



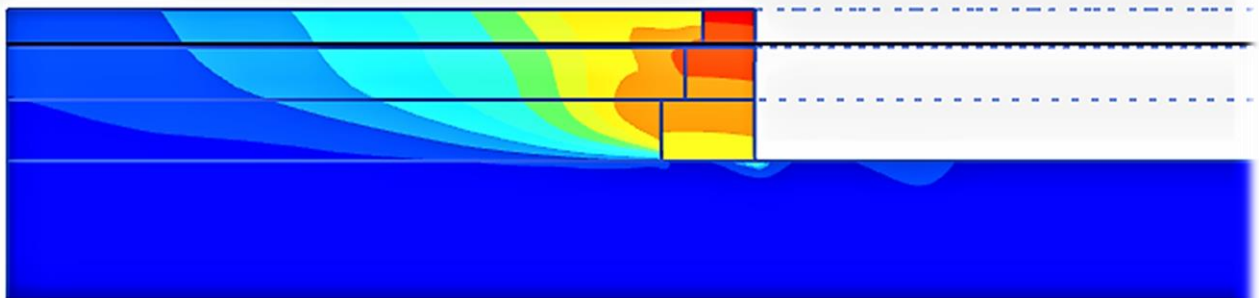
Διπλωματική Εργασία

Φραγκουλοπούλου Χρυσοβαλάντου–Μαρία

Επιβλέπων

Καθηγητής Γκαζέτας Γεώργιος

Σεισμική Ανάλυση Αστοχίας Λιμενικών  
Κρηπιδοτοίχων Κεφαλονιάς



Seismic Analysis of the Quay Wall  
Failures in Cephalonia

Diploma Thesis by

Fragkoulopoulou Chrysovalantou–Maria

Supervised by

Professor Gazetas George



## Ευχαριστίες...

Θα ήθελα να ευχαριστήσω ειλικρινά όλους όσους συνέβαλαν, άμεσα ή έμμεσα σε αυτή μου την προσπάθεια,

Ιδιαίτερος θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου κύριο Γιώργο Γκαζέτα για την καθοδήγηση και την στήριξη του σε όλη τη διάρκεια της εκπόνησης της παρούσας διπλωματικής. Η μεταλαμπάδευση γνώσεων, απλόχερα και ακούραστα, όλα τα χρόνια των ακαδημαϊκών μου σπουδών αποτελούν εφόδιο για την υπόλοιπη επιστημονική και επαγγελματική μου σταδιοδρομία.

Επιπλέον, θα ήθελα να ευχαριστώ ιδιαίτερος τον κύριο Νίκο Γερόλυμο για την πολύτιμη βοήθεια του και τις συμβουλές του, την κυρία Ευαγγελία Γαρίνη για τις πληροφορίες που πολύ ευχαρίστως μου παρείχε και την συνάδελφο Γεωργία Ευθυμίου για την στήριξη και τις χρήσιμες παρατηρήσεις της σε όλη αυτή την προσπάθεια μου.

Τέλος, ένα μεγάλο ευχαριστώ οφείλω στην οικογένεια μου και τους κοντινούς μου ανθρώπους για την ψυχολογική υποστήριξη και την ενθάρρυνση τους σε κάθε μου βήμα στη ζωή μου.





## **ΠΕΡΙΛΗΨΗ**

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί η σεισμική ανάλυση της αστοχίας των λιμενικών κρηπιδοτοίχων της Κεφαλονιάς κατά τους σεισμούς της 26<sup>ης</sup> Ιανουαρίου και της 3<sup>ης</sup> Φεβρουαρίου 2014. Μελετήθηκε μια τυπική διατομή του λιμένα Ληξουρίου ως προς τα φαινόμενα και τις αστοχίες που προκλήθηκαν από την επιβολή της διέγερσης της 3<sup>ης</sup> Φεβρουαρίου. Η προσομοίωση έγινε μέσω του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS και το καταστατικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση των μη συνεκτικών εδαφών υπό ανακυκλική φόρτιση υπό συνθήκες ρευστοποίησης, ήταν τα UBC3D-PLM, ενώ για το έδαφος της θεμελίωσης χρησιμοποιήθηκε το κλασικό Mohr-Coulomb.

Η επιλογή αυτής της αριθμητικής προσομοίωσης έχει σκοπό να δείξει πως ακόμη και με την εφαρμογή μη πολύπλοκων και απαιτητικών καταστατικών προσομοιωμάτων, από την άποψη εισαγωγής παραμέτρων και ιδιοτήτων των εδαφών, σε συνδυασμό με ένα από τα πιο εύχρηστα και δημοφιλή προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων μπορούμε να έχουμε ικανοποιητική προσέγγιση του γεωτεχνικού προβλήματος.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων βρίσκονται σε ικανοποιητική, ποσοτική και ποιοτική, συμφωνία με τις μετρήσεις του πεδίου τόσο ως προς τις παραμορφώσεις (μετακίνηση και στροφή) του κρηπιδοτοίχου όσο και ως προς την συμπεριφορά του εδάφους (καθίζηση, ανύψωση και ρευστοποίηση). Τέλος, έγινε παραμετρική διερεύνηση με σκοπό τον προσδιορισμό της επιρροής διαφόρων γεωτεχνικών και άλλων παραμέτρων στην συνολική απόκριση του μοντέλου.



## Περιεχόμενα

<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ</b> .....	<b>13</b>
<b>1. ΛΙΜΕΝΙΚΟΙ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΙ</b> .....	<b>13</b>
1.1. ΓΕΝΙΚΑ.....	13
1.2. ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΩΝ ΕΞΑΙΤΙΑΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΙΕΓΕΡΣΗΣ .....	14
<b>2. ΠΛΕΥΡΙΚΕΣ ΩΘΗΣΕΙΣ ΓΑΙΩΝ</b> .....	<b>15</b>
2.1. ΓΕΝΙΚΑ.....	15
2.2. ΜΕΘΟΔΟΣ RANKINE (ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ) .....	16
2.2.1. ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΜΕΤΑΒΑΣΗ ΣΤΗΝ ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΗ ΚΑΙ ΠΑΘΗΤΙΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ 18	
2.2.2. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΣΥΝΟΧΗΣ.....	19
2.2.3. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΡΙΒΗΣ.....	19
2.3. ΜΕΘΟΔΟΣ COULOMB (ΚΙΝΗΜΑΤΙΚΗ ΑΣΤΟΧΙΑ).....	20
2.4. ΜΕΘΟΔΟΣ ΜΟΝΟΝΟΒΕ – ΟΚΑΒΕ .....	21
<b>3. ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗ</b> .....	<b>26</b>
3.1. ΓΕΝΙΚΑ.....	26
3.2. ΔΙΑΚΡΙΣΗ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ.....	26
3.3. ΙΣΤΟΡΙΚΑ ΠΕΡΙΣΤΑΤΙΚΑ.....	27
3.4. ΕΠΙΠΤΩΣΕΙΣ ΤΗΣ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ.....	28
3.5. ΑΡΧΕΣ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ .....	29
3.5.1. ΜΟΝΟΤΟΝΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ ΚΟΡΕΣΜΕΝΩΝ ΑΜΜΩΝ ΥΠΟ ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΕΣ ΚΑΙ ΣΤΡΑΓΓΙΖΟΜΕΝΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ .....	29
3.5.2. ΑΝΑΚΥΚΛΙΖΟΜΕΝΗ ΦΟΡΤΙΣΗ ΚΟΡΕΣΜΕΝΗΣ ΑΜΜΟΥ ΥΠΟ ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΕΣ ΚΑΙ ΣΤΡΑΓΓΙΖΟΜΕΝΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ .....	31
3.6. ΠΑΡΑΓΟΝΤΕΣ ΠΟΥ ΕΠΙΔΡΟΥΝ ΣΤΗΝ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗ.....	32
3.7. ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΚΙΝΔΥΝΟΥ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ .....	32
3.8. ΜΕΤΡΑ ΑΝΤΙΜΕΤΩΠΙΣΗΣ ΤΗΣ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ .....	35
<b>ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 1: ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ</b> .....	<b>37</b>

<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ .....</b>	<b>55</b>
<b>1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....</b>	<b>55</b>
<b>2. ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΜΟΝΤΕΛΟΥ .....</b>	<b>55</b>
<b>2.1. ΤΥΠΟΣ ΜΟΝΤΕΛΟΥ.....</b>	<b>55</b>
<b>2.2. ΤΥΠΟΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ .....</b>	<b>56</b>
<b>2.3. ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗΣ.....</b>	<b>57</b>
2.3.1. ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ.....	57
2.3.2. ΚΑΝΑΒΟΣ ΜΟΝΤΕΛΟΥ (MESH) .....	57
2.3.3. ΦΑΣΕΙΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ .....	57
2.3.4. ΑΠΟΣΒΕΣΗ ΥΛΙΚΩΝ .....	62
<b>3. ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΕΔΑΦΩΝ.....</b>	<b>63</b>
<b>3.1. ΜΟΝΤΕΛΟ UBC3D-PLM .....</b>	<b>63</b>
3.1.1. ΓΕΝΙΚΑ.....	63
3.1.2. ΒΑΣΙΚΕΣ ΕΛΑΣΤΟΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΕΣ.....	64
3.1.3. ΣΥΝΟΨΗ ΤΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ .....	67
<b>3.2. ΜΟΝΤΕΛΟ MOHR-COULOMB.....</b>	<b>68</b>
<b>ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 2: ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ.....</b>	<b>71</b>
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΑΝΑΛΥΣΗ ΙΣΤΟΡΙΚΟΥ ΠΕΡΙΣΤΑΤΙΚΟΥ.....</b>	<b>80</b>
<b>1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....</b>	<b>80</b>
<b>2. ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΚΑΤΑΓΡΑΦΕΣ ΠΕΡΙΣΤΑΤΙΚΟΥ .....</b>	<b>81</b>
<b>3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΛΙΜΕΝΑ ΛΗΞΟΥΡΙΟΥ.....</b>	<b>81</b>
<b>4. ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΤΟΥ ΛΙΜΕΝΑ .....</b>	<b>82</b>
<b>5. ΕΠΙΛΟΓΗ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑΣ ΚΑΙ ΥΛΙΚΩΝ ΓΙΑ ΤΗΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....</b>	<b>83</b>
<b>6. ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ .....</b>	<b>85</b>
<b>7. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ .....</b>	<b>86</b>
7.1. ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ.....	86
7.2. ΠΙΕΣΕΙΣ ΠΟΡΩΝ.....	87

<b>8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....</b>	<b>89</b>
<b>ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 3: ΑΝΑΛΥΣΗ ΙΣΤΟΡΙΚΟΥ ΠΕΡΙΣΤΑΤΙΚΟΥ.....</b>	<b>90</b>
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....</b>	<b>118</b>
<b>1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....</b>	<b>118</b>
<b>2. ΣΧΕΤΙΚΗ ΠΥΚΝΟΤΗΤΑ ΤΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΖΟΜΕΝΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ.....</b>	<b>120</b>
<b>3. ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΩΣΗΣ .....</b>	<b>121</b>
<b>4. ΓΩΝΙΑ ΤΡΙΒΗΣ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ .....</b>	<b>122</b>
<b>5. ΓΩΝΙΑ ΤΡΙΒΗΣ ΤΗΣ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΒΑΣΗΣ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ .....</b>	<b>123</b>
<b>6. ΓΩΝΙΑ ΤΡΙΒΗΣ ΤΗΣ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΠΛΑΤΗΣ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ .....</b>	<b>123</b>
<b>7. ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ.....</b>	<b>123</b>
<b>8. ΓΩΝΙΑ ΤΡΙΒΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΩΝ BLOCKS ΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ.....</b>	<b>125</b>
<b>9. ΥΔΑΤΟΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ .....</b>	<b>125</b>
<b>10. ΠΟΛΙΚΟΤΗΤΑ ΤΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ.....</b>	<b>126</b>
<b>11. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΙΕΓΕΡΣΗ.....</b>	<b>127</b>
<b>12. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....</b>	<b>130</b>
<b>ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 4: ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ .....</b>	<b>132</b>
<b>Παράρτημα Α.....</b>	<b>148</b>
<b>Παράρτημα Β .....</b>	<b>154</b>
<b>Βιβλιογραφία.....</b>	<b>161</b>



***ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1:  
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ  
ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ***





# **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ**

## **1. ΛΙΜΕΝΙΚΟΙ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΙ**

### **1.1. ΓΕΝΙΚΑ**

Οι λιμενικοί κρηπιδότοιχοι είναι ένα από τα σημαντικότερα έργα πολιτικού μηχανικού. Οι δραστηριότητες που λαμβάνουν χώρα σε αυτούς είναι πολλές και ζωτικής σημασίας για τον ανθρώπινο παράγοντα. Τα λιμάνια παίζουν πολύ σημαντικό ρόλο στην ανάπτυξη της οικονομίας και του πολιτισμού των παράκτιων περιοχών που τα φιλοξενούν αλλά και της ευρύτερης περιοχής.

Υπάρχουν τρεις κατηγορίες κρηπιδοτοίχων: τα έργα βαρύτητας, τα εύκαμπτα διαφράγματα και οι κρηπιδότοιχοι ανοιχτού τύπου. Τα έργα βαρύτητας μπορούν να έχουν διάφορες μορφές, όπως τοίχοι τύπου Block, σχήματος L, τύπου caisson, πορώδης και κατασκευές οπλισμένης γης. Στο **σχήμα 1.1** παρουσιάζονται οι μορφές που προαναφέρθηκαν.

Οι τοίχοι βαρύτητας είναι μαζικές κατασκευές άοπλου σκυροδέματος ή φυσικών λίθων (σπανιότερα) με τραπεζοειδή διατομή. Το σύνηθες ύψος τους είναι 3 έως 4 m. Η γεωμετρία τους, γενικώς ακολουθεί εμπειρικούς κανόνες με στόχο την αποφυγή ανάπτυξης εφελκυστικών τάσεων στο σκυρόδεμα υπό τα συνήθη μόνιμα και κινητά φορτία.

Ένα στοιχείο υψίστης σημασίας στους τοίχους αντιστήριξης είναι το υλικό της επίχωσης. Το υλικό αυτό πρέπει να διατηρεί σταθερές τις ιδιότητες του στο χρόνο. Επιπλέον δεν πρέπει να είναι ευαίσθητο σε μεταβολές του όγκου στις κλιματολογικές διακυμάνσεις και στην επίδραση του παγετού, καθώς επίσης πρέπει να έχει επαρκή διαπερατότητα, ώστε οι υπερπιέσεις και οι υποπιέσεις που τυχόν προκύψουν να ελαχιστοποιηθούν όσο είναι δυνατόν. Τα καταλληλότερα υλικά για τις επιχώσεις είναι οι καθαρές άμμοι και οι χάλικες.

Οι ιλύες και οι ιλυώδεις άμμοι είναι τα λιγότερο κατάλληλα υλικά, αφού η διαπερατότητα τους είναι σχετικά μικρή και είναι ευαίσθητα στο φαινόμενο του παγετού. Επιπλέον, είναι εδαφικά υλικά με δυνατότητα διόγκωσης ή συρρίκνωσης και μπορούν να χάσουν την διατμητική τους αντοχή στο χρόνο αναλόγως με τις επικρατούσες συνθήκες. Σε περιπτώσεις που ο τοίχος πρέπει να κατασκευαστεί σε τέτοιο περιβάλλον είναι

απαραίτητη η τοποθέτηση ενός πρίσματος από κοκκώδες υλικό μεταξύ του τοίχου και της συνεκτικής επίχωσης.

Γενικά, από τα παραπάνω φαίνεται πόσο ουσιαστική σημασία έχει η εξασφάλιση καλής αποστράγγισης της επίχωσης σε όλη τη διάρκεια ζωής του έργου. Οι επικρατούσες προσεγγίσεις είναι δύο στο πρόβλημα αυτό, είτε η αποβολή του νερού από την επίχωση είτε η αποτροπή εισροής του νερού σε αυτήν. Περισσότερο προτιμάται η πρώτη προσέγγιση και για την εφαρμογή της έχουν αναπτυχθεί πολλές πρακτικές και τεχνικές στις κατασκευές (π.χ. φίλτρα, γεωφάσματα, στραγγιστήρια και αποστραγγιστικά στρώματα κλπ.).

Στην παρούσα μελέτη αναλύουμε ένα τοίχο αντιστήριξης γαιών τύπου block, δηλαδή ένα έργο βαρύτητας, που αποτελείται από blocks σκυροδέματος. Αυτά διατηρούν την ισορροπία τους μέσω του ίδιου βάρους τους αλλά και εξαιτίας της τριβής που αναπτύσσεται μεταξύ τους αλλά και με την βάση του τελευταίου block με το έδαφος της θεμελίωσης.

## **1.2. ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΩΝ ΕΞΑΙΤΙΑΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΙΕΓΕΡΣΗΣ**

Οι συνέπειες της αστοχία των κρηπιδοτοίχων στην κοινωνία είναι πολλές και μπορούν συχνά να αποβούν μοιραίες. Δυστυχώς η ιστορία έχει δείξει πως ισχυροί σεισμοί του παρελθόντος έχουν πλήξει τέτοιες κατασκευές και μάλιστα με καταστροφικά αποτελέσματα, όπως για παράδειγμα οι κρηπιδοίχοι του Kobe ( $M_w= 6.8, 1995$ ). Παρόλα αυτά, ακόμη και σήμερα που η συμπεριφορά των κατασκευών στην δυναμική φόρτιση έχει κατανοηθεί πολύ περισσότερο σε σχέση με το παρελθόν, σεισμικές διεγέρσεις προκαλούν διάφορες μορφές αστοχίας στους κρηπιδοίχους με αποτέλεσμα να μας διδάσκουν ακόμη περισσότερα γι αυτούς και να εμπλουτίζεται το πεδίο της γνώσης από τη μελέτη των φαινομένων που παρατηρούνται.

Οι αστοχίες των κρηπιδοτοίχων, τόσο σε μορφή όσο και σε έκταση, καθορίζονται από ποικίλους παράγοντες. Οι βασικές μορφές αστοχίας είναι η ολίσθηση του τοίχου, η ανατροπή του και η ολική αστάθεια του γενικότερα. Οι εδαφικές συνθήκες που επικρατούν τόσο πίσω όσο και στη βάση του τοίχου, οι ιδιότητες του ίδιου του τοίχου και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του, η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα, η ποιότητα της σεισμικής διέγερσης (συχνότητα, ένταση και διάρκεια) που τον καταπονεί είναι κάποιες από τις κυριότερες παραμέτρους που καθορίζουν την αστοχία.

Ένας τοίχος βαρύτητας που βρίσκεται σε ένα στιβαρό περιβάλλον καταπονείται από την αύξηση της πίεσης των γαιών εξαιτίας του σεισμού, που δέχεται από το έδαφος που στηρίζει, σε συνδυασμό με την δύναμη αδράνειας, που αναπτύσσει λόγω του ίδιου

βάρους του, οδηγείται σε μετακίνηση του προς την θάλασσα. Αν ο λόγος του πλάτους προς το ύψος είναι μικρός ενδεχομένως να προκύψει και στροφή του τοίχου.

Αντιθέτως, όταν ο τοίχος βαρύτητας εδράζεται σε ένα χαλαρό έδαφος, οι πιέσεις πόρων αυξάνονται σε αυτό και έτσι η αστοχία του τοίχου οφείλεται σημαντικά στην παραμόρφωση του εδάφους θεμελίωσης και παρατηρείται μεγάλη μετακίνηση προς τη θάλασσα, στροφή του τοίχου αλλά και καθίζηση.

Χαρακτηριστικό φαινόμενο αστοχίας, με μεγάλη συχνότητα εμφάνισης και καταστροφικά αποτελέσματα στους κρηπιδοτοιχούς εξαιτίας της σεισμικής διέγερσης είναι η ρευστοποίηση, που λαμβάνει χώρα σε κορεσμένες αποθέσεις λεπτόκοκκης άμμου.

## **2. ΠΛΕΥΡΙΚΕΣ ΩΘΗΣΕΙΣ ΓΑΙΩΝ**

### **2.1. ΓΕΝΙΚΑ**

Κατά τη μελέτη των τοίχων αντιστήριξης βασική προϋπόθεση είναι να εξασφαλιστεί ότι η κατασκευή δεν θα αστοχήσει ολοκληρωτικά σε ολίσθηση και ανατροπή. Γενικά είναι ανεκτές ακόμη και αρκετά μεγάλες μετακινήσεις αρκεί να εξασφαλιστεί ότι οι παραμένουσες παραμορφώσεις του τοίχου δεν θα είναι καταστροφικές. Έτσι η φιλοσοφία πίσω από την μελέτη της κατασκευής των τοίχων είναι ο προσδιορισμός των συνθηκών που επικρατούν κατά την στιγμή της αστοχίας και η πρόβλεψη ενός συντελεστή ασφαλείας σύμφωνα με τον οποίο προλαμβάνεται αυτή η αστοχία. Η μέθοδος αυτή είναι γνωστή ως μηχανική της οριακής (ή πλαστικής) ισορροπίας και βασίζεται συνήθως στην απλοποιητική (αλλά ρεαλιστική) παραδοχής ιδεωδώς πλαστικής μηχανικής συμπεριφοράς του εδαφικού στοιχείου. Παραδείγματα τέτοιων μεθόδων είναι η μέθοδος Rankine, Coulomb, πρισμάτων, Culman και Caquot & Kerisel.

Σε ένα τοίχο βαρύτητας, οι εξωτερικές δυνάμεις που επενεργούν στον τοίχο την στιγμή της πιθανής αστοχίας φαίνονται στο **σχήμα 1.2** και είναι οι εξής:

- Το ίδιο βάρος του τοίχου.
- Η εδαφική αντίδραση  $N$ , που εξισορροπεί το βάρος του τοίχου και τις κατακόρυφες συνιστώσες των υπόλοιπων δυνάμεων.
- Η ενεργητική ώθηση  $P_a$ , η συνισταμένη των πιέσεων που ασκεί το έδαφος πίσω από τον τοίχο αντιστήριξης σε αυτόν καθώς κινείται προς τα έξω.
- Η διατμητική αντίδραση σε ολίσθηση  $T$  του εδάφους κάτω από τον τοίχο, καθώς αυτός κινείται προς τα έξω.

- Η παθητική ανώθηση  $P_p$  του εδάφους που βρίσκεται μπροστά από τον τοίχο κατά την προς τα έξω κίνηση.

Η ενεργητική ώθηση έχει τη δυνατότητα ακόμη και να προκαλέσει ανατροπή στον τοίχο περί τον πόδα του. Ως αντίσταση βρίσκει μόνο το βάρος του τοίχου και την παθητική ώθηση, εφόσον υπάρχει. Συνεπώς, το βάρος του τοίχου λειτουργεί ανακουφιστικά, γιατί αντιστέκεται στην ανατροπή του καθώς και επειδή ενεργοποιεί την διατμητική αντίδραση, δηλαδή την τριβή, στη βάση του τοίχου.

Στην συνέχεια παρουσιάζονται συνοπτικά κάποιοι μέθοδοι υπολογισμού των ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων για κοκκώδη και κανονικώς προφορτισμένα αργιλικά εδάφη αντιστηρίξεως που υπακούν στο νόμο αστοχίας Mohr – Coulomb ( $\tau = \sigma \tan\phi$ ).

## 2.2. ΜΕΘΟΔΟΣ RANKINE (ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ)

Είναι μια θεωρία ελαστικής και πλαστικής ισορροπίας για κοκκώδη εδαφικά υλικά ( $c=0$ ), που ανήκει στην κατηγορία των λεγόμενων «στατικών» μεθόδων ευρέσεως του οριακού φορτίου. Αρχικά υποθέτεται μια ομοιόμορφη εδαφική απόθεση, απουσία υδροφόρου ορίζοντα, που βρίσκεται στην γεωστατική κατάσταση. Η ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους είναι οριζόντια και η κατακόρυφη παρειά του τοίχου λεία. Τις οριζόντιες με τις κατακόρυφες τάσεις συνδέει ο συντελεστής ουδέτερης ώθησης  $K_0$ . Για μια πρώτη εκτίμηση του συντελεστή αυτού χρησιμοποιείται κάποια από τις ακόλουθες εμπειρικές σχέσεις:

**$K_0 = \nu / (1 - \nu)$**  για ελαστικά υλικά με λόγο Poisson  $\nu$

**$K_0 = 1 - \sin\phi$**  για αμμώδη υλικά

**$K_0 = 0.95 - \sin\phi$**  για απροφόρτιστες (κανονικώς στερεοποιημένες) αργίλους

**$K_0 = (0.95 - \sin\phi) (OCR)^{\sin\phi}$**  για προστεροποιημένες αργίλους, βαθμού προστεροποίησεως OCR

Την στιγμή που ο τοίχος θα μετακινηθεί προς τα έξω, το έδαφος παραμορφώνεται κατά την οριζόντια διεύθυνση («υποχωρεί»). Έτσι, η πλευρική τάση μειώνεται, ενώ η αξονική παραμένει σταθερή εξαιτίας της κατακόρυφης ισορροπίας. Όταν οι μετακινήσεις είναι μικρές χρησιμοποιείται η ελαστική θεωρία προκειμένου να ποσοτικοποιηθεί αυτή η μείωση των οριζόντιων τάσεων.

Συνεπώς σε κάθε εδαφικό στοιχείο πίσω από τον τοίχο επιβάλλεται οριζόντια παραμόρφωση προς τα έξω  $\epsilon_x$ , άρα  $\epsilon_x = \epsilon_h = -\alpha$  με  $\alpha$  έναν πολύ μικρό θετικό αριθμό. Η κατακόρυφη τάση παραμένει σταθερή όπως αναφέρθηκε παραπάνω, οπότε  $\Delta\sigma_z = 0$

και τέλος η διαμήκης οριζόντια παραμόρφωση  $\varepsilon_y$  ισούται με το μηδέν, αφού η επίπεδη παραμόρφωση εξακολουθεί να ισχύει κατά τον άξονα  $y$ . Τότε, εφαρμόζοντας το Νόμο του Hooke, που συνδέει τις επιβαλλόμενες με τις αναπτυσσόμενες παραμορφώσεις για μέτρο ελαστικότητας  $E$  και λόγο Poisson  $\nu$ , προκύπτει:

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= -\alpha = (\Delta\sigma_x - \nu\Delta\sigma_y)/E \\ \varepsilon_y &= 0 = (\Delta\sigma_y - \nu\Delta\sigma_x)/E\end{aligned}\quad (1.2)$$

Άρα, από αυτές τις σχέσεις προκύπτει:

$$\Delta\sigma_x = -\alpha E / (1 - \nu^2) < 0 \quad (1.3)$$

$$\Delta\sigma_y = \nu \Delta\sigma_x < 0 \quad (1.4)$$

Συνεπώς, η μείωση των οριζόντιων τάσεων είναι ανάλογη της επιβαλλόμενης παραμόρφωσης, του μέτρου ελαστικότητας  $E$  (όπως ήταν αναμενόμενο αφού το υλικό είναι ελαστικό) και του λόγου Poisson.

Η οριζόντια πλευρική τάση θα εξακολουθήσει να μειώνεται ακόμη κι όταν η συμπεριφορά σταματήσει να είναι ελαστική και αυτό θα συνεχιστεί έως ότου το εδαφικό υλικό αστοχήσει. Όπως φαίνεται στο **σχήμα 1.3**, οι κύκλοι Mohr παριστάνουν την εντατική κατάσταση του τυχόν εδαφικού στοιχείου, από την αρχή της γεωστατικής κατάστασης μέχρι και την αστοχία. Όταν ο κύκλος αστοχίας τμήσει την περιβάλλουσα αστοχίας Mohr – Coulomb, η οριζόντια πλευρική τάση παίρνει την μικρότερη δυνατή τιμή της ( $\sigma_{ha}$ ).

Η οριακή κατάσταση αστοχίας που δημιουργείται, καθώς ο τοίχος κινείται προς τα έξω ονομάζεται ενεργητική κατάσταση (το έδαφος δηλαδή ωθεί). Η οριζόντια τάση του εδάφους  $\sigma_{ha}$  στην κατάσταση αυτή ονομάζεται ενεργητική ώθηση και ο λόγος  $K_a$ , συντελεστής ενεργητικής ώθησης και ισούται με:

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi / 2) \quad (1.5)$$

Τέλος, τα επίπεδα ολισθήσεως έχουν κλίση  $45^\circ + \varphi / 2$  ως προς την οριζόντια.

Όταν ο τοίχος ακολουθεί αντίθετη κίνηση, δηλαδή προς τα μέσα τότε το έδαφος συμπιέζεται κατά την οριζόντια διεύθυνση και έτσι η οριζόντια τάση θα αυξάνεται. Εφαρμόζοντας την ελαστική θεωρία, ομοίως με παραπάνω καταλήγουμε στις ίδιες σχέσεις με τη μόνη διαφορά πως σε αυτή τη περίπτωση οι παραμορφώσεις είναι θετικές, δηλαδή  $\varepsilon_x = \varepsilon_h = +\alpha$  (γι αυτό και η αύξηση των τάσεων).

$$\Delta\sigma_x = +\alpha E / (1 - \nu^2) > 0 \quad (1.6)$$

Η οριζόντια τάση θα συνεχίσει να αυξάνεται όχι όμως συνεχώς γραμμικά, έως ότου το εδαφικό στοιχείο εξαντλήσει τη διατμητική αντοχή του και αστοχήσει. Ακολουθείται ανάλογη λογική με τους κύκλους αστοχίας Mohr – Coulomb, όπως περιγράφηκε παραπάνω και φαίνεται στο **σχήμα 1.4**.

Η οριακή κατάσταση αστοχίας που δημιουργείται, καθώς ο τοίχος κινείται προς τα μέσα ονομάζεται παθητική κατάσταση (το έδαφος δηλαδή ωθείται). Η οριζόντια τάση του εδάφους  $\sigma_{ha}$  στην κατάσταση αυτή ονομάζεται παθητική ώθηση και ο λόγος  $K_p$ , συντελεστής παθητικής ώθησης και ισούται με:

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi / 2) \quad (1.7)$$

Τέλος, τα επίπεδα ολισθήσεως έχουν κλίση  $45^\circ - \varphi / 2$  ως προς την οριζόντια.

### **2.2.1. ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΜΕΤΑΒΑΣΗ ΣΤΗΝ ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΗ ΚΑΙ ΠΑΘΗΤΙΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ**

Μέσω εργαστηριακών δοκιμών και με ανάλυση διαφόρων εντατικών καταστάσεων προσδιορίζονται οι παραμορφώσεις που απαιτούνται για να φτάσουμε στην ενεργητική ή την παθητική κατάσταση. Το **σχήμα 1.5** είναι προϊόν των παραπάνω δοκιμών και περιγράφει τις αναπτυσσόμενες οριζόντιες τάσεις συναρτήσει του λόγου  $\sigma_h' / \sigma_v'$ , καθώς από την κατάσταση «ουδέτερης ώθησης» ( $K_0$ ) μεταβαίνουμε στην ενεργητική ( $K_a$ ) και στην παθητική κατάσταση ( $K_p$ ).

Τα βασικότερα συμπεράσματα για μέσης πυκνότητας κοκκώδη εδαφικά υλικά είναι τα εξής:

- Για την επίτευξη της ενεργητικής κατάστασης (αποφόρτιση), η οριζόντια παραμόρφωση που απαιτείται είναι πολύ μικρή (<0.50%).
- Για την επίτευξη του μισού της μέγιστης παθητικής τάσης (επιφόρτιση), η οριζόντια παραμόρφωση που απαιτείται είναι μικρή (της τάξεως του 1%).
- Για την επίτευξη της πλήρους παθητικής τάσης (συμπύεση), η οριζόντια παραμόρφωση που απαιτείται είναι πολύ μεγαλύτερη (της τάξεως του 2 ~ 5%).

Στην περίπτωση χαλαρών υλικών, οι απαιτούμενες παραμορφώσεις για τη μετάβαση στην παθητική κατάσταση είναι πολύ μεγαλύτερες (έως και 15%).

Αυτή η διαφοροποίηση στο μέγεθος των παραμορφώσεων που απαιτούνται κατά την μετάβαση στην ενεργητική κατάσταση σε σχέση με την μετάβαση στην παθητική, οφείλεται αφενός στο γεγονός ότι η αποφόρτιση σχετίζεται γενικά με μικρότερες παραμορφώσεις από ότι η επιφόρτιση. Αφετέρου σημαντικό ρόλο παίζει και το γεγονός

του ότι η μεταβολή στις τάσεις κατά την μετάβαση στην ενεργητική κατάσταση είναι πολύ μικρότερη από ότι στην μετάβαση στην παθητική.

### 2.2.2. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΣΥΝΟΧΗΣ

Η ύπαρξη της συνοχής δεν αλλάζει την λογική που ακολουθείται όσων έχουν αναφερθεί παραπάνω. Η μόνη διαφορά είναι πως σε αυτή την περίπτωση ο νόμος αστοχίας που διέπει τα εδαφικά στοιχεία περιλαμβάνει και την συνοχή, δηλαδή  $\tau = \sigma \tan \varphi + c$ . Επιπλέον, η συνοχή επιδρά και στους κύκλους Mohr, όπως φαίνονται στο **σχήμα 1.6**, που μετατοπίζονται προς τα αριστερά κατά  $\Delta\sigma = c / \tan \varphi$ . Επομένως, οι τελικές σχέσεις που περιγράφουν την συμπεριφορά του εδάφους με συνοχή σε ενεργητική ( $K_a$ ) και παθητική κατάσταση ( $K_p$ ) είναι:

$$\sigma_{ha} = K_a \sigma_{vo} - 2c\sqrt{K_a} \quad (1.8)$$

$$\sigma_{hp} = K_p \sigma_{vo} + 2c\sqrt{K_p} \quad (1.9)$$

Όπως είναι προφανές με την παρουσία της συνοχής οι ενεργητικές ωθήσεις μειώνονται, ενώ οι παθητικές αυξάνονται.

### 2.2.3. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΡΙΒΗΣ

Μέχρι στιγμής, τα παραπάνω, αφορούσαν τοίχους με κατακόρυφη και λεία παρειά προς το έδαφος και οριζόντια επιφάνεια του εδάφους. Μια κατάσταση που είναι φυσικά πλασματική, καθώς είναι βέβαιο πως υπάρχει κάποια συνάφεια  $\delta$  μεταξύ του τοίχου και του εδάφους και ενδεχομένως διαφορετική γεωμετρία στον τοίχο.

Στην ενεργητική κατάσταση ο τοίχος τείνει να μετακινηθεί προς τα έξω και προς τα κάτω ταυτόχρονα δημιουργώντας έτσι δυνάμεις τριβής, όπως φαίνεται στο **σχήμα 1.7**. Έτσι, οι δράσεις επί του τοίχου δεν είναι πια ορθές. Συνεπώς η συνισταμένη ενεργητική δύναμη  $P_a$  σχηματίζει γωνία  $\beta$  με την κάθετη στην παρειά του τοίχου, με  $\beta \leq \delta$ . Παρόμοια είναι και η συμπεριφορά στην παθητική κατάσταση όπως φαίνεται στο **σχήμα 1.8**.

Στο **σχήμα 1.9** δίνεται η κατανομή των οριζόντιων ενεργητικών τάσεων όταν το έδαφος είναι ελεύθερο να κινηθεί οριζοντίως.

Στην γενική περίπτωση που η γεωμετρία του τοίχου είναι διαφορετική από ότι έχει περιγραφεί έως τώρα, χρησιμοποιείται μια άλλη μέθοδος που εξετάζεται στην συνέχεια.

### 2.3. ΜΕΘΟΔΟΣ COULOMB (ΚΙΝΗΜΑΤΙΚΗ ΑΣΤΟΧΙΑ)

Ως τώρα η μέθοδος Rankine (1857) που αναπτύχθηκε συγκαταλέγεται στις «στατικές» μεθόδους, η οποία δίνει ένα κάτω όριο του φορτίου αστοχίας. Η μέθοδος Coulomb (1776), όμως είναι μια «κινηματική» μέθοδος οριακής ισορροπίας, η οποία δίνει ένα άνω όριο του φορτίου αστοχίας.

Η θεωρία βασίζεται σε μια πολύ απλή παρατήρηση, ότι η μετακίνηση του τοίχου ακολουθείται από ένα τμήμα του εδάφους, που κινείται ως απολύτως στερεό σώμα και ολισθαίνει στην επιφάνεια BC, όπως φαίνεται στο **σχήμα 1.10**. Χάριν απλότητας, αλλά και επειδή αποτελούσε μια πολύ καλή προσέγγιση σύμφωνα με τα πειράματα η επιφάνεια αυτή θεωρήθηκε επίπεδη. Η μέθοδος αναζητά το κρίσιμο αυτό εδαφικό πρίσμα ABC, το οποίο ακολουθεί την παραμόρφωση του τοίχου.

Οι δυνάμεις που επιδρούν σε ένα δοκιμαστικό πρίσμα ABC, ώστε να εξασφαλίζεται η οριακή του ισορροπία είναι οι εξής:

- Το ίδιο βάρος του W.
- Η δύναμη από τον τοίχο στο πρίσμα P (ίση και αντίθετη με την ώθηση).
- Η συνισταμένη δύναμη F από το αμετακίνητο υπέδαφος, στο επίπεδο ολίσθησης. Σε συνθήκες οριακής ισορροπίας, δηλαδή την στιγμή ακριβώς της ολίσθησης η δύναμη σχηματίζει γωνία  $\phi$  με την κάθετη στο επίπεδο ολίσθησης, ώστε  $T = N \tan \phi$ , όπου T και N η διατμητική και ορθή συνιστώσα της F, αντίστοιχα.

Μέσω της ισορροπίας των δυνάμεων αυτών προκύπτει το μέγεθος της P.

Η ενεργητική ώθηση  $P_a$  είναι η μέγιστη από όλες τις δυνάμεις P, που θα προκύψουν από την ισορροπία όλων των δοκιμαστικών πρισμάτων, όπως φαίνεται στο **σχήμα 1.10**.

Ομοίως συμβαίνει και στην παθητική κατάσταση με κάποιες διαφορές στις δυνάμεις που δρουν στο δοκιμαστικό πρίσμα, όπως φαίνεται στο **σχήμα 1.11**. Η παθητική ώθηση  $P_p$  είναι η ελάχιστη από όλες τις δυνάμεις P, που θα προκύψουν από την ισορροπία όλων των δοκιμαστικών πρισμάτων, όπως φαίνεται στο **σχήμα 1.11**.

Τελικώς, να σημειωθεί ότι οι λύσεις κατά Coulomb και Rankine ταυτίζονται όταν ο τοίχος αντιστήριξης είναι λείος ( $\delta = 0^\circ$ ) και κατακόρυφος.



## 2.4. ΜΕΘΟΔΟΣ ΜΟΝΟΝΟΒΕ – ΟΚΑΒΕ

Οι παράγοντες που καθορίζουν την δυναμική συμπεριφορά των τοίχων αντιστηρίξεως είναι:

- Η ευκαμψία του ίδιου του τοίχου ως κατασκευή.
- Η ενδοσιμότητα της θεμελίωσης του και γενικά οι μηχανικές ιδιότητες του υποκείμενου εδάφους.
- Οι μηχανικές ιδιότητες του αντιστηριζόμενου εδαφικού υλικού.
- Τα φυσικά χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης (ένταση, φασματικό περιεχόμενο και διάρκεια).

Στην ανάλυση της δυναμικής συμπεριφοράς των αντιστηρίξεων, υπάρχει αρκετή δυσκολία στον προσδιορισμό του μεγέθους και της κατανομής των δυναμικών ωθήσεων, που αναπτύσσονται στη διεπιφάνεια του τοίχου – αντιστηριζόμενου εδάφους πέρα από τις ήδη υπάρχουσες στατικές. Η συμπεριφορά αυτή εξαρτάται άμεσα ή έμμεσα από τον τύπο της μετακίνησης του τοίχου, ο οποίος δεν είναι σταθερός σε όλη τη διάρκεια της διέγερσης, οπότε υπάρχουν φαινόμενα γεωμετρικής μη – γραμμικότητας. Επίσης σημαντικό ρόλο παίζει το μέγεθος των σχετικών μετακινήσεων, καθώς η αύξηση τους μεταβάλλει προοδευτικά την αναπτυσσόμενη παραμόρφωση των εδαφικών στοιχείων της αντιστηριζόμενης μάζας από ελαστική, σε ελαστό – πλαστική και τελικά σε πλήρως πλαστική, δηλαδή υπάρχουν φαινόμενα μηχανικής μη – γραμμικότητας.

Παρόλη την εξέλιξη της γεωτεχνικής σεισμικής μηχανικής, η πολυπλοκότητα της δυναμικής απόκρισης των συστημάτων αντιστήριξης καθιστά υποχρεωτική την υιοθέτηση απλών μεθόδων προσδιορισμού των δυναμικών ωθήσεων. Ενώ γενικά, είναι ευρέως χρησιμοποιούμενες μέθοδοι λόγω της ευχρηστίας τους κυρίως, καλό είναι να σημειωθεί πως δεν αποτελούν την βέλτιστη δυνατή λύση, καθώς οι απλοποιητικές παραδοχές που τις διέπουν δεν είναι πάντοτε ρεαλιστικές.

Η μέθοδος Mononobe – Okabe (Okabe 1926, Mononobe & Matsuo 1929) είναι η κύρια εκπρόσωπος των μεθόδων οριακής ισορροπίας και μάλιστα ιδιαίτερα δημοφιλής. Για αρκετές δεκαετίες χρησιμοποιήθηκε στον υπολογισμό των εδαφικών ωθήσεων και ακόμη μέχρι σήμερα αποτελεί εργαλείο για τους μηχανικούς. Πρόκειται για μεθόδους που διακρίνονται για την απλότητα τους και την ευχρηστία τους, αλλά με σοβαρές υπόνοιες για την αξιοπιστία τους και τη δυνατότητα της εφαρμογής τους σε όλες τις περιπτώσεις. Μέσω πειραμάτων έχει αποδειχθεί πως οι μέθοδοι οριακής ισορροπίας έχουν ικανοποιητική ακρίβεια μόνο όταν οι παραμορφώσεις του τοίχου είναι αρκετά μεγάλες

ώστε να συνεπάγονται μη – αναστρέψιμες πλαστικές παραμορφώσεις στο έδαφος που βρίσκεται πίσω από τον τοίχο.

Η μέθοδος αποτελεί άμεση προέκταση της στατικής μεθόδου Coulomb σε ψευδοστατικές συνθήκες, προϋποθέτοντας ότι ο τοίχος παραμορφώνεται επαρκώς ώστε το έδαφος πίσω από αυτόν να προσεγγίζει την κατάσταση πλήρους πλαστικής (οριακής) δυναμικής ισορροπίας. Το έδαφος πίσω από τον τοίχο κινείται ως απολύτως στερεό με ομοιόμορφη καθ' ύψος οριζόντια επιτάχυνση, η οποία ταυτίζεται με την οριζόντια επιτάχυνση στην βάση του τοίχου. Έτσι, σε ένα πρίσμα Coulomb ενεργητικής κατάστασης αναπτύσσονται οριζόντιες και κατακόρυφες ψευδοστατικές επιταχύνσεις. Η ψευδοστατική εδαφική συνισταμένη δύναμη προκύπτει από απλή ισορροπία δυνάμεων του πρίσματος.

Πέρα από τις προϋπάρχουσες στατικές δυνάμεις, στις οποίες αναφερθήκαμε παραπάνω εκτενώς, ένα πρίσμα εδάφους αντιστηρίζεται καταπονείται από μια οριζόντια και μια κατακόρυφη ψευδοστατική δύναμη, το μέγεθος της οποίας εξαρτάται από την μάζα του πρίσματος και τις μέσες ενεργές επιταχύνσεις ( $A_h = a_h g$ ,  $A_v = a_v g$ ) που ασκούνται σε αυτό (**σχήμα 1.12**).

Οι Richards & Elms (1979), διερευνώντας τους παράγοντες που επηρεάζουν την συνολική συνισταμένη δύναμη, διαπίστωσαν πως οι κατακόρυφη συνιστώσα της επιτάχυνσης  $a_v$ , καθώς και η γωνία τριβής στη διεπιφάνεια τοίχου – αντιστηριζόμενου εδάφους ( $\delta$ ) αποτελούν σχετικώς ασήμαντους παράγοντες. Επιπλέον, παρατηρήθηκε πως η σημαντικότητα τους μειώνεται καθώς αυξάνεται η ένταση του σεισμού. Οι Seed & Whitman (1970) κατέληξαν στο ίδιο συμπέρασμα σχετικά με την επιρροή της κατακόρυφης συνιστώσας. Επιπλέον, πρότειναν ότι η κατακόρυφη επιτάχυνση μπορεί να αγνοηθεί κατά την εκτίμηση του  $P_{AE}$  σε τυπικούς τοίχους αντιστήριξης, όταν οι τιμές της κυμαίνονται από  $0.50a_h$  και  $0.67a_h$ . Αντιθέτως, η γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους  $\phi$ , αλλά και η κλίση της επιφάνειας του αντιστηριζόμενου εδάφους παίζουν σημαντικότερο ρόλο.

Η συνισταμένη (στατική και δυναμική) ενεργητική δύναμη για οριζόντια ελεύθερη επιφάνεια αντιστηριζόμενου εδάφους, λοιπόν, δίνεται από τη σχέση:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{AE} \quad (1.10)$$

όπου

$\gamma$  το μοναδιαίο ειδικό βάρος του εδαφικού υλικού

$H$  το ύψος του τοίχου

$K_{AE}$  ο συντελεστής ενεργητικής ώθησης που δίνεται από τη σχέση

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \psi)}{\cos \psi \cos(\psi + \delta)} \left\{ 1 + \left[ \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \psi)}{\cos(\delta + \psi)} \right]^2 \right\} \quad (1.11)$$

$\phi$  η γωνία τριβής του εδάφους

$\delta$  η γωνία τριβής της κατακόρυφης διεπιφάνειας τοίχου –εδάφους

$\psi$  η γωνία που ορίζεται από τη σχέση

$$\psi = \arctan(\alpha'_h) \quad (1.12)$$

Το μέγεθος της  $\alpha'_h$  περιλαμβάνει όχι μόνο το μέγεθος του βασικού συντελεστή  $\alpha_h$  αλλά και την επιρροή της καταβύθισης στο νερό (Matsuzana et al, 1985, Ebeling & Morison, 1992).

Για ξηρό έδαφος πίσω από τον τοίχο  $\alpha_h = \alpha'_h$  και φυσικά το ειδικό βάρος  $\gamma$  στην ισότητα (1.10) είναι απλώς το ξηρό ειδικό βάρος  $\gamma_{dry}$ .

Για ένα πλήρως βυθισμένο έδαφος πίσω από τον τοίχο η τιμή του  $\alpha'_h$  δίνεται από την σχέση:

$$\alpha'_h = \alpha_h \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_b} \quad (1.13)$$

όπου  $\gamma_b = \gamma_{sat} - \gamma_w$  και προφανώς το ίδιο ειδικό βάρος χρησιμοποιείται και στη σχέση (1.10). Η συνισταμένη των στατικών πιέσεων του νερού πρέπει να προστεθεί στις ενεργητικές ωθήσεις  $P_{AE}$ . Τα παραπάνω μπορούν να χρησιμοποιηθούν υπό τις εξής προϋποθέσεις:

- Οι πιέσεις πόρων δεν αλλάζουν ως αποτέλεσμα της οριζόντιας κίνησης και
- η περατότητα του εδάφους πίσω από τον τοίχο είναι αρκετά μικρή, ώστε το έδαφος να κινείται ως μονάδα με τον εδαφικό σκελετό. Η περατότητα πρέπει να είναι της τάξεως του  $10^{-4}$  m/s (PIANC, 2001).

Για ένα εν μέρει καταβυθισμένο έδαφος πίσω από τον τοίχο, η ώθηση από το βάρος εξαρτάται από τον όγκο του εδάφους που βρίσκεται πάνω και κάτω από τον υδροφόρο

ορίζοντα στην σφήνα αστοχίας. Συνεπώς, η έκφραση του φαινομενικού σεισμικού συντελεστή του ισοδύναμου ομοιογενούς εδάφους είναι (PIANC, 2001) :

$$\alpha'_h = \alpha_h \frac{\gamma_{sat} H_w^2 + \gamma H_{sur}^2 + 2\gamma H_w H_{sur}}{\gamma_b H_w^2 + \gamma H_{sur}^2 + 2\gamma H_w H_{sur}} \quad (1.14)$$

$$\gamma' = \gamma_b \left( \frac{H_w}{H} \right)^2 + \gamma \left[ 1 - \left( \frac{H_w}{H} \right)^2 \right] \quad (1.15)$$

όπου,

$H_w$  είναι το ύψος του εδάφους κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα

$H_{sur}$  είναι το ύψος του εδάφους πάνω από τον υδροφόρο ορίζοντα

$H$  είναι το συνολικό ύψος του τοίχου ( $H = H_{sur} + H_w$ )

Κατά την διάρκεια της δόνησης δημιουργούνται υπερπιέσεις πόρων  $\Delta u$ , οι οποίες εκφράζονται μέσω της αδιάστατης παραμέτρου  $R_u = \Delta u / \sigma_{vo}'$ , όπου  $\sigma_{vo}'$  είναι η αρχική κατακόρυφη ενεργή τάση. Η μέθοδος αυτή δεν μπορεί αν υπολογίσει αυστηρώς τις υπερπιέσεις πόρων, ιδιαίτερα στην γενική περίπτωση που τόσο οι υπερπιέσεις των πόρων όσο και ο συντελεστή υπερπίεσεων πόρων μεταβάλλονται με το βάθος. Μόνο όταν το έδαφος είναι πλήρως βυθισμένο πίσω από τον τοίχο οι υπερπιέσεις πόρων είναι ανάλογες των αρχικών κατακόρυφων ενεργών τάσεων και ο συντελεστής είναι έτσι ανεξάρτητος από το βάθος. Σε αυτή την περίπτωση ισχύουν τα εξής, σύμφωνα με τις προσεγγίσεις των Ebeling & Morison (1992):

- ενεργό ειδικό βάρος εδάφους:  $\gamma_e = \gamma_b (1 - R_u)$
- φαινόμενος σεισμικός συντελεστής:  $\alpha'_h = \alpha_h \gamma_{sat} / \gamma_e$
- ενεργό ειδικό βάρος νερού:  $\gamma_{we} = \gamma_w + \gamma_b R_u$

Συνεπώς, καθώς ο συντελεστής  $R_u$  προσεγγίζει τη μονάδα σηματοδοτείται η έναρξη της ρευστοποίησης. Το ενεργό ειδικό βάρος τείνει να εξαφανιστεί, καθώς το ειδικό βάρος του νερού φθάνει το συνολικό ειδικό βάρος του κορεσμένου εδάφους, δηλαδή  $\gamma_{we} = \gamma_w + \gamma_b = \gamma_{sat}$ . Στο σημείο αυτό μπαίνει μια τελεία σχετικά με την επιρροή των πιέσεων πόρων στη δυναμική απόκριση των τοίχων αντιστήριξης, αλλά παρακάτω αναλύεται εκτενέστερα το φαινόμενο της ρευστοποίησης.

Τέλος, οι Seed & Whitman (1970) πρότειναν, επίσης, τον παρακάτω προσεγγιστικό τύπο για τον υπολογισμό της συνολικής, στατικής και δυναμικής, οριζόντιας συνισταμένης δύναμης:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (K_A + \frac{3}{4} \alpha_h) \cos \delta \quad (1.16)$$

όπου,

- $\gamma$  το μοναδιαίο ειδικό βάρος του εδαφικού υλικού
- $H$  το ύψος του τοίχου
- $\delta$  η γωνία τριβής της κατακόρυφης διεπιφάνειας τοίχου –εδάφους
- $K_A$  ο συντελεστής στατικής ενεργητικής ωθήσεως που προκύπτει κατά Coulomb
- $\alpha_h$  μέση οριζόντια επιτάχυνση

Όσο αναφορά το σημείο εφαρμογής της συνισταμένης (στατικής και δυναμικής) πλευρικής ώθησης, τα πειραματικά αποτελέσματα που έχουν επικρατήσει τα τελευταία 50 χρόνια αποδεικνύουν ότι ποικίλει από 0.40H έως 0.50H από τη βάση του τοίχου, όπου H το ύψος του στηριζόμενου εδάφους από τον τοίχο. Αυτό συνεπάγεται ότι, αφού η στατική συνιστώσα  $P_A$  συμβατικά υποτίθεται ότι δρα στο 1/3H από τη βάση του τοίχου (λόγω τριγωνικής κατανομής) η δυναμική συνιστώσα θα δρα περίπου από το 0.50H έως 0.65H (Seed & Whitman, 1970). Μια πιθανή διαισθητική εξήγηση αυτού είναι ότι η εδαφική μάζα της οριζόντια ολισθαίνουσας σφήνας είναι μεγαλύτερη στην κορυφή του τοίχου και μικρότερη στη βάση του και έτσι η δύναμη αδράνειας της σφήνας είναι συγκεντρωμένη κοντά στην κορυφή. Αυτό είναι ένα συμπέρασμα που έχει προκύψει από πειραματικές αναλύσεις, άλλα δεν αποτελεί μια εντελώς πειστική και εμπειριστατωμένη επιστημονική άποψη.

Τέλος, στους τοίχους βαρύτητας για να εξασφαλιστεί επαρκής ασφάλεια έναντι κινδύνου ολισθήσεως είναι απαραίτητο να ληφθούν υπόψη και οι αδρανειακές δυνάμεις που ασκούνται στην ίδια τη μάζα του τοίχου. Ενώ στην στατική περίπτωση η μάζα του τοίχου συντελούσε αποκλειστικώς στην ευστάθεια του συστήματος, στην περίπτωση της δυναμικής φόρτισης, η μάζα αναπτύσσει αδρανειακές δυνάμεις επιδεινώνοντας την κατάσταση. Οι μεν οριζόντιες προσθαφαιρούνται στις σεισμικές ενεργητικές ωθήσεις, οι δε κατακόρυφες αυξομειώνουν τις δυνάμεις τριβής στη βάση.

### **3. ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗ**

#### **3.1. ΓΕΝΙΚΑ**

Η ρευστοποίηση είναι ένα εξαιρετικά καταστροφικό και θεαματικό φαινόμενο, που εκδηλώνεται σε κορεσμένες αποθέσεις λεπτόκοκκης άμμου. Ουσιαστικά πυροδοτείται από την διάθεση του εδάφους να συμπυκνωθεί κατά την ανακυκλιζόμενη σεισμική φόρτιση, γεγονός που δεν είναι εφικτό βέβαια λόγω του αστράγγιστου χαρακτήρα της φόρτισης. Έτσι οι σεισμικές τάσεις που προκαλούνται μεταφέρονται από τον εδαφικό σκελετό στους υδατικούς πόρους με αποτέλεσμα την αύξηση των υδατικών πιέσεων. Όταν η πίεση των πόρων αυξηθεί τόσο, ώστε να ισούται με την ενεργό τάση του εδάφους σημαίνει πως αυτό βρίσκεται σε φάση ρευστοποίησης.

Λόγω της αύξησης της πίεσης των πόρων μειώνεται η ενεργός πλευρική τάση του εδάφους και κατά συνέπεια η διατμητική αντοχή του προκαλώντας παραμορφώσεις σε αυτό. Χαρακτηριστικό στοιχείο είναι η δημιουργία στην επιφάνεια του εδάφους κρατήρων άμμου, από τις οποίες αναβλύζουν λεπτόκοκκη άμμος και αμμοϊλύες. Αυτά τα λεπτόκοκκα κλάσματα της άμμου αναδύονται στην επιφάνεια καθώς παρασύρονται από το νερό των πόρων που θέλει να εξισοροπήσει την πίεση του, που είναι πολύ μεγαλύτερη από την υδροστατική, κινούμενο προς την επιφάνεια. Η επιπλέον πίεση των πόρων που προκαλείται, δεν μπορεί να ξεπεράσει την αρχική ενεργό τάση στερεοποίησης του εδάφους σε κάθε βάθος. Μετά από κάποιο χρονικό διάστημα εκτονώνεται, το έδαφος επανέρχεται στην φυσική του κατάσταση, οι επαφές μεταξύ των κόκκων αποκαθίστανται και έτσι επέρχεται συμπύκνωση και καθίζηση του εδάφους στην επιφάνεια.

#### **3.2. ΔΙΑΚΡΙΣΗ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ**

Η ρευστοποίηση είναι ένας γενικός όρος που περιλαμβάνει δυο αρκετά διαφορετικές μεταξύ τους καταστάσεις, πρόκειται για την «ροϊκή ρευστοποίηση» (flow liquefaction) και την «ανακυκλιζόμενη κινητικότητα» (cyclic mobility).

Η ροϊκή ρευστοποίηση είναι ένα πιο σπάνιο φαινόμενο, αλλά με πολύ άσχημες επιπτώσεις. Το έδαφος βρίσκεται σε αυτή την κατάσταση, όταν η διατμητική τάση που απαιτείται για την επίτευξη της στατικής ισορροπίας είναι μεγαλύτερη από τη διατμητική αντοχή του στην κατάσταση της ρευστοποίησης. Με την επίδραση των ανακυκλιζόμενων τάσεων το έδαφος ρευστοποιείται και οι παραμορφώσεις καθορίζονται από την στατική διατμητική αντοχή του. Σαν αποτέλεσμα έχει την ξαφνική εμφάνιση λασποροής, που

πολύ γρήγορα καλύπτει μεγάλες αποστάσεις. Ένα χαρακτηριστικό παράδειγμα είναι η αστοχία του φράγματος San Fernando.

Η ανακυκλιζόμενη κινητικότητα παρατηρείται σε μεγάλο εύρος περιπτώσεων και συνθηκών. Όταν η διατμητική τάση του εδάφους που απαιτείται για την επίτευξη της στατικής ισορροπίας του είναι μικρότερη από τη διατμητική αντοχή του στην κατάσταση της ρευστοποίησης. Η επίδραση του πλάτους των ανακυκλιζόμενων τάσεων και η στατική αντοχή του εδάφους καθορίζουν τις παραμορφώσεις, οι οποίες παρουσιάζονται σταδιακά, σε αντίθεση με τη ροϊκή ρευστοποίηση. Η αστοχία μπορεί να εκδηλωθεί και μετά το πέρας του σεισμού, όταν το έδαφος βρίσκεται σε κατάσταση υδραυλικής ισορροπίας και πάλι. Σε πρηνή με πολύ ήπια κλίση η ανακυκλιζόμενη κινητικότητα έχει σαν αποτέλεσμα το φαινόμενο της πλευρικής εξάπλωσης (lateral spreading). Σε περίπτωση οριζόντιου εδάφους δεν παρατηρούνται πλευρικές μετακινήσεις, αλλά έντονη ταλάντωση που λειτουργεί συνδυαστικά με την μείωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους και έτσι επέρχεται η αστοχία. Κύριες μορφές αστοχίας σε αυτή τη μορφή ρευστοποίησης είναι η εμφάνιση κρατήρων άμμου και η επιφανειακή καθίζηση ή συνίζηση του εδάφους.

### **3.3. ΙΣΤΟΡΙΚΑ ΠΕΡΙΣΤΑΤΙΚΑ**

Αφετηρία για την κατανόηση και τη μελέτη του φαινομένου αποτέλεσαν οι ισχυρότατοι σεισμοί της Αλάσκας (Anchorage,  $M_w=8.4$ ) και της Ιαπωνίας (Niigata,  $M_w=7.5$ ) και πρωτοπόροι στη χρήση του όρου θεωρούνται οι Mogami και Kubu το 1964. Στην συνέχεια ακολούθησαν οι σεισμοί των Tokashi-oki ( $M_w=7.9$ , 1968) και San Fernando, California ( $M_w=6.6$ , 1971), που με τις εκτεταμένες αστοχίες που παρατηρήθηκαν και μελετήθηκαν σε επιχώματα, υδραυλικές προσχώσεις και κυρίως στο φράγμα του San Fernando αναπτύχθηκαν μια σειρά από νέες σημαντικές ερευνητικές αντιλήψεις. Οι περισσότερες από τις μεθόδους που εφαρμόζουμε σήμερα προέρχονται από τις σημαντικές αυτές διαπιστώσεις των ερευνητών και μηχανικών της εποχής H.B. Seed, I. Indriss, L. Finn, K. Ishihara και N. Ambraseys που άλλαξαν όλα την εξέλιξη της σεισμικής γεωτεχνικής μηχανικής.

Οι αστοχίες που προκάλεσαν οι καταστροφικοί σεισμοί της Loma Prieta ( $M_w=7.1$ , 1989), με έντονα φαινόμενα ρευστοποίησης σε παραλιακές περιοχές τεχνητής επίχωσης, και του Kobe ( $M_w=6.8$ , 1995), με εξαιρετικές ζημιές σε λιμενικά έργα, θεμελιώσεις γεφυρών και σηράγγων αποδίδονται σε μεγάλο βαθμό στο φαινόμενο της ρευστοποίησης. Επιπλέον, οι παραθαλάσσιες εγκαταστάσεις στους σεισμούς των

Kocaeli ( $M_w=7.9$ , 1999) στην Τουρκία και Chi-Chi ( $M_w=7.6$ , 1999) στην Taiwan υπέφεραν από εκτεταμένα φαινόμενα ρευστοποίησης.

Όσοι σεισμοί αναφέρθηκαν παραπάνω, άλλοι λιγότερο καταστροφικοί και άλλοι που ενδεχομένως ακολουθήσουν στο μέλλον αποτελούν αφενός καταστροφικά περιστατικά της ιστορία αφετέρου δε πηγή γνώσεων και αφορμή για την ανάπτυξη τεχνικών και νέων μηχανικών μεθόδων για την επιστημονική κοινωνία και τον άνθρωπο.

Ένα βασικό συμπέρασμα (Ambraseys, 1988) που έχει προκύψει από όλες τις παρατηρήσεις είναι ότι η εμφάνιση του φαινομένου της ρευστοποίησης δείχνει να έχει κάποια συσχέτιση με το μέγεθος του σεισμού  $M_w$  και την επίκεντρη απόσταση  $R$  (km). Στο **σχήμα 1.13** φαίνεται η παραπάνω συσχέτιση. Επιπλέον, έχει αποδειχθεί ότι ένα έδαφος που έχει ρευστοποιηθεί στο παρελθόν είναι πολύ πιθανό να ρευστοποιηθεί και πάλι στο μέλλον (Youd, 1984, 1991).

Στον ελλαδικό χώρο υπάρχουν επίσης πολλά περιστατικά που κάνει την εμφάνιση της η ρευστοποίηση. Το πιο δραματικό είναι ο αφανισμός της αρχαίας Ελίκης στο Αίγιο στον Κορινθιακό κόλπο, αλλά και πιο πρόσφατοι σεισμοί όπως της Κοζάνης (1995), του Αιγίου (1995), της Λευκάδας (2001) και της Ανδραβίδας (2008).

### **3.4. ΕΠΙΠΤΩΣΕΙΣ ΤΗΣ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ**

Μέχρι τώρα παρουσιάστηκαν μόνο μερικές από τις μορφές των αστοχιών που οφείλονται στη ρευστοποίηση. Σύμφωνα με το National Research Council (1985), λοιπόν, η ρευστοποίηση στο φυσικό περιβάλλον μπορεί να έχει κάποια από τις παρακάτω εκφάνσεις:

- Λόγω της αύξησης της πίεσης πόρων στο έδαφος, το νερό προσπαθεί να διαφύγει στην επιφάνεια παρασύροντας λεπτά κλάσματα άμμου και δημιουργώντας κρατήρες άμμου που αναβλύζουν λάσπη (**σχήμα 1.14**).
- Η αύξηση της πίεσης πόρων μετά από τον σεισμό εκτονώνεται σταδιακά και έτσι το έδαφος στερεοποιείται με αποτέλεσμα να μειώνεται ο όγκος του και η επιφάνεια του να καθιζάνει αισθητά (**σχήμα 1.15**).
- Το φαινόμενο της πλευρικής εξάπλωσης παρουσιάζεται ακόμη και σε ήπια πρηνή όταν υπάρχει αρχική διατμητική τάση. Έχει πολλές επιπτώσεις σε επιφανειακές θεμελιώσεις, θεμελιώσεις με πασσάλους και υπόγειες κατασκευές – αγωγούς. (**σχήμα 1.16**)
- Σε περίπτωση που το έδαφος που ρευστοποιείται περιβάλλεται από άλλα μη ρευστοποιημένα εδάφη, ουσιαστικά είναι σαν να ταλαντώνεται νερό σε μια δεξαμενή οπότε η ταλάντωση στην οποία επιβάλλεται το έδαφος είναι πολύ ισχυρή. Με την



αύξηση των πιέσεων πόρων και τη μείωση των ενεργών τάσεων αλλάζουν τα χαρακτηριστικά της εδαφικής απόκρισης στον σεισμό (πλάτος ταλάντωσης, περίοδος) αφού το έδαφος γίνεται πιο μαλακό. Μέχρι την πλήρη εκτόνωση της πίεσης πόρων του ρευστοποιημένου εδάφους η ιδιοπερίοδος του παραμένει μεγαλύτερη.

- Λόγω της μείωσης των ενεργών τάσεων προκαλείται και μείωση ή μηδενισμός της φέρουσας ικανότητας του εδάφους της θεμελίωσης, με κατασκευές να βυθίζονται και να ανατρέπονται ακόμη και για μικρές κατασκευαστικές εκκεντρότητες ή ανομοιογένειες του εδάφους (**σχήμα 1.17**).
- Όταν η ρευστοποίηση ροής κάνει την εμφάνιση της σε πρανή, τότε αυτό μετατρέπεται σε λάσπη και κυλά προς τα κατάντη με ταχύτητα που εξαρτάται από την κλίση και τη μάζα που ρέει (**σχήμα 1.18**).
- Σε θεμελιώσεις με πάσσαλους που διαπερνούν ρευστοποιημένα στρώματα μειώνεται ή ακόμη και μηδενίζεται η πλευρική τριβή και έτσι η συνολική φέρουσα ικανότητα των πασσάλων μειώνεται. Τα ρευστοποιήσιμα εδάφη κατά κανόνα είναι κοντά στην επιφάνεια και έτσι η πλευρική αντίσταση μειώνεται σε πολύ μεγάλο βαθμό μη επιτρέποντας στον πάσσαλο να παραλάβει τις σημαντικές ροπές και τέμνουσες που αναπτύσσονται στις ζώνες διαχωρισμού του υποκείμενου και του ρευστοποιημένου εδάφους.
- Στους λιμενικούς κρηπιδοτοίχους ή στους τοίχους αντιστήριξης, κατά την ρευστοποίηση του εδάφους πίσω από τον τοίχο αυξάνονται οι πλευρικές ωθήσεις που ασκεί σε αυτόν με αποτέλεσμα την εμφάνιση μεγάλων μετακινήσεων και στροφών στον τοίχο.
- Λόγω της υπερβολικής αύξησης της πίεσης των πόρων οι υπόγειες κατασκευές (αγωγοί, σήραγγες, υπόγειες δεξαμενές και ελαφρές θεμελιώσεις) με φαινόμενο ειδικό βάρος μικρότερο από την άνωση παρουσιάζουν σημαντικές μετακινήσεις ίσως ακόμη και να «ξεθαφτούν» εξαιτίας αυτής. Σε συνδυασμό με την καθίζηση που προκαλεί η ρευστοποίηση στο έδαφος αλλά και με την μείωση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους το φαινόμενο ενισχύεται. (**σχήμα 1.19**)

### **3.5. ΑΡΧΕΣ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ**

#### **3.5.1. ΜΟΝΟΤΟΝΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ ΚΟΡΕΣΜΕΝΩΝ ΑΜΜΩΝ ΥΠΟ**

#### **ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΕΣ ΚΑΙ ΣΤΡΑΓΓΙΖΟΜΕΝΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ**

Η θεωρία της κρίσιμης κατάστασης περιγράφει τις συνθήκες κάτω από τις οποίες μια άμμος μπορεί να βρίσκεται υπό καθεστώς συνεχούς διάτμησης χωρίς μεταβολή όγκου ή

τάσεων. Αποδεικνύει ότι η πυκνότητα μια αμμώδους απόθεσης εξαρτάται από το λόγο κενών και την γεωστατική τάση στερεοποίησης. Παρατηρώντας την γραμμή κρίσιμης κατάστασης (Critical State Line, CSL) του **σχήματος 1.20** προκύπτουν τα παρακάτω συμπεράσματα.

Μια κορεσμένη άμμος που βρίσκεται σε μια πυκνότερη κατάσταση από αυτήν της κρίσιμης, όταν φορτίζεται υπό στραγγιζόμενες συνθήκες ο λόγος κενών μεταβάλλεται, ενώ η τάση παραμένει σταθερή. Το έδαφος διογκώνεται έως ότου φτάσει στην κρίσιμη κατάσταση. Αντίθετα, όταν οι συνθήκες φόρτισης είναι αστράγγιστες, τότε δεν παρατηρείται μεταβολή του όγκου, δηλαδή ο λόγος κενών παραμένει σταθερός, αλλά αυξάνεται η τάση μέχρι να φτάσει και πάλι στην κρίσιμη κατάσταση.

Μια κορεσμένη άμμος που βρίσκεται σε μια πιο χαλαρή κατάσταση από αυτήν της κρίσιμης, όταν φορτίζεται υπό στραγγιζόμενες συνθήκες ο λόγος κενών μεταβάλλεται, ενώ η τάση παραμένει σταθερή. Το έδαφος συμπυκνώνεται έως ότου φτάσει στην κρίσιμη κατάσταση. Αντίθετα, όταν οι συνθήκες φόρτισης είναι αστράγγιστες, τότε δεν παρατηρείται μεταβολή του όγκου, δηλαδή ο λόγος κενών παραμένει σταθερός, αλλά μειώνεται η τάση μέχρι να φτάσει και πάλι στην κρίσιμη κατάσταση.

Στο **σχήμα 1.21** παρουσιάζεται η συμπεριφορά δοκιμίων άμμου σε πολύ πυκνή ( $D_r=100\%$ ) και σε χαλαρή ( $D_r=38\%$ ) κατάσταση σε τριαξονική δοκιμή με ισότροπη στερεοποίηση και πλήρως στραγγιζόμενες συνθήκες (Lee and Seed, 1967). Η κορεσμένη πυκνή άμμος σε στραγγιζόμενες συνθήκες αδυνατεί να συμπυκνωθεί περισσότερο, έτσι το έδαφος διαστέλλεται και γίνεται πιο χαλαρό, αλλά μόνο σε μικρά βάθη, δηλαδή σε μικρές τάσεις στερεοποίησης). Στα μεγαλύτερα βάθη, δηλαδή σε μεγαλύτερες τάσεις στερεοποίησης τα δείγματα συμπυκνώνονται κυρίως λόγω της θραύσης των κόκκων. Στην χαλαρή άμμο η διασταλτική συμπεριφορά περιορίζεται σε πολύ μικρές πλευρικές τάσεις, παρόλο που το έδαφος συμπυκνώνεται (μείωση όγκου) σε όλο το υπόλοιπο εύρος τάσεων στερεοποίησης. Γενικά, και στα δύο δοκίμια όταν το έδαφος πλησιάζει την κρίσιμη κατάσταση ( $\epsilon_a > 15\%$ ) ο λόγος των κύριων ενεργών τάσεων είναι περίπου ο ίδιος.

Στο **σχήμα 1.22** παρουσιάζεται η συμπεριφορά δοκιμίων άμμου χαλαρής έως μετρίως χαλαρής κορεσμένης άμμου Toyoura ( $D_r=16\%$ ,  $38\%$ ,  $64\%$ ) σε τριαξονική μονοτονική συμπίεση υπό αστράγγιστες συνθήκες με ισότροπη στερεοποίηση (Ishihara, 1996). Η πολύ χαλαρή άμμος σε μικρά βάθη έχει μια μαλακή συμπεριφορά μετά την κορυφαία τιμή και στη συνέχεια έχει μια κρατυνόμενη συμπεριφορά πλησιάζοντας στην κρίσιμη κατάσταση. Σε όλα τα δείγματα αρχικά μεταβάλλεται ο όγκος (αύξηση  $p'$ ) και στην πορεία αυξάνονται οι πιέσεις πόρων  $u$ . Κοντά στην κρίσιμη κατάσταση ( $\epsilon_a > 15\%$ )

το έδαφος αποκτά διασταλτική συμπεριφορά κι έτσι η πίεση πόρων μειώνεται και η  $p'$  αυξάνεται όσο μεγαλώνουν οι παραμορφώσεις. Το δοκίμιο με την αμέσως μεγαλύτερη σχετική πυκνότητα υπό μεγαλύτερες τάσεις στερεοποίησης, παρουσιάζει κρατυνόμηση συμπεριφορά στις μικρές τάσεις, ενώ στις μεγαλύτερες το έδαφος γίνεται πιο μαλακό (μείωση του  $p'$ ). Όπως και στην πιο χαλαρή άμμο τα δείγματα καταλήγουν στην ίδια κρίσιμη κατάσταση, έτσι συμβαίνει και εδώ αλλά με πολύ μεγαλύτερη αντοχή. Το δοκίμιο με τη μεγαλύτερη σχετική πυκνότητα για όλες τις τάσεις στερεοποίησης παρουσιάζει κρατυνόμηση συμπεριφορά και πάλι όλα τα δείγματα καταλήγουν στην ίδια περίπτωση κρίσιμη κατάσταση.

### **3.5.2. ΑΝΑΚΥΚΛΙΖΟΜΕΝΗ ΦΟΡΤΙΣΗ ΚΟΡΕΣΜΕΝΗΣ ΑΜΜΟΥ ΥΠΟ ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΕΣ ΚΑΙ ΣΤΡΑΓΓΙΖΟΜΕΝΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ**

Όταν επικρατούν στραγγιζόμενες συνθήκες φόρτισης ανεξαρτήτως σχετικής πυκνότητας, το έδαφος σταδιακά συμπυκνώνεται, ο λόγος κενών μειώνεται, η σχετική πυκνότητα αυξάνεται και παρουσιάζονται καθιζήσεις στην επιφάνεια του εδάφους. Το μέγεθος των παραμορφώσεων εξαρτάται από το μέγεθος των επιβαλλόμενων δυναμικών παραμορφώσεων, την ταχύτητα, τον αριθμό των κύκλων φόρτισης, την αρχική πυκνότητα, τη διαφορά του μέγιστου και του ελάχιστου λόγου κενών, την ενεργό τάση στερεοποίησης και το βαθμό στερεοποίησης (Silver and Seed, 1971, Youd, Duku et al., 2008).

Στο **σχήμα 1.23** παρατηρείται πως για τον ίδιο αριθμό κύκλων φόρτισης και για σταθερό πλάτος παραμόρφωσης το πιο χαλαρό δοκίμιο παρουσιάζει μεγαλύτερη ογκομετρική παραμόρφωση, αλλά και τα δύο σταθεροποιούν τον όγκο τους μετά από κάποιους κύκλους χωρίς να συμπυκνώνονται άλλο.

Στο **σχήμα 1.24** φαίνεται πως για διαφορετικά πλάτη διατμητικής παραμόρφωσης η ογκομετρική παραμόρφωση μειώνεται ραγδαία όσο αυξάνεται το πλάτος  $\gamma$  για σταθερό αριθμό κύκλων φόρτισης. Το πυκνό δοκίμιο όταν φτάσει σε παραμόρφωση περί τα 2% παρουσιάζει μια διαστολική συμπεριφορά.

Όταν επικρατούν αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης, δεν συμβαίνει ουσιαστικά αναδιάταξη κόκκων στο έδαφος και μετατροπή του έτσι σε πυκνότερο, αλλά μεταφορά των ορθών τάσεων στο νερό των πόρων και μείωση της ενεργού τάσης, διατηρώντας τις ολικές τάσεις σταθερές. Η πυκνότητα του δοκιμίου καθορίζει τον αριθμό των κύκλων φόρτισης μέχρι το μηδενισμό των ενεργών τάσεων.

Στο **σχήμα 1.25** φαίνονται τα διαγράμματα φόρτισης δύο δοκιμίων ( $D_r=40\%$ ,  $70\%$ ) για την ίδια επιβαλλόμενη ανακυκλική διατμητική τάση ( $CSR=0.1$ ), που μαρτυρούν πως

το πυκνότερο δοκίμιο απαιτεί 200 κύκλους φόρτισης έναντι των 25 μόνο που απαιτεί το πιο χαλαρό προκειμένου η διατμητική παραμόρφωση να φτάσει στο 3%. Αυξάνοντας την επιβαλλόμενη ανακυκλική διατμητική τάση ( $CSR=0.2$ ) για τα ίδια δοκίμια οι κύκλοι φόρτισης που θα απαιτηθούν μέχρι την αστοχία σύμφωνα με το **σχήμα 1.26** είναι 2.5 για το χαλαρό και 18 για το πυκνό.

Στο **σχήμα 1.27** παρουσιάζεται μια δοκιμή απλής ανακυκλιζόμενης διάτμησης ενός δοκιμίου μέσης πυκνότητας ( $D_r=47\%$ ) που καταγράφεται η αύξηση της πίεσης των πόρων μέσω του συντελεστή  $R_u = \Delta u/\sigma'_{vo}$  ο οποίος όταν γίνει μονάδα, δηλαδή φτάσει στη μέγιστη τιμή του, σημαίνει πως το έδαφος βρίσκεται σε κατάσταση ρευστοποίησης και υπό έντονες παραμορφώσεις.

### **3.6. ΠΑΡΑΓΟΝΤΕΣ ΠΟΥ ΕΠΙΔΡΟΥΝ ΣΤΗΝ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ**

#### **ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗ**

Η ανακυκλιζόμενη αντοχή της άμμου, δηλαδή η αντοχή της σε ρευστοποίηση είναι ένα σύνθετο φαινόμενο που εξαρτάται από τους παρακάτω παράγοντες:

- Τον αριθμό ισοδύναμων κύκλων φόρτισης  $N$
- Την σχετική πυκνότητα  $D_r$
- Την μέση ενεργό πλευρική τάση  $\sigma'_o$
- Την δομή του υλικού
- Τη διαδικασία και την ηλικία της απόθεσης
- Την προϋστορία της φόρτισης
- Τις αρχικές διατμητικές τάσεις
- Τους διάφορους περιβαλλοντικούς παράγοντες
- Τον τρόπο παρασκευής των δοκιμίων
- Την επιρροή της διεισδυτικότητας της προστατευτικής μεμβράνης που περιβάλλει το δοκίμιο στην τριαξονική δοκιμή.

### **3.7. ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΚΙΝΔΥΝΟΥ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ**

Η εκτίμηση της διακινδύνευσης της ρευστοποίησης αποτελείται από τρία στάδια, που αναλύονται συνοπτικά παρακάτω:

- Δυναμικό/επιδεκτικότητα ρευστοποίησης

Στο πρώτο στάδιο εκτιμάται κατά πόσο το έδαφος εξαιτίας των φυσικών χαρακτηριστικών του είναι ικανό να εμφανίσει ρευστοποίηση. Αν το έδαφος δεν φαίνεται επιδεκτικό σε αυτό το φαινόμενο η μελέτη σταματάει εδώ και η διακινδύνευση σε

ρευστοποίηση είναι μηδενική. Αν ισχύουν κάποια συγκεκριμένα ιστορικά, γεωλογικά, μορφολογικά – γεωτεχνικά κριτήρια ή άλλες φυσικές ιδιότητες στο υπό εξέταση έδαφος, τότε η διερεύνηση της ρευστοποίησης πρέπει να συνεχιστεί στο επόμενο στάδιο. Παρακάτω αναφέρονται συνοπτικά κάποια χαρακτηριστικά των εδαφών που μπορεί να παρουσιάσουν ρευστοποίηση μετά από κάποια σεισμική διέγερση.

- Αν το έδαφος έχει παρουσιάσει στο παρελθόν τέτοια συμπεριφορά, τότε πιθανόν αυτό να επαναληφθεί.
- Ο Ambraseys (1988) συσχέτισε την ελάχιστη επίκεντρη απόσταση  $R$  πέραν της οποίας δεν παρατηρείται ρευστοποίηση με το μέγεθος του σεισμού  $M_w$ , βάση καταγραφών πολλών ιστορικών περιστατικών (**σχήμα 1.13**).
- Συνήθως πρόκειται για επιφανειακές αποθέσεις κορεσμένης ομοιόμορφης λεπτόκοκκης άμμου και αμμοίλου σε χαλαρή κατάσταση. Ακόμη τέτοια συμπεριφορά μπορεί να έχουν αμμοχαλικώδη εδάφη (Youd et al., 1985, Yegian et al., 1994, Ishihara, 1996) καθώς και μη πλαστικές ιλιές (Ishihara, 1985).
- Η κοκκομετρία, η ομοιομορφία και η μορφή των κόκκων και το ποσοστό λεπτόκοκκων του εδάφους συνδέονται με το φαινόμενο. Σύμφωνα με τα κινέζικα κριτήρια, που έχουν επικρατήσει ως δημοφιλέστερα, ρευστοποίηση παρουσιάζουν εδάφη με:
  - ποσοστό λεπτόκοκκων ( $<0.005\text{mm}$ )  $FC \leq 15\%$
  - όριο υδαρότητας  $LL < 35\%$
  - φυσική υγρασία  $W \geq 0.90LL$
  - δείκτης υδαρότητας  $< 0.75$

Στο **σχήμα 1.28** δίνεται σχηματικά η απεικόνιση σε διάγραμμα ( $e, \log \sigma'_{zc}$ ) το όριο μεταξύ των εδαφών που είναι επιδεκτικά σε ρευστοποίηση και αυτών που δεν διατρέχουν κίνδυνο.

Τέλος, όπως ήδη αναφέρθηκε εκτενώς προηγουμένως ένα έδαφος μικρής πυκνότητας υπό υψηλές γεωστατικές τάσεις παρουσιάζει σε μονοτονική αξονική φόρτιση μεγάλο δυναμικό συμπίκνωσης (συστολική συμπεριφορά). Ενώ ένα έδαφος με μεγάλη πυκνότητα και μικρή γεωστατική τάση έχει διασταλτική συμπεριφορά.

- Διακινδύνευση ρευστοποίησης

Στο δεύτερο στάδιο γίνεται η σύγκριση της αντοχής του εδάφους σε ρευστοποίηση με την τάση που αναπτύσσεται κατά τον σεισμό. Αν η αντοχή του είναι μεγαλύτερη, τότε η

διερεύνηση σταματά και το έδαφος παρόλο που θα μπορούσε να ρευστοποιηθεί δεν ρευστοποιείται και η διακινδύνευση είναι μηδενική. Για τον υπολογισμό της διακινδύνευσης χρησιμοποιείται ο συντελεστής ασφάλειας  $FS = CRR/CSR$  όπου CRR η διαθέσιμη διατμητική αντοχή και CSR οι αναπτυσσόμενες διατμητικές τάσεις. Αν οι αναπτυσσόμενες διατμητικές τάσεις υπερβούν τη διατμητική αντοχή σε ρευστοποίηση, τότε το έδαφος ρευστοποιείται όπως φαίνεται και στο **σχήμα 1.29**. Κάποιες από τις πιο γνωστές μεθοδολογίες για τον υπολογισμό των παραπάνω ακολουθούν.

Οι Seed and Idriss (1976) πρότειναν ότι οι αναπτυσσόμενες ανακυκλιζόμενες διατμητικές τάσεις CSR κατά το σεισμό λαμβάνουν την τιμή:

$$CSR = 0,65 * \frac{(\tau_{max})_d}{\sigma'_{uc}} = 0,65 * \frac{\sigma_{uc}}{\sigma'_{uc}} * \frac{a_{max}}{g} * r_d \quad (1.17)$$

όπου ισχύει

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

$\gamma$  μέσο ειδικό βάρος της εδαφικής στήλης πάνω από το σημείο που εξετάζεται η διακινδύνευση

$z$  το ύψος της παραπάνω εδαφικής στήλης

$\sigma'_{uc}$  η ενεργός κατακόρυφη τάση σε βάθος  $z$

$\sigma_{uc}$  η ολική κατακόρυφη τάση σε βάθος  $z$

$r_d$  διορθωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την παραμορφωσιμότητα της εδαφικής στήλης (που προφανώς δεν συμπεριφέρεται ως στερεό σώμα).

Για την εκτίμηση της αντοχής ρευστοποίησης CRR χρησιμοποιούνται δυο εναλλακτικές μέθοδοι, οι εργαστηριακές μέθοδοι και οι μετρήσεις πεδίου, με πιο δημοφιλείς της δοκιμή πρότυπης διείσδυσης (SPT) και τη δοκιμή στατικής πνευτρομέτρησης (CPT). Στα **σχήματα 1.30 και 1.31** παρουσιάζεται η αντοχή του εδάφους μέσω της δοκιμής SPT και της ισοδύναμης τιμής  $N_{160}$  του αριθμού των κτύπων  $N_{SPT}$  που μετριοούνται.

- Ποσοτικοποίηση διακινδύνευσης

Στο τρίτο στάδιο εκτιμώνται οι μόνιμες παραμορφώσεις (καθιζήσεις, πλευρική εξάπλωση), η απόκριση των θεμελιώσεων και των κατασκευών στο ρευστοποιημένο έδαφος και γενικά οι επιπτώσεις της ρευστοποίησης σε όλο το εύρος των κατασκευών και στο ευρύτερο περιβάλλον. Πρόκειται για ένα στάδιο που βρίσκεται υπό συνεχή

εξέλιξη, περιλαμβάνει συμβατικές μεθόδους εκτίμησης των παραμορφώσεων και των μετακινήσεων αλλά και αριθμητικές μεθόδους εκτίμησης της ρευστοποίησης, μέσω καταστατικών σχέσεων και αριθμητικών μοντέλων, στις οποίες δεν θα αναπτυχθούμε εκτενώς στη συγκεκριμένη εργασία.

### **3.8. ΜΕΤΡΑ ΑΝΤΙΜΕΤΩΠΙΣΗΣ ΤΗΣ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ**

Για την αντιμετώπιση των αστοχιών που λαμβάνουν χώρα με την εμφάνιση της ρευστοποίησης μπορούν να εφαρμοστούν μια σειρά από διάφορες μεθόδους και τεχνικές.

Αρχικά χρησιμοποιούνται μέτρα αποτροπής του φαινομένου, ουσιαστικά γίνεται προσπάθεια βελτίωσης του εδάφους, είτε μέσω της μείωσης του δυναμικού ρευστοποίησης, είτε μέσω της αύξησης της αντοχής της ρευστοποίησης, είτε μέσω της μείωσης των αναπτυσσόμενων σεισμικών φορτίων με ανασχεδιασμό του δομικού συστήματος. Η αντοχή του εδάφους έναντι ρευστοποίησης βελτιώνεται μέσω:

- Της αύξησης της πυκνότητας του εδάφους.
- Της αλλαγής της κοκκομετρικής διαβάθμισης.
- Της μείωσης του βαθμού κορεσμού δια του υποβιβασμού της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα.
- Της ενίσχυσης της δυνατότητας ταχείας αποστράγγισης.
- Της μείωσης των διατμητικών παραμορφώσεων που αναπτύσσονται κατά τον σεισμό.
- Της προγραμματισμένης παροχέτευσης της υπερπίεσης πόρων.
- Της αύξησης της ενεργού πλευρικής τάσης.

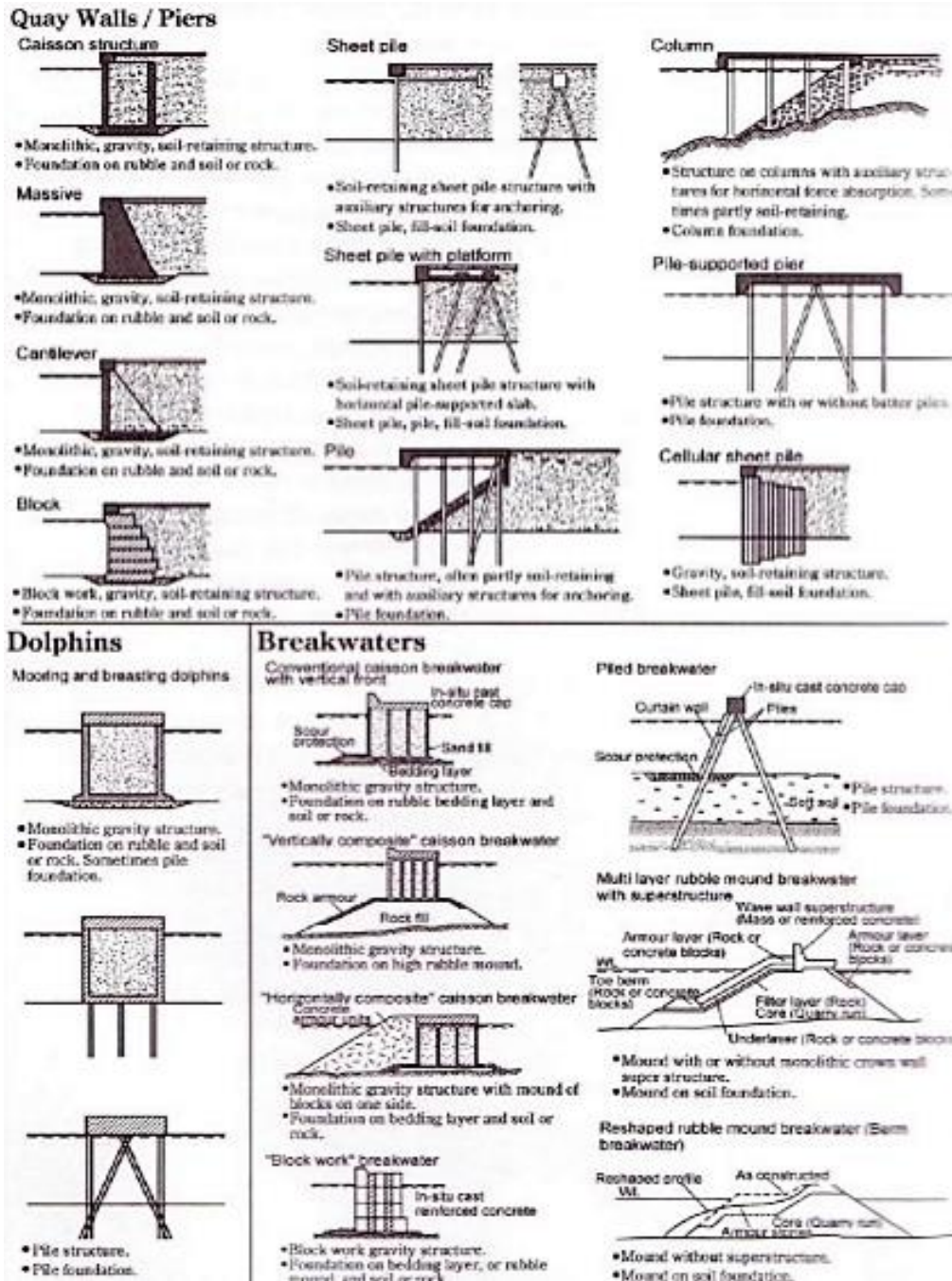
Σε δεύτερη φάση εφαρμόζονται μέτρα περιορισμού των βλαβών στις κατασκευές. Έχοντας, λοιπόν ως δεδομένο ότι η ρευστοποίηση θα κάνει την εμφάνιση της σχεδιάζονται κατασκευές, ώστε να μειωθούν οι ζημιές και οι καταστροφικές βλάβες. Έτσι οι θεμελιώσεις γίνονται σε μεγαλύτερα βάθη με τη χρήση πασάλων, που το έδαφος δεν είναι επιρρεπές σε ρευστοποίηση, οι αγωγοί αγκυρώνονται σε μεγαλύτερα βάθη για να εξισορροπείται η άνωση και αυξάνεται η ευκαμψία των αγωγών για να μπορούν να ακολουθούν τις παραμορφώσεις.

Οι πιο αποτελεσματικές μέθοδοι – τεχνικές για να επιτευχθούν όσο περιγράφηκαν παραπάνω είναι οι εξής:

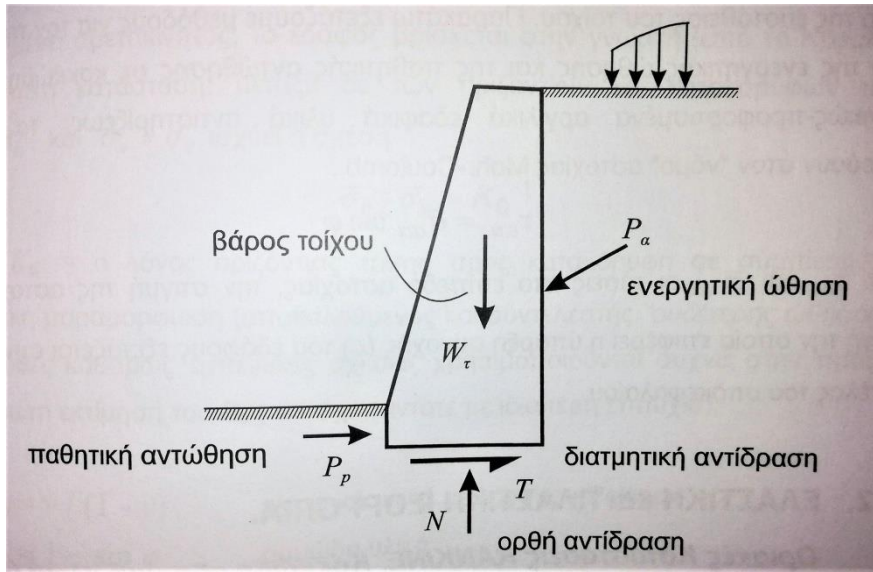
- Συμπύκνωση του ρευστοποιήσιμου εδάφους κατακόρυφα με τη χρήση στελέχους που εισέρχεται σταδιακά στο έδαφος.
- Συμπύκνωση οριζόντια με τη χρήση δονούμενου στελέχους.
- Κατασκευή χαλικοπασάλων με δόνηση.
- Βαθιά δυναμική συμπύκνωση με τη χρήση βάρους που αφήνεται από ύψος.
- Συμπύκνωση με χρήση εκρηκτικών εντός γεωτρήσεων.
- Βαθιά ανάμιξη του φυσικού εδάφους με υλικά αυξημένης αντοχής, όπως τσιμεντοκονία, κολλοειδής πυριτία κ.α.
- Ενέσεις με ταυτόχρονη συμπύκνωση εδάφους.
- Ανάμιξη και μερική αντικατάσταση του εδάφους με τσιμεντένεμα, αναμιγμένο με αέρα και νερό που διοχετεύεται στο έδαφος με πολύ μεγάλες πιέσεις.
- Μείωση του βαθμού κορεσμού και βελτίωση της αποστράγγισης με τοποθέτηση κατακόρυφων στραγγιστηρίων και συνεχή άντληση.
- Αντικατάσταση εδάφους με καλά συμπυκνωμένο κοκκώδες υλικό.



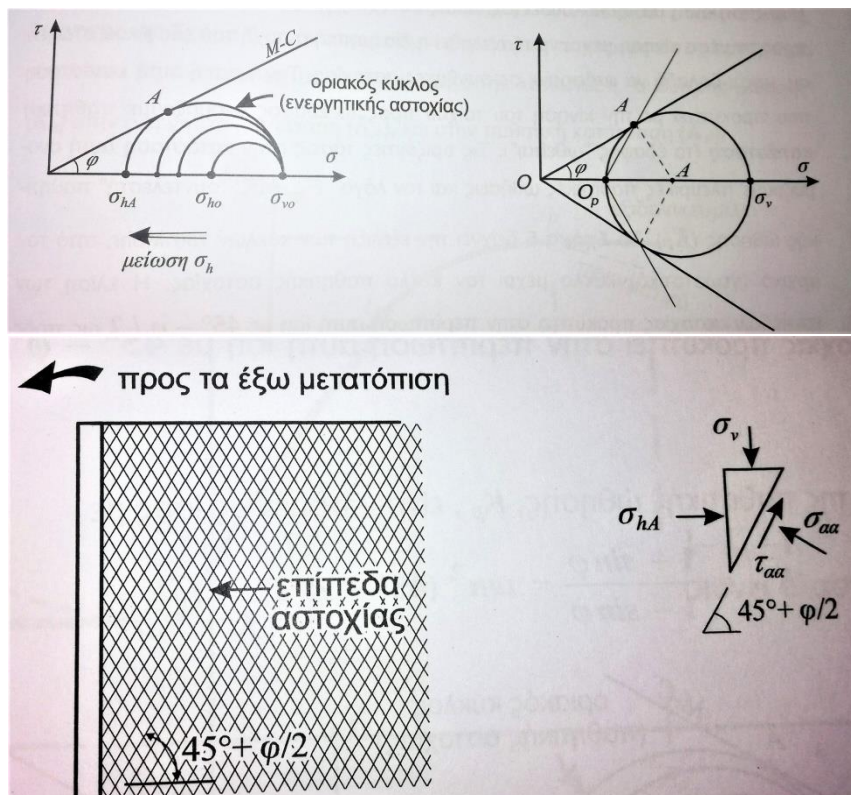
# ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 1: ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ



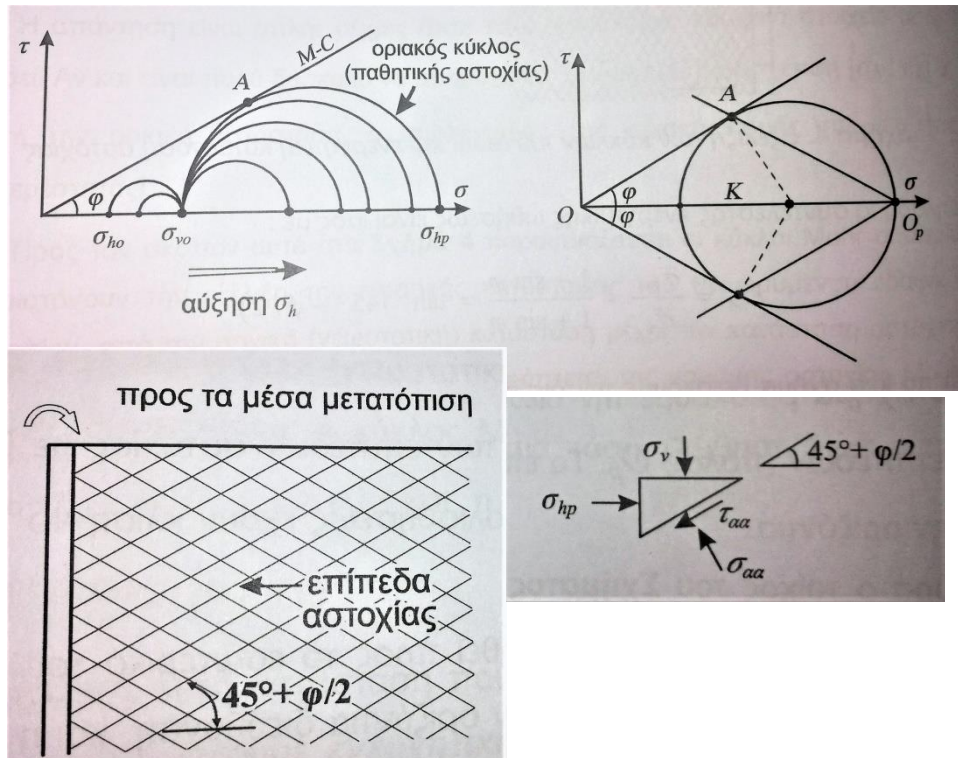
Σχήμα 1.1: Τυπικές κατηγορίες παράκτιων λιμενικών έργων (PIANC,2001)



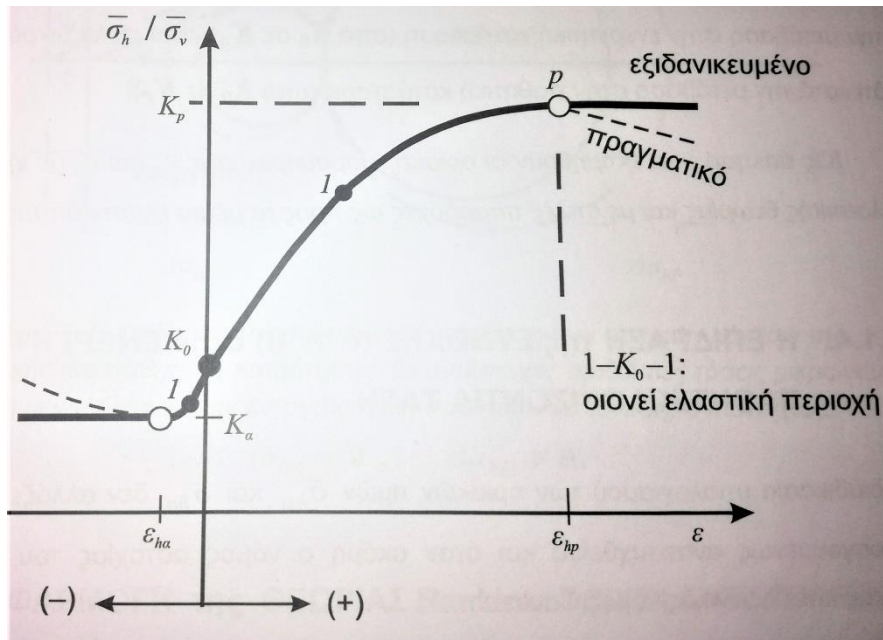
Σχήμα 1.2: Δυνάμεις που ενεργούν σε ένα τοίχο αντιστήριξης (Μαθήματα Εδαφομηχανικής ΕΜΠ, Γ. Γκαζέτας)



Σχήμα 1.3: Περιγραφή της ενεργητικής κατάστασης αστοχίας μέσω των κύκλων Mohr – Coulomb. (Μαθήματα Εδαφομηχανικής ΕΜΠ, Γ. Γκαζέτας)

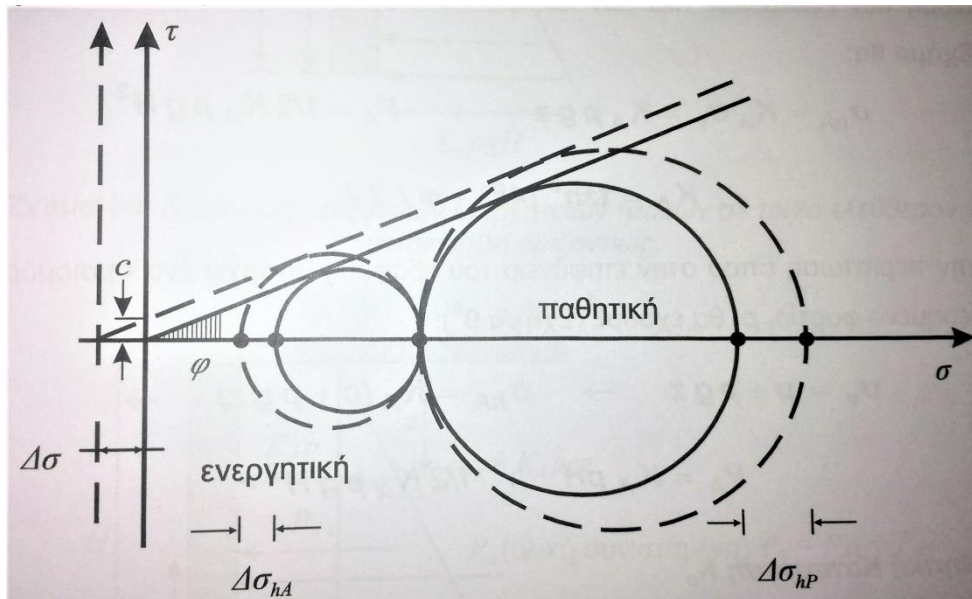


**Σχήμα 1.4:** Περιγραφή της παθητικής κατάστασης αστοχίας μέσω των κύκλων Mohr – Coulomb. (Μαθήματα Εδαφομηχανικής ΕΜΠ, Γ. Γκαζέτας)

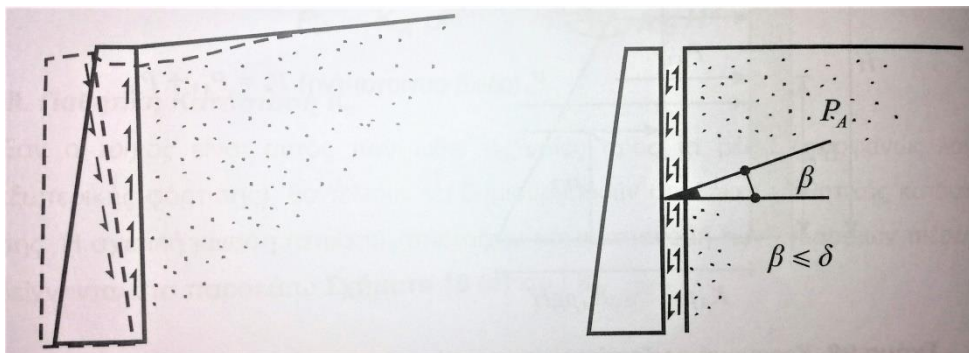


**Σχήμα 1.5:** Παραμορφώσεις κατά τη μετάβαση από την κατάσταση «ουδέτερης ώθησης» ( $K_0$ ) στην ενεργητική ( $K_a$ ) και στην παθητική κατάσταση ( $K_p$ ). (Μαθήματα Εδαφομηχανικής ΕΜΠ, Γ. Γκαζέτας)

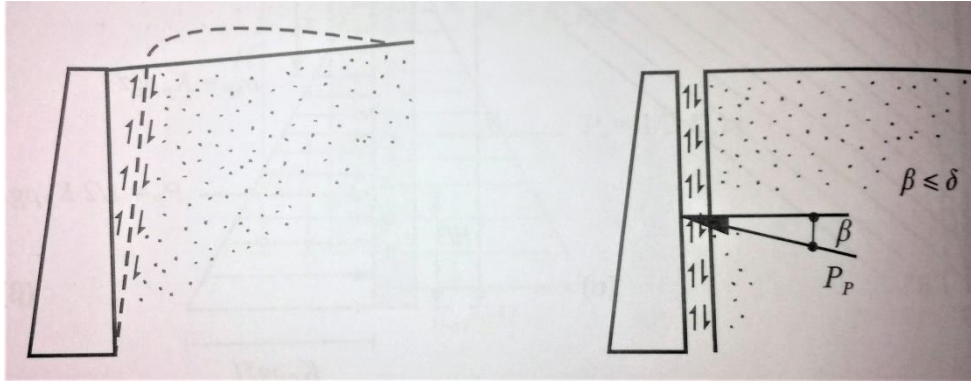




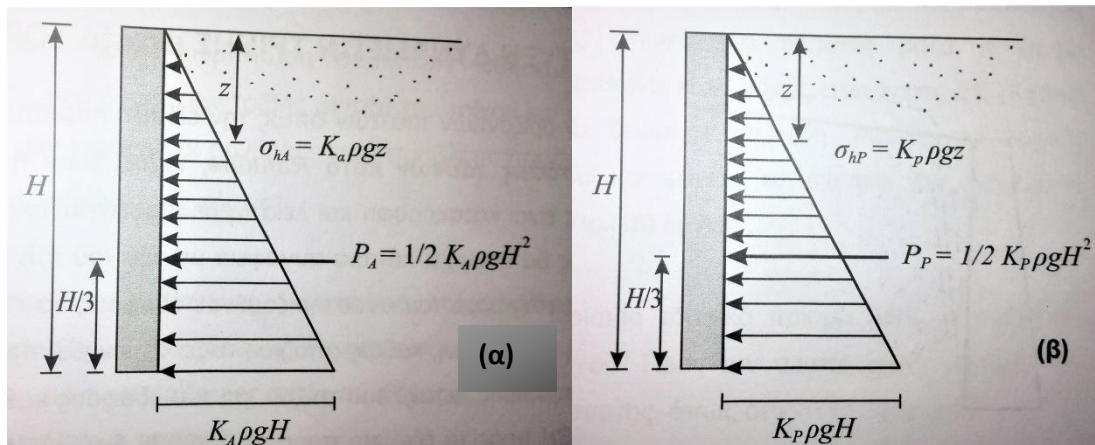
**Σχήμα 1.6:** Επίδραση της συνοχής ( $c$ ) στην αύξηση των οριακών κύκλων της ενεργητικής και παθητικής κατάστασης. Η τάση στην ενεργητική κατάσταση μικραίνει ( $\Delta\sigma_{hA} < 0$ ), ενώ στην παθητική μεγαλώνει ( $\Delta\sigma_{hP} > 0$ ). (Μαθήματα Εδαφομηχανικής ΕΜΠ, Γ. Γκαζέτας)



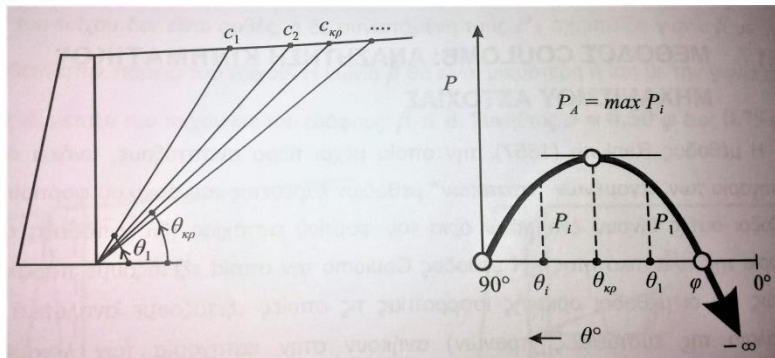
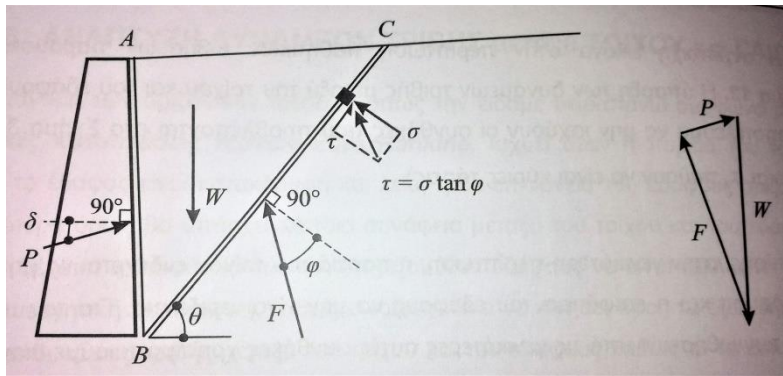
**Σχήμα 1.7:** Ανάπτυξη τριβής μεταξύ εδάφους και τοίχου κατά την ενεργητική κατάσταση. (Μαθήματα Εδαφομηχανικής ΕΜΠ, Γ. Γκαζέτας)



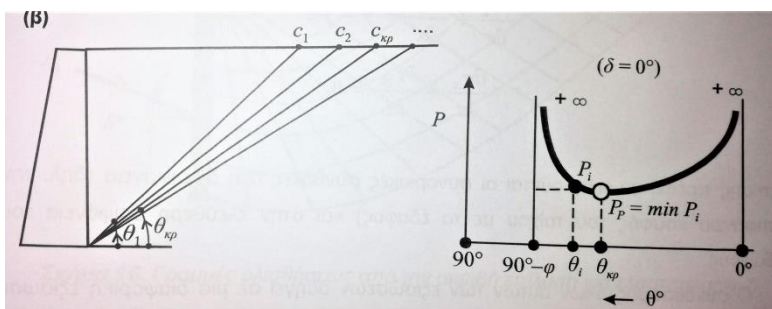
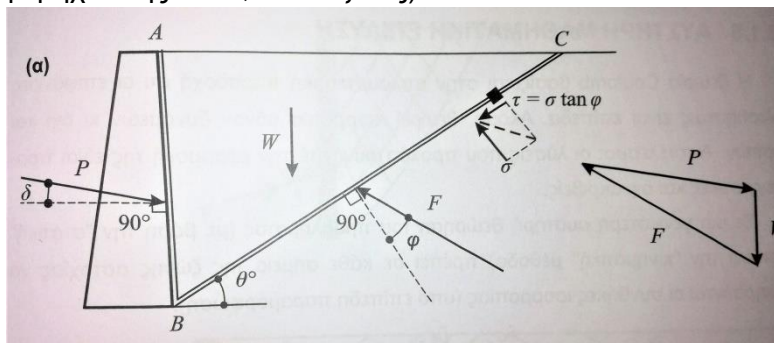
**Σχήμα 1.8:** Ανάπτυξη τριβής μεταξύ εδάφους και τοίχου κατά την παθητικής κατάσταση. (Μαθήματα Εδαφομηχανικής ΕΜΠ, Γ. Γκαζέτας)



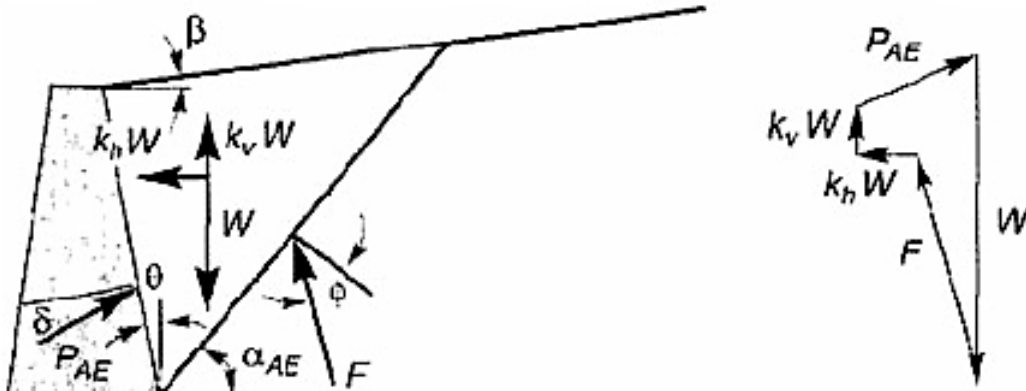
**Σχήμα 1.9:** Κατανομή οριζόντιων (α) ενεργητικών και (β) παθητικών τάσεων σε τοίχο ελεύθερο να κινηθεί οριζοντίως. (Μαθήματα Εδαφομηχανικής ΕΜΠ, Γ. Γκαζέτας)



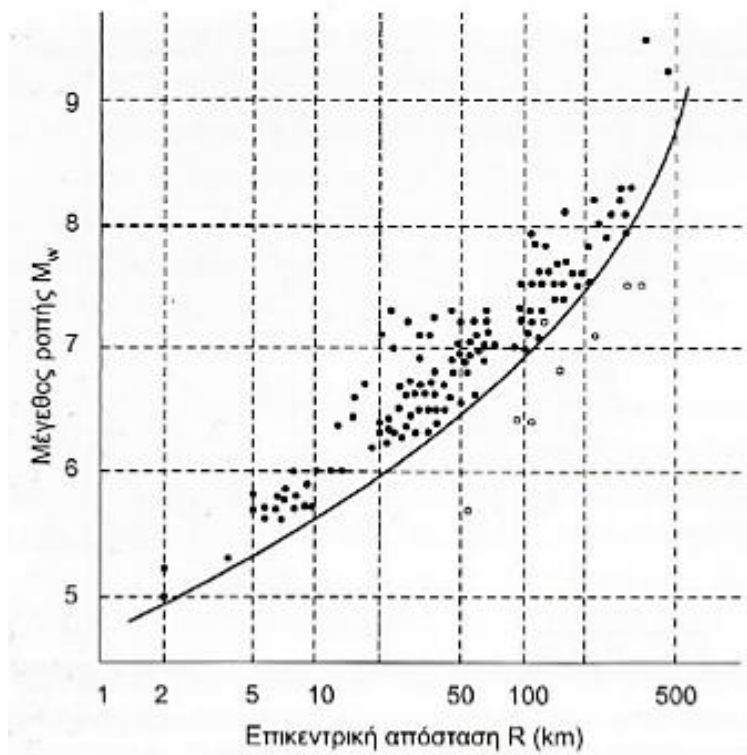
**Σχήμα 1.10:** Δυνάμεις και δυναμοτρίγωνο ισορροπίας για τον δοκιμαστικό μηχανισμό αστοχίας Coulomb (πάνω), τα δοκιμαστικά πρίσματα και ο προσδιορισμός της  $P_a$  με τη μέθοδο Coulomb (κάτω) στην ενεργητική κατάσταση. (Μαθήματα Εδαφομηχανικής ΕΜΠ, Γ. Γκαζέτας)



**Σχήμα 1.11:** Δυνάμεις και δυναμοτρίγωνο ισορροπίας για τον δοκιμαστικό μηχανισμό αστοχίας Coulomb (πάνω), τα δοκιμαστικά πρίσματα και ο προσδιορισμός της  $P_p$  με τη μέθοδο Coulomb (κάτω) στην παθητική κατάσταση. (Μαθήματα Εδαφομηχανικής ΕΜΠ, Γ. Γκαζέτας)



**Σχήμα 1.12:** Δυνάμεις και δυναμοτρίγωνο ισορροπίας για τον δοκιμαστικό μηχανισμό αστοχίας κατά την δυναμική φόρτιση, σύμφωνα με του Monopobe – Okabe στην ενεργητική κατάσταση.



**Σχήμα 1.13:** Συσχέτιση μεταξύ του μεγέθους του σεισμού  $M_w$  και της επίκεντρης απόστασης  $R$  (km) θέσεων που έχουν παρουσιάσει το φαινόμενο της ρευστοποίησης σε όλο τον κόσμο (Ambraseys, 1988).





**Σχήμα 1.14:** Εμφάνιση κρατήρες άμμου σε ρευστοποιημένα εδάφη στις ΗΠΑ (Loma Prieta, 1989) (πάνω αριστερά) και στην Ιαπωνία (Niigata, 1964) (κάτω αριστερά και δεξιά).



**Σχήμα 1.15:** Εμφάνιση καθιζήσεων μετά από ρευστοποίηση του εδάφους στην Ιαπωνία.





**Σχήμα 1.16:** Εμφάνιση πλευρικής εξάπλωσης κατά την ρευστοποίηση του εδάφους στον σεισμό του Αιγίου (1995).



**Σχήμα 1.17:** Ανατροπή κτιρίων εξαιτίας της ρευστοποίησης του εδάφους στη Niigata (1964) (πάνω) και στο Ανταπαζάρι (1999) (κάτω).

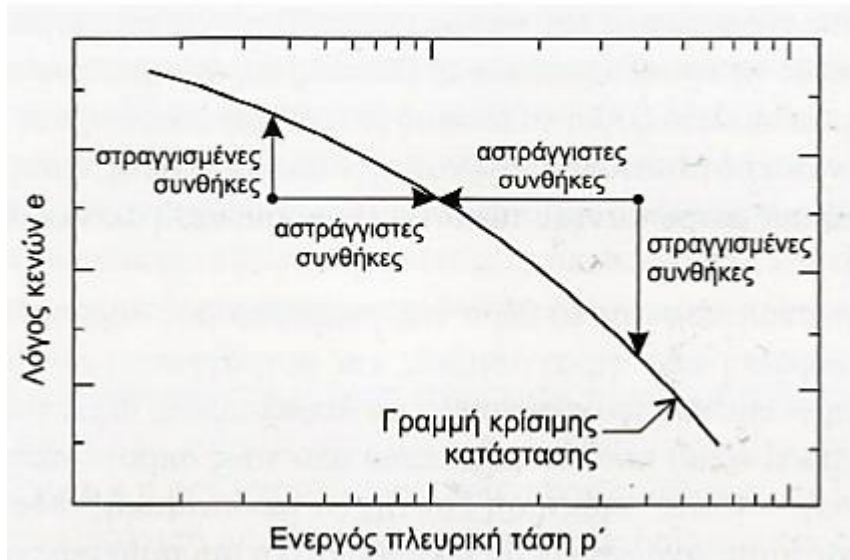


**Σχήμα 1.18:** Ολοκληρωτική καταστροφή του φράγματος San Fernando εξαιτίας του φαινομένου της ροϊκής ρευστοποίησης του σεισμού της California (1971).

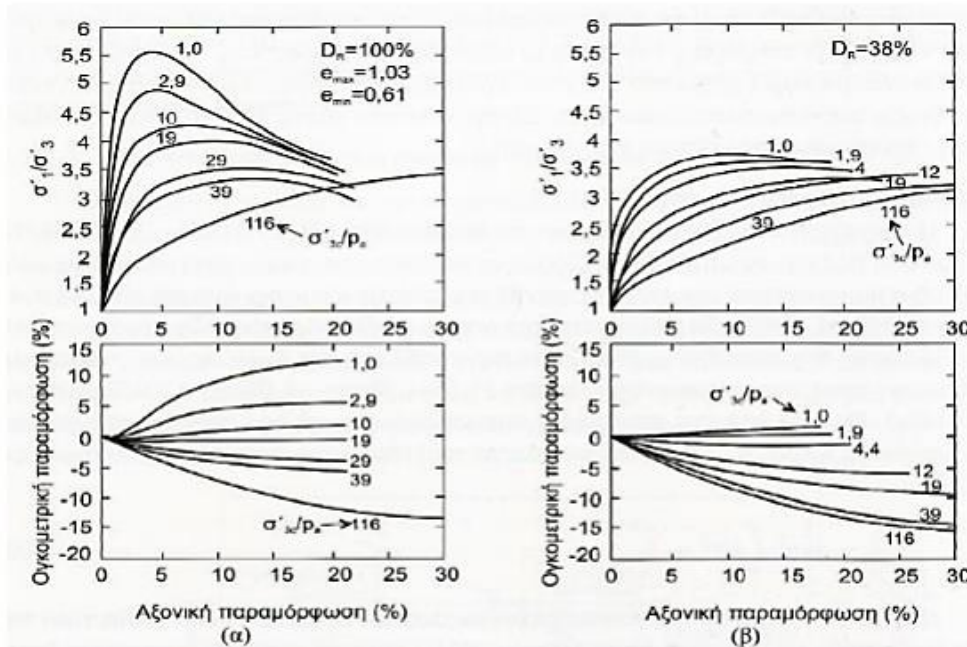


**Σχήμα 1.19:** Οι υπόγειες κατασκευές με φαινόμενο ειδικό βάρος μικρότερο από την άνωση παρουσιάζουν σημαντικές μετακινήσεις ίσως ακόμη και να «ξεθαφτούν» εξαιτίας της ρευστοποίησης στον σεισμό στο Canterbury (2010).

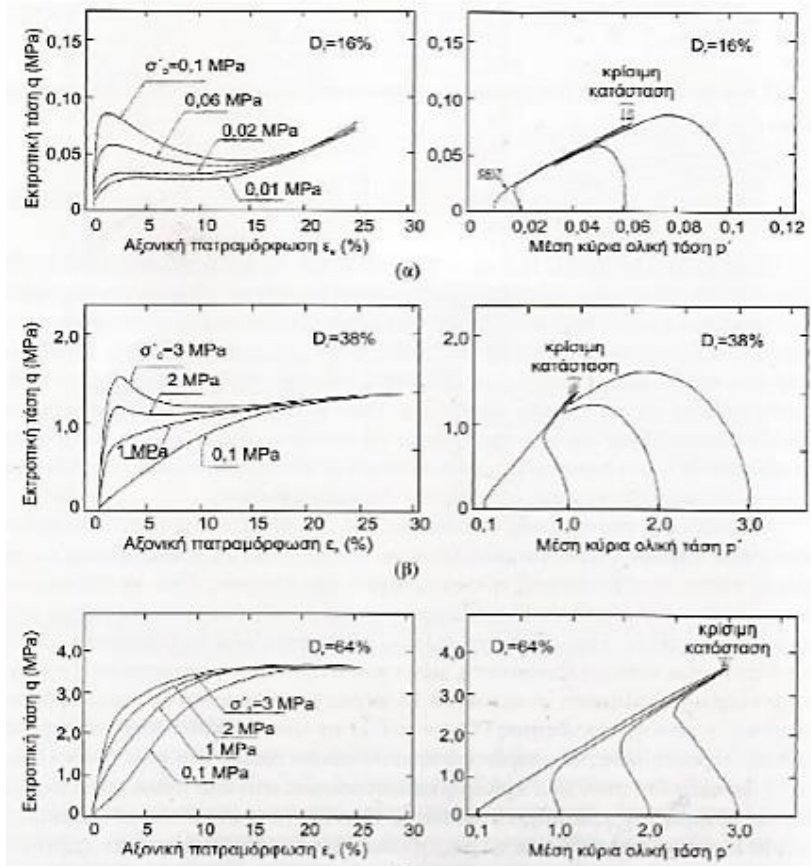




**Σχήμα 1.20:** Γραμμή κρίσιμης κατάστασης για διαδρομές τάσεων πυκνών και χαλαρών δαφών σε στραγγιζόμενες συνθήκες υπό σταθερή πλευρική τάση  $p'$  και αστράγγιστες συνθήκες υπό σταθερό λόγο κενών  $e$ .



**Σχήμα 1.21:** Μονοτονική τριαξονική φόρτιση σε στραγγιζόμενες συνθήκες (α) πυκνής ( $D_r = 100\%$ ) και (β) χαλαρής ( $D_r = 38\%$ ) κορεσμένης άμμου. (Lee & Seed, 1967)

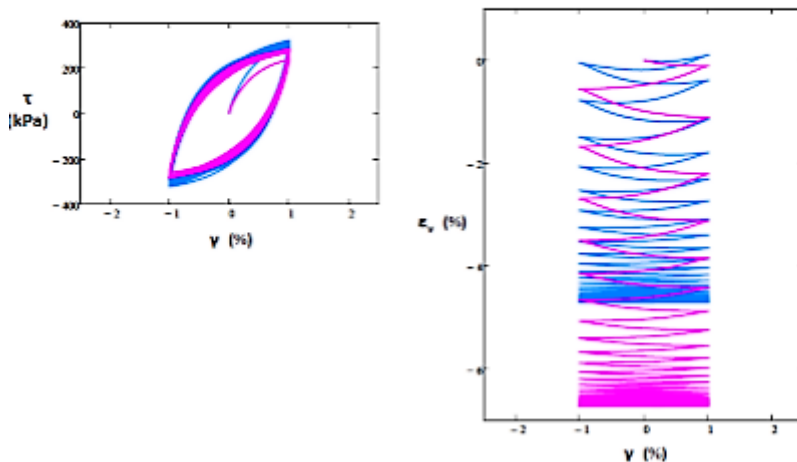


**Σχήμα 1.22:** Μονοτονική τριαξονική φόρτιση κορεσμένης άμμου Toyoura σε αστράγγιστες συνθήκες και σε τρεις σχετικές πυκνότητες (α)  $D_r = 16\%$  , (β)  $D_r = 36\%$  και (γ)  $D_r = 64\%$ . (Ishihara,1996)

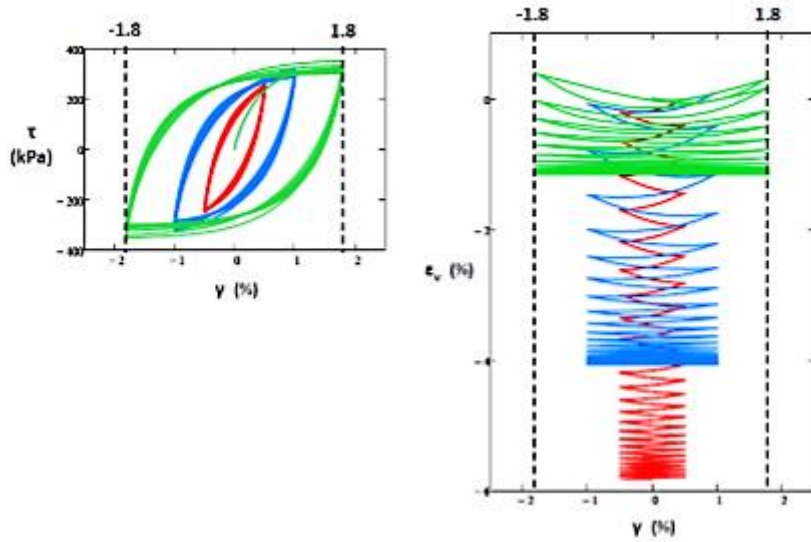
$D_r = 70\%$  ,  $p = 500$  kPa

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

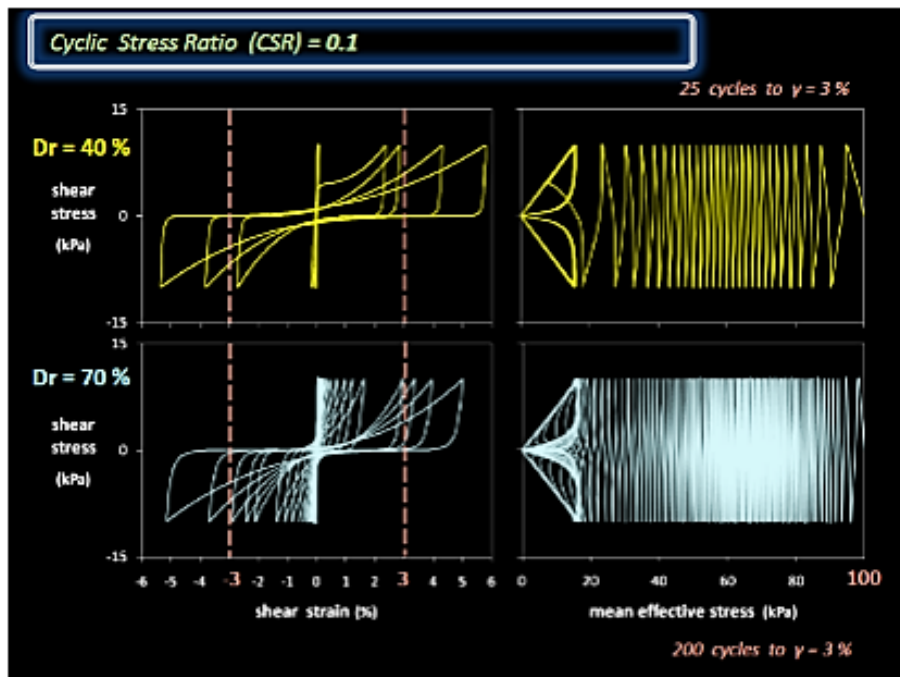
25 κύκλοι σταθερής παραμόρφωσης 1%



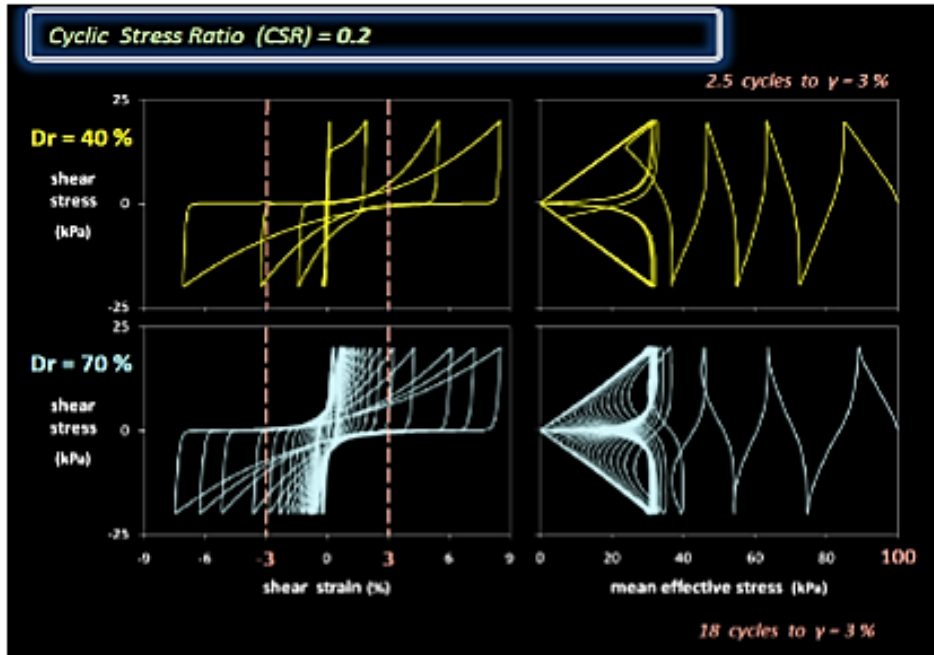
**Σχήμα 1.23:** Ανακυκλιζόμενη φόρτιση σταθερής παραμόρφωσης σε δοκίμια άμμου σχετική πυκνότητα  $D_r = 70\%$  και  $D_r = 33\%$  υπό στραγγιζόμενες συνθήκες με το καταστατικό προσομοίωμα Tasiopoulou & Gerolymos (2012).



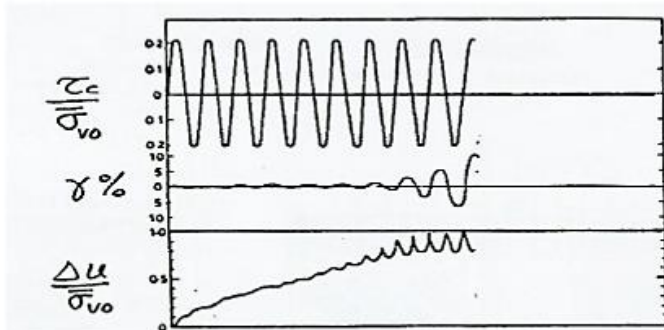
**Σχήμα 1.24:** Ανακυκλιζόμενη φόρτιση σε δοκίμιο πυκνότητας  $D_r = 70\%$  και  $p = 500\text{kPa}$  για πλάτη διατμητικής παραμόρφωσης  $\gamma = 0.50\%$ ,  $1\%$ ,  $2\%$  υπό στραγγιζόμενες συνθήκες με το καταστατικό προσομοίωμα Tasiopoulos & Gerolymos (2012).



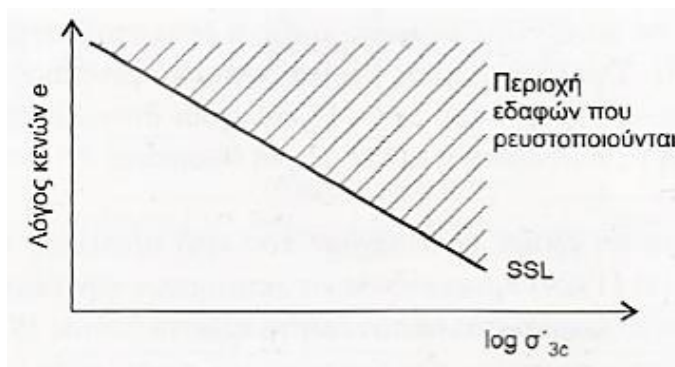
**Σχήμα 1.25:** Ανακυκλιζόμενη δοκιμή απλής διάτμησης σε κορεσμένα δοκίμια με πυκνότητα  $D_r = 40\%$  και  $D_r = 70\%$  υπό αστράγγιστες συνθήκες ( $CSR = 0.1$ ) με το καταστατικό προσομοίωμα Tasiopoulos & Gerolymos (2012).



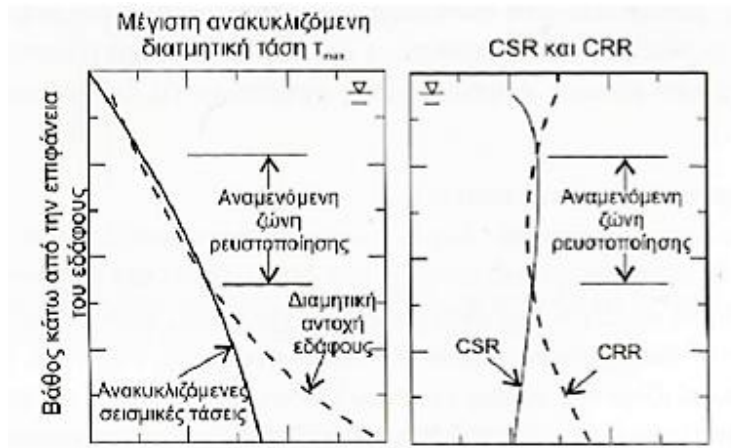
**Σχήμα 1.26:** Ανακυκλιζόμενη δοκιμή απλής διάτμησης σε κορεσμένα δοκίμια με πικνότητα  $D_r = 40\%$  και  $D_r = 70\%$  υπό αστράγγιστες συνθήκες ( $CSR = 0.1$ ) με το καταστατικό προσομοίωμα Tasiourou & Gerolymos (2012).



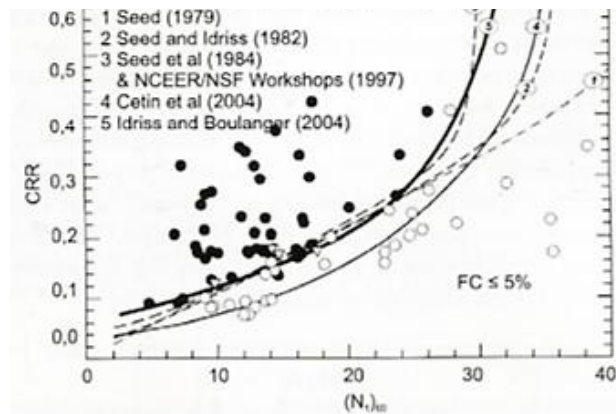
**Σχήμα 1.27:** Δοκιμή απλής ανακυκλιζόμενης διάτμησης για  $D_r = 47\%$  και  $\sigma_{v0} = 100$  kPa.



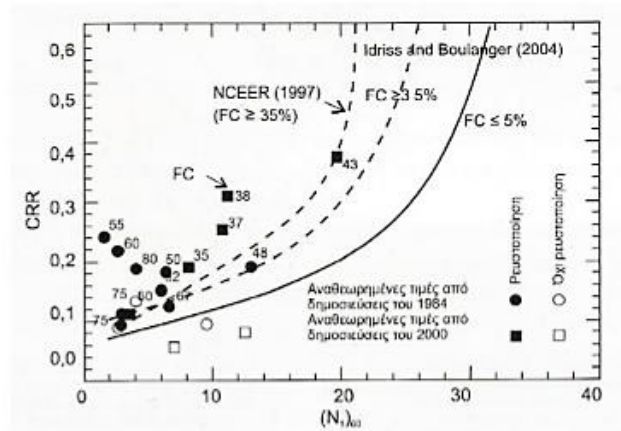
**Σχήμα 1.28:** Σχηματική περιγραφή της γραμμής σταθερής κατάστασης ως ορίου μεταξύ ρευστοποιήσιμων εδαφών και μη ρευστοποιήσιμων εδαφών.



**Σχήμα 1.29:** Αρχές της απλοποιημένης μεθόδου ελέγχου τάσεων. Σύγκριση αναπτυσσόμενων διατμητικών τάσεων και το σεισμό με τη διαθέσιμη ανακυκλιζόμενη διατμητική αντοχή.



**Σχήμα 1.30:** Καμπύλες CRR –  $(N_1)_{60}$  για καθαρές άμμους ( $FC < 5\%$ ),  $M_w = 7.5$  και  $\sigma'_{uc} = 1 \text{ atm}$ . (Idriss and Boulanger, 2004, 2007, 2008).



**Σχήμα 1.31:** Καμπύλες CRR –  $(N_1)_{60}$  για αμμοίλες και ιλυώδεις άμμους ( $5\% < FC < 35\%$ ),  $M_w = 7.5$  και  $\sigma'_{uc} = 1 \text{ atm}$ . (Idriss and Boulanger, 2004, 2007, 2008).





**ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2:**  
**ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ**  
**ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΥ**  
**ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ**



## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ**

### **1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ**

Κατά την εκπόνηση της μελέτης, το πρόγραμμα που χρησιμοποιείται για την διεξαγωγή των αναλύσεων είναι το πρόγραμμα PLAXIS 2D. Πρόκειται για ένα διδιάστατο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων που έχει τη δυνατότητα να αναλύσει προβλήματα παραμορφώσεων, ευστάθειας και εδαφικής ροής της γεωτεχνικής.

Πολλά γεωτεχνικά προβλήματα για να επιλυθούν απαιτούν πολύπλοκες και δυσχερείς ως προς την ακριβή του επίλυση εξισώσεις. Αυτό οφείλεται κυρίως στη μη γραμμική και ανισότροπη συμπεριφορά που χαρακτηρίζει τα εδάφη στην πραγματικότητα. Επιπλέον προβλήματα αντιμετωπίζονται και λόγω της υδροστατικής και μη υδροστατικής πίεσης πόρων στο έδαφος που είναι ένα πολυφασικό υλικό, αλλά και γενικά λόγω της παρόδου του χρόνου. Για την προσομοίωση αυτής, λοιπόν, της συμπεριφοράς του εδάφους καθώς και άλλων δομικών κατασκευών το πρόγραμμα αποτελεί ένα γεωτεχνικό εργαλείο, αφού παρέχει λύσεις στα προβλήματα μέσω θεωρητικά ισχυρών υπολογιστικών διαδικασιών. Βασικό πλεονέκτημα του προγράμματος είναι βέβαια ο φιλικός προς τον χρήστη σχεδιασμός του, που ίσως είναι ένας ακόμη λόγος που το PLAXIS είναι ένα από τα πιο διαδεδομένα γεωτεχνικά προγράμματα παγκοσμίως.

### **2. ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΜΟΝΤΕΛΟΥ**

#### **2.1. ΤΥΠΟΣ ΜΟΝΤΕΛΟΥ**

Η συγκεκριμένη μελέτη αφορά την προσομοίωση ενός λιμενικού κρηπιδοτοίχου, υπό αστράγγιστη δυναμική φόρτιση. Για την διεξαγωγή της αριθμητικής διαδικασίας χρησιμοποιήθηκε η θεώρηση της επίπεδης παραμόρφωσης (plane strain), έτσι όπως επέβαλλαν η γεωμετρία και οι συνθήκες φόρτισης του προβλήματος.

Το μοντέλο επίπεδης παραμόρφωσης χρησιμοποιείται για γεωμετρίες με όσο γίνεται περισσότερο ομοιόμορφες διατομές, καθώς επίσης και για εντατικές καταστάσεις και φορτίσεις που εκτείνονται πάνω από ένα επαρκές μήκος στην κάθετη διεύθυνση στη διατομή μελέτης (κατεύθυνση z). Οι μετακινήσεις και οι παραμορφώσεις σε αυτή τη

διεύθυνση θεωρούνται μηδενικές, ενώ η ανάπτυξη τάσεων λαμβάνεται υπόψη κανονικά στον άξονα αυτό. Σε σεισμικά προβλήματα η δυναμική φόρτιση συνήθως εφαρμόζεται κατά μήκος της βάσης του μοντέλου εκπέμποντας διατμητικά κύματα που διαδίδονται προς τα πάνω. Αυτός ο τύπος προβλημάτων γενικώς προσομοιώνεται χρησιμοποιώντας το μοντέλο επίπεδης παραμόρφωσης. Στο **σχήμα 2.1** φαίνεται ένα τέτοιο παράδειγμα, που οδηγεί σε ένα διδιάστατο μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων με μόνο δύο βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο (διεύθυνση  $x$  και  $y$ ).

## 2.2. ΤΥΠΟΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Για την προσομοίωση των εδαφικών στοιχείων επιλέχθηκαν 15-κομβικά τριγωνικά πεπερασμένα στοιχεία. Αυτά τα στοιχεία παρέχουν παρεμβολή τετάρτου βαθμού για τις μετακινήσεις και η αριθμητική ολοκλήρωση περιλαμβάνει δώδεκα σημεία του Gauss (stress points) όπως φαίνεται και στο **σχήμα 2.2**.

Το 15-κομβικό τριγωνικό είναι ένα πολύ ακριβές στοιχείο που παράγει υψηλής ποιότητας εντατικά αποτελέσματα για δύσκολα προβλήματα, όπως για παράδειγμα σε προβλήματα κατάρρευσης ασυμπίεστων εδαφών. Η χρήση αυτών των στοιχείων οδηγεί σε κατανάλωση περισσότερης μνήμης και σε χαμηλότερη λειτουργική και αριθμητική απόδοση.

Ο τύπος των στοιχείων για τα δομικά στοιχεία και τις διεπιφάνειες αυτόματα λαμβάνεται συμβατός με τον τύπο των στοιχείων που έχουν επιλεγεί για το έδαφος. Οι διεπιφάνειες είναι ένα στοιχείο σύνδεσης που προστίθεται στα δομικά στοιχεία για να επιτρέψει την αλληλεπίδραση εδάφους- κατασκευής στο μοντέλο. Μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να προσομοιώσουν την λεπτή ζώνη της έντονης διάτμησης μεταξύ των στοιχείων και του περιβάλλοντος εδάφους που βρίσκονται σε επαφή.

Όταν χρησιμοποιούνται 15-κομβικά στοιχεία στο μοντέλο, τα αντίστοιχα στοιχεία της διεπιφάνειας ορίζονται από πέντε ζευγάρια κόμβων. Στο **σχήμα 2.3** φαίνονται τα στοιχεία της διεπιφάνειας να διαθέτουν κάποιο πάχος, αλλά στον σχηματισμό των πεπερασμένων στοιχείων οι συντεταγμένες κάθε ζευγαριού κόμβων είναι ταυτόσημες, που σημαίνει πως το στοιχείο έχει τελικά μηδενικό πάχος.

Το μητρώο δυσκαμψίας των στοιχείων διεπιφάνειας λαμβάνεται μέσω της ολοκλήρωσης κατά Newton Cotes. Οι θέσεις των σημείων ολοκλήρωσης κατά Newton Cotes συμπίπτει με τα ζευγάρια κόμβων.

## 2.3. ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗΣ

### 2.3.1. ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

Στο αρχικό αυτό στάδιο καταστρώνεται η γεωμετρία του προβλήματος. Όσο αναφορά το έδαφος ορίζονται η στρωματογραφία του, η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα, τα υλικά και οι ιδιότητες τους και οι αρχικές συνθήκες που επικρατούν. Επιπλέον σχεδιάζεται η διατομή του κρηπιδοτοίχου, οι διεπιφάνειες και τα φορτία που υπάρχουν στη μελέτη σε αυτό το σημείο.

### 2.3.2. ΚΑΝΑΒΟΣ ΜΟΝΤΕΛΟΥ (MESH)

Αφού καθορίστηκε η γεωμετρία του προβλήματος και επιλέχθηκαν και τα καταστατικά προσομοιώματα που θα χρησιμοποιήσουμε για τη μοντελοποίηση του εδάφους, όπως περιγράφεται αναλυτικά παρακάτω, σειρά έχει η δημιουργία του κανάβου (mesh). Το γεωμετρικό μοντέλο διακριτοποιείται και μετατρέπεται σε ένα κανάβο πεπερασμένων στοιχείων. Η δημιουργία του κανάβου απαιτεί μια καθολική παράμετρο που αντιπροσωπεύει το επιθυμητό μέγεθος του στοιχείου. Στο PLAXIS αυτή η παράμετρος υπολογίζεται από τις εξωτερικές διαστάσεις της γεωμετρίας ( $x_{min}$ ,  $x_{max}$ ,  $y_{min}$ ,  $y_{max}$ ) και την κατανομή των στοιχείων. Το επιθυμητό μέγεθος του στοιχείου δίνεται από τη σχέση:

$$l_e = r_e \times 0.06 \times \sqrt{(x_{max} - x_{min})^2 + (y_{max} - y_{min})^2} \quad (2.1)$$

Το επιθυμητό μέγεθος του στοιχείου ή αλλιώς Μέσο μέγεθος στοιχείου ( $l_e$ ) βασίζεται στην παράμετρο  $r_e$ . Ανάλογα την κατανομή των στοιχείων, η διάκριση γίνεται μεταξύ πέντε καθολικών επιπέδων. Στη δεδομένη ανάλυση, για τη διακριτοποίηση των στοιχείων του εδάφους επιλέχθηκε η πολύ πυκνή (very fine) κατηγορία από αυτά τα επίπεδα, η οποία αντιστοιχεί σε  $r_e$  ίσο με 0,50 δηλαδή σε 500-1250 στοιχεία. Ο ακριβής αριθμός τους εξαρτάται από το σχήμα της γεωμετρίας και τις προαιρετικές τοπικές ρυθμίσεις βελτίωσης.

### 2.3.3. ΦΑΣΕΙΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ

Στη συνέχεια ακολουθεί ο καθορισμός των σταδίων κατασκευής. Όπως σε ένα πραγματικό έργο υπάρχουν οι φάσεις κατασκευής αυτού, έτσι και στο πρόγραμμα PLAXIS έχουμε διάκριση σε φάσεις υπολογισμού (calculation phases). Κάθε φάση υπολογισμού διαιρείται σε βήματα υπολογισμού (calculation steps). Αυτό είναι μια

απαραίτητη λειτουργία, γιατί η μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους επιβάλλει η φόρτιση να εφαρμοστεί σε μικρές δόσεις, τα λεγόμενα βήματα φόρτισης (load steps).

Οι φάσεις υπολογισμού που απαιτούνται για αυτό το πρόβλημα είναι τρεις: η αρχική φάση (initial phase), φάση κατασκευής (construction phase) και η φάση σεισμικής διέγερσης (earthquake phase).

### 2.3.3.1. ΑΡΧΙΚΗ ΦΑΣΗ (INITIAL PHASE)

Στη φάση αυτή γίνεται ο υπολογισμός των αρχικών γεωστατικών τάσεων του πεδίου με βάση την αρχική γεωμετρία του μοντέλου, πριν δηλαδή γίνει η εκσκαφή. Το ειδικό βάρος του εδάφους, οι υδραυλικές συνθήκες και η προϊστορία του σχηματισμού καθορίζουν τις γεωστατικές τάσεις. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω της επιλογής “k<sub>0</sub> procedure” που δίνει το πρόγραμμα PLAXIS σε αυτή τη φάση.

Η εντατική κατάσταση συνήθως χαρακτηρίζεται από μια αρχική κάθετη ενεργή τάση ( $\sigma'_{vo}$ ). Η αρχική οριζόντια ενεργός τάση ( $\sigma'_{ho}$ ) σχετίζεται με την αρχική κάθετη ενεργό τάση μέσω του συντελεστή των πλευρικών ωθήσεων γαιών  $k_0$  ( $\sigma'_{ho} = k_0 \sigma'_{vo}$ ). Αυτή η μέθοδος υπολογισμού προτιμάται σε περιπτώσεις γεωμετρίας με οριζόντια επιφάνεια εδάφους, οριζόντιες όλες τις εδαφικές στρώσεις και τον υδροφόρο ορίζοντα παράλληλο στην επιφάνεια. Μόνο μια τιμή  $k_0$  προσδιορίζεται:

$$K_{0,x} = \sigma'_{xx} / \sigma'_{yy} \quad K_{0,z} = \sigma'_{zz} / \sigma'_{yy} = K_c \quad (2.2)$$

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

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (2.3)$$

Για μη συνεκτικά υλικά, μπορεί εύκολα να αποδειχθεί ότι για να αποφευχθεί η πλαστικότητα κατά Mohr-Coulomb, η τιμή του συντελεστή κυμαίνεται μεταξύ:

$$\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} < K_0 < \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (2.4)$$

Στο σημείο αυτό ορίζονται και οι συνθήκες στήριξης που επιβάλλονται στα όρια του μοντέλου, οι οποίες ακολουθούν την εξής λογική:

- Τα κάθετα σύνορα του μοντέλου διαθέτουν κύλιση στη διεύθυνση x και είναι ελεύθερα στη διεύθυνση y (horizontally fixed).
- Η βάση του μοντέλου είναι πλήρως ακίνητη (fully fixed).
- Η επιφάνεια του εδάφους είναι ελεύθερη (free) σε όλες τις διευθύνσεις.

Τέλος, καθορίζεται ο τρόπος με τον οποίο θα γίνει ο υπολογισμός των πιέσεων πόρων στην αρχική γεωστατική κατάσταση. Όπως ήδη αναφέρθηκε ο υδροφόρος ορίζοντας έχει οριστεί από τα πρώτα στάδια της μοντελοποίησης, βάση αυτόν λοιπόν δημιουργείται μια απλή κατανομή υδροστατικών πιέσεων σε όλο το μοντέλο. Ο τύπος υπολογισμού που προσφέρει το πρόγραμμα για αυτή τη θεώρηση καλείτε “pneumatic” και βασίζεται στις υδραυλικές συνθήκες και την θέση της στάθμης του νερού.

### **2.3.3.2. ΦΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ (CONSTRUCTION PHASE)**

Στη φάση αυτή ενεργοποιείται η εκσκαφή και οι διεπιφάνειες μεταξύ της κατασκευής και του εδάφους που την περιβάλλει. Έτσι λαμβάνει χώρα μια πλαστική ανάλυση (plastic analysis) που εφαρμόζεται ώστε να υπολογιστούν οι ελαστοπλαστικές παραμορφώσεις για τις οποίες δεν είναι απαραίτητο να ληφθεί υπόψη η αλλαγή στις πιέσεις των πόρων συναρτήσει του χρόνου. Η μέθοδος βασίζεται στη θεωρία μικρών παραμορφώσεων και το μητρώο δυσκαμψίας της στην αρχική απαραμόρφωτη γεωμετρία. Πρόκειται για μια εφαρμογή κατάλληλη για τις περισσότερες γεωτεχνικές μελέτες. Παρόλο που μπορεί να οριστεί η χρονική διάρκεια της δυναμικής φόρτισης, η πλαστική ανάλυση δεν λαμβάνει υπόψη την επιρροή του χρόνου.

Ο υπολογισμός των πιέσεων πόρων σε αυτό το σημείο δεν απαιτείται, αφού οι πιέσεις πόρων δεν αλλάζουν σε σχέση με πριν. Το PLAXIS, λοιπόν έχει τη δυνατότητα να χρησιμοποιήσει τα δεδομένα που έχει συλλέξει από την ανάλυση της προηγούμενης φάσης μέσω της επιλογής “use pressures from previous phase”. Τέλος, οι συνθήκες στήριξης του μοντέλου παραμένουν ίδιες με την αρχική φάση.

### **2.3.3.3. ΦΑΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΙΕΓΕΡΣΗΣ (EARTHQUAKE PHASE)**

Στην τελευταία φάση επιβλήθηκε στη βάση του μοντέλου σεισμική διέγερση. Για το σκοπό αυτό στο μοντέλο εφαρμόζεται δυναμική ανάλυση (dynamic analysis). Η δυναμική φόρτιση που επιβάλλεται εισάγεται στο πρόγραμμα PLAXIS από το χρήστη με μορφή επιταχυνσιογραφήματος και στη συνέχεια πολλαπλασιάζεται με τον αντίστοιχο πολλαπλασιαστή δυναμικής φόρτισης.

Όπως ήδη έχει αναφερθεί παραπάνω, η πλαστικότητα των εδαφών οδηγεί σε μη γραμμικές εξισώσεις κατά την ανάλυση των πεπερασμένων στοιχείων, για τον λόγο αυτό απαιτείται η υποδιαίρεση του προβλήματος σε μια σειρά βημάτων υπολογισμού (load steps) κατά την επιβολή του φορτίου. Η επιλογή του μεγέθους του βήματος και του αλγορίθμου επίλυσης είναι σημαντική.

Κατά τη διάρκεια κάθε βήματος, το σφάλμα της εξίσωσης μειώνεται επιτυχώς, κάνοντας μια σειρά επαναλήψεων. Η διαδικασία της επανάληψης βασίζεται στην μέθοδο επιταχυνόμενης αρχικής τάσης. Αν το βήμα υπολογισμού είναι σε κατάλληλο μέγεθος, τότε ο αριθμός των απαιτούμενων επαναλήψεων για την εξίσωση θα είναι σχετικά μικρός, συνήθως γύρω στο δέκα.

Αν το μέγεθος του βήματος είναι πολύ μικρό, τότε απαιτούνται πολλά βήματα ώστε να φτάσει στο επιθυμητό επίπεδο της φόρτισης και έτσι ο χρόνος υπολογισμού θα είναι υπερβολικός. Από την άλλη, αν το βήμα υπολογισμού είναι πολύ μεγάλο τότε ο αριθμός των επαναλήψεων που απαιτούνται για την εξίσωση ίσως γίνει υπερβολικός ή η διαδικασία επίλυσης ακόμη και να αποκλίνει.

Κατά τη δυναμική ανάλυση χρησιμοποιείται η σχέση χρονικής ολοκλήρωσης Newmark, στην οποία το χρονικό βήμα είναι συνεχές και ίσο με το κρίσιμο χρονικό βήμα της συνολικής ανάλυσης. Το κατάλληλο κρίσιμο χρονικό βήμα για τις δυναμικές αναλύσεις εκτιμάται έτσι ώστε να είναι ακριβής η προσομοίωση της διάδοσης του κύματος και η μείωση του λάθους από την ολοκλήρωση της χρονικής συνάρτησης. Μετά από μια σειρά δοκιμαστικών αναλύσεων ως βέλτιστη λύση από άποψη οικονομίας χρόνου και ακρίβειας επιλέχθηκε η διαίρεση της ανάλυσης σε 2000 βήματα.

Το χρονικό βήμα που χρησιμοποιείται στους δυναμικούς υπολογισμούς είναι σταθερό και ισούται με  $\delta t = \Delta t / (m \cdot n)$ , όπου  $\Delta t$  είναι η διάρκεια της δυναμικής φόρτισης (dynamic time interval),  $m$  είναι η τιμή των μέγιστων βημάτων (max steps) και  $n$  είναι ο αριθμός των υπό-βημάτων (number of sub-steps). Το γινόμενο της τιμής των μέγιστων βημάτων ( $m$ ) με της τιμής των υπό-βημάτων ( $n$ ) έχει ως αποτέλεσμα το συνολικό αριθμό των βημάτων που θα χρησιμοποιηθούν για τη διακριτοποίηση του χρόνου. Είναι σημαντικό να καθοριστεί ένας κατάλληλος αριθμός βημάτων, έτσι ώστε ο δυναμικός παλμός που χρησιμοποιείται στη φόρτιση να καλύπτεται σωστά. Γενικά ο συνολικός αριθμός των βημάτων, που προκύπτει από τις τιμές των μέγιστων βημάτων (max steps) και των υπό-βημάτων (number of sub-steps), θα πρέπει να είναι ο ίδιος με τον συνολικό αριθμό των σημείων των δεδομένων (data points) που χρησιμοποιήθηκαν για τη δυναμική ανάλυση. Στη συγκεκριμένη μελέτη, η διάρκεια της δυναμικής φόρτισης είναι 20s και το χρονικό βήμα που επιβλήθηκε 0,01s, χρησιμοποιήθηκαν λοιπόν 10 υπό-βήματα.

Σε κάθε μη γραμμική ανάλυση που χρησιμοποιείται περιορισμένος αριθμός βημάτων υπολογισμού θα υπάρχει κάποια απόκλιση από την ακριβή λύση, όπως φαίνεται στο **σχήμα 2.4**. Ο σκοπός του αλγορίθμου της λύσης είναι να εξασφαλίσει ότι το σφάλμα της εξίσωσης, τόσο τοπικά όσο και καθολικά, θα παραμείνει εντός ανεκτών ορίων. Το όριο



του λάθους που υιοθετείται από το πρόγραμμα PLAXIS είναι περίπου 1%, μέγεθος κατάλληλο για τις περισσότερες αναλύσεις. Εντός κάθε βήματος, το πρόγραμμα υπολογισμού εξακολουθεί να διεξάγει επαναλήψεις έως ότου τα υπολογιζόμενα σφάλματα να είναι μικρότερα από την καθορισμένη τιμή.

Μια τελευταία καθοριστική παράμετρος αφορά το μέγιστο αριθμό επαναλήψεων (maximum number of iterations) της δυναμικής ανάλυσης. Αυτή η τιμή αντιπροσωπεύει το μέγιστο επιτρεπόμενο αριθμό επαναλήψεων εντός κάθε μεμονωμένου βήματος υπολογισμού. Γενικά η διαδικασία της επίλυσης περιορίζει τον αριθμό των επαναλήψεων που λαμβάνουν χώρα. Αυτή η παράμετρος απαιτείται μόνο για να εξασφαλιστεί ότι ο υπολογιστικός χρόνος δεν θα γίνει υπερβολικός εξαιτίας των σφαλμάτων κατά την διαδικασία της ανάλυσης. Η σταθερή τιμή της παραμέτρου είναι 60 επαναλήψεις.

Τέλος, για αυτή τη φάση της ανάλυσης απαιτούνται νέες συννοριακές συνθήκες στο πρόβλημα σε σχέση με ότι ορίστηκε μέχρι τώρα ώστε να μπορέσει να αναπαρασταθεί η συμπεριφορά στο ελεύθερο πεδίο. Στην πραγματικότητα υπάρχει ένας άπειρος χώρος ο οποίος πρέπει να μετατραπεί σε ένα πεπερασμένο χώρο, όταν δημιουργείται η γεωμετρία. Στο μοντέλο λοιπόν, δημιουργούνται κατάλληλα όρια που προσομοιάζουν το ελεύθερο πεδίο ώστε να απορροφούν την επαύξηση των τάσεων που προκαλείται από τη δυναμική φόρτιση και να μην δημιουργούνται έτσι ψευδής αντανάκλασεις μέσα στο έδαφος. Με βάση αυτή την απαίτηση ορίζονται στο πρόγραμμα PLAXIS τα παρακάτω:

- Τα κάθετα σύνορα του μοντέλου ( $x_{min}$ ,  $x_{max}$ ) διαθέτουν την επιλογή των συζευγμένων βαθμών ελευθερίας (tied degrees of freedom) που αναλύεται στη συνέχεια.
- Τα οριζόντια σύνορα του μοντέλου ( $y_{min}$ ,  $y_{max}$ ) δεν διαθέτουν κάποια επιλογή (none) οπότε εφαρμόζονται οι σταθερές συνθήκες στήριξης.

Οι συζευγμένοι βαθμοί ελευθερίας είναι μόνο διαθέσιμοι για τα κάθετα σύνορα του μοντέλου. Είναι μια επιλογή που συνδέει τους κόμβους όπως φαίνεται στο **σχήμα 2.5**, που βρίσκονται στο ίδιο επίπεδο στο αριστερό και στο δεξί τμήμα των συνόρων του μοντέλου, έτσι ώστε να χαρακτηρίζονται από την ίδια οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση. Βασικές προϋποθέσεις για την εφαρμογή τους είναι να ισχύει ταυτόχρονα και για τα δύο κάθετα σύνορα του μοντέλου, τα οποία θα πρέπει να είναι ταυτόσημα (δηλαδή να έχουν τις ίδιες συντεταγμένες  $y$ ) και να μην εφαρμόζονται στα σύνορα άλλες συνθήκες στήριξης κατά τη διάρκεια της δυναμικής φόρτισης άρα να είναι ελεύθερα στην κίνηση.

### 2.3.4. ΑΠΟΣΒΕΣΗ ΥΛΙΚΩΝ

Η απόσβεση των υλικών στους δυναμικούς υπολογισμούς προκαλείται από τα χαρακτηριστικά ιξώδους του εδάφους, την τριβή και την ανάπτυξη μη αναστρέψιμων παραμορφώσεων. Όλα τα πλαστικά μοντέλα στο πρόγραμμα PLAXIS μπορούν να παράγουν μη αναστρέψιμες πλαστικές παραμορφώσεις κι έτσι να προκαλέσουν απόσβεση στο υλικό. Παρόλα αυτά, αυτή δεν είναι γενικώς αρκετή για να προσομοιωθεί η απόσβεση που χαρακτηρίζει τα πραγματικά εδάφη.

Η απόσβεση Rayleigh είναι μια αριθμητική σχέση στην οποία το μητρώο απόσβεσης  $C$  συντίθεται προσθέτοντας ένα ποσοστό του μητρώου μάζας  $M$  και ένα ποσοστό του μητρώου ακαμψίας  $K$ :

$$C = \alpha M + \beta K \quad (2.5)$$

Οι παράμετροι  $\alpha$  και  $\beta$  είναι οι συντελεστές Rayleigh,  $\alpha$  είναι η παράμετρος που καθορίζει την επιρροή της μάζας στην απόσβεση του συστήματος ενώ  $\beta$  καθορίζει την επιρροή της ακαμψίας στην απόσβεση του συστήματος. Όσο υψηλότερη είναι η  $\alpha$  τόσο περισσότερο αποσβήνουν οι χαμηλότερες συχνότητες, ενώ όσο υψηλότερη είναι η  $\beta$  τόσο περισσότερο αποσβήνουν οι υψηλότερες συχνότητες. Με αυτό τον τρόπο, τα ιξώδη χαρακτηριστικά της απόσβεσης μπορούν να περιγραφούν για κάθε μεμονωμένο υλικό στο μοντέλο των πεπερασμένων στοιχείων.

Παρά την αξιοσημείωτη έρευνα στο πεδίο της δυναμικής, λίγα έχουν επιτευχθεί ακόμη στη επίτευξη μια κοινώς αποδεκτής διαδικασίας επίλυσης για τον καθορισμό των παραμέτρων απόσβεσης. Αντί γι αυτό, για λόγους μηχανικής, έχουν θεωρηθεί κάποια μέτρα για την απόσβεση των υλικών. Μια διαδεδομένη μηχανική παράμετρος είναι ο λόγος απόσβεσης  $\xi$ .

Θεωρώντας απόσβεση Rayleigh, η σχέση που αποδεικνύεται μεταξύ του λόγου απόσβεσης  $\xi$  και των παραμέτρων  $\alpha$  και  $\beta$  είναι:

$$\alpha + \beta \omega^2 = 2\omega\xi \quad \text{and} \quad \omega = 2\pi f \quad (2.6)$$

όπου  $\omega$  είναι η γωνιακή συχνότητα (rad/s) και  $f$  είναι η συχνότητα (1/s).

Στις αναλύσεις αυτής της μελέτης για την προσομοίωση της απόσβεσης των όλων εδαφών χρησιμοποιήθηκαν τιμές παραμέτρων  $\alpha=0.08378$  και  $\beta=4.244 \cdot 10^{-3}$ , που δίνει απόσβεση  $\xi = 2\%$ . Το διάγραμμα απόσβεσης και συχνότητας φαίνεται στο **σχήμα 2.6**.

### **3. ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΕΔΑΦΩΝ**

#### **3.1. ΜΟΝΤΕΛΟ UBC3D-PLM**

##### **3.1.1. ΓΕΝΙΚΑ**

Το καταστατικό μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση του εδάφους στα μη συνεκτικά κορεσμένα εδάφη υπό αστράγγιστες συνθήκες σε ανακυκλική διατμητική φόρτιση είναι το UBC3D-PLM. Πρόκειται για μια γενικευμένη διατύπωση του πρωτότυπου 2D-UBCSAND μοντέλου που εισήχθη από τους Puebla et al (1997). Η αρχική 3D εκτέλεση στο PLAXIS παρουσιάστηκε από τον Tsegaye (2010).

Το μοντέλο UBCSAND είναι ένα απλό 2D μοντέλο που αναπτύχθηκε ειδικά για την πρόβλεψη της συμπεριφοράς στη ρευστοποίηση της άμμου. Εκτός από την απλότητα του, το μοντέλο έχει επαληθευτεί σε διάφορες εφαρμογές που σχετίζονται με τη ρευστοποίηση. Πολλές από τις ελαστοπλαστικές λειτουργίες σε αυτό το μοντέλο υπάρχουν ήδη στην βιβλιογραφία της μηχανικής των εδαφών. Ιδιαίτερο χαρακτηριστικό του είναι ίσως ο κανόνας σκλήρυνσης (hardening rule), που είναι ένας υπερβολικός νόμος που σχετίζει την αύξηση της ενεργοποιημένης τριβής με την πλαστική τάση διάτμησης. Το πρωτότυπο 2D μοντέλο χρησιμοποιεί τη θεωρία αστοχίας Mohr-Coulomb και μια αντίστοιχη μη συνδεδεμένη πλαστική δυναμική λειτουργία. Ο νόμος ροής (flow rule) βασίζεται στη γνωστή διατύπωση του Rowe για τη διαστολή των τάσεων με κάποια τροποποίηση.

Το νέο μοντέλο, που κυρίως βασίζεται στις ελαστοπλαστικές λειτουργίες που αναφέρθηκαν ως εδώ, έχει θεωρηθεί μια γενικευμένη 3D σύνθεση του παραπάνω. Σε αυτή τη περίπτωση χρησιμοποιείται το μοντέλο Mohr-Coulomb για την κατάσταση της αστοχίας, αλλά σε ένα γενικευμένο εντατικό πεδίο. Ο νόμος ροής που χρησιμοποιήθηκε από τους Byrne et al στο UBCSAND μοντέλο είναι μια καλή εκτίμηση του νόμου του Rowe για τη διαστολή των τάσεων. Για ενεργοποιημένη γωνία τριβής κάτω από την κρίσιμη, ο νόμος της ροής είναι λιγότερο συστολικός από του Rowe και για πάνω από την κρίσιμη είναι περισσότερος συστολικός. Ο νόμος ροής μειώνει την ισχυρή συστολική αίσθηση στις μικρότερες ενεργοποιημένες γωνίες τριβής και γενικά για συστολικά δείγματα μειώνει τη γωνία διαστολής κάτω από τη γωνία τριβής της κρίσιμης κατάστασης. Για να μειωθεί αυτός ο περιορισμός, ο τροποποιημένος νόμος ροής μπορεί να χρησιμοποιηθεί για ενεργοποιημένη γωνία τριβής κάτω από τη γωνία τριβής της κρίσιμης κατάστασης και η ακριβής σύνθεση του Rowe πάνω από την γωνία τριβής της κρίσιμης κατάστασης. Τα κριτήρια επαναφόρτισης-αποφόρτισης στο 3D μοντέλο είναι σχετικά πιο περίπλοκα από ότι στο 2D. Σε αυτό το μοντέλο, μια απλή διαδικασία που βασίζεται στην ενεργοποιημένη γωνία τριβής χρησιμοποιείται για να προσομοιώσει αποκρίσεις για αντιστροφή φορτίου και αλλαγή κατεύθυνσης. Γενικώς, το μοντέλο είναι ικανό να αναπαράγει ποικίλα εντατικά μονοπάτια υπό διάφορες συνθήκες.

### 3.1.2. ΒΑΣΙΚΕΣ ΕΛΑΣΤΟΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΕΣ

#### 3.1.2.1.ΕΠΙΦΑΝΕΙΕΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω σε αυτό το μοντέλο χρησιμοποιείται η γνωστή επιφάνεια αστοχίας Mohr-Coulomb, που εμπλέκει τις μέγιστες και τις ελάχιστες εντατικές συνιστώσες στο πεδίο των κύριων τάσεων. Η κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας στο μοντέλο δίνεται από τη σχέση:

$$f_m = \frac{\sigma'_{max} - \sigma'_{min}}{2} - \left( \frac{\sigma'_{max} + \sigma'_{min}}{2} + c' \cot \phi'_p \right) \sin \phi_{mob} \quad (2.7)$$

Η παραπάνω ισότητα προέρχεται από το κριτήριο αστοχίας που χρησιμοποιεί την μέγιστη και ελάχιστη κύρια τάση όπως και την ενεργοποιημένη γωνία τριβής. Για τον υπολογισμό αυτής της σχέσης οι κύριες τάσεις ταξινομούνται ως εξής:

$$-\sigma_1 \geq -\sigma_2 \geq -\sigma_3 \quad (2.8)$$

Κατά την απεικόνιση της επιφάνειας αστοχίας σε πεδίο p-q τάσεων, όπως φαίνεται στο **σχήμα 2.7**, το σημείο τομής της επιφάνειας αστοχίας με τον άξονα των ενεργών τάσεων p ονομάζεται κορυφαία γωνία και καθορίζεται από τον όρο  $c \cot \phi_p$ . Συνήθως σε κοκκώδη εδάφη, η συνοχή είναι μηδενική, οπότε η τομή θα τοποθετούνταν στην αρχή των αξόνων (0,0).

Όταν η εντατική κατάσταση είναι εντός του διαστήματος που ορίζεται από τις επιφάνειες αστοχίας θεωρείται ελαστική συμπεριφορά. Παρόλα αυτά, όταν το εντατικό μονοπάτι ακουμπήσει την επιφάνεια αστοχίας αρχίζει να εμφανίζεται πλαστικότητα. Πλέον υπάρχουν δυο επιφάνειες αστοχίας ώστε να υπάρχει διάκριση μεταξύ της πρωτεύουσας και της δευτερεύουσας φόρτισης και εξασφάλιση της ομαλής μετάβασης στη ρευστοποιημένη κατάσταση.

Αντίστοιχα, σε όρους τ-σ, όπως φαίνεται στο **σχήμα 2.8**, το έδαφος θεωρείται ελαστικό όταν βρίσκεται κάτω από την περιβάλλουσα αστοχίας (strength envelope) και πλαστικό όταν βρίσκεται επί αυτής. Η πλαστική επαυξητική διαμητρική παραμόρφωση  $d_v^P$  και η πλαστική επαυξητική ογκομετρική παραμόρφωση  $de^P_v$  συνδέονται μεταξύ τους μέσω της γωνίας διαστολικότητας  $\psi$ . Πρόκειται για μια πραγματικά πολύ απλή προσέγγιση της εδαφικής συμπεριφοράς, αφού στην πραγματικότητα πλαστικές παραμορφώσεις λαμβάνουν χώρα και για επίπεδα τάσεων χαμηλότερα από την περιβάλλουσα. Σε αυτό το μοντέλο λοιπόν για να ληφθούν υπόψη αυτές οι πλαστικοποιήσεις, οι καμπύλες αστοχίας θεωρούνται ακτινικές γραμμές συνεχούς λόγου τάσεων, σύμφωνα με το **σχήμα 2.9**.

#### 3.1.2.2.ΕΛΑΣΤΟΠΛΑΣΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΚΑΙ Ο ΝΟΜΟΣ ΣΚΛΗΡΥΝΣΗΣ

Η ελαστική συμπεριφορά που εμφανίζεται εντός της επιφάνειας αστοχίας κυβερνάται από έναν μη γραμμικό νόμο. Δυο παράμετροι, που εξαρτώνται από την ένταση, καθορίζουν τη μη γραμμική συμπεριφορά: το ελαστικό μέτρο ισότροπης συμπίεσης K

(elastic bulk modulus) και το ελαστικό μέτρο διάτμησης  $G$  (elastic shear modulus). Με τις εξής σχέσεις:

$$K = K_B^e P_A \left( \frac{p}{P_{ref}} \right)^{me} \quad (2.9)$$

$$G = K_G^e P_A \left( \frac{p}{P_{ref}} \right)^{ne} \quad (2.10)$$

Αναλυτικότερα, ισχύει:

$K_B^e$  το μέτρο ισότροπης συμπίεσης

$K_G^e$  το μέτρο διάτμησης

$ne, me$  παράμετροι που καθορίζουν το βαθμό εξάρτησης της τάσης από την ακαμψία

$p_{ref}$  το εντατικό επίπεδο αναφοράς, γενικά λαμβάνεται ίσο με την ατμοσφαιρική πίεση ( $P_A=100$  KPa)

Πλήρης ελαστική συμπεριφορά προβλέπεται από το μοντέλο κατά τη διάρκεια της διαδικασίας της αποφόρτισης. Η επαναφόρτιση συνοδεύεται από πλαστική συμπεριφορά, αλλά με αυξημένο το πλαστικό μέτρο διάτμησης.

Όταν το επίπεδο των τάσεων φτάνει την επιφάνεια αστοχίας, προβλέπεται πλαστική συμπεριφορά, αφού το εντατικό σημείο δεν επιστρέφει αμέσως πίσω στην ελαστική ζώνη. Πιο συγκεκριμένα, η πλαστική σκλήρυνση που βασίζεται στην σκλήρυνση των κύριων τάσεων χρησιμοποιείται σε αυτό το μοντέλο. Ο νόμος σκλήρυνσης κυβερνάται από μια ποσότητα πλαστικών παραμορφώσεων (ανεπανόρθωτη παραμόρφωση) ως αποτέλεσμα του μετασχηματισμού της δύναμης διάτμησης ( $\sin\phi_{mod}$ ). Η ενεργοποιημένη γωνία τριβής, λαμβάνεται από το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb και δίνεται από τη σχέση:

$$\sin \phi_{mob} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} = \frac{t_{mob}}{s'} \quad (2.11)$$

Αναλυτικότερα, ισχύει:

$t_{mob}$  η ενεργοποιημένη διατμητική τάση και

$s$  η μέση ενεργή τάση

Ο υπερβολικός νόμος σκλήρυνσης (Beaty και Byrne,1998) παρουσιάζεται στο **σχήμα 2.10**. Αναφέρεται στην ημιτονοειδή αύξηση της ενεργοποιημένης γωνίας τριβής στην αύξηση της πλαστικής διατμητικής παραμόρφωσης, όπως ακολουθεί (Puebla et al., 1997):

$$\delta\gamma^p = \left(\frac{1}{G^*}\right) \delta \sin \phi_{mob} \quad (2.12)$$

$$G^* = k_G^p \left(\frac{p'}{P_A}\right)^{np} \left\{1 - \left(\frac{\sin \phi_{mob}}{\sin \phi_{peak}}\right) R_F\right\}^2 \quad (2.13)$$

Αναλυτικότερα, ισχύει:

$K_G^p$  το πλαστικό μέτρο κράτυνσης

$np$  ο εκθέτης του πλαστικού μέτρο κράτυνσης με το βάθος

$\phi_{peak}$  η κορυφαία γωνία τριβής

$R_f$  ο ρυθμός αστοχίας  $n_f/n_{ult}$  που κυμαίνεται από 0,5 έως 1,0, που  $n_f$  είναι ο λόγος της τάσης στην αστοχία και  $n_{ult}$  είναι ο ασυμπτωτικός λόγος των τάσεων από την καλύτερη υπερβολική εφαρμογή.

Ο νόμος σκλήρυνσης όπως διατυπώθηκε από τον Tsegaye (2010) στο μοντέλο UBC3D-PLM δίνεται ως:

$$d \sin \phi_{mob} = 1.5 K_G^p \left(\frac{p}{p_A}\right)^{np} \frac{p_A}{p_m} \left(1 - \frac{\sin \phi_{mob}}{\sin \phi_{peak}} R_f\right)^2 d\lambda \quad (2.14)$$

που  $d\lambda$  είναι ο πολλαπλασιαστής της πλαστικής αύξησης των τάσεων.

### 3.1.2.3. ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ

Η πλαστική δυναμική λειτουργία καθορίζει την πλαστική τάση. Ένας μη συνδεδεμένος νόμος ροής βασισμένος στην πλαστική δυναμική λειτουργία του Drucker - Prager χρησιμοποιείται στο μοντέλο UBC3D-PLM (TSEGAYE, 2010) και διατυπώνεται ως εξής:

$$g = q - a (p' + c \cot \phi_p) \quad (2.15)$$

$$a = \frac{\sqrt{3} \sin \psi_{mob}}{\cos \theta + \frac{\sin \theta \sin \psi}{\sqrt{3}}} \quad (2.16)$$

που  $\theta=30^\circ$  επειδή η επιφάνεια Drucker-Prager καθορίζεται στο σημείο συμπίεσης.

### 3.1.2.4. ΝΟΜΟΣ ΡΟΗΣ

Στο μοντέλο UBC3D-PLM χρησιμοποιείται ο νόμος ροής του αρχικού μοντέλου UBCSAND, που προέρχεται από ενεργειακές εκτιμήσεις των Puebla et al. (1997). Ο νόμος ροής βασίζεται σε τρεις παρατηρήσεις:

1. Υπάρχει ένας μοναδικός λόγος τάσεων, που καθορίζεται από την παραμένουσα γωνία τριβής, για την οποία οι πλαστικές διατμητικές παραμορφώσεις δεν προκαλούν πλαστικές ογκομετρικές παραμορφώσεις.
2. Λόγοι τάσεων που βρίσκονται κάτω από το  $\sin\phi_{cv}$  παρουσιάζουν συστολική συμπεριφορά, ενώ λόγοι τάσεων που βρίσκονται πάνω από αυτή την τιμή οδηγούν σε διαστολική απόκριση
3. Το μέγεθος της συστολής ή διαστολής κάθε στιγμή εξαρτάται από τη διαφορά μεταξύ του τρέχοντος λόγου τάσεων και του λόγου τάσεων στο  $\sin\phi_{cv}$ .

Η σχέση δίνεται παρακάτω:

$$d\epsilon_v^p = \sin\psi_m d\gamma^p \quad (2.17)$$

$$\sin\psi_m = \sin\phi_m - \sin\phi_{cv} \quad (2.18)$$

που  $d\epsilon_v^p$  είναι η πλαστική μεταβολή της ογκομετρικής παραμόρφωσης και  $\phi_{cv}$  είναι η παραμένουσα γωνία τριβής. Η γωνία διαστολικότητας  $\psi$  βασίζεται σε εργαστηριακά δεδομένα και υπολογίζεται ως:

$$\sin\psi = \sin\phi_{mod} - \sin\phi_{cv} \quad (2.19)$$

Μια γραφική απεικόνιση του νόμου ροής φαίνεται στο **σχήμα 2.11**.

### 3.1.3. ΣΥΝΟΨΗ ΤΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ

Οι παράμετροι που απαιτούνται για τον ορισμό του εδάφους του μοντέλου UBC3D-PLM στο πρόγραμμα PLAXIS είναι οι εξής:

- $\phi_{cv}$  η παραμένουσα γωνία τριβής
- $\phi_{peak}$  η κορυφαία γωνία τριβής
- $c$  η συνοχή του εδάφους
- $K_B^e$  το μέτρο συμπίεσης για τάση ίση με 100 KPa
- $K_G^e$  το μέτρο διάτμησης για τάση ίση με 100 KPa
- $K_G^p$  το πλαστικό μέτρο κράτυνσης
- $m_e$  ο εκθέτης του ελαστικού μέτρου συμπίεσης με τιμή 0,5

- $n_e$  ο εκθέτης του ελαστικού μέτρου διάτμησης με τιμή 0,5
  - $n_p$  ο εκθέτης του πλαστικού μέτρου διάτμησης με τιμή 0,4
  - $R_f$  ο ρυθμός αστοχίας που περιορίζει την υπερβολική σχέση
  - $P_A$  η ατμοσφαιρική πίεση
  - $fac_{hard}$  ο πολλαπλασιαστής που καθορίζει την μεταβολή του  $K^p_G$  κατά την επαναφόρτιση. Όταν είναι μεγαλύτερο της μονάδας τότε το  $K^p_G$  αυξάνεται και το έδαφος γίνεται πιο άκαμπτο, ενώ όταν είναι μικρότερο της μονάδας το έδαφος γίνεται πιο μαλακό.
  - $N1_{60}$  ο διορθωμένος αριθμός κτύπων SPT του εδάφους
  - $fac_{post}$  η παράμετρος που προσομοιάζει τη συμπεριφορά του ρευστοποιημένου εδάφους
  - $\sigma_t$  η τάση αποκοπής που λαμβάνεται ίση με μηδέν
- Τέλος, όταν η σταθερά  $R_u$  ισούται με τη μονάδα τότε το έδαφος είναι ρευστοποιημένο και υπολογίζεται ως εξής:

$$r_u = \frac{\sigma'_{vertical,i} - \sigma'_{vertical,c}}{\sigma'_{vertical,i}} \quad (2.20)$$

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

### 3.2. ΜΟΝΤΕΛΟ MOHR-COULOMB

Το καταστατικό μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση του εδάφους στα συνεκτικά κορεσμένα εδάφη υπό αστράγγιστες συνθήκες σε ανακυκλική διατμητική φόρτιση αλλά και για τις διεπιφάνειες που ορίσαμε στο πρόβλημα είναι το Mohr-Coulomb.

Τα εδάφη συμπεριφέρονται περισσότερο μη γραμμικά όταν επιβάλλουμε σε αυτά τάσεις ή παραμορφώσεις. Στην πραγματικότητα η ακαμψία του εδάφους εξαρτάται τουλάχιστον από το εντατικό μονοπάτι, το επίπεδο της έντασης και το επίπεδο της παραμόρφωσης. Μερικά από αυτά τα χαρακτηριστικά συμπεριλαμβάνονται στα αναβαθμισμένα εδαφικά μοντέλα του PLAXIS. Παρόλα αυτά το συγκεκριμένο μοντέλο είναι ένα απλό και γνωστό γραμμικώς ελαστικό απολύτως πλαστικό μοντέλο, που μπορεί να χρησιμοποιηθεί σαν μια πρώτη προσέγγιση της εδαφικής συμπεριφοράς. Το γραμμικώς ελαστικό μέρος του μοντέλου βασίζεται στο νόμο του Hooke της ιστροπικής ελαστικότητας. Το απολύτως πλαστικό μέρος βασίζεται στο κριτήριο αστοχίας του Mohr-Coulomb, τροποποιημένο σε μια μη συνδεόμενη πλαστική δομή.

Η πλαστικότητα περιλαμβάνει την ανάπτυξη ανεπανόρθωτων παραμορφώσεων. Για να εκτιμήσουμε το αν εμφανίζεται πλαστικότητα ή όχι σε μια εφαρμογή, μια συνάρτηση αστοχίας  $f$  εισάγεται ως συνάρτηση της τάσης και της παραμόρφωσης. Η πλαστική αστοχία σχετίζεται με τη συνθήκη  $f=0$ . Η συνθήκη συχνά μπορεί να παρουσιαστεί ως μια επιφάνεια στο πεδίο των κύριων τάσεων. Το πλήρως πλαστικό μοντέλο είναι ένα καταστατικό μοντέλο με μια σταθερή επιφάνεια αστοχίας, δηλαδή αυτήν που ορίζεται



πλήρως από τις παραμέτρους του μοντέλου και δεν επηρεάζεται από την πλαστική παραμόρφωση. Για εντατικές καταστάσεις που απεικονίζονται από σημεία εντός της επιφάνειας αστοχίας, η συμπεριφορά είναι καθαρά ελαστική και όλες οι παραμορφώσεις είναι αναστρέψιμες.

Το μοντέλο αυτό απαιτεί συνολικά πέντε παραμέτρους, οι οποίες είναι γενικώς οικείες και μπορούν να γίνουν γνωστές από βασικές δοκιμές σε εδαφικά δείγματα. Αυτές οι παράμετροι του εδάφους λοιπόν είναι οι εξής:

- Ε μέτρο του Young
- $\nu$  ο λόγος Poisson
- $c$  η συνοχή
- $\phi$  γωνία τριβής
- $\psi$  γωνία διαστολικότητας
- $\sigma_t$  η τάση αποκοπής και η αντοχή εφελκυσμού

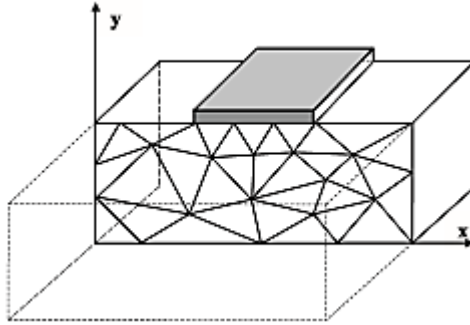
Το μοντέλο βέβαια δίνει τη δυνατότητα στο χρήστη να εισάγει και άλλες παραμέτρους με σκοπό είτε να εμπλουτίσει το πρόβλημα είτε να εκμεταλλευτεί διαφορετικά δεδομένα που τυχόν έχει συλλέξει (π.χ. μέτρο διάτμησης  $G$ , οδομετρικό μέτρο  $E_{oed}$ , τις κυματικές ταχύτητες  $V_s$  και  $V_p$ , “ενεργές” παράμετροι του προβλήματος ανάλογα με τις συνθήκες στράγγισης).

Όταν χρησιμοποιούμε το μοντέλο αυτό σε δυναμικές αναλύσεις, οι παράμετροι της ακαμψίας πρέπει να επιλεγθούν με τέτοιο τρόπο ώστε το μοντέλο να προβλέπει σωστά τις κυματικές ταχύτητες του εδάφους. Αυτό γενικά απαιτεί μια πολύ περισσότερο μικρή τάση ακαμψίας σε σχέση με την ακαμψία σε επίπεδο μηχανικής τάσης. Όταν μελετάμε μια δυναμική ή ανακυκλική φόρτιση, το μοντέλο Mohr-Coulomb μπορεί να παράγει πλαστικές παραμορφώσεις αν το εντατικό σημείο φτάσει το κριτήριο αστοχίας, που θα οδηγήσει σε απόσβεση των δυναμικών αναλύσεων. Παρόλα αυτά, πρέπει να σημειωθεί ότι οι εντατικοί κύκλοι εντός της επιφάνειας αστοχίας θα παράγουν μόνο ελαστικές παραμορφώσεις και όχι στερεητική απόσβεση, ούτε συσσώρευση των παραμορφώσεων ή των πιέσεων πόρων ή της ρευστοποίησης. Για να προσομοιώσουμε τα χαρακτηριστικά της απόσβεσης του εδάφους στην κυκλική φόρτιση, πρέπει να οριστεί η απόσβεση Rayleigh.

Λόγω της απλότητας του ως προς τη θεωρία στην οποία βασίζεται το μοντέλο οι υπολογισμοί γίνονται σχετικά γρήγορα και μπορούν να δώσουν μια πρώτη εικόνα των παραμορφώσεων. Για τους λόγους αυτούς ακριβώς χρησιμοποιείται για την προσέγγιση των διεπιφανειών, αφού δεν απαιτείται μεγάλη ακρίβεια για τον υπολογισμό των μετακινήσεων και των υπόλοιπων χαρακτηριστικών απόκρισης.



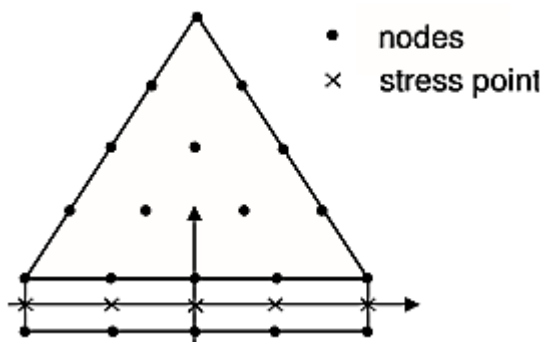
## ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 2: ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ



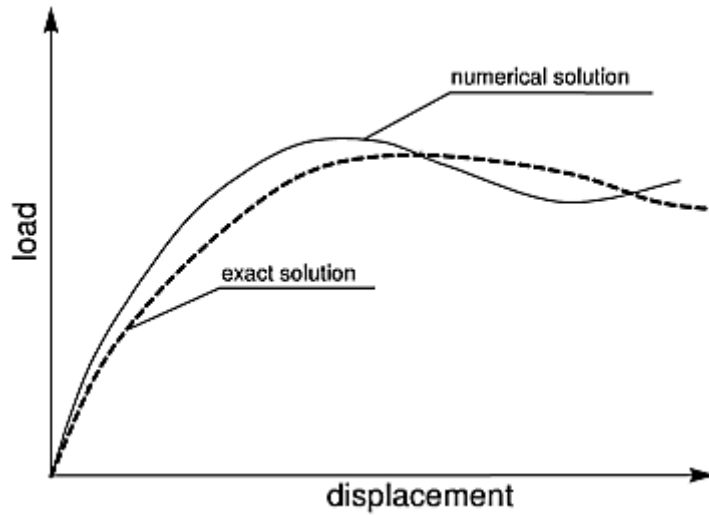
**Σχήμα 2.1:** Παράδειγμα επίπεδης παραμόρφωσης με δύο βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο.



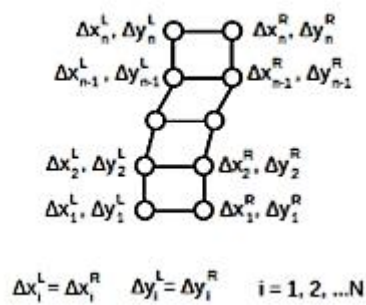
**Σχήμα 2.2:** Κόμβοι και σημεία ολοκλήρωσης των 15-κομβικών πεπερασμένων στοιχείων εδάφους.



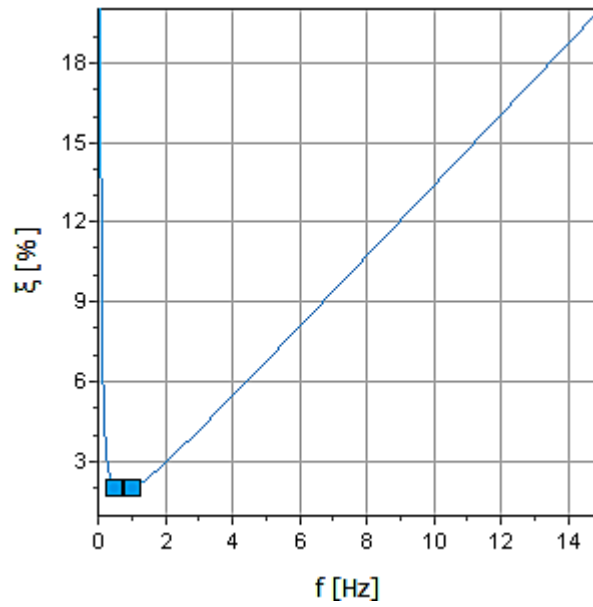
**Σχήμα 2.3:** Κόμβοι και σημεία ολοκλήρωσης στοιχείων διεπιφάνειας και σύνδεση τους με στοιχείο εδάφους, για 15-κομβικά πεπερασμένα στοιχεία εδάφους.



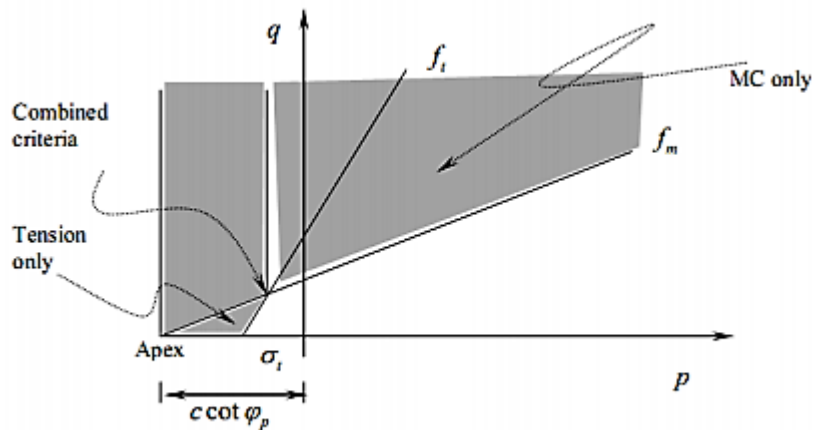
**Σχήμα 2.4:** Παράδειγμα απόκλισης αριθμητικής λύσης και ακριβούς λύσης ανάλυσης.



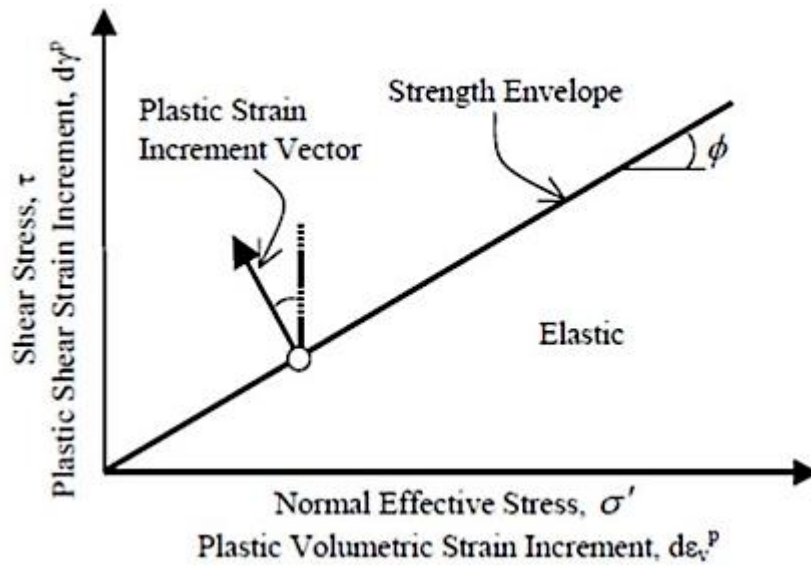
**Σχήμα 2.5:** Σχηματική απεικόνιση πεπερασμένων στοιχείων με συζευγμένους βαθμούς ελευθερίας (tied degrees of freedom).



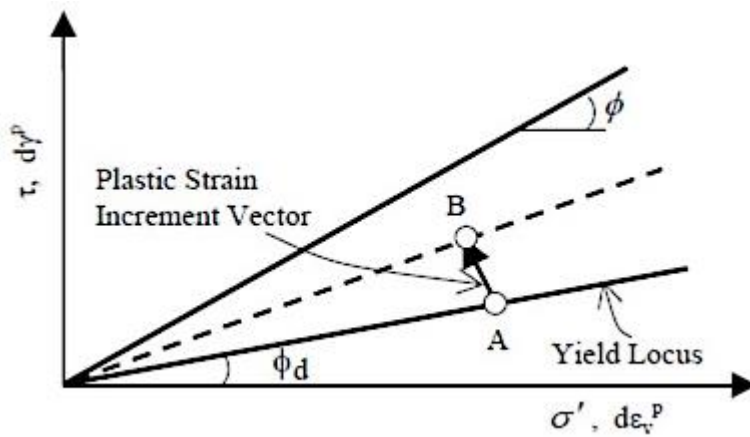
**Σχήμα 2.6:** Διάγραμμα σχέσης απόσβεσης ( $\xi$ ) – συχνότητας ( $f$ ) που εφαρμόστηκε στο μοντέλο των αναλύσεων.



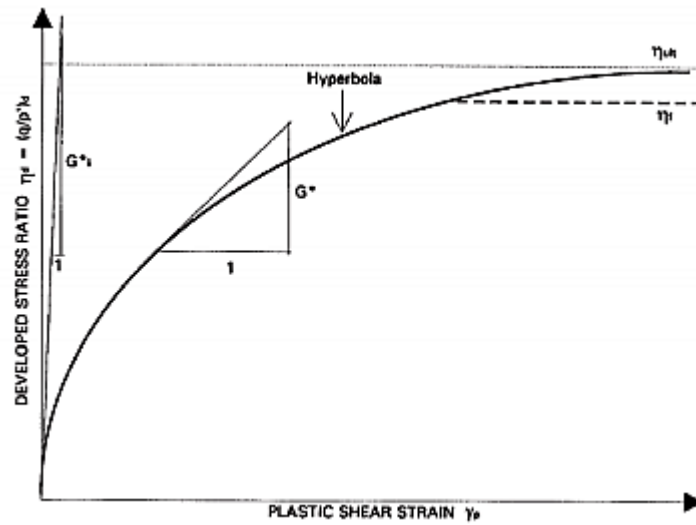
**Σχήμα 2.7:** Απεικόνιση της επιφάνειας αστοχίας σε πεδίο τάσεων  $p$ - $q$ , σύμφωνα με τον Tseqaye (2010).



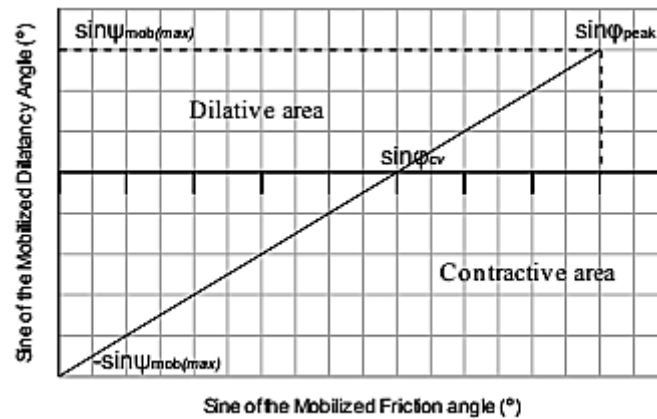
Σχήμα 2.8: Απεικόνιση περιβάλλουσας αστοχίας σύμφωνα με τη θεωρία Mohr-Coulomb.



Σχήμα 2.9: Απεικόνιση καμπύλων αστοχίας σύμφωνα με το μοντέλο UBC3D-PLM.



**Σχήμα 2.10:** Ο αρχικός νόμος σκλήρυνσης (Hardening Rule) του μοντέλου UBCSAND όπως διατυπώθηκε από τους Beaty και Byrne (1998).



**Σχήμα 2.11:** Γραφική αναπαράσταση από τον τροποποιημένο νόμο ροής (Flow Rule) του Rowe όπως χρησιμοποιείται στο μοντέλο UBC3D-PLM.







***ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3:  
ΑΝΑΛΥΣΗ ΙΣΤΟΡΙΚΟΥ  
ΠΕΡΙΣΤΑΤΙΚΟΥ***



## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΑΝΑΛΥΣΗ ΙΣΤΟΡΙΚΟΥ ΠΕΡΙΣΤΑΤΙΚΟΥ**

### **1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ**

Στις 26 Ιανουαρίου και στις 3 Φεβρουαρίου του 2014 το νησί της Κεφαλονιάς δέχθηκε δύο σεισμικές δονήσεις μεγέθους  $M_w = 6.1$  και  $M_w = 6.0$ , αντιστοίχως. Τα επίκεντρα των σεισμών φαίνονται στο **σχήμα 3.1**. Πρόκειται για μια περιοχή με υψηλή σεισμικότητα, γεγονός του οφείλεται στο μεγάλης έκτασης δεξιόστροφο ρήγμα οριζόντιας μετατόπισης (Cephalonia Transformation Fault, CFT), το οποίο αποτελεί κύριο τεκτονικό σύνορο του Ελληνικού Τόξου (Hellenic Arc) στα νότια και της Αδριατικής Πλάκας (Adriatic Micro plate) στα βόρεια, και διέρχεται από το δυτικό άκρο του νησιού. Τα παραπάνω απεικονίζονται στο **σχήμα 3.2**.

Στο παρελθόν το νησί έχει υποφέρει από πολλούς σεισμούς, άλλοτε ιδιαίτερα καταστροφικούς και άλλοτε λιγότερο. Τον Αύγουστο του 1953 τα νησιά Κεφαλονιά, Ιθάκη και Κέρκυρα δονήθηκαν από τρεις διαδοχικούς σεισμούς στις 9, 11 και 12 Αυγούστου μεγέθους  $M_w = 6.4$ ,  $M_w = 6.6$  και  $M_w = 7.2$ , αντίστοιχα. Οι σεισμοί αυτοί, αλλά και όλοι όσοι ακολούθησαν και προηγήθηκαν, προκάλεσαν περίπου 500 θανάτους και κατάρρευση σχεδόν των μισών μονοκατοικιών και διώροφων κτιρίων. Στο **σχήμα 3.3** υπάρχουν κάποιες ενδεικτικές εικόνες των καταστροφών που προκάλεσαν τα παραπάνω περιστατικά. Αυτά τα γεγονότα ήταν η αφορμή για την ανάπτυξη του Ελληνικού Σεισμικού Κανονισμού (1959) και ίσως για την υιοθέτηση των τόσο συντηρητικών και ανθεκτικών πρακτικών στις κατασκευές από τότε και στο εξής.

Οι πρακτικές αυτές που ακολουθήθηκαν στις κατασκευές μετά τις αστοχίες του 1953 έπαιξαν πολύ θετικό ρόλο στους σεισμούς του 2014, οι οποίοι είχαν κυρίως “τοπικό” χαρακτήρα καθώς όλες οι αστοχίες εμφανίστηκαν στη δυτική χερσόνησο της Παλικής. Δεν υπήρχαν θάνατοι εξαιτίας του σεισμού και τα κτίρια απέκτησαν μόνο κάποιες “λειτουργικές” ζημιές, με κάποιες εξαιρέσεις φυσικά. Από την άλλη βέβαια, οι γεωτεχνικές αστοχίες ήταν αξιοσημείωτες, αφού έλαβαν χώρα κατολισθήσεις και πτώσεις βράχων όπως επίσης φαινόμενα ρευστοποίησης και μετατοπίσεις των κρηπιδοτοίχων των λιμένων. Τέλος, παρατηρήθηκαν αστοχίες σε όλων των ειδών τα μνημεία, πολλά αγάλματα στη χερσόνησο, στο νεκροταφείο και στις εκκλησίες, σε εξοπλισμό γραφείου και σε οικιακά αντικείμενα παρατηρήθηκαν ανατροπές και σοβαρές μετακινήσεις. Οι αστοχίες που αναφέρθηκαν παραπάνω φαίνονται στο **σχήμα 3.4**.

Η συγκεκριμένη μελέτη επικεντρώνεται στην σεισμική ανάλυση της συμπεριφοράς των λιμενικών κρηπιδοτοίχων του Ληξουρίου. Γενικότερα εντοπίστηκαν σημαντικές μετατοπίσεις και κινήσεις βράχων στους τοίχους, σε συνδυασμό με εκτεταμένες ρωγμές στις προβλήτες παράλληλες με την ακτογραμμή, φαινόμενα που σχετίζονται με τη ρευστοποίηση (liquefaction) και την πλευρική εξάπλωση (lateral spreading). Η δεύτερη σεισμική δόνηση ενίσχυσε τις παραπάνω αστοχίες, ενώ σε κάποιες περιπτώσεις προκάλεσε και νέα φαινόμενα που παρατηρήθηκαν στο έδαφος.

## **2. ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΚΑΤΑΓΡΑΦΕΣ ΠΕΡΙΣΤΑΤΙΚΟΥ**

Η χερσόνησος της Παλικής, όπως προαναφέρθηκε, ήταν αυτή που δονήθηκε περισσότερο από τους διαδοχικούς σεισμούς του 2014. Τα ισχυρά επιταχυνσιογραφήματα που καταγράφηκαν στην πόλη του Ληξουρίου (για τα δύο γεγονότα) και στο χωριό Χαβριάτα (για το δεύτερο γεγονός μόνο) παρουσιάζονται στο **σχήμα 3.5**. Επιπλέον στο ίδιο σχήμα εμφανίζονται οι χρονοϊστορίες των ταχυτήτων, καθώς επίσης στο **σχήμα 3.6** τα φάσματα αποκρίσεως της επιτάχυνσης για απόσβεση 5% που αναπτύχθηκαν για την ισχυρότερη συνιστώσα της κάθε καταγραφής. Κάποιες βασικές παρατηρήσεις που προκύπτουν είναι οι εξής:

- Όλες οι καταγραφές παρουσιάζουν υψηλά επίπεδα επιτάχυνσης, ειδικά στο σεισμό του Φεβρουαρίου.
- Από όλες τις καταγραφές αυτή που ξεχωρίζει περισσότερο είναι του Ληξουρίου (LXR) λόγω των μεγάλων ταχυτήτων που αναπτύσσονται ( $PVG \approx 1.2$  m/s) που έχουν ως αποτέλεσμα ένα φάσμα απόκρισης πλούσιο σε μακρό-περίοδες συνιστώσες.
- Η διέγερση της Χαβριάτας (CHV) έχει τις ισχυρότερες μικρό-περίοδες συνιστώσες που έχουν ως συνέπεια την μεγαλύτερη επιτάχυνση, 0.73g, και τις υψηλότερες μικρό-περίοδες επιταχύνσεις του φάσματος απόκρισης, φτάνοντας την τιμή  $SA \approx 2,5g$ .

## **3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΛΙΜΕΝΑ ΛΗΞΟΥΡΙΟΥ**

Το λιμάνι βρίσκεται στο παραλιακό τμήμα ανατολικά του Ληξουρίου και το μέτωπο του έχει έκταση 400 m. Η κάτοψη του λιμανιού φαίνεται στο **σχήμα 3.7** και πιο αναλυτικά περιγράφεται ως εξής:

- Λιμενολεκάνη συνολικού εμβαδού 110 στρεμμάτων.
- Βόρειος υπήνεμος μόλος (τμήμα Α-Β-Γ-Δ-Ε-Ζ-Η-Θ-Ι), συνολικού μήκους 250 m.

- Δυτικό κρηπίδωμα (τμήμα Ι-Κ-Λ-Μ-Ο-Π), συνολικού μήκους 380 m.
- Κεντρική προβλήτα στο δυτικό κρηπίδωμα (τμήμα Μ-Ν-Ξ-Ο), μήκους 66 m και πλάτους 48 m.
- Νότιος προσήνεμος μόλος (τμήμα Π-Ρ-Σ), συνολικού μήκους 285 m.
- Ανατολικός κυματοθραύστης από λιθορριπές, συνολικού μήκους 320 m.

Τα κρηπιδώματα έχουν κατασκευαστεί με κατακόρυφα μέτωπα από τεχνητούς ογκόλιθους, οι οποίοι εδράζονται επάνω σε εξυγιαντική στρώση. Τα βάθη της λιμενολεκάνης μπροστά στο βόρειο υπήνεμο μόλο κυμαίνονται μεταξύ 3,00-6,00 m, στο δυτικό κρηπίδωμα μεταξύ 3,00-7,00 m και στον κεντρικό προβλήτα μεταξύ 4,00-5,00 m.

Όσο αναφορά τις ιδιότητες του εδάφους έγιναν κάποιες γεωτρήσεις στην ευρύτερη περιοχή του λιμένα, ώστε να γίνουν γνωστές οι γεωλογικές συνθήκες που επικρατούν. Στην παράκτια περιοχή εμφανίζονται κροκαλοπαγή, ψαμμίτες και ασβεστόλιθοι, ενώ στα ανώτερα μέλη επικρατούν οι κυανές μάργες. Ο θαλάσσιος χώρος καλύπτεται επιφανειακά από αλλουβιακές αποθέσεις αποτελούμενες από άμμους, αργίλους και χάλικες. Η εξυγιαντική στρώση αποτελείται είτε από αργιλοίλυδες αμμοχάλικο, μέσης πυκνότητας ως πυκνό, ασβεστολιθικής σύστασης στους νεότερους κρηπιδότοιχους είτε από μικρούς ψαμμικούς λίθους και χάλικες, μέσης πυκνότητας ως πυκνούς, οι οποίοι έχουν βυθιστεί εν μέρει στον παλαιό μαλακό πυθμένα στους παλαιότερους κρηπιδότοιχους. Οι χερσαίοι χώροι του λιμένα καλύπτονται σε μεγάλη έκταση από ανθρωπογενείς επιχωματώσεις, κυρίως μετά τους σεισμούς του 1953, σύμφωνα με μαρτυρίες.

Στο παράρτημα Α δίνονται κάποιες επιπλέον πληροφορίες σχετικά με τις εδαφικές συνθήκες που επικρατούν στην περιοχή του λιμένα.

#### **4. ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΤΟΥ ΛΙΜΕΝΑ**

Όπως ήδη αναφέρθηκε, τα φαινόμενα ρευστοποίησης και πλευρικής εξάπλωσης έπαιξαν καθοριστικό ρόλο στη συμπεριφορά του τοίχου. Οι βασικές αστοχίες που παρατηρήθηκαν σε όλη την έκταση του λιμανιού συνοψίζονται παρακάτω:

- Οριζόντιες αστοχίες μέχρι 35 cm λόγω ολίσθησης των κρηπιδοτοίχων.
- Οριζόντιες μετακινήσεις μέχρι 1.50 m λόγω στροφής και ολίσθησης των κρηπιδοτοίχων.
- Γενική αστοχία του εδάφους λόγω μεγάλης μετακίνησης ή/και στροφής των κρηπιδοτοίχων.
- Καθιζήσεις στο έδαφος πίσω από τον κρηπιδότοιχο.



- Ενδείξεις πιθανής ρευστοποίησης σε διάφορα σημεία εντός της λιμενικής ζώνης.

Στο **σχήμα 3.8 (α, β, γ, δ, ε)** φαίνονται χαρακτηριστικές εικόνες από τις αστοχίες του λιμένα μετά τους σεισμούς από την επί τόπου εποπτεία, τηρώντας την ορολογία που έχει παρουσιαστεί παραπάνω σχετικά με το που ακριβώς παρουσιάζεται κάθε βλάβη ώστε να γίνεται πλήρως κατανοητό από τον αναγνώστη. Στο **σχήμα 3.9**, τέλος, παρουσιάζονται σε κάτοψη οι οριζόντιες μετακινήσεις που εμφανίστηκαν σε ζώνη πλάτους 70 m και έφτασαν μέγιστη τιμή έως 1.50 m και οι περιοχές των ρευστοποιημένων ζωνών του λιμένα.

Το Παράρτημα Β περιέχει επιπλέον εικόνες από τις καταστροφές που προκλήθηκαν μετά τα δύο σεισμικά γεγονότα στον λιμένα, ως επιπλέον οπτική πληροφορία για τον αναγνώστη.

*Σημείωση: Οι εικόνες που αναφέρονται στα σχήματα 3.7 και 3.8 αλλά και στο Παράρτημα Β προέρχονται από το αρχείο της εταιρίας ΓΕΩΣΥΜΒΟΥΛΟΙ Ε.Π.Ε., που μελέτησε τις αστοχίες που προκλήθηκαν στον λιμένα Ληξουρίου.*

## **5. ΕΠΙΛΟΓΗ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑΣ ΚΑΙ ΥΛΙΚΩΝ ΓΙΑ ΤΗΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ**

Η συγκεκριμένη σεισμική ανάλυση σκοπό έχει την μελέτη της συμπεριφοράς μιας τυπικής διατομής του κρηπιδότοιχου με όσο το δυνατόν απλούστερη προσέγγιση, όσο αναφορά τις εδαφικές συνθήκες και την μέθοδο ανάλυσης. Πρόκειται για ένα πρόβλημα με πολλές αβεβαιότητες σχετικά με τις εκάστοτε επικρατούσες εδαφικές συνθήκες και συνεπώς η εμβάθυνση στη λεπτομέρεια των χαρακτηριστικών της υπό μελέτης διατομής δεν έχει επί της ουσίας νόημα. Οι θεωρίες που στηρίζονται τα καταστατικά προσομοιώματα έχουν αναλυθεί εκτενώς στο Κεφάλαιο 2, οπότε σε αυτό το σημείο παρουσιάζονται οι τιμές των παραμέτρων πάνω στις οποίες αναπτύσσεται η ανάλυση.

Τα εδαφικά υλικά διαχωρίζονται με τον απλούστερο τρόπο σε τρεις κατηγορίες. Θεωρείται έτσι, ένα ενιαίο υλικό πίσω από τον κρηπιδότοιχο (backfill soil), ένα δεύτερο υλικό στη θεμελίωση του τοίχου (foundation soil) και ένα υλικό από το οποίο είναι κατασκευασμένος ο κρηπιδότοιχος (quay wall), δηλαδή το σκυρόδεμα. Τέλος, λαμβάνεται υπόψη η ύπαρξη διεπιφανειών τόσο πίσω (vertical interface) όσο και στη βάση του κρηπιδότοιχου (horizontal interface) με γωνίες τριβής  $\delta$  ίσες με  $20^\circ$  και  $30^\circ$ , αντίστοιχα.

Για την προσομοίωση του προβλήματος, λοιπόν η γεωμετρία της τυπικής διατομής που υιοθετείται φαίνεται στο **σχήμα 3.10**. Οι κύριες ιδιότητες των υλικών συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα και παρουσιάζονται στο **σχήμα 3.11** αναλυτικότερα:

ΥΛΙΚΟ	Καταστατικό προσομοίωμα	$D_r$ (%)	$\gamma_{sat}$ ( $kN/m^3$ )	Τύπος ανάλυσης	Απόσβεση (%)
<b>Backfill</b>	UBC3D-PLM	50	20	undrained	2
<b>Foundation</b>	MOHR-COULOMB	-	20	drained	2
<b>Quay wall</b>	LINEAR-ELASTIC	-	23	drained	-

**Πίνακας 3.1:** Συνοπτική παρουσίαση των ιδιοτήτων των εδαφικών υλικών του προσομοιώματος.

Στην πορεία παρουσιάζονται οι παράμετροι, που απαιτούνται για την εφαρμογή του μοντέλου UBC3D-PLM, για τις διάφορες πιθανές τιμές της σχετικής πυκνότητας  $D_r$ (%). Η βαθμονόμηση έγινε με τη χρήση του μοντέλου UBC-SAND από το πρόγραμμα FLAC. Δίνονται, επίσης, τιμές για κάποιες επιπλέον σχετικές πυκνότητες, που δεν έχουν οριστεί ακόμη αλλά θα χρησιμοποιηθούν παρακάτω.

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΥΛΙΚΩΝ	$D_r = 40\%$	$D_r = 50\%$	$D_r = 60\%$
$\varphi_{cv}$ (°)	33	33	33
$\varphi_p$ (°)	33.7	34.11	34.8
$c$ (kPa)	2	2	2
$K_G^e$	834	967	1092
$K_G^p$	226	458	939
$K_B^e$	583	677	764
$me$	0.5	0.5	0.5
$ne$	0.5	0.5	0.5
$np$	0.4	0.4	0.4
$fac_{hard}$	1 – 0.4	1 – 0.4	1 – 0.4
$R_f$	0.82	0.767	0.726
$N1_{60}$	7.11	11.11	16
$fac_{post}$	0.01	0.01	0.01

**Πίνακας 3.2:** Παράμετροι μοντέλου UBC3D-PLM για τις διάφορες τιμές της σχετικής πυκνότητας  $D_r(\%)$  που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις.

Σε αυτό το σημείο αξίζει να σημειωθεί ότι πίσω από τον κρηπιδοτόιχο, που χρησιμοποιήθηκε το μοντέλο UBC3D-PLM για την προσομοίωση, το έδαφος διαιρέθηκε σε ζώνες εξαιτίας της αδυναμίας του μοντέλου να αντιληφθεί την αύξηση της συστολικότητας στα βαθύτερα στρώματα. Κάθε μια από αυτές τις ζώνες αντιστοιχεί σε διαφορετική τιμή της παραμέτρου  $fac_{hard}$  που κυμαίνεται από 1.0 έως 0.4 και φθίνει όσο το βάθος αυξάνεται, πρόκειται για μια παράμετρο που έχει άμεση σχέση με το επίπεδο των κατακόρυφων ενεργών τάσεων.

## 6. ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

Η παραπάνω προσομοίωση υποβάλλεται σε δυναμική ανάλυση, με σκοπό τη μελέτη της συμπεριφοράς του κρηπιδώματος στους σεισμούς της Κεφαλονιάς του 2014. Για την καλύτερη προσέγγιση της κατάστασης, δεν χρησιμοποιήθηκε απευθείας κανένα επιταχυνσιογράφημα από όσα παρουσιάστηκαν παραπάνω, αλλά μια τροποποιημένη εκδοχή της καταγραφής του Ληξουρίου (EW) από τις 3 Φεβρουαρίου. Αυτή η εκδοχή, δηλαδή το επιταχυνσιογράφημα της βάση, προκύπτει από την αντίστροφη μονοδιάστατη εδαφική ανάλυση του επιταχυνσιογραφήματος της επιφάνειας όπως προέκυψε από τους

Garini E., Gazetas G. και Anastasopoulos I. (**σχήμα 3.12**). Επιπλέον, δίνεται το φάσμα απόκρισης των επιταχύνσεων για απόσβεση ίση με 5%, το οποίο απεικονίζεται στο **σχήμα 3.13**.

## **7. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ**

### **7.1. ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ**

Μια πρώτη οπτική στη μελέτη της συμπεριφοράς του κρηπιδοτόιχου εξαιτίας της σεισμικής διέγερσης είναι οι παραμορφώσεις που προκαλεί στο μοντέλο. Μετά την ανάλυση των αποτελεσμάτων, λοιπόν παρατηρούμε τις σεισμικές μετακινήσεις (**σχήμα 3.14**), τόσο τις οριζόντιες όσο και τις κατακόρυφες, και την στροφή (**σχήμα 3.15**) του άνω δεξιού άκρου του κρηπιδοτόιχου κατά την διάρκεια της φόρτισης. Στο τέλος της διέγερσης λοιπόν, ισχύουν τα εξής για το σημείο αυτό:

- Η οριζόντια μετακίνηση του είναι περίπου 1 m.
- Η κατακόρυφη μετακίνηση του είναι περίπου 12 cm.
- Η στροφή του είναι περίπου 3.6°, προς την πλευρά της θάλασσας.

Στο **σχήμα 3.16** παρουσιάζονται εικόνες του παραμορφωμένου κανάβου σε κάποιες χρονικές στιγμές της φόρτισης. Στα πρώτα 5 sec παρατηρούμε τον κρηπιδοτόιχο να ξεκινάει να ολισθαίνει χωρίς να παρατηρείται κάποια άλλη μορφή αστοχίας. Στην συνέχεια, στα 10 sec της σεισμικής διέγερσης ο τοίχος ολισθαίνει ακόμη περισσότερο, αρχίζει να στρίβει και το έδαφος πίσω από αυτόν παρουσιάζει έντονη καθίζηση, περίπου 45 cm καθώς επίσης κάνουν την εμφάνιση της η αποκόλληση του ανώτερου στρώματος του εδάφους ακριβώς πίσω από τον κρηπιδοτόιχο. Στα 15 sec του σεισμού ο τοίχος εξακολουθεί να ολισθαίνει και να στρίβει, το έδαφος πίσω από τον τοίχο καθιζάνει ακόμη περισσότερο, περίπου 55 cm και η αποκόλληση πίσω από τον τοίχο συνεχίζεται, ακόμη εμφανίζεται ανύψωση του εδάφους της θεμελίωσης περίπου 15 cm. Τελικά, στο τέλος της διέγερσης, στα 20 sec δηλαδή, ο κρηπιδοτόιχος έχει φτάσει στο 1 m περίπου οριζόντιας μετακίνησης, σε στροφή 3.6° περίπου, η καθίζηση του εδάφους πίσω από τον τοίχο είναι περίπου 65 cm και η ανύψωση του εδάφους θεμελίωσης μπροστά από τον πόδα του τοίχου είναι περίπου 20 cm.

Παρατηρώντας το **σχήμα 3.17** εντοπίζεται ότι σε απόσταση 20 m η μετακίνηση γίνεται κυρίως στο υπερκείμενο εδαφικό στρώμα, ενώ το υποκείμενο στρώμα δεν επηρεάζεται από την σεισμική διέγερση, αλλά διατηρεί την ακαμψία του. Η μετακίνηση αυτή οφείλεται στη ρευστοποίηση που λαμβάνει χώρα στο έδαφος πίσω από τον

κρηπιδότοιχο και στην διάτμηση που υφίσταται το εδαφικό στοιχείο. Αντιθέτως, κοντά στον κρηπιδότοιχο παρατηρείται συμμετοχή του εδάφους της θεμελίωσης στην παραμόρφωση. Γεγονός που αποτελεί ένδειξη του κρίσιμου ρόλου που παίζουν η υποχωρητικότητα και η παραμορφωσιμότητα του υποκείμενου στρώματος. Τέλος, η προς τα έξω οριζόντια μετακίνηση της επιφάνειας λαμβάνει χώρα σε όλο το μήκος του μοντέλου, μια κατάσταση που μπορούμε να ισχυριστούμε ότι σχετίζεται με το φαινόμενο της πλευρικής εξάπλωσης.

Στο **σχήμα 3.18** παρουσιάζονται στιγμιότυπα της διέγερσης, τα αντίστοιχα που αναφέρθηκαν παραπάνω στα 5, 10, 15 και 20 sec, με τις ισοϋψείς των οριζόντιων μετακινήσεων του μοντέλου. Τα σχήματα αυτά μπορούν να μελετηθούν παράλληλα με τους παραμορφωμένους κανάβου.

Η μετακίνηση και η στροφή του τοίχου που προκάλεσε ο σεισμός και περιγράφηκαν παραπάνω οφείλονται κυρίως στις αυξημένες πλευρικές ωθήσεις, που δέχεται ο κρηπιδότοιχος από το έδαφος πίσω από αυτόν εξαιτίας της ρευστοποίησης του αλλά και από την αδρανειακή δύναμη που αναπτύσσεται στον ίδιο τον τοίχο εξαιτίας της επιρροής της διέγερσης. Τέλος, η συμπεριφορά του εδάφους της θεμελίωσης είναι αρκετά ανελαστική, ώστε να επιτρέπει στον τοίχο να στρίψει και να μετακινηθεί με αποτέλεσμα να προκαλείται ανύψωση του εδάφους στον πόδα του τοίχου.

## 7.2. ΠΙΕΣΕΙΣ ΠÓΡΩΝ

Μια άλλη παράμετρος μελέτης είναι η συμπεριφορά των πιέσεων πόρων του εδάφους κατά την σεισμική διέγερση. Το **σχήμα 3.19** περιέχει εικόνες του δείκτη υπερπίεσης πόρων σε κάποια στιγμιότυπα του σεισμού. Παράλληλα, στο **σχήμα 3.20** φαίνονται οι ισοϋψείς των υπερπίεσεων πόρων που σχηματίζονται στο έδαφος πίσω από την θεμελίωση σε διάφορες χαρακτηριστικές στιγμές της διέγερσης.

Ο δείκτης υπερπίεσης πόρων  $R_u$ , όπως ήδη έχει αναφερθεί σε προηγούμενα κεφάλαια, είναι μια ένδειξη ρευστοποίησης του εδάφους. Όταν ο δείκτης φτάνει την τιμή της μονάδας σημαίνει πως η περιοχή είναι υπό κατάσταση ρευστοποίησης. Μελετώντας τις ισοϋψείς του **σχήματος 3.19** είναι εμφανές πως ήδη στα 10 sec στο ελεύθερο πεδίο η τιμή του δείκτη είναι κοντά στη μονάδα, για βάθη μεγαλύτερα του 1.5 m. Παρόλα αυτά, πίσω από τον κρηπιδότοιχο παρατηρείται μια περιοχή κοντά σε αυτόν με τιμές του δείκτη πολύ μικρότερες της μονάδας.

Επιπλέον, στο **σχήμα 3.20** είναι εμφανές ότι στο ελεύθερο πεδίο κυριαρχούν υπερπίεσεις πόρων. Κοντά στον κρηπιδότοιχο όμως, παρατηρούνται ακόμη και υποπίεσεις, που εντοπίζονται κυρίως στις περιοχές γύρω από τις γωνίες των blocks.

Αυτή η εικόνα μοιάζει παράδοξη αν σκεφτεί κανείς την συμπεριφορά των αστράγγιστων, κορεσμένων, μη συνεκτικών εδαφών υπό ανακυκλική φόρτιση, η οποία παρομοιάζει με τη συμπεριφορά που περιγράφηκε για το ελεύθερο πεδίο. Παρόλα αυτά, το φαινόμενο αυτό οφείλεται στον γεωμετρικό εξαναγκασμό που επιβάλλει η ίδια η κατασκευή κατά την μετακίνηση και την στροφή της, στο έδαφος που στηρίζει. Έτσι, το έδαφος εφελκύεται και αναπτύσσονται υποπιέσεις, που υπερσχύουν των υπερπίεσεων, που θα εμφανιζόντουσαν κατά την αναμενόμενη σύμφωνα με τα παραπάνω συμπεριφορά του. Αυτές οι υποπιέσεις λειτουργούν ανακουφιστικά σχετικά με τις μετακινήσεις του τοίχου, τείνουν δηλαδή να τον συγκρατήσουν στην αρχική θέση του.

Σε αυτό το σημείο καλό θα ήταν να σημειωθεί πως η αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής είναι μια παράμετρος με ιδιαίτερη επιρροή στη συμπεριφορά των εδαφών κατά τη μελέτη των εκάστοτε φαινομένων, καθώς πολλές φορές έχει αντίκτυπο στην συμπεριφορά των εδαφών που αναμένεται να παρατηρηθεί όπως έχει προκύψει από εργαστηριακές δοκιμές που βρίσκονται στη βιβλιογραφία. Κάτι ανάλογο συμβαίνει και στην παραπάνω περίπτωση.

Στο **σχήμα 3.21** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες του λόγου υπερπίεσης πόρων  $R_u$  για τρία σημεία (1, 2, 3), που βρίσκονται όλα περίπου στο ίδιο βάθος και η θέση τους φαίνεται στο **σχήμα 3.22**. Αφορούν ουσιαστικά τρεις περιοχές του μοντέλου, μια περιοχή κοντά στον τοίχο, μια στο μέσον της απόστασης του συνόρου – τοίχου και μια στο τέλος του μοντέλου, αντίστοιχα.

Το σημείο 3 αρχικά, που βρίσκεται στο ελεύθερο πεδίο σε απόσταση περίπου 20 m από τον κρηπιδότοιχο, αναπαριστά μια περιοχή πλήρως ρευστοποιημένη, με τον δείκτη να είναι “σταθερά” θα μπορούσαμε να ισχυριστούμε ίσως με τη μονάδα, από τα 7 sec και μέχρι το τέλος της διέγερσης.

Παρόμοια συμπεριφορά έχει και το σημείο 2, που βρίσκεται και πάλι στο ελεύθερο πεδίο σε απόσταση περίπου 10 m από τον κρηπιδότοιχο. Αυτή τη φορά όμως ο δείκτης υπερπίεσεων πόρων έχει λίγο μικρότερη τιμή, κατά μέσο όρο 0.80 από τα 10 sec της διέγερσης και ύστερα, ενώ πρωτύτερα παρουσιάζει έντονη διακύμανση από 0.8 έως και -0.4.

Τέλος, το σημείο 1 είναι μια περιοχή με έντονη διακύμανση του δείκτη υπερπίεσης πόρων  $R_u$ , από -0.5 έως 1 περίπου. Οι τιμές που παίρνει ο δείκτης σε αυτή τη φάση είναι, σε γενική εικόνα, οι χαμηλότερες από αυτές των προηγούμενων σημείων και φαίνεται να “σταθεροποιείται” στα τελευταία δευτερόλεπτα της διέγερσης περίπου στο 0.7. Αυτό οφείλεται σε όσα περιγράφονται παραπάνω, καθώς ο τοίχος κινείται προς τα έξω, το έδαφος διαστέλλεται και προσπαθεί να τον συγκρατήσει στη θέση του. Η

διόγκωση του εδάφους μεταφράζεται σε υποπίεση των πόρων σε αστράγγιστες συνθήκες, δηλαδή σε αρνητικές τιμές του δείκτη υπερπίεσης πόρων αρχικά και εν συνέχεια σε σχετικά χαμηλές θετικές τιμές.

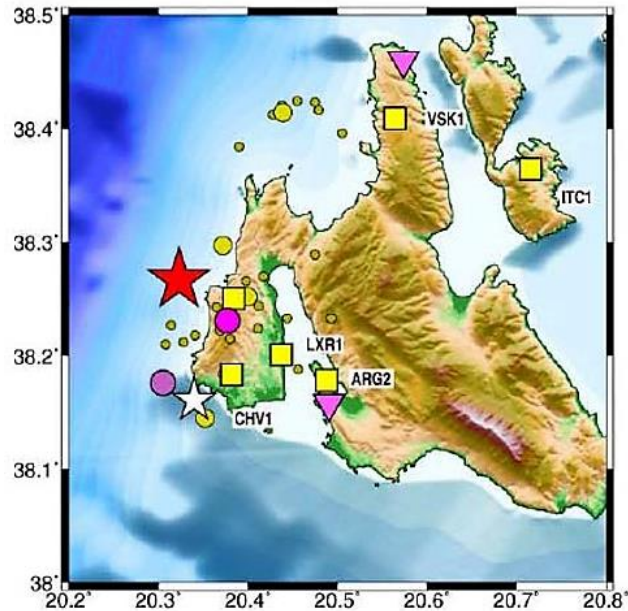
## **8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ**

Εν κατακλείδι, οι πραγματικές παρατηρήσεις είναι σε συμφωνία με τα αποτελέσματα της συγκεκριμένης ανάλυσης. Αν και η προσομοίωση βασίζεται σε απλά μεν αλλά αντιπροσωπευτικά μοντέλα, τόσο στις αναλύσεις όσο και στα υλικά, είναι εμφανές πως η πραγματική συμπεριφορά προσεγγίζεται πολύ εύστοχα ως εξής:

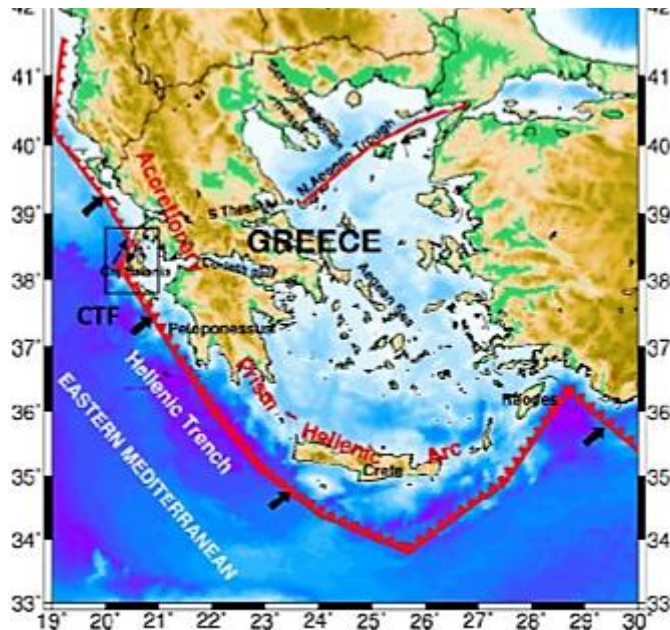
- Η οριζόντια μετακίνηση του άνω δεξιού άκρου του κρηπιδοτοίχου είναι περίπου 1 m, όπως και οι πραγματικές μετρήσεις έφθαναν ακόμη και την τιμή των 1.50 m.
- Η κατακόρυφη μετακίνηση του σημείου αυτού είναι περίπου 12 cm, όπως και στην πραγματικότητα οι μετρήσεις έδειξαν καθιζήσεις που κυμαίνονται από 10 έως 40 cm .
- Η στροφή του, τέλος, είναι περίπου 3.6°, προς την πλευρά της θάλασσας.
- Η καθίζηση του εδάφους πίσω από τον κρηπιδοτοίχο είναι 45 cm, έτσι και στην πραγματικότητα καταγράφηκαν τιμές από 20 έως 50 cm.
- Η ανύψωση του εδάφους θεμελίωσης μπροστά από τον πόδα του τοίχου είναι περίπου 20 cm.
- Τέλος, στην ευρύτερη περιοχή του λιμένα υπήρξαν ενδείξεις ρευστοποίησης γεγονός που δικαιολογείται πλήρως από την ερμηνεία της εικόνας των πιέσεων πόρων κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης.



## ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 3: ΑΝΑΛΥΣΗ ΙΣΤΟΡΙΚΟΥ ΠΕΡΙΣΤΑΤΙΚΟΥ



**Σχήμα 3.1:** Το επίκεντρο του σεισμού της 3ης Φεβρουαρίου 2014 παριστάνεται με το κόκκινο άστρο, το δίκτυο επιταχυνσιογράφων της Κεφαλονιάς με τα κίτρινα τετράγωνα και τέλος το επίκεντρο του σεισμού της 26ης Ιανουαρίου του 2014 με το άσπρο άστρο.



**Σχήμα 3.2:** Το μεγάλης έκτασης δεξιόστροφο ρήγμα οριζόντιας μετατόπισης (Cephalonia Transformation Fault, CFT), τεκτονικό όριο του Ελληνικού Τόξου (Hellenic Arch) και της Αδριατικής πλάκας (Adriatic Microplate).



(α)



(β)



(γ)



(δ)

**Σχήμα 3.3:** Οι ισοπεδωμένες πόλεις της Κεφαλονιάς (α και β) και οι βλάβες στο λιμάνι του Ληξουρίου (γ και δ) μετά τους τρεις διαδοχικούς σεισμούς στις 9,10 και 11 Αυγούστου του 1953.

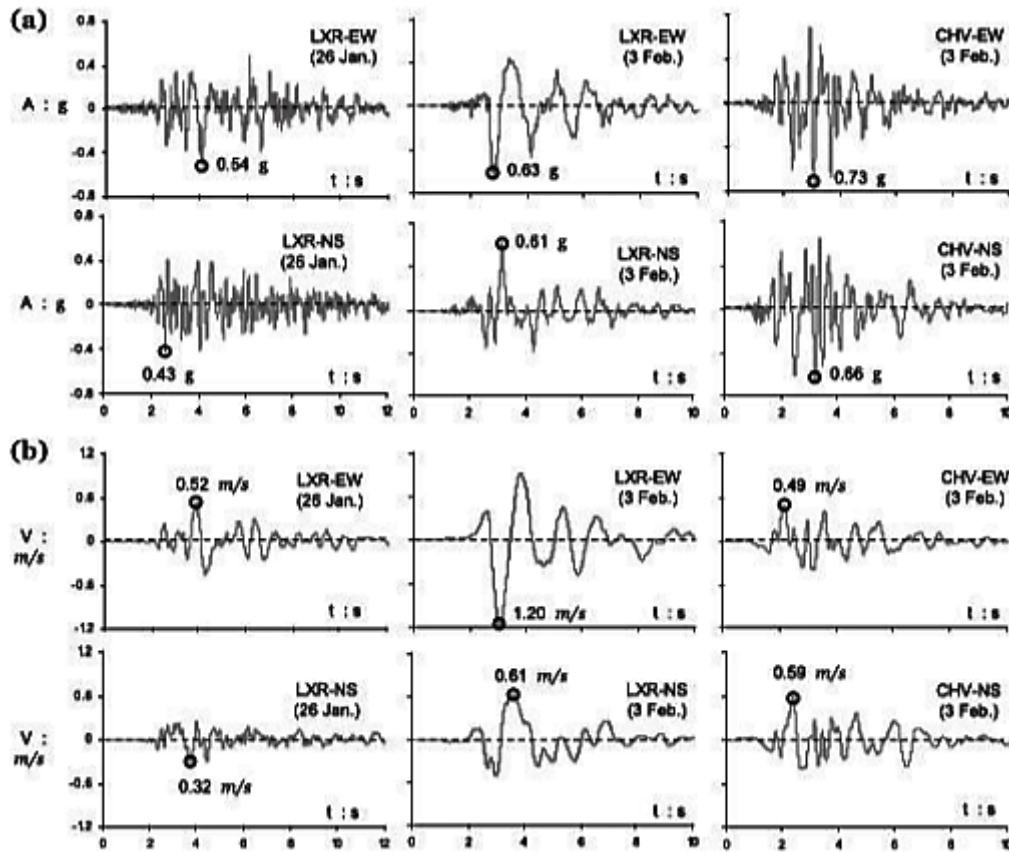




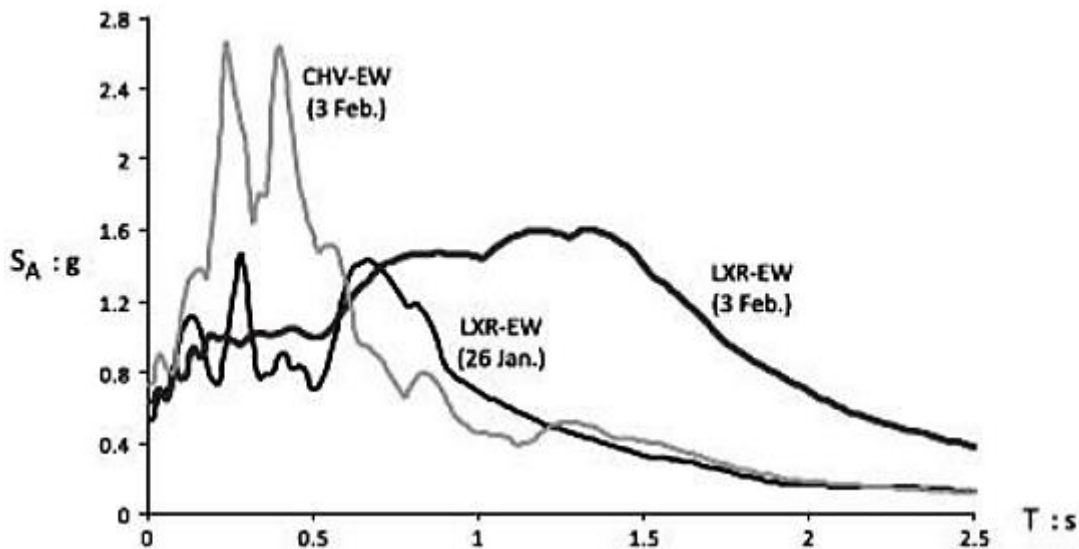
**Σχήμα 3.4:** Ενδεικτικές αστοχίες μνημείων από τους σεισμούς της Κεφαλονιάς στις 26 Ιανουαρίου και στις 3 Φεβρουαρίου 2014.



**Σχήμα 3.4 (συνέχεια):** Ενδεικτικές αστοχίες λόγω κατολισθήσεων στο οδικό δίκτυο της Κεφαλονιάς εξαιτίας των σεισμών στις 26 Ιανουαρίου και στις 3 Φεβρουαρίου του 2014.



**Σχήμα 3.5:** Χρονοϊστορίες (α) της επιτάχυνσης και (β) της ταχύτητας από τους σεισμούς του Ληξουρίου και της Χαβριάτας κατά τη διάρκεια των δύο σεισμών στην Κεφαλονιά (ΙΤΣΑΚ & ΝΟΑ).



**Σχήμα 3.6:** Φάσμα απόκρισης της επιτάχυνσης των ισχυρότερων συνιστωσών από τις καταγραφές του Ληξουρίου και της Χαβριάτας στους δύο σεισμούς της Κεφαλονιάς το 2014 για απόσβεση  $\xi = 5\%$ .

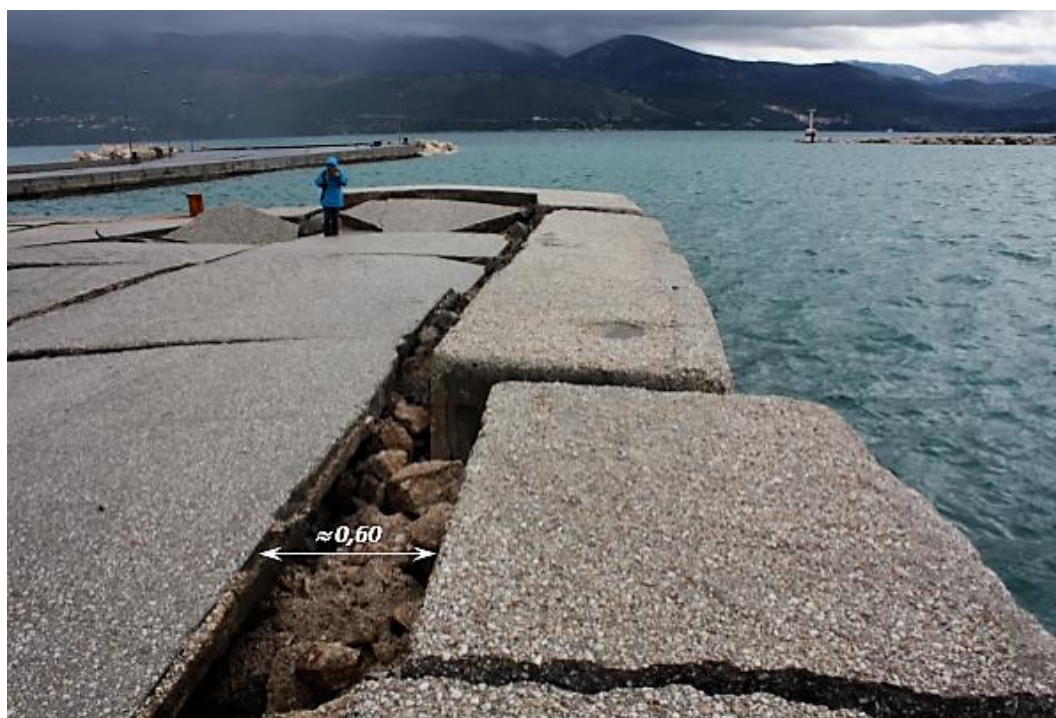




**Σχήμα 3.7:** Ο λιμένας του Ληξουρίου σε κάτοψη, με επισήμανση των τμημάτων που τον απαρτίζουν όπως ορίζονται στο Κεφάλαιο 3.



**Σχήμα 3.8 (α) :** Οριζόντιες μετακινήσεις του κρηπιδότοιχου της τάξεως των 35 cm λόγω ολίσθησης.



Σχήμα 3.8 (β) : Οριζόντιες μετακινήσεις μέχρι 60-80 cm λόγω στροφής και ολίσθησης των κρηπιδοτοίχων.





Σχήμα 3.8 (γ) : Γενική αστοχία του εδάφους λόγω μεγάλης μετακίνησης ή/και στροφής των κρηπιδοτοίχων.



Σχήμα 3.8 (δ) : Καθιζήσεις όπισθεν κρηπιδοτοίχων





**Σχήμα 3.8 (ε)** : Ενδείξεις πιθανής ρευστοποίησης σε διάφορα σημεία εντός της λιμενικής ζώνης.

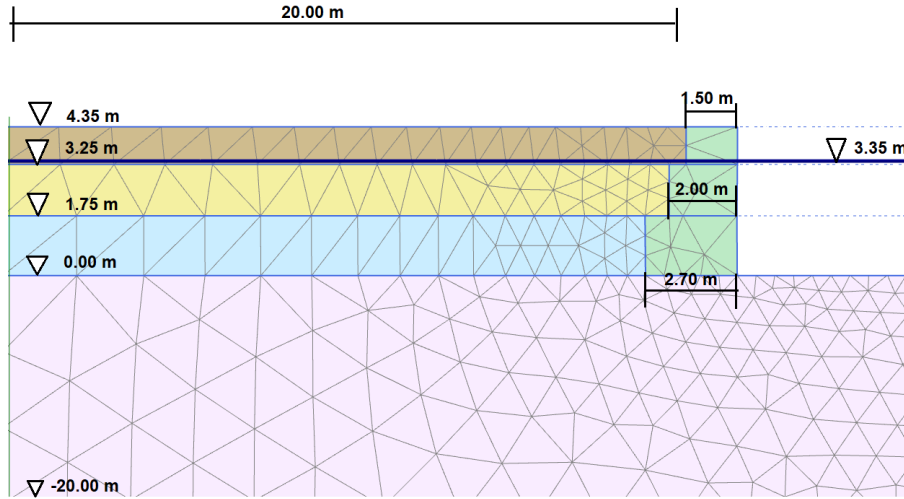




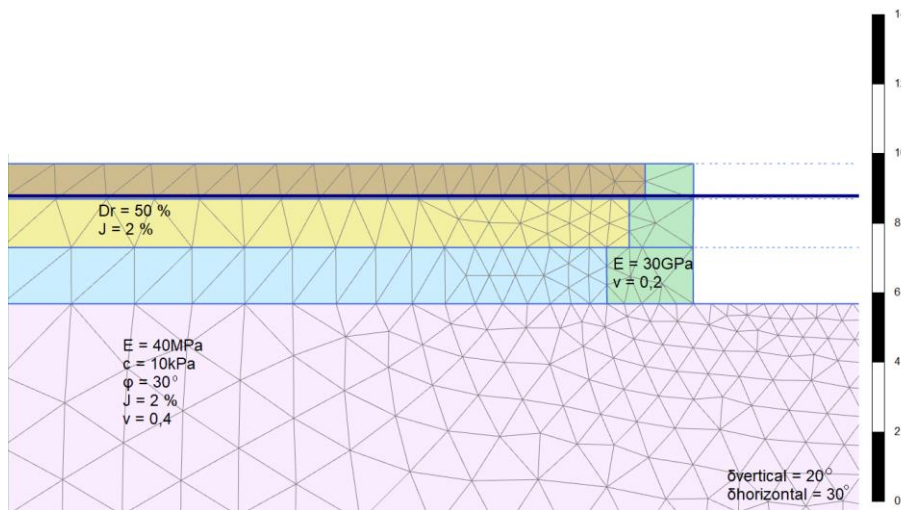
**Σχήμα 3.8 (ε) (συνέχεια)** : Ενδείξεις πιθανής ρευστοποίησης σε διάφορα σημεία εντός της λιμενικής περιοχής.



**Σχήμα 3.9:** Οι οριζόντιες μετακινήσεις που εμφανίστηκαν σε ζώνη πλάτους 70 m στην χερσαία ζώνη και έφτασαν μέγιστη τιμή 1,52m (πάνω). Οι ζώνες που εμφανίστηκαν ενδείξεις ρευστοποίησης στον λιμένα του Ληξουρίου (κάτω). [Εικόνες από τη διατριβή «Πλευρική εξάπλωση στην παραλιακή ζώνη του Ληξουρίου και Αργοστολίου κατά τους σεισμούς της Κεφαλονιάς στις 26-1- & 03-2-2014» του Γ. Κεχαγιά (2015)].

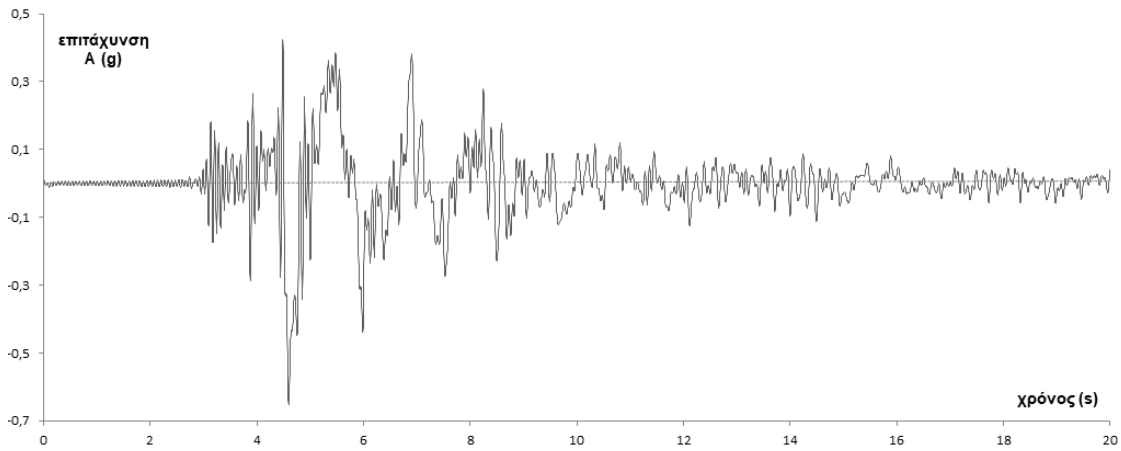


Σχήμα 3.10: Αναλυτική περιγραφή της γεωμετρίας του προσομοιώματος σε σκαρίφημα.

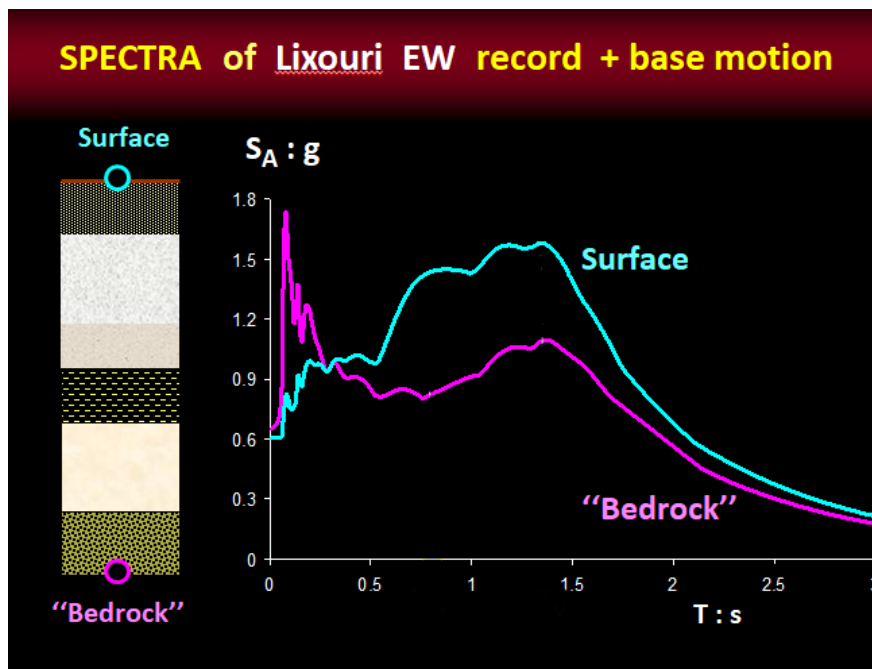


Σχήμα 3.11: Χαρακτηριστικές ιδιότητες του εδάφους, του κρηπιδοτόχου και των διεπιφανειών (κάθετη και οριζόντια).

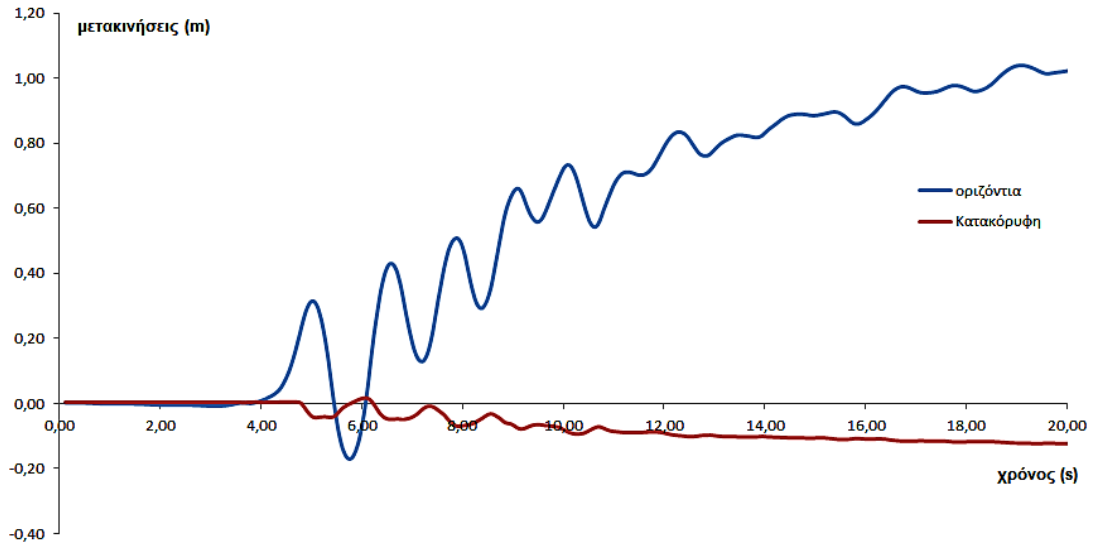




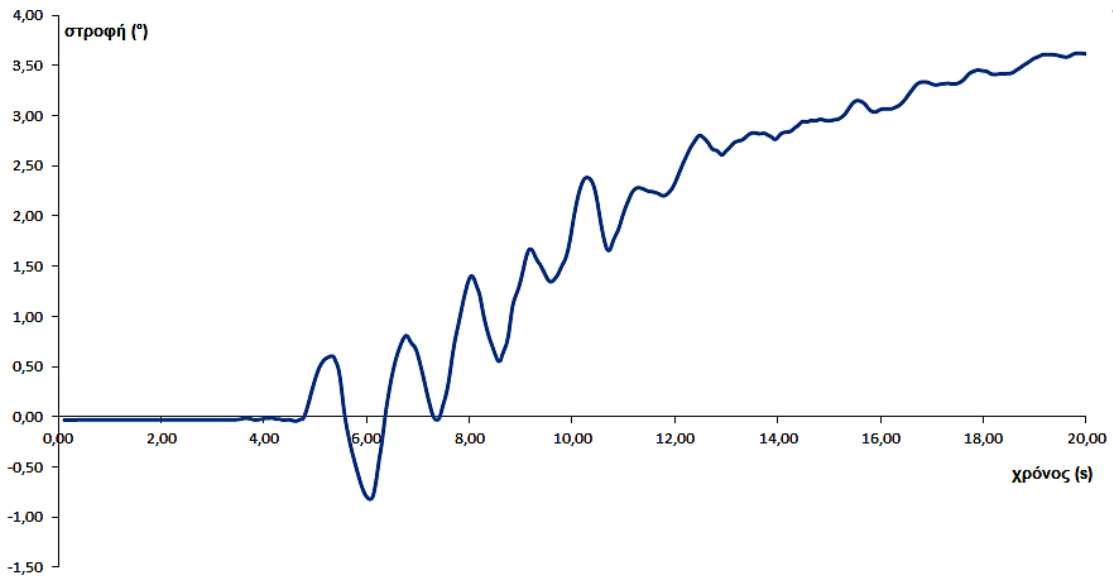
**Σχήμα 3.12:** Επιταχυνσιογράφημα που εφαρμόστηκε στη βάση του μοντέλου όπως προέκυψε από την αντίστροφη μονοδιάστατη ανάλυση του επιταχυνσιογραφήματος της επιφάνειας των Garini, Gazetas και Anastasopoulos.



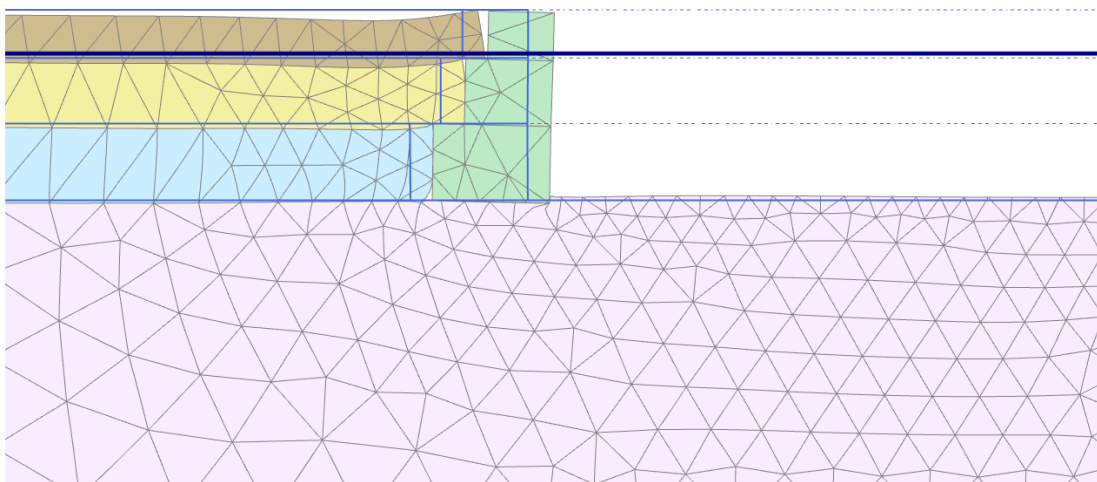
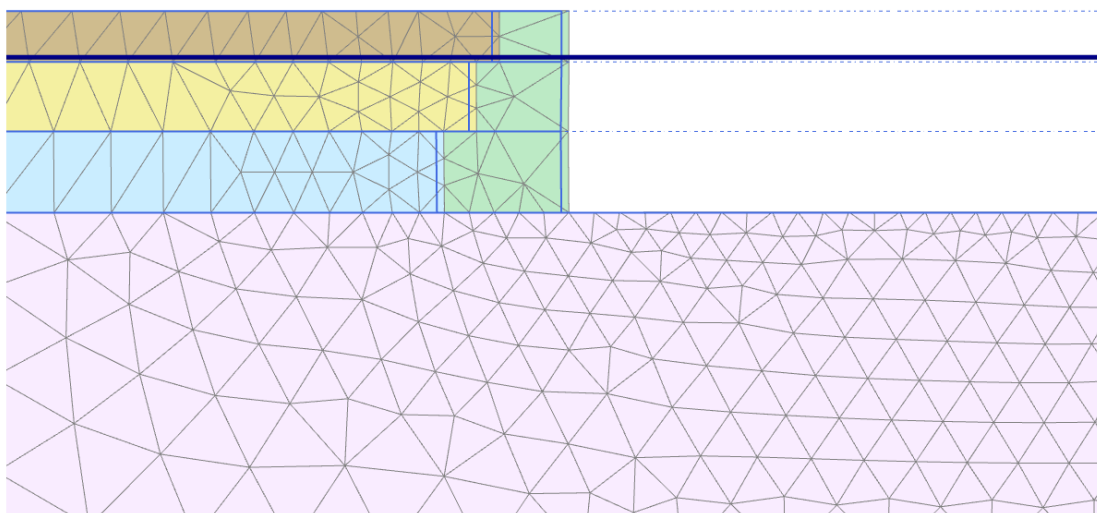
**Σχήμα 3.13:** Φάσμα απόκρισης της επιτάχυνσης της καταγραφής EW του Ληξουρίου για την επιφάνεια και τη βάση για απόσβεση  $\xi = 5\%$ .



**Σχήμα 3.14:** Χρονοϊστορία οριζόντιων και κατακόρυφων μετακινήσεων του άνω δεξιού άκρου του κρηπιδοτόιχου.

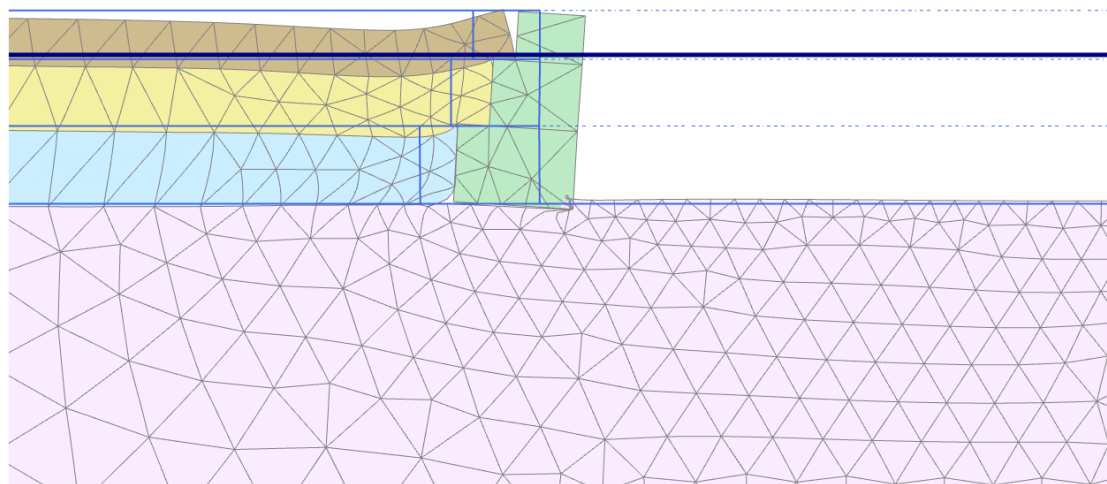
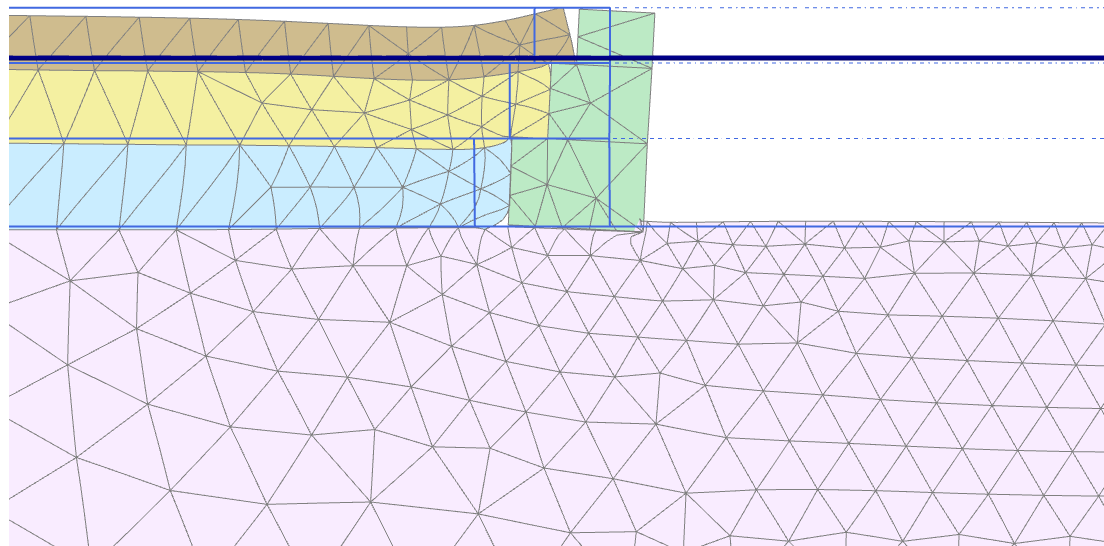


**Σχήμα 3.15:** Χρονοϊστορία της στροφής του άνω δεξιού άκρου του κρηπιδοτόιχου.

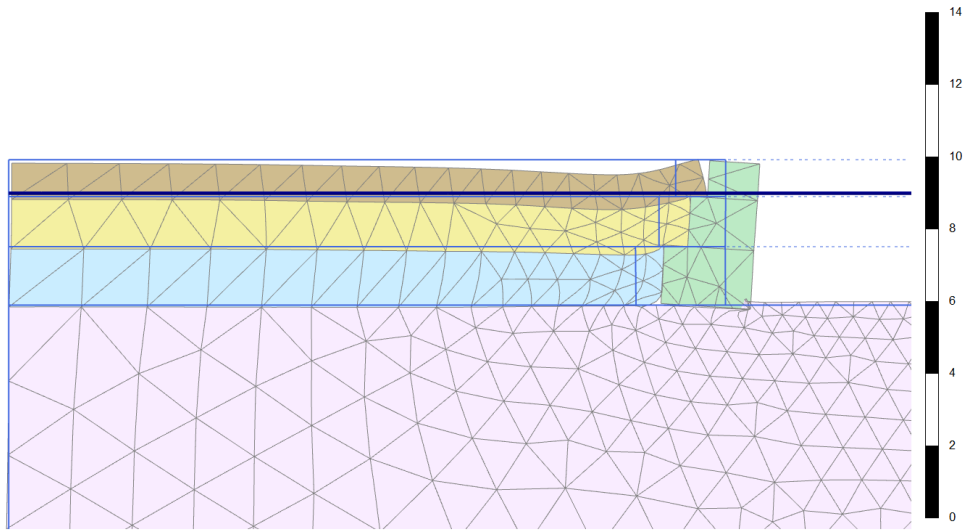


**Σχήμα 3.16:** Στιγμιότυπα του παραμορφωμένου κανάβου σε πραγματική κλίμακα στα 5 sec (πάνω) και στα 10 sec (κάτω) της σεισμικής διέγερσης.

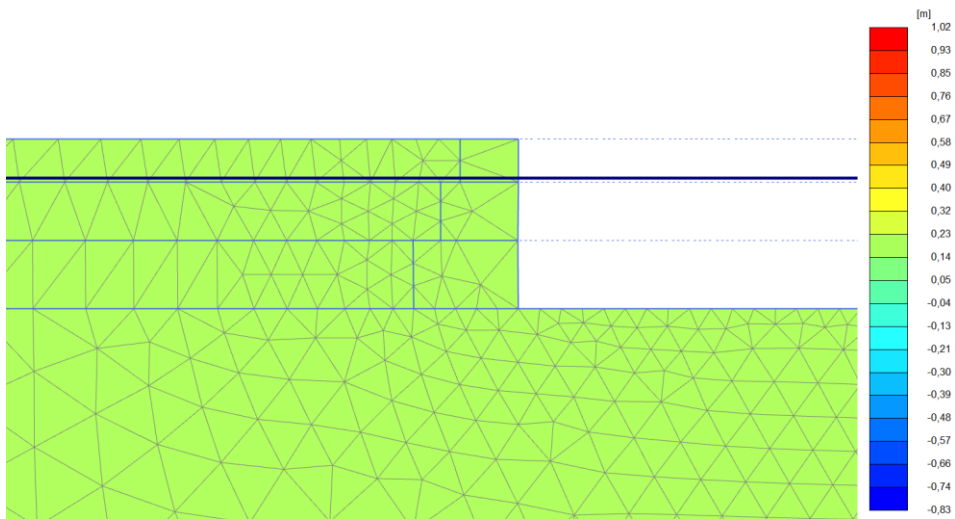




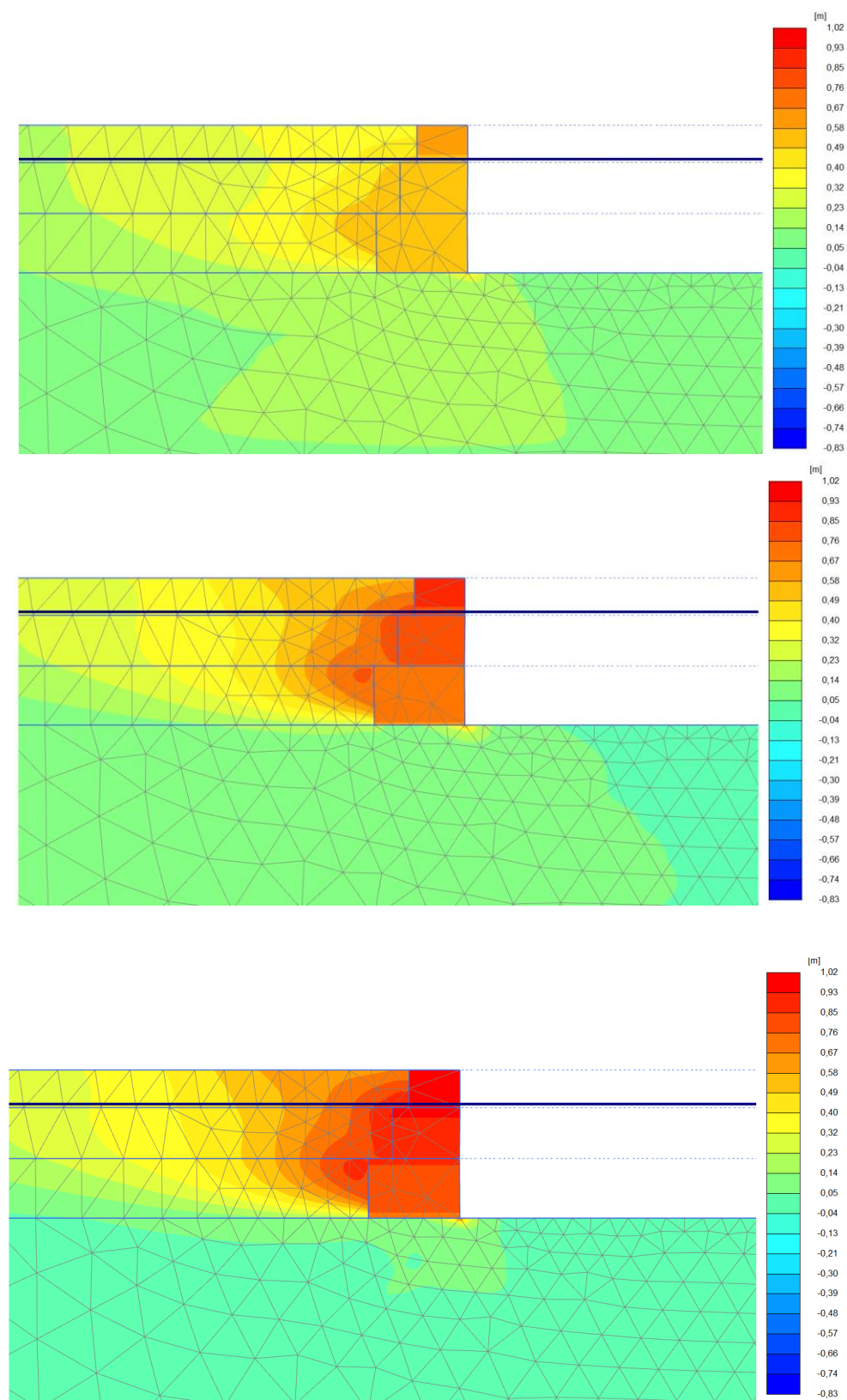
**Σχήμα 3.16 (συνέχεια):** Στιγμιότυπα παραμορφωμένου κανάβου σε πραγματική κλίμακα στα 15 sec (πάνω) και στα 20 sec (κάτω) της σεισμικής διέγερσης.



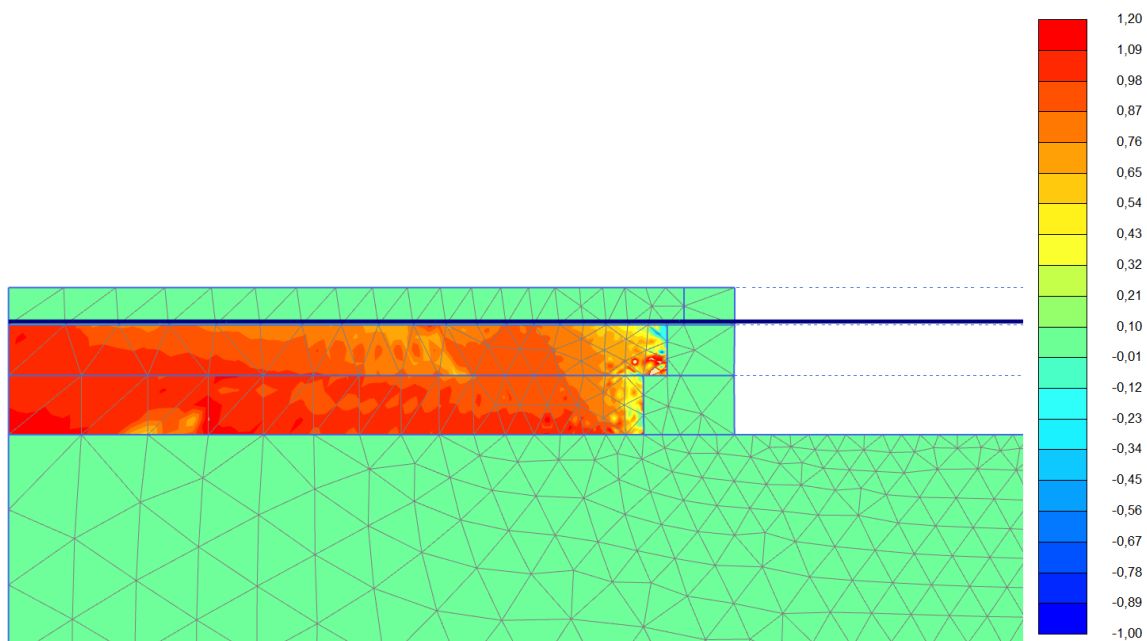
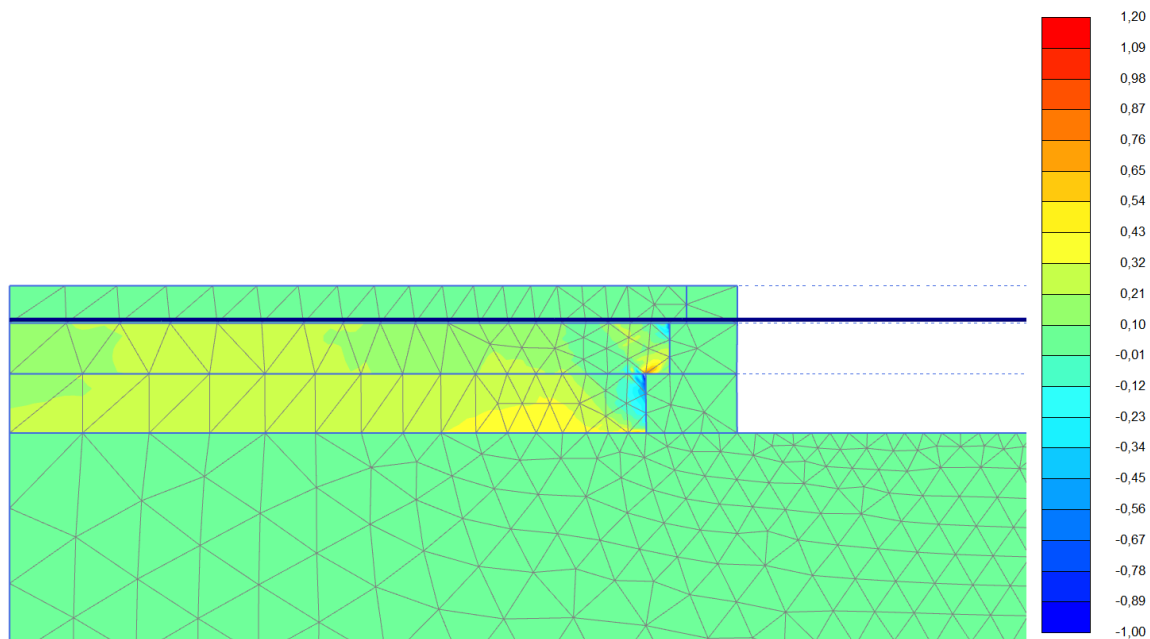
**Σχήμα 3.17:** Παραμορφωμένος κάναβος στα 20 sec της εδαφικής διέγερσης για μήκος εδάφους πίσω από τον κρηπιδότοιχο 20 m.



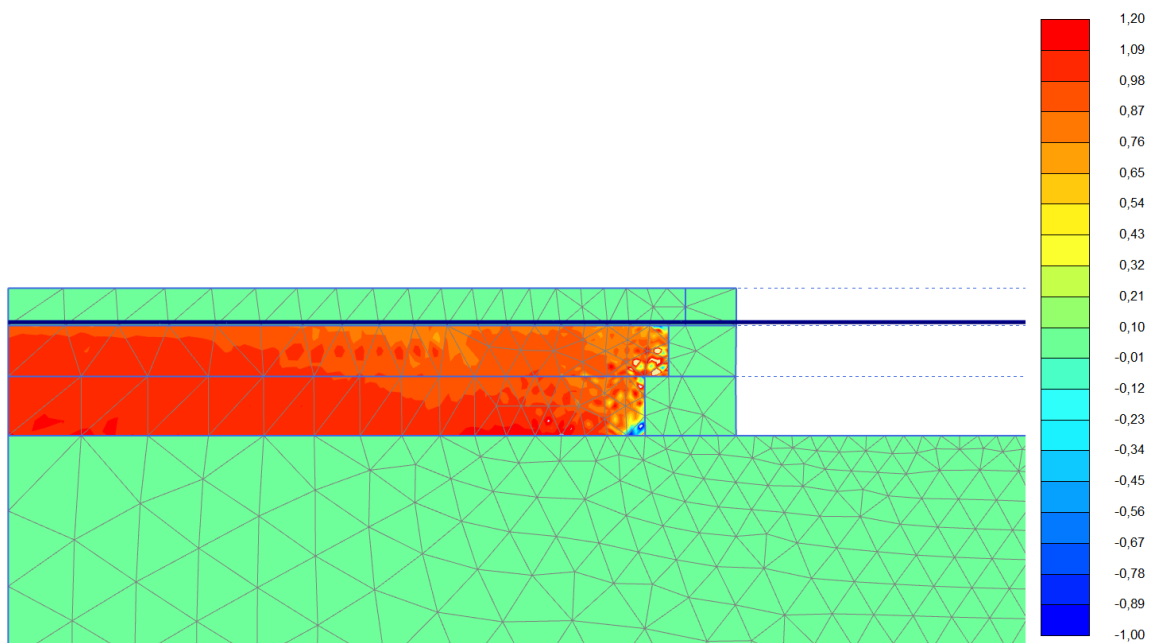
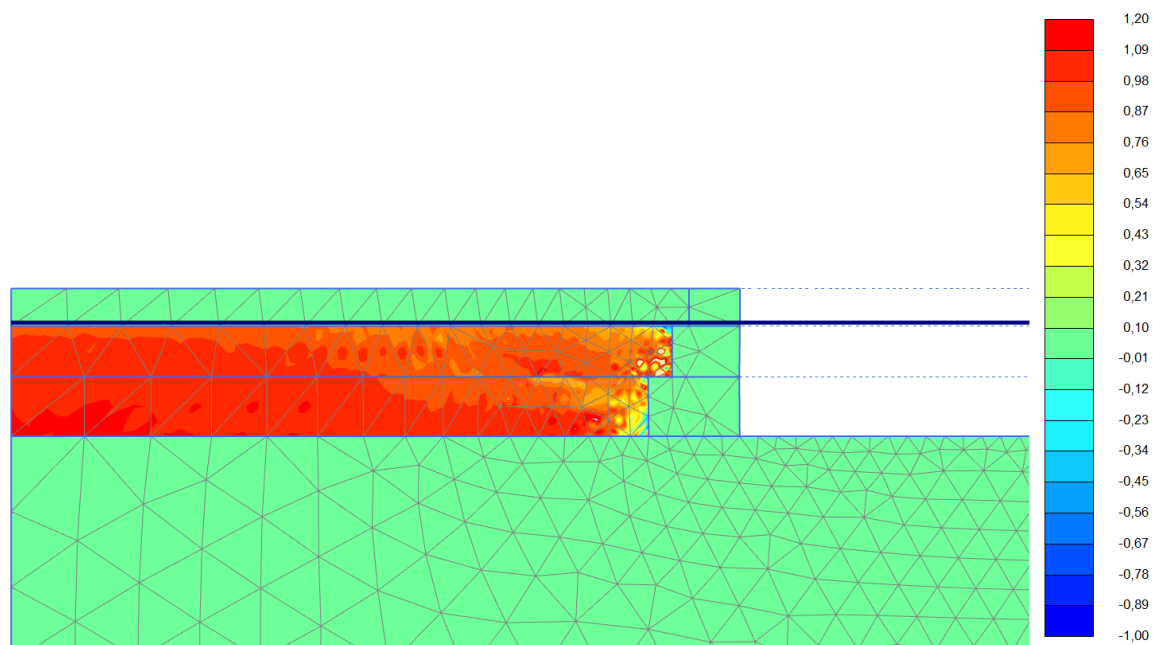
**Σχήμα 3.18:** Στιγμιότυπα από τις ισοϋψείς οριζόντιων μετακινήσεων στα 5 sec της σεισμικής διέγερσης.



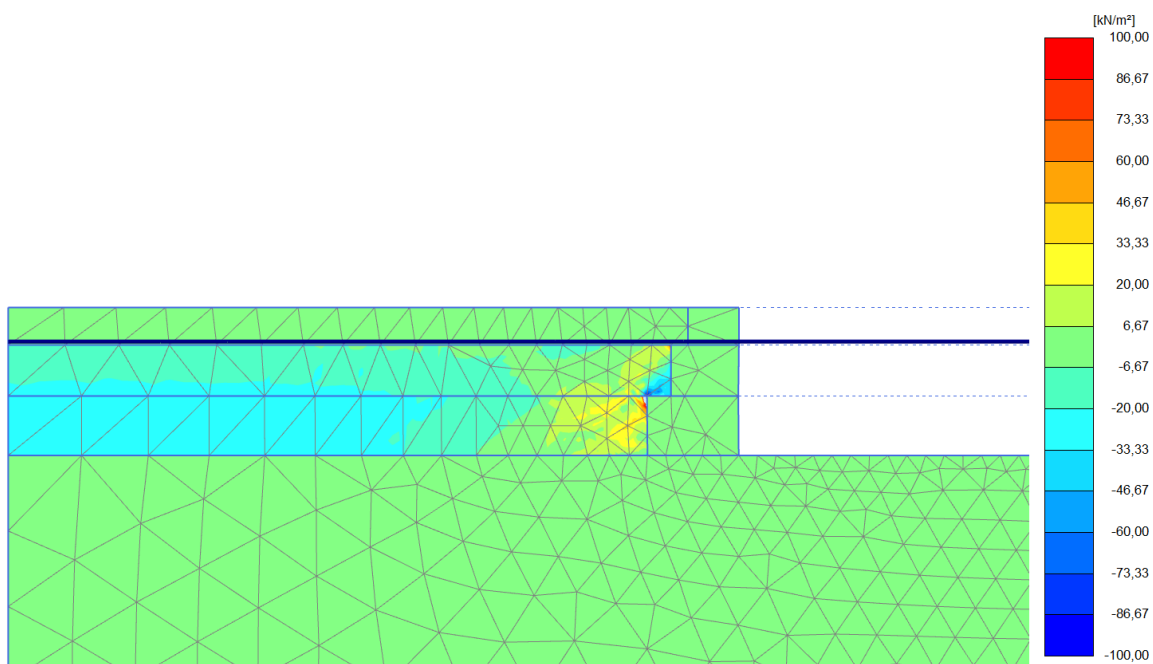
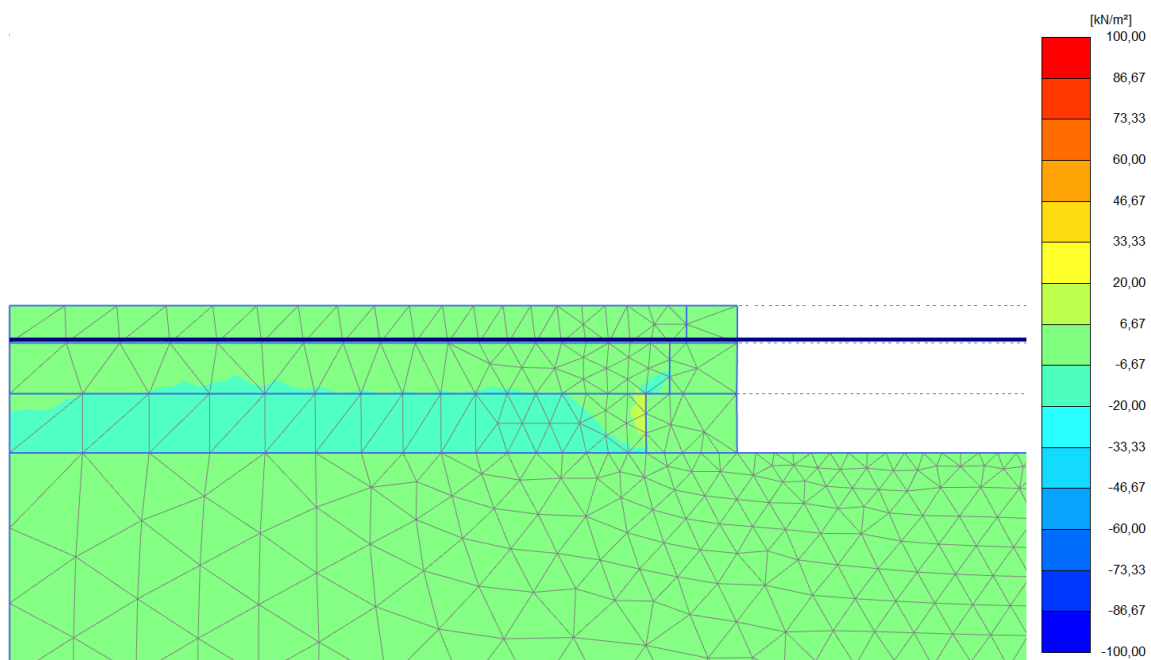
**Σχήμα 3.18 (συνέχεια):** Στιγμιότυπα από τις ισοϋψείς οριζόντιων μετακινήσεων στα 10 (πάνω), 15 (μέση) και 20 (κάτω) sec της σεισμικής διέγερσης.



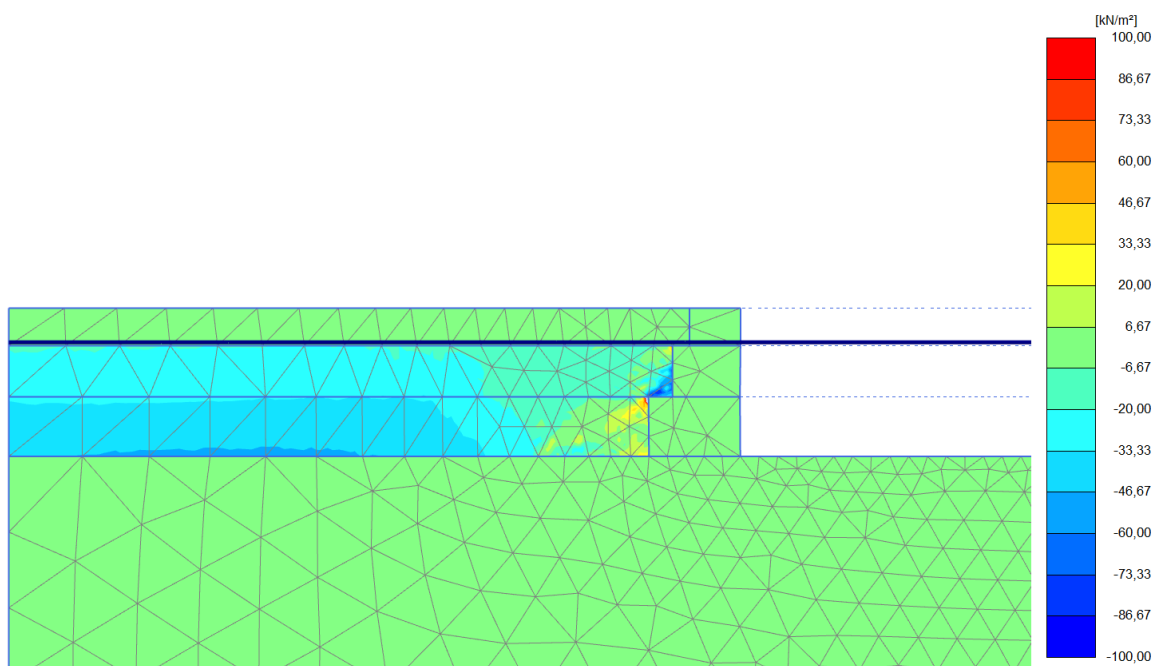
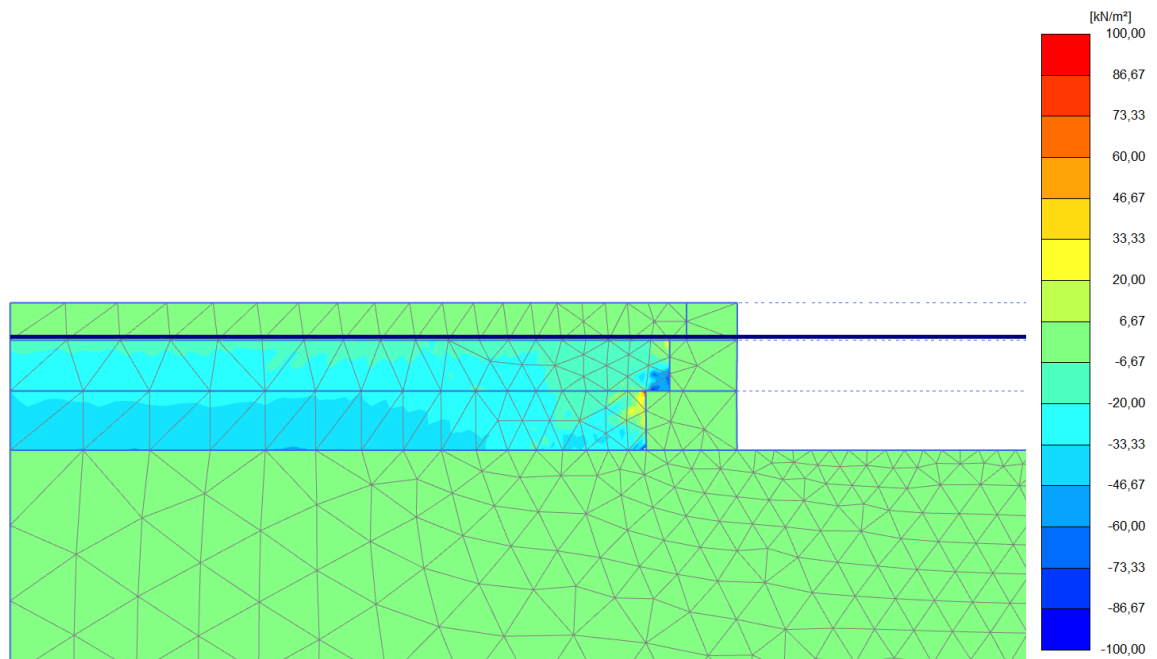
**Σχήμα 3.19:** Στιγμιότυπα από τις ισοϋψείς του δείκτη υπερπίεσης πόρων ( $R_u$ ) στα 5 (πάνω) και 10 (κάτω) sec της σεισμικής διέγερσης.



**Σχήμα 3.19 (συνέχεια):** Στιγμιότυπα από τις ισοϋψείς του δείκτη υπερπίεσης πόρων ( $R_u$ ) στα 15 (πάνω) και 20 (κάτω) sec της σεισμικής διέγερσης.

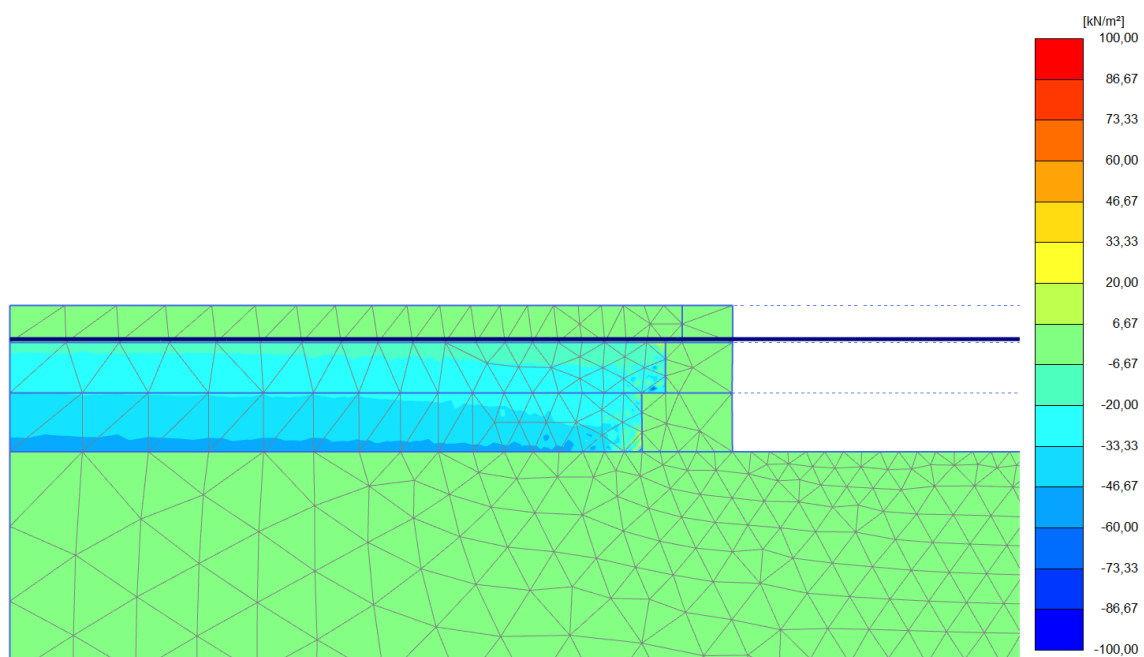
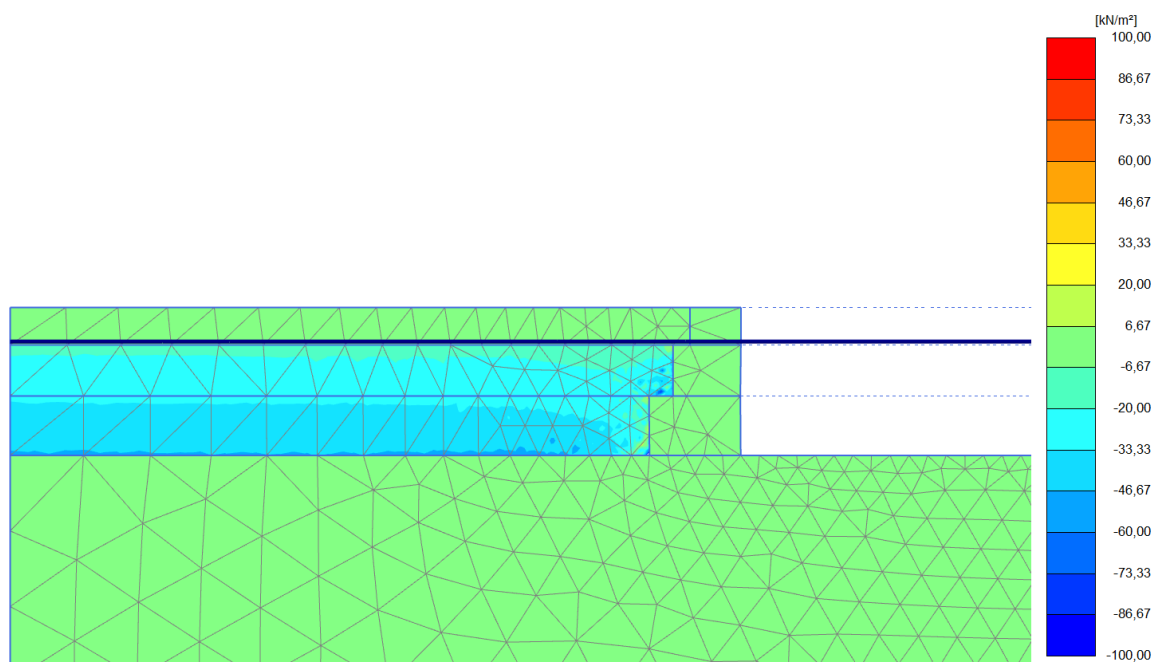


**Σχήμα 3.20:** Στιγμιότυπα των υπερπιέσεων πόρων ( $\rho$  excess) στα 5 (πάνω) και 7 (κάτω) sec της σεισμικής διέγερσης.

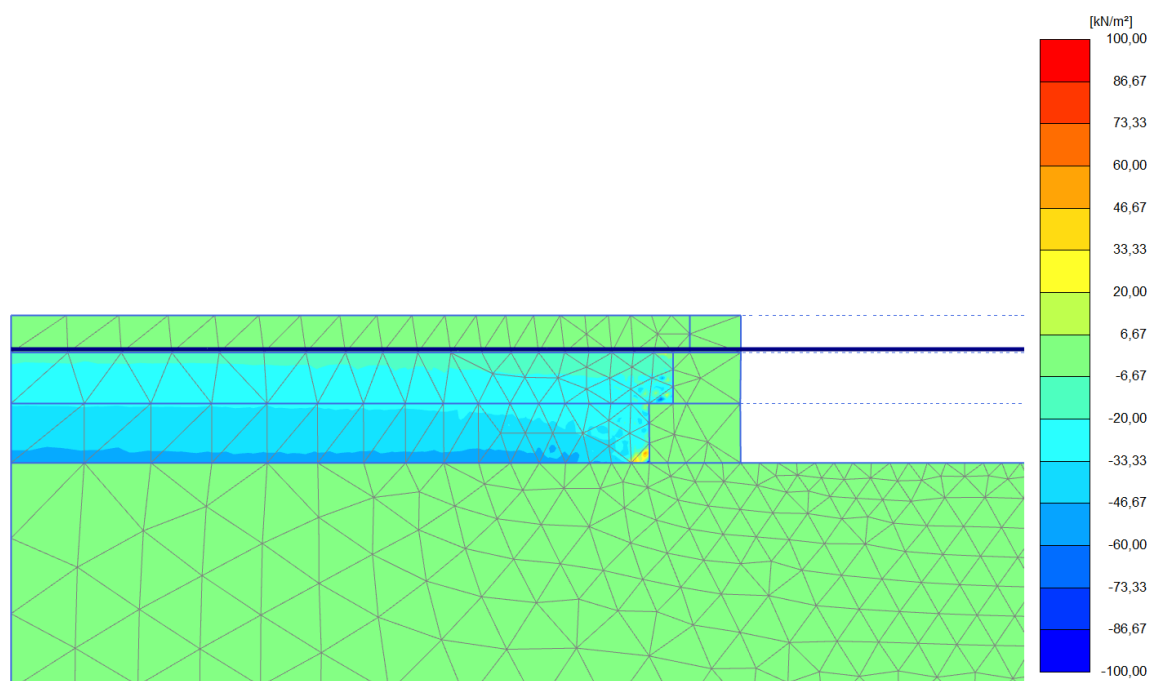
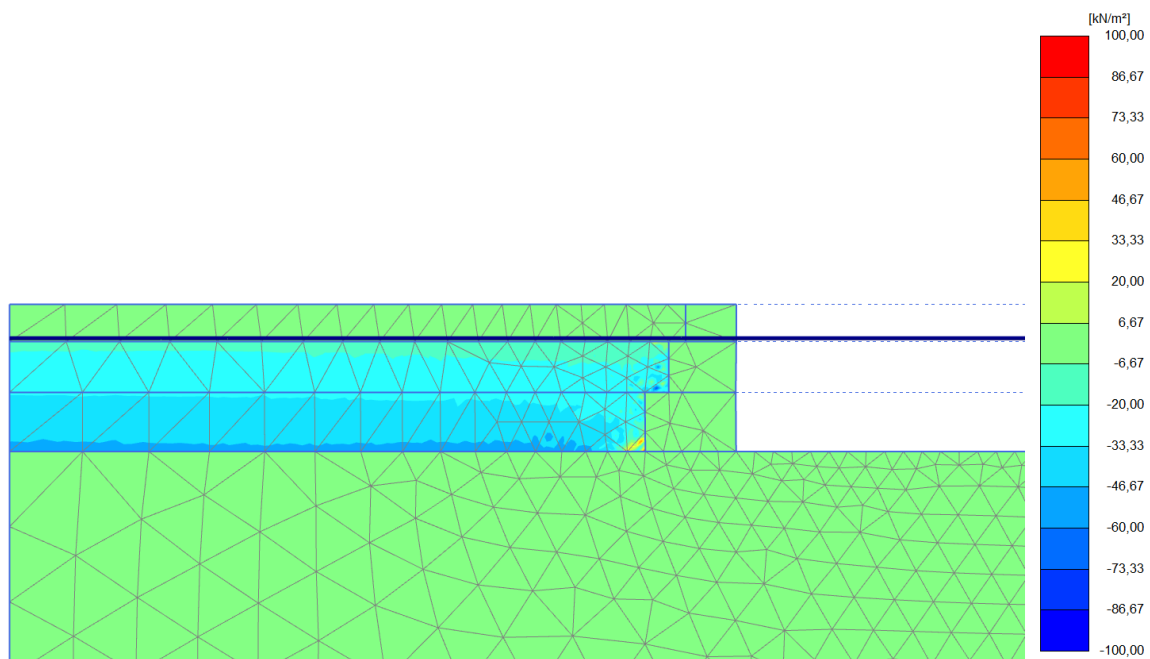


**Σχήμα 3.20 (συνέχεια):** Στιγμιότυπα των υπερπιέσεων πόρων ( $p_{excess}$ ) στα 8 (πάνω) και 9,5 (κάτω) sec της σεισμικής διέγερσης.

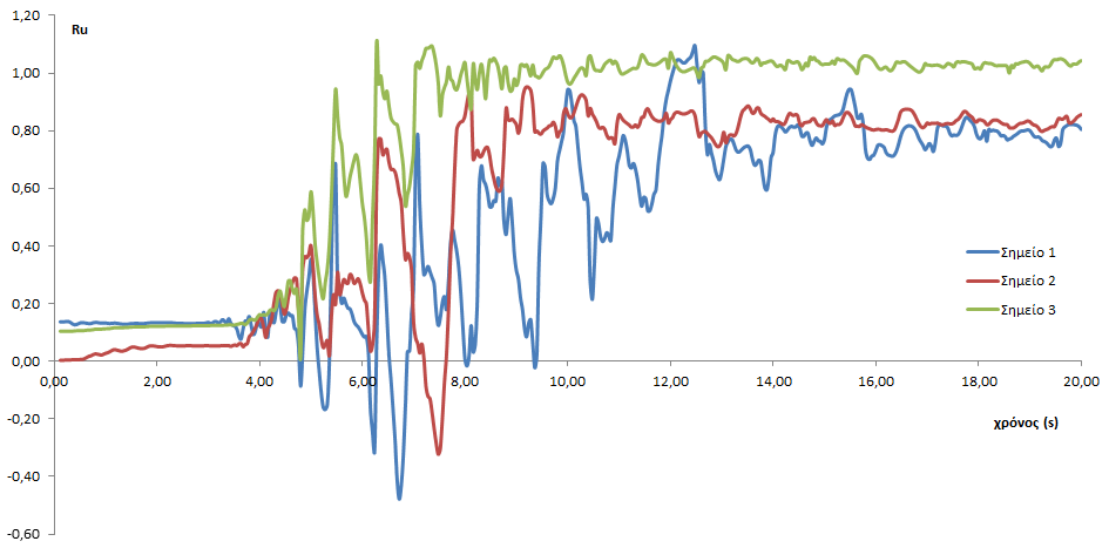




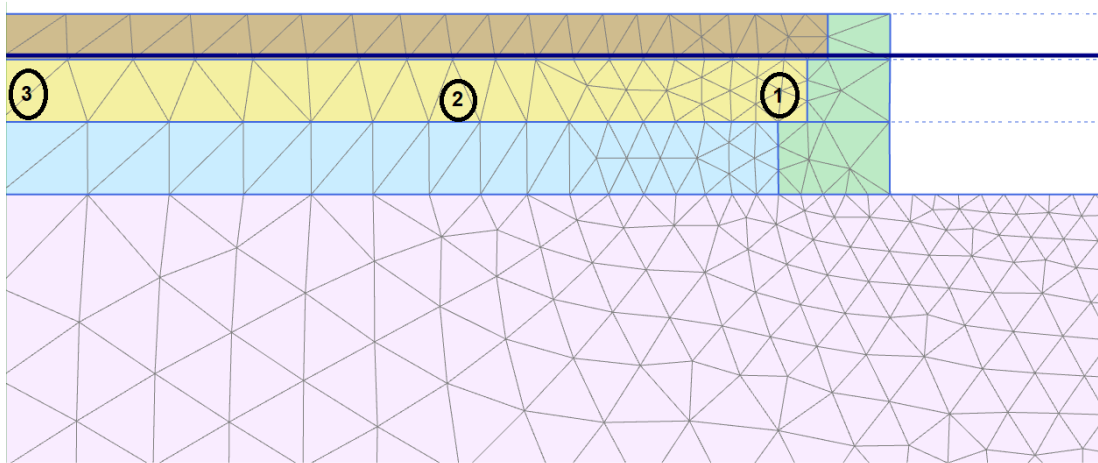
**Σχήμα 3.20 (συνέχεια):** Στιγμιότυπα των υπερπιέσεων πόρων ( $p_{excess}$ ) στα 12,5 (πάνω) και 15 (κάτω) sec της σεισμικής διέγερσης.



**Σχήμα 3.20 (συνέχεια):** Στιγμιότυπα των υπερπιέσεων πόρων ( $p$  excess) στα 18(πάνω) και 20 (κάτω) sec της σεισμικής διέγερσης.



**Σχήμα 3.21:** Χρονοϊστορίες του δείκτη υπερπίεσης πόρων ( $R_u$ ) στα σημεία 1, 2 και 3 του μοντέλου.



**Σχήμα 3.22:** Τοποθέτηση των σημείων 1, 2 και 3 στο μοντέλο της ανάλυσης.



# ***ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ***



## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ**

### **1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ**

Η μελέτη της σεισμικής απόκρισης των λιμενικών κρηπιδοτοίχων είναι ένα σύνθετο φαινόμενο με πολλές παραμέτρους. Η επιλογή των κατάλληλων τιμών κάθε φορά αλλά και η κατανόηση της επιρροής των παραμέτρων στο πρόβλημα είναι εξαιρετικής σημασίας, τόσο κατά τον σχεδιασμό όσο και κατά την κατασκευή του έργου.

Κάποιοι από τους βασικούς παράγοντες επιρροής της συμπεριφοράς είναι η σχετική πυκνότητα και η ακαμψία του εδάφους πίσω από τον τοίχο αλλά και της θεμελίωσης, το ειδικό βάρος του ίδιου του κρηπιδοτοίχου και η υδατοπερατότητα των εδαφών. Η γωνία τριβής της βάσης και της πλάτης του κρηπιδοτοίχου, καθώς επίσης και η ενδεχόμενη ανάπτυξη τριβής μεταξύ των blocks του τοίχου έχουν επίσης επιρροή στο μοντέλο. Επιπλέον, πάντα καθοριστικό ρόλο στη συμπεριφορά παίζει και η ποιότητα της εδαφικής διέγερσης που επιβάλλεται στο μοντέλο. Τέλος, η πολικότητα του μοντέλου έχει μερίδιο στην απόκριση του κρηπιδοτοίχου στη σεισμική διέγερση.

Πιο αναλυτικά στον πίνακα που ακολουθεί δίνονται οι τιμές των παραμέτρων που επιλέχθηκαν προκειμένου να γίνει αντιληπτή και πλήρως κατανοητή η συμπεριφορά των κρηπιδοτοίχων του Ληξουρίου.



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΣ	ΒΑΣΙΚΗ ΤΙΜΗ	ΕΥΡΟΣ ΤΙΜΩΝ
Σχετική πυκνότητα του εδάφους πίσω από τον τοίχο $D_r$ (%)	50	40, 50, 60
Μέτρο ελαστικότητας του εδάφους της θεμελίωσης $E$ (MPa)	40	80, 120
Γωνία τριβής του εδάφους θεμελίωσης $\varphi$ (°)	30	30, 35
Γωνία τριβής της οριζόντιας διεπιφάνειας στην βάση του τοίχου $\delta_1$ (°)	30	25, 30
Γωνία τριβής της κατακόρυφης διεπιφάνειας στην πλάτη του τοίχου $\delta_2$ (°)	20	15, 20
Ειδικό βάρος κρηπιδοτοίχου $\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	23	16, 18, 23, 25, 27
Γωνίες τριβής μεταξύ των blocks του τοίχου $\theta$ (°)	0	0, 25, 40, 60
Υδατοπερατότητα εδάφους $k$ (m/s)	0	0, $10^{-4}$ , $10^{-3}$

**Πίνακας 4.1:** Αναλυτικός πίνακας των τιμών των παραμέτρων που περιλαμβάνει η παραμετρική διερεύνηση.

## **2. ΣΧΕΤΙΚΗ ΠΥΚΝΟΤΗΤΑ ΤΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΖΟΜΕΝΟΥ**

### **ΕΔΑΦΟΥΣ**

Στο **σχήμα 4.1** δίνονται η οριζόντια μετακίνηση και η στροφή του άνω δεξιού άκρου του τοίχου σε συνάρτηση με το χρόνο της φόρτισης για τιμές της σχετικής πυκνότητας  $D_r$  ίσες με 40%, 50% και 60%. Επιλέγοντας τις συγκεκριμένες τιμές δίνεται η ευκαιρία μελέτης μιας κατάστασης με πυκνότερο έδαφος (60%) και μιας με χαλαρότερο (40%) σε σχέση με την έως τώρα δεδομένη (50%). Όπως ίσως ήταν αναμενόμενο η μετακίνηση και η στροφή μειώνονται στο πυκνότερο έδαφος, ενώ αυξάνονται στο πιο χαλαρό.

Παρόλα αυτά, η επιρροή αυτής της παραμέτρου έχει και μια άλλη διάσταση στο πρόβλημα. Γενικά στο καταστατικό προσομοίωμα που χρησιμοποιείται εισάγεται μόνο η σχετική πυκνότητα σαν παράμετρος και βάση αυτής υπολογίζονται αυτομάτως και κατ' αναλογία τα υπόλοιπα στοιχεία του εδάφους, ανάμεσα στα αυτά και η επιδεκτικότητα του εδάφους σε ρευστοποίηση. Αυξάνοντας, λοιπόν, την σχετική πυκνότητα συνεπάγεται παράλληλα και περιορισμός της ρευστοποίησης στο μοντέλο, σε πολύ μεγάλες σχετικές πυκνότητες μάλιστα η ρευστοποίηση μπορεί να μην κάνει καν την εμφάνιση της. Έτσι, με την παραπάνω αύξηση της σχετικής πυκνότητας του εδάφους περιορίζεται επιπροσθέτως η έκταση της ρευστοποίησης και κατά συνέπεια μειώνονται οι πλευρικές ωθήσεις που ασκούνται στον κρηπιδοτόχο.

Παρ' όλες τις διαφοροποιήσεις που παρατηρούμε στη συμπεριφορά του κρηπιδοτοίχου με την αλλαγή της σχετικής πυκνότητας θα μπορούσε κανείς να πει πως ο παράγοντας αυτός δεν είναι ζωτικής σημασίας για το πρόβλημα. Αυτό δικαιολογείται ως εξής: οι μετακινήσεις που μετρήθηκαν επί τόπου στο πεδίο μετά την σεισμική διέγερση είχαν μεγάλο εύρος τιμών, το οποίο μπορεί να παρομοιαστεί με τα αποτελέσματα που έδωσε η παραμετρική ανάλυση της σχετικής πυκνότητας του εδάφους. Επιπροσθέτως, η αβεβαιότητα των ισχυουσών εδαφικών συνθηκών και η σκέψη ότι ενδεχόμενος η σχετική πυκνότητα είναι ένα μεταβλητό χαρακτηριστικό από διατομή σε διατομή του λιμένα, που δίνει παραμορφώσεις που όντως έχουν παρατηρηθεί στο πεδίο, δίνουν το περιθώριο η σχετική πυκνότητα να θεωρηθεί ως μια παράμετρος με όχι και τόσο καθοριστική επιρροή στην ανάλυση αυτή.

### **3. ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΤΗΣ**

#### **ΘΕΜΕΛΩΣΗΣ**

Στο **σχήμα 4.2** δίνονται η οριζόντια μετακίνηση και η στροφή του άνω δεξιού άκρου του τοίχου σε συνάρτηση με το χρόνο φόρτισης για μέτρα ελαστικότητας του εδάφους της θεμελίωσης ίσα με 40, 80 και 120 MPa. Η ενδοσιμότητα/ακαμψία του εδάφους θεμελίωσης επηρεάζει την μετακίνηση προς τα έξω του τοίχου, αλλά και την στροφή του, γενικά όσο πιο ενδόσιμο είναι το έδαφος τόσο μεγαλύτερες παραμορφώσεις επιτρέπει στον τοίχο. Στις χρονοϊστορίες του σχήματος είναι ξεκάθαρη η διαφορετικότητα στην απόκριση του κρηπιδοτοίχου για τις διάφορες τιμές του μέτρου ελαστικότητας, σε όλη τη διάρκεια της διέγερσης.

Πιο συγκεκριμένα, εξετάζοντας το τελικό αποτέλεσμα είναι προφανές πως η παράμετρος δεν έχει ιδιαίτερη επιρροή στο πρόβλημα, αφού η παραμένουσα μετακίνηση και η στροφή του τοίχου είναι παρόμοιες, ακόμη κι αν το μέτρο ελαστικότητας διπλασιάζεται ως μέγεθος. Κοιτάζοντας, όμως λίγο καλύτερα το σχήμα των μετακινήσεων εντοπίζεται ότι τα μέτρα ελαστικότητας 80 και 120 MPa παρουσιάζουν αρκετή “ταύτιση” μεταξύ τους, ενώ θα ήταν αναμενόμενο στα 120 MPa να περιοριζόταν ακόμη περισσότερο η οριζόντια προς τα έξω μετακίνηση του τοίχου.

Παρατηρώντας το διάγραμμα των μετακινήσεων φαίνεται ότι στον τοίχο επιτρέπεται να ολισθήσει πάνω στο έδαφος θεμελίωσης αρκετά, όσο αυξάνεται η ακαμψία του εδάφους. Η στροφή βέβαια, δεν περιορίζεται αναλόγως με την αύξηση της ακαμψίας του εδάφους. Για μέτρο ελαστικότητας 120 MPa η παραμένουσα στροφή του τοίχου μεγιστοποιείται, αυτό σημαίνει πως η κίνηση της βάσης του τοίχου είναι πολύ περιορισμένη και έτσι παίρνει μεγαλύτερη ροπή η κατασκευή. Συνεπώς πρόκειται για μια παράμετρο που η διερεύνηση της έχει ιδιαίτερο ενδιαφέρον επηρεάζοντας την απόκριση του κρηπιδοτοίχου.

Μια άλλη πιθανή εξήγηση της παραπάνω συμπεριφοράς είναι ο συντονισμός της ιδιοπεριόδου της εδαφικής αυτής στρώσης με την σεισμική διέγερση. Το **σχήμα 4.3** αναπαριστά τα φάσματα απόκρισης ενός σημείου κοντά στον πόδα του τοίχου στην επιφάνεια της εδαφικής στρώσης της θεμελίωσης για τα διάφορα μέτρα ελαστικότητας που διερευνώνται. Μέσω των κλασικών σχέσεων, που παρατίθενται στη συνέχεια υπολογίστηκαν τα χαρακτηριστικά και η ιδιοπερίοδος της στρώσης σε κάθε περίπτωση.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

$$T = \frac{4H}{V_s}$$

ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ E (MPa)	40	80	120
ΜΕΤΡΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ G (MPa)	14.29	28.57	42.86
ΤΑΧΥΤΗΤΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ V <sub>s</sub> (m/s)	84.53	119.52	146.39
ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ T (s)	0.95	0.67	0.55

Εντοπίζοντας μέσω των βελών του σχήματος σε τι φασματική επιτάχυνση αντιστοιχεί κάθε ιδιοπερίοδος για τα διάφορα μέτρα ελαστικότητας, φαίνεται πως η φασματική επιτάχυνση είναι μεγαλύτερη στα 120 MPa, ακολουθεί η επιτάχυνση των 80 MPa και τελευταία έρχεται αυτή των 40 MPa. Οπότε, η εδαφική ενίσχυση είναι μεγαλύτερη εκεί που το μέτρο ελαστικότητας είναι μεγαλύτερο, συμβάλλοντας ενδεχομένως στην μετακίνηση του τοίχου προς τα έξω, περισσότερο από όσο αναμενόταν σύμφωνα με τα όσο είχαν αρχικά υποτεθεί. Να σημειωθεί ξανά, ότι αναμενόταν περαιτέρω μείωση των παραμορφώσεων του τοίχου κάνοντας το έδαφος θεμελίωσης πιο άκαμπτο, αλλά τελικά η απόκριση ήταν κάπως διαφορετική εν τέλει.

#### 4. ΓΩΝΙΑ ΤΡΙΒΗΣ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Στο **σχήμα 4.4** δίνονται η οριζόντια μετακίνηση και η στροφή του άνω δεξιού άκρου του τοίχου σε συνάρτηση με το χρόνο φόρτισης για γωνίες τριβής φ ίσες με 30° και 35°. Η γωνία τριβής του υλικού δεν είναι ιδιότητα του εδάφους αφού εξαρτάται από την επιτόπου κατάσταση του υλικού, δηλαδή π.χ. αυξάνει, όταν αυξάνει η σχετική πυκνότητα (D<sub>r</sub>) ή, ισοδύναμα, όταν μειώνεται το πορώδες του κοκκώδους εδαφικού υλικού. Βάση της συμπεριφοράς αυτής επιλέγεται να γίνει διερεύνηση της παραμέτρου. Παρατηρώντας τα διαγράμματα είναι προφανής κάποια διαφοροποίηση στην απόκριση του τοίχου, χωρίς όμως η μεταβολή αυτή να έχει επί της ουσίας σημαντική επιρροή στο πρόβλημα. Οι μετακινήσεις και η στροφή που προκαλούνται έχουν παραπλήσιες τελικές τιμές, καθώς επίσης βρίσκονται εντός του εύρους των τιμών που παρατηρήθηκαν στο λιμένα. Συνεπώς, πιθανότητα η γωνία τριβής του εδάφους της θεμελίωσης δεν είναι ένας παράγοντας καθοριστικός για την αστοχία του τοίχου υπό τις δεδομένες συνθήκες.

## **5. ΓΩΝΙΑ ΤΡΙΒΗΣ ΤΗΣ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΒΑΣΗΣ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ**

Στο **σχήμα 4.5** δίνονται η οριζόντια μετακίνηση και η στροφή του άνω δεξιού άκρου του τοίχου σε συνάρτηση με το χρόνο φόρτισης για γωνίες τριβής στη βάση του κρηπιδοτοίχου  $\delta_1$  ίσες με  $25^\circ$  και  $30^\circ$ . Η ολίσθηση και η στροφή του τοίχου επηρεάζεται από την γωνία τριβής της διεπιφάνειας της βάσης του τοίχου με το έδαφος. Σύμφωνα με τις χρονοϊστορίες, μειώνοντας την τιμή της γωνίας τριβής αυξάνεται η οριζόντια μετακίνηση του τοίχου αλλά μειώνεται η στροφή του. Παρόλα αυτά, η διαφοροποίηση αυτή που παρατηρείται δεν είναι τόσο έντονη και οφείλεται ακριβώς στο γεγονός ότι ο τοίχος ολισθαίνει περισσότερο και δεν παίρνει μεγαλύτερη ροπή. Τα τελικά μεγέθη των παραμορφώσεων και σε αυτή την περίπτωση είναι παραπλήσια μεταξύ τους, αλλά και εντός του εύρους των παρατηρήσεων του πεδίου στην πραγματικότητα. Συνεπώς, η επιρροή της γωνίας τριβής της βάσης του τοίχου στο συνολικό πρόβλημα δεν φαίνεται να είναι καθοριστικής σημασίας.

## **6. ΓΩΝΙΑ ΤΡΙΒΗΣ ΤΗΣ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΠΛΑΤΗΣ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ**

Στο **σχήμα 4.6** δίνονται η οριζόντια μετακίνηση και η στροφή του άνω δεξιού άκρου του τοίχου σε συνάρτηση με το χρόνο φόρτισης για γωνίες τριβής στην πλάτη του κρηπιδοτοίχου  $\delta_2$  ίσες με  $15^\circ$  και  $20^\circ$ . Η γωνία τριβής της διεπιφάνειας της πλάτης του τοίχου έχει εν μέρει επιρροή στη συμπεριφορά, αφού σχετίζεται με τη φορά που η πίεση των πλευρικών ωθήσεων γαιών καταπονεί τον τοίχο. Με την πρώτη ματιά στα διαγράμματα είναι προφανές πως η μετακίνηση και η στροφή του τοίχου δεν καθορίζεται ουσιαστικά καθόλου από αυτή την παράμετρο στο δεδομένο μοντέλο, αφού η απόκριση του είναι σε γενικές γραμμές ίδια και για τις δυο αυτές τιμές.

## **7. ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ**

Στο **σχήμα 4.7** δίνονται η οριζόντια μετακίνηση και η στροφή του άνω δεξιού άκρου του τοίχου σε συνάρτηση με το χρόνο φόρτισης για ειδικά βάρη των blocks ίσα με 16, 18, 23, 25 και  $27 \text{ kN/m}^3$ . Το ειδικό βάρος του τοίχου είναι ένας παράγοντας που επηρεάζει την συμπεριφορά του, καθώς εξαιτίας του αναπτύσσονται τεράστιες αδρανειακές δυνάμεις επί αυτού και γενικά με το βάρος του αντιστέκεται στην μετακίνηση και την

στροφή που του επιβάλλεται μέσω των πλευρικών ωθήσεων από το έδαφος. Συνεπώς, λογικά όσο μειώνεται το ειδικό βάρος τόσο θα μειώνονται οι αδρανειακές δυνάμεις επ' αυτού και κατά συνέπεια τόσο θα μειώνονται η μετακίνηση και η στροφή του τοίχου.

Παρατηρώντας, όμως, πιο προσεκτικά τα διαγράμματα του **σχήματος 4.8** εντοπίζεται μια διαφορετική από την αναμενόμενη συμπεριφορά. Θέτοντας ως σημείο αναφοράς την τιμή  $23 \text{ kN/m}^3$  για το ειδικό βάρος του τοίχου φαίνεται πως καθώς αυτό μειώνεται, αυξάνεται η μετακίνηση του αλλά μειώνεται η στροφή του. Μια πιθανή εξήγηση αυτής της αντίδρασης είναι ότι οι πιέσεις από τις πλευρικές ωθήσεις γαιών κυριαρχούν σε σχέση με την αντίσταση στην μετακίνηση, που είναι ικανός να προβάλει ο ελαφρύτερος τοίχος μέσω του βάρους του. Αυτή η κυριαρχία βέβαια δεν είναι αρκετή, ώστε να στρίψει τον τοίχο περισσότερο, παρά μόνο για να τον ολισθήσει κυρίως σε σχέση πάντα με το σημείο αναφοράς.

Από την άλλη, όταν ο τοίχος γίνεται βαρύτερος η αδρανειακή του δύναμη είναι που τον ωθεί να μετακινηθεί και να στρίψει οπότε αυξάνοντας το ειδικό βάρος η μετακίνηση και η στροφή του αυξάνονται. Αυτή τη λογική δείχνει να ακολουθεί και η ανάλυση του μοντέλου για μεγαλύτερες τιμές του ειδικού βάρους από αυτή του σημείου αναφοράς, αν και πάλι η συμπεριφορά διαφοροποιείται όταν ως ειδικό βάρος τίθεται η τιμή  $27 \text{ kN/m}^3$ . Σε αυτό το σημείο η μετακίνηση του τοίχου μειώνεται ξανά, φτάνοντας τα επίπεδα του σημείου αναφοράς, ενώ η στροφή συνεχίζει να αυξάνεται.

Γενικά το ειδικό βάρος είναι ένας παράγοντας που επηρεάζει αρκετά το πρόβλημα όχι τόσο από την άποψη του μεγέθους των παραμορφώσεων, όσο από την άποψη της λειτουργίας του μοντέλου. Παρατηρούμε, δηλαδή, ανομοιομορφία στην απόκριση του μοντέλου σχετικά με ότι αναμενόταν από αυτό σαν γενική εικόνα. Ακόμη και στην περίπτωση που ακολουθεί την λογική που αναφέρθηκε αρχικά, πάλι υπάρχουν “σκοτεινά σημεία” στην κατανόηση της συμπεριφοράς του. Καταλήγοντας, λοιπόν, το ειδικό βάρος είναι πιθανότατα μια παράμετρος αρκετά καθοριστική για τη μελέτη του προβλήματος ως προς την λειτουργία του μοντέλου η οποία σχετίζεται ίσως και με άλλους παράγοντες κάθε φορά, όπως η σεισμική διέγερση, τα χαρακτηριστικά του εδάφους και η κατανομή της πυκνότητας του υλικού του τοίχου.



## **8. ΓΩΝΙΑ ΤΡΙΒΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΩΝ BLOCKS ΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ**

Στο **σχήμα 4.9** δίνονται η οριζόντια μετακίνηση και η στροφή του άνω δεξιού άκρου του τοίχου σε συνάρτηση με το χρόνο φόρτισης για γωνίες τριβής  $\theta$  μεταξύ των blocks του κρηπιδοτοίχου ίσες με 0, 25, 40 και 60°. Μέσω αυτής της παραμέτρου δίνεται η δυνατότητα να γίνει κατανοητό αν ο κρηπιδοτοίχος συμπεριφέρεται ως ένα ενιαίο σώμα ή σαν τρία διαφορετικά τμήματα. Η απάντηση, λοιπόν σε αυτή τη σκέψη χωρίς αμφιβολία είναι πως ο τοίχος συμπεριφέρεται ως ένα ενιαίο σώμα υπό την δεδομένη σεισμική διέγερση. Για να προλάβει το επιφανειακό block του κρηπιδοτοίχου να αντιδράσει διαφορετικά από τα υπόλοιπα θα πρέπει η επιτάχυνση  $A(g)$  που το κινητοποιεί να είναι μεγαλύτερη από την τιμή  $\mu \cdot g$ , όπου  $\mu = \tan\theta$ . Συνεπώς, οι διεπιφάνειες μεταξύ των blocks σκυροδέματος δεν έχουν καμία επιρροή στο δεδομένο πρόβλημα που εξετάζεται.

## **9. ΥΔΑΤΟΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ**

Στο **σχήμα 4.10** δίνονται η οριζόντια μετακίνηση και η στροφή του άνω δεξιού άκρου του τοίχου σε συνάρτηση με το χρόνο φόρτισης για τιμές της υδατοπερατότητας του εδάφους ίσες με 0,  $10^{-4}$  και  $10^{-3}$  m/s. Η διαπερατότητα είναι η ικανότητα του νερού να κινείται δια μέσου του εδάφους και εξαρτάται από το πορώδες του. Πρόκειται για μια παράμετρο που υπάρχει εξαιρετική αβεβαιότητα για την τιμή της στην ανάλυση. Οι παραπάνω τιμές εφαρμόστηκαν σε όλο το μοντέλο θέλοντας να πάρουμε μια γενική εικόνα για το ρόλο της στο πρόβλημα. Οι τιμές αυτές επιλέχθηκαν ως πιο χαρακτηριστικές, σε γενικές γραμμές, για τα εδάφη αυτά που εξετάζονται. Από τα αποτελέσματα της διερεύνησης προκύπτει ότι η επιρροή της παραμέτρου δεν είναι καθοριστικής σημασίας, όσο αναφορά τουλάχιστον τη μετακίνηση και την στροφή του τοίχου.

## 10. ΠΟΛΙΚΟΤΗΤΑ ΤΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ

Μέσω αυτής της αναζήτησης καθορίζεται το κατά πόσο η κατεύθυνση με την οποία διεγείρει μία σεισμική δόνηση ένα σύστημα παίζει ρόλο στην απόκριση του. Όπως είναι αναμενόμενο ακόμα και δύο ακριβώς ίδια συστήματα, που υποβάλλονται στην ίδια διέγερση, θα παρουσιάσουν διαφορετική συμπεριφορά, εάν η πολικότητα της διέγερσης είναι διαφορετική.

Αρχικά να αναφέρουμε ότι το μοντέλο όλων των αναλύσεων είναι διπλό, αποτελείται δηλαδή από την κλασική γεωμετρία σχεδιασμένη δύο φορές με άξονα συμμετρίας το δεξιά κάθετο όριο του συστήματος τοίχος-έδαφος. Οι μετακινήσεις και στροφές που καταγράφονται για κάθε τοίχο καθώς και όλες οι παραμορφώσεις του κανάβου είναι διαφορετικές, αφού η ίδια διέγερση που τους καταπονεί στη βάση όλου του συστήματος τα διεγείρει με άλλο τρόπο. Όπως είναι λογικό, αναλόγως επηρεάζεται και το φαινόμενο της ρευστοποίησης στους δύο τοίχους, μέσω της αλληλεπίδρασης του εδάφους – κρηπιδοτοίχου και της ανάπτυξης υποπίεσεων και υπερπίεσεων στο έδαφος πίσω από αυτούς. Η ίδια η γεωμετρία και τα χαρακτηριστικά της διέγερσης, φυσικά καθορίζουν το ποιος από τους δύο τοίχους θα παραμορφωθεί περισσότερο.

Στα **σχήματα 4.11, 4.12 και 4.13** παρουσιάζεται αυτή η διαφορετικότητα στη συμπεριφορά που περιγράφεται παραπάνω. Οι αναλύσεις που περιγράφηκαν στο Κεφάλαιο 3 για το μοντέλο του αριστερού κρηπιδοτοίχου, δηλαδή του δυσμενέστερου εκ των δύο, παρουσιάζονται συνοπτικά αυτή τη φορά σε αντιδιαστολή με το δεξιό τοίχο. Πιο συγκεκριμένα τα σχήματα περιλαμβάνουν τις χρονοϊστορίες της μετακίνησης και στροφής των τοίχων, τους παραμορφωμένους κανάβους μετά το τέλος της διέγερσης και τέλος τις ισοϋψείς των οριζόντιων μετακινήσεων των τοίχων, αντίστοιχα. Σημειώνεται ότι για λόγους διευκόλυνσης, τα μεγέθη της στροφής και της μετακίνησης είναι σε απόλυτη τιμή, αφού είναι προφανές πως και οι δυο τοίχοι μετακινήθηκαν και έστριψαν προς τη μεριά της θάλασσας.

## **11. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΙΕΓΕΡΣΗ**

Στα **σχήματα 4.14 και 4.15** δίνονται τα επιταχυνσιογραφήματα που εφαρμόστηκαν στο μοντέλο για την διερεύνηση της συμπεριφοράς του κρηπιδοτόιχου υπό διαφορετική σεισμική διέγερση. Τα επιταχυνσιογραφήματα που χρησιμοποιούνται είναι όσο το δυνατόν πιο διαφορετικά μεταξύ τους. Να σημειωθεί επίσης, ότι από κάθε σεισμό που θα αναφέρεται στη συνέχεια εφαρμόσαμε μια καταγραφή κάποιας συνιστώσας της διέγερσης που καταγράφηκε σε δεδομένο σταθμό στην περιοχή. Τέλος, ο χρόνος φόρτισης διατηρείται σταθερός και ίσος με 20s για όλες τις διεγέρσεις, ώστε να ελέγχεται κάθε φορά η απόκριση υπό διεγέρσεις διαφορετικής έντασης και συχνότητας.

Η καταγραφή του Ληξουρίου της Κεφαλονιάς που εφαρμόζεται σε όλες τις αναλύσεις ως τώρα είναι μια καταγραφή με πολλά «δοντάκια», με μέγιστη επιτάχυνση περίπου 0.60g και με πολλές αιχμές περίπου στα 0.30g. Ως προς την περίοδο η καταγραφή δίνει αρκετά μικρές περιόδους σχεδόν σε όλη την έκταση της.

Ο σεισμός της Λευκάδας το 2015 ταρακούνησε την περιοχή του Ιονίου και πάλι, με πολλές κατολισθήσεις, καταστροφές σε κατασκευές στα χωριά κυρίως του νησιού αλλά και με θανάτους. Το διάγραμμα της επιτάχυνσης της καταγραφής στη Βασιλική, που εφαρμόζεται δίνει μέγιστη επιτάχυνση περί τα 0.30g και οι περίοδοι που επικρατούν σε όλη την καταγραφή είναι περίπου στα 0.50s. Γενικά, είναι μια διέγερση όχι τόσο μεγάλης συχνότητας σχετικά με την αρχική.

Η καταγραφή του σταθμού Ishihara του σεισμού στο Kumamoto της Ιαπωνίας το 2016 είναι η ισχυρότερη από άποψη μέγιστης επιτάχυνσης από όσες εφαρμόζονται στα πλαίσια της διερεύνησης, αγγίζοντας η μέγιστη τιμή το 1.00g και με πολλές αιχμές να ξεπερνούν τα 0.50g. Επιπλέον, η περίοδος που επικρατεί στην ταλάντωση είναι γύρω στα 0.50s, γεγονός που δεν την κάνει τόσο υψίσυχη όσο την αρχική διέγερση του Ληξουρίου και έτσι δυσχεραίνει την κατάσταση για την κατασκευή.

Τέλος, από τον σεισμό στο Christchurch της Νέας Ζηλανδίας το 2011, εφαρμόζονται δύο αρκετά διαφορετικές καταγραφές μεταξύ τους αλλά και όσων ως τώρα έχουν αναφερθεί. Η πρώτη καταγραφή (CCCC) δίνει μέγιστη επιτάχυνση λίγο μεγαλύτερη από 0.30g και πολλές αιχμές γύρω σε αυτή την τιμή, ενώ η περίοδος της είναι αρκετά μεγάλη, ίσως και μεγαλύτερη από 0.50s στην μεγαλύτερη έκταση της. Η δεύτερη καταγραφή (LPCC) σε αντίθεση είναι εξαιρετικά μικρής περιόδου (υψίσυχη) και με εξαιρετικά μεγάλες επιταχύνσεις, με μέγιστη περί τα 0.90g και πολλές αιχμές πάνω από 0.30g.

Οι ακριβείς καταγραφές που χρησιμοποιήθηκαν είναι οι ακόλουθες:

- Σεισμός της Κεφαλονιάς το 2014 (3 Φεβρουαρίου) συνιστώσα EW που εφαρμόζεται στη βάση του μοντέλου και έχει προκύψει από αντίστροφη ανάλυση, όπως αναλυτικά έχει ήδη αναφερθεί.
- Σεισμός της Λευκάδας το 2015 (17 Νοεμβρίου) συνιστώσα EW του σταθμού στην περιοχή της Βασιλικής.
- Σεισμός του Kumamoto στην Ιαπωνία το 2016 συνιστώσα EW του σταθμού Mashiki.
- Σεισμός του Christchurch στη Ν. Ζηλανδία το 2011 συνιστώσα N26W του σταθμού Christchurch (CCCC).
- Σεισμός του Christchurch στη Ν. Ζηλανδία το 2011 συνιστώσα N80W του σταθμού LPCC.

Στο **σχήμα 4.16** δίνονται η οριζόντια μετακίνηση και η στροφή του άνω δεξιά άκρου του κρηπιδότοιχου συναρτήσει του χρόνου φόρτισης για τις διεγέρσεις του Ληξουρίου (Κεφαλονιά, 2014), της Βασιλική (Λευκάδα, 2015), του CCCC και LPCC (Christchurch, 2011) και τέλος του Mashiki (Kumamoto, 2016). Είναι προφανές πόσο διαφορετικές εικόνες προκύπτουν από κάθε ανάλυση και συνεπώς πόσο διαφορετικά συμπεριφέρεται ο τοίχος ανάλογα με την διέγερση που του επιβάλλεται. Μικρότερη οριζόντια μετακίνηση και στροφή δίνει η καταγραφή του LPCC ( $\approx 0.70\text{m}$ ,  $\approx 3^\circ$ ) έπειτα ακολουθούν κατά αύξουσα σειρά οι καταγραφές του Ληξουρίου ( $\approx 1.00\text{m}$ ,  $\approx 3.6^\circ$ ), του CCCC ( $\approx 1.40\text{m}$ ,  $\approx 5^\circ$ ), της Βασιλικής ( $\approx 1.70\text{m}$ ,  $\approx 5^\circ$ ) και του Mashiki ( $\approx 4.30\text{m}$ ,  $\approx 5.5^\circ$ ). Η τελευταία μάλιστα δίνει εξαιρετικά μεγάλες μετατοπίσεις στον τοίχο, πολύ μεγαλύτερες από όλες τις υπόλοιπες.

Πιο συγκεκριμένα, όταν το μοντέλο επιβάλλεται στη διέγερση του Ληξουρίου της Κεφαλονιάς μοιάζει να έχει πολύ παρόμοια απόκριση με όταν σε αυτό επιβάλλεται η διέγερση του CCCC, τόσο ως προς τη γενική συμπεριφορά σε όλη τη διάρκεια της φόρτισης όσο και ως προς τις παραμένουσες παραμορφώσεις. Αυτό ακούγεται ίσως λίγο παράδοξο για κάποιον που θα παρατηρούσε μόνο τις πολύ μεγάλες επιταχύνσεις ( $\alpha_{\max} \approx 0.90\text{g}$  και  $\alpha > 0.30\text{g}$  σε πολλές αιχμές) που καταπονούν το μοντέλο στη δεύτερη περίπτωση σε σχέση με την πρώτη ( $\alpha_{\max} \approx 0.60\text{g}$ ). Όμως η διέγερση του LPCC δίνει τις μικρότερες μετακινήσεις και στροφή κυρίως λόγω της πολύ μεγάλης της συχνότητας ( $T \approx 0.20\text{s}$ ), μεγαλύτερης σίγουρα από όλες όσες εφαρμόζονται. Έτσι η κατασκευή, εξαιτίας αυτής, δεν προλαβαίνει να «καταλάβει» την ταλάντωση που της επιβάλλεται, αφού το επιταχυνσιογράφημα έχει τόσο μικρή περίοδο, που μέχρι να αντιληφθεί την ταχύτερη αλλαγή της επιτάχυνσης η κατασκευή και να αντιδράσει, εκείνη αλλάζει πάλι και έτσι αδυνατεί να το ακολουθήσει. Αυτό ακριβώς δείχνει και η καμπύλη της μετακίνησης και της στροφής που μοιάζει περισσότερο με ευθεία γραμμή. Μια ανάλογη συμπεριφορά ακολουθείται και στη διέγερση του Ληξουρίου, στην οποία μπορεί οι επιταχύνσεις να

είναι αρκετά μικρότερες από του LPCC, αλλά η συχνότητα της που είναι σαφώς μικρότερη δίνει την δυνατότητα στον τοίχο να «καταλάβει» πολλά περισσότερα και να πάρει έτσι σχετικά μεγαλύτερες μετακινήσεις και στροφή.

Δυσμενέστερα αποτελέσματα σχετικά με τα παραπάνω για τις παραμορφώσεις του τοίχου, αλλά παρόμοια συμπεριφορά μεταξύ τους έχουν η διέγερση της Βασιλικής της Λευκάδας και του CCCC. Το γεγονός αυτό οφείλεται στις μεγαλύτερες περιόδους ( $T \approx 0.50s$ ) που κυριαρχούν και στις δύο καταγραφές αυτές και συνεπώς στην μικρότερη σε σχέση με παραπάνω συχνότητα τους. Ως προς το μέγεθος των επιταχύνσεων, επίσης φαίνεται να είναι παρόμοιες. Παρόλο που οι παραμένουσες μετακινήσεις και στροφές του τοίχου μετά τις δύο αυτές διεγέρσεις έχουν πολύ κοντινές τιμές, η γενική απόκριση του τοίχου σε όλη τη διάρκεια της φόρτισης παρουσιάζει αρκετή απόκλιση. Αυτό ίσως οφείλεται στο πως η καταγραφή της διέγερσης «μοιράζεται» στο χρόνο φόρτισης, αφού αυτή είναι μια ουσιαστική διαφορά στα δύο αυτά επιταχυνσιογραφήματα. Συνεπώς, ο τοίχος ακόμη κι όταν επιβάλλεται σε δύο διεγέρσεις με ίδια περίπου συχνότητα και μέγεθος στις επιταχύνσεις συμπεριφέρεται πολύ διαφορετικά κάθε φορά κατά τη διάρκεια της φόρτισης, γεγονός που επηρεάζει όλο το μοντέλο δημιουργώντας διαφορετικά φαινόμενα σε αυτό. Έτσι, ιδιαίτερη σημασία έχει και η μορφή της καταγραφής και πως αυτή κατανέμεται στο χρόνο φόρτισης που επιβάλλεται.

Τέλος, η καταγραφές του σταθμού Mashiki του σεισμού στο Kumamoto είναι αυτές που επιφέρουν στον κρηπιδοτόιχο τις μεγαλύτερες παραμορφώσεις. Πρόκειται για ένα επιταχυνσιογράφημα με τις μεγαλύτερες επιταχύνσεις από όλα όσα εφαρμόζονται ( $\alpha_{max} \approx 1.00g$  και  $\alpha > 0.40g$  σε πολλές αιχμές) και με περίοδο ( $T \approx 0.50s$ ) αρκετά μεγάλη σε σχέση με τα παραπάνω, ώστε να δίνει την ευκαιρία στην κατασκευή να αντιλαμβάνεται την ταλάντωση και να προλαβαίνει να αντιδράσει. Η διαφορά που παρατηρείται αν συγκρίνει κανείς την απόκριση σε αυτή την καταγραφή με εκείνη του LPCC, που ως προς τις επιταχύνσεις τουλάχιστον είναι δύο το ίδιο έντονα γεγονότα, είναι τεράστια και υποδεικνύει το σημαντικότερο ρόλο της συχνότητας της ταλάντωσης στην απόκριση του κρηπιδοτοίχου.

Συνεπώς, από όλα τα παραπάνω το συμπέρασμα είναι πως ο ρόλος της σεισμικής διέγερσης και των χαρακτηριστικών της είναι καθοριστικότερος για την αστοχία του κρηπιδοτοίχου. Αν στον τοίχο επιβαλλόταν η ίδια διέγερση αλλά με μεγαλύτερη συχνότητα, οι παραμορφώσεις θα ήταν πιο περιορισμένες. Αντίθετα, αν η συχνότητα της ήταν ακόμη μικρότερη οι αστοχίες θα ήταν πιο εκτεταμένες. Επιπλέον, το μέγεθος των επιταχύνσεων της διέγερσης και ο τρόπος με το οποίο «απλώνεται» η διέγερση αυτή στο χρόνο φόρτισης παίζουν σημαντικό ρόλο στη συνολική απόκριση του τοίχου.

## 12. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

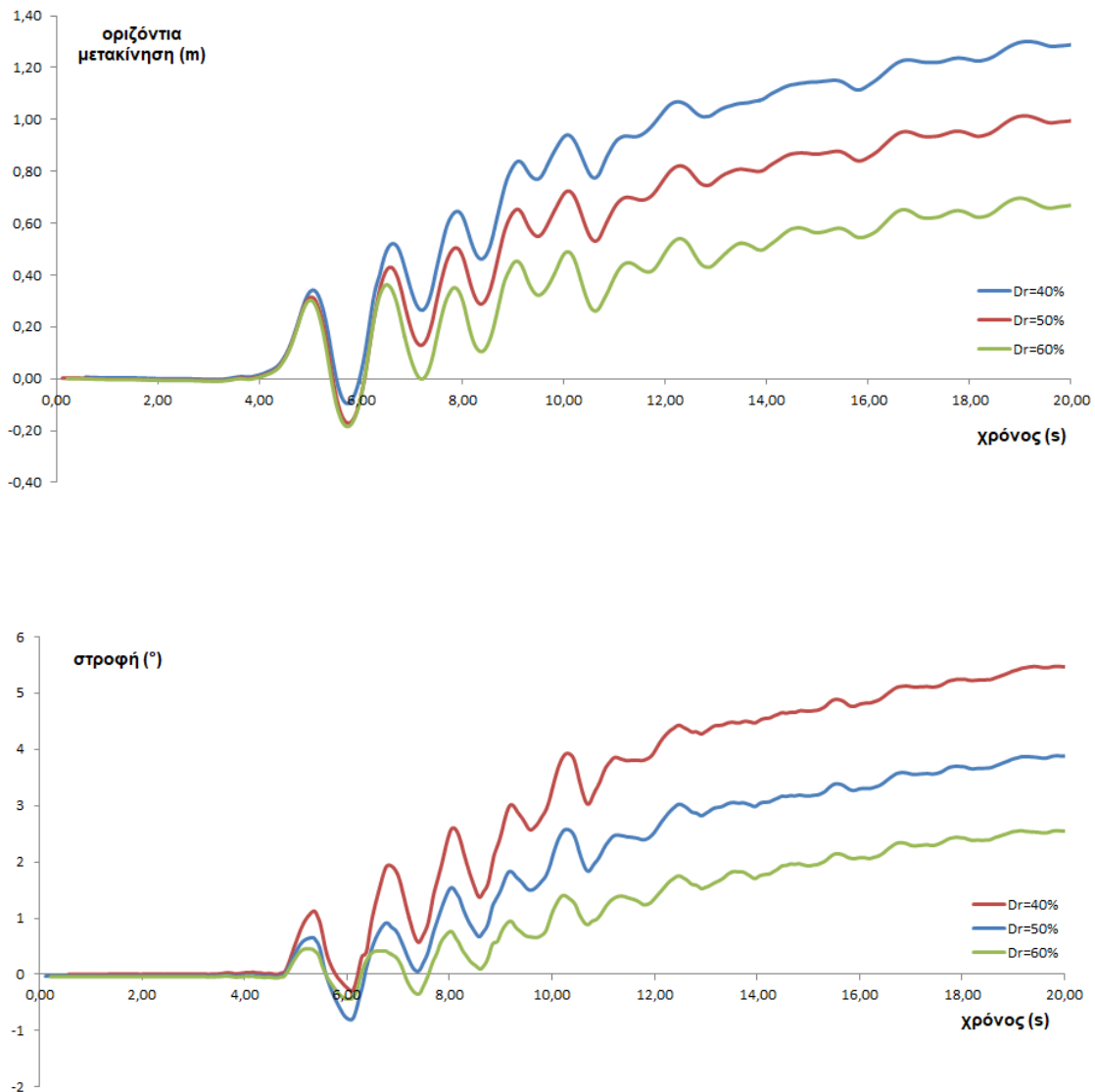
Τα συμπεράσματα που προκύπτουν από την παραμετρική διερεύνηση του συγκεκριμένου ιστορικού περιστατικού είναι τα εξής:

- Η σχετική πυκνότητα ( $D_r$ ) του αντιστηριζόμενου εδάφους θεωρείται μια παράμετρος με επιρροή στην απόκριση του κρηπιδοτόιχου μεν αλλά όχι καθοριστικής σημασίας δε, αφού οι σχετικές πυκνότητες που μελετήθηκαν έδωσαν ένα εύρος μετακινήσεων και στροφών που παρατηρήθηκε στο πεδίο από τις επί τόπου μετρήσεις και σε συνάρτηση της αβεβαιότητας που υπάρχει ως προς τις εδαφικές συνθήκες που επικρατούν στο λιμένα, γίνεται αποδεκτό ότι είναι πιθανόν να επικρατούν ανά περιοχές άλλες σχετικές πυκνότητες και με τη δεδομένη διέγερση να δίνουν αυτή την ποικιλία στις παραμορφώσεις κατά μήκος του λιμένα.
- Το μέτρο ελαστικότητας ( $E$ ) του εδάφους της θεμελίωσης του τοίχου είναι μια παράμετρος επίσης όχι τόσο καθοριστική για το πρόβλημα, αφού κατά τη διερεύνηση της εντοπίστηκε πως ακόμη και όταν το μέγεθος διπλασιάζεται ή τριπλασιάζεται, ακόμη και όταν ενδέχεται κάποιο φαινόμενο συντονισμού ή συμπεριφορά του κρηπιδοτόιχου είναι εξαιρετικά παρόμοια.
- Η γωνία τριβής ( $\varphi$ ) του εδάφους θεμελίωσης, επίσης, είναι ένας παράγοντας μη καθοριστικός για την αστοχία της κατασκευής. Η επιρροή στο πρόβλημα από την αλλαγή της παραμέτρου είναι αμελητέα τόσο ως προς τις μετακινήσεις όσο και ως προς τις στροφές.
- Η γωνία τριβής ( $\delta_1$ ) της διεπιφάνειας κρηπιδοτόιχου – εδάφους θεμελίωσης είναι ένας παράγοντας με μικρή επιρροή στην απόκριση του μοντέλου. Η επιρροή στο πρόβλημα από την αλλαγή της παραμέτρου είναι αμελητέα τόσο ως προς τις μετακινήσεις όσο και ως προς τις στροφές.
- Η γωνία τριβής ( $\delta_2$ ) της διεπιφάνειας κρηπιδοτόιχου – αντιστηριζόμενου εδάφους είναι ένας παράγοντας με πολύ μικρή επιρροή στην συμπεριφορά του τοίχου. Ουσιαστικά δεν αλλάζει τίποτα στην απόκριση του μοντέλου με την αλλαγή αυτής της παραμέτρου.
- Το ειδικό βάρος ( $\rho$ ) του κρηπιδοτόιχου, όμως, είναι μια παράμετρος με ιδιαίτερη σημασία στο πρόβλημα, αφού εξαιτίας του αναπτύσσονται τεράστιες αδρανειακές δυνάμεις επί του τοίχου και γενικά έτσι αντιστέκεται στην μετακίνηση και την στροφή που του επιβάλλεται μέσω των πλευρικών ωθήσεων από το έδαφος. Οι μηχανισμοί που κυριαρχούν κάθε φορά κατά την επιβολή της διέγερσης στον τοίχο καθορίζουν τη συμπεριφορά του και τα φαινόμενα που δημιουργούνται στο μοντέλο.

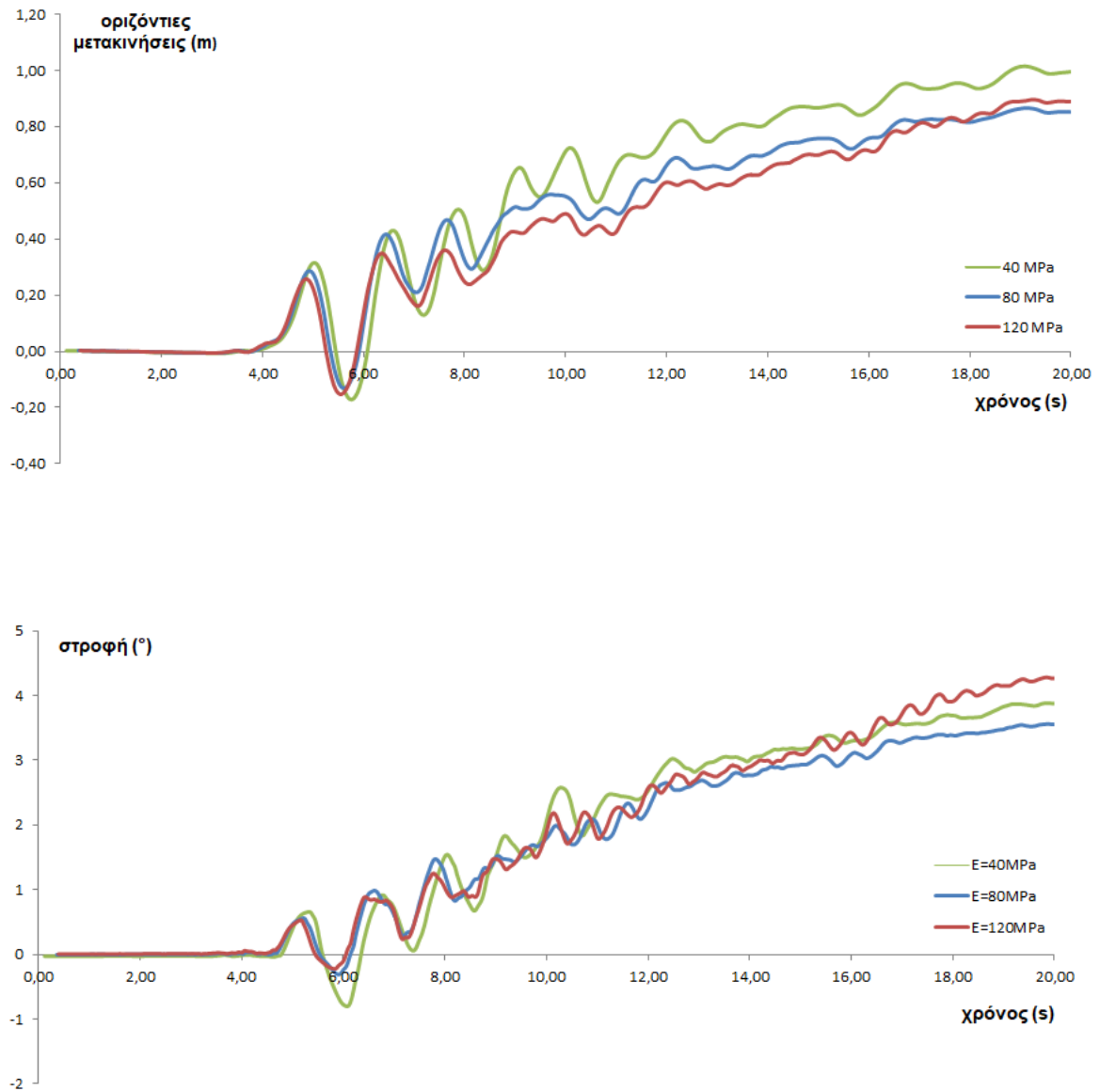
- Οι γωνίες τριβής ( $\theta$ ) των διεπιφανειών μεταξύ των blocks του κρηπιδοτοίχου είναι μια παράμετρος μηδενικής σημασίας για τα δεδομένα του προβλήματος, αφού όσο μεγάλες γωνίες τριβής κι αν επιλέχθηκαν να επικρατούν το αποτέλεσμα δεν αλλάζει σε τίποτα ουσιαστικά.
- Η διαπερατότητα ( $k$ ) των εδαφών είναι μια παράμετρος που επίσης δεν επηρεάζει το συγκεκριμένο πρόβλημα, αφού με όσα μεγέθη κι αν έγινε ανάλυση, ακόμη και διαφορετικής τάξεως μεγέθους, η απόκριση του τοίχου δεν αλλάζει σε τίποτα.
- Η πολικότητα του μοντέλου έχει τη δική της επιρροή στο γεωτεχνικό πρόβλημα γενικότερα, οι διαφορές όμως ως προς την απόκριση τους προκύπτουν μεταξύ των δύο συμμετρικών γεωμετριών μεταξύ τους κάθε φορά. Σε όλες τις αναλύσεις της παρούσας εργασίας τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται και τα συμπεράσματα που προκύπτουν αφορούν την αριστερή γεωμετρία και μόνο, ως δυσμενέστερη.
- Τέλος, τα φυσικά χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης που επιβάλλεται στο μοντέλο είναι ίσως ο καθοριστικότερος παράγοντας στην απόκριση του κρηπιδοτοίχου. Η συχνότητα, οι επιταχύνσεις που τη χαρακτηρίζουν και το πώς η διέγερση κατανέμεται στο χρόνο φόρτισης είναι κάποια στοιχεία της διέγερσης που καθορίζουν τις παραμορφώσεις αλλά και τη γενικότερη συμπεριφορά του τοίχου σε όλη τη διάρκεια της επιβολής της.



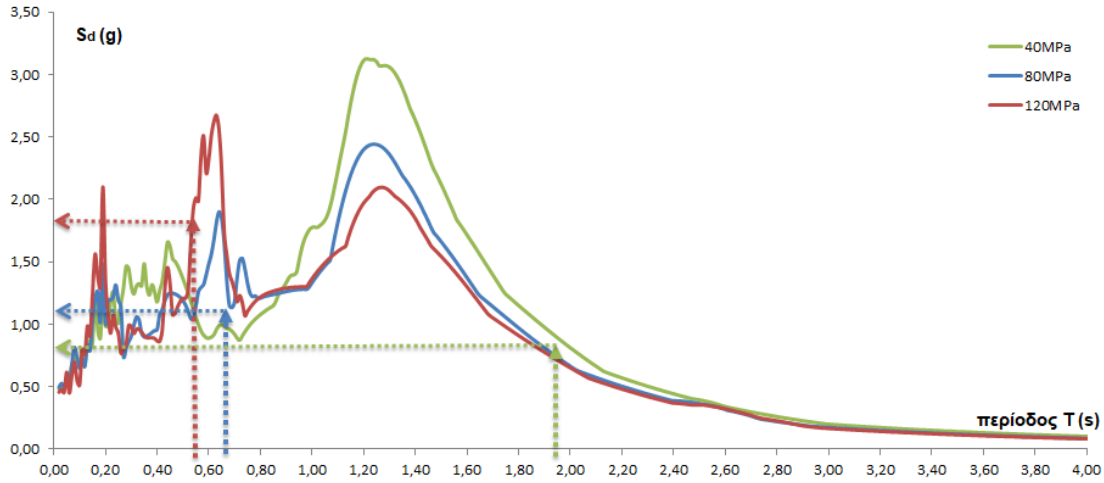
## ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 4: ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ



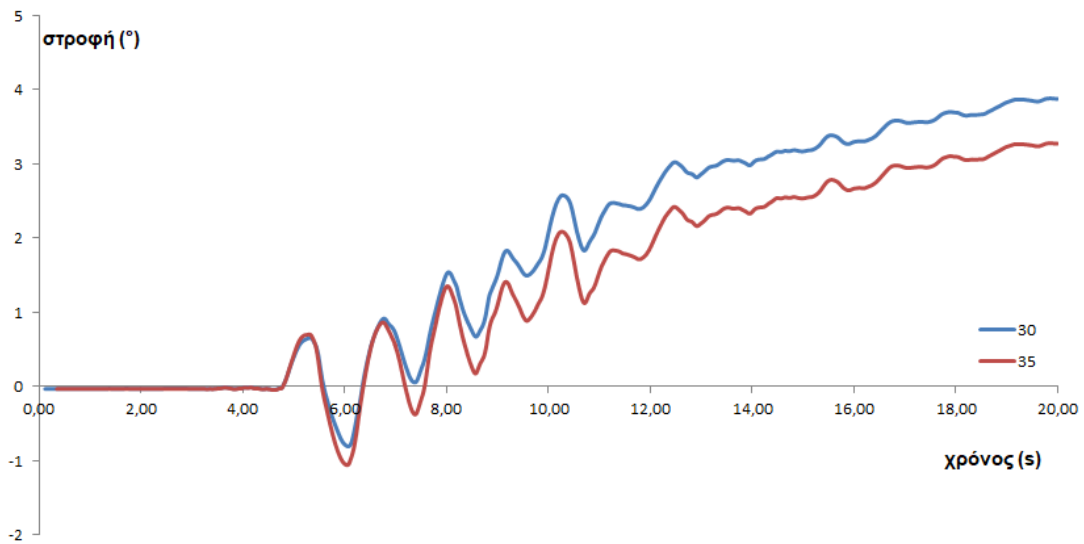
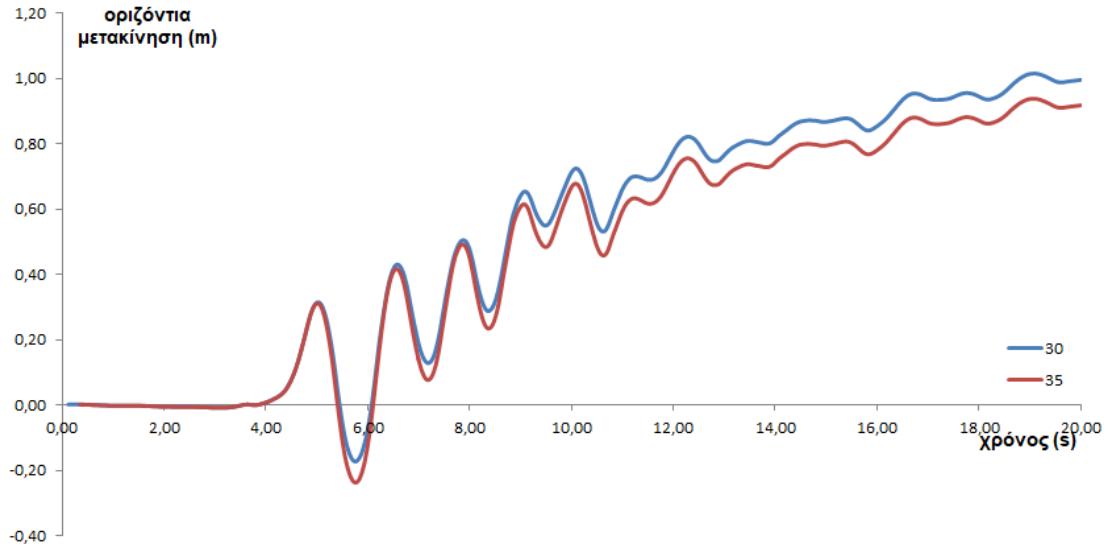
**Σχήμα 4.1:** Οριζόντια μετακίνηση και στροφή του άνω δεξιού άκρου του κρηπιδοτοίχου για σχετικές πυκνότητες ( $D_r$ ) του εδάφους πίσω από τον τοίχο ίσες με 40, 50 και 60% σε συνάρτηση με το χρόνο φόρτισης.



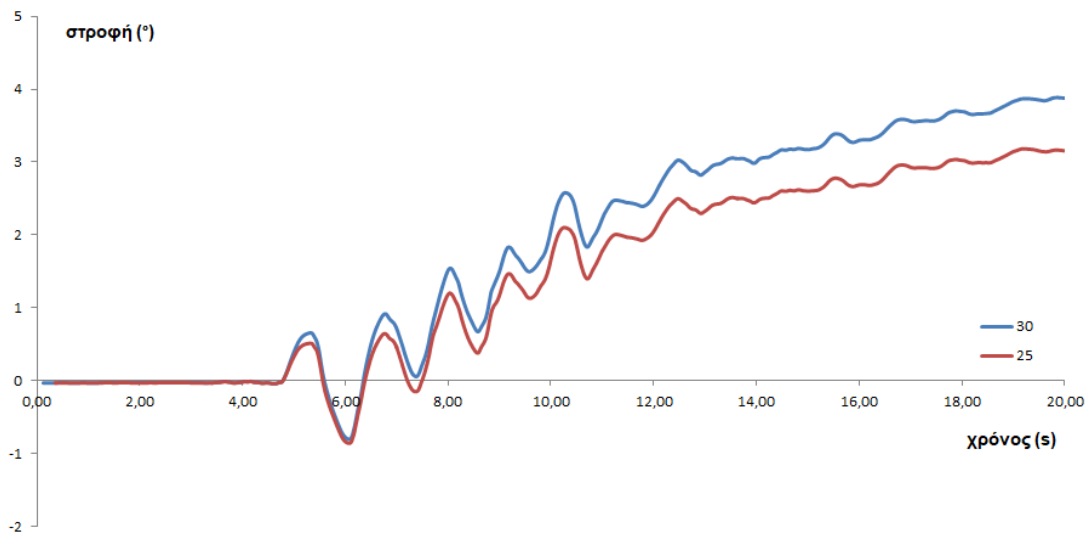
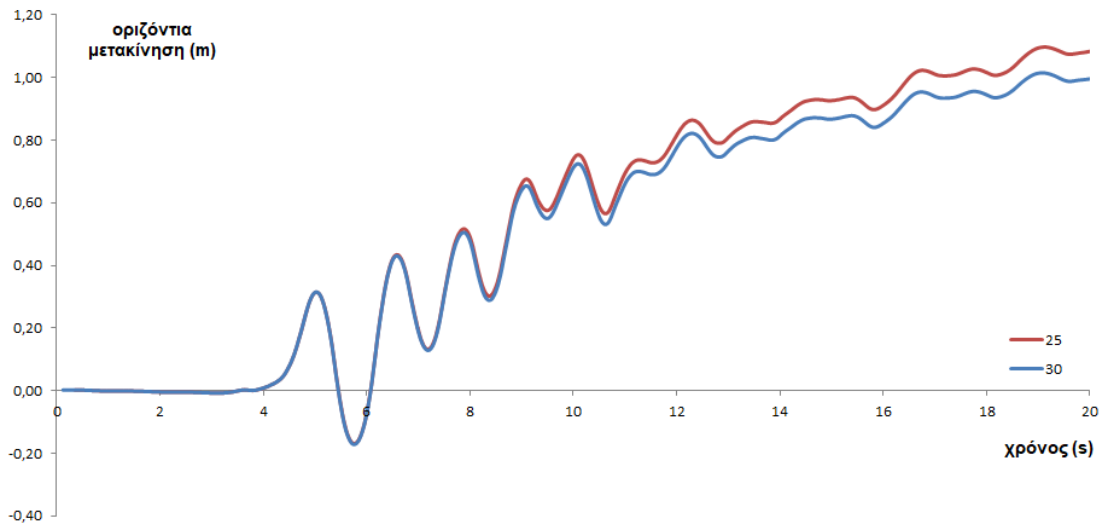
**Σχήμα 4.2:** Οριζόντια μετακίνηση και στροφή του άνω δεξιού άκρου του κρηπιδοτόιχου για μέτρα ελαστικότητας (E) του εδάφους θεμελίωσης του τοίχου ίσα με 40, 80 και 120 MPa σε συνάρτηση με το χρόνο φόρτισης.



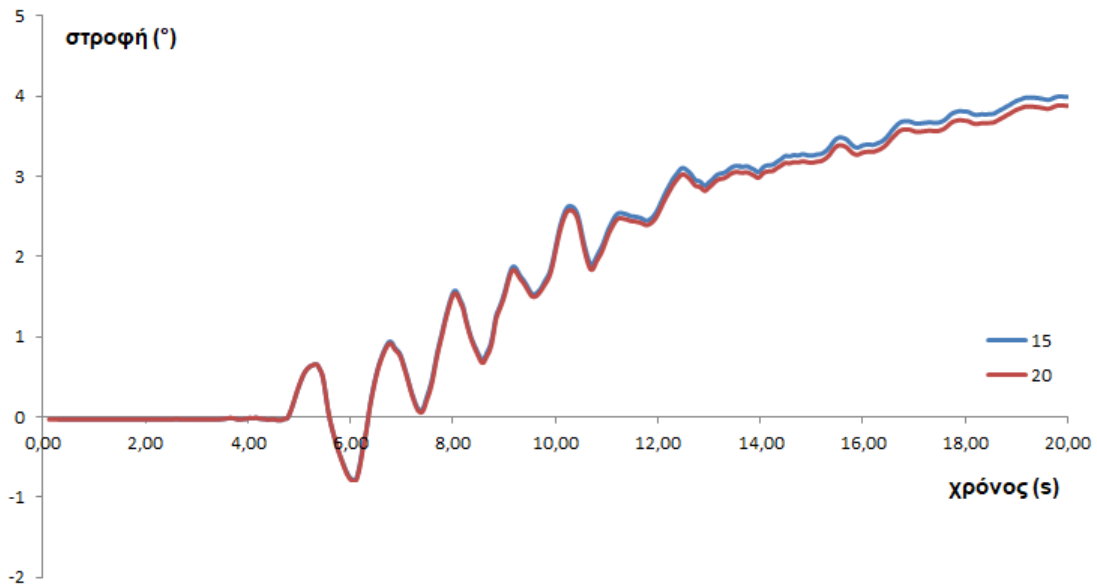
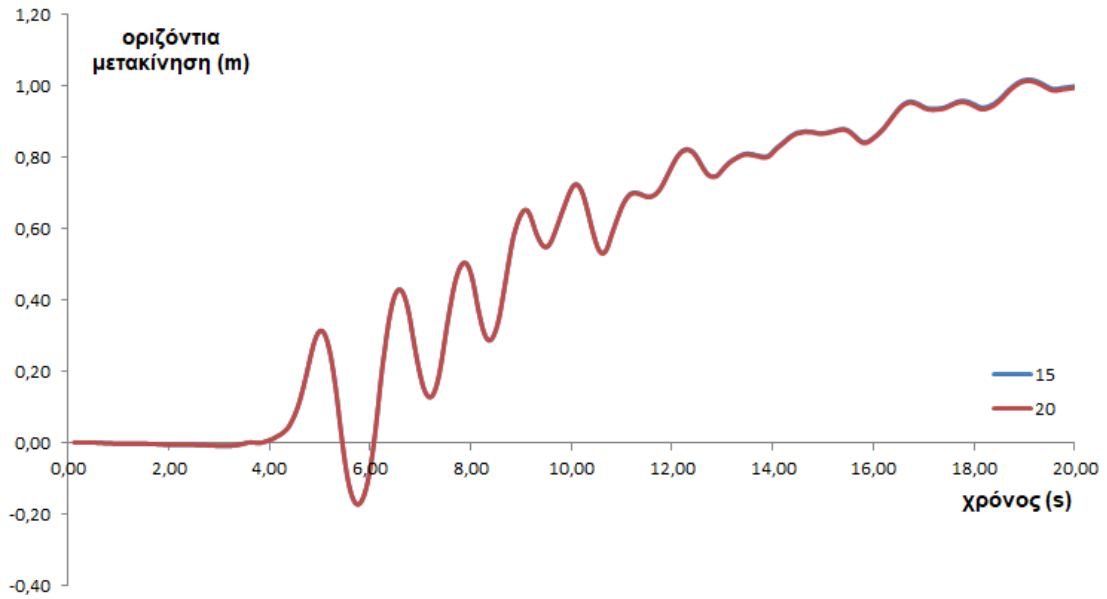
**Σχήμα 4.3:** Φάσματα απόκρισης της εδαφικής στρώσης των 20m για απόσβεση 2% και για μέτρα ελαστικότητας του εδάφους (E) ίσα με 40, 80 και 120 MPa. Με τα βέλη αποτυπώνονται οι ιδιοπερίοδοι των εδαφών και φασματικές επιταχύνσεις στις οποίες αντιστοιχούν.



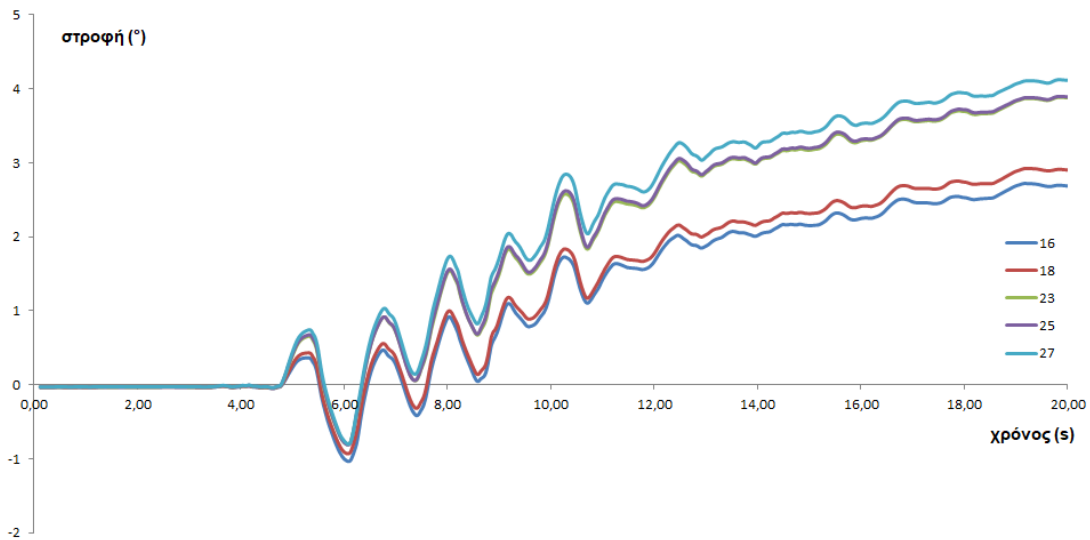
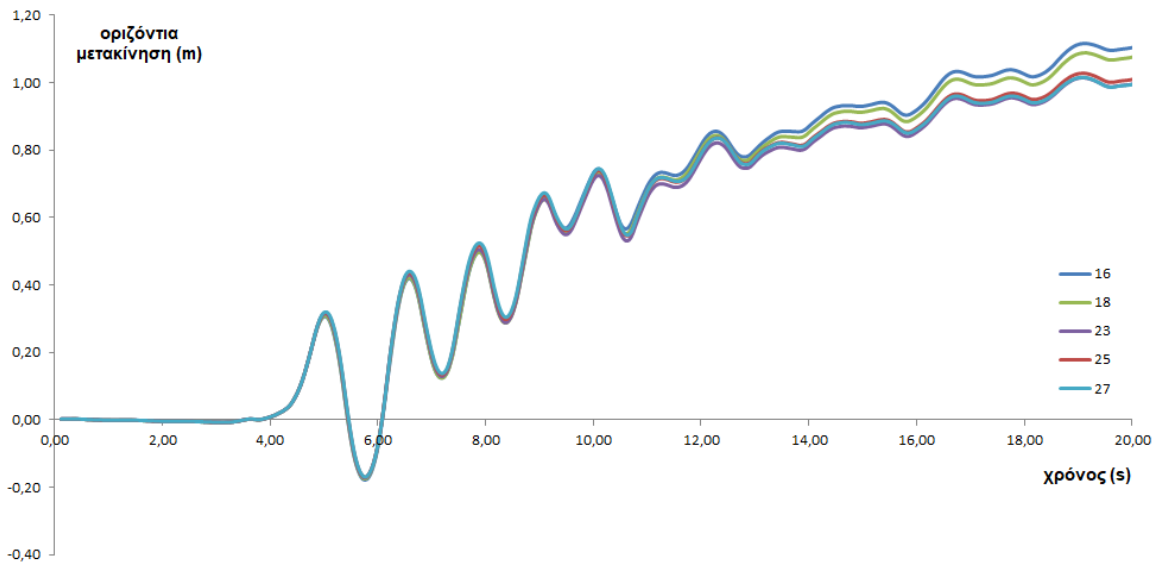
**Σχήμα 4.4:** Οριζόντια μετακίνηση και στροφή του άνω δεξιού άκρου του κρηπιδότοιχου για γωνία τριβής του εδάφους θεμελίωσης του τοίχου ίσες με 30° και 35° σε συνάρτηση με το χρόνο φόρτισης.



**Σχήμα 4.5:** Οριζόντια μετακίνηση και στροφή του άνω δεξιού άκρου του κρηπιδοτοίχου για γωνίες τριβής της διεπιφάνειας της βάσης του τοίχου ίσες με 25° και 30° σε συνάρτηση με το χρόνο φόρτισης.

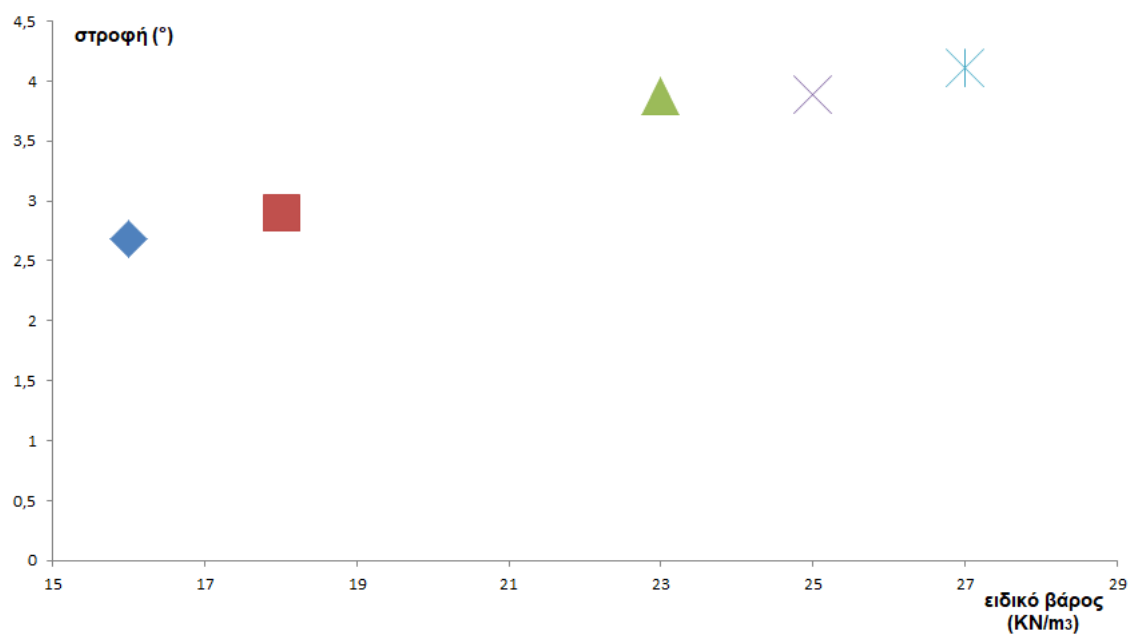
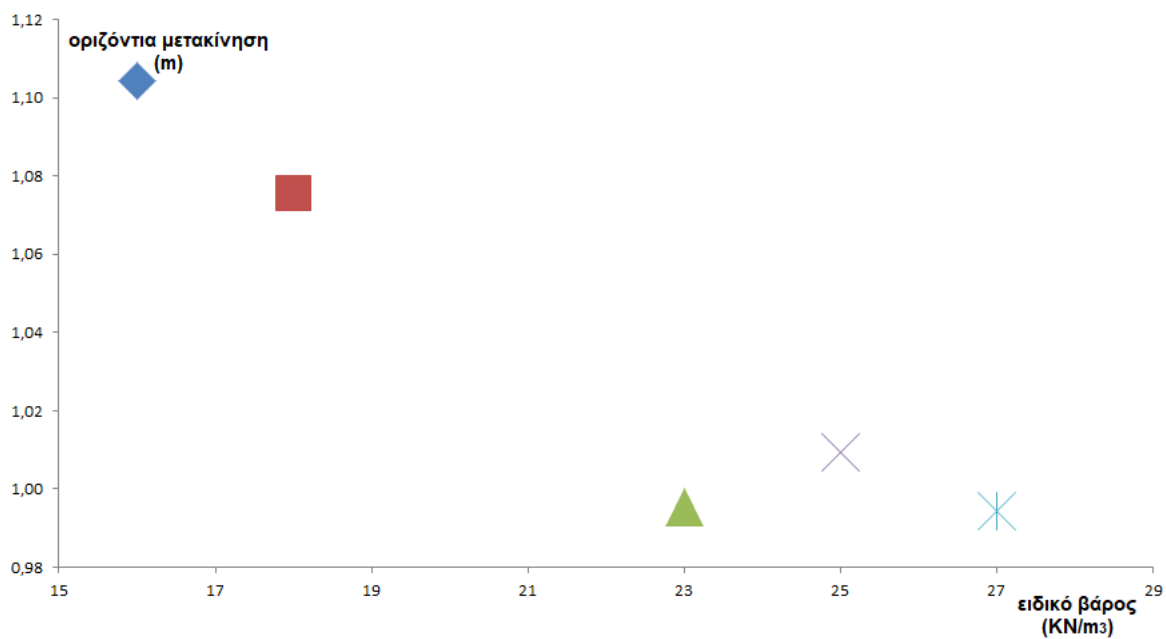


**Σχήμα 4.6:** Οριζόντια μετακίνηση και στροφή του άνω δεξιού άκρου του κρηπιδοτοίχου για γωνίες τριβής της διεπιφάνειας της πλάτης του τοίχου ίσες με 15° και 20° σε συνάρτηση με το χρόνο φόρτισης.

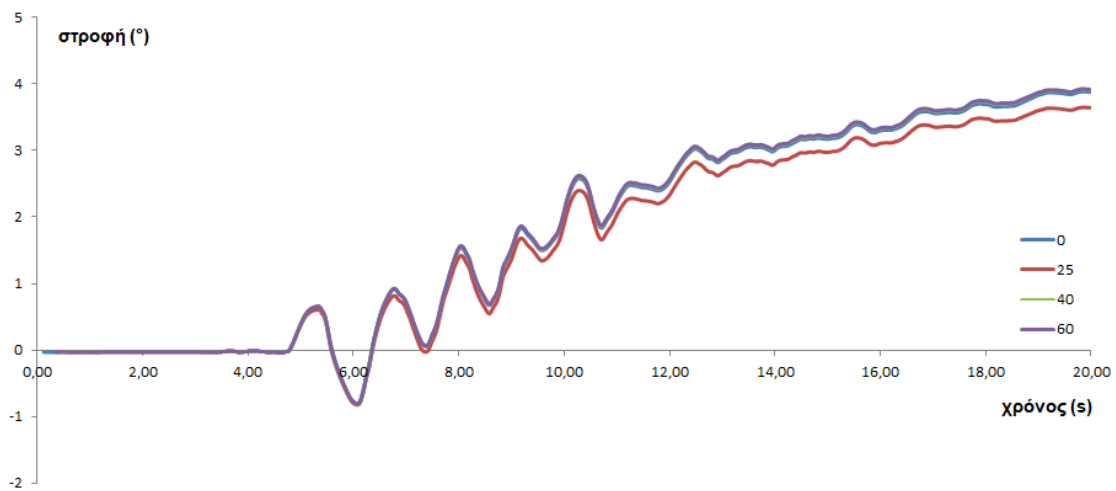
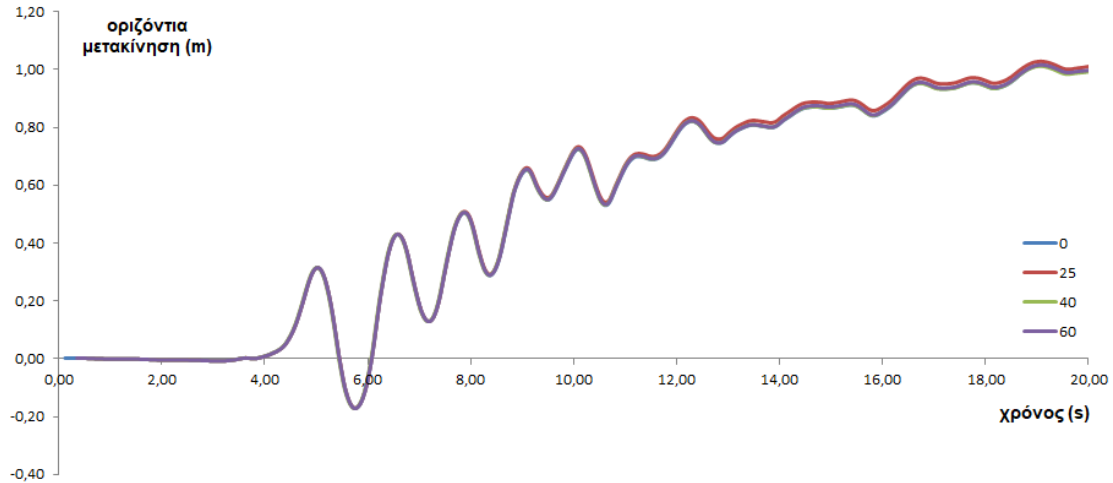


**Σχήμα 4.7:** Οριζόντια μετακίνηση και στροφή του άνω δεξιού άκρου του κρηπιδοτόχου για ειδικά βάρη του τοίχου ίσα με 16, 18, 23, 25 και 27  $\text{KN/m}^3$  σε συνάρτηση με το χρόνο φόρτισης.

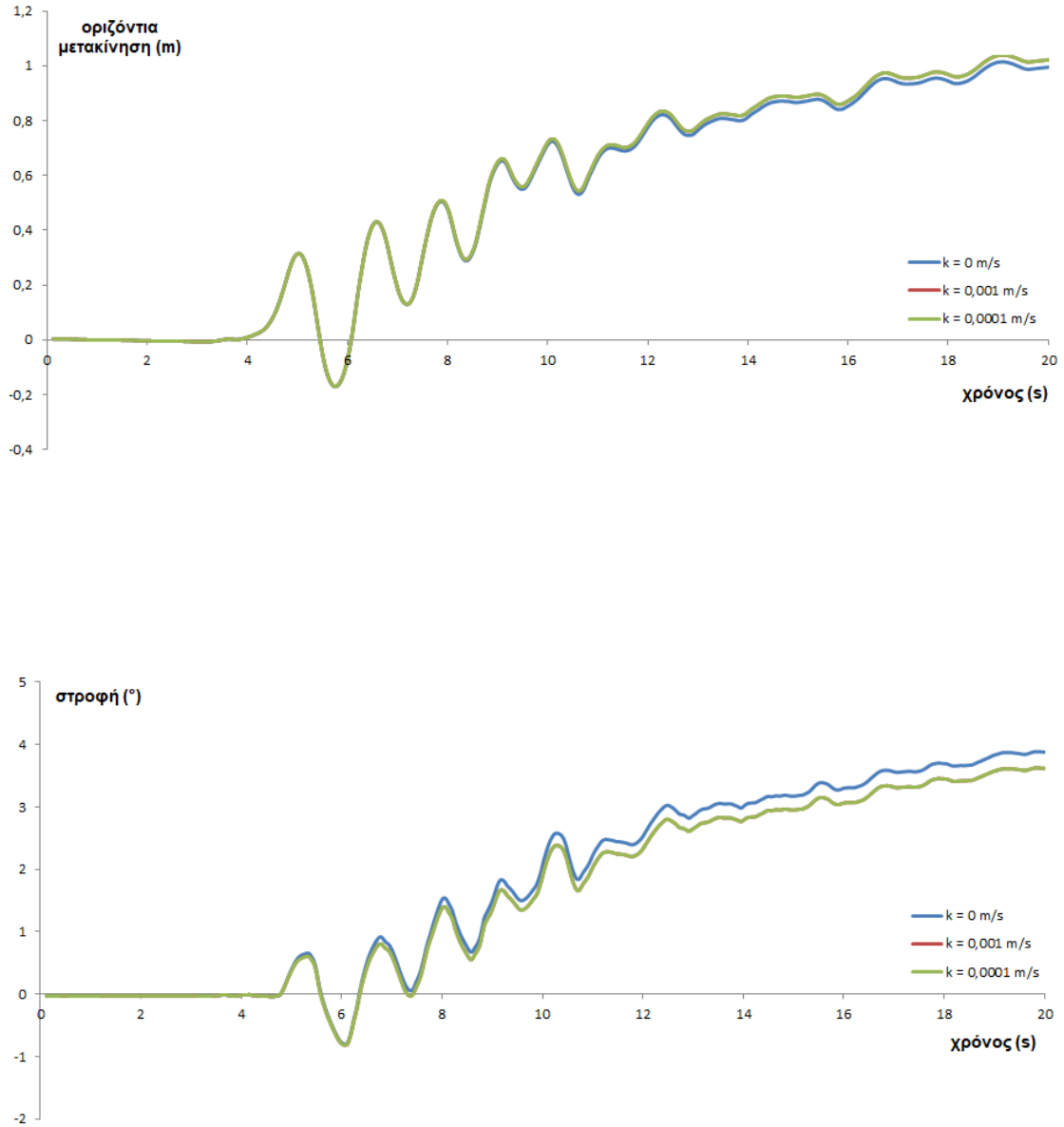




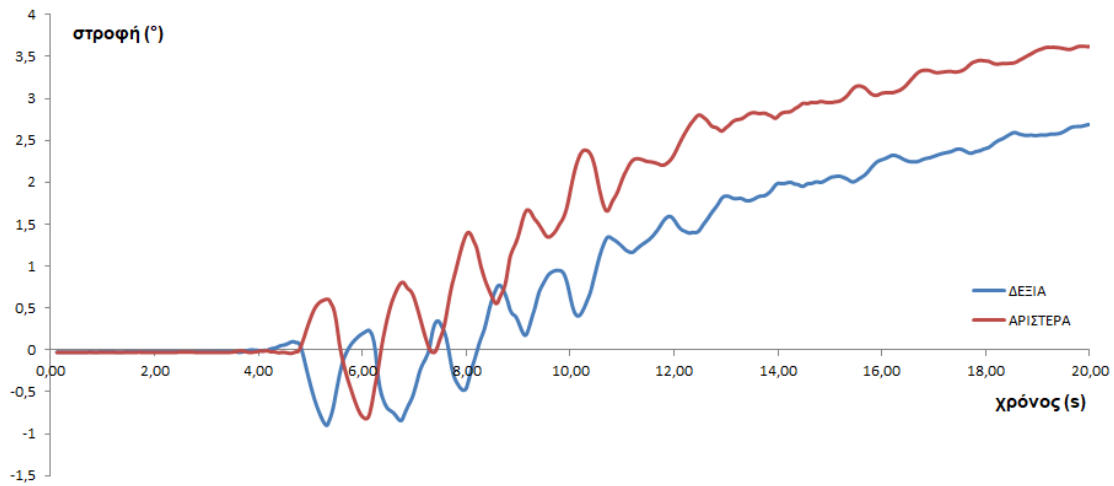
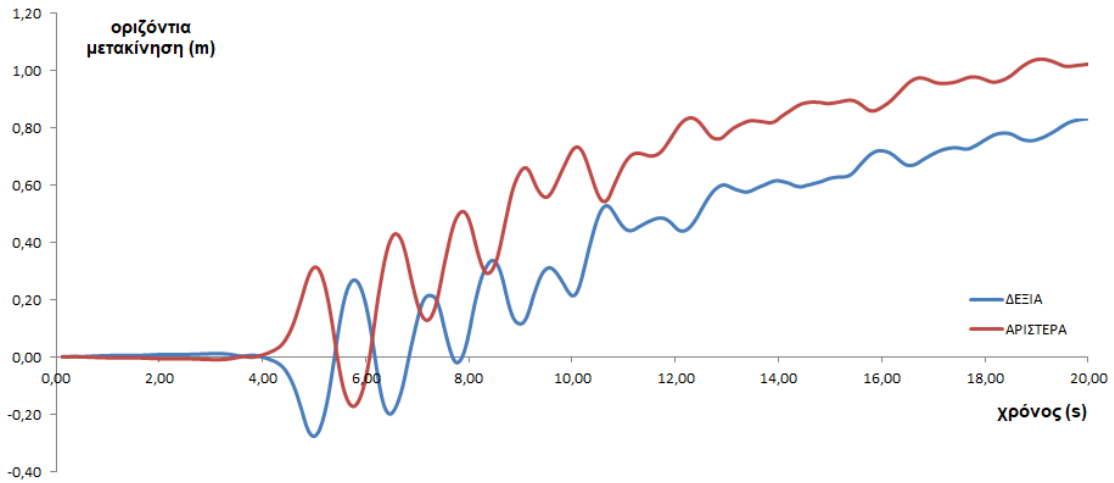
**Σχήμα 4.8:** Παραμένουσα οριζόντια μετακίνηση και στροφή του άνω δεξιού άκρου του κρηπιδοτοίχου για ειδικά βάρη του τοίχου ίσα με 16, 18, 23, 25 και 27 KN/m<sup>3</sup>.



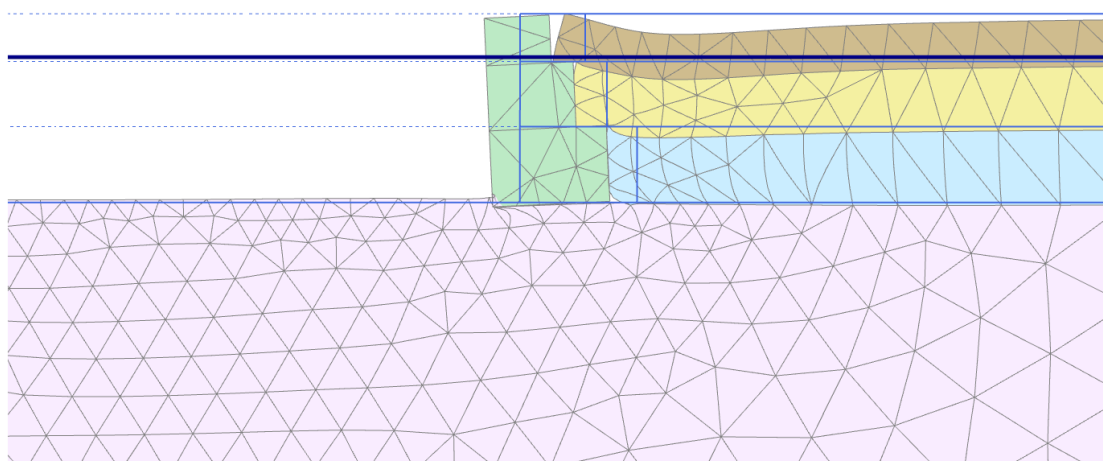
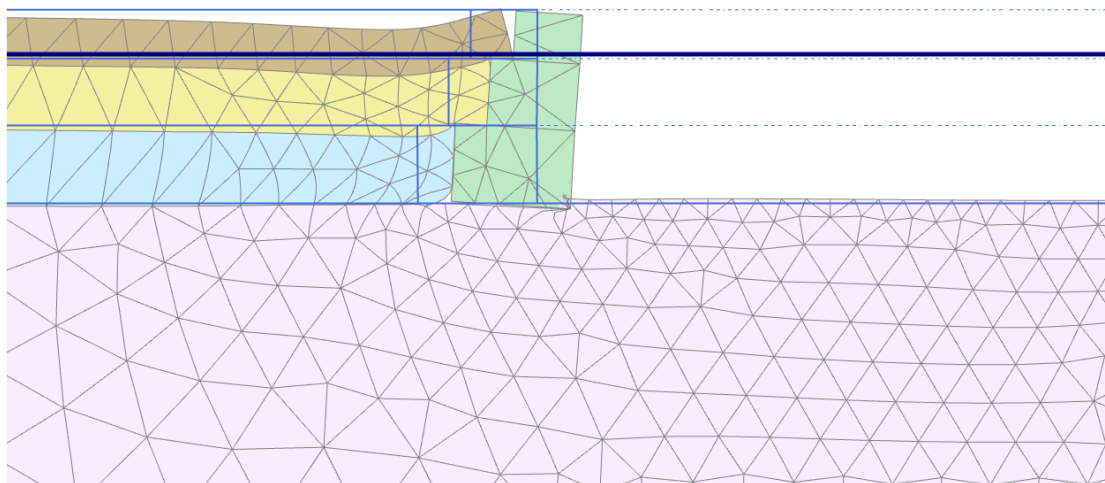
**Σχήμα 4.9:** Οριζόντια μετακίνηση και στροφή του άνω δεξιού άκρου του κρηπιδοτόχου για γωνίες τριβής μεταξύ των blocks ίσες με 0, 25, 40 και 60°.



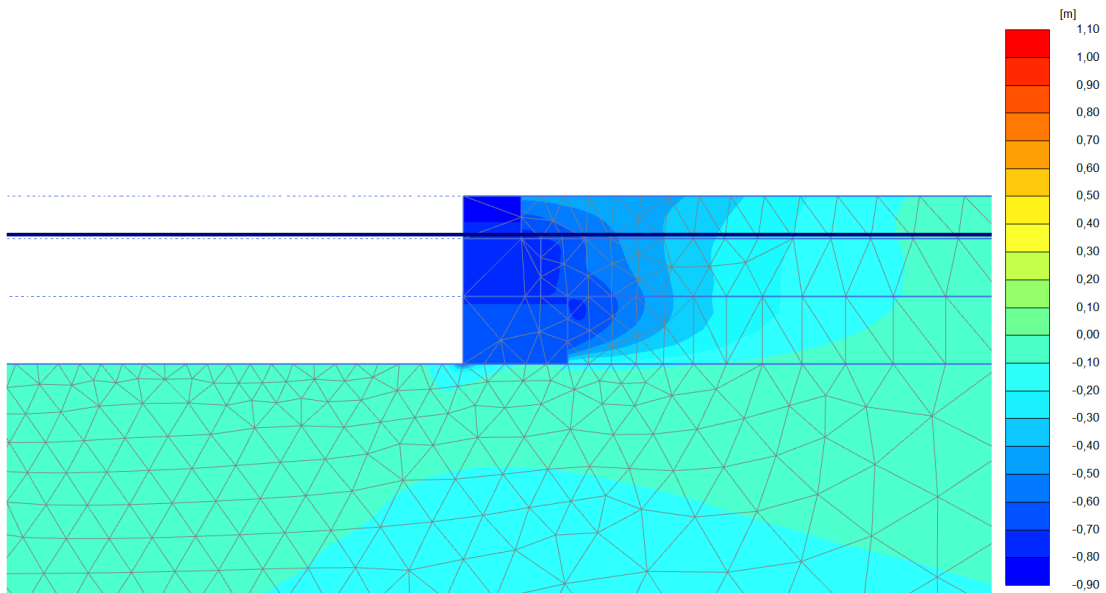
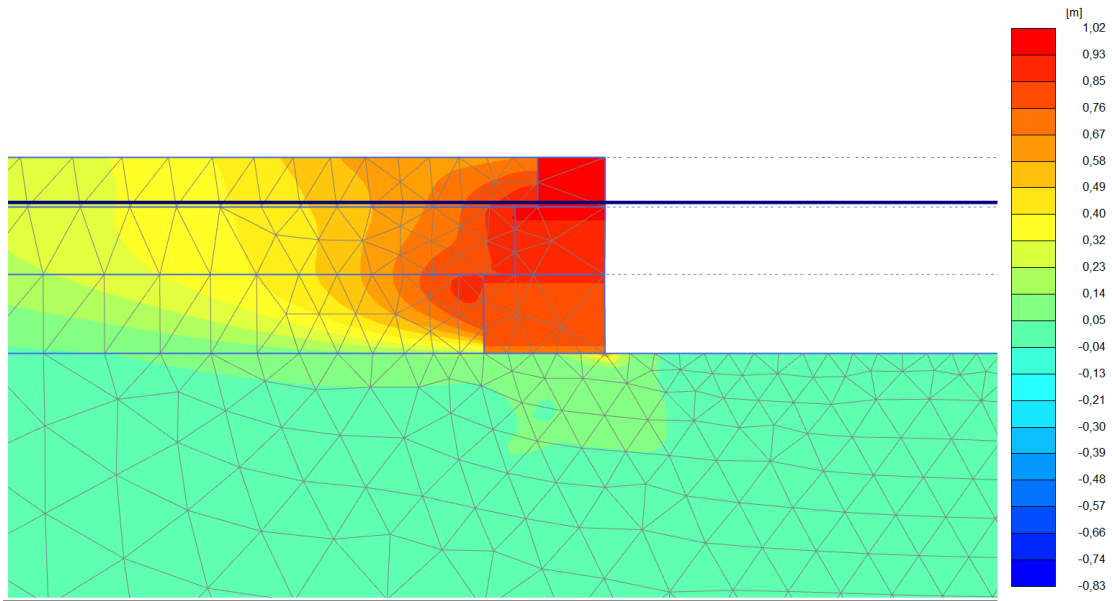
**Σχήμα 4.10:** Οριζόντια μετακίνηση και στροφή του άνω δεξιού άκρου του κρηπιδοτόιχου για υδατοπερατότητα του εδάφους ίση με  $0$ ,  $10^{-4}$  και  $10^{-3} \text{ m/s}$  σε συνάρτηση με το χρόνο φόρτισης.



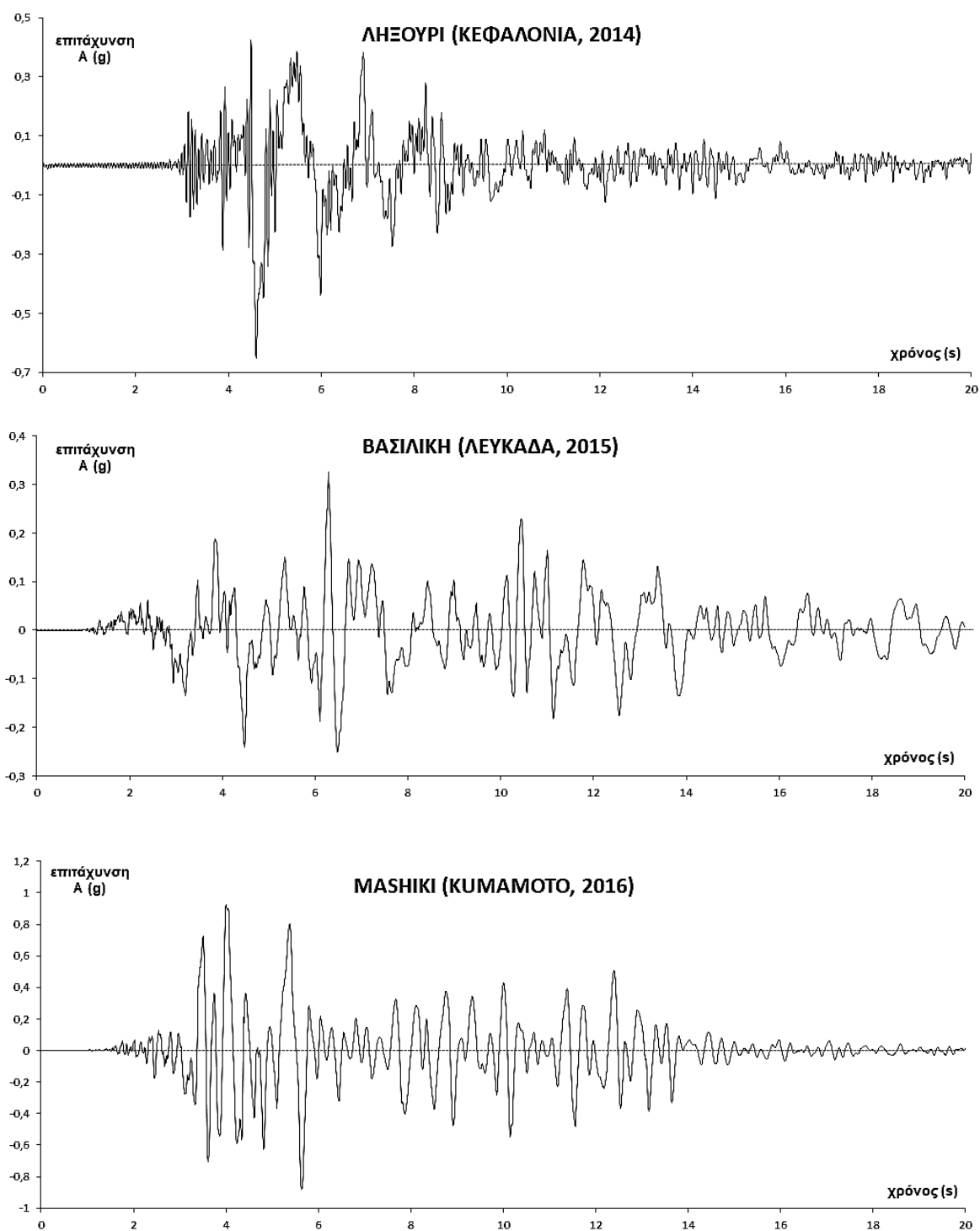
**Σχήμα 4.11:** Οριζόντια μετακίνηση και στροφή του άνω εξωτερικού άκρου του δεξιού και αριστερού κρηπιδοτοίχου σε συνάρτηση με το χρόνο φόρτισης.



**Σχήμα 4.12:** Παραμορφωμένοι κάναβοι του αριστερού (πάνω) και του δεξιού (κάτω) κρηπιδοτόιχου μετά το τέλος της διέγερσης, στα 20 sec.

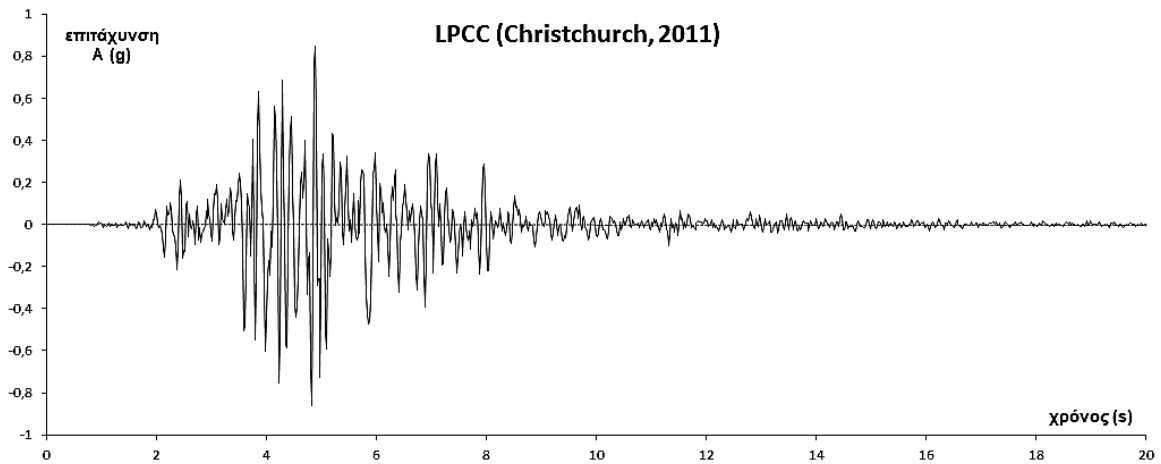
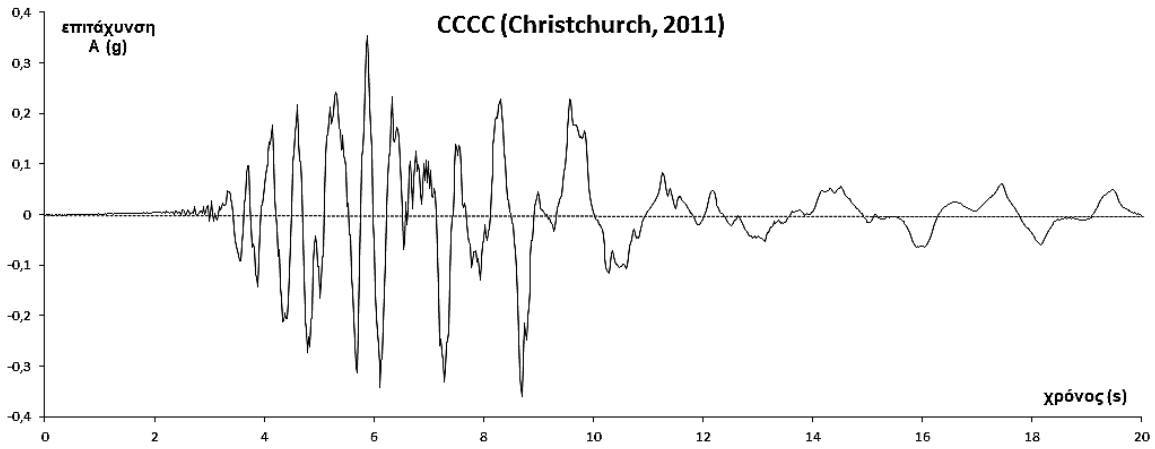


**Σχήμα 4.13:** Ισούψείς οριζόντιων μετακινήσεων του αριστερού (πάνω) και του δεξιού (κάτω) κρηπιδοτόιχου μετά το τέλος της διέγερσης, στα 20 sec.

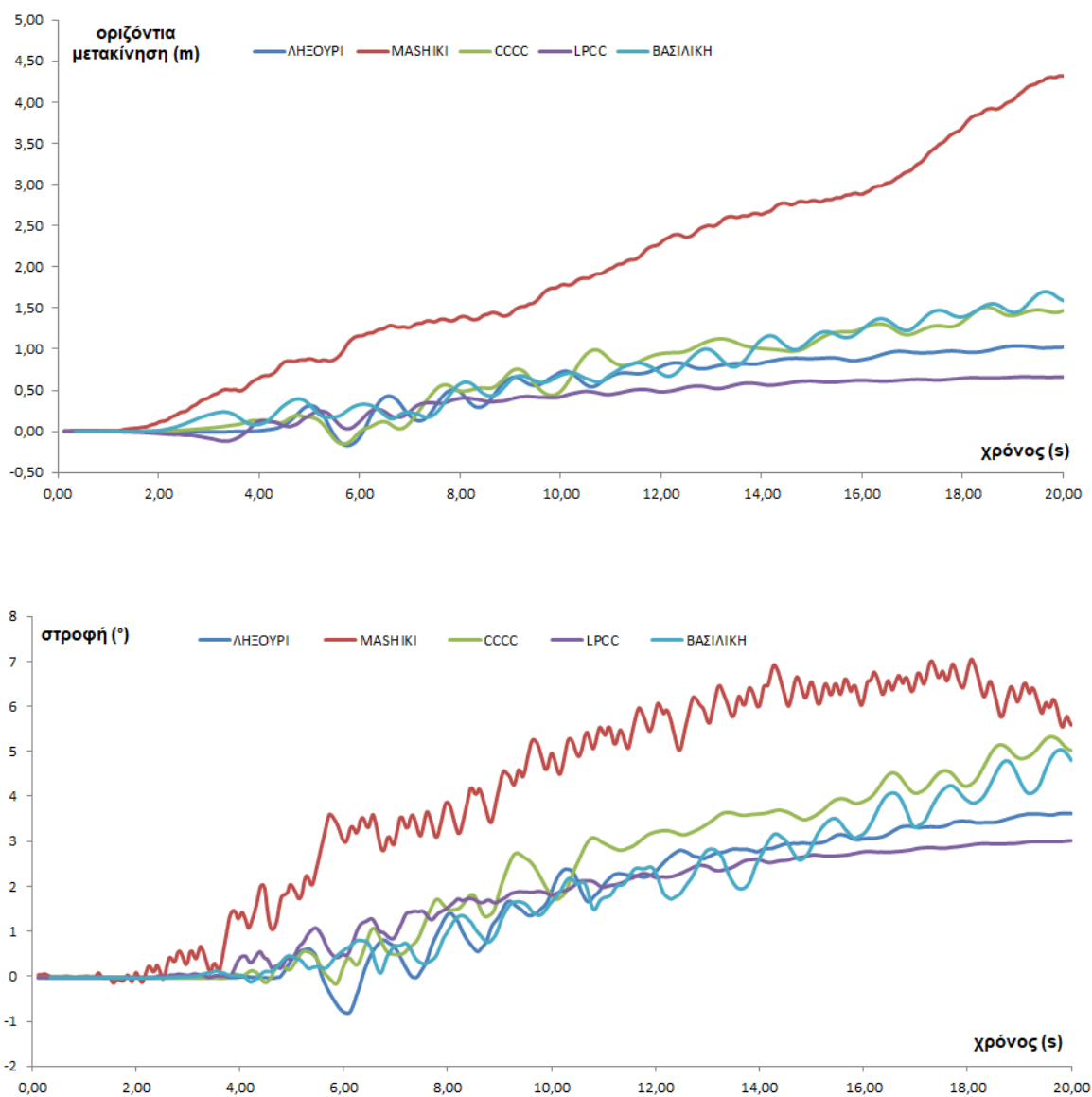


**Σχήμα 4.14:** Τα επιταχυνσιογραφήματα που εφαρμόστηκαν στη βάση του μοντέλου προέρχονται από καταγραφές σταθμών στους σεισμούς της Κεφαλονιάς (2014), της Λευκάδας (2015) και της Kumamoto στην Ιαπωνία (2016).





**Σχήμα 4.15:** Τα επιταχυνσιογραφήματα που εφαρμόστηκαν στη βάση του μοντέλου προέρχονται από καταγραφές σταθμών στους σεισμούς του Christchurch της Νέας Ζηλανδίας (2011)



**Σχήμα 4.16:** Οριζόντια μετακίνηση και στροφή του άνω δεξιού άκρου του κρηπιδότοιχου σε συνάρτηση με το χρόνο φόρτισης για τις διάφορες σεισμικές διεγέρσεις που εφαρμόστηκαν στην βάση του μοντέλου.

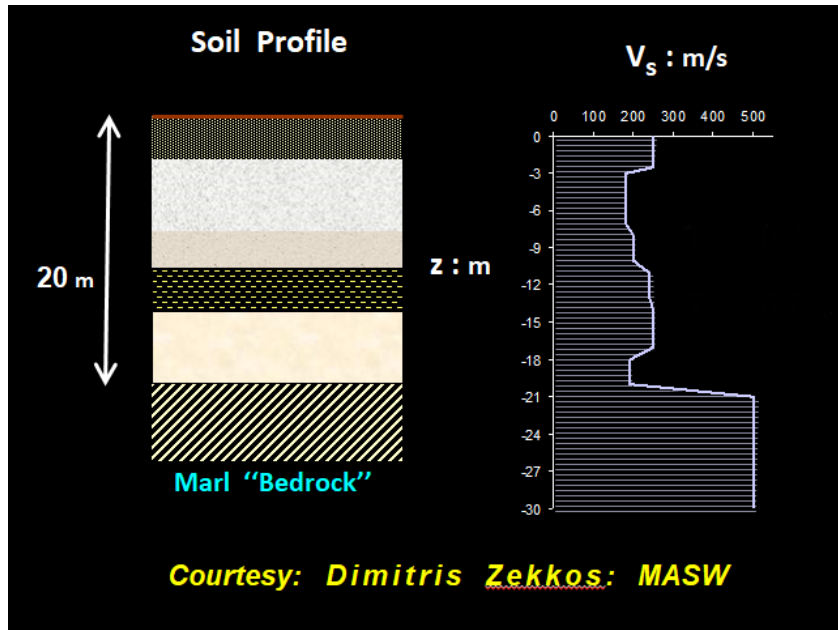
## ***Παράρτημα Α***







**Σχήμα Α.1:** Άποψη των υλικών από τα οποία έχουν κατασκευαστεί οι επιχώσεις των χερσαίων χώρων του λιμένα (σε μεγάλο ποσοστό από τα υλικά των κατεδαφίσεων των σεισμών του 1953). (Υλικό από την έρευνα της εταιρείας ΓΕΩΣΥΜΒΟΥΛΟΙ Ε.Π.Ε στην περιοχή)



**Σχήμα A.2:** Το προφίλ της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων σύμφωνα με το βάθος.





## ***Παράρτημα Β***





**Σχήμα Β.1:** Αστοχίες στο βόρειο υπήνεμο μόλο – ακρομώλιο (τμήμα Β – Γ – Δ ).



**Σχήμα Β.2:** Αστοχίες στο βόρειο υπήνεμο μόλο – πρόβολος εντός της λιμενολεκάνης (τμήμα Ε – Ζ – Η – Θ).



**Σχήμα Β.3:** Αστοχίες στο βόρειο υπήνεμο μόλο – νότιο εσωτερικό κρηπίδωμα (τμήμα Θ – Ι).



**Σχήμα Β.4:** Αστοχίες δυτικού κρηπιδώματος χερσαίας ζώνης (τμήμα ΒΔ) και 1<sup>η</sup> ράμπα (τμήμα Ι – Κ).



**Σχήμα Β.5:** Αστοχίες δυτικού κρηπιδώματος χερσαίας ζώνης (τμήμα ΒΔ) και 3<sup>η</sup> ράμπα (τμήμα Λ – Μ).



**Σχήμα Β.6:** Δυτικό κρηπίδωμα χερσαίας ζώνης – κεντρικός προβλήτας (τμήμα Μ – Ν – Ξ – Ο)



**Σχήμα Β.2:** Δυτικό κρηπίδωμα χερσαίας ζώνης (ΝΔ τμήμα) και 3<sup>η</sup> ράμπα (τμήμα Ο – Π).



**Σχήμα Β.9:** Νότιος προσήνεμος μόλος – δυτικό τμήμα (τμήμα Ρ – Σ).







## Βιβλιογραφία

1. Μαθήματα Εδαφομηχανικής ΕΜΠ. Γ. Γκαζέτας, ΕΜΠ. Αθήνα 2013
2. Γεωτεχνική Σεισμική Μηχανική. Κυριαζής Δ. Πιπιλάκης. Εκδόσεις Ζήτη. Σεπτέμβριος 2010. Θεσσαλονίκη
3. Γεωτεχνικές Κατασκευές Ανάλυση των Αρχών Σχεδιασμού & Κατασκευής 1. Σ. Δ. Κωστόπουλος. Εκδόσεις Ίων. 2<sup>η</sup> Έκδοση. Μάιος 2003
4. Σημειώσεις Εδαφοδυναμικής ΕΜΠ. Γ. Γκαζέτας. Εκδόσεις Τομέα Γεωτεχνικής Σχολής Πολιτικών Μηχανικών. Έκδοση 2007
5. P.M. Byrne & S.S. Park. M. Beauty. Seismic Liquefaction: Centrifuge and numerical modeling.
6. Alexandros Petalas. Vahid Gavali. Plaxis Liquefaction Model UBC3D – PLM. Plaxis. 2008
7. Plaxis Liquefaction Model. Report No.1 by Athenen Biru Tsegaye. Plaxis B.V. 2010 Delft. The Netherlands
8. P. Tasiopoulou, N. Gerolymos. Development of a modified elastoplasticity model for sand. *Second international conference on performance-based design in earthquake geotechnical engineering*. Taormina (Italy) 2008
9. Garini E., Gazetas G., Anastasopoulos I. (2017). Evidence of significant forward rupture directivity aggravated by soil response in an  $M_w$ 6 earthquake, and the effects on monuments, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 46, issue 13, pp. 2103\_2120, The Journal of the International Association for Earthquake Engineering
10. Dakoulas P. & Gazetas G. (2008). Insight into seismic earth and water pressures against caisson type quay walls. *Geotechnique* 58
11. P. Dakoulas & G. Gazetas (2005). Seismic effective –s tress analysis of caisson quay walls: Application to Kobe. *Soils and Foundations*, vol. 45, No 4, 133-147. Japanese Geotechnical Society
12. Nikolaou A. (editor). The Cephalonia January 26 and February 3 earthquakes: Field Reconnaissance Report. GEER/EERI/ATC; June 2014
13. Theodoulidis N., Karakostas C., Lekidis V., Makra K., Margaris B., Morfidis B., Papaioannou C., Rovithis M., Salonikios Th. & Savvaidis A. (2014). The Cephalonia (Greece) Earthquakes of January 26 & February 3, 2014: Effects on soil and built environment. *Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Istanbul (Turkey)
14. Bellezza I., D'Alberto D., Fentini R.. Design of rigid waterfront retaining walls in seismic conditions (2011). *Rivista Italiana Geotecnica*

15. Αβρανά Β., *Μελέτη Δυναμικής Αλληλεπίδρασης Τοίχων Αντιστήριξης–Εδάφους–Κατασκευής*, Μεταπτυχιακή Εργασία, Πολυτεχνείο Κρήτης Τμήμα Επιστημών, Ιούλιος 2008
16. Anthi Maria & Miliotis Ioannis, *Seismic Response of caisson–type quay–wall under liquefaction conditions: numerical modeling and case history analysis*, Diploma Thesis, National Technical University of Athens, July 2015
17. Γιαννακάκης Λ. & Μανώλη Α., *Αντισεισμικός Υπολογισμός Λιμενικών Κρηπιδοτοίχων, Πτυχιακή Εργασία*, Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Δυτικής Ελλάδας, Πάτρα 2017
18. Κεχαγιάς Γ., *Πλευρική Εξάπλωση στην Παραλιακή Ζώνη του Ληξουρίου και Αργοστολίου κατά τους σεισμούς της Κεφαλονιάς στις 26–1 & 03–2–2014*, Διατριβή για Μεταπτυχιακό Δίπλωμα Ειδίκευσης, Πανεπιστήμιο Πατρών, Απρίλιος 2015
19. Ambrasseys N. (1988), Engineering seismology, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 17:1-105
20. De Alba P., Seed H. and Chan C. (1976). Sand liquefaction in large scale simple shear tests, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE (GT9):909-927
21. Ishihara K. (1996), *Soil Behavior in Earthquake Geotechnics*, Oxford University Press
22. Lee K. & Seed H. (1967), Cyclic stress conditions causing liquefaction of sand, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 93(1):47-70
23. Seed H. & Idriss I. (1976), Simplified procedure of evaluating soil liquefaction potential, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE 97 (SM9):1249-1273
24. Vaid Y. & Sivathayalan S. (1996), Static and cyclic liquefaction potential of Fraser Delta sand in simple shear and triaxial tests, *Canadian Geotechnical Journal*, 33(2):281-289
25. PIANC (2001). *Seismic design guidelines for port structures*. Tokyo: A. A. Balkema Publishers.