

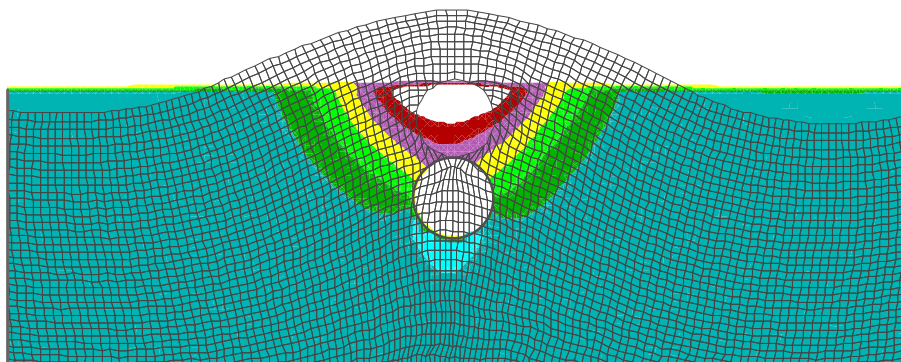


**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**  
**ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**  
**ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ**

**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**  
**ΦΑΙΝΟΜΕΝΑ ΑΝΩΣΗΣ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΑΓΩΓΩΝ ΣΕ**  
**ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΙΜΟ ΕΔΑΦΟΣ: ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ**

**Μαρινάτου Σταματίνα**

Επιβλέπων: **Γεώργιος Δ. Μπουκοβάλας**, Καθηγητής ΕΜΠ



**DIPLOMA THESIS**  
**EFFECT OF BUOYANCY ON BURIED PIPELINES IN**  
**LIQUEFIABLE GROUND: A NUMERICAL INVESTIGATION**

**Marinatos Stamatina**

Supervisor: **George D. Bouckovalas**, Prof. N.T.U.A.

Νοέμβριος/November 2016



## Ευχαριστίες

---

Η διπλωματική αυτή εργασία είναι για μένα ιδιαίτερα σημαντική, αφού σηματοδοτεί το τέλος των προπτυχιακών μου σπουδών στη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του ΕΜΠ. Στο στάδιο αυτό, νιώθω την ανάγκη να εκφράσω τις ευχαριστίες μου στα άτομα που συνέβαλαν καθοριστικά στην ολοκλήρωσή της.

Πρωτίστως, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα Καθηγητή, κ. Γιώργο Μπουκοβάλα, για τη συνεχή καθοδήγηση και στήριξή του. Η ικανότητά του να απαντά πάντοτε με σαφήνεια σε όλες τις απορίες μου, απλοποιώντας ακόμα και τις πιο σύνθετες έννοιες, ενέπνεε ασφάλεια και εμπιστοσύνη. Μου έδωσε την ευκαιρία να ασχοληθώ με ένα ιδιαίτερα σύνθετο θέμα, η αντιμετώπιση του οποίου απαιτεί την κρίση του μηχανικού. Το θέμα αυτό, φάνταζε δύσκολο στα μάτια μου, όμως με τη συνεχή ενθάρρυνση και οργάνωσή του, με βοήθησε όχι μόνο να αποκτήσω περισσότερες γνώσεις, αλλά και να μάθω να αντιμετωπίζω κάθε πρόβλημα με κριτική σκέψη.

Η εργασία αυτή δε θα μπορούσε να υλοποιηθεί, χωρίς την αφοσίωση της Βάλιας Ζωντανού, που αφιέρωσε πολύτιμο χρόνο όλους αυτούς τους μήνες. Ήταν πάντα ένα βήμα μπροστά από μένα, φρόντιζε ώστε να μην προκύπτουν προβλήματα στο δρόμο μου και η συνεργασία μας αποτελούσε συνεχώς προτεραιότητά της. Ήταν, όμως, και ο άνθρωπος που αντιλαμβανόταν καλύτερα το άγχος και τους προβληματισμούς μου. Ένα θερμό «ευχαριστώ», λοιπόν, για τη στήριξή της σε όλα τα ζητήματα που ανέκυπταν, για την κατανόηση που έδειχνε και κυρίως για τις όμορφες στιγμές.

Πολύ σημαντική υπήρξε και η συμβολή του μεταδιδακτορικού ερευνητή Γιάννη Χαλούλου, ο οποίος ήταν πάντα πρόθυμος να παρέχει σε εμένα και τη Βάλια τις γνώσεις και τη βοήθειά του, αφιερώνοντας χρόνο εις βάρος της δουλειάς του. Ακόμη, ευχαριστώ ιδιαίτερα

τον υποψήφιο διδάκτορα Γιάννη Τσιάπα, που με βοήθησε στα πιο πρακτικά κομμάτια της εργασίας (λογισμικό, μορφοποίηση).

Τέλος, ένα μεγάλο «ευχαριστώ» οφείλω στους δικούς μου ανθρώπους που με έχουν στηρίξει, ο καθένας με τον τρόπο του, σε κάθε βήμα.



## Εκτενής περίληψη

---

### Περιγραφή του προβλήματος και σκοπός της Διπλωματικής Εργασίας

Το φαινόμενο της ρευστοποίησης μπορεί να έχει σοβαρές επιπτώσεις σε ελαφριές εγκιβωτισμένες κατασκευές, εξαιτίας των φαινομένων άνωσης που δημιουργούνται. Συγκεκριμένα, όταν ένα μη συνεκτικό εδαφικό υλικό υποβάλλεται σε σεισμική διέγερση, καθώς αυξάνονται οι υπερπίεσεις πόρων, μειώνεται η διατμητική αντοχή του, με αποτέλεσμα το έδαφος να συμπεριφέρεται βραχυχρόνια ως «παχύρευστο υγρό» με ειδικό βάρος που μπορεί απλοποιητικά να θεωρηθεί ίσο με το κορεσμένο ειδικό του βάρος.

Εστιάζοντας στην περίπτωση των εγκιβωτισμένων αγωγών, παρόλο που έχει καταγραφεί σημαντικός αριθμός αστοχιών, λόγω άνωσης σε ρευστοποιημένο έδαφος, δεν υπάρχουν κανονισμοί στους οποίους να ποσοτικοποιείται η αναμενόμενη ανύψωση ή οδηγίες σχεδιασμού που να αναφέρουν κατά πόσο το φαινόμενο αυτό μπορεί να αποτελέσει κρίσιμη παράμετρο σχεδιασμού. Ωστόσο, το 2004 προτάθηκε από τους Sasaki & Tamura μία αναλυτική σχέση υπολογισμού της ανύψωσης λόγω ρευστοποίησης, η οποία προκύπτει από την επίλυση της διαφορικής εξίσωσης της κίνησης στην κατακόρυφη διεύθυνση και έχει βαθμονομηθεί βάσει πειραμάτων φυγοκεντριστή, ώστε να λαμβάνει υπόψη διάφορες παραμέτρους που επιδρούν στο φαινόμενο της ανύψωσης εγκιβωτισμένων αγωγών, εξαιτίας ρευστοποίησης του περιβάλλοντος εδάφους.

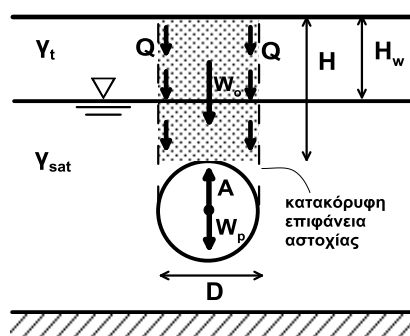
Λαμβάνοντας υπόψη τη σπουδαιότητα της λειτουργίας των υπογείων αγωγών ακόμα και ύστερα από μια ισχυρή σεισμική δόνηση και δεδομένου ότι η έρευνα που έχει πραγματοποιηθεί έως σήμερα δεν έχει καταλήξει σε κοινώς αποδεκτά αποτελέσματα, θεωρήθηκε απαραίτητο στην παρούσα διπλωματική να διερευνηθεί περαιτέρω η συμπεριφορά των εγκιβωτισμένων αγωγών σε ρευστοποιημένο έδαφος. Πιο συγκεκριμένα, **αντικείμενο** της παρούσας εργασίας είναι:

- i. Να διερευνηθεί ο μηχανισμός αστοχίας που προκύπτει από την αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής και οι παράμετροι που επιδρούν στο πρόβλημα αυτό.
- ii. Να διερευνηθεί η αξιοπιστία της αναλυτικής σχέσης των Sasaki and Tamura (2004) για τον υπολογισμό του μεγέθους της ανύψωσης των εγκιβωτισμένων αγωγών.

Για την υλοποίηση των στόχων αυτών, η παρούσα διπλωματική βασίστηκε σε «αριθμητικά πειράματα», δηλαδή εξελιγμένες αριθμητικές αναλύσεις, οι οποίες επιτρέπουν: την παράλληλη προσομοίωση της δυναμικής φόρτισης του εδάφους και τη μη γραμμική απόκρισή του, την ανάπτυξη των υπερπιέσεων πόρων και τη ροή δια μέσου του εδάφους, καθώς επίσης και την απόκριση του εγκιβωτισμένου αγωγού στη σεισμική διέγερση και στη ρευστοποίηση του εδάφους.

### Επιμέρους εργασίες

Στο πρώτο στάδιο (**Κεφάλαιο 2**) μελετήθηκαν ενδελεχώς οι δημοσιεύσεις της διεθνούς βιβλιογραφίας που σχετίζονται με το παρόν πρόβλημα. Πιο συγκεκριμένα, αρχικά αναζητήθηκαν οι μεθοδολογίες υπολογισμού των δυνάμεων που ασκούνται σε έναν εγκιβωτισμένο αγωγό υπό συνθήκες ρευστοποίησης του περιβάλλοντος εδάφους, καθώς επίσης και οι μέθοδοι υπολογισμού του συντελεστή ασφαλείας έναντι ανύψωσης (**Σχήμα 1**).



**Σχήμα 1:** Δυνάμεις που ασκούνται σε έναν εγκιβωτισμένο αγωγό σε ρευστοποιημένο έδαφος

Στη συνέχεια, αναζητήθηκαν δημοσιευμένα αριθμητικά και πειραματικά αποτελέσματα της βιβλιογραφίας και συγκρίθηκαν με τα αντίστοιχα ποιοτικά συμπεράσματα δημοσιευμένων ερευνητικών εργασιών, αναφορικά με την επίδραση διαφόρων παραγόντων στο φαινόμενο της ανύψωσης. Παράλληλα, εξετάστηκαν οι προτεινόμενες αναλυτικές σχέσεις υπολογισμού της μετακίνησης αλλά και της έντασης του αγωγού, λόγω ρευστοποίησης και μελετήθηκαν οι κατασκευαστικές λύσεις που προτείνονται ως μέτρα για την αποφυγή της ανύψωσης. Τέλος, εφαρμόστηκαν οι αναλυτικές σχέσεις υπολογισμού των δυνάμεων

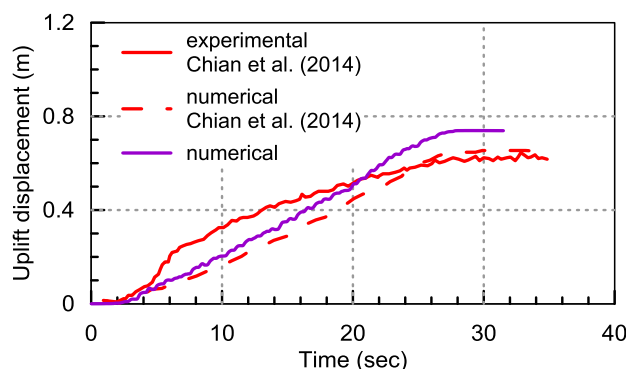
άνωσης, του συντελεστή ασφαλείας και της ανύψωσης, για τυπικές περιπτώσεις εγκιβωτισμένων αγωγών, προκειμένου να υπάρξει μια ποσοτική αίσθηση του προβλήματος, αλλά και να συγκριθούν τα αποτελέσματα διαφορετικών μεθοδολογιών που αφορούν στο πρόβλημα αυτό. Συνοπτικά, οι αναλυτικές σχέσεις της βιβλιογραφίας παρουσιάζονται ακολούθως:

$FS_{uplift}$		
<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">Koseki et al. 1997</div> $FS_{uplift} = \frac{W_{str} + Q}{F_B + F_{EPP} + F_s}$	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">Ling et al. 2003</div> $FS_{uplift} = \frac{D(H - H_w)(\gamma_{sat} - \gamma_w) + DH_w\gamma_t + (\pi D^2 / 4)\gamma_p - W_o + W_p}{(\pi D^2 / 4)\gamma_{sat}} = \frac{W_o + W_p}{A}$	
$F_{buoy}$		
<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">Hou et al. 1990</div> $F_{buoy} = A - W_p$ $A = \pi D^2 \gamma_{sat} / 4$	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">Ling et al. 2003</div> $F_{buoy} = A - W_p - W_o$ $A = \pi D^2 \gamma_{sat} / 4$	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">Chian et al. 2014</div> $F_{buoy} = A - (W_p + Q + W_o)$ $A = F_B + F_{EPP} \text{ και } F_{EPP} = u_{EPP} E$
uplift displacement		
<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">Liu and O'Rourke 1997</div> $\delta_{cr} = \frac{1}{(1/\delta_{cr,bend}) + (1/\delta_{cr,axial})}$ $\delta_{cr,bend} = F_{buoy} W_s^4 / 384EI$ $\delta_{cr,axial} = W_s \left( \frac{F_{buoy}}{4\pi^2 AE} \right)^{1/4} \left( \delta_{cr,axial} + \frac{F_{buoy} W_s}{16t_u} \right)^{1/4}$	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">O'Rourke and Liu 2012</div> $\delta_{max}^3 + \frac{16I}{A} \delta_{max} - \frac{16F_{buoy} W_s^4}{AE\pi^5} = 0$ $W_s = \text{length of pipe in liquified soil}$	
$x = \frac{\{\gamma_t h_w + \gamma_{sat} (h_0 - h_w)\} b - Mg}{\gamma_{sat} b} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{\gamma_{sat} b}{C} t\right) \right\}$ $C[Mgr / m \cdot s] = 50000b[m] \cdot (b/h_b + 1) \left( \frac{\sigma_v' - \sigma_h'}{2\sigma_h'} \right)^{0.5} \cdot CRR \cdot FS_L^{1.5}$		<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">Sasaki and Tamura 2004</div>

**Σχήμα 2:** Προτεινόμενες μεθοδολογίες υπολογισμού συντελεστή ασφαλείας έναντι ανύψωσης ( $FS_{uplift}$ ), δυνάμεων άνωσης ( $F_{buoy}$ ) και ανύψωσης

Στο δεύτερο στάδιο της διπλωματικής αυτής εργασίας (**Κεφάλαιο 3**) και αφού αποκτήθηκε μια σαφής εικόνα των προγενέστερων ερευνών που εστίασαν στο πρόβλημα της ανύψωσης εγκιβωτισμένων αγωγών, αναπτύχθηκε η αριθμητική μεθοδολογία για την προσομοίωση του συγκεκριμένου προβλήματος με τη χρήση του λογισμικού πεπερασμένων διαφορών FLAC 2D v7.0 (Itasca 2007). Για την προσομοίωση της συμπεριφοράς του εδαφικού υλικού χρησιμοποιήθηκε το καταστατικό προσομοίωμα NTUA-Sand (Andrianopoulos 2006; Karamitros 2010; Papadimitriou and Bouckovalas 2002), το οποίο προσομοιώνει τη συμπεριφορά μη συνεκτικών εδαφών υπό καθεστώς ανακυκλικής διατμητικής τάσης σε όλο το εύρος των παραμορφώσεων και σε συνθήκες ρευστοποίησης. Η αριθμητική

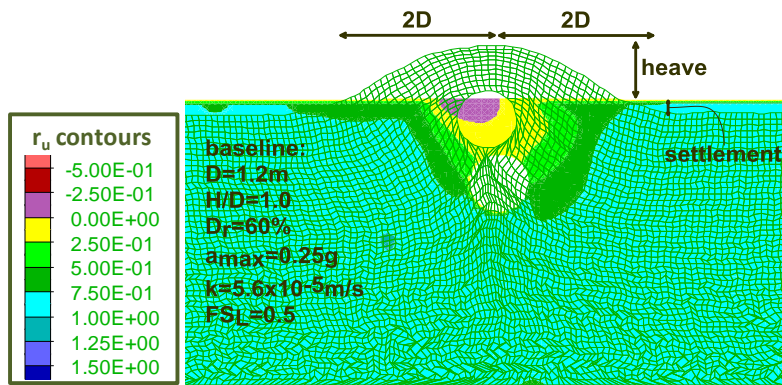
μεθοδολογία εφαρμόστηκε για την περίπτωση του πειράματος φυγοκεντριστή των Sian et al. (2014) και από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων προέκυψε ότι προβλέπει με επαρκή αξιοπιστία την ποιοτική συμπεριφορά του αγωγού και του εδάφους αλλά και ποσοτικά τις αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις πόρων και την ανύψωση του αγωγού. Η χρονοϊστορία της ανύψωσης του αγωγού, όπως προκύπτει από το πείραμα φυγοκεντριστή και την αντίστοιχη αριθμητική ανάλυση των Chian et al. (2014) και η σύγκρισή της με τη χρονοϊστορία που προέκυψε από την αριθμητική μεθοδολογία που αναπτύχθηκε για την παρούσα διπλωματική, παρουσιάζεται στο **Σχήμα 3**.



**Σχήμα 3:** Επαλήθευση αριθμητικής μεθοδολογίας (numerical) με το πείραμα φυγοκεντριστή και την αντίστοιχη αριθμητική ανάλυση των Chian et al. (2014)

Έχοντας επαληθεύσει την αριθμητική μεθοδολογία, στο επόμενο στάδιο της εργασίας αυτής (**Κεφάλαιο 4**), επιλέχθηκαν οι παράμετροι της βασικής αριθμητικής ανάλυσης (baseline) και μελετήθηκαν τα αποτελέσματα που προέκυψαν από αυτή, με σκοπό να προκύψουν ποιοτικές παρατηρήσεις σχετικά με τη συμπεριφορά του εδάφους στο ελεύθερο πεδίο και στην περιοχή της κατασκευής και την επίδραση της απόκρισης του εδάφους στην ανύψωση του αγωγού.

Στο **Σχήμα 4** παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος κάρναβος της βασικής αριθμητικής ανάλυσης και τα περιγράμματα (contours) των  $r_u$ , μέσω των οποίων λαμβάνουμε συνοπτικά και εποπτικά την εικόνα των αναπτυσσόμενων υπερπιέσεων πόρων στο τέλος της φόρτισης.



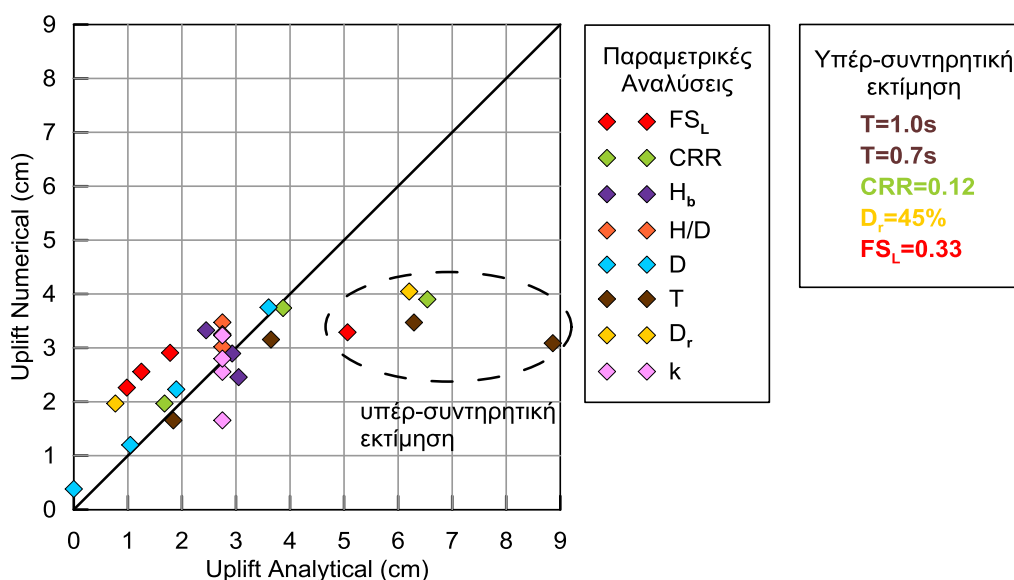
**Σχήμα 4:** Παραμορφωμένος κώνναβος (μεγέθυνση  $\times 40$ ) και περιγράμματα (contours) των  $r_u$  για τη βασική αριθμητική ανάλυση (baseline)

Στο **Κεφάλαιο 5** πραγματοποιήθηκαν παραμετρικές αναλύσεις προκειμένου να διερευνηθεί η επίδραση διαφόρων παραμέτρων που υπεισέρχονται στο φαινόμενο της ανύψωσης εγκιβωτισμένων αγωγών, λόγω ρευστοποίησης. Οι παράμετροι που εξετάστηκαν αφορούσαν:

- i. στη γεωμετρία του εδάφους (λόγος εγκιβωτισμού  $H/D$ , απόσταση κατασκευής από τη βάση του ρευστοποιημένου στρώματος  $H_b$ , διάμετρος κατασκευής  $D$ )
- ii. στις εδαφικές ιδιότητες (ανακυκλική διατμητική αντοχή  $CRR$ , σχετική πυκνότητα  $D_r$ , διαπερατότητα  $k$ )
- iii. και στα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης (συντελεστής ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης  $FSL$  ή αλλιώς μέγιστη επιβαλλόμενη επιτάχυνση  $a_{max}$ , ιδιοπερίοδος σεισμικού παλμού  $T$ )

Στο τελευταίο στάδιο της εργασίας αυτής (**Κεφάλαιο 6**), αξιοποιήθηκαν τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων, ώστε να γίνει σύγκριση με τα αντίστοιχα αποτελέσματα της αναλυτικής σχέσης που προτείνεται από τους Sasaki and Tamura (2004) και να διερευνηθούν οι περιπτώσεις στις οποίες η αναλυτική σχέση κρίνεται επαρκής και μπορεί να προβλέψει ικανοποιητικά την ανύψωση ενός εγκιβωτισμένου αγωγού.

Στο **Σχήμα 5** παρουσιάζεται η σύγκριση των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων με τις αντίστοιχες προβλέψεις της αναλυτικής σχέσης των Sasaki and Tamura (2004) και επισημαίνονται οι περιπτώσεις, στις οποίες η χρήση της αναλυτικής σχέσης οδηγεί σε υπερσυντηρητική εκτίμηση.



**Σχήμα 5:** Σύγκριση ανύψωσης, βάσει των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων και της αναλυτικής σχέσης των Sasaki and Tamura (2004)

### Βασικά συμπεράσματα

- i) Για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας έναντι ανύψωσης αναφέρονται στη βιβλιογραφία δύο μεθοδολογίες: των Koseki et al. (1997) και των Ling et al. (2003). Η διαφοροποίηση των δύο μεθόδων έγκειται στον υπολογισμό της δύναμης άνωσης που ασκείται στον αγωγό. Η μεθοδολογία των Koseki et al. (1997) λαμβάνει υπόψη τις αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις πόρων μέσω του  $r_u$ , ενώ η μεθοδολογία των Ling et al. (2003) είναι ανεξάρτητη από την παράμετρο αυτή. Από τις αριθμητικές εφαρμογές που πραγματοποιήθηκαν προέκυψε ότι τα αποτελέσματα των δύο μεθόδων συγκλίνουν όταν το  $r_u$  κάτω από τον αγωγό λαμβάνει τιμές μεταξύ 0.4-0.5, ενώ για μεγαλύτερες τιμές  $r_u$ , ο συντελεστής ασφαλείας των Ling et al. (2003) είναι σημαντικά μεγαλύτερος.
- ii) Με τον υπολογισμό της δύναμης άνωσης που ασκείται στον αγωγό έχουν ασχοληθεί οι Hou et al. (1990), οι Ling et al. (2003) και οι Chian et al. (2014), με τους δύο τελευταίους να εκφράζουν τη δύναμη άνωσης συναρτήσει του  $r_u$  στην ημιπερίμετρο του αγωγού που ορίζεται από την οριζόντια διάμετρό του και κάτω. Από τις εφαρμογές που εξετάστηκαν προκύπτει ότι για χαμηλές τιμές του  $r_u$ , ήτοι 0.4-0.5, η μεθοδολογία των Chian et al. (2014) συμφωνεί με τα αποτελέσματα της σχέσης των Ling et al. (2003), ενώ για τιμές του  $r_u$  κοντά στη μονάδα, η μεθοδολογία των Chian et al. (2014) δίνει αποτελέσματα πιο κοντά στα αντίστοιχα αποτελέσματα των Hou et al. (1990).

- iii) Για τον υπολογισμό της ανύψωσης χρησιμοποιήθηκαν τρεις διαφορετικές μεθοδολογίες: των Sasaki and Tamura (2004), των Liu and O'Rourke (1997) και των O'Rourke and Liu (2012). Εκτός από τη μέθοδο των Sasaki and Tamura (2004), οι άλλες δύο μέθοδοι λαμβάνουν υπόψη το μήκος του αγωγού που βρίσκεται σε ρευστοποιημένο έδαφος ( $W_s$ ). Από τις αριθμητικές εφαρμογές που πραγματοποιήθηκαν, προέκυψε ότι οι μέθοδοι αυτές εμφανίζουν σημαντικά μεγαλύτερες μετακινήσεις από τις αντίστοιχες των Sasaki and Tamura (2004), ειδικά για την περίπτωση που θεωρήσουμε ότι το ρευστοποιημένο τμήμα του αγωγού είναι μεγαλύτερο από 70m. Τονίζεται ακόμη ότι οι μεθοδολογίες αυτές δεν έχουν αναπτυχθεί εξ' αρχής για την εκτίμηση της ανύψωσης ενός αγωγού, εξαιτίας ρευστοποίησης, αλλά για άλλες φορτίσεις. Επομένως συμπεραίνεται ότι παρουσιάζουν περιορισμένο πρακτικό ενδιαφέρον για το σκοπό της παρούσας διπλωματικής, αντίθετα με την αναλυτική σχέση των Sasaki and Tamura (2004), η οποία και συγκέντρωσε περαιτέρω την προσοχή μας.
- iv) Η μετακίνηση του αγωγού ξεκινά με την επιβολή της δόνησης και ολοκληρώνεται ακριβώς όταν σταματά η δόνηση, παρόλο που οι υπερπιέσεις πόρων κάτω από τον αγωγό συνεχίζουν να είναι ιδιαίτερα υψηλές. Το γεγονός αυτό υποδηλώνει την εξάρτηση της ανύψωσης καθαρά από τη σεισμική δόνηση και όχι μόνο από τις αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις πόρων.
- v) Η απόκριση του εδάφους είναι πολύ διαφορετική στην περιοχή γύρω από τον αγωγό σε σύγκριση με το ελεύθερο πεδίο. Πιο συγκεκριμένα, παρατηρούνται αρκετά χαμηλότερες υπερπιέσεις πόρων πλευρικά του αγωγού και πάνω από αυτόν, πιθανώς λόγω αυξημένης στράγγισης ή/και διαστολικότητας.
- vi) Η ανύψωση του αγωγού προκαλεί μετακίνηση ενός πρίσματος εδάφους, μορφής ανεστραμμένου τραπεζίου, πάνω από τον αγωγό, ενώ σε απόσταση περίπου 2D από το κέντρο του αγωγού, το έδαφος παρουσιάζει καθίζηση.
- vii) Το έδαφος που υπέρκειται του αγωγού αναπτύσσει σημαντικά μικρότερες υπερπιέσεις πόρων, με αποτέλεσμα να διατηρεί σημαντικό ποσοστό της αντοχής και της δυσκαμψίας του και να αντιστέκεται στη μετακίνηση του αγωγού.
- viii) Καθοριστικής σημασίας αιτία για την ανύψωση της κατασκευής είναι η συσσώρευση των υπερπιέσεων πόρων κάτω από τον αγωγό, ενώ παράγοντας περιορισμού της ανύψωσης είναι το υπερκείμενο έδαφος, το οποίο δε ρευστοποιείται πλήρως και επομένως δρα σταθεροποιητικά για τον αγωγό.

- ix) Η ανύψωση ενός εγκιβωτισμένου αγωγού επηρεάζεται σημαντικά από τη διάμετρό του  $D$ , από την ανηγμένη ανακυκλική διατμητική αντοχή του εδάφους  $CRR$  και από τη σχετική πυκνότητα του εδαφικού στρώματος που ρευστοποιείται  $D_r$ .
- x) Δευτερεύοντα ρόλο φαίνεται να έχουν ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης του εδάφους  $FS_L$  (ή αλλιώς η μέγιστη επιβαλλόμενη επιτάχυνση του σεισμικού παλμού  $a_{max}$ ) και ο συντελεστής διαπερατότητας του εδάφους  $k$ .
- xi) Για το εύρος των παραμέτρων που διερευνήθηκε, ο λόγος εγκιβωτισμού  $H/D$ , η απόσταση του αγωγού από τη βάση του ρευστοποιημένου στρώματος  $H_b$  και η ιδιοπερίοδος  $T$  του σεισμικού παλμού, επηρέαζαν λιγότερο την ανύψωση της κατασκευής.
- xii) Στη μεθοδολογία των Sasaki and Tamura (2004) λαμβάνονται υπόψη οι βασικές παράμετροι που επιδρούν στο πρόβλημα της ανύψωσης ενός εγκιβωτισμένου αγωγού, ενώ οι παράμετροι που δε λαμβάνονται άμεσα υπόψη (διαπερατότητα  $k$ , ιδιοπερίοδος φόρτισης  $T$ ) αποδεικνύονται δευτερεύουσας ή ελάσσονος σημασίας.
- xiii) Η αναλυτική αυτή σχέση κρίνεται εν γένει επαρκής και μπορεί να αντικαταστήσει τις σοφιστευμένες αριθμητικές αναλύσεις, αφού αποδείχθηκε ότι προβλέπει ικανοποιητικά την ανύψωση ενός εγκιβωτισμένου αγωγού τουλάχιστον στην περίπτωση συνήθους διάρκειας.
- xiv) Ακόμα και για τις περιπτώσεις στις οποίες σημειώθηκε απόκλιση της ανύψωσης που υπολογίστηκε από την αναλυτική σχέση και της ανύψωσης που προέκυψε από την αριθμητική ανάλυση, η αναλυτική σχέση ήταν πάντα πιο συντηρητική.
- xv) Η ανηγμένη ανύψωση του αγωγού, δηλαδή η ανύψωσή του διαιρεμένη με τη διάμετρό του, κυμαινόταν μεταξύ  $\varepsilon=1.3\%$  και  $\varepsilon=3.4\%$ , βάσει των αριθμητικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν. Εφαρμόζοντας την αναλυτική σχέση των Sasaki and Tamura (2004) για τις ίδιες περιπτώσεις, η ανηγμένη παραμόρφωση κυμαινόταν μεταξύ  $\varepsilon=0.8\%$  και  $\varepsilon=8.9\%$ . Ως εκ τούτου, προκύπτει ότι τα φαινόμενα άνωσης εγκιβωτισμένων αγωγών σε ρευστοποιημένο έδαφος δεν αποτελούν πάντοτε κρίσιμη παράμετρο σχεδιασμού, ειδικά για μικρού σχετικά μεγέθους κατασκευές.
- xvi) Η μέγιστη ανύψωση, η οποία προκύπτει από την αναλυτική σχέση (για  $t=\infty$ ), είναι υπερβολικά υψηλή και άνευ πρακτικού ενδιαφέροντος μια και αποτελεί απλά ένα καθαρά «λογιστικό» αποτέλεσμα της επίλυσης της διαφορικής εξίσωσης που περιγράφει την κίνηση του αγωγού κατά Sasaki and Tamura (2004).



χvii) Παρατηρώντας τις περιπτώσεις στις οποίες η αναλυτική σχέση οδηγεί σε υπέρ-συντηρητικά αποτελέσματα, μπορούμε να ορίσουμε κάποια όρια, εκτός των οποίων επιβάλλεται η χρήση της εν λόγω αναλυτικής σχέσης να γίνεται με επιφύλαξη. Αυτές οι περιπτώσεις αφορούν: μεγάλη ιδιοπερίοδο σεισμικής διέγερσης ( $T > 0.7 \text{sec}$ ), χαμηλό συντελεστή ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης ( $FS_L < 0.4$ ) και περιπτώσεις πολύ χαλαρών εδαφών που παρουσιάζουν μειωμένη αντοχή έναντι ανακυκλικής διάτμησης ( $D_r < 45\%$  ή  $CRR < 0.12$ ).



## Extended summary

---

### **Problem description and scope of the present Thesis**

Liquefaction may pose a significant threat to buried light-weight structures in the presence of buoyancy. More specifically, when a non-cohesive saturated soil is subjected to seismic waves, there is an increase of the excess pore pressure and simultaneously a decrease in shear resistance. As a result, the short term behavior of the soil is similar to that of a dense fluid, whose unit weight can be regarded as equal to the saturated unit weight of the soil material.

Focusing on buried pipelines, although a significant number of failures has been recorded due to buoyancy effects in liquefied soil, there are no regulations which quantify the expected uplift of such structures or guidelines to guarantee whether this phenomenon can be a critical aspect on design. An exception to that are Sasaki and Tamura (2004), who proposed an analytical relationship to predict the uplift displacement of underground structures due to liquefaction. This relationship is derived from the solution of the differential equation of motion in the vertical direction and has been calibrated based on the results of centrifuge tests, so as to take into account the soil and excitation parameters that influence the uplift mechanism.

Taking into account the significance of the underground pipelines, which should operate even after a severe earthquake event, and also given the fact that the conducted research so far has not reached widely acceptable results, the present Thesis aims to investigate further the behavior of buried pipelines in liquefied soil. More precisely, the scope of the present Thesis is:

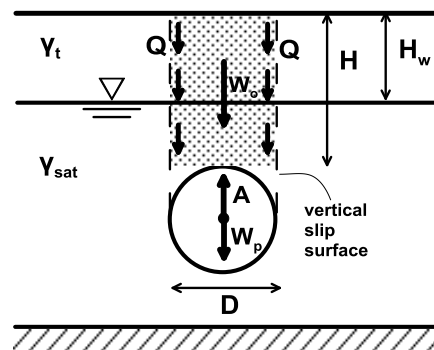
- i) To investigate the failure mechanism that results from the liquefied soil- buried structure interaction and the parameters that influence this problem.

- ii) To examine the accuracy of the analytical relationship proposed by Sasaki and Tamura (2004) for predicting the uplift of buried pipelines subjected to earthquake motion.

To achieve the above mentioned goals, the present Thesis is based on “numerical experiments”, i.e. advanced numerical analyses, which are able to simulate: the dynamic loading imposed to the soil and its non-linear response, the excess pore pressure developed and the water flow through the soil, as well as the response of the buried structure during a seismic motion when the surrounding soil is susceptible to liquefaction.

### Overview of the Thesis contents

In the first step (**Chapter 2**) an extensive literature survey was carried out. Initially, attention was paid to the methodologies that describe the forces which act on a buried pipeline when the surrounding soil is liquefied, as well as, to the methodologies which refer to the calculation of the factor of safety against uplift (**Figure 1**).



**Figure 1:** Forces that act on a buried pipeline in liquefied soil

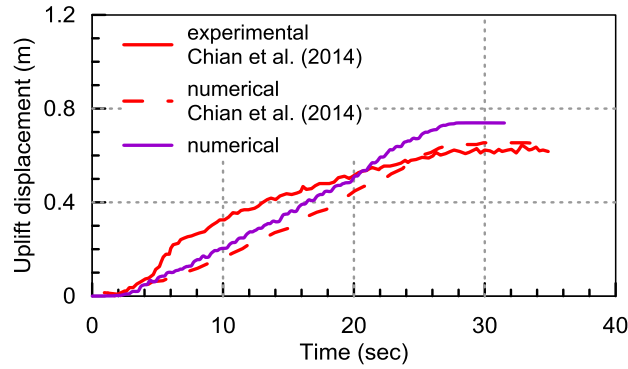
Additionally, the performed literature survey focused on published numerical and experimental results. The qualitative conclusions of these research works were compared, so as to study the effect of different parameters in the uplift mechanism. In the same Chapter, the proposed analytical relationships for the prediction of the uplift displacement as well as the stress imposed on the pipeline were examined and finally, the construction processes that can be implemented as mitigation techniques were enumerated. At the end, the different methodologies proposed for the calculation of the buoyancy forces acting on the pipe, the factor of safety against uplift and the uplift displacement were implemented for typical cases of buried pipelines, so as to compare the results of different methodologies that are related to the present problem. Briefly, the analytical relationships derived from the literature survey are presented below:

$FS_{uplift}$		
<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin-bottom: 5px; text-align: center;">Koseki et al. 1997</div> $FS_{uplift} = \frac{W_{str} + Q}{F_B + F_{EPP} + F_s}$	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin-bottom: 5px; text-align: center;">Ling et al. 2003</div> $FS_{uplift} = \frac{D(H - H_w)(\gamma_{sat} - \gamma_w) + DH_w\gamma_t + (\pi D^2 / 4)\gamma_p}{(\pi D^2 / 4)\gamma_{sat}} = \frac{W_o + W_p}{A}$	
$F_{buoy}$		
<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin-bottom: 5px; text-align: center;">Hou et al. 1990</div> $F_{buoy} = A - W_p$ $A = \pi D^2 \gamma_{sat} / 4$	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin-bottom: 5px; text-align: center;">Ling et al. 2003</div> $F_{buoy} = A - W_p - W_o$ $A = \pi D^2 \gamma_{sat} / 4$	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin-bottom: 5px; text-align: center;">Chian et al. 2014</div> $F_{buoy} = A - (W_p + Q + W_o)$ $A = F_B + F_{EPP} \quad \kappa \alpha I \quad F_{EPP} = u_{EPP} E$
uplift displacement		
<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin-bottom: 5px; text-align: center;">Liu and O'Rourke 1997</div> $\delta_{cr} = \frac{1}{(1/\delta_{cr,bend}) + (1/\delta_{cr,axial})}$ $\delta_{cr,bend} = F_{buoy} W_s^4 / 384EI$ $\delta_{cr,axial} = W_s \left( \frac{F_{buoy}}{4\pi^2 AE} \right)^{1/4} \left( \delta_{cr,axial} + \frac{F_{buoy} W_s}{16t_u} \right)^{1/4}$	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin-bottom: 5px; text-align: center;">O'Rourke and Liu 2012</div> $\delta_{max}^3 + \frac{16I}{A} \delta_{max} - \frac{16F_{buoy} W_s^4}{AE\pi^5} = 0$ <p style="text-align: center;"><math>W_s = \text{length of pipe in liquefied soil}</math></p>	
$x = \frac{\{\gamma_t h_w + \gamma_{sat} (h_0 - h_w)\} b - Mg}{\gamma_{sat} b} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{\gamma_{sat} b}{C} t\right) \right\}$ $C[Mgr / m \cdot s] = 50000b[m] \cdot (b/h_b + 1) \left( \frac{\sigma_v' - \sigma_h'}{2\sigma_h'} \right)^{0.5} \cdot CRR \cdot FS_L^{1.5}$		<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin-bottom: 5px; text-align: center;">Sasaki and Tamura 2004</div>

**Figure 2:** Proposed methodologies for the calculation of the factor of safety against uplift ( $FS_{uplift}$ ), the buoyancy forces ( $F_{buoy}$ ) and the uplift displacement

In the second step of this Thesis (**Chapter 3**), after having studied the previous conducted research, the numerical methodology for the simulation of the problem at hand was developed, based on the finite difference code FLAC 2D v7.0 (Itasca 2007). The response of the liquefiable sand elements was simulated with the NTUA-Sand constitutive model (Andrianopoulos 2006; Karamitros 2010; Papadimitriou and Bouckovalas 2002). The numerical methodology was then implemented for the simulation of the centrifuge test conducted by Chian et al. (2014). The comparison between the experimental and the analytical results proved that the numerical code can predict with adequate accuracy not only the qualitative behavior of the soil and the structure, but also the time-histories of the excess pore pressure and the finally developed uplift displacement.

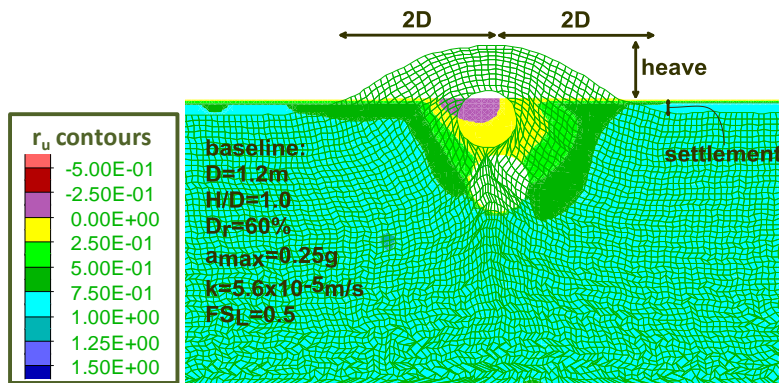
The time-history of the uplift displacement derived from the experimental results and the numerical analysis of Chian et al. (2014) is presented in **Figure 3**. The comparison to the numerical results of the present Thesis is depicted in the same figure.



**Figure 3:** Verification of the numerical methodology by comparing the results of the centrifuge experiment and the corresponding numerical analysis conducted by Chian et al. (2014)

Having verified the numerical methodology, the next step of the Thesis (**Chapter 4**) is to study the effect of basic soil, structure and seismic excitation parameters and to obtain qualitative conclusions concerning the response of the soil both in the far field and to the vicinity of the structure as well as the uplift of the structure.

The deformed mesh of the baseline analysis, as well as, the contours of  $r_u$  at the end of the shaking are presented in **Figure 4**, so as to obtain a brief and clear view of the response of both the soil and the structure.



**Figure 4:** Deformed mesh (magnified 40times) and  $r_u$  contours at the end of shaking of the baseline

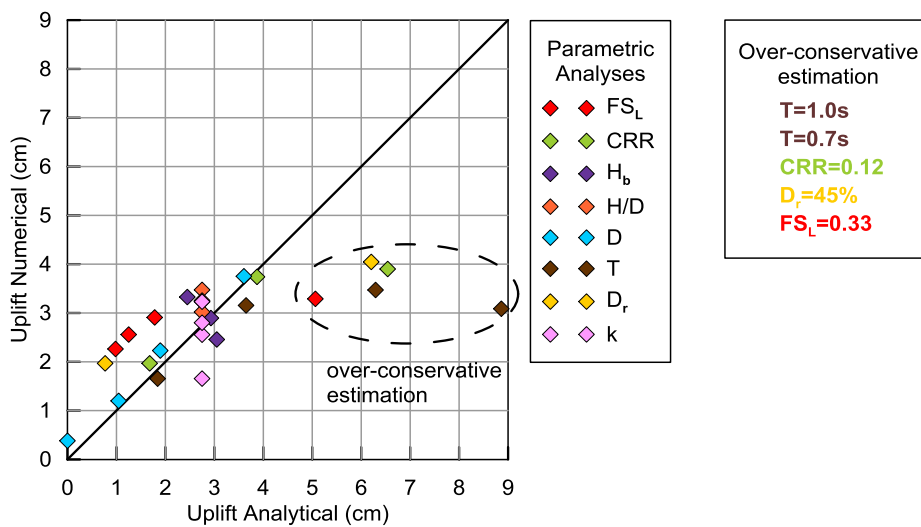
In **Chapter 5** parametric analyses were performed, so as to investigate the effect of different parameters that influence the uplift of buried structures in liquefied soil. The parameters which were examined can be divided in the following three categories:

- i) geometry of the problem (embedding ratio  $H/D$ , distance of the invert of the pipe from the bottom of the liquefied soil  $H_b$ , diameter of pipe  $D$ )
- ii) soil properties (cyclic resistance ratio  $CRR$ , relative density  $D_r$ , permeability  $k$ )

- iii) seismic motion characteristics (factor of safety against liquefaction  $FS_L$ , or equivalently the maximum amplitude of acceleration  $a_{max}$ , period  $T$  of the harmonic excitation)

In the final step of the present work (**Chapter 6**), the results from the parametric numerical analyses were compared with the results of the analytical relationship proposed by Sasaki and Tamura (2004), so as to investigate the accuracy of the latter and to define the cases where the analytical methodology predicts adequately the uplift displacement of buried pipelines.

The comparison between the analytical and the numerical results is presented in **Figure 5**, and the cases where the analytical relationship leads to over-conservative estimation of the uplift displacement are pointed out.



**Figure 5:** Comparison of the uplift displacement, based on the numerical and the analytical results

### Summary of main findings

- i) Two basic methodologies (Koseki et al. 1997; Ling et al. 2003) have been proposed for the calculation of the factor of safety against uplift. Their difference lies on the calculation of the buoyancy force. Namely, Koseki et al. (1997) method takes into account the generated excess pore pressure, while Ling et al. (2003) method does not depend on that variable. Implementation of the proposed methodologies for typical cases of buried pipelines, indicated that there is agreement of the methodologies when the value of  $r_u$  at the invert of pipe is equal to  $r_u=0.4$  to  $0.5$ . For greater values of  $r_u$ , the factor of safety proposed by Ling et al. (2003) is significantly higher.

- ii) During the literature survey, three different approaches concerning the buoyancy force that acts on the pipe were found: those by Hou et al. (1990), Ling et al. (2003) and Chian et al. (2014). The latter express the buoyancy force taking into account the contribution of the excess pore pressure near the invert of the structure. Implementation of the methodology to typical design cases showed that, for small values of the developed  $r_u$ , the methodology proposed by Chian et al. (2014) matches the results of the relationship proposed by Ling et al. (2003). On the other hand, when  $r_u$  is almost equal to unity the methodology proposed by Chian et al. (2014) is in agreement with the results derived from the relationship proposed by Hou et al. (1990).
- iii) According to the literature survey, the uplift displacement can be calculated by three different methodologies which are proposed by: Sasaki and Tamura (2004), Liu and O'Rourke (1997) and O'Rourke and Liu (2012). Except for the methodology of Sasaki and Tamura (2004), the other relationships include the length of the pipe in liquefied soil ( $W_s$ ). The implementation of the three methodologies indicated that the analytical relationships which take into account the  $W_s$  parameter give significantly higher displacement, particularly when  $W_s > 70\text{m}$ . It should be underlined that these methodologies have not been developed in order to estimate the uplift displacement due to liquefaction, but for the stress-strain analysis of the pipeline. Hence, there is limited practical interest for these relationships on the present Thesis, contrary to the analytical relationship proposed by Sasaki and Tamura (2004), on which the present research is focused.
- iv) Uplift of the pipeline begins when the shaking starts and it is completed right after the shaking stops, although the excess pore pressure at the invert of the pipe remains on high levels. This observation indicates the explicit dependence of the final uplift displacement from the shaking.
- v) The soil response in the vicinity of the pipe is entirely different compared to the response at the free field. Namely, at the free field,  $r_u$  reaches the value of 1 at all depths, whereas the values of the developed  $r_u$  at the crown and at the springing depth of the pipe are significantly lower, probably due to dilation or/and faster water flow.
- vi) Uplift of the pipeline triggers the displacement of a soil prism above the pipe, whereas settlement in the surface is observed at the distance of about  $2D$  from the center of the pipe.



- vii) In the soil overlying the pipeline, the values of  $r_u$  are significantly lower, which infers that a portion of the soil's shear strength and stiffness is retained. Therefore, the overlying soil offers some resistance against uplift and is capable of reducing the uplift displacement of the structure.
- viii) The accumulation of the excess pore pressure at the invert of the pipeline seems to be of crucial importance, whereas important factor for the reduction of the uplift displacement is also the partial liquefaction of the overlying soil, which increases the offered resistance to uplift.
- ix) The uplift displacement of a buried pipeline is highly influenced by the diameter  $D$  of the pipeline, as well as, the cyclic resistance ratio CRR and the relative density  $D_r$  of the liquefiable soil.
- x) The factor of safety against liquefaction  $FS_L$  (or equivalently the maximum amplitude of acceleration  $a_{max}$ ) and the permeability of the soil  $k$  seem to have a less important effect on the uplift displacement.
- xi) The embedment ratio  $H/D$ , the distance of the invert of the pipe from the bottom of the liquefied soil  $H_b$  and the period of the harmonic excitation  $T$ , influence the uplift displacement less than the other parameters examined.
- xii) The relationship of Sasaki and Tamura (2004) takes into account the basic parameters which contribute to the uplift. The parameters which are not taken into account in the analytical relationship (permeability  $k$ , period of the sinusoidal wave  $T$ ) proved to be of secondary importance.
- xiii) The analytical methodology proposed by Sasaki and Tamura (2004) is considered as adequate and is able to replace the sophisticated numerical analyses, since it predicts reasonably well the uplift displacement of a buried pipelines, in the cases of normal (and relatively small) duration of shaking.
- xiv) Surprisingly, in the cases where the results obtained from the two methodologies were not in good agreement, the analytical relationship always gave a more conservative estimation of the uplift displacement.
- xv) Based on the parametric analyses, the uplift displacement divided by the diameter  $D$  of the pipe, ranges between  $\epsilon=1.3\%$  and  $\epsilon=3.4\%$ , whereas the implementation of the analytical relationship of Sasaki and Tamura (2004) for the same cases leads to displacements that range from  $\epsilon=0.8\%$  to  $\epsilon=8.9\%$ . Hence, in any case, it can be concluded that the uplift of a buried pipeline is not always a crucial parameter for design, especially for structures of a small diameter.

- xvi) When implementing the analytical relationship of Sasaki and Tamura (2004) for  $t=\infty$ , the uplift displacement reaches its maximum value, which is about 10 times larger than the predicted uplift displacement using a more reasonable value of  $t$ . This value is of no practical interest since it is merely the result of the solution of the differential equation and the authors have probably not calibrated the relationship for cases where  $t$  is greater than that of a possible duration of an earthquake.
- xvii) Finally, it is concluded that the use of the analytical relationship of Sasaki and Tamura leads to over-conservative estimations of the uplift displacement in the following cases: when the period of the sinusoidal wave is greater than 0.7 ( $T>0.7\text{sec}$ ), when the factor of safety against liquefaction is very low ( $FSL<0.4$ ) and when the soil consists of a very loose sand which has limited resistance to cyclic shear loading ( $Dr<45\%$  or  $CRR<0.12$ ).

## Περιεχόμενα

---

Ευχαριστίες .....	i
Εκτενής περίληψη .....	iii
Extended summary.....	xiii
Περιεχόμενα.....	xxi
1. Εισαγωγή.....	1
1.1 Περιγραφή του προβλήματος .....	1
1.2 Αντικείμενο της Διπλωματικής Εργασίας .....	2
1.3 Επιμέρους εργασίες.....	2
2. Βιβλιογραφική έρευνα .....	5
2.1 Γενικά .....	5
2.2 Εκτίμηση δυνάμεων άνωσης και συντελεστή ασφαλείας έναντι ανύψωσης του αγωγού.....	6
2.2.1 Γενικά.....	6
2.2.2 Υπολογισμός δυνάμεων άνωσης .....	7
2.2.3 Υπολογισμός συντελεστή ασφαλείας έναντι ανύψωσης του αγωγού .....	9
2.3 Παράγοντες που επιδρούν στην ανύψωση του αγωγού.....	13
2.3.1 Επίδραση λόγου εγκιβωτισμού (H/D).....	14
2.3.2 Επίδραση των ιδιοτήτων του εδάφους .....	14
2.3.3 Επίδραση της σεισμικής διέγερσης .....	18

2.3.4	Επίδραση των υπερπιέσεων πόρων .....	19
2.4	Υπολογισμός ανύψωσης.....	21
2.5	Υπολογισμός αναπτυσσόμενης έντασης και παραμόρφωσης στον αγωγό.....	24
2.6	Μέτρα αποφυγής της ανύψωσης.....	26
2.6.1	Αντικατάσταση εδάφους με χονδρόκοκκο υλικό .....	27
2.6.2	Χρήση γεωπλέγματος .....	30
2.7	Εφαρμογή προτεινόμενων μεθοδολογιών .....	31
2.7.1	Γενικά.....	31
2.7.2	Εφαρμογή προτεινόμενων συντελεστών ασφαλείας .....	32
2.7.3	Εφαρμογή σχέσεων υπολογισμού δυνάμεων ανύψωσης .....	33
2.7.4	Εφαρμογή σχέσεων υπολογισμού ανύψωσης .....	34
2.8	Συμπεράσματα- Σχόλια .....	36
3.	Αριθμητική μεθοδολογία .....	41
3.1	Γενικά .....	41
3.2	Αριθμητική Μεθοδολογία .....	41
3.2.1	Κώδικας πεπερασμένων διαφορών FLAC.....	41
3.2.2	Καταστατικό προσομοίωμα NTUA-Sand.....	43
3.3	Σύγκριση με πειραματικά αποτελέσματα φυγοκεντριστή .....	49
3.3.1	Περιγραφή πειράματος φυγοκεντριστή .....	49
3.3.2	Περιγραφή και παραδοχές αριθμητικής προσομοίωσης .....	50
3.3.3	Σύγκριση αριθμητικών αναλύσεων με πειραματικά αποτελέσματα.....	60
3.4	Σύνοψη - Συμπεράσματα.....	62
4.	Αριθμητική διερεύνηση της συμπεριφοράς εγκιβωτισμένων αγωγών σε ρευστοποιήσιμο έδαφος.....	65
4.1	Γενικά .....	65
4.2	Γεωμετρία και παράμετροι της βασικής αριθμητικής ανάλυσης .....	65
4.3	Τυπικά αποτελέσματα .....	69

4.3.1	Γενικά.....	69
4.3.2	Παραμορφωμένος κάρναβος και διάγραμμα ανύψωσης αγωγού .....	70
4.3.3	Επιτάχυνση ελεύθερης επιφάνειας και υπερπιέσεις πόρων.....	71
4.3.4	Επίλογος .....	75
5.	Παραμετρική διερεύνηση της συμπεριφοράς εγκιβωτισμένων αγωγών σε ρευστοποιήσιμο έδαφος.....	77
5.1	Γενικά .....	77
5.2	Παραμετρικές αναλύσεις .....	77
5.2.1	Δεδομένα παραμετρικών αναλύσεων .....	77
5.2.2	Αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων .....	81
5.3	Ποιοτικά συμπεράσματα.....	100
6.	Αξιολόγηση αναλυτικής σχέσης υπολογισμού των μετατοπίσεων σε σύγκριση με αριθμητικές αναλύσεις .....	103
6.1	Γενικά .....	103
6.2	Διερεύνηση παραμέτρων που υπεισέρχονται στην αναλυτική σχέση των Sasaki and Tamura (2004) .....	104
6.2.1	Γενικά.....	104
6.2.2	Γεωμετρία του προβλήματος- παράμετροι $H/D$ , $D$ , $H_b$ .....	105
6.2.3	Ιδιότητες του εδάφους- παράμετροι $CRR$ , $D_r$ , $k$ .....	109
6.2.4	Ιδιότητες σεισμικής διέγερσης- παράμετροι $T$ , $FS_{L,emp}$ , $FS_{L,real}$ .....	112
6.3	Διερεύνηση αναλυτικής σχέσης: είναι υπέρ ή κατά της ασφαλείας? .....	122
6.4	Συμπεράσματα .....	125
7.	Συμπεράσματα & Προτάσεις για μελλοντική έρευνα .....	127
7.1	Γενικά .....	127
7.2	Συμπεράσματα σύγκρισης αναλυτικών σχέσεων διεθνούς βιβλιογραφίας .....	128
7.3	Συμπεράσματα για το μηχανισμό αστοχίας και τις αιτίες της ανύψωσης .....	129
7.4	Συμπεράσματα παραμετρικών αναλύσεων .....	130

7.4.1	Γενικά.....	130
7.4.2	Επίδραση της γεωμετρίας του προβλήματος .....	130
7.4.3	Επίδραση των ιδιοτήτων του εδάφους .....	131
7.4.4	Επίδραση ιδιοτήτων σεισμικής διέγερσης .....	132
7.5	Συμπεράσματα σύγκρισης αριθμητικών αναλύσεων με την αναλυτική σχέση των Sasaki and Tamura (2004) .....	132
7.6	Προτάσεις για μελλοντική έρευνα.....	133
	Βιβλιογραφία .....	135
	Παράρτημα Α: Αναλυτικά αποτελέσματα παραμετρικών αριθμητικών αναλύσεων .....	141

# Κεφάλαιο 1

## Εισαγωγή

---

### 1.1 Περιγραφή του προβλήματος

Όταν ένα κορεσμένο μη συνεκτικό εδαφικό υλικό (χάλικες, αμμοχάλικα, άμμοι, ιλυώδεις άμμοι) υποβάλλεται σε σεισμική διέγερση, αναπτύσσονται υπερπιέσεις πόρων οι οποίες μειώνουν τη διατμητική αντοχή του και αποτέλεσμα αυτού είναι ότι το έδαφος ρευστοποιείται, δηλαδή βραχυχρόνια συμπεριφέρεται ως «παχύρευστο υγρό». Το φαινόμενο της ρευστοποίησης που αφορά στα μη συνεκτικά εδάφη ένα από τα σημαντικότερα κεφάλαια της Γεωτεχνικής Σεισμικής Μηχανικής και μελετάται εκτενώς τις τελευταίες δεκαετίες, εξαιτίας των καταστροφικών συνεπειών που προκαλεί σε έργα του αντικείμενου του πολιτικού μηχανικού. Τυπικές συνέπειες της ρευστοποίησης είναι οι μετασεισμικές καθιζήσεις που οφείλονται στην αποτόνωση των υπερπιέσεων των πόρων, οι αστοχίες θεμελιώσεων λόγω πλευρικής εξάπλωσης και η ανάδυση υπόγειων ελαφριών κατασκευών εξαιτίας φαινομένων άνωσης στο ρευστοποιημένο έδαφος.

Η παρούσα Διπλωματική Εργασία αφορά στην τελευταία από τις ανωτέρω συνέπειες ρευστοποίησης, δηλαδή στην ανάδυση των υπόγειων κατασκευών. Η εμπειρία από πρόσφατους σεισμούς (λ.χ. Christchurch, 2011; Chile, 2010) κατέδειξε ότι στην περίπτωση που στην ρευστοποιημένη εδαφική στρώση βρίσκεται μία εγκιβωτισμένη κατασκευή, βάσει της αρχής του Αρχιμήδη, αυτή υφίσταται άνωση. Έτσι, εάν το ειδικό της βάρος είναι μικρότερο από το ειδικό βάρος του ρευστοποιημένου εδάφους (δηλ.  $18-20\text{kN/m}^3$ ), τότε κινδυνεύει είτε να ανυψωθεί κάποια εκατοστά είτε ακόμη και να αναδυθεί στην επιφάνεια του εδάφους. Εγκιβωτισμένες κατασκευές που είναι επιρρεπείς στα φαινόμενα άνωσης, λόγω του μικρού ειδικού του βάρους, είναι τα φρέατα, οι υπόγειες σήραγγες και κάθε είδους εγκιβωτισμένοι αγωγοί, όπως οι αγωγοί μεταφοράς λυμάτων, παροχής νερού, ηλεκτρικής ενέργειας και καυσίμων (πετρελαίου ή φυσικού αερίου).

## 1.2 Αντικείμενο της Διπλωματικής Εργασίας

Δεδομένης της απαίτησης για λειτουργία των εγκιβωτισμένων αγωγών ακόμα και ύστερα από μία ισχυρή σεισμική δόνηση (λ.χ. ανάγκη λειτουργίας δικτύου ύδρευσης για πυρόσβεση, ανάγκη ηλεκτροδότησης κλπ), η παρούσα Διπλωματική Εργασία εστίασε στη διερεύνηση των φαινομένων άνωσης στις κατασκευές αυτές και στις συνέπειες που προκαλούν (**Σχήμα 1.1**).



**Σχήμα 1.1:** Αστοχίες εγκιβωτισμένων αγωγών λόγω φαινομένων άνωσης σε ρευστοποιημένο έδαφος

Πιο συγκεκριμένα, σκοπός της Διπλωματικής Εργασίας είναι η διερεύνηση των παραμέτρων που υπεισέρχονται στο πρόβλημα αυτό και επηρεάζουν την ανύψωση του αγωγού, καθώς επίσης και η αξιολόγηση της αναλυτικής σχέσης των Sasaki and Tamura (2004), η οποία είναι η πλέον αξιόπιστη σχέση που εντοπίστηκε στη διεθνή βιβλιογραφία για τον υπολογισμό της ανύψωσης υπόγειων κατασκευών. Και τα δύο παραπάνω αντικείμενα θα εξετασθούν μέσω παραμετρικών αριθμητικών αναλύσεων, με το εμπορικό λογισμικό Πεπερασμένων Διαφορών, το οποίο εξελίχθηκε για προβλήματα ρευστοποίησης στο Εργαστήριο Θεμελιώσεων του ΕΜΠ.

## 1.3 Επιμέρους εργασίες

Εν περιλήψει, οι επιμέρους εργασίες που πραγματοποιήθηκαν στα πλαίσια της Διπλωματικής Εργασίας είναι οι ακόλουθες:

Στο **Κεφάλαιο 2** μελετώνται οι δημοσιευμένες στη διεθνή βιβλιογραφία εργασίες σχετικά με τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας έναντι ανύψωσης, τις δυνάμεις που δρουν στον αγωγό μετά τη ρευστοποίηση και την ένταση που αναπτύσσεται σε αυτόν. Ακόμη, παρουσιάζονται οι διαθέσιμες αναλυτικές σχέσεις υπολογισμού της ανύψωσης του αγωγού και συγκρίνονται τα αποτελέσματά τους για τυπικές περιπτώσεις εγκιβωτισμένων αγωγών.



Στο **Κεφάλαιο 3** παρουσιάζεται αναλυτικά η αριθμητική μεθοδολογία που χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση της ανύψωσης των υπόγειων κατασκευών. Για την αξιολόγηση της ακρίβειας των υπολογισμών, η εν λόγω αριθμητική μεθοδολογία εφαρμόστηκε για την προσομοίωση των πειραμάτων φυγοκεντριστή των Chian et al. (2014), τα οποία διερευνούν την απόκριση εγκιβωτισμένων αγωγών σε ρευστοποιημένο έδαφος, εξαιτίας σεισμικής φόρτισης.

Στο **Κεφάλαιο 4** περιγράφεται η βασική αριθμητική ανάλυση (baseline), η οποία επαναλαμβάνεται παραμετρικά για τη διερεύνηση του φαινομένου της άνωσης υπογείων κατασκευών. Κατόπιν, παρουσιάζονται ενδεικτικά αποτελέσματα και συγκρίνονται ποιοτικά με αντίστοιχα αποτελέσματα πειραμάτων φυγοκεντριστή και αριθμητικών αναλύσεων της βιβλιογραφίας.

Στο **Κεφάλαιο 5** πραγματοποιούνται παραμετρικές αναλύσεις και διερευνάται η επίδραση της γεωμετρίας του προβλήματος, των ιδιοτήτων του εδάφους και των χαρακτηριστικών της σεισμικής διέγερσης στην ανύψωση των υπόγειων κατασκευών. Σε κάθε περίπτωση, συγκρίνονται και οι χρονοϊστορίες των υπερπιέσεων πόρων, προκειμένου να διερευνηθεί η αιτία που καθορίζει το μέγεθος της ανύψωσης σε κάθε περίπτωση.

Στο **Κεφάλαιο 6** συγκρίνονται τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν με τις αντίστοιχες προβλέψεις της αναλυτικής σχέσης των Sasaki and Tamura (2004) και διερευνώνται τυχόν αποκλίσεις μεταξύ τους. Έτσι, ελέγχεται συνολικά η αξιοπιστία της απλουστευμένης αυτής αναλυτικής σχέσης και εξάγονται συμπεράσματα σχετικά με τη δυνατότητα εφαρμογής της στην πράξη.

Στο **Κεφάλαιο 7** συνοψίζονται τα βασικά συμπεράσματα που προκύπτουν από την παρούσα εργασία και προτείνονται πεδία για μελλοντική έρευνα σχετικά με το εξεταζόμενο αντικείμενο.



# Κεφάλαιο 2

## Βιβλιογραφική έρευνα

---

### 2.1 Γενικά

Η ρευστοποίηση των μη συνεκτικών εδαφών, εξαιτίας σεισμικής διέγερσης, έχει απασχολήσει τον κλάδο της γεωτεχνικής σεισμικής μηχανικής τις τελευταίες δεκαετίες, λόγω των σοβαρών επιπτώσεων που προκαλεί στις κατασκευές και τα έργα υποδομής. Η ταχεία και επαναλαμβανόμενη επιβολή της σεισμικής διέγερσης οδηγεί στην ανάπτυξη υπερπιέσεων στους πόρους του εδάφους με συνέπεια να μειώνεται η ενεργός τάση και συνακόλουθα η διατμητική του αντοχή. Το ρευστοποιημένο έδαφος συμπεριφέρεται ως παχύρρευστο υγρό, επειδή οι κόκκοι του εδάφους δεν βρίσκονται πλέον σε επαφή μεταξύ τους και ο σκελετός των στερεών κόκκων έχει χάσει τη δομή του. Οι ανωστικές δυνάμεις που ενεργούν στις μικρού ίδιου βάρους εγκιβωτισμένες κατασκευές, όπως είναι οι αγωγοί, σε συνδυασμό με την απώλεια διατμητικής αντοχής του περιβάλλοντος εδάφους, οδηγούν τις κατασκευές αυτές να μετακινούνται κατακόρυφα προς τα πάνω, ενώ δεν είναι απίθανο, σε κάποιες περιπτώσεις, να αναδυθούν στην επιφάνεια.

Σκοπός του παρόντος κεφαλαίου είναι η συνοπτική παρουσίαση προγενέστερων μελετών που αφορούν στην ανύψωση ενός εγκιβωτισμένου αγωγού, λόγω ρευστοποίησης του περιβάλλοντος εδάφους. Για την πληρέστερη κατανόηση του προβλήματος, σημαντική κρίθηκε η στοχευμένη αναζήτηση απαντήσεων στα ακόλουθα ζητήματα:

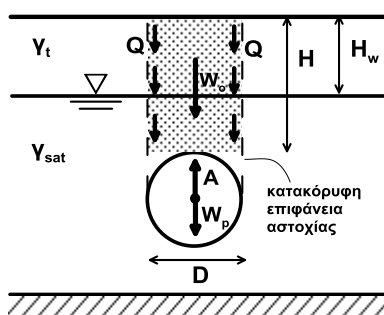
- i) Εκτίμηση του κινδύνου ανάπτυξης κατακόρυφων μετακινήσεων σε έναν εγκιβωτισμένο αγωγό εξαιτίας ρευστοποίησης, ήτοι εκτίμηση των δυνάμεων άνωσης και τον συντελεστή ασφαλείας έναντι άνωσης,
- ii) Εύρεση των παραγόντων που επηρεάζουν σημαντικά τις μετακινήσεις αυτές,
- iii) Ποσοτική εκτίμηση της ανύψωσης του αγωγού
- iv) Εύρεση αποδεκτών κατασκευαστικά λύσεων με σκοπό την αύξηση της αντίστασης έναντι ανύψωσης του αγωγού.

Το φαινόμενο αυτό είναι ιδιαίτερα πολύπλοκο, λόγω της πληθώρας των παραμέτρων που το επηρεάζουν και, ενώ ο μηχανισμός που προκαλεί την ανύψωση του αγωγού είναι θεωρητικά τουλάχιστον γνωστός, δεν έχει μέχρι σήμερα αποσαφηνιστεί ο τρόπος επίδρασης της κάθε παραμέτρου στο φαινόμενο. Για το λόγο αυτό, σημαντική κρίνεται, επίσης, η επισήμανση των παραδοχών και των απλοποιήσεων στις οποίες βασίζονται οι μελέτες που έχουν πραγματοποιηθεί μέχρι σήμερα, ώστε να είναι εφικτή η σύγκρισή τους, η εύρεση των μεταξύ τους αποκλίσεων και ο προσδιορισμός των ορίων εφαρμογής τους.

## 2.2 Εκτίμηση δυνάμεων άνωσης και συντελεστή ασφαλείας έναντι ανύψωσης του αγωγού

### 2.2.1 Γενικά

Όλες οι μελέτες που ασχολούνται με την ανύψωση υπογείων αγωγών, σηράγγων και φρεατίων σε ρευστοποιημένο έδαφος υπό σεισμική φόρτιση υπολογίζουν τις δυνάμεις που δρουν σταθεροποιητικά στην εκάστοτε κατασκευή και τις δυνάμεις που δύνανται να την ανασηκώσουν. Βασιζόμενες σε απλή ισορροπία κατακόρυφων δυνάμεων καταλήγουν σε μία συνισταμένη δύναμη, με φορά προς τα πάνω, ή σε ένα συντελεστή ασφαλείας έναντι ανύψωσης της κατασκευής. Επομένως, ανύψωση ενός αγωγού έχουμε όταν η συνισταμένη αυτή δύναμη αποκτά θετικές τιμές ή όταν ο προτεινόμενος συντελεστής ασφαλείας λαμβάνει τιμές μικρότερες της μονάδας. Στο **Σχήμα 2.1** φαίνονται όλες οι δυνάμεις που δρουν σε έναν αγωγό, υπό συνθήκες ρευστοποίησης του περιβάλλοντος εδάφους.



**Σχήμα 2.1:** Χαρακτηριστικά του εδάφους και δυνάμεις που ασκούνται στον αγωγό

Στο ανωτέρω σχήμα:

- D είναι η εξωτερική διάμετρος του αγωγού
- $\gamma_p$  είναι το ειδικό βάρος του υλικού του αγωγού
- $\gamma_{sat}$  είναι το κορεσμένο ειδικό βάρος του εδάφους
- $\gamma_t$  είναι το ξηρό ειδικό βάρος του εδάφους

H	είναι το βάθος εγκιβωτισμού του αγωγού
$H_w$	είναι το βάθος του υδροφόρου ορίζοντα
$W_p$	είναι το ίδιο βάρος του αγωγού
$W_o$	είναι το ενεργό βάρος των υπερκείμενων γαιών
Q	είναι η δύναμη τριβής
A	είναι η δύναμη άνωσης
$F_{buoy}$	είναι η συνισταμένη δύναμη που δρα στον αγωγό

### 2.2.2 Υπολογισμός δυνάμεων άνωσης

**Hou et al. (1990).** Από τους Hou et al. (1990) προτάθηκε η δύναμη που προκαλεί ανύψωση του αγωγού:

$$F_{buoy} = A - W_p \quad (2.1)$$

όπου ως δύναμη άνωσης λαμβάνεται  $A = \frac{\pi D^2}{4} \gamma_{sat}$ , δηλαδή γίνεται η υπόθεση ότι το έδαφος συμπεριφέρεται ως υγρό με ειδικό βάρος ίσο με το κορεσμένο ειδικό βάρος του. Η δύναμη που σταθεροποιεί τον αγωγό, βάσει των Hou et al. (1990), είναι το βάρος του. Προφανώς, όταν η  $F_{buoy}$  γίνεται μεγαλύτερη του μηδενός, ξεκινά η ανύψωση του αγωγού. Αξίζει, ακόμη, να σημειωθεί ότι η δύναμη που προτείνουν οι Hou et al. (1990) είναι ανεξάρτητη από το βάθος εγκιβωτισμού, δηλαδή όσο βαθιά και αν τοποθετηθεί ο αγωγός η ανύψωσή του αναμένεται να μην διαφοροποιείται. Αυτό έρχεται σε αντίθεση με πληθώρα αριθμητικών αναλύσεων (Azadi and Mir Mohammad Hosseini 2010a; Saeedzadeh and Hataf 2011) από τις οποίες προκύπτει ότι αύξηση του βάθους ταφής του αγωγού οδηγεί σε μικρότερη ανύψωση.

**American Lifelines Alliance (2005).** Σύμφωνα με τις οδηγίες σχεδιασμού εγκιβωτισμένων μεταλλικών αγωγών της American Lifelines Alliance (2005) η δύναμη που μπορεί να προκαλέσει κατακόρυφες μετακινήσεις του αγωγού προς τα πάνω, εξαιτίας των υδροστατικών πιέσεων υπολογίζεται ως:

$$F_{buoy} = A - [W_p + P_v' D] \quad (2.2)$$

όπου:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \gamma_w$$

η δύναμη άνωσης που ασκείται στον αγωγό

$$P'_v = \left( 0.67 + 0.33 \frac{H_w}{H} \right) \gamma_t H$$

η δύναμη του ενεργού βάρους των υπερκείμενων γαιών

$$F_{buoy}$$

η κατακόρυφη, με φορά προς τα πάνω, δύναμη που δύναται να ανυψώσει τον αγωγό

Οι συγκεκριμένες οδηγίες σχεδιασμού αναφέρονται στον υπολογισμό της δύναμης άνωσης μόνο για τις υδροστατικές συνθήκες. Στην περίπτωση που έχουμε ρευστοποίηση του περιβάλλοντος εδάφους και υιοθετώντας την παραδοχή των Hou et al. (1990), δηλαδή ότι το έδαφος συμπεριφέρεται ως υγρό με ειδικό βάρος ίσο με το κορεσμένο ειδικό βάρος του, μπορούμε να εξαγάγουμε την δύναμη άνωσης, υπό συνθήκες ρευστοποίησης του εδάφους, από την εξίσωση (2.3):

$$F_{buoy} = A - [W_p + P'_v D] \quad (2.3)$$

Όπου  $A = \frac{\pi D^2}{4} \gamma_{sat}$  είναι η δύναμη άνωσης που ασκείται στον αγωγό σε ρευστοποιημένο έδαφος και  $\gamma_{sat}$  είναι το κορεσμένο ειδικό βάρος του εδάφους.

**Chian et al. (2014).** Σύμφωνα με τους Chian et al. (2014) η δύναμη που ωθεί τον αγωγό να μετακινηθεί προς τα πάνω υπολογίζεται από την εξίσωση (2.4):

$$F_{buoy} = A - (W_p + Q + W_o), \text{ με } A = F_B + F_{EPP} \quad (2.4)$$

όπου η δύναμη άνωσης (A) έχει δύο συνιστώσες: τη δύναμη  $F_B = \frac{\pi D^2}{4} \gamma_{water}$  που οφείλεται στις υδροστατικές πιέσεις, σύμφωνα με την αρχή του Αρχιμήδη και τη δύναμη  $F_{EPP} = u_{EPP} E$ , η οποία οφείλεται στην ανάπτυξη υπερπιέσεων πόρων και ισούται με το μέτρο των υπερπιέσεων ( $u_{EPP}$ ) επί μία οριζόντια επιφάνεια (E). Ο υπολογισμός της δύναμης  $F_{EPP}$  με αυτό τον τρόπο έχει προταθεί από τους Koseki et al. (1997) για φρεάτια. Βάσει αυτών, η οριζόντια επιφάνεια (E) είναι η οριζόντια βάση του φρεατίου. Στην περίπτωση αγωγού, όπου δεν έχουμε οριζόντια επιφάνεια, οι Chian et al. (2014) προτείνουν ότι η δύναμη  $F_{EPP}$  μπορεί να υπολογισθεί χωρίζοντας την καμπύλη ημπερίμετρο του αγωγού σε μικρά τμήματα και πολλαπλασιάζοντας τις αναπτυσσόμενες σε κάθε τμήμα υπερπιέσεις με την οριζόντια προβολή των τμημάτων αυτών.

Παρατηρούμε ότι οι Chian et al. (2014) χρησιμοποιούν διαφορετική έκφραση της δύναμης άνωσης από αυτήν των Hou et al. (1990). Συγκεκριμένα, δεν υιοθετούν την άποψη ότι το έδαφος συμπεριφέρεται ως υγρό μετά τη ρευστοποίησή του και σημειώνουν ότι πιο κοντά στην πραγματικότητα είναι η θεώρηση ότι το ρευστοποιημένο έδαφος αποτελείται από διασκορπισμένους κόκκους και νερό. Για το λόγο αυτό, αποφεύγουν να εκφράσουν τη δύναμη άνωσης ως το εμβαδό του εκτοπιζόμενου από τον αγωγό εδάφους επί το ειδικό βάρος του εδάφους.

### 2.2.3 Υπολογισμός συντελεστή ασφαλείας έναντι ανύψωσης του αγωγού

**Koseki et al. (1997).**\_ Οι Koseki et al. (1997), βασιζόμενοι και αυτοί στις κατακόρυφες δυνάμεις που ενεργούν σε μια εγκιβωτισμένη σε ρευστοποιημένο έδαφος κατασκευή, πρότειναν τον εξής συντελεστή ασφαλείας για φρεάτια:

$$FS_{uplift} = \frac{W_{str} + Q}{F_B + F_{EPP} + F_s} \quad (2.5)$$

όπου  $W_{str}$  είναι το βάρος της κατασκευής και  $F_s$  είναι η δύναμη διήθησης που προκαλείται από την ροή του νερού προς τα πάνω, η οποία πειραματικά βρέθηκε να είναι μικρότερη από 5% της δύναμης  $F_{EPP}$ , γι' αυτό και αγνοείται.

Εάν στον αριθμητή προστεθεί και το ενεργό βάρος των υπερκείμενων γαιών ( $W_o$ ), τότε ο συντελεστής ασφαλείας μπορεί να εφαρμοσθεί και για εγκιβωτισμένο αγωγό.

Για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας γίνεται η παραδοχή της κατακόρυφης επιφάνειας αστοχίας, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 2.1**. Οι συγγραφείς αναφέρουν, επίσης, ότι το μέγεθος της δύναμης τριβής  $Q$  αναμένεται να είναι μικρό, λόγω της ρευστοποίησης του εδάφους, επομένως μπορεί να αγνοείται συντηρητικά. Στα πειράματα που οι ίδιοι πραγματοποίησαν παρατήρησαν ότι η ανύψωση του αγωγού συνέβαινε όταν ο συντελεστής ασφαλείας λάμβανε τιμές 0.8 έως 0.95, γεγονός που υποστήριξαν ότι οφείλεται στην αγνόηση της τριβής  $Q$ .

**Ling et al. (2003).**\_ Πιο πρόσφατα, οι Ling et al. (2003) πρότειναν τον ακόλουθο συντελεστή ασφαλείας:

$$FS_{uplift} = \frac{D(H - H_w)(\gamma_{sat} - \gamma_w) + DH_w\gamma_t + \left(\frac{\pi D^2}{4}\right)\gamma_p}{\left(\frac{\pi D^2}{4}\right)\gamma_f} = \frac{W_o + W_p}{A} \quad (2.6)$$

όπου  $\gamma_f$  είναι το ειδικό βάρος του ρευστοποιημένου εδάφους, το οποίο μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το κορεσμένο ειδικό βάρος του εδάφους ( $\gamma_{sat}$ ) και  $\gamma_p$  είναι το ισοδύναμο ειδικό βάρος του αγωγού.

Παρατηρούμε ότι οι Ling et al. (2003), αγνοώντας τη δύναμη τριβής  $Q$  και τη δύναμη διήθησης  $F$ , προτείνουν τον ίδιο συντελεστή ασφαλείας με τους Koseki et al. (1997). Η μόνη απόκλιση μεταξύ τους παρουσιάζεται στον υπολογισμό της δύναμης άνωσης. Οι Koseki et al. (1997) διαχωρίζουν τη δύναμη άνωσης που οφείλεται στις υδροστατικές πιέσεις από αυτήν που οφείλεται στις υπερπίεσεις, ενώ οι Ling et al. (2003) υποθέτουν ότι το ρευστοποιημένο έδαφος συμπεριφέρεται ως ρευστό και ο αγωγός υφίστανται άνωση ίση με το εμβαδό του επί το κορεσμένο ειδικό βάρος του εδάφους.

**Tobita et al. (2012).**\_ Σε δημοσίευσή τους οι Tobita et al. (2012) ασχολούνται με την ανάδυση φρεατίων, τα οποία περιβάλλονται από κοκκώδες υλικό επίχωσης, που ρευστοποιείται υπό σεισμική διέγερση. Υιοθετώντας τις δυνάμεις που προτείνονται από τους Koseki et al. (1997) και με την υπόθεση ότι ο όγκος του εδάφους, κατά τη διάρκεια του φαινομένου της ανάδυσης του φρεατίου, παραμένει σταθερός, καταλήγουν σε έναν συντελεστή ασφαλείας έναντι ανύψωσης του φρεατίου, όπως εκφράζεται από την εξίσωση (2.7).

$$FS_{uplift} = \frac{W_m + Q}{F_{EPP} + F_B} = \frac{D\gamma_m h + 4h_w K \sigma_m \tan \delta}{Dr_u [\gamma_t h_w + \gamma' (h - h_w - \Delta_f - \Delta_s)] + D\gamma_w (h - h_w - \Delta_f - \Delta_s)} \quad (2.7)$$

Όπου:

$W_m$	το ίδιο βάρος του φρεατίου, ειδικού βάρους $\gamma_m$
$h$	το βάθος μέχρι τη βάση της κατασκευής
$K$	ο συντελεστής πλευρικών ωθήσεων
$\sigma_m$	η οριζόντια τάση στο μέσον του βάθους των υπερκειμένων που βρίσκονται πάνω από τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα
$\tan \delta$	ο συντελεστής τριβής της διεπιφάνειας εδάφους-φρεατίου
$r_u$	ο λόγος υπερπίεσης πόρων προς την αρχική ενεργό τάση του εδάφους σε βάθος $h$ ( <b>Σχήμα 2.2</b> )
$\Delta_f$	η μετακίνηση της κατασκευής πάνω από την επιφάνεια που βρισκόταν αρχικώς

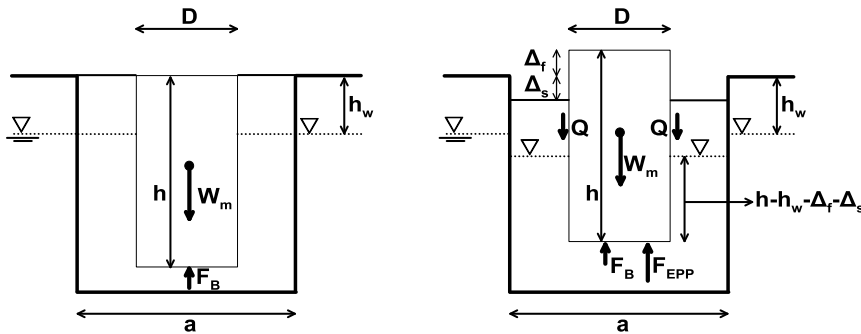


$\Delta_s$  η καθίζηση του εδάφους στην περιοχή της επίχωσης

Οι μετακινήσεις  $\Delta_f$  και  $\Delta_s$  υπολογίζονται αναλυτικά από τις εξισώσεις (2.8), (2.9), κάνοντας την παραδοχή ότι ο όγκος του εδάφους διατηρείται σταθερός πριν και μετά τη ρευστοποίηση, δηλαδή ουσιαστικά αγνοώντας τη στερεοποίηση που συμβαίνει κατά την αποτόνωση των υπερπιάσεων και προκαλεί μείωση του αρχικού όγκου του εδάφους.

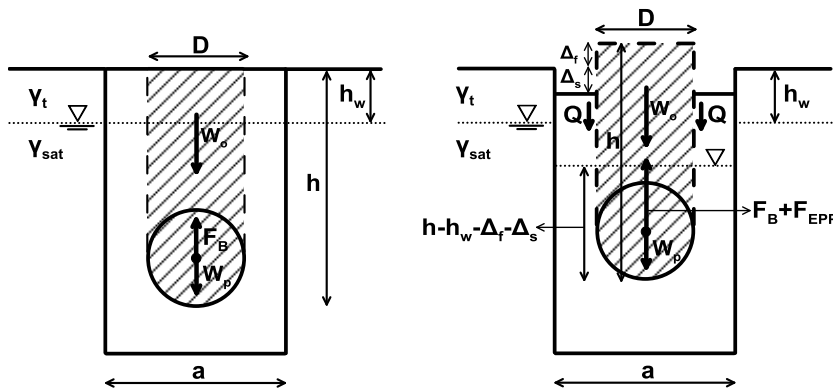
$$\Delta_s = \pi \left( \frac{D}{2a} \right)^2 \left[ \left( 1 - \frac{W_m/g}{r_u \gamma' + \gamma_w} \right) h - \left( 1 - \frac{r_u \gamma_t}{r_u \gamma' + \gamma_w} \right) h_w - \frac{Q}{r_u \gamma' + \gamma_w} \frac{4}{\pi D^2} \right] \quad (2.8)$$

$$\Delta_f = \left[ 1 - \pi \left( \frac{D}{2a} \right)^2 \right] \left[ \left( 1 - \frac{W_m/g}{r_u \gamma' + \gamma_w} \right) h - \left( 1 - \frac{r_u \gamma_t}{r_u \gamma' + \gamma_w} \right) h_w - \frac{Q}{r_u \gamma' + \gamma_w} \frac{4}{\pi D^2} \right] \quad (2.9)$$



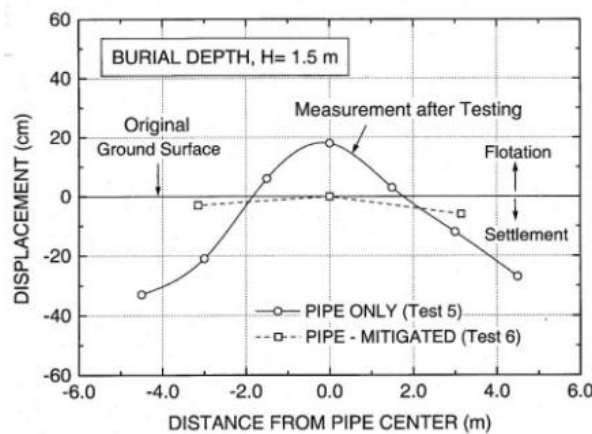
Σχήμα 2.2: Μοντέλο υπολογισμού (Tobita et al. 2012)

Δεδομένου ότι η γεωμετρία του αγωγού δεν παραβιάζει κάποια από τις υποθέσεις των συγγραφέων που αφορούν στην εξαγωγή του συντελεστή ασφαλείας για τα εγκιβωτισμένα φρεάτια, θεωρούμε ότι η προτεινόμενη σχέση μπορεί να εφαρμοστεί και για εγκιβωτισμένο αγωγό. Η μόνη επιπλέον υπόθεση που χρειάζεται να γίνει είναι ότι ο αγωγός και το έδαφος που υπέρκειται αυτού λειτουργούν ως στερεό σώμα, δηλαδή ότι μετακινούνται με ενιαίο τρόπο κατακόρυφα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.3.



Σχήμα 2.3: Εφαρμογή μοντέλου υπολογισμού σε αγωγό (Tobita et al. 2012)

Η υπόθεση αυτή φαίνεται αρκετά ρεαλιστική, επειδή από πειραματικά αποτελέσματα φυγοκεντριστών (Koseki et al. 1997; Ling et al. 2003) και αριθμητικές αναλύσεις (Azadi and Mir Mohammad Hosseini 2010b; Dongdong et al. 2008; Madabhushi and Madabhushi 2011) έχει παρατηρηθεί τόσο ανύψωση του εδάφους που βρίσκεται πάνω από τον αγωγό, όσο και καθίζηση της επιφάνειας του εδάφους κοντά στον αγωγό. Ωστόσο, έχει επίσης παρατηρηθεί ότι παρόλο που το έδαφος πάνω από τον αγωγό παρουσιάζει ανύψωση, αυτή δεν ταυτίζεται αριθμητικά με την ανύψωση του αγωγού, δηλαδή το έδαφος πάνω από τον κατασκευή στην πραγματικότητα υφίσταται συμπίεση (Madabhushi and Madabhushi 2011). Αμελώντας τη συμπίεση αυτή, ο συντελεστής ασφαλείας που προκύπτει από την εξίσωση (2.10) μπορεί να εφαρμοσθεί και στην περίπτωση εγκιβωτισμένων αγωγών.



**Σχήμα 2.4:** Παραμόρφωση εδάφους βάσει πειραμάτων φυγοκεντριστή (Ling et al. 2003)

Τροποποιώντας τον προτεινόμενο, από τους Tobita et al. (2012), συντελεστή ασφαλείας σύμφωνα με τη γεωμετρία του αγωγού και τη θεώρηση στερεού σώματος, όπως περιγράφεται παραπάνω, προκύπτει:

$$FS_{uplift} = \frac{[W_p + W_o] + Q}{F_{EPP} + F_B} = \frac{\left[ \gamma_p \left( \frac{\pi D^2}{4} \right) + h_w D \gamma_t + (h - h_w - D) \gamma_{sat} \right] + 2h_w K \sigma_m \tan \varphi}{Dr_u \left[ \gamma_t h_w + (\gamma_{sat} - \gamma_w) (h - h_w - \Delta_f - \Delta_s) \right] + D \gamma_w (h - h_w - \Delta_f - \Delta_s)} \quad (2.10)$$

Όπου  $\gamma_p$  είναι το ισοδύναμο ειδικό βάρος του αγωγού και οι μετατοπίσεις  $\Delta_s$  και  $\Delta_f$  υπολογίζονται αναλυτικά από τις εξισώσεις (2.11) και (2.12) αντίστοιχα, βάσει της θεώρησης σταθερού όγκου των Tobita et al. (2012) και ύστερα από κατάλληλη τροποποίηση σύμφωνα με τη γεωμετρία του εγκιβωτισμένου αγωγού:

$$\Delta_s = \frac{D}{a} \left[ \left( 1 - \frac{(W_o + W_p)/g}{r_u \gamma' + \gamma_w} \right) h - \left( 1 - \frac{r_u \gamma_t}{r_u \gamma' + \gamma_w} \right) h_w - \frac{Q}{r_u \gamma' + \gamma_w} \frac{2}{\pi D^2} \right] \quad (2.11)$$

$$\Delta_f = \left[ 1 - \frac{D}{a} \right] \left[ \left( 1 - \frac{(W_p + W_o)/g}{r_u \gamma' + \gamma_w} \right) h - \left( 1 - \frac{r_u \gamma_t}{r_u \gamma' + \gamma_w} \right) h_w - \frac{Q}{r_u \gamma' + \gamma_w} \frac{2}{\pi D^2} \right] \quad (2.12)$$

Όπου  $\gamma_w$  το ειδικό βάρος του νερού και  $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$  το ενεργό ειδικό βάρος του εδάφους.

Παρατηρούμε ότι στον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας για το φρεάτιο, λαμβάνεται υπόψη η δύναμη τριβής μόνο στο ξηρό έδαφος. Αυτό συμφωνεί με την υπόθεση των Koseki et al. (1997) και Ling et al. (2003), οι οποίοι αναφέρουν ότι η συμβολή της δύναμης τριβής είναι αμελητέα στο ρευστοποιημένο έδαφος.

### 2.3 Παράγοντες που επιδρούν στην ανύψωση του αγωγού

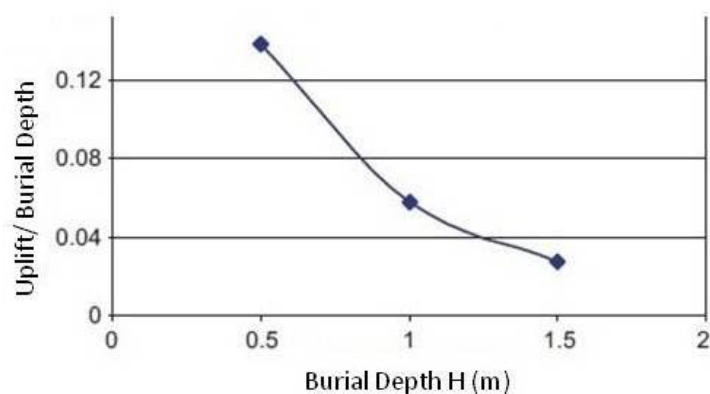
Έχοντας υπολογίσει το συντελεστή ασφαλείας, ο οποίος αποτελεί ένδειξη για την εκδήλωση ενδεχόμενης κατακόρυφης μετακίνησης του αγωγού, ουσιώδους σημασίας είναι η εύρεση των παραμέτρων που καθορίζουν το μέγεθος των μετακινήσεων, δηλαδή υπό ποιες συνθήκες αναμένεται οι μετακινήσεις αυτές να είναι σημαντικές και να επηρεάσουν ενδεχομένως τη λειτουργικότητα του αγωγού ή, σε περίπτωση ανάδυσης στην επιφάνεια, και την λειτουργικότητα άλλων κατασκευών. Οι παράμετροι που έχουν εξετασθεί μέχρι σήμερα είναι:

- i) Το βάθος τοποθέτησης του αγωγού σε σύγκριση με τη διάμετρό του, που εκφράζεται από τον λόγο εγκιβωτισμού  $H/D$ ,
- ii) Οι ιδιότητες του περιβάλλοντος εδάφους, ήτοι η γωνία τριβής ( $\phi$ ), η σχετική πυκνότητα του εδάφους ( $D_r$ ), η γωνία διαστολικότητας ( $\psi$ ), το ειδικό βάρος του εδάφους ( $\gamma_{sat}$ ) και η διαπερατότητά του ( $k$ ),
- iii) Τα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης, δηλαδή η κορυφαία τιμή της επιτάχυνσης, το μέγεθος του σεισμού και η βασική περίοδος του σεισμικού παλμού,
- iv) Οι αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις πόρων

### 2.3.1 Επίδραση λόγου εγκιβωτισμού (H/D)

Καθοριστικής σημασίας παράμετρος φαίνεται να είναι ο λόγος εγκιβωτισμού του αγωγού (H/D), δηλαδή ο λόγος του βάθους τοποθέτησής του προς τη διάμετρό του.

Τόσο από αριθμητικές αναλύσεις (Azadi and Mir Mohammad Hosseini 2010a; Chakraborty and Kumar 2014; Saeedzadeh and Hataf 2011) όσο και από πειράματα σε φυγοκεντριστές (Chian et al. 2014; Huang et al. 2014) παρατηρήθηκε ότι αύξηση του λόγου H/D οδηγεί σε σημαντική μείωση των μετακινήσεων του αγωγού (**Σχήμα 2.5**). Ο λόγος που συμβαίνει αυτό είναι ότι η αύξηση του βάθους τοποθέτησης του αγωγού συνεπάγεται αύξηση των δυνάμεων που σταθεροποιούν τον αγωγό, δηλαδή του βάρους υπερκειμένων και της δύναμης τριβής που αναπτύσσεται στις κατακόρυφες επιφάνειες αστοχίας. Ακόμη, αύξηση του λόγου H/D, συμβαίνει όταν έχουμε μικρότερη διάμετρο αγωγού, άρα μικρότερη δύναμη άνωσης που τείνει να τον ανυψώσει. Παρόλο που πολλές από τις αναλύσεις και τα πειραματικά δεδομένα προσομοιώνουν κατασκευές μεγάλης διαμέτρου (όπως για παράδειγμα σήραγγες), θεωρούμε ότι η επίδραση του λόγου εγκιβωτισμού είναι αντίστοιχη και στο δικό μας πρόβλημα, επειδή η ερμηνεία που δίνεται σχετίζεται με τη μεταβολή των κατακόρυφων δυνάμεων, οι οποίες παραμένουν ίδιες και στο δικό μας πρόβλημα.

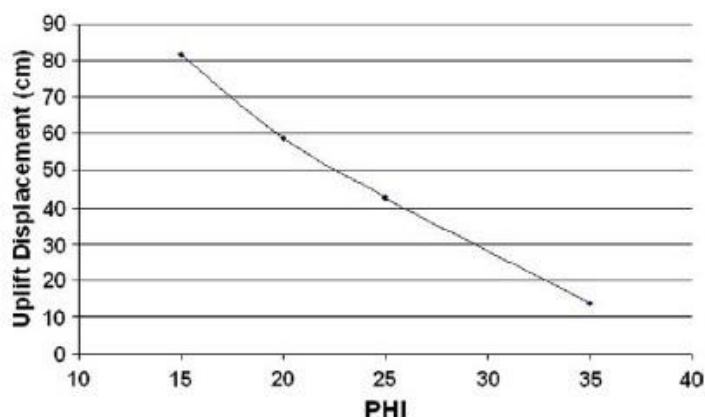


**Σχήμα 2.5:** Επίδραση του βάθους εγκιβωτισμού στην ανύψωση εγκιβωτισμένου αγωγού (Saeedzadeh and Hataf 2011)

### 2.3.2 Επίδραση των ιδιοτήτων του εδάφους

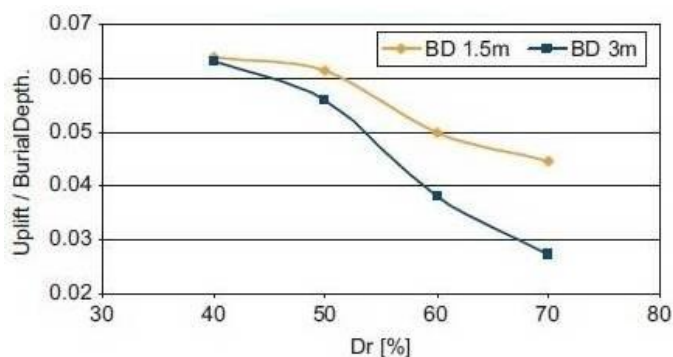
Πολλοί ερευνητές ασχολήθηκαν με την επίδραση των ιδιοτήτων του εδάφους στην ανύψωση ενός εγκιβωτισμένου αγωγού, λόγω ρευστοποίησης. Οι παράμετροι που παρατηρείται να επηρεάζουν το μέγεθος της μετακίνησης του αγωγού είναι η γωνία τριβής  $\phi$  και η σχετική πυκνότητα  $D_r$  του εδάφους, ενώ δευτερεύουσα επίδραση φαίνεται να έχουν η γωνία διαστολικότητας ( $\psi$ ), το ειδικό βάρος ( $\gamma_{sat}$ ) και τη διαπερατότητα ( $k$ ).

Η επίδραση της γωνίας τριβής μελετήθηκε από τους Azadi and Mir Mohammad Hosseini (2010a) και τους Chakraborty and Kumar (2014) και υπάρχει συμφωνία στο ότι μεγαλύτερη γωνία τριβής του εδάφους συνεπάγεται λιγότερες μετακινήσεις του αγωγού (**Σχήμα 2.6**). Η ερμηνεία που δίνεται από τους Azadi and Mir Mohammad Hosseini (2010a) είναι ότι η μικρότερου μεγέθους ανύψωση του αγωγού, οφείλεται στις ισχυρότερες δυνάμεις επαφής μεταξύ των κόκκων του εδάφους, δηλαδή στον ισχυρότερο σκελετό των κόκκων.



**Σχήμα 2.6:** Επίδραση της γωνίας τριβής  $\phi$  του εδάφους (Azadi and Mir Mohammad Hosseini 2010a)

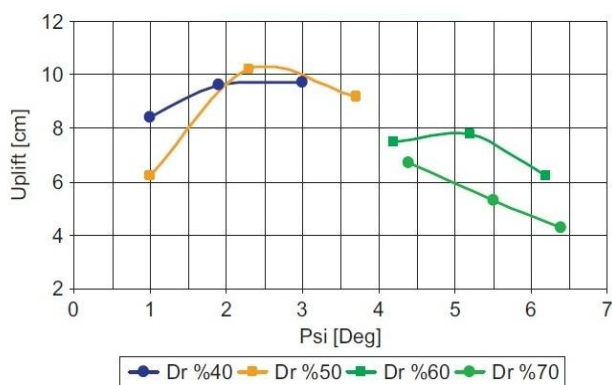
Πραγματοποιώντας πειράματα σε φυγοκεντριστή οι Sasaki and Tamura (2004) διαπίστωσαν ότι όσο μικρότερη είναι η σχετική πυκνότητα του εδάφους, τόσο μεγαλύτερη είναι η ανύψωση που υφίστανται ο αγωγός, όταν το έδαφος αυτό ρευστοποιείται. Στο ίδιο συμπέρασμα κατέληξαν και οι Saeedzadeh and Hataf (2011) ύστερα από αριθμητικές αναλύσεις, όπως φαίνεται από το **Σχήμα 2.7**.



**Σχήμα 2.7:** Επίδραση της σχετικής πυκνότητας στην ανύψωση ενός εγκιβωτισμένου αγωγού (Saeedzadeh and Hataf 2011)

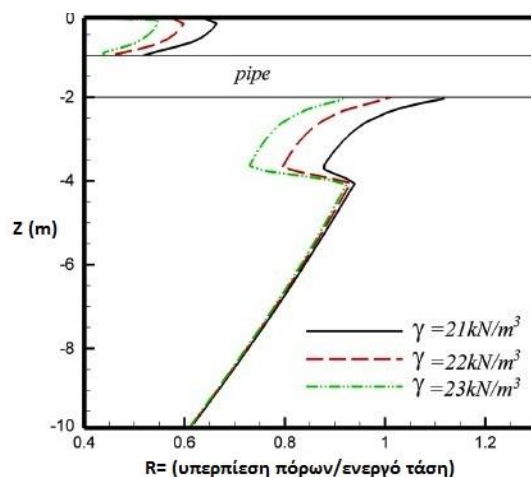
Με την επίδραση της γωνίας διαστολικότητας ασχολήθηκαν οι Saeedzadeh and Hataf (2011) και οι Azadi and Mir Mohammad Hosseini (2010a) και ύστερα από αριθμητικές

αναλύσεις κατέληξαν αμφότεροι στο συμπέρασμα ότι αύξηση της γωνίας διαστολικότητας  $\psi$  σε ένα έδαφος με πυκνή δομή, συνεπάγεται μείωση της ανύψωσης του αγωγού (Σχήμα 2.8). Οι τελευταίοι εξηγούν ότι αυτό συμβαίνει επειδή η μεγαλύτερη γωνία διαστολικότητας εκφράζει την τάση του εδάφους να αυξήσει τον όγκο του, επομένως κατά τη διάρκεια του σεισμού, καθώς επιβάλλονται στο έδαφος διατμητικές παραμορφώσεις, αναπτύσσονται μικρότερες υπερπιέσεις πόρων. Για αύξηση της γωνίας διαστολικότητας, δηλαδή, ο αγωγός υφίσταται μικρότερη δύναμη άνωσης, άρα και η ανύψωσή του είναι μικρότερη.



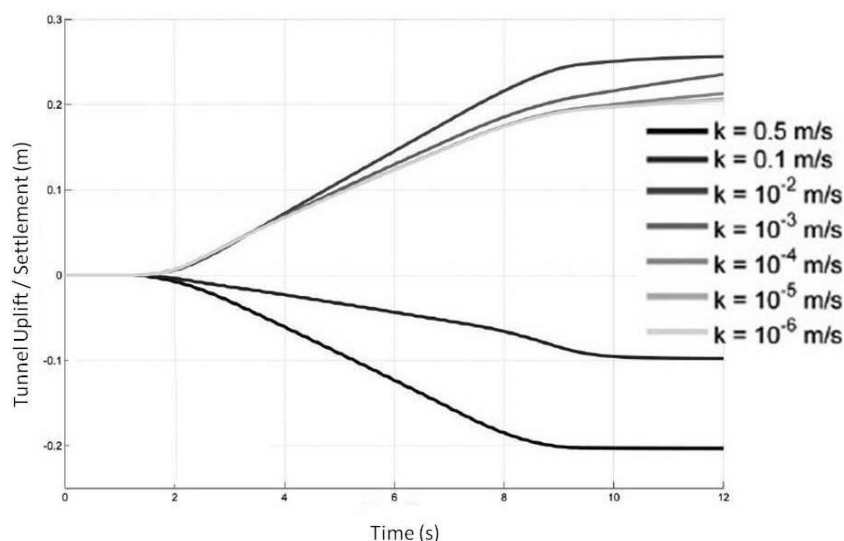
**Σχήμα 2.8:** Επίδραση της γωνίας διαστολικότητας του εδάφους (Saeedzadeh and Hataf 2011)

Όσον αφορά στην επίδραση της του ειδικού βάρους του εδάφους στην ανύψωση ενός εγκιβωτισμένου αγωγού υπό συνθήκες ρευστοποίησης, λίγες παρατηρήσεις έχουν γίνει μέχρι σήμερα. Συγκεκριμένα, οι Kutanaei and Choobbasti (2015) μελετώντας την επίδραση της συγκεκριμένης ιδιότητας του υλικού επίχωσης ενός υπόγειου αγωγού, ύστερα από αριθμητικές αναλύσεις κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι αυξάνοντας το ειδικό βάρος του υλικού, μειώνεται η προκύπτουσα ανύψωση του αγωγού (Σχήμα 2.9). Με τη διαπίστωση αυτή συμφωνούν και οι Ling et al. (2003), οι οποίοι εξηγούν ότι η αύξηση του ειδικού βάρους του εδάφους συνεπάγεται αύξηση του βάρους των υπερκείμενων γαιών, δηλαδή μεγαλύτερη δύναμη αντίστασης στη μετακίνηση του αγωγού.



**Σχήμα 2.9:** Επίδραση της γωνίας διαστολικότητας του εδάφους στην ανύψωση ενός εγκιβωτισμένου αγωγού (Saeedzadeh and Hataf 2011)

Την επίδραση της διαπερατότητας του εδάφους στην τελική μετακίνηση μιας ελαφριάς υπόγειας κατασκευής μεγάλων διαστάσεων, μελέτησαν οι Madabhushi and Madabhushi (2011). Μεταβάλλοντας τη διαπερατότητα από  $k=10^{-6}$  m/s έως  $k=0.5$  m/s παρατήρησαν ότι στις μεγάλες τιμές της διαπερατότητας, η μετατόπιση της κατασκευής έχει φορά προς τα κάτω, ενώ για μικρές τιμές της παραμέτρου αυτής έχουμε ανύψωση της υπόγειας κατασκευής. Βάσει του **Σχήματος 2.10**, σημαντική παρατήρηση είναι το ότι η ανύψωση της κατασκευής μεταβάλλεται πολύ λίγο, παρόλο που η διαπερατότητα αλλάζει έως και τέσσερις τάξεις μεγέθους ( $k=10^{-6}$  έως  $k=10^{-2}$  m/s). Εξάγεται, επομένως, το συμπέρασμα ότι η διακύμανση της τιμής της διαπερατότητας στο δικό μας πρόβλημα θα έχει μικρή επίδραση στην ανύψωση του αγωγού.



**Σχήμα 2.10:** Επίδραση της διαπερατότητας του εδάφους στην ανύψωση ενός εγκιβωτισμένου αγωγού (Madabhushi and Madabhushi 2011)

### 2.3.3 Επίδραση της σεισμικής διέγερσης

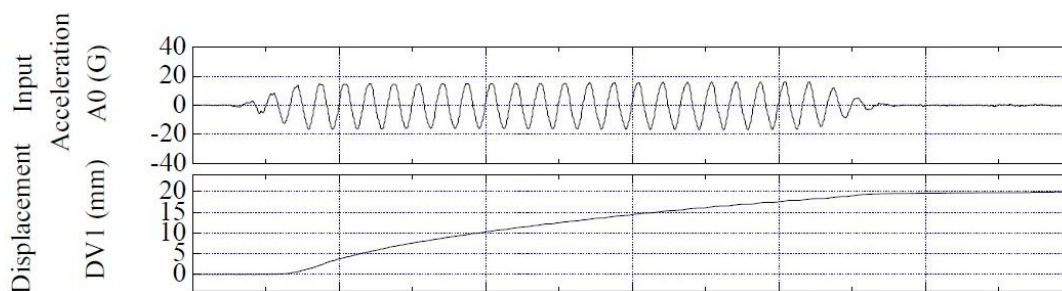
Η ανύψωση ενός εγκιβωτισμένου αγωγού, λόγω ρευστοποίησης του εδάφους, εξαρτάται σημαντικά και από την ίδια τη διέγερση. Από αριθμητικές αναλύσεις (Chakraborty and Kumar 2014) και πειράματα σε φυγοκεντριστή (Sasaki and Tamura 2004; Huang et al. 2014) έχει παρατηρηθεί ότι η ανύψωση του αγωγού παρουσιάζει σταθερό ρυθμό κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης, ενώ αμέσως μετά σχεδόν σταματά (**Σχήμα 2.11**) γεγονός που υποδηλώνει την εξάρτηση του φαινομένου από τη σεισμική διέγερση, εκτός από την εξάρτησή του από τις αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις.

Μελετώντας την απόκριση του αγωγού για διαφορετικούς σεισμικούς παλμούς (Sasaki and Tamura 2004; Azadi and Mir Mohammad Hosseini 2010b; Huang et al. 2014) προκύπτει ότι αυξάνοντας την μέγιστη επιβαλλόμενη επιτάχυνση, αυξάνει και η τελική ανύψωση του εγκιβωτισμένου αγωγού. Η ερμηνεία που δίνεται από τους Azadi and Mir Mohammad Hosseini (2010b) είναι ότι η αύξηση της μέγιστης επιβαλλόμενης επιτάχυνσης, προκαλεί ακόμα μεγαλύτερες υπερπιέσεις πόρων, επομένως μειώνεται η ενεργός τάση του εδάφους γύρω από την κατασκευή. Αποτέλεσμα αυτού είναι να μειώνεται η προσφερόμενη από το έδαφος αντίσταση στη μετακίνηση του αγωγού, άρα ο αγωγός να εμφανίζει υπό αυτές τις συνθήκες μεγαλύτερη ανύψωση.

Ακόμη, διαπιστώθηκε (Madabhushi and Madabhushi 2011; Sasaki and Tamura 2004) ότι η επιβολή ημιτονικών διεγέρσεων οδήγησε τις κατασκευές σε μεγαλύτερες μετακινήσεις από αυτές που προέκυπταν υπό την επιβολή πραγματικών χρονοϊστοριών επιταχύνσεων.

Τέλος, οι Azadi and Mir Mohammad Hosseini (2010b) σημειώνουν ότι δυσμενέστερη περίπτωση για τις μετακινήσεις του αγωγού αποτελούν οι διεγέρσεις, οι οποίες αποτελούνται από μακροπερίόδους παλμούς, επειδή αυτές προκαλούν μεγαλύτερες υπερπιέσεις πόρων στη βάση της κατασκευής, άρα και ταχύτερη ρευστοποίηση. Με τη διαπίστωση αυτή συμφωνούν και οι Chian et al. (2014) που αναφέρουν ότι σεισμοί μεγάλου μεγέθους- οι οποίοι αποτελούνται συνήθως από μακροπερίόδους παλμούς- επιφέρουν μεγαλύτερη ανύψωση της εγκιβωτισμένης κατασκευής.





**Σχήμα 2.11:** Επίδραση της σεισμικής διέγερσης στην ανύψωση ενός εγκιβωτισμένου αγωγού (Sasaki and Tamura 2004)

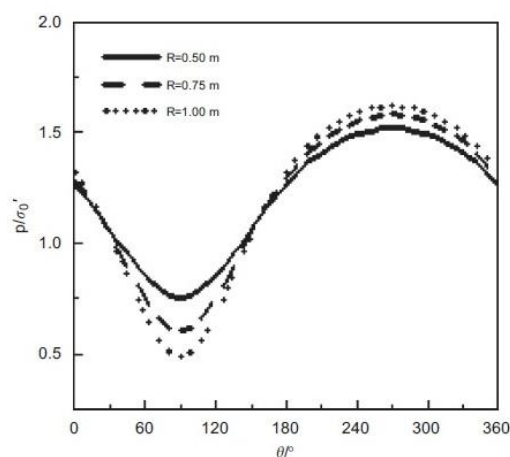
### 2.3.4 Επίδραση των υπερπιέσεων πόρων

Από πειράματα σε φυγοκεντριστές, στα οποία προσομοιώθηκαν αγωγοί μεγάλης διαμέτρου και ερευνήθηκε η απόκρισή τους κατά τη ρευστοποίηση του περιβάλλοντος εδάφους (Chian et al. 2014; Huang et al. 2014), προέκυψε ότι η ανύψωση συμβαίνει μόνο όσο διαρκεί η σεισμική διέγερση και εφόσον αναπτύσσονται υψηλές υπερπιέσεις κάτω από τον αγωγό, δηλαδή πρέπει να συντρέχουν και οι δύο παράγοντες για να υπάρξει κατακόρυφη μετακίνηση του αγωγού.

Οι Zhou et al. (2015) πραγματοποιώντας πειράματα σε φυγοκεντριστή παρατήρησαν ότι, παρουσία μιας εγκιβωτισμένης κατασκευής, οι υπερπιέσεις πόρων που αναπτύσσονται κάτω και πλευρικά αυτής είναι μεγαλύτερες από τις υπερπιέσεις που αναπτύσσονται στα αντίστοιχα βάθη, απουσία της κατασκευής. Η εξήγηση που έδωσαν σχετικά με την παρατήρηση αυτή είναι ότι η κατασκευή εμποδίζει την κίνηση του νερού μέσα από αυτήν, επομένως υπάρχει συσσώρευση υπερπιέσεων ακριβώς κάτω από την κατασκευή. Εξαιτίας αυτού, δημιουργούνται επιπλέον δυνάμεις άνωσης, οι οποίες τείνουν να μετακινήσουν τον αγωγό προς τα πάνω. Για να υπάρξει αποτόνωση των υπερπιέσεων αυτών, το νερό χρειάζεται να κινηθεί πλευρικά της κατασκευής, αντίθετα από τη φορά της βαρύτητας. Επομένως, η ενεργός τάση του εδάφους πλευρικά του αγωγού είναι ιδιαίτερα μειωμένη, γεγονός που συνεπάγεται τη μείωση της τριβής στη διεπιφάνεια αγωγού-εδάφους, η οποία δρα σταθεροποιητικά για τον αγωγό και ίσως αυτός είναι ο λόγος που συνήθως αγνοείται στους υπολογισμούς. Ωστόσο, οι Chian et al. (2014), στα πειράματα και τις αριθμητικές αναλύσεις που διεξάγουν, παρατηρούν ότι πλευρικά του εδάφους οι αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις δεν είναι τόσο μεγάλες ώστε να προκαλέσουν μηδενισμό της ενεργού τάσης και ως εκ τούτου υπάρχει κάποια διαθέσιμη τριβή στη διεπιφάνεια αγωγού- εδάφους ικανή να προσφέρει επιπλέον αντίσταση έναντι της ανύψωσης.

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζουν τα αποτελέσματα σχετικά με τις υπερπιέσεις πόρων πάνω από την κατασκευή, ώστε να εκτιμηθεί ο λόγος υπερπίεσης πόρων του υπερκείμενου εδάφους, ο οποίος επηρεάζει την προσφερόμενη αντίσταση στη μετακίνηση του αγωγού. Οι Kutanaei and Choobbasti (2015) ύστερα από αριθμητικές αναλύσεις, για αγωγό διαμέτρου  $D=1.0\text{m}$ , παρατήρησαν ότι ο λόγος υπερπίεσης πόρων του υπερκείμενου εδάφους δεν υπερέβαινε την τιμή  $0.7$  ( $r_{u,\max}=0.7$ ). Ακόμη, οι Maotian et al. (2009) μελετώντας την ανάπτυξη υπερπιέσεων πόρων στην περίμετρο ενός εγκιβωτισμένου αγωγού κατά τη διάρκεια μιας σεισμικής διέγερσης, παρατήρησαν ότι πάνω από τον αγωγό υπήρχε εμφανώς μικρότερος λόγος υπερπιέσεων πόρων, όπως φαίνεται και στο **Σχήμα 2.12** (στον οριζόντιο άξονα βάσει της γωνίας  $\theta$  προσδιορίζονται τα σημεία της περιφέρειας του κύκλου:  $\theta=0^\circ$  είναι το σημείο του αγωγού που βρίσκεται στο ίδιο βάθος με το κέντρο του και  $\theta=90^\circ$  είναι η πάνω άντυγα του αγωγού). Από το **Σχήμα 2.12** καθίσταται σαφές ότι για  $\theta=60^\circ$  έως  $120^\circ$  οι υπερπιέσεις πόρων είναι μικρότερες από την ενεργό τάση του εδάφους, επομένως το έδαφος που υπέρκειται του αγωγού διατηρεί ποσοστό της αντοχής του.

Στο ίδιο συμπέρασμα οδηγούν και τα πειραματικά αποτελέσματα των Zhou et al. (2015), Koseki et al. (1997), Huang et al. (2014), Ling et al. (2003) στα οποία προσομοιώνονται σήραγγες και μεγάλες ορθογωνικές κατασκευές, καθώς επίσης και οι αναλύσεις των Madabhushi and Madabhushi (2011), στις οποίες προσομοιώνονται φρέατα. Στο σημείο αυτό, τονίζεται ότι τα συμπεράσματα σχετικά με τις υπερπιέσεις πόρων είναι επισφαλής για την περίπτωση αγωγού μικρότερων διαστάσεων, δεδομένου ότι δεν εξασφαλίζεται σε καμία δημοσίευση ότι οι αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις πόρων είναι ανεξάρτητες από την διάσταση της κατασκευής. Άρα, αυτό το θέμα αποτελεί αντικείμενο περαιτέρω διερεύνησης.



**Σχήμα 2.12:** Αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις πόρων στην περίμετρο του αγωγού (Maotian et al. 2009)

## 2.4 Υπολογισμός ανύψωσης

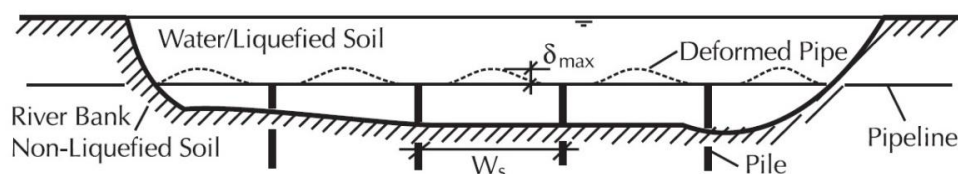
Παρόλο που στη διεθνή βιβλιογραφία υπάρχουν αρκετές ποιοτικές περιγραφές για τον μηχανισμό ανύψωσης ενός εγκιβωτισμένου αγωγού, οι διαθέσιμες μελέτες που σχετίζονται με ποσοτικές εκτιμήσεις μετακινήσεων είναι περιορισμένες. Συγκεκριμένα, αναλυτική σχέση για την εκτίμηση της μετακίνησης μιας εγκιβωτισμένης κατασκευής, εξαιτίας ρευστοποίησης του εδάφους, δίνεται από τους Liu and O'Rourke (1997), τους Sasaki and Tamura (2004) και τους O'Rourke and Liu (2012).

**O'Rourke and Liu (2012).** Προσομοιώνοντας τον εγκιβωτισμένο αγωγό με μία δοκό επί ελατηριωτού εδάφους, οι O'Rourke and Liu (2012) ερευνούν την παραμόρφωση και την ένταση που υφίστανται ένας αγωγός εξαιτίας επιβαλλόμενων μετακινήσεων. Ειδικότερα για την περίπτωση αγωγού εγκιβωτισμένου σε ρευστοποιήσιμο έδαφος, προτείνει την ακόλουθη σχέση (εξίσωση (2.13)) υπολογισμού της μέγιστης κατακόρυφης μετακίνησης του αγωγού, λόγω άνωσης:

$$\delta_{\max}^3 + \frac{16I}{A}\delta_{\max} - \frac{16F_{\text{buoy}}W_s^4}{AE\pi^5} = 0 \quad (2.13)$$

όπου:

- $\delta_{\max}$  η μέγιστη κατακόρυφη μετατόπιση του αγωγού
- $I$  η ροπή αδράνειας του αγωγού
- $A$  το εμβαδόν της τομής του αγωγού
- $E$  το μέτρο ελαστικότητας του υλικού του αγωγού
- $F_{\text{buoy}}$  το κατανεμημένο φορτίο που δρα στον αγωγό, το οποίο προτείνεται να λαμβάνεται από τους Hou et al. (1990), δηλαδή από την εξίσωση(2.1).
- $W_s$  το μήκος του ρευστοποιήσιμου τμήματος του εδάφους ή η απόσταση των διαδοχικών στηρίξεων κατά μήκος του αγωγού

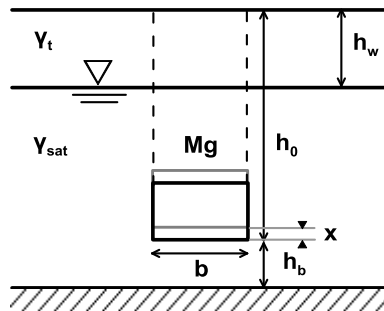


**Σχήμα 2.13:** Παραμόρφωση αγωγού εξαιτίας ρευστοποίησης της περιοχής (O'Rourke and Liu 2012)

Η εξίσωση (2.13) προκύπτει με βάση την αρχή διατήρησης της ενέργειας και υποθέτει στήριξη του αγωγού στα άκρα που ορίζουν το μήκος  $W_s$ . Η στήριξη αυτή αφορά πραγματικές στηρίξεις κατά μήκος του αγωγού, εφόσον υπάρχουν, ενώ για την περίπτωση που δεν υπάρχουν στηρίξεις, ως  $W_s$  λαμβάνεται το μήκος του αγωγού που βρίσκεται σε ρευστοποιημένο έδαφος, θεωρώντας ότι το έδαφος που δε ρευστοποιείται λειτουργεί ως στήριξη για τον αγωγό.

**Sasaki and Tamura (2004).**\_ Διεξάγοντας πειράματα σε φυγοκεντριστή οι Sasaki and Tamura (2004) και βασιζόμενοι στην υπόθεση ότι η προσφερόμενη από το ρευστοποιημένο έδαφος δύναμη αντίστασης στη μετακίνηση του αγωγού είναι ανάλογη της ταχύτητας ανύψωσής του, μόρφωσαν τη διαφορική εξίσωση της κατακόρυφης κίνησης του αγωγού. Από την επίλυση της εξίσωσης αυτής, προέκυψε η αναλυτική σχέση (2.14) για τον υπολογισμό της μετακίνησης μιας υπόγειας κατασκευής, υπό δυναμική φόρτιση που προκαλεί ρευστοποίηση του εδάφους.

$$x = \frac{\{\gamma_t h_w + \gamma_{sat} (h_0 - h_w)\} b - Mg}{\gamma_{sat} b} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{\gamma_{sat} b}{C} t\right) \right\} \quad (2.14)$$



**Σχήμα 2.14:** Μοντέλο υπολογισμού της μετακίνησης εγκιβωτισμένης κατασκευής εξαιτίας σεισμικής διέγερσης και ρευστοποίησης του εδάφους (Sasaki and Tamura 2004)

Όπου:

- $h_0$  το βάθος από την επιφάνεια του εδάφους μέχρι τη βάση της κατασκευής
- $b$  το πλάτος της κατασκευής
- $Mg$  το βάρος της κατασκευής και το ολικό βάρος των υπερκειμένων
- $C$  παράμετρος που εκφράζει την αντίσταση του εδάφους στην κίνηση του αγωγού και μπορεί να υπολογίζεται αναλυτικά από την εμπειρική σχέση (η οποία βαθμονομήθηκε βάσει των πειραμάτων φυγοκεντριστή):

$$C[Mgr / m \cdot s] = 50000b[m] \cdot (b/h_b + 1) \left( \frac{\sigma_v' - \sigma_h'}{2\sigma_h'} \right)^{0.5} \cdot CRR \cdot FS_L^{1.5} \quad (2.15)$$

Όπου:

$h_b$	η απόσταση από τη βάση της κατασκευής έως το τέλος του ρευστοποιήσιμου στρώματος
$\sigma_v'$	η κατακόρυφη ενεργός τάση του εδάφους στον πάτο της κατασκευής
$\sigma_h'$	η οριζόντια ενεργός τάση του εδάφους στον πάτο της κατασκευής
CRR	ο κανονικοποιημένος λόγος της αντίστασης σε ρευστοποίηση
$FS_L$	ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης του αμμώδους στρώματος (στο μέσον του στρώματος ή υπολογίζοντας τη μέση τιμή καθ' ύψος της στρώσης)

Οι συγγραφείς αναφέρουν ότι η προτεινόμενη μέθοδος υπολογισμού της μετακίνησης υπερεκτιμά τις πραγματικές μετακινήσεις, βάσει των συγκρίσεων που πραγματοποίησαν με τα πειράματα των φυγοκεντριστών. Αποδίδουν την απόκλιση αυτή στο ότι η τιμή της παραμέτρου C λαμβάνεται σταθερή, ενώ στην πραγματικότητα μεταβάλλεται κατά τη διάρκεια του φαινομένου.

**Liu and O'Rourke (1997).** Με βάση τις οδηγίες σχεδιασμού εγκιβωτισμένων και υποθαλάσσιων αγωγών οι Liu and O'Rourke (1997) προτείνουν σχέση υπολογισμού της μετακίνησης ενός αγωγού, στον οποίο ασκείται ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο, θεωρώντας ότι τα άκρα του είναι ελεύθερα. Το ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο του αγωγού μπορεί να ληφθεί ίσο με τη δύναμη άνωσης ανά μέτρο μήκους, ο υπολογισμός της οποίας περιγράφηκε στην παράγραφο 2.2.2.

Στην εξίσωση (2.16) που ακολουθεί, παρουσιάζεται η σχέση υπολογισμού της κρίσιμης μετακίνησης ( $\delta_{cr}$ ), η οποία είναι συνάρτηση της αξονικής και καμπτικής αντίστασης του αγωγού.

$$\delta_{cr} = \frac{1}{\frac{1}{\delta_{cr,bend}} + \frac{1}{\delta_{cr,axial}}} \quad (2.16)$$

Η μετακίνηση  $\delta_{cr,bend}$  ισούται με τη μέγιστη μετακίνηση αμφιέρειστης δοκού μήκους  $W_s$  ( $\delta_{cr,bend} = 5F_{buoy} W_s^4 / 384EI$ ), ενώ η  $\delta_{cr,axial}$  υπολογίζεται μέσω της επαναληπτικής σχέσης (2.17) που δίνεται ακολούθως:

$$\delta_{cr,axial} = W_s \left( \frac{F_{buoy}}{4\pi^2 AE} \right)^{1/4} \left( \delta_{cr,axial} + \frac{F_{buoy} W_s}{16t_u} \right)^{1/4} \quad (2.17)$$

Όπου  $t_u$  είναι η αντίσταση τριβής που διαθέτει ο αγωγός και προτείνεται από τους συγγραφείς να υπολογίζεται βάσει της σχέσης (2.18) :

$$t_u = \frac{\pi}{2} (\gamma_{sat} - \gamma_w) D(H+D)(1+K_o) \tan(k\phi) \quad , \mu\epsilon \quad k \approx 0.6 \quad (2.18)$$

## 2.5 Υπολογισμός αναπτυσσόμενης έντασης και παραμόρφωσης στον αγωγό

Παρόλο που η μελέτη της έντασης ενός εγκιβωτισμένου αγωγού δεν αποτελεί κύριο στόχο της παρούσας διπλωματικής εργασίας, η αναφορά στις μεθοδολογίες που έχουν προταθεί και αφορούν τον προσδιορισμό των αναπτυσσόμενων τάσεων και παραμορφώσεων ενός εγκιβωτισμένου αγωγού κρίνεται σημαντική για λόγους πληρότητας.

**American Lifelines Alliance (2005).**\_ Έχοντας ήδη υπολογίσει την ανωστική δύναμη ανά μέτρο μήκους του αγωγού ( $F_{buoy}$ ) από την εξίσωση (2.2), η ορθή τάση που αναπτύσσεται λόγω καμπτικής επιπόνησης του αγωγού υπολογίζεται από την εξίσωση (2.19):

$$\sigma_{pipe} = \left( \frac{F_{buoy} L^2}{10} \right) / S_{pipe} \quad (2.19)$$

Όπου:

$S_{pipe} = \pi(D^4 - (D-2t)^4) / 32D$  είναι η στατική ροπή αδράνειας της διατομής του αγωγού

$t$  είναι το πάχος της διατομής του αγωγού

$L$  το μήκος του αγωγού που βρίσκεται σε ρευστοποιημένο έδαφος

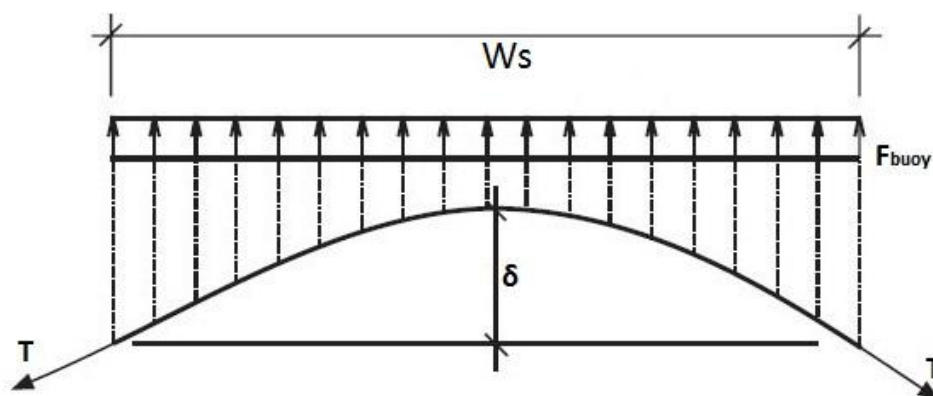
$\sigma_{pipe}$  η αναπτυσσόμενη ορθή τάση στον αγωγό

Γνωρίζοντας ότι η ροπή που αναπτύσσεται στο μέσο μιας αμφιέριστης δοκού είναι  $F_{buoy} L^2 / 8$  και ότι η ροπή στήριξης μιας αμφίπακτης δοκού είναι  $F_{buoy} L^2 / 12$  παρατηρούμε ότι η ροπή που δίνεται από τις οδηγίες σχεδιασμού της American Lifelines Alliance (2005) είναι μεταξύ αυτών των τιμών.

Στις οδηγίες σχεδιασμού της American Lifelines Alliance (2005) αναφέρεται, επίσης, ότι όταν το μήκος του αγωγού που βρίσκεται σε ρευστοποιημένο έδαφος είναι πολύ μεγάλο ο

αγωγός μπορεί να προσομοιωθεί με καλώδιο. Ωστόσο δε δίνεται σχέση υπολογισμού της έντασής του για αυτή την περίπτωση.

**O'Rourke and Liu (1999).**\_ Από τους O'Rourke and Liu (1999) προτείνεται ο υπολογισμός της έντασης του αγωγού για την περίπτωση που το μήκος του αγωγού που βρίσκεται σε ρευστοποιημένο έδαφος ( $W_s$ ) είναι πολύ μεγάλο, οπότε ο αγωγός μπορεί να προσομοιωθεί με καλώδιο (**Σχήμα 2.15**).



**Σχήμα 2.15:** Αναπτυσσόμενη ένταση αγωγού (O'Rourke and Liu 1999)

Η αναπτυσσόμενη ένταση υπολογίζεται από την εξίσωση (2.20):

$$T = \frac{F_{buoy} L^2}{8\delta} \quad (2.20)$$

Όπου  $\delta$  είναι η αναμενόμενη ανύψωση του αγωγού εξαιτίας της ρευστοποίησης του περιβάλλοντος εδάφους, η οποία μπορεί να υπολογισθεί όπως περιγράφεται στην παράγραφο 2.4, και  $F_{buoy}$  η κατανεμημένη δύναμη, η οποία μπορεί να υπολογισθεί από την εξίσωση (2.1).

**O'Rourke and Liu (1999).**\_ Οι O'Rourke and Liu (1999) υπολογίζουν την ένταση και την παραμόρφωση του αγωγού και για την περίπτωση που το μήκος του αγωγού που βρίσκεται σε ρευστοποιημένο έδαφος ( $W_s$ ) δεν είναι τόσο μεγάλο, ώστε ο αγωγός να προσομοιώνεται με καλώδιο.

Πραγματοποιώντας αριθμητικές αναλύσεις, οι O'Rourke and Liu (1999) παρατήρησαν ότι η ένταση και η παραμόρφωση ενός αγωγού που υφίσταται κατακόρυφη μετακίνηση, είναι αύξουσα συνάρτηση της μετακίνησης του εδάφους μέχρι η μετακίνηση να λάβει την τιμή  $\delta_{cr}$  και μετά παραμένει πρακτικώς σταθερή.

Έχοντας υπολογίσει τη μετακίνηση  $\delta_{cr}$  από την εξίσωση (2.16), η μέγιστη και η ελάχιστη ανηγμένη παραμόρφωση του αγωγού υπολογίζονται από τις σχέσεις (2.21) και (2.22),

αντίστοιχα, ενώ για τον υπολογισμό των ορθών τάσεων αρκεί η εφαρμογή του νόμου  $\sigma = E\varepsilon_{\max}$ , υπό την προϋπόθεση ότι ο αγωγός παραμένει ελαστικός.

$$\varepsilon_{\max} = \left( \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{t_u}{AEW_s}} + \frac{\pi^2 D}{W_s^2} \right) \min\{\delta, \delta_{cr}\} \quad (2.21)$$

$$\varepsilon_{\min} = \left( \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{t_u}{AEW_s}} - \frac{\pi^2 D}{W_s^2} \right) \min\{\delta, \delta_{cr}\} \quad (2.22)$$

**O'Rourke and Liu (2012).** Οι προτάσεις των O'Rourke and Liu (1999) που αναφέρθηκαν ήδη, αφορούν την περίπτωση εγκλιβωτισμένων αγωγών με ελεύθερα άκρα, όπου η έντασή του εξαρτάται από το μήκος του αγωγού που βρίσκεται σε ρευστοποιημένο έδαφος, δεδομένου ότι η αντίσταση του αγωγού καθορίζεται είτε από την αξονική του δυστένεια, είτε από συνδυασμό της αξονικής και καμπτικής του αντίστασης. Ωστόσο, οι O'Rourke and Liu (2012) εξέτασαν και την περίπτωση που ο αγωγός έχει στηρίξεις ανά κάποιες αποστάσεις. Για την περίπτωση αυτή, η μέγιστη και η ελάχιστη ανηγμένη παραμόρφωσή του δίνεται από τις σχέσεις (2.23) και (2.24), ακολούθως:

$$\varepsilon_{\max} = \frac{\pi^2 \delta_{\max}^2}{4W_s^2} + \frac{\pi^2 \delta_{\max}^2 D}{W_s^2} \quad (2.23)$$

$$\varepsilon_{\min} = \frac{\pi^2 \delta_{\max}^2}{4W_s^2} - \frac{\pi^2 \delta_{\max}^2 D}{W_s^2} \quad (2.24)$$

Όπου  $\delta_{\max}$  είναι η μέγιστη μετακίνηση του αγωγού, η οποία προκύπτει από την εξίσωση (2.13). Για τον υπολογισμό των τάσεων μπορεί και πάλι να χρησιμοποιηθεί η θεωρία ελαστικότητας.

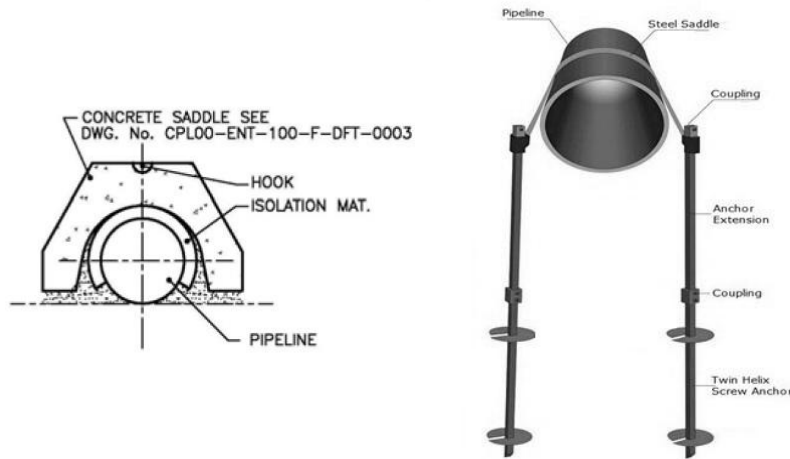
## 2.6 Μέτρα αποφυγής της ανύψωσης

Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ανύψωσης μπορεί να αυξηθεί εάν ο αγωγός τοποθετηθεί σε μεγαλύτερο βάθος, δηλαδή μέσω της αύξησης του βάρους των υπερκειμένων που σταθεροποιούν τον αγωγό. Μάλιστα οι Jahed Armaghani et al. (2015) αναφέρουν ότι η λύση αυτή είναι ιδιαίτερα αποδοτική, όσον αφορά στην αποφυγή της ανύψωσης του αγωγού, σε σχέση με άλλες μεθόδους.

Εκτός της αύξησης των υπερκειμένων, στις συνήθεις κατασκευαστικές λύσεις που εφαρμόζονται ανήκουν η τοποθέτηση αγκυρίων και η τοποθέτηση σταθεροποιητικής



κατασκευής από σκυρόδεμα πάνω από τον αγωγό (Σχήμα 2.16). Η χρήση αγκυρίων, εξασφαλίζει αύξηση του συντελεστή ασφαλείας μέσω της προσφερόμενης τριβής στη διεπιφάνεια αγκυρίου-εδάφους και μέσω της δύναμης αντίστασης στην επιφάνεια της έλικας του αγκυρίου, ενώ η χρήση σκυροδέματος αυξάνει σημαντικά το βάρος σταθεροποίησης του αγωγού. Ακόμη, στη διεθνή βιβλιογραφία έχουν προταθεί μέθοδοι όπως η αντικατάσταση τμήματος του ρευστοποιήσιμου εδάφους με χονδρόκοκκο υλικό και η χρήση γεωπλέγματος. Παρακάτω παρουσιάζονται εκτενέστερα οι δύο τελευταίες μέθοδοι.



Σχήμα 2.16: Κατασκευαστικές λύσεις αντιμετώπισης ανύψωσης

### 2.6.1 Αντικατάσταση εδάφους με χονδρόκοκκο υλικό

Ling et al. (2003).\_ Οι Ling et al. (2003) προτείνουν συντελεστή ασφαλείας έναντι ανύψωσης (εξίσωση (2.25)) για την περίπτωση που τμήμα του εδάφους αντικαθίσταται με χονδρόκοκκο υλικό (Σχήμα 2.17)

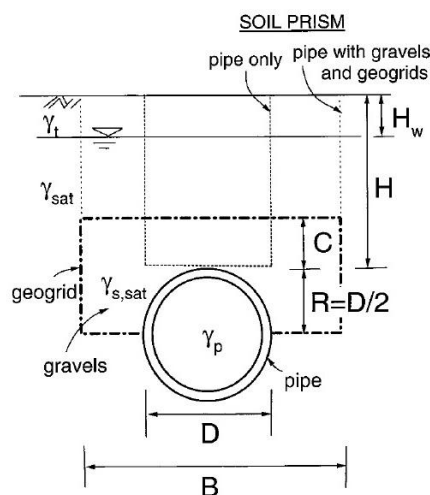
$$FS_{uplift} = \frac{B(H - H_w - C)(\gamma_{sat} - \gamma_w) + BH_w\gamma_t + W_p + \left[ B\left(\frac{D}{2} + C\right) - \frac{\pi D^2}{8} \right] \gamma'_s}{\frac{\pi D^2 \gamma_{sat}}{4}} \quad (2.25)$$

όπου:

B το πλάτος της περιοχής με το χονδρόκοκκο υλικό

C η απόσταση από την άνω άντυγα του αγωγού

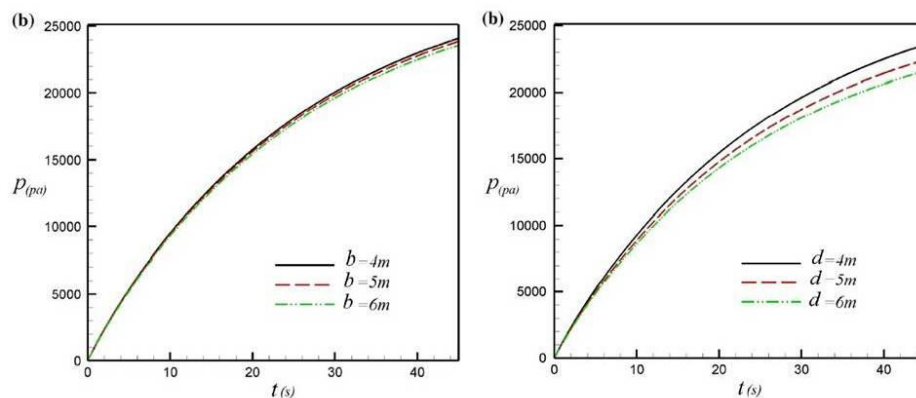
$\gamma'_s$  το ενεργό ειδικό βάρος του χονδρόκοκκου υλικού



**Σχήμα 2.17:** Μοντέλο υπολογισμού του συντελεστή ασφαλείας έναντι ανύψωσης (Ling et al. 2003)

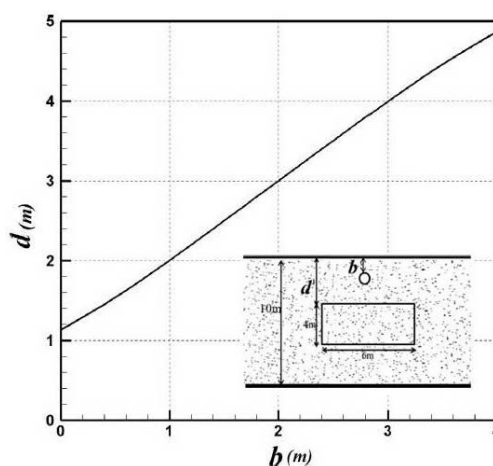
Παρατηρούμε ότι, σύμφωνα με τους Ling et al. (2003), η γεωμετρία της περιοχής στην οποία τοποθετείται το χονδρόκοκκο υλικό τροποποιεί τη γεωμετρία της κατακόρυφης επιφάνειας αστοχίας και ως εκ τούτου τις δυνάμεις που σταθεροποιούν τον αγωγό. Συγκεκριμένα, στην περίπτωση που ο αγωγός περιβάλλεται από ομοιογενές εδαφικό υλικό, η επιφάνεια αστοχίας που δημιουργείται έχει πλάτος ίσο με τη διάμετρο του αγωγού  $D$ , ενώ η τοποθέτηση χονδρόκοκκου υλικού σε περιοχή πλάτους  $B$ , εκτρέπει την κατακόρυφη επιφάνεια αστοχίας όπως φαίνεται στο **Σχήμα 2.17**.

**Kutanaei and Choobbasti (2015).** Διεξάγοντας αριθμητικές αναλύσεις, οι Kutanaei and Choobbasti (2015) διερεύνησαν την επίδραση των διαστάσεων της τάφρου, στην οποία τοποθετείται το χονδρόκοκκο υλικό και κατέληξαν στο ότι η μεταβολή της κατακόρυφης διάστασης της τάφρου επιδρά περισσότερο από τη μεταβολή του πλάτους της, στη μεταβολή των υπερπιέσεων πόρων (**Σχήμα 2.18**). Ωστόσο, οι διαστάσεις της τάφρου που εξετάζονται ( $b_{\min}=4\text{m}$ ,  $d_{\min}=4\text{m}$  για αγωγό διαμέτρου  $D=1\text{m}$ ) είναι ασύμβατες με μία κατασκευαστικά αποδεκτή λύση, επομένως το συμπέρασμα των συγγραφέων σχετικά με την επίδραση των διαστάσεων της τάφρου παραμένει ποιοτικό και θεωρητικού ενδιαφέροντος.



**Σχήμα 2.18:** Επίδραση διαστάσεων τάφρου στις αναπτυσσόμενες πιέσεις πόρων κάτω από την κατασκευή (Kutanai and Choobbasti 2015)

**Choobbasti et al. (2014).** Οι Choobbasti et al. (2014) διερεύνησαν τη βέλτιστη θέση αντικατάστασης εδάφους με χονδρόκοκκο υλικό γύρω από έναν εγκιβωτισμένο αγωγό, προκειμένου να μειωθεί ο κίνδυνος ρευστοποίησης. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεών τους, προέκυψε γραμμική σχέση μεταξύ του βάθους τοποθέτησης του αγωγού ( $b$ ) και του βέλτιστου βάθους τοποθέτησης του χονδρόκοκκου υλικού ( $d$ ), όπως φαίνεται στο **Σχήμα 2.19**.



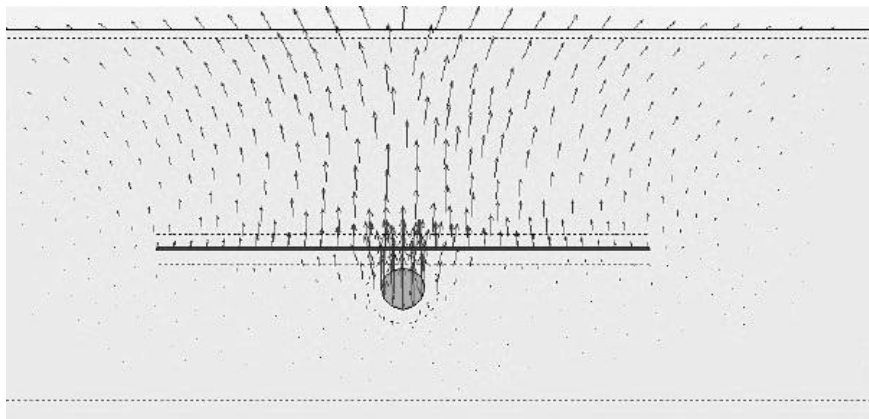
**Σχήμα 2.19:** Βέλτιστη θέση τοποθέτησης χονδρόκοκκου υλικού (Choobbasti et al. (2014)

Στη συγκεκριμένη μελέτη δεν παραμετροποιούνται οι διαστάσεις της περιοχής όπου γίνεται η αντικατάσταση του εδάφους, παρά μόνο το βάθος τοποθέτησής της από την επιφάνεια. Η περιοχή με το χονδρόκοκκο υλικό, που έχει επιλεγεί, έχει πλάτος 6m και ύψος 4 m, ενώ η διάμετρος του αγωγού είναι  $D=1,0m$ . Εξαιτίας του μεγάλου εμβαδού της περιοχής αντικατάστασης του εδάφους που προτείνεται, η αντιμετώπιση της ρευστοποίησης με αυτή τη μέθοδο φαίνεται κατασκευαστικά μη αποδεκτή και κοστοβόρα. Παρόλα αυτά, ποιοτικά

χρήσιμο είναι το συμπέρασμα ότι η τοποθέτηση χονδρόκοκκου υλικού ακριβώς κάτω από τον αγωγό δύναται να αποτρέψει την ενδεχόμενη ρευστοποίηση.

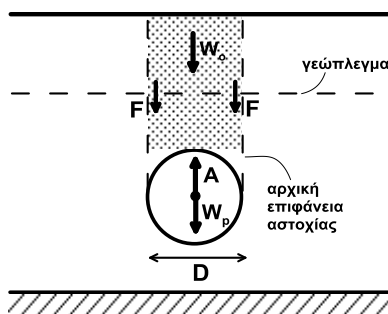
### 2.6.2 Χρήση γεωπλέγματος

Οι Jahed Armaghani et al. (2015) μελέτησαν την απόκριση εγκιβωτισμένου, αγωγού υπό σεισμική φόρτιση, έχοντας τοποθετήσει γεώπλεγμα, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 2.20**.



**Σχήμα 2.20:** Τοποθέτηση γεωπλέγματος για την αποφυγή ανύψωσης εγκιβωτισμένου αγωγού (Jahed Armaghani et al. 2015)

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, κατά την κίνησή του ο αγωγός τείνει να μετακινήσει το υπερκείμενο έδαφος, δημιουργώντας δύο κατακόρυφες επιφάνειες αστοχίας όπως φαίνονται στο **Σχήμα 2.21**. Η τοποθέτηση του γεωπλέγματος προσφέρει επιπλέον διατμητική αντίσταση (δυνάμεις  $F$ ) στις παρειές της επιφάνειας αστοχίας (**Σχήμα 2.21**), επομένως δυσχεραίνεται η μετακίνηση του υπερκείμενου εδάφους άρα και του αγωγού.



**Σχήμα 2.21:** Προσφερόμενη αντίσταση από το γεώπλεγμα για την αποφυγή ανύψωσης εγκιβωτισμένου αγωγού (Jahed Armaghani et al. 2015)

Ύστερα από πειράματα εξόλκευσης εγκιβωτισμένων αγωγών, αλλά και αριθμητικές αναλύσεις, κατέληξαν στο ότι μεγαλύτερη απόδοση στην αύξηση της αντοχής έναντι ανύψωσης του αγωγού, προσφέρει η αύξηση του μήκους του γεωπλέγματος σε σύγκριση με την προσθήκη δεύτερης στρώσης γεωπλέγματος (**Πίνακας 2.1**). Ωστόσο, το

αποδοτικότερο μέτρο αύξησης της αντοχής έναντι ανύψωσης, αναφέρουν ότι είναι η αύξηση του βάθους τοποθέτησης του αγωγού (**Πίνακας 2.2**). Σημειώνεται ότι η κλίμακα του δημοσιευμένου σχήματος (**Σχήμα 2.20**) δεν ανταποκρίνεται στις διαστάσεις της πειραματικής διάταξης που περιγράφονται στους πίνακες του ίδιου άρθρου.

**Πίνακας 2.1:** Πειραματικά και αριθμητικά αποτελέσματα: επίδραση μήκους και αριθμού γεωπλεγμάτων (Jahed Armaghani et al. 2015)

Test No	D (mm)	H (mm)	Number of Geogrids	Length of Geogrid (mm)	Experimental PUR (N)	Numerical PUR (N)
1	25	150	-	-	49.92	62
2	25	150	1	20	65.63	82
3	25	150	2	20	69.52	87
4	25	150	1	30	92	112
5	25	150	2	30	94	118
6	25	150	1	40	104	120
7	25	150	2	40	105	126

**Πίνακας 2.2:** Πειραματικά και αριθμητικά αποτελέσματα: επίδραση βάθους εγκιβωτισμού του αγωγού (Jahed Armaghani et al. 2015)

Test No	D (mm)	H (mm)	Number of Geogrids	Length of Geogrid (mm)	Experimental PUR (N)	Numerical PUR (N)
8	25	100	-	-	36.48	38
1	25	150	-	-	49.92	62
9	25	100	1	20	48.4	59
2	25	150	1	20	65.63	82
10	25	100	1	30	54.16	67
4	25	150	1	30	92	112

## 2.7 Εφαρμογή προτεινόμενων μεθοδολογιών

### 2.7.1 Γενικά

Σε προηγούμενες παραγράφους παρουσιάστηκαν οι προτεινόμενες μεθοδολογίες που αφορούν στο φαινόμενο της ανύψωσης ενός εγκιβωτισμένου αγωγού, λόγω ρευστοποίησης του περιβάλλοντος εδάφους. Για να διερευνηθούν τυχόν αποκλίσεις μεταξύ των μεθοδολογιών αυτών, απαραίτητη κρίνεται η σύγκρισή τους μέσω ενδεικτικών παραδειγμάτων για τυπικές διαμέτρους αγωγών και συνήθη βάθη εγκιβωτισμού. Παρακάτω συγκρίνονται:

- i) Οι μεθοδολογίες των Koseki et al. (1997) και των Ling et al. (2003) για την εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας έναντι ανύψωσης

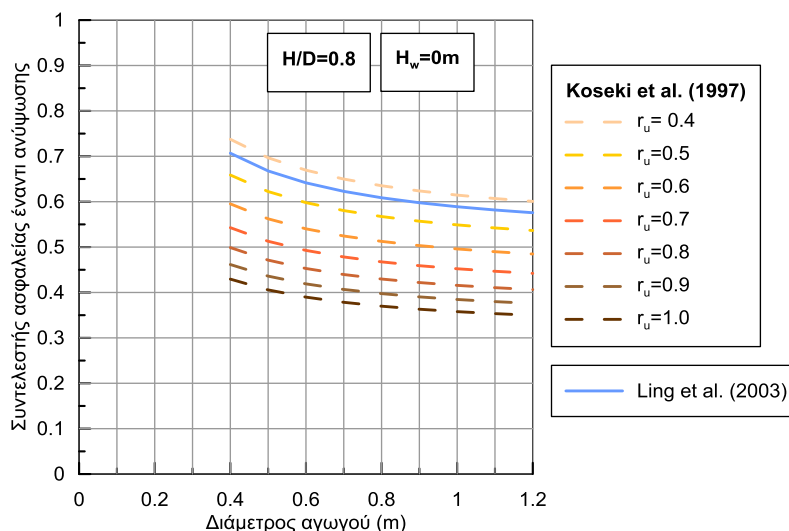
- ii) Οι μεθοδολογίες των Hou et al. (1990), Ling et al. (2003) και των Chian et al. (2014) για τον υπολογισμό της κατανεμημένης δύναμης άνωσης που ασκείται στον αγωγό.

Ακόμη, για να αποκτήσουμε μια ποσοτική αίσθηση του μεγέθους της ανύψωσης ενός εγκιβωτισμένου αγωγού, παρουσιάζονται τυπικά παραδείγματα της εφαρμογής της αναλυτικής σχέσης των Sasaki and Tamura (2004), για ένα εύρος λόγων εγκιβωτισμού ( $H/D$ ) και τυπικές διαμέτρους αγωγών. Ακόμη, συγκρίνονται οι μεθοδολογίες υπολογισμού της ανύψωσης, με τη θεώρηση των δεσμευμένων και των ελεύθερων άκρων των Liu and O'Rourke (1997) και των O'Rourke and Liu (2012), συναρτήσει του μήκους του αγωγού που βρίσκεται σε ρευστοποιημένο έδαφος ( $W_s$ ), για διάφορα πάχη διατομής ενός αγωγού τυπικής διαμέτρου.

### 2.7.2 Εφαρμογή προτεινόμενων συντελεστών ασφαλείας

Η μόνη διαφορά στον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας μεταξύ των μεθοδολογιών που προτείνουν οι Koseki et al. (1997) και οι Ling et al. (2003) είναι ότι οι πρώτοι εκφράζουν τη δύναμη άνωσης συναρτήσει του λόγου υπερπίεσης πόρων ( $r_u$ ) στη βάση της κατασκευής, ενώ οι Ling et al. (2003) υπολογίζουν τη δύναμη άνωσης πολλαπλασιάζοντας το εμβαδό της κατασκευής επί το ειδικό βάρος του ρευστοποιημένου εδάφους.

Από το **Σχήμα 2.22** παρατηρούμε ότι ο συντελεστής ασφαλείας των Koseki et al. (1997) συμφωνεί με τον προτεινόμενο από τους Ling et al. (2003) συντελεστή ασφαλείας, εάν ο λόγος υπερπίεσης πόρων ( $r_u$ ) κάτω από τον αγωγό κυμαίνεται μεταξύ 0.4 και 0.5. Οι διάμετροι που παρουσιάζονται στο **Σχήμα 2.22** κυμαίνονται από 0.4m έως 1.2m, ώστε να περιλαμβάνουν ένα ευρύ φάσμα διαμέτρων που επιλέγονται για εγκιβωτισμένους αγωγούς. Ο λόγος εγκιβωτισμού ( $H/D$ ) παραμένει σταθερός για όλες τις διαμέτρους που εξετάζονται και ίσος με 0.8. Τέλος, η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα βρίσκεται στην επιφάνεια του εδάφους ( $H_w=0m$ ), ώστε να εξετασθεί η δυσμενέστερη περίπτωση, δηλαδή η περίπτωση κατά την οποία το σύνολο των υπερκειμένων βρίσκεται υπό άνωση.



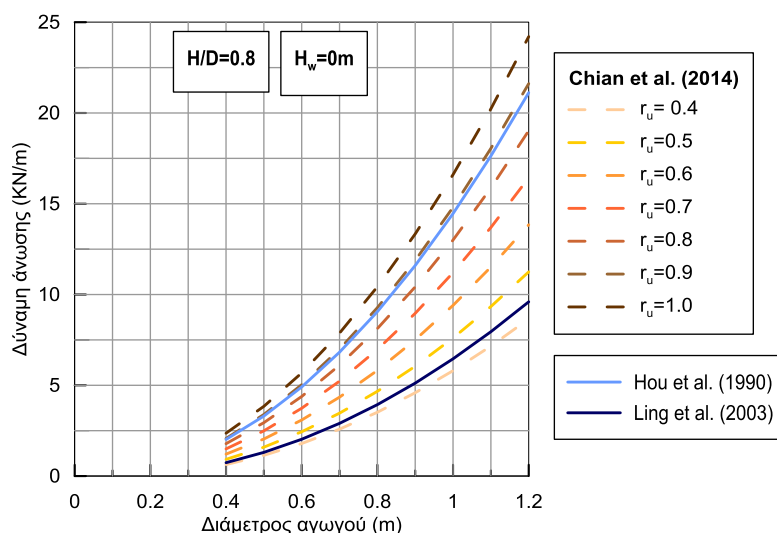
**Σχήμα 2.22:** Σύγκριση μεθοδολογιών υπολογισμού συντελεστή ασφαλείας

### 2.7.3 Εφαρμογή σχέσεων υπολογισμού δυνάμεων ανύψωσης

Με τον υπολογισμό της κατανεμημένης δύναμης ανύψωσης που δρα στον αγωγό έχουν ασχοληθεί οι Hou et al. (1990) και οι Chian et al. (2014). Ωστόσο, εφόσον οι Ling et al. (2003) δίνουν αναλυτική έκφραση όλων των δυνάμεων που δρουν στον αγωγό προκειμένου να υπολογισθεί ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ανύψωσης, μπορούμε να υπολογίσουμε την ανωστική δύναμη και βάσει των Ling et al. (2003).

Από το **Σχήμα 2.23** παρατηρούμε ότι η δύναμη άνωσης των Ling et al. (2003) προσεγγίζει τις τιμές της άνωσης που προκύπτουν από τη μεθοδολογία των Chian et al. (2014) όταν ο λόγος υπερπίεσης πόρων λαμβάνει τιμές μεταξύ 0.4 και 0.5, ενώ η δύναμη άνωσης που υπολογίζεται από τους Hou et al. (1990) προϋποθέτει ότι ο λόγος υπερπίεσης πόρων είναι κοντά στο 0.9.

Αυτό είναι λογικό, γιατί οι Hou et al. (1990) αγνοούν τη δύναμη των υπερκείμενων γαιών που σταθεροποιεί τον αγωγό, δηλαδή θεωρούν πλήρη ρευστοποίηση του εδάφους γύρω από τον αγωγό. Αντίθετα, οι Ling et al. (2003) λαμβάνουν υπόψη το ενεργό βάρος των υπερκείμενων γαιών, δηλαδή θεωρούν ότι το έδαφος δεν έχει χάσει πλήρως την αντοχή του, πράγμα που αντιστοιχεί σε χαμηλότερους λόγους υπερπίεσης πόρων.



**Σχήμα 2.23:** Σύγκριση μεθοδολογιών υπολογισμού κατανομής δύναμης άνωσης

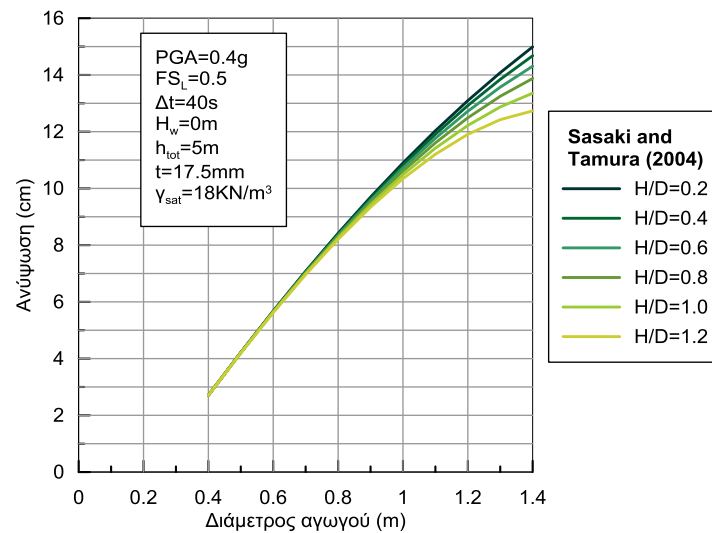
#### 2.7.4 Εφαρμογή σχέσεων υπολογισμού ανύψωσης

Για την εφαρμογή της σχέσης υπολογισμού της ανύψωσης των Sasaki and Tamura (2004) χρειάζεται η επιλογή παραμέτρων που σχετίζονται με τη σεισμική διέγερση. Συγκεκριμένα για το **Σχήμα 2.24** έχουν επιλεγεί: συντελεστής ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης  $FS_L=0.5$ , μέγιστη επιβαλλόμενη επιτάχυνση  $PGA=0.4g$  και χρονική διάρκεια της σεισμικής διέγερσης  $\Delta t=40s$ . Επίσης, η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα βρίσκεται στην επιφάνεια, ώστε το σύνολο των υπερκείμενων γαιών να βρίσκεται υπό άνωση, άρα οι συνθήκες για την ανύψωση του αγωγού να είναι δυσμενέστερες.

Από το **Σχήμα 2.24** παρατηρούμε ότι στις μικρότερες διαμέτρους ( $D < 0.7m$ ) ο λόγος εγκιβωτισμού ( $H/D$ ) δεν επιδρά στην ανύψωση του αγωγού. Αντίθετα, όσο η διάμετρος του αγωγού αυξάνει ο λόγος εγκιβωτισμού φαίνεται να διαφοροποιεί τη μετακίνηση.

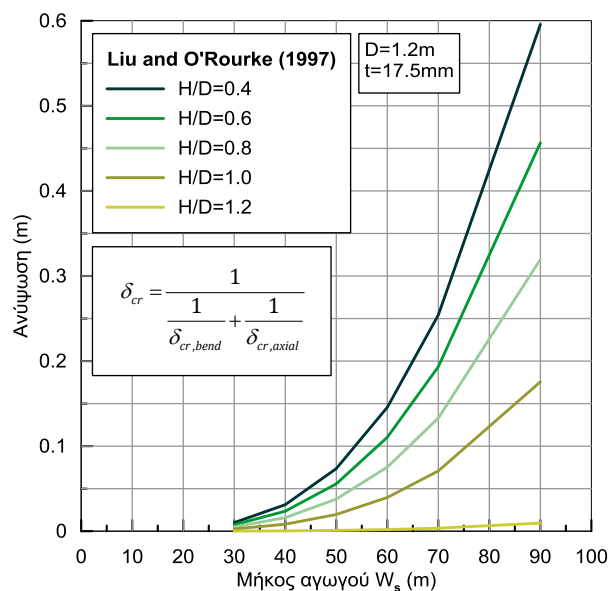
Ακόμη, διαιρώντας τη μετακίνηση του κάθε αγωγού με τη διάμετρό του, προκύπτει ότι η ανηγμένη μετακίνηση λόγω ρευστοποίησης κυμαίνεται περίπου στο 8% για ένα εύρος διαμέτρων από  $D=0.4m$  έως  $D=1.4m$ . Οι μικρότερες διαμέτροι εμφανίζουν ποσοστό μικρότερο του 8%, ενώ καθώς οι διαμέτροι αυξάνουν, αυξάνει και η ανηγμένη μετακίνηση, γεγονός που υποδηλώνει ότι η κλίμακα του προβλήματος παίζει ρόλο στο πρόβλημα αυτό.





**Σχήμα 2.24:** Υπολογισμός ανύψωσης βάσει της σχέσης των Sasaki and Tamura (2004) για διαφορετικούς λόγους εγκιβωτισμού

Εφαρμόζοντας και τη σχέση των Liu and O'Rourke (1997) για διαφορετικές τιμές του λόγου εγκιβωτισμού, προκύπτει το συμπέρασμα ότι όσο το μήκος του αγωγού ( $W_s$ ) που βρίσκεται σε ρευστοποιημένη περιοχή αυξάνει, τα υπερκείμενα βάρη επιδρούν περισσότερο στη μετακίνηση του αγωγού, όπως φαίνεται και από το **Σχήμα 2.25**.

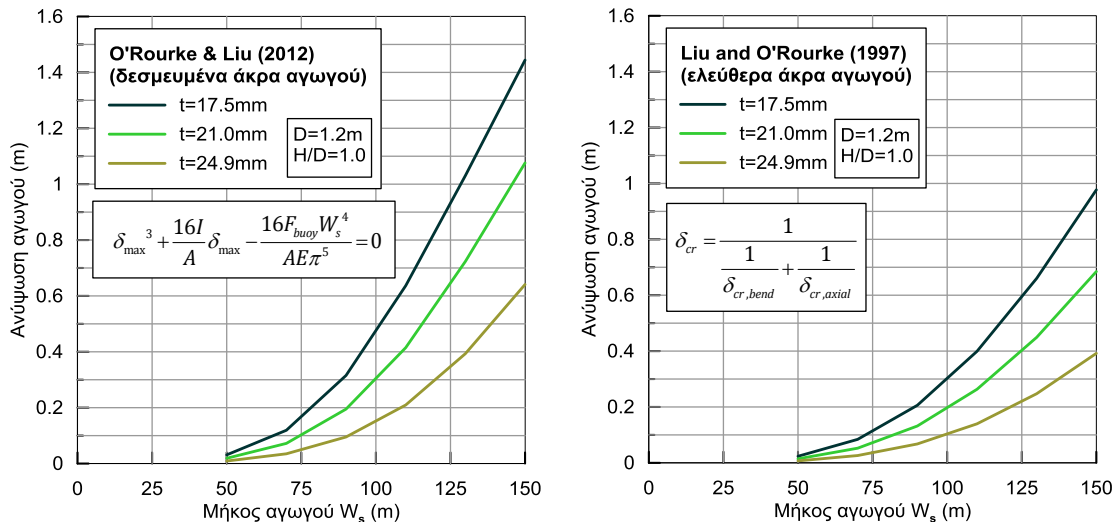


**Σχήμα 2.25:** Υπολογισμός ανύψωσης βάσει της σχέσης των Liu and O'Rourke (1997) για διαφορετικές τιμές του λόγου εγκιβωτισμού H/D

Για να συγκριθούν οι μέθοδοι των Liu and O'Rourke (1997) και των O'Rourke and Liu (2012) για τον υπολογισμό της μετακίνησης ενός εγκιβωτισμένου αγωγού, θεωρώντας ή ελεύθερα ή δεσμευμένα άκρα, εφαρμόστηκαν οι αντίστοιχες εξισώσεις για αγωγό διαμέτρου  $D=1.2\text{m}$  με λόγο εγκιβωτισμού  $H/D=1.0$ . Στο **Σχήμα 2.26** φαίνονται τα διαγράμματα ανύψωσης συναρτήσει του μήκους του αγωγού που βρίσκεται σε ρευστοποιημένη ζώνη ( $W_s$ ), για διαφορετικές τιμές του πάχους ( $t$ ) της διατομής του.

Παρατηρείται ότι, και στις δύο μεθοδολογίες, οι αγωγοί μεγαλύτερου πάχους εμφανίζουν σημαντικά μικρότερη ανύψωση, γεγονός που οφείλεται στο πρόσθετο βάρος του αγωγού που αντιστέκεται στη μετακίνηση. Με άλλα λόγια, μπορεί να διαπιστωθεί ότι ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ανύψωσης επηρεάζει τα αποτελέσματα των δύο αυτών μεθόδων.

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα των δύο μεθόδων, από το **Σχήμα 2.26** είναι προφανές ότι η μέθοδος που υποθέτει ότι ο αγωγός έχει στηριγμένα τα άκρα του ανά κάποιες αποστάσεις δίνει μεγαλύτερα αποτελέσματα ανύψωσης. Ωστόσο, και οι δύο μέθοδοι δίνουν σημαντικά μεγαλύτερες προβλέψεις μετακίνησης σε σύγκριση με τη σχέση υπολογισμού των Sasaki and Tamura (2004) όταν το μήκος  $W_s$  υπερβαίνει τα 70m.



**Σχήμα 2.26:** Υπολογισμός ανύψωσης βάσει της σχέσης των Liu and O'Rourke (1997) και των O'Rourke and Liu (2012)

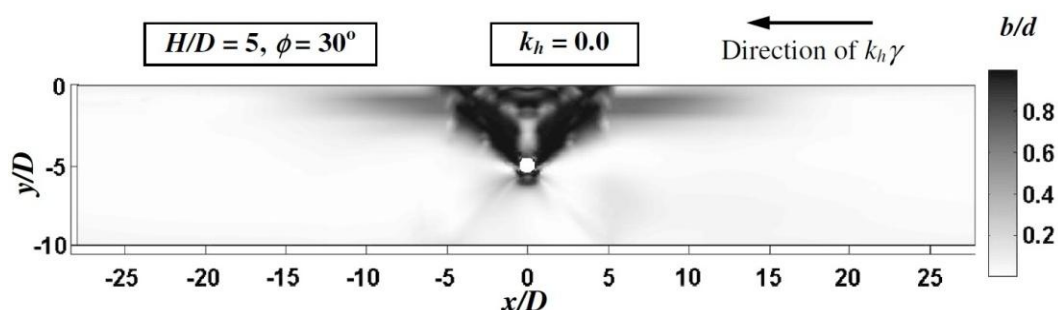
## 2.8 Συμπεράσματα- Σχόλια

Το φαινόμενο της ανύψωσης ελαφρών υπόγειων κατασκευών, εξαιτίας ρευστοποίησης του εδάφους υπό σεισμική φόρτιση, έχει μελετηθεί εκτενώς κυρίως για φρεάτια και σήραγγες. Περιορισμένη έρευνα έχει διεξαχθεί αναφορικά με την επίδραση της ρευστοποίησης στους

υπόγειους αγωγούς. Ο μηχανισμός της ανύψωσης ενός εγκιβωτισμένου αγωγού είναι κατανοητός και αρκετά ποιοτικά συμπεράσματα μπορούν να ληφθούν ακόμα και από μελέτες που αφορούν σήραγγες. Ωστόσο, λίγες ποσοτικές εκτιμήσεις έχουν προταθεί, σχετικά με την τελική αναμενόμενη μετακίνηση ενός αγωγού, η οποία δύναται να επηρεάσει το σχεδιασμό του και να καθορίσει τις απαιτήσεις των μέτρων αποφυγής της ανύψωσής του.

Συγκρίνοντας τις διαθέσιμες από τη βιβλιογραφία έρευνες, παρατηρούμε ότι:

- i) Υπάρχει συμφωνία ως προς τη γεωμετρία της επιφάνειας αστοχίας, δηλαδή οι Koseki et al. (1997), ASCE (2001) και οι Ling et al. (2003) υιοθετούν το ότι ο αγωγός κατά την κίνησή του προς τα πάνω μετακινεί το έδαφος που υπέρκειται αυτού, δημιουργώντας μια κατακόρυφη επιφάνεια αστοχίας. Ωστόσο, βάσει των Chakraborty and Kumar (2014) η επιφάνεια αστοχίας έχει τη μορφή του **Σχήματος 2.27** γεγονός που ίσως επηρεάζει τη διατύπωση μιας αξιόπιστης σχέσης υπολογισμού του συντελεστή ασφαλείας.



**Σχήμα 2.27:** Επιφάνεια αστοχίας (Chakraborty and Kumar 2014)

- ii) Αναφορικά με την συνεισφορά της δύναμης τριβής, η οποία αναπτύσσεται κατά μήκος της επιφάνειας αστοχίας, τόσο οι Koseki et al. (1997) όσο και οι Chian et al. (2014) αναφέρουν ότι η συμβολή της αναμένεται να είναι μικρή, λόγω της ρευστοποίησης του εδάφους. Η άποψη αυτή υποστηρίζεται και από τους Tobita et al. (2012), οι οποίοι υπολογίζουν την τριβή μόνο για το πάχος του στρώματος του εδάφους, το οποίο δε ρευστοποιείται.
- iii) Παρακάμπτοντας τις όποιες αποκλίσεις στις υποθέσεις των συγγραφέων, διαπιστώνεται ότι από τις μελέτες που ασχολούνται με την εκτίμηση της εκδήλωσης της ενδεχόμενης μετακίνησης του αγωγού, άμεσα εφαρμόσιμη για τις ανάγκες σχεδιασμού φαίνεται αυτή των Ling et al. (2003), στην οποία προτείνεται αναλυτική σχέση υπολογισμού του συντελεστή ασφαλείας έναντι

ανύψωσης. Η ακόμα πιο πρόσφατη μελέτη των Chian et al. (2014) μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί στο σχεδιασμό, εφόσον βάσει αυτής, υπολογίζεται αναλυτικά η δύναμη άνωσης ανά μέτρο μήκους του αγωγού.

- iv) Σχετικά με την επίδραση διαφόρων παραμέτρων στο πρόβλημα της ανύψωσης ενός εγκιβωτισμένου αγωγού σε ρευστοποιήσιμο έδαφος, υπάρχει γενικώς σύγκλιση των απόψεων των συγγραφέων. Συγκεκριμένα, συμπεραίνεται ότι σημαντική επίδραση στο μέγεθος των αναπτυσσόμενων μετακινήσεων παρουσιάζει η ένταση της σεισμικής διέγερσης και η γεωμετρία του προβλήματος, με βασική παράμετρο το λόγο εγκιβωτισμού ( $H/D$ ). Από τις παραμέτρους του εδάφους περισσότερο φαίνεται να επηρεάζουν η γωνία τριβής ( $\phi$ ) και η σχετική πυκνότητα του εδάφους ( $D_r$ ). Δευτερεύουσας σημασίας αποδεικνύεται το κορεσμένο ειδικό βάρος του εδάφους, ενώ λίγη έρευνα έχει διεξαχθεί σχετικά με την επίδραση της διαπερατότητας ( $k$ ) και τη γωνία διαστολικότητας ( $\psi$ ), χωρίς να αναμένεται καθοριστική η επίδρασή τους.
- v) Όπως έχει ήδη αναφερθεί, οι έρευνες που εστιάζουν στην, προκαλούμενη από τη ρευστοποίηση του εδάφους, ανύψωση μιας υπόγειας κατασκευής είναι λίγες. Ειδικότερα, στις περισσότερες διαθέσιμες αριθμητικές αναλύσεις προσομοιώνονται κυλινδρικές κατασκευές μεγάλου μήκους και μεγάλης διαμέτρου (π.χ.  $D=3m$ ) και δεν υπάρχουν αρκετά ποσοτικά αποτελέσματα για αγωγούς μικρότερων διαμέτρων (π.χ.  $D=0.5m$ ).
- vi) Για τον υπολογισμό των μετακινήσεων έχουν προταθεί μόνο τρεις μέθοδοι: η πρώτη, των Liu and O' Rourke (1997), η οποία βασίζεται στη θεωρία δοκού επί ελατηριωτού εδάφους και υποθέτει ελεύθερα άκρα στον αγωγό, μεταγενέστερα η αναλυτική σχέση των Sasaki and Tamura (2004), η οποία προκύπτει από την επίλυση της διαφορικής εξίσωσης την κατακόρυφης κίνησης ενός αγωγού σε ιξώδες μέσο και τέλος η μέθοδος των O'Rourke and Liu (2012) που υπολογίζει κατακόρυφη μετακίνηση ενός αγωγού υποθέτοντας στηρίξεις στα άκρα του.
- vii) Για τη σταθεροποίηση του αγωγού προτείνεται χρήση αγκυρίων ή αύξηση του βάρους που σταθεροποιεί τον αγωγό, η οποία επιτυγχάνεται είτε με την τοποθέτηση του αγωγού σε μεγαλύτερο βάθος είτε με ειδικά διαμορφωμένες κατασκευές σκυροδέματος, οι οποίες τοποθετούνται πάνω από τον αγωγό. Εναλλακτικά, προτείνεται η επίχωση της τάφρου με χονδρόκοκκο υλικό, ώστε να αυξηθεί η στράγγιση και η δυσκαμψία του εδάφους που περιβάλλει τον

αγωγό. Πρόσφατα διερευνήθηκε και η τοποθέτηση οριζόντιας στρώσης γεωπλέγματος για την ενίσχυση του εδάφους που υπέρκειται του αγωγού, η οποία είναι αποδοτική, υπό την προϋπόθεση ότι το μήκος του γεωπλέγματος είναι αρκετά μεγάλο, γεγονός που ίσως παρουσιάζει κατασκευαστικές δυσκολίες.

- viii) Από τις αριθμητικές εφαρμογές που εξετάστηκαν (**Σχήμα 2.22**), παρατηρείται ότι ο συντελεστής ασφαλείας των Ling et al. (2003) είναι κοντά στον συντελεστή ασφαλείας των Koseki et al. (1997) όταν ο λόγος υπερπίεσης πόρων λαμβάνει τιμές κοντά στο  $r_u=0.45$ , δηλαδή όταν το έδαφος που περιβάλλει τον αγωγό διατηρεί ποσοστό της ενεργού τάσης του και το βάρος των υπερκείμενων γαιών ( $W_o$ ) λειτουργεί σταθεροποιητικά για τον αγωγό.
- ix) Η δύναμη άνωσης που υπολογίζεται από τους Koseki et al. (1997) είναι συνάρτηση του αναπτυσσόμενου λόγου υπερπίεσης πόρων ( $r_u$ ). Όταν το έδαφος διατηρεί περίπου το 55% της αρχικής ενεργού τάσης, η δύναμη άνωσης που προτείνεται από τους Ling et al. (2003) και τους Koseki et al. (1997) δε διαφέρει σημαντικά. Ωστόσο, για μεγάλες τιμές του λόγου υπερπίεσης πόρων ( $r_u > 0.85$ ) φαίνεται η δύναμη άνωσης των Koseki et al. (1997) είναι κοντά στην προτεινόμενη δύναμη άνωσης από τους Hou et al. (1990, όπου γίνεται η υπόθεση της πλήρους ρευστοποίησης του εδάφους (**Σχήμα 2.23**)).
- x) Εφαρμόζοντας τη σχέση των Sasaki and Tamura (2004) (**Σχήμα 2.24**), για την εκτίμηση του μεγέθους της ανύψωσης, προκύπτει ότι οι αναμενόμενες μετακινήσεις είναι περίπου 8% της διαμέτρου του αγωγού, θεωρώντας παραμέτρους σεισμικής διέγερσης συμβατές με τις απαιτήσεις των κανονισμών. Ακόμη, οι μικρότερες διάμετροι εμφανίζουν ανύψωση μικρότερη του 8%, ενώ καθώς η διάμετρος αυξάνει, αυξάνει και το ποσοστό αυτό. Ο λόγος εγκιβωτισμού επιδρά κυρίως στις μεγαλύτερες διαμέτρους αγωγών ( $D > 0.9\text{m}$ ) μειώνοντας την ανύψωση του αγωγού, καθώς αυξάνει.
- xi) Αναφορικά με την εφαρμογή της μεθόδου των Liu and O'Rourke (1997) που υποθέτει ότι τα άκρα του αγωγού είναι ελεύθερα, μελετώντας την επίδραση του λόγου εγκιβωτισμού του αγωγού ( $H/D$ ), προέκυψε ότι αυξάνοντας το λόγο εγκιβωτισμού μειώνει η ανύψωση και μάλιστα η επίδραση αυτή γίνεται σημαντική καθώς αυξάνει το μήκος του αγωγού που βρίσκεται σε ρευστοποιημένο έδαφος ( $W_s$ ) (**Σχήμα 2.25**). Διερευνώντας και την επίδραση του συντελεστή ασφαλείας έναντι ανύψωσης ( $FS_{\text{uplift}}$ ) στη συγκεκριμένη

μέθοδο, μεταβλήθηκε το πάχος της διατομής του αγωγού. Όπως είναι φανερό από το **Σχήμα 2.26**, η αύξηση του βάρους του αγωγού συνεπάγεται αισθητά μειωμένη ανύψωσή του.

- xii) Τέλος, συγκρίνοντας τις μεθοδολογίες των Liu and O'Rourke (1997) και O'Rourke and Liu (2012) για αγωγό διαμέτρου  $D=1.2\text{m}$ , με λόγο εγκιβωτισμού  $H/D=1.0$  και διαφορετικά πάχη διατομής του αγωγού, προκύπτει ότι η μετατόπιση του αγωγού με τη θεώρηση των ελεύθερων άκρων είναι μικρότερη από την αντίστοιχη μετατόπιση, θεωρώντας στηρίξεις στα άκρα του αγωγού.

Συνοψίζοντας, έχοντας μελετήσει την έρευνα που έχει διεξαχθεί αναφορικά με το ζήτημα της ανύψωσης ενός εγκιβωτισμένου αγωγού εξαιτίας ρευστοποίησης του εδάφους, παρατηρείται ότι υπάρχουν αποκλίσεις στις προτεινόμενες σχέσεις υπολογισμού του συντελεστή ασφαλείας και της δύναμης άνωσης που ασκείται στον αγωγό. Για παράδειγμα, βασικό ερώτημα είναι το γιατί οι Hou et al. (1990) αγνοούν το ενεργό βάρος των υπερκείμενων γαιών, ενώ οι Ling et al. (2003) το λαμβάνουν υπόψη.

Βασικός σκοπός των αριθμητικών αναλύσεων που θέλουμε να πραγματοποιήσουμε είναι η πληρέστερη κατανόηση των μηχανισμών που επηρεάζουν το πρόβλημα και η σύγκριση των προτεινόμενων σχέσεων υπολογισμού των  $F_{S_{\text{uplift}}}$  και  $F_{\text{buoy}}$ , που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός υπόγειου αγωγού. Επιπλέον, αξίζει να εξετασθεί και η περίπτωση που έχουμε τάφρο σε μη ρευστοποιήσιμο έδαφος και ρευστοποιείται μόνο το υλικό πλήρωσης της τάφρου.

# Κεφάλαιο 3

## Αριθμητική μεθοδολογία

---

### 3.1 Γενικά

Αντικείμενο του παρόντος κεφαλαίου είναι η αναλυτική περιγραφή και η επιβεβαίωση της αριθμητικής μεθοδολογίας που χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση του προβλήματος της ανύψωσης ενός εγκιβωτισμένου αγωγού, εξαιτίας ρευστοποίησης του περιβάλλοντος εδάφους. Έτσι, γίνεται αρχικά συνοπτική αναφορά στις παραδοχές του κώδικα πεπερασμένων διαφορών FLAC 2D και του καταστατικού προσομοιώματος NTUA- Sand, που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις που διεξήχθησαν.

Η εν λόγω αριθμητική μεθοδολογία εφαρμόστηκε, ακολούθως, για να προσομοιωθούν τα πειράματα φυγοκεντριστή που πραγματοποίησαν οι Chian et al. (2014), με στόχο την ποιοτική και ποσοτική σύγκρισή τους. Για το λόγο αυτό, στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά των πειραμάτων αυτών καθώς επίσης και οι συγκρίσεις των πειραματικών αποτελεσμάτων με τα αντίστοιχα των αριθμητικών αναλύσεων.

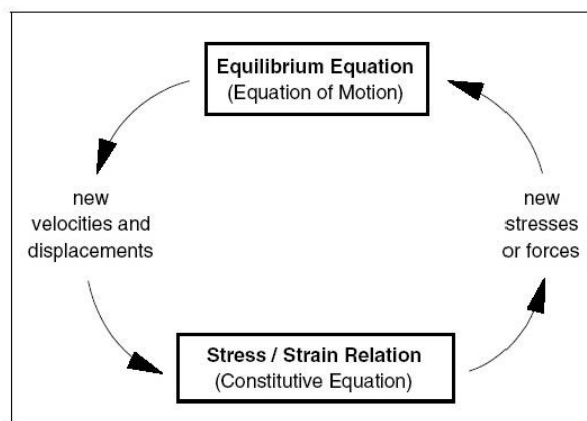
### 3.2 Αριθμητική Μεθοδολογία

#### 3.2.1 Κώδικας πεπερασμένων διαφορών FLAC

Οι αναλύσεις εκτελέστηκαν με τον κώδικα FLAC 2D v7.0 (Fast Lagrangian Analysis of Continua), το οποίο είναι ένα πρόγραμμα πεπερασμένων διαφορών μη πεπλεγμένης μορφής (explicit finite difference method) με εφαρμογή σε υπολογιστικά προβλήματα γεωτεχνικής φύσης. Παρέχει τη δυνατότητα επίλυσης προβλημάτων που σχετίζονται κυρίως με συνεχή μέσα σε δύο ή τρεις διαστάσεις. Το συνεχές μέσο διακριτοποιείται σε τμήματα πεπερασμένων διαστάσεων, τα οποία στο FLAC ονομάζονται ζώνες (zones), ενώ οι εξισώσεις ισορροπίας επιλύονται στα σημεία που ορίζονται από το δίκτυο των ζωνών, δηλαδή τους κόμβους (gridpoints). Κάθε ζώνη υπακούει σε κάποιον καταστατικό νόμο συμπεριφοράς, ο οποίος είτε είναι ενσωματωμένος στο πρόγραμμα (π.χ. Mohr-Coulomb)

είτε εισάγεται από το χρήστη (π.χ. NTUA- Sand), και βάσει αυτού υπολογίζονται οι τάσεις και οι παραμορφώσεις των κόμβων εξαιτίας των επιβαλλόμενων φορτίσεων και συνοριακών συνθηκών.

Η κεντρική ιδέα της μεθόδου των πεπερασμένων διαφορών, είναι η αντικατάσταση των παραγώγων της διαφορικής εξίσωσης της κίνησης με τις αντίστοιχες αλγεβρικές εξισώσεις, με όρους τις τάσεις ή τις παραμορφώσεις σε διακεκριμένα σημεία στο χώρο, και μάλιστα χωρίς να απαιτείται ο καθορισμός του τρόπου μεταβολής των μεταβλητών αυτών μεταξύ των κόμβων. Στο **Σχήμα 3.1** απεικονίζεται η δομή ενός υπολογιστικού βήματος (timestep). Ξεκινώντας με δεδομένη την παραμορφωσιακή κατάσταση των κόμβων κάθε ζώνης, ύστερα από παραγωγή, υπολογίζονται οι ρυθμοί μεταβολής των ανηγμένων παραμορφώσεων (strain rates) και κατόπιν, βάσει του καταστατικού νόμου που έχει επιλεγεί, υπολογίζονται οι αναπτυσσόμενες τάσεις στην κάθε ζώνη. Ταυτόχρονα προκύπτουν οι επαυξήσεις των τάσεων του τρέχοντος υπολογιστικού βήματος και από αυτές υπολογίζονται οι δυνάμεις κάθε κόμβου της ζώνης. Αυτές επαλληλίζονται με τη δύναμη απόσβεσης και τις εξωτερικές δυνάμεις που δρουν σε κάθε κόμβο, ώστε να προκύψει η συνισταμένη δύναμη ΣF του κάθε κόμβου. Στη συνέχεια, εφαρμόζεται η διαφορική εξίσωση της κίνησης για κάθε κόμβο ( $\Sigma F = m\ddot{u}$ ). Όταν η συνισταμένη δύναμη ΣF είναι ίση με την αδρανειακή δύναμη του ίδιου κόμβου, τότε το σύστημα βρίσκεται σε ισορροπία. Σε αντίθετη περίπτωση, οι μη ισορροπούσες δυνάμεις των κόμβων (unbalanced force) συνεπάγονται κομβικές επιταχύνσεις, άρα ξεκινά ένας νέος κύκλος υπολογισμών και η διαδικασία που αναφέρθηκε συνεχίζεται επαναληπτικά, έως ότου η μέγιστη μη ισορροπούσα δύναμη από όλο το δίκτυο των ζωνών δεν υπερβαίνει μία καθορισμένη τιμή. Τότε θεωρείται ότι το σύστημα βρίσκεται σε ισορροπία, δηλαδή έχει επιτευχθεί σύγκλιση.



**Σχήμα 3.1:** Βασικό μη πεπλεγμένο βήμα επίλυσης στο FLAC



Η βασική διαφορά του FLAC έναντι των προγραμμάτων που χρησιμοποιούν πεπλεγμένες μεθόδους έγκειται στο γεγονός ότι σε κάθε υπολογιστικό βήμα οι μεταβλητές των κόμβων δε μεταβάλλονται, αφού στη διάρκεια ενός τέτοιου βήματος δεν υπάρχει αλληλεπίδραση μεταξύ τους. Η συγκεκριμένη παραδοχή είναι ευσταθής όταν το υπολογιστικό βήμα της ανάλυσης είναι αρκετά μικρό, ώστε η πληροφορία να μην προλαβαίνει να διαδοθεί στο γειτονικό κόμβο πριν την ολοκλήρωση του βήματος.

Βασική απόρροια της απουσίας αλληλεπίδρασης των γειτονικών στοιχείων κατά τη διάρκεια ενός βήματος, είναι ότι οι τάσεις υπολογίζονται απευθείας από τις παραμορφώσεις, χωρίς να απαιτείται επαναληπτική διαδικασία για την αντιστροφή μητρώων, όπως συμβαίνει στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Για το λόγο αυτό, ο κώδικας καθίσταται σημαντικά πιο αποτελεσματικός σε έντονα μη γραμμικά προβλήματα, όπως αυτά που σχετίζονται με τη ρευστοποίηση. Το μειονέκτημα της μη πεπλεγμένης μεθόδου είναι η απαίτηση πολλών υπολογιστικών βημάτων για την επίτευξη ισορροπίας, ακόμη και για γραμμικά υλικά.

### 3.2.2 Καταστατικό προσομοίωμα NTUA-Sand

Για την περιγραφή της συμπεριφοράς των ζωνών του δικτύου μπορεί να χρησιμοποιηθεί πληθώρα νόμων συμπεριφοράς, όπως για παράδειγμα προσομοιώματα που περιγράφουν ελαστοπλαστικά υλικά και ο νόμος αστοχίας τους καθορίζεται από το κριτήριο Mohr-Coulomb. Περαιτέρω, μπορούν να εισαχθούν καταστατικά προσομοιώματα ορισμένα εξ' ολοκλήρου από το χρήστη, όπως το NTUA-Sand που χρησιμοποιείται στην παρούσα διπλωματική εργασία.

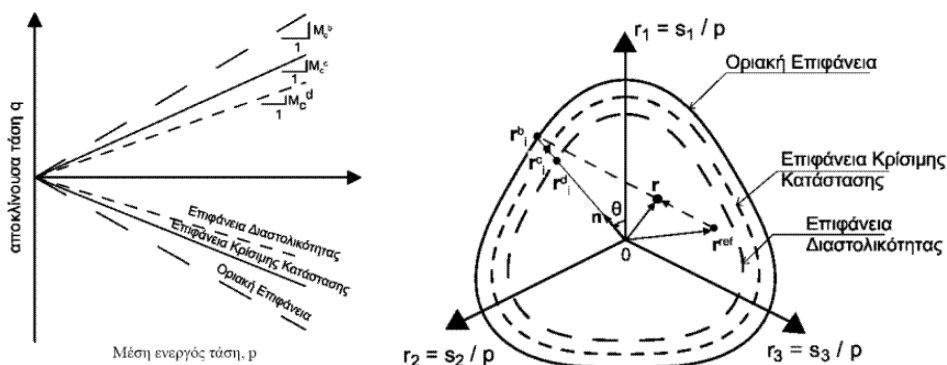
Το καταστατικό προσομοίωμα NTUA-Sand αναπτύχθηκε από τους Papadimitriou and Bouckovalas (2002) και πήρε την οριστική του μορφή στα πλαίσια της διδακτορικής διατριβής του Andrianoπουλος (2006). Βασίζεται στις αρχές της θεωρίας Πλαστικότητας της Κρίσιμης Κατάστασης, ενώ θεωρεί σημειακή επιφάνεια διαρροής. Πρόκειται για ένα προσομοίωμα που εξετάζει την απόκριση των μη-συνεκτικών εδαφών υπό συνθήκες μονοτονικής και ανακυκλικής φόρτισης, στραγγιζόμενων και αστράγγιστων φορτίσεων, καθώς επίσης και μικρών, μεσαίων και μεγάλων ανακυκλικών παραμορφώσεων.

Τα βασικά χαρακτηριστικά του προσομοιώματος είναι τα ακόλουθα:

- Οι κλίσεις της επιφάνειας Διαστολικότητας και της Οριακής επιφάνειας,  $M_c^d$  και  $M_c^b$  αντίστοιχα, ορίζονται μέσω της παραμέτρου κατάστασης  $\psi = e - e_{cs}$  (όπου  $e$  ο δείκτης πόρων και  $e_{cs}$  ο δείκτης πόρων στην Κρίσιμη Κατάσταση για την ίδια ενεργό τάση  $p'$ )

μέσω της οποίας λαμβάνεται υπόψη τόσο η επίδραση της σχετικής πυκνότητας όσο και της αρχικής ενεργού τάσης με ένα μοναδικό σει παραμέτρων. Η κλίση  $M_c^c$  εισάγεται ως παράμετρος του προσομοιώματος.

- Περιλαμβάνει τρεις επιφάνειες στο χώρο των τάσεων: την επιφάνεια Διαστολικότητας, Κρίσιμης Κατάστασης και την Οριακή, που αντιστοιχούν στην Γραμμή Αλλαγής Φάσης, Κρίσιμης Κατάστασης και Οριακής Αντοχής, φάσεις από τις οποίες διέρχεται το υλικό κατά τη διάρκεια της διατμητικής του φόρτισης. Στο **Σχήμα 3.2** φαίνονται οι μορφές των επιφανειών του προσομοιώματος για τριαξονική εντατική κατάσταση καθώς και οι προβολές των επιφανειών στο επίπεδο  $\pi$  (αποκλίνον επίπεδο) σε συνδυασμό με το νόμο προβολής του προσομοιώματος.
- Η χρήση καταστατικού προσομοιώματος τύπου Ramberg–Osgood για την «ελαστική» απόκριση άμμων σε μικρές παραμορφώσεις, λαμβάνοντας υπόψη την μείωση του μέτρου διάτμησης και την επακόλουθη υστερητική απόσβεση.
- Η θεώρηση σημειακής επιφάνειας διαρροής και η επακόλουθη απουσία ελαστικής περιοχής, τροποποίηση που εισήχθη από τους Andrianoopoulos et al. (2010a). Αποτέλεσμα αυτού είναι η ελαστοπλαστική απόκριση του υλικού σε κάθε υπολογιστικό βήμα και η ομαλή μετάβαση σε μεγάλες παραμορφώσεις αποκομίζοντας οφέλη αριθμητικής ευστάθειας και εξοικονόμησης υπολογιστικού χρόνου.
- Η χρήση ενός εμπειρικού δείκτη που εκφράζει μακροσκοπικά την επίδραση της αλλαγής της δομής στο μέτρο πλαστικών παραμορφώσεων προβλέποντας με ακρίβεια την ανάπτυξη υπερπιέσεων πόρων και την εκδήλωση της ρευστοποίησης.



**Σχήμα 3.2:** Επιφάνειες του προσομοιώματος στο χώρο  $p - q$  και η προβολή τους στο επίπεδο  $\pi$ .

Στον **Πίνακα 3.1** συνοψίζεται το σύνολο των εξισώσεων και τις βασικές παραμέτρους που ορίζουν το καταστατικό προσομοίωμα. Παρατηρούμε ότι απαιτείται η βαθμονόμηση 16

συνολικά αδιάστατων παραμέτρων από τις οποίες οι 14 αφορούν μονοτονική φόρτιση και οι λοιπές 2 ανακυκλική. Όσον αφορά στη διαδικασία βαθμονόμησης, οι τιμές των παραμέτρων προκύπτουν από εργαστηριακές δοκιμές και από δοκιμαστικές αναλύσεις (trial and error), στις οποίες προσομοιώνονται πειραματικά αποτελέσματα.

Η αρχική βαθμονόμηση του προσομοιώματος έχει πραγματοποιηθεί από τους Andrianopoulos et al. (2010a), για άμμο τύπου Nevada. Για τον σκοπό αυτό χρησιμοποιήθηκαν τα πειραματικά αποτελέσματα του ερευνητικού προγράμματος VELACS (Arulmoli et al. 1992), και συγκεκριμένα: δοκιμές συντονισμού στήλης εδάφους με  $p_0' = 40 \div 320$  kPa και ανακυκλικές δοκιμές ρευστοποίησης (απλής διάτμησης και τριαξονικές) με  $p_0' = 40 \div 160$  kPa και σχετικές πυκνότητες  $D_r = 40$  και 60 %. Η ακρίβεια της εν λόγω βαθμονόμησης έχει επαληθευτεί μέσω της επιτυχούς σύγκρισης πειραματικών αποτελεσμάτων και αριθμητικών αναλύσεων τόσο σε επίπεδο εδαφικού στοιχείου, όσο και σε μεγάλης κλίμακας πειράματα φυγοκεντριστή που έχουν πραγματοποιηθεί με άμμο Nevada.

Στο πλαίσιο της διδακτορικής διατριβής του Ιωάννη Τσιάπα (υπό εξέλιξη), πραγματοποιήθηκε μια δεύτερη βαθμονόμηση του προσομοιώματος με βάση τις δοκιμές ρευστοποίησης των DeAlba et al. (1976b), που πραγματοποίησαν δοκιμές σε σεισμική τράπεζα με τάση  $\sigma'_{v0} = 55$  kPa και για σχετικές πυκνότητες  $D_r = 54, 68, 82$  και 90 %. Για τη βαθμονόμηση του μοντέλου μεταβλήθηκαν 4 παράμετροι που αφορούν στο πλαστικό μέτρο κράτυνσης, με στόχο τη μεταβολή της καμπύλης ρευστοποίησης. Θα πρέπει να τονιστεί ότι πέραν των τεσσάρων αυτών αλλαγών οι υπόλοιπες παράμετροι παρέμειναν ίδιες με την αρχική βαθμονόμηση.

Ο **Πίνακας 3.2** συνοψίζει τις τιμές των παραμέτρων, για τις δύο διαφορετικές βαθμονομήσεις μαζί με μια επιγραμματική περιγραφή της φυσικής τους σημασίας.

**Πίνακας 3.1:** Εξισώσεις προσομοιώματος NTUA-Sand.

Περιγραφή	Εξίσωση	Σταθερές
Κλίση της Οριακής Επιφάνειας για τριαξονική θλίψη (TC)	$M_c^b = M_c^c + k_c^b \langle -\psi \rangle$	$M_c^c, k_c^b$
Κλίση της Επιφάνειας Διαστολικότητας για TC	$M_c^d = M_c^c + k_c^d \psi$	$k_c^d$
Γραμμή Κρίσιμης Κατάστασης	$\psi = e - e_{cs} = e - \Gamma_{cs} + \lambda \ln(p)$	$\Gamma_{cs}, \lambda$
Γενίκευση των επιφανειών στον χώρο των τάσεων	$M_{\theta}^{c,b,d} = g(\theta, c^c) M_c^{c,b,d}$	$c = M_e^c / M_c^c$
Σχήμα των επιφανειών του προσομοιώματος στο επίπεδο π	$g(\theta, c) = \frac{4c}{(1+c) - (1-c)\cos(3\theta)} - \left[ \frac{(1+c) - (1-c)\cos(3\theta)}{2} \right]$	
Γωνία Lode $\theta$	$\cos(3\theta) = (3/2)\sqrt{3} (r_{ij} r_{ij} r_{ij}) / (0.5 r_{ij} r_{ij})^{3/2}$	
Μοναδιαίο διάνυσμα για τη διεύθυνση φόρτισης	$n_{ij} = r_{ij}^{IP} / \sqrt{r_{kl}^{IP} r_{kl}^{IP}}$	
Συζυγές σημείο στις επιφάνειες του προσομοιώματος	$r_{ij}^{IP,c,b,d} = \sqrt{2/3} M_{\theta}^{c,b,d} n_{ij}$	
Απόσταση συζυγούς σημείου από την τρέχουσα κατάσταση	$d^{c,b,d} = (r_{ij}^{IP,c,b,d} - r_{ij}) n_{ij}$	
Απόσταση αναφοράς	$d_{ref}^{b,d} = \sqrt{2/3} (M_{\theta}^{b,d} + M_{\theta+\pi}^{b,d})$	
Αρχικό μέτρο διάτμησης	$G_{max} = B p_a \sqrt{p/p_a} / (0.3 + 0.7e)$	<b>B</b>
Εφαπτομενικό μέτρο διάτμησης	$G_t = G_{max} / T$ $T = 1 + \left( \frac{1}{a_1} - 1 \right) \left( \frac{\sqrt{0.5 (r_{ij} - r_{ij}^{ref}) (r_{ij} - r_{ij}^{ref})}}{a_1 (G_{max}^{LR} / p^{LR}) \gamma_1} \right)$	$a_1, \gamma_1$
Εφαπτομενικό μέτρο ισότροπης συμπίεσης	$K_t = (2/3) G_t (1 + \nu) / (1 - 2\nu)$	$\nu$
Επαύξηση "ελαστικών" παραμορφώσεων	$\dot{\epsilon}_{ij}^e = \dot{\epsilon}_{ij}^c + (\dot{\epsilon}_{vol}^c / 3) \delta_{ij} = (\dot{s}_{ij} / 2G_t) + (\dot{p} / K_t) \delta_{ij}$	
Επαύξηση πλαστικών παραμορφώσεων	$\dot{\epsilon}_{ij}^p = \dot{\epsilon}_{ij}^p + (\dot{\epsilon}_{vol}^p / 3) \delta_{ij} = \langle \Lambda \rangle R_{ij}$	
Διεύθυνση φόρτισης	$L_{ij} = n_{ij} - (V/3) \delta_{ij} = n_{ij} - (n_{kl} r_{kl} / 3) \delta_{ij}$	
Διεύθυνση επαυξητικής πλαστικής παραμόρφωσης	$R_{ij} = n_{ij} + (D/3) \delta_{ij}$	
Επαύξηση της ενεργού τάσης	$\dot{\sigma}_{ij} = 2G_t \dot{\epsilon}_{ij} + K_t \dot{\epsilon}_{vol} \delta_{ij} - \langle \Lambda \rangle (2G_t n_{ij} + K_t D \delta_{ij})$	
Δείκτης φόρτισης	$\Lambda = \frac{2G_t n_{ij} \dot{\epsilon}_{ij} - VK_t \dot{\epsilon}_{vol}}{K_p + 2G_t - VK_t D}$	
Συντελεστής διαστολικότητας	$D = A_o d^d \left( 2 - \sqrt{d^d} / d_{ref}^d \right)$	$A_o$
Πλαστικό μέτρο κράτνυσης	$K_p = \rho h_b h_f d^b$	
Εξίσωση νόμου παρεμβολής	$h_b = h_o  d^b / d_{ref}^b ^{A_1} / \left\langle 1 -  d^b / d_{ref}^b  \right\rangle^{A_2}$	$h_o, A_1, A_2$
Επίδραση της αλλαγής της δομής	$h_f = \left( 1 + \langle f_p \rangle^2 \right) / \left( 1 + \langle f_{ij} n_{ij} \rangle^{B_2} \right)$ $\dot{f}_p = N \dot{\epsilon}_{vol}^p$ $\dot{f}_{ij} = -N \langle -\dot{\epsilon}_{vol}^p \rangle \left[ \left( 4 \max  f_p ^2 \right) n_{ij} + f_{ij} \right]$ $N = N_o (\sigma_{1,o} / p_a) \langle -\psi_o \rangle$	$B_2, N_o$

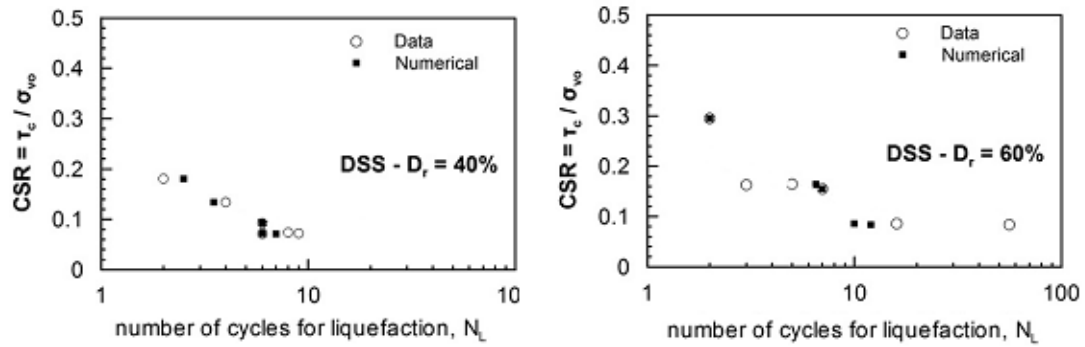
**Πίνακας 3.2:** Παράμετροι προσομοιώματος NTUA-Sand για τις βαθμονομήσεις «VELACS» και «DeAlba»: φυσική σημασία και τιμές.

#	Φυσική Σημασία	VELACS	DeAlba
$M_c^c$	Κλίση της επιφάνειας Κρίσιμης Κατάστασης για τριαξονική θλίψη (TC)	1.25	
c	Λόγος της κλίση της επιφάνειας Κρίσιμης Κατάστασης για τριαξονικό εφελκυσμό (TE) προς την αντίστοιχη κλίση για τριαξονική θλίψη (TC)	0.72	
$\Gamma_{cs}$	Δείκτης πόρων στην Κρίσιμη Κατάσταση για $p=1\text{kPa}$	0.910	
$\lambda$	Κλίση της γραμμής Κρίσιμης Κατάστασης στο επίπεδο $[e-\ln p]$	0.022	
B	Σταθερά του ελαστικού μέτρου διάτμησης	600*	
$\nu$	Λόγος Poisson	0.33	
$k_c^b$	Επίδραση του $\psi$ στην κλίση της Οριακής Επιφάνειας για TC	1.45	
$k_c^d$	Επίδραση του $\psi$ στην κλίση της Επιφάνειας Διαστολικότητας για TC	0.30	
$\gamma_1$	Χαρακτηριστική διατμητική παραμόρφωση	0.025%	
$\alpha_1$	Ρυθμός απομείωσης του ελαστικού μέτρου διάτμησης	0.6*	
$A_o$	Σταθερά του συντελεστή διαστολικότητας	0.8	
$N_o$	Σταθερά της επίδρασης της αλλαγής της δομής	40000	
$h_o$	Σταθερά του πλαστικού μέτρου κράτυνσης	70000	45000
$A_1$	Εκθέτης στον αριθμητή του νόμου παρεμβολής	3	3.5
$A_2$	Εκθέτης στον παρονομαστή του νόμου παρεμβολής	1	5
$B_2$	Εκθέτης της εξίσωσης για την επίδρασης της αλλαγής της δομής	1	2

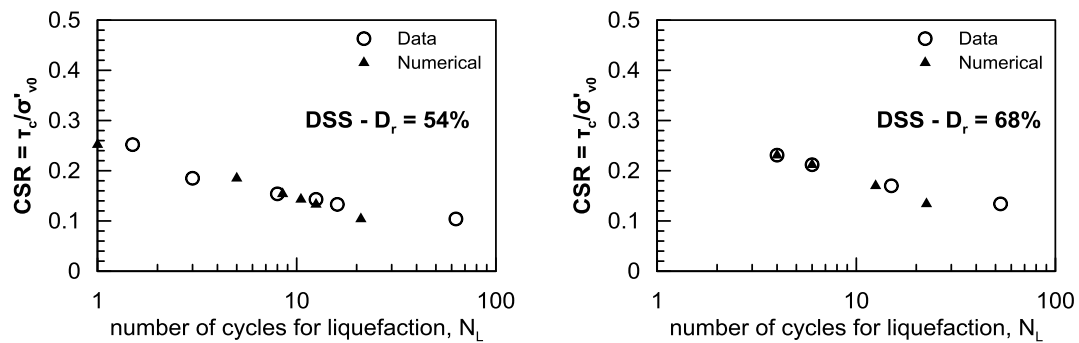
\* για μονοτονική φόρτιση:  $B = 180$ ,  $\alpha_1 = 1.0$

Ακολούθως παρουσιάζονται οι συγκρίσεις των πειραματικών αποτελεσμάτων ανακυκλικών δοκιμών απλής διάτμησης των Arulmoli et al. (1992) (Σχήμα 3.3) και των DeAlba et al. (1976) (Σχήμα 3.4) με τις αντίστοιχες αριθμητικές προβλέψεις. Από τα σχήματα αυτά καθίσταται σαφές ότι και οι δύο βαθμονομήσεις του καταστατικού προσομοιώματος NTUA-Sand προβλέπουν με ικανοποιητική ακρίβεια τα αντίστοιχα πειραματικά αποτελέσματα.

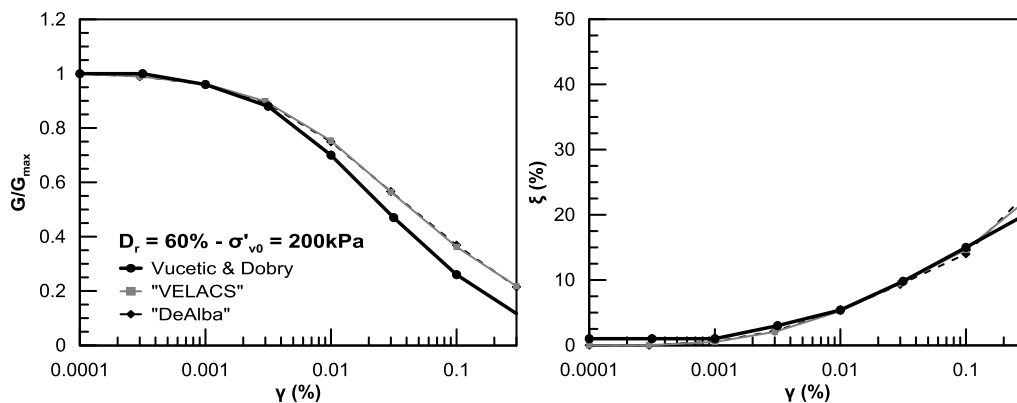
Τέλος, παρουσιάζονται τα διαγράμματα μεταβολής του τέμνοντος μέτρου διάτμησης ( $G/G_{max}$ ) και της μεταβολής της υστερητικής απόσβεσης συναρτήσει της διατμητικής παραμόρφωσης ( $\gamma$ ) (Σχήμα 3.5), όπως προκύπτουν από τις αριθμητικές αναλύσεις στραγγιζόμενων δοκιμών απλής διάτμησης για τις δύο βαθμονομήσεις του καταστατικού προσομοιώματος. Τα αριθμητικά αποτελέσματα συγκρίνονται με τα αντίστοιχα πειραματικά των (Vucetic and Dobry 1991) για δείκτη πλαστιμότητας  $PI=0\%$ . Παρατηρείται ότι οι καμπύλες των δύο βαθμονομήσεων πρακτικά ταυτίζονται και συγκρίνονται ικανοποιητικά με τις πειραματικές καμπύλες της βιβλιογραφίας.



**Σχήμα 3.3:** Σύγκριση καμπυλών ρευστοποίησης αριθμητικής προσομοίωσης (Numerical) για τη βαθμονόμηση «VELACS» του καταστατικού προσομοιώματος NTUA-Sand με τα ακριβή πειραματικά δεδομένα (Data) των Arulmoli et al. (1992) για  $\sigma'_{v0} = 160$  kPa και  $D_r = 40$  και  $60\%$ .



**Σχήμα 3.4:** Σύγκριση καμπυλών ρευστοποίησης αριθμητικής προσομοίωσης (Numerical) για τη βαθμονόμηση «DeAlba» του καταστατικού προσομοιώματος NTUA-Sand με τα ακριβή πειραματικά δεδομένα (Data) των DeAlba et al. (1976) για  $\sigma'_{v0} = 55$  kPa και  $D_r = 54$  και  $68\%$ .



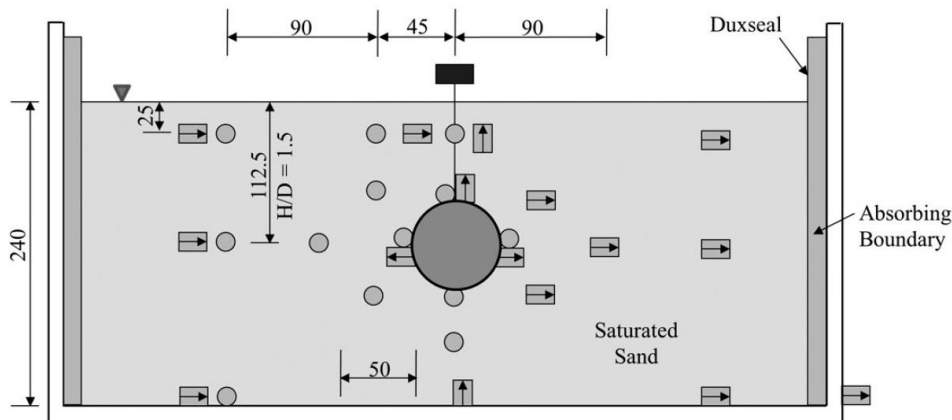
**Σχήμα 3.5:** Σύγκριση αποτελεσμάτων αριθμητικής προσομοίωσης με το καταστατικό προσομοίωμα NTUA - Sand (και για τις δύο ομάδες παραμέτρων «VELACS» και «DeAlba») σε όρους  $G/G_{max} - \gamma$  και  $\xi - \gamma$  για  $PI = 0\%$  με τις καμπύλες Vucetic and Dobry (1991).

### 3.3 Σύγκριση με πειραματικά αποτελέσματα φυγοκεντριστή

#### 3.3.1 Περιγραφή πειράματος φυγοκεντριστή

Για την επαλήθευση της αριθμητικής μεθοδολογίας, που περιγράφηκε προηγουμένως, χρησιμοποιήθηκαν τα πειραματικά αποτελέσματα των Chian et al. (2014) που έγιναν σε φυγοκεντριστή, με σκοπό να προσομοιωθεί το φαινόμενο της ανύψωσης εγκιβωτισμένων αγωγών. Τα πειράματα πραγματοποιήθηκαν σε κουτί από αλουμίνιο, με απαραμόρφωτα τοιχώματα και διαστάσεις 670mm x 240mm, ενώ για την προσομοίωση του αγωγού χρησιμοποιήθηκε κυλινδρική κατασκευή, δακτυλιοειδούς διατομής, με λείο τοίχωμα και διάμετρο 75mm. Για την αποφυγή της ανάκλασης των σεισμικών κυμάτων στα τοιχώματα του κουτιού, τοποθετήθηκε πλευρικά κατάλληλο υλικό (Duxseal) πάχους 25mm. Κατά τους συγγραφείς το εν λόγω υλικό εξασφαλίζει ότι τα πλευρικά σύνορα δεν επηρεάζουν το πρόβλημά μας, αφού απορροφούν περισσότερο από το 65% της ανάκλασης των σεισμικών κυμάτων.

Στο **Σχήμα 3.6** φαίνεται η διάταξη του πειράματος φυγοκεντριστή που χρησιμοποιήθηκε για την επαλήθευση του αριθμητικού μοντέλου. Οι διαστάσεις δίνονται σε mm και αφορούν στις πραγματικές διαστάσεις του πειράματος.



**Σχήμα 3.6:** Πειραματική διάταξη φυγοκεντριστή (οι διαστάσεις δίνονται σε mm σε πραγματική κλίμακα)

Δεδομένου ότι μία κατασκευή σε συνθήκες 1g παρουσιάζει την ίδια εντατική και παραμορφωσιακή κατάσταση με την αντίστοιχη κατασκευή σε κλίμακα 1:N, όταν η τελευταία υποβληθεί σε επιτάχυνση  $N \times g$ , η επιτάχυνση του φυγοκεντριστή που επιλέχθηκε, ήταν 66.7g, ώστε σε πραγματική κλίμακα να προσομοιώνεται κατασκευή διαμέτρου 5m ( $0.075m \times 66.7=5m$ ). Το βάθος εγκιβωτισμού του αγωγού ήταν 75mm, το οποίο επίσης αντιστοιχεί σε βάθος 5m σε πραγματική κλίμακα.

Οι συγγραφείς αναφέρουν ότι το βάρος της κατασκευής που προσομοιώνεται στην πραγματικότητα είναι 60KN/m. Λαμβάνοντας υπόψη ότι το εμβαδό της κατασκευής είναι  $\frac{\pi 5^2}{4} = 19.64m^2$ , προκύπτει ότι το ισοδύναμο ειδικό βάρος της κατασκευής είναι  $\gamma_{equiv} = 3.0KN/m^3$ .

Το εδαφικό προφίλ αποτελούνταν από ένα ομοιογενές στρώμα κορεσμένου, χαλαρού, αμμώδους υλικού, πάχους 16m (0.24m x 66.7=16m) σε πραγματική κλίμακα. Η πειραματική συσκευή πληρώθηκε με άμμο Hostun, οι ιδιότητες της οποίας παρουσιάζονται ακολούθως, ενώ για τον κορεσμό της χρησιμοποιήθηκε υγρό κατάλληλου ιξώδους, το οποίο εξασφαλίζει ότι, σε πρωτότυπη κλίμακα, η διαπερατότητα της άμμου Hostun είναι  $k=10^{-3}$  m/s.

Στον **Πίνακα 3.3** παρουσιάζονται όλες οι παράμετροι για τις ιδιότητες του εδάφους που χρησιμοποιήθηκαν στην αριθμητική ανάλυση, βάσει των στοιχείων που δίνονται από τους Chian et al. (2014) στην περιγραφή του πειράματός τους.

**Πίνακας 3.3:** Ιδιότητες άμμου Hostun

Ιδιότητα Εδάφους	Τιμή
$\gamma_{dry}$ (KN/m <sup>3</sup> )	14.5
$\gamma_{sat}$ (KN/m <sup>3</sup> )	18.6
k (m/s)	$10^{-3}$
e	0.8
$\phi$ (degrees)	33

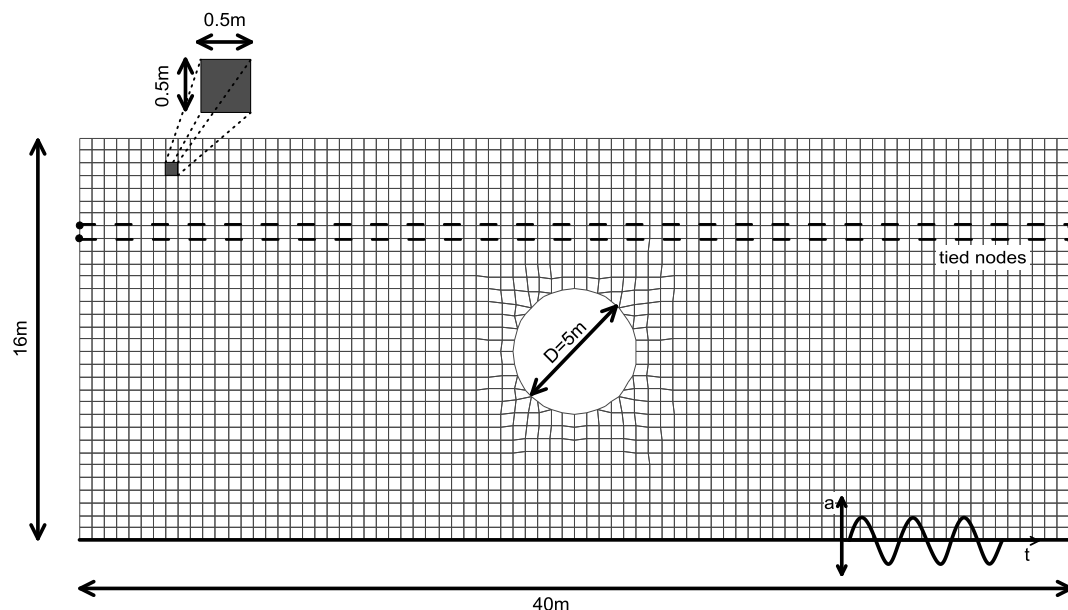
Η σεισμική διέγερση που εφαρμόστηκε στην βάση της συσκευής, αποτελούνταν από ημιτονοειδείς παλμούς, συχνότητας  $f=0.75$  Hz και είχε διάρκεια 27 sec, ενώ η μέγιστη επιβαλλόμενη επιτάχυνση είχε τιμή 0.22g.

### 3.3.2 Περιγραφή και παραδοχές αριθμητικής προσομοίωσης

**Γεωμετρία του προβλήματος.** Στο **Σχήμα 3.7** παρουσιάζεται ο κάρναβος που χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση του πειράματος των Chian et al. (2014) στο πρόγραμμα FLAC 2D. Ακολουθώντας την γεωμετρία της πειραματικής συσκευής, ο κάρναβος έχει οριζόντιο μήκος 40m (0.63m x 66.7=40m) και 16m ύψος (0.24m x 66.7= 16m), ο αγωγός έχει διάμετρο 5m και είναι τοποθετημένος σε βάθος 5m, μετρώντας από την επιφάνεια του εδάφους έως τη στέψη του. Το εδαφικό στοιχείο προσομοιώνεται από ζώνες με διαστάσεις 0.5m x 0.5m, διαστάσεις που αντιστοιχούν στο 1/10 της διαμέτρου του αγωγού. Η ίδια διακριτοποίηση χρησιμοποιήθηκε και από τους Chian et al. (2014) στις αντίστοιχες αριθμητικές αναλύσεις που πραγματοποίησαν. Όλες οι διαστάσεις του

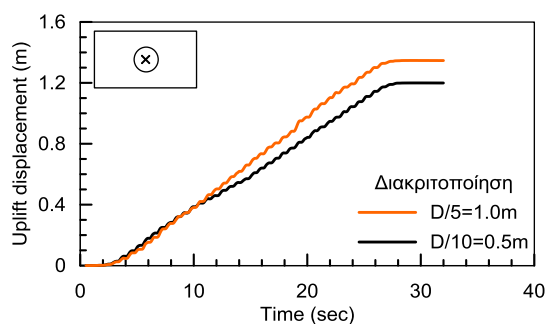


**Σχήματος 3.7** αφορούν στην πραγματική κατασκευή, γι' αυτό δίνονται σε πραγματική κλίμακα.



**Σχήμα 3.7:** Κάνναβος αριθμητικής προσομοίωσης στο FLAC (οι διαστάσεις αφορούν στην κλίμακα του πραγματικού προβλήματος)

Σημειώνεται ότι πραγματοποιήθηκαν αριθμητικές αναλύσεις και με μεγαλύτερο μέγεθος ζώνης (1m x 1m), προκειμένου να διερευνηθεί ενδεχόμενη επάρκεια ενός αραιότερου καννάβου που συνεπάγεται σημαντικά λιγότερο υπολογιστικό χρόνο. Η επίδραση της διακριτοποίησης στη μετακίνηση του αγωγού φαίνεται στο **Σχήμα 3.8**. Παρατηρείται ότι η αύξηση της πυκνότητας του καννάβου από  $D/5=1\text{m}$  σε  $D/10=0.5\text{m}$ , οδηγεί σε σημαντική μεταβολή της ανύψωσης του αγωγού (μείωση περίπου 15%). Για το λόγο αυτό, στις αριθμητικές αναλύσεις χρησιμοποιήθηκαν ζώνες μεγέθους 0.5m x 0.5m.

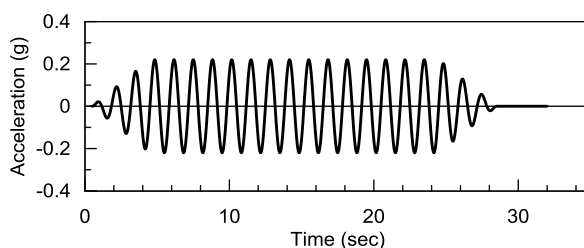


**Σχήμα 3.8:** Επίδραση διακριτοποίησης καννάβου στην ανύψωση του αγωγού για αριθμητική ανάλυση με σχετική πυκνότητα  $D_r=45\%$  και διαπερατότητα  $k=10^3\text{ m/s}$

Για να προσομοιωθούν στην αριθμητική ανάλυση οι συνθήκες ελεύθερου πεδίου των συνόρων της πειραματικής συσκευής, χρησιμοποιήθηκε στον κώδικα η μέθοδος των tied

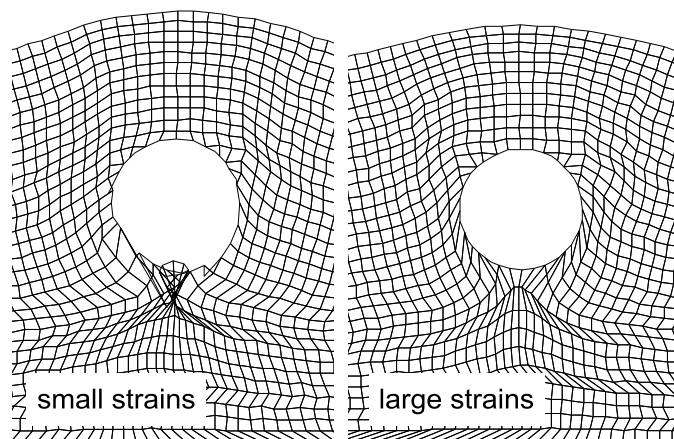
nodes, η οποία εξασφαλίζει την ίση μετακίνηση των κόμβων των κατακόρυφων συνόρων του προσομοιώματος που βρίσκονται στο ίδιο ύψος. Τα ιδεατά καλώδια (cables) που χρησιμοποιούνται στη μέθοδο αυτή έχουν πρακτικώς μηδενική πυκνότητα, δυσκαμψία και διατομή, ώστε να μην επηρεάζουν τις ιδιότητες του εδάφους. Το λογισμικό FLAC παρέχει εναλλακτικά τη δυνατότητα χρήσης συνθηκών ελευθέρου πεδίου (free field), μέσω κατάλληλης εντολής, βάσει της οποίας ασκούνται στα σύνορα του προσομοιώματος οι ίδιες τάσεις που θα ασκούνταν εάν υπήρχε μια στήλη εδάφους ίδιων ιδιοτήτων. Ωστόσο, η μέθοδος αυτή χρησιμοποιείται όταν τα καταστατικά προσομοιώματα που χρησιμοποιούνται για το εδαφικό υλικό είναι απλά (π.χ. ελαστικά). Επομένως, στις παρούσες αριθμητικές αναλύσεις που χρησιμοποιείται το καταστατικό προσομοίωμα NTUA-Sand, το οποίο είναι μη γραμμικό, ελαστοπλαστικό, ήταν απαραίτητη η εισαγωγή καλωδίων.

Στη βάση του προσομοιώματος η κατακόρυφη μετακίνηση ήταν δεσμευμένη, αφού δεν επιβάλλεται κατακόρυφη σεισμική διέγερση, ενώ στην οριζόντια διεύθυνση του ίδιου συνόρου επιβλήθηκε η σεισμική διέγερση του πειράματος των Chian et al. (2014) (**Σχήμα 3.9**), μέσω μιας υπορουτίνας της γλώσσας προγραμματισμού του FLAC, που ονομάζεται FISH. Στα κατακόρυφα σύνορα του προσομοιώματος, επιβλήθηκε ομοίως δέσμευση της κατακόρυφης μετακίνησης, ενώ στην οριζόντια διεύθυνση υπήρχε ελευθερία κίνησης, υπό τις συνθήκες όμως που επιβάλλουν τα προαναφερθέντα tied nodes.



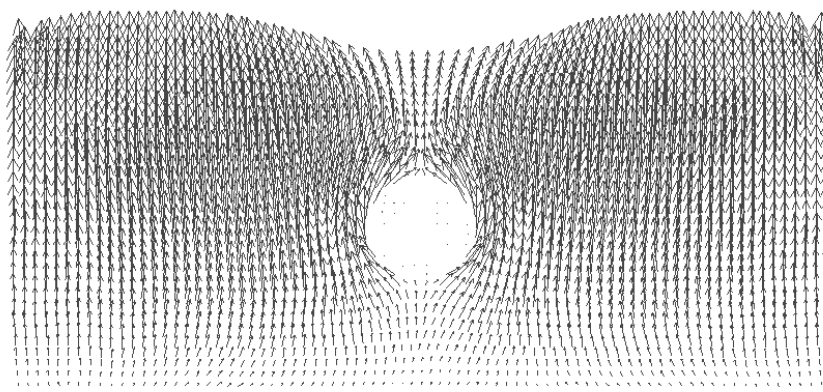
**Σχήμα 3.9:** Επιβαλλόμενη σεισμική διέγερση στη βάση του προσομοιώματος

Τέλος, δεδομένου ότι στο πρόβλημα αυτό αναμένονται μεγάλες παραμορφώσεις, χρησιμοποιήθηκε η αντίστοιχη εντολή του FLAC (set large on) καθώς και μία υπορουτίνα διόρθωσης-εξομάλυνσης (smoothing) του καννάβου, η οποία ενεργοποιείται όταν οι ζώνες του καννάβου έχουν παραμορφωθεί έντονα. Στο **Σχήμα 3.10** φαίνεται ενδεικτικά η παραμόρφωση των ζωνών κοντά στον αγωγό όταν εφαρμόζεται ανάλυση μικρών και μεγάλων παραμορφώσεων. Στην ανάλυση μεγάλων παραμορφώσεων εφαρμόζεται και smoothing.



**Σχήμα 3.10:** Σύγκριση παραμορφωμένου καννάβου με ανάλυση μικρών και μεγάλων παραμορφώσεων με *smoothing*

**Ιδιότητες του αγωγού.** \_ Για την προσομοίωση του αγωγού στο FLAC διαφοροποιήθηκαν οι ιδιότητες των ζωνών του καννάβου εντός του κύκλου, ενώ μεταξύ των ζωνών του εδάφους και του αγωγού τοποθετήθηκε διεπιφάνεια (*interface*), οι ιδιότητες της οποίας περιγράφονται στην επόμενη παράγραφο. Το ειδικό βάρος του αγωγού, βάσει των (Chian et al. 2014) είναι  $\gamma_{\text{equiv}}=3.0\text{KN/m}^3$  και δεδομένου ότι είναι μεταλλικός, είναι αδιαπέρατος. Για το λόγο αυτό, χρησιμοποιήθηκε το FLAC διαπερατότητα  $k=10^{-7}\text{m/s}$  για τις ζώνες εντός του αγωγού και ελέγχθηκε ότι η τιμή αυτή ήταν αρκετά μικρή, ώστε να μην υπάρχει ροή μέσα από τον αγωγό (**Σχήμα 3.11**).

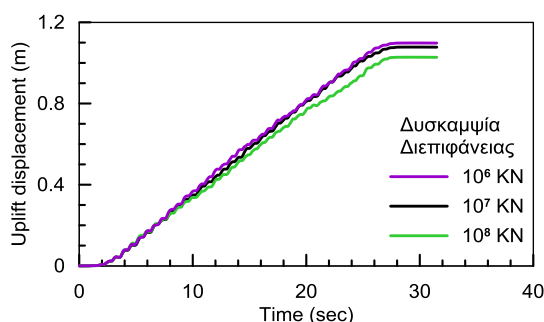


**Σχήμα 3.11:** Διανύσματα ροής

**Ιδιότητες διεπιφάνειας.** \_ Μια διεπιφάνεια ορίζεται στο FLAC, μέσω των παραμέτρων αντοχής της και δυσκαμψίας της. Η διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας υπακούει σε νόμο αστοχίας Mohr-Coulomb, επομένως αρκεί να προσδιοριστεί η συνοχή και η γωνία τριβής της. Δεδομένου ότι έχουμε αμμώδες υλικό, χρησιμοποιήθηκε μηδενική συνοχή, ενώ

επιλέχθηκε γωνία τριβής  $\phi=16.5^\circ$ , η οποία αντιστοιχεί στο 1/2 της γωνίας τριβής της άμμου Hostun. Η εν λόγω απομείωση θεωρείται λογική, εφόσον ο αγωγός είναι λείος και δεν αναφέρονται περαιτέρω μέτρα για την αύξηση της τριβής μεταξύ της επιφάνειάς του και του περιβάλλοντος εδάφους. Ταυτόχρονα αποτρέπεται η αποκόλληση του εδάφους από τον αγωγό, μέσω της εισαγωγής μεγάλης εφελκυστικής αντοχής της διεπιφάνειας, ώστε να μη δημιουργηθούν ασυνέχειες στις αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις πόρων ή και αναρρόφηση.

Όσον αφορά στην ορθή και στην διατμητική δυσκαμψία της διεπιφάνειας, επιλέχθηκε η τιμή  $10^7$  KN/m, βάσει των δυσκαμψιών των στοιχείων γειτονικά της διεπιφάνειας και της σχέσης υπολογισμού που δίνεται από το FLAC. Ωστόσο, επειδή είναι επιθυμητή μία δύσκαμπτη διεπιφάνεια, εξετάστηκε και η τιμή  $10^8$  KN/m. Από το **Σχήμα 3.12** προκύπτει ότι η απόκλιση στη μετακίνηση του αγωγού, είναι αρκετά μικρή όταν μεταβάλλεται η δυσκαμψία από  $10^7$  KN/m σε  $10^8$  KN/m και μάλιστα, η τιμή  $10^7$  KN/m υπερεκτιμά τη μετακίνηση. Επομένως, κρίθηκε καταλληλότερη η τιμή αυτή, αφενός γιατί δίνει λίγο πιο συντηρητικά αποτελέσματα, αφετέρου γιατί έχει μικρότερο υπολογιστικό κόστος, αφού το μέγεθος του χρονικού βήματος της ανάλυσης είναι συνάρτηση των δυσκαμψιών των ζωνών του καννάβου.



**Σχήμα 3.12:** Επίδραση δυσκαμψίας διεπιφάνειας στη μετακίνηση του αγωγού για αριθμητική ανάλυση με σχετική πυκνότητα  $D_r=45\%$  και διαπερατότητα  $k=10^{-3}$  m/s

**Ιδιότητες του εδάφους.** Οι συγγραφείς αναφέρουν ότι στα πειράματά τους χρησιμοποίησαν υγρό των πόρων κατάλληλου ιξώδους, ώστε η τιμή της διαπερατότητας σε φυσική κλίμακα να είναι  $k=10^{-3}$  m/s. Δεδομένου ότι ο στόχος της αριθμητικής ανάλυσης είναι να προσομοιώσει τη συμπεριφορά της κατασκευής και του εδάφους υπό τις πραγματικές συνθήκες, χρησιμοποιήθηκε και στην αριθμητική ανάλυση διαπερατότητα ίση με  $k=10^{-3}$  m/s.

Ακόμη, το εδαφικό προφίλ ήταν πλήρως κορεσμένο σε όλο του το βάθος. Για να εξασφαλιστεί ότι θα παραμείνει κορεσμένο κατά τη διάρκεια της δυναμικής φόρτισης, στην αριθμητική ανάλυση τοποθετήθηκε ένα υπερκείμενο στρώμα νερού, πάχους 1m.

Σημαντική ιδιότητα του εδάφους για τη μελέτη της συμπεριφοράς του υπό δυναμικές φορτίσεις είναι η απόσβεσή του. Για το συγκεκριμένο πρόβλημα το καταστατικό προσομοίωμα NTUA-Sand είναι ένα ελαστοπλαστικό μοντέλο που προσομοιώνει την συμπεριφορά του εδάφους υπό ανακυκλική φόρτιση, μέσω των βρόχων υστέρησης. Επιπρόσθετα, στον παρόντα κώδικα χρησιμοποιήθηκε “τοπική” απόσβεση (local damping) σταθερή και ίση με 2% για το έδαφος, ώστε να προσομοιωθεί η συμπεριφορά του για πρακτικά μηδενικές διατμητικές παραμορφώσεις. Βάσει της “τοπικής” απόσβεσης, εφαρμόζεται σε κάθε κόμβο μία δύναμη αντίθετης φοράς από τη μη ισορροπούσα δύναμη του ίδιου κόμβου. Το μέτρο της δύναμης απόσβεσης είναι ένα ποσοστό του μέτρου της μη ισορροπούσας δύναμης και καθορίζεται από το χρήστη. Εναλλακτικά, υπάρχει η δυνατότητα να χρησιμοποιηθεί στο FLAC η απόσβεση Rayleigh, η οποία αλλάζει συναρτήσει της δυσκαμψίας του εδάφους. Ωστόσο, στα σύνθετα προβλήματα συνηθίζεται η εφαρμογή της τοπικής απόσβεσης, γιατί η απόσβεση Rayleigh αυξάνει πολύ τον υπολογιστικό χρόνο.

Όσον αφορά στη σχετική πυκνότητα  $D_r$ , η επιλογή της καταλληλότερης τιμής για την αριθμητική προσομοίωση του πειράματος δεν ήταν προφανής. Η επίδραση της σχετικής πυκνότητας στο καταστατικό προσομοίωμα NTUA-Sand λαμβάνεται υπόψη μεταβάλλοντας την τιμή του δείκτη πόρων  $e$ . Στα πειράματα φυγοκεντριστή των Chian et al. (2014) η τιμή του δείκτη πόρων που μετρήθηκε ήταν  $e=0.8$ , η οποία αντιστοιχεί σε σχετική πυκνότητα  $D_r=45\%$ , βάσει του μέγιστου ( $e_{max}=1.01$ ) και του ελάχιστου ( $e_{min}=0.555$ ) δείκτη πόρων που δίνεται από τους συγγραφείς. Ωστόσο, ύστερα από αναζήτηση των ιδιοτήτων της άμμου Hostun στη βιβλιογραφία, προέκυψε ένα εύρος τιμών για τις ιδιότητες  $e_{min}$  και  $e_{max}$ . Στον **Πίνακα 3.4** παρουσιάζονται οι τιμές αυτές και η αντίστοιχη σχετική πυκνότητα για δείκτη πόρων ίσο με 0.8, η οποία μπορεί να κυμαίνεται μεταξύ 46% και 61%.

**Πίνακας 3.4:** Ελάχιστος και μέγιστος δείκτης πόρων Hostun Sand

Πηγή	$D_{50}$ (mm)	$e_{min}$	$e_{max}$	$D_r$ (%)
H. Mitrani (2006)	0.335	0.555	1.01	46.2
P. Coelho (2013)	0.34	0.56	1.07	52.9
Jafarzadeh et al (2008)	0.35	0.66	1	58.8
Doanh et al (2010), Finge et al (2006)	0.38	0.62	0.96	47.1
De Gennaro et al (2004)	0.38	0.66	1	58.8
Doanh et al (1997)	-	0.65	1.04	61.5
Alvarado (2000)	0.35	0.656	1	58.1
Fargeix (1986)	-	0.648	1.041	61.3
Colliat (1986)	-	0.624	0.961	47.8
Biarez et al (1989)	0.3	0.63	1	54.1
Schanz and Vermeer (1996)	-	0.648	1.041	61.3
Desrues et al (1996)	0.32	0.66	1	58.8

Παράλληλα, το καταστατικό προσομοίωμα NTUA-Sand, που χρησιμοποιήθηκε για την επαλήθευση του πειράματος των Chian et al. (2014), έχει επαληθευτεί έναντι πειραμάτων που αφορούν στην άμμο Nevada και επομένως η χρήση του για την προσομοίωση της άμμου Hostun δεν είναι απόλυτα ρεαλιστική. Μια πρώτη σκέψη θα ήταν να τροποποιηθούν οι παράμετροι του μοντέλου, ώστε να προσομοιώνεται η συμπεριφορά της άμμου Hostun. Ωστόσο, λόγω της πολυπλοκότητας των εξισώσεων που εφαρμόζονται στο καταστατικό προσομοίωμα, η τροποποίηση των τιμών των παραμέτρων αυτών καθίσταται ιδιαίτερα σύνθετη και αμφίβολη. Επίσης, οι παράμετροι των καταστατικών μοντέλων προκύπτουν ύστερα από προσομοίωση μεγάλου αριθμού πειραμάτων και επομένως η αλλαγή των παραμέτρων και η επαλήθευση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης με ένα και μόνο πείραμα δεν αποτελεί ικανοποιητική ένδειξη της αξιοπιστίας του προσομοιώματος για άλλες αναλύσεις.

Για το λόγο αυτό, κρίνεται αναγκαία η τροποποίηση κάποιας ιδιότητας της άμμου του καταστατικού NTUA-Sand, ώστε να μπορεί να προσομοιωθεί η συμπεριφορά της άμμου Hostun με άμεσο και εύληπτο τρόπο. Συγκρίνοντας την κοκκομετρική διαβάθμιση των δύο εδαφικών υλικών (Πίνακας 3.5) παρατηρούμε ότι η άμμος Hostun είναι σημαντικά πιο χονδρόκοκκη από την άμμο Nevada, ενώ οι συντελεστές ομοιομορφίας τους δε διαφέρουν ιδιαίτερα. Γνωρίζουμε, ακόμη, ότι τα χονδρόκοκκα υλικά (π.χ. αμμοχάλικα) παρουσιάζουν μεγαλύτερη αντοχή έναντι ρευστοποίησης. Δηλαδή, αναμένουμε μία λεπτόκοκκη άμμος πυκνής δομής να συμπεριφέρεται όπως μια χονδρόκοκκη άμμος χαλαρότερης δομής.

**Πίνακας 3.5:** Σύγκριση κοκκομετρίας Nevada Sand και Hostun Sand

Ιδιότητα	Nevada Sand	Hostun Sand
D <sub>50</sub> (mm)	0.1	0.335
D <sub>10</sub> (mm)	0.07	0.209
D <sub>50</sub> /D <sub>10</sub>	1.41	1.6

Για να ποσοτικοποιηθεί η κατάλληλη τιμή της σχετικής πυκνότητας του κώδικα που θα προσομοιώνει τη συμπεριφορά της άμμου που χρησιμοποιήθηκε στο πείραμα των Chian et al. (2014) χρειάζεται η μελέτη της συμπεριφοράς των δύο αμμωδών υλικών υπό ανακυκλική φόρτιση. Διεξάγοντας αριθμητικές αναλύσεις τριαξονικής ανακυκλικής φόρτισης υπό αστράγγιστες συνθήκες στο FLAC με το καταστατικό προσομοίωμα NTUA-Sand, και συγκρίνοντας τα αποτελέσματα των αναλύσεων αυτών με τα αντίστοιχα πειραματικά δεδομένα των Bouferra et al. (2007) που προσομοιώνουν τη συμπεριφορά της άμμου Hostun, προέκυψε το αναμενόμενο θεωρητικά συμπέρασμα: απαιτείται αύξηση της σχετικής πυκνότητας της άμμου Nevada για να προσομοιωθεί η συμπεριφορά της άμμου Hostun, εφόσον η τελευταία είναι σημαντικά πιο χονδρόκοκκη.

Στο **Σχήμα 3.13** παρουσιάζονται τα πειραματικά δεδομένα των Bouferra et al. (2007) για την άμμο Hostun και τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για την άμμο Nevada. Ο οριζόντιος άξονας των διαγραμμάτων δείχνει την μέση ενεργό τάση του δοκιμίου  $[p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3]$ , ενώ ο κατακόρυφος άξονας δείχνει την αποκλίνουσα τάση ( $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$ ). Παρακολουθώντας τη διαδρομή των τάσεων του δοκιμίου (stress path), μπορούμε να δούμε πόσοι κύκλοι φόρτισης απαιτούνται μέχρι το μηδενισμό της ενεργού τάσης του δοκιμίου, που σημαίνει απώλεια της αντοχής του. Με τον τρόπο αυτό, συγκρίνεται η συμπεριφορά της άμμου Hostun με τη συμπεριφορά της άμμου Nevada, για διάφορες τιμές της σχετικής πυκνότητας  $D_r$ . Έτσι, από το **Σχήμα 3.13** φαίνεται ότι απαιτούνται 2 κύκλοι φόρτισης για να ρευστοποιηθεί η άμμος Nevada όταν η σχετική πυκνότητά της είναι  $D_r=45\%$ , ενώ για σχετική πυκνότητα  $D_r=60\%$  απαιτούνται περίπου 3 κύκλοι φόρτισης, όσοι δηλαδή απαιτούνται και για τη ρευστοποίηση της άμμου Hostun.

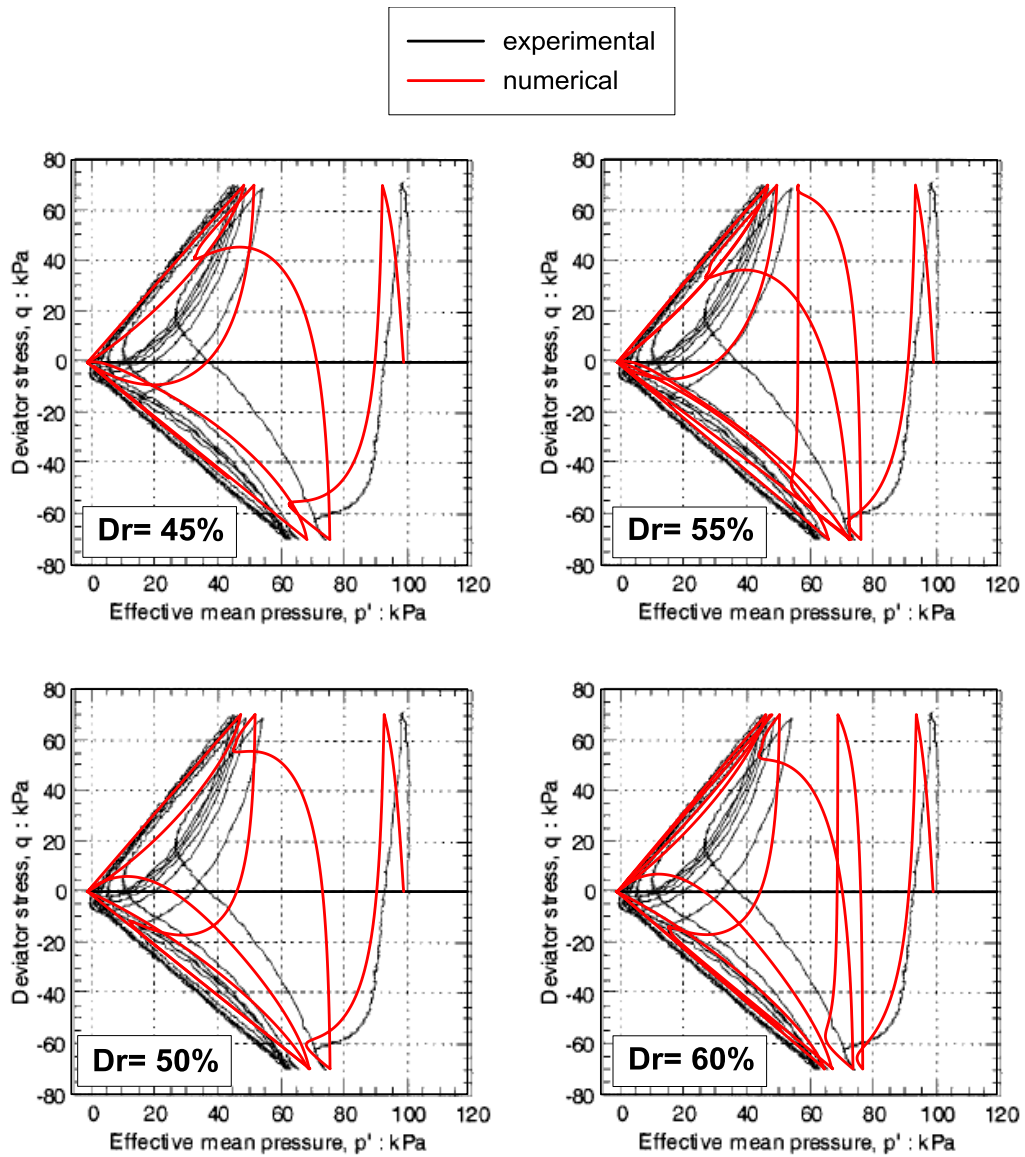
Ακόμη, συγκρίθηκε η καμπύλη ρευστοποίησης της άμμου Nevada με σχετική πυκνότητα  $D_r=65\%$ , με την αντίστοιχη πειραματική καμπύλη που δίνεται από τους Arab et al. (2011) για την άμμο Hostun, όταν υποβάλλεται σε τριαξονική αστράγγιστη φόρτιση. Στο **Σχήμα 3.14** παρουσιάζεται η καμπύλη ρευστοποίησης των δύο υλικών, για τάση στερεοποίησης 100kPa. Ο οριζόντιος άξονας δείχνει τους κύκλους φόρτισης και ο κατακόρυφος άξονας

δείχνει το λόγο ανακυκλικής διατμητικής τάσης (CSR), δηλαδή τη διατμητική τάση που ασκείται στο δοκίμιο ( $q$ ) κανονικοποιημένη με τη μέση ενεργό τάση του δοκιμίου ( $p$ ).

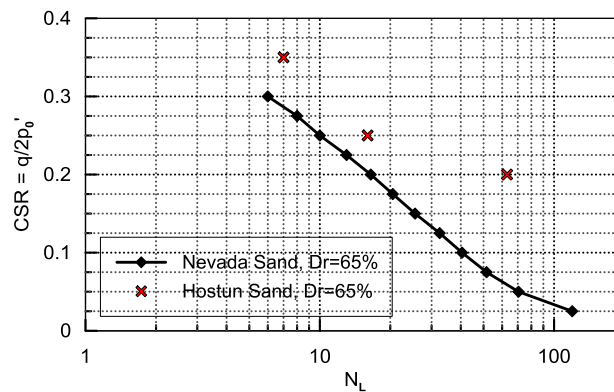
Από το **Σχήμα 3.14** παρατηρούμε ότι για μια δεδομένη φόρτιση, δηλαδή για τον ίδιο λόγο ανακυκλικής διατμητικής τάσης (CSR), απαιτούνται περισσότεροι κύκλοι φόρτισης για τη ρευστοποίηση της άμμου Hostun. Επομένως, καθίσταται σαφές ότι όταν τα δύο υλικά έχουν την ίδια σχετική πυκνότητα, η άμμος Hostun παρουσιάζει μεγαλύτερη αντοχή έναντι ρευστοποίησης σε σύγκριση με την άμμο Nevada.

Συνοψίζοντας, τόσο η αβεβαιότητα των ιδιοτήτων  $e_{\max}$  και  $e_{\min}$  της άμμου Hostun όπως προέκυψε από τη βιβλιογραφική έρευνα, όσο και η ανάγκη προσομοίωσης της συμπεριφοράς της με ένα καταστατικό προσομοίωμα που έχει διαμορφωθεί για την προσομοίωση μιας πιο λεπτόκοκκης άμμου, οδηγούν στο συμπέρασμα ότι απαιτείται αλλαγή της σχετικής πυκνότητας στις αριθμητικές αναλύσεις για την επαλήθευση του πειράματος των Chian et al. (2014). Έτσι, οι αριθμητικές αναλύσεις έγιναν παραμετρικά, για διαφορετικές τιμές της σχετικής πυκνότητας  $D_r$  ( $D_r=45, 55, 60\%$ ) και τα αριθμητικά αποτελέσματα συγκρίθηκαν με τις πειραματικές μετρήσεις.





Σχήμα 3.13: Σύγκριση πειραματικών αποτελεσμάτων και αριθμητικών αναλύσεων τριαξονικών ανακυκλικών αστράγγιστων δοκιμών για διάφορες τιμές σχετικής πυκνότητας  $D_r$



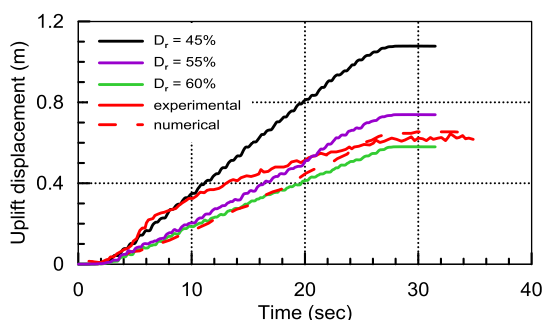
Σχήμα 3.14: Σύγκριση καμπύλης ρευστοποίησης άμμου Hostun και άμμου Nevada για  $D_r = 65\%$

### 3.3.3 Σύγκριση αριθμητικών αναλύσεων με πειραματικά αποτελέσματα

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, πραγματοποιήθηκαν αριθμητικές αναλύσεις για  $D_r=45, 55, 60 \%$ , τα αποτελέσματα των οποίων συγκρίθηκαν με τα αντίστοιχα αποτελέσματα του πειράματος των Chian et al. (2014) που περιγράφηκε στην παράγραφο 3.2.

Συγκεκριμένα, αρχικά επιλέγεται η σχετική πυκνότητα, η οποία προσεγγίζει ικανοποιητικά την ανύψωση του αγωγού στα πειράματα φυγοκεντριστή. Ακολούθως, για τη συγκεκριμένη σχετική πυκνότητα, γίνεται σύγκριση των αριθμητικών προβλέψεων και των μετρήσεων υπερπίεσης πόρων στο πείραμα φυγοκεντριστή, προκειμένου να επιβεβαιωθεί η συνολική εγκυρότητα της αριθμητικής μεθοδολογίας.

**Σύγκριση ανύψωσης αγωγού.** Στο **Σχήμα 3.15** φαίνεται το διάγραμμα της μετατόπισης του αγωγού συναρτήσει του χρόνου της δυναμικής φόρτισης, όπως προκύπτει από το πείραμα και την αντίστοιχη αριθμητική ανάλυση των Chian et al. (2014), καθώς επίσης και οι αντίστοιχες αριθμητικές αναλύσεις με το καταστατικό προσομοίωμα NTUA-Sand για  $D_r=45, 55, 60 \%$ .

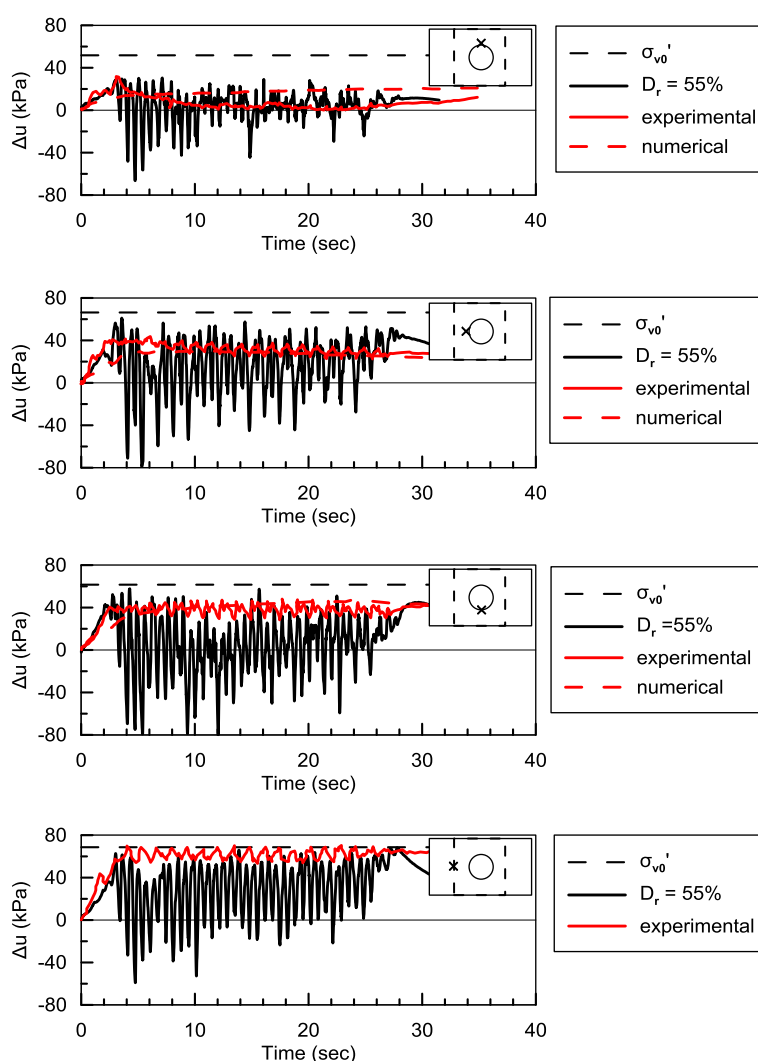


**Σχήμα 3.15:** Σύγκριση μετατόπισης αριθμητικών αναλύσεων για διάφορες τιμές  $D_r$  με τη μετατόπιση του πειράματος (*experimental*) και την αντίστοιχη αριθμητική ανάλυση των Chian et al. (2014) (*numerical*)

Όπως ήταν αναμενόμενο, ότι οι αριθμητικές αναλύσεις με σχετική πυκνότητα  $D_r=45\%$  υπερεκτιμούν σημαντικά τα αποτελέσματα του πειράματος. Όπως αναφέρθηκε, αυτό αποδίδεται στην απόκλιση στη διάμετρο των κόκκων μεταξύ της άμμου Nevada και της Hostun που συνεπάγεται διαφορετική απόκριση των δύο υλικών σε δυναμική φόρτιση. Αντίθετα, η αριθμητική ανάλυση με  $D_r=60\%$  υποεκτιμά την ανύψωση του αγωγού, επομένως καταλληλότερη φαίνεται η επιλογή σχετικής πυκνότητας  $D_r=55\%$ , η οποία προβλέπει ικανοποιητικά και μάλιστα λίγο συντηρητικά την αναπτυσσόμενη μετακίνηση.

Εστιάζοντας στη μορφή της πειραματικής καμπύλης, παρατηρούμε ότι ενώ μέχρι τα πρώτα 10sec της φόρτισης ακολουθεί την καμπύλη της αριθμητικής ανάλυσης με  $D_r=45\%$ , μετά αλλάζει έντονα η κλίση της, γεγονός που ενδεχομένως υποδηλώνει συμπύκνωση του υλικού κατά τη διάρκεια της φόρτισης. Η επίδραση αυτή δεν αποδίδεται από τις αριθμητικές αναλύσεις.

**Σύγκριση υπερπίεσεων πόρων.** Στο Σχήμα 3.16 συγκρίνονται τα πειραματικά αποτελέσματα φυγοκεντριστή των Chian et al. (2014) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα του αριθμητικού προσομοιώματός μας, με σχετική πυκνότητα 55% ( $D_r=55\%$ ). Ακόμη, στο ίδιο διάγραμμα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της αριθμητικής ανάλυσης των Chian et al. (2014), ενώ σημειώνεται επίσης και η αρχική ενεργός τάση του εδάφους ( $\sigma_{v0}'$ ) για να είναι σαφής η έκταση της ρευστοποίησης του εδάφους στην κάθε θέση.



**Σχήμα 3.16:** Σύγκριση αριθμητικού προσομοιώματος και πειραματικών αποτελεσμάτων υπερπίεσεων πόρων, στην περιοχή του αγωγού και στο ελεύθερο πεδίο

Παρατηρώντας το **Σχήμα 3.16** διαπιστώνεται ότι το αριθμητικό προσομοίωμα αναπαριστά ικανοποιητικά τις αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις πόρων, τόσο κοντά στον αγωγό όσο και στο ελεύθερο πεδίο. Συγκεκριμένα, στη στέψη του αγωγού (5m από την επιφάνεια του εδάφους) οι υπερπιέσεις πόρων είναι ιδιαίτερα μειωμένες, βάσει των πειραματικών μετρήσεων, γεγονός που αποτυπώνεται και στην αριθμητική ανάλυση. Δηλαδή το καταστατικό προσομοίωμα NTUA-Sand είναι ικανό να προσομοιώσει τη διαστολικότητα του εδάφους που συνεπάγεται μείωση των υπερπιέσεων των πόρων. Ακόμη, συγκρίνοντας τις υπερπιέσεις πόρων σε βάθος 7.5m από την επιφάνεια του εδάφους, δηλαδή στο βάθος του κέντρου του αγωγού, παρατηρούμε ότι στο ελεύθερο πεδίο οι υπερπιέσεις πόρων είναι μεγαλύτερες από αυτές στην περιοχή του αγωγού. Δηλαδή, παρά τον αριθμητικό θόρυβο που δημιουργεί τις έντονες αιχμές στο διάγραμμα αυτό, η γενική εικόνα της συμπεριφοράς των υπερπιέσεων πόρων και η ποσοτική προσέγγισή τους είναι συγκρίσιμη με τα αποτελέσματα του πειράματος. Το ίδιο συμπέρασμα προκύπτει και από τη σύγκριση των υπερπιέσεων πόρων κάτω από τον αγωγό.

### **3.4 Σύνοψη - Συμπεράσματα**

Στόχος του κεφαλαίου αυτού ήταν να αναλυθούν οι παραδοχές του αριθμητικού κώδικα που δημιουργήθηκε για την προσομοίωση του φαινομένου της ανύψωσης εγκιβωτισμένων αγωγών και να διερευνηθεί η αξιοπιστία του, μέσω σύγκρισης των αριθμητικών προβλέψεων με τα αποτελέσματα του πειράματος φυγοκεντριστή των Chian et al. (2014).

Αναλύοντας τις παραδοχές του αριθμητικού προσομοιώματος, εξετάστηκε ενδελεχώς η επιλογή της σχετικής πυκνότητας, η οποία διαφοροποιήθηκε από αυτήν του πειράματος των Chian et al. (2014), ώστε να προσομοιώνεται η συμπεριφορά της άμμου Hostun με ένα καταστατικό προσομοίωμα διαμορφωμένο για άμμο Nevada. Εξετάζοντας τη συμπεριφορά της άμμου Hostun μέσω πειραματικών αποτελεσμάτων τριαξονικών ανακυκλικών αστράγγιστων δοκιμών και της καμπύλης ρευστοποίησής της, και συγκρίνοντας τα διαγράμματα αυτά με τα αντίστοιχα για την άμμο Nevada, προέκυψε ότι με αύξηση της σχετικής πυκνότητας στο αριθμητικό προσομοίωμα, προσομοιώνεται σωστά η συμπεριφορά της άμμου Hostun.

Με βάση αυτό το συμπέρασμα, πραγματοποιήθηκαν αριθμητικές αναλύσεις για ένα εύρος σχετικών πυκνοτήτων ( $D_r=45\%$  έως  $60\%$ ) και συγκρίνοντας την προκύπτουσα μετακίνηση του αγωγού με τα πειραματικά αποτελέσματα των Chian et al. (2014), φάνηκε ότι με σχετική πυκνότητα  $D_r=55\%$  προσομοιώνεται καλά η ανύψωση του αγωγού.

Τέλος, συγκρίθηκαν τα αποτελέσματα της αριθμητικής ανάλυσης με σχετική πυκνότητα  $D_r = 55\%$  με τα διαγράμματα υπερπιέσεων πόρων του συγκεκριμένου πειράματος. Αποδείχθηκε ότι ο κώδικας είναι ικανός όχι μόνο να προσομοιώνει ποιοτικά το φαινόμενο της ανύψωσης, αλλά να παρέχει και αξιόπιστα ποσοτικά αποτελέσματα.



# Κεφάλαιο 4

## Αριθμητική διερεύνηση της συμπεριφοράς εγκιβωτισμένων αγωγών σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

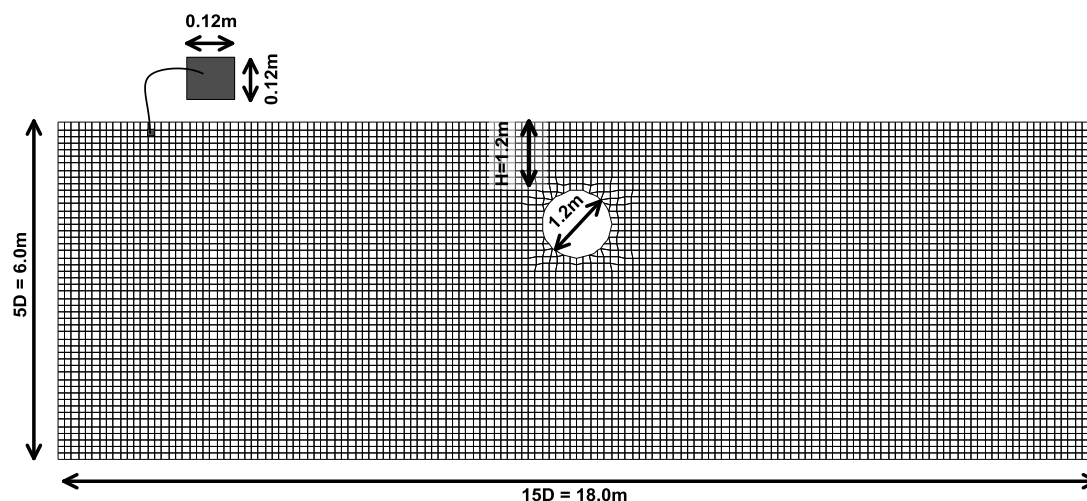
---

### 4.1 Γενικά

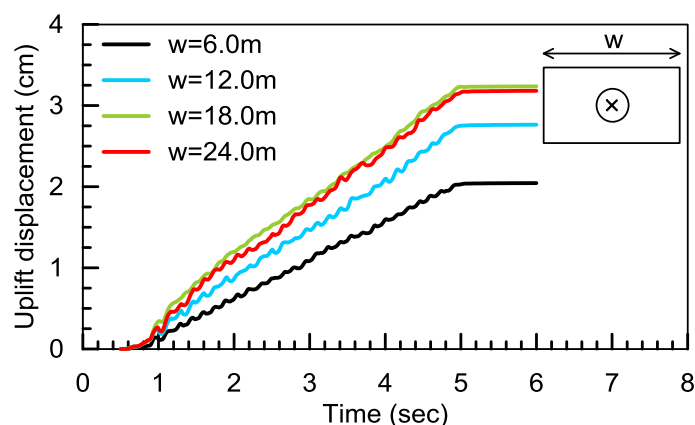
Στόχος του παρόντος κεφαλαίου είναι η διερεύνηση της συμπεριφοράς των εγκιβωτισμένων αγωγών σε ρευστοποιήσιμο έδαφος υπό σεισμική φόρτιση, μέσω αριθμητικών αναλύσεων. Αρχικά αναφέρονται τα δεδομένα της βασικής αριθμητικής ανάλυσης που πραγματοποιήθηκε και ταυτόχρονα αιτιολογούνται οι παράμετροι που επιλέχθηκαν. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται τα τυπικά αποτελέσματα της βασικής ανάλυσης και συγκρίνονται ποιοτικά με αντίστοιχες παρατηρήσεις από τη βιβλιογραφία. Εκ των προτέρων αναφέρεται ότι το σύνολο των διαγραμμάτων και των σχημάτων της βασικής αριθμητικής ανάλυσης, περιλαμβάνεται στο **Παράρτημα Α**.

### 4.2 Γεωμετρία και παράμετροι της βασικής αριθμητικής ανάλυσης

Στο **Σχήμα 4.1** φαίνεται η γεωμετρία της βασικής αριθμητικής ανάλυσης. Συγκεκριμένα, ο αγωγός έχει διάμετρο  $D=1.2\text{m}$ , πάχος  $t=0.0175\text{m}$  και ο λόγος εγκιβωτισμού του είναι  $H/D=1.0$ , όπου  $H$  είναι το βάθος από την επιφάνεια του εδάφους μέχρι τη στέψη του αγωγού. Το πάχος της ρευστοποιήσιμης στρώσης είναι  $6\text{m}$ , ενώ τα πλευρικά σύνορα βρίσκονται σε απόσταση  $9\text{m}$  από το κέντρο του αγωγού, δηλαδή εκτείνονται  $7.5D$  μακριά από το κέντρο του αγωγού. Ο κάνναβος αποτελείται από τετραγωνικές ζώνες, πλευράς  $D/10=0.12\text{m}$ , διακριτοποίηση που χρησιμοποιήθηκε και στο προηγούμενο κεφάλαιο, ύστερα από διερεύνηση της επίδρασης της διακριτοποίησης στα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων. Ταυτόχρονα, για να διασφαλισθεί ότι τα πλευρικά σύνορα βρίσκονται αρκετά μακριά από τον αγωγό, ώστε να μην επηρεάζουν τη συμπεριφορά του, πραγματοποιήθηκαν αριθμητικές αναλύσεις μεταβάλλοντας την οριζόντια διάσταση του καννάβου. Έτσι προέκυψε ότι η διάσταση των  $9 \times 2=18\text{m}$  είναι ικανοποιητική (**Σχήμα 4.2**).



Σχήμα 4.1: Γεωμετρία καννάβου βασικής αριθμητικής ανάλυσης



Σχήμα 4.2: Διερεύνηση επίδρασης πλευρικών συνόρων στην ανύψωση του αγωγού

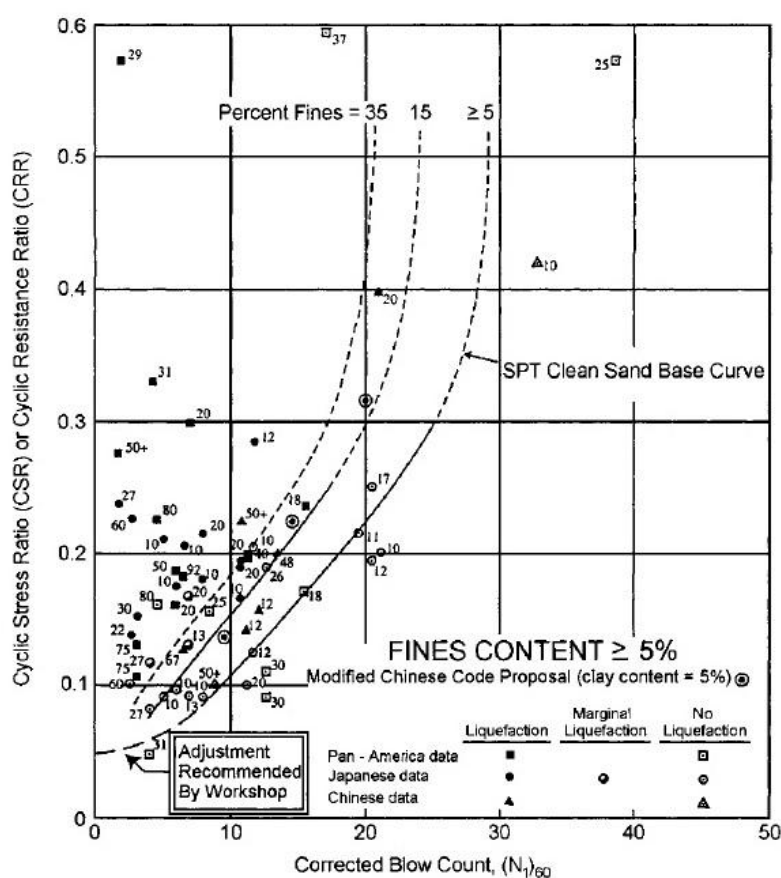
Η σχετική πυκνότητα του εδαφικού υλικού ήταν  $D_r=60\%$ , η οποία βάσει της εμπειρικής σχέσης των Idriss and Boulanger (2006) που παρουσιάζεται στην εξίσωση (4.1) αντιστοιχεί σε 16.6 διορθωμένους κτύπους της πρότυπης δοκιμής διείδυσης SPT ( $N_{l,60}=16.6$ ).

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{l,60}}{46}} \quad (4.1)$$

Για την προσομοίωση της συμπεριφοράς του εδαφικού υλικού χρησιμοποιήθηκε το καταστατικό προσομοίωμα NTUA-Sand που προσομοιώνει τη συμπεριφορά της άμμου Nevada υπό μονοτονική και ανακυκλική φόρτιση. Για την προσομοίωση της στράγγισης κατά τη διάρκεια της σεισμικής δόνησης, θεωρήθηκε ότι ο συντελεστής διαπερατότητας ήταν  $k=5.6 \times 10^{-5} \text{ m/s}$  που αποτελεί συνήθη τιμή για τη συγκεκριμένη άμμο με σχετική πυκνότητα  $D_r=60\%$ .



Για την επιλογή της μέγιστης επιβαλλόμενης εδαφικής επιτάχυνσης στη βάση του προσομοιώματος, εξετάσθηκε η περίπτωση σεισμικής διέγερσης μεγέθους  $M_w=7.5$ , η οποία αποτελείται από 15 κύκλους φόρτισης, με συντελεστή ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης του εδάφους ίσο με  $FS_L=0.5$ . Βάσει του διαγράμματος εμπειρικού κινδύνου ρευστοποίησης των Youd and Idriss (2001), το οποίο αποτελεί τροποποίηση του διαγράμματος των Seed et al (1985), για την περίπτωση όπου  $N_{1,60}=16.6$ , η ανηγμένη ανακυκλική διατμητική αντοχή του εδάφους ισούται με  $CRR=0.17$  (Σχήμα 4.3), επομένως η απαιτούμενη ανηγμένη ανακυκλική επιβαλλόμενη διατμητική τάση είναι  $CSR=CRR/FS_L=0.34$  και αντιστοιχεί σε μέγιστη εδαφική επιτάχυνση  $a_{max}=0.25g$ .



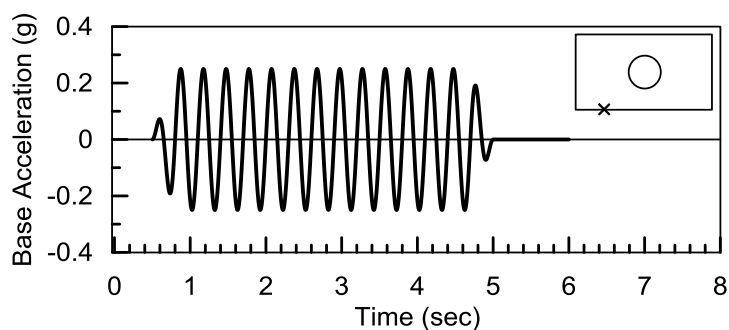
Σχήμα 4.3: Εμπειρικό διάγραμμα εκτίμησης κινδύνου ρευστοποίησης των Youd et al. (2001) για σεισμό μεγέθους  $M_w=7.5$  που αφορούν αμμώδη υλικά με ή χωρίς προσμίξεις

Για τη συσχέτιση της  $a_{max}$  με το CSR χρησιμοποιήθηκε η σχέση των Youd et al. (2001), η οποία φαίνεται στην εξίσωση (4.2).

$$CSR = 0.65 \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \frac{a_{max}}{g} r_d \quad (4.2)$$

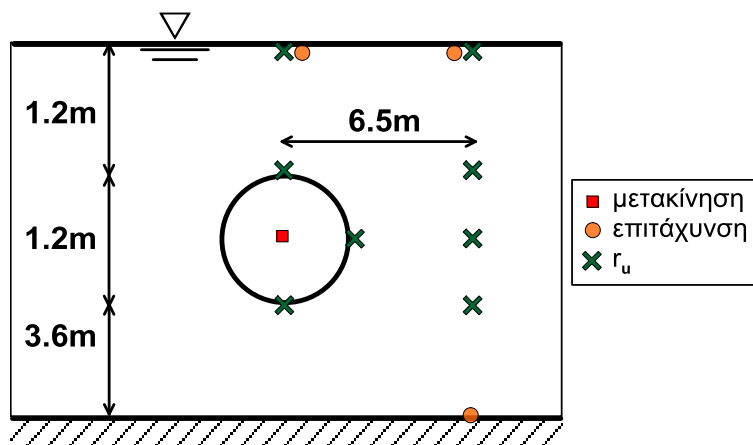
Στην εξίσωση αυτή, το CSR υπολογίζεται θεωρώντας ότι μια στήλη εδάφους συμπεριφέρεται ως μονοβάθμιος ταλαντωτής, η αδράνεια του οποίου προκύπτει από το γινόμενο της μάζας του επί την επιτάχυνση που του ασκείται. Ως επιτάχυνση λαμβάνεται ένα ποσοστό (65%) της μέγιστης επιβαλλόμενης επιτάχυνσης, δηλαδή η ενεργός επιτάχυνση. Τονίζεται ότι ο υπολογισμός της επιβαλλόμενης ανηγμένης ανακυκλικής τάσης (CSR) δεν είναι ακριβής, γιατί ο υπολογισμός του δε λαμβάνει υπόψη την επίδραση του φαινομένου της ρευστοποίησης, το οποίο απομειώνει την επιβαλλόμενη τάση στο έδαφος. Επομένως, ο συντελεστής ασφαλείας  $FS_L = CRR / CSR$  είναι εμπειρικός και κατ' επέκταση θα πρέπει να θεωρείται προσεγγιστικός.

Τέλος, για τη δυναμική φόρτιση επιλέχθηκε περίοδος  $T=0.3\text{sec}$ , ώστε ο συνολικός χρόνος της διέγερσης να είναι  $t=15 \times 0.3=4.5\text{sec}$ . Στο **Σχήμα 4.4** φαίνεται η σεισμική διέγερση που επιβλήθηκε στη βασική αριθμητική ανάλυση και η θέση εφαρμογής της σε σχέση με τον αγωγό.



**Σχήμα 4.4:** Επιβαλλόμενη διέγερση στη βάση του προσομοιώματος

Για τη διερεύνηση του φαινομένου της ανύψωσης των εγκιβωτισμένων αγωγών, σε κάθε αριθμητική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε, εκτός από το διάγραμμα της μετακίνησης του αγωγού συναρτήσει του χρόνου, διατηρούνταν οι χρονοϊστορίες των υπερπιέσεων πόρων τόσο στην περιοχή του αγωγού όσο και στο ελεύθερο πεδίο σε διάφορα βάθη, καθώς επίσης και οι χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων στην επιφάνεια του εδάφους στον άξονα του αγωγού και στο ελεύθερο πεδίο (**Σχήμα 4.5**). Παράλληλα, για την κατανόηση του μηχανισμού της μετακίνησης των αγωγών, απαραίτητη κρίθηκε η παρουσίαση του παραμορφωμένου καννάβου στο τέλος της διέγερσης, όπως επίσης και τα περιγράμματα των  $r_u$  (contours).

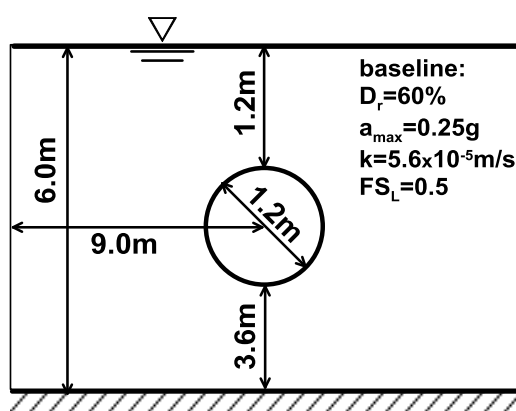


**Σχήμα 4.5:** Σημεία του καννάβου στα οποία μελετώνται οι χρονοϊστορίες της απόκρισης αγωγού και εδάφους

### 4.3 Τυπικά αποτελέσματα

#### 4.3.1 Γενικά

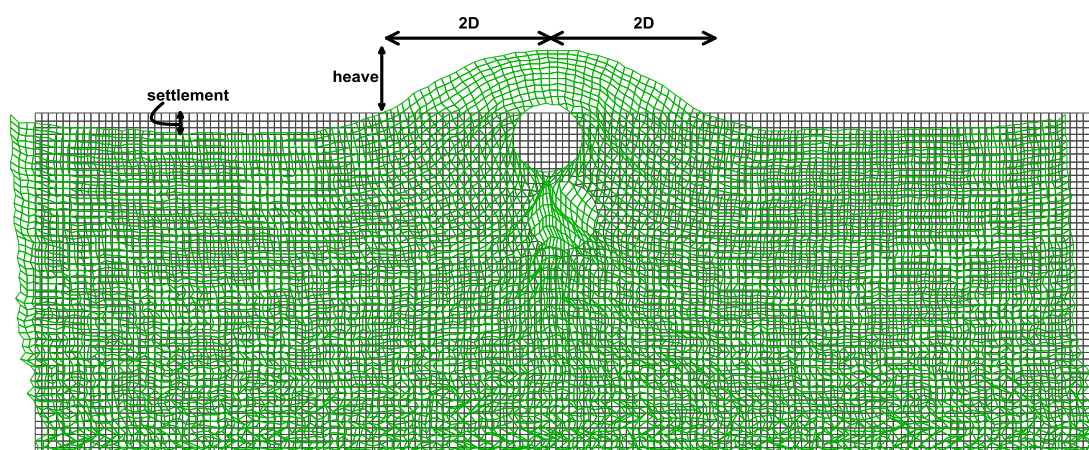
Στην παράγραφο αυτή παρουσιάζονται τα τυπικά αποτελέσματα της βασικής αριθμητικής ανάλυσης, τα δεδομένα της οποίας περιγράφηκαν στην παράγραφο 4.2 και συνοψίζονται στο **Σχήμα 4.6**. Συγκεκριμένα, γίνεται αναφορά στην εικόνα του παραμορφωμένου καννάβου στο τέλος της διέγερσης, παρουσιάζεται το διάγραμμα της μετακίνησης του αγωγού συναρτήσει του χρόνου της φόρτισης, συγκρίνεται το διάγραμμα της επιτάχυνσης βάσης με αυτό της ελεύθερης επιφάνειας και, τέλος, σχολιάζονται οι αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις πόρων, συναρτήσει της θέσης τους στον κάνναβο αλλά και του χρόνου της φόρτισης.



**Σχήμα 4.6:** Δεδομένα βασικής αριθμητικής ανάλυσης

### 4.3.2 Παραμορφωμένος κάρναβος και διάγραμμα ανύψωσης αγωγού

Στο **Σχήμα 4.7** παρουσιάζεται ο αρχικός και ο παραμορφωμένος κάρναβος στο τέλος της διέγερσης, κατάλληλα μεγεθυμένος, ώστε να είναι ορατή η παραμόρφωσή του. Παρατηρείται ότι ο αγωγός παρουσιάζει ανύψωση και παρόλο που δε φτάνει έως την επιφάνεια του εδάφους, όπως συμβαίνει σε άλλες ελαφρές εγκιβωτισμένες κατασκευές (π.χ. φρέατα που αναδύονται στην επιφάνεια και προκαλούν βλάβη στο οδικό δίκτυο που περνά πάνω από αυτά), μετακινεί προς τα πάνω το υπερκείμενο έδαφος. Έτσι, στην περιοχή του αγωγού, δηλαδή περίπου σε απόσταση  $2D$  αριστερά και δεξιά μετρώντας από το κέντρο του, παρατηρείται ανύψωση του εδάφους, ενώ σε απόσταση μεγαλύτερη από  $2D$  υπάρχει βύθιση του εδάφους, η οποία προσδευτικά μειώνεται καθώς απομακρυνόμαστε από την περιοχή του αγωγού και προσεγγίζουμε το ελεύθερο πεδίο. Ακόμη, λόγω της διατμητικής παραμόρφωσης και της μη γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους, ο αγωγός παρουσιάζει και κάποια οριζόντια μετακίνηση. Η μορφή του παραμορφωμένου κάρναβου παραμένει ίδια σε όλες τις αριθμητικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν και είναι συμβατή με τις παρατηρήσεις που αναφέρονται στη βιβλιογραφία, τόσο από τα δεδομένα των πειραμάτων φυγοκεντριστή (Koseki et al. 1997; Ling et al. 2003), όσο και από τα αποτελέσματα αριθμητικών αναλύσεων (Dongdong et al. 2008; Azadi and Mir Mohammad Hosseini 2010).

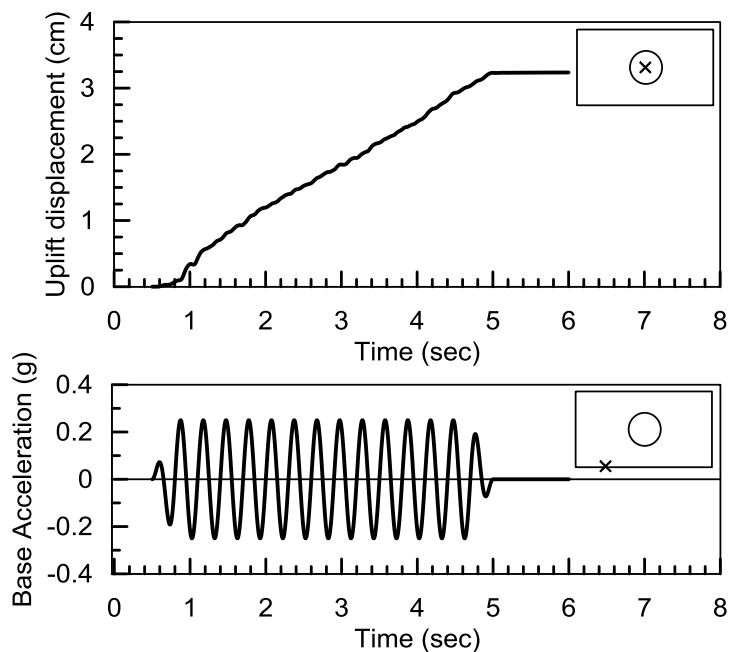


**Σχήμα 4.7:** Αρχικός και παραμορφωμένος κάρναβος (η παραμόρφωση είναι μεγεθυμένη περίπου 40 φορές)

Αναφορικά με τη μετακίνηση του αγωγού συναρτήσει του χρόνου, βάσει του **Σχήματος 4.8** προκύπτει ότι με το ξεκίνημα της σεισμικής διέγερσης ( $t=0.5$  sec), ξεκινά και η ανύψωσή του. Κατά τη διάρκεια της φόρτισης ( $t=0.5-5.0$  sec) η μετακίνηση παρουσιάζει σταθερό ρυθμό αύξησης, ανεξάρτητα από τη μεταβολή των υπερπιέσεων των πόρων στην περιοχή

του αγωγού. Η μορφή αυτή της καμπύλης της μετακίνησης του αγωγού συναρτήσει του χρόνου είναι συγκρίσιμη με αντίστοιχες αριθμητικές προβλέψεις της βιβλιογραφίας (Chian et al. 2014; Azadi and Mir Mohammad Hosseini 2010b)

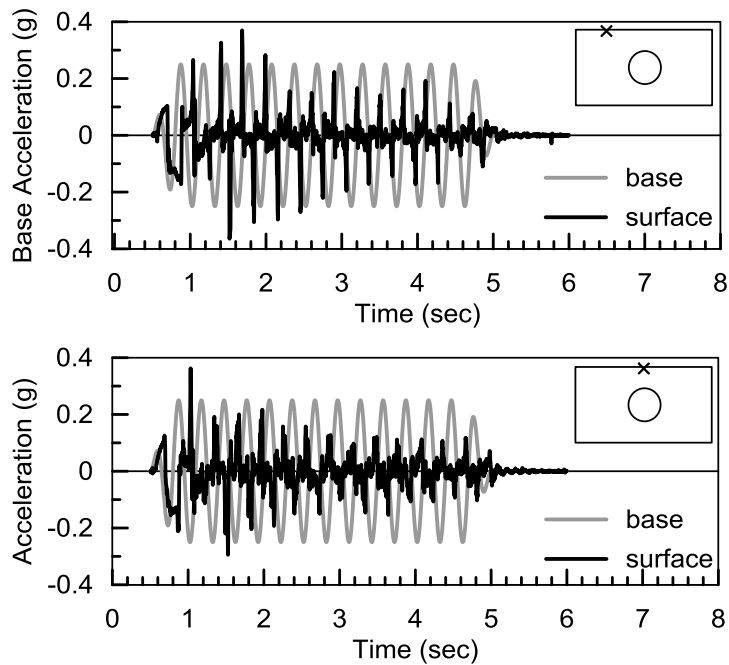
Τέλος, με την ολοκλήρωση της φόρτισης ( $t=5.0-6.0$  sec) σταματά η ανύψωση του αγωγού, παρόλο που δεν έχει ολοκληρωθεί ακόμη η αποτόνωση των υπερπιέσεων, γεγονός που υποδηλώνει την εξάρτηση του φαινομένου της ανύψωσης καθαρά από τη σεισμική διέγερση και όχι μόνο από τις αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις πόρων. Στο ίδιο συμπέρασμα, σχετικά με την ολοκλήρωση της μετακίνησης του αγωγού, καταλήγουν και άλλοι ερευνητές, όπως ενδεικτικά αναφέρονται οι Chian et al. (2014), Sasaki and Tamura (2004), Koseki et al. (1997). Η παρατήρηση αυτή είναι ιδιαίτερα σημαντική και μας επιτρέπει να πραγματοποιούμε αριθμητικές αναλύσεις χρονικής διάρκειας ίσης μόνο με τη διάρκεια της διέγερσης, μειώνοντας το υπολογιστικό κόστος των αναλύσεων. Έτσι, οι παραμετρικές αναλύσεις που διεξήχθησαν και περιγράφονται σε επόμενη παράγραφο είχαν διάρκεια ακριβώς όση και η σεισμική διέγερση.



**Σχήμα 4.8:** Επιτάχυνση βάσης και μετακίνηση του αγωγού συναρτήσει του χρόνου

### 4.3.3 Επιτάχυνση ελεύθερης επιφάνειας και υπερπιέσεις πόρων

Γνωρίζουμε ότι η ρευστοποίηση του εδάφους μειώνει την εδαφική επιτάχυνση που καταγράφεται πάνω από το ρευστοποιημένο στρώμα. Στο **Σχήμα 4.9** φαίνεται η επιτάχυνση στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους, στο ελεύθερο πεδίο και στον άξονα του αγωγού, συγκρινόμενη και στις δύο περιπτώσεις με την επιτάχυνση της βάσης.



**Σχήμα 4.9:** Επιτάχυνση ελεύθερης επιφάνειας στο ελεύθερο πεδίο και στον άξονα του αγωγού συγκρινόμενη με την επιτάχυνση βάσης

Από το **Σχήμα 4.9** καθίσταται σαφές ότι η επιτάχυνση στην κορυφή της στρώσης του εδάφους είναι κατά πολύ μειωμένη σε σύγκριση με την επιτάχυνση της βάσης ήδη από τον πρώτο κύκλο φόρτισης. Επίσης δεν παρατηρείται ουσιώδης διαφορά μεταξύ της επιτάχυνσης του ελεύθερου πεδίου και αυτής πάνω από τον αγωγό.

Επειδή, όπως έχει ήδη αναφερθεί, οι υπερπιέσεις πόρων παίζουν σημαντικό ρόλο στο φαινόμενο της ανύψωσης ενός εγκιβωτισμένου αγωγού, παρουσιάζεται ακολούθως στο

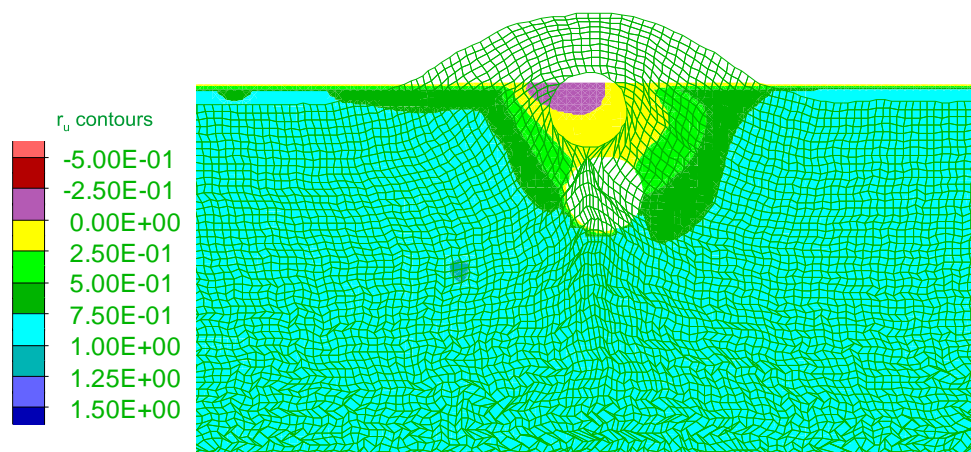
**Σχήμα 4.10** το διάγραμμα των περιγραμμάτων των  $r_u = \frac{\Delta u}{\sigma_{v0}}$  ( $\sigma_{v0}$  είναι η αρχική κατακόρυφη γεωστατική ενεργός τάση του εδάφους) στο τέλος της σεισμικής διέγερσης, μαζί με τον παραμορφωμένο κάρναβο.

Παρατηρείται ότι μακριά από τον αγωγό και σε όλο το ύψος της στρώσης οι υπερπιέσεις υπερβαίνουν το 75% της ενεργού τάσης του εδάφους ( $r_u > 0.75$ ) γεγονός που υποδηλώνει την καθολική ρευστοποίηση του εδάφους στο ελεύθερο πεδίο. Στην περιοχή κοντά στον αγωγό η εικόνα των υπερπιέσεων διαφοροποιείται, εξαιτίας της παρουσίας του αγωγού. Συγκεκριμένα, κάτω από τον αγωγό τα  $r_u$  είναι αντίστοιχα αυτών του ελεύθερου πεδίου, αλλά πλευρικά αυτού και πάνω από τον αγωγό είναι σημαντικά μειωμένα. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι ο αγωγός είναι σημαντικά πιο δύσκαμπτος από το έδαφος, επομένως τα διατμητικά κύματα που φτάνουν σε αυτόν ανακλώνται σε μεγάλο βαθμό και έτσι το

έδαφος που υπέρκειται του αγωγού αναπτύσσει μικρότερες διατμητικές παραμορφώσεις από τις αντίστοιχες του ελεύθερου πεδίου και μικρότερες υπερπιέσεις πόρων.

Αντίστοιχες παρατηρήσεις για τις υπερπιέσεις πόρων στην περιοχή του αγωγού έχουν καταγραφεί και από τις πειραματικές μετρήσεις των Koseki et al. (1997), Chian et al. (2014), Zhou et al. (2015).

Τέλος, από το **Σχήμα 4.10** μπορούμε να εξάγουμε τρία σημαντικά συμπεράσματα: (α) υπάρχει σημαντική διαφοροποίηση των υπερπιέσεων πόρων στην περιοχή του αγωγού σε σύγκριση με το ελεύθερο πεδίο, (β) το υπερκείμενο έδαφος δε ρευστοποιείται πλήρως και επομένως προσφέρει ικανή αντίσταση στην ανύψωση του αγωγού και (γ) κατά την ανύψωση του αγωγού συμπαρασύρεται ένα πρίσμα εδάφους μορφής ανεστραμμένου τραπεζίου και όχι μορφής κατακόρυφης στήλης εδάφους πάνω από αυτόν.



**Σχήμα 4.10:** Παραμορφωμένος κώνναβος (μεγεθυμένος 40 φορές) και περιγράμματα  $r_u$

Έχοντας αποκτήσει τη γενικότερη εικόνα των  $r_u$  στις διάφορες θέσεις του καννάβου, κρίνεται απαραίτητο να εστιάσουμε στη μεταβολή των υπερπιέσεων πόρων συναρτήσει του χρόνου, τόσο στο ελεύθερο πεδίο όσο και στην περιοχή του αγωγού. Έτσι, στο **Σχήμα 4.11** παρουσιάζονται τα διαγράμματα χρονικής εξέλιξης των  $r_u$  σε βάθος 1.2m, 1.8m και 2.4m για το ελεύθερο πεδίο και για την περιοχή του αγωγού, η μορφή των οποίων είναι τυπική και για τις υπόλοιπες παραμετρικές αναλύσεις που έγιναν.

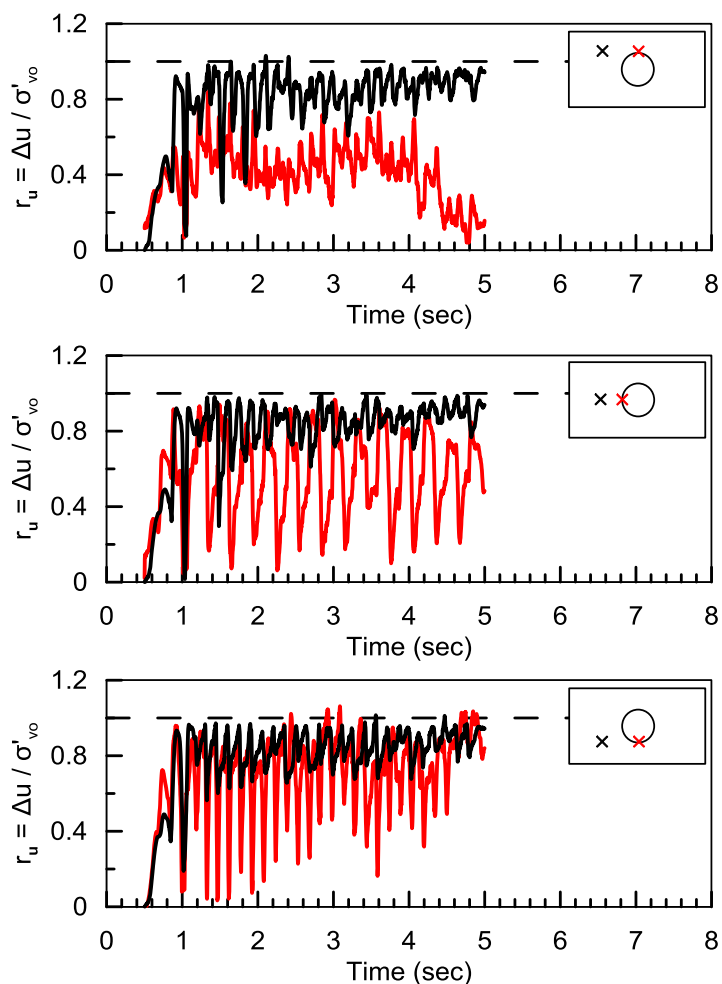
Παρατηρούμε ότι στο ελεύθερο πεδίο η συμπεριφορά του εδάφους είναι ίδια ανεξάρτητα από το βάθος. Συγκεκριμένα, οι υπερπιέσεις πόρων αναπτύσσονται ήδη από τον πρώτο κύκλο φόρτισης και περίπου την  $t=1\text{sec}$  (δηλαδή μετά από 2 κύκλους φόρτισης) λαμβάνουν τη μέγιστη τιμή τους ( $r_u \approx 1.0$ ), η οποία διατηρείται μέχρι το τέλος της επιβαλλόμενης δόνησης.

Αντίθετα, στην περιοχή του αγωγού έχουμε διαφορετική εξέλιξη των υπερπιέσεων συναρτήσει του χρόνου. Πιο συγκεκριμένα, στο βάθος της στέψης του αγωγού (1.2m) καθ' όλη τη διάρκεια της διέγερσης αναπτύσσονται σημαντικά μικρότερες υπερπιέσεις από αυτές του ελεύθερου πεδίου, οι οποίες ήδη πριν το τέλος της διέγερσης αποτονώνονται σε μεγάλο βαθμό, πιθανώς λόγω στράγγισης προς την ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους. Παρόμοια μορφή καμπύλης παρουσιάζουν οι Chian et al. (2014), οι Sasaki and Tamura (2004) και οι Koseki et al. (1997) σε κάποια από τα αποτελέσματα πειραματικών δοκιμών τους.

Συγκρίνοντας τις τιμές των  $r_u$  σε βάθος 1.8m, παρατηρούμε ότι κοντά στον αγωγό είναι σημαντικά μικρότερες από αυτές του ελεύθερου πεδίου, ενώ τα  $r_u$  στην κάτω άντυγα του αγωγού πλησιάζουν αυτά του ελεύθερου πεδίου. Η απόκλιση αυτή στις τιμές του  $r_u$  στα δύο αυτά βάθη πιστεύεται ότι οφείλεται στην παρουσία του αγωγού, που λόγω αδράνειας προκαλεί επιπλέον διάτμηση στο έδαφος πλευρικά του και αυτό έχει ως αποτέλεσμα την αστοχία του εδάφους στο βάθος αυτό πριν το μηδενισμό της ενεργού του τάσης, δηλαδή πριν αναπτυχθούν μεγάλες τιμές  $r_u$ . Αντίθετα, η περιοχή κάτω από τον αγωγό δεν υφίσταται επιπλέον διάτμηση, επομένως παρουσιάζει υπερπιέσεις πόρων αντίστοιχες με τις υπερπιέσεις πόρων του ελεύθερου πεδίου. Σημειώνεται ότι οι χρονοϊστορίες των υπερπιέσεων πόρων για τα βάθη των 1.8m και 2.4m είναι συμβατές τόσο με δημοσιευμένα πειραματικά αποτελέσματα και με αριθμητικές προβλέψεις (Chian et al. 2014; Ling et al. 2008).

Μία ακόμη σημαντική παρατήρηση που προκύπτει από το **Σχήμα 4.11** αφορά στη διακύμανση των τιμών του  $r_u$  στην περιοχή του ελεύθερου πεδίου και κοντά στον αγωγό. Συγκεκριμένα, για τα βάθη των 1.8 και 2.4m οι χρονοϊστορίες των  $r_u$  παρουσιάζουν σημαντικά μεγαλύτερη διακύμανση κοντά στον αγωγό, και μάλιστα σε κάθε κύκλο φόρτισης παρατηρούνται δύο πλήρεις κύκλοι μεταβολής του  $r_u$ , που οφείλονται στη διαστολικότητα του εδαφικού υλικού (dilation spikes).





**Σχήμα 4.11:** Μεταβολή των  $r_u$  συναρτήσει του χρόνου στο ελεύθερο πεδίο και στην περιοχή του αγωγού για τη βασική αριθμητική ανάλυση ( $D_r=60\%$ ,  $a_{max}=0.25g$ )

#### 4.3.4 Επίλογος

Έχοντας ολοκληρώσει την επαλήθευση του αριθμητικού προσομοιώματός μας με τα πειραματικά αποτελέσματα των Chian et al. (2014) (Κεφάλαιο 3), πραγματοποιήσαμε μια βασική αριθμητική ανάλυση (baseline) με στόχο να παράξουμε χρήσιμα διαγράμματα και να διερευνήσουμε τη συμπεριφορά των εγκιβωτισμένων αγωγών σε ρευστοποιημένο έδαφος. Παράλληλα, συγκρίθηκαν ποιοτικά τα συμπεράσματα της βασικής αριθμητικής ανάλυσης που προέκυψαν με αντίστοιχες αναφορές στη βιβλιογραφία.



# Κεφάλαιο 5

## Παραμετρική διερεύνηση της συμπεριφοράς εγκιβωτισμένων αγωγών σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

---

### 5.1 Γενικά

Στο προηγούμενο κεφάλαιο (Κεφάλαιο 4) παρουσιάστηκαν τα αποτελέσματα της βασικής αριθμητικής ανάλυσης που πραγματοποιήθηκε με στόχο τη διερεύνηση της απόκρισης των εγκιβωτισμένων αγωγών σε ρευστοποιημένο έδαφος. Παράλληλα, πραγματοποιήθηκαν ποιοτικές συγκρίσεις των αποτελεσμάτων αυτών με αντίστοιχες παρατηρήσεις αριθμητικών αναλύσεων και πειραματικών αποτελεσμάτων της βιβλιογραφίας.

Θέλοντας να διερευνήσουμε και την επίδραση διαφόρων παραμέτρων στη συμπεριφορά των αγωγών, πραγματοποιήσαμε παραμετρικές αριθμητικές αναλύσεις, των οποίων τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στο παρόν κεφάλαιο. Ακόμη, παρουσιάζονται διαγράμματα που περιλαμβάνουν τα αποτελέσματα 2 ή περισσότερων αναλύσεων, προκειμένου να διευκολυνθεί η σύγκρισή τους. Τονίζεται ότι το σύνολο των αποτελεσμάτων όλων των αριθμητικών αναλύσεων, περιέχεται στο **Παράρτημα Α**.

### 5.2 Παραμετρικές αναλύσεις

#### 5.2.1 Δεδομένα παραμετρικών αναλύσεων

Για τη βαθύτερη κατανόηση του προβλήματος της ανύψωσης των εγκιβωτισμένων αγωγών υπό σεισμική διέγερση σε ρευστοποιήσιμο έδαφος, αποφασίστηκε να διεξαχθούν αριθμητικές αναλύσεις με σκοπό να εξετασθεί η επίδραση:

- της γεωμετρίας του προβλήματος (βάθος εγκιβωτισμού  $H$ , απόσταση του αγωγού από τη βάση του ρευστοποιήσιμου στρώματος  $H_b$ , διάμετρος του αγωγού  $D$ )
- των ιδιοτήτων του εδάφους (ανηγγμένη ανακυκλική διατμητική αντοχή  $CRR$ , σχετική πυκνότητα  $D_r$ , συντελεστής διαπερατότητας του εδάφους  $k$ )

- των χαρακτηριστικών της σεισμικής φόρτισης (επιβαλλόμενη επιτάχυνση βάσης  $a_{max}$ , η οποία μεταβάλλει το συντελεστή ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης  $FS_L$ , περίοδος παλμού  $T$ )

Στον **Πίνακα 5.1** παρουσιάζονται τα δεδομένα των παραμετρικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν. Για να εξάγουμε συμπέρασμα σχετικά με την επίδραση κάθε μίας παραμέτρου, θα πρέπει οι υπόλοιπες παράμετροι να διατηρούνται σταθερές ή να μεταβάλλονται κατάλληλα, ώστε να μην επηρεάζουν τη μελέτη της παραμέτρου που μας ενδιαφέρει.

Έτσι, αναφορικά με τις αναλύσεις στις οποίες μεταβάλλεται η γεωμετρία του προβλήματος, για τη μελέτη της επίδρασης του βάθους εγκιβωτισμού ( $H/D$ ) μεταβάλλεται μόνο το πάχος ( $H$ ) του εδάφους που υπέρκειται του αγωγού, ενώ όλες οι άλλες παράμετροι παραμένουν σταθερές. Οι λόγοι εγκιβωτισμού που εξετάστηκαν κυμαίνονται από  $H/D=0.6$  έως  $H/D=1.2$ , ώστε να αποτελούν κατασκευαστικά ρεαλιστικές επιλογές. Ακόμη, όταν εξετάζεται η επιρροή του  $H_b$ , δηλαδή η απόσταση του αγωγού από τη βάση του ρευστοποιήσιμου στρώματος, μεταβάλλεται μόνο το  $H_b$ , ενώ οι υπόλοιπες παράμετροι μένουν ίδιες.

Αναφορικά με τις αναλύσεις που αφορούν στην επίδραση της διαμέτρου του αγωγού, τονίζεται ότι διατηρείται σταθερός ο λόγος  $H/D=1.0$  καθώς επίσης και ο λόγος  $H_b/D=3$ . Παράλληλα διατηρήθηκε σταθερός και ο λόγος  $t/D=0.0146$ , όπου  $t$  το πάχος της δακτυλιοειδούς διατομής του αγωγού. Ο λόγος που επιλέχθηκε να διατηρηθεί σταθερός και ο λόγος  $t/D$  ήταν ότι οι αγωγοί μικρότερης διαμέτρου έχουν στην πραγματικότητα και μικρότερο πάχος διατομής. Τέλος, διατηρώντας το λόγο  $t/D$  σταθερό, διατηρούνται επίσης σταθεροί οι λόγοι  $I_{ring}/I_{eq}$  και  $\gamma_{ring}/\gamma_{eq}$ , όπου  $I_{ring}$  η ροπή αδράνειας και  $\gamma_{ring}$  το ειδικό βάρος της δακτυλιοειδούς διατομής, ενώ  $I_{eq}$  και  $\gamma_{eq}$  είναι τα αντίστοιχα ισοδύναμα μεγέθη, θεωρώντας ότι ο αγωγός έχει κυκλική διατομή. Τα μεγέθη  $I_{eq}$  και  $\gamma_{eq}$  χρησιμοποιούνται στις αριθμητικές αναλύσεις, προκειμένου να έχουν οι ζώνες εντός του αγωγού τις ιδιότητες που έχει στην πραγματικότητα ο αγωγός δακτυλιοειδούς διατομής (εξίσωση (5.1), εξίσωση (5.2)). Έτσι, εφόσον οι λόγοι  $I_{ring}/I_{eq}$  και  $A_{ring}/A_{eq}$  διατηρούνται σταθεροί, προκύπτει εύκολα ότι οι αγωγοί διαφορετικής διαμέτρου έχουν ίδιο ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας ( $E_{eq}$ ), όπως επίσης και ίδιο ειδικό βάρος ( $\gamma_{eq}$ ).

$$E_{steel} I_{ring} = E_{eq} I_{eq}, \quad \text{όπου} \quad I_{eq} = \pi D^4 / 64 \quad (5.1)$$

$$\gamma_{steel} A_{ring} = \gamma_{eq} A_{eq}, \quad \text{όπου} \quad A_{eq} = \pi D^2 / 4 \quad (5.2)$$

Οι διάμετροι που εξετάστηκαν είναι  $D=0.3, 0.6, 0.9, 1.2, 1.5\text{m}$  ώστε να καλύπτεται όλο το εύρος των υπόγειων αγωγών μεγάλων έργων.

Κατά τη διερεύνηση της επίδρασης των ιδιοτήτων του εδάφους, η γεωμετρία του προβλήματος δε μεταβάλλεται και είναι ίδια με τη γεωμετρία της βασικής ανάλυσης που έχει ήδη περιγραφεί. Στις αναλύσεις που αφορούν στη μεταβολή του CRR (ανηγμένη ανακυκλική διατμητική αντοχή), εκτός από το CRR μεταβάλλεται και η μέγιστη επιβαλλόμενη επιτάχυνση ( $a_{\max}$ ), προκειμένου να διατηρείται σταθερός ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης του εδάφους, για τον οποίο ισχύει:  $FS_L = CRR / (CSR = f(a_{\max}))$ . Ακόμη, σημειώνεται ότι το CRR υπεισέρχεται στο καταστατικό προσομοίωμα μέσω αλλαγής της τιμής του δείκτη πόρων, δηλαδή μεταβάλλοντας τη σχετική πυκνότητα του εδαφικού υλικού. Επομένως, στις αριθμητικές αναλύσεις που εξετάζεται η επίδραση του CRR, υποχρεωτικά μεταβάλλεται και η σχετική πυκνότητα, αλλά διατηρείται σταθερός ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης. Η προσέγγιση αυτή, μπορεί να μην εκφράζει αποκλειστικά την επίδραση του CRR στην ανύψωση του αγωγού, αφού ταυτόχρονα επιδρά και η σχετική πυκνότητα, ωστόσο αποτελεί μία αρκετά ρεαλιστική περίπτωση, γιατί στις περιπτώσεις καθαρής άμμου δε γίνεται να αυξηθεί η αντοχή ενός εδαφικού υλικού σε ανακυκλική φόρτιση χωρίς να μεταβληθεί η σχετική πυκνότητά του.

Λόγω της αλληλεξάρτησης του CRR και του  $D_r$ , επιλέχθηκε να μελετηθεί ξεχωριστά και η επίδραση της σχετικής πυκνότητας ( $D_r$ ) του εδάφους. Στις αναλύσεις αυτές η μόνη παράμετρος που μεταβαλλόταν ήταν το  $D_r$ , δηλαδή η μέγιστη επιβαλλόμενη επιτάχυνση διατηρούνταν σταθερή και ίση με  $a_{\max}=0.25g$ . Ως εκ τούτου μεταβάλλεται και ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης, χωρίς αυτό να μας εμποδίζει να διερευνήσουμε την επίδραση της σχετικής πυκνότητας. Παράλληλα, εξετάστηκε και η επιρροή της διαπερατότητας του εδάφους, λαμβάνοντας τιμές από  $k=5 \times 10^{-3}\text{m/s}$  έως  $k=5 \times 10^{-6}\text{m/s}$ , ώστε να καλύπτεται ένα εύρος αμμωδών υλικών, από τα πιο χονδρόκοκκα έως τα ιλυώδη, όπως προκύπτει και από το **Σχήμα 5.1**.

1	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$	$10^{-8}$	$10^{-9}$	$10^{-10}$
Clean gravels	Clean sands and sand-gravel mixtures			Very fine sands, silts and clay-silt laminate			Unfissured clays and clay-silts (>20% clay)			
	Desiccated and fissured clays									

**Σχήμα 5.1:** Διαπερατότητα εδαφικών υλικών (Soil Mechanics, R.F. Craig- 6<sup>th</sup> edition)

Για την επίδραση της σεισμικής διέγερσης, μεταβλήθηκε αρχικά η μέγιστη επιβαλλόμενη επιτάχυνση ( $a_{max}$ ) ώστε να διερευνηθεί η επίδραση του συντελεστή ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης στην ανύψωση του αγωγού. Οι επιταχύνσεις κυμαίνονταν από  $a_{max}=0.128g$  έως  $0.38g$  και αντιστοιχούν σε συντελεστές ασφαλείας  $FS_L=1.0$  έως  $0.33$  αντίστοιχα, ενώ οι υπόλοιπες παράμετροι της ανάλυσης παρέμεναν σταθερές. Τέλος, μεταβλήθηκε η περίοδος του ημιτονικού παλμού της σεισμικής διέγερσης, λαμβάνοντας τιμές από  $T=0.2$  έως  $1.0sec$ , προκειμένου να διερευνηθεί η επίδραση της συχνότητας της διέγερσης στη μετακίνηση του αγωγού. Στις αναλύσεις που μεταβαλλόταν η συχνότητα της διέγερσης διατηρούνταν σταθεροί οι κύκλοι φόρτισης και ίσοι με  $n=15$ , όπως επίσης και η μέγιστη επιβαλλόμενη επιτάχυνση  $a_{max}=0.25g$ . Σημειώνεται ότι οι περίοδοι  $T>0.6sec$  συναντώνται σπάνια σε σεισμικούς παλμούς, επομένως παρουσιάζουν μειωμένο πρακτικό ενδιαφέρον.

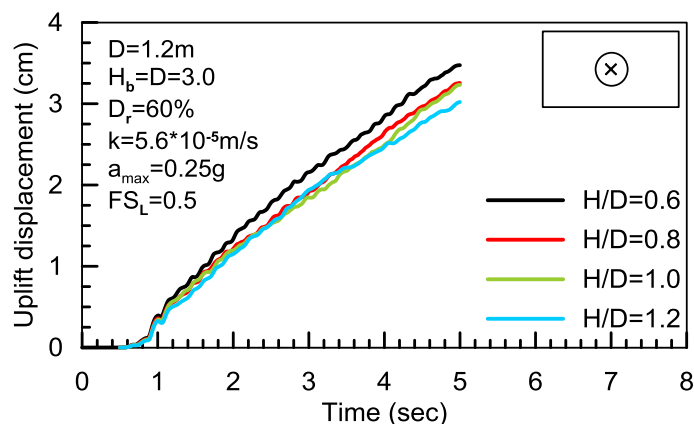
**Πίνακας 5.1:** Δεδομένα παραμετρικών αναλύσεων

Παράμετρος προς εξέταση	Δεδομένα Ανάλυσης								
	H/D	H <sub>b</sub> /D	D (m)	CRR	D <sub>r</sub>	k (m/s)	FS <sub>L</sub>	a <sub>max</sub> (g)	T (sec)
Βάθος Εγκιβωτισμού H	1.2	3.0	1.2	0.17	60%	5.6x10 <sup>-5</sup>	0.50	0.25	0.3
	1.0	3.0	1.2	0.17	60%	5.6x10 <sup>-5</sup>	0.50	0.25	0.3
	0.8	3.0	1.2	0.17	60%	5.6x10 <sup>-5</sup>	0.50	0.25	0.3
	0.6	3.0	1.2	0.17	60%	5.6x10 <sup>-5</sup>	0.50	0.25	0.3
Απόσταση από τη Βάση του Ρευστοποιημένου Στρώματος H <sub>b</sub>	1.0	2.0	1.2	0.17	60%	5.6x10 <sup>-5</sup>	0.50	0.25	0.3
	1.0	3.0	1.2	0.17	60%	5.6x10 <sup>-5</sup>	0.50	0.25	0.3
	1.0	4.0	1.2	0.17	60%	5.6x10 <sup>-5</sup>	0.50	0.25	0.3
	1.0	5.0	1.2	0.17	60%	5.6x10 <sup>-5</sup>	0.50	0.25	0.3
Διάμετρος D	1.0	3.0	0.3	0.17	60%	5.6x10 <sup>-5</sup>	0.50	0.25	0.3
	1.0	3.0	0.6	0.17	60%	5.6x10 <sup>-5</sup>	0.50	0.25	0.3
	1.0	3.0	0.9	0.17	60%	5.6x10 <sup>-5</sup>	0.50	0.25	0.3
	1.0	3.0	1.2	0.17	60%	5.6x10 <sup>-5</sup>	0.50	0.25	0.3
	1.0	3.0	1.5	0.17	60%	5.6x10 <sup>-5</sup>	0.50	0.25	0.3
Ανακυκλική Διατμητική Αντοχή CRR	1.0	3.0	1.2	0.07	30%	5.6x10 <sup>-5</sup>	0.50	0.10	0.3
	1.0	3.0	1.2	0.12	45%	5.6x10 <sup>-5</sup>	0.50	0.18	0.3
	1.0	3.0	1.2	0.17	60%	5.6x10 <sup>-5</sup>	0.50	0.25	0.3
	1.0	3.0	1.2	0.28	75%	5.6x10 <sup>-5</sup>	0.50	0.40	0.3
Σχετική Πυκνότητα D <sub>r</sub>	1.0	3.0	1.2	0.07	30%	5.6x10 <sup>-5</sup>	0.21	0.25	0.3
	1.0	3.0	1.2	0.12	45%	5.6x10 <sup>-5</sup>	0.36	0.25	0.3
	1.0	3.0	1.2	0.17	60%	5.6x10 <sup>-5</sup>	0.50	0.25	0.3
	1.0	3.0	1.2	0.28	75%	5.6x10 <sup>-5</sup>	0.84	0.25	0.3
Διαπερατότητα k	1.0	3.0	1.2	0.17	60%	5x 10 <sup>-3</sup>	0.50	0.25	0.3
	1.0	3.0	1.2	0.17	60%	5x 10 <sup>-4</sup>	0.50	0.25	0.3
	1.0	3.0	1.2	0.17	60%	5.6x 10 <sup>-5</sup>	0.50	0.25	0.3
	1.0	3.0	1.2	0.17	60%	5x 10 <sup>-6</sup>	0.50	0.25	0.3
	1.0	3.0	1.2	0.17	60%	5.6x10 <sup>-5</sup>	1.00	0.128	0.3
Συντελεστής Ασφαλείας έναντι Ρευστοποίησης FS <sub>L</sub> / a <sub>max</sub>	1.0	3.0	1.2	0.17	60%	5.6x10 <sup>-5</sup>	0.85	0.15	0.3
	1.0	3.0	1.2	0.17	60%	5.6x10 <sup>-5</sup>	0.67	0.19	0.3
	1.0	3.0	1.2	0.17	60%	5.6x10 <sup>-5</sup>	0.50	0.25	0.3
	1.0	3.0	1.2	0.17	60%	5.6x10 <sup>-5</sup>	0.33	0.38	0.3
	1.0	3.0	1.2	0.17	60%	5.6x10 <sup>-5</sup>	0.50	0.25	0.2
Περίοδος Σεισμικής Διέγερσης T	1.0	3.0	1.2	0.17	60%	5.6x10 <sup>-5</sup>	0.50	0.25	0.3
	1.0	3.0	1.2	0.17	60%	5.6x10 <sup>-5</sup>	0.50	0.25	0.4
	1.0	3.0	1.2	0.17	60%	5.6x10 <sup>-5</sup>	0.50	0.25	0.7
	1.0	3.0	1.2	0.17	60%	5.6x10 <sup>-5</sup>	0.50	0.25	1.0
	1.0	3.0	1.2	0.17	60%	5.6x10 <sup>-5</sup>	0.50	0.25	0.3

### 5.2.2 Αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων

Στην παρούσα παράγραφο παρουσιάζονται τα διαγράμματα της μετακίνησης του αγωγού συναρτήσει του χρόνου, ώστε να εξετασθεί η επίδραση κάθε παραμέτρου στην ανύψωση του αγωγού ξεχωριστά. Ακόμη, παρουσιάζονται τα διαγράμματα των υπερπιέσεων πόρων ή και το περίγραμμα των  $r_w$ , όπου κρίνεται απαραίτητο, για να ερμηνευθούν πληρέστερα τα αποτελέσματα των αναλύσεων.

**Επίδραση βάθους εγκιβωτισμού (H).** Για τη διερεύνηση της επίδρασης του βάθους εγκιβωτισμού στην ανύψωση του αγωγού, πραγματοποιήθηκαν 4 αριθμητικές αναλύσεις για  $H/D=0.6, 0.8, 1.0$  και  $1.2$ , τα αποτελέσματα των οποίων φαίνονται στο **Σχήμα 5.2**. Ακόμη, στο **Σχήμα 5.3** παρουσιάζονται τα διαγράμματα σύγκρισης των  $r_u$  στην περιοχή του αγωγού, για τις ακραίες τιμές των λόγων εγκιβωτισμού  $H/D=0.6$  και  $H/D=1.2$

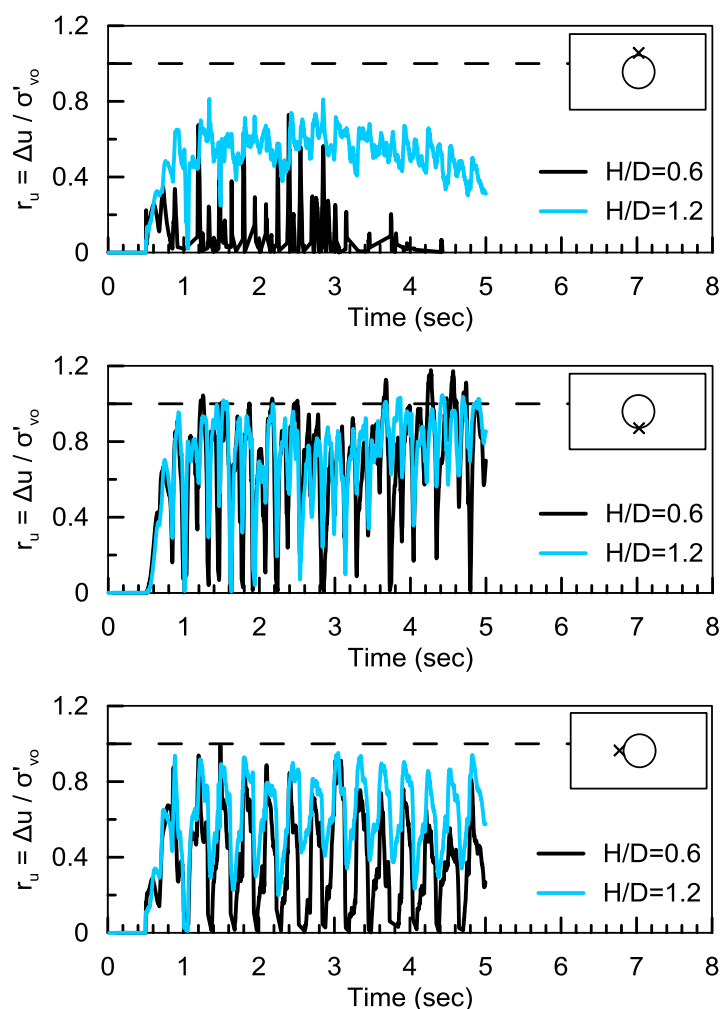


**Σχήμα 5.2:** Επίδραση του βάθους εγκιβωτισμού στην ανύψωση του αγωγού

Από το **Σχήμα 5.2** προκύπτει ότι όσο αυξάνεται το βάθος εγκιβωτισμού, μειώνεται η μετακίνηση του αγωγού, παρατήρηση η οποία ταυτίζεται με τις αντίστοιχες της βιβλιογραφίας (Chakraborty and Kumar 2014; Huang et al. 2014; Saeedzadeh and Hataf 2011).

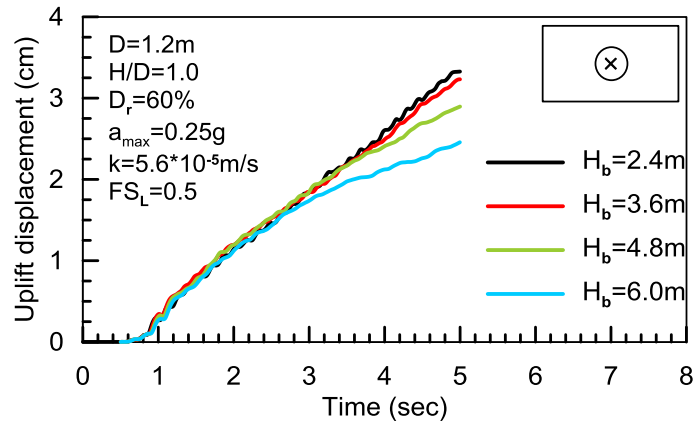
Αναφορικά με τις υπερπιέσεις πόρων, φαίνεται ότι κάτω από τον αγωγό είναι σχεδόν ίδιες, ενώ πλευρικά του αγωγού και πάνω από αυτόν είναι αισθητά μικρότερες στην περίπτωση του μικρότερου λόγου εγκιβωτισμού. Αυτό πιθανόν συμβαίνει επειδή στην περίπτωση του  $H/D=0.6$  το νερό χρειάζεται να διανύσει μικρότερη απόσταση μέχρι την επιφάνεια του εδάφους, άρα οι υπερπιέσεις πόρων αποτονώνονται γρηγορότερα. Ωστόσο, παρόλο που τα  $r_u$  πάνω από τον αγωγό είναι μεγαλύτερα στην περίπτωση του  $H/D=1.2$ , η μετακίνηση του αγωγού είναι σημαντικά μικρότερη. Η παρατήρηση αυτή μας δείχνει ότι παρόλο που αναπτύσσονται λίγο μεγαλύτερες υπερπιέσεις πόρων στην περίπτωση του  $H/D=1.2$ , το μεγαλύτερο πάχος υπερκείμενου στρώματος προσθέτει επιπλέον βάρος και μειώνει τη μετακίνηση του αγωγού.



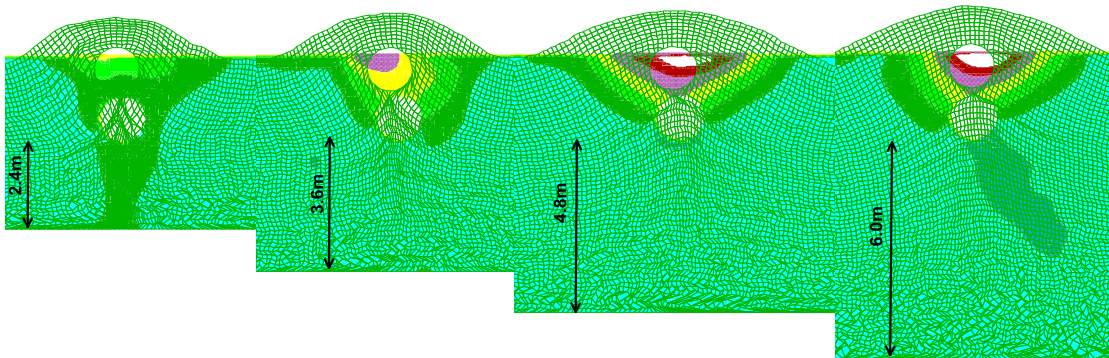


**Σχήμα 5.3:** Σύγκριση  $r_u$  στην περιοχή του αγωγού για λόγους εγκιβωτισμού  $H/D=0.6$  και  $H/D=1.2$

**Επίδραση απόστασης αγωγού από τη βάση του ρευστοποιημένου στρώματος ( $H_b$ ).** Στο Κεφάλαιο 2, παρουσιάστηκε η αναλυτική σχέση υπολογισμού της ανύψωσης ενός εγκιβωτισμένου αγωγού των Sasaki and Tamura (2004), στην οποία υπεισέρχεται η απόσταση του αγωγού από τη βάση του ρευστοποιημένου στρώματος. Έτσι, κρίθηκε σημαντική η περαιτέρω διερεύνηση της επιρροής της παραμέτρου αυτής και πραγματοποιήθηκαν αριθμητικές αναλύσεις για διαφορετικές αποστάσεις  $H_b$ . Συγκεκριμένα εξετάστηκαν οι περιπτώσεις  $H_b/D=2, 3, 4$  και  $5$ , τα αποτελέσματα των οποίων συνοψίζονται στο διάγραμμα μετατόπισης- χρόνου του **Σχήματος 5.4** που ακολουθεί. Κατόπιν, συγκρίνονται τα διαγράμματα των περιγραμμάτων των  $r_u$  στο τέλος της δόνησης και για τις τέσσερις αναλύσεις, επειδή παρατηρήθηκαν κάποιες διαφοροποιήσεις (**Σχήμα 5.5**) και τέλος, στο **Σχήμα 5.6** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες των  $r_u$  στην περιοχή του αγωγού για τις περιπτώσεις  $H_b=2.4\text{m}$  και  $H_b=6.0\text{m}$ .



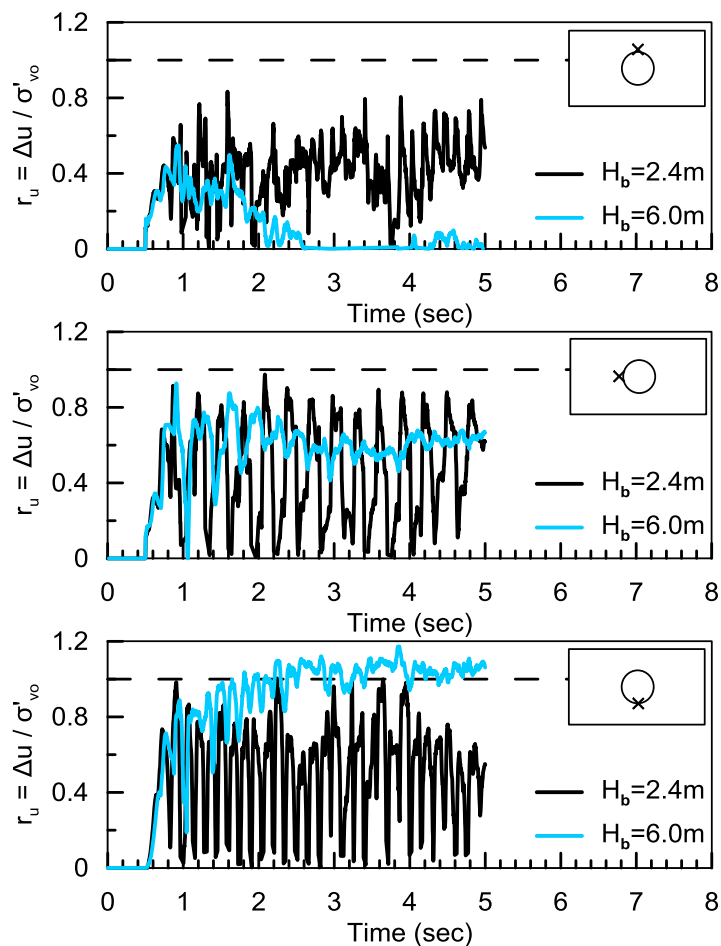
**Σχήμα 5.4:** Επίδραση της απόστασης του αγωγού από τη βάση του ρευστοποιημένου στρώματος ( $H_b$ ) στην ανύψωσή του



**Σχήμα 5.5:** Παραμορφωμένος κώνναθος (μεγεθυμένος 40 φορές) και περιγράμματα των  $r_u$  για τις αριθμητικές αναλύσεις με  $H_b=2.4\text{m}$ ,  $3.6\text{m}$ ,  $4.8\text{m}$  και  $6.0\text{m}$

Από το **Σχήμα 5.4** παρατηρούμε ότι όσο αυξάνεται η απόσταση του αγωγού από την περιοχή όπου επιβάλλεται η φόρτιση, μειώνεται η ανύψωσή του, παρατήρηση που έρχεται σε αντίθεση με την επίδραση του  $H_b$  στην αναλυτική σχέση των Sasaki and Tamura (2004). Από τα περιγράμματα των  $r_u$  στο **Σχήμα 5.5** φαίνεται ότι όσο αυξάνεται το  $H_b$  αυξάνονται και οι υπερπιέσεις πόρων κάτω από τον αγωγό. Επομένως, θα περίμενε κανείς ότι οι υψηλότερες υπερπιέσεις πόρων κάτω από την κατασκευή θα οδηγούσαν σε μεγαλύτερη μετακίνησή της. Ωστόσο, αυτό που δε λαμβάνεται υπόψη είναι ότι με τη ρευστοποίηση του εδάφους κάτω από τον αγωγό, μειώνεται δραστικά το πλάτος της επιτάχυνσης που φτάνει κάτω από αυτόν, ενώ στην περίπτωση του  $H_b=2.4\text{m}$  που δεν υπάρχει πλήρης ρευστοποίηση, ίσως η περιοχή κάτω από τον αγωγό να υφίστανται μεγαλύτερη επιτάχυνση. Λαμβάνοντας, λοιπόν, υπόψη την εξάρτηση του φαινομένου της ανύψωσης του αγωγού καθαρά από τη σεισμική διέγερση, φαίνεται ρεαλιστικό το συμπέρασμα που προκύπτει από τις αριθμητικές αναλύσεις που αφορούν στη μεταβολή του  $H_b$ .

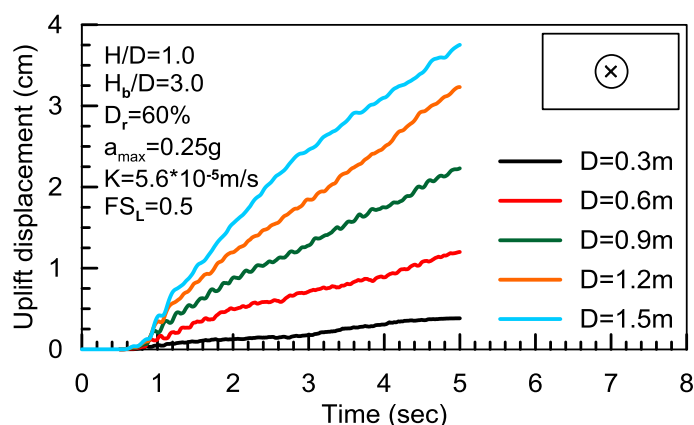
Επίσης, σύμφωνα με το **Σχήμα 5.6**, στην περίπτωση του  $H_b=2.4m$  τα  $r_u$  στη στέψη του αγωγού έχουν καθ' όλη τη διάρκεια της διέγερσης τιμή περίπου ίση με  $r_u=0.5$ . Αντίθετα, στην περίπτωση του  $H_b=6.0m$  οι υπερπιέσεις πόρων έχουν μηδενιστεί ήδη από την χρονική στιγμή  $t=2.5sec$ , παρόλο που δεν έχει ολοκληρωθεί η φόρτιση. Αυτό υποδεικνύει ότι το έδαφος ήδη από την  $t=2.5sec$  επανακτά τόσο την αντοχή του, όσο και τη δυσκαμψία του, επομένως δυσχεραίνει την ανύψωση του αγωγού. Αυτό συνάδει και με την παρατήρηση της μορφής της καμπύλης ανύψωσης- χρόνου του **Σχήματος 5.4**, που στην περίπτωση του  $H_b=6.0$  αποκτά ηπιότερη κλίση όταν μηδενίζονται οι υπερπιέσεις πόρων στη στέψη του αγωγού, δηλαδή περίπου την  $t=2.5sec$ .



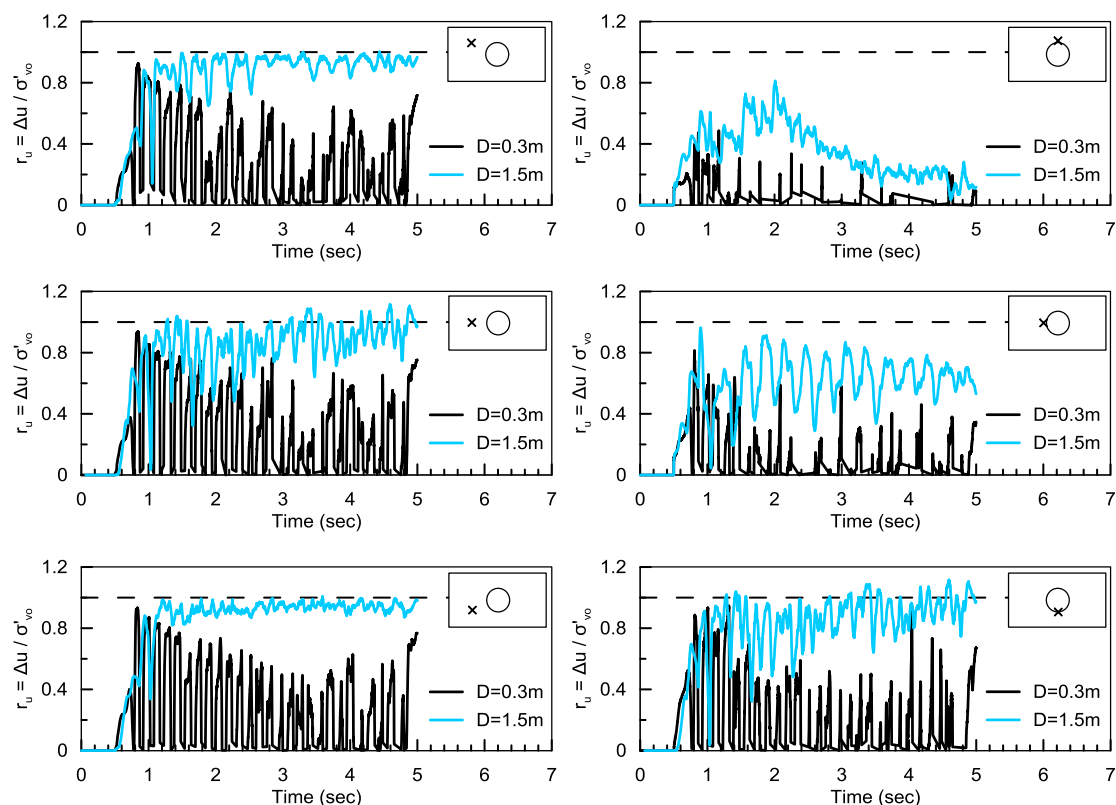
**Σχήμα 5.6:** Σύγκριση  $r_u$  στην περιοχή του αγωγού για απόσταση από τη βάση του ρευστοποιημένου στρώματος ίση με  $H_b=2.4m$  και  $H_b=6.0m$

**Επίδραση διαμέτρου του αγωγού (D).** Ολοκληρώνοντας τις αριθμητικές αναλύσεις που σκοπό είχαν να διερευνήσουν την επίδραση της γεωμετρίας του προβλήματος στην ανύψωση του αγωγού, πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις για ένα εύρος διαμέτρων που

καλύπτει τις περισσότερες περιπτώσεις των υπογείων αγωγών. Δεδομένου ότι στη βιβλιογραφία υπάρχει πληθώρα αριθμητικών προβλέψεων που αφορά σε σήραγγες (π.χ.  $D=5.0\text{m}$ ) και πολύ λιγότερα αποτελέσματα για μικρότερες διαμέτρους, εξετάστηκαν οι διάμετροι  $D=0.3\text{m}$ ,  $0.6\text{m}$ ,  $0.9\text{m}$ ,  $1.2\text{m}$  και  $1.5\text{m}$ . Τονίζεται ότι για να αποφευχθεί η ταυτόχρονη επίδραση άλλων παραμέτρων, που θα επηρέαζαν την ανύψωση του αγωγού και θα μας εμπόδιζαν να εξάγουμε συμπέρασμα για την επίδραση της διαμέτρου, διατηρήθηκε σταθερός ο λόγος εγκιβωτισμού  $H/D=1.0$  και ο λόγος  $H_b/D=3.0$ , επομένως οι αριθμητικές αναλύσεις αυτές είχαν διαφορετικό πάχος στρώματος. Στο **Σχήμα 5.7** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της ανύψωσης του αγωγού και ακολούθως παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες των  $r_u$  για διάφορα σημεία στην ευρύτερη περιοχή του αγωγού, για τις περιπτώσεις  $D=0.3\text{m}$  και  $D=1.5\text{m}$  (**Σχήμα 5.8**).



**Σχήμα 5.7:** Επίδραση της διαμέτρου ( $D$ ) στην ανύψωση του αγωγού



**Σχήμα 5.8:** Σύγκριση χρονοϊστοριών  $r_u$  στο ελεύθερο πεδίο και στην περιοχή του αγωγού για τις περιπτώσεις  $D=0.3m$  και  $D=1.5m$

Βάσει του **Σχήματος 5.7** προκύπτει ότι αύξηση της διαμέτρου ( $D$ ) του αγωγού συνεπάγεται μεγαλύτερη μετακίνηση αυτού, αποτέλεσμα που συνάδει με τις αριθμητικές προβλέψεις της βιβλιογραφίας (Azadi and Mir Mohammad Hosseini 2010a; Saeedzadeh and Hataf 2011), παρόλο που αφορούν διαμέτρους μεγαλύτερων διαστάσεων. Παρατηρώντας τις χρονοϊστορίες των  $r_u$  στην περιοχή του ελεύθερου πεδίου, καθίσταται σαφές ότι στην περίπτωση του αγωγού διαμέτρου  $D=0.3m$  δεν υπάρχει πλήρης ρευστοποίηση. Αυτό οφείλεται στην δυνατότητα ταχύτερης στράγγισης που υπάρχει στην περίπτωση αυτή, λόγω του διαφορετικού πάχους στρώσης ( $H_{tot}$ ) του εδάφους, το οποίο στην περίπτωση της διαμέτρου  $D=0.3m$  είναι  $H_{tot}=1.5m$ , ενώ στην περίπτωση της διαμέτρου  $D=1.5m$  είναι  $H_{tot}=7.5m$ . Αντίστοιχα, από τις χρονοϊστορίες των  $r_u$  κοντά στον αγωγό, φαίνεται ότι στην περίπτωση της μικρότερης διαμέτρου οι υπερπιέσεις πόρων αποτονώνονται ταχύτερα σε όλα τα βάθη.

Τόσο οι Saeedzadeh and Hataf (2011), όσο και οι Azadi and Mir Mohammad Hosseini 2010b) στη μελέτη της επίδρασης της διαμέτρου στην ανύψωση του αγωγού, δε διατηρούν σταθερό το λόγο εγκιβωτισμού ( $H/D$ ), επομένως στα συμπεράσματά τους αναφέρουν ότι οι

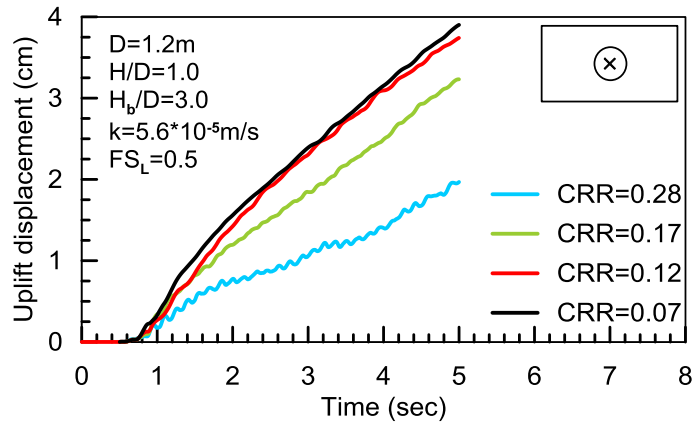
μεγαλύτερης διαμέτρου αγωγοί παρουσιάζουν μεγαλύτερη ανύψωση, επειδή γεωμετρικά μειώνεται το υπερκείμενο έδαφος που αντιστέκεται στην μετακίνηση.

Στις παρούσες αναλύσεις που διατηρήθηκε σταθερός ο λόγος εγκιβωτισμού, πιστεύεται ότι η χαμηλότερη μετακίνηση του αγωγού στις μικρότερες διαμέτρους οφείλεται στη μικρότερη δύναμη άνωσης που μπορεί απλοποιητικά να ληφθεί ίση με  $F_{buoy} = \pi D^2 \gamma_{sat} / 4$ .

Ωστόσο, εστιάζοντας στις αναπτυσσόμενες υπερπίεσεις πόρων, μπορούμε να πούμε ότι η μετακίνηση μειώνεται, καθώς μειώνεται η διάμετρος του αγωγού, επειδή μειώνεται και το πάχος του στρώματος του εδάφους που έχει ως αποτέλεσμα την ταχύτερη στράγγιση στην περιοχή του αγωγού.

Συνοψίζοντας, από τις αριθμητικές αναλύσεις προκύπτει ότι αυξάνοντας τη διάμετρο του αγωγού, αυξάνεται και η ανύψωσή του. Ωστόσο, εξαιτίας της πολυπλοκότητας του προβλήματος αυτού και της πληθώρας των παραμέτρων που υπεισέρχονται, δεν είναι σαφές το ποια παράμετρος επηρεάζει περισσότερο και ευθύνεται για το αποτέλεσμα αυτό.

**Επίδραση ανηγμένης ανακυκλικής διατμητικής αντοχής (CRR).** Έχοντας μελετήσει την επίδραση της γεωμετρίας στην ανύψωση ενός εγκιβωτισμένου αγωγού, ακολουθεί η διερεύνηση των ιδιοτήτων του εδάφους στη συμπεριφορά του αγωγού. Για το λόγο αυτό, αρχικά μελετήθηκε η επίδραση της ανηγμένης ανακυκλικής διατμητικής αντοχής (CRR), η οποία όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενη παράγραφο συνδέεται μέσω του διαγράμματος κινδύνου ρευστοποίησης και της εμπειρικής σχέσης των Idriss and Boulanger (2006) με τη σχετική πυκνότητα ( $D_r$ ) του εδάφους. Συνολικά διεξήχθησαν 4 παραμετρικές αναλύσεις για τιμές CRR=0.07, 0.12, 0.17 και 0.28, οι οποίες κάλυπταν ένα εύρος σχετικών πυκνοτήτων από  $D_r=30\%$  έως  $D_r=75\%$ . Υπενθυμίζεται ότι οι παραμετρικές αναλύσεις αυτές είχαν διαφορετική μέγιστη επιβαλλόμενη επιτάχυνση, προκειμένου να διατηρείται σταθερός ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης ( $FS_L=0.5$ ). Στο **Σχήμα 5.9** που ακολουθεί παρουσιάζεται το διάγραμμα ανύψωσης- χρόνου του αγωγού για τις διαφορετικές τιμές του CRR, ενώ στα **Σχήματα 5.10** και **5.11** συγκρίνονται οι χρονοϊστορίες του  $r_u$  για CRR=0.07 & 0.12 και για CRR=0.07 & 0.28.



**Σχήμα 5.9:** Επίδραση ανηγμένης ανακυκλικής διατμητικής αντοχής (CRR) στην ανύψωση του αγωγού

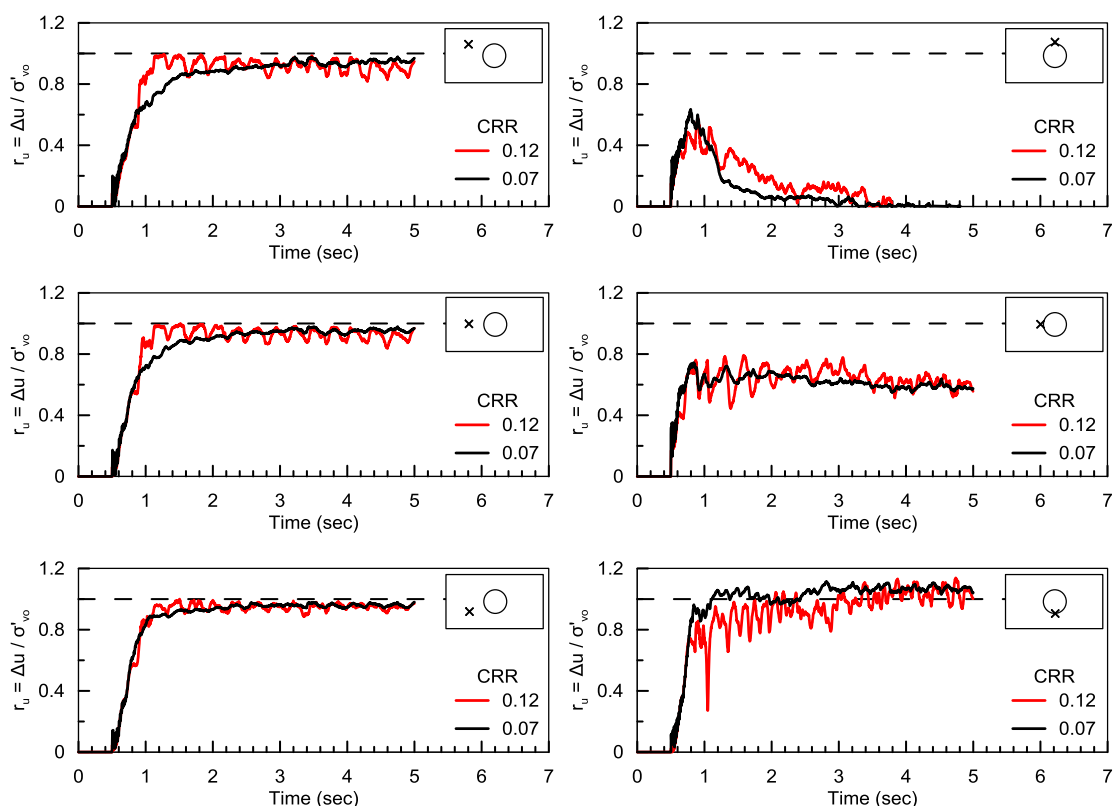
Από το διάγραμμα ανύψωσης- χρόνου του **Σχήματος 5.9** παρατηρούμε ότι μεγαλύτερη ανύψωση συμβαίνει στις περιπτώσεις που η ανακυκλική διατμητική αντοχή του εδάφους είναι μειωμένη, παρατήρηση που επαληθεύεται και από την χρήση της εξίσωσης των Sasaki and Tamura (2004), που παρουσιάστηκε ενδελεχώς στο Κεφάλαιο 2.

Μεταξύ των περιπτώσεων CRR=0.07 και CRR=0.12 που αντιστοιχούν σε χαλαρά εδάφη με σχετική πυκνότητα  $D_r=30\%$  και  $D_r=45\%$  αντίστοιχα, φαίνεται ότι η ανύψωση είναι πρακτικά ίδια, γεγονός που οφείλεται στην πολύ παρόμοια συμπεριφορά των εδαφών αυτών αναφορικά με τις αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις πόρων, τόσο στο ελεύθερο πεδίο όσο και στην περιοχή του αγωγού, όπως φαίνεται από το **Σχήμα 5.10**.

Αντίθετα, συγκρίνοντας τις περιπτώσεις CRR=0.07 και CRR=0.28 που αντιστοιχούν σε σχετικές πυκνότητες  $D_r=30\%$  και  $D_r=75\%$  αντίστοιχα, προκύπτει ότι η μετακίνηση στην περίπτωση με CRR=0.07 είναι διπλάσια από αυτήν της περίπτωσης με CRR=0.28, γεγονός που υποδηλώνει την έντονη εξάρτηση της ανύψωσης του αγωγού από τη συμπεριφορά του εδάφους υπό καθεστώς μεγάλων ανηγμένων παραμορφώσεων.

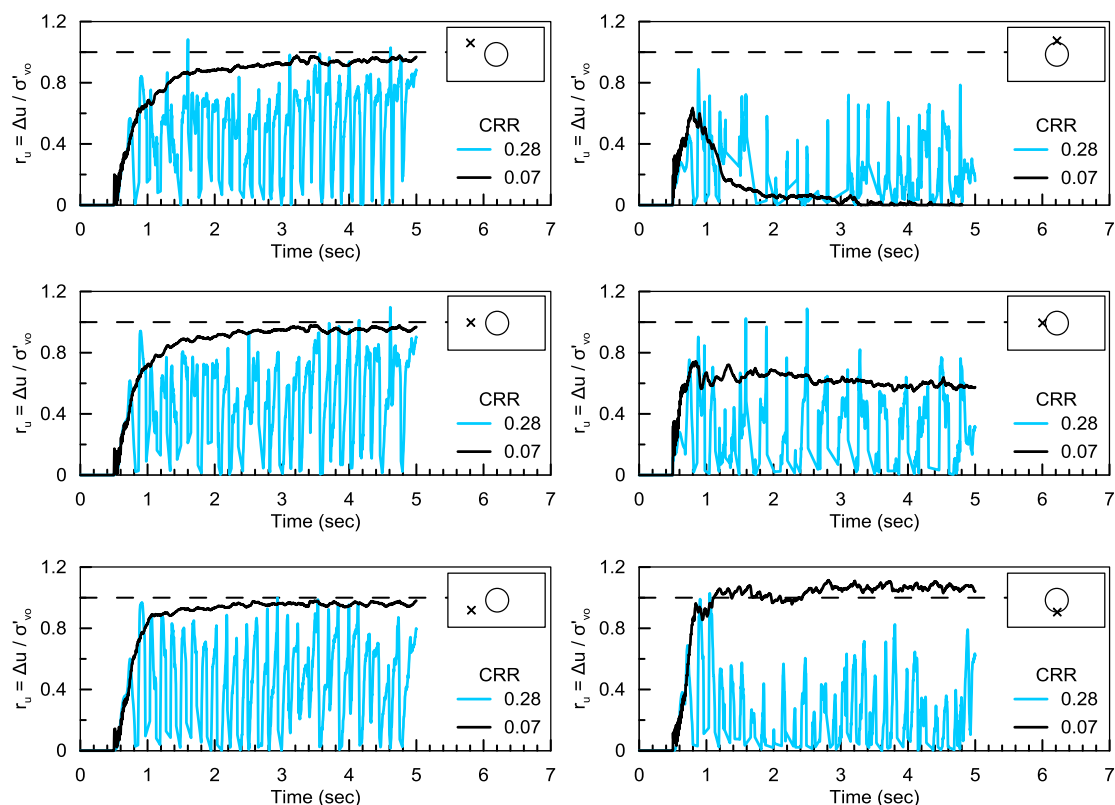
Πιο συγκεκριμένα, από το **Σχήμα 5.11** είναι εμφανές ότι στην περίπτωση που έχουμε CRR=0.28 τόσο στο ελεύθερο πεδίο, όσο και στην περιοχή του αγωγού οι χρονοϊστορίες των  $r_u$  παρουσιάζουν πολύ έντονες αιχμές οι οποίες υποδηλώνουν την έντονη διαστολικότητα του εδάφους. Για τον ίδιο λόγο, οι υπερπιέσεις πόρων είναι σημαντικά μειωμένες και σε καμία περίπτωση δε προσεγγίζουν την τιμή  $r_u=1$ , όπως συμβαίνει στα αντίστοιχα διαγράμματα της περίπτωσης με CRR=0.07, παρόλο που στην περίπτωση CRR=0.28 το πλάτος της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης είναι 4 φορές μεγαλύτερο από αυτό της περίπτωσης CRR=0.07 ( $a_{\max}=0.4g$  και  $a_{\max}=0.1g$  αντίστοιχα).

Είναι γεγονός ότι οι περιπτώσεις των  $CRR=0.07$  και  $CRR=0.28$  αποτελούν αρκετά ακραίες τιμές που ξεφεύγουν από το σύνηθες εύρος. Ωστόσο, από τα ακραία αυτά παραδείγματα, βλέπουμε την τελείως διαφορετική απόκριση του εδάφους και τις συνέπειές της στη μετατόπιση του αγωγού, και επαληθεύεται ότι το καταστατικό προσομοίωμα και ο παρών κώδικας αναπαριστούν ικανοποιητικά τη συμπεριφορά του εδάφους για μεγάλο εύρος διαφορετικών συνθηκών και παραμέτρων.



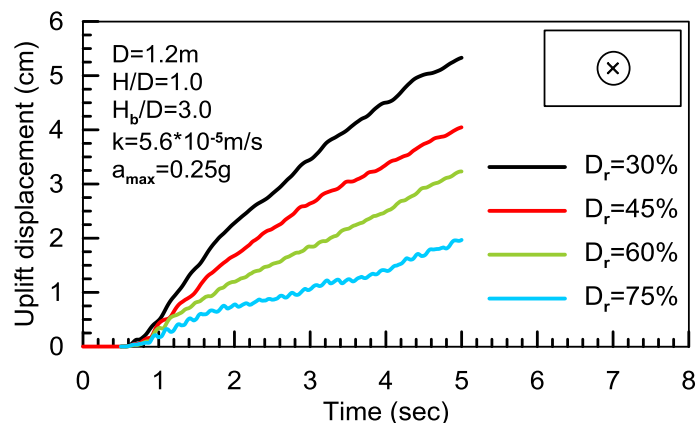
**Σχήμα 5.10:** Σύγκριση χρονοϊστοριών  $r_u$  στο ελεύθερο πεδίο και στην περιοχή του αγωγού για τις περιπτώσεις  $CRR=0.07$  και  $CRR=0.12$





**Σχήμα 5.11:** Σύγκριση χρονοϊστοριών  $r_u$  στο ελεύθερο πεδίο και στην περιοχή του αγωγού για τις περιπτώσεις  $CRR=0.07$  και  $CRR=0.28$

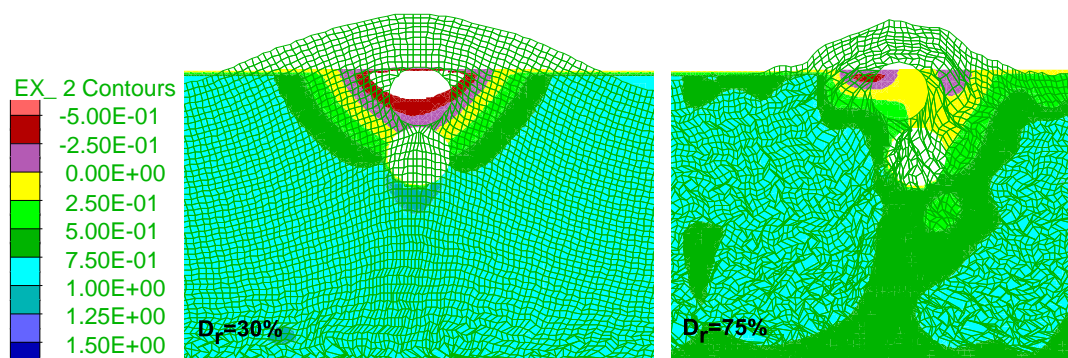
**Επίδραση σχετικής πυκνότητας του εδάφους ( $D_r$ ).** Η διαφορά των αριθμητικών αναλύσεων αυτών από τις προηγούμενες, που εξέταζαν την επίδραση της ανηγμένης ανακυκλικής διατμητικής αντοχής του εδάφους (CRR), είναι ότι στις παρούσες αναλύσεις διατηρείται σταθερή η επιβαλλόμενη επιτάχυνση ( $a_{max}=0.25g$ ) και μεταβάλλεται μόνο η σχετική πυκνότητα. Οι αναλύσεις που έγιναν αφορούσαν σχετικές πυκνότητες  $D_r=30\%$ ,  $45\%$ ,  $60\%$  και  $75\%$  και οι καμπύλες ανύψωσης συναρτήσεως του χρόνου που προέκυψαν παρουσιάζονται συγκριτικά στο **Σχήμα 5.12**.



**Σχήμα 5.12:** Επίδραση της σχετικής πυκνότητας ( $D_r$ ) του εδάφους στην ανύψωση του αγωγού

Παρατηρούμε έτσι ότι όσο μειώνεται η σχετική πυκνότητα του εδάφους, αυξάνεται η μετακίνηση του αγωγού. Στο ίδιο συμπέρασμα έχουν καταλήξει και οι Saeedzadeh and Hataf (2011) ύστερα από αριθμητικές αναλύσεις, καθώς επίσης και οι Sasaki and Tamura (2004) βασισμένοι σε αποτελέσματα πειραμάτων φυγοκεντρική.

Η παρατήρηση αυτή φαίνεται λογική γιατί τα χαλαρότερης δομής εδάφη, δηλαδή αυτά με τη μικρότερη σχετική πυκνότητα, εμφανίζουν συστολική συμπεριφορά υπό διατμητική φόρτιση, επομένως αναπτύσσουν μεγαλύτερες υπερπιέσεις πόρων και ρευστοποιούνται ευκολότερα. Ως εκ τούτου, παρατηρούνται μεγαλύτερες υπερπιέσεις κάτω από τον αγωγό, οι οποίες διευκολύνουν την ανύψωσή του. Οι χρονοϊστορίες των  $r_u$  τόσο στο ελεύθερο πεδίο, όσο και στην περιοχή του αγωγού είναι ποιοτικά ίδιας μορφής με αυτά του **Σχήματος 5.11**. Επομένως, αντί για τις χρονοϊστορίες των υπερπιέσεων πόρων  $r_u$  σε συγκεκριμένα σημεία του καννάβου κρίνεται σημαντικότερο να παρουσιαστούν τα διαγράμματα των περιγραμμάτων των  $r_u$  που είναι πιο εποπτικά και δείχνουν τις αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις πόρων γύρω από τον αγωγό. Στο **Σχήμα 5.13** φαίνονται τα περιγράμματα των  $r_u$  στο τέλος της σεισμικής δόνησης για  $D_r=30\%$  και  $D_r=75\%$ .



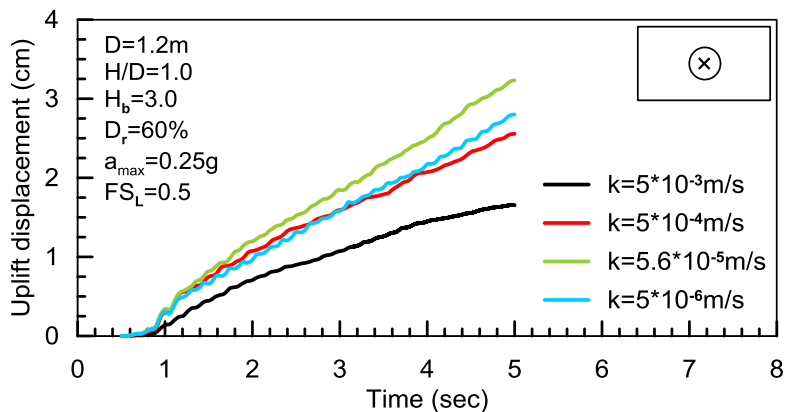
**Σχήμα 5.13:** Παραμορφωμένος κάνναβος (μεγεθυμένος 40 φορές) και περιγράμματα των  $r_u$  για τις περιπτώσεις  $D_r=30\%$  και  $D_r=75\%$

Παρατηρούμε ότι στην περίπτωση του χαλαρού εδάφους, ρευστοποιείται όλη η στρώση του εδάφους, ενώ κάτω από τον αγωγό εμφανίζεται συσσώρευση υπερπιέσεων πόρων και καταγράφονται τιμές  $r_u > 1$ , που υποδηλώνουν αφενός ότι η γεωμετρία του αγωγού δυσχεραίνει την κίνηση του νερού και αφετέρου ότι το έδαφος παρουσιάζει έντονα συστολική συμπεριφορά. Αντίθετα, στην περίπτωση του πολύ πυκνού εδάφους, λόγω της διαστολικότητας, το έδαφος δε ρευστοποιείται ομοιόμορφα ούτε στο ελεύθερο πεδίο, ενώ στην περιοχή του αγωγού καταγράφονται εν γένει τιμές  $r_u = 0.7$ . Πάνω από τον αγωγό, οι αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις πόρων είναι αρκετά μικρότερες και παρόμοιες και στις δύο

περιπτώσεις, γεγονός που πιθανώς οφείλεται στην ευκολότερη αποτόνωση των υπερπιέσεων πόρων, αφού ξεκινήσει η μετακίνηση του αγωγού προς τα πάνω.

Συμπερασματικά, η αύξηση της σχετικής πυκνότητας συνεπάγεται μείωση της ανύψωσης ενός εγκιβωτισμένου αγωγού, γεγονός που αποδίδεται στη διαστολικότητα. Η αιτιολογία αυτή, επαληθεύεται από τη σύγκριση των διαγραμμάτων των περιγραμμάτων των  $r_u$  για τις ακραίες περιπτώσεις των  $D_r=30\%$  και  $D_r=75\%$  που παρουσιάστηκαν στο **Σχήμα 5.13**.

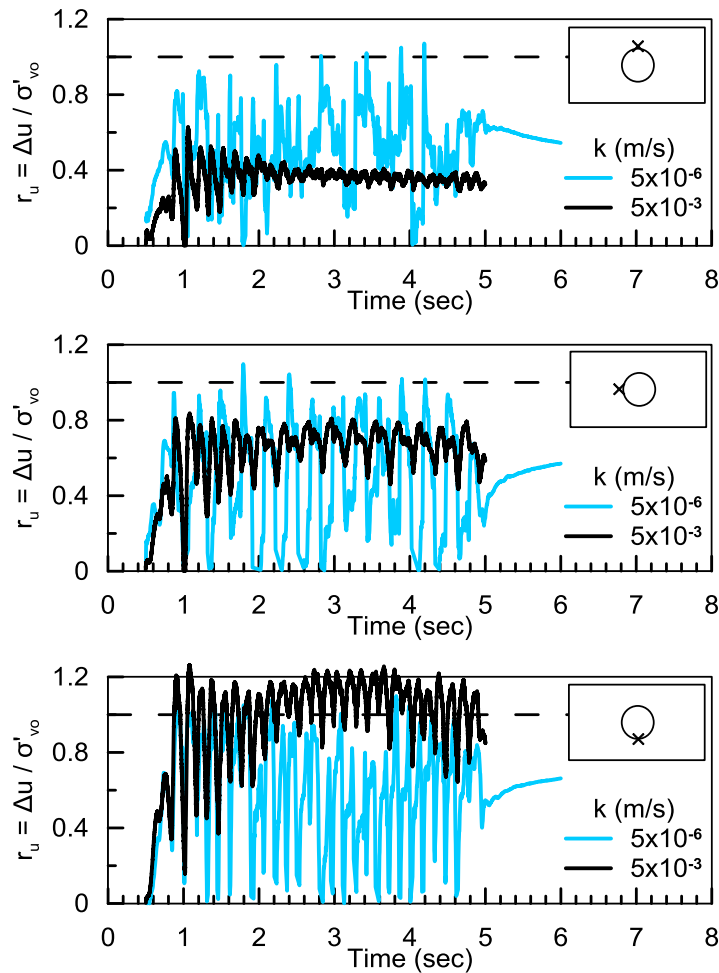
**Επίδραση της διαπερατότητας (k).** Γνωρίζοντας ότι η διαπερατότητα του εδάφους επηρεάζει σημαντικά την ταχύτητα ροής του νερού δια μέσου του εδάφους, πραγματοποιήθηκαν αριθμητικές αναλύσεις για ένα εύρος διαπερατοτήτων, ώστε να διερευνηθεί η επίδραση της παραμέτρου αυτής στις αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις πόρων και ενδεχομένως στην ανύψωση του αγωγού. Συγκεκριμένα, εξετάστηκαν οι περιπτώσεις με διαπερατότητα ίση με  $k=5 \times 10^{-3}$ ,  $5 \times 10^{-4}$ ,  $5.6 \times 10^{-5}$  και  $5 \times 10^{-6}$  m/s που καλύπτουν τις περιπτώσεις από τις πιο χονδρόκοκκες έως τις πιο λεπτόκοκκες ή και ιλυώδεις άμμους. Στο **Σχήμα 5.14** φαίνονται οι καμπύλες ανύψωσης- χρόνου για τις διαπερατότητες που εξετάστηκαν. Επιπλέον, στο **Σχήμα 5.15** φαίνονται οι χρονοϊστορίες των  $r_u$  στην περιοχή του αγωγού για τις περιπτώσεις  $k=5 \times 10^{-3}$  και  $5 \times 10^{-6}$  m/s και σχολιάζονται οι διαφορές τους.



**Σχήμα 5.14:** Επίδραση της διαπερατότητας ( $k$ ) του εδάφους στην ανύψωση του αγωγού

Από το **Σχήμα 5.14** παρατηρούμε ότι οι πιο χονδρόκοκκες άμμοι, δηλαδή αυτές με τη μεγαλύτερη διαπερατότητα ( $k=5 \times 10^{-3}$  m/s,  $5 \times 10^{-4}$  m/s), παρουσιάζουν μικρότερη ανύψωση, γεγονός που αποδίδεται στην γρηγορότερη στράγγιση και αποτόνωση των υπερπιέσεων των πόρων. Αντίθετα, οι λεπτόκοκκες άμμοι συνεπάγονται μεγαλύτερη ανύψωση του αγωγού. Ωστόσο, μεταξύ των περιπτώσεων  $5.6 \times 10^{-5}$  και  $5 \times 10^{-6}$  m/s προκύπτει ότι η

τελευταία παρουσιάζει μικρότερη ανύψωση. Δηλαδή, καθώς μειώνεται η διαπερατότητα, αυξάνεται η ανύψωση της κατασκευής, αλλά από ένα όριο και κάτω μειώνεται ξανά.



**Σχήμα 5.15:** Σύγκριση χρονιοιστοριών  $r_u$  στην περιοχή του αγωγού για τις περιπτώσεις  $k=5 \times 10^{-3} \text{ m/s}$  και  $k=5 \times 10^{-6} \text{ m/s}$

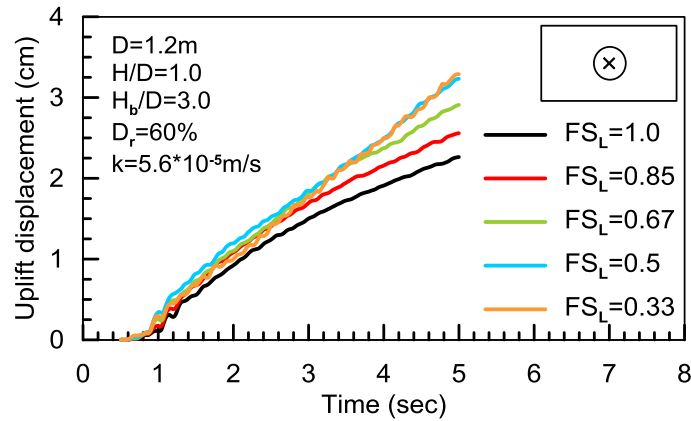
Από το **Σχήμα 5.15** παρατηρούμε ότι κάτω από τον αγωγό οι τιμές των  $r_u$  υπερβαίνουν τη μονάδα στην περίπτωση της μεγάλης διαπερατότητας, ενώ στην περίπτωση  $k=5 \times 10^{-6} \text{ m/s}$  είναι περίπου ίσες με  $r_u=0.6$ . Πάνω από τον αγωγό οι υπερπιέσεις πόρων είναι αρκετά μικρότερες απ' ότι κάτω από τον αγωγό, όμως στην περίπτωση της διαπερατότητας  $k=5 \times 10^{-3} \text{ m/s}$  είναι σαφώς μικρότερες από τις υπερπιέσεις πόρων της περίπτωσης  $5 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ , γεγονός που υποδηλώνει ότι με την αύξηση της διαπερατότητας επιτυγχάνεται ταχύτερη στράγγιση και μεγαλύτερη αποτόνωση των υπερπιέσεων πόρων πάνω από τον αγωγό.

Ακόμη, συνάγεται το συμπέρασμα ότι όταν αναπτύσσονται υπερπιέσεις πόρων της τάξης του  $r_u=0.6-0.7$  κάτω από τον αγωγό, ξεκινά η ανύψωσή του και ακόμα και για πολύ μεγαλύτερες τιμές  $r_u$  η συμπεριφορά του αγωγού δεν αλλάζει. Δηλαδή, η μετακίνηση του αγωγού ξεκινά εφόσον οι υπερπιέσεις πόρων φτάσουν περίπου το 60%-70% της ενεργού

τάσης του εδάφους κάτω από τον αγωγό, ενώ δε φαίνεται να επιδρά σημαντικά το πόσο μεγαλύτερες, πάνω από αυτή την τιμή γίνονται. Αντίθετα, φαίνεται ότι μικρές αποκλίσεις στην τιμή των  $r_u$  πάνω από τον αγωγό, επηρεάζουν την ανύψωσή του σημαντικά. Στη συγκεκριμένη περίπτωση, το γεγονός ότι στη μία περίπτωση αναπτύχθηκαν πάνω από τον αγωγό  $r_u=0.4$  ενώ στην περίπτωση του πιο λεπτόκοκκου εδάφους αναπτύχθηκαν  $r_u=0.6$ , φαίνεται πως είχε σημαντική επίδραση στην ανύψωση του αγωγού.

Με την επίδραση της διαπερατότητας στην ανύψωση του αγωγού έχουν ασχοληθεί οι Madabhushi and Madabhushi (2011) και οι Kutanaei and Choobbasti (2015), όπου αναφέρουν ότι αύξηση της διαπερατότητας του εδάφους, οδηγεί σε μειωμένες υπερπιέσεις πόρων και συνακόλουθα σε μικρότερη ανύψωση του αγωγού. Οι παρούσες αριθμητικές αναλύσεις συμφωνούν με το συμπέρασμα αυτό, με εξαίρεση την αριθμητική ανάλυση με  $k=5 \times 10^{-6}$  m/s.

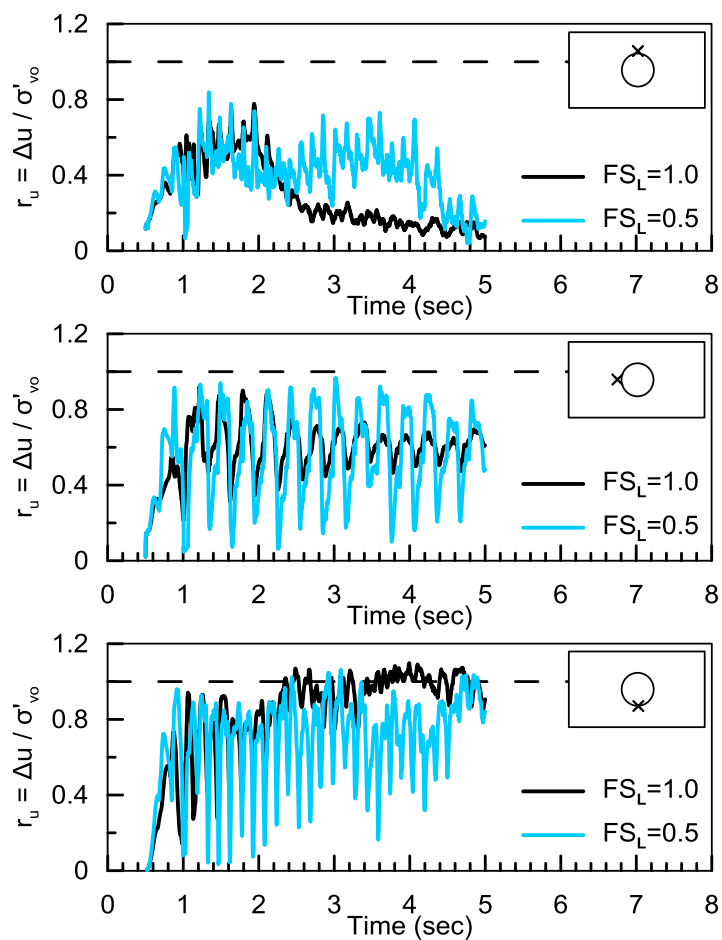
**Επίδραση μέγιστης επιβαλλόμενης επιτάχυνσης ( $a_{max}$ )/συντελεστή ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης του εδάφους ( $FS_L$ ).** Όπως έχει ήδη αναφερθεί, εκτός από την επίδραση της γεωμετρίας και των ιδιοτήτων του εδάφους, σκοπός των παραμετρικών αναλύσεων ήταν να διερευνηθούν και τα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης που ίσως επηρεάζουν το φαινόμενο της ανύψωσης ενός εγκιβωτισμένου αγωγού. Για το λόγο αυτό, πραγματοποιήθηκαν αριθμητικές αναλύσεις για διαφορετικές τιμές μέγιστης επιβαλλόμενης επιτάχυνσης ( $a_{max}$ ) που αντιστοιχούν σε διαφορετικούς συντελεστές ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης ( $FS_L$ ). Συγκεκριμένα, οι μέγιστες επιταχύνσεις που επιβλήθηκαν ήταν:  $a_{max}=0.128g, 0.15g, 0.19g, 0.25g$  και  $0.38g$  που αντιστοιχούσαν σύμφωνα με την εμπειρική μεθοδολογία των Seed and Idriss (1971) σε συντελεστές ασφαλείας  $FS_L=1.0, 0.85, 0.67, 0.5$  και  $0.33$ , αντίστοιχα. Ακολούθως, παρουσιάζεται το διάγραμμα ανύψωσης του αγωγού συναρτήσει της φόρτισης για τις συγκεκριμένες παραμετρικές αναλύσεις (**Σχήμα 5.16**).



**Σχήμα 5.16:** Επίδραση της μέγιστης επιβαλλόμενης επιτάχυνσης ( $a_{max}$ ) στην ανύψωση του αγωγού

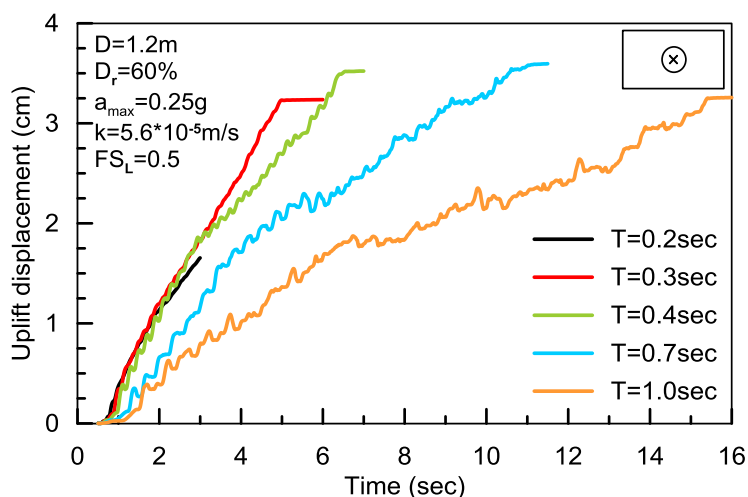
Από το **Σχήμα 5.16** φαίνεται ότι η αύξηση του συντελεστή ασφαλείας, ή αλλιώς μείωση του πλάτους της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης, συνεπάγεται μείωση της τελικής ανύψωσης του αγωγού. Η παρατήρηση αυτή είναι συμβατή με τα συμπεράσματα της βιβλιογραφίας (Sasaki and Tamura 2004; Azadi and Mir Mohammad Hosseini 2010b; Huang et al. 2014). Ωστόσο, η αιτιολόγηση που δίνεται στη βιβλιογραφία σχετικά με την παρατήρηση αυτή είναι ότι η αύξηση της μέγιστης επιβαλλόμενης επιτάχυνσης προκαλεί μεγαλύτερες υπερπιέσεις πόρων, οι οποίες με τη σειρά τους διευκολύνουν την ανύψωση της κατασκευής.

Επιπλέον, στο **Σχήμα 5.17** συγκρίνονται οι χρονοϊστορίες των  $r_u$  στην περιοχή του αγωγού για  $FS_L=1.0$  και  $0.5$ . Παρατηρούμε ότι στην περίπτωση του συντελεστή ασφαλείας  $FS_L=0.5$  οι υπερπιέσεις πόρων κάτω από τον αγωγό είναι πρακτικά ίδιες, ίσως και λίγο μικρότερες από τις αντίστοιχες της περίπτωσης  $FS_L=1.0$ . Αντίθετα, στη στέψη του αγωγού, στη περίπτωση του συντελεστή ασφαλείας  $FS_L=1.0$  το έδαφος παρουσιάζει ιδιαίτερα διαστολική συμπεριφορά που οδηγεί σε  $r_u < 0.2$  ήδη από την χρονική στιγμή  $t=2\text{sec}$ , ενώ οι αντίστοιχες τιμές των  $r_u$  στην περίπτωση του συντελεστή ασφαλείας  $FS_L=0.5$  υπερβαίνουν την τιμή  $r_u=0.5$ . Αυτό μας οδηγεί στο συμπέρασμα ότι η ανύψωση του αγωγού εξαρτάται περισσότερο από την αντοχή του εδάφους πάνω από αυτόν και λιγότερο από τις αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις κάτω από την κατασκευή. Αναφορικά με τις περιπτώσεις  $FS_L=0.5$  και  $FS_L=0.33$ , παρατηρείται πρακτικά ίδια μετακίνηση, καθώς επίσης και πρακτικά ίδιες χρονοϊστορίες υπερπιέσεων πόρων (βλ. **Παράρτημα Α**), παρατήρηση που μας δείχνει ότι όταν ο συντελεστής ασφαλείας είναι πολύ μικρός, η ανύψωση του αγωγού ίσως δε μεταβάλλεται σημαντικά.



**Σχήμα 5.17:** Σύγκριση χρονοϊστοριών  $r_u$  στην περιοχή του αγωγού για τις περιπτώσεις  $FS_L=1.0$  και  $FS_L=0.5$

**Επίδραση περιόδου επιβαλλόμενης επιτάχυνσης (T).** Ολοκληρώνοντας τις παραμετρικές αναλύσεις που αφορούν στην επίδραση των χαρακτηριστικών της σεισμικής διέγερσης, μελετήθηκε η διαφορετική ανύψωση των αγωγών, λόγω διαφορετικής περιόδου των σεισμικών παλμών. Σε όλες τις αριθμητικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν 15 κύκλοι φόρτισης, που αντιστοιχούν σε σεισμική διέγερση μεγέθους  $M_w=7.5$ . Οι περίοδοι που εξετάστηκαν ήταν  $T=0.2, 0.3, 0.4, 0.7$  και  $1.0$  sec και καλύπτουν ένα εύρος παλμών, από τους πιο υψίσυχνους μέχρι τους πιο μακροπερίόδους. Σημειώνεται ότι αφού οι κύκλοι φόρτισης διατηρήθηκαν σταθεροί ( $n=15$ ), ενώ η περίοδος του παλμού μεταβαλλόταν, μεταβλήθηκε και η συνολική διάρκεια της διέγερσης, η οποία επιδρά στην τελική ανύψωση του αγωγού. Στο **Σχήμα 5.18** που ακολουθεί παρουσιάζεται το διάγραμμα μετακίνησης-χρόνου για όλες τις παραπάνω περιπτώσεις, ενώ στο **Σχήμα 5.19** συγκρίνονται οι χρονοϊστορίες των  $r_u$  σε διάφορα σημεία περί τον αγωγό για  $T=0.2$  και  $T=0.3$ sec.



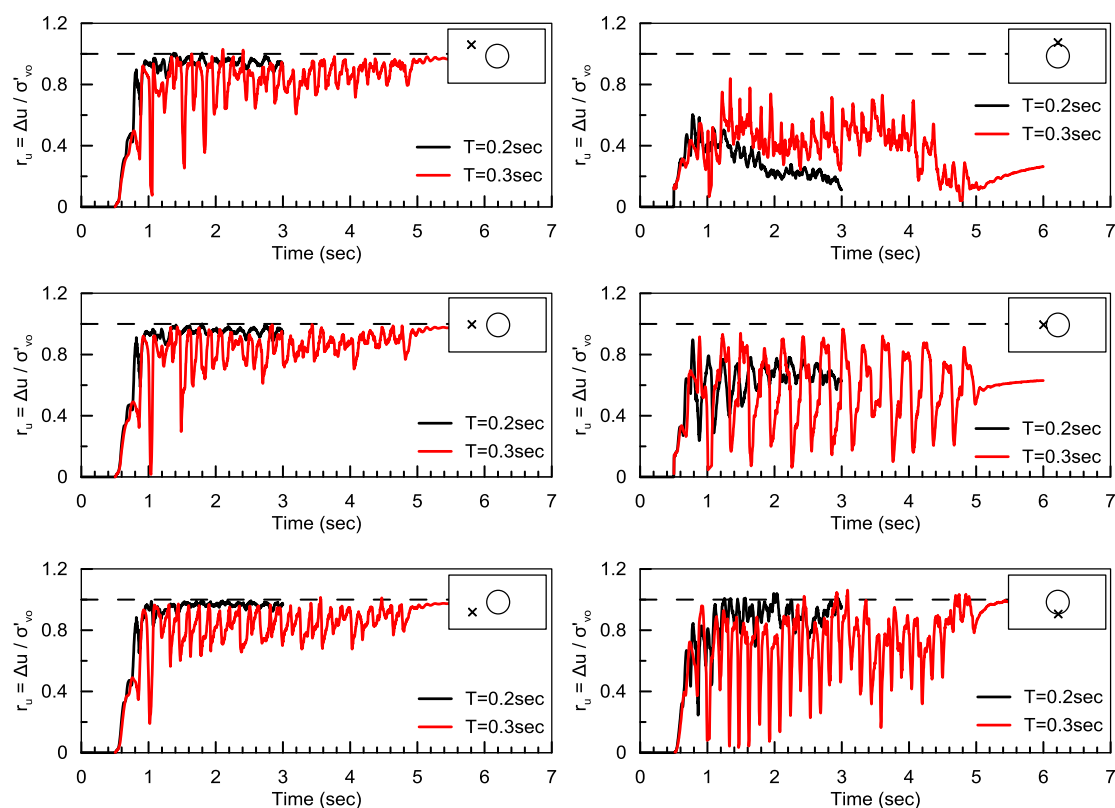
**Σχήμα 5.18:** Επίδραση της περιόδου της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης ( $T$ ) στην ανύψωση του αγωγού

Συγκρίνοντας αρχικά τις καμπύλες ανύψωσης- χρόνου των δύο πιο υψίσυχνων παλμών ( $T=0.2\text{sec}$  και  $T=0.3\text{sec}$ ) από το **Σχήμα 5.18**, παρατηρούμε ότι ο ρυθμός αύξησης της μετακίνησης είναι πρακτικά ίδιος, γεγονός που αποδίδεται στην παρόμοια απόκριση του εδάφους υπό τις δύο αυτές διεγέρσεις. Πιο συγκεκριμένα, μελετώντας τις χρονοϊστορίες των  $r_u$  των συγκεκριμένων αριθμητικών αναλύσεων (**Σχήμα 5.19**) προκύπτει ότι τόσο στην περιοχή του αγωγού όσο και στο ελεύθερο πεδίο, οι υπερπιέσεις πόρων λαμβάνουν περίπου τις ίδιες τιμές. Εξαιρεση αποτελεί η χρονοϊστορία των  $r_u$  πάνω από τον αγωγό που στην περίπτωση της περιόδου  $T=0.2\text{sec}$  παρουσιάζει λίγο μικρότερες τιμές στους τελευταίους κύκλους φόρτισης, χωρίς αυτό να επηρεάζει την ανύψωση του αγωγού. Ακόμη, συγκρίνοντας τις καμπύλες αυτές παρατηρούμε την άμεση επίδραση της χρονικής διάρκειας της σεισμικής διέγερσης στη μετακίνηση του αγωγού, η οποία υπεισέρχεται και στην αναλυτική σχέση υπολογισμού ανύψωσης που προτείνουν οι Sasaki and Tamura (2004).

Παρατηρώντας τώρα συνολικά και το **Σχήμα 5.18**, φαίνεται ότι αύξηση της περιόδου του παλμού συνεπάγεται μείωση της κλίσης της καμπύλης ανύψωσης-χρόνου του αγωγού. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι στους πιο μακροπερίόδους παλμούς το έδαφος προλαβαίνει να στραγγίξει σε μεγάλο βαθμό πριν του επιβληθεί ο επόμενος παλμός, επομένως αναπτύσσονται γενικά μικρότερες υπερπιέσεις πόρων, τόσο στο ελεύθερο πεδίο, όσο και στην περιοχή του αγωγού. Αυτό επαληθεύεται και από τις έντονες αιχμές στις χρονοϊστορίες των  $r_u$  (βλ. **Παράρτημα Α**), οι οποίες υποδηλώνουν ότι οι υπερπιέσεις πόρων δεν παραμένουν σταθερές, αλλά αποτονώνονται και στον επόμενο κύκλο φόρτισης αυξάνονται ξανά.



Σημειώνεται ότι στη βιβλιογραφία, δεν έχει διερευνηθεί εκτενώς η επίδραση της συχνότητας της επιβαλλόμενης φόρτισης στην ανύψωση του αγωγού. Η μόνη σχετική αναφορά είναι των Azadi and Mir Mohammad Hosseini (2010b) που ύστερα από αριθμητικές αναλύσεις για περίοδο παλμού  $T=0.25\text{sec}$  ( $f=1\text{Hz}$ ) και  $T=0.5\text{sec}$  ( $f=2\text{Hz}$ ) αναφέρουν ότι οι υπερπιέσεις πόρων κάτω από την κατασκευή ήταν μεγαλύτερες στην περίπτωση του παλμού με περίοδο  $T=0.5\text{sec}$ , χωρίς να αιτιολογούν, γιατί πιθανώς συμβαίνει αυτό. Η παρατήρηση αυτή έρχεται σε αντίθεση με τις παρατηρήσεις που έγιναν στις παρούσες αριθμητικές αναλύσεις.



**Σχήμα 5.19:** Σύγκριση χρονοϊστοριών  $r_u$  στο ελεύθερο πεδίο και στην περιοχή του αγωγού για τις περιπτώσεις  $T=0.2\text{sec}$  και  $T=0.3\text{sec}$

Ακόμη, στις περιπτώσεις  $T=0.4$ ,  $0.7$  και  $1.0$  sec παρατηρείται αλλαγή της κλίσης της καμπύλης ανύψωσης- χρόνου από κάποιο σημείο της φόρτισης και μετά. Από τα διαγράμματα των υπερπιέσεων των πόρων, παρατηρείται έντονα διαστολική συμπεριφορά του εδάφους πάνω από τον αγωγό, η οποία λογικά ευθύνεται για τη μείωση της κλίσης της καμπύλης ανύψωσης-χρόνου. Ακόμη, επειδή στις μακροπερίοδες φορτίσεις διευκολύνεται η στράγγιση, πιθανώς να μεταβάλλεται και η σχετική πυκνότητα του εδάφους, επομένως να μειώνεται ο ρυθμός ανύψωσης του αγωγού ύστερα από κάποιους κύκλους φόρτισης.

Τέλος, σημειώνεται ότι η διάρκεια της διέγερσης φαίνεται να επιδρά σημαντικά στην ανύψωση του αγωγού. Συγκρίνοντας, για παράδειγμα, τις περιπτώσεις  $T=0.7\text{sec}$  και

$T=1.0\text{sec}$  παρατηρούμε ότι παρόλο που η κλίση της καμπύλης ανύψωσης- μετατόπισης είναι πολύ μικρότερη στην περίπτωση της περιόδου  $T=1.0\text{sec}$ , η τελική μετατόπιση του αγωγού είναι περίπου ίδια, λόγω της χρονικής διάρκειας της φόρτισης.

Επομένως, μπορούμε να συμπεράνουμε ότι ο αριθμός των κύκλων φόρτισης και κατά συνέπεια το μέγεθος του σεισμού ( $M_w$ ) επιδρούν περισσότερο στο φαινόμενο της ανύψωσης από ότι επιδρά η περίοδος και ο χρόνος της διέγερσης ξεχωριστά, αφού στις συγκεκριμένες αναλύσεις για ίδιο μέγεθος σεισμού καταλήγουμε σε μετατοπίσεις που δεν απέχουν ιδιαίτερα, παρόλο που απέχει σημαντικά η χρονική διάρκεια της φόρτισης.

### 5.3 Ποιοτικά συμπεράσματα

Στο κεφάλαιο αυτό, παρουσιάστηκαν και σχολιάστηκαν οι παραμετρικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν για τη διερεύνηση διάφορων παραγόντων στην ανύψωση ενός εγκιβωτισμένου αγωγού υπό σεισμική φόρτιση σε ρευστοποιήσιμο έδαφος. Συνοπτικά, εξήχθησαν τα παρακάτω ποιοτικά συμπεράσματα:

- i) Αύξηση του λόγου εγκιβωτισμού ( $H/D$ ) του αγωγού συνεπάγεται μείωση της ανύψωσής του. Στην περίπτωση των μεγαλύτερων λόγων εγκιβωτισμού, παρατηρήθηκαν γενικώς λίγο υψηλότερες υπερπιέσεις πόρων πάνω και κάτω από τον αγωγό, λόγω του μεγαλύτερου συνολικού πάχους της στρώσης του εδάφους, που καθυστερεί τη διαδικασία αποτόνωσης των υπερπιέσεων. Ωστόσο, φαίνεται ότι αυτές οι λίγο μεγαλύτερες υπερπιέσεις δεν είναι ικανές να προκαλέσουν μεγαλύτερη ανύψωση του αγωγού, γιατί η ανύψωση φαίνεται να επηρεάζεται περισσότερο από το πρόσθετο βάρος των υπερκειμένων εδαφών, που εμποδίζει την ανύψωση του αγωγού.
- ii) Αύξηση της απόστασης του αγωγού από τη βάση του ρευστοποιημένου στρώματος ( $H_b$ ) φαίνεται να προκαλεί μείωση της ανύψωσής του. Παρατηρήθηκε ότι αυξάνοντας το πάχος του στρώματος κάτω από τον αγωγό, αυτό ρευστοποιείται ομοιόμορφα, επομένως ο σεισμικός παλμός που φτάνει στο ύψος του αγωγού είναι ιδιαίτερα εξασθενημένος. Αντίθετα, στην περίπτωση που η απόσταση του αγωγού από τη βάση του ρευστοποιημένου στρώματος είναι ιδιαίτερα μειωμένη, το έδαφος δε ρευστοποιείται πλήρως,

επομένως η διέγερση που φτάνει στον αγωγό αναμένεται να είναι ισχυρότερη και να προκαλεί μεγαλύτερη ανύψωση.

- iii) Αύξηση της διαμέτρου του αγωγού προκαλεί μεγαλύτερη ανύψωση. Ωστόσο ο λόγος  $\delta/D$ , όπου  $\delta$  η ανύψωση του αγωγού και  $D$  η διάμετρος του, παραμένει περίπου σταθερός για ένα εύρος διαμέτρων  $D=0.9$  έως  $1.5\text{m}$ . Οι μικρότερες διαμέτροι παρουσίασαν μικρότερη μετακίνηση, αλλά και μικρότερο λόγο  $\delta/D$ , αποτέλεσμα το οποίο ίσως οφείλεται στο γεγονός ότι το συνολικό πάχος της στρώσης στις περιπτώσεις αυτές ήταν μικρότερο, επομένως υπήρχε καλύτερη στράγγιση στο ελεύθερο πεδίο και γύρω από τον αγωγό, οπότε περιορίστηκε η ανύψωσή τους.
- iv) Αύξηση της ανηγμένης ανακυκλικής διατμητικής αντοχής του εδάφους (CRR), για δεδομένο συντελεστή ασφαλείας, προκαλεί μείωση στην ανύψωση του αγωγού. Από τις χρονοϊστορίες των  $r_u$  στην περιοχή του ελεύθερου πεδίου αλλά και κοντά στον αγωγό παρατηρείται ότι όσο αυξάνει το CRR, το έδαφος παρουσιάζει έντονα διαστολική συμπεριφορά, με αποτέλεσμα οι υπερπιέσεις πόρων να είναι αισθητά μικρότερες και εξαιτίας αυτού, η ανύψωση του αγωγού να είναι λιγότερη.
- v) Μεταβάλλοντας τη σχετική πυκνότητα ( $D_r$ ) του εδάφους, για σταθερό πλάτος επιβαλλόμενης επιτάχυνσης, προέκυψε ότι αύξηση του  $D_r$  προκαλεί μείωση στην ανύψωση του αγωγού, εξαιτίας της έντονα διαστολικής συμπεριφοράς τόσο στο ελεύθερο πεδίο, όσο και στην περιοχή του αγωγού, η οποία συνεπάγεται μειωμένες υπερπιέσεις πόρων.
- vi) Αναφορικά με την επίδραση της διαπερατότητας του εδάφους στην ανύψωση του αγωγού, προέκυψε ότι μείωση της διαπερατότητας του εδάφους οδηγεί σε μεγαλύτερη ανύψωση, ωστόσο από μια τιμή διαπερατότητας και κάτω μειώνεται η ανύψωση. Οι μεγάλες διαπερατότητες διευκολύνουν τη στράγγιση ειδικά πάνω από τη στέψη του αγωγού, επομένως το υπερκείμενο έδαφος διατηρεί σημαντικό ποσοστό της αντοχής του και της δυσκαμψίας του και ως εκ τούτου εμποδίζει την ανύψωση του αγωγού.
- vii) Αύξηση της μέγιστης επιβαλλόμενης επιτάχυνσης ( $a_{max}$ ), ή με άλλα λόγια μείωση του συντελεστή ασφαλείας ( $FS_L$ ), προκαλεί αύξηση της ανύψωσης του αγωγού. Υπεύθυνος παράγοντας για το αποτέλεσμα αυτό φαίνεται πως είναι οι αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις πόρων πάνω από τη στέψη του αγωγού, οι

οποίες στην περίπτωση των μικρότερων συντελεστών ασφαλείας ήταν ιδιαίτερα αυξημένες, διευκολύνοντας την ανύψωση του αγωγού.

- viii) Από τις παραμετρικές αναλύσεις, στις οποίες διερευνούνταν η επίδραση της περιόδου του σεισμικού παλμού, προέκυψε ότι οι μακροπερίοδοι παλμοί οδηγούν σε μικρότερη ανύψωση του αγωγού. Μελετώντας τις χρονοϊστορίες των  $r_u$  στο ελεύθερο πεδίο και στην περιοχή του αγωγού, παρατηρήθηκε έντονα διαστολική συμπεριφορά του εδάφους στους μακροπερίοδους παλμούς, που οδηγούσε σε μικρότερες υπερπιέσεις πόρων και συνακόλουθα σε μικρότερη ανύψωση του αγωγού, θεωρώντας το ίδιο χρονικό διάστημα διέγερσης.
- ix) Τέλος, σημειώνεται ότι οι παράμετροι που επηρεάζουν την ανύψωση ενός εγκιβωτισμένου αγωγού είναι πολλές και αλληλοεξαρτώμενες, επομένως είναι ιδιαίτερα δύσκολο να μελετηθεί η επίδραση μίας και μόνο παραμέτρου, χωρίς να μεταβάλλονται κάποιες άλλες, οι οποίες επηρεάζουν το πρόβλημα. Για παράδειγμα, υπενθυμίζεται ότι κατά τη μελέτη της επίδρασης του CRR μεταβάλλεται και η σχετική πυκνότητα  $D_r$ , ενώ στην περίπτωση της μεταβολής της διαμέτρου του αγωγού, διατηρήθηκαν μεν σταθεροί οι λόγοι  $H/D$  και  $H_b/D$ , αλλά αυτό είχε ως αποτέλεσμα τη μεταβολή του συνολικού πάχους του ρευστοποιήσιμου στρώματος, που επηρεάζει τη διαδικασία της στράγγισης.

# Κεφάλαιο 6

## Αξιολόγηση αναλυτικής σχέσης υπολογισμού των μετατοπίσεων σε σύγκριση με αριθμητικές αναλύσεις

---

### 6.1 Γενικά

Από την αναζήτηση στη βιβλιογραφία που προηγήθηκε (Κεφάλαιο 2), προκύπτει ότι η μόνη ερευνητική προσπάθεια που καταλήγει σε αναλυτική σχέση υπολογισμού της ανύψωσης του αγωγού, λόγω άνωσης, είναι αυτή των Sasaki and Tamura (2004). Στα προηγούμενα κεφάλαια επαληθεύτηκε το αριθμητικό προσομοίωμά μας με τα πειράματα φυγοκεντριστή των Chian et al. (2014) (Κεφάλαιο 3) και στη συνέχεια πραγματοποιήθηκαν παραμετρικές αναλύσεις με στόχο να διερευνηθεί η επίδραση πληθώρας παραμέτρων στην ανύψωση ενός εγκιβωτισμένου αγωγού (Κεφάλαια 4 & 5). Έχοντας σημαντικές παρατηρήσεις αναφορικά με τις παραμέτρους που επηρεάζουν τις αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις πόρων γύρω από τον αγωγό και συνακόλουθα την ανύψωσή του, στόχος του παρόντος κεφαλαίου είναι να συγκριθούν τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων με τα αντίστοιχα της σχέσης υπολογισμού των Sasaki and Tamura (2004) και να εξαχθούν χρήσιμα συμπεράσματα ως προς την αξιοπιστία της εν λόγω σχέσης για εφαρμογή της στην πράξη. Συγκεκριμένα, κατά πόσον:

- i) Λαμβάνει υπόψη όλες τις παραμέτρους που επηρεάζουν το πρόβλημα ή αν στη σχέση αυτή υπεισέρχεται κάποια παράμετρος που φαίνεται να μην επιδρά στο πρόβλημα της ανύψωσης.
- ii) Δίνει συντηρητικά ή μη αποτελέσματα και σε ποιες περιπτώσεις
- iii) Κρίνεται επαρκής και μπορεί να χρησιμοποιηθεί αντί των αριθμητικών αναλύσεων σε πρακτικές εφαρμογές

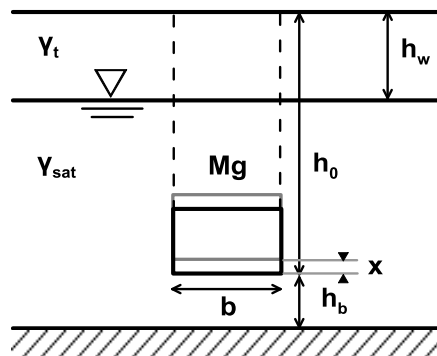
## 6.2 Διερεύνηση παραμέτρων που υπεισέρχονται στην αναλυτική σχέση των Sasaki and Tamura (2004)

### 6.2.1 Γενικά

Η σχέση υπολογισμού των Sasaki and Tamura (2004), η οποία περιγράφεται από τις εξισώσεις (2.14) και (6.2), λαμβάνει υπόψη: τα υπερκείμενα βάρη (μέσω της παραμέτρου  $h_0$ ), τη διάμετρο του αγωγού ( $b$ ), τη διάρκεια της φόρτισης ( $t$ ), καθώς επίσης την απόσταση του αγωγού από τη βάση του ρευστοποιημένου στρώματος και τα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης ( $C$ ). Οι ορισμοί των ανωτέρω παραμέτρων δίνονται γραφικά στο **Σχήμα 6.1**. Εκ προοιμίου, επισημαίνεται ότι η σχέση των Sasaki and Tamura (2004) δε λαμβάνει υπόψη τη διαπερατότητα του εδάφους  $k$ , δηλαδή μια παράμετρο που έχει αναδειχθεί ως αρκετά σημαντική από τις διάφορες αριθμητικές και πειραματικές έρευνες.

$$x = \frac{\{\gamma_t h_w + \gamma_{sat} (h_0 - h_w)\} b - Mg}{\gamma_{sat} b} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{\gamma_{sat} b}{C} t\right) \right\} \quad (6.1)$$

$$C[Mgr / m \cdot s] = 50000b[m] \cdot (b/h_b + 1) \left( \frac{\sigma_v' - \sigma_h'}{2\sigma_h'} \right)^{0.5} \cdot CRR \cdot FS_L^{1.5} \quad (6.2)$$



**Σχήμα 6.1:** Μοντέλο υπολογισμού της μετακίνησης εγκιβωτισμένης κατασκευής εξαιτίας σεισμικής διέγερσης και ρευστοποίησης του εδάφους (Sasaki and Tamura 2004)

Στον **Πίνακα 6.1**, που παρουσιάζεται ακολούθως, φαίνονται συνοπτικά οι παράμετροι που λαμβάνονται υπόψη στην αναλυτική αυτή σχέση και οι αντίστοιχες παράμετροι των αριθμητικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν, με στόχο τη σύγκριση των αποτελεσμάτων τους.

**Πίνακας 6.1:** Σύγκριση παραμέτρων αναλυτικής σχέσης και αριθμητικής διερεύνησης

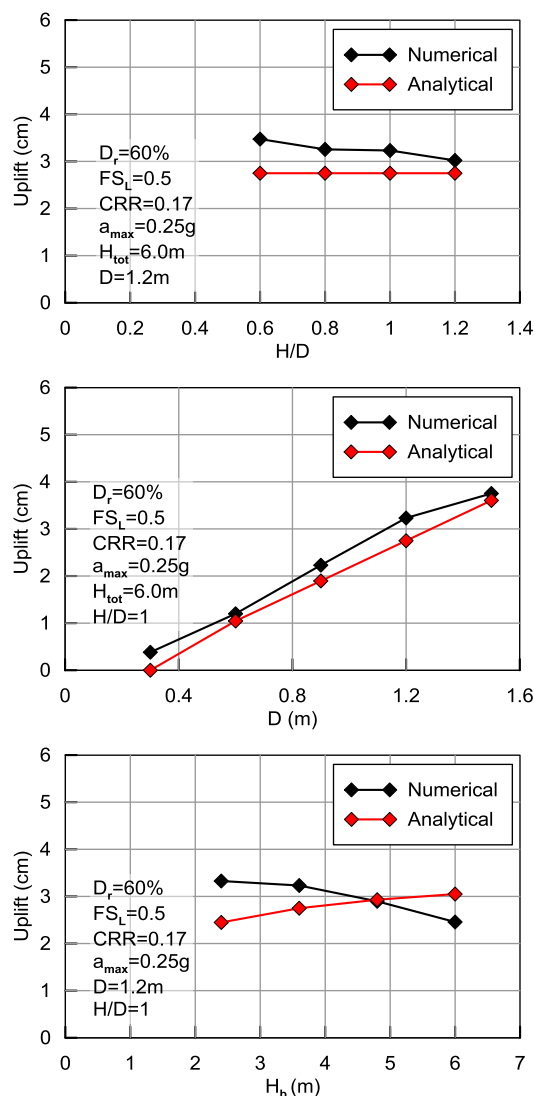
α/α	Παράμετροι αναλυτικής σχέσης Sasaki & Tamura (2004)	Παραμετρικές αριθμητικές αναλύσεις στο FLAC 2D
1	$h_0$	H/D
2	b	D
3	t	T
4	C=f( $H_b$ , $FS_L$ , CRR)	$H_b/D$
5		CRR
6		$FS_L$
7		$D_r$
8		?

Στις παραγράφους που ακολουθούν παρουσιάζονται τα διαγράμματα σύγκρισης των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων και των αποτελεσμάτων της αναλυτικής σχέσης των Sasaki and Tamura (2004), καθώς επίσης και συνοπτικά σχόλια για την κάθε περίπτωση σύγκρισης.

### 6.2.2 Γεωμετρία του προβλήματος- παράμετροι H/D, D, $H_b$

Οι παράμετροι που επηρεάζουν τη γεωμετρία του προβλήματος και υπεισέρχονται στη σχέση υπολογισμού των Sasaki and Tamura (2004) είναι το ύψος των υπερκείμενων γαιών, η διάμετρος του αγωγού και η απόσταση της κατασκευής από τη βάση του ρευστοποιημένου στρώματος. Στο **Σχήμα 6.2** παρουσιάζονται τα διαγράμματα σύγκρισης των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων και της αναλυτικής σχέσης για τις παραμέτρους αυτές.

Τονίζεται ότι οι τιμές των παραμέτρων που χρησιμοποιήθηκαν στις αριθμητικές αναλύσεις και στην αναλυτική σχέση είναι ίδιες, ώστε η ανύψωση που προκύπτει από την αναλυτική σχέση να είναι άμεσα συγκρίσιμη με το αποτέλεσμα της αντίστοιχης αριθμητικής ανάλυσης. Έτσι, στη σχέση των Sasaki and Tamura (2004) η ανύψωση υπολογίστηκε για  $t=4.5$  sec, που αντιστοιχεί στη διάρκεια της φόρτισης που επιλέχθηκε για τις αριθμητικές αναλύσεις. Οι υπόλοιπες παράμετροι που υπεισέρχονται στην αναλυτική σχέση αναγράφονται στα διαγράμματα του **Σχήματος 6.2**.



**Σχήμα 6.2:** Σύγκριση αριθμητικών αναλύσεων με την αναλυτική σχέση των Sasaki and Tamura (2004): Παράμετροι γεωμετρίας του προβλήματος

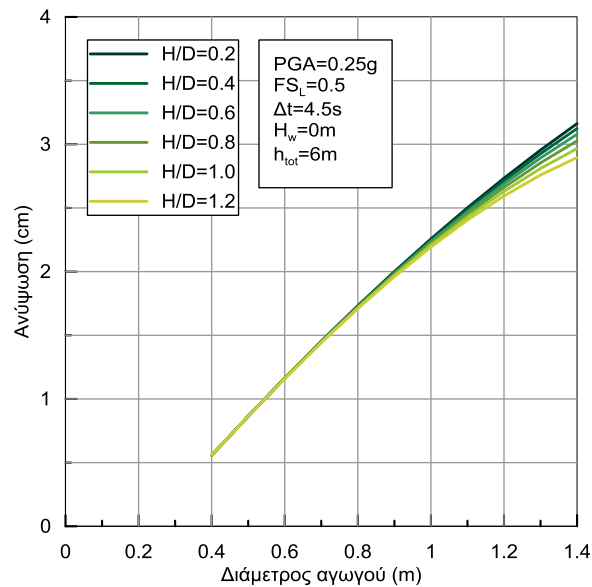
Από το πρώτο διάγραμμα του **Σχήματος 6.2** παρατηρούμε ότι, σύμφωνα με τις αριθμητικές αναλύσεις, η ανύψωση του αγωγού επηρεάζεται ελάχιστα με αύξηση του βάθους εγκιβωτισμού από 0.60m σε 1.2m. Ωστόσο, εισάγοντας τα ίδια δεδομένα στην αναλυτική σχέση προκύπτει ίδια μετατόπιση σε όλες τις περιπτώσεις, δηλαδή φαίνεται ότι το βάθος εγκιβωτισμού δεν επιδρά στην ανύψωση του αγωγού. Τονίζεται, ότι η εν λόγω διαφορά έχει περισσότερο θεωρητικό παρά πρακτικό ενδιαφέρον, δεδομένου ότι η μείωση που προκαλείται στη μετατόπιση είναι πολύ μικρή και γενικά υπάρχει πολύ καλή ποσοτική συσχέτιση των δύο ομάδων προβλέψεων (απόκλιση 7-25%).

Διερευνώντας περισσότερο τη σχέση των Sasaki and Tamura (2004), διαπιστώνεται ότι αύξηση του λόγου εγκιβωτισμού συνεπάγεται μείωση της ανύψωσης, όπως δηλαδή προβλέπεται από τις αριθμητικές αναλύσεις, με φανερή όμως την επίδραση αυτή σε



μεγαλύτερης διάστασης κατασκευές (**Σχήμα 6.3**). Διευκρινίζεται, επιπλέον, ότι στο **Σχήμα 6.2** τα αποτελέσματα της αναλυτικής σχέσης έχουν προκύψει για σταθερό  $CRR=0.17$ , για όλες τις περιπτώσεις, ενώ στην πραγματικότητα η σχέση αυτή εφαρμόζεται λαμβάνοντας υπόψη το  $CRR$  στη βάση της κατασκευής, το οποίο είναι διαφορετικό για διαφορετικούς λόγους εγκιβωτισμού  $H/D$ .

Καταλήγοντας λοιπόν, συμπεραίνεται ότι η αναλυτική σχέση λαμβάνει υπόψη την επίδραση του λόγου εγκιβωτισμού, μεταβάλλοντας και το  $CRR$  και καταλήγει σε αποτελέσματα πολύ κοντινά με αυτά των αριθμητικών αναλύσεων.

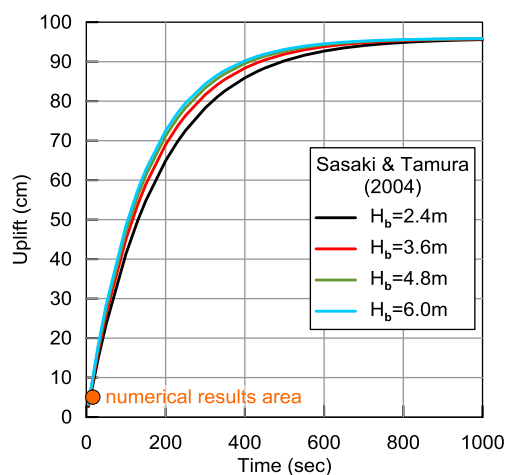


**Σχήμα 6.3:** Επίδραση λόγου εγκιβωτισμού ( $H/D$ ) στην αναλυτική σχέση των Sasaki and Tamura (2004)

Αναφορικά με την επίδραση της διαμέτρου του αγωγού στην ανύψωσή του, η οποία αποτιμάται στο **Σχήμα 6.2**, παρατηρείται ότι τόσο οι αριθμητικές αναλύσεις όσο και η αναλυτική σχέση οδηγούν σε πρακτικώς ίδια (ποιοτικά και ποσοτικά) αποτελέσματα. Τονίζεται, όμως, ότι η αναλυτική σχέση φαίνεται να υποεκτιμά λίγο τη μετακίνηση του αγωγού. Δεν είναι επί του παρόντος προφανές ότι η παρατηρούμενη μικρή απόκλιση είναι ανεξάρτητη της κλίμακας του έργου (λ.χ. θα ίσχυε αναλογικά και για διάμετρο αγωγού  $D=2.0m$ ). Θα πρέπει επομένως να εξεταστεί το ενδεχόμενο η απόκλιση της αναλυτικής σχέσης από την αντίστοιχη αριθμητική πρόβλεψη να είναι πιο σημαντική, και η σχέση των Sasaki and Tamura (2004) να υποεκτιμά σημαντικά την ανύψωση, για άλλες περιπτώσεις έργων, σεισμικής δόνησης, κλπ.

Από το τελευταίο διάγραμμα στο **Σχήμα 6.2** μπορούμε να μελετήσουμε την επίδραση της απόστασης του αγωγού από τη βάση του ρευστοποιημένου στρώματος ( $H_b$ ). Παρατηρείται

ότι, παρόλο που τα αποτελέσματα των δύο μεθόδων αποκλίνουν πολύ λίγο, η καμπύλη της αριθμητικής ανάλυσης είναι φθίνουσα, ενώ η καμπύλη των Sasaki and Tamura είναι αύξουσα.



**Σχήμα 6.4:** Καμπύλες ανύψωσης- χρόνου, βάσει της αναλυτικής σχέσης των Sasaki and Tamura (2004), για διαφορετικά  $H_b$

Για να διερευνηθεί καλύτερα η επίδραση του  $H_b$  στην αναλυτική σχέση, έγινε το διάγραμμα μετατόπισης συναρτήσεως του χρόνου για διαφορετικές τιμές του  $H_b$ , και προέκυψε το διάγραμμα που φαίνεται στο **Σχήμα 6.4**.

Από το σχήμα αυτό παρατηρούμε ότι για κάθε χρονική στιγμή η καμπύλη της περίπτωσης  $H_b=6.0m$  βρίσκεται πάνω από την καμπύλη της περίπτωσης  $H_b=2.4m$ , δηλαδή αύξηση της παραμέτρου  $H_b$  συνεπάγεται συστηματική αύξηση της ανύψωσης του αγωγού, βάσει της αναλυτικής σχέσης.

Οι συγγραφείς αναφέρουν στο άρθρο τους ότι αύξηση του λόγου  $H_b/D$  οδηγεί σε αυξημένη ανύψωση, επειδή το έδαφος πλευρικά της κατασκευής μπορεί να μετακινηθεί ευκολότερα κάτω από αυτήν και να προκαλέσει μεγαλύτερη ανύψωση.

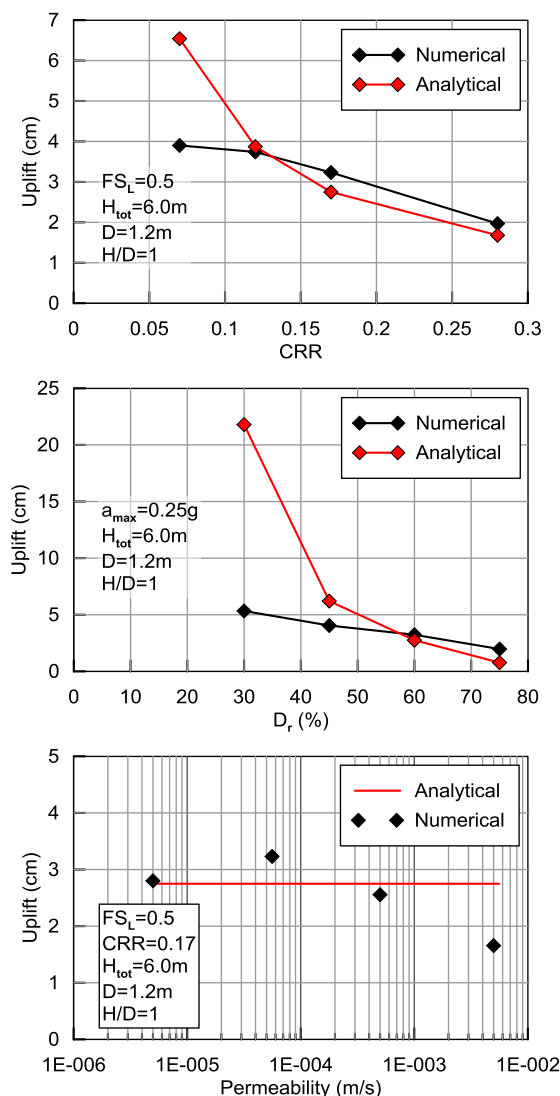
Από την άλλη πλευρά, η εξήγηση που δόθηκε για τη φθίνουσα καμπύλη των αριθμητικών αναλύσεων, είναι ότι καθώς αυξάνει η απόσταση του αγωγού από τη βάση του ρευστοποιημένου στρώματος, όπου επιβάλλεται η διέγερση, αυξάνει το πάχος του στρώματος κάτω από τον αγωγό. Αυτό οδηγεί σε μεγαλύτερες υπερπιέσεις πόρων σε όλο το στρώμα εδάφους κάτω από την άντρυγα του αγωγού, και συνακόλουθα σε ιδιαίτερα μειωμένη διατμητική αντοχή του εδάφους. Έτσι, η διέγερση που φτάνει στον αγωγό είναι πολύ απομειωμένη, γεγονός που οδηγεί σε μικρότερη μετακίνησή του.

Τέλος, από το **Σχήμα 6.4** παρατηρούμε ότι τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων είναι κοντά στα αποτελέσματα της αναλυτικής σχέσης, όταν στην τελευταία χρησιμοποιούνται μικροί χρόνοι διάρκειας σεισμικής φόρτισης ( $t$ ). Η παρατήρηση αυτή προκύπτει και από άλλα διαγράμματα που ακολουθούν. Γι' αυτό, στην παράγραφο 5.3 γίνεται εκτενέστερη αναφορά στη διάρκεια της διέγερσης  $t$ .

### 6.2.3 Ιδιότητες του εδάφους- παράμετροι CRR, $D_r$ , $k$

Για τη διερεύνηση της επίδρασης των ιδιοτήτων του εδάφους στο πρόβλημα της ανύψωσης ενός αγωγού, πραγματοποιήθηκαν αριθμητικές αναλύσεις για διαφορετικούς λόγους ανηγμένης ανακυκλικής διατμητικής αντοχής (CRR), για διαφορετικές σχετικές πυκνότητες ( $D_r$ ) και για ένα εύρος διαπερατοτήτων ( $k$ ). Στην αναλυτική σχέση των Sasaki and Tamura υπεισέρχεται άμεσα το CRR, αφού χρησιμοποιείται στην παράμετρο  $C$  και έμμεσα το  $D_r$ , εφόσον υπάρχει συσχετισμός του CRR με τη σχετική πυκνότητα  $D_r$ . Ωστόσο, η αναλυτική σχέση δε λαμβάνει υπόψη την επίδραση της διαπερατότητας του εδάφους. Επιπλέον, υπενθυμίζεται ότι στην αριθμητική ανάλυση που μελετάται η επίδραση του CRR, μεταβάλλεται η μέγιστη επιβαλλόμενη επιτάχυνση ( $a_{max}$ ), ώστε να διατηρείται σταθερός ο συντελεστής ασφαλείας  $FS_L$ , για τον οποίο ισχύει:  $FS_L = CRR / CSR = f(a_{max})$ .

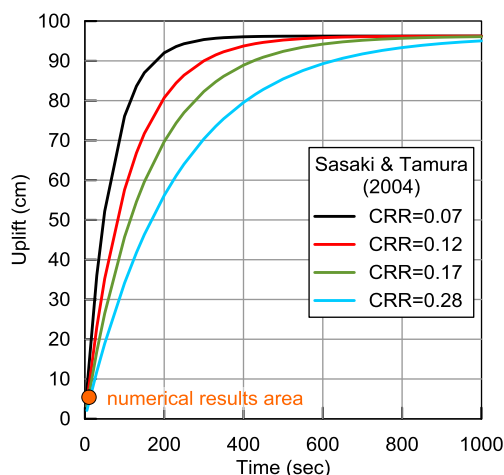
Στο **Σχήμα 6.5** φαίνονται τα διαγράμματα που δείχνουν την επίδραση των παραμέτρων αυτών, βάσει του αριθμητικού προσομοιώματος και της εφαρμογής της αναλυτικής σχέσης της βιβλιογραφίας.



**Σχήμα 6.5:** Παράμετροι ιδιοτήτων του εδάφους- Σύγκριση αριθμητικών προβλέψεων και εφαρμογής της αναλυτικής σχέσης των Sasaki and Tamura (2004)

Από το πρώτο διάγραμμα του Σχήματος 6.5 παρατηρούμε ότι τα αποτελέσματα τόσο των αριθμητικών αναλύσεων όσο και της αναλυτικής σχέσης καταλήγουν σε μείωση της ανύψωσης του εδάφους, καθώς αυξάνεται το CRR. Επίσης γνωρίζουμε ότι η αντοχή του εδάφους σε ανακυκλική διάτμηση (CRR) εξαρτάται από εδαφικά χαρακτηριστικά, όπως το ποσοστό ιλύος και οι χτύποι SPT αλλά και από το μέγεθος της σεισμικής διέγερσης  $M_w$ . Θεωρώντας ότι όλες οι αριθμητικές αναλύσεις του πρώτου διαγράμματος αφορούν στις ίδιες ιδιότητες του εδάφους και λαμβάνοντας υπόψη ότι το CRR αυξάνεται καθώς μειώνεται το  $M_w$ , προκύπτει ότι η ανύψωση μειώνει καθώς μειώνει το  $M_w$ . Το συμπέρασμα αυτό είναι ποιοτικά αναμενόμενο, αφού μια λιγότερο ισχυρή δόνηση (χαμηλότερο  $M_w$ ) αναμένεται να προκαλέσει μικρότερη ανύψωση στον αγωγό.

Για περαιτέρω διερεύνηση της επίδρασης του CRR, κατασκευάστηκε το διάγραμμα της ανύψωσης συναρτήσει του χρόνου για διάφορα CRR (**Σχήμα 6.6**), όπως προκύπτει από εφαρμογή της αναλυτικής σχέσης. Παρατηρείται ότι για διαφορετικές τιμές του CRR, η περίπτωση ασθενέστερης σεισμικής διέγερσης (χαμηλό  $M_w$ ) περιορίζει την τελική ανύψωση του αγωγού, εφόσον η καμπύλη με  $CRR=0.07$  δίνει μεγαλύτερη τιμή ανύψωσης από την καμπύλη με  $CRR=0.12$  κοκ. Ωστόσο, επεκτείνοντας τις καμπύλες και για μη ρεαλιστικούς χρόνους σεισμικής φόρτισης, στην περίπτωση  $t=\infty$ , οι καμπύλες καταλήγουν να ταυτίζονται, δηλαδή η μέγιστη μετακίνηση της αναλυτικής σχέσης είναι ανεξάρτητη του CRR. Ακόμη, συγκρίνοντας το **Σχήμα 6.4** με το **Σχήμα 6.6**, παρατηρούμε ότι η αναλυτική σχέση των Sasaki and Tamura (2004) επηρεάζεται περισσότερο από το CRR απ' ό τι από το  $H_b$ .



**Σχήμα 6.6:** Καμπύλες ανύψωσης- χρόνου, βάσει της αναλυτικής σχέσης των Sasaki and Tamura, για διαφορετικές ανηγμένες ανακυκλικές διατμητικές αντοχές (CRR)

Βάσει του δεύτερου διαγράμματος στο **Σχήμα 6.5** παρατηρούμε ότι η ανύψωση του αγωγού μειώνεται καθώς αυξάνεται η σχετική πυκνότητα ( $D_r$ ) του εδάφους. Αυτό μας υποδεικνύει ότι αφενός το καταστατικό προσομοίωμα και αφετέρου η αναλυτική σχέση αναπαριστούν την επίδραση της διαστολικότητας που είναι σημαντική στα πυκνής δομής εδάφη.

Ωστόσο, για την περίπτωση  $D_r=30\%$  παρατηρείται αισθητή απόκλιση της καμπύλης που προκύπτει από την εφαρμογή της αναλυτικής σχέσης σε σύγκριση με την αντίστοιχη καμπύλη των αριθμητικών αναλύσεων. Αυτό ενδεχομένως οφείλεται στο γεγονός ότι τα περισσότερα πειράματα φυγοκεντριστή των Sasaki and Tamura πραγματοποιήθηκαν για μεγαλύτερες τιμές σχετικής πυκνότητας ( $D_r \geq 50\%$ ), επομένως η αναλυτική σχέση δεν έχει βαθμονομηθεί για πολύ χαλαρά εδάφη. Επίσης, ούτε το καταστατικό προσομοίωμα που

χρησιμοποιήθηκε έχει βαθμονομηθεί για σχετική πυκνότητα  $D_r=30\%$ , επομένως η σύγκριση των δύο μεθοδολογιών για την περίπτωση αυτή είναι αμφίβολη. Παρόλα αυτά, σημειώνεται ότι η αριθμητική σχέση είναι αρκετά πιο συντηρητική στην περίπτωση αυτή, επομένως μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως άνω όριο της αναμενόμενης ανύψωσης.

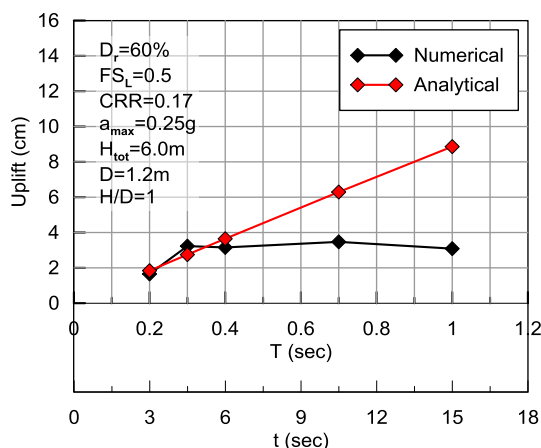
Σχετικά με την επίδραση της διαπερατότητας του εδάφους, από το **Σχήμα 6.5** εξάγουμε το συμπέρασμα ότι η αναλυτική σχέση, παρόλο που δε λαμβάνει υπόψη τη διαπερατότητα, μπορεί να προβλέψει ικανοποιητικά την ανύψωση για ένα λογικό εύρος τιμών διαπερατότητας άμμων. Από τα παραδείγματα που εξετάστηκαν προέκυψε ότι στις περιπτώσεις που ο συντελεστής διαπερατότητας της άμμου κυμαινόταν από  $k=5 \times 10^{-6} \text{m/s}$  έως και  $k=5 \times 10^{-4} \text{m/s}$  τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων δε διέφεραν ουσιωδώς από την τιμή της μετατόπισης που προκύπτει με εφαρμογή της αναλυτικής σχέσης. Αντίθετα, για το παράδειγμα με  $k=5 \times 10^{-3} \text{m/s}$ , δηλαδή για την περίπτωση ενός χονδρόκοκκου υλικού, η ανύψωση που προκύπτει από την αναλυτική σχέση είναι αυξημένη σε σχέση με την αντίστοιχη τιμή από την αριθμητική ανάλυση. Επομένως, συνάγεται το συμπέρασμα ότι η αναλυτική σχέση των Sasaki and Tamura (2004) δε μπορεί να αναπαραστήσει την ταχύτερη στράγγιση που υπάρχει στις περιπτώσεις των πιο χονδρόκοκκων υλικών, επομένως η εφαρμογή της σε τέτοιου είδους εδάφη οδηγεί σε αυξημένη ανύψωση.

#### 6.2.4 Ιδιότητες σεισμικής διέγερσης- παράμετροι $T$ , $FS_{L,emp}$ , $FS_{L,real}$

Δεδομένου ότι η ανύψωση του αγωγού εξαρτάται όχι μόνο από τις αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις πόρων, αλλά και από την ίδια τη σεισμική διέγερση, πραγματοποιήθηκαν παραμετρικές αναλύσεις για διαφορετικές περιόδους σεισμικού παλμού και για διαφορετικούς συντελεστές ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης του εδάφους, με στόχο να διερευνηθεί η επίδραση της διέγερσης στην ανύψωση του αγωγού. Ακόμη, λαμβάνοντας υπόψη ότι ο υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας έγινε μέσω εμπειρικής σχέσης, τα αποτελέσματα της αναλυτικής σχέσης των Sasaki and Tamura (2004) συγκρίνονται με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων λαμβάνοντας υπόψη τον εμπειρικό συντελεστή ασφαλείας ( $FS_{L,emp}$ ), αλλά υπολογίζεται και ο πραγματικός συντελεστής ασφαλείας ( $FS_{L,real}$ ) ώστε να διερευνηθεί η απόκλιση μεταξύ τους ( $FS_{L,emp}$  και  $FS_{L,real}$ ). Η μέθοδος υπολογισμού του  $FS_{L,real}$  περιγράφεται αναλυτικά στην αντίστοιχη παράγραφο.

**Ιδιοπερίοδος παλμού.** Στο **Σχήμα 6.7** φαίνονται τα διαγράμματα στα οποία συγκρίνεται η ανύψωση του αγωγού για διαφορετικές περιόδους σεισμικού παλμού, βάσει των

αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων και της αναλυτικής σχέσης των Sasaki and Tamura (2004).



**Σχήμα 6.7:** Επίδραση ιδιοπεριόδου σεισμικού παλμού- Σύγκριση αριθμητικών προβλέψεων και εφαρμογής της αναλυτικής σχέσης των Sasaki and Tamura (2004)

Αναφορικά με την διερεύνηση της επίδρασης της ιδιοπεριόδου, υπενθυμίζεται ότι στις αριθμητικές αναλύσεις διατηρήθηκε σταθερός ο αριθμός των κύκλων της φόρτισης ( $n=15$ ), έτσι ώστε όλες οι διεγέρσεις να αντιστοιχούν σε σεισμό μεγέθους  $M_w=7.5$ . Στην αναλυτική σχέση, δε λαμβάνεται υπόψη η ιδιοπερίοδος του σεισμού, γιατί οι Sasaki and Tamura διατήρησαν σταθερή περίοδο φόρτισης στα πειράματά τους ( $T=0.83\text{sec}$ ). Ωστόσο, λαμβάνεται υπόψη ο χρόνος φόρτισης, δηλαδή λαμβάνονται υπόψη συνδυαστικά η ιδιοπερίοδος του κύριου παλμού και ο αριθμός των κύκλων φόρτισης.

Στο διάγραμμα στο **Σχήμα 6.7**, βλέπουμε την καμπύλη ανύψωσης- περιόδου που προκύπτει από τα αριθμητικά αποτελέσματα και την καμπύλη ανύψωσης-διάρκειας φόρτισης που προκύπτει από την αναλυτική σχέση. Παρατηρούμε ότι η καμπύλη της ανύψωσης συναρτήσει του χρόνου φόρτισης είναι σχεδόν γραμμική, παρατήρηση η οποία φαίνεται και στα **Σχήματα 6.4** και **6.6** που δείχνουν πάλι τις καμπύλες της ανύψωσης συναρτήσει του χρόνου, όπως προκύπτουν από εφαρμογή της μεθόδου των Sasaki and Tamura (2004).

Ωστόσο, από την καμπύλη που προκύπτει από τις αριθμητικές αναλύσεις, βλέπουμε ότι η μετατόπιση μεταβάλλεται διαφορετικά, όταν διαφοροποιούμε την περίοδο του παλμού, παρόλο που διατηρούμε τη συνολική διάρκεια της διέγερσης ίδια με αυτή των παραδειγμάτων της αναλυτικής σχέσης. Αυτό συμβαίνει γιατί στους πιο μακροπερίοδους παλμούς, κατά τη διάρκεια ενός κύκλου φόρτισης, οι υπερπίεσεις πόρων που αναπτύσσονται και προκαλούν την ανύψωση, αποτονώνονται, επομένως μεγαλύτερη

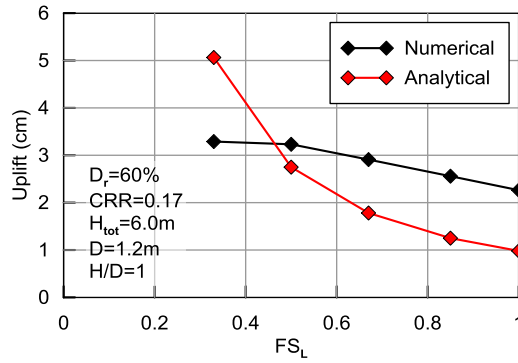
ανύψωση δίνουν οι πιο υψίσυχοι παλμοί. Κάτι τέτοιο δε μπορεί να αποδοθεί μέσω της αναλυτικής σχέσης.

Για παράδειγμα, μία σεισμική διέγερση διάρκειας  $t=6\text{sec}$  μπορεί να αποτελείται από 15 κύκλους φόρτισης με ιδιοπερίοδο  $T=0.4\text{sec}$  ή από 6 κύκλους φόρτισης με ιδιοπερίοδο  $T=1\text{sec}$ . Επειδή στην αναλυτική σχέση εισάγεται μόνο η χρονική διάρκεια της διέγερσης, και στις δύο περιπτώσεις θα παίρνουμε την ίδια μετατόπιση. Ωστόσο, στην πραγματικότητα, στην περίπτωση των 6 κύκλων φόρτισης, αναμένεται μικρότερη μετακίνηση, για το λόγο που περιγράφηκε ανωτέρω.

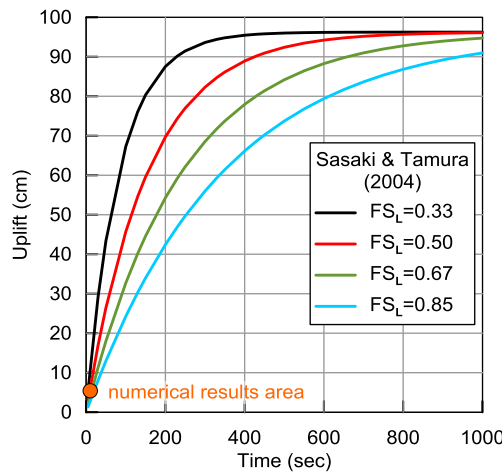
**Εμπειρικός συντελεστής ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης  $FS_{L,emp}$ .** Στο **Σχήμα 6.8** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και των αναλυτικών υπολογισμών για διαφορετικούς συντελεστές ασφαλείας  $FS_{L,emp}$ . Σημειώνεται ότι ο συντελεστής ασφαλείας εξαρτάται αφενός από τις ιδιότητες της σεισμικής διέγερσης και αφετέρου από τις ιδιότητες του εδάφους. Στο κεφάλαιο αυτό, εξετάζεται η επίδρασή του, μέσω μεταβολής της μέγιστης επιτάχυνσης  $a_{max}$ , επομένως θεωρήθηκε ότι ο συντελεστής ασφαλείας υπάγεται στις ιδιότητες της διέγερσης.

Από το **Σχήμα 6.8** παρατηρούμε ότι και με τις δύο μεθόδους αυξάνοντας το συντελεστή ασφαλείας, ή αλλιώς μειώνοντας το πλάτος του παλμού της διέγερσης ( $a_{max}$ ), η μετατόπιση του αγωγού μειώνεται. Επίσης βλέπουμε πως η αναλυτική σχέση εξαρτάται έντονα από αυτή την παράμετρο, γεγονός που φαίνεται και από το **Σχήμα 6.9**, όπου φαίνονται οι καμπύλες της ανύψωσης συναρτήσει του χρόνου φόρτισης για διαφορετικούς συντελεστές ασφαλείας, όπως προκύπτουν από την εφαρμογή της αναλυτικής σχέσης των Sasaki and Tamura (2004). Από το **Σχήμα 6.9** παρατηρείται ακόμη ότι η αναλυτική σχέση επηρεάζεται περισσότερο από το συντελεστή ασφαλείας, απ' ό,τι από τη μεταβολή του CRR και πολύ λιγότερο από το  $H_b$ , όπως προκύπτει από τη σύγκριση των διαγραμμάτων των **Σχημάτων 6.4, 6.6 και 6.9**.





**Σχήμα 6.8:** Επίδραση συντελεστή ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης του εδάφους- Σύγκριση αριθμητικών προβλέψεων και εφαρμογής της αναλυτικής σχέσης των Sasaki and Tamura (2004)



**Σχήμα 6.9:** Καμπύλες ανύψωσης- χρόνου, βάσει της αναλυτικής σχέσης των Sasaki and Tamura (2004), για διαφορετικούς συντελεστές ασφαλείας (FS<sub>L</sub>)

Τονίζεται ότι ο συντελεστής ασφαλείας ( $FS_L = CRR / CSR$ ) που χρησιμοποιήθηκε στις αριθμητικές αναλύσεις είναι εμπειρικός ( $FS_{L,emp}$ ) και προκύπτει από τη σχέση των Youd et al (2001), η οποία χρησιμοποιείται ευρέως στη βιβλιογραφία και παρουσιάζεται ακολούθως:

$$CSR = 0.65 \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \frac{a_{max}}{g} r_d \quad (6.3)$$

Όπου CRR είναι η ανηγμένη ανακυκλική διατμητική αντοχή και CSR είναι η ανηγμένη ανακυκλική διατμητική τάση που αναπτύσσεται στο έδαφος, όπως έχουν περιγραφεί αναλυτικά στο Κεφάλαιο 4. Υπογραμμίζεται ότι και οι Sasaki and Tamura (2004) υπολόγισαν με τον ίδιο τρόπο το συντελεστή ασφαλείας, επομένως η σύγκριση των καμπύλων του Σχήματος 6.8 είναι άμεσα εφικτή.

**Πραγματικός συντελεστής ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης  $FS_{L,real}$ .** Όπως έχει ήδη αναφερθεί, ο υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας προϋποθέτει τον υπολογισμό της ανηγμένης ανακυκλικής διατμητικής τάσης που ασκείται στο έδαφος, ο υπολογισμός της οποίας έγινε με βάση την εμπειρική σχέση των Youd and Idriss (2001). Ωστόσο, η μέθοδος αυτή υπολογίζει το CSR πριν τη ρευστοποίηση του εδάφους, δηλαδή υπολογίζει ποια διατμητική τάση είναι ικανή να προκαλέσει ρευστοποίηση για δεδομένους κύκλους φόρτισης, χωρίς να μπορεί να εξηγήσει περίπου πότε θα γίνει η ρευστοποίηση του εδάφους. Επομένως στο παρόν πρόβλημα, όπου μπορούμε να γνωρίζουμε τις ακριβείς ιστορίες των διατμητικών τάσεων, η μέθοδος αυτή δεν αποτελεί την πιο ακριβή προσέγγιση. Εκμεταλλευόμενοι, λοιπόν, τη δυνατότητα των αριθμητικών αναλύσεων να μας παρέχουν πληθώρα πληροφοριών, εκτός από τις ιστορίες των επιταχύνσεων και των υπερπιέσεων των πόρων, διατηρήσαμε και τις ιστορίες των διατμητικών τάσεων σε διάφορα σημεία του καννάβου. Έτσι, αποκτήσαμε την εικόνα του πραγματικού CSR κατά τη διάρκεια της διέγερσης και είχαμε τη δυνατότητα να υπολογίσουμε τον πραγματικό συντελεστή ασφαλείας  $FS_{L,real}$ . Το πρόβλημα που ανακύπτει είναι ότι το πραγματικό CSR είναι μια ανομοιόμορφη φόρτιση, αποτελούμενη από διαφορετικού πλάτους κύκλους, καθώς αναπτύσσονται σημαντικές υπερπιέσεις πόρων ήδη από τους πρώτους κύκλους φόρτισης, που απομειώνουν τις αναπτυσσόμενες διατμητικές τάσεις. Για να ξεπεράσουμε τη δυσκολία αυτή, βασιστήκαμε στη μεθοδολογία των Idriss and Boulanger (2008) που μετατρέπει μια ανομοιόμορφη φόρτιση σε μια ισοδύναμη ομοιόμορφη.

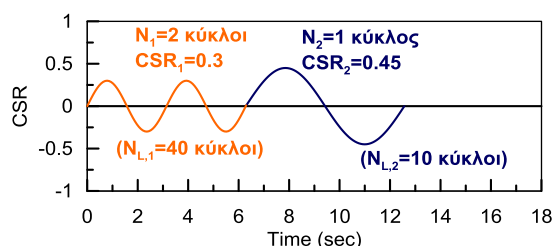
Πιο συγκεκριμένα, σύμφωνα με τους Idriss and Boulanger (2008) το αποτέλεσμα που προκύπτει από έναν κύκλο φόρτισης ( $N_2=1$  κύκλος) πλάτους  $CSR_2$  είναι ισοδύναμο με το αποτέλεσμα  $N_1$  κύκλων φόρτισης με πλάτος  $CSR_1$ , όταν ο λόγος των κύκλων φόρτισης ( $N_1/1$ ) είναι ίσος με το λόγο των απαιτούμενων κύκλων φόρτισης ώστε να ρευστοποιηθεί το έδαφος ( $N_{L1}/N_{L2}$ ), υπό φόρτιση ίση με τα αντίστοιχα πλάτη διατμητικής τάσης ( $CSR_1, CSR_2$ ), δηλαδή:

$$\frac{N_1}{1 \text{ cycle}} = \frac{N_{L1}}{N_{L2}} = \left( \frac{CSR_2}{CSR_1} \right)^{1/b} \quad (6.4)$$

Σημειώνεται επιπλέον ότι κάθε καμπύλη ρευστοποίησης μπορεί να περιγραφεί από μία εξίσωση δύο παραμέτρων, της μορφής:

$$CSR = a(N_L)^{-b} \quad (6.5)$$

Επομένως, για να μετατρέψουμε μία ανομοιόμορφη φόρτιση σε ομοιόμορφη, θα πρέπει να γνωρίζουμε την καμπύλη ρευστοποίησης του εδάφους, δηλαδή πόσοι κύκλοι φόρτισης απαιτούνται για τη ρευστοποίηση ενός εδαφικού στοιχείου, όταν σε αυτό επιβάλλεται διατμητική τάση πλάτους  $CSR_1$  και  $CSR_2$ .



**Σχήμα 6.10:** Ενδεικτικό παράδειγμα ανομοιόμορφης φόρτισης όπου μπορεί να εφαρμοσθεί η μεθοδολογία των Idriss and Boulanger (2008)

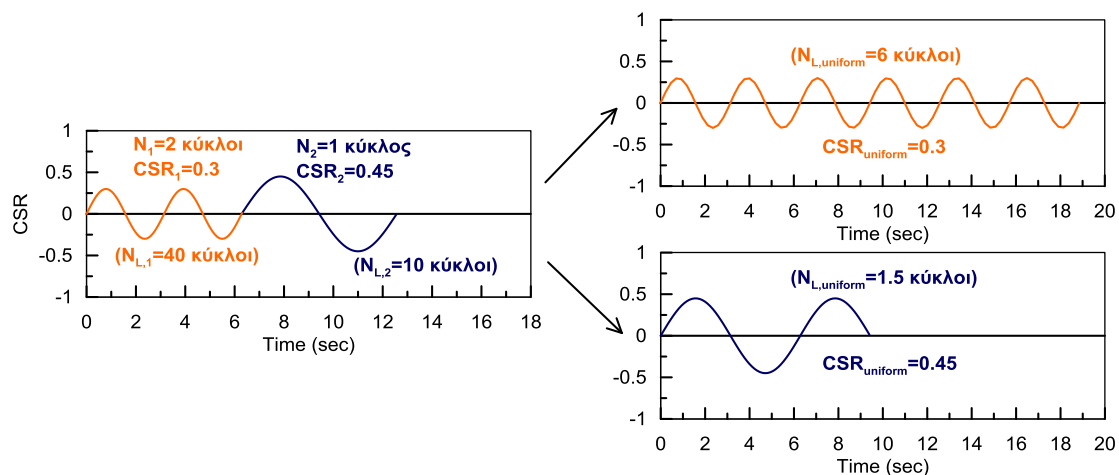
Για να γίνει απόλυτα κατανοητή η μέθοδος, παρουσιάζεται ακολούθως ένα ενδεικτικό παράδειγμα (**Σχήμα 6.10**). Η ανομοιόμορφη φόρτιση του **Σχήματος 6.10** αποτελείται από  $N_1=2$  κύκλους φόρτισης με πλάτος  $CSR_1=0.3$  και από  $N_2=1$  κύκλο φόρτισης πλάτους  $CSR_2=0.45$ . Έστω, ότι η ρευστοποίηση του εδαφικού στοιχείου επέρχεται ύστερα από 40 κύκλους φόρτισης, όταν σε αυτό ασκείται διατμητική τάση πλάτους  $CSR_1=0.3$  ( $N_{L,1}=40$ ) και ύστερα από 10 κύκλους φόρτισης, όταν επιβάλλεται διατμητική τάση  $CSR_2=0.45$  ( $N_{L,2}=10$ ). Η φόρτιση αυτή μπορεί να μετατραπεί σε ομοιόμορφη φόρτιση πλάτους  $CSR_1$  ή  $CSR_2$ , σύμφωνα με τους Idriss and Boulanger (2008), βάσει της σχέσης (6.6):

$$N_{L,uniform} = N_1 + \frac{N_{L,1}}{N_{L,2}} N_2 + \frac{N_{L,1}}{N_{L,3}} N_3 \quad (6.6)$$

Όπου:

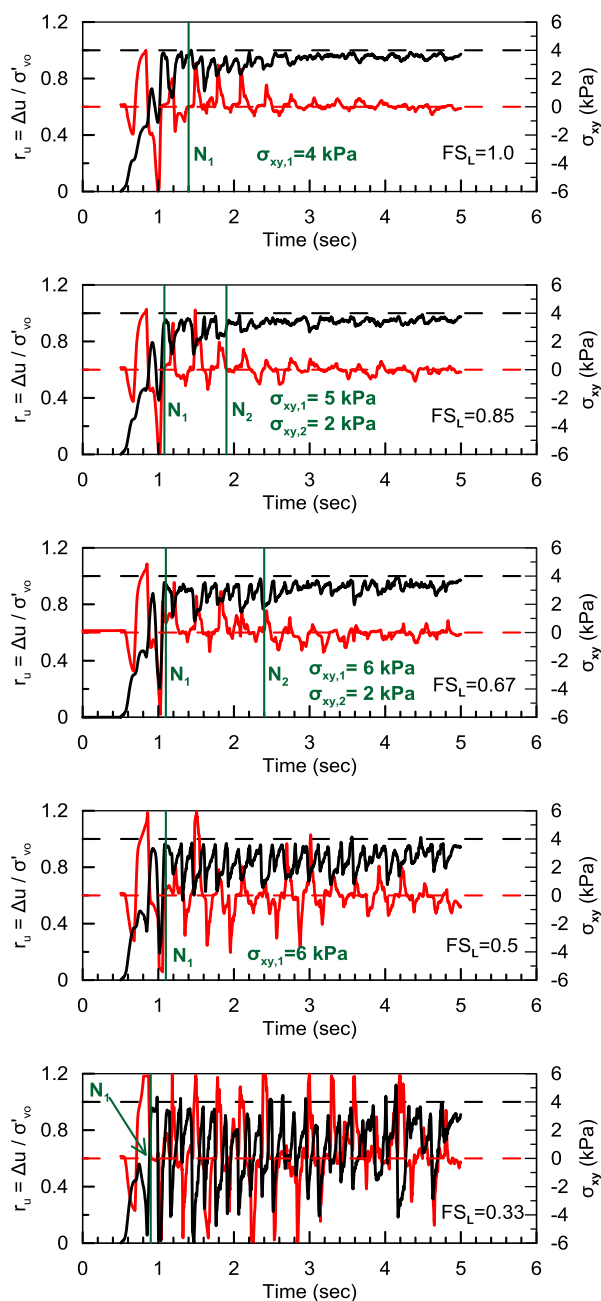
$$N_{L,i} = \left( \frac{CSR_i}{a} \right)^{-1/b} \quad (6.7)$$

Εφαρμόζοντας τη σχέση (6.6) στο παράδειγμά μας, η ανομοιόμορφη φόρτιση είναι ισοδύναμη με μια ομοιόμορφη φόρτιση 1.5 κύκλων με πλάτος  $CSR_1$  ή με 6 κύκλους φόρτισης πλάτους  $CSR_2$  (**Σχήμα 6.11**).



**Σχήμα 6.11:** Αποτελέσματα εφαρμογής μεθοδολογίας *Idriss and Boulanger (2008)* για ένα ενδεικτικό παράδειγμα ανομοιόμορφης φόρτισης

Προς εφαρμογή των ανωτέρω, στο **Σχήμα 6.12** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες των  $\sigma_{xy}$  για τις παραμετρικές αναλύσεις που εξετάστηκε η επίδραση του συντελεστή ασφαλείας, στη στάθμη της κάτω άντυνας του αγωγού και σε απόσταση από τον αγωγό, (έτσι ώστε να έχουμε εκτίμηση της έκτασης της ρευστοποίησης του ελεύθερου πεδίου). Η θέση στην οποία εξετάστηκαν τα διαγράμματα αυτά, επιλέχθηκε με βάση τη μεθοδολογία των *Sasaki and Tamura (2004)*, για τον υπολογισμό της οποίας απαιτείται ο συντελεστής ασφαλείας στο βάθος αυτό. Στα ίδια διαγράμματα φαίνονται και οι χρονοϊστορίες των  $r_u$  στο ίδιο βάθος, σύμφωνα με τα οποία προσδιορίζεται η χρονική στιγμή της ρευστοποίησης σε κάθε περίπτωση. Συγκεκριμένα, επειδή η αλλαγή του πλάτους διατμητικής τάσης δεν ήταν προφανής, εξετάστηκε η προοδευτική αλλαγή της τιμής του  $r_u$ , θεωρώντας ότι επέρχεται ρευστοποίηση όταν η τιμή του  $r_u$  υπερβεί για πρώτη φορά την τιμή  $r_u=0.95$ .



**Σχήμα 6.12:** Χρονοϊστορίες  $r_u$  και  $\sigma_{xy}$  συναρτήσεως του χρόνου φόρτισης για τις περιπτώσεις διαφορετικού συντελεστή ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης

Όπως ήδη περιγράφηκε από το ενδεικτικό παράδειγμα εφαρμογής της μεθοδολογίας των Idriss and Boulanger (2008), η ανομοιόμορφη φόρτιση μπορεί να μετατραπεί σε ομοιόμορφη για οποιοδήποτε πλάτος CSR. Ως CSR αναφοράς επιλέχθηκε το  $CSR_1$ , επειδή υπό αυτή τη φόρτιση το έδαφος δεν έχει ρευστοποιηθεί ακόμη, και επειδή στόχος μας είναι να διερευνήσουμε πότε επέρχεται η ρευστοποίηση του εδάφους και υπό ποια τάση. Επομένως, το  $CSR_1$  εκφράζει την τάση που ασκήθηκε στο έδαφος και το οδήγησε στη

ρευστοποίηση, ενώ τα απομειωμένα CSR (λ.χ. CSR<sub>2</sub>) αποτελούν απόρροια της αύξησης των υπερπίεσεων των πόρων και δε μας παρέχουν πρόσθετες πληροφορίες.

Συνδυάζοντας τις εξισώσεις (6.6) και (6.7), και λαμβάνοντας υπόψη ότι  $CSR_i = \sigma_{xy} / \sigma'_{v0}$ , καταλήγουμε στην εξίσωση (6.8), βάσει της οποίας μπορούμε να υπολογίσουμε τον ισοδύναμο αριθμό κύκλων ρευστοποίησης ομοιόμορφης φόρτισης CSR<sub>1</sub>:

$$N_{L,uniform} = N_1 + \left( \frac{\sigma_{xy,1}}{\sigma_{xy,2}} \right)^{-1/b} N_2 + \left( \frac{\sigma_{xy,1}}{\sigma_{xy,3}} \right)^{-1/b} N_3 \quad (6.8)$$

Με δεδομένο το  $N_{L,uniform}$  μπορούμε να υπολογίσουμε ακολούθως τον πραγματικό συντελεστή ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης, από τη σχέση:

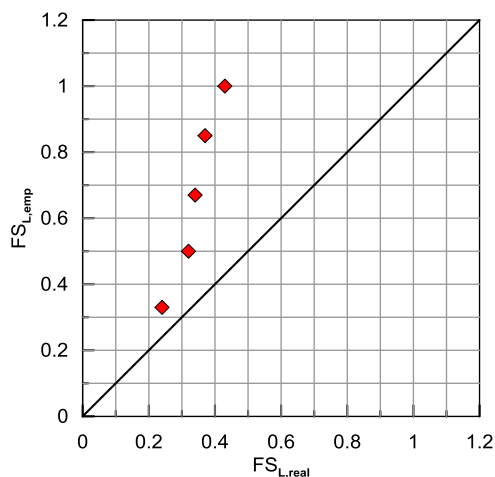
$$FS_{L,real} = \frac{CRR}{CSR} = \frac{a(N_{L,eq})^{-b}}{a(N_{L,uniform})^{-b}} = \left( \frac{N_{L,uniform}}{N_{L,eq}} \right)^b \quad (6.9)$$

Όπου  $N_{L,eq}$  είναι ο αριθμός των κύκλων φόρτισης που επιβάλλονται, δηλαδή στην περίπτωση μας  $N_{L,eq}=15$ , για σεισμική διέγερση  $M_w=7.5$ . Οι παράμετροι  $\alpha$ ,  $\beta$  έχουν προκύψει από αριθμητικές αναλύσεις δοκιμών απλής ανακυκλικής διάτμησης, με το καταστατικό προσομοίωμα NTUA- Sand για σχετική πυκνότητα  $D_r=60\%$  και λαμβάνουν τις τιμές 0.26 και 0.42, αντίστοιχα.

Έχοντας χωρίσει την ανομοιόμορφη φόρτιση σε επιμέρους ομοιόμορφα τμήματα, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 6.12**, υπολογίσαμε το  $N_{L,uniform}$  και στη συνέχεια τον πραγματικό συντελεστή ασφαλείας  $FS_{L,real}$ , βάσει της εξίσωσης (6.9). Στον **Πίνακα 6.2** παρουσιάζονται οι τιμές των πραγματικών συντελεστών ασφαλείας μαζί με τις αντίστοιχες προσεγγιστικά υπολογισθείσες τιμές. Ακόμη, στο **Σχήμα 6.13** φαίνεται η σύγκριση μεταξύ των συντελεστών ασφαλείας που υπολογίσθηκαν με τις δύο μεθόδους.

**Πίνακας 6.2:** Σύγκριση συντελεστών ασφαλείας εμπειρικής μεθοδολογίας ( $FS_{L,emp}$ ) και αριθμητικής ανάλυσης ( $FS_{L,real}$ )

$FS_{L,emp}$	$FS_{L,real}$
1.00	0.43
0.85	0.41
0.67	0.35
0.50	0.32
0.33	0.24



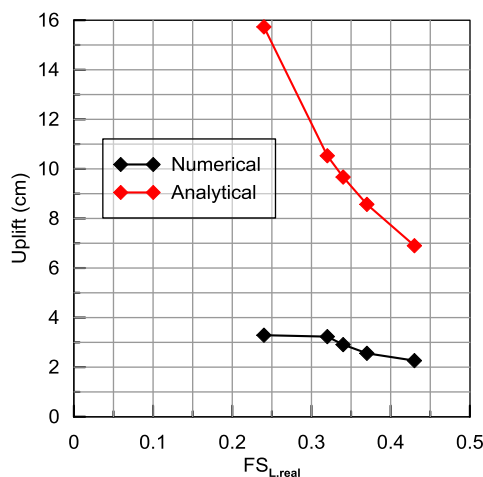
**Σχήμα 6.13:** Διάγραμμα σύγκρισης εμπειρικά υπολογισμένου συντελεστή ασφαλείας ( $FS_{L,emp}$ ) και του συντελεστή ασφαλείας που προκύπτει από την αριθμητική ανάλυση ( $FS_{L,real}$ )

Παρατηρούμε ότι οι πραγματικοί συντελεστές ασφαλείας είναι σημαντικά μικρότεροι από τους αντίστοιχους συντελεστές ασφαλείας που υπολογίσθηκαν με τον εμπειρικό τρόπο. Η παρατήρηση αυτή ήταν αναμενόμενη, αφού κοιτώντας το **Σχήμα 6.12** βλέπουμε ότι η ρευστοποίηση επέρχεται ύστερα από ελάχιστους κύκλους φόρτισης, ενώ βάσει του εμπειρικού διαγράμματος των Youd and Idriss (2001) που χρησιμοποιήσαμε, απαιτούνται  $N_{eq}=15$  κύκλοι φόρτισης για να ρευστοποιηθεί το έδαφός μας, για την περίπτωση που ο συντελεστής ασφαλείας ισούται με τη μονάδα ( $FS_{L,emp}=1.0$ ).

Για μεγαλύτερη ακρίβεια στο αποτέλεσμα της ανύψωσης, θα έπρεπε να πραγματοποιηθούν αριθμητικές αναλύσεις με τον πραγματικό συντελεστή ασφαλείας έως ότου επιτευχθεί σύγκλιση μεταξύ του συντελεστή ασφαλείας που εισάγει ο χρήστης και του συντελεστή ασφαλείας που προκύπτει, βάσει της απόκρισης του εδάφους (trial- error). Ωστόσο, δεδομένου ότι οι παρούσες αριθμητικές αναλύσεις διαρκούν τουλάχιστον 15 ώρες έκαστη, η διαδικασία της σύγκλισης θα ήταν απαγορευτική χρονικά. Άλλωστε, μας ενδιαφέρει κυρίως να συγκρίνουμε εάν είναι αξιόπιστη η αναλυτική σχέση και τα δεδομένα που εισάγονται σε αυτήν, προκύπτουν μόνο από εμπειρικές ή αναλυτικές μεθοδολογίες. Παρόλα αυτά, είναι σημαντικό να υπογραμμίζεται ότι οι εμπειρικές αυτές μεθοδολογίες υπολογισμού του  $FS_L$  παρουσιάζουν εν γένει αποκλίσεις ως προς τον πραγματικό συντελεστή ασφαλείας, όπως συμβαίνει στην παρούσα εργασία.

Τέλος, στο **Σχήμα 6.14** παρουσιάζεται η σύγκριση της ανύψωσης, όπως προκύπτει από τη χρήση του πραγματικού συντελεστή ασφαλείας. Η απόκλιση μεταξύ των δύο καμπύλων είναι προφανής και αναμενόμενη, βάσει των παρατηρήσεων που σημειώθηκαν ανωτέρω. Από το σχήμα αυτό, ωστόσο, επαληθεύεται το γεγονός ότι οι Sasaki and Tamura (2004)

υπολόγισαν τον εμπειρικό συντελεστή ασφαλείας και βάσει αυτού βαθμονόμησαν την αναλυτική σχέση που πρότειναν. Έτσι, στην πράξη έχει νόημα να εφαρμόζεται η αναλυτική σχέση λαμβάνοντας υπόψη τον εμπειρικό συντελεστή ασφαλείας και όχι τον πραγματικό.

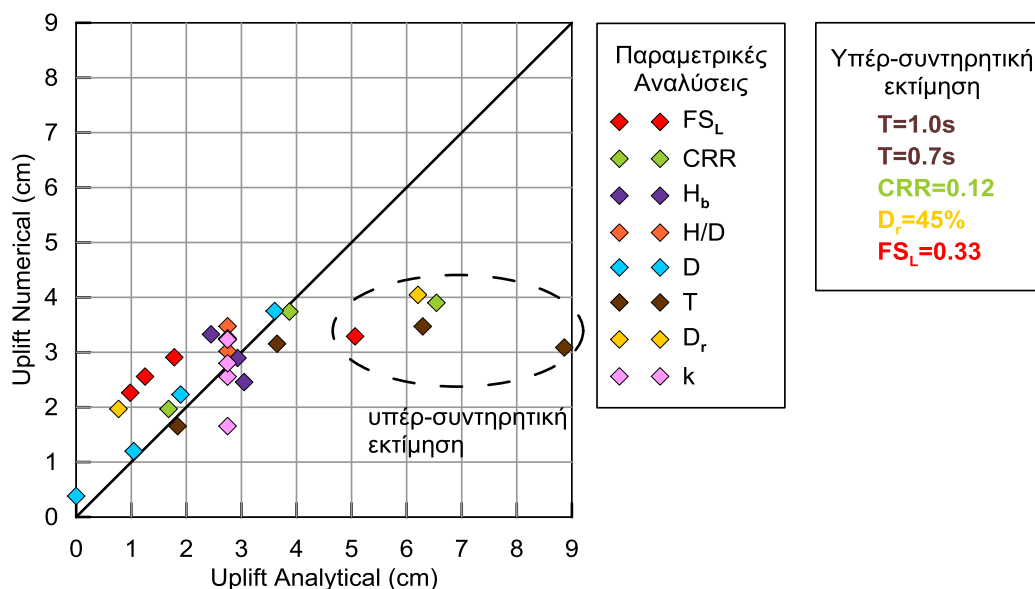


**Σχήμα 6.14:** Διάγραμμα σύγκρισης της ανύψωσης βάσει του πραγματικού συντελεστή ασφαλείας ( $FS_{L,real}$ )

### 6.3 Διερεύνηση αναλυτικής σχέσης: είναι υπέρ ή κατά της ασφαλείας?

Έχοντας εξετάσει την επίδραση κάθε παραμέτρου που υπεισέρχεται στην αναλυτική σχέση των Sasaki and Tamura (2004), σε σχέση με την επίδραση της ίδιας παραμέτρου στις αριθμητικές αναλύσεις, κρίνεται επίσης απαραίτητο να μελετήσουμε συνολικά τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων σε σχέση με την ανύψωση που υπολογίζεται από την αναλυτική σχέση. Έτσι, στο **Σχήμα 6.15** συγκρίνεται η ανύψωση βάσει των δύο διαφορετικών μεθόδων υπολογισμού. Στον οριζόντιο άξονα απεικονίζεται η μετατόπιση όπως προκύπτει από την εφαρμογή της αναλυτικής σχέσης, ενώ στον κατακόρυφο άξονα φαίνεται η τιμή της ανύψωσης της αντίστοιχης αριθμητικής ανάλυσης. Με τον τρόπο αυτό παρουσίασης, για τις περιπτώσεις που βρίσκονται πάνω στη διαγώνιο ισχύει ότι οι δύο μέθοδοι δίνουν ίδια τιμή ανύψωσης, για τις περιπτώσεις που βρίσκονται πάνω από τη διαγώνιο ισχύει ότι  $uplift_{numerical} > uplift_{analytical}$ , ενώ για τις περιπτώσεις που βρίσκονται κάτω από τη διαγώνιο ισχύει το αντίθετο.





**Σχήμα 6.15:** Σύγκριση ανύψωσης, βάσει των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων και της αναλυτικής σχέσης των Sasaki and Tamura (2004)

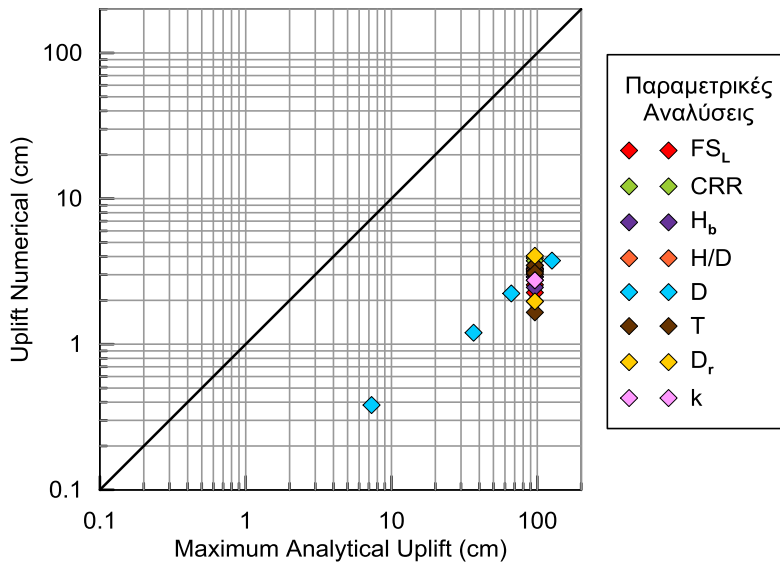
Από το **Σχήμα 6.15** παρατηρούμε ότι εν γένει υπάρχει πολύ καλή συμφωνία μεταξύ των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων και των αντίστοιχων εφαρμογών της αναλυτικής σχέσης για ανύψωση έως 4cm περίπου, αφού τα περισσότερα αποτελέσματα είναι πολύ κοντά στη διαγώνιο. Ακόμη όμως και στις υπόλοιπες περιπτώσεις που παρουσιάζεται απόκλιση μεταξύ των αποτελεσμάτων των δύο μεθόδων, η αναλυτική σχέση δίνει πάντα μεγαλύτερη ανύψωση, και επομένως είναι υπέρ της ασφαλείας.

Εξετάζοντας πιο προσεκτικά τις περιπτώσεις στις οποίες η αναλυτική σχέση δίνει σημαντικά μεγαλύτερη ανύψωση, διαπιστώνεται ότι αυτές αφορούν τις περιπτώσεις του πολύ χαλαρού εδαφικού σχηματισμού (χαμηλό D<sub>r</sub>, μικρή τιμή CRR, χαμηλός συντελεστής ασφαλείας FS<sub>L</sub>), ή τις περιπτώσεις μεγάλης ιδιοπεριόδου (T=0.7sec και T=1.0sec). Η ευαισθησία της αναλυτικής σχέσης στις χαμηλές τιμές των παραμέτρων D<sub>r</sub>, CRR και FS<sub>L</sub>, έχει ήδη διαπιστωθεί από τα αντίστοιχα διαγράμματα (**Σχήμα 6.5** και **Σχήμα 6.8**)

Αναφορικά με την έντονη εξάρτηση της αναλυτικής σχέσης από την παράμετρο t, δηλαδή από τη διάρκεια της φόρτισης, αυτή έχει διαπιστωθεί όχι μόνο από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων που αφορούν στις διαφορετικές ιδιοπεριόδους (**Σχήμα 6.7**), αλλά και από τα **Σχήματα 6.4, 6.6** και **6.9**, όπου φαίνεται η καμπύλη των Sasaki and Tamura (2004) συναρτήσει του χρόνου και μάλιστα για πολύ μεγάλη (μη ρεαλιστική) διάρκεια φόρτισης.

Θέλοντας να διερευνήσουμε περεταίρω την επίδραση την παραμέτρου αυτής στην ανύψωση της κατασκευής, κατασκευάσαμε το διάγραμμα του **Σχήματος 6.16**, όπου στον

κατακόρυφο άξονα φαίνεται η τιμή της ανύψωσης βάσει των αριθμητικών αναλύσεων, ενώ στον οριζόντιο άξονα παρουσιάζεται η μέγιστη ανύψωση που προκύπτει από την αναλυτική σχέση, δηλαδή η ανύψωση για  $t=\infty$ . Παρόλο που δεν υφίσταται σεισμική διέγερση με άπειρη διάρκεια, σκοπός μας ήταν να ποσοτικοποιήσουμε τη μέγιστη ανύψωση της αναλυτικής σχέσης και να διαπιστώσουμε κατά πόσο μπορεί αυτή να χρησιμοποιηθεί ως άνω όριο της αναμενόμενης ανύψωσης.



**Σχήμα 6.16:** Σύγκριση ανύψωσης, βάσει των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων και της μέγιστης ανύψωσης της αναλυτικής σχέσης των Sasaki and Tamura (2004)

Από το **Σχήμα 6.16** παρατηρούμε ότι ανεξάρτητα από το ποια παράμετρος διαφοροποιείται σε κάθε ανάλυση, η μέγιστη ανύψωση είναι ίδια. Εξαιρεση αποτελεί η περίπτωση αλλαγής διαμέτρου του αγωγού. Ακόμη, από το ίδιο σχήμα καθίσταται σαφές ότι η μέγιστη ανύψωση της σχέσης των Sasaki and Tamura (2004) απέχει μία τάξη μεγέθους από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και ως εκ τούτου δε μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως άνω όριο της αναμενόμενης ανύψωσης.

Ακόμη, γνωρίζουμε ότι η αναλυτική σχέση έχει προκύψει από την επίλυση της διαφορικής εξίσωσης της κίνησης στην κατακόρυφη διεύθυνση και ότι έχει βαθμονομηθεί σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ανύψωσης των πειραμάτων φυγοκεντριστή που πραγματοποίησαν οι συγγραφείς. Ως εκ τούτου, προκύπτει ότι η εξίσωση δεν έχει νόημα για μεγάλες τιμές χρονικής διάρκειας  $t$ , αφού και τα πειράματα φυγοκεντριστή έχουν γίνει για ρεαλιστικής διάρκειας διεγέρσεις.

Επομένως, η αναλυτική σχέση όταν αποκλίνει από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων, δίνει τιμές ανύψωσης υπέρ της ασφαλείας, αλλά η μέγιστη ανύψωση της

αναλυτικής σχέσης (για  $t=\infty$ ) προκύπτει μόνο λόγω της μορφής της επίλυσης της εξίσωσης, δεν έχει ελεγχθεί με πειραματικά δεδομένα και οι τιμές της ανύψωσης που δίνει απέχουν τάξη μεγέθους από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων. Συνεπώς, η μέγιστη τιμή της ανύψωσης βάσει της σχέσης των Sasaki and Tamura (2004) φαίνεται να έχει περιορισμένη εφαρμογή ή πρακτικό ενδιαφέρον.

#### 6.4 Συμπεράσματα

Στο παρόν κεφάλαιο εξετάσθηκε ενδελεχώς η αναλυτική σχέση των Sasaki and Tamura (2004), η οποία προβλέπει την ανύψωση μιας εγκιβωτισμένης κατασκευής, υπό συνθήκες ρευστοποίησης του περιβάλλοντος εδάφους. Εξετάζοντας ξεχωριστά την επίδραση της κάθε παραμέτρου που υπεισέρχεται στην αναλυτική σχέση και έπειτα συγκρίνοντας το σύνολο των διαθέσιμων αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων με τα αντίστοιχα της αναλυτικής σχέσης, προέκυψαν τα ακόλουθα συμπεράσματα:

- i) Υπάρχει ικανοποιητική συμφωνία μεταξύ των αποτελεσμάτων των δύο μεθόδων, τόσο ποιοτικά όσο και ποσοτικά. Είναι επίσης αξιοσημείωτο ότι, ακόμα και στις περιπτώσεις που η ανύψωση παρουσιάζει απόκλιση (βλέπε επόμενο συμπέρασμα), η αναλυτική σχέση δίνει πάντα συντηρητικό αποτέλεσμα.
- ii) Η ανύψωση της κατασκευής, βάσει της αναλυτικής σχέσης, προκύπτει σημαντικά μεγαλύτερη για τις περιπτώσεις που έχουμε πολύ χαλαρό εδαφικό σχηματισμό (σχετική πυκνότητα  $D_r=30-45\%$  ή  $CRR=0.07$ ) ή όταν έχουμε πολύ χαμηλό εμπειρικό συντελεστή ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης ( $FS_{L,emp}=0.33$ ).
- iii) Η αναλυτική σχέση δε λαμβάνει υπόψη τη διαπερατότητα του εδάφους. Κρίνοντας από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων, συμπεραίνεται ότι για υψηλές τιμές διαπερατότητας ( $k=10^{-3}m/s$ ) προκύπτει επίσης ανύψωση σημαντικά μεγαλύτερη από την αναμενόμενη.
- iv) Από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων με τα αντίστοιχα της αναλυτικής σχέσης προκύπτει ότι για  $D_r<45\%$ , για  $T\geq 0.7sec$  και για  $CRR<0.12$  η σχέση των Sasaki and Tamura (2004) γίνεται υπέρ συντηρητική.
- v) Στα πειράματά τους οι Sasaki and Tamura (2004) δε μετέβαλαν την ιδιοπερίοδο της φόρτισης και η επίδρασή της δεν αντικατοπτρίζεται στην αναλυτική σχέση που προτείνουν. Η μόνη παράμετρος που μπορεί να εκφράσει την ιδιοπερίοδο ( $T$ ) είναι η διάρκεια της φόρτισης  $t$ , η οποία υπεισέρχεται στην αναλυτική σχέση. Γι' αυτό το λόγο συγκρίθηκε η καμπύλη ανύψωσης- περιόδου, όπως

προέκυψε από τις αριθμητικές αναλύσεις, με την καμπύλη ανύψωσης-διάρκειας φόρτισης, όπως προέκυψε από την αναλυτική σχέση. Εναλλακτικά θα μπορούσαμε να πραγματοποιήσουμε αριθμητικές αναλύσεις, διατηρώντας σταθερή την ιδιοπερίοδο της φόρτισης και μεταβάλλοντας τη διάρκειά της, όμως έτσι θα άλλαζε ο αριθμός των κύκλων φόρτισης και συνακόλουθα το μέγεθος του σεισμού ( $M_w$ ), επομένως η σύγκριση των αποτελεσμάτων θα ήταν δυσκολότερη.

- vi) Η μέγιστη ανύψωση, η οποία προκύπτει από την αναλυτική σχέση (για  $t=\infty$ ), είναι υπερβολικά υψηλή και άνευ πρακτικού ενδιαφέροντος μια και αποτελεί απλά ένα καθαρά «λογιστικό» αποτέλεσμα της επίλυσης της διαφορικής εξίσωσης που περιγράφει την κίνηση του αγωγού κατά Sasaki and Tamura (2004).
- vii) Επισημαίνεται ότι η σύγκριση της αναλυτικής σχέσης με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων, αφορά ένα συγκεκριμένο εύρος τιμών των παραμέτρων που επηρεάζουν την ανύψωση του αγωγού. Δεν είναι προφανές ότι θα υπάρχει συμφωνία των αποτελεσμάτων των δύο μεθόδων εκτός των ορίων που εξετάστηκαν, όπως για παράδειγμα για  $D>1.5m$  ή για  $a_{max}>0.4g$ . Για το λόγο αυτό, κρίνεται απαραίτητο να πραγματοποιηθούν περισσότερες αριθμητικές αναλύσεις, έτσι ώστε να γίνει εκτενέστερη σύγκριση των αποτελεσμάτων με την αναλυτική σχέση.

# Κεφάλαιο 7

## Συμπεράσματα & Προτάσεις για μελλοντική έρευνα

---

### 7.1 Γενικά

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, σκοπός της Διπλωματικής Εργασίας ήταν αφενός να διερευνηθεί η επίδραση των παραμέτρων που υπεισέρχονται στο πρόβλημα της ανύψωσης ενός εγκιβωτισμένου αγωγού και αφετέρου να αξιολογηθεί η (μόνη ίσως αξιόπιστη) αναλυτική σχέση υπολογισμού της ανύψωσης, η οποία προτείνεται από τους Sasaki and Tamura (2004). Τα συμπεράσματα που προέκυψαν σε κάθε μία από τις επιμέρους εργασίες, αναφέρονται αναλυτικά στην αντίστοιχη παράγραφο κάθε κεφαλαίου. Ωστόσο, στο παρόν κεφάλαιο κρίνεται απαραίτητο να παρουσιασθεί μία σύνοψη των βασικότερων συμπερασμάτων, καθώς επίσης και να γίνουν προτάσεις για μελλοντική έρευνα.

Τα βασικά συμπεράσματα που προκύπτουν από την παρούσα Διπλωματική Εργασία σχετίζονται με:

- i. Τη σύγκριση των αναλυτικών σχέσεων της διεθνούς βιβλιογραφίας, αναφορικά με τον υπολογισμό των δυνάμεων που δρουν σε έναν εγκιβωτισμένο αγωγό σε ρευστοποιημένο έδαφος, την εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας έναντι ανύψωσης της κατασκευής και την ποσοτικοποίηση της ανύψωσης.
- ii. Τη διερεύνηση της μορφής του μηχανισμού αστοχίας και των παραμέτρων που οδηγούν στην ανύψωση της κατασκευής.
- iii. Την επίδραση της γεωμετρίας του προβλήματος, των ιδιοτήτων του εδάφους και των χαρακτηριστικών της σεισμικής διέγερσης, μέσω παραμετρικών αναλύσεων.
- iv. Την αξιολόγηση της αναλυτικής σχέσης υπολογισμού της ανύψωσης των Sasaki and Tamura (2004).

## 7.2 Συμπεράσματα σύγκρισης αναλυτικών σχέσεων διεθνούς βιβλιογραφίας

Συνοπτικά, οι αναλυτικές σχέσεις που προέκυψαν από τη βιβλιογραφική αναζήτηση και αφορούν στο φαινόμενο της άνωσης εγκιβωτισμένων κατασκευών σε ρευστοποιημένο έδαφος, παρουσιάζονται στο **Σχήμα 7.1**. Ακολούθως, παρουσιάζονται τα βασικά συμπεράσματα της διερεύνησης των σχέσεων αυτών.

$FS_{uplift}$	
<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">Koseki et al. 1997</div> $FS_{uplift} = \frac{W_{str} + Q}{F_B + F_{EPP} + F_s}$	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">Ling et al. 2003</div> $FS_{uplift} = \frac{D(H - H_w)(\gamma_{sat} - \gamma_w) + DH_w\gamma_t + (\pi D^2 / 4)\gamma_p}{(\pi D^2 / 4)\gamma_{sat}} = \frac{W_o + W_p}{A}$
$F_{buoy}$	
<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">Hou et al. 1990</div> $F_{buoy} = A - W_p$ $A = \pi D^2 \gamma_{sat} / 4$	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">Ling et al. 2003</div> $F_{buoy} = A - W_p - W_o$ $A = \pi D^2 \gamma_{sat} / 4$
<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">Chian et al. 2014</div> $F_{buoy} = A - (W_p + Q + W_o)$ $A = F_B + F_{EPP} \text{ και } F_{EPP} = u_{EPP} E$	
uplift displacement	
<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">Liu and O'Rourke 1997</div> $\delta_{cr} = \frac{1}{(1/\delta_{cr,bend}) + (1/\delta_{cr,axial})}$ $\delta_{cr,bend} = F_{buoy} W_s^4 / 384EI$ $\delta_{cr,axial} = W_s \left( \frac{F_{buoy}}{4\pi^2 AE} \right)^{1/4} \left( \delta_{cr,axial} + \frac{F_{buoy} W_s}{16t_u} \right)^{1/4}$	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">O'Rourke and Liu 2012</div> $\delta_{max}^3 + \frac{16I}{A} \delta_{max} - \frac{16F_{buoy} W_s^4}{AE\pi^5} = 0$ <p style="text-align: center;"><math>W_s = \text{length of pipe in liquified soil}</math></p>
<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">Sasaki and Tamura 2004</div> $x = \frac{\{\gamma_t h_w + \gamma_{sat} (h_0 - h_w)\} b - Mg}{\gamma_{sat} b} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{\gamma_{sat} b}{C} t\right) \right\}$ $C[Mgr / m \cdot s] = 50000b[m] \cdot (b / h_b + 1) \left( \frac{\sigma_v' - \sigma_h'}{2\sigma_h'} \right)^{0.5} \cdot CRR \cdot FS_L^{1.5}$	

**Σχήμα 7.1:** Προτεινόμενες μεθοδολογίες υπολογισμού συντελεστή ασφαλείας έναντι ανύψωσης ( $FS_{uplift}$ ), δυνάμεων άνωσης ( $F_{buoy}$ ) και ανύψωσης

- i) Για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας έναντι ανύψωσης αναφέρονται στη βιβλιογραφία δύο μεθοδολογίες: των Koseki et al. (1997) και των Ling et al. (2003) (**Σχήμα 7.1**). Η διαφοροποίηση των δύο μεθόδων έγκειται στον υπολογισμό της δύναμης άνωσης που ασκείται στον αγωγό. Η μεθοδολογία των Koseki et al. (1997) λαμβάνει υπόψη τις αναπτυσσόμενες υπερπίεσεις πόρων μέσω του  $r_w$ , ενώ η μεθοδολογία των Ling et al. (2003) είναι ανεξάρτητη από την παράμετρο αυτή. Από τις αριθμητικές εφαρμογές που πραγματοποιήθηκαν προέκυψε ότι τα αποτελέσματα των δύο μεθόδων συγκλίνουν όταν το  $r_u$  κάτω από τον αγωγό

λαμβάνει τιμές μεταξύ 0.4-0.5, ενώ για μεγαλύτερες τιμές  $r_w$ , ο συντελεστής ασφαλείας των Ling et al. (2003) είναι σημαντικά μεγαλύτερος.

- ii) Με τον υπολογισμό της δύναμης άνωσης που ασκείται στον αγωγό έχουν ασχοληθεί οι Hou et al. (1990), οι Ling et al. (2003) και οι Chian et al. (2014), με τους δύο τελευταίους να εκφράζουν τη δύναμη άνωσης συναρτήσει του  $r_u$  στην ημιπερίμετρο του αγωγού που ορίζεται από την οριζόντια διάμετρό του και κάτω (**Σχήμα 7.1**). Από τις εφαρμογές που εξετάστηκαν προκύπτει ότι για χαμηλές τιμές του  $r_w$ , ήτοι 0.4-0.5, η μεθοδολογία των Chian et al. (2014) συμφωνεί με τα αποτελέσματα της σχέσης των Ling et al. (2003), ενώ για τιμές του  $r_u$  κοντά στη μονάδα, η μεθοδολογία των Chian et al. (2014) δίνει αποτελέσματα πιο κοντά στα αντίστοιχα αποτελέσματα των Hou et al. (1990).
- iii) Για τον υπολογισμό της ανύψωσης χρησιμοποιήθηκαν τρεις διαφορετικές μεθοδολογίες: των Sasaki and Tamura (2004), των Liu and O'Rourke (1997) και των O'Rourke and Liu (2012) (**Σχήμα 7.1**). Εκτός από τη μέθοδο των Sasaki and Tamura (2004), οι άλλες δύο μέθοδοι λαμβάνουν υπόψη το μήκος του αγωγού που βρίσκεται σε ρευστοποιημένο έδαφος ( $W_s$ ). Από τις αριθμητικές εφαρμογές που πραγματοποιήθηκαν, προέκυψε ότι οι μέθοδοι αυτές εμφανίζουν σημαντικά μεγαλύτερες μετακινήσεις από τις αντίστοιχες των Sasaki and Tamura (2004), ειδικά για την περίπτωση που θεωρήσουμε ότι το ρευστοποιημένο τμήμα του αγωγού είναι μεγαλύτερο από 70m. Τονίζεται ακόμη ότι οι μεθοδολογίες αυτές δεν έχουν αναπτυχθεί εξ' αρχής για την εκτίμηση της ανύψωσης ενός αγωγού, εξαιτίας ρευστοποίησης, αλλά για άλλες φορτίσεις. Επομένως συμπεραίνεται ότι παρουσιάζουν περιορισμένο πρακτικό ενδιαφέρον για το σκοπό της παρούσας διπλωματικής, αντίθετα με την αναλυτική σχέση των Sasaki and Tamura (2004), η οποία και συγκέντρωσε περαιτέρω την προσοχή μας.

### **7.3 Συμπεράσματα για το μηχανισμό αστοχίας και τις αιτίες της ανύψωσης**

- i) Η μετακίνηση του αγωγού ξεκινά με την επιβολή της δόνησης και ολοκληρώνεται ακριβώς όταν σταματά η δόνηση, παρόλο που οι υπερπιέσεις πόρων κάτω από τον αγωγό συνεχίζουν να είναι ιδιαίτερα υψηλές. Το γεγονός αυτό υποδηλώνει την εξάρτηση της ανύψωσης καθαρά από τη σεισμική δόνηση και όχι μόνο από τις αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις πόρων.
- ii) Η απόκριση του εδάφους είναι πολύ διαφορετική στην περιοχή γύρω από τον αγωγό σε σύγκριση με το ελεύθερο πεδίο. Πιο συγκεκριμένα, παρατηρούνται

αρκετά χαμηλότερες υπερπιέσεις πόρων πλευρικά του αγωγού και πάνω από αυτόν, πιθανώς λόγω αυξημένης στράγγισης ή/και διαστολικότητας.

- iii) Η ανύψωση του αγωγού προκαλεί μετακίνηση ενός πρίσματος εδάφους, μορφής ανεστραμμένου τραπεζίου, πάνω από τον αγωγό, ενώ σε απόσταση περίπου 2D από το κέντρο του αγωγού, το έδαφος παρουσιάζει καθίζηση.
- iv) Το έδαφος που υπέρκειται του αγωγού αναπτύσσει σημαντικά μικρότερες υπερπιέσεις πόρων, με αποτέλεσμα να διατηρεί σημαντικό ποσοστό της αντοχής και της δυσκαμψίας του και να αντιστέκεται στη μετακίνηση του αγωγού.
- v) Καθοριστικής σημασίας αιτία για την ανύψωση της κατασκευής είναι η συσσώρευση των υπερπιέσεων πόρων κάτω από τον αγωγό, ενώ παράγοντας περιορισμού της ανύψωσης είναι το υπερκείμενο έδαφος, το οποίο δε ρευστοποιείται πλήρως και επομένως δρα σταθεροποιητικά για τον αγωγό.

## **7.4 Συμπεράσματα παραμετρικών αναλύσεων**

### **7.4.1 Γενικά**

- i) Η ανύψωση ενός εγκιβωτισμένου αγωγού επηρεάζεται σημαντικά από τη διάμετρό του  $D$ , από την ανηγμένη ανακυκλική διατμητική αντοχή του εδάφους  $CRR$  και από τη σχετική πυκνότητα του εδαφικού στρώματος που ρευστοποιείται  $D_r$ .
- ii) Δευτερεύοντα ρόλο φαίνεται να έχουν ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης του εδάφους  $FS_L$  (ή αλλιώς η μέγιστη επιβαλλόμενη επιτάχυνση του σεισμικού παλμού  $a_{max}$ ) και ο συντελεστής διαπερατότητας του εδάφους  $k$ .
- iii) Για το εύρος των παραμέτρων που διερευνήθηκε, ο λόγος εγκιβωτισμού  $H/D$ , η απόσταση του αγωγού από τη βάση του ρευστοποιημένου στρώματος  $H_b$  και η ιδιοπερίοδος  $T$  του σεισμικού παλμού, επηρέαζαν λιγότερο την ανύψωση της κατασκευής.

### **7.4.2 Επίδραση της γεωμετρίας του προβλήματος**

- i) Εν γένει, αύξηση του λόγου εγκιβωτισμού ( $H/D$ ) του αγωγού συνεπάγεται μείωση της ανύψωσής του. Ωστόσο, για το εύρος των λόγων εγκιβωτισμού που μελετήθηκε ( $H/D=0.6$  έως  $1.2$ ) και για διάμετρο αγωγού  $D=1.2m$ , προέκυψε ότι η παράμετρος αυτή δεν επιδρά σημαντικά στη μεταβολή της ανύψωσης. Πιο συγκεκριμένα, αύξηση του λόγου εγκιβωτισμού από  $H/D=1.0$  σε  $H/D=1.2$  μειώνει την ανύψωση μόνο 7%. Επομένως, σε περίπτωση που η μέγιστη επιτρεπόμενη ανύψωση του αγωγού υπολείπεται της προβλεπόμενης ανύψωσης, απαιτείται σημαντική αύξηση



του βάθους εγκιβωτισμού για τη μείωσή της. Από την άλλη πλευρά, σε περίπτωση που η επιτρεπόμενη μετακίνηση του αγωγού υπερβαίνει την προβλεπόμενη, μπορεί να εξετασθεί το ενδεχόμενο μείωσης του βάθους εγκιβωτισμού, δεδομένου ότι έτσι μειώνεται το συνολικό βάθος εκσκαφής και συνακόλουθα το κόστος της διατομής του αγωγού.

- ii) Αύξηση της απόστασης του αγωγού από τη βάση του ρευστοποιημένου στρώματος ( $H_b$ ) φαίνεται να προκαλεί μείωση της ανύψωσής του, λόγω της εξασθένησης της δόνησης που φτάνει στον αγωγό, μετά τη ρευστοποίηση ενός στρώματος μεγάλου πάχους. Πιο συγκεκριμένα, αύξηση του λόγου  $H_b/D$  από  $H_b/D=3$  σε  $H_b/D=5$ , προκάλεσε μείωση της ανύψωσης κατά 27%, γεγονός που υποδηλώνει ότι η επίδραση της παραμέτρου αυτής είναι αξιοσημείωτη.
- iii) Αύξηση της διαμέτρου του αγωγού προκαλεί σημαντικά μεγαλύτερη ανύψωση (αύξηση της ανύψωσης περίπου 10 φορές για αύξηση της διαμέτρου από  $D=0.3\text{m}$  σε  $D=1.5\text{m}$ ). Ωστόσο, ο λόγος  $\delta/D$ , όπου  $\delta$  η ανύψωση του αγωγού και  $D$  η διάμετρος του, παραμένει περίπου σταθερός ( $\delta/D=2.5\%$ ) για ένα εύρος διαμέτρων  $D=0.9$  έως  $1.5\text{m}$  και τις ίδιες ιδιότητες εδάφους και σεισμικής διέγερσης. Οι μικρότερες διαμέτροι παρουσίασαν μικρότερη μετακίνηση, αλλά και μικρότερο λόγο  $\delta/D$  ( $\delta/D=1.5\%$ ).

#### 7.4.3 Επίδραση των ιδιοτήτων του εδάφους

- i) Αύξηση της ανηγμένης ανακυκλικής διατμητικής αντοχής του εδάφους (CRR) ή αλλιώς αύξηση της σχετικής πυκνότητας  $D_r$  του εδάφους, προκαλεί μείωση στην ανύψωση του αγωγού. Αυτό οφείλεται στην έντονα διαστολική συμπεριφορά του εδάφους στην περιοχή του αγωγού, η οποία συνεπάγεται μειωμένες υπερπιέσεις πόρων. Πιο συγκεκριμένα, αύξηση του CRR από  $CRR=0.12$  (που αντιστοιχεί σε σχετική πυκνότητα  $D_r=45\%$ ) σε  $CRR=0.28$  (που αντιστοιχεί σε σχετική πυκνότητα  $D_r=75\%$ ) οδήγησε σε υποδιπλασιασμό της ανύψωσης, πράγμα που αποδεικνύει την έντονη εξάρτηση της ανύψωσης από την αντίσταση ενός εδάφους στη ρευστοποίηση.
- ii) Αναφορικά με την επίδραση της διαπερατότητας του εδάφους στην ανύψωση του αγωγού, προέκυψε ότι μείωση της διαπερατότητας του εδάφους οδηγεί εν γένει σε μεγαλύτερη ανύψωση. Συγκεκριμένα, μείωση της διαπερατότητας κατά 4 τάξεις μεγέθους (από  $k=5 \times 10^{-3}\text{m/s}$  σε  $k=5 \times 10^{-6}\text{m/s}$ ) οδήγησε σε διπλασιασμό της ανύψωσης.

#### 7.4.4 Επίδραση ιδιοτήτων σεισμικής διέγερσης

- i) Μείωση του συντελεστή ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης ( $FS_L$ ), ή ισοδύναμα αύξηση της μέγιστης επιβαλλόμενης επιτάχυνσης ( $a_{max}$ ) οδηγεί σε αύξηση της ανύψωσης του εγκιβωτισμένου αγωγού, λόγω ανάπτυξης σημαντικών υπερπιέσεων πόρων πάνω από αυτόν που συνεπάγεται μείωση της προσφερόμενης αντίστασης από το έδαφος. Μεταβάλλοντας τη μέγιστη επιβαλλόμενη επιτάχυνση από  $a_{max}=0.128g$  σε  $a_{max}=0.40g$ , προέκυψε αύξηση της ανύψωσης κατά 45% γεγονός που υποδηλώνει την έντονη εξάρτηση της ανύψωσης από την ένταση του σεισμικού παλμού.
- ii) Μελετώντας την επίδραση της ιδιοπεριόδου ( $T$ ) του ημιτονικού παλμού της διέγερσης προέκυψε ότι δυσμενέστεροι παλμοί είναι οι υψίσυχνοι, γιατί σε κάθε κύκλο φόρτισης δε γίνεται αποτόνωση μέρους των υπερπιέσεων των πόρων, όπως συμβαίνει στους μακροπερίοδους παλμούς.

#### 7.5 Συμπεράσματα σύγκρισης αριθμητικών αναλύσεων με την αναλυτική σχέση των Sasaki and Tamura (2004)

- i) Υπάρχει ικανοποιητική συμφωνία μεταξύ των αποτελεσμάτων των δύο μεθόδων, τόσο ποιοτικά όσο και ποσοτικά. Είναι επίσης αξιοσημείωτο ότι, ακόμα και στις περιπτώσεις που η ανύψωση παρουσιάζει απόκλιση (βλέπε επόμενο συμπέρασμα), η αναλυτική σχέση δίνει πάντα συντηρητικό αποτέλεσμα.
- ii) Στη μεθοδολογία των Sasaki and Tamura (2004) λαμβάνονται υπόψη οι βασικές παράμετροι που επιδρούν στο πρόβλημα της ανύψωσης ενός εγκιβωτισμένου αγωγού, ενώ οι παράμετροι που δε λαμβάνονται άμεσα υπόψη (διαπερατότητα  $k$ , ιδιοπερίοδος φόρτισης  $T$ ) αποδεικνύονται δευτερεύουσας ή ελάσσονος σημασίας.
- iii) Η αναλυτική αυτή σχέση κρίνεται εν γένει επαρκής και μπορεί να αντικαταστήσει τις σοφιστευμένες αριθμητικές αναλύσεις, αφού αποδείχθηκε ότι προβλέπει ικανοποιητικά την ανύψωση ενός εγκιβωτισμένου αγωγού τουλάχιστον στην περίπτωση συνήθους διάρκειας.
- iv) Ακόμα και για τις περιπτώσεις στις οποίες σημειώθηκε απόκλιση της ανύψωσης που υπολογίσθηκε από την αναλυτική σχέση και της ανύψωσης που προέκυψε από την αριθμητική ανάλυση, η αναλυτική σχέση ήταν πάντα πιο συντηρητική.
- v) Παρατηρώντας τις περιπτώσεις στις οποίες η αναλυτική σχέση οδηγεί σε υπέρ-συντηρητικά αποτελέσματα, μπορούμε να ορίσουμε κάποια όρια, εκτός των οποίων επιβάλλεται η χρήση της εν λόγω αναλυτικής σχέσης να γίνεται με

επιφύλαξη. Αυτές οι περιπτώσεις αφορούν: μεγάλη ιδιοπερίοδο σεισμικής διέγερσης ( $T > 0.7 \text{sec}$ ), χαμηλό συντελεστή ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης ( $FS_L < 0.4$ ) και περιπτώσεις πολύ χαλαρών εδαφών που παρουσιάζουν μειωμένη αντοχή έναντι ανακυκλικής διάτμησης ( $D_r < 45\%$  ή  $CRR < 0.12$ )

- vi) Η ανηγμένη ανύψωση του αγωγού, δηλαδή η ανύψωσή του διαιρεμένη με τη διάμετρό του, κυμαινόταν μεταξύ  $\varepsilon = 1.3\%$  και  $\varepsilon = 3.4\%$ , βάσει των αριθμητικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν. Εφαρμόζοντας την αναλυτική σχέση των Sasaki and Tamura (2004) για τις ίδιες περιπτώσεις, η ανηγμένη παραμόρφωση κυμαινόταν μεταξύ  $\varepsilon = 0.8\%$  και  $\varepsilon = 8.9\%$ . Ως εκ τούτου, προκύπτει ότι τα φαινόμενα άνωσης εγκιβωτισμένων αγωγών σε ρευστοποιημένο έδαφος δεν αποτελούν πάντοτε κρίσιμη παράμετρο σχεδιασμού, ειδικά για μικρού σχετικά μεγέθους κατασκευές.
- vii) Η μέγιστη ανύψωση, η οποία προκύπτει από την αναλυτική σχέση (για  $t = \infty$ ), είναι υπερβολικά υψηλή και άνευ πρακτικού ενδιαφέροντος μια και αποτελεί απλά ένα καθαρά «λογιστικό» αποτέλεσμα της επίλυσης της διαφορικής εξίσωσης που περιγράφει την κίνηση του αγωγού κατά Sasaki and Tamura (2004).
- viii) Επισημαίνεται ότι η σύγκριση της αναλυτικής σχέσης με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων, αφορά ένα συγκεκριμένο εύρος τιμών των παραμέτρων που επηρεάζουν την ανύψωση του αγωγού. Δεν είναι προφανές ότι θα υπάρχει συμφωνία των αποτελεσμάτων των δύο μεθόδων εκτός των ορίων που εξετάστηκαν, όπως για παράδειγμα για  $D > 1.5 \text{m}$  ή για  $a_{\max} > 0.4 \text{g}$ . Για το λόγο αυτό, κρίνεται απαραίτητο να πραγματοποιηθούν περισσότερες αριθμητικές αναλύσεις, έτσι ώστε να γίνει εκτενέστερη σύγκριση των αποτελεσμάτων με την αναλυτική σχέση.

## 7.6 Προτάσεις για μελλοντική έρευνα

Μέσα από την πορεία διερεύνησης του φαινομένου της ανύψωσης εγκιβωτισμένων κατασκευών σε ρευστοποιημένο έδαφος, προέκυψαν σημεία εύλογου προβληματισμού, τα οποία χρήζουν περαιτέρω διερεύνησης. Τα πιο σημαντικά από αυτά είναι τα ακόλουθα:

- i) Διερεύνηση απόκρισης εγκιβωτισμένων κατασκευών σε ρευστοποίησιμο έδαφος, υπό πραγματική σεισμική διέγερση, αντί της εξιδανικευμένης ημιτονικής χρονοϊστορίας.

- ii) Ποσοτικοποίηση της δύναμης αντίστασης που προσφέρει το υπερκείμενο έδαφος μετά την εκδήλωση ρευστοποίησης στο ελεύθερο πεδίο και σύγκρισή της με τις προτεινόμενες αναλυτικές σχέσεις υπολογισμού της βιβλιογραφίας.
- iii) Διερεύνηση της επίδρασης του μεγέθους της τάφρου στις αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις πόρων στην περιοχή του αγωγού, στη δυσκαμψία του υπερκείμενου εδάφους και τελικώς στην ανύψωση της κατασκευής, για την περίπτωση που ο αγωγός είναι κατασκευασμένος σε μη ρευστοποιήσιμο έδαφος αλλά το υλικό πλήρωσης είναι ρευστοποιήσιμο.

## Βιβλιογραφία

---

- Amat, A. S. (2007). "Elastic Stiffness Moduli of Hostun." (June), 1–61.
- American Lifelines Alliance. (2005). "Guidelines for the design of buried steel pipe." *American Society of Civil Engineers*, 2001(July 2001), 29-32-72.
- Andrianopoulos, K. I. (2006). "Numerical Modeling of Static and Dynamic Behavior of Elastoplastic Soils." PhD Thesis, Dept of Civil Engineering, NTUA, Athens.
- Andrianopoulos, K. I., Papadimitriou, A. G., and Bouckovalas, G. D. (2010). "Bounding surface plasticity model for the seismic liquefaction analysis of geotechnical structures." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, JOUR, 30(10), 895–911.
- Arab, A., Shahrour, I., and Lancelot, L. (2011). "Estudio en laboratorio sobre licuefacción de arena parcialmente saturada." *Journal of Iberian Geology*, 37(1), 29–36.
- Arulmoli, K., Muraleetharan, K. K., Hossain, M. M., and Fruth, L. S. (1992). "VELACS: verification of liquefaction analyses by centrifuge studies; Laboratory Testing Program – Soil Data Report." *Research Report, The Earth. Technology Corporation*.
- Azadi, M., and Mir Mohammad Hosseini, S. M. (2010a). "The uplifting behavior of shallow tunnels within the liquefiable soils under cyclic loadings." *Tunnelling and Underground Space Technology*, Elsevier Ltd, 25(2), 158–167.
- Azadi, M., and Mir Mohammad Hosseini, S. M. (2010b). "Analyses of the effect of seismic behavior of shallow tunnels in liquefiable grounds." *Tunnelling and Underground Space Technology*, Elsevier Ltd, 25(5), 543–552.
- Bouferra, R., Benseddiq, N., and Shahrour, I. (2007). "Saturation and Preloading Effects on the Cyclic Behavior of Sand." *International Journal of Geomechanics*, 7(October), 396–401.

- Chakraborty, D., and Kumar, J. (2014). "Uplift Resistance of Long Pipelines in the Presence of Seismic Forces." *ASCE J. Pipeline Syst. Eng. Prac*, 5(4), 1–9.
- Chambon, R., Mokni, M., Mazerolle, F., and Desrues, J. (1996). "Void ratio evolution inside shear bands in triaxial sand specimens studied by computed tomography." *Géotechnique*, 46(3), 529–546.
- Chian, S. C., Tokimatsu, K., Asce, M., Phani, S., and Madabhushi, G. (2014). "Soil Liquefaction – Induced Uplift of Underground Structures : Physical and Numerical Modeling." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(10), 1–18.
- Choobbasti, A. J., Tavakoli, H., and Kutanaei, S. S. (2014). "Modeling and optimization of a trench layer location around a pipeline using artificial neural networks and particle swarm optimization algorithm." *Tunnelling and Underground Space Technology*, Elsevier Ltd, 40, 192–202.
- Coelho, P. A. L. F. (2007). In situ densification as a liquefaction resistance measure for bridge foundations. PhD thesis, University of Cambridge.
- Craig, R.F. (2006). "Soil Mechanics." Book, 6<sup>th</sup> edition.
- DeAlba, P., Seed, H. B., and Chan, C. K. (1976). "Sand Liquefaction in Large-Scale Simple Shear Tests." *ASCE J Geotech Eng Div*, JOUR, 102(9), 909–927.
- Doanh, T., Dubujet, P., and Tournon, G. (2010). "Exploring the undrained induced anisotropy of Hostun RF loose sand." *Acta Geotechnica*, 5(4), 239–256.
- Doanh, T., and Ibraim, E. (2000). "Minimum undrained strength of Hostun RF sand." *Géotechnique*, 50(4), 377–392.
- Dongdong, C., Travasarou, T., and Chacko, J. (2008). "Numerical Evaluation of Liquefaction-Induced Uplift for an Immersed Tunnel." *Proceedings 14th World Conference on Earthquake Engineering*, 1–8.
- Engineering, S., and Synergies, E. (2013). "Series Seismic Engineering Research Infrastructures for." (July).
- Gennaro, V. De, Canou, J., Dupla, J. C., and Benahmed, N. (2004). "Influence of loading path on the undrained behaviour of a medium loose sand." *Canadian Geotechnical Journal*, 41, 166–180.
- Huang, B., Liu, J., Lin, P., and Ling, D. (2014). "Uplifting behavior of shallow buried pipe in liquefiable soil by dynamic centrifuge test." *Scientific World Journal*, 2014.

- Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. (2006). "Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26(2–4 SPEC. ISS.), 115–130.
- Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. (2008). *Soil Liquefaction During Earthquakes*. Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, USA.
- Jafarzadeh, F., Javaheri, H., Sadek, T., and Muir Wood, D. (2008). "Simulation of anisotropic deviatoric response of Hostun sand in true triaxial tests." *Computers and Geotechnics*, 35(5), 703–718.
- Jahed Armaghani, D., Faizi, K., Hajihassani, M., Tonnizam Mohamad, E., and Nazir, R. (2015). "Effects of soil reinforcement on uplift resistance of buried pipeline." *Measurement: Journal of the International Measurement Confederation*, Elsevier Ltd, 64, 57–63.
- Koseki, J., Matsuo, O., and Koga, Y. (1997). "Uplift behaviour of underground structures caused by liquefaction of surrounding soil during earthquake." *Soils and Foundations*, 37(1), 97–108.
- Kutanaei, S. S., and Choobbasti, A. J. (2015). "Mesh-free modeling of liquefaction around a pipeline under the influence of trench layer." *Acta Geotechnica*, Springer Berlin Heidelberg, 10(3), 343–355.
- Ling, H. I., Sun, L., and Mechanics, E. (2008). "Finite Element Analysis of Pipe Buried in Saturated Soil Deposit Subject to Earthquake Loading." 129(2003), 851–860.
- Ling, H., Mohri, Y., Kawabata, T., Liu, H., Burke, C., and Sun, L. (2003). "Centrifugal Modeling of Seismic Behavior of Large-Diameter Pipe in Liquefiable Soil." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(12), 1092–1101.
- Lins, Y. (2009). "Hydro-Mechanical Properties of Partially Saturated Sand."
- Madabhushi, S. S. C., and Madabhushi, S. P. G. (2011). "Finite element analysis of floatation of rectangular tunnels following earthquake induced liquefaction." 1–30.
- Maotian, L., Xiaoling, Z., Qing, Y., and Ying, G. (2009). "Numerical analysis of liquefaction of porous seabed around pipeline fixed in space under seismic loading." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(5), 855–864.
- Mitrani, H. (2006). "Liquefaction remediation techniques for existing buildings." Ph.D. dissertation, Cambridge Univ., Cambridge, U.K.

- O'Rourke, M. J., and Liu, X. (1999). *Response of Buried Pipelines Subject to Earthquake Effects*.
- O'Rourke, M. J., & Liu, X. (2012). "Seismic Design of Buried and Offshore Pipelines." MCEER Technical Reports
- Papadimitriou, A. G., and Bouckovalas, G. D. (2002). "Plasticity model for sand under small and large cyclic strains: A multiaxial formulation." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, JOUR, Department of Geotechnical Engineering, Faculty of Civil Engineering, National Technical University of Athens, 42 Patission Street, 10682 Athens, Greece, 22(3), 191–204.
- Roy, D., and Campanella, R. G. (1997). "Discussion: Angles of friction and dilatancy of sand." *Géotechnique*, 47(4), 887–892.
- Saeedzadeh, R., and Hataf, N. (2011). "Uplift response of buried pipelines in saturated sand deposit under earthquake loading." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier, 31(10), 1378–1384.
- Sasaki, T. and Tamura, K. (2004). "Prediction of liquefied-induced uplift displacement of underground structures." 36th Joint Meeting US-Japan Panel on Wind and Seismic Effects
- Seed, H. B., and Idriss, I. M. (1971). "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 97(9), 1249–1273.
- Tobita, T., Kang, G., and lai, S. (2012). "Estimation of Liquefaction-Induced Manhole Uplift Displacements and Trench-Backfill Settlements." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138(4), 491–499.
- Vucetic, M., and Dobry, R. (1991). "Effect of soil plasticity on cyclic response." *Journal of geotechnical engineering*, 117(1), 89–107.
- Youd, T., Idriss, I., Andrus, R., Arango, I., Castro, G., Christian, J., Dobry, R., Finn, W., Harder, L., Hynes, M., Ishihara, K., Koester, J., Liao, S., Marcuson, W., Martin, G., Mitchell, J., Moriwaki, Y., Power, M., Robertson, P., Seed, R., and Stokoe, K. (2001). "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, JOUR, American Society of Civil Engineers, 127(10), 817–833.



Zhou, J., Jiang, J., and Chen, X. (2015). "Micro- and macro-observations of liquefaction of saturated sand around buried structures in centrifuge shaking table tests." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier, 72, 1–11.

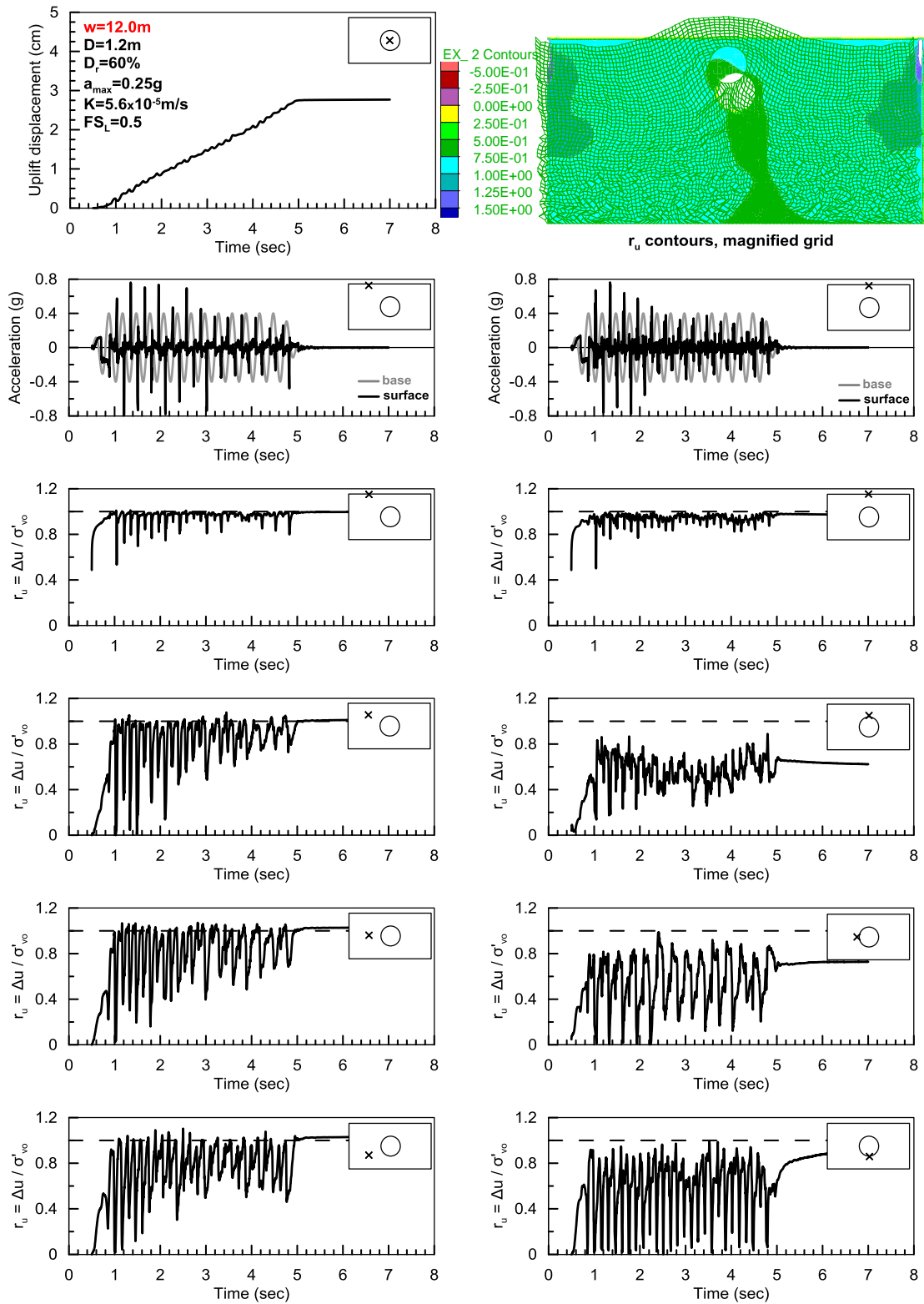


# Παράρτημα **A**

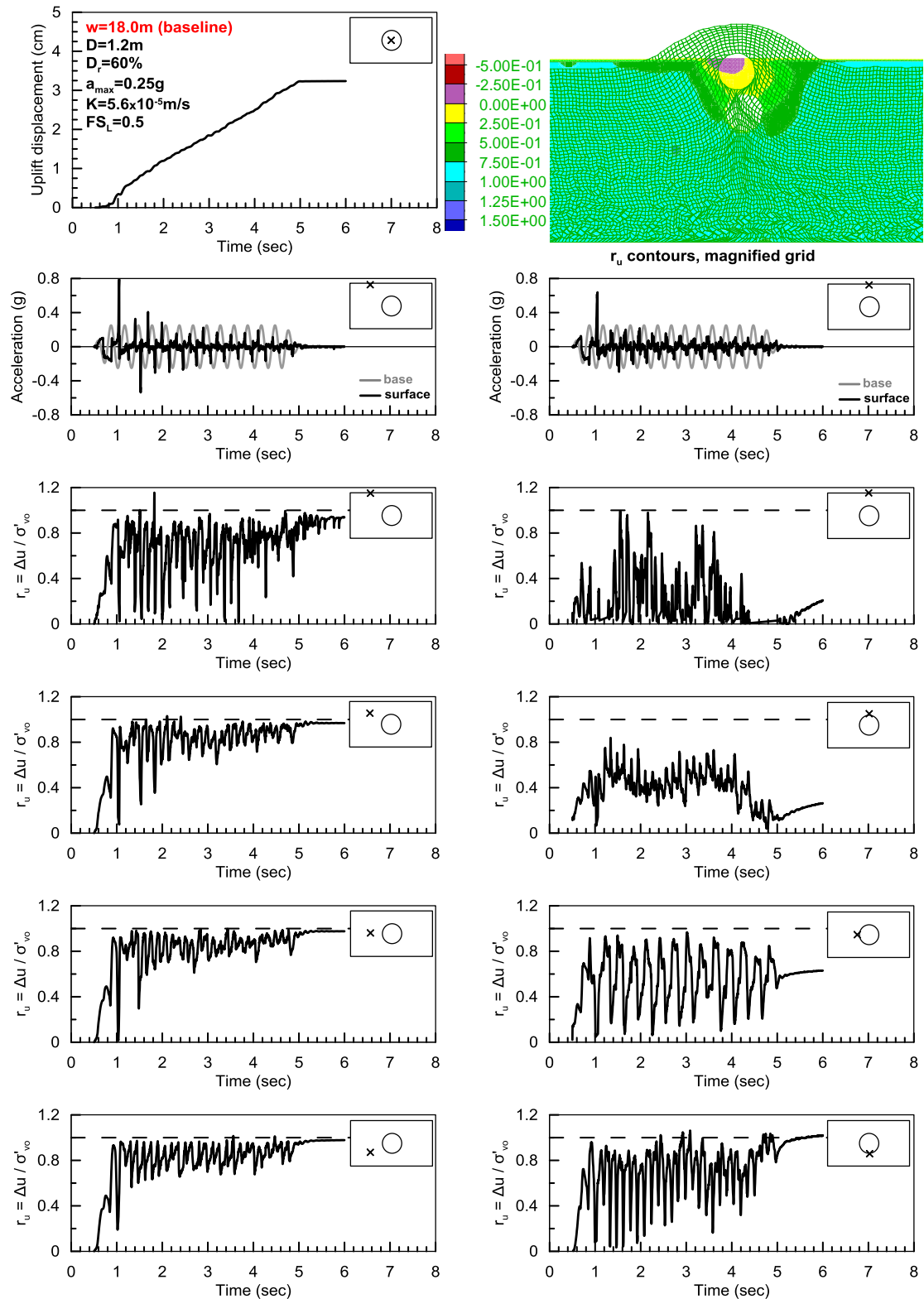
**Αναλυτικά αποτελέσματα παραμετρικών αριθμητικών  
αναλύσεων**

---

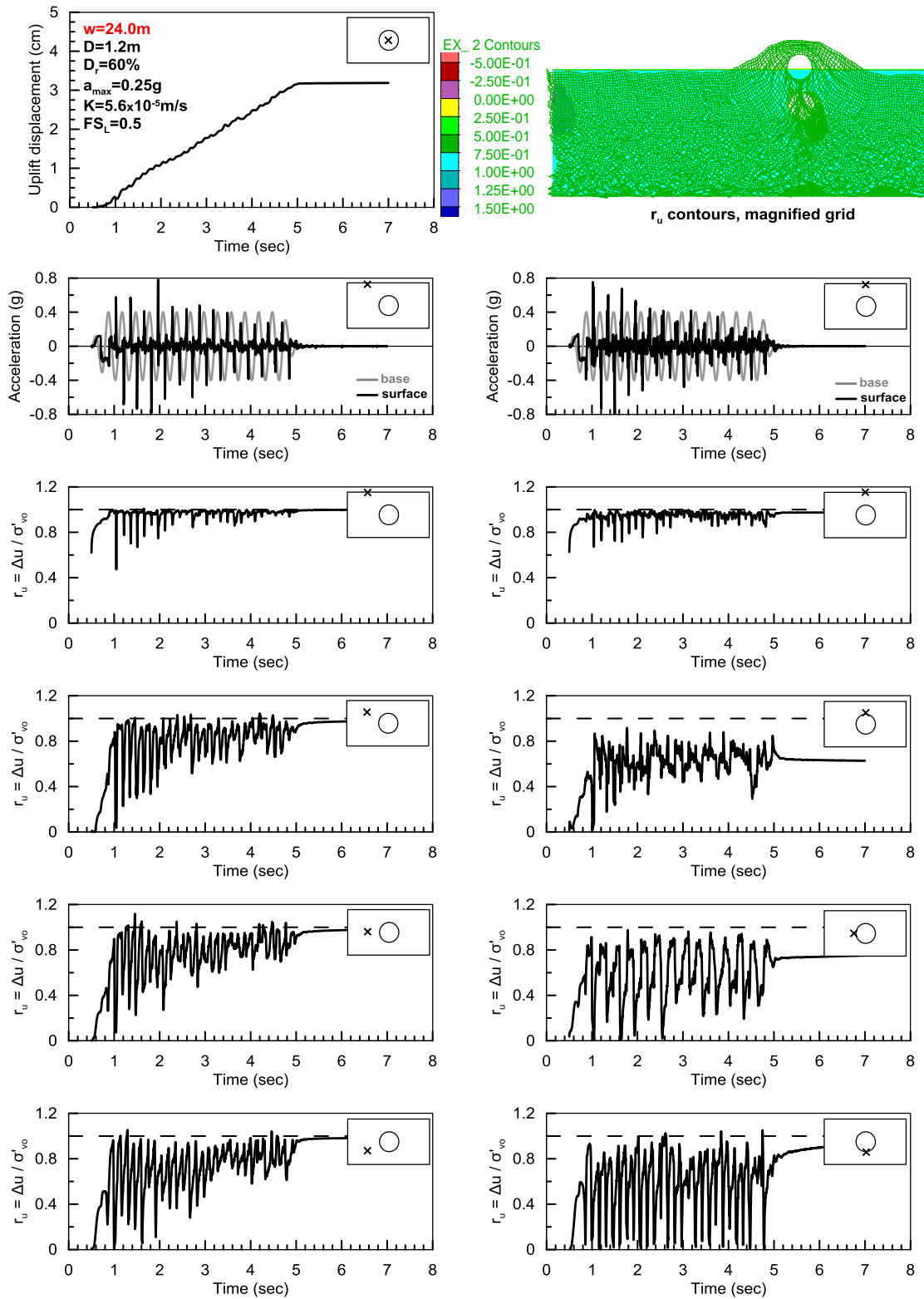




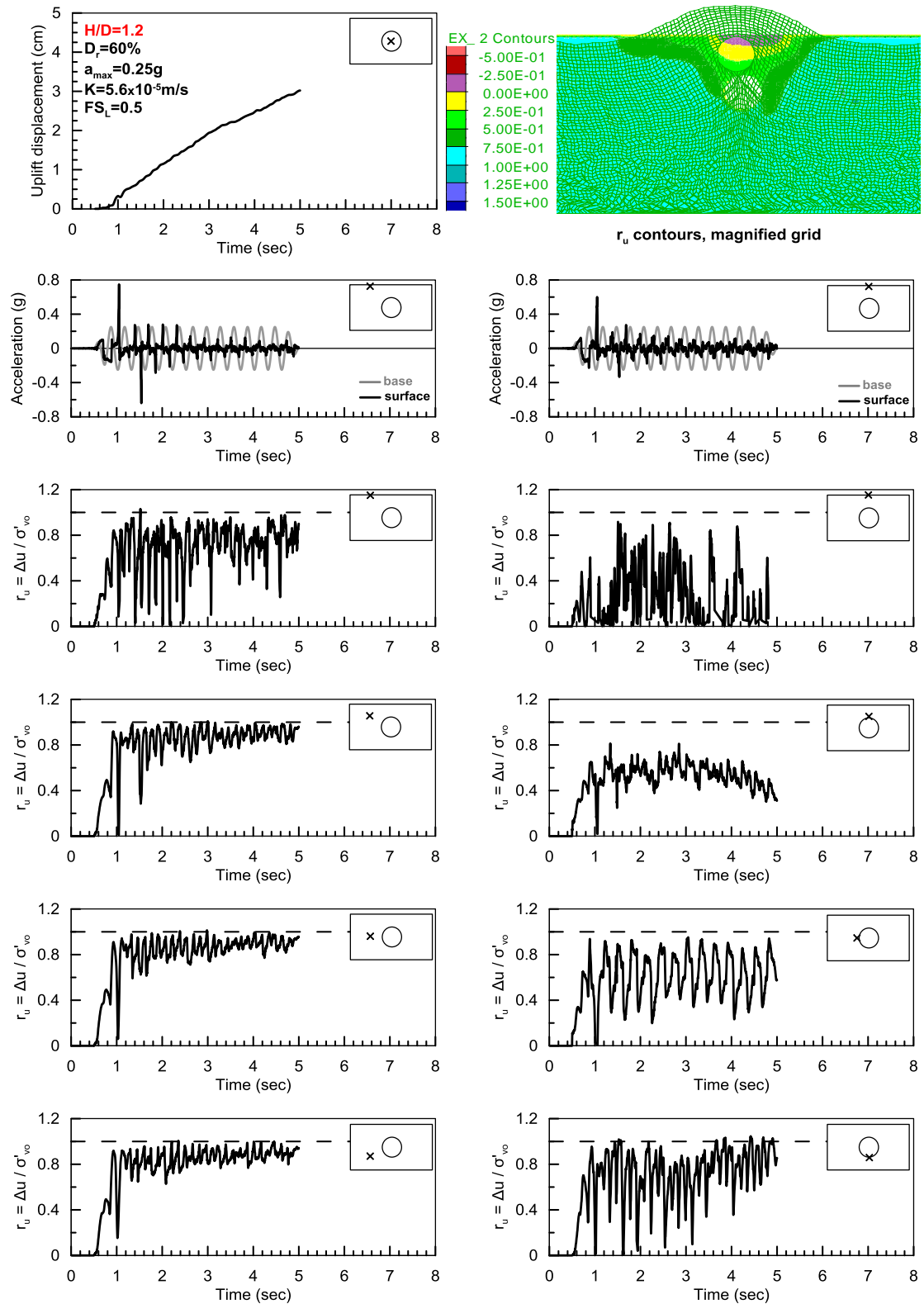
**Σχήμα Α.2:** Διάγραμμα μετακίνησης- χρόνου του αγωγού, επιταχυνσιογραφήματα στην επιφάνεια του εδάφους και διαγράμματα υπερπείσεων πόρων στην περιοχή του αγωγού και στο ελεύθερο πεδίο για την παραμετρική ανάλυση με  $w=12.0m$



**Σχήμα Α.3:** Διάγραμμα μετακίνησης- χρόνου του αγωγού, επιταχυνσιογραφήματα στην επιφάνεια του εδάφους και διαγράμματα υπερπίεσεων πόρων στην περιοχή του αγωγού και στο ελεύθερο πεδίο για την παραμετρική ανάλυση με  $w=18.0\text{m}$

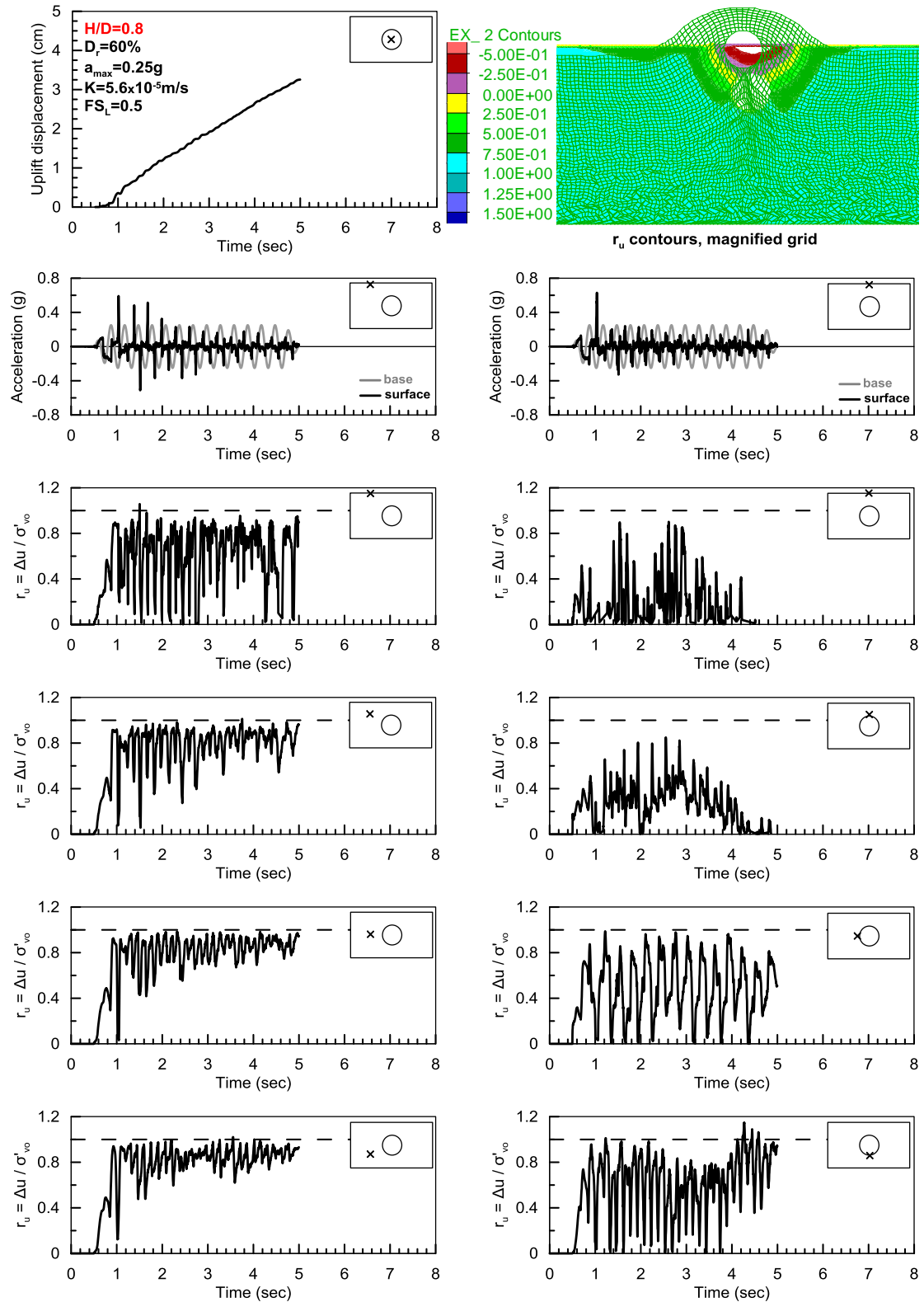


**Σχήμα Α.4:** Διάγραμμα μετακίνησης- χρόνου του αγωγού, επιταχυνσιογραφήματα στην επιφάνεια του εδάφους και διαγράμματα υπερπίεσεων πόρων στην περιοχή του αγωγού και στο ελεύθερο πεδίο για την παραμετρική ανάλυση με  $w=24.0\text{m}$

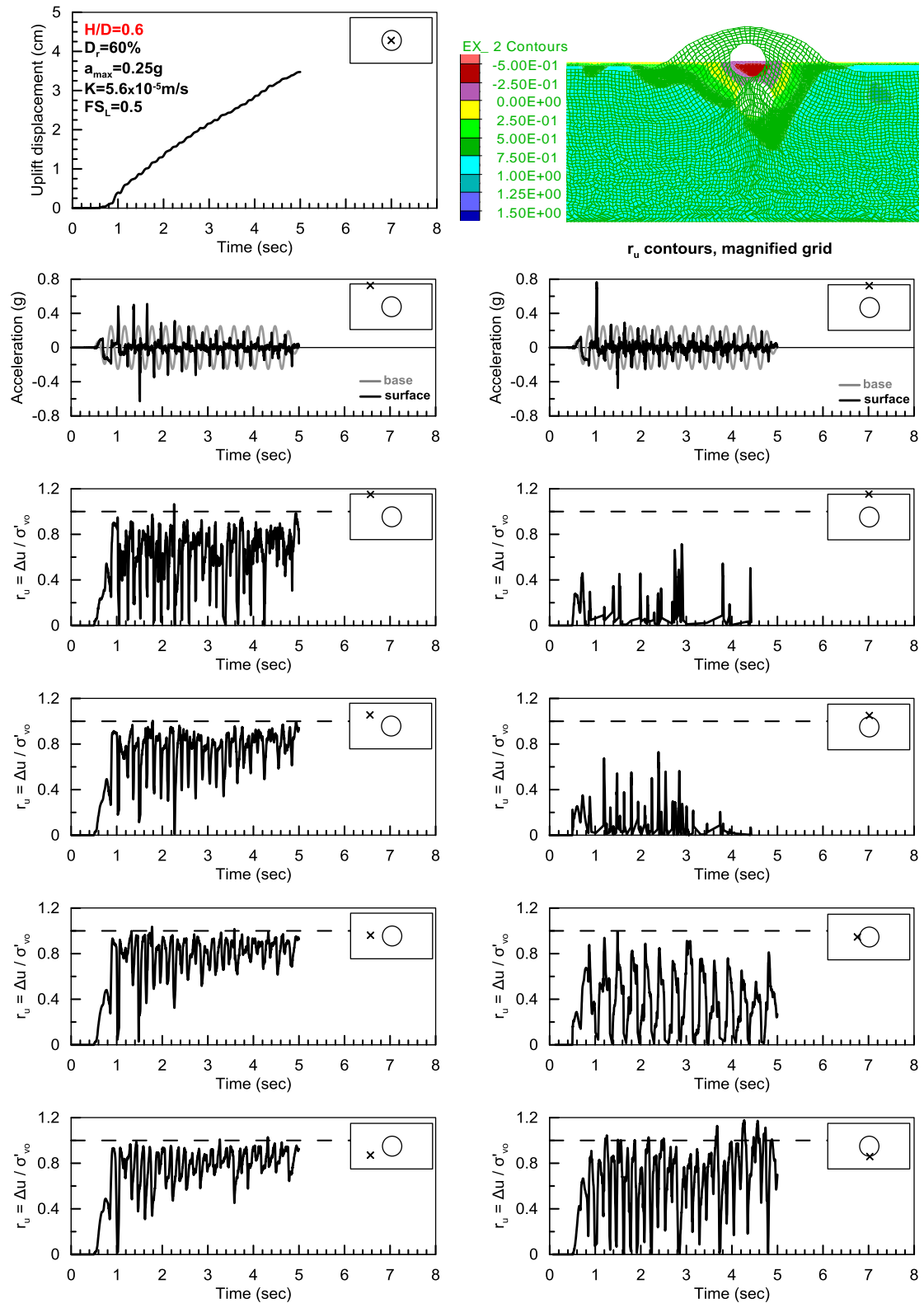


**Σχήμα Α.5:** Διάγραμμα μετακίνησης- χρόνου του αγωγού, επιταχυνσιογραφήματα στην επιφάνεια του εδάφους και διαγράμματα υπερπίεσεων πόρων στην περιοχή του αγωγού και στο ελεύθερο πεδίο για την παραμετρική ανάλυση με  $H/D=1.2$

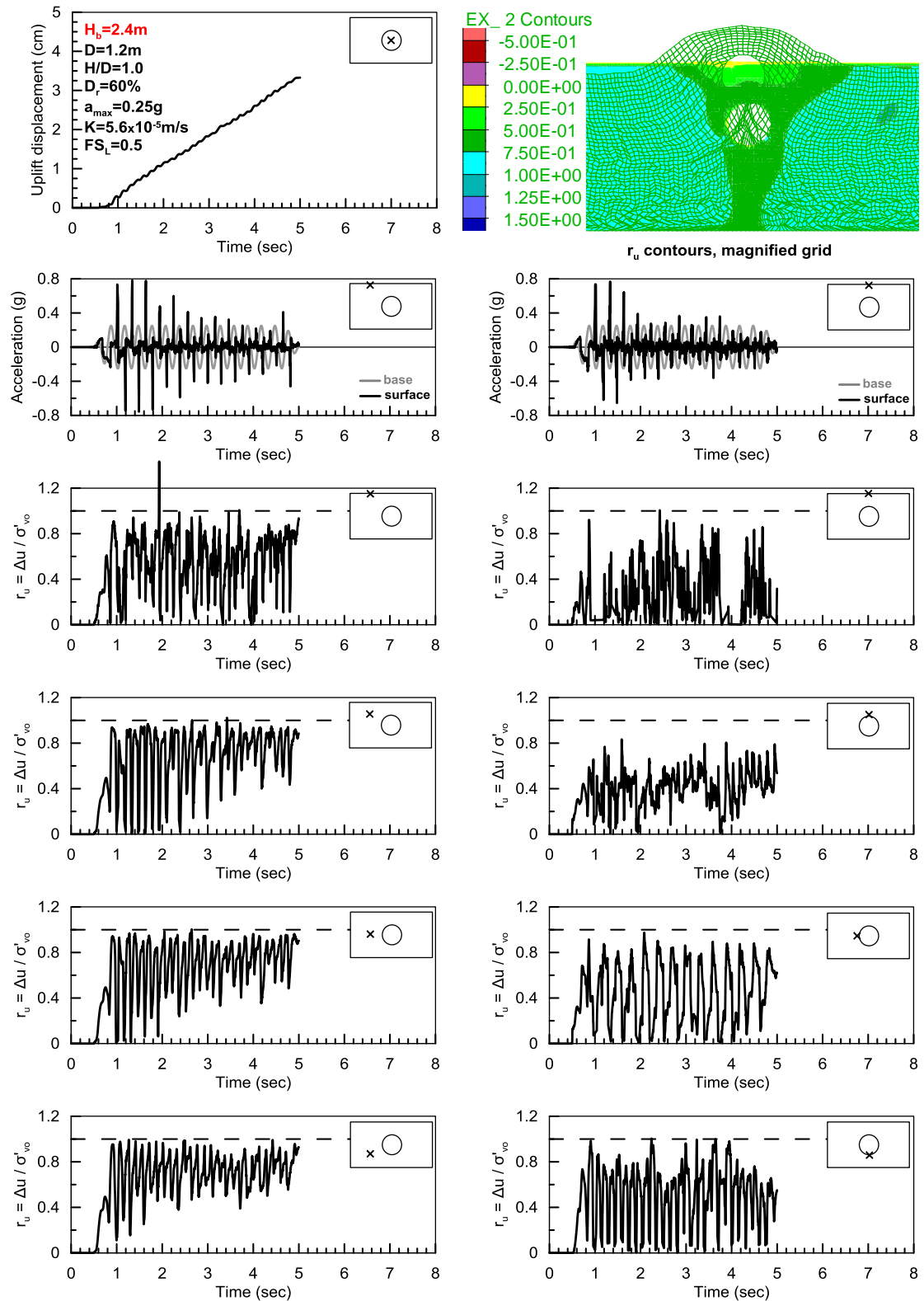




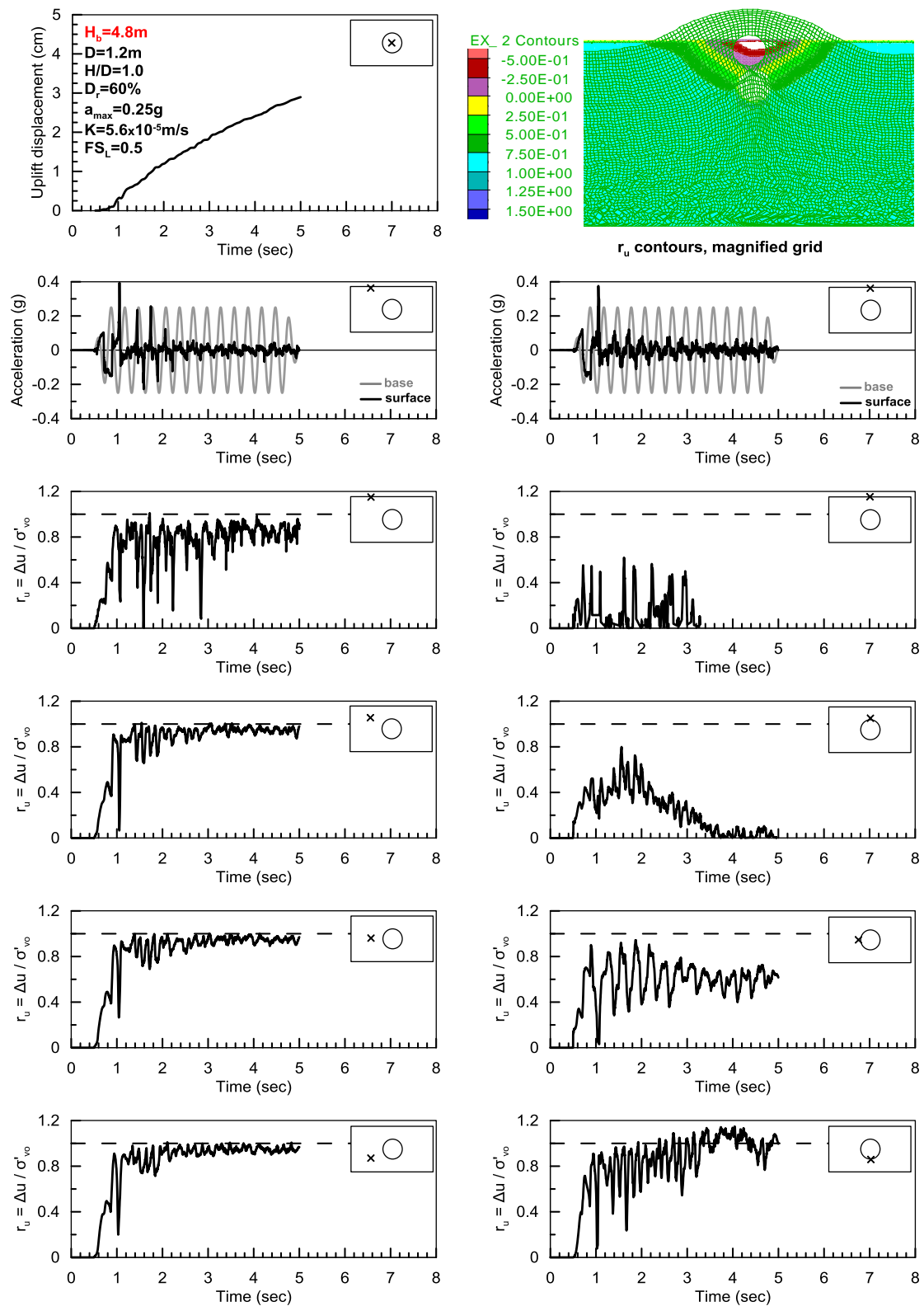
**Σχήμα Α.6:** Διάγραμμα μετακίνησης- χρόνου του αγωγού, επιταχυνσιογραφήματα στην επιφάνεια του εδάφους και διαγράμματα υπερπίεσεων πόρων στην περιοχή του αγωγού και στο ελεύθερο πεδίο για την παραμετρική ανάλυση με  $H/D=0.8$



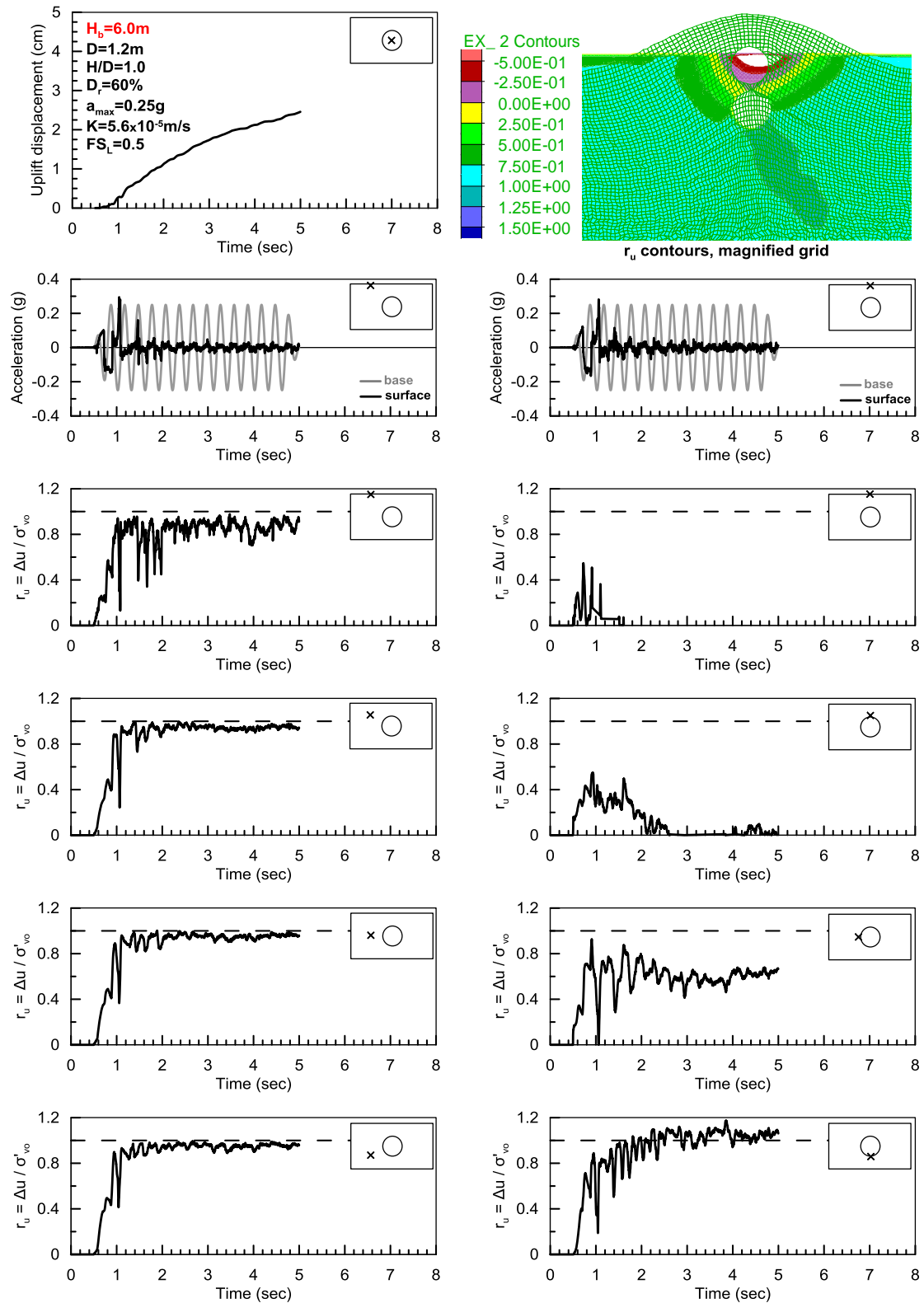
**Σχήμα Α.7:** Διάγραμμα μετακίνησης- χρόνου του αγωγού, επιταχυνσιογραφήματα στην επιφάνεια του εδάφους και διαγράμματα υπερπίεσεων πόρων στην περιοχή του αγωγού και στο ελεύθερο πεδίο για την παραμετρική ανάλυση με  $H/D=0.6$



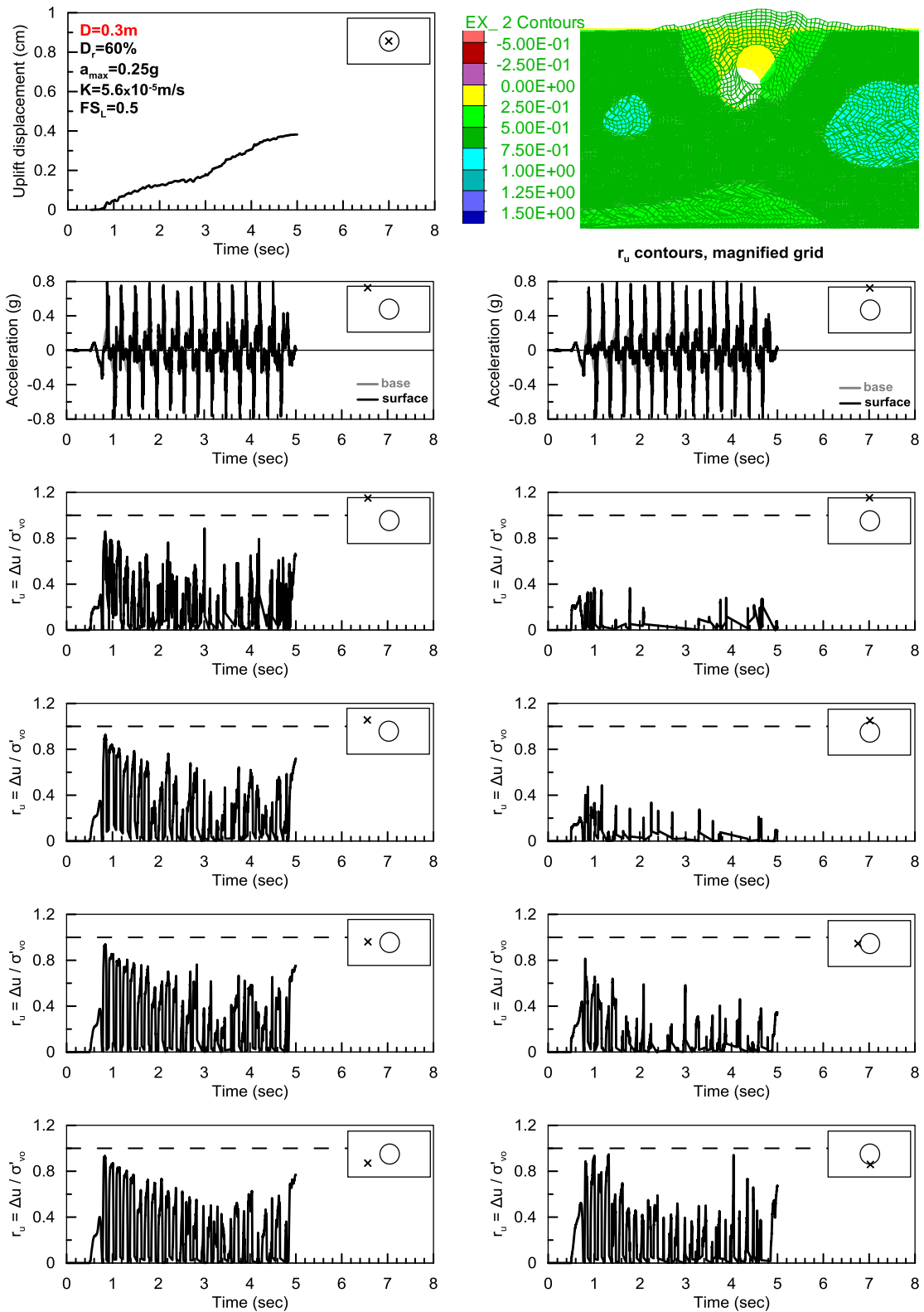
**Σχήμα Α.8:** Διάγραμμα μετακίνησης- χρόνου του αγωγού, επιταχυνσιογραφήματα στην επιφάνεια του εδάφους και διαγράμματα υπερπίεσεων πόρων στην περιοχή του αγωγού και στο ελεύθερο πεδίο για την παραμετρική ανάλυση με  $H_b=2.4m$



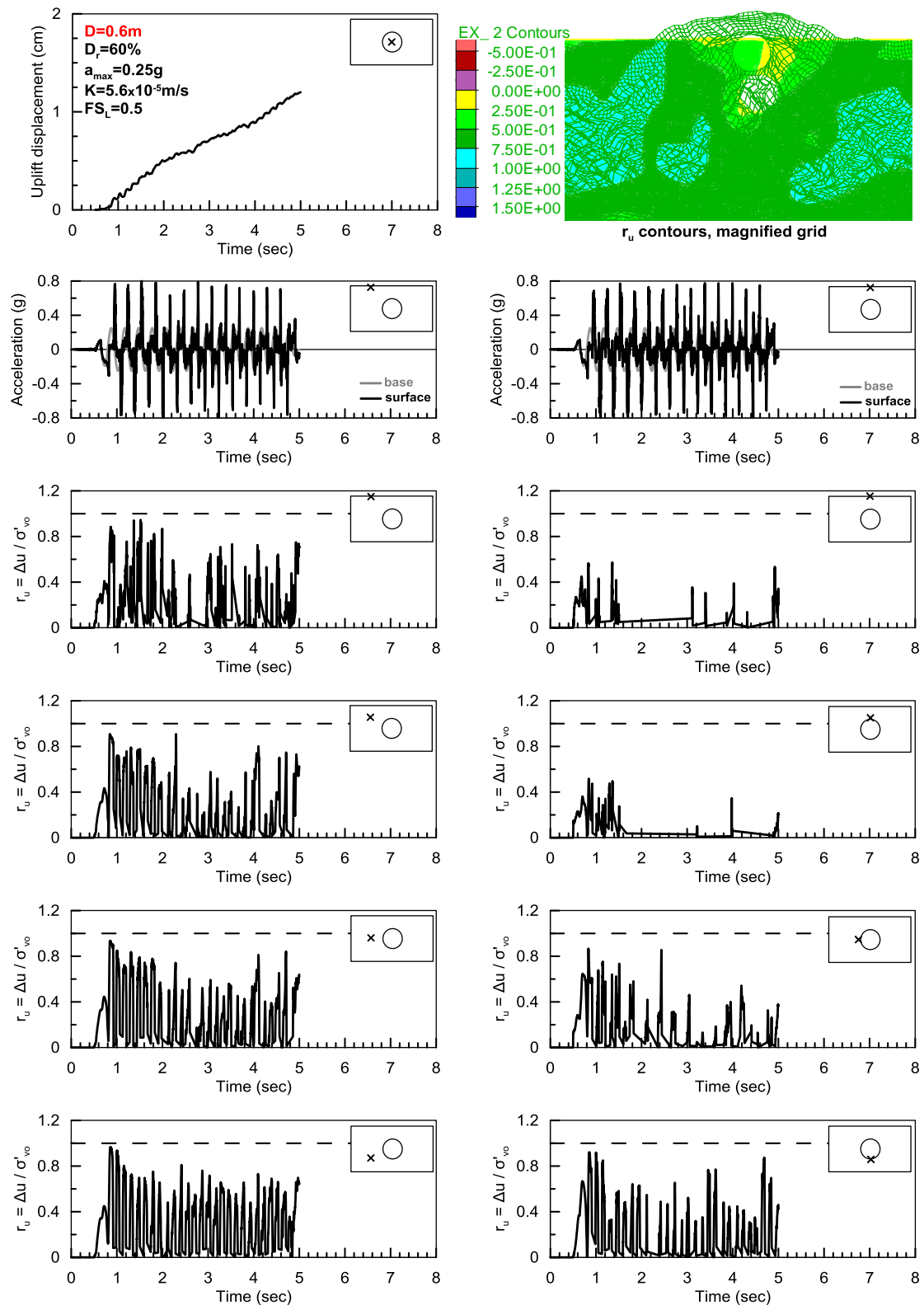
**Σχήμα Α.9:** Διάγραμμα μετακίνησης- χρόνου του αγωγού, επιταχυνσιογραφήματα στην επιφάνεια του εδάφους και διαγράμματα υπερπίεσεων πόρων στην περιοχή του αγωγού και στο ελεύθερο πεδίο για την παραμετρική ανάλυση με  $H_b=4.8m$



**Σχήμα Α.10:** Διάγραμμα μετακίνησης- χρόνου του αγωγού, επιταχυνσιογραφήματα στην επιφάνεια του εδάφους και διαγράμματα υπερπίεσεων πόρων στην περιοχή του αγωγού και στο ελεύθερο πεδίο για την παραμετρική ανάλυση με  $H_b=6.0m$



**Σχήμα Α.11:** Διάγραμμα μετακίνησης- χρόνου του αγωγού, επιταχυνσιογραφήματα στην επιφάνεια του εδάφους και διαγράμματα υπερπίεσεων πόρων στην περιοχή του αγωγού και στο ελεύθερο πεδίο για την παραμετρική ανάλυση με  $D=0.3m$

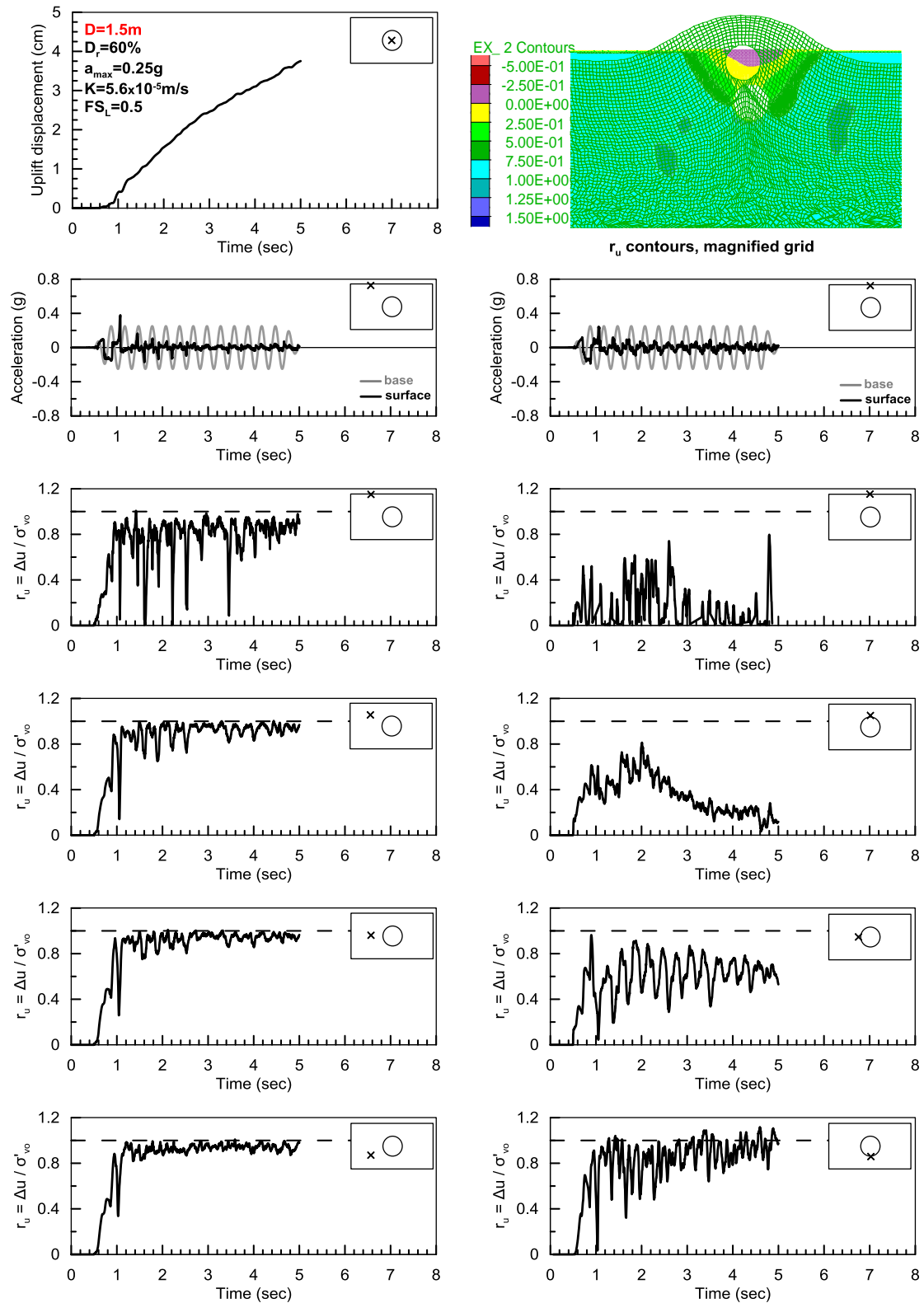


**Σχήμα Α.12:** Διάγραμμα μετακίνησης- χρόνου του αγωγού, επιταχυνσιογραφήματα στην επιφάνεια του εδάφους και διαγράμματα υπερπίεσεων πόρων στην περιοχή του αγωγού και στο ελεύθερο πεδίο για την παραμετρική ανάλυση με  $D=0.6m$

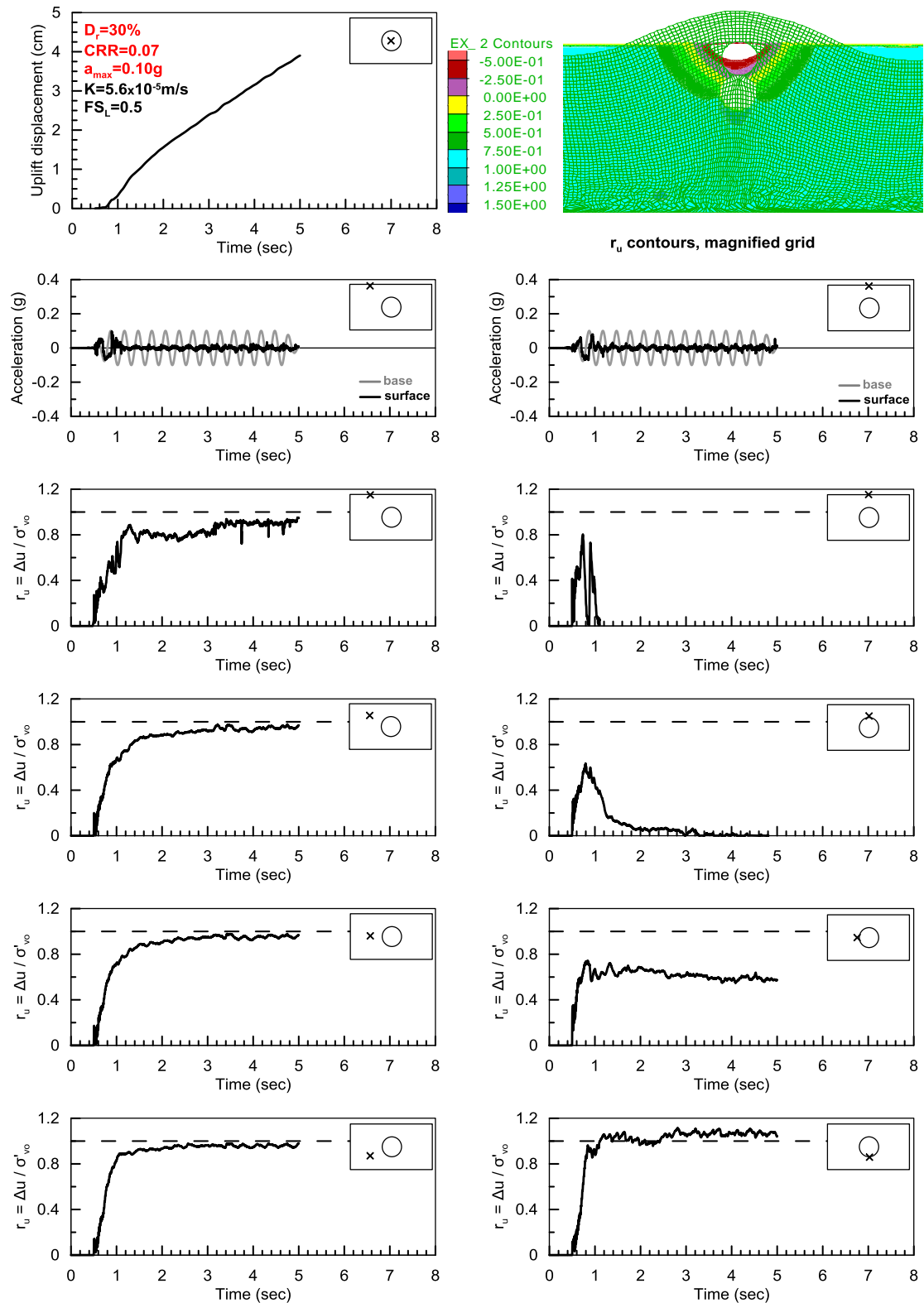




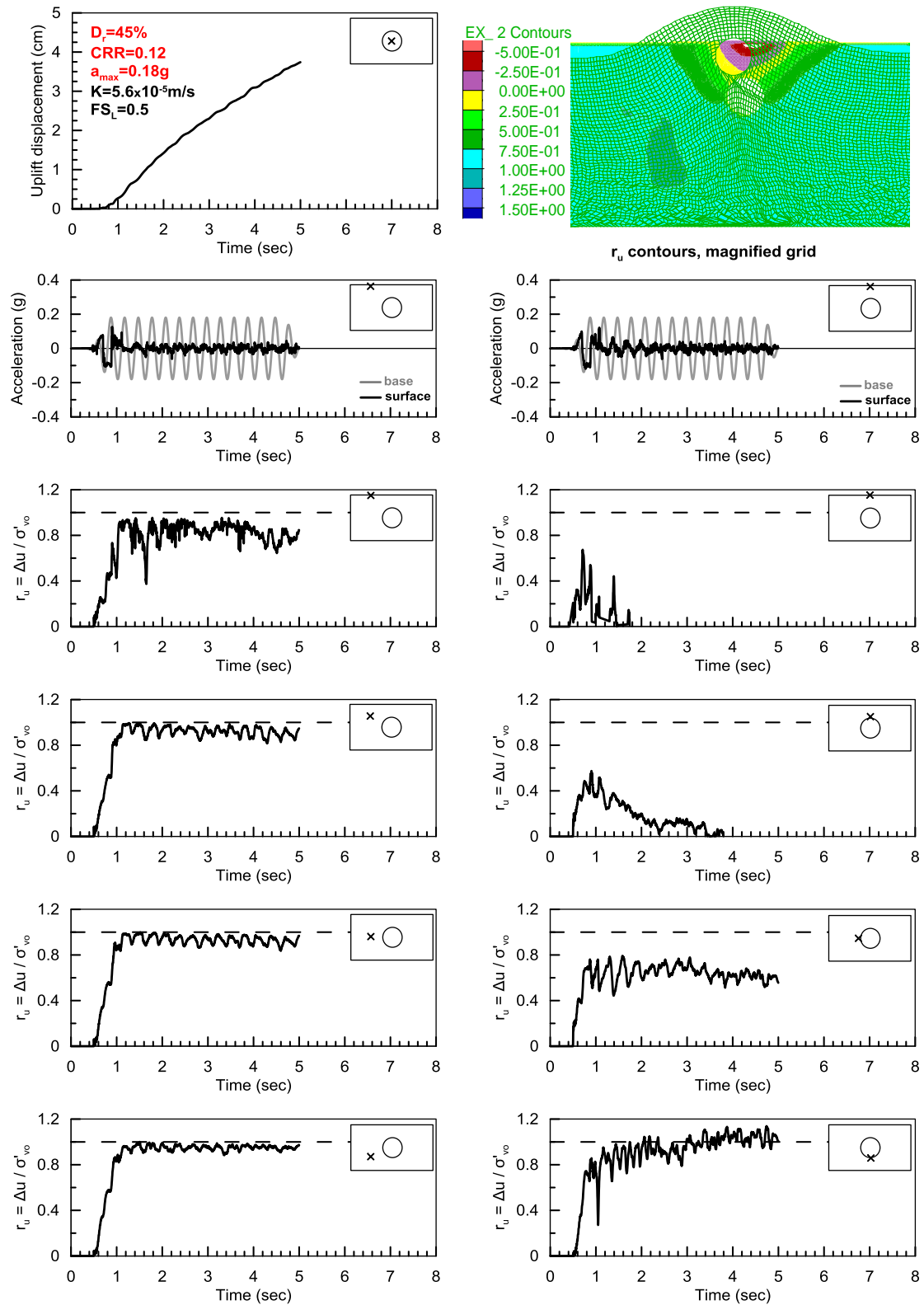




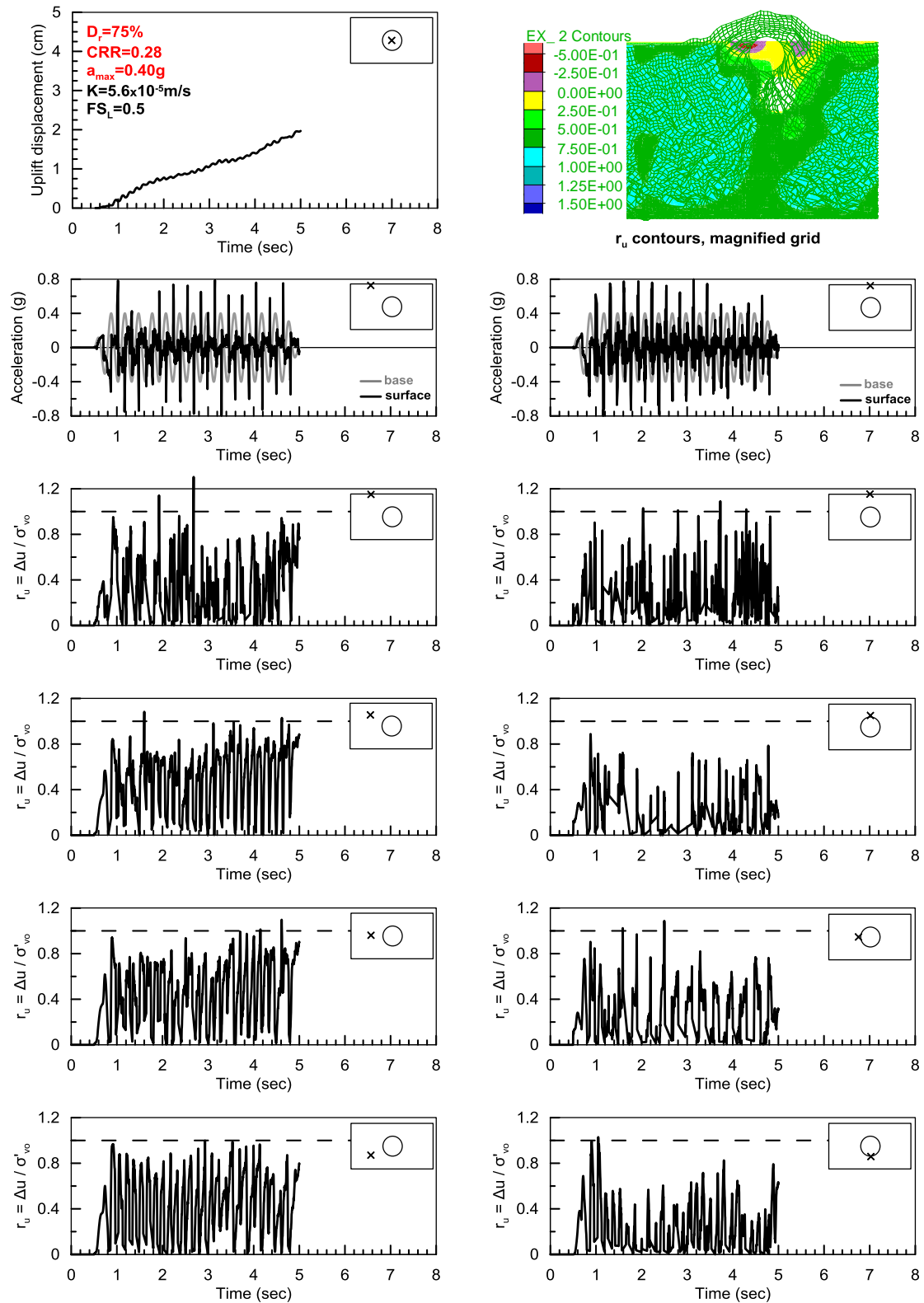
**Σχήμα Α.14:** Διάγραμμα μετακίνησης- χρόνου του αγωγού, επιταχυνσιογραφήματα στην επιφάνεια του εδάφους και διαγράμματα υπερπίεσεων πόρων στην περιοχή του αγωγού και στο ελεύθερο πεδίο για την παραμετρική ανάλυση με  $D=1.5m$



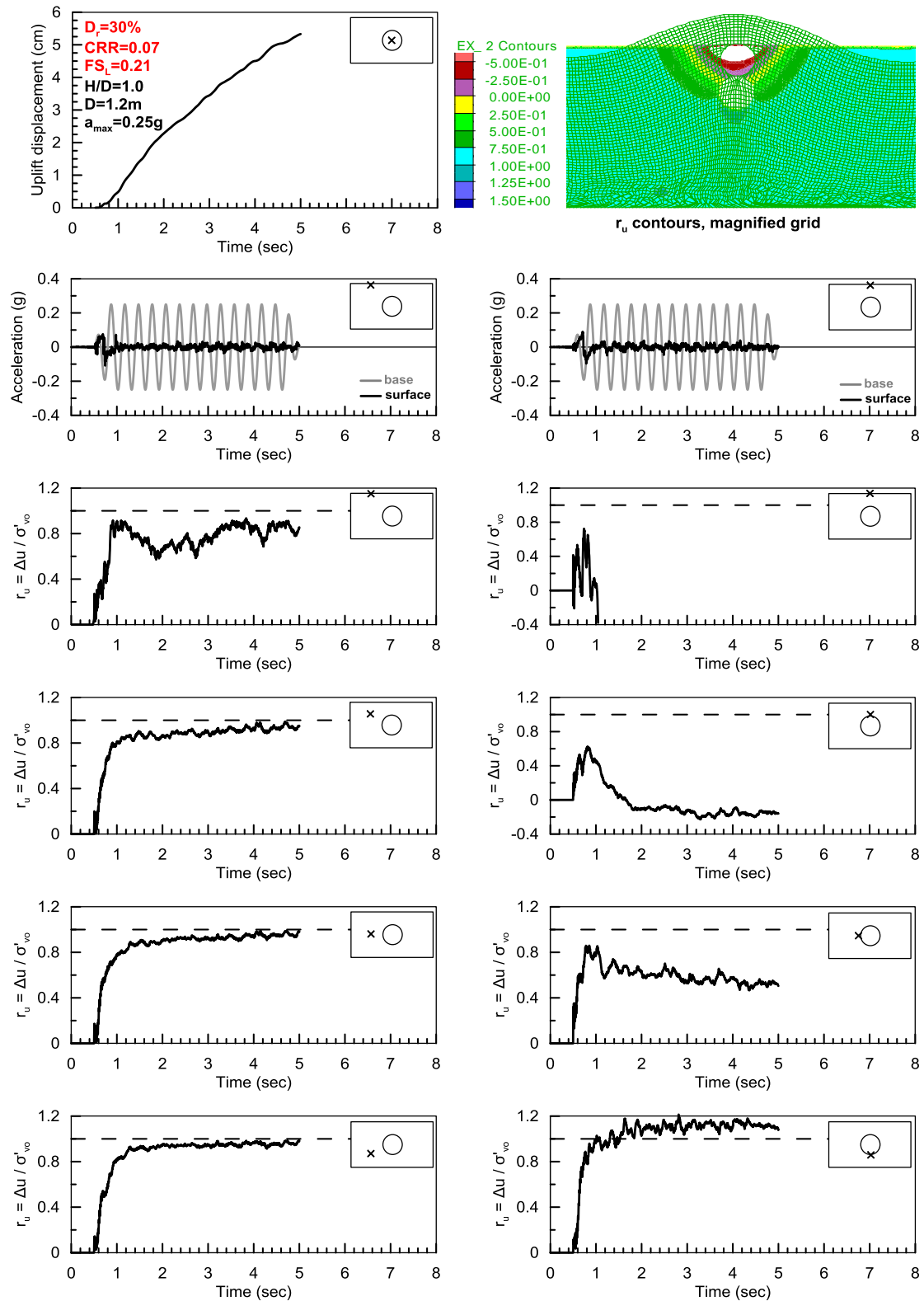
**Σχήμα Α.15:** Διάγραμμα μετακίνησης- χρόνου του αγωγού, επιταχυνσιογραφήματα στην επιφάνεια του εδάφους και διαγράμματα υπερπίεσεων πόρων στην περιοχή του αγωγού και στο ελεύθερο πεδίο για την παραμετρική ανάλυση με  $CRR=0.07$



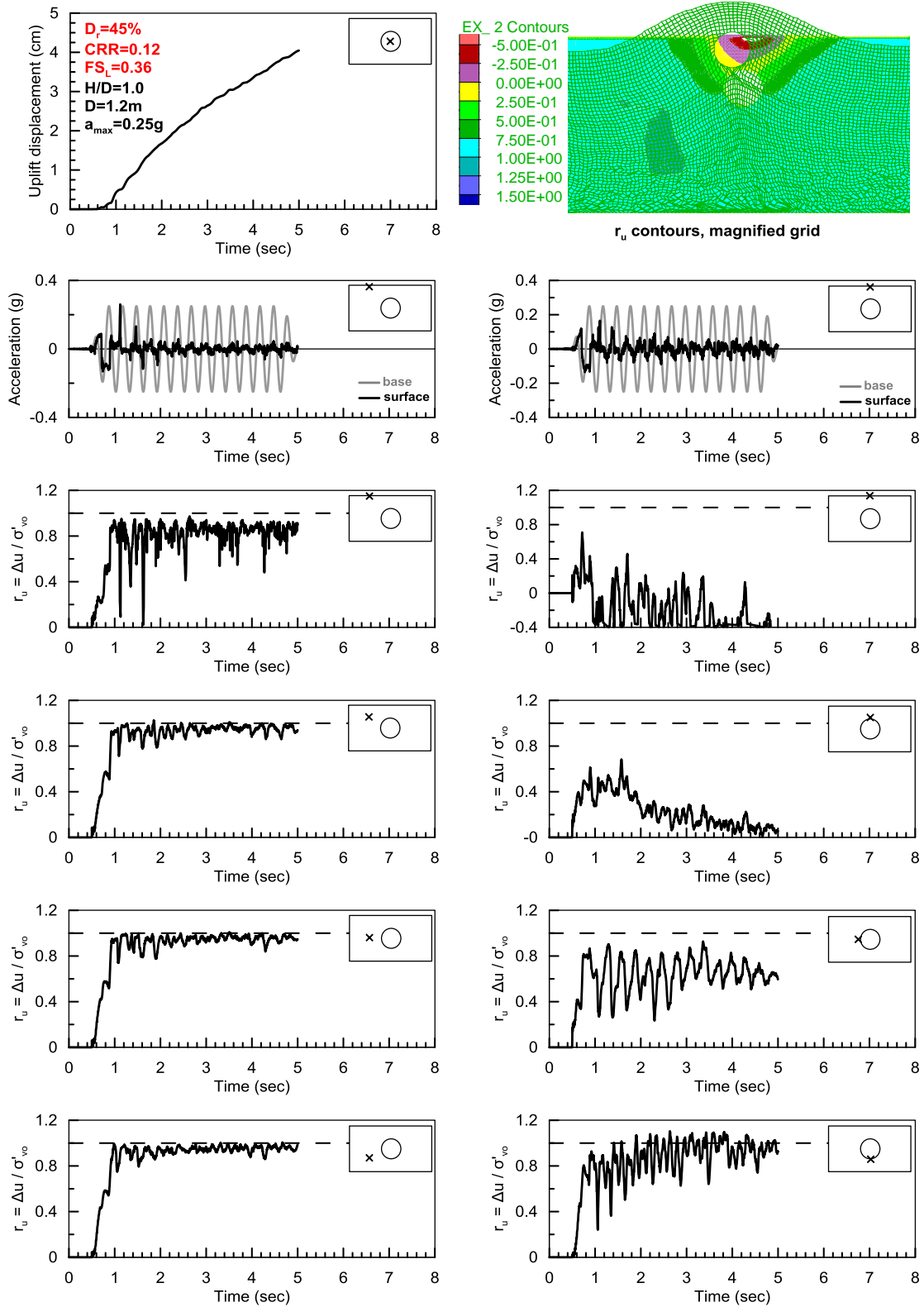
**Σχήμα Α.16:** Διάγραμμα μετακίνησης- χρόνου του αγωγού, επιταχυνσιογραφήματα στην επιφάνεια του εδάφους και διαγράμματα υπερπλίσεων πόρων στην περιοχή του αγωγού και στο ελεύθερο πεδίο για την παραμετρική ανάλυση με  $CRR=0.12$



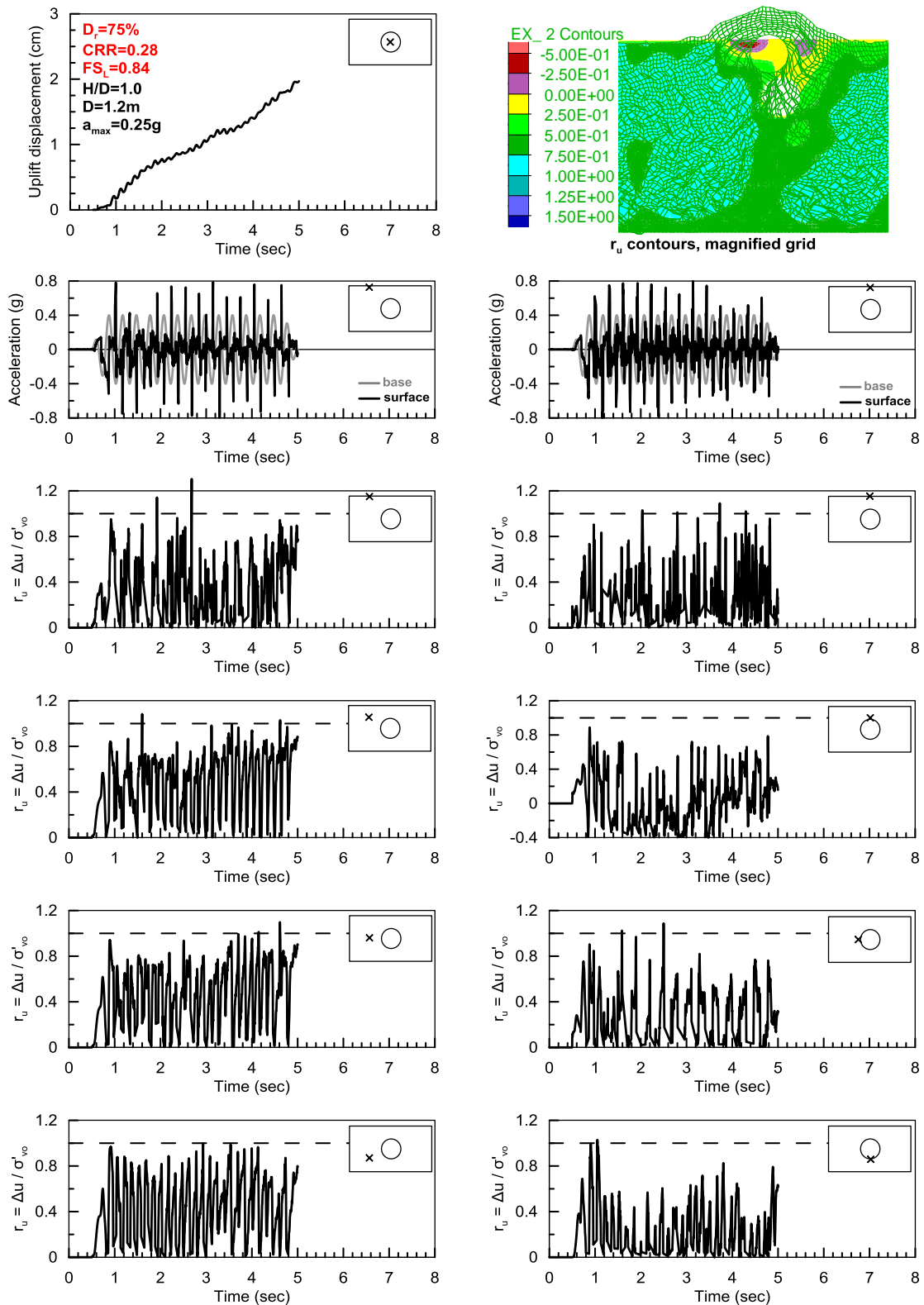
**Σχήμα Α.17:** Διάγραμμα μετακίνησης- χρόνου του αγωγού, επιταχυνσιογραφήματα στην επιφάνεια του εδάφους και διαγράμματα υπερπίεσεων πόρων στην περιοχή του αγωγού και στο ελεύθερο πεδίο για την παραμετρική ανάλυση με  $CRR=0.28$



**Σχήμα Α.18:** Διάγραμμα μετακίνησης- χρόνου του αγωγού, επιταχυνσιογραφήματα στην επιφάνεια του εδάφους και διαγράμματα υπερπίεσεων πόρων στην περιοχή του αγωγού και στο ελεύθερο πεδίο για την παραμετρική ανάλυση με  $D_r=30\%$

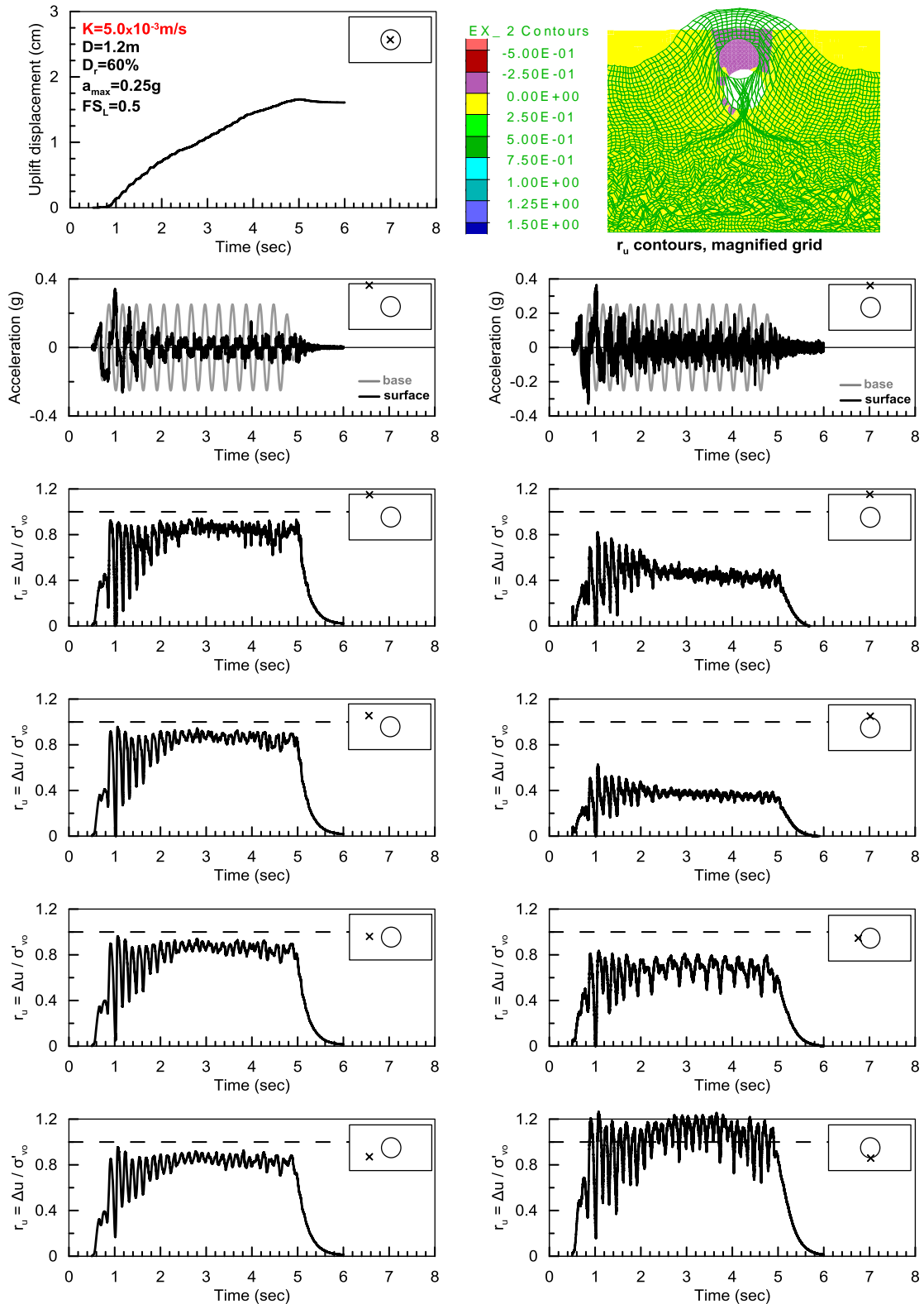


**Σχήμα Α.19:** Διάγραμμα μετακίνησης- χρόνου του αγωγού, επιταχυνσιογραφήματα στην επιφάνεια του εδάφους και διαγράμματα υπερπίεσεων πόρων στην περιοχή του αγωγού και στο ελεύθερο πεδίο για την παραμετρική ανάλυση με  $D_r=45\%$



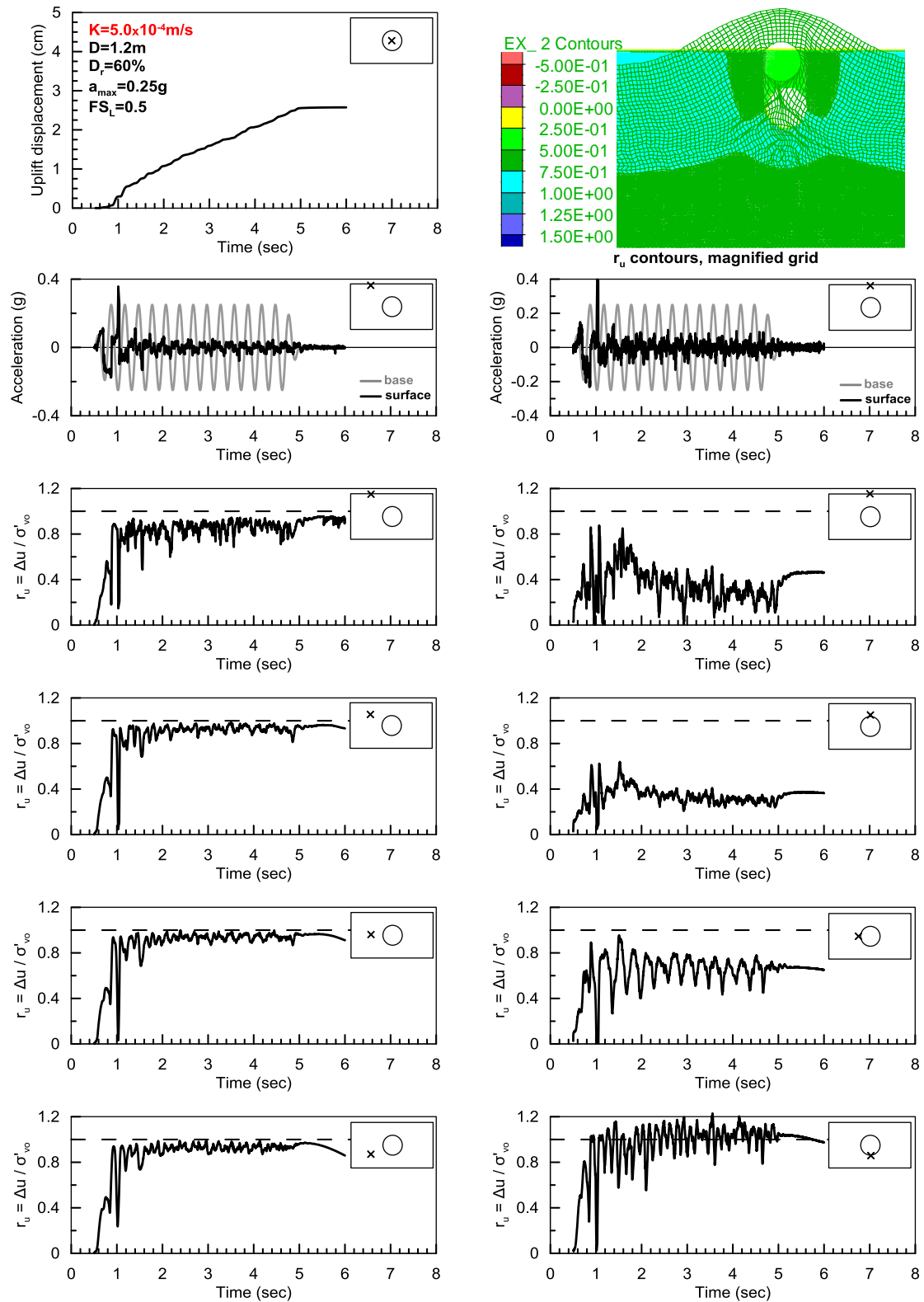
**Σχήμα Α.20:** Διάγραμμα μετακίνησης- χρόνου του αγωγού, επιταχυνσιογραφήματα στην επιφάνεια του εδάφους και διαγράμματα υπερπίεσεων πόρων στην περιοχή του αγωγού και στο ελεύθερο πεδίο για την παραμετρική ανάλυση με  $D_r=75\%$



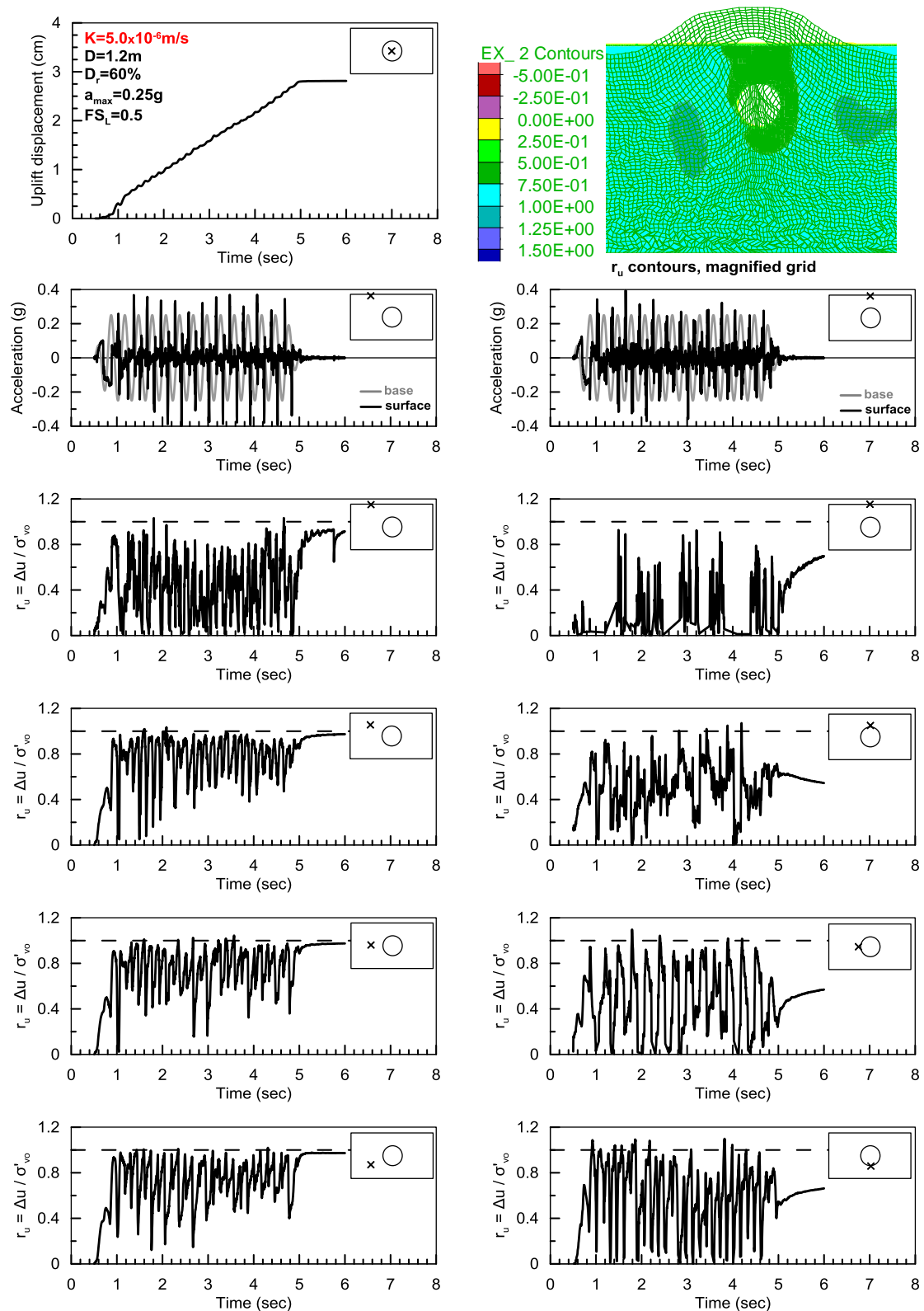


**Σχήμα Α.21:** Διάγραμμα μετακίνησης- χρόνου του αγωγού, επιταχυνσιογραφήματα στην επιφάνεια του εδάφους και διαγράμματα υπερπίεσεων πόρων στην περιοχή του αγωγού και στο ελεύθερο πεδίο για την παραμετρική ανάλυση με  $K=5.0 \times 10^{-3} \text{ m/s}$

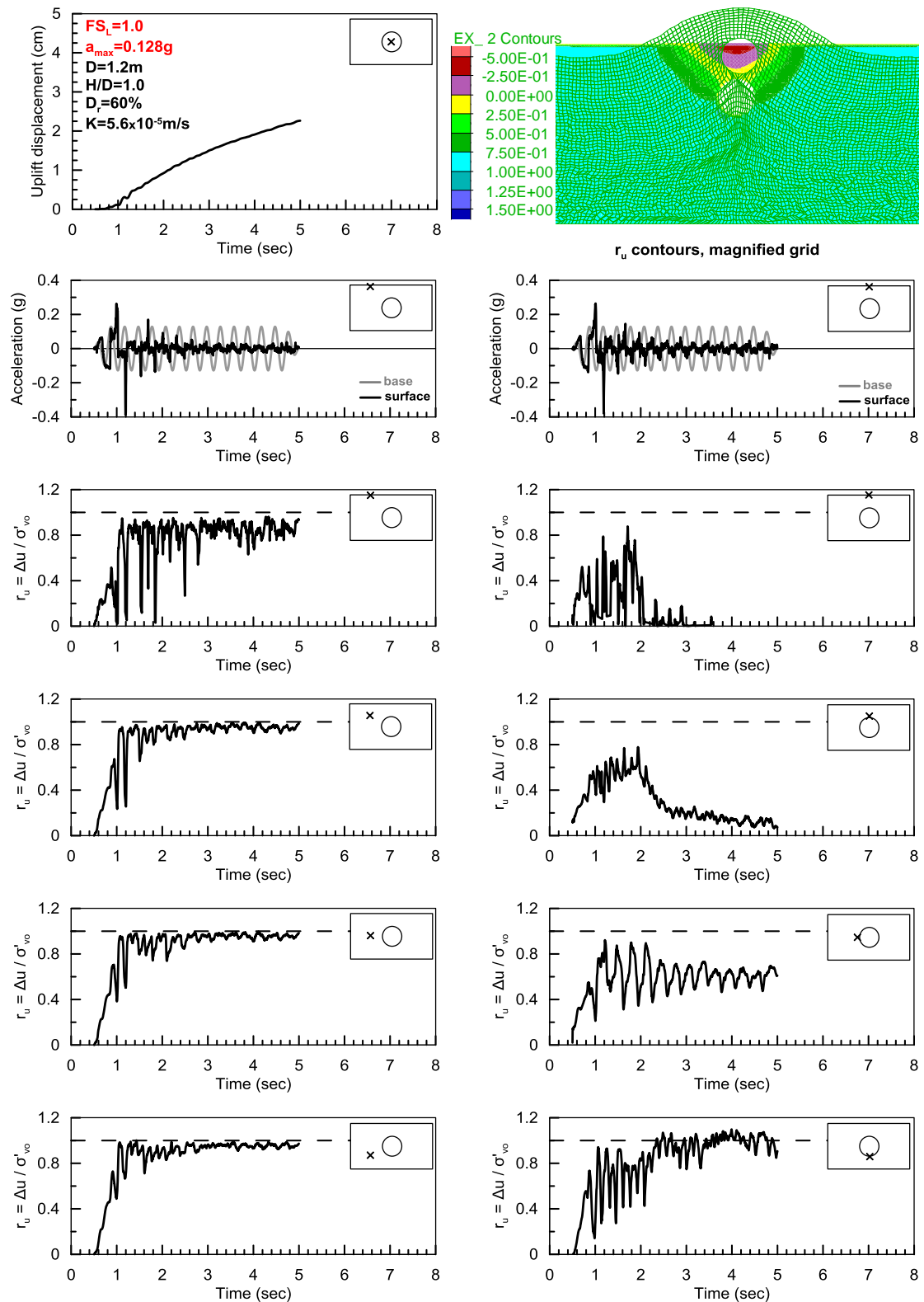




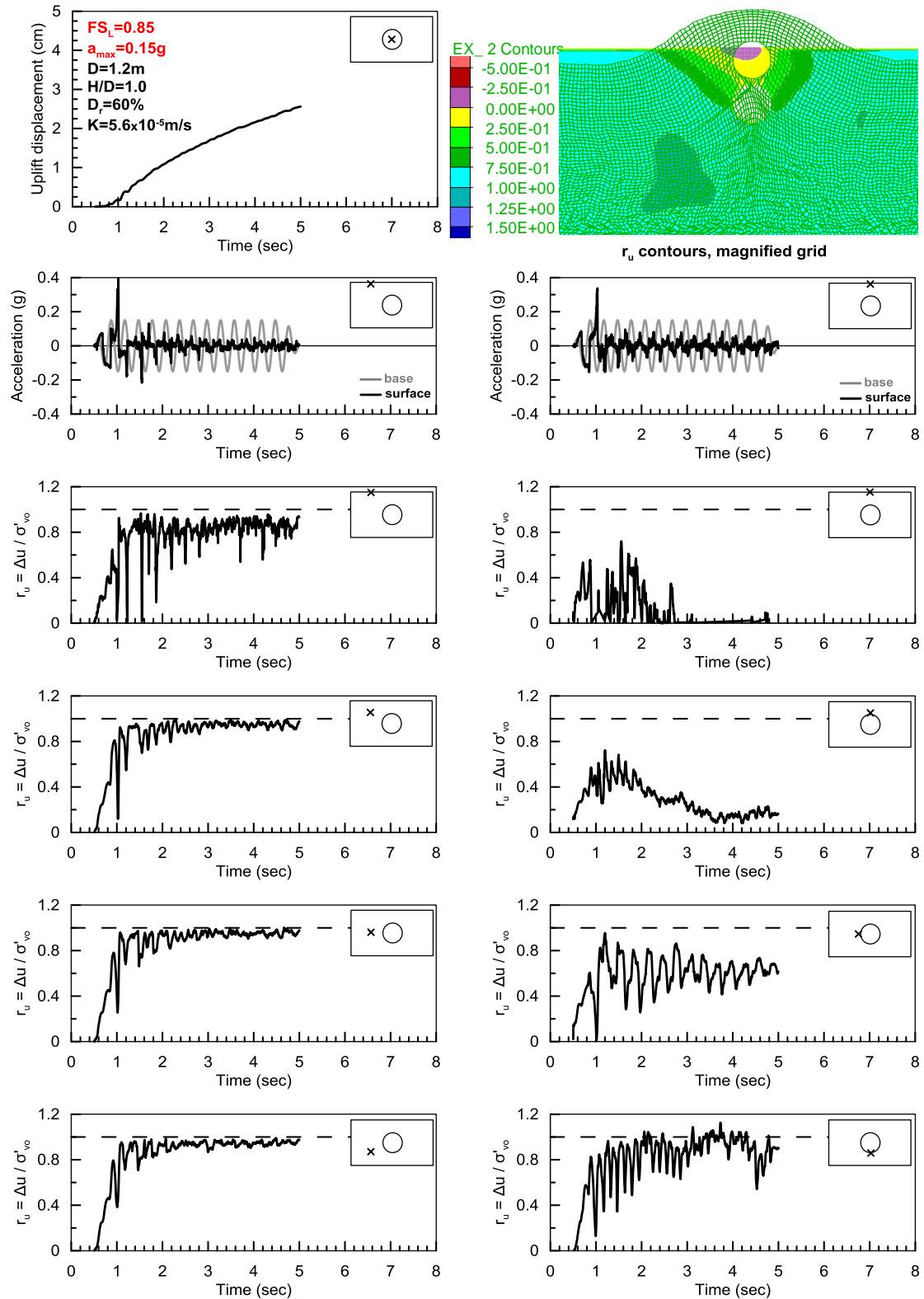
**Σχήμα Α.22:** Διάγραμμα μετακίνησης- χρόνου του αγωγού, επιταχυνσιογραφήματα στην επιφάνεια του εδάφους και διαγράμματα υπερπίεσεων πόρων στην περιοχή του αγωγού και στο ελεύθερο πεδίο για την παραμετρική ανάλυση με  $K=5.0 \times 10^{-4} \text{ m/s}$



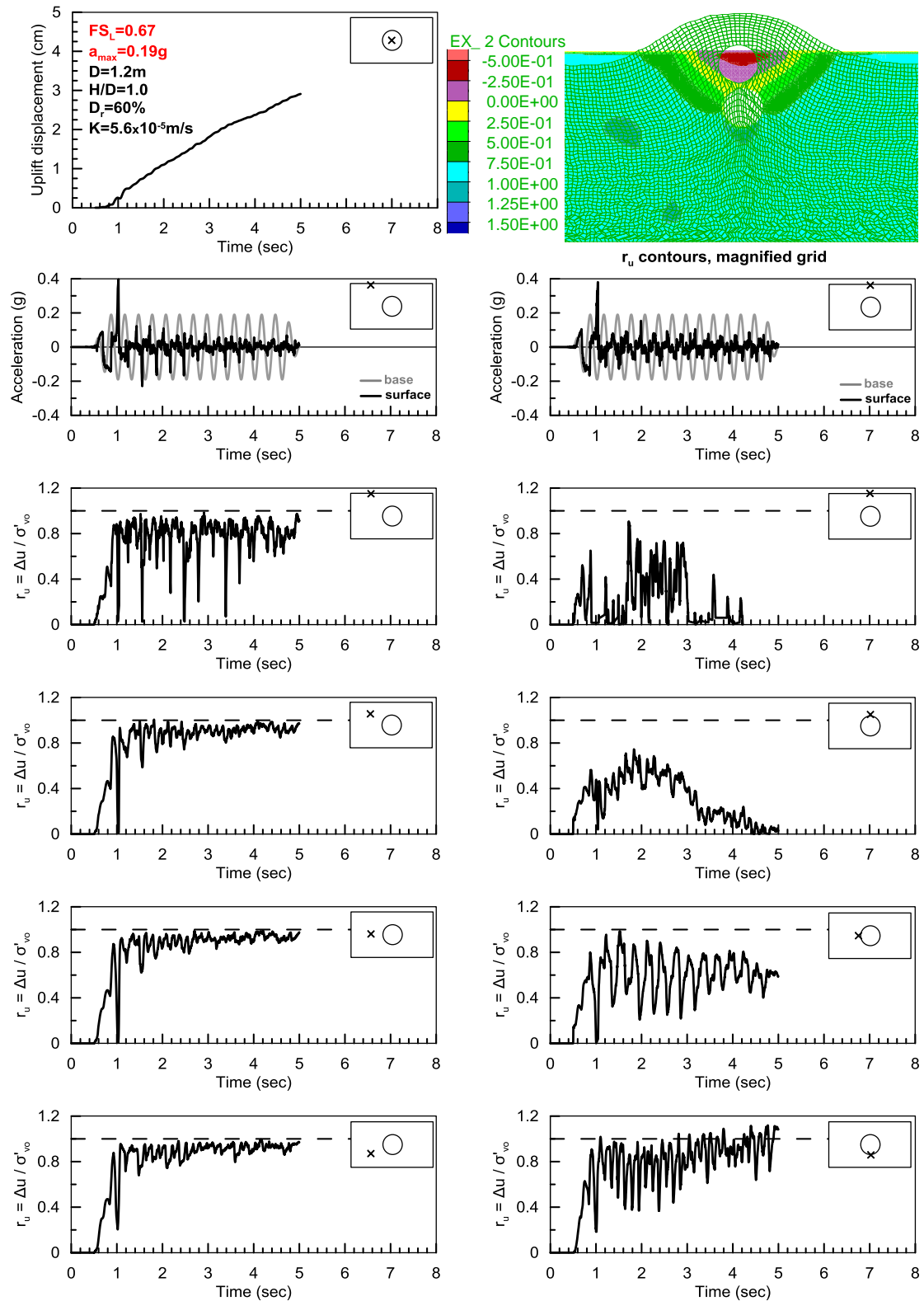
**Σχήμα Α.23:** Διάγραμμα μετακίνησης- χρόνου του αγωγού, επιταχυνσιογραφήματα στην επιφάνεια του εδάφους και διαγράμματα υπερπίεσεων πόρων στην περιοχή του αγωγού και στο ελεύθερο πεδίο για την παραμετρική ανάλυση με  $K=5.0 \times 10^{-6} \text{ m/s}$



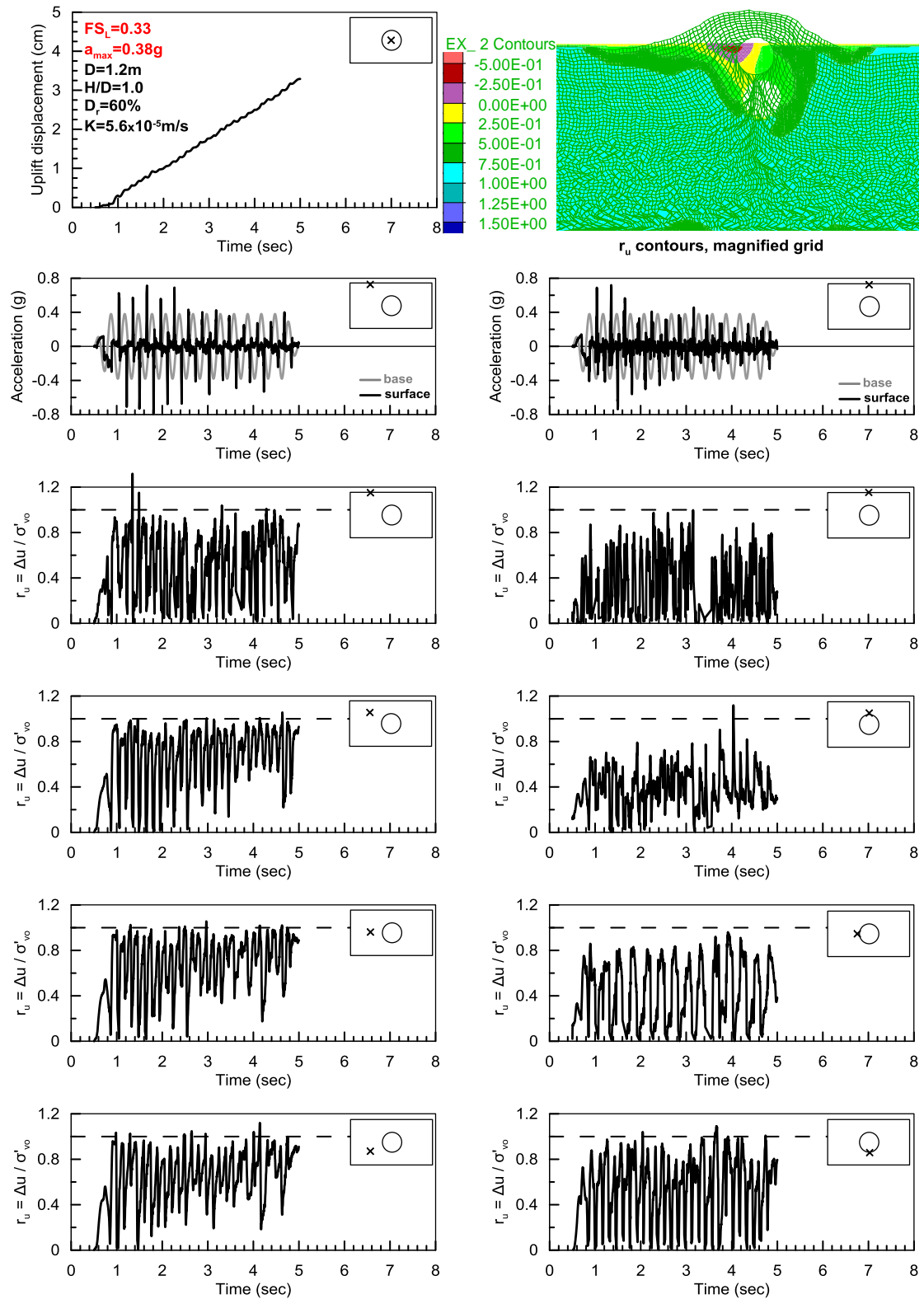
**Σχήμα Α.24:** Διάγραμμα μετακίνησης- χρόνου του αγωγού, επιταχυνσιογραφήματα στην επιφάνεια του εδάφους και διαγράμματα υπερπίεσεων πόρων στην περιοχή του αγωγού και στο ελεύθερο πεδίο για την παραμετρική ανάλυση με  $FS_L=1.0$



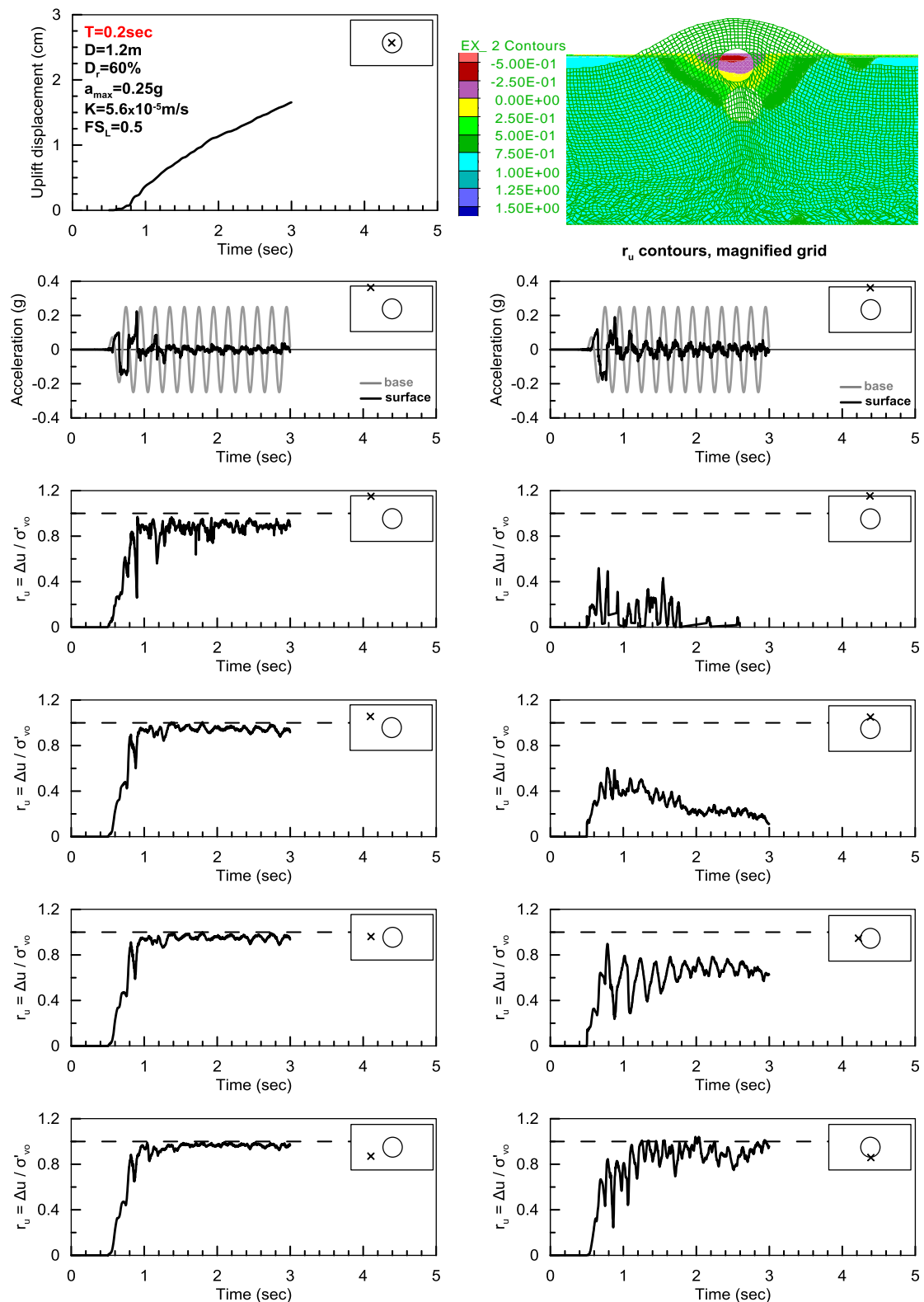
**Σχήμα Α.25:** Διάγραμμα μετακίνησης- χρόνου του αγωγού, επιταχυνσιογραφήματα στην επιφάνεια του εδάφους και διαγράμματα υπερπίεσεων πόρων στην περιοχή του αγωγού και στο ελεύθερο πεδίο για την παραμετρική ανάλυση με  $FS_L=0.85$



**Σχήμα Α.26:** Διάγραμμα μετακίνησης- χρόνου του αγωγού, επιταχυνσιογραφήματα στην επιφάνεια του εδάφους και διαγράμματα υπερπίεσεων πόρων στην περιοχή του αγωγού και στο ελεύθερο πεδίο για την παραμετρική ανάλυση με  $FS_L=0.67$

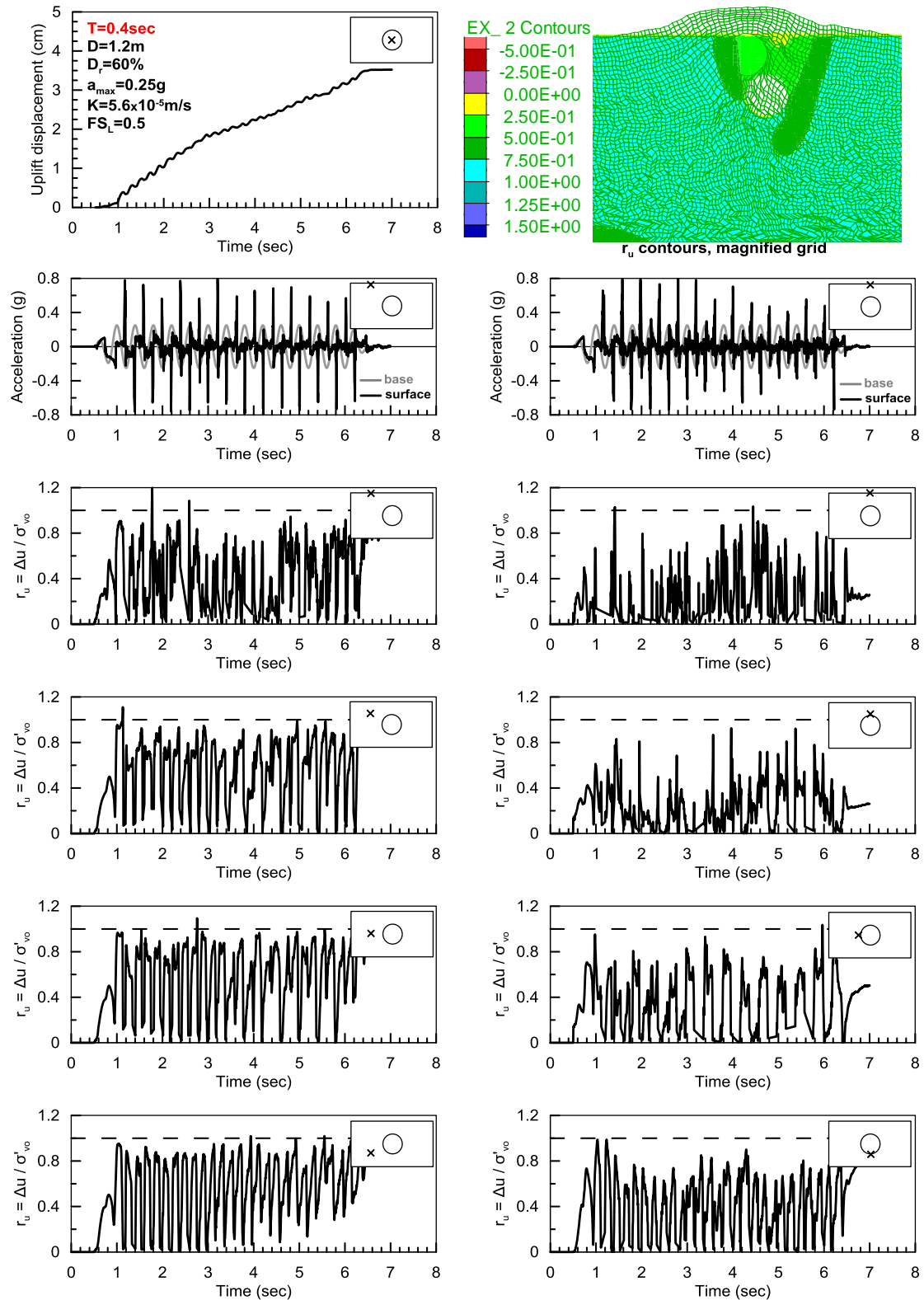


**Σχήμα Α.27:** Διάγραμμα μετακίνησης- χρόνου του αγωγού, επιταχυνσιογραφήματα στην επιφάνεια του εδάφους και διαγράμματα υπερπίεσεων πόρων στην περιοχή του αγωγού και στο ελεύθερο πεδίο για την παραμετρική ανάλυση με  $FS_L=0.33$



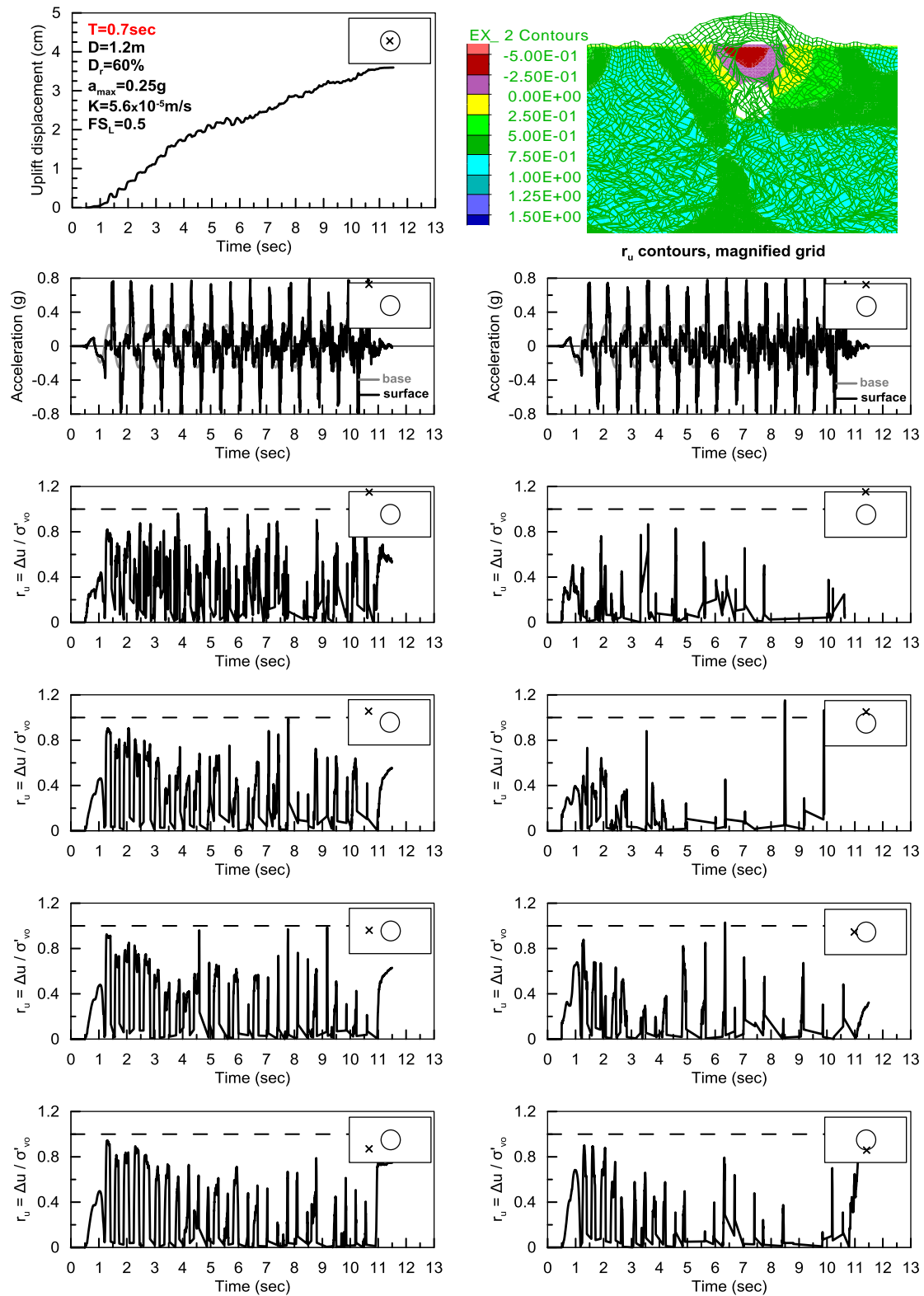
**Σχήμα Α.28:** Διάγραμμα μετακίνησης- χρόνου του αγωγού, επιταχυνσιογραφήματα στην επιφάνεια του εδάφους και διαγράμματα υπερπίεσεων πόρων στην περιοχή του αγωγού και στο ελεύθερο πεδίο για την παραμετρική ανάλυση με  $T=0.2\text{sec}$



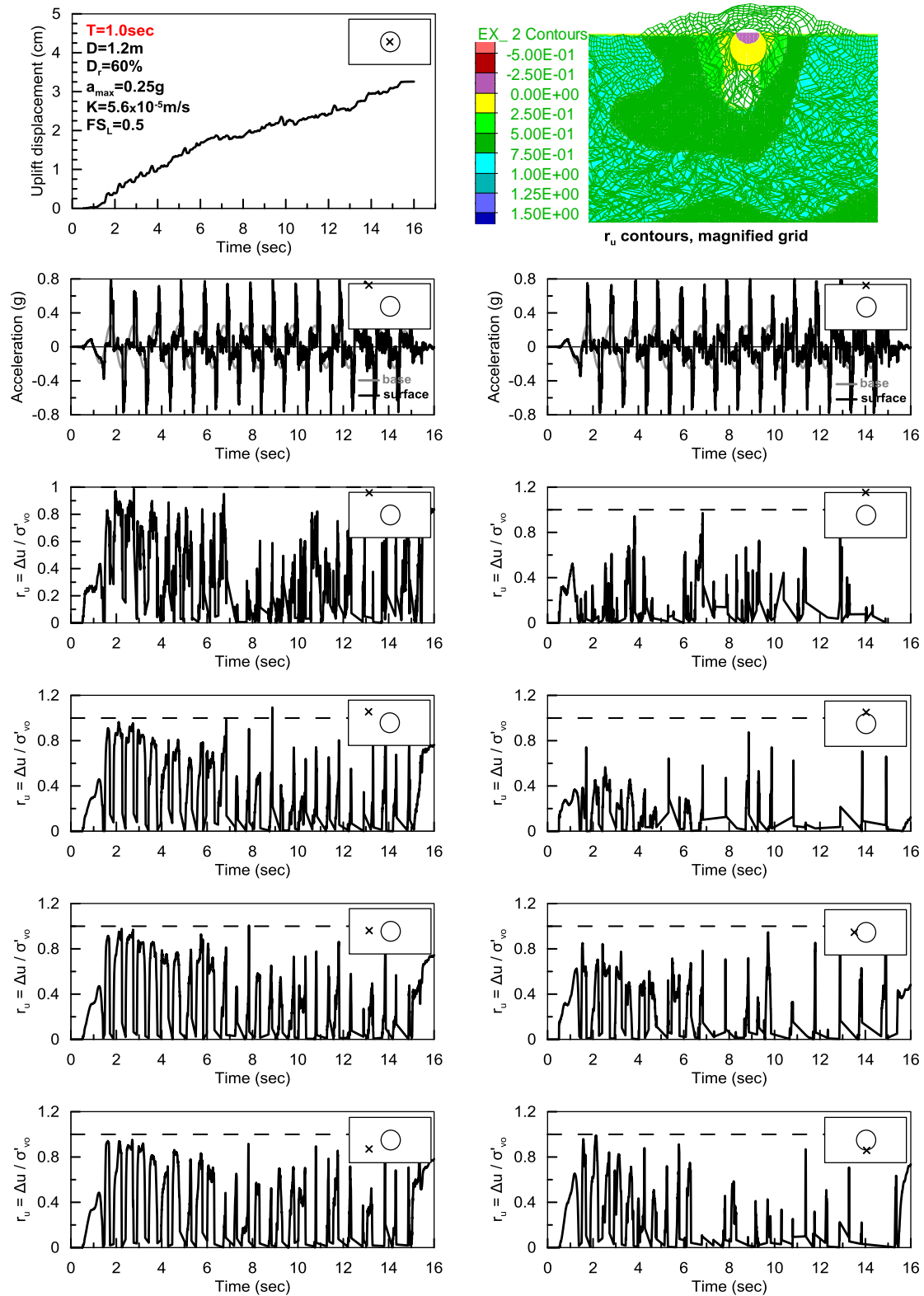


**Σχήμα Α.29:** Διάγραμμα μετακίνησης- χρόνου του αγωγού, επιταχυνσιογραφήματα στην επιφάνεια του εδάφους και διαγράμματα υπερπίεσεων πόρων στην περιοχή του αγωγού και στο ελεύθερο πεδίο για την παραμετρική ανάλυση με  $T=0.4\text{sec}$





**Σχήμα Α.30:** Διάγραμμα μετακίνησης- χρόνου του αγωγού, επιταχυνσιογραφήματα στην επιφάνεια του εδάφους και διαγράμματα υπερπίεσεων πόρων στην περιοχή του αγωγού και στο ελεύθερο πεδίο για την παραμετρική ανάλυση με  $T=0.7\text{sec}$



**Σχήμα Α.31:** Διάγραμμα μετακίνησης- χρόνου του αγωγού, επιταχυνσιογραφήματα στην επιφάνεια του εδάφους και διαγράμματα υπερπίεσεων πόρων στην περιοχή του αγωγού και στο ελεύθερο πεδίο για την παραμετρική ανάλυση με  $T=1.0\text{sec}$