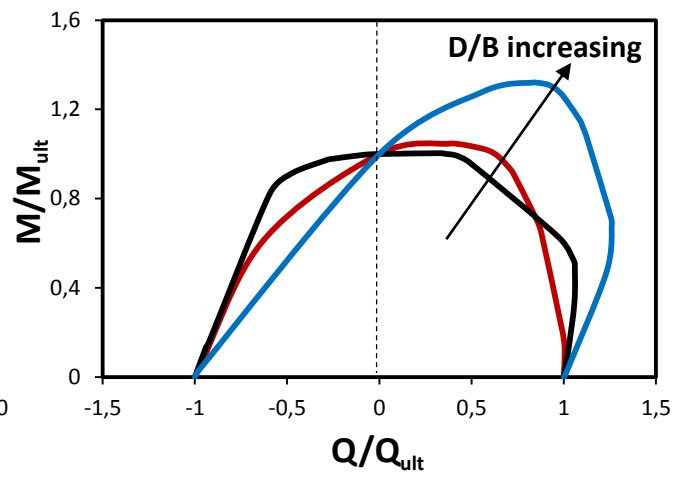




**Σχήμα 4.34** Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής ανατροπής ( $Q=0$ ) σε ομοιογενές έδαφος [Ntritsos,2012]: μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμό εγκιβωτισμού (α)  $D/B=0.2$  και (β)  $D/B=1$ . Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa. Η μαύρη τελεία δείχνει προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία.

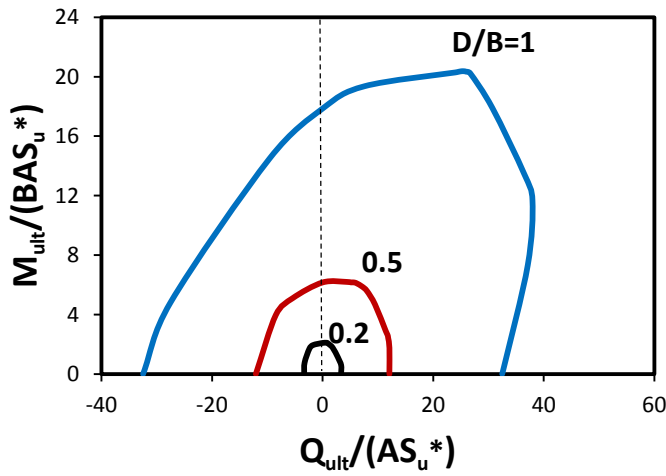


(α)

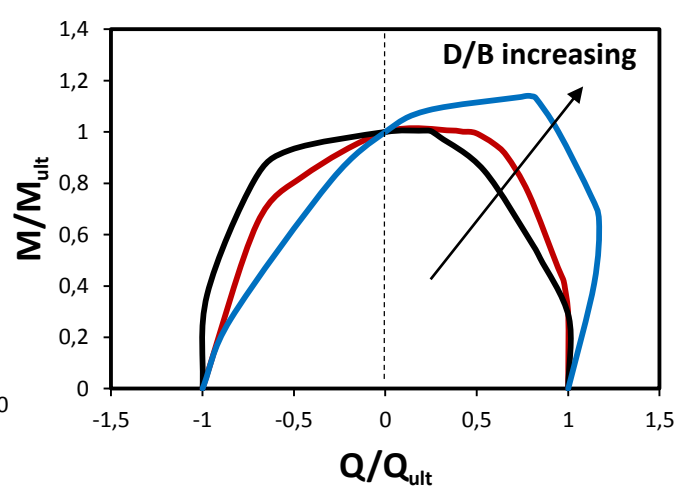


(β)

**Σχήμα 4.35** Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής ( $N=0$ ) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  ( $S_u^*=1.6$  kPa) για λόγους εγκιβωτισμού  $D/B=0.2, 0.5, 1$ : περιβάλλουσες αστοχίας (α) σε αδιάστατο επίπεδο φόρτισης και (β) σε κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης.

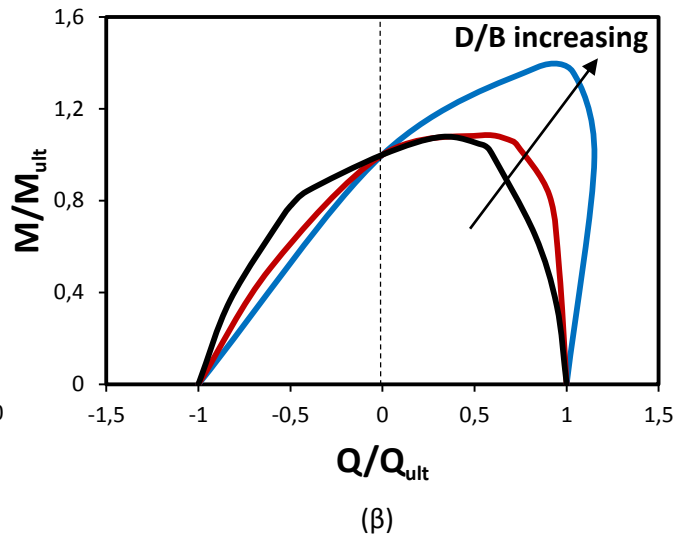
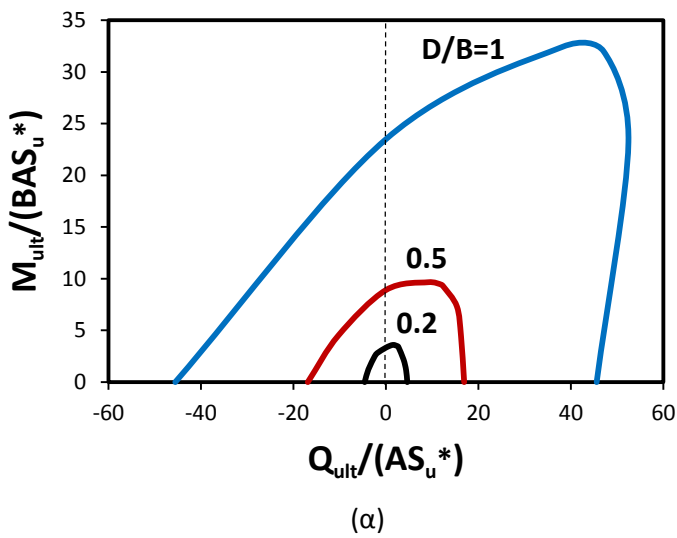


(α)

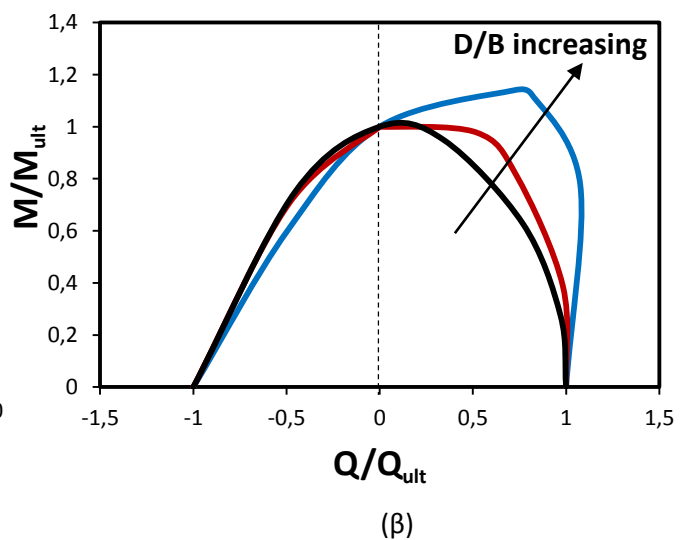
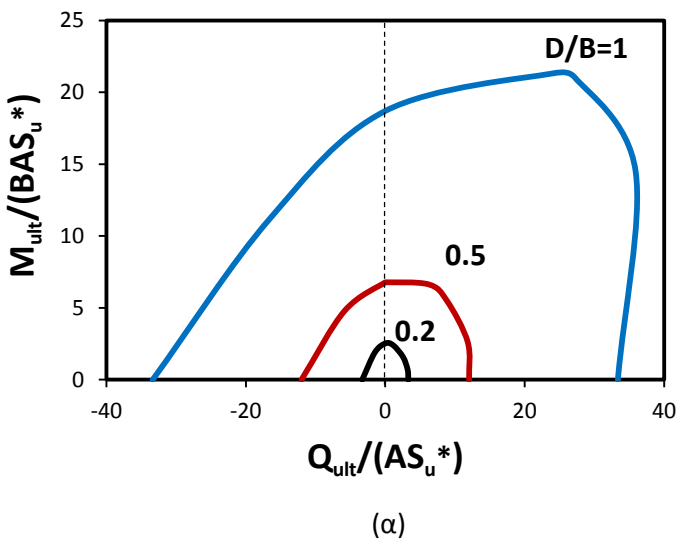


(β)

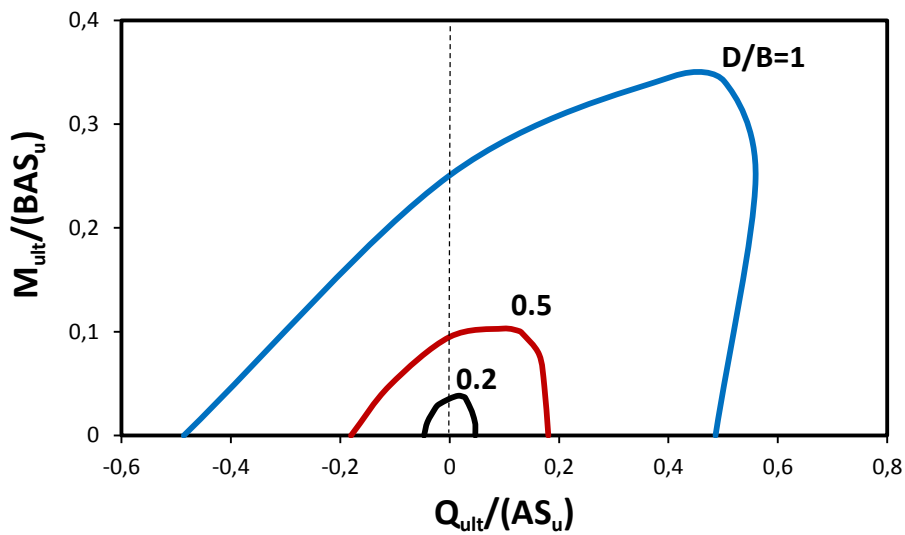
**Σχήμα 4.36** Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής ( $N=0$ ) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  ( $S_u^*=8$  kPa) για λόγους εγκιβωτισμού  $D/B=0.2, 0.5, 1$ : περιβάλλουσες αστοχίας (α) σε αδιάστατο επίπεδο φόρτισης και (β) σε κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης.



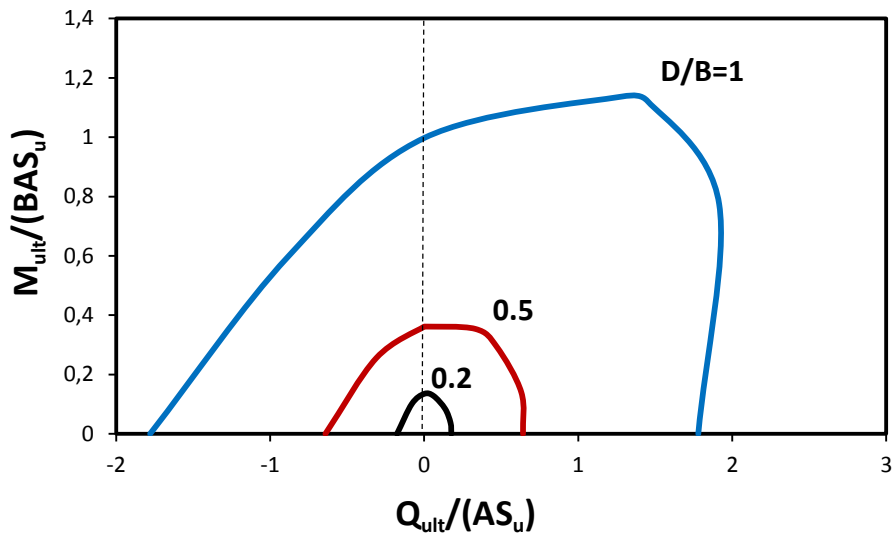
**Σχήμα 4.37** Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής για  $N/N_{ult}=0.25$  σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  ( $S_u^*=1.6$  kPa) και για λόγους εγκιβωτισμού  $D/B=0.2, 0.5, 1$ : περιβάλλουσες αστοχίας (α) σε αδιάστατο επίπεδο φόρτισης και (β) σε κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης.



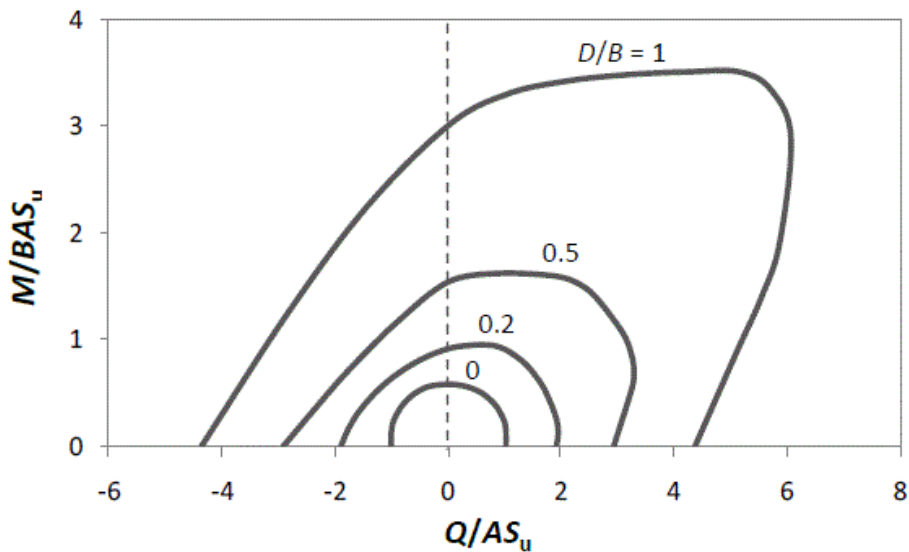
**Σχήμα 4.38** Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής για  $N/N_{ult}=0.25$  σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  ( $S_u^*=8$  kPa) και για λόγους εγκιβωτισμού  $D/B=0.2, 0.5, 1$ : περιβάλλουσες αστοχίας (α) σε αδιάστατο επίπεδο φόρτισης και (β) σε κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης.



(α)



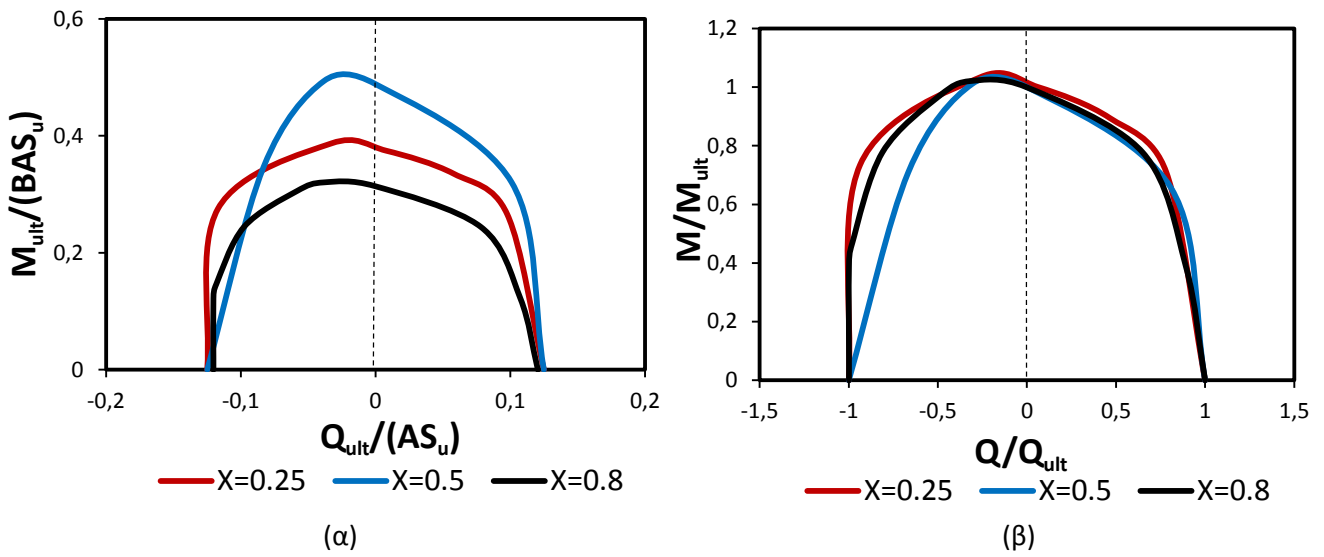
(β)



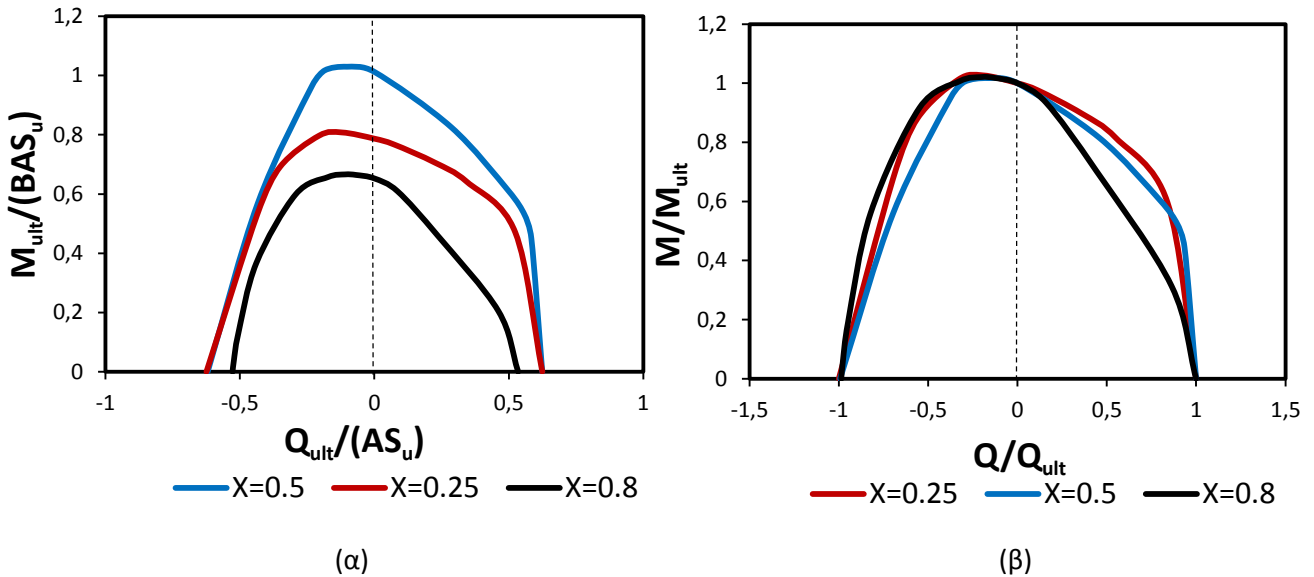
(γ)

**Σχήμα 4.39** Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής για  $N/N_{ult}=0.25$  σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ : περιβάλλουσες αστοχίας σε αδιάστατο επίπεδο φόρτισης (α) για ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , (β) για ομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και (γ) ομοιογενές έδαφος [Ntritsos, 2012]. Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa.

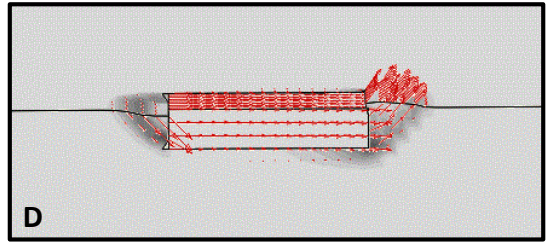
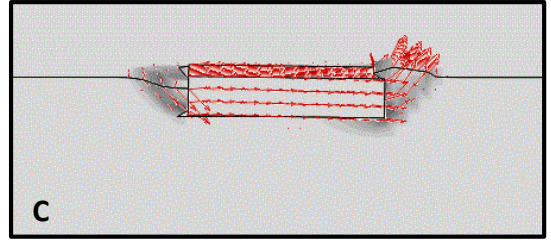
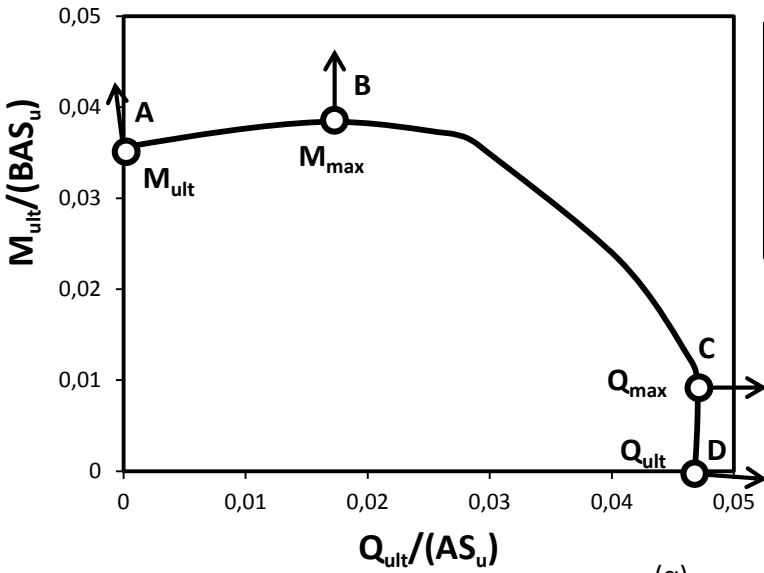
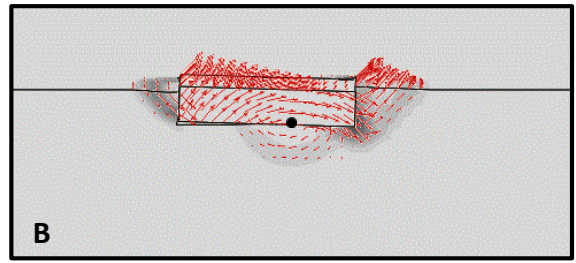
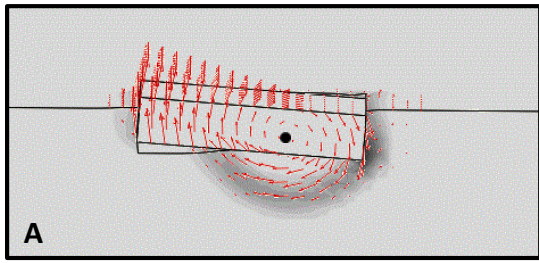




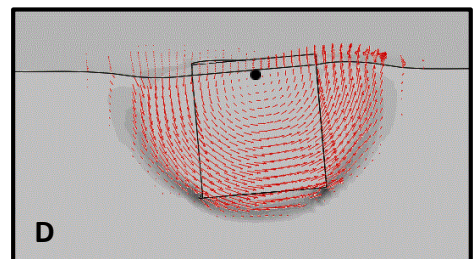
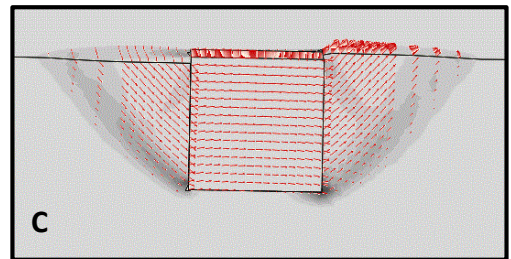
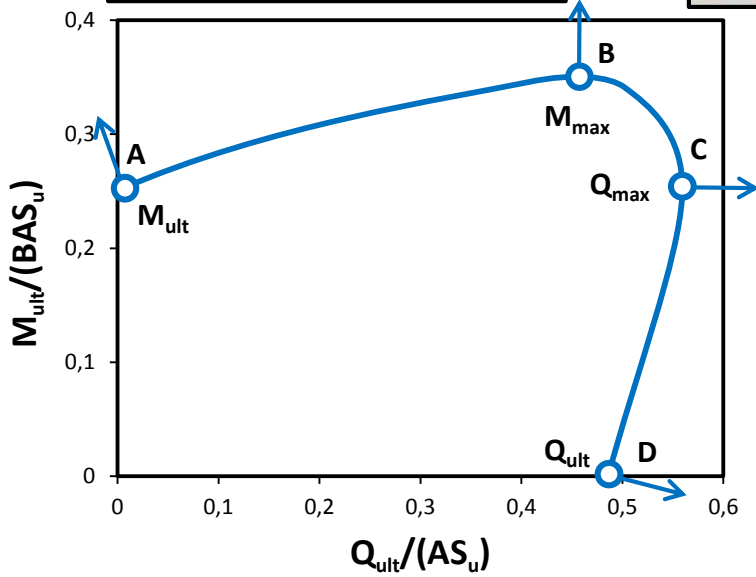
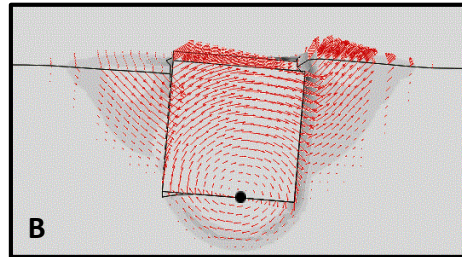
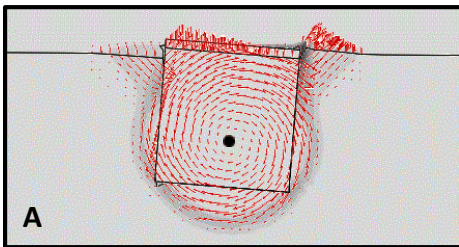
**Σχήμα 4.40** Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  για το επιφανειακό θεμέλιο και τιμές κατακόρυφου φορτίου  $N/N_{ult}=0.25, 0.5, 1$ : περιβάλλουσες αστοχίας (α) σε αδιάστατο επίπεδο φόρτισης και (β) σε κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης. Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa.



**Σχήμα 4.41** Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  για το επιφανειακό θεμέλιο και τιμές κατακόρυφου φορτίου  $N/N_{ult}=0.25, 0.5, 1$ : περιβάλλουσες αστοχίας (α) σε αδιάστατο επίπεδο φόρτισης και (β) σε κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης. Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa.



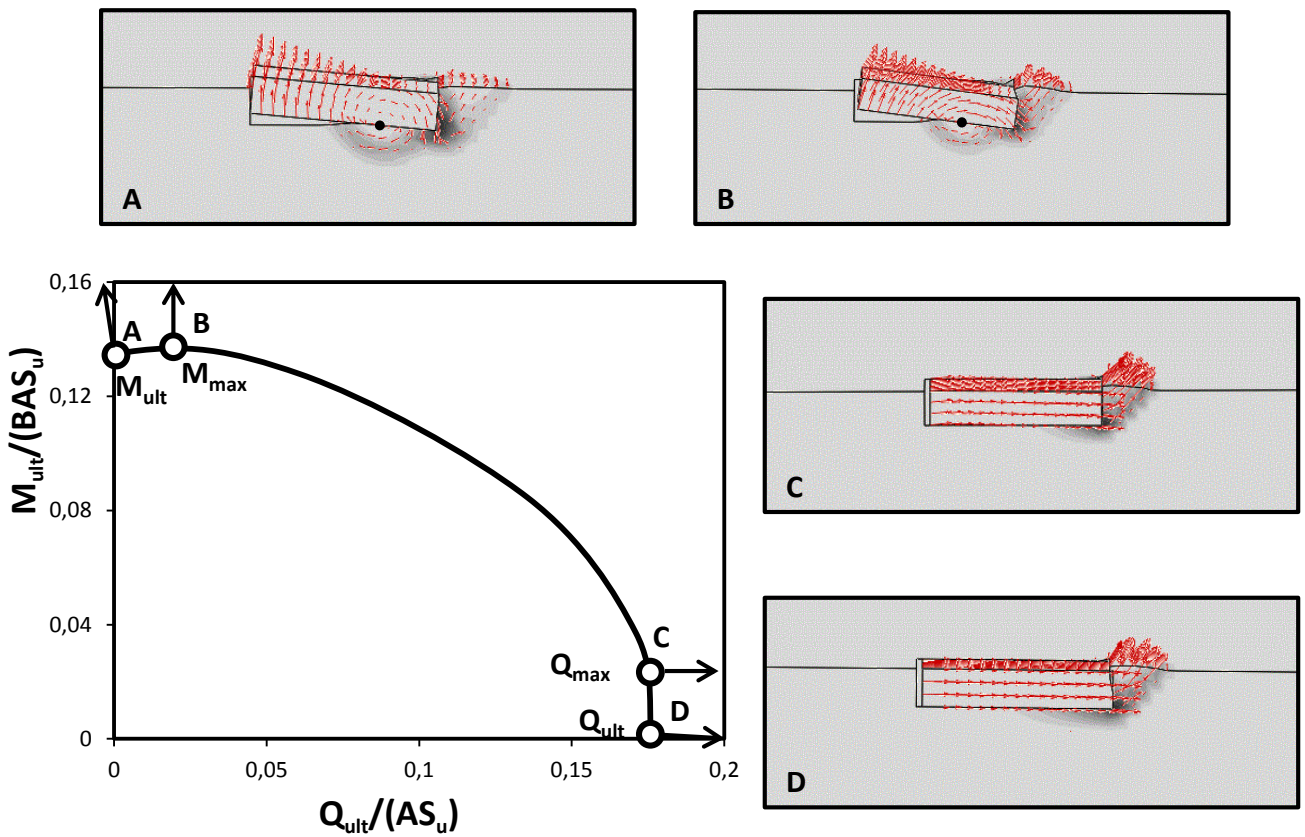
(α)



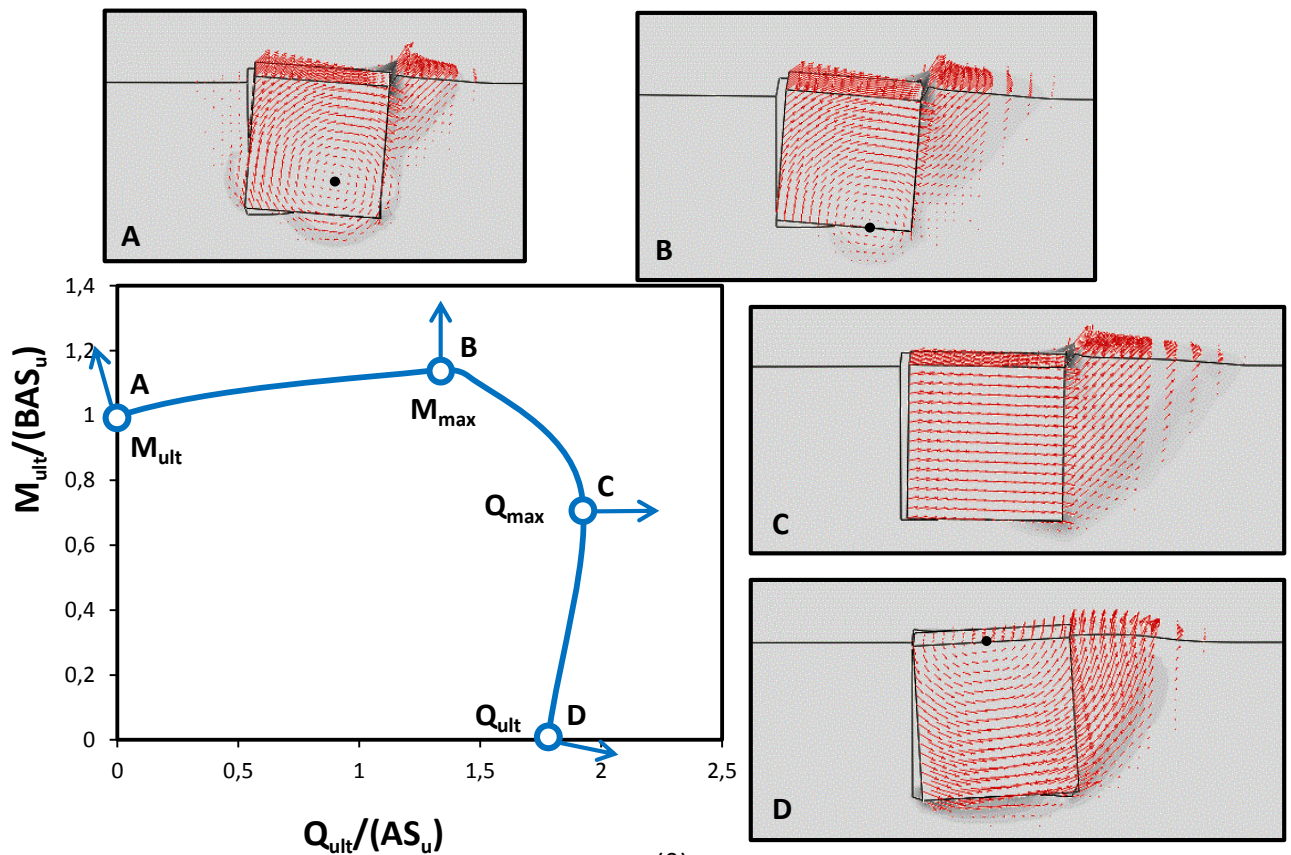
(β)

**Σχήμα 4.42** Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής για  $N/N_{ult}=0.25$  σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ : μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμό εγκλιβωτισμού (α)  $D/B=0.2$  και (β)  $D/B=1$ . Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa. Η μαύρη τελεία δείχνει προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία, ενώ τα βέλη την κατεύθυνση των επαυξητικών παραμορφώσεων.



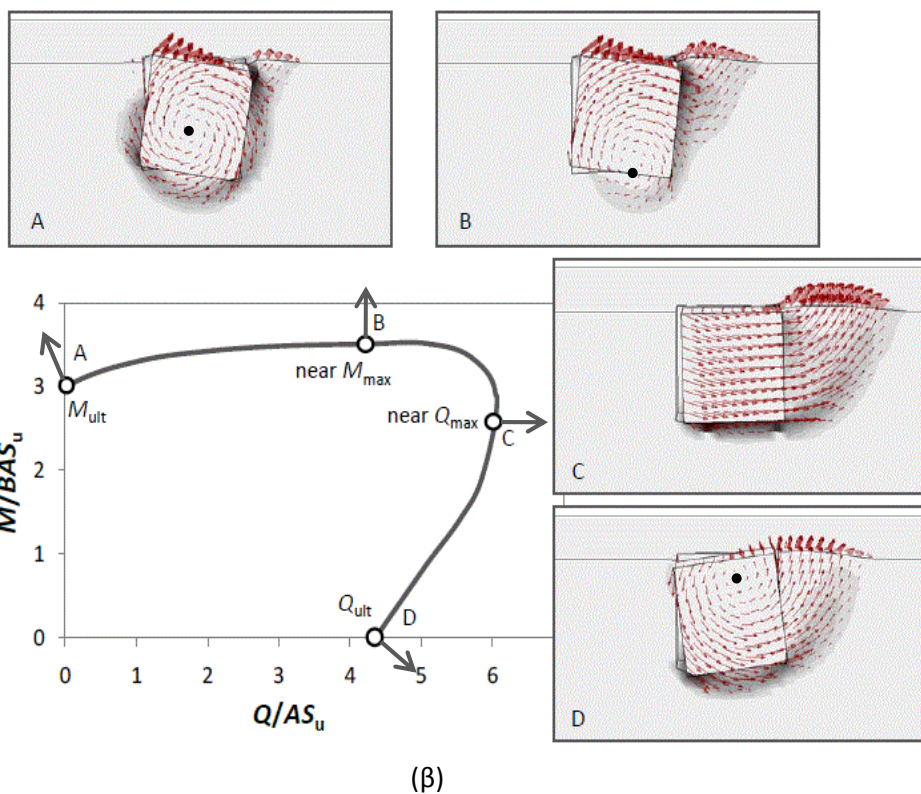
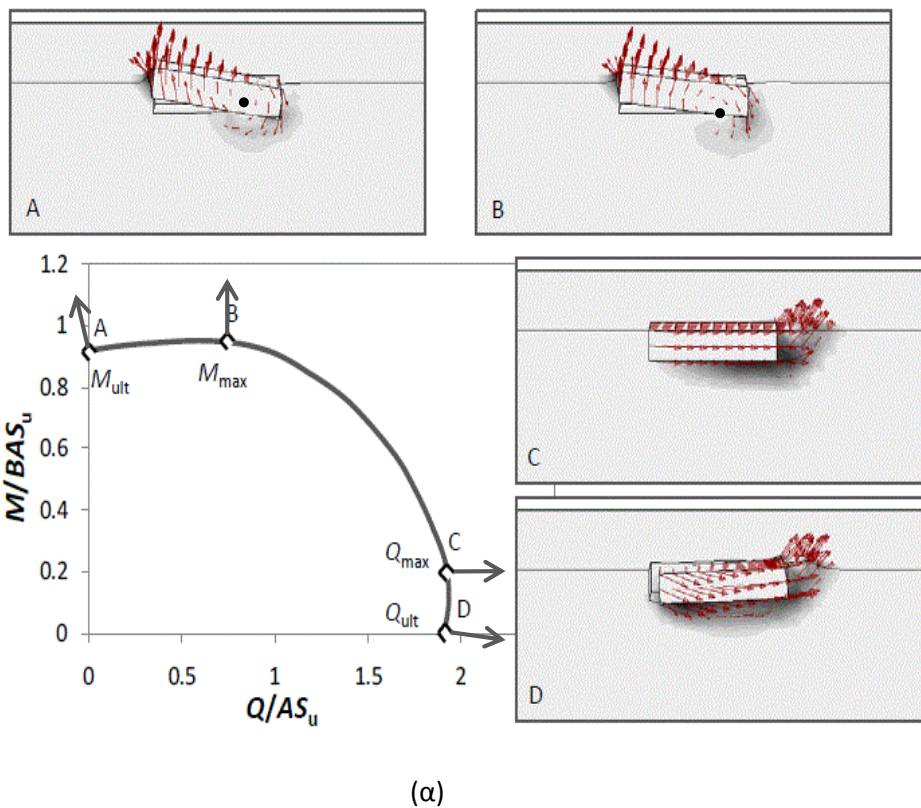


(α)

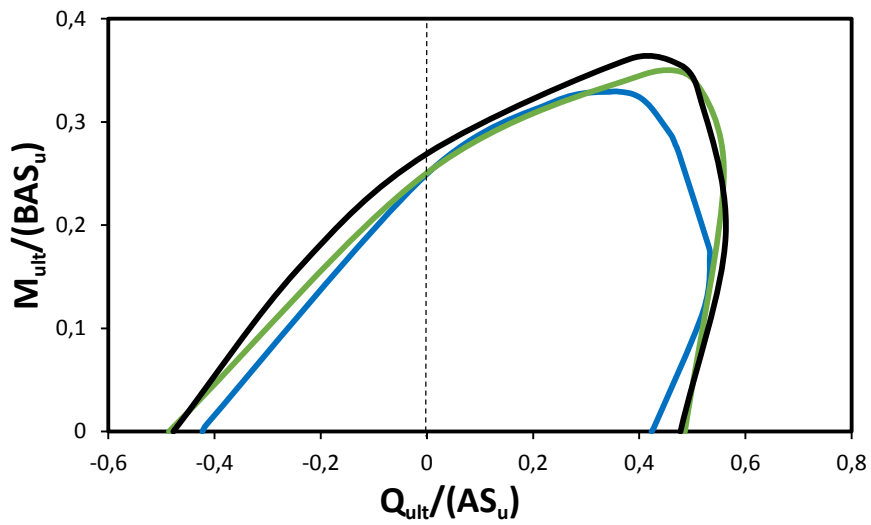


(β)

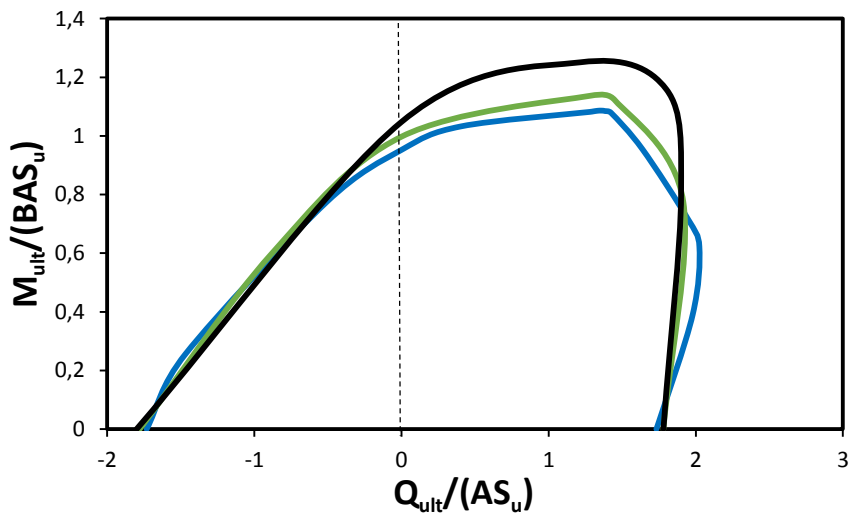
**Σχήμα 4.43** Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής για  $N/N_{ult}=0.25$  σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$ : μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμό εγκλιβωτισμού (α)  $D/B=0.2$  και (β)  $D/B=1$ . Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa. Η μαύρη τελεία δείχνει προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία, ενώ τα βέλη την κατεύθυνση των επαυξητικών παραμορφώσεων.



**Σχήμα 4.44** Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής για  $N/N_{ult}=0.25$  σε ομοιογενές έδαφος [Ntritsos,2012]: μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηρισικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμούς εγκιβωτισμού (α)  $D/B=0.2$  και (β)  $D/B=1$ . Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa. Η μαύρη τελεία δείχνει προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία, ενώ τα βέλη την κατεύθυνση των επαυξητικών παραμορφώσεων.

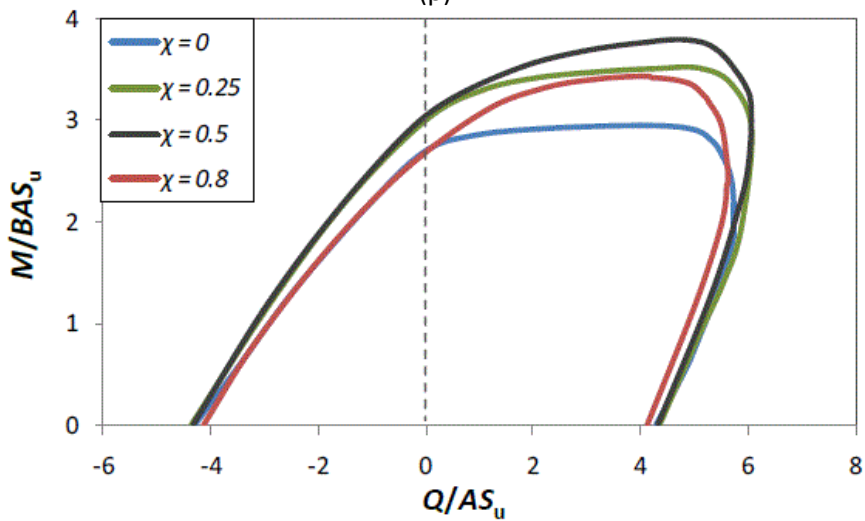


(α)



— X=0 — X=0.25 — X=0.5

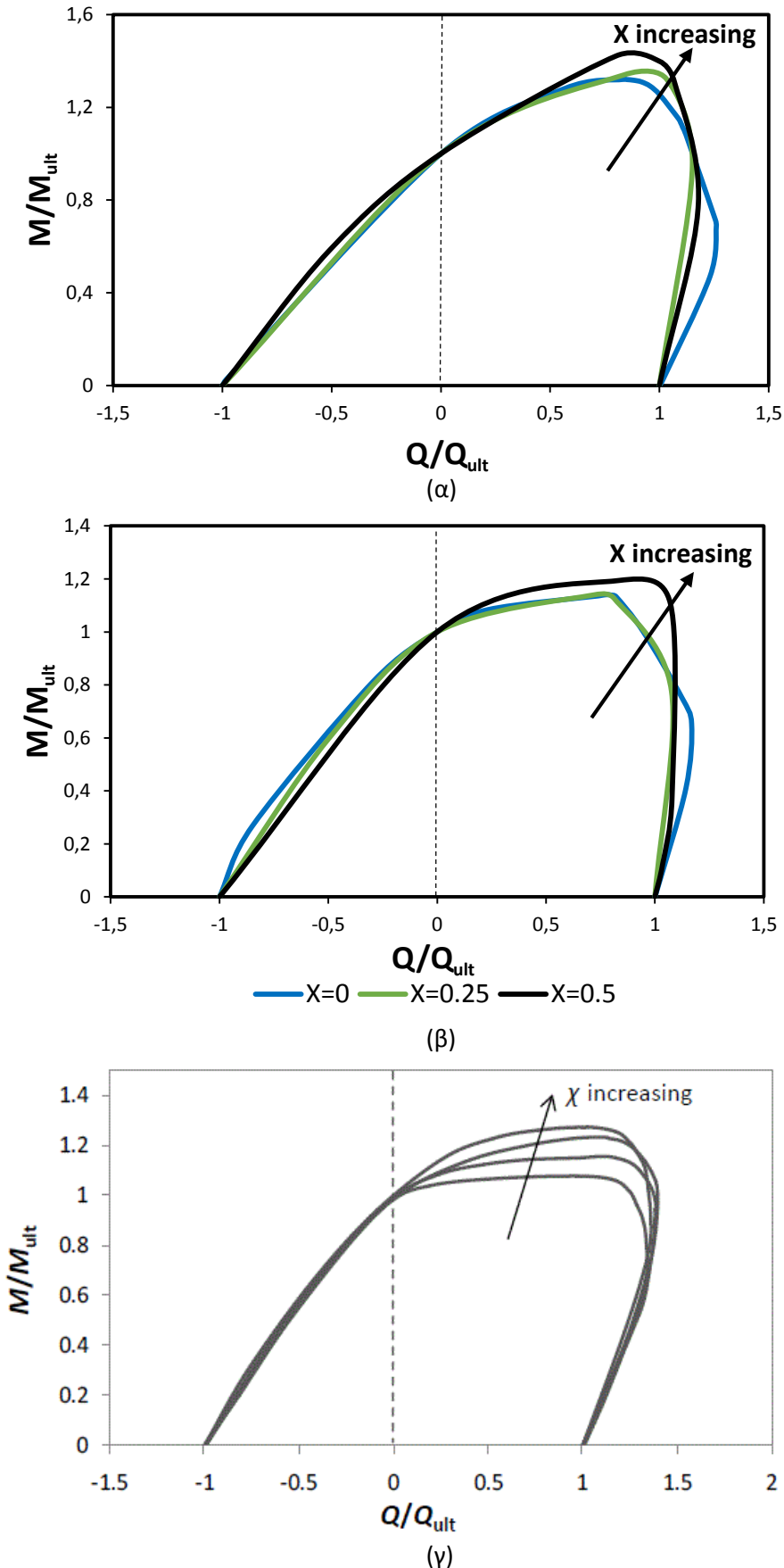
(β)



(γ)

**Σχήμα 4.45** Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής για θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$  σε διάφορες στάθμες κατακόρυφου φορτίου, σε αδιάστατο επίπεδο φόρτισης και (α) για ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , (β) για ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και (γ) ομοιογενές έδαφος [Ntritsos, 2012]. Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa.

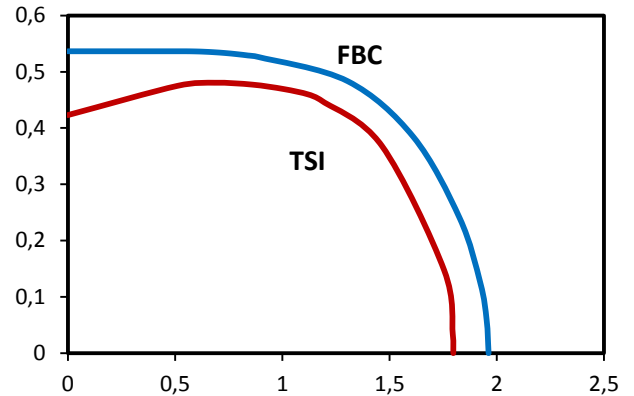
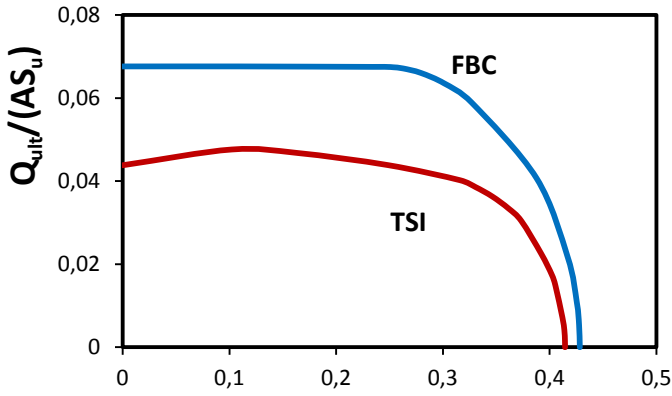




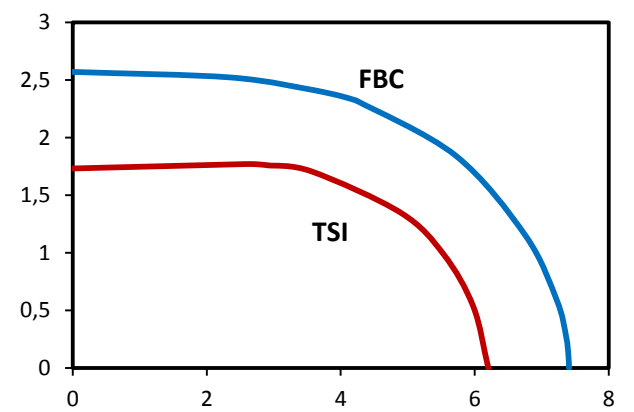
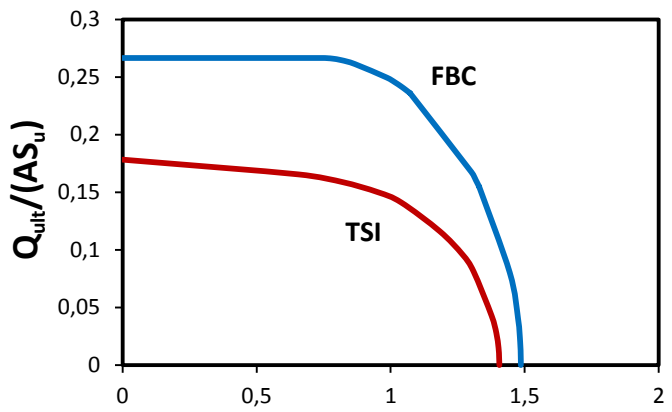
**Σχήμα 4.46** Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής για θεμέλιο με βαθμό εγκλιβωτισμού  $D/B=1$  σε διάφορες στάθμες κατακόρυφου φορτίου  $X=N/N_{ult}$ , σε κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης και για: (α) ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , (β) ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και (γ) ομοιογενές έδαφος [Ntritsos, 2012] (εξετάζεται και για  $X=0.8$ ).

D/B=0.2

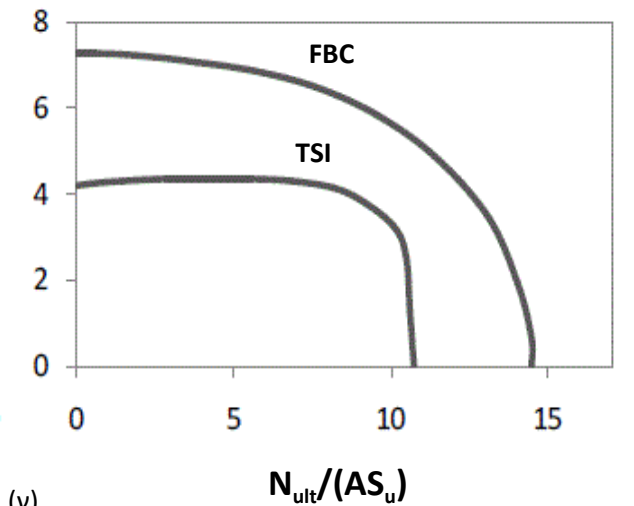
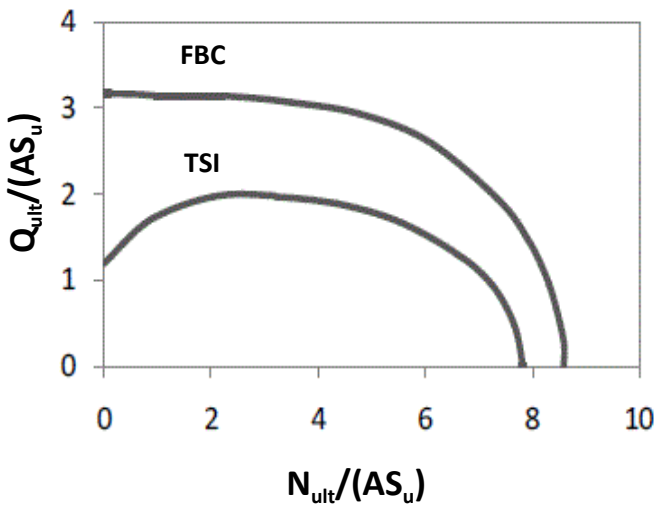
D/B=1



(α)



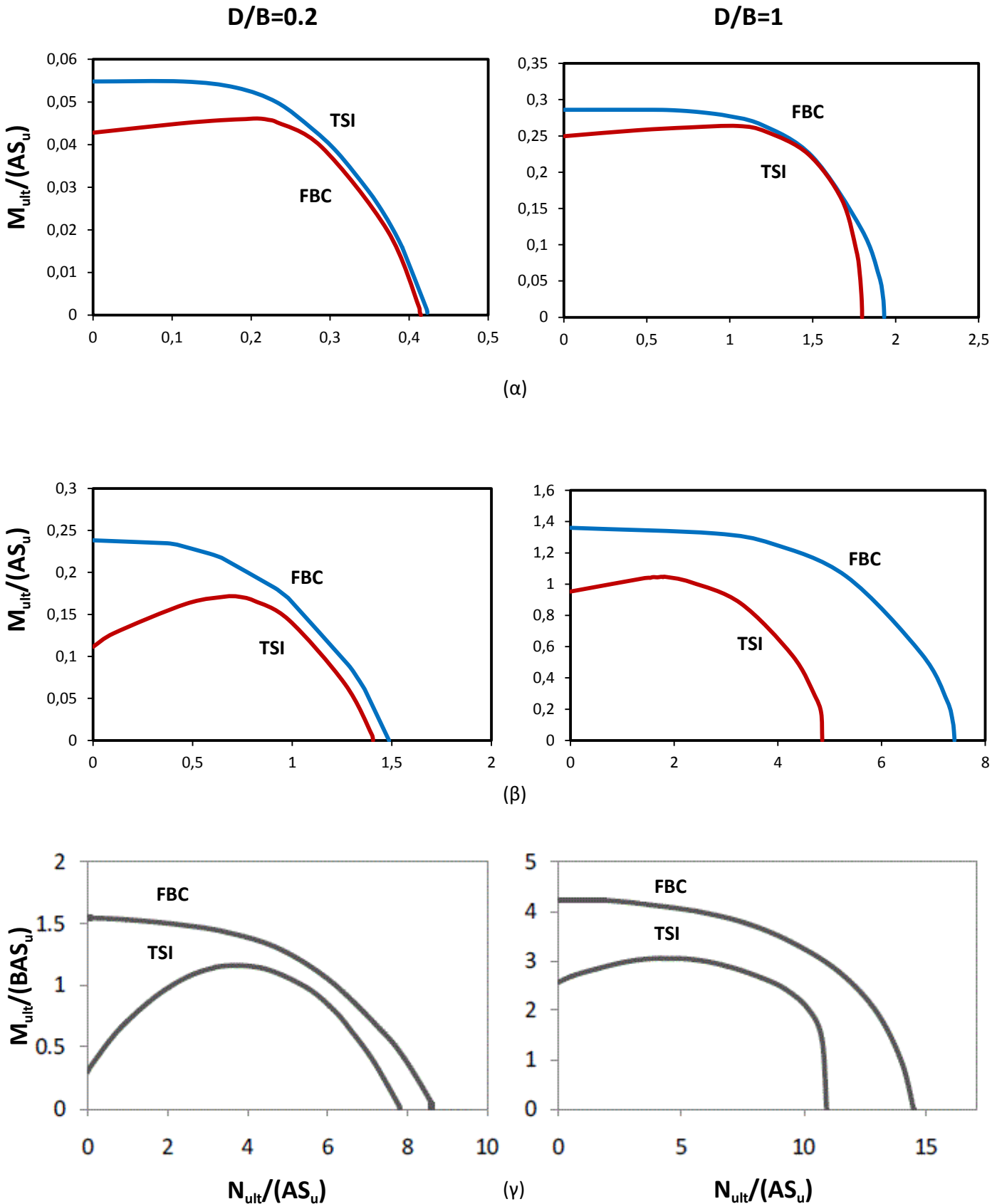
(β)



(γ)

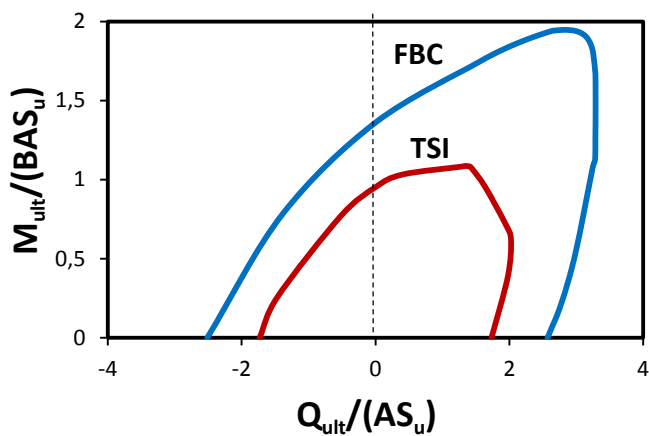
**Σχήμα 4.47** Σύγκριση της φέρουσας ικανότητας μεταξύ των δύο διαφορετικών θεωρήσεων της διεπιφάνειας [θεώρηση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους (Full Bonded Contact-FBC) και θεωρήση των μη γραμμικοτήτων στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους (Tensionless Sliding Interface-TSI)]: διαγράμματα αλληλεπίδρασης σε επίπεδο αξονικής – τέμνουσας δύναμης για έδαφος (α) ανομοιογενές με  $m=2$ , (β) ανομοιογενές με  $m=10$  και (γ) ομοιογενές [Ntritsos, 2012]. Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa.



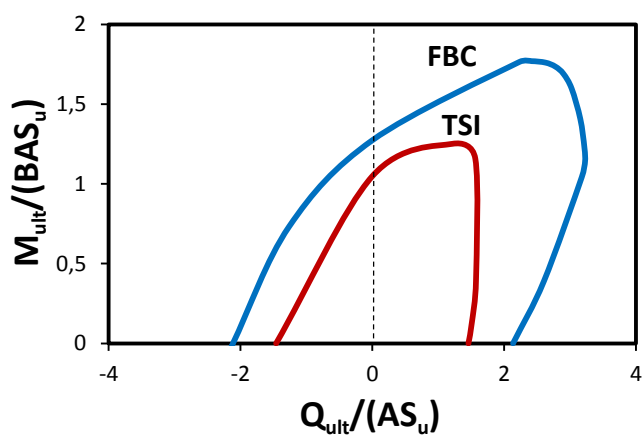


**Σχήμα 4.48** Σύγκριση της φέρουσας ικανότητας μεταξύ των δύο διαφορετικών θεωρήσεων της διεπιφάνειας [θεώρηση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους (Full Bonded Contact-FBC) και θεωρηση των μη γραμμικοτήτων στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους (Tentionless Sliding Interface-TSI)]: διαγράμματα αλληλεπίδρασης σε επίπεδο αξονικής δύναμης – ροπής ανατροπής για έδαφος (α) ανομοιογενές με  $m=2$ , (β) ανομοιογενές με  $m=10$  και (γ) ομοιογενές [Ntritsos, 2012]. Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa.

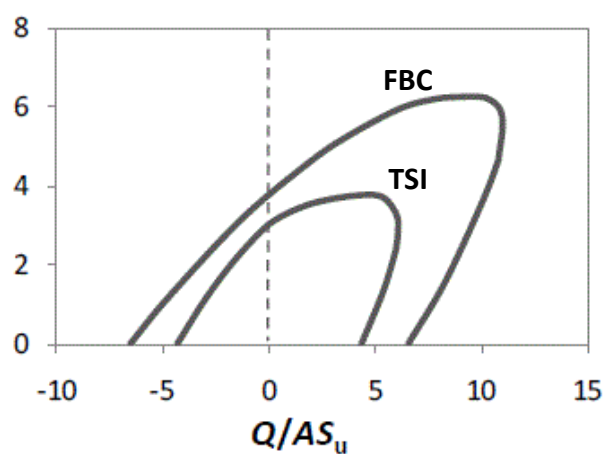
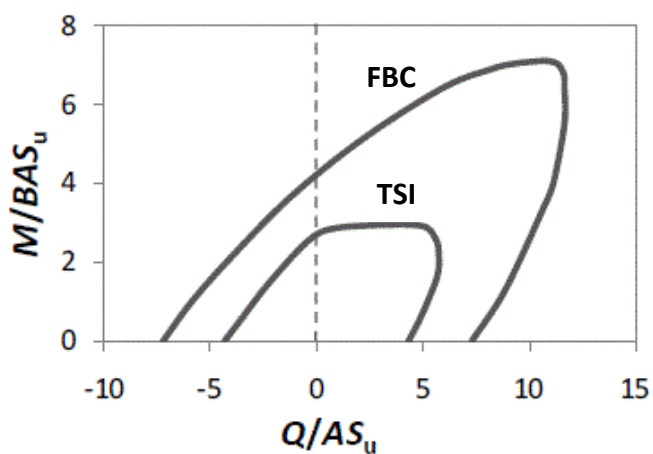
X=0



X=0.5

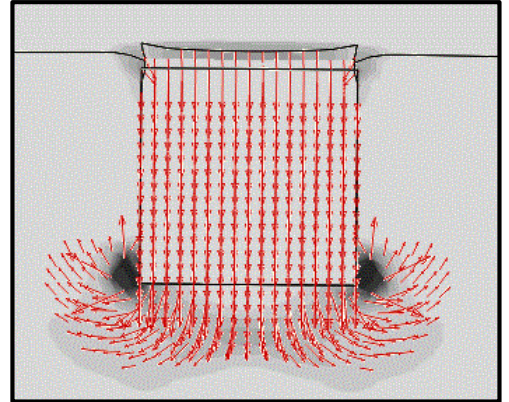
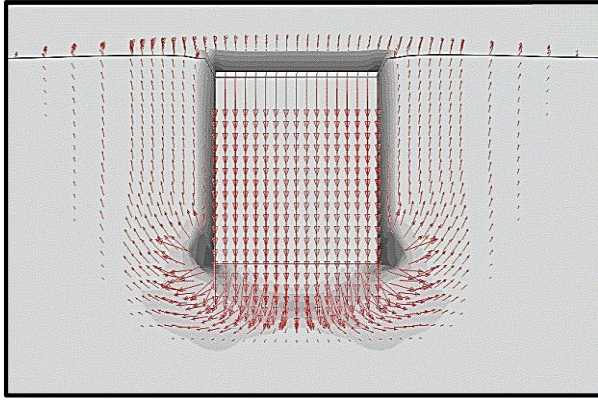


(α)

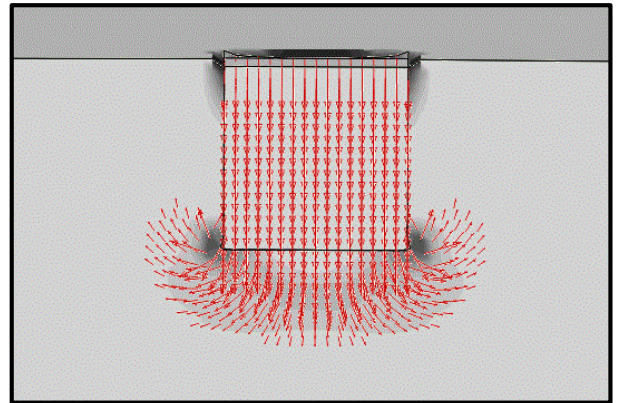
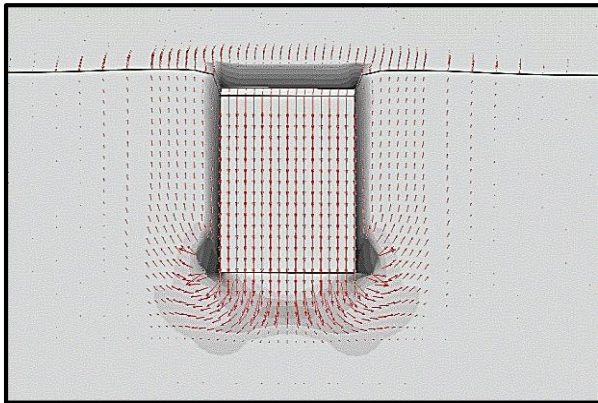


(β)

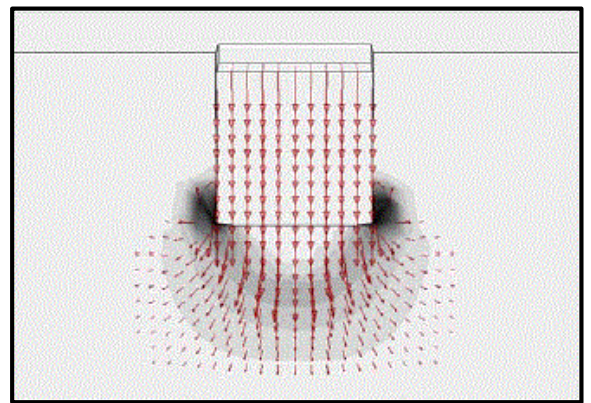
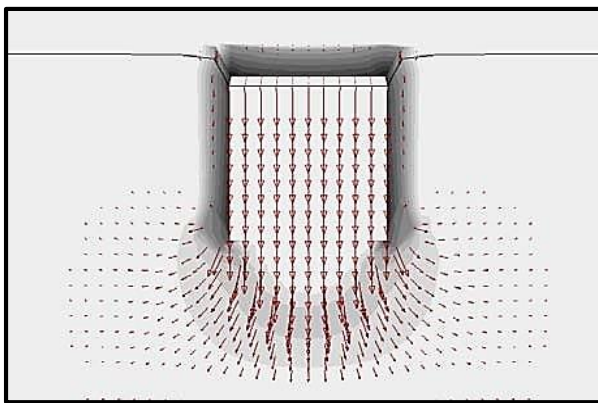
**Σχήμα 4.49** Σύγκριση της φέρουσας ικανότητας μεταξύ των δύο διαφορετικών θεωρήσεων της διεπιφάνειας (FBC και TSI): διαγράμματα αλληλεπίδρασης σε επίπεδο τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής για θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$  στις στάθμες  $X=N/N_{ult}=0$  και  $0.5$  του κατακόρυφου φορτίου και για έδαφος (α) ανομοιογενές με  $m=10$  και (β) ομοιογενές [Ntritsos, 2012]. Να τονιστεί ότι  $S_u=150$  kPa.



(α)



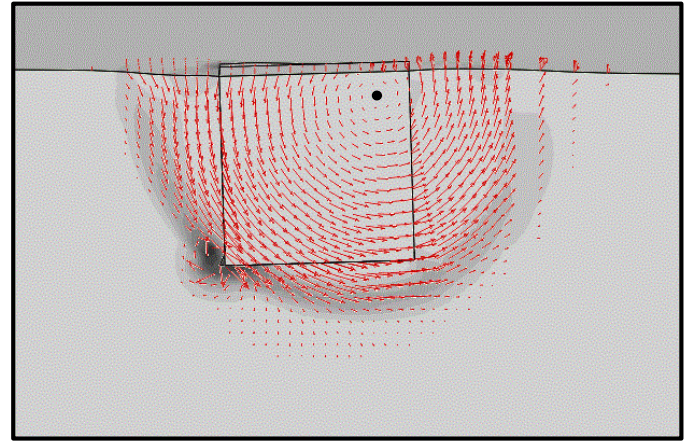
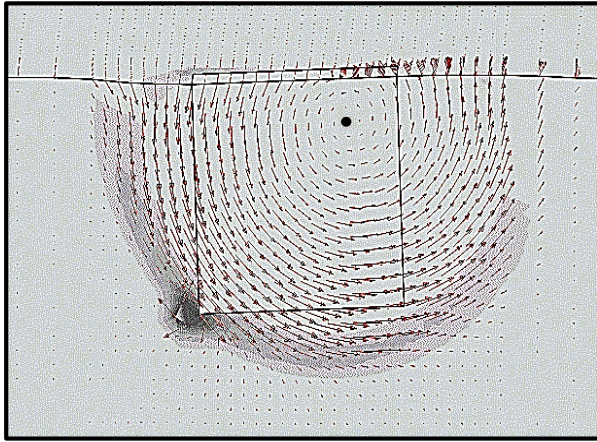
(β)



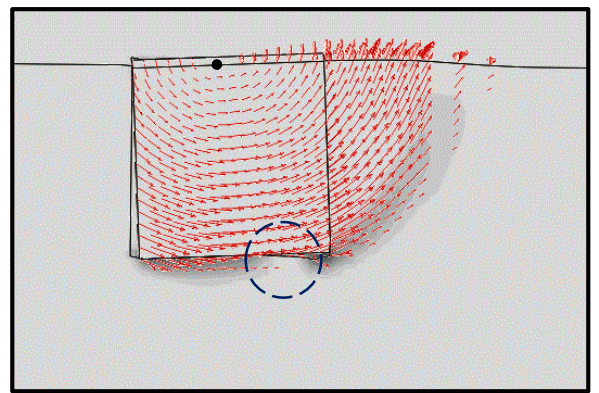
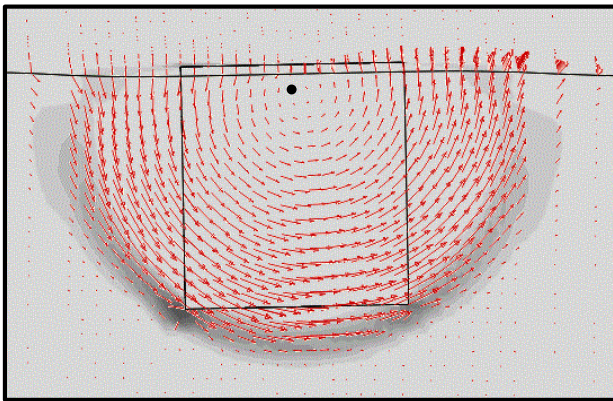
(γ)

**Σχήμα 4.50** Σύγκριση των μηχανισμών αστοχίας (υπό αξονική φόρτιση) μεταξύ των δύο διαφορετικών θεωρήσεων της διεπιφάνειας (FBC, αριστερά σχήματα) και (TSI, δεξιά σχήματα) για βαθμό εγκλιβωτισμού  $D/B=1$ : (α) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , (β) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και (γ) σε ομοιογενές έδαφος [Ntritsos, 2012].

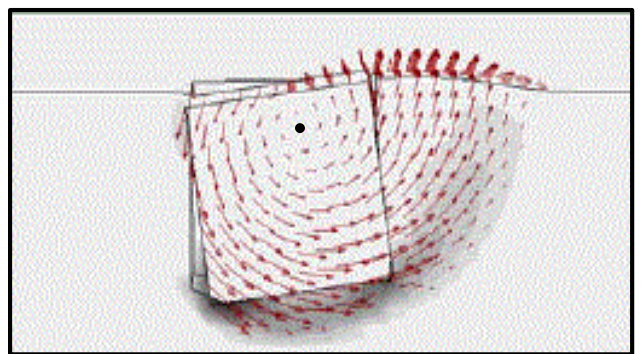
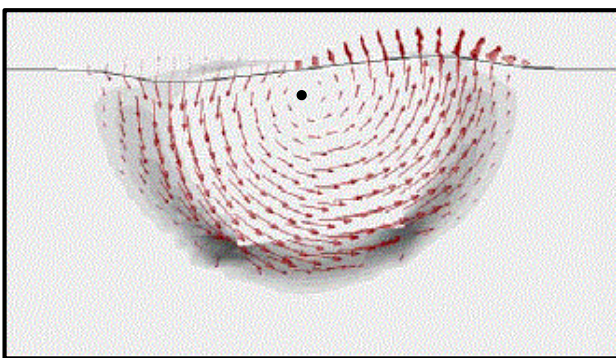




(α)



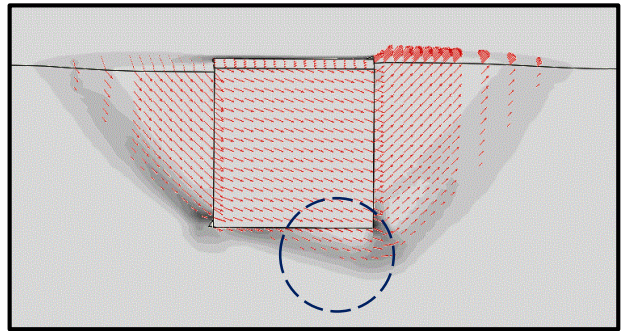
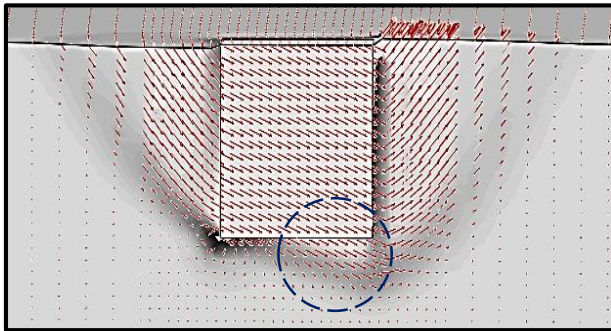
(β)



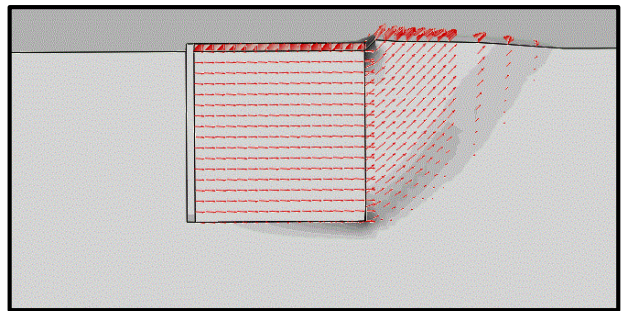
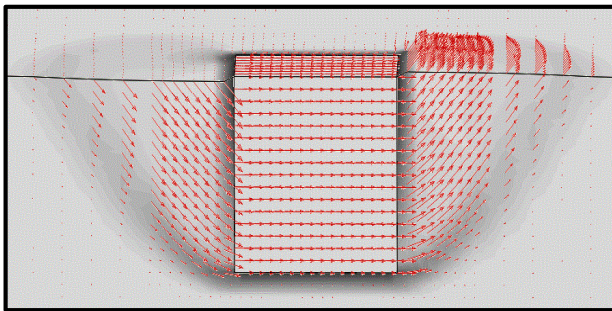
(γ)

**Σχήμα 4.51** Σύγκριση των μηχανισμών αστοχίας (υπό οριζόντια φόρτιση χωρίς δέσμευση της στροφής) μεταξύ των δύο διαφορετικών θεωρήσεων της διεπιφάνειας (FBC, αριστερά σχήματα) και (TSI, δεξιά σχήματα) για βαθμό εγκλιβωτισμού  $D/B=1$ : (α) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , (β) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και (γ) σε ομοιογενές έδαφος [Ntritsos, 2012]. Η μαύρη τελεία δείχνει προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία.

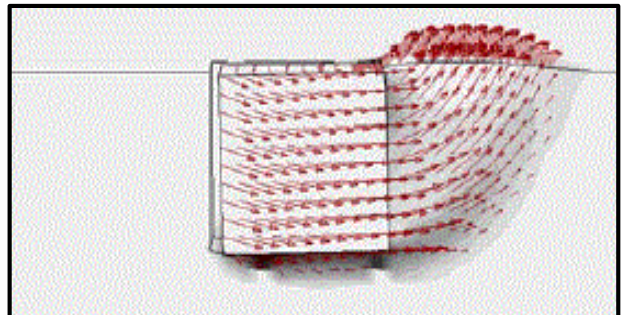
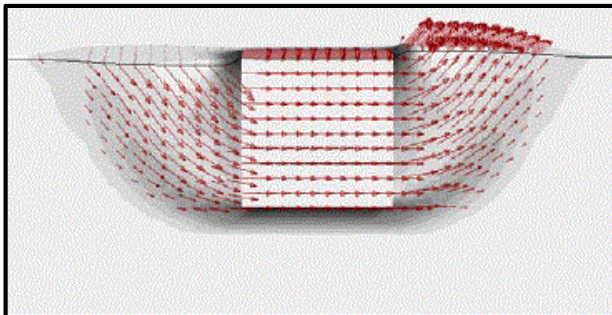




(α)



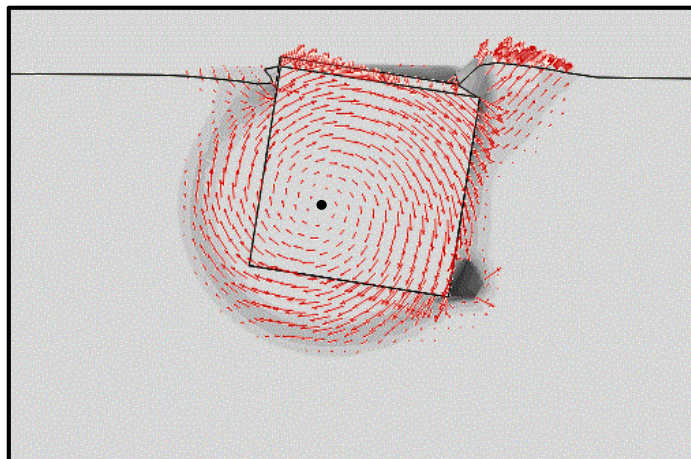
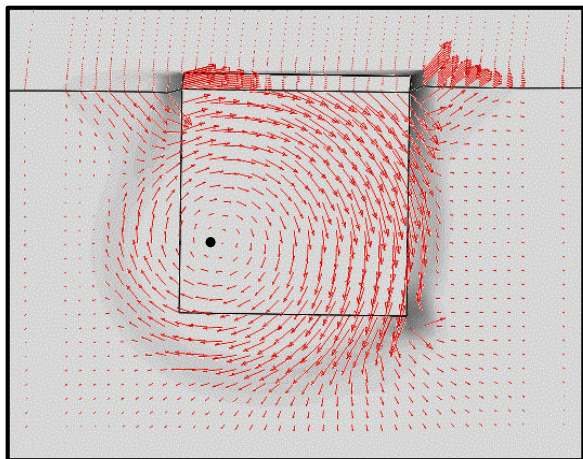
(β)



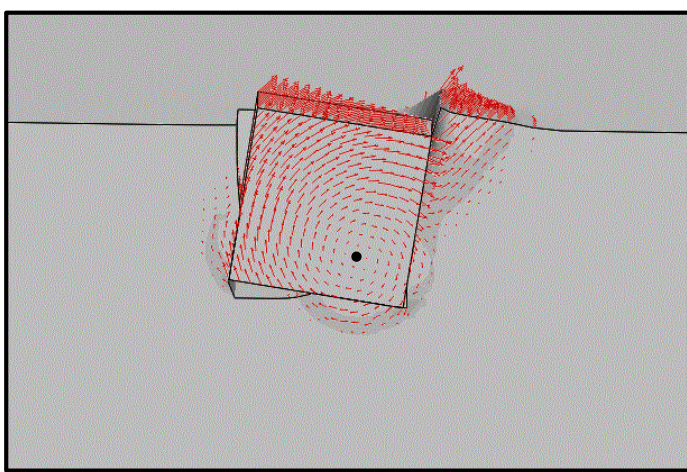
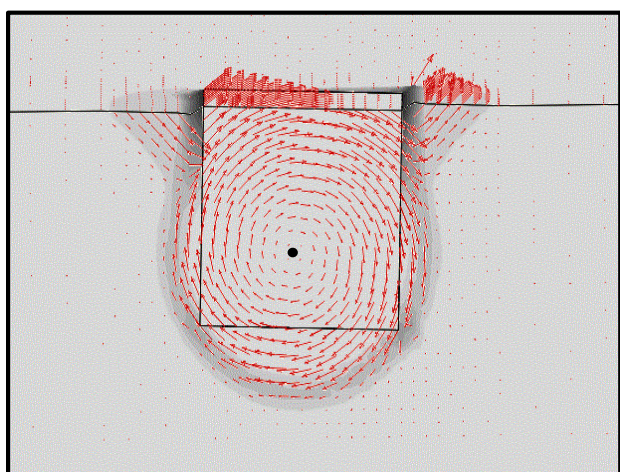
(γ)

**Σχήμα 4.52** Σύγκριση των μηχανισμών αστοχίας (υπό οριζόντια φόρτιση με δέσμευση της στροφής) μεταξύ των δύο διαφορετικών θεωρήσεων της διεπιφάνειας (FBC, αριστερά σχήματα) και (TSI, δεξιά σχήματα) για βαθμό εγκλιβωτισμού  $D/B=1$ : (α) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , (β) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και (γ) σε ομοιογενές έδαφος [Ntritsos, 2012]. Η μαύρη τελεία δείχνει προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία.

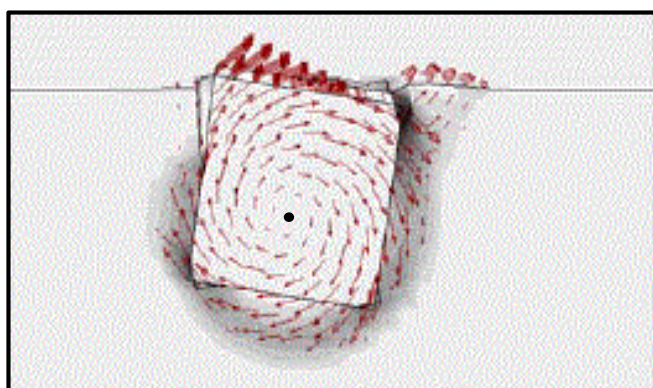
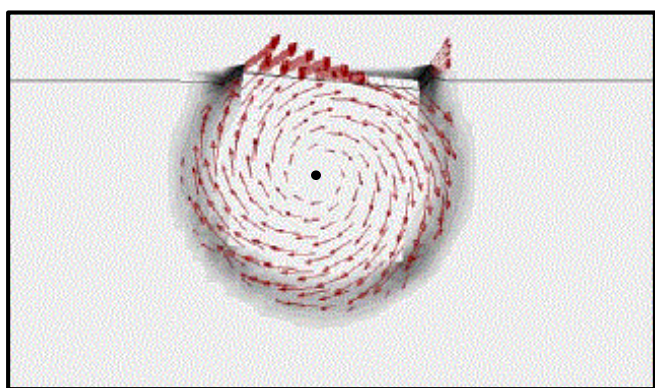




(α)



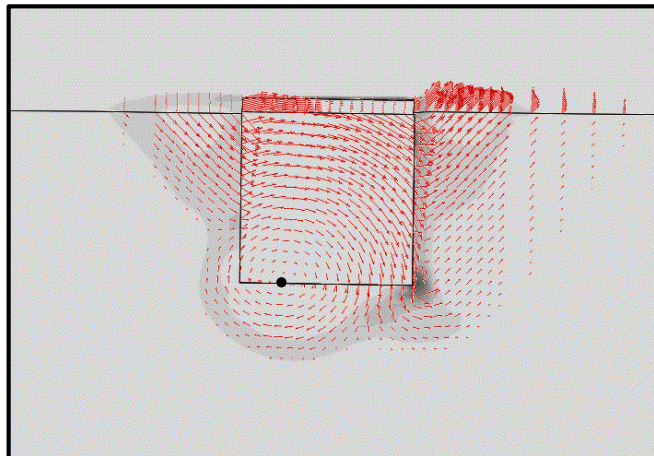
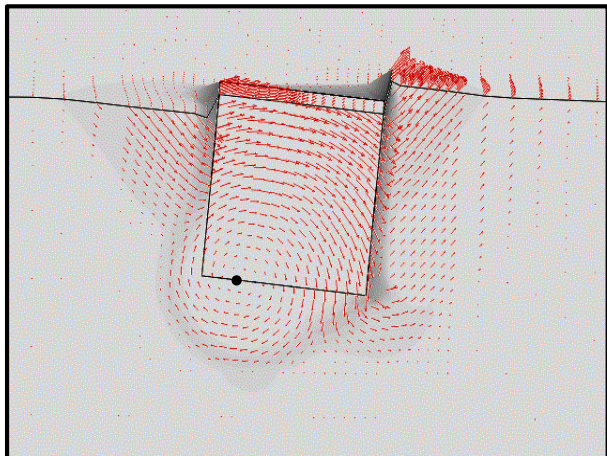
(β)



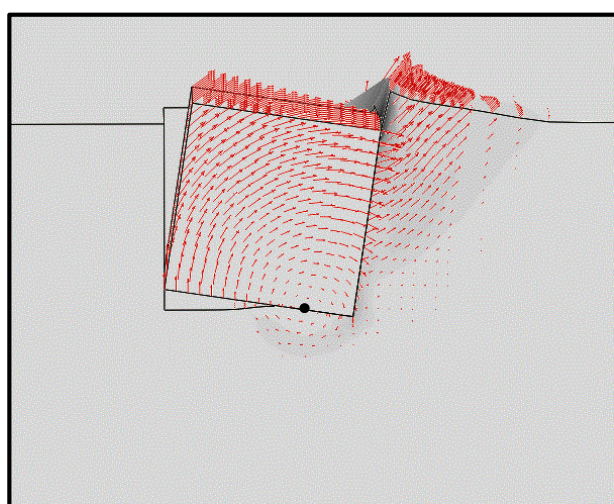
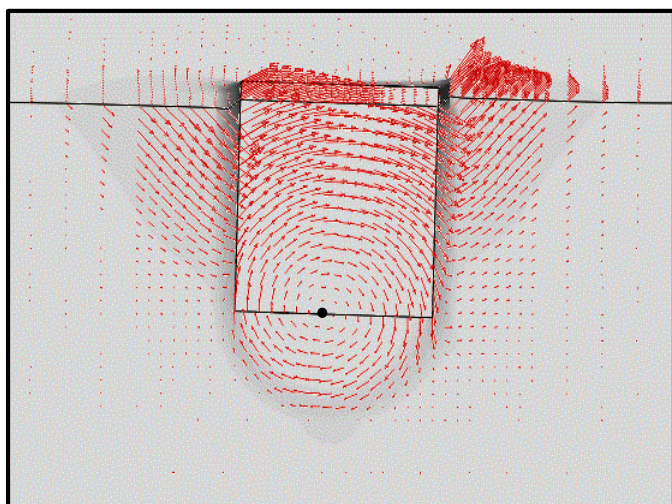
(γ)

**Σχήμα 4.53** Σύγκριση των μηχανισμών αστοχίας (υπό περιστροφική φόρτιση χωρίς δέσμευση της μετακίνησης) μεταξύ των δύο διαφορετικών θεωρήσεων της διεπιφάνειας (FBC, αριστερά σχήματα) και (TSI, δεξιά σχήματα) για βαθμό εγκλιβωτισμού  $D/B=1$ : (α) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , (β) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και (γ) σε ομοιογενές έδαφος [Ntritsos, 2012]. Η μαύρη τελεία δείχνει προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία.

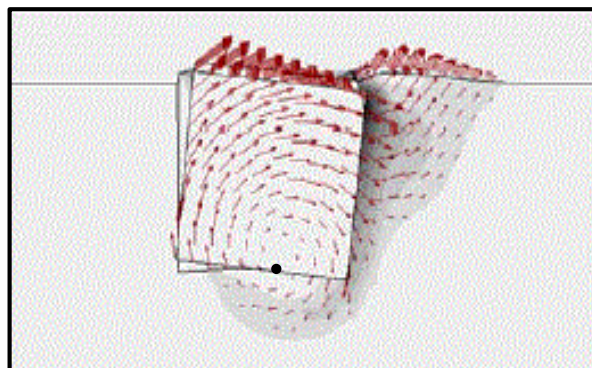
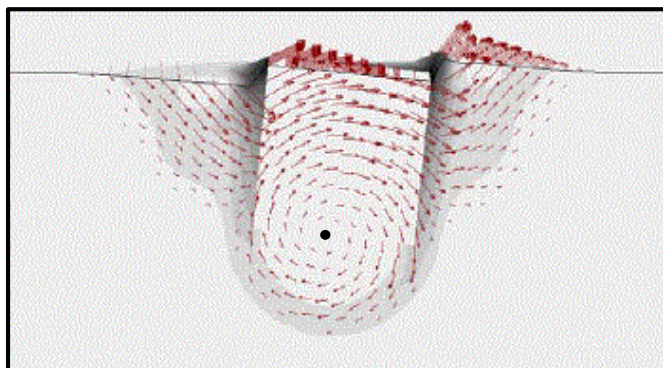




(α)



(β)



(γ)

**Σχήμα 4.54** Σύγκριση των μηχανισμών αστοχίας (υπό περιστροφική φόρτιση με δέσμευση της μετακίνησης) μεταξύ των δύο διαφορετικών θεωρήσεων της διεπιφάνειας (FBC, αριστερά σχήματα) και (TSI, δεξιά σχήματα) για βαθμό εγκλιβωτισμού  $D/B=1$ : (α) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , (β) σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και (γ) σε ομοιογενές έδαφος [Ntritsos, 2012]. Η μαύρη τελεία δείχνει προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία.



# 5<sup>ο</sup> Κεφάλαιο

---

## Δυσκαμψίες Συστήματος Θεμελίου – Εδάφους σε Ελαστικό Ανομοιογενές Έδαφος

5.1 Ορισμός του Προβλήματος

5.2 Βιβλιογραφική Ανασκόπηση

5.3 Μεθοδολογία Ανάλυσης

5.4 Δυσκαμψίες Συστήματος Θεμελίου - Εδάφους σε  
Ανομοιογενές Έδαφος



# 5 Δυσκαμψίες Συστήματος Θεμελίου – Εδάφους σε Ελαστικό Ανομοιογενές Έδαφος

---

## 5.1 Ορισμός του προβλήματος

Με την ύπαρξη ευρείας ποικιλίας βιβλιογραφίας όσον αφορά θέματα απόκρισης θεμελίων θεμελιωμένων σε ανελαστικό έδαφος (ακόμα κι αν αυτές χρησιμοποιούν απλοποιητικές παραδοχές, όπως η πλήρης επαφή θεμελίου – εδάφους σε όλη τη διάρκεια της φόρτισης του θεμελίου), έχει τεθεί πλέον στο περιθώριο η απόκριση θεμελίων εγκιβωτισμένων σε ελαστικό έδαφος.

Παρόλα αυτά, η απόκριση θεμελιώσεων σε ελαστικό έδαφος αποτελεί μια πρώτη ικανοποιητική (αν και χονδρική) προσέγγιση της πραγματικής συμπεριφοράς των εδαφών. Ως εκ τούτου, θεωρήθηκε χρήσιμη η διερεύνηση των δυσκαμψιών του συστήματος θεμελίου – εδάφους στα ανομοιογενή εδάφη που εξετάστηκαν στα δύο προηγούμενα κεφάλαια της εργασίας μας και στη συνέχεια να γίνει η σύγκριση τόσο με την απόκριση του ομοιογενούς εδάφους όσο και με τις αντίστοιχες σχέσεις της βιβλιογραφίας.

Η δυσκαμψία του συστήματος εδάφους – θεμελίου απλοποιητικά ισούται με το φορτίο/ροπή ( $P/M$ ) που επιβάλλεται στη θεμέλιο προς την αντίστοιχη μετατόπιση/στροφή ( $u/\theta$ ) του θεμελίου, δηλαδή  $K_u=P/u$  και  $K_\theta=M/\theta$ . Κατά τη φόρτιση του θεμελίου, το θεμέλιο αρχίζει να μετακινείται/στρέφεται με αποτέλεσμα την άσκηση τάσεων στο έδαφος. Οι τάσεις αυτές έχουν ως αποτέλεσμα την παραμόρφωση του περιβάλλοντος εδάφους. Η παραμόρφωση αυτή οδηγεί το έδαφος στην άσκηση τάσεων αντίδρασης στο θεμέλιο κοκ. Με την αύξηση των παραμορφώσεων το έδαφος ασκεί όλο και μεγαλύτερες τάσεις στο θεμέλιο. Στο ανελαστικό έδαφος αυτές οι τάσεις έχουν ένα όριο, καθώς η υπερβολική πλαστικοποίηση του εδάφους αποτρέπει το έδαφος από την άσκηση περαιτέρω τάσεων αντίδρασης στο θεμέλιο κάτι που οδηγεί στην “κατάρρευση” του εδάφους σε περίπτωση περαιτέρω παραμορφώσεων. Ως εκ τούτου και στα πλαίσια της δυσκαμψίας είναι κατανοητό πως η δυσκαμψία του συστήματος σε ανελαστικό έδαφος συνεχώς υποβαθμίζεται λόγω της εκτεταμένης πλαστικοποίησης του εδάφους. Αντιθέτως στο ελαστικό έδαφος, το οποίο και θα μελετήσουμε σε αυτή

την ενότητα για λόγους ευκολίας και σύγκρισης με την υπάρχουσα βιβλιογραφία, δεν ισχύει αυτή η υποβάθμιση της δυσκαμψίας. Το έδαφος ασκεί επ'άπειρον τάσεις στο θεμέλιο λόγω της ανυπαρξίας πλαστικοποίησης με αποτέλεσμα από την παραμόρφωση και μετά όπου το έδαφος φθάνει την πλήρη δυσκαμψία του, αυτή να παραμένει σταθερή. Η δυσκαμψία του συστήματος θεμελίου – εδάφους σε ελαστικό έδαφος προσομοιάζει τη δυσκαμψία του συστήματος σε ανελαστικό έδαφος στις πολύ μικρές παραμορφώσεις καθώς με την αύξηση των παραμορφώσεων και την είσοδο στην πλαστική ζώνη του εδαφικού υλικού, η δυσκαμψία του συστήματος μειώνεται. Η παρατήρηση αυτή κάνει συμβατή την ανάλυση του παρόντος κεφαλαίου με τις αναλύσεις των υπόλοιπων κεφαλαίων.

## 5.2 Βιβλιογραφική ανασκόπηση

Στα πλαίσια αυτής της ενότητας θα γίνει μια προσπάθεια ώστε να παρουσιαστούν σχέσεις της βιβλιογραφίας που αφορούν το ζήτημα της απόκρισης θεμελίου σε ελαστικό ομοιογενές έδαφος καθώς και της επίδρασης του εγκιβωτισμού. Αντίστοιχες σχέσεις για το ανομοιογενές έδαφος δεν έχουν καταγραφεί στη βιβλιογραφία.

Σύμφωνα λοιπόν με τη δημοσιευμένη βιβλιογραφία, αναπτύχθηκαν σχέσεις [Gazetas, 1991] που συσχετίζουν την δυσκαμψία εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων σε διάφορες συνθήκες φόρτισης με την δυσκαμψία του αντίστοιχου επιφανειακού θεμελίου και τον βαθμό εγκιβωτισμού σε ομοιογενές έδαφος. Επομένως, προκύπτουν συμπεράσματα για την επίδραση του βαθμού εγκιβωτισμού στη δυσκαμψία του συστήματος. Μάλιστα, η επιρροή του εγκιβωτισμού μεταβάλλεται όπως θα δούμε ανάλογα και με τη φόρτιση.

Η σχέση **5.1** συσχετίζει τη δυσκαμψία του συστήματος σε αξονική φόρτιση με τον βαθμό εγκιβωτισμού. Είναι προφανές ότι με την αύξηση του εγκιβωτισμού αυξάνεται και η δυσκαμψία του συστήματός μας. Να τονισθεί ότι ο πρώτος όρος αποτελεί την δυσκαμψία του επιφανειακού θεμελίου σε συνθήκες αξονικής φόρτισης. Οι σχέσεις αυτές εξαρτώνται από το μέτρο διάτμησης  $G$ , τον αριθμό Poisson  $\nu$ , το πλάτος του θεμελίου και τον βαθμό εγκιβωτισμού. Επίσης, στις σχέσεις **5.2**, **5.3** δίνονται οι αντίστοιχες σχέσεις για φόρτιση σε τέμνουσα δύναμη και ροπή. Είναι προφανές ότι οι σχέσεις αυτές επηρεάζονται μόνο από το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους και γι' αυτό

το λόγο είναι εύχρηστες στην εφαρμογή τους. Μάλιστα, στην ενότητα των αναλύσεων θα συσχετίσουμε τα αποτελέσματα των σχέσεων αυτών με τα αποτελέσματα δυσκαμψιών για το ομοιογενές έδαφος.

$$K_v \approx \frac{4.54GB}{1-\nu} \left(1 + 0.10 \frac{D}{B}\right) \left[1 + 0.31 \left(\frac{D}{B}\right)^{2/3}\right] \quad (5.1)$$

$$K_H \approx \frac{9GB}{2-\nu} \left[1 + 0.15 \left(\frac{D}{B}\right)^{0.5}\right] \left[1 + 0.90 \left(\frac{B}{B}\right)^{0.8}\right] \quad (5.2)$$

$$K_\theta \approx \frac{3.6GB^3}{1-\nu} \left[1 + 1.26 \frac{D}{B} \left(1 + \frac{D}{B}\right)\right] \quad (5.3)$$

Άξιο αναφοράς αποτελεί το γεγονός πως κατά την φόρτιση σε τέμνουσα δύναμη δεν επιτρέπεται η στροφή του θεμελίου, ενώ κατά τη φόρτιση σε ροπή δεν επιτρέπεται η οριζόντια μετακίνηση του σημείου φόρτισης του θεμελίου. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω της επιβολής μίας ροπής και μίας αξονικής δύναμης αντίστοιχα στο σημείο φόρτισης του θεμελίου. Με αυτό τον τρόπο επιδιώκεται να γίνει διάκριση στη συνεισφορά των βαθμών ελευθερίας στη δυσκαμψία του συστήματος καθώς όσο μεγαλώνει ο εγκιβωτισμός της θεμελίωσής μας έχουμε μεγαλύτερη σύζευξη του μετακινησιακού και στροφικού βαθμού ελευθερίας. Αυτό λειτουργεί “ανακουφιστικά” στο σύστημά μας καθώς επιτρέπει στο έδαφος να μην φθάνει στην μέγιστη μετακινησιακή ή στροφική δυσκαμψία του καθώς προσφέρει τάσεις αντίδρασης και στους δύο βαθμούς ελευθερίας. Αντίθετα, με τον περιορισμό της κίνησης σε έναν από τους δύο βαθμούς ελευθερίας έχουμε τη δυνατότητα να εκτιμήσουμε την μέγιστη δυσκαμψία του συστήματός μας στη συγκεκριμένη φόρτιση αν και δεν απευθύνεται ακριβώς σε πραγματικές συνθήκες φόρτισης. Ολοκληρώνοντας, να αναφερθεί ότι αυτές οι σχέσεις διαμορφώθηκαν με την παραδοχή της πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους σε όλη τη διάρκεια της φόρτισης. Επομένως, φαινόμενα μη – γραμμικότητας στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους δεν υφίστανται.

### 5.3 Μεθοδολογία ανάλυσης

Για την εξέταση, λοιπόν, της δυσκαμψίας του συστήματος θεμελίου – εδάφους εκτελέσαμε αναλύσεις με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS, v.6.13 (2013). Περιγραφή του προσομοιώματος έγινε στο Κεφάλαιο 2, επομένως, θα αρκεστούμε σε μια αναφορά των επιπλέον παραδοχών σε σχέση με αυτές των προηγούμενων κεφαλαίων. Βασική παραδοχή αποτελεί το γεγονός πως πλέον το εδαφικό υλικό προσομοιάζεται ελαστικά και η φόρτιση του θεμελίου γίνεται στο μέσον της βάσης του θεμελίου για λόγους σύγκρισης με την υπάρχουσα βιβλιογραφία. Επιπλέον σε όλη τη διάρκεια της φόρτισης διατηρείται **πλήρης επαφή εδάφους – θεμελίωσης (Full Bonded Contact, FBC)**. Φαινόμενα  $P - \delta$  δεν λαμβάνονται υπόψη. Να τονισθεί ότι στην ανάλυση των δυσκαμψιών σε φόρτιση οριζόντιας μετακίνησης επιβλήθηκε στροφικός περιορισμός στο σημείο φόρτισης, ενώ στη στροφική φόρτιση επιβλήθηκε οριζόντιος μετακινησιακός περιορισμός. Επιβλήθηκαν μετακινήσεις/στροφές μέχρι να φτάσει το σύστημα στην πλήρη δυσκαμψία του. Στη συνέχεια, διαιρέσαμε την αντοχή του θεμελίου με την αντίστοιχη μετακίνηση/στροφή. Να τονισθεί ότι έγιναν αναλύσεις και για το ομοιογενές έδαφος [Ntritsos, 2012], ούτως ώστε να υπάρξει σύγκριση τόσο με το ανομοιογενές έδαφος όσο και με τις σχέσεις της βιβλιογραφίας.

### 5.4 Δυσκαμψίες συστήματος θεμελίου – εδάφους σε ανομοιογενές έδαφος

Στην ενότητα αυτή θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα των αναλύσεών μας. Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα δυσκαμψιών σε αξονική, τέμνουσα δύναμη και ροπή ανατροπής, για βαθμούς εγκιβωτισμού  $D/B=0.2, 0.5, 1$  και για τα εδάφη ομοιογενές και ανομοιογενή με  $m=2$  και  $m=10$ . Επιπρόσθετα, στα γραφήματα έχουν δοθεί και οι αντίστοιχες τιμές από τις σχέσεις [Gazetas, 1991] για το ομοιογενές έδαφος. Στη συνέχεια, παρουσιάζεται η διακύμανση των δυσκαμψιών για κάθε εδαφικό υλικό ξεχωριστά και για τα διάφορα είδη φορτίσεων. Να τονισθεί ότι οι δυσκαμψίες των εγκιβωτισμένων θεμελίων  $K$  είναι κανονικοποιημένες ως προς τη δυσκαμψία του επιφανειακού θεμελίου  $K_{surf}$  του εκάστοτε εδαφικού υλικού. Είναι εύλογο ότι οι δυσκαμψίες των εδαφικών υλικών ακολουθούν αύξουσα τάση από το ανομοιογενές



έδαφος με  $m=2$  μέχρι το ομοιογενές και γι' αυτό το λόγο δεν παρουσιάζονται οι απόλυτες τιμές των δυσκαμψιών.

#### 5.4.1 Δυσκαμψία συστήματος σε αξονική δύναμη

Στο **Σχήμα 5.1α** είναι εμφανής η επίδραση του εγκιβωτισμού στη δυσκαμψία του συστήματος. Με την αύξησή του υπάρχει αύξηση της δυσκαμψίας. Η επιρροή αυτή είναι περισσότερο εμφανής στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  όπου οι εγκιβωτισμοί  $D/B=0.2, 0.5, 1$  παρουσιάζουν δυσκαμψία 1.97, 3.42 και 6.41 φορές αντίστοιχα μεγαλύτερη από του επιφανειακού θεμελίου. Αντίστοιχα στο πιο “μαλακό” ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$  οι τιμές αυτές είναι 1.77, 2.94 και 5.30 αντίστοιχα. Αυτό οφείλεται κατά κύριο λόγο στο ότι με την αύξηση του εγκιβωτισμού υπάρχει η δυνατότητα για εκμετάλλευση του υψηλότερα αυξανόμενου μέτρου ελαστικότητας που υπάρχει κυρίως στο έδαφος της βάσης του θεμελίου στο “σκληρότερο” έδαφος από ότι στο “μαλακότερο”. Η παράπλευρη επιφάνεια όπως αποδείχθηκε στο κεφάλαιο 3 δεν εμφανίζει και τόσο υψηλή συνεισφορά στην αξονική φόρτιση αν κι επηρεάζει και αυτή το τελικό αποτέλεσμα. Πάραυτα, οι λόγοι αυτοί δεν διαφέρουν και πολύ ώστε να καταλήξουμε ότι υπάρχει μεγάλη διαφορά συμπεριφοράς ανάμεσα στα δύο εδαφικά υλικά. Στο ομοιογενές έδαφος οι αντίστοιχοι λόγοι είναι 1.09, 1.44 και 2.04. Παρατηρείται δηλαδή ένας “κορεσμός” της αύξησης της δυσκαμψίας σε σχέση με την αύξηση του εγκιβωτισμού. Αυτό οφείλεται στο γεγονός πως το έδαφος της βάσης του θεμελίου έχει το ίδιο μέτρο ελαστικότητας για όλους τους εγκιβωτισμούς, οπότε η αύξηση της αντοχής οφείλεται εξολοκλήρου στη συνεισφορά των παράπλευρων τοιχωμάτων του θεμελίου η οποία δεν είναι και τόσο μεγάλη στην αξονική φόρτιση. Ολοκληρώνοντας, να αναφερθούμε και στη σύγκριση με τις σχέσεις [Gazetas, 1991], όπου παρατηρείται μικρή απόκλιση από τις αναλύσεις και ικανοποιητική συσχέτισή τους με τα αποτελέσματά μας. Οι αποκλίσεις είναι 3.6, 12.6 και 29.5% για εγκιβωτισμούς  $D/B=0.2, 0.5, 1$  αντίστοιχα.

### 5.4.2 Δυσκαμψία συστήματος σε τέμνουσα δύναμη

Στο **Σχήμα 5.1β** παρουσιάζεται η μεταβολή της δυσκαμψίας του συστήματος θεμελίου – εδάφους συναρτήσει του βαθμού εγκιβωτισμού σε συνθήκες φόρτισης οριζόντιας δύναμης. Σε πλήρη αντιστοιχία με την αξονική φόρτιση παρατηρούμε ότι η μεγαλύτερη αύξηση της δυσκαμψίας συμβαίνει στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  με τιμές  $K/K_{surf} = 4.11, 9.43$  και  $20.88$  για βαθμούς εγκιβωτισμού  $D/B=0.2, 0.5, 1$  αντίστοιχα. Στο ανομοιογενές  $m=2$  έχουμε αντίστοιχα τιμές  $2.89, 6.16$  και  $13.24$ . Παρουσιάζεται δηλαδή μία αρκετά υψηλή αύξηση της διαφοράς δυσκαμψίας ανάμεσα στα δύο υλικά με την αύξηση του εγκιβωτισμού, σε αντίθεση με τις συνθήκες αξονικής φόρτισης όπου οι διαφορές αυτές ήταν αρκετά περιορισμένες. Αυτό οφείλεται στη μεγαλύτερη συνεισφορά των πλευρικών τοιχωμάτων στη δυσκαμψία του συστήματος. Με την αύξηση λοιπόν του εγκιβωτισμού η συνεισφορά αυτή αυξάνει περισσότερο τη δυσκαμψία στο “σκληρότερο” υλικό κι έτσι προκύπτουν υψηλές διαφοροποιήσεις τιμών. Ειδικά στον εγκιβωτισμό βαθμού  $D/B=1$  προκύπτουν απόκλιση της τάξεως του 37% ανάμεσα στα δύο υλικά. Επιπρόσθετα, παρατηρείται μία μεγάλη αύξηση τιμών σε σχέση με τις τιμές για συνθήκες αξονικής φόρτισης για κάθε υλικό ξεχωριστά. Αυτό οφείλεται στην επίδραση των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου τα οποία επιδρούν σε μεγάλο βαθμό στη φόρτιση σε οριζόντια φόρτιση οπότε παρουσιάζονται μεγάλες αποκλίσεις από τη συμπεριφορά του επιφανειακού θεμελίου. Στο ομοιογενές υλικό οι λόγοι  $K/K_{surf}$  λαμβάνουν τιμές  $1.53, 2.13$  και  $3.00$  για βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=0.2, 0.5, 1$ . Παρατηρείται επομένως μικρή αύξηση του λόγου με την αύξηση του εγκιβωτισμού. Η αύξηση οφείλεται στην αύξηση του εγκιβωτισμού αλλά το γεγονός του περιορισμού της σε σχέση με τα άλλα εδαφικά υλικά οφείλεται στο ότι όλα τα θεμέλια θεμελιώνονται στο ίδιο υλικό (με το ίδιο μέτρο ελαστικότητας) και όχι σε ανομοιογενές υλικό με αυξανόμενο μέτρο ελαστικότητας, όπου δύο παράγοντες αυξάνουν τη δυσκαμψία: ο **μεγαλύτερος εγκιβωτισμός** και το **μεγαλύτερο μέτρο ελαστικότητας** εδαφικού υλικού που αντιστοιχεί στην περιοχή του θεμελίου με μεγαλύτερο βάθος εγκιβωτισμού. Προς επαλήθευση της συμπεριφοράς του ομοιογενούς υλικού δίνονται και τα αποτελέσματα των σχέσεων [Gazetas, 1991], τα οποία εμφανίζουν ελάχιστη απόκλιση από τις τιμές των αναλύσεών μας και σαφώς μικρότερη από τις αντίστοιχες της αξονικής φόρτισης ακόμα και στον κορυφαίο εγκιβωτισμό  $D/B=1$ .

### 5.4.3 Δυσκαμψία συστήματος σε ροπή ανατροπής

Στο **Σχήμα 5.1γ** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων σε συνθήκες φόρτισης ροπής ανατροπής. Είναι εμφανές και πάλι ότι μεγαλύτερη αύξηση των λόγων  $K/K_{surf}$  παρουσιάζει το ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  με τιμές 2.79, 6.75 και 20.31 για βαθμούς εγκιβωτισμού  $D/B=0.2, 0.5, 1$ . Αντίστοιχα, στο “μαλακότερο” ανομοιογενές υλικό οι λόγοι αυτοί έχουν τιμές 2.33, 4.05 και 16.11. Παρατηρούνται και πάλι δηλαδή μεγαλύτερες τιμές στο “σκληρότερο” ανομοιογενές έδαφος για τους λόγους που αναφέραμε στην προηγούμενη ενότητα. Στο ομοιογενές υλικό προέκυψαν τιμές 1.54, 2.82 και 6.60 για βαθμούς εγκιβωτισμού  $D/B=0.2, 0.5, 1$ . Οι τιμές αυτές είναι αυξημένες σε σχέση με τις αντίστοιχες τιμές στη συμπεριφορά του ίδιου εδάφους σε άλλα είδη φορτίσεων καθώς δυσκαμψία του συστήματος σε φόρτιση ροπής επηρεάζεται ιδιαίτερα από την αύξηση του εγκιβωτισμού. Επιπλέον, οι τιμές είναι σαφώς μικρότερες σε σχέση με τις αντίστοιχες των άλλων εδαφικών υλικών. Αυτό οφείλεται στο γεγονός πως όλα τα θεμέλια του ομοιογενούς εδάφους περιβάλλονται από έδαφος με το ίδιο μέτρο ελαστικότητας οπότε η μεταβολή του εγκιβωτισμού να μην αποδίδει μεγαλύτερες δυσκαμψίες αλλά δεν αυξάνει υπερβολικά τις τιμές όπως συμβαίνει στο ανομοιογενές έδαφος με το μεταβαλλόμενο μέτρο ελαστικότητας. Ολοκληρώνοντας, να αναφερθεί και η επαλήθευση με τις σχέσεις [Gazetas, 1991], όπου παρατηρούνται επιτρεπτές αποκλίσεις από τις τιμές των αναλύσεων.

### 5.4.4 Αποτίμηση της συμπεριφοράς της δυσκαμψίας εδαφικών υλικών

Στην ενότητα αυτή θα παρουσιαστεί η συμπεριφορά της δυσκαμψίας του συστήματος για κάθε υλικό ξεχωριστά σε συμπλήρωση των σχολίων στις προηγούμενες ενότητες.

Στο **Σχήμα 5.2α** παρουσιάζονται οι τιμές δυσκαμψίας για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ . Η αύξηση των λόγων  $K/K_{surf}$  είναι περισσότερο αισθητή στη φόρτιση σε ροπή ανατροπής λόγω της υψηλότερης επιρροής του εγκιβωτισμού στη φόρτιση αυτή. Αυτό φαίνεται ιδιαίτερα στον εγκιβωτισμό με  $D/B=1$ . Πάραυτα, μέχρι τον εγκιβωτισμό βαθμού  $D/B=0.5$  υπερτερούν οι τιμές για φόρτιση τέμνουσας. Αυτό οφείλεται στο γεγονός πως έχουμε έδαφος με χαμηλό μέτρο ελαστικότητας με αποτέλεσμα στους

“χαμηλούς” εγκιβωτισμούς να μην έχουμε πλήρη εκμετάλλευση της μεγάλης επιρροής του εγκιβωτισμού στην φόρτιση αυτή. Ολοκληρώνοντας, η δυσκαμψία σε αξονική φόρτιση είναι συγκριτικά χαμηλότερη καθώς ο εγκιβωτισμός επιδρά ουσιαστικά μόνο με την αύξηση του μέτρου ελαστικότητας στη βάση του θεμελίου και σε μικρό βαθμό με τα παράπλευρα τοιχώματα του θεμελίου.

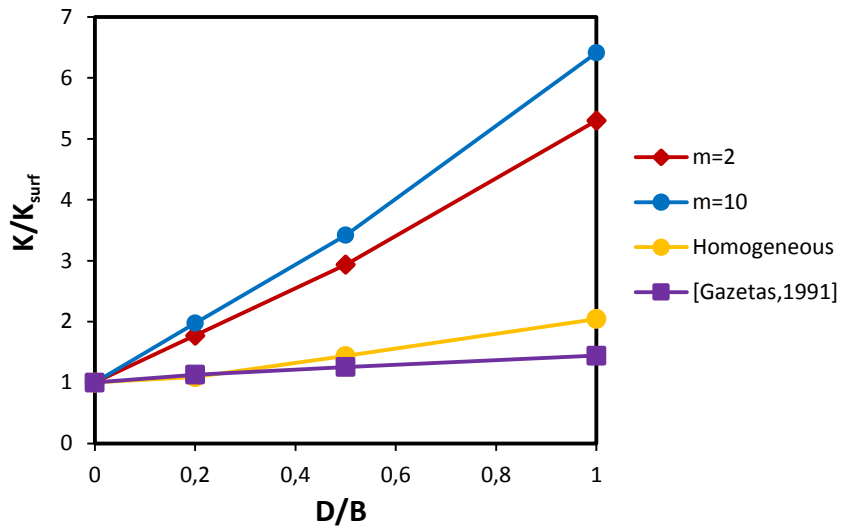
Στο **Σχήμα 5.2β** παρουσιάζονται οι τιμές δυσκαμψίας για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$ . Η εικόνα της μεταβολής των λόγων  $K/K_{surf}$  είναι παρόμοια με του ανομοιογενούς εδάφους με  $m=2$ . Η διαφορά έγκειται στη μεγάλη δυσκαμψία στο θεμέλιο με  $D/B=1$  για φόρτιση τέμνουσας, όπου παρατηρείται αυξημένη και ισάξια με αυτήν για φόρτιση ροπής. Γενικότερα, η δυσκαμψία για αξονική φόρτιση είναι χαμηλότερη σε σχέση με τις άλλες δυσκαμψίες, γεγονός αναμενόμενο.

Στα **Σχήματα 5.2γ** και **5.2δ** παρουσιάζονται οι δυσκαμψίες του ομοιογενούς εδάφους και οι αντίστοιχες τιμές από τις σχέσεις [Gazetas, 1991]. Στο ομοιογενές έδαφος παρατηρείται μια υπεροχή των δυσκαμψιών σε στροφική φόρτιση έναντι των υπολοίπων ήδη από τον εγκιβωτισμό  $D/B=0.5$  κάτι που οφείλεται στην σκληρότητα του εδάφους και την ταυτόχρονη εκμετάλλευση της σύζευξης των βαθμών ελευθερίας λόγω του εγκιβωτισμού. Οι αντίστοιχες τιμές σε αξονική φόρτιση είναι χαμηλότερες σε σχέση με τις άλλες όπως συμβαίνει και στα δύο ανομοιογενή υλικά. Ολοκληρώνοντας, να τονισθεί ότι παρόμοια μεταβολή παρουσιάζουν και τα αποτελέσματα των σχέσεων [Gazetas, 1991] γεγονός που επαληθεύει τα αποτελέσματά μας.

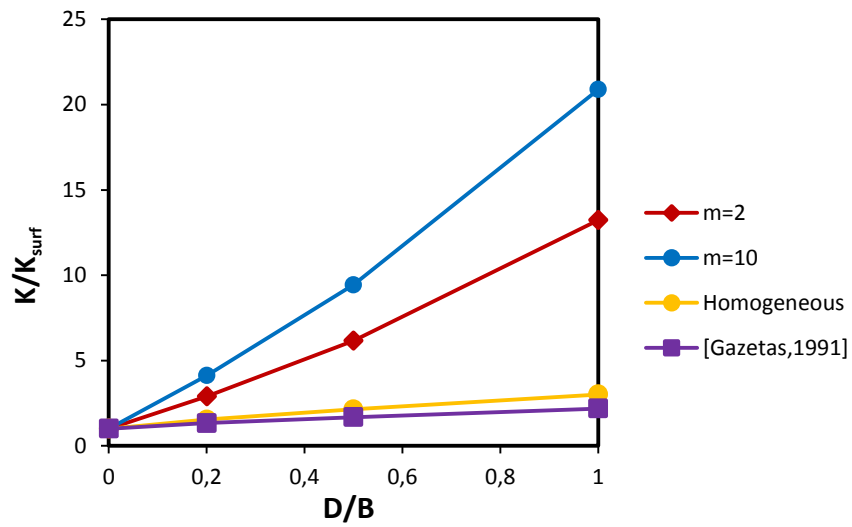
## *Σχήματα 5<sup>ου</sup> Κεφαλαίου*



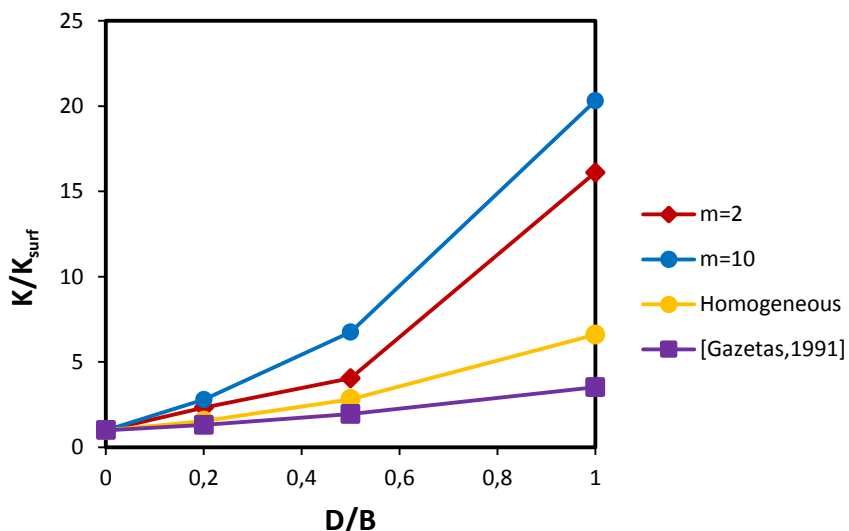




(α)

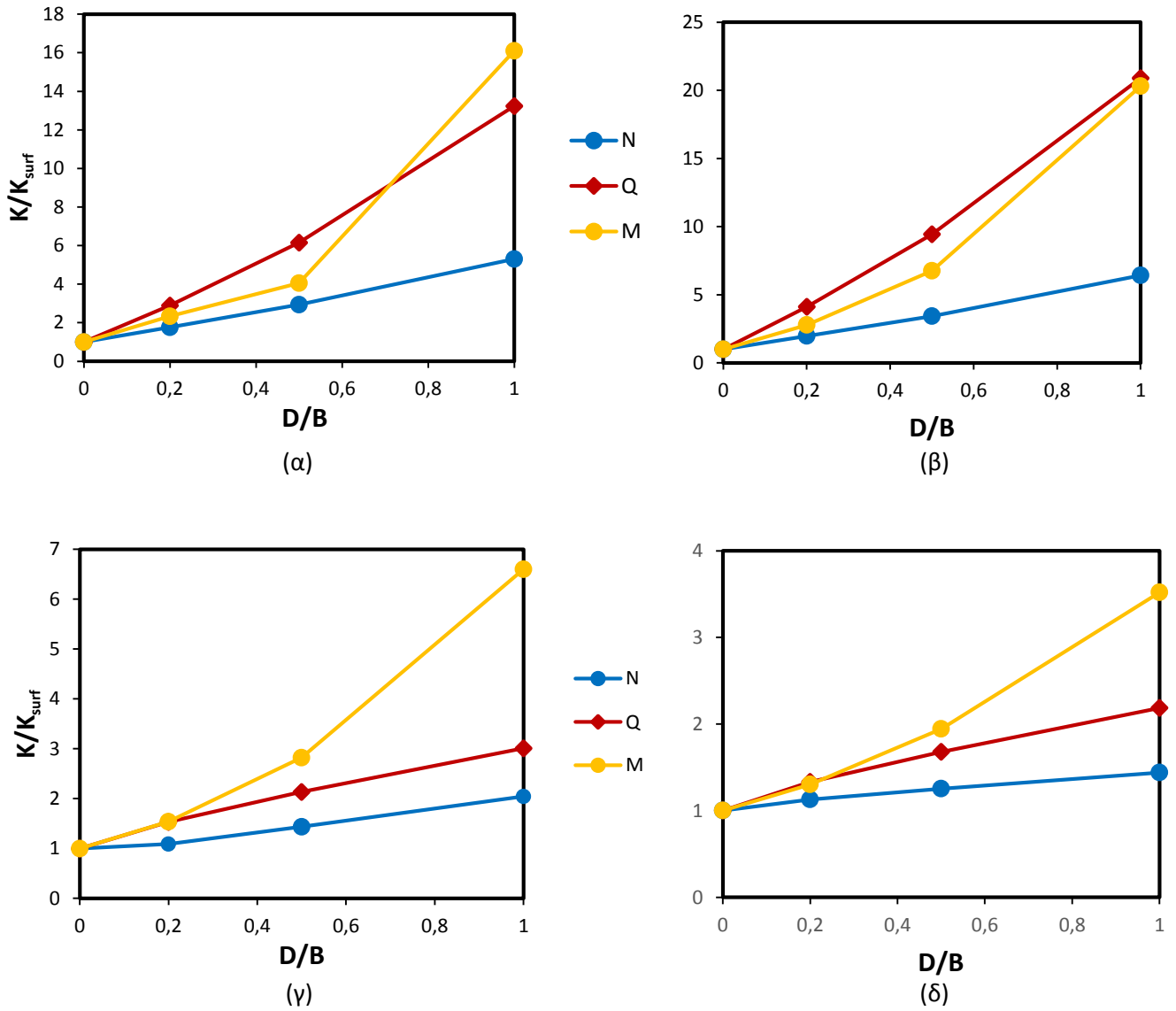


(β)



(γ)

**Σχήμα 5.1** Δυσκαμψίες συστήματος εδάφους – θεμελίωσης στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$ , στο ομοιογενές έδαφος [Ntritsos,2012] και σύμφωνα με τις σχέσεις [Gazetas, 1991] για το ομοιογενές έδαφος [Ntritsos,2012], σε (α) αξονική φόρτιση, (β) φόρτιση τέμνουσας και (γ) φόρτιση ροπής ανατροπής.



**Σχήμα 5.2** Δυσκαμψίες συστήματος εδάφους – θεμελίωσης για διάφορα είδη φορτίσεων (α) στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=2$ , (β) στο ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$ , (γ) στο ομοιογενές έδαφος [Ntritsos,2012] και (δ) σύμφωνα με τις σχέσεις [Gazetas, 1991] για το ομοιογενές έδαφος [Ntritsos,2012].

# 6<sup>ο</sup> Κεφάλαιο

---

## Απόκριση Εγκιβωτισμένων Θεμελιώσεων σε Σεισμικές Διεγέρσεις

6.1 Γενικά χαρακτηριστικά προσομοιώματος

6.2 Σεισμική καταγραφή LXR [Ληξούρι, Κεφαλονιά, 2014]

6.3 Σεισμική καταγραφή [Λευκάδα, 2003]



## 6 Απόκριση Εγκιβωτισμένων Θεμελιώσεων σε Σεισμικές Διεγέρσεις

---

### 6.1 Γενικά χαρακτηριστικά προσομοιώματος

Στα προηγούμενα κεφάλαια διερευνήθηκε η απόκριση των εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων υπό στατική φόρτιση. Το σεισμικό πρόβλημα, ωστόσο, είναι καθαρώς δυναμικής φύσεως. Η σεισμική διέγερση προκαλεί κυρίως εγκάρσια φόρτιση στο θεμέλιο. Ο κινηματικός και ανακυκλικός όμως, χαρακτήρας της, δεν συνεπάγεται απαραίτητως αστοχία. Από την μία πλευρά, η κατασκευή δεν δύναται να φέρει φορτίο μεγαλύτερο της φέρουσας ικανότητάς της. Από την άλλη, ακόμη και αν φτάσει στην οριακή της αντοχή, δεν επέρχεται απαραίτητως αστοχία, καθώς πρόκειται για στιγμιαίως επιβαλλόμενη φόρτιση.

Η σεισμική απόκριση των θεμελιώσεων μελετάται κυρίως σε μία διεύθυνση. Ο σεισμός, ωστόσο, περιλαμβάνει τρεις συνιστώσες, δύο οριζόντιες και μία κατακόρυφη. Στην ενότητα αυτή επιχειρείται μία προκαταρκτική μελέτη της σεισμικής απόκρισης του μονοβάθμιου ταλαντωτή, ο οποίος επιχειρεί να μελετήσει τη συμπεριφορά βάρου γέφυρας με ύψος πυλώνα  $H=10$  m, τιμή ενδεικτική για τα βάθρα συνήθων αστικών γεφυρών. Η ανωδομή σχεδιάζεται ως κυκλικό υποσύλωμα, οπότε η μελέτη σεισμικής απόκρισης σε μία διεύθυνση είναι επαρκής. Επιπρόσθετα, σχεδιάζεται με πολύ υψηλό μέτρο ελαστικότητας, οπότε θεωρείται πρακτικώς άκαμπτο, έτσι ώστε να μην επηρεάζει τις αναλύσεις η κάμψη του πυλώνα. Να τονιστεί ότι η ανωδομή μελετάται με στοιχεία δοκού (B31).

Στο παρόν κεφάλαιο μελετάται η σεισμική απόκριση για τα εδάφη ομοιογενές (Ntritsos, 2012) και ανομοιογενές με  $m=10$  και για θεμέλια εγκιβωτισμού  $D/B=0.2$  και 1. Ο συντελεστής ασφαλείας  $F_{Sv}$  θεωρήθηκε κοινός σε όλες τις αναλύσεις και ίσος με 2, συντελεστής αρκετά χαμηλός αλλά επιβαλλόμενος από τη χαμηλή αντοχή του ανομοιογενούς εδάφους. Για να επιτευχθεί αυτός ο συντελεστής ασφαλείας τοποθετήθηκαν διαφορετικές μάζες σε κάθε προσομοίωμα.

Στο παρόν κεφάλαιο, μελετάται η απόκριση υπό πραγματικές σεισμικές καταγραφές. Προς τούτο, τοποθετήθηκαν κινηματικές δεσμεύσεις στα πλευρικά σύνορα του

καννάβου, προκειμένου να αποδοθεί ρεαλιστικά η απόκριση του ελεύθερου πεδίου, και αποσβεστήρες στη βάση για την ορθή προσομοίωση της απόσβεσης ακτινοβολίας (**Σχήμα 6.1**). Ο συντελεστής απόσβεσης των αποσβεστήρων δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$C = \rho V_s A_d \quad (6.1)$$

όπου,  $\rho$  η πυκνότητα,  $V_s$  η ταχύτητα διάδοσης του διατμητικού κύματος στη βάση του προσομοιώματος και  $A_d$  η ενεργός επιφάνεια του αποσβεστήρα (εξαρτώμενη από την διακριτοποίηση του καννάβου). Χρησιμοποιήθηκαν σαράντα έως εξήντα ομάδες αποσβεστήρων ανάλογα με το μοντέλο, εξαρτώμενοι από την επιφάνεια των εδαφικών στοιχείων, ενώ οι ιδιότητες του εδαφικού υποβάθρου που αντιπροσωπεύουν, παρουσιάζονται στον **Πίνακα 6.1**. Τα στοιχεία  $S_u$  και  $V_s$  για το ανομοιογενές έδαφος αναφέρονται στη βάση του προσομοιώματος:

**Πίνακας 6.1 Χαρακτηριστικά εδάφους**

m	$S_u$ (kPa)	$E_o/S_u$	$\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	$V_s$ (m/s)
0	150	1800	2	213
10	240	1800	2	270

Η υστερητική απόσβεση του εδάφους λήφθηκε ίση με  $\xi_s=1\%$ , προκειμένου να επιτευχθεί ιερωδοελαστική συμπεριφορά στο πεδίο των μικρών παραμορφώσεων. Όσον αφορά την απόσβεση του υποστυλώματος, λήφθηκε ίση με  $\xi_t=5\%$  (συνήθης απόσβεση σκυροδέματος).

Σχετικά με τις συνθήκες στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους, ισχύουν οι συνθήκες ατελούς επαφής, όπως αυτές ορίστηκαν στο κεφάλαιο 4. Να επαναληφθεί ότι, η αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος λαμβάνει χώρα εξαιτίας της μηδενικής εφελκυστικής αντοχής στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους, όταν τείνουν να αναπτυχθούν σε αυτήν εφελκυστικές τάσεις. Η ολίσθηση ακολουθεί τον νόμο τριβής κατά *Coulomb* με  $\phi_a=0$  και  $c_a=\alpha S_u$ . Όταν ξεπεραστεί το συγκεκριμένο όριο τάσης διαδραματίζεται ολίσθηση στην διεπιφάνεια. Να τονιστεί ότι ο συντελεστής  $\alpha$  είναι ίσος με 0.5 για τις παράπλευρες επιφάνειες και με 1 για τη βάση του θεμελίου. Οι τιμές αυτές



θεωρήθηκαν εύλογες καθώς στις παράπλευρες επιφάνειες υπάρχει απομείωση της τριβής λόγω των ατελών επιφανειών, ενώ στην βάση λόγω και του ιδίου βάρους της κατασκευής υπάρχει σχεδόν τέλεια επαφή εδάφους – θεμελίου. Η τιμή του  $S_u$  είναι ίση με το  $S_u$  της βάσης για τα στοιχεία της βάσης ενώ για τα στοιχεία των παραπλεύρων επιφανειών ισούται με την αστράγγιστη διατμητική αντοχή στο μέσον του βάθους εγκιβωτισμού. Επιπρόσθετα, να τονιστεί πως ο συντελεστής τριβής  $\mu$  για τις ανάγκες του προγράμματος θεωρήθηκε ίσος με 1. Η διαφορά σε σχέση με τις αναλύσεις των προηγούμενων κεφαλαίων έγκειται στο ότι πλέον λαμβάνονται υπόψη τα φαινόμενα  $P - \delta$ , λόγω της ύπαρξης της μάζας και όχι λόγω της κάμψης του πυλώνα, καθώς είναι πρακτικώς άκαμπτος.

Στη συνέχεια, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της απόκρισης του προσομοιώματος στις σεισμικές καταγραφές LXR-EW [Ληξούρι, Κεφαλονιά, 2014] και [Λευκάδα, 2003]. Πρόκειται για δύο σεισμικά επεισόδια με διαφορετικά χαρακτηριστικά, τα οποία επηρεάζουν την απόκριση των προσομοιωμάτων, όπως θα αναλυθεί στη συνέχεια.

## 6.2 Σεισμική καταγραφή LXR [Ληξούρι, Κεφαλονιά, 2014]

Η σεισμική καταγραφή LXR-EW αποτελεί μια από τις ισχυρότερες καταγραφές που έχουν εμφανιστεί στον ελλαδικό χώρο. Όπως απεικονίζεται στο **Σχήμα 6.2α**, αποτελείται από τρεις κυρίως παλμούς μεγάλης επιτάχυνσης (μέγιστη τιμή 0.63g) και σχετικώς μεγάλης διάρκειας, διεγείροντας ένα μεγάλο εύρος περιόδων, και κυρίως των ιδιοπεριόδων μεταξύ 0.5 – 2s στις οποίες αντιστοιχεί ένα μεγάλο εύρος κατασκευών. Επιπρόσθετα, λόγω των τριών μακροπεριόδων παλμών είναι εμφανής η παλμική κατευθυντικότητα της καταγραφής, γεγονός που θα μας απασχολήσει στη συνέχεια. Στο **Σχήμα 6.2β** παρουσιάζεται το ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης της καταγραφής με απόσβεση 1%, το οποίο ανταποκρίνεται στην απόσβεση του εδάφους της προσομοίωσης.

Στο **Σχήμα 6.3** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης σχετικά με το ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και για το θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού με  $D/B=0.2$ . Στο **Σχήμα 6.3α** απεικονίζονται τα στοιχεία του προσομοιώματος που θα μας απασχολήσουν. Στο **Σχήμα 6.3β** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία επιτάχυνσης στη βάση

του προσομοιώματος. Παρατηρείται μείωση των τιμών λόγω των αποσβεστήρων με μέγιστη μείωση από 0.63g σε 0.45g. Στο **Σχήμα 6.3γ** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες επιτάχυνσης στο σημείο σύνδεσης του θεμελίου με την ανωδομή ή αλλιώς σημείο αναφοράς (control point: cp) και της κορυφής. Παρατηρείται μείωση των τιμών επιτάχυνσης λόγω της απόσβεσης του εδάφους και της ανωδομής. Ειδικότερα, παρατηρείται μέγιστη μείωση στο cp από 0.63g σε 0.32g ενώ στην ανωδομή η αντίστοιχη τιμή είναι 0.17g με παράλληλη μετατόπιση του παλμού, κάτι που οφείλεται στη διαφορετική ιδιοσυχνότητα ταλάντωσης της ανωδομής. Να τονιστεί ότι εξαιτίας της απόσβεσης της ίδιας της ανωδομής και της ακαμψίας της στο επιταχυνσιογράφημα στην κορυφή ο υψίσυχνος “θόρυβος” παύει να υπάρχει με αποτέλεσμα μια χρονοϊστορία αρκετά ομαλή με μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο. Στο **Σχήμα 6.3δ** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία επιτάχυνσης στο σημείο αναφοράς. Ολοκληρώνοντας στο **Σχήμα 6.3ε** παρουσιάζεται το φάσμα επιτάχυνσης στο σημείο αναφοράς και στην κορυφή με απόσβεση 5%. Οι φασματικές επιταχύνσεις μειώνονται αισθητά, γεγονός λογικό καθώς η ιδιοπερίοδος της ανωδομής μεμονωμένα (λόγω της απεριόριστης ακαμψίας) και του συνολικού συστήματος ( $T \approx 0.6 - 0.7s$ ) είναι χαμηλές και γι’ αυτό και οι επιταχύνσεις στα αντίστοιχα σημεία μειώνονται.

Στο **Σχήμα 6.4α** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της ανηγμένης καθίζησης του σημείου αναφοράς του θεμελίου (να σημειωθεί ότι οι καθιζήσεις είναι αποτέλεσμα μόνο της δυναμικής καταπόνησης). Αρχικά, η συσσώρευση των καθιζήσεων είναι υψηλή ενώ μετά την παρέλευση των ισχυρών παλμών της καταγραφής ( $t \geq 6s$ ) η καθίζηση σταθεροποιείται και παραμένει ίση με  $w/B=0.018$ . Στο **Σχήμα 6.4β** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της στροφής του θεμελίου, όπου προκύπτει πως η εμφάνιση των τριών ισχυρών παλμών (παλμική κατευθυντικότητα) κατευθύνει το θεμέλιο σε μια παραμένουσα στροφή, με αποτέλεσμα οι επόμενοι πιο αδύναμοι παλμοί να μην μπορούν να το επαναφέρουν. Η παραμένουσα στροφή ισούται με 0.019 rad. Στο **Σχήμα 6.4γ** παρουσιάζεται το γράφημα καθίζησης – γωνίας στροφής, από το οποίο προκύπτει η συμφωνία με τα παραπάνω συμπεράσματα.

Στο **Σχήμα 6.5α** παρουσιάζεται το διάγραμμα αναπτυσσόμενης ροπής  $M - \theta$  γωνίας στροφής  $\theta$  μαζί με την μονοτονική καμπύλη. Παρατηρείται ασυμμετρία του υστερητικού βρόχου λόγω της παλμικής κατευθυντικότητας της καταγραφής. Στο **Σχήμα 6.5β**

παρουσιάζεται η χρονοϊστορία αναπτυσσόμενης ροπής  $M$  στο σημείο αναφοράς (μέσον της κορυφής του θεμελίου). Ολοκληρώνοντας, στο **Σχήμα 6.5γ** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία μετακίνησης κορυφής. Είναι εμφανής η επίδραση της κατευθυντικότητας καθώς με την επίδραση των πρώτων ισχυρών παλμών της καταγραφής, η κορυφή κινείται προς τη μία πλευρά και οι επόμενοι ανίσχυροι παλμοί αδυνατούν να το επαναφέρουν. Προκύπτει λοιπόν μια παραμένουσα ανηγμένη μετακίνηση  $u/B=0.06$ .

Όσον αφορά το θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$ , στο **Σχήμα 6.6β** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία επιτάχυνσης στη βάση του προσομοιώματος. Παρατηρείται μείωση των τιμών λόγω των αποσβεστήρων με μέγιστη μείωση από 0.63g σε 0.48g. Στο **Σχήμα 6.6γ** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες επιτάχυνσης στο σημείο σύνδεσης του θεμελίου με την ανωδομή ή αλλιώς σημείο αναφοράς (control point: cp) και της κορυφής. Παρατηρείται μείωση των τιμών επιτάχυνσης λόγω της απόσβεσης του εδάφους και της ανωδομής. Ειδικότερα, παρατηρείται μέγιστη μείωση στο cp από 0.63g σε 0.32g ενώ στην ανωδομή η αντίστοιχη τιμή είναι 0.17g με παράλληλη μετατόπιση του παλμού, κάτι που οφείλεται στη διαφορετική ιδιοσυχνότητα ταλάντωσης της ανωδομής. Να τονιστεί ότι εξαιτίας της απόσβεσης της ίδιας της ανωδομής και της ακαμψίας της στο επιταχυνσιογράφημα στην κορυφή ο υψίσυχνος “θόρυβος” παύει να υπάρχει με αποτέλεσμα μια χρονοϊστορία αρκετά ομαλή με μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο. Στο **Σχήμα 6.6δ** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία επιτάχυνσης στο σημείο αναφοράς. Ολοκληρώνοντας στο **Σχήμα 6.6ε** παρουσιάζεται το φάσμα επιτάχυνσης στο σημείο αναφοράς και στην κορυφή με απόσβεση 5%. Προκύπτει πως για μικρές ιδιοπεριόδους ( $T \leq 1s$ ) οι φασματικές επιταχύνσεις μειώνονται αισθητά, γεγονός λογικό καθώς η ιδιοπερίοδος της ανωδομής μεμονωμένα (λόγω της απεριόριστης ακαμψίας) και του συνολικού συστήματος ( $T \approx 0.6 - 0.7s$ ) είναι χαμηλές και γι’ αυτό και οι επιταχύνσεις στα αντίστοιχα σημεία μειώνονται.

Στο **Σχήμα 6.7α** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της ανηγμένης καθίζησης του σημείου αναφοράς του θεμελίου. Αρχικά, η συσσώρευση των καθιζήσεων είναι υψηλή ενώ μετά την παρέλευση των ισχυρών παλμών της καταγραφής ( $t \geq 6s$ ) η καθίζηση σταθεροποιείται και παραμένει ίση με  $w/B=0.017$ , λίγο μικρότερη δηλαδή από την παραμένουσα καθίζηση του χαμηλού βαθμού εγκιβωτισμού. Αυτό πιθανώς οφείλεται στην πολύ μεγαλύτερη μάζα που έχει επιλεγεί στο προσομοίωμα του υψηλού

εγκιβωτισμού για την επίτευξη του κοινού συντελεστή ασφαλείας. Στο **Σχήμα 6.7β** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της στροφής του θεμελίου, όπου προκύπτει πως η εμφάνιση των τριών ισχυρών παλμών (παλμική κατευθυντικότητα) κατευθύνει το θεμέλιο σε μια παραμένουσα στροφή, με αποτέλεσμα οι επόμενοι πιο αδύναμοι παλμοί να μην μπορούν να το επαναφέρουν. Η παραμένουσα στροφή ισούται με 0.039 rad, τιμή μεγαλύτερη σε σχέση με την αντίστοιχη του χαμηλού εγκιβωτισμού λόγω της πολύ μεγαλύτερης μάζας που επιλέχθηκε στο τελευταίο προσομοίωμα για την επίτευξη του συντελεστή ασφαλείας και της εκτεταμένης εδαφικής διαρροής που επιφέρουν οι μεγάλες παράπλευρες επιφάνειες του θεμελίου. Στο **Σχήμα 6.7γ** παρουσιάζεται το γράφημα καθίζησης – γωνίας στροφής, από το οποίο προκύπτει η συμφωνία με τα παραπάνω συμπεράσματα.

Στο **Σχήμα 6.8α** παρουσιάζεται το διάγραμμα αναπτυσσόμενης ροπής  $M$  – γωνίας στροφής  $\theta$ . Παρατηρείται ασυμμετρία του υστερητικού βρόχου λόγω της παλμικής κατευθυντικότητας της καταγραφής. Στο **Σχήμα 6.8β** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της αναπτυσσόμενης ροπής στο κέντρο της κορυφής του θεμελίου. Παρατηρούμε πως οι τιμές είναι σαφώς μεγαλύτερες σε σχέση με τις αντίστοιχες του μικρότερου εγκιβωτισμού. Ολοκληρώνοντας, στο **Σχήμα 6.8γ** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία μετακίνησης κορυφής. Είναι εμφανής η επίδραση της κατευθυντικότητας καθώς με την επίδραση των πρώτων ισχυρών παλμών της καταγραφής, η κορυφή κινείται προς τη μία πλευρά και οι επόμενοι ανίσχυροι παλμοί αδυνατούν να το επαναφέρουν. Προκύπτει λοιπόν μια παραμένουσα ανηγμένη μετακίνηση  $u/B=0.084$ , μεγαλύτερη από την αντίστοιχη του χαμηλού εγκιβωτισμού για τους λόγους που αναλύθηκαν παραπάνω.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αντίστοιχα αποτελέσματα για το ομοιογενές έδαφος [Ntritsos, 2012] και θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=0.2$ . Στο **Σχήμα 6.9β** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία επιτάχυνσης στη βάση του προσομοιώματος. Παρατηρείται μείωση των τιμών λόγω των αποσβεστών με μέγιστη μείωση από 0.63g σε 0.50g. Στο **Σχήμα 6.9γ** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες επιτάχυνσης στο σημείο σύνδεσης του θεμελίου με την ανωδομή ή αλλιώς σημείο αναφοράς (control point: cp) και της κορυφής. Παρατηρείται μείωση των τιμών επιτάχυνσης λόγω της απόσβεσης του εδάφους και της ανωδομής. Ειδικότερα, παρατηρείται μέγιστη μείωση στο cp από 0.63g σε 0.48g (μικρότερη μείωση σε σχέση με το ανομοιογενές έδαφος) ενώ στην ανωδομή

η αντίστοιχη τιμή είναι 0.14g (παρόμοια με αυτή του ανομοιογενούς) με παράλληλη μετατόπιση του παλμού, κάτι που οφείλεται στη διαφορετική ιδιοσυχνότητα ταλάντωσης της ανωδομής. Να τονιστεί ότι εξαιτίας της απόσβεσης της ίδιας της ανωδομής και της ακαμψίας της, στο επιταχυνσιογράφημα στην κορυφή ο υψίσυχνος “θόρυβος” παύει να υπάρχει με αποτέλεσμα μια χρονοϊστορία αρκετά ομαλή με μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο. Στο **Σχήμα 6.9δ** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία επιτάχυνσης στο σημείο αναφοράς. Ολοκληρώνοντας στο **Σχήμα 6.9ε** παρουσιάζεται το φάσμα επιτάχυνσης στο σημείο αναφοράς και στην κορυφή με απόσβεση 5%. Προκύπτει πως για μικρές ιδιοπεριόδους ( $T \leq 1s$ ) οι φασματικές επιταχύνσεις μειώνονται αισθητά για την ανωδομή. Αντίθετα, στο σημείο αναφοράς παρατηρείται αύξηση των φασματικών επιταχύνσεων για  $T \leq 0.5s$  και  $T = 1s - 1.5s$ . Λαμβάνοντας υπόψιν τη χαμηλή ιδιοπερίοδο του συστήματος προκύπτει ευλόγως η μεγάλη μείωση των επιταχύνσεων στην ανωδομή και η μικρή μείωση των επιταχύνσεων στο σημείο αναφοράς.

Στο **Σχήμα 6.10α** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της ανηγμένης καθίζησης του σημείου αναφοράς του θεμελίου. Αρχικά, η συσσώρευση των καθιζήσεων είναι υψηλή ενώ μετά την παρέλευση των ισχυρών παλμών της καταγραφής ( $t \geq 6s$ ) η καθίζηση σταθεροποιείται και παραμένει ίση με  $w/B = 0.027$ . Καθίζηση μεγαλύτερη σε σχέση με το προηγούμενο θεμέλιο λόγω του χαμηλού εγκιβωτισμού (η αύξηση του εγκιβωτισμού με τις μεγαλύτερες παράπλευρες επιφάνειες επιφέρει μικρότερες καθιζήσεις) και μεγαλύτερη σε σχέση με το ανομοιογενές έδαφος, πιθανότατα λόγω της ύπαρξης μεγαλύτερης μάζας στην ανωδομή. Στο **Σχήμα 6.10β** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της στροφής του θεμελίου, όπου προκύπτει πως η εμφάνιση των τριών ισχυρών παλμών (παλμική κατευθυντικότητα) κατευθύνει το θεμέλιο σε μια παραμένουσα στροφή, με αποτέλεσμα οι επόμενοι πιο αδύναμοι παλμοί να μην μπορούν να το επαναφέρουν. Η παραμένουσα στροφή ισούται με 0.016 rad (μικρότερη σε σχέση με πριν λόγω της μεγαλύτερης “σκληρότητας” του εδάφους). Στο **Σχήμα 6.10γ** παρουσιάζεται το γράφημα καθίζησης – γωνίας στροφής, από προκύπτει η συμφωνία με τα παραπάνω συμπεράσματα. Γενικά το ομοιογενές έδαφος επηρεάζεται λιγότερο από την παλμική κατευθυντικότητα και γι’ αυτό η παραμένουσα στροφή μετά τους ισχυρούς παλμούς της καταγραφής είναι μικρότερη.

Στο **Σχήμα 6.11α** παρουσιάζεται το διάγραμμα αναπτυσσόμενης ροπής  $M$  – γωνίας στροφής  $\theta$ . Παρατηρείται ασυμμετρία του υστερητικού βρόχου λόγω της παλμικής κατευθυντικότητας της καταγραφής (λιγότερη σε σχέση με αυτή των προηγούμενων θεμελίων). Στο **Σχήμα 6.11β** απεικονίζεται η χρονοϊστορία της αναπτυσσόμενης ροπής  $M$  στο μέσον της κορυφής του θεμελίου. Παρατηρούνται μεγαλύτερες τιμές σε σχέση με αυτές των θεμελίων στο ανομοιογενές έδαφος λόγω της μεγαλύτερης αντοχής και δυσκαμψίας του συστήματος. Ολοκληρώνοντας, στο **Σχήμα 6.11γ** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία μετακίνησης κορυφής. Είναι εμφανής η επίδραση της κατευθυντικότητας καθώς με την επίδραση των πρώτων ισχυρών παλμών της καταγραφής, η κορυφή κινείται προς τη μία πλευρά και οι επόμενοι ανίσχυροι παλμοί αδυνατούν να το επαναφέρουν. Προκύπτει λοιπόν μια παραμένουσα ανηγμένη μετακίνηση  $u/B=0.036$ , μικρότερη σε σχέση με πριν λόγω της μικρότερης στροφής του θεμελίου. Να τονιστεί πως η παραμένουσα μετακίνηση συνδέεται με την παραμένουσα στροφή λόγω της ακαμψίας του ανωδομής.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αντίστοιχα αποτελέσματα για το ομοιογενές έδαφος [Ntritsos, 2012] και θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$ . Στο **Σχήμα 6.12β** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία επιτάχυνσης στη βάση του προσομοιώματος. Παρατηρείται μείωση των τιμών λόγω των αποσβεστήρων με μέγιστη μείωση από 0.63g σε 0.50g. Στο **Σχήμα 6.12γ** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες επιτάχυνσης στο σημείο σύνδεσης του θεμελίου με την ανωδομή ή αλλιώς σημείο αναφοράς (control point: cp) και της κορυφής. Παρατηρείται μείωση των τιμών επιτάχυνσης λόγω της απόσβεσης του εδάφους και της ανωδομής. Ειδικότερα, παρατηρείται μέγιστη μείωση στο σημείο αναφοράς από 0.63g σε 0.39g (μικρότερη μείωση σε σχέση με το ανομοιογενές έδαφος, όπου για τον ίδιο βαθμό εγκιβωτισμού είναι 0.32g), ενώ στην ανωδομή η αντίστοιχη τιμή είναι 0.21g (μεγαλύτερη από αυτή του ανομοιογενούς) με παράλληλη μετατόπιση του παλμού, κάτι που οφείλεται στη διαφορετική συχνότητα ταλάντωσης της ανωδομής. Να τονιστεί ότι εξαιτίας της απόσβεσης της ίδιας της ανωδομής και της ακαμψίας της στο επιταχυνσιογράφημα στην κορυφή ο υψίσυχνος “θόρυβος” παύει να υπάρχει με αποτέλεσμα μια χρονοϊστορία αρκετά ομαλή με μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο. Στο **Σχήμα 6.12δ** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία επιτάχυνσης στο σημείο αναφοράς. Ολοκληρώνοντας στο **Σχήμα 6.12ε** παρουσιάζεται το φάσμα επιτάχυνσης στο σημείο αναφοράς και στην κορυφή με απόσβεση 5%. Προκύπτει πως για μικρές ιδιοπεριόδους

( $T \leq 1s$ ) οι φασματικές επιταχύνσεις μειώνονται αισθητά για την ανωδομή. Αντίθετα, στο σημείο αναφοράς παρατηρείται αύξηση των φασματικών επιταχύνσεων για  $T \leq 0.5s$  και  $T = 1s$  έως  $1.5s$ . Λαμβάνοντας υπόψιν τη χαμηλή ιδιοπερίοδο του συστήματος προκύπτει ευλόγως η μεγάλη μείωση των επιταχύνσεων στην ανωδομή και η μικρή μείωση των επιταχύνσεων στο σημείο αναφοράς.

Στο **Σχήμα 6.13α** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της ανηγμένης καθίζησης του σημείου αναφοράς του θεμελίου. Αρχικά, η συσσώρευση των καθιζήσεων είναι υψηλή ενώ μετά την παρέλευση των ισχυρών παλμών της καταγραφής ( $t \geq 6s$ ) η καθίζηση σταθεροποιείται και παραμένει ίση με  $w/B=0.027$ . Καθίζηση ίδια σε σχέση με τον βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=0.2$  (οφείλεται στις διαφορετικές μάζες της ανωδομής για την επίτευξη ίδιου συντελεστή ασφαλείας) και μεγαλύτερη σε σχέση με το ανομοιογενές έδαφος. Στο **Σχήμα 6.13β** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της στροφής του θεμελίου, όπου προκύπτει πως παρά την παλμική κατευθυντικότητα η παραμένουσα στροφή είναι πολύ χαμηλή και μάλιστα ίση με  $0.004$  rad. Αυτό οφείλεται στη μεγαλύτερη δυσκαμψία τόσο του εδάφους όσο και του συστήματος με το θεμέλιο  $D/B=1$  καθώς προκύπτει χαμηλή επίδραση της παλμικής κατευθυντικότητας. Στο **Σχήμα 6.13γ** παρουσιάζεται το γράφημα καθίζησης – γωνίας στροφής, από προκύπτει η συμφωνία με τα παραπάνω συμπεράσματα.

Στο **Σχήμα 6.14α** παρουσιάζεται το διάγραμμα αναπτυσσόμενης ροπής  $M$  – γωνίας στροφής  $\theta$ . Παρατηρείται ασυμμετρία του υστερητικού βρόχου λόγω της παλμικής κατευθυντικότητας της καταγραφής (λιγότερη όμως σε σχέση με αυτή των προηγούμενων θεμελίων). Επιπρόσθετα, το μέγεθος του βρόχου υστέρησης είναι μεγαλύτερο σε σχέση με το θεμέλιο χαμηλού εγκιβωτισμού λόγω της μεγαλύτερης συμβολής των παράπλευρων επιφανειών και της ταυτόχρονα μεγαλύτερης απορρόφησης ενέργειας, αποτέλεσμα της μεγαλύτερης εδαφικής διαρροής. Σε σύγκριση με το αντίστοιχο θεμέλιο για το ανομοιογενές έδαφος, και πάλι ο βρόχος υστέρησης είναι μεγαλύτερου μεγέθους λόγω της μεγαλύτερης απορρόφησης ενέργειας στο ομοιογενές έδαφος. Στο **Σχήμα 6.14β** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία αναπτυσσόμενης ροπής  $M$  στο σημείο αναφοράς και ευλόγως προκύπτουν οι υψηλότερες τιμές σε σχέση με τις τρεις προηγούμενες αναλύσεις. Ολοκληρώνοντας, στο **Σχήμα 6.14γ** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία μετακίνησης κορυφής. Είναι εμφανής η



πολύ μικρότερη επίδραση της παλμικής κατευθυντικότητας καθώς παρά την επίδραση των πρώτων ισχυρών παλμών της καταγραφής, η τελική ανηγμένη περαμένουσα μετατόπιση της κορυφής είναι ίση με  $u/B=0.01$ .

### 6.3 Σεισμική καταγραφή [Λευκάδα, 2003]

Η σεισμική καταγραφή της Λευκάδας αποτελεί μια από τις πιο ενδιαφέρουσες καταγραφές που έχουν εμφανιστεί στον ελλαδικό χώρο. Όπως απεικονίζεται στο **Σχήμα 6.15α**, είναι μια καταγραφή μεγάλης διάρκειας με πολλούς κύκλους μεγάλης συχνότητας με μέγιστη τιμή επιτάχυνσης 0.42g, διεγείροντας ένα μεγάλο εύρος περιόδων, και κυρίως των ιδιοπεριόδων μεταξύ 0.3 – 0.45s και 0.6 – 0.7s. Πρόκειται λοιπόν για μια καταγραφή με διαφορετικά χαρακτηριστικά σε σχέση με αυτή του Ληξουρίου (μικρότερης έντασης, αλλά μεγαλύτερης συχνότητας και διάρκειας). Επιπρόσθετα, είναι σημαντικό να τονιστεί πως η καταγραφή της Λευκάδας είναι καταγραφή μακρινού πεδίου και συνεπώς είναι απαλλαγμένη από την όποια κατευθυντικότητα εγγύς του ρήγματος που γεννά παραμένουσες παραμορφώσεις. Στο **Σχήμα 6.15β** παρουσιάζεται το ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης της καταγραφής με απόσβεση 1%, το οποίο ανταποκρίνεται στην απόσβεση του εδάφους της προσομοίωσης.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=0.2$ . Στο **Σχήμα 6.16β** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία επιτάχυνσης στη βάση του προσομοιώματος. Παρατηρείται μείωση των τιμών λόγω των αποσβεστήρων με μέγιστη μείωση από 0.42g σε 0.15g στα 7.64s. Στο **Σχήμα 6.16γ** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες επιτάχυνσης στο σημείο σύνδεσης του θεμελίου με την ανωδομή ή αλλιώς σημείο αναφοράς (control point: cp) και της κορυφής. Στο σημείο αναφοράς, παρατηρείται μικρή μείωση των τιμών επιτάχυνσης λόγω της απόσβεσης του εδάφους και της ανωδομής σε σχέση με το επιταχυνσιογράφημα της καταγραφής. Σε σχέση με το επιταχυνσιογράφημα σε σημείο της βάσης του προσομοιώματος παρατηρείται αύξηση σε πολλές αντίστοιχες τιμές (μεγαλύτερη αύξηση 0.4g από 0.16g), ενώ σε άλλα σημεία έχουμε μικρή μείωση. Η αύξηση των τιμών οφείλεται στην ιδιοπερίοδο του συστήματος εδάφους – θεμελίου

( $T \approx 0.6-0.7s$ ), η οποία όπως φαίνεται από το φάσμα (**Σχήμα 6.16ε**), δίνει αύξηση δίνει αύξηση τιμών. Στην κορυφή, εξαιτίας της απόσβεσης της ίδιας της ανωδομής και της ακαμψίας της, ο υψίσυχνος “θόρυβος” παύει να υπάρχει με αποτέλεσμα μια χρονοϊστορία αρκετά ομαλή με μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο. Στο **Σχήμα 6.16δ** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία επιτάχυνσης στο σημείο αναφοράς. Ολοκληρώνοντας στο **Σχήμα 6.16ε** παρουσιάζεται το φάσμα επιτάχυνσης στο σημείο αναφοράς και στην κορυφή με απόσβεση 5%. Από αυτό προκύπτει, όπως τονίστηκε, η αύξηση των επιταχύνσεων στο σημείο αναφοράς και η μείωση στην κορυφή.

Στο **Σχήμα 6.17α** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της ανηγμένης καθίζησης του σημείου αναφοράς του θεμελίου. Η συσσώρευση των καθιζήσεων παρουσιάζει διαφορετική τάση σε σχέση με την καταγραφή του Ληξουρίου, όπου αρχικά υπήρχε υψηλή συσσώρευση και από ένα σημείο και μετά ο ρυθμός καθίζησης μηδενιζόταν. Εδώ υπάρχει σχεδόν συνεχής αύξηση με πιο ομαλό ρυθμό λόγω των πολλών αντίθετων παλμών της καταγραφής. Ο ρυθμός καθίζησης συνεχίζει και μετά τα 11s για να προκύψει ανηγμένη παραμένουσα καθίζηση  $w/B=0.01$  (**Σχήμα 6.17γ**), τιμή σαφώς μικρότερη σε σχέση με αυτές του Ληξουρίου. Στο **Σχήμα 6.17β** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της στροφής του θεμελίου, όπου φαίνεται πως αρχικά υπάρχει μία τάση για αρνητική στροφή όμως με την αύξηση των παρελθόντων παλμών η παραμένουσα στροφή μειώνεται, για να προκύψει αμελητέα παραμένουσα στροφή, αντίθετα με το σεισμό του Ληξουρίου, λόγω της μη ύπαρξης παλμικής κατευθυντικότητας. Στο **Σχήμα 6.17γ** παρουσιάζεται το γράφημα καθίζησης – γωνίας στροφής, από το οποίο προκύπτει η συμφωνία με τα παραπάνω συμπεράσματα.

Στο **Σχήμα 6.18α** παρουσιάζεται το διάγραμμα αναπτυσσόμενης ροπής  $M$  – γωνίας στροφής  $\theta$ . Παρατηρείται συμμετρία και μικρό μέγεθος του υστερητικού βρόχου λόγω της μη ύπαρξης παλμικής κατευθυντικότητας και του συχνοτικού περιεχομένου της καταγραφής. Στο **Σχήμα 6.18β** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία αναπτυσσόμενης ροπής  $M$  στην κορυφή, η οποία είναι σχετικά μικρή. Ολοκληρώνοντας, στο **Σχήμα 6.18γ** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία μετακίνησης κορυφής. Είναι εμφανές πως με την απουσία παλμικής κατευθυντικότητας, η τελική ανηγμένη παραμένουσα μετατόπιση της κορυφής είναι πολύ μικρή και ίση με  $u/B=0.002$ . Οι πολλοί κύκλοι αντιδιαμετρικής φοράς επαναφέρουν το σύστημα και το οδηγούν σε μικρή παραμένουσα μετακίνηση.

Στο **Σχήμα 6.19** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για το ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$ . Στο **Σχήμα 6.19β** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία επιτάχυνσης στη βάση του προσομοιώματος. Παρατηρείται μείωση των τιμών λόγω των αποσβεστήρων με μέγιστη μείωση από 0.42g σε 0.007g στα 7.64s. Γενικά η χρονοϊστορία επιτάχυνσης παρουσιάζει παρόμοιες τιμές με την αντίστοιχη για βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=0.2$ . Στο **Σχήμα 6.19γ** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες επιτάχυνσης στο σημείο σύνδεσης του θεμελίου με την ανωδομή ή αλλιώς σημείο αναφοράς (control point: cp) και της κορυφής. Στο σημείο αναφοράς, παρατηρείται μείωση των τιμών επιτάχυνσης λόγω της απόσβεσης του εδάφους και της ανωδομής σε σχέση με το επιταχυνσιογράφημα της καταγραφής. Σε σχέση με το επιταχυνσιογράφημα σε σημείο της βάσης του προσομοιώματος παρατηρείται μείωση λόγω της απόσβεσης και της ιδιοσυχνότητας του συστήματος (**Σχήμα 6.19ε**). Στην κορυφή, εξαιτίας της απόσβεσης της ίδιας της ανωδομής και της ακαμψίας της, ο υψίσυχνος “θόρυβος” παύει να υπάρχει με αποτέλεσμα μια χρονοϊστορία αρκετά ομαλή με μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο. Οι τιμές της επιτάχυνσης στην κορυφή είναι περίπου ίδιες με αυτές του χαμηλού εγκιβωτισμού. Στο **Σχήμα 6.19δ** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία επιτάχυνσης στο σημείο αναφοράς. Ολοκληρώνοντας στο **Σχήμα 6.19ε** παρουσιάζεται το φάσμα επιτάχυνσης στο σημείο αναφοράς και στην κορυφή με απόσβεση 5%. Από αυτό προκύπτει, όπως τονίστηκε, η μείωση των επιταχύνσεων στο σημείο αναφοράς.

Στο **Σχήμα 6.20α** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της ανηγμένης καθίζησης του σημείου αναφοράς του θεμελίου. Ο ρυθμός καθίζησης (σε αντίθεση με τον χαμηλό εγκιβωτισμό) είναι αμελητέος για  $t \geq 11s$  για να προκύψει ανηγμένη παραμένουσα καθίζηση  $w/B=0.005$  (**Σχήμα 6.20γ**), τιμή σαφώς μικρότερη σε σχέση με αυτές του Ληξουρίου αλλά και του χαμηλού εγκιβωτισμού. Στο **Σχήμα 6.20β** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της στροφής του θεμελίου, όπου φαίνεται πως αρχικά υπάρχει μία τάση για αρνητική στροφή όμως με την αύξηση των παρελθόντων παλμών η παραμένουσα στροφή μειώνεται, για να προκύψει αμελητέα παραμένουσα στροφή. Στο **Σχήμα 6.20γ** παρουσιάζεται το γράφημα καθίζησης – γωνίας στροφής, από το οποίο προκύπτει η συμφωνία με τα παραπάνω συμπεράσματα.

Στο **Σχήμα 6.21α** παρουσιάζεται το διάγραμμα αναπτυσσόμενης ροπής  $M$  – γωνίας στροφής  $\theta$ . Παρατηρείται συμμετρία και μικρό μέγεθος του υστερητικού βρόχου λόγω

της μη ύπαρξης παλμικής κατευθυντικότητας και του συχνοτικού περιεχομένου της καταγραφής. Το μέγεθος του βρόχου είναι μεγαλύτερο σε σχέση με τον χαμηλό εγκιβωτισμό, γεγονός που οφείλεται στη μεγαλύτερη απορρόφηση ενέργειας. Στο **Σχήμα 6.21β** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία αναπτυσσόμενης ροπής  $M$  στην κορυφή, η οποία είναι σχετικά μικρή. Ολοκληρώνοντας, στο **Σχήμα 6.21γ** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία μετακίνησης κορυφής. Είναι εμφανές πως με την απουσία παλμικής κατευθυντικότητας και την επίδραση του εγκιβωτισμού, η τελική ανηγμένη παραμένουσα μετατόπιση της κορυφής είναι αμελητέα.

Στο **Σχήμα 6.22** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για το ομοιογενές έδαφος [Ntritsos, 2012] και θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=0.2$ . Στο **Σχήμα 6.22β** απεικονίζεται η μείωση της χρονοϊστορίας επιτάχυνσης στη βάση του προσομοιώματος λόγω των αποσβεστήρων. Στο σημείο αναφοράς υπάρχει ενίσχυση της καταγραφής λόγω της ιδιοσυχνότητας του συστήματος (**Σχήμα 6.22γ**). Στην κορυφή, εξαιτίας της απόσβεσης της ίδιας της ανωδομής και της ακαμψίας της, ο υψίσυχνος “θόρυβος” παύει να υπάρχει με αποτέλεσμα μια χρονοϊστορία αρκετά ομαλή με μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο. Οι τιμές της επιτάχυνσης στην κορυφή είναι περίπου ίδιες με αυτές του χαμηλού εγκιβωτισμού στο ανομοιογενές έδαφος. Στο **Σχήμα 6.22δ** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία επιτάχυνσης στο σημείο αναφοράς. Ολοκληρώνοντας, στο **Σχήμα 6.22ε** παρουσιάζεται το φάσμα επιτάχυνσης στο σημείο αναφοράς και στην κορυφή με απόσβεση 5%.

Στο **Σχήμα 6.23α** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της ανηγμένης καθίζησης του σημείου αναφοράς του θεμελίου. Ο ρυθμός καθίζησης (σε αντίθεση με τον χαμηλό εγκιβωτισμό του ανομοιογενούς εδάφους) είναι αμελητέος για  $t \geq 11s$  για να προκύψει ανηγμένη παραμένουσα καθίζηση  $w/B=0.0075$ , τιμή μικρότερη σε σχέση με αυτές του Ληξουρίου αλλά και του χαμηλού εγκιβωτισμού στο ανομοιογενές έδαφος λόγω της μεγαλύτερης αντοχής του εδάφους. Στο **Σχήμα 6.23β** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της στροφής του θεμελίου, όπου φαίνεται πως αρχικά υπάρχει μία τάση για αρνητική στροφή όμως με την αύξηση των παρελθόντων παλμών η παραμένουσα στροφή μειώνεται, για να προκύψει αμελητέα παραμένουσα στροφή. Στο **Σχήμα 6.23γ** παρουσιάζεται το γράφημα καθίζησης – γωνίας στροφής, από το οποίο προκύπτει η συμφωνία με τα παραπάνω συμπεράσματα.

Στο **Σχήμα 6.24α** παρουσιάζεται το διάγραμμα αναπτυσσόμενης ροπής  $M$  – γωνίας στροφής  $\theta$ . Παρατηρείται συμμετρία και μικρό μέγεθος του υστερητικού βρόχου λόγω της μη ύπαρξης παλμικής κατευθυντικότητας και του συχνοτικού περιεχομένου της καταγραφής. Το μέγεθος του βρόχου είναι μεγαλύτερο σε σχέση με τον χαμηλό εγκιβωτισμό του ανομοιογενούς εδάφους, γεγονός που οφείλεται στη μεγαλύτερη απορρόφηση ενέργειας. Στο **Σχήμα 6.24β** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία αναπτυσσόμενης ροπής  $M$  στην κορυφή, η οποία είναι σχετικά μικρή. Ολοκληρώνοντας, στο **Σχήμα 6.24γ** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία ανηγμένης μετακίνησης κορυφής, η οποία είναι μικρή και ίση με  $u/B=0.0017$ .

Ολοκληρώνοντας, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για το ομοιογενές έδαφος [Ntritsos, 2012] και για θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού  $D/B=1$ . Στο **Σχήμα 6.25β** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία επιτάχυνσης στη βάση του προσομοιώματος. Παρατηρείται μείωση των τιμών λόγω των αποσβεστήρων. Στο **Σχήμα 6.25γ** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες επιτάχυνσης στο σημείο σύνδεσης του θεμελίου με την ανωδομή ή αλλιώς σημείο αναφοράς (control point: cp) και της κορυφής. Στο σημείο αναφοράς, παρατηρείται αύξηση των τιμών επιτάχυνσης λόγω της ιδιοσυχνότητας του συστήματος. Στην κορυφή, εξαιτίας της απόσβεσης της ίδιας της ανωδομής και της ακαμψίας της, ο υψίσυχνος “θόρυβος” παύει να υπάρχει με αποτέλεσμα μια χρονοϊστορία αρκετά ομαλή με μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο. Οι τιμές της επιτάχυνσης στην κορυφή είναι περίπου ίδιες με αυτές στη βάση του προσομοιώματος λόγω της ιδιοσυχνότητας της ανωδομής και της καταγραφής. Τα παραπάνω συμπεράσματα εξηγούνται από τις φασματικές τιμές επιτάχυνσης στο **Σχήμα 6.25ε**. Στο **Σχήμα 6.25δ** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία επιτάχυνσης στο σημείο αναφοράς.

Στο **Σχήμα 6.26α** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της ανηγμένης καθίζησης του σημείου αναφοράς του θεμελίου. Ο ρυθμός είναι αμελητέος για  $t \geq 11s$  για να προκύψει ανηγμένη παραμένουσα καθίζηση  $w/B=0.012$ , τιμή σαφώς μικρότερη σε σχέση με αυτές του Ληξουρίου αλλά μεγαλύτερη σε σχέση με αυτή του ανομοιογενούς εδάφους για  $D/B=1$ . Στο **Σχήμα 6.26β** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της στροφής του θεμελίου, όπου φαίνεται πως αρχικά υπάρχει μία τάση για αρνητική στροφή όμως με την αύξηση των παρελθόντων παλμών η παραμένουσα στροφή μειώνεται, για να προκύψει αμελητέα

παραμένουσα στροφή. Στο **Σχήμα 6.26γ** παρουσιάζεται το γράφημα καθίζησης – γωνίας στροφής, από το οποίο προκύπτει η συμφωνία με τα παραπάνω συμπεράσματα.

Στο **Σχήμα 6.27α** παρουσιάζεται το διάγραμμα αναπτυσσόμενης ροπής  $M$  – γωνίας στροφής  $\theta$ . Παρατηρείται συμμετρία και μικρό μέγεθος του υστερητικού βρόχου λόγω της μη ύπαρξης παλμικής κατευθυντικότητας και του συχνοτικού περιεχομένου της καταγραφής. Το μέγεθος του βρόχου είναι μεγαλύτερο σε σχέση με τον χαμηλό εγκιβωτισμό, γεγονός που οφείλεται στη μεγαλύτερη απορρόφηση ενέργειας. Για τον ίδιο λόγο, το μέγεθος του βρόχου είναι μεγαλύτερο σε σχέση και με το ανομοιογενές έδαφος για τον ίδιο εγκιβωτισμό. Στο **Σχήμα 6.27β** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία αναπτυσσόμενης ροπής  $M$  στην κορυφή, η οποία παρουσιάζει μεγαλύτερες τιμές σε σχέση με τις προηγούμενες αναλύσεις της καταγραφής της Λευκάδας. Ολοκληρώνοντας, στο **Σχήμα 6.27γ** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία μετακίνησης κορυφής. Είναι εμφανές πως με την απουσία παλμικής κατευθυντικότητας και την επίδραση του εγκιβωτισμού, η τελική περαμένουσα μετατόπιση της κορυφής είναι αμελητέα.

Συνοψίζοντας, να τονιστεί ότι ανεξαρτήτως διέγερσης με την αύξηση του εγκιβωτισμού μειώνεται η παραμένουσα καθίζηση και στροφή, η παραμένουσα μετακίνηση της κορυφής, αυξάνεται το μέγεθος του βρόχου υστέρησης και η αναπτυσσόμενη ροπή στο μέσον της κορυφής του θεμελίου, ενώ υπάρχει τάση για αύξηση των επιταχύνσεων στην κορυφή και μείωση στο σημείο αναφοράς (μέσον κορυφής του θεμελίου). Από την άλλη πλευρά, αυξανόμενης της σκληρότητας του εδαφικού υλικού, μειώνεται η παραμένουσα στροφή και μετακίνηση της κορυφής, ενώ αυξάνεται το μέγεθος του βρόχου υστέρησης και η αναπτυσσόμενη ροπή στο μέσον της κορυφής του θεμελίου και υπάρχει τάση για αύξηση των επιταχύνσεων στην κορυφή και στο σημείο αναφοράς. Όσον αφορά την παραμένουσα καθίζηση, για την μακροπερίοδη και μεγάλης κατευθυντικότητας καταγραφή του Ληξουρίου παρατηρείται αύξηση με την αύξηση της “σκληρότητας” του εδαφικού υλικού, ενώ στην υψίσυχη καταγραφή της Λευκάδας για την ίδια τάση, στο χαμηλό εγκιβωτισμό υπάρχει μείωση της καθίζησης και στον μεγάλο εγκιβωτισμό αύξηση. Θα πρέπει ωστόσο να τονιστεί πως το ανομοιογενές έδαφος είναι πιο επιρρεπές στην παλμική κατευθυντικότητα του σεισμού του Ληξουρίου με μεγαλύτερες παραμένουσες στροφές, ειδικά στην περίπτωση του θεμελίου μεγάλου εγκιβωτισμού.

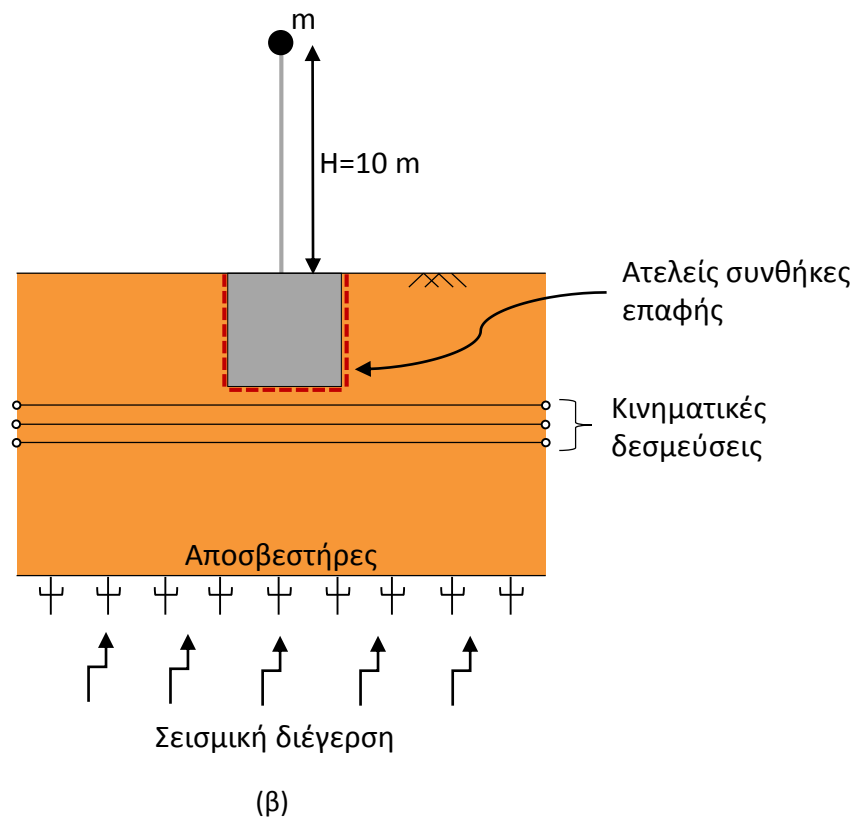
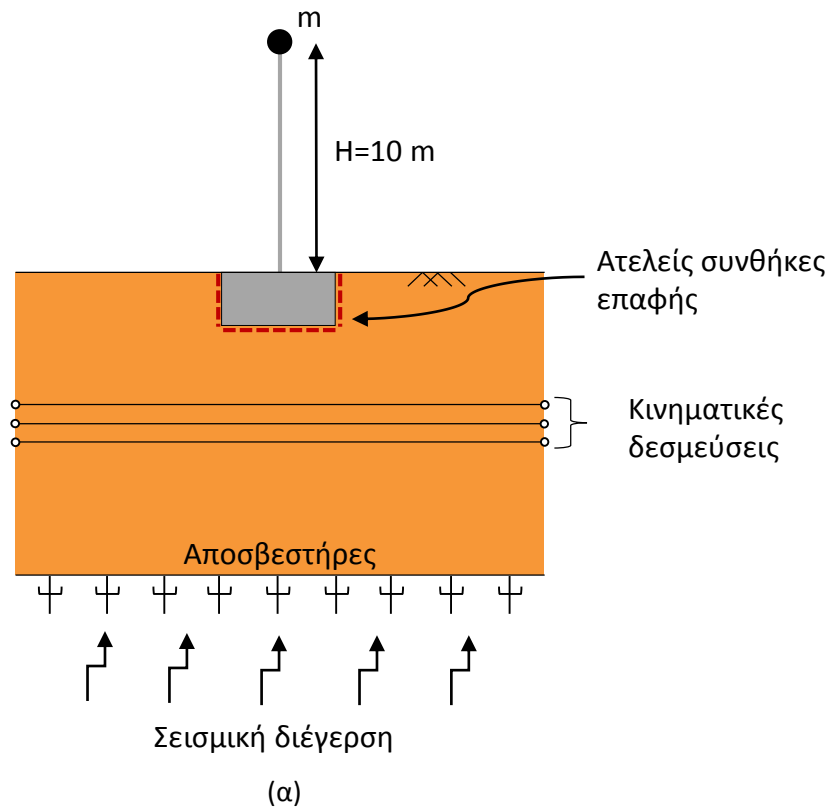




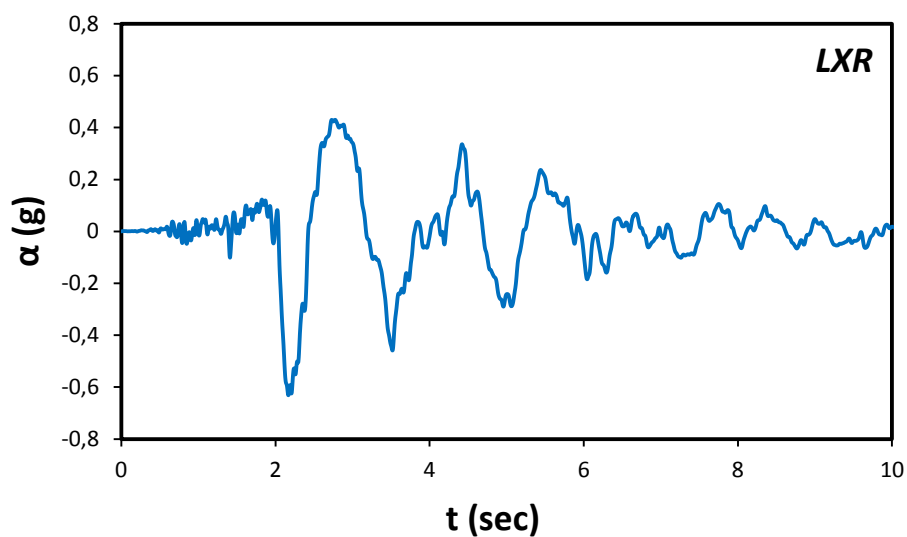


## *Σχήματα 6<sup>ου</sup> Κεφαλαίου*

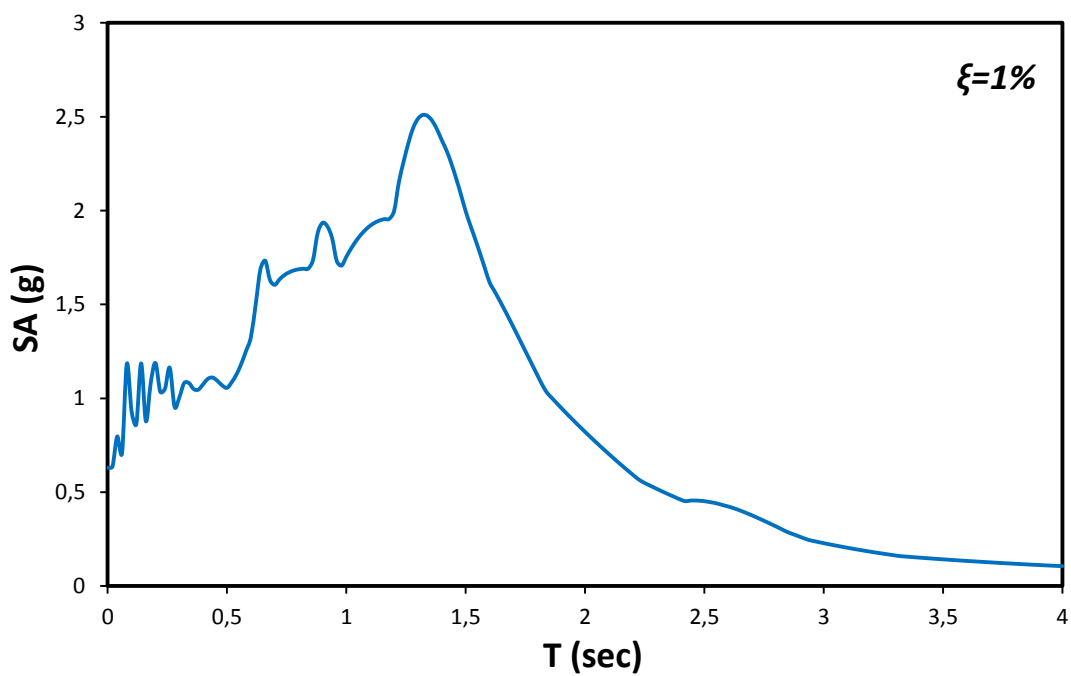




**Σχήμα 6.1** Απεικόνιση του σεισμικού προβλήματος για θεμέλια βαθμού εγκλιωτισμού (α)  $D/B=0.2$  και (β)  $D/B=1$ .

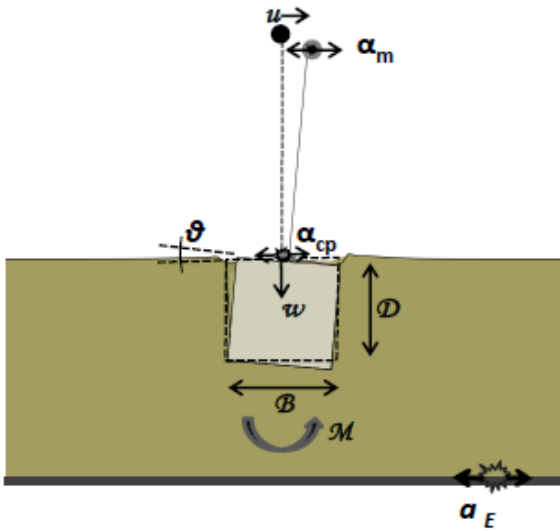


(α)

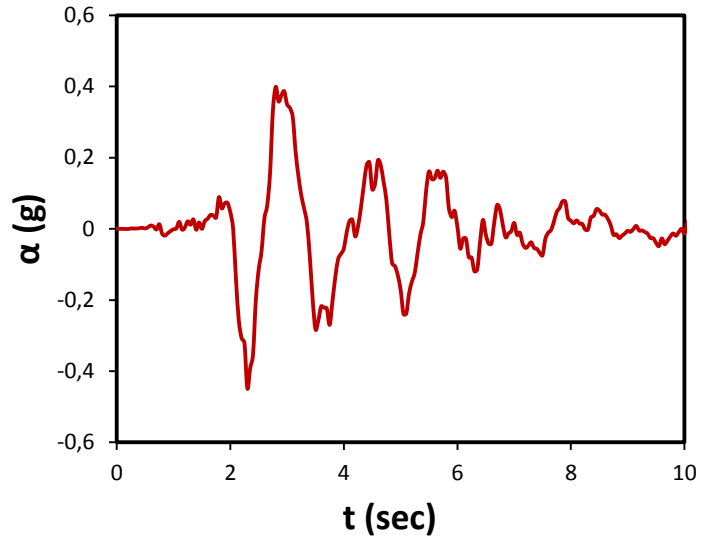


(β)

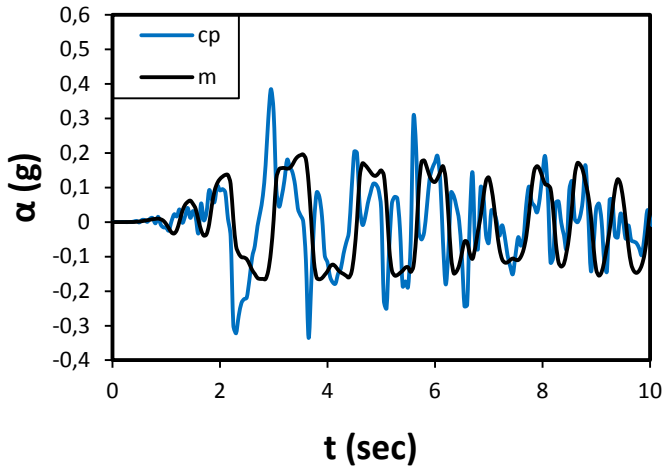
Σχήμα 6.2 Καταγραφή LXR: (α) Χρονοϊστορία επιτάχυνσης και (β) φάσμα απόκρισης για απόσβεση 1%.



(α)

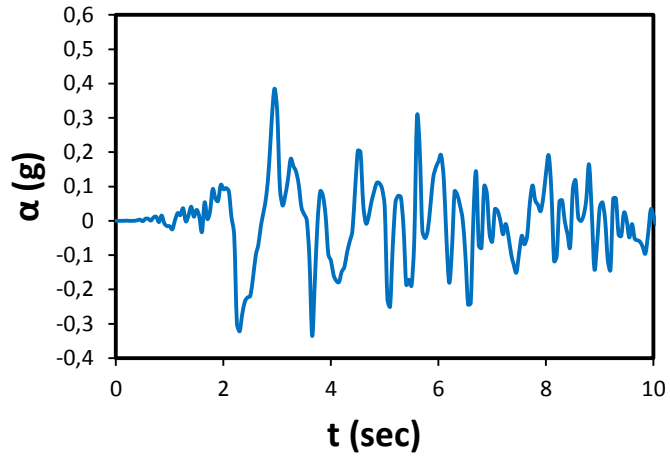


(β)



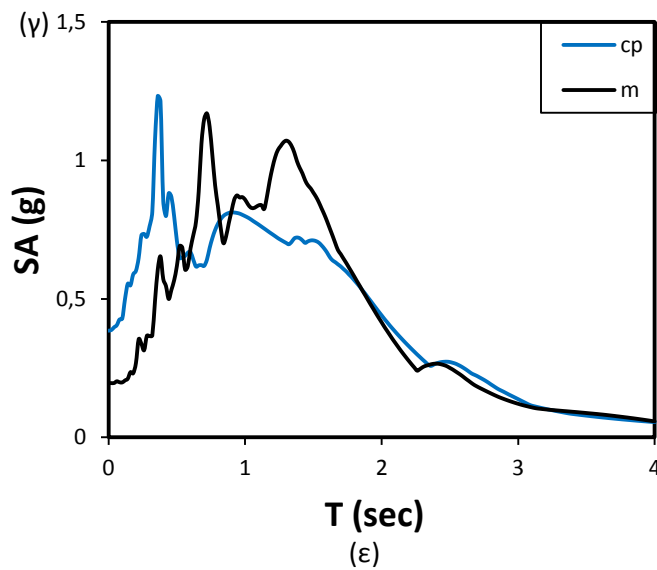
t (sec)

(γ)



t (sec)

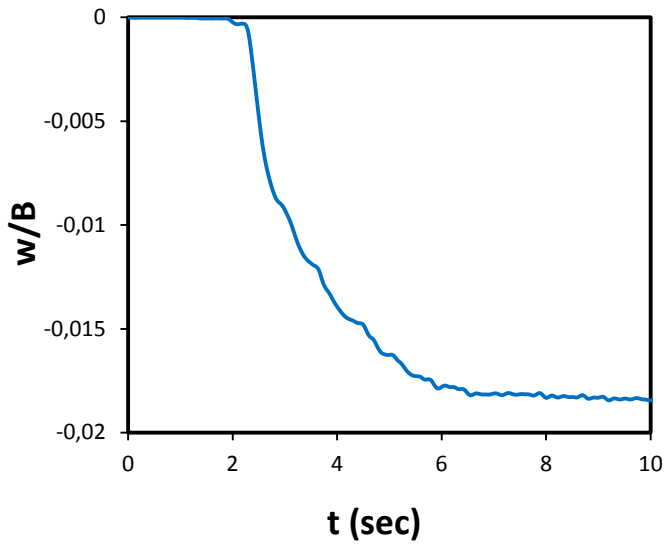
(δ)



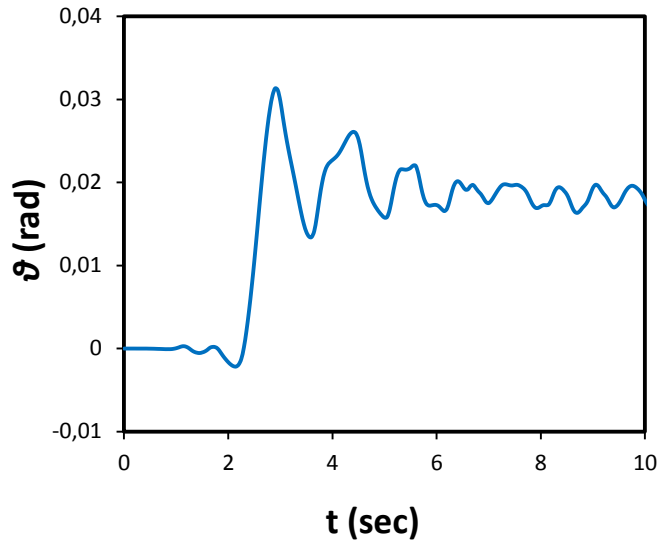
T (sec)

(ε)

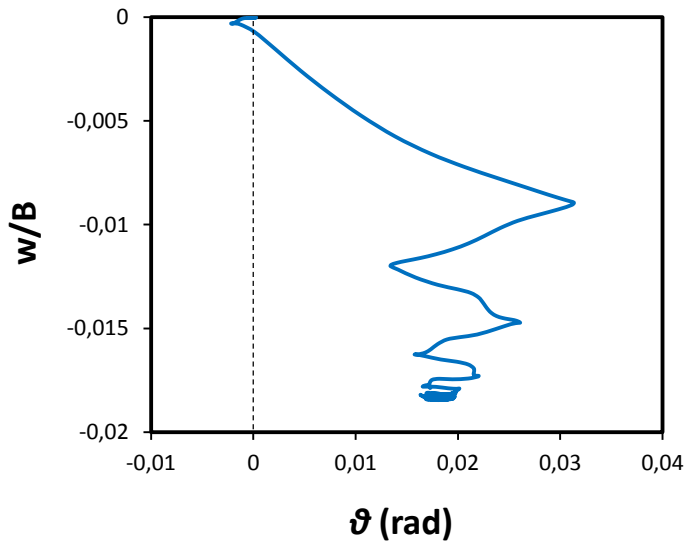
**Σχήμα 6.3** Καταγραφή LXR, σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και θεμέλιο με  $D/B=0.2$ : (α) Χαρακτηριστικά σημεία προσομοιώματος, (β) χρονοϊστορία επιτάχυνσης σε σημείο της βάσης του προσομοιώματος, (γ) χρονοϊστορίες επιτάχυνσης στο σημείο αναφοράς (control point: cp) και στην κορυφή (θέση μάζας m), (δ) χρονοϊστορία επιτάχυνσης στο σημείο αναφοράς και (ε) φάσματα απόκρισης στο σημείο αναφοράς και στην κορυφή (απόσβεση 5%).



(α)



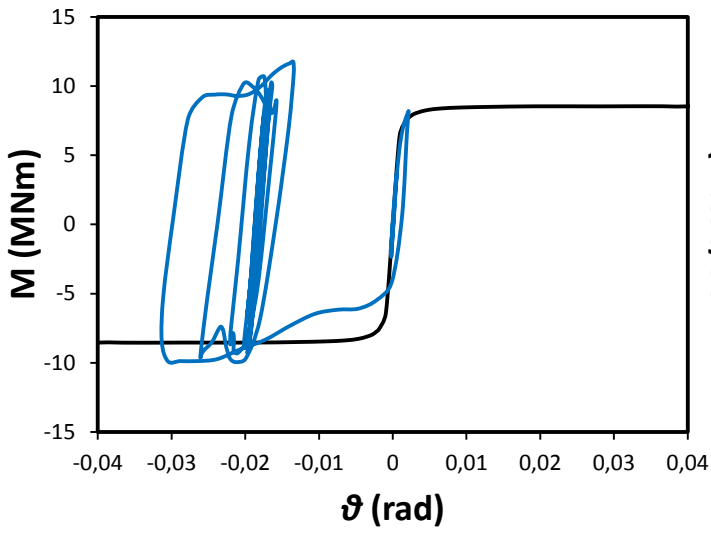
(β)



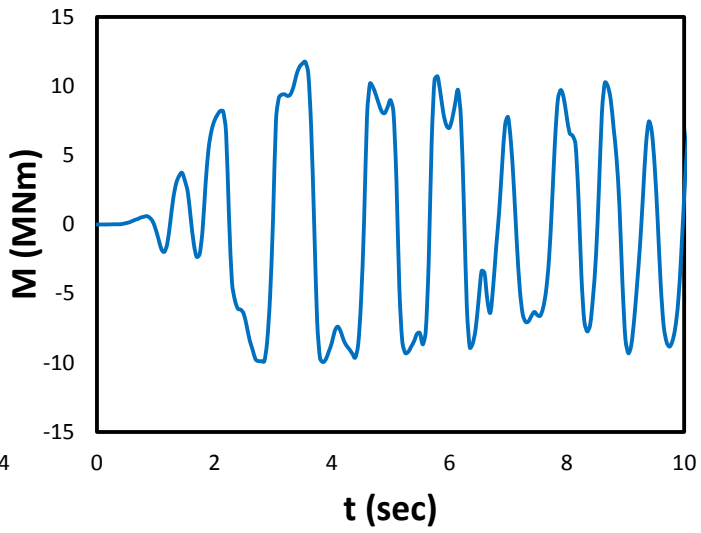
(γ)

**Σχήμα 6.4** Καταγραφή LXR, σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και θεμέλιο με  $D/B=0.2$ : (α) Χρονοϊστορία καθίζησης του σημείου αναφοράς (control point: cp), (β) χρονοϊστορία στροφής του σημείου αναφοράς (cp) και (γ) γράφημα καθίζησης – στροφής του σημείου αναφοράς (control point: cp).

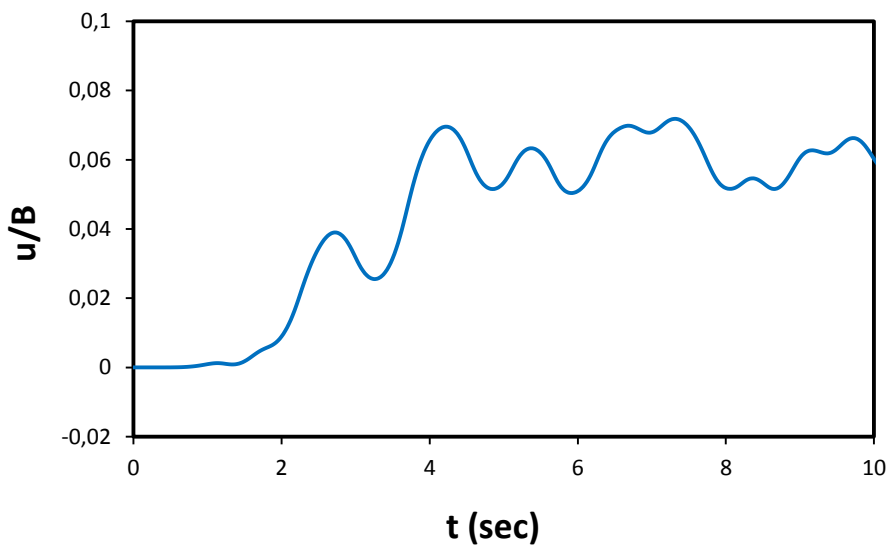




(α)

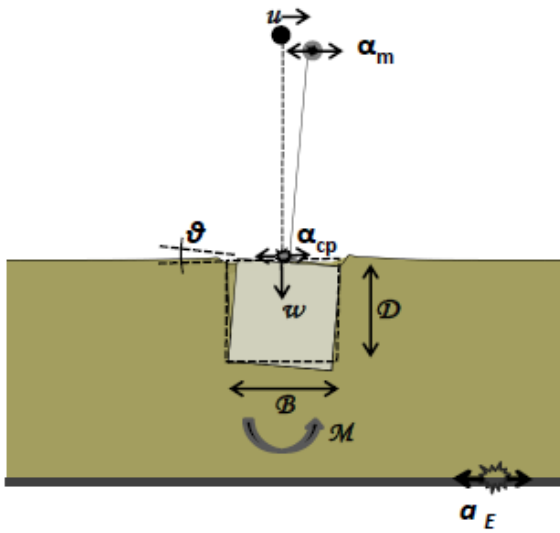


(β)

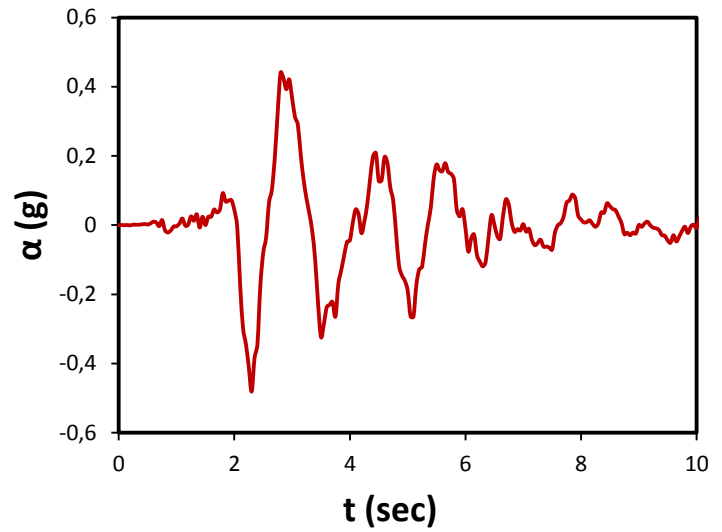


(γ)

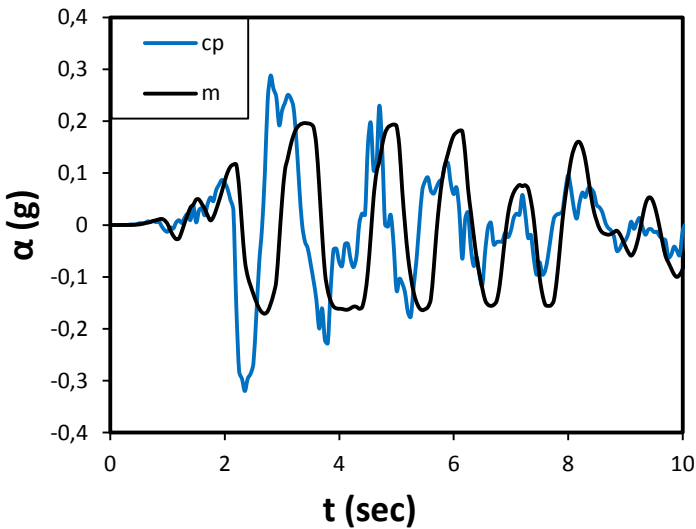
**Σχήμα 6.5** Καταγραφή **LXR**, σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και θεμέλιο με  $D/B=0.2$ : (α) Καμπύλη αναπτυσσόμενης ροπής  $M$  – στρώσης θεμελίου  $\theta$  μαζί με την μονοτονική καμπύλη  $M$ - $\theta$ , (β) χρονιοστορία αναπτυσσόμενης ροπής  $M$  και (γ) χρονιοστορία οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής (θέση μάζας  $m$ ).



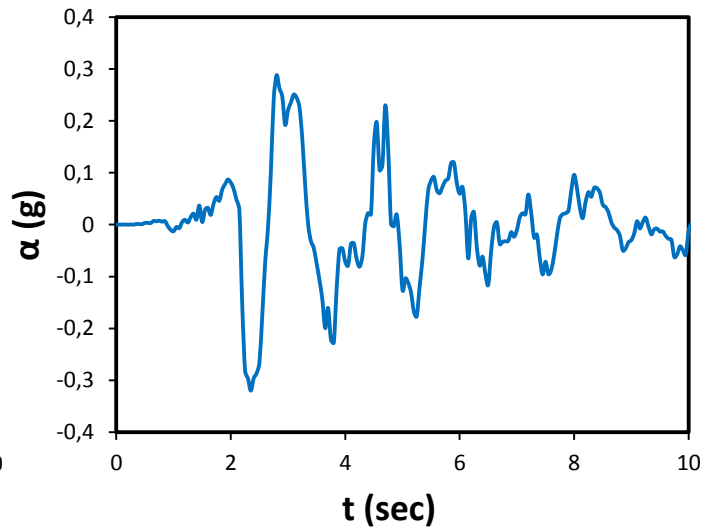
(α)



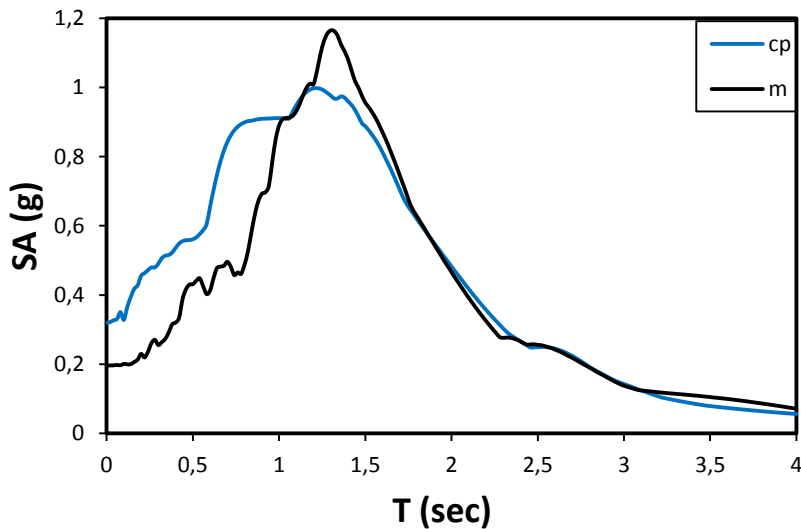
(β)



(γ)

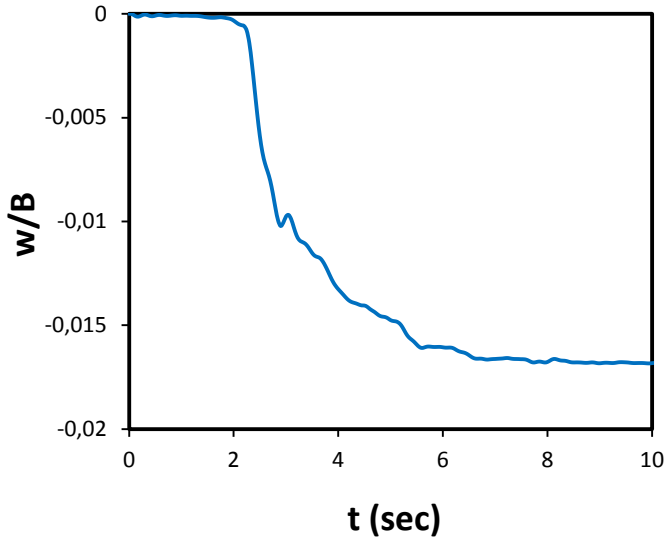


(δ)

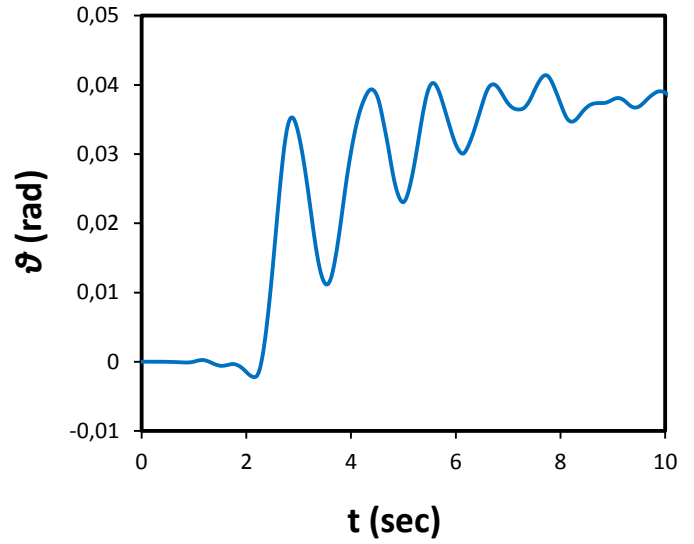


(ε)

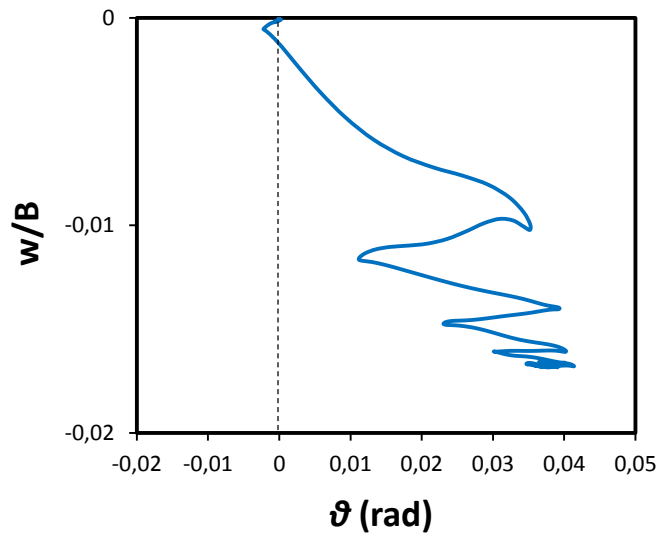
**Σχήμα 6.6** Καταγραφή LXR, σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και θεμέλιο με  $D/B=1$ : (α) Χαρακτηριστικά σημεία προσομοιώματος, (β) χρονιοστορία επιτάχυνσης σε σημείο της βάσης του προσομοιώματος, (γ) χρονιοστορίες επιτάχυνσης στο σημείο αναφοράς (control point: cp) και στην κορυφή (θέση μάζας m), (δ) χρονιοστορία επιτάχυνσης στο σημείο αναφοράς και (ε) φάσματα απόκρισης στο σημείο αναφοράς και στην κορυφή (απόσβεση 5%).



(α)

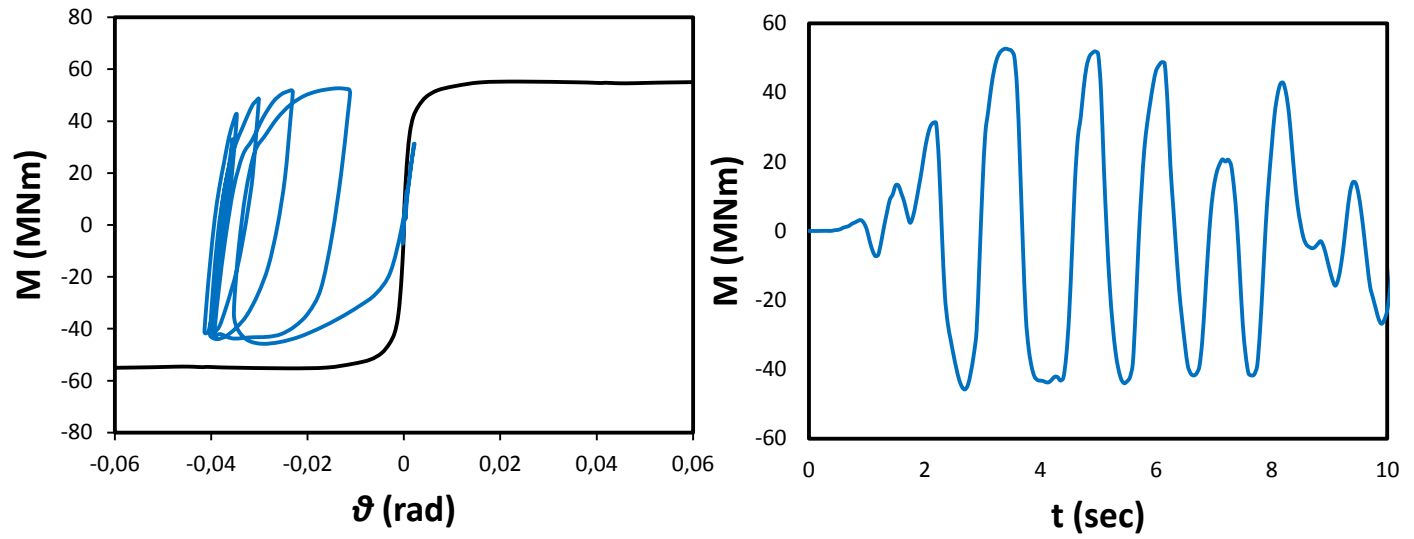


(β)



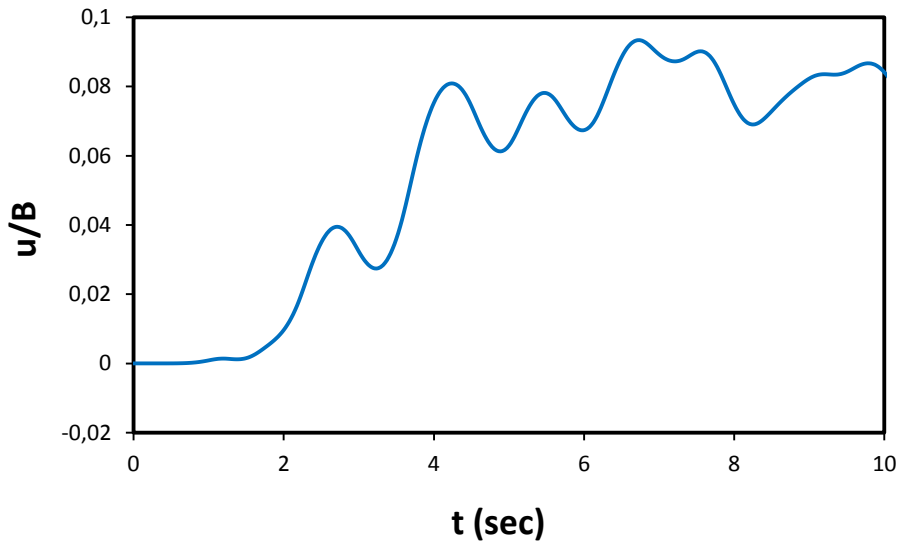
(γ)

**Σχήμα 6.7** Καταγραφή LXR, σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και θεμέλιο με  $D/B=1$ : (α) Χρονοϊστορία καθίζησης του σημείου αναφοράς (control point: cp), (β) χρονοϊστορία στροφής του σημείου αναφοράς (cp) και (γ) γράφημα καθίζησης – στροφής του σημείου αναφοράς (control point: cp).



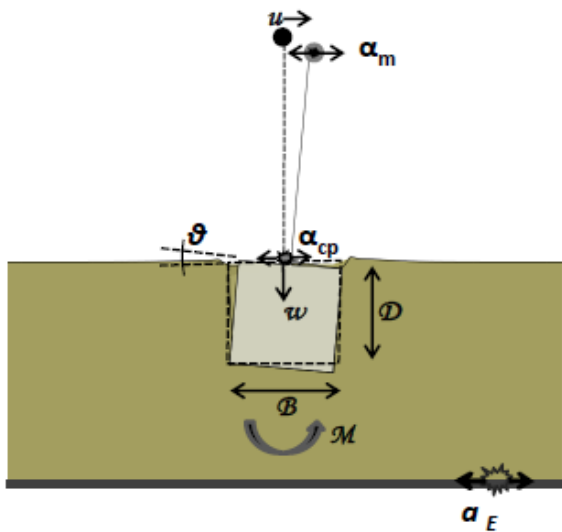
(α)

(β)

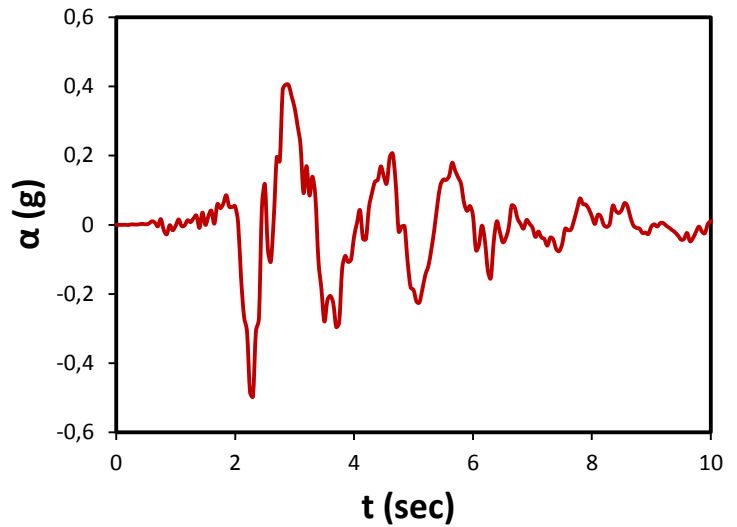


(γ)

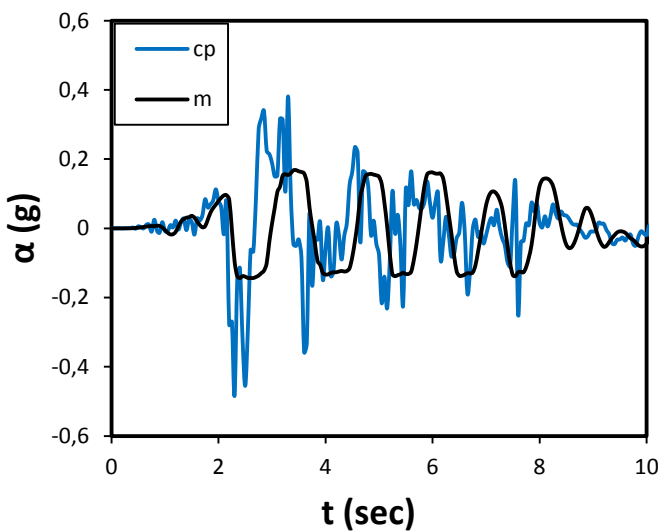
**Σχήμα 6.8** Καταγραφή LXR, σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και θεμέλιο με  $D/B=1$ : (α) Καμπύλη αναπτυσσόμενης ροπής  $M$  – στροφής θεμελίου  $\theta$  μαζί με την μονοτονική καμπύλη  $M$ - $\theta$ , (β) χρονοϊστορία αναπτυσσόμενης ροπής  $M$  και (γ) χρονοϊστορία οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής (θέση μάζας  $m$ ).



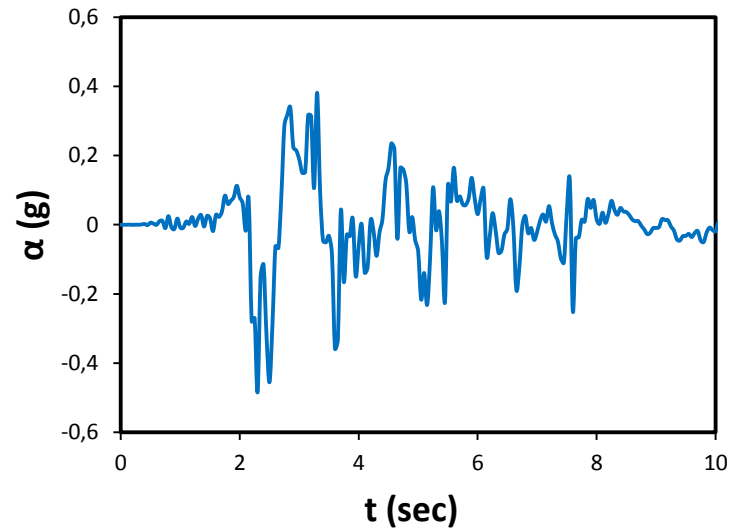
(α)



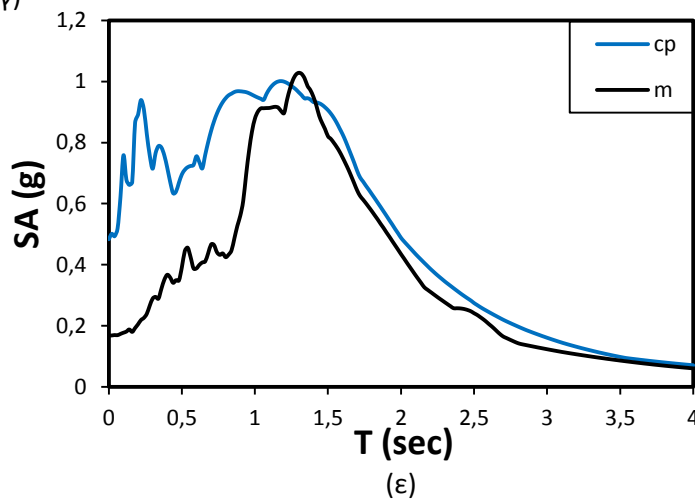
(β)



(γ)

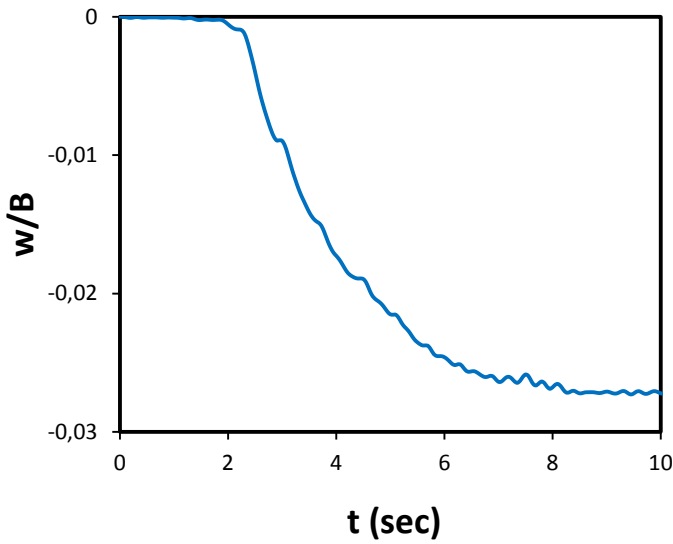


(δ)

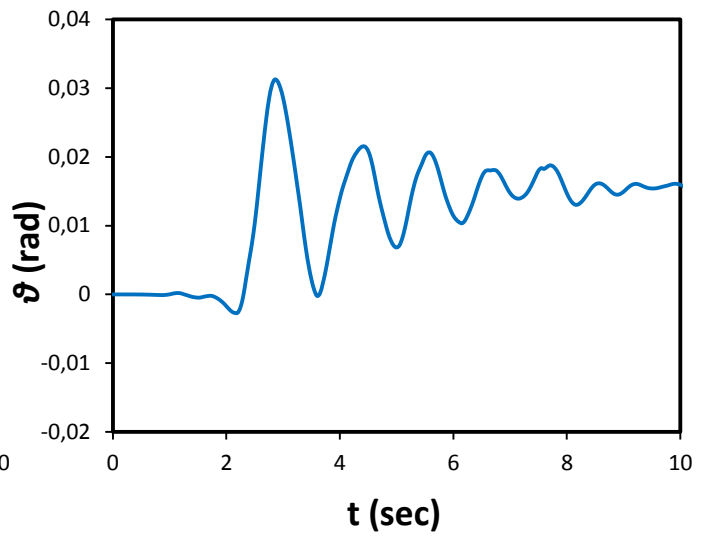


(ε)

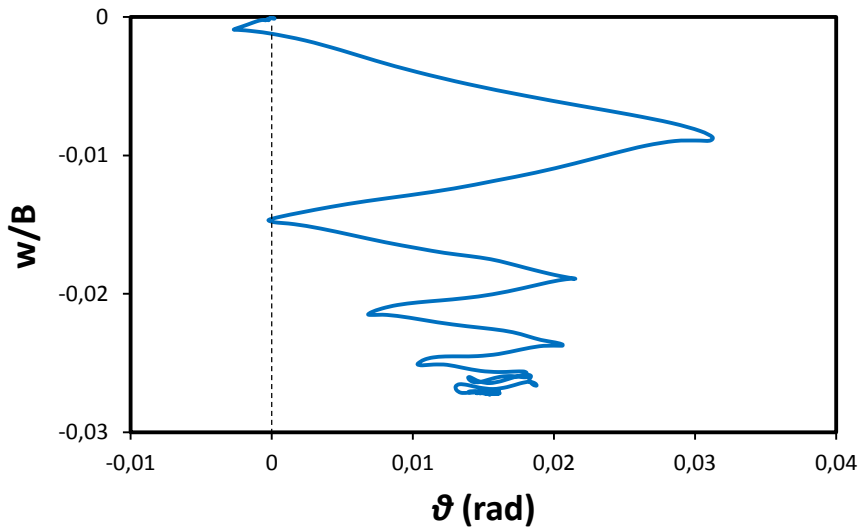
**Σχήμα 6.9** Καταγραφή LXR, σε ομοιογενές έδαφος [Ntritsos, 2012] και θεμέλιο με  $D/B=0.2$ : (α) Χαρακτηριστικά σημεία προσομοιώματος, (β) χρονοϊστορία επιτάχυνσης σε σημείο της βάσης του προσομοιώματος, (γ) χρονοϊστορίες επιτάχυνσης στο σημείο αναφοράς (control point: cp) και στην κορυφή (θέση μάζας m), (δ) χρονοϊστορία επιτάχυνσης στο σημείο αναφοράς και (ε) φάσματα απόκρισης στο σημείο αναφοράς και στην κορυφή (απόσβεση 5%).



(α)

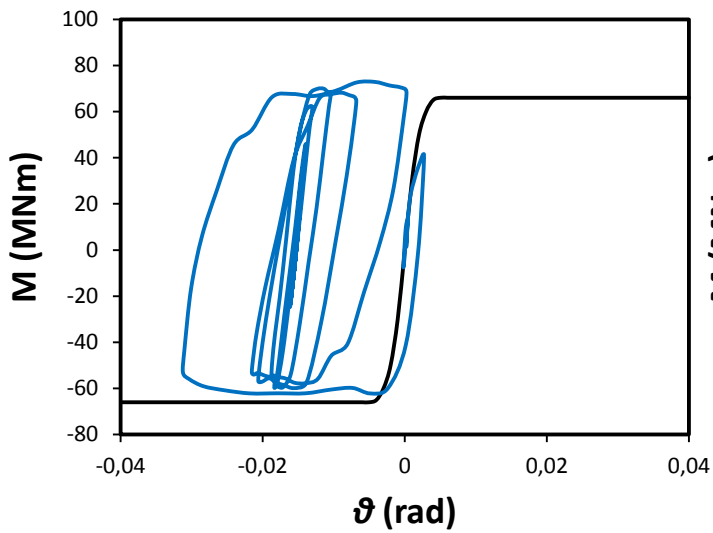


(β)

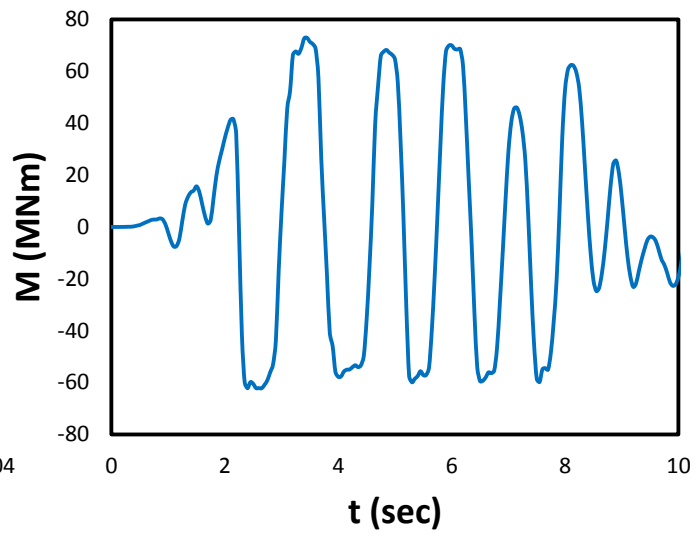


(γ)

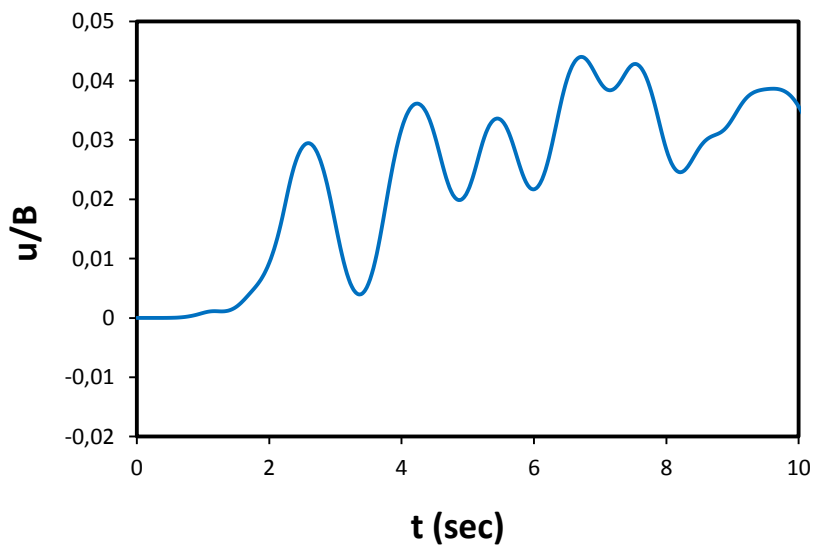
**Σχήμα 6.10** Καταγραφή LXR, σε ομοιογενές έδαφος [Ntritsos, 2012] και θεμέλιο με  $D/B=0.2$ : (α) Χρονοϊστορία καθίζησης του σημείου αναφοράς (control point: cp), (β) χρονοϊστορία στροφής του σημείου αναφοράς (control point: cp) και (γ) γράφημα καθίζησης – στροφής του σημείου αναφοράς (control point: cp).



(α)



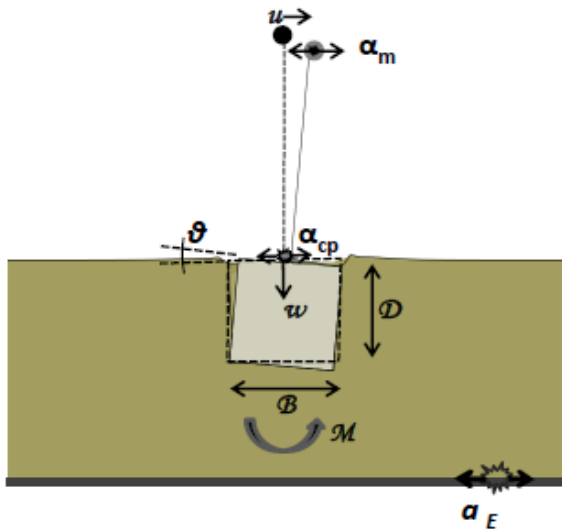
(β)



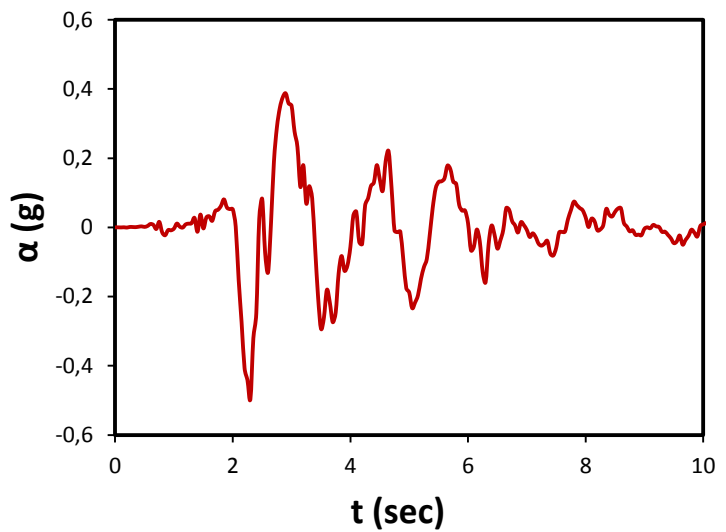
(γ)

**Σχήμα 6.11** Καταγραφή LXR, σε ομοιογενές έδαφος [Ntritsos, 2012] και θεμέλιο με  $D/B=0.2$ : (α) Καμπύλη αναπτυσσόμενης ροπής  $M$  – στροφής θεμελίου  $\theta$  μαζί με την μονοτονική καμπύλη  $M-\theta$ , (β) χρονοϊστορία αναπτυσσόμενης ροπής  $M$  και (γ) χρονοϊστορία οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής (θέση μάζας  $m$ ).

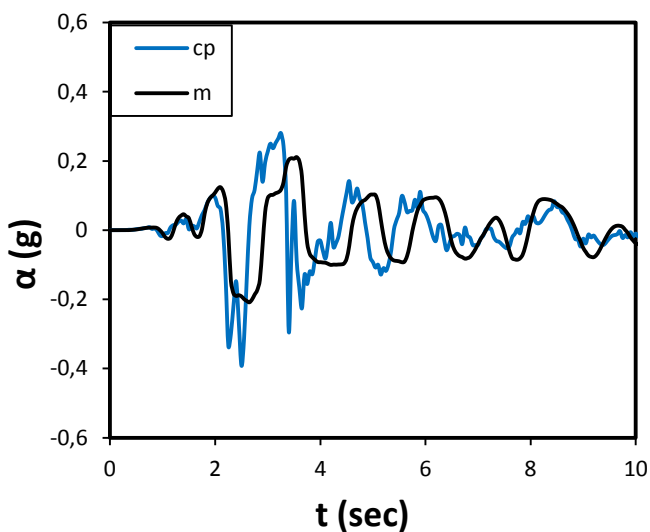




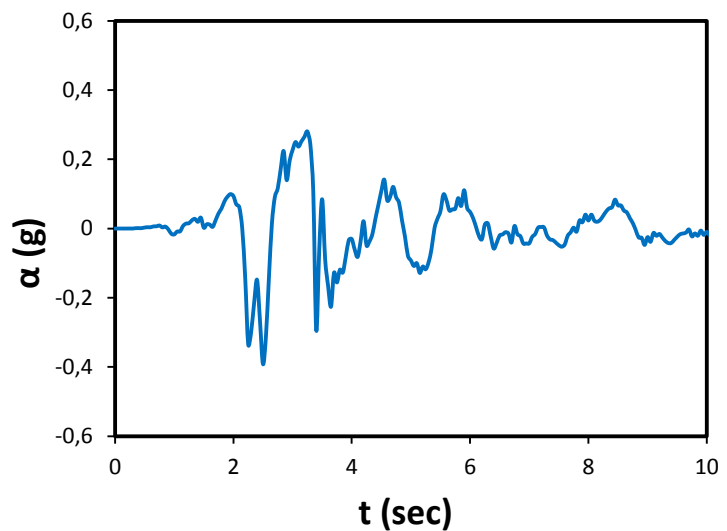
(α)



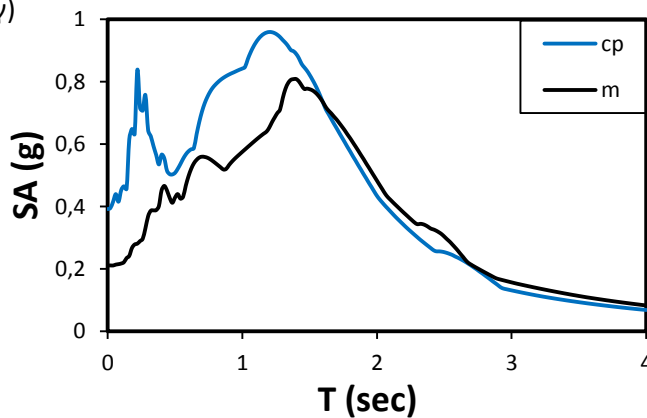
(β)



(γ)

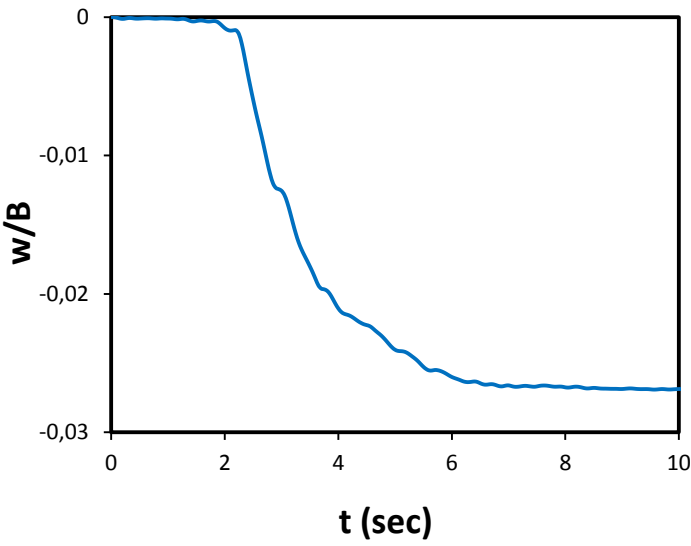


(δ)

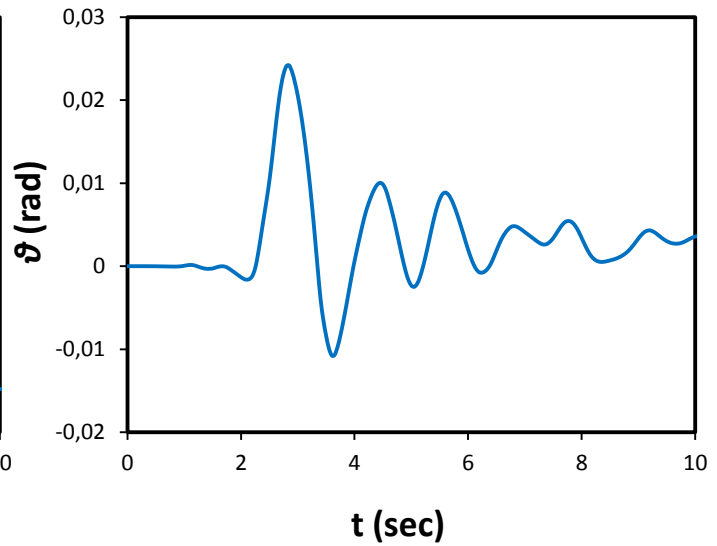


(ε)

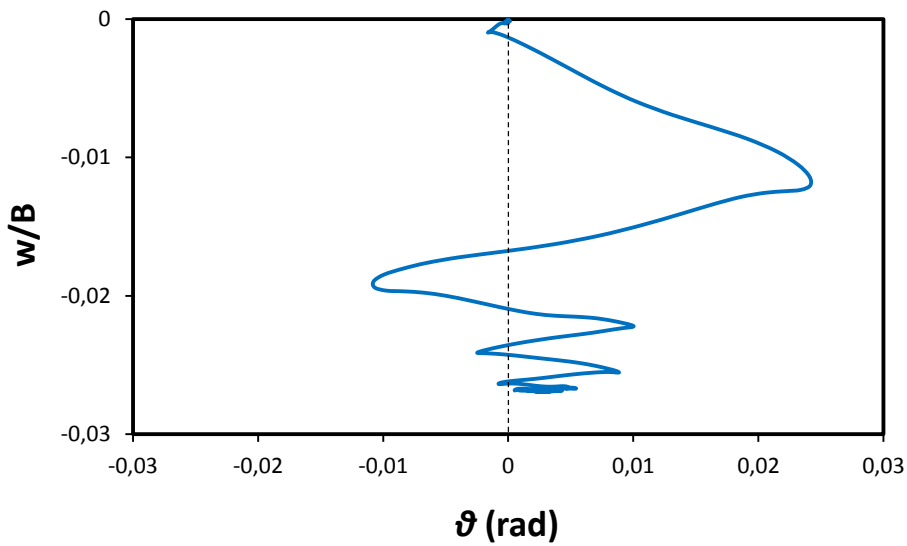
**Σχήμα 6.12** Καταγραφή LXR, σε ομοιογενές έδαφος [Ntritsos, 2012] και θεμέλιο με  $D/B=1$ : (α) Χαρακτηριστικά σημεία προσομοιώματος, (β) χρονιοιστορία επιτάχυνσης σε σημείο της βάσης του προσομοιώματος, (γ) χρονιοιστορίες επιτάχυνσης στο σημείο αναφοράς (control point: cp) και στην κορυφή (θέση μάζας m), (δ) χρονιοιστορία επιτάχυνσης στο σημείο αναφοράς και (ε) φάσματα απόκρισης στο σημείο αναφοράς και στην κορυφή (απόσβεση 5%).



(α)

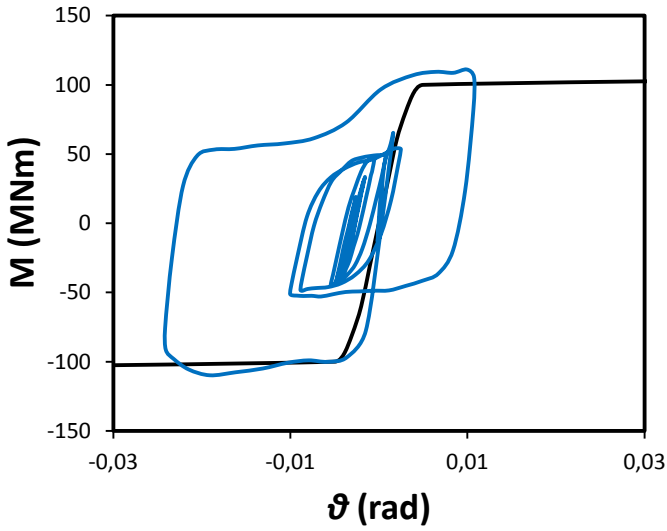


(β)

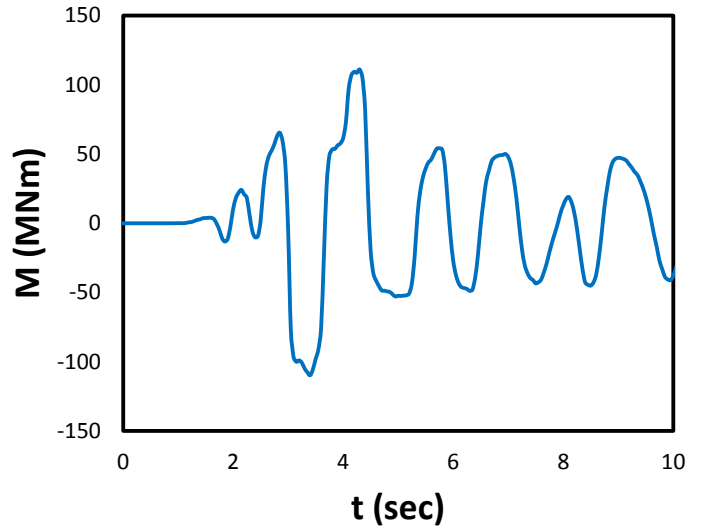


(γ)

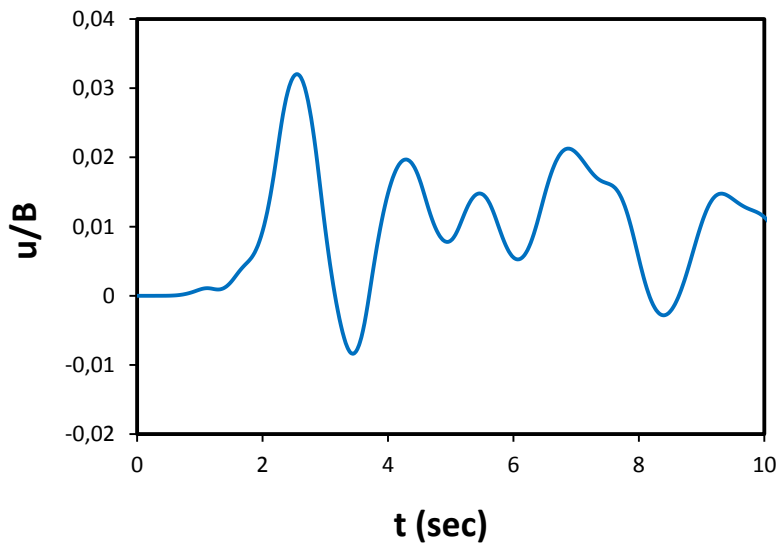
**Σχήμα 6.13** Καταγραφή LXR, σε ομοιογενές έδαφος [Ntritsos, 2012] και θεμέλιο με  $D/B=1$ : (α) Χρονοϊστορία καθίζησης του σημείου αναφοράς (control point: cp), (β) χρονοϊστορία στροφής του σημείου αναφοράς (control point: cp) και (γ) γράφημα καθίζησης – στροφής του σημείου αναφοράς (control point: cp).



(α)

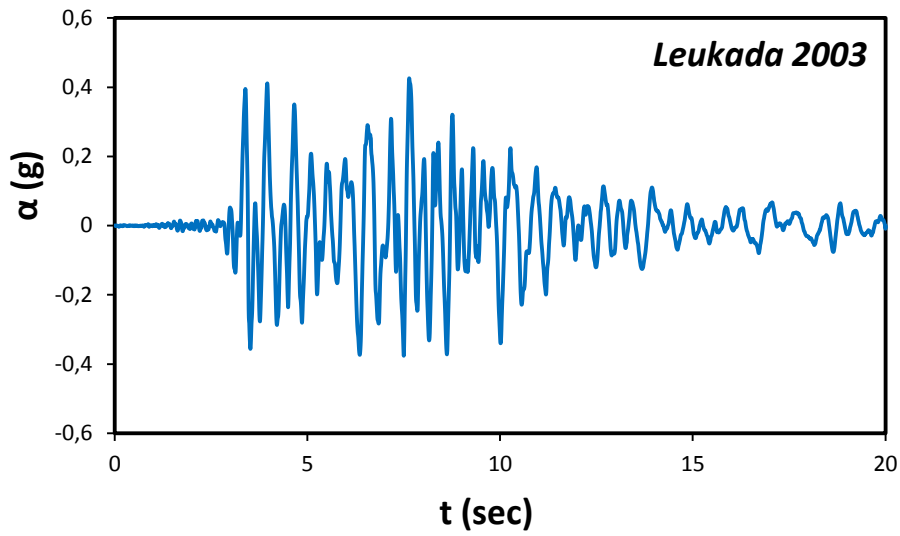


(β)

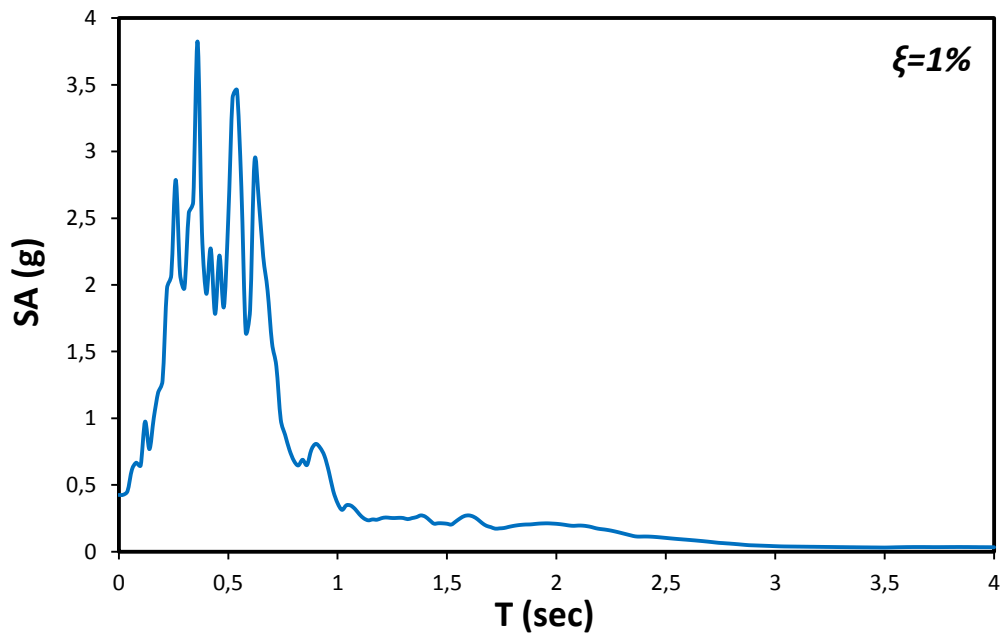


(γ)

**Σχήμα 6.14** Καταγραφή LXR, σε ομοιογενές έδαφος [Ntritsos, 2012] και θεμέλιο με  $D/B=1$ : (α) Καμπύλη αναπτυσσόμενης ροπής  $M$  – στροφής θεμελίου  $\theta$  μαζί με την μονοτονική καμπύλη  $M$ - $\theta$ , (β) χρονοϊστορία αναπτυσσόμενης ροπής  $M$  και (γ) χρονοϊστορία οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής (θέση μάζας  $m$ ).

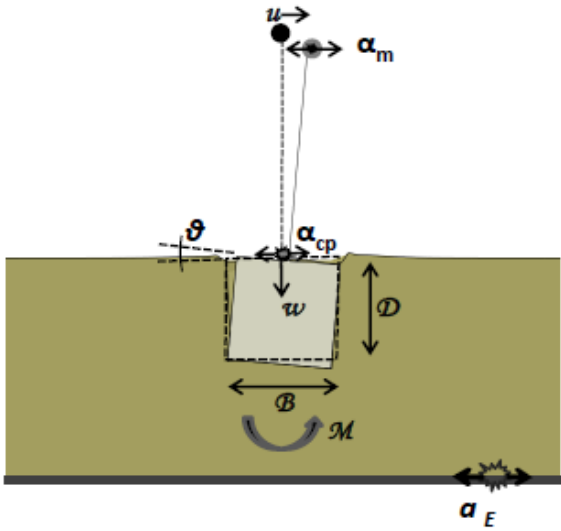


(α)

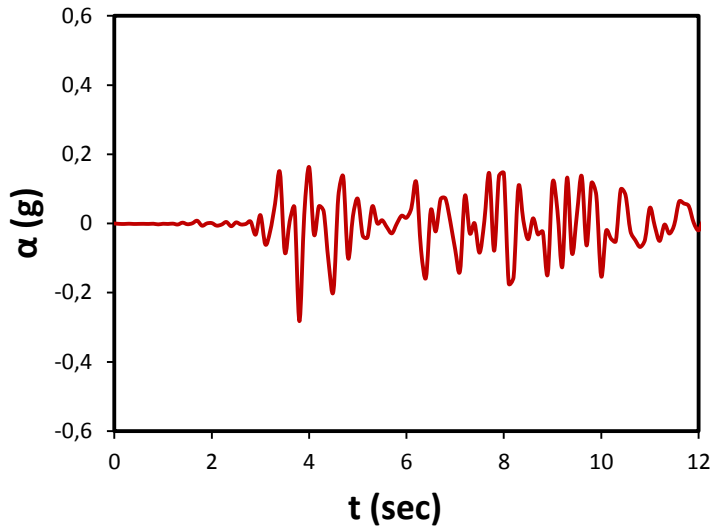


(β)

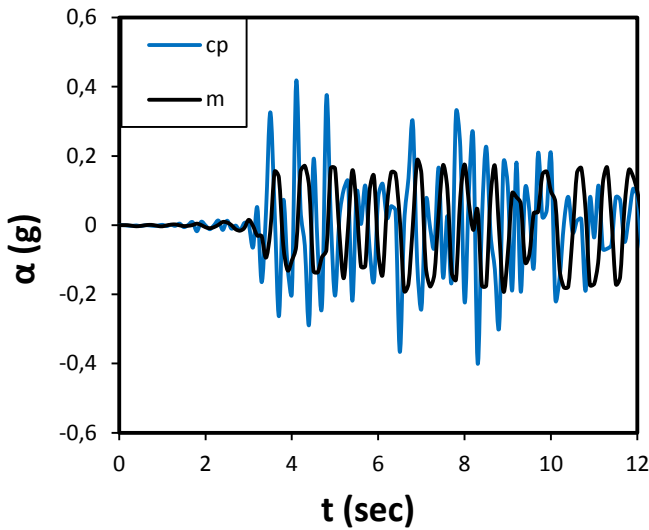
**Σχήμα 6.15** Καταγραφή **Λευκάδα 2003**: (α) Χρονοϊστορία επιτάχυνσης και (β) φάσμα απόκρισης για απόσβεση 1%.



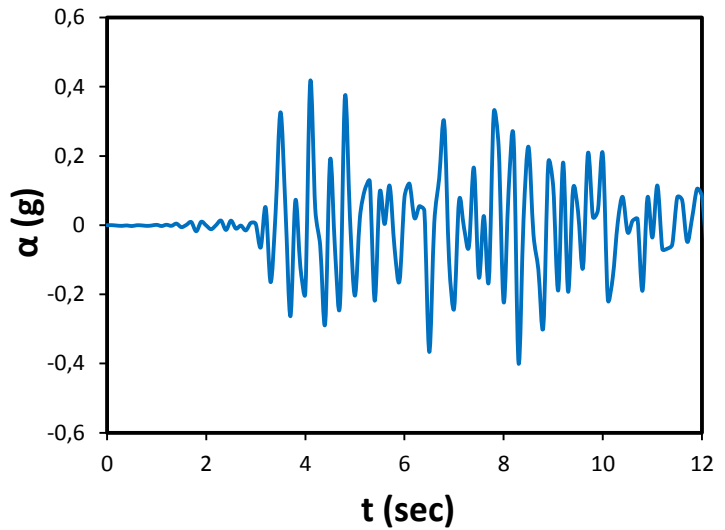
(α)



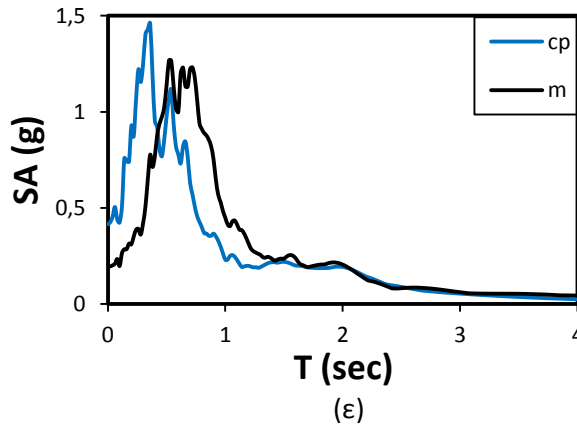
(β)



(γ)

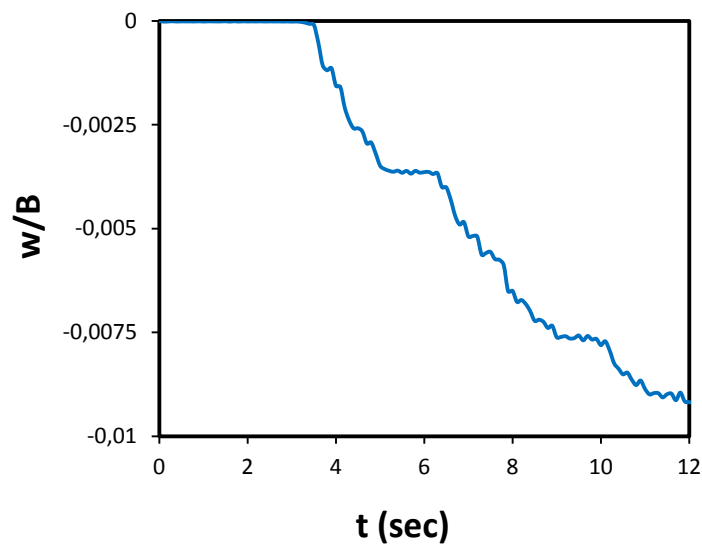


(δ)

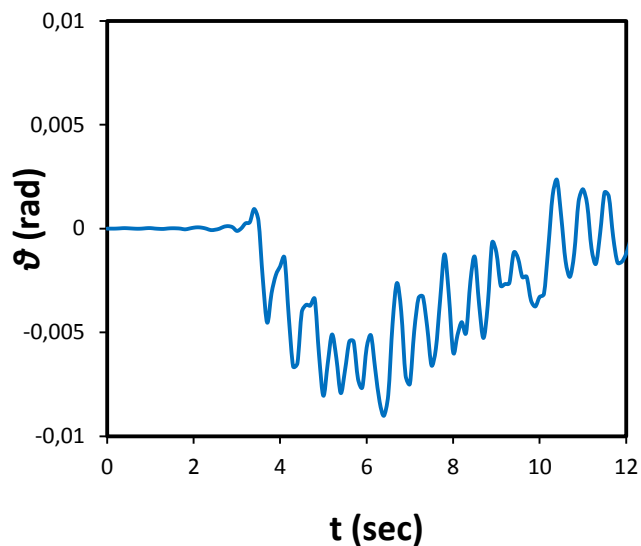


(ε)

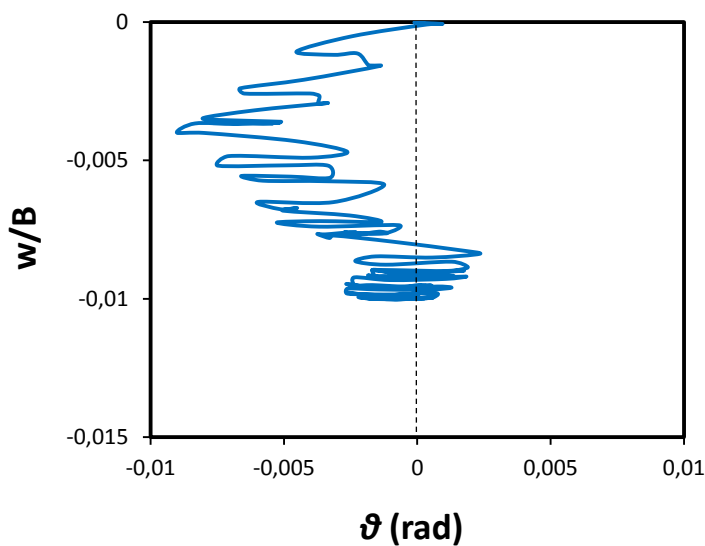
**Σχήμα 6.16** Καταγραφή **Λευκάδα 2003**, σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και θεμέλιο με  $D/B=0.2$ : (α) Χαρακτηριστικά σημεία προσομοιώματος, (β) χρονιοίστορία επιτάχυνσης σε σημείο της βάσης του προσομοιώματος, (γ) χρονιοίσεις επιτάχυνσης στο σημείο αναφοράς (control point: cp) και στην κορυφή (θέση μάζας m), (δ) χρονιοίστορία επιτάχυνσης στο σημείο αναφοράς και (ε) φάσματα απόκρισης στο σημείο αναφοράς και στην κορυφή (απόσβεση 5%).



(α)

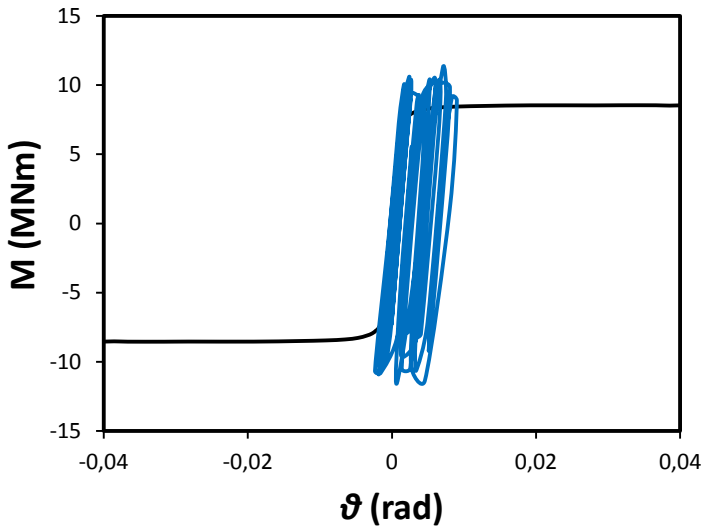


(β)

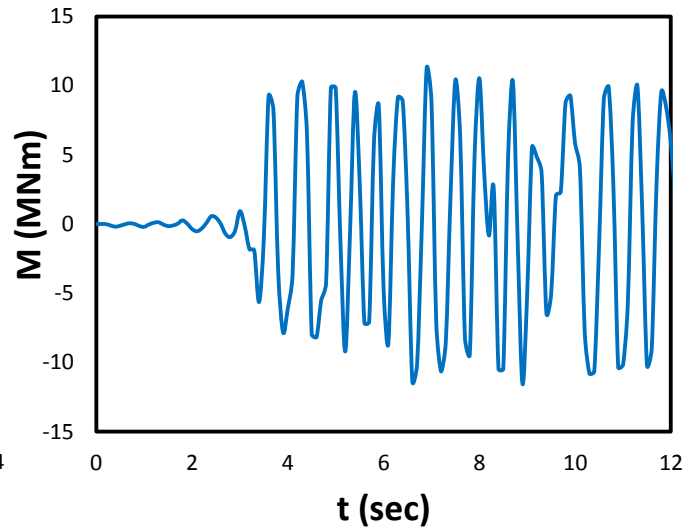


(γ)

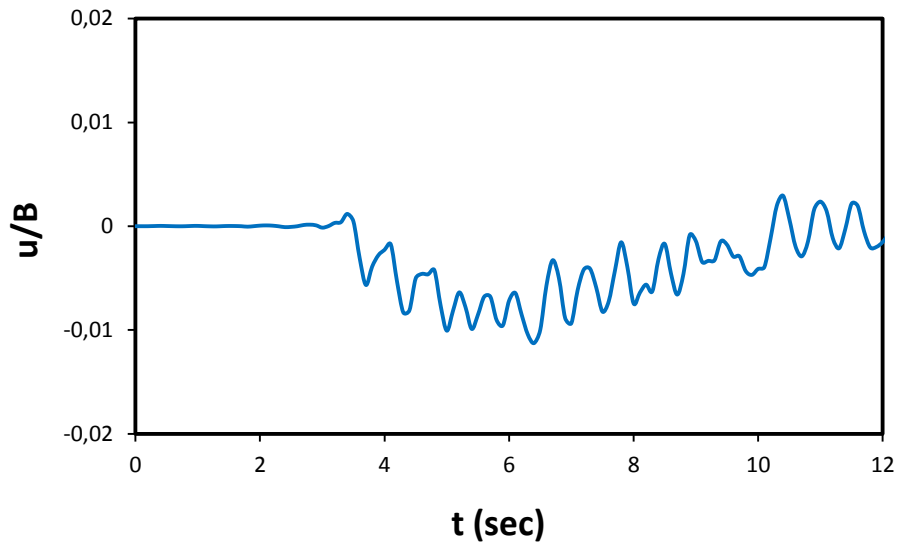
**Σχήμα 6.17** Καταγραφή **Λευκάδα 2003**, σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και θεμέλιο με  $D/B=0.2$ : (α) Χρονοϊστορία καθίζησης του σημείου αναφοράς (control point: cp), (β) χρονοϊστορία στροφής του σημείου αναφοράς (control point: cp) και (γ) γράφημα καθίζησης – στροφής του σημείου αναφοράς (control point: cp).



(α)



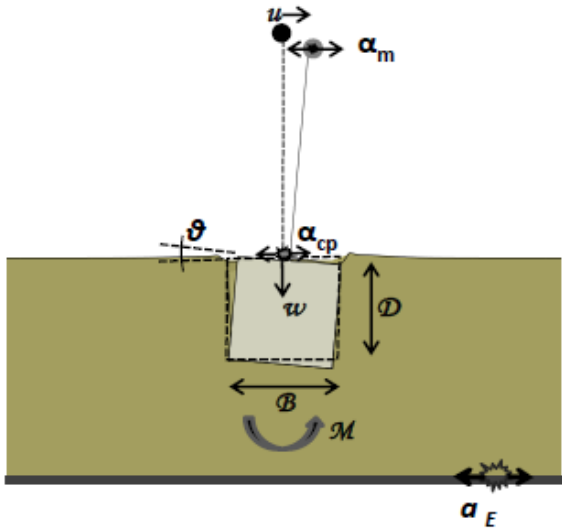
(β)



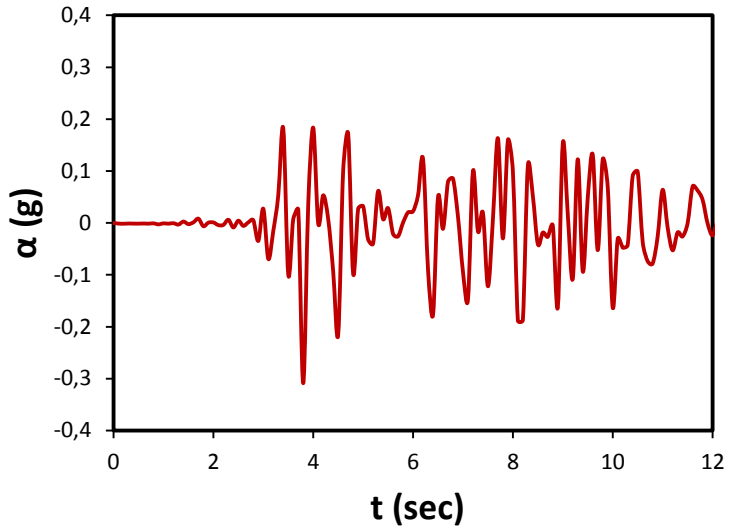
(γ)

**Σχήμα 6.18** Καταγραφή **Λευκάδα 2003**, σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και θεμέλιο με  $D/B=0.2$ : (α) Καμπύλη αναπτυσσόμενης ροπής  $M$  – στροφής θεμελίου  $\theta$  μαζί με την μονοτονική καμπύλη  $M-\theta$ , (β) χρονιοστορία αναπτυσσόμενης ροπής  $M$  και (γ) χρονιοστορία οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής (θέση μάζας  $m$ ).

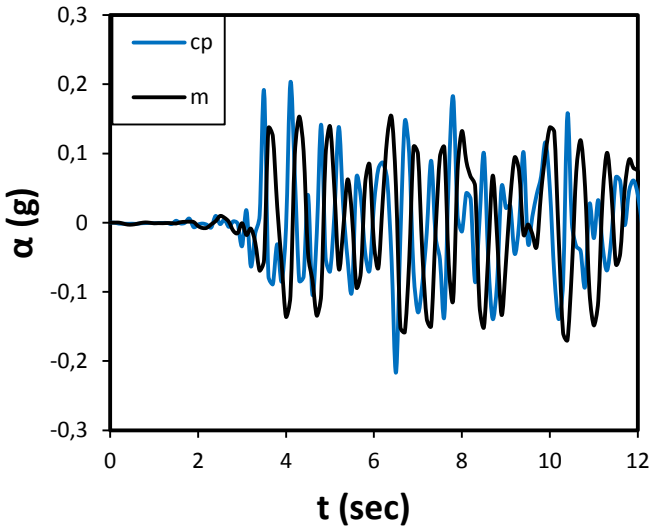




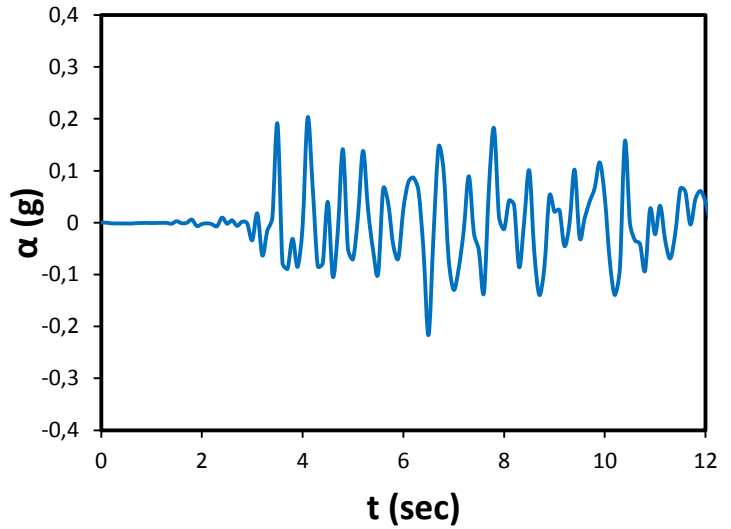
(α)



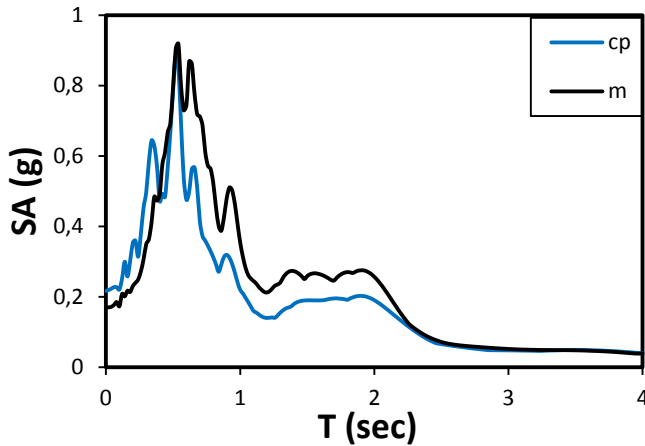
(β)



(γ)

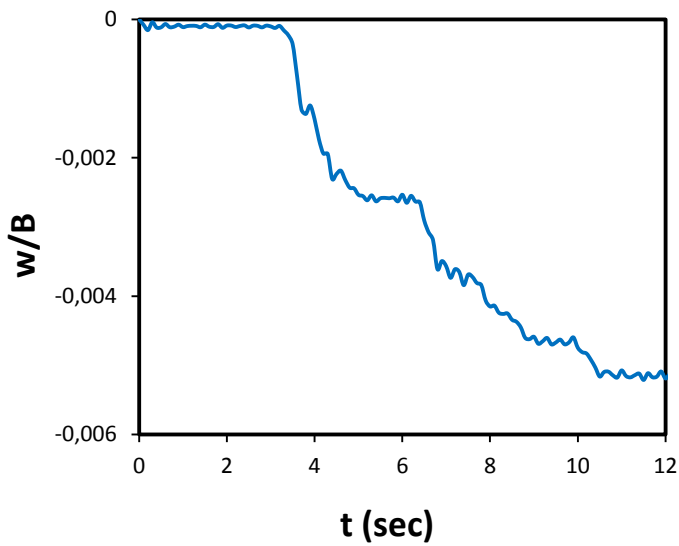


(δ)

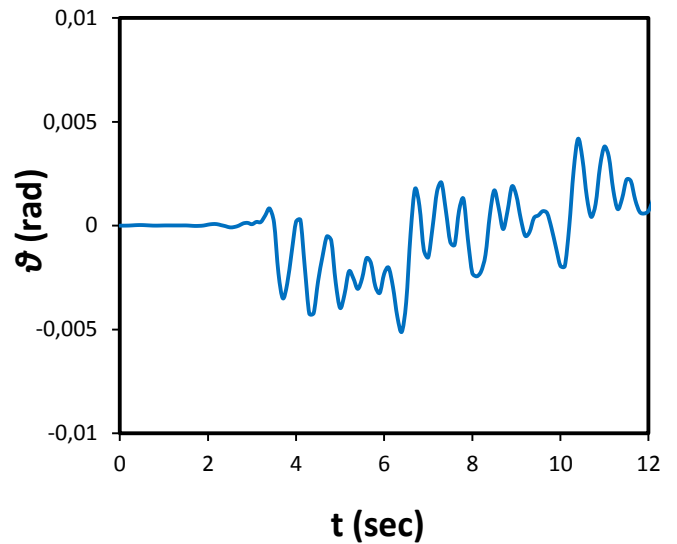


(ε)

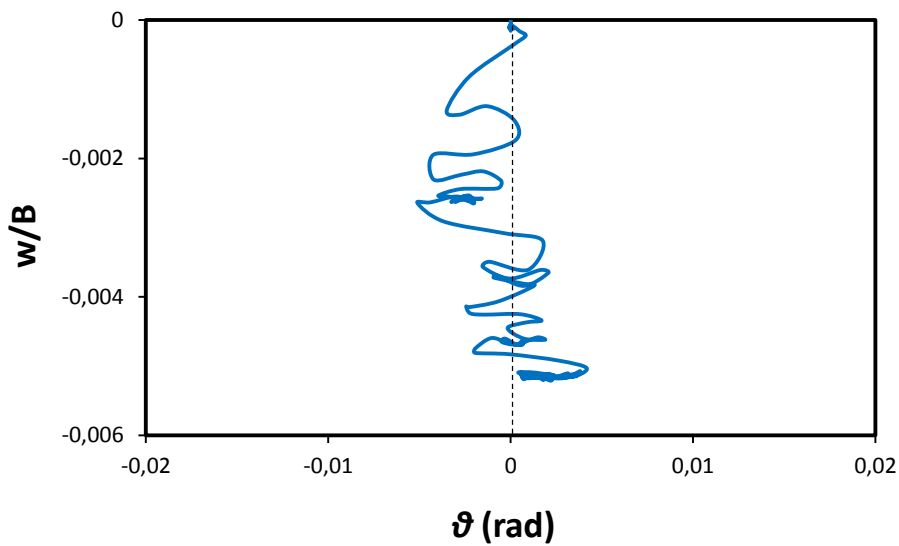
**Σχήμα 6.19** Καταγραφή **Λευκάδα 2003**, σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και θεμέλιο με  $D/B=1$ : (α) Χαρακτηριστικά σημεία προσομοιώματος, (β) χρονοϊστορία επιτάχυνσης σε σημείο της βάσης του προσομοιώματος, (γ) χρονοϊστορίες επιτάχυνσης στο σημείο αναφοράς (control point: cp) και στην κορυφή (θέση μάζας m), (δ) χρονοϊστορία επιτάχυνσης στο σημείο αναφοράς και (ε) φάσματα απόκρισης στο σημείο αναφοράς και στην κορυφή (απόσβεση 5%).



(α)

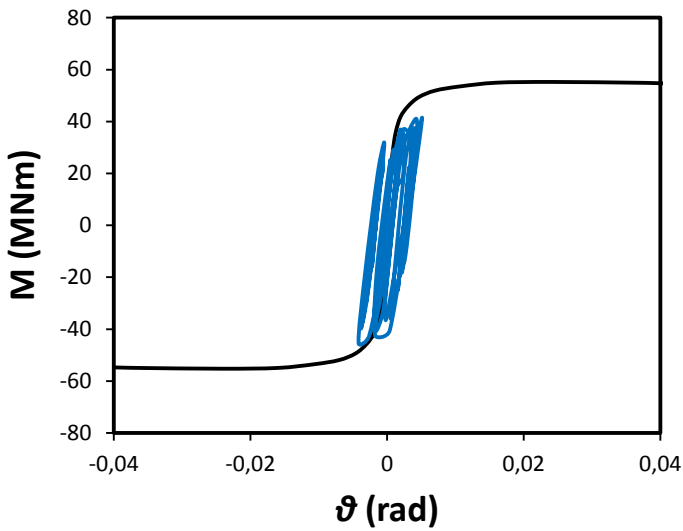


(β)

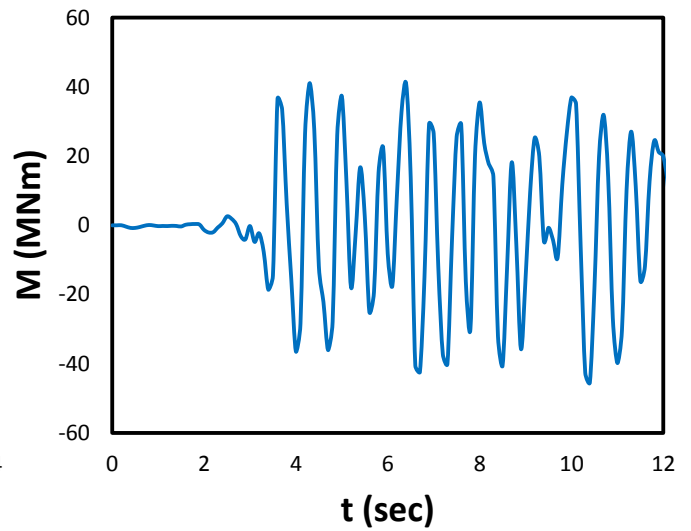


(γ)

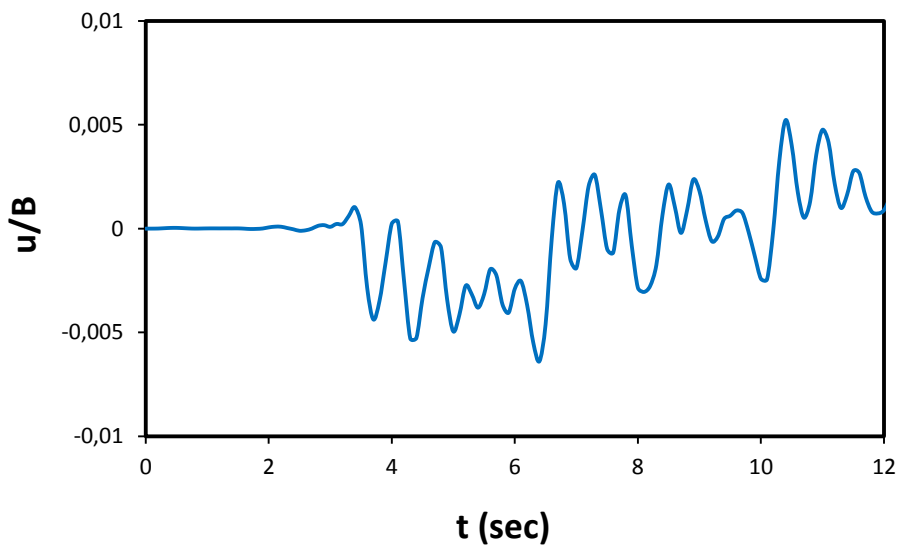
**Σχήμα 6.20** Καταγραφή **Λευκάδα 2003**, σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και θεμέλιο με  $D/B=1$ : (α) Χρονοϊστορία καθίζησης του σημείου αναφοράς (control point: cp), (β) χρονοϊστορία στροφής του σημείου αναφοράς (control point: cp) και (γ) γράφημα καθίζησης – στροφής του σημείου αναφοράς (control point: cp).



(α)

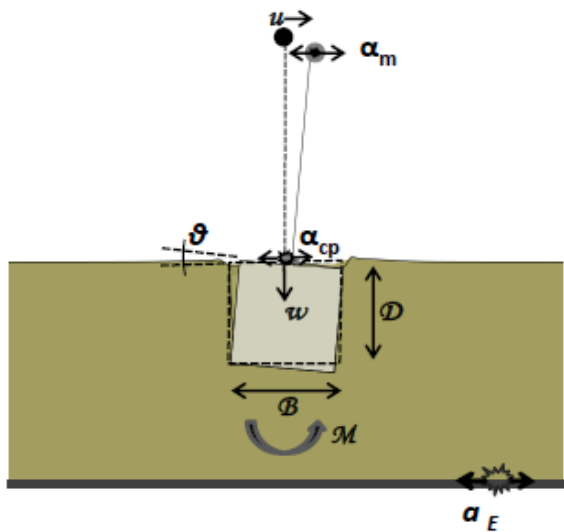


(β)

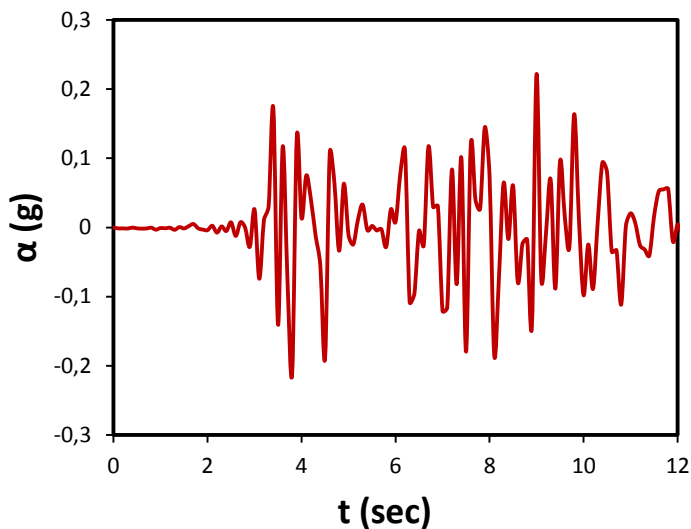


(γ)

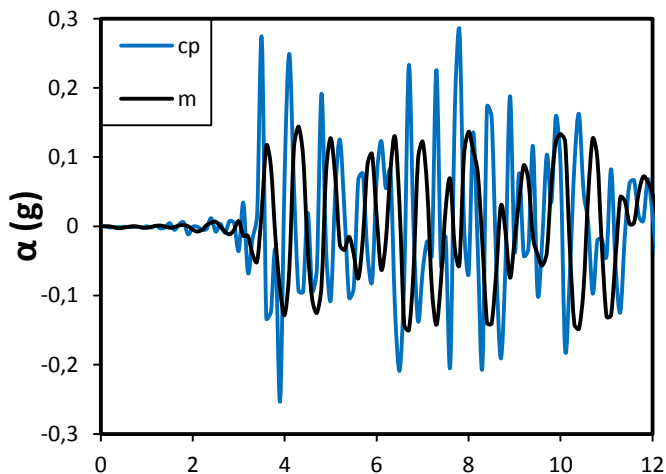
**Σχήμα 6.21** Καταγραφή **Λευκάδα 2003**, σε ανομοιογενές έδαφος με  $m=10$  και θεμέλιο με  $D/B=1$ : (α) Καμπύλη αναπτυσσόμενης ροπής  $M$  – στροφής θεμελίου  $\theta$  μαζί με την μονοτονική καμπύλη  $M-\theta$ , (β) χρονοϊστορία αναπτυσσόμενης ροπής  $M$  και (γ) χρονοϊστορία οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής (θέση μάζας  $m$ ).



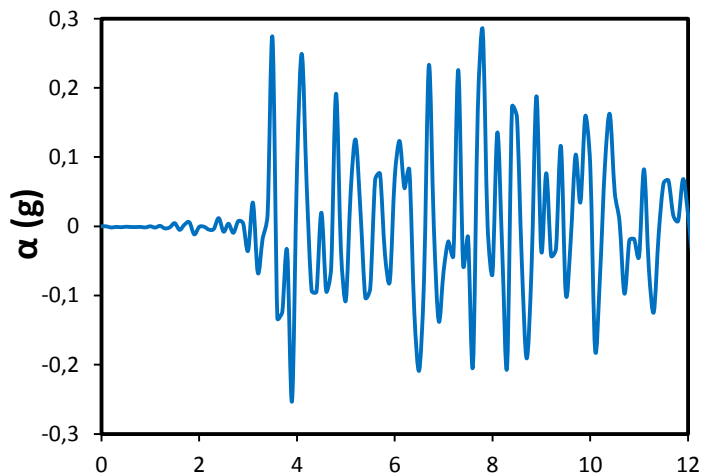
(α)



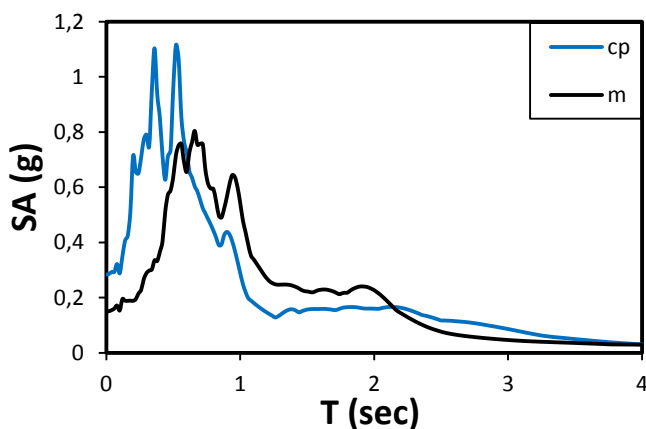
(β)



(γ)

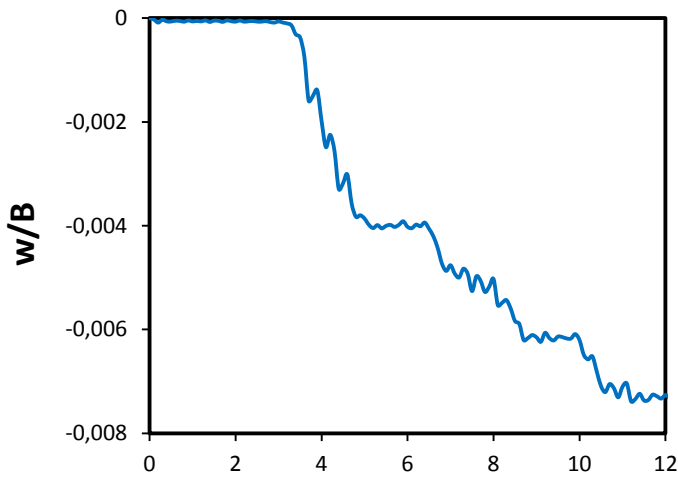


(δ)



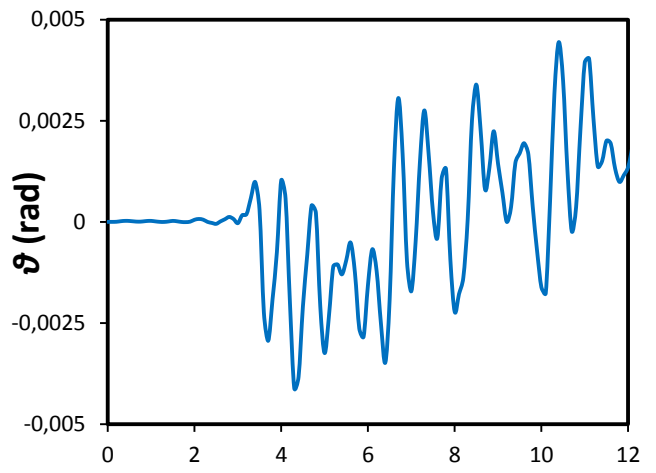
(ε)

**Σχήμα 6.22** Καταγραφή **Λευκάδα 2003**, σε ομοιογενές έδαφος [Ntritsos, 2012] και θεμέλιο με  $D/B=0.2$ : (α) Χαρακτηριστικά σημεία προσομοιώματος, (β) χρονιοστορία επιτάχυνσης σε σημείο της βάσης του προσομοιώματος, (γ) χρονιοστορίες επιτάχυνσης στο σημείο αναφοράς (control point: cp) και στην κορυφή (θέση μάζας m), (δ) χρονιοστορία επιτάχυνσης στο σημείο αναφοράς και (ε) φάσματα απόκρισης στο σημείο αναφοράς και στην κορυφή (απόσβεση 5%).



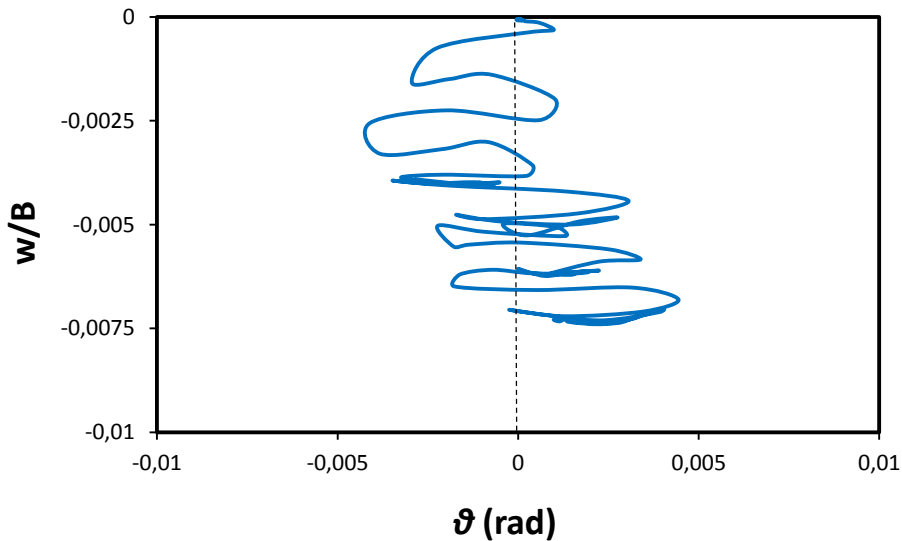
**t (sec)**

(α)



**t (sec)**

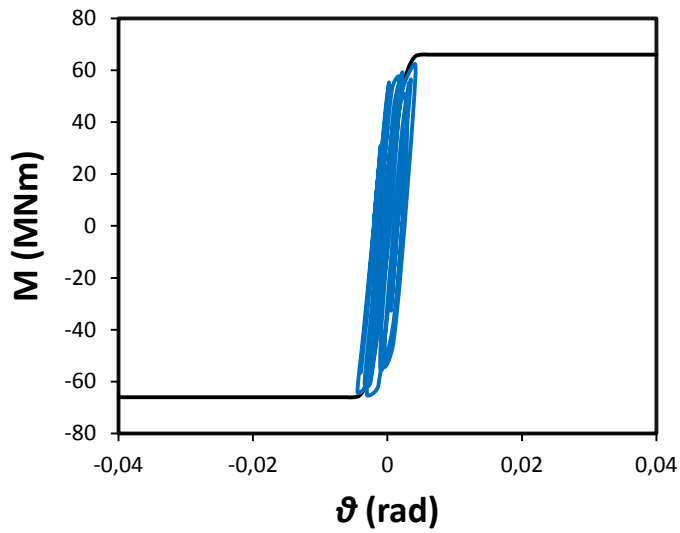
(β)



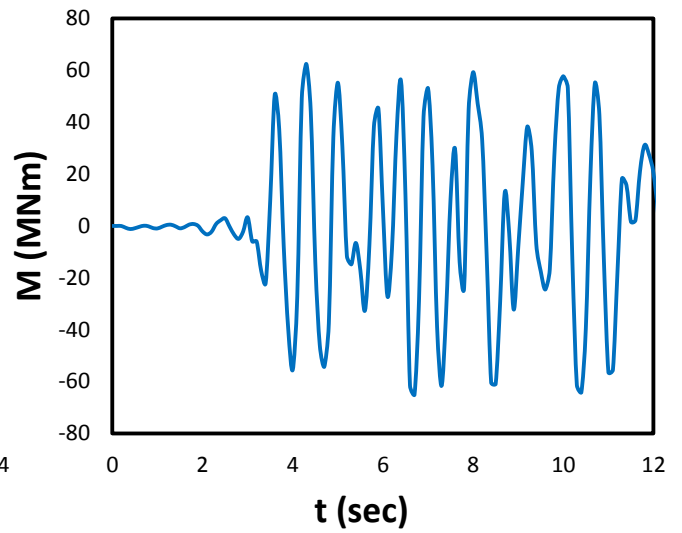
**ϑ (rad)**

(γ)

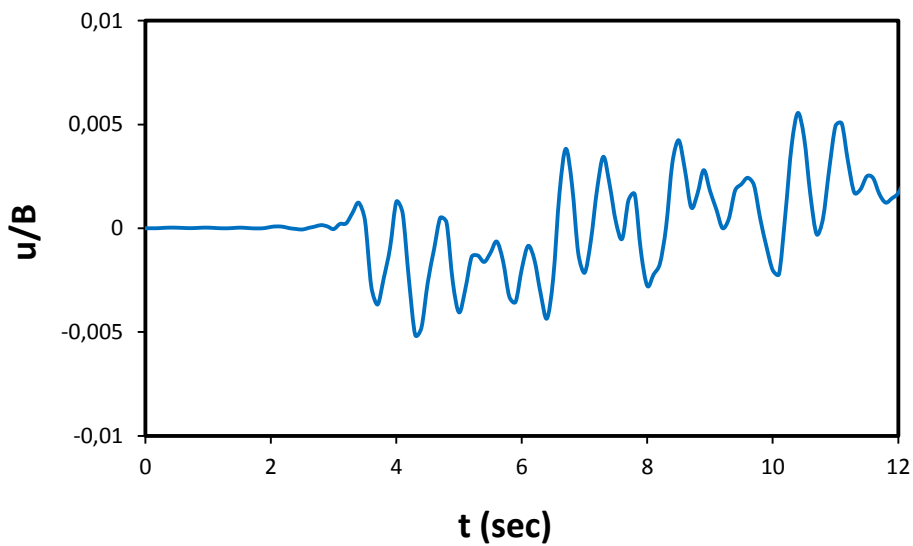
**Σχήμα 6.23** Καταγραφή **Λευκάδα 2003**, σε ομοιογενές έδαφος [Ntritsos, 2012] και θεμέλιο με  $D/B=0.2$ : (α) Χρονοϊστορία καθίζησης του σημείου αναφοράς (control point: cp), (β) χρονοϊστορία στροφής του σημείου αναφοράς (control point: cp) και (γ) γράφημα καθίζησης – στροφής του σημείου αναφοράς (control point: cp).



(α)

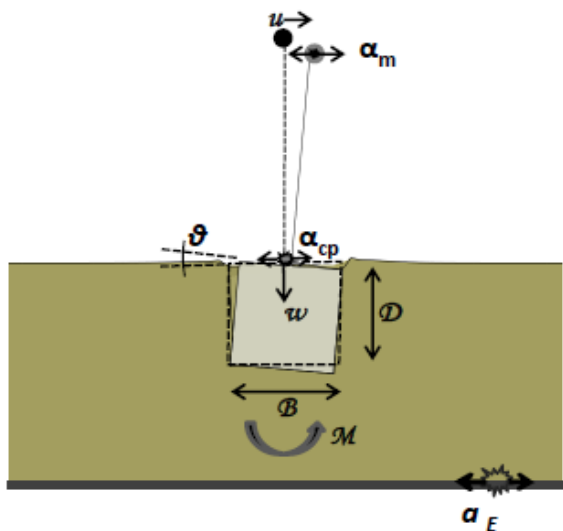


(β)

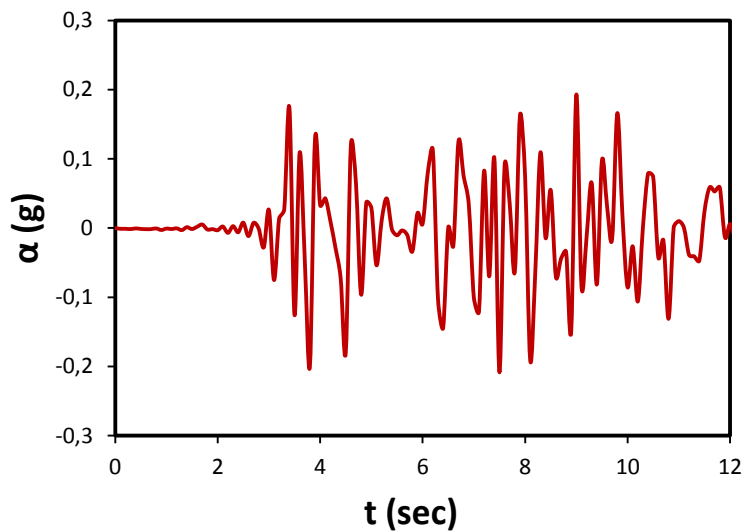


(γ)

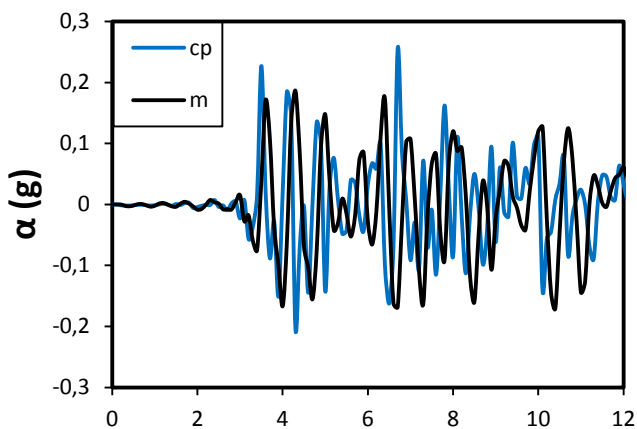
**Σχήμα 6.24** Καταγραφή **Λευκάδα 2003**, σε ομοιογενές έδαφος [Ntritsos, 2012] και θεμέλιο με  $D/B=0.2$ : (α) Καμπύλη αναπτυσσόμενης ροπής  $M$  – στροφής θεμελίου  $\theta$  μαζί με την μονοτονική καμπύλη  $M-\theta$ , (β) χρονιοστορία αναπτυσσόμενης ροπής  $M$  και (γ) χρονιοστορία οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής (θέση μάζας  $m$ ).



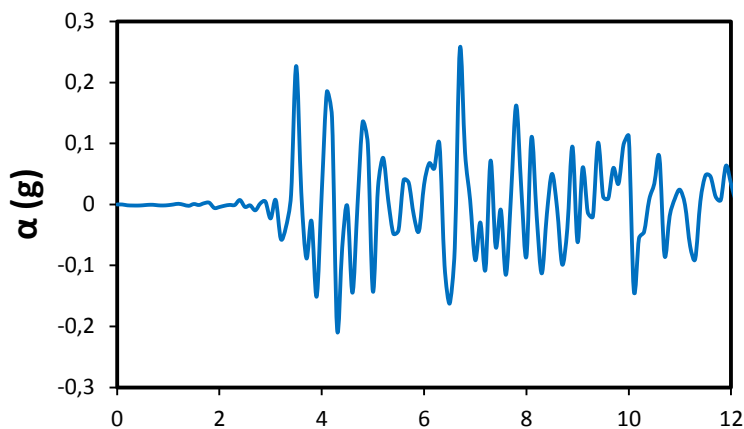
(α)



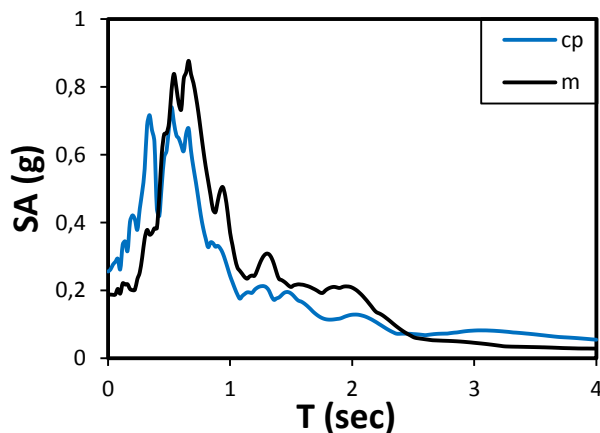
(β)



(γ)



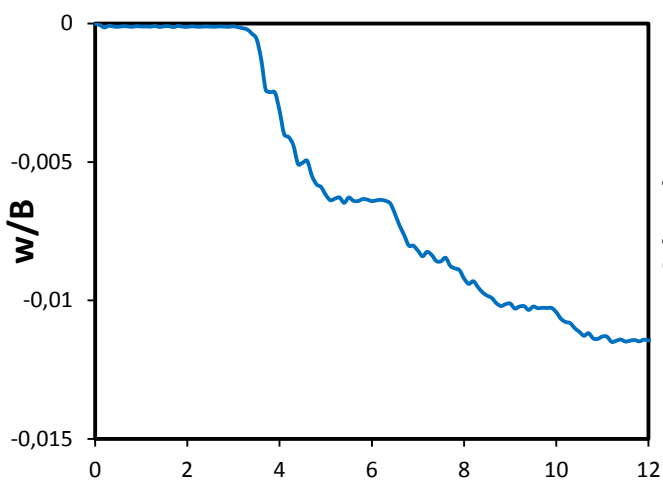
(δ)



(ε)

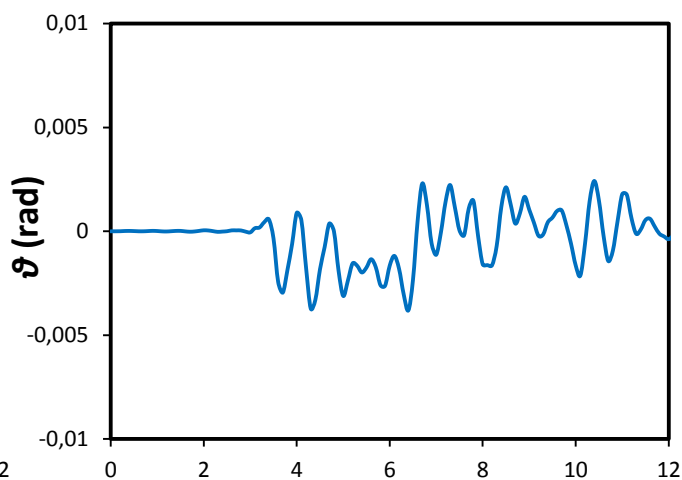
**Σχήμα 6.25** Καταγραφή **Λευκάδα 2003**, σε ομοιογενές έδαφος [Ntritsos, 2012] και θεμέλιο με  $D/B=1$ : (α) Χαρακτηριστικά σημεία προσομοιώματος, (β) χρονιοστορία επιτάχυνσης σε σημείο της βάσης του προσομοιώματος, (γ) χρονιοστορίες επιτάχυνσης στο σημείο αναφοράς (control point: cp) και στην κορυφή (θέση μάζας m), (δ) χρονιοστορία επιτάχυνσης στο σημείο αναφοράς και (ε) φάσματα απόκρισης στο σημείο αναφοράς και στην κορυφή (απόσβεση 5%).





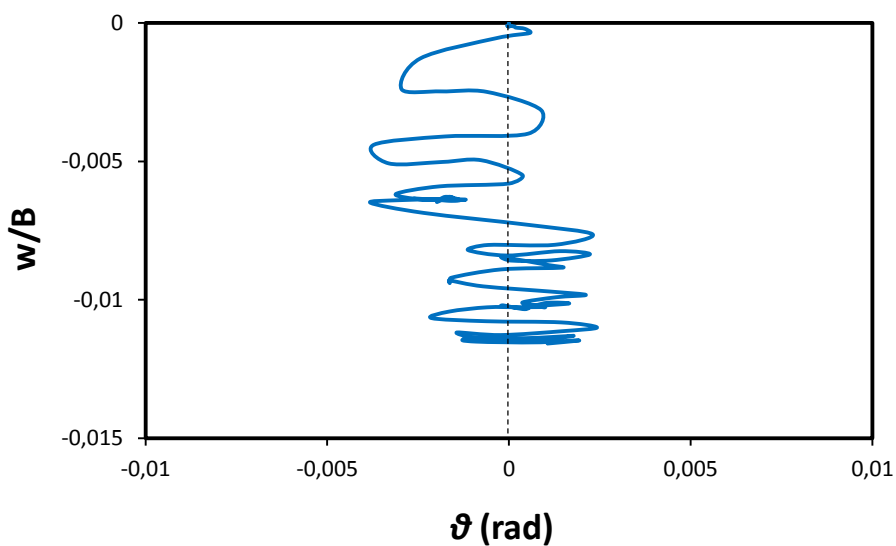
**t (sec)**

(α)



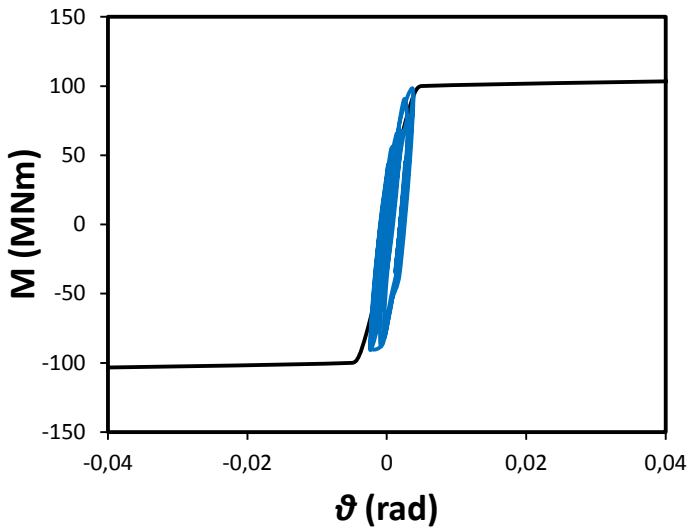
**t (sec)**

(β)

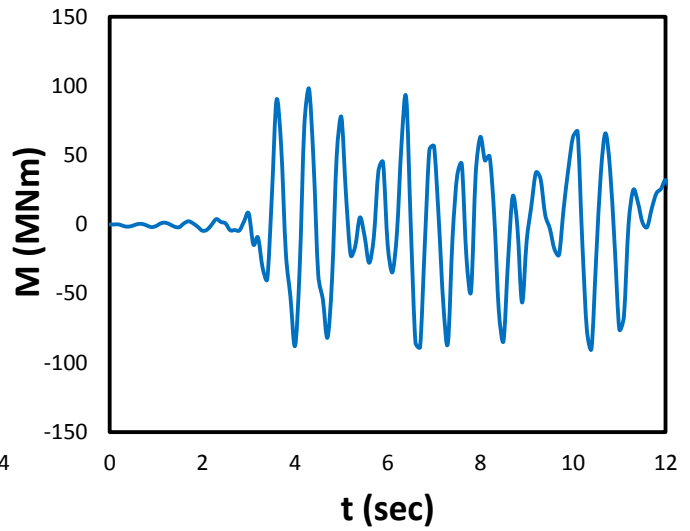


(γ)

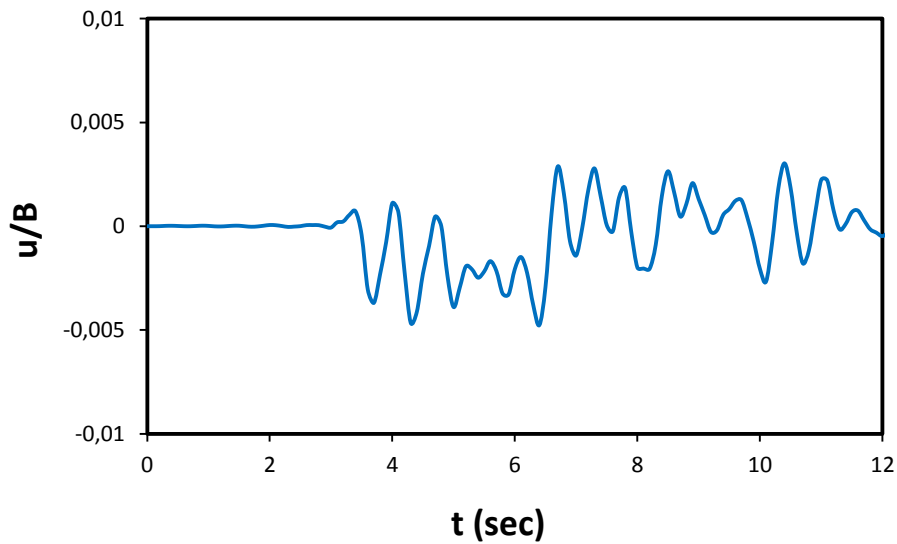
**Σχήμα 6.26** Καταγραφή **Λευκάδα 2003**, σε ομοιογενές έδαφος [Ntritsos, 2012] και θεμέλιο με  $D/B=1$ : (α) Χρονοϊστορία καθίζησης του σημείου αναφοράς (control point: cp), (β) χρονοϊστορία στροφής του σημείου αναφοράς (control point: cp) και (γ) γράφημα καθίζησης – στροφής του σημείου αναφοράς (control point: cp).



(α)



(β)



(γ)

**Σχήμα 6.27** Καταγραφή **Λευκάδα 2003**, σε ομοιογενές έδαφος [Ntritsos, 2012] και θεμέλιο με  $D/B=1$ : (α) Καμπύλη αναπτυσσόμενης ροπής  $M$  – στροφής θεμελίου  $\theta$  μαζί με την μονοτονική καμπύλη  $M$ - $\theta$ , (β) χρονοϊστορία αναπτυσσόμενης ροπής  $M$  και (γ) χρονοϊστορία οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής (θέση μάζας  $m$ ).



# 7<sup>ο</sup> Κεφάλαιο

---

## Συμπεράσματα



## 7 Συμπεράσματα

---

Στην παρούσα διπλωματική εργασία παρουσιάζονται αποτελέσματα από τρισδιάστατες αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων με σκοπό τη διερεύνηση της ανελαστικής απόκρισης εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων σε ανομοιογενές έδαφος (άργιλος αστράγγιστης διατμητικής αντοχής γραμμικώς αυξανόμενης του βάθους), υπό στατική και σεισμική φόρτιση. Συγκεκριμένα, μελετάται η απόκριση θεμελιώσεων τετραγωνικής κάτοψης, βαθμού εγκιβωτισμού  $D/B=0, 0.2, 0.5$  και  $1$  υπό αστράγγιστες συνθήκες. Ειδικότερα, στο κεφάλαιο 3 εξετάζεται η φέρουσα ικανότητα του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης υπό συνδυασμένη μονοτονική φόρτιση αξονικής ( $N$ ), τέμνουσας δύναμης ( $Q$ ) και ροπής ανατροπής ( $M$ ), και παράγονται οι περιβάλλουσες αστοχίας σε χαρακτηριστικές τομές του τρισδιάστατου  $MQN$  χώρου φόρτισης σε συνθήκες πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους. Στο κεφάλαιο 4 εξετάζονται τα ίδια στοιχεία για συνθήκες ατελούς επαφής θεμελίου – εδάφους και γίνεται σύγκριση ανάμεσα στις δύο θεωρήσεις. Στο κεφάλαιο 5 πραγματοποιείται έλεγχος της δυσκαμψίας του συστήματος στο πεδίο των μικρών παραμορφώσεων, όπου το έδαφος βρίσκεται υπό καθεστώς ελαστικότητας, για λόγους σύγκρισης με την υπάρχουσα βιβλιογραφία. Στο κεφάλαιο 6 προσομοιώνεται το σύνολο του συστήματος εδάφους – θεμελίου – ανωδομής, όπου η ανωδομή αναπαρίσταται από ένα απλό άκαμπτο στοιχείο δοκού με συγκεντρωμένη μάζα στην κορυφή του. Το σύστημα υποβάλλεται σε σεισμική φόρτιση για δύο σεισμικά επεισόδια με διαφορετικά χαρακτηριστικά, ενώ λαμβάνονται υπόψη τα φαινόμενα  $P - \delta$ . Δίνεται έμφαση στην επιτάχυνση που αναπτύσσεται στο θεμέλιο και στην ανωδομή, στους υστερητικούς βρόχους  $M - \theta$ , καθώς επίσης και στις παραμένουσες παραμορφώσεις. Να τονιστεί ότι για την πληρότητα της γνώσης σε κάθε βήμα αυτής της εργασίας γίνεται σύγκριση με τα αποτελέσματα της διπλωματικής εργασίας “Ανελαστική Απόκριση Εγκιβωτισμένων Θεμελιώσεων”, [Ντρίτσος, 2012], όπου εκτελέστηκαν αναλύσεις σε ομοιογενές έδαφος. Μάλιστα, στα κεφάλαια 5 και 6 εκτελέστηκαν αναλύσεις με το συγκεκριμένο έδαφος για γόνιμη σύγκριση. Τα κύρια συμπεράσματα της εργασίας συνοψίζονται παρακάτω :

- Σε συνθήκες **στατικής φόρτισης** παρατηρείται εύλογη αύξηση της αντοχής και δυσκαμψίας του συστήματος εδάφους – θεμελίου με την αύξηση της σκληρότητας του εδαφικού υλικού. Μάλιστα, σε συνθήκες αξονικής φόρτισης στο ανομοιογενές έδαφος παρατηρείται μείωση της συμβολής της παράπλευρης επιφάνειας και αύξηση της συνεισφοράς της βάσης (λόγω της πολύ χαμηλής αντοχής του εδάφους στις παρειές του θεμελίου), συνεισφορά που μειώνεται με την αύξηση της “σκληρότητας” του υλικού. Επιπρόσθετα, σε συνθήκες αξονικής και περιστροφικής φόρτισης για δέσμευση και μη βαθμού ελευθερίας παρατηρείται αύξηση της αντοχής για  $D/B > 0.5$  σε αντίθεση με το ομοιογενές έδαφος, όπου η αύξηση αυτή γίνεται αισθητή για  $D/B \geq 0.5$ . Αυτό οφείλεται στη χαμηλή αντοχή και δυσκαμψία του εδάφους στις παράπλευρες επιφάνειες του θεμελίου.
- Η επίδραση του εγκιβωτισμού της θεμελίωσης στη φέρουσα ικανότητα του συστήματος αποδεικνύεται σημαντική, τόσο ως προς το μέγεθος, όσο και ως προς το σχήμα των περιβαλλουσών αστοχίας. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει η εγκάρσια φόρτιση των εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων (διάγραμμα αλληλεπίδρασης τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής) λόγω της σύζευξης του οριζόντιου μετακινησιακού και του στροφικού βαθμού ελευθερίας κίνησης. Σε αυτήν την περίπτωση, οι περιβάλλουσες αστοχίας εμφανίζουν έντονη ασυμμετρία καθώς αυξάνεται ο βαθμός εγκιβωτισμού, όταν το σημείο αναφοράς των εντατικών μεγεθών λαμβάνεται στη βάση ή στην κορυφή του θεμελίου. Ένα πιο συμμετρικό σχήμα φαίνεται να επιτυγχάνεται όταν το σημείο αναφοράς λαμβάνεται στο κέντρο βάρους του θεμελίου. Γενικά, η ύπαρξη διαφορετικών μηχανισμών αστοχίας με τη μεταβολή του βαθμού εγκιβωτισμού της θεμελίωσης εξηγεί τη διαφορετική μορφή των περιβαλλουσών αστοχίας. Αυτά τα συμπεράσματα βρίσκουν αληθεύουν τόσο στο ομοιογενές όσο και στο ανομοιογενές έδαφος.
- Οι μηχανισμοί αστοχίας του ανομοιογενούς εδάφους με  $m=10$  προσομοιάζουν σε μεγάλο βαθμό τους αντίστοιχους του ομοιογενούς εδάφους. Αντίθετα, οι μηχανισμοί αστοχίας του ανομοιογενούς εδάφους με  $m=2$  (έδαφος πολύ χαμηλής αντοχής) παρουσιάζουν σημαντικές διαφοροποιήσεις, ιδιαίτερα σε συνθήκες οριζόντιας και περιστροφικής φόρτισης.



- Η φέρουσα ικανότητα των θεμελιώσεων και η μορφή των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης των εντατικών μεγεθών είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες στα χαρακτηριστικά της διεπιφάνειας θεμελίου – εδάφους. Η θεώρηση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους υπερεκτιμά σημαντικά τη φέρουσα ικανότητα έναντι της περισσότερο ρεαλιστικής θεώρησης όπου μη γραμμικά φαινόμενα (αποκόλληση, ολίσθηση) λαμβάνουν χώρα στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους. Στην πρώτη περίπτωση, η μέγιστη αντοχή σε εγκάρσια φόρτιση κινητοποιείται απουσία εξωτερικού κατακόρυφου φορτίου, σε αντίθεση με τη δεύτερη, όπου η μέγιστη αντοχή κινητοποιείται σε ενδιάμεσες τιμές του κατακόρυφου φορτίου. Να τονιστεί ότι με τη μείωση της σκληρότητας του εδαφικού υλικού μειώνεται η διαφορά αντοχής ανάμεσα στις δύο θεωρήσεις.
- Η δυσκαμψία του συστήματος θεμελίου – εδάφους αυξάνεται ιδιαίτερα με την αύξηση του εγκιβωτισμού στα ανομοιογενή εδάφη λόγω της πολύ χαμηλής αντοχής του εδάφους στην επιφάνεια. Η αύξηση αυτή γίνεται μεγαλύτερη για συνθήκες οριζόντιας και περιστροφικής φόρτισης, όπου οι παράπλευρες επιφάνειες του εγκιβωτισμένου θεμελίου έχουν μεγάλη συνεισφορά στην αντοχή και δυσκαμψία του συστήματος.
- Σε συνθήκες **σεισμικής φόρτισης** ανεξαρτήτως διέγερσης με την αύξηση του εγκιβωτισμού μειώνεται η παραμένουσα καθίζηση και στροφή, η παραμένουσα μετακίνηση της κορυφής, αυξάνεται το μέγεθος του βρόχου υστέρησης και η αναπτυσσόμενη ροπή στο μέσον της κορυφής του θεμελίου, ενώ υπάρχει τάση για αύξηση των επιταχύνσεων στην κορυφή και μείωση στο σημείο αναφοράς (μέσον κορυφής του θεμελίου). Από την άλλη πλευρά, αυξανόμενης της σκληρότητας του εδαφικού υλικού, μειώνεται η παραμένουσα στροφή και μετακίνηση της κορυφής, ενώ αυξάνεται το μέγεθος του βρόχου υστέρησης και η αναπτυσσόμενη ροπή στο μέσον της κορυφής του θεμελίου και υπάρχει τάση για αύξηση των επιταχύνσεων στην κορυφή και στο σημείο αναφοράς (σημείο σύνδεσης θεμελίου – ανωδομής).
- Όσον αφορά την παραμένουσα καθίζηση, για την μακροπερίοδο και μεγάλης κατευθυντικότητας καταγραφή του Ληξουρίου παρατηρείται αύξηση με την αύξηση της “σκληρότητας” του εδαφικού υλικού, ενώ στην υψίσυχη καταγραφή της

Λευκάδας για την ίδια τάση, στο χαμηλό εγκιβωτισμό υπάρχει μείωση της καθίζησης και στον μεγάλο εγκιβωτισμό αύξηση. Θα πρέπει ωστόσο να τονιστεί πως το ανομοιογενές έδαφος είναι πιο επιρρεπές στην παλμική κατευθυντικότητα του σεισμού του Ληξουρίου με μεγαλύτερες παραμένουσες στροφές, ειδικά στην περίπτωση του θεμελίου μεγάλου εγκιβωτισμού.

### Προτάσεις για περαιτέρω έρευνα

- Μελέτη της ανελαστικής απόκρισης εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων σε ανομοιογενές έδαφος για ανακυκλική φόρτιση διαφόρου πλάτους και συχνότητας, σε διάφορους συντελεστές ασφαλείας και για διάφορες τιμές λυγηρότητας της ανωδομής.
- Σύγκριση ομοιογενούς εδάφους και ανομοιογενούς εδαφικού υλικού με ίδια αστράγγιστη διατμητική αντοχή στη βάση του θεμελίου, ώστε να εξεταστεί πλήρως η συνεισφορά του εδάφους στις παράπλευρες επιφάνειες του θεμελίου στην αντοχή και δυσκαμψία του συστήματος.
- Σεισμική απόκριση του συστήματος για διάφορες τιμές λυγηρότητας και συντελεστή ασφαλείας.



# Βιβλιογραφικές Παραπομπές

---



ABAQUS v.6.13. (2013) Standard user's manual. Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI, USA.

Allotey N., Naggar MHE. (2003) "Analytical moment–rotation curves for rigid foundations based on a winkler model", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23 (5), 367-381.

Allotey N., Naggar MHE. (2008) "An investigation into the winkler modeling of the cyclic response of rigid footings", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28 (1), 44-57.

Anastasopoulos I., Gazetas G., Loli M., Apostolou M., Gerolymos N. (2010) "Soil Failure can be used for Seismic Protection of Structures", *Bulletin of Earthquake Engng*, 8 (2), 309-326.

Anastasopoulos I., Gelagoti F., Kourkoulis R., G. Gazetas (2012) "Simplified Constitutive Model for Simulation of Cyclic Response of Shallow Foundations: Validation against Laboratory Tests", *Journal of Geotechnical and Geoenv. Eng.*, ASCE, 137 (12), 1154-1168.

Apostolou M., Gazetas G., Makris N., Anastasopoulos I. (2003) "Rocking of foundations under strong seismic excitation" *Proc. Of Fib International Symposium on Concrete Structures in Seismic Regions*, Athens, May 2003.

Apostolou M., Gazetas G., Garini E. (2007) "Seismic response of slender rigid structures with foundation uplifting", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27 (7), 642-654.

Apostolou M., Gazetas G. (2007) "Analytical modeling of footings under large overturning moment" *In. Proc. 2nd Greece - Japan workshop: Seismic Design, Observation, and Retrofit of Foundations*, Tokyo, 3-4 April, 165-184.

Apsel R., Luco J. (1987) "Impedance functions for foundations embedded in a layered medium: an integral equation approach", *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, 15 (2), 213-231.

Aviles J., Perez-Rocha L. (1998) "Effects of foundation embedment during building–soil interaction", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27 (12), 1523-1540.

Bielak J. (1975) "Dynamic behavior of structures with embedded foundations", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 3 (3), 259-274.

Bransby M. F., Randolph M. F. (1997) "Shallow foundations subject to combined

- loadings" *Proc. 9th Int. Conf. on Comp. Methods and Advances in Geomechcs*, Wuhan 3, 1947-1952.
- Bransby M.F., Randolph M.F. (1998) "Combined Loading of Skirted Foundations", *Geotechnique*, 48 (5), 637-655.
- Bransby, M. F., Randolph M. F. (1999) "The effect of embedment depth on the undrained response of skirted foundations to combined loading", *Soils Found.* 39 (4), 19-33.
- Brinch Hansen J. (1970) "A revised and extended formula for bearing capacity." *Bulletin No. 28*, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, 5-11.
- Butterfield R., Gottardi G. (1994) "A Complete Three Dimensional Failure Envelope for Shallow Footings on Sand", *Geotechnique*, 44, 181-184.
- Chatzigogos C.T., Pecker A., Salencon J. (2009) "Macroelement modeling of shallow foundations", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29 (5), 765-781.
- Cremer C., Pecker A., Davenne L. (2001) "Cyclic macro-element for soil-structure interaction: material and geometrical non-linearities", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 25, 1257-1284.
- Cremer C., Pecker A., Davenne L. (2002) "Modeling of nonlinear dynamic behavior of a shallow strip foundation with macro-element", *Journal of Earthquake Engng*, 6, 175-212.
- Croker A., Nadim F. (1996) "Guidelines for Offshore Structural Reliability Analysis – Examples for Jack-ups" DNV Research Report No. 95-0072.
- EC8 (2000) "Design provisions for earthquake resistance of structures, part 5: foundations, retaining structures and geotechnical aspects", prEN, 1998–5 European Committee for Standardization, Brussels.
- Faccioli E., Paolucci R., Vivero G. (2001) "Investigation of seismic soil – footing interaction by large scale cyclic tests and analytical models", *Proceedings of 4<sup>th</sup> International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, S. Prakash (Ed.), Paper no. SPL-5, San Diego, CA.



FEMA 356 (2000) "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington DC.

Gadre A., Dobry R. (1998) "Lateral Cyclic Loading Centrifuge Tests on Square Embedded Footing", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engng*, ASCE, 124 (11), 1128-1138.

Gajan S., Kutter B.L., Phalen J.D., Hutchinson T.C., Martin G.R. (2005) "Centrifuge modeling of load-deformation behavior of rocking shallow foundations", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25 (7-10), 773-783.

Gajan S. & Kutter B. L. (2008) "Capacity, settlement, and energy dissipation of shallow footings subjected to rocking", *J. Geotechnical & Geoenv. Engng*, ASCE, 134 (8), 1129-1141.

Gajan S., Kutter B. L. (2009) "Effects of Moment-to-Shear Ratio on Combined Cyclic Load- Displacement Behavior of Shallow Foundations from Centrifuge Experiments", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 135 (8), 1044-1055.

Gazetas G. (1983) "Analysis of machine foundation vibrations: state of the art", *Int. J. Soil Dyn Earthq Eng*, 2, 2-42.

Gazetas G. (1991) "Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations", *J Geotech Eng*, ASCE, 117(9), 1363-81.

Gazetas G., Apostolou M., Anastasopoulos I. (2003) "Seismic Uplifting of Foundations on Soft Soil with Examples from Adapazari (Izmit 1999, Earthquake)", *BGA International Conference on Foundation Innovations, Observations, Design & Practice*, Univ. of Dundee, Scotland, September 25, 37-50.

Gazetas G., Apostolou M. (2004) "Nonlinear soil–structure interaction: foundation uplift and soil yielding", In: Todorovska M., Celebi M., editors, *Proceedings of the 3rd US–Japan workshop on soil–structure interaction*, USGS, Menlo Park, CA.

Gazetas G., Anastasopoulos I., Apostolou M. (2007) "Shallow and Deep Foundations under Fault Rupture or Strong Seismic Shaking", *Earthquake Geotechnical Engineering*, Pitolakis K., Editor, Springer: Berlin, 185-210.

Gazetas G., Yegian M. K., Dakoulas P., Ghahraman V. G., Abou-Seeda H., Mylonakis G.,

Nikolaou A. (1994) "Seismic Analysis of the Piers and Foundations".

Gelagoti F., R. Kourkoulis, I. Anastasopoulos, G. Gazetas (2012) "Rocking Isolation of Frames on Isolated Footings: Design Insights and Limitations", *J. Earthquake Engineering*, 16 (3), 374-400.

Gerolymos N., Gazetas G. (2005) "Winkler model for lateral response of rigid foundations in linear soil", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26, 347-361.

Gerolymos N., Gazetas G. (2005) "Development of Winkler model for static and dynamic response of caisson foundations with soil and interface nonlinearities", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26, 363-376.

Gerolymos N., Gazetas G., Tazoh T. (2005) "Seismic Response of Yielding Pile in Non-Linear Soil", *Proc. 1st Greece –Japan Workshop, Seismic Design, Observation, and Retrofit of Foundations*, 25-36, Athens 11-12 October.

Gerolymos N., Gazetas G. (2006) "Static and Dynamic Response of Massive Caisson Foundations with Soil and Interface Nonlinearities-Validation and Results", *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*, 26 (5), 377-394.

Gourvenec S. (2007) "Failure envelopes for offshore shallow foundations under general loading", *Geotechnique*, 57 (9), 715-728.

Gourvenec S. (2007) "Shape effects on the capacity of rectangular footings under general loading", *Geotechnique*, 57 (8), 637-646.

Gourvenec S. (2008) "Effect of embedment on the undrained capacity of shallow foundations under general loading", *Géotechnique*, 58 (3), 177-185.

Gourvenec S., Randolph, M. (2003) "Effect of strength non-homogeneity on the shape of failure envelopes for combined loading of strip and circular foundations on clay", *Geotechnique*, 53 (6), 575-586.

Harada T., Kubo K., Katayama T. (1981) "Dynamic soil–structure interaction by continuum formulation method", *Report No. 190*, Institute of Industrial Science, University of Tokyo.

Harden C., Hutchinson T. (2006) "Investigation into the Effects of Foundation Uplift on

Simplified Seismic Design Procedures”, *Earthquake Spectra*, 22 (3), 663-692.

Houlsby G. T., Martin C. M. YUN (2003) "Undrained bearing capacity factors for conical footings on clay" *Géotechnique*, 53 (5), 513-520.

Housner G. W. (1963) “The Behaviour of Inverted Pendulum Structures during Earthquake”, *Bullettin of Seismological Society of America*, 53 (2), 403-417.

Ishiyama Y. (1982) “Motions of rigid bodies and criteria for overturning by earthquake excitations”, *Earthquake Eng Struct Dyn*, 10 (5), 635-650.

Kausel E., Roesset J.M., Christian J.T. (1976) “Nonlinear behavior in soil–structure interaction”, *J. Geotech Eng Div, ASCE*, 102(GT12), 1159-78.

Kawashima K., Nagai T., Sakellarakis D. (2007) “Rocking Seismic Isolation of Bridges Supported by Spread Foundations”, *Proc. Of 2nd Japan-Greece Workshop on Seismic Design, Observation, and Retrofit of Foundations*, April 3-4, Tokyo, Japan, 254-265.

Knappett J.A., Haigh S.K., S.P.G. Madabhushi (2006) “Mechanisms of failure for shallow foundations under earthquake loading”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26, 91-102.

Kourkoulis R., Anastasopoulos I., Gelagoti F., Kokkali P. (2012) “Dimensional Analysis of SDOF Systems Rocking on Inelastic Soil”, *Journal of Earthquake Engineering*, 16 (7), 995-1022.

Kramer S. (1996) “Geotechnical earthquake engineering”, Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall.

Kutter B.L, Martin G., Hutchinson T.C., Harden C., Gajan S., Phalen J.D. (2003) “Status report on study of modeling of nonlinear cyclic load – deformation behavior of shallow foundations”, University of California, Davis, PEER Workshop, March.

Makris N., Roussos Y. (2000) “Rocking Response of rigid blocks under near source ground motions”, *Géotechnique* 50 (3), 243-262.

Martin C. M. (1994) "Physical and numerical modeling of offshore foundations under combined loads", D.Phil. thesis, Univ. of Oxford, UK.

Martin G. R., Lam I. P. (2000) “Earthquake Resistant Design of Foundations: Retrofit of

Existing Foundations”, *Proc. GeoEng 2000 Conference*, Melbourne.

Meyerhof, G. G. (1953) "The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads" *Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. Fndn Engng*, Vol.1, Zurich, 440-445.

Milne J. (1881) "Experiments in observational seismology", *Trans Seismol Soc Jpn*, 3, 12-64.

Mita A., Luco J. E. (1989) "Impedance functions and input motions for embedded square foundations", *J Geotech. Engng.*, ASCE, 115 (4), 491-503.

Mylonakis G., Nikolaou A., Gazetas G. (1997) "Soil–pile–bridge seismic interaction: kinematic and inertial effects. Part I: soft soil", *J Earthq Eng Struct Dyn*, 26, (3), 37-59.

Mylonakis G., Nikolaou S., Gazetas G. (2006) "Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations", *Soil Dyn Earthq Eng*, 26 (9), 824-853.

Newmark N. M. (1965) "Effects of earthquakes on dams and embankments", *Geotechnique*, 15 (2), 139-160.

Nova R., Montrasio L. (1991) "Settlement of shallow foundations on sand", *Geotechnique*, 41 (2), 243-256.

Ntritsos N. (2012) "Inelastic Response of Embedded Foundations", *Diploma thesis*, NTUA.

Ntritsos N., Anastasopoulos I., Gazetas G. (2015) "Static and Cyclic Undrained Response of Square Embedded Foundations", *Geotechnique* 00, No. 00, 1-19.

Panagiotidou A.I., Gazetas G., Gerolymos N. (2012) "Pushover and Seismic Response of Foundations on Stiff Clay: Analysis with P- $\Delta$  Effects", *Earthquake Spectra*, 28 (4), 1589-1618.

Paolucci R. (1997) "Simplified evaluation of earthquake induced permanent displacements of shallow foundations", *Journal of Earthquake Engineering*, 1 (3), 563-579.

Paolucci R., Shirato M., Yilmaz M.T. (2008) "Seismic behaviour of shallow foundations: Shaking table experiments vs numerical modelling", *Earthq Eng Struct Dyn*, 37(4), 577-595.

Pecker A. (1998) "Capacity Design Principles for Shallow Foundations in Seismic Areas", *Proc. 11th European Conference on Earthquake Engineering*, A.A. Balkema Publishing.

Pecker A. (2003) "A seismic foundation design process, lessons learned from two major projects: the Vasco de Gama and the Rion Antirion bridges", *ACI International Conference on Seismic Bridge Design and Retrofit*, La Jolla.

Pender M. (2007) "Seismic design and performance of surface foundations", *4<sup>th</sup> International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Thessaloniki, Greece.

Perry J. (1881) "Note on the rocking of a column", *Trans Seismol Soc Jpn*, 3, 103-6.

Prandtl L. (1921), "Über die Eindringungsfestigkeit (Harte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden", *Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik*, 1 (1), 15-20.

Priestley M.J.N., Seible F., Calvi G.M. [1996] "Seismic design and retrofit of bridges", John Wiley and sons, New York.

Psycharis I.N. (1983) "Dynamics of Flexible Systems with Partial Lift-Off", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11 (4), 501-521.

Psycharis I.N., Jennings P.C. (1983) "Rocking of slender rigid bodies allowed to uplift", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11 (1), 57-76.

Raychowdhury P., Hutchinson T.C. (2009) "Performance evaluation of a nonlinear Winkler- based shallow foundation model using centrifuge test results", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38 (5), 679-698.

Richart F.E., Hall J.R., Woods R.D. (1970) "Vibrations of soils and foundations", Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall.

Salgado R., Lyamin A. V., Sloan S. W., Yu H. S. (2004) "Two and three-dimensional bearing capacity of foundations in clay", *Geotechnique*, 54 (5), 297-306.

Skempton A. W. (1951) "The bearing capacity of clays." *Building Research Congress*, London, Vol. 1, 180-189.

Spanos P. D., Koh A. S. (1984) "Rocking of rigid blocks due to harmonic shaking", *J.*

*Engrg. Mech.*, ASCE, 110 (11), 1627-1642.

Stewart J.P., Seed R.B., Fenves G.L. (1999) "Seismic soil–structure interaction in buildings. II: empirical findings", *J Geotech Eng*, ASCE, 125 (1), 38-48.

Stokoe K.H, Richart F.E. (1974) "Dynamic response of embedded machine foundations", *J Geotech Eng Div*, ASCE, 100 (GT-4), 427-447.

Taiebat H. A., Carter J. P. (2000) "Numerical studies of the bearing capacity of shallow foundations on cohesive soil subjected to combined loading", *Geotechnique*, 50 (4), 409-418.

Tassoulas J.L., Kausel E. (1983) "On the effect of the rigid sidewall on the dynamic stiffness of embedded circular footings", *Earthq. Engng Struct. Dynam.*, 11, 403-14.

Tassoulas J.L. (1984) "An investigation of the effect of rigid sidewalls on the response of embedded circular foundations to obliquely-incident SV and P waves. Dynamic Soil–Structure Interaction", Rotterdam: AA Balkema, 55-63.

Taylor P.W., Bartlett P.E., Wiessing P.R. (1981) "Foundation rocking under earthquake loading", *Proceedings of 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, AA Balkema, Stockholm, Sweden, Rotterdam, Netherlands, 3, 313-322.

Terzaghi K. (1943) "Theoretical soil mechanics", John Willey, London and New York.

Ticof J. (1977) "Surface footings on sand under general planar loads", PhD thesis, University of Southampton

Ugalde J.A., Kutter B.L., Jeremic B. (2010) "Rocking response of bridges on shallow foundations", *Pacific Earthquake Engineering Research Center Report 2010/101*, University of California, Berkeley, California.

Vesic A.S. (1975) "Bearing capacity of shallow foundations", *Foundation Engineering Handbook*, Eds Winterkorn & Fang, Van Nostrand Reinhold, New York, 121-147.

Vrettos C. (1999) "Vertical and rocking impedances for rigid rectangular foundations on soils with bounded non-homogeneity", *Earthq Eng Struct Dyn*, 28 (12), 1525-1540.

Wolf J.P. (1994) "Simple physical models for foundation vibrations", Englewood Cliffs, NJ:

Prentice-Hall.

Wong H.L., Luco J.E. (1985) "Tables of impedance functions for square foundations on layered media", *Soil Dyn Earthq Eng*, 4, 64-81.

Yim C.S., Chopra A.K. (1984), "Earthquake response of structures with partial uplift on Winkler foundation", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 12 (2), 263-281.

Yun G., Bransby M. F. (2007) "The horizontal-moment capacity of embedded foundations in undrained soil" *Can. Geotech. J.*, 44 (4), 409-424.

Zhang J., Makris N. (2001) "Rocking response of free-standing blocks under cycloidal pulses", *J Eng Mech ASCE*, 127 (5), 473-83.



