



# ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

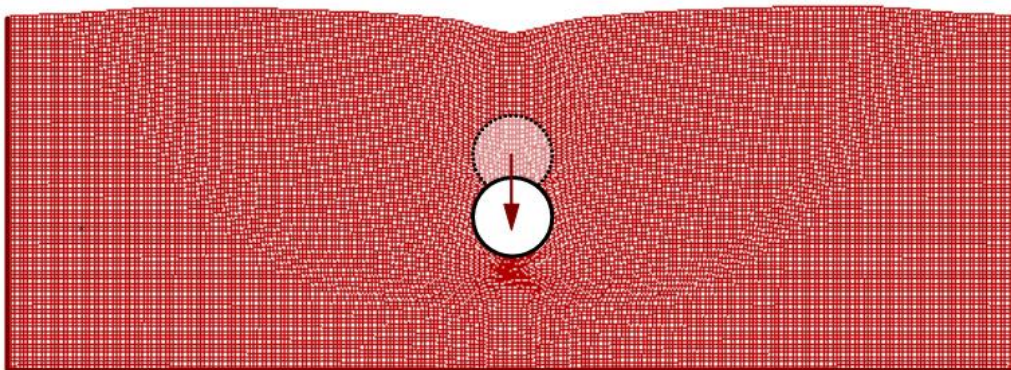
ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ  
ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

## ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

### Αριθμητική ανάλυση της αλληλεπίδρασης αγωγού - επίχωσης - τάφρου για κατακόρυφη (προς τα κάτω) σχετική μετακίνηση

Ταξιάρχουλα Λημναίου - Χαράλαμπος Τσιφής

Επιβλέποντες: *Δρ. Γεώργιος Δ. Μπουκοβάλας, Καθηγητής Ε.Μ.Π.*  
*Δρ. Γιάννης Κ. Χαλούλος*



## MASTER THESIS

### Numerical analysis of pipeline - sand backfill - trench interaction for vertical (downwards) relative offset

Taxiarchoula Limnaiou - Charalampos Tsifis

Supervisors: *Dr. George D. Bouckovalas, Professor N.T.U.A.*  
*Dr. Yannis K. Chaloulos*

ΦΕΒΡΟΥΑΡΙΟΣ / FEBRUARY 2017

## Ευχαριστίες

---

Με τη Μεταπτυχιακή αυτή εργασία ακόμη ένας κύκλος της ζωής μας φτάνει στο τέλος του. Και σ' αυτό το σημείο αισθανόμαστε την ανάγκη να ευχαριστήσουμε από καρδιάς όλους εκείνους που ήταν δίπλα μας όλο αυτό το διάστημα.

Το πρώτο μεγάλο ευχαριστώ ανήκει στον Καθηγητή και Δάσκαλό μας, Δρ. Γεώργιο Μπουκοβάλα. Τον ευχαριστούμε γιατί από την αρχή αυτής της διαδρομής μας εμπιστεύτηκε και μας ενθάρρυνε, μαθαίνοντάς μας να θέτουμε τον πήχη όλο και υψηλότερα. Οι εργασίες μας και οι συναντήσεις μας αποτελούσαν πάντα για εκείνον προτεραιότητα. Το ενδιαφέρον του, η βοήθεια και η στήριξη, ακόμη και σε θέματα πέρα από τη διπλωματική, ήταν διαρκή. Τον ευχαριστούμε πολύ για όλα.

Το επόμενο εξίσου μεγάλο ευχαριστώ οφείλουμε στο διδάκτορα Γιάννη Χαλούλο. Χωρίς τη συμβολή του, αδιαμφισβήτητα, το αποτέλεσμα δεν θα ήταν το ίδιο. Για μια ακόμη φορά, ήταν παρών στο καθετί που προέκυπτε, αφιερώνοντας ολόκληρες ώρες στα προβλήματά μας και δίνοντας – πάντα με τον δικό του, μοναδικό τρόπο – κατάλληλα κίνητρα για διαρκή βελτίωση και αναζήτηση. Γιάννη, σου χρωστάμε πολλά.

Ακόμη, θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε θερμά τους υποψήφιους διδάκτορες Ιωάννη Τσιάπα και Κωνσταντίνο Μπαζαίο, που μας δεχόντουσαν φιλόξενα στο χώρο της δουλειάς τους και ήταν πάντα πρόθυμοι να συζητήσουν μαζί μας τις οποιεσδήποτε ανησυχίες και προβληματισμούς μας.

Κλείνοντας, το μεγαλύτερο και πιο βαθύ ευχαριστώ δίνουμε σε όλους τους αγαπημένους μας ανθρώπους, στις οικογένειές μας, στους γονείς μας, στα αδέρφια μας και στους φίλους μας που όλα αυτά τα χρόνια είναι στο πλευρό μας. Είναι πάντα «εκεί», μας βοηθούν, μας στηρίζουν, ηρεμούν τα άγχη και τις ανησυχίες μας και ομορφαίνουν τις στιγμές μας. Τους αγαπάμε πολύ και τους έχουμε μέσα στην καρδιά μας.

Σας ευχαριστούμε, αληθινά, πολύ όλους

Μπάμπης – Ταξιαρχούλα



## Extended Summary

---

### I. Introduction

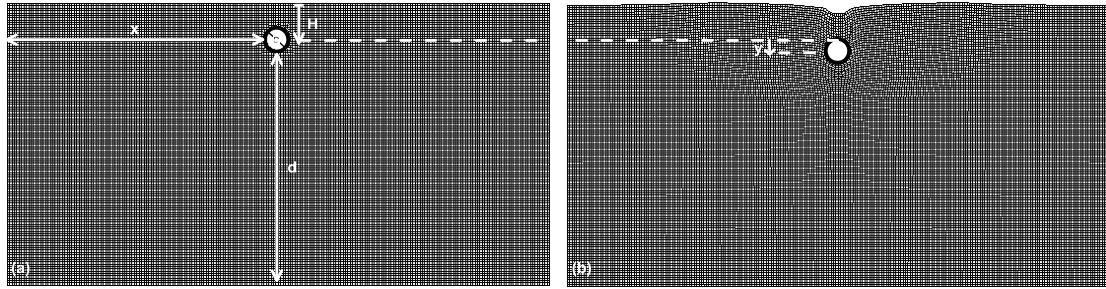
In the absence of any available experimental data regarding the evaluation of p-y curves for downwards displaced pipelines (e.g. due to fault activation or liquefaction-induced settlements), current design recommendations are based on the bearing capacity theory for surface strip foundations. The latter, however, is not completely compatible with the problem of vertically displaced pipelines (e.g. due to the larger embedment depths), thus its applicability needs to be further verified. In addition, it is applied under the assumption that the dimensions of the artificially excavated trench, in which pipelines are usually installed, are adequately large so that the failure surface can freely develop within the trench, and the resulting p-y curves are not affected by the presence of the usually stiffer surrounding natural soil. However, no criteria are provided regarding these minimum trench dimensions or the associated effects on soil pressures for the case these criteria are not met.

In this context, the present thesis focuses on the following objectives:

- a. Applicability of bearing capacity theory for downwards displaced pipelines
- b. Investigation of boundary effects for pipelines in confined trenches.

### II. Methodology

The problem was analyzed numerically with the finite difference code FLAC (Itasca, 2007). **Figure 1** shows a typical mesh built for the simulation before (**Figure 1a**) and after (**Figure 1b**) pipeline displacement, along with the basic geometric input parameters. Namely, a pipeline of diameter  $D$  is embedded at a depth  $H$  (measured from the center of the pipe) in an artificial trench filled with Cornell filler sand. The geometry of the trench is described in terms of the semi-width  $x$  and the depth  $d$ .



**Figure 1:** Problem layout: Pipe moving vertically downwards inside a trench of finite dimensions.

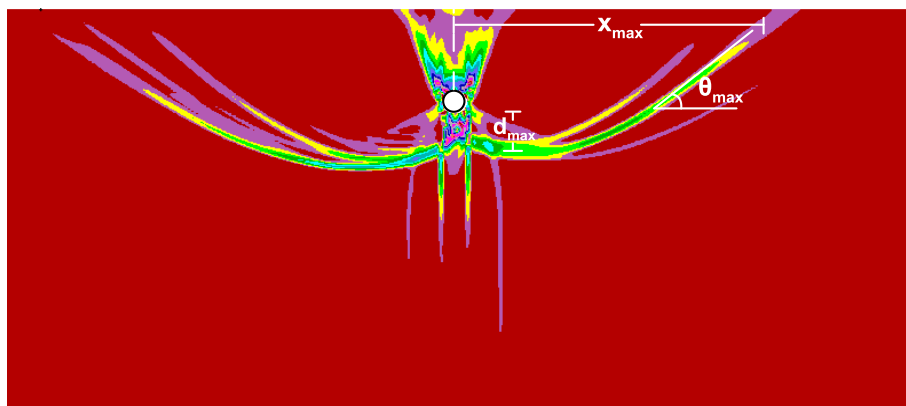
The response of the backfill material was described with the elasto-plastic Mohr-Coulomb constitutive model, as it represents in an appropriate way the material behavior after yielding, and thus the peak reaction forces on the pipeline. Furthermore, in order to capture the critical response pattern of the relative pipe-soil displacement, interface elements were placed between the pipe and the soil. To investigate the effect of large deformations on the overall response, an ad hoc rezoning scheme was built and implemented in FLAC to allow for the execution of the analyses in large strain mode, without inflicting “bad geometry” errors. However, comparative analyses with and without activation of the large strain option yielded minor differences, thus analyses were performed assuming response in the small strain regime. Finally, horizontal and vertical hinges were placed at the bottom and side boundaries of the mesh, implying that the surrounding soil is substantially stiffer (e.g. stiff clay, soft rock etc.) than the backfill material, thus creating a rough interface which forces the failure to occur within the backfill.

The numerical methodology was calibrated and verified against the experimental data of *Trautmann et al. (1985)* and the numerical data of *Yimsiri et al. (2004)*, *Jung et al. (2013)* and *Kouretzis et al. (2014)*, ensuring its accuracy prior to the execution of the parametric analyses.

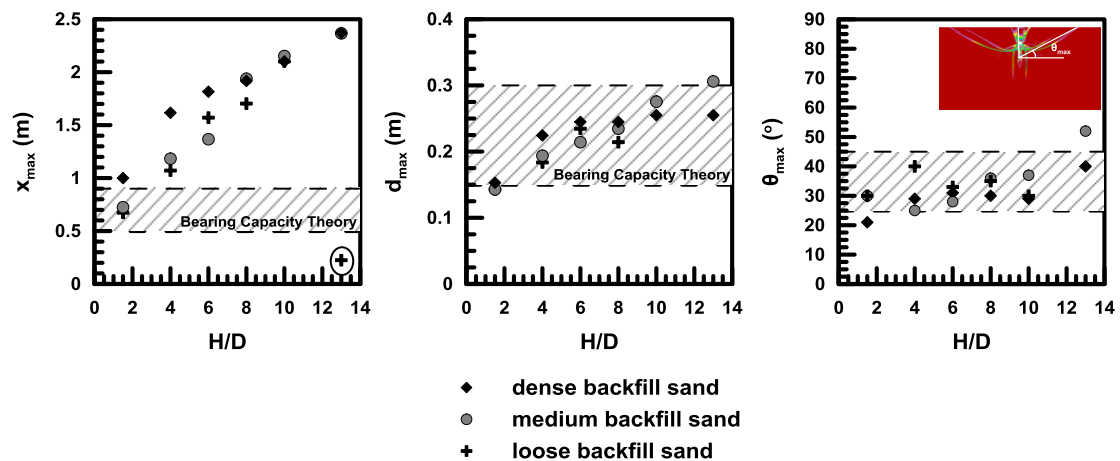
### III. Applicability of bearing capacity theory on pipeline response

The applicability of the bearing capacity theory on pipeline response was addressed through 18 parametric analyses for loose, medium and dense sand backfills and embedment depths  $H/D=1.5-13$ . Obviously, it was assumed that free-field conditions apply, i.e. trench dimensions are adequately large so that they do not affect the response. Sensitivity analyses revealed that for this condition to occur, the trench needs to be excessively large. Namely, for the  $D=10\text{cm}$  pipeline considered in the present investigation, the total trench width and depth (below the pipeline) to avoid boundary effects needs to be 5.0 and 2.5m respectively.

Interpretation of the numerical results revealed that the failure mechanism is unique and independent of the initial geometry and soil state, while, as shown in **Figure 2**, it indeed resembles the general shear mode observed under surface foundations. For a more quantitative assessment, **Figure 3** compares the results of the numerical analyses with the predictions of the bearing capacity theory in terms of the width  $x_{max}$ , the depth  $d_{max}$  and the inclination  $\theta_{max}$  of the failure surface. In general, the bearing capacity theory can adequately describe the failure surface in terms of depth and inclination, however, it fails to capture the effect of embedment on the maximum width  $x_{max}$ .



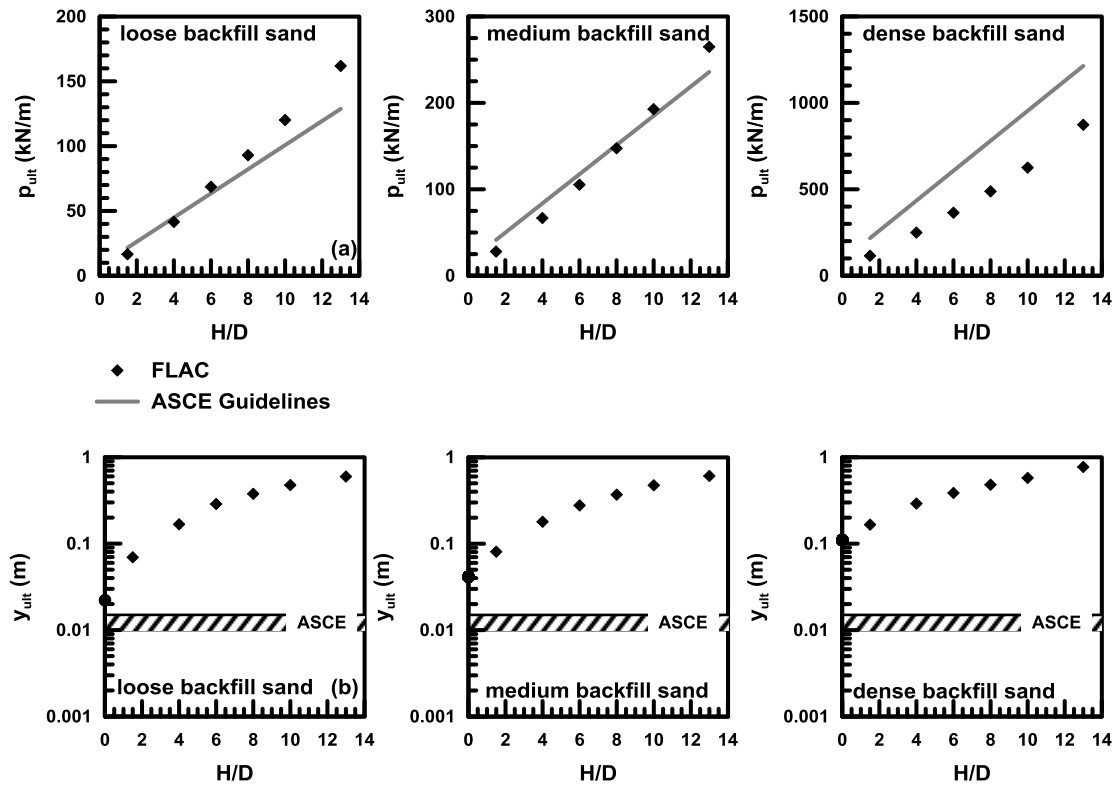
**Figure 2:** Unique response pattern and  $x_{max}$  &  $d_{max}$  distances (Dense sand- $H/D=4$ ).



**Figure 3:**  $x_{max}$ ,  $d_{max}$  and  $\theta_{max}$  variation with pipe embedment ratio  $H/D$ .

In terms of p-y curves, **Figure 4** compares numerical data and analytical predictions in terms of the ultimate soil pressure  $p_{ult}$  (**Figure 4a**) applied on the pipeline and the displacement  $y_{ult}$  at which it occurs (**Figure 4b**). The two parameters ( $p_{ult}$  and  $y_{ult}$ ) were obtained by properly fitting a bilinear curve on the numerically obtained p-y curves. In terms of  $p_{ult}$ , the numerical data are in general consistent with the analytical, with the exception of dense backfills where, the guidelines appear to

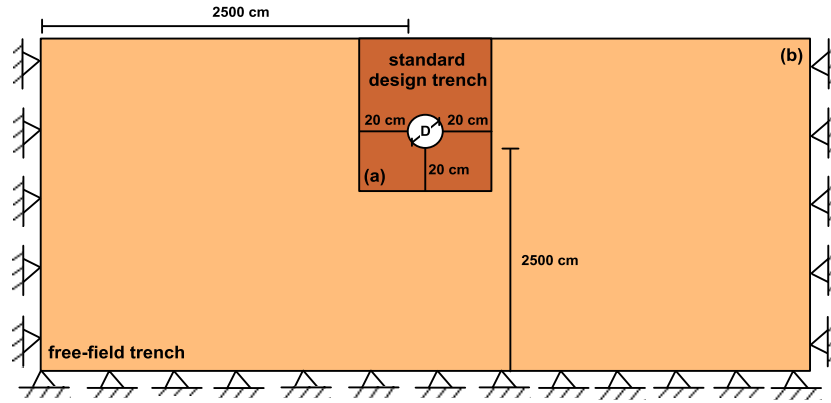
slightly overestimate ultimate loads. Regarding  $y_{ult}$ , the numerical data suggest a clear effect on H/B not accounted for in the existing guidelines, which, as a result, yield a much more stiff response, which increases the soil pressures in the elastic regime. Note that this is not a rare case for downwards vertical springs, which require a substantial amount of movement to reach the ultimate load.



**Figure 4:** Ultimate soil pressures and ultimate displacement for loose, medium and dense sand backfill.

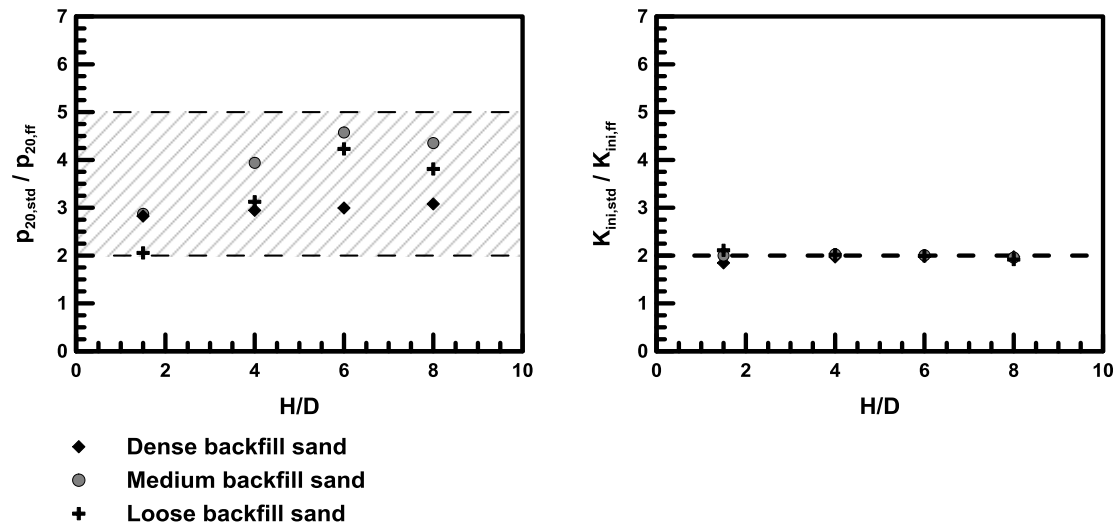
#### IV. Pipeline response in a confined trench according to applied standard design

As described in the previous section, in order to ensure free-field conditions, the dimensions of the trench need to be excessively large, a requirement which is essentially never met in practice. In the present section, the analyses performed previously are repeated for the case of a typical trench used in standard design, which is 40cm wide and 20cm deep (**Figure 5**).



**Figure 5:** Pipeline embedded in confined trench according to applied standard design and in an “infinitely” large trench.

In most of the analyses, the 20cm margin below the pipeline was not adequate to induce complete failure of the backfill sand, thus no ultimate soil pressure  $p_{ult}$  and ultimate displacement  $y_{ult}$  could be obtained. Instead, the soil pressures  $p_{20}$  at the final displacement ( $y=20\text{cm}$ ) were obtained, while the stiffness of the curve was assessed in terms of the initial stiffness  $K_{ini}$  measured at  $y=1\text{ cm}$  vertical displacement. Note, however, that due to the almost linear elastic part of the  $p$ - $y$  curves the initial stiffness  $K_{ini}$  practically reflects the overall curve stiffness. The comparison with the case of the “free-field” trench is shown in **Figure 6** in terms of  $p_{20,std}/p_{20,ff}$  and  $K_{ini,std}/K_{ini,ff}$ , where the subscripts “std” and “ff” denote the confined and the free-field trench respectively. The soil pressures exerted to the pipeline embedded in the confined trench increase by 2-4.5 times, with the lower and upper bound corresponding to shallow and deep pipelines in general. Regarding the initial stiffness, a more or less constant increase of approximately 2 times is observed for all cases.

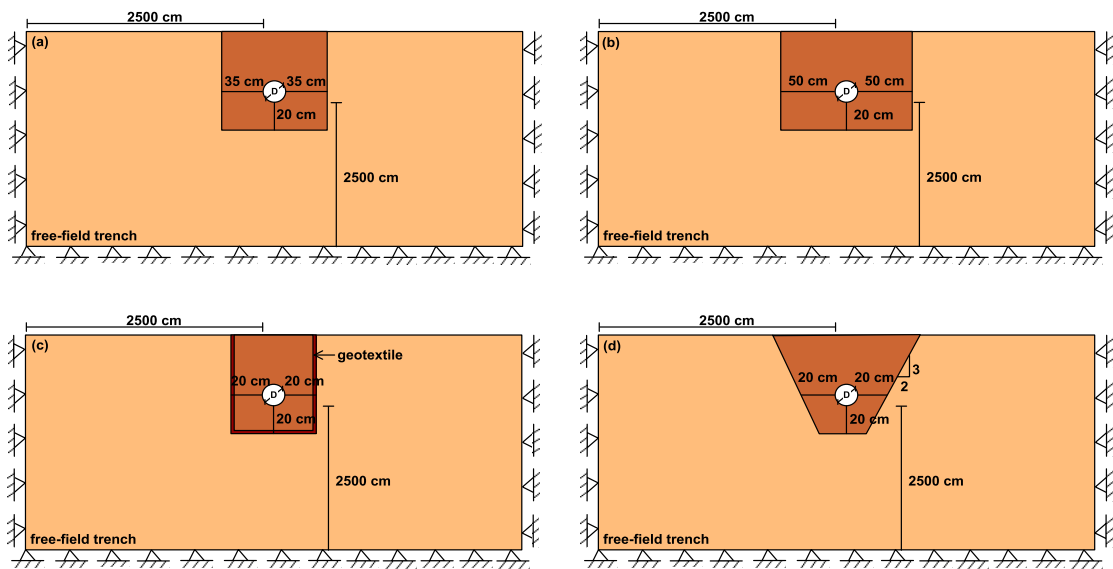


**Figure 6:** Comparison of  $p_{20,std}/p_{20,ff}$  and  $K_{ini,std}/K_{ini,ff}$  ratio versus the embedment depth ratio for all backfill sand densities.



## V. Alternative trench configuration to reduce imposed loads

Finally, four alternate trench configurations were examined which could possibly reduce the detrimental effects of confinement, whilst keeping the excavation cost at affordable levels. The four configurations considered are schematically illustrated in **Figure 7**. For the first two cases, (**Figure 7a** and **Figure 7b**), the horizontal distance between the pipeline and the vertical boundary was increased to 35 and 50cm respectively. For the third case (**Figure 7c**), it is assumed that a suitable geotextile is installed at the interface between the natural soil and the backfill material. Numerically, this scenario was simulated by reducing the friction angle at the outer zones of the mesh by 50%. Finally (**Figure 7d**), the case of a trapezoidal trench with an horizontal to vertical inclination equal to 2:3 was investigated, on the basis that it is more compatible with the shape of the failure surface.

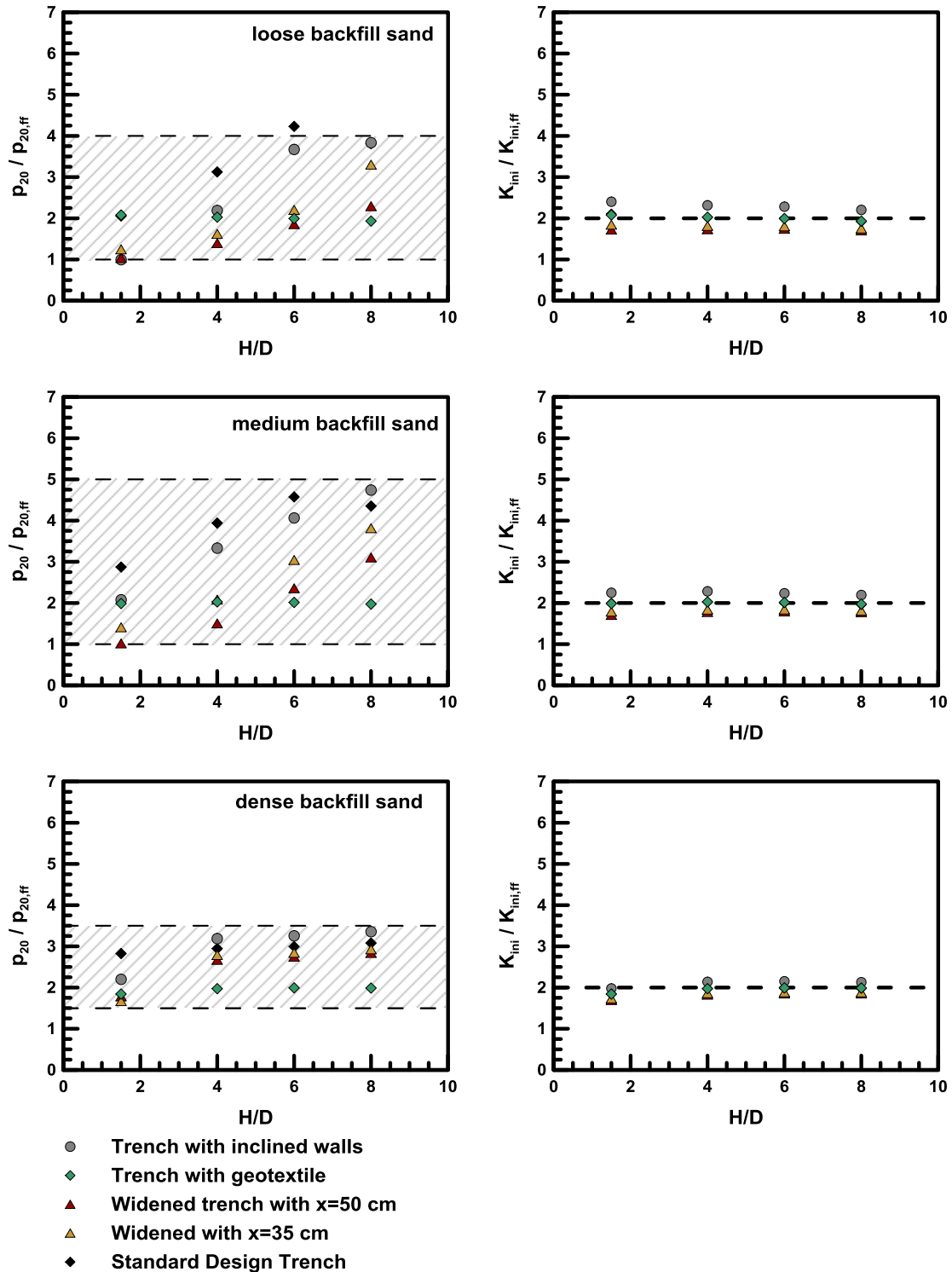


**Figure 7:** Alternate trench configurations under examination.

The efficiency of each scenario is evaluated in **Figure 8** in terms of the normalized soil pressure  $p_{20}/p_{20,ff}$  and the initial stiffness  $K_{ini}/K_{ini,ff}$ . The following can be concluded:

- The initial stiffness of the curve is not affected by none of the proposed configurations and remains equal to two times the corresponding value for free-field conditions. This might suggest that the initial stiffness of the curve is primarily affected by the depth below the pipeline, which was kept constant for all four scenarios considered herein.
- On the other hand, all four proposed configurations seem to reduce the soil pressures imposed on the pipeline. More specifically, for the case of shallow pipelines ( $H/D=1.5$  &  $4$ ), the most efficient approach is to increase the width of

the trench, which causes the soil pressures to drop on the corresponding free-field values. For larger embedment depths ( $H/D > 4$ ), an efficient alternative to the increase of trench width (especially for the case of dense backfills), is the installation of the geotextile, which reduces the soil pressures by approximately 2 times compared to the standard design trench.



**Figure 8:** Comparison of  $p_{20,std}/p_{20,ff}$  and  $K_{ini,std}/K_{ini,ff}$  ratios versus the embedment ratio for all backfill sand densities.



<b>1. Εισαγωγή.....</b>	<b>5</b>
1.1 Περιγραφή του Προβλήματος .....	5
1.2 Σκοπός της Διπλωματικής Εργασίας .....	7
1.3 Δομή της Διπλωματικής Εργασίας .....	7
<b>2. Βιβλιογραφική Επισκόπηση .....</b>	<b>9</b>
2.1 Γενικά .....	9
2.2 Σχεδιασμός αγωγών έναντι μόνιμων μετακινήσεων.....	9
2.2.1 Αξονικά ελατήρια .....	10
2.2.2 Εγκάρσια οριζόντια ελατήρια .....	11
2.2.3 Εγκάρσια κατακόρυφα ελατήρια .....	12
2.3 Πρόσφατες έρευνες απόκρισης αγωγού σε οριζόντια μετακίνηση .....	16
2.3.1 Trautmann and O' Rourke (1983) .....	16
2.3.2 Yimsiri et al. (2004).....	20
2.3.3 Claudio di Prisco και Adrea Galli (2006) .....	22
2.3.4 Karimian et al. (2006) .....	24
2.3.5 Kouretzis et al. (2013) .....	26
2.3.6 Chaloulos et al. (2015).....	28
2.4 Πρόσφατες έρευνες απόκρισης αγωγού σε κατακόρυφη μετακίνηση.....	32
2.4.1 Κατακόρυφη μετακίνηση «προς τα πάνω» .....	32
2.4.2 Κατακόρυφη μετακίνηση «προς τα κάτω» .....	46
2.5 Συμπεράσματα.....	49
<b>3. Αριθμητική Μεθοδολογία.....</b>	<b>51</b>
3.1 Γενικά .....	51
3.2 Αριθμητική Προσομοίωση Κατακόρυφης Μετατόπισης Αγωγού .....	52
3.2.1 Επίδραση μεγέθους ζωνών διακριτοποίησης.....	53
3.2.2 Εισαγωγή στοιχείων διεπιφάνειας .....	54
3.2.3 Επίδραση συνοριακών συνθηκών .....	57
3.2.4 Καταστατικό προσομοίωμα άμμου .....	58
3.2.5 Επίδραση ταχύτητας επιβολής μετατόπισης αγωγού .....	65
3.2.6 Ανάλυση μεγάλων μετατοπίσεων και αναμόρφωση του καννάβου.....	67

3.3	Σύγκριση με Πειραματικά Αποτελέσματα .....	70
3.4	Συμπεράσματα .....	75
<b>4.</b>	<b>Απόκριση υπό Συνθήκες Ελεύθερου Πεδίου .....</b>	<b>77</b>
4.1	Γενικά .....	77
4.2	Διαστάσεις «Ελεύθερου Πεδίου» .....	78
4.3	Μορφή Επιφάνειας Αστοχίας .....	81
4.4	Αξιολόγηση Αποτελεσμάτων Αριθμητικών Αναλύσεων .....	89
4.5	Καμπύλες Φορτίου-Μετατόπισης ( $p$ - $y$ ) .....	92
4.5.1	Υπολογισμός οριακού φορτίου ( $p_{ult}$ ) και οριακής μετατόπισης ( $y_{ult}$ ) .....	92
4.5.2	Οριακό Φορτίο .....	95
4.5.3	Οριακή εδαφική μετακίνηση $y_{ult}$ .....	97
4.6	Συμπεράσματα .....	104
<b>5.</b>	<b>Απόκριση αγωγού σε Τάφρο Περιορισμένης Έκτασης .....</b>	<b>107</b>
5.1	Γενικά .....	107
5.2	Μορφή Επιφάνειας Αστοχίας .....	108
5.3	Καμπύλες Φορτίου-Μετατόπισης ( $p$ - $y$ ) .....	111
5.4	Ασκούμενο Φορτίο επί του αγωγού .....	113
5.5	Συμπεράσματα .....	117
<b>6.</b>	<b>Εναλλακτικές μέθοδοι σχεδιασμού τάφρου θεμελίωσης .....</b>	<b>119</b>
6.1	Γενικά .....	119
6.2	Επίδραση πλάτους τάφρου .....	119
6.3	Επίδραση βάθους τάφρου .....	126
6.4	Επίδραση διεπιφάνειας τοιχωμάτων τάφρου .....	129
6.5	Επίδραση κλίσης τοιχωμάτων τάφρου .....	134
6.6	Σύγκριση Προτεινόμενων Τάφρων Εγκιβωτισμού του Αγωγού .....	138
6.7	Συμπεράσματα .....	140
<b>7.</b>	<b>Συμπεράσματα και Προτάσεις για Μελλοντική Έρευνα .....</b>	<b>143</b>
7.1	Συμπεράσματα .....	143
7.1.1	Μορφή και έκταση μηχανισμού αστοχίας .....	145
7.1.2	Απόκριση του αγωγού σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου .....	145
7.1.3	Απόκριση του αγωγού εγκιβωτισμένου σε τάφρους της συνήθους κατασκευαστικής πρακτικής .....	146
7.1.4	Εναλλακτικές μέθοδοι σχεδιασμού τάφρου θεμελίωσης .....	147
7.2	Προτάσεις για μελλοντική έρευνα .....	149
	<b>Βιβλιογραφία .....</b>	<b>151</b>



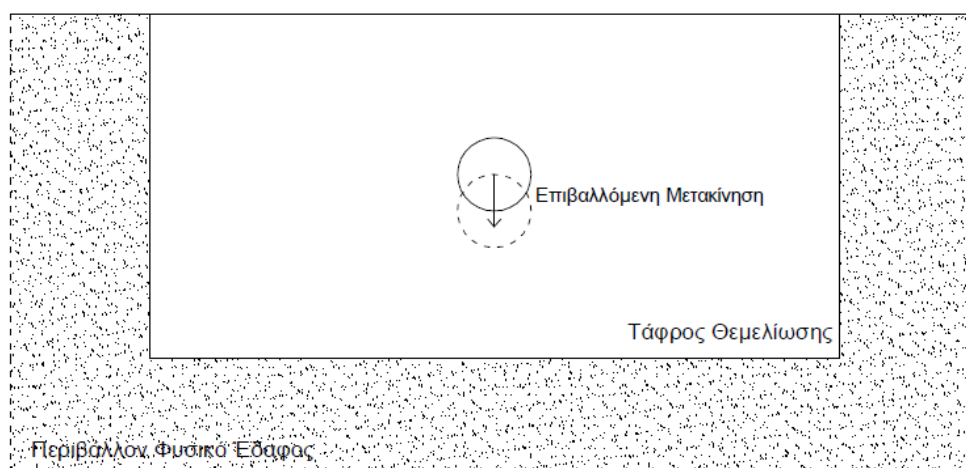


# 1

## Εισαγωγή

### 1.1 Περιγραφή του Προβλήματος

Στις διασταυρώσεις υπογείων αγωγών με ενεργά ρήγματα, η καταπόνηση που μπορεί να προκύψει κατά τη διάρρηξη του ρήγματος, αποτελεί έναν από τους σημαντικότερους κινδύνους για την ασφάλεια του αγωγού. Και αυτό γιατί, στην προσπάθεια του (ο αγωγός) να ακολουθήσει τις μετατοπίσεις του εδάφους, κάμπτεται με αποτέλεσμα την ανάπτυξη εφελκυστικών και θλιπτικών τάσεων και παραμορφώσεων. Στην περίπτωση ορθών ρηγμάτων, καθώς και ρηγμάτων οριζόντιας διάρρηξης, όπου η γωνία μεταξύ του άξονα του αγωγού και του διανύσματος της μετακίνησης στο κινούμενο τμήμαχος είναι οξεία, οι ανωτέρω καμπτικές τάσεις και παραμορφώσεις επαλληλίζονται με αντίστοιχες εφελκυστικές. Αντίθετα, στην περίπτωση ανάστροφων ρηγμάτων ή και ρηγμάτων οριζόντιας διάρρηξης, όπου η γωνία μεταξύ του αγωγού και του διανύσματος της κίνησης είναι αμβλεία, η κάμψη του αγωγού συνοδεύεται και από θλίψη με σημαντικό κίνδυνο εμφάνισης τοπικού ή ολικού λυγισμού. Το πρόβλημα της κατακόρυφης μετατόπισης αγωγού, προς τα κάτω εντός της τάφρου τοποθέτησης του, παρουσιάζεται στο **Σχήμα 1.1**.



**Σχήμα 1.1:** Αγωγός εντός τάφρου θεμελίωσης, υποβαλλόμενος σε κατακόρυφη προς τα κάτω μετατόπιση.



Ο συνηθέστερος τρόπος ανάλυσης της εντατικής κατάστασης του αγωγού στις παραπάνω περιπτώσεις είναι η μέθοδος της «δοκού επί εδαφικών ελατηρίων Winkler». Συγκεκριμένα, το φυσικό έδαφος που περιβάλλει τον αγωγό αντικαθίσταται από κατανεμημένα ελατήρια Winkler σε τρισσορθογώνιο καρτεσιανό σύστημα συντεταγμένων, προσαρμοσμένο στον άξονα του αγωγού και η μετακίνηση του ρήγματος επιβάλλεται στο ελεύθερο άκρο των ελατηρίων που αντιστοιχούν στο ολισθαίνον τμήμα. Γίνεται επομένως κατανοητό, ότι η καταπόνηση του αγωγού για δεδομένη μετατόπιση ρήγματος, εξαρτάται από τη δυσκαμψία και το όριο διαρροής των εδαφικών ελατηρίων. Εάν το υλικό επίχωσης του αγωγού είναι χαλαρό, τα αντίστοιχα ελατήρια είναι εύκαμπτα και έχουν μικρό φορτίο διαρροής, με αποτέλεσμα ο αγωγός να δέχεται μικρές δράσεις από την επίχωση και να αναπτύσσει μικρή σχετικά καμπυλότητα. Αντίθετα, όταν το υλικό επίχωσης είναι πυκνό, οι εδαφικές αντιδράσεις επάνω στον αγωγό είναι μεγάλες, με αποτέλεσμα να τον εξαναγκάζουν να ακολουθεί πιστά τη μετατόπιση του ρήγματος και να εμφανίζει έντονη καμπυλότητα.

Οι διεθνείς οδηγίες σχεδιασμού υπόγειων αγωγών (*ASCE-ALA,2005, PRCI,2009* και *O'Rourke and Liu,2012*) προτείνουν την αντιμετώπιση της κατακόρυφης προς τα κάτω κίνησης ενός αγωγού ως περίπτωση φόρτισης θεμελίου και βασίζονται εξ' ολοκλήρου στη θεωρία φέρουσας ικανότητας θεμελίου για τον υπολογισμό της δύναμης που ασκείται επί αυτού. Αρχικά, τίθεται λοιπόν το ερώτημα κατά πόσον αυτή η προσέγγιση είναι ακριβής και αν ανταποκρίνεται αξιόπιστα στη φυσική του διαφορετικού αυτού προβλήματος. Επιπλέον, συνήθης πρακτική κατά την κατασκευή υπόγειου αγωγού είναι η δημιουργία τάφρου με αμμώδες υλικό επίχωσης. Στην περίπτωση αυτή τα μηχανικά χαρακτηριστικά των εδαφικών ελατηρίων προσδιορίζονται από τις ιδιότητες του υλικού επίχωσης. Σύμφωνα με τις υπάρχουσες διεθνείς οδηγίες, προκειμένου να μην υπάρξει αλληλεπίδραση του αγωγού με το περιβάλλον την τάφρο έδαφος, πρέπει αυτή να διαμορφώνεται με επαρκείς διαστάσεις χωρίς όμως να αποσαφηνίζεται ο όρος «επαρκείς». Στην περίπτωση που οι διαστάσεις της τάφρου δεν είναι επαρκείς δημιουργείται το εύλογο ερώτημα κατά πόσο τα μηχανικά χαρακτηριστικά των εδαφικών ελατηρίων που έχουν προκύψει για απείρως εκτεινόμενη άμμο επίχωσης θα πρέπει να αναθεωρηθούν. Ο λόγος είναι ότι η ύπαρξη εκσκαφής εντός σκληρού εδάφους με περιορισμένες σχετικά διαστάσεις εμποδίζει την ελεύθερη ανάπτυξη της επιφάνειας αστοχίας εντός της επίχωσης, αυξάνοντας έτσι την εδαφική αντίσταση που ασκείται στον αγωγό. Σε περίπτωση που αυτή η υπόθεση αποδειχθεί ότι ευσταθεί, θα σημαίνει ότι ο σχεδιασμός των αγωγών με τις σταθερές των ελατηρίων που χρησιμοποιούνται σήμερα είναι μη συντηρητικός, γιατί υποεκτιμά τις δράσεις του εδάφους επί του αγωγού και κατ' επέκταση την καμπύλωση και τις αντίστοιχες παραμορφώσεις του.

## 1.2 Σκοπός της Διπλωματικής Εργασίας

Κατ' επέκταση των ανωτέρω, η παρούσα Διπλωματική Εργασία εξετάζει το πρόβλημα της κατακόρυφης προς τα κάτω κίνησης κυκλικής διατομής χαλύβδινου αγωγού εντός ξηρής άμμου, όταν αυτός διασταυρώνεται με κανονικό ή ανάστροφο ρήγμα, αφενός για να γίνει πλήρως κατανοητή η φυσική του προβλήματος, η απόκριση του αγωγού και του εδάφους υπό το συγκεκριμένο τύπο «φόρτισης» και η κατανόηση του μηχανισμού αστοχίας, και αφετέρου για να διερευνηθεί η επίδραση των διαστάσεων της τάφρου θεμελίωσης στην απόκριση του αγωγού.

## 1.3 Δομή της Διπλωματικής Εργασίας

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

Στο **Κεφάλαιο 2** πραγματοποιείται βιβλιογραφική αναδρομή στους υπάρχοντες κανονισμούς, καθώς επίσης και σε όλη τη δημοσιευμένη διεθνή βιβλιογραφία σχετικά με την απόκριση εγκιβωτισμένων αγωγών στο έδαφος, υποβαλλόμενων σε μετατόπιση στον τρισδιάστατο χώρο.

Στο **Κεφάλαιο 3** παρουσιάζεται η αριθμητική μεθοδολογία που χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση του προβλήματος που αντιμετωπίζεται, βαθμονομημένη με βάση υπάρχοντα πειραματικά και αναλυτικά δεδομένα που αφορούν όμως την κατακόρυφη κίνηση προς τα πάνω, μιας και για την προς τα κάτω κίνηση δεν υπάρχουν διεθνώς δημοσιευμένα πειραματικά αποτελέσματα, ούτε αριθμητικά δεδομένα.

Στο **Κεφάλαιο 4** εξετάζεται η απόκριση αγωγού και εδάφους σε συνθήκες «ελεύθερου πεδίου», δηλαδή σε συνθήκες εγκιβωτισμού χωρίς την επίδραση της τάφρου θεμελίωσης. Σκοπός αυτού του κεφαλαίου είναι η πλήρης κατανόηση της φυσικής του προβλήματος, της απόκρισης υπό τη συγκεκριμένη φόρτιση, καθώς επίσης και ο προσδιορισμός του μηχανισμού αστοχίας και η εξακρίβωση των παραμέτρων που επηρεάζουν το συγκεκριμένο πρόβλημα.

Στο **Κεφάλαιο 5** εξετάζεται η απόκριση αγωγού και εδάφους σε συνθήκες εγκιβωτισμού εντός τάφρου θεμελίωσης με ξηρή άμμο, και γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων με τα αντίστοιχα του Κεφαλαίου 4. Σκοπός είναι να διαπιστωθεί τόσο ποσοτικά, όσο και ποιοτικά πως οι περιορισμένες διαστάσεις της τάφρου εγκιβωτισμού επηρεάζουν την απόκριση εδάφους και αγωγού.

Στο **Κεφάλαιο 6** εξετάζονται κάποιες εναλλακτικές μέθοδοι σχεδιασμού που μπορούν να εφαρμοσθούν στη συνήθη πρακτική, έτσι ώστε υπό συνθήκες θεμελίωσης εντός τάφρου να απομειωθεί η πρόσθετη δύναμη που ασκείται επί του αγωγού στην ελάχιστη δυνατή.

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

## Βιβλιογραφική Επισκόπηση

---

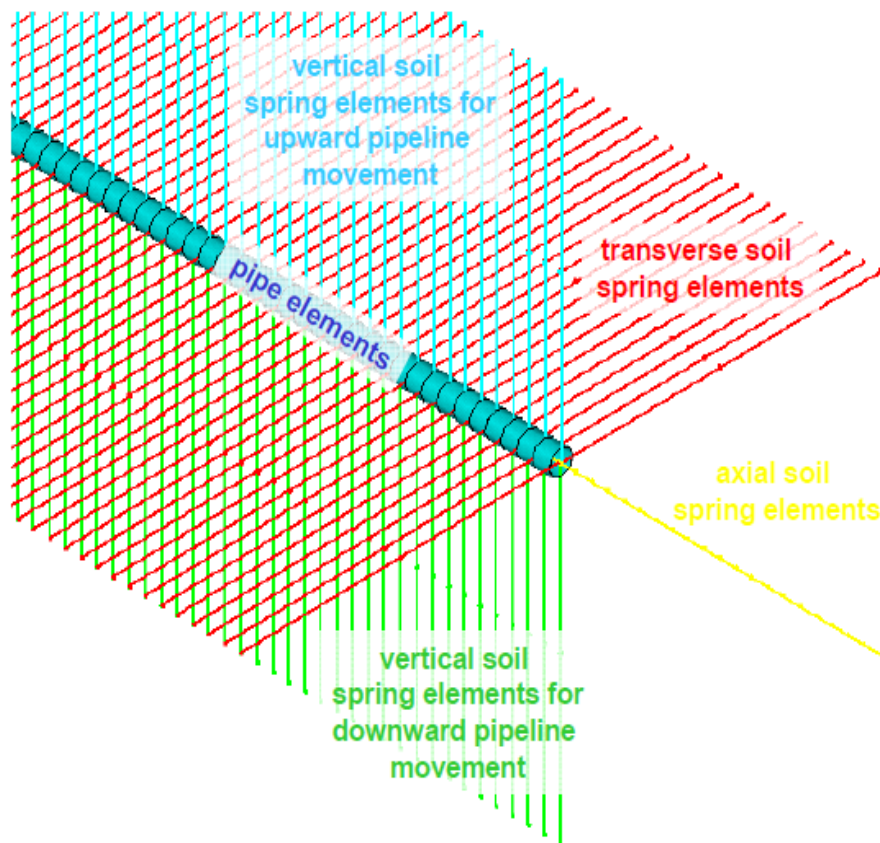
### 2.1 Γενικά

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζεται η βασική βιβλιογραφία αναφορικά με τη συμπεριφορά και ανάλυση μεταλλικών αγωγών υποβαλλόμενων σε κατακόρυφα κινηματικά φορτία (π.χ. λόγω εδαφικής ρευστοποίησης, μετακίνησης ενεργού ρήγματος πλησίον του αγωγού, κατολισθητικών φαινομένων, εκσκαφών κ.λ.π.). Πληθώρα πειραματικών (π.χ. *Audibert and Nyman 1977, Trautmann and O' Rourke 1983*) και αναλυτικών (π.χ. *Rowe and Davis 1982, Yimsiri et al. 2004, Kouretzis et al. 2013*) μελετών έχουν πραγματοποιηθεί ως τώρα προκειμένου να μελετηθεί η αλληλεπίδραση εδάφους-αγωγού με έμφαση στους μηχανισμούς που επιδρούν στην ανάπτυξη των εδαφικών αντιδράσεων. Στα επόμενα κεφάλαια περιγράφεται αναλυτικά η τρέχουσα μεθοδολογία σχεδιασμού, και συνοψίζονται τα κυριότερα ευρήματα πρόσφατων ερευνών σχετικά με την ανάπτυξη των εδαφικών αντιδράσεων.

### 2.2 Σχεδιασμός αγωγών έναντι μόνιμων μετακινήσεων

Ο συνηθέστερος τρόπος σχεδιασμού και μελέτης στην πράξη της συμπεριφοράς εγκιβωτισμένων στο έδαφος αγωγών βασίζεται στη μέθοδο της δοκού επί ελατηριωτού εδάφους. Ο αγωγός προσομοιώνεται είτε με στοιχεία δοκού (συνηθέστερα), είτε με στοιχεία κελύφους, τα οποία επιτρέπουν την απ' ευθείας εφαρμογή της εσωτερικής πίεσης παράλληλα προς την εξωτερικά επιβαλλόμενη φόρτιση. Η αλληλεπίδραση εδάφους-αγωγού προσομοιώνεται μέσω πέντε (5) μη-γραμμικών ελατηρίων ανά διατομή (**Σχήμα 2.1**): ένα κατά την αξονική, δύο κατά την εγκάρσια οριζόντια και δύο κατά την εγκάρσια κατακόρυφη διεύθυνση. Το ένα άκρο καθενός εκ των παραπάνω ελατηρίων είναι συνδεδεμένο με τον αγωγό και το άλλο παραμένει ακλόνητο, ενώ η μετακίνηση του εδάφους αντιστοιχεί επιβάλλεται στο ακλόνητο άκρο των εν λόγω ελατηρίων.

Η θεωρία για τον υπολογισμό των χαρακτηριστικών των ελατηρίων του εδάφους περιγράφεται εν συντομία στις ακόλουθες παραγράφους. Έμφαση θα δοθεί στις περιπτώσεις μη συνεκτικών εδαφών που αποτελούν και το συνηθέστερο εδαφικό υλικό πλήρωσης της τεχνητής τάφρου που κατασκευάζεται για την εγκατάσταση του αγωγού.



**Σχήμα 2.1:** Χρήση ελαστο-πλαστικών ελατηρίων για την προσομοίωση της αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού.

### 2.2.1 Αξονικά ελατήρια

Οι οριακές αξονικές δυνάμεις των ελατηρίων αντιστοιχούν στην τριβή που ασκείται στην εξωτερική κυλινδρική επιφάνεια κατά μήκος του αγωγού, και υπολογίζονται με βάση θεωρίες ανάλογες προς αυτές που χρησιμοποιούνται για την προσομοίωση της μεταφοράς φορτίων στις αξονικώς φορτιζόμενες διεπιφάνειες πασσάλου-εδάφους. Για τις άμμους και άλλα μη συνεκτικά εδάφη, οι εν λόγω δυνάμεις λαμβάνονται με την ολοκλήρωση των διατμητικών τάσεων κατά μήκος της επιφάνειας επαφής αγωγού-εδάφους.

Για έναν πλήρως εγκιβωτισμένο σε μη συνεκτικό υλικό αγωγό η μέγιστη αξονική αντίσταση ανά μονάδα μήκους μπορεί να εκφραστεί ως εξής:

$$t_u = \frac{\pi \cdot D}{2} \gamma \cdot H \cdot (1 + K_0) \tan \delta \quad (\text{δύναμη ανά μονάδα μήκους}) \quad (2.1)$$

όπου:

$K_0$  : Συντελεστής ουδέτερης ώθησης γαιών

H : Βάθος εγκιβωτισμού (μετρούμενο απο το κέντρο του αγωγού)

D : Εξωτερική διάμετρος αγωγού

$\gamma$  : Ξηρό ειδικό βάρος επίχωσης

$\delta$  : Γωνία τριβής στη διεπιφάνεια αγωγού – υλικού επίχωσης

Ανάλογα με την τραχύτητα της επιφάνειας του αγωγού, η γωνία τριβής  $\delta$  είναι ίση με το  $50 \div 100$  % της γωνίας τριβής  $\phi$  της επίχωσης.

### 2.2.2 Εγκάρσια οριζόντια ελατήρια

Τα ελατήρια αυτά προσομοιώνουν την αντίσταση που ασκείται από το περιβάλλον έδαφος λόγω οριζόντιας μετατόπισης του αγωγού. Κατά συνέπεια, οι μηχανισμοί της αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού είναι παρόμοιοι με εκείνους των κατακόρυφων πλακών αγκύρωσης ή των θεμελίων που κινούνται οριζόντια σχετικά με το περιβάλλον έδαφος, ενεργοποιώντας έτσι έναν μηχανισμό παθητικής ώθησης γαιών.

Για μη συνεκτικά εδάφη, η σχέση μεταξύ της δύναμης  $p$  ανά μονάδα μήκους του αγωγού και της οριζόντιας μετατόπισης  $y$ , εκφράζεται από την ακόλουθη υπερβολική σχέση (*Trautmann and O' Rourke, 1983a*):

$$p = \frac{y}{A + B \cdot y} \quad (\text{δύναμη ανά μονάδα μήκους}) \quad (2.2)$$

όπου:

$$A = 0.15 \cdot y_u / p_u \quad (2.3)$$

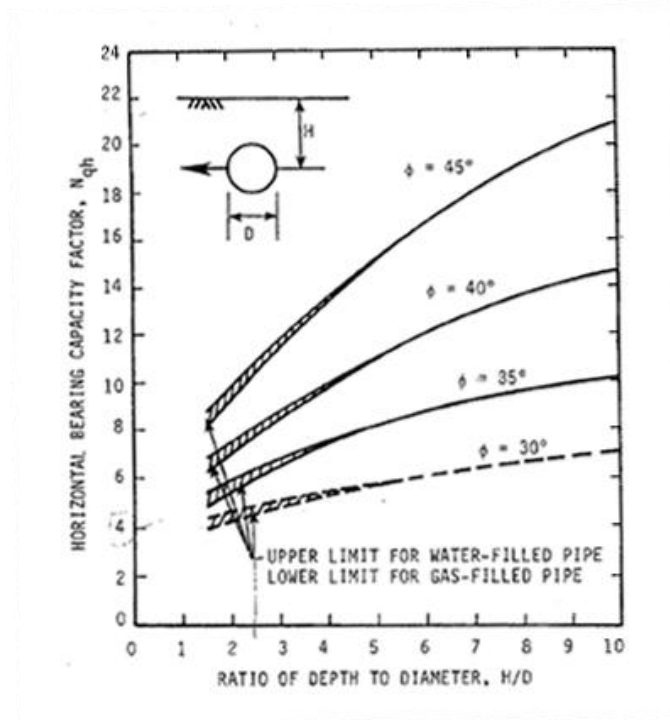
$$B = 0.85 / p_u \quad (2.4)$$

$$p_u = \gamma \cdot H \cdot N_{qh} \cdot D \quad (2.5)$$

$N_{qh}$ : συντελεστής οριζόντιας φέρουσας ικανότητας που υπολογίζεται από το Σχήμα 2.2 (*Trautmann and O' Rourke, 1983a*)

$$y_u = 0.07 \text{ έως } 0.10 \text{ (H+D/2) για χαλαρή άμμο} \quad (2.6)$$

$$0.02 \text{ έως } 0.03 \text{ (H+D/2) για πυκνή άμμο} \quad (2.7)$$



**Σχήμα 2.2:** Συντελεστής οριζόντιας φέρουσας ικανότητας (από Trautmann and O' Rourke, 1983α).

### 2.2.3 Εγκάρσια κατακόρυφα ελατήρια

Οι δυνάμεις αντίστασης για τα κατακόρυφα ελατήρια είναι μη συμμετρικές, δηλαδή η απόκριση είναι διαφορετική για τις «προς τα πάνω» και τις «προς τα κάτω» μετακινήσεις, δεδομένου ότι η αντίσταση που αναπτύσσεται από το σχετικά λεπτό στρώμα της επίχωσης πάνω από τον αγωγό είναι σημαντικά μικρότερη.

Για «προς τα κάτω» μετακίνηση θεωρείται ότι ο αγωγός ενεργεί ως κυλινδρικό θεμέλιο- λωρίδα και η μέγιστη εδαφική αντίσταση  $p_u$  δίνεται από την συμβατική θεωρία φέρουσας ικανότητας για μη συνεκτικά εδάφη:

$$p_u = \bar{\gamma} \cdot H \cdot N_q \cdot D + 0.5 \cdot \bar{\gamma} \cdot D^2 \cdot N_\gamma \quad (\text{δύναμη ανά μονάδα μήκους}) \quad (2.8)$$

όπου:

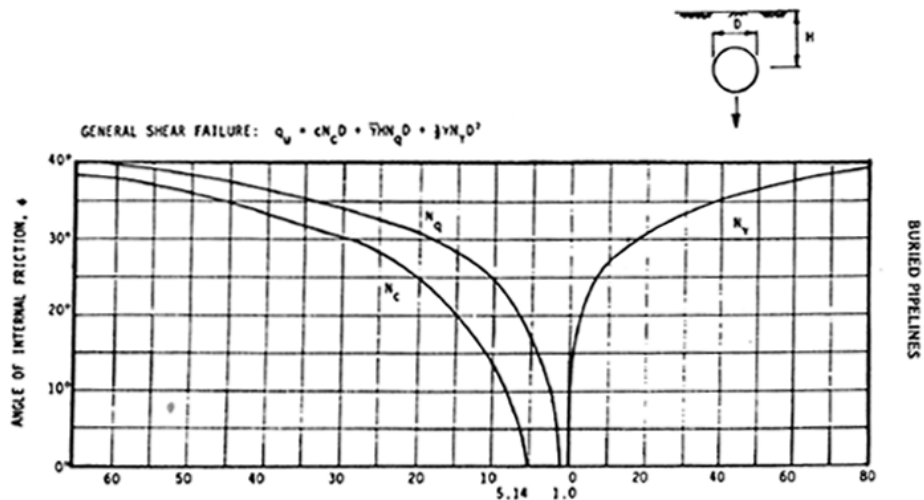
$N_q, N_\gamma$ : συντελεστές φέρουσας ικανότητας για λωριδωτά θεμέλια που φορτίζονται κατακόρυφα προς τα κάτω, οι οποίοι υπολογίζονται από το **Σχήμα 2.3** συναρτήσει της γωνίας τριβής  $\phi$  (Meyerhof, 1955)

$\bar{\gamma}$ : Ενεργό ειδικό βάρος επίχωσης

H: Βάθος επίχωσης του άξονα του αγωγού

D: Διάμετρος αγωγού

Για την περίπτωση ενός διγραμμικού νόμου δύναμης-μετατόπισης, η μετακίνηση κατά την αστοχία μπορεί να ληφθεί ως το 10-15 % της διαμέτρου του αγωγού ( $z_{u,dn} = 0.10D \div 0.15D$ ) για πυκνές και χαλαρές άμμους αντίστοιχα.



**Σχήμα 2.3:** Συντελεστές κατακόρυφης προς τα κάτω φέρουσας ικανότητας (από Meyerhof, 1955).

Για «προς τα πάνω» μετακίνηση του αγωγού έχει αναπτυχθεί μια σειρά από σχέσεις για τη διαστασιολόγηση του αγωγού, οι οποίες για τον υπολογισμό της μέγιστης αντίστασης που αναπτύσσεται επί αυτού θεωρούν στην ουσία την κίνηση ενός πρίσματος εδαφικού υλικού μορφής ανεστραμμένου κώνου πάνω από τον αγωγό.

Η σχέση μεταξύ της δύναμης  $p$  και της κατακόρυφης προς τα άνω μετατόπισης  $z$  μπορεί να εκφραστεί από την ακόλουθη υπερβολική σχέση (Trautmann and O' Rourke, 1983b):

$$p = \frac{z}{A + B \cdot z} \quad (\text{δύναμη ανά μονάδα μήκους}) \quad (2.9)$$

όπου:

$$A = 0.07 \cdot z_u / p_u \quad (2.10)$$

$$B = 0.93 / p_u \quad (2.11)$$

Για μη συνεκτικά εδάφη, η μέγιστη αντίσταση υπολογίζεται ως εξής (Trautmann and O' Rourke, 1983b):



$$p_u = \gamma \cdot H \cdot N_{qv} \cdot D \quad (2.12)$$

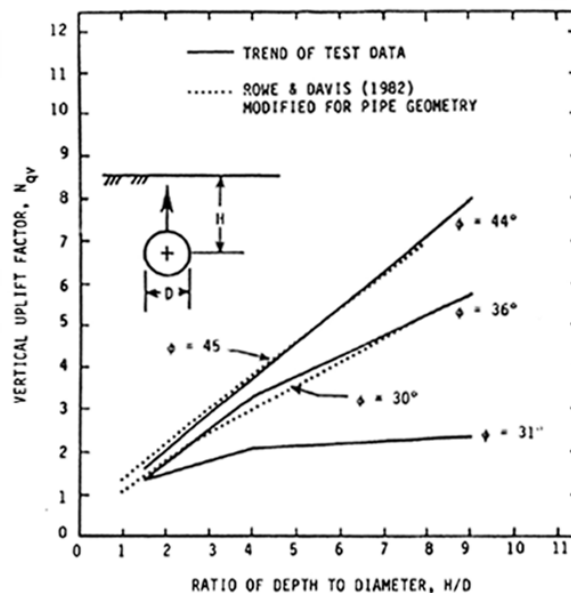
όπου:

ο συντελεστής κατακόρυφης ανύψωσης  $N_{qv}$  δίνεται στο **Σχήμα 2.4** ως συνάρτηση του λόγου του βάθους του άξονα του αγωγού προς τη διάμετρο  $H/D$  και της γωνίας τριβής της επίχωσης  $\phi$ .

$\bar{\gamma}$  : Ενεργό ειδικό βάρος επίχωσης

$H$  : Βάθος επίχωσης του άξονα του αγωγού

$D$  : Διάμετρος αγωγού



**Σχήμα 2.4:** Συντελεστής κατακόρυφης προς τα άνω φέρουσας ικανότητας (από Trautmann and O' Rourke, 1983a).

Για την περίπτωση ενός διγραμμικού νόμου δύναμης-μετατόπισης, η μετακίνηση κατά την αστοχία μπορεί να ληφθεί ως το 1-1.5 % του βάθους εγκιβωτισμού του αγωγού ( $z_{u,dn} = 0.01 \div 0.015$ )H για πυκνές και χαλαρές άμμους αντίστοιχα.

Η σχέση που υιοθετεί η *American Society of Civil Engineers (ASCE- ALA, 2005)* και το *Pipeline Research Council International (PRCI, 2009)* είναι όμοια με τη **Σχέση (2.12)**, όμως διαφοροποιείται η σχέση υπολογισμού του συντελεστή  $N_{qv}$  ανάλογα με κάθε μεθοδολογία, ως εξής:

- *American Society of Civil Engineers (ASCE- ALA, 2005):*

$$N_{qv} = \left( \frac{\varphi \cdot H}{44 \cdot D} \right) \leq N_q, \quad (2.13)$$

όπου:

$$N_q = \exp(\pi \cdot \tan \varphi) \cdot \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.14)$$

-Pipeline Research Council International (PRCI, 2009):

$$N_{qv} = \tan(0.9\varphi) \cdot \left( \frac{H}{D} \right) \leq N_{qh}, \quad (2.15)$$

όπου:

$N_{qh}$ : συντελεστής υπολογισμού της αντίστασης σε πλευρική κίνηση αγωγού,

$$N_{qh} = a + b \cdot \left( \frac{H}{D} \right) \text{ και οι συντελεστές } a, b \text{ δίνονται ως ακολούθως:}$$

**Πίνακας 2.1:** Τιμές συντελεστών  $a, b$

$\phi$ (°)	Εύρος H/D	a	b	Μέγιστο $N_{qh}$
35	0.5 ÷ 12	4	0.92	15
40	0.5 ÷ 6	5	1.43	23
	6 ÷ 15	8	1.00	
45	0.5 ÷ 7	5	2.17	30
	7 ÷ 15	10	1.33	

Σημειώνεται πως για ενδιάμεσες τιμές της γωνίας  $\phi$  μεταξύ των τιμών  $35^\circ \div 45^\circ$  πραγματοποιείται γραμμική παρεμβολή, ενώ η ελάχιστη τιμή που πρέπει να ληφθεί είναι οι  $35^\circ$  ακόμη και αν οι σχετικές δοκιμές υποδεικνύουν μικρότερη γωνία τριβής.

Για την περίπτωση ενός διγραμμικού νόμου δύναμης-μετατόπισης, η μετακίνηση κατά την αστοχία μπορεί να ληφθεί ως το 1-2 % του βάθους εγκιβωτισμού του αγωγού ( $z_{u,dn} = 0.01 \div 0.02$ ) Η για πυκνές και χαλαρές άμμους αντίστοιχα, με την προϋπόθεση πως αυτή είναι μικρότερη του 10 % της διαμέτρου του αγωγού.

## 2.3 Πρόσφατες έρευνες απόκρισης αγωγού σε οριζόντια μετακίνηση

### 2.3.1 Trautmann and O' Rourke (1983)

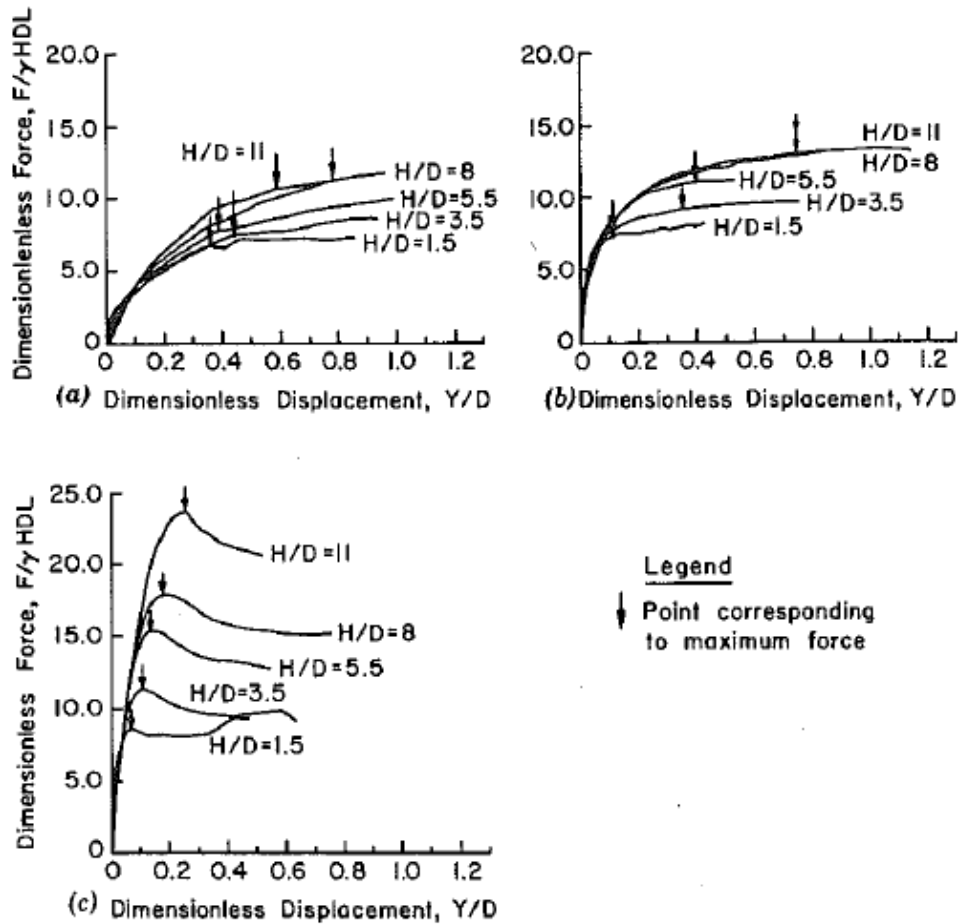
Όπως αναφέρθηκε στην προηγούμενη παράγραφο, ο υπολογισμός των οριζόντιων ελατηρίων πραγματοποιείται με βάση τις προτάσεις των *Trautmann and O' Rourke (1983)*, οι οποίοι με δεδομένες τις μεγάλες αποκλίσεις των προγενέστερων ερευνών σχετικά με την συμπεριφορά των αγωγών σε πλευρική εδαφική μετακίνηση, πραγματοποίησαν μια σειρά πειραμάτων με σκοπό (α) την εύρεση της μέγιστης οριζόντιας εδαφικής αντίδρασης που αναπτύσσεται επί του αγωγού και (β) τον προσδιορισμό της μη-γραμμικής σχέσης δύναμης-μετατόπισης του αγωγού.

Η πειραματική διάταξη που χρησιμοποιήθηκε αποτελούνταν από ένα κιβώτιο διαστάσεων 1.2 m x 2.3 m x 1.2 m. Χρησιμοποιήθηκε άμμος τύπου Cornell (Cornell filter sand) χαμηλής, μεσαίας και υψηλής πυκνότητας με ξηρό ειδικό βάρος  $\gamma=14.8, 16.4$  και  $17.7 \text{ kN/m}^3$  και γωνία εσωτερικής τριβής  $31^\circ, 36^\circ$  και  $44^\circ$  αντίστοιχα. Πραγματοποιήθηκαν τριάντα (30) δοκιμές πλευρικής φόρτισης σε αγωγούς διαμέτρου  $D=0.102 \text{ m}$  και  $D=0.324 \text{ m}$  και μήκους  $L=1.20 \text{ m}$  για διάφορους λόγους εγκιβωτισμού  $H/D=1.5-11$  (μικρά έως μέσα βάθη εγκιβωτισμού).

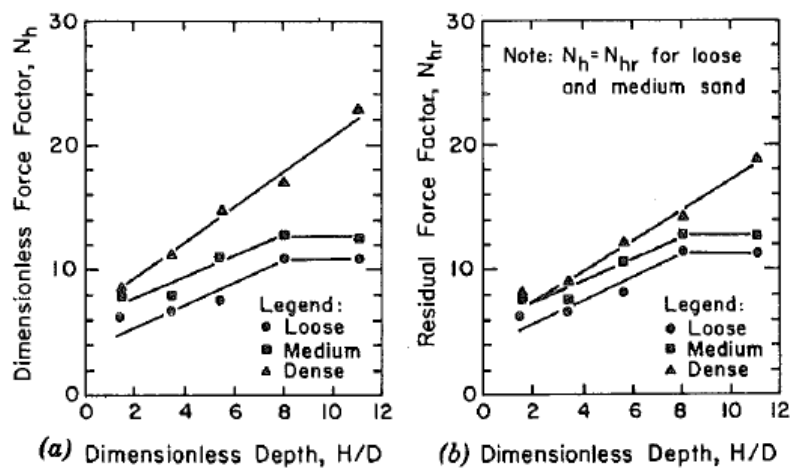
Οι καμπύλες φορτίου-μετατόπισης που προέκυψαν από τα παραπάνω πειράματα παρουσιάζονται στο **Σχήμα 2.5 a, b** και **c** για χαλαρή, μεσαία και πυκνή άμμο αντίστοιχα, σε όρους αδιαστατοποιημένης εδαφικής αντίδρασης ( $F/\gamma HDL$ ) - αδιαστατοποιημένης πλευρικής μετατόπισης ( $Y/D$ ). Τα βέλη στις καμπύλες αντιπροσωπεύουν τα σημεία της μέγιστης αδιαστατοποιημένης δύναμης  $N_h$ , η οποία εμφανίζεται για μετατόπιση  $Y_f$  και υπολογίζεται ως εξής:

$$N_h = \frac{F_m}{\gamma \cdot H \cdot D \cdot L} \quad (2.16)$$

όπου  $F_m$  η μέγιστη μετρηθείσα τιμή της οριζόντιας δύναμης.



Σχήμα 2.5: Πειραματικές καμπύλες φορτίου-μετατόπισης για γωνίες τριβής (α)  $\varphi=31^\circ$ -χαλαρή άμμος, (β)  $\varphi=36^\circ$ -μέσης πυκνότητας άμμος και (γ)  $\varphi=44^\circ$ -πυκνή άμμος (από Trautmann and O' Rourke, 1983).



Σχήμα 2.6: Σχέση (α)  $N_h$  και (β)  $N_{hr}$  με τον λόγο  $H/D$  για γωνίες τριβής  $\varphi=31^\circ$ ,  $\varphi=36^\circ$  και  $\varphi=44^\circ$  (από Trautmann and O' Rourke, 1983).

Στο **Σχήμα 2.6α** και **b** φαίνεται η σχέση μεταξύ της μέγιστης αδιαστατοποιημένης οριζόντιας δύναμης ( $N_h$ ) και της παραμένουσας αδιαστατοποιημένης οριζόντιας δύναμης ( $N_{hr}$ ) με το λόγο εγκιβωτισμού  $H/D$  για χαλαρή, μέσης πυκνότητας και πυκνή άμμο. Εξετάστηκαν βάθη εγκιβωτισμού  $H/D$  με εύρος τιμών από 0 έως 11. Με βάση τα ανωτέρω, οι ερευνητές κατέληξαν στα εξής συμπεράσματα αναφορικά με τη συμπεριφορά του εγκιβωτισμένου αγωγού και την αλληλεπίδραση του αγωγού με το έδαφος:

- Μόνο στην περίπτωση της πυκνής άμμου (**Σχήμα 2.5**) η δύναμη λαμβάνει μια παραμένουσα τιμή ( $N_{hr}$ ) όταν η μετατόπιση αυξηθεί περαιτέρω από αυτή που αντιστοιχεί στην εμφάνιση της μέγιστης οριζόντιας δύναμης ( $N_h$ ). Αντίθετα, στις άλλες δύο περιπτώσεις, τίθεται  $N_h=N_{hr}$ .
- Για χαλαρές άμμους και άμμους μέσης πυκνότητας υπάρχει μια κρίσιμη τιμή του λόγου  $H/D$  πέρα από την οποία η τιμή του  $N_h$  παραμένει σταθερή. Το φαινόμενο αυτό σηματοδοτεί αλλαγή του μηχανισμού αστοχίας, από έναν μηχανισμό παθητικής σφήνας που εκδηλώνεται επιφανειακά σε ένα βαθύ μηχανισμό επίπεδης αστοχίας σε μεσαία και μεγάλα βάθη. Σημειώνεται ότι για την περίπτωση της πυκνής άμμου, δεν κατέστη δυνατός ο προσδιορισμός της κρίσιμης τιμής του λόγου  $H/D$ , πιθανώς λόγω του περιορισμένου εύρους τιμών του που εξετάστηκαν.
- Τέλος, παρατηρείται ότι η διαφορά στις τιμές του  $N_h$  και  $N_{hr}$  για χαλαρές άμμους και άμμους μέσης πυκνότητας είναι σχετικά μικρή. Το γεγονός αυτό οφείλεται στη συμπίεση της χαλαρής άμμου κατά την κίνηση του αγωγού με αποτέλεσμα τιμές της οριζόντιας δύναμης παραπλήσιες με αυτές που προκύπτουν για άμμους μέσης πυκνότητας.

Με βάση τα παραπάνω προτάθηκε η ακόλουθη μεθοδολογία υπολογισμού της καμπύλης δύναμης μετατόπισης:

- Η μη γραμμική σχέση δύναμης-μετατόπισης μπορεί να περιγραφεί από την ακόλουθη υπερβολική σχέση (**Σχήμα 2.7**):

$$F'' = \frac{Y''}{(0.17 + 0.83Y'')} \quad (2.17)$$

όπου :

$$F'' = \frac{F}{\gamma \cdot H \cdot D \cdot L} \quad (2.18)$$

$$Y'' = \frac{\frac{Y}{D}}{\frac{Y_f}{D}} \quad (2.19)$$

- Η παραπάνω καμπύλη προσεγγίστηκε και με μια σχέση διγραμμικής μορφής (**Σχήμα 2.7**) για την περιγραφή της οποίας απαιτείται ο υπολογισμός της αρχικής δυσκαμψίας ( $K_{h70}$ ), καθώς και της οριακής εδαφικής αντίδρασης ( $F''$ ). Η αρχική δυσκαμψία υπολογίζεται σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$K_{h70} = C_k \cdot N_h \cdot \gamma \cdot D \cdot L \quad (2.20)$$

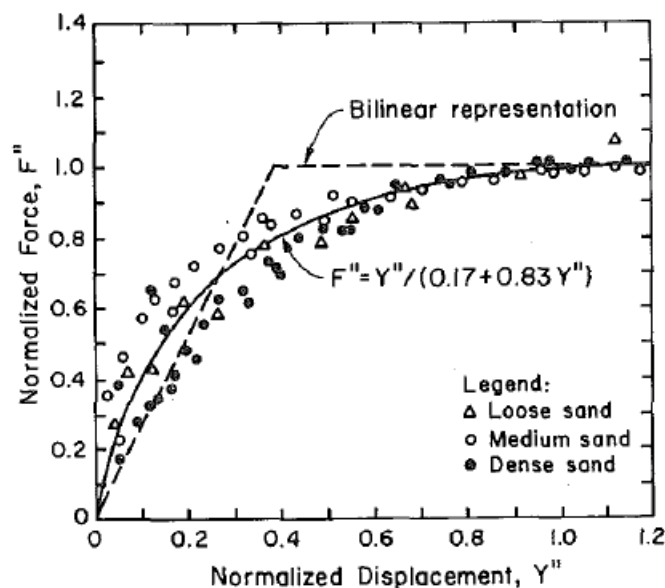
όπου  $C_k$  συντελεστής που εξαρτάται από τη σχετική πυκνότητα του εδάφους

(**Πίνακας 2.2**)

- Τέλος, για τον υπολογισμό της οριακής φέρουσας ικανότητας προτείνεται το διάγραμμα που παρουσιάζεται στο **Σχήμα 2.2** για τη διαστασιολόγηση και μελέτη των εγκιβωτισμένων αγωγών που έχει ενσωματωθεί στους σύγχρονους κανονισμούς διαστασιολόγησης, όπως αναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 2.2.2.

**Πίνακας 2.2:** Τιμές του συντελεστή  $C_k$  (από Trautmann and O' Rourke, 1983)

Πυκνότητα υλικού επίχωσης	Μετακίνηση που αντιστοιχεί στην οριακή αντίδραση	Συντελεστής εκτίμησης της οριζόντιας εδαφικής δυσκαμψίας, $C_k$
Χαλαρή	0.13H	20
Μέση	0.08H	30
Πυκνή	0.03H	80



**Σχήμα 2.7:** Σύγκριση πειραματικών αποτελεσμάτων με την υπερβολική και διγραμμική προσέγγιση (από *Trautmann and O' Rourke, 1983*).

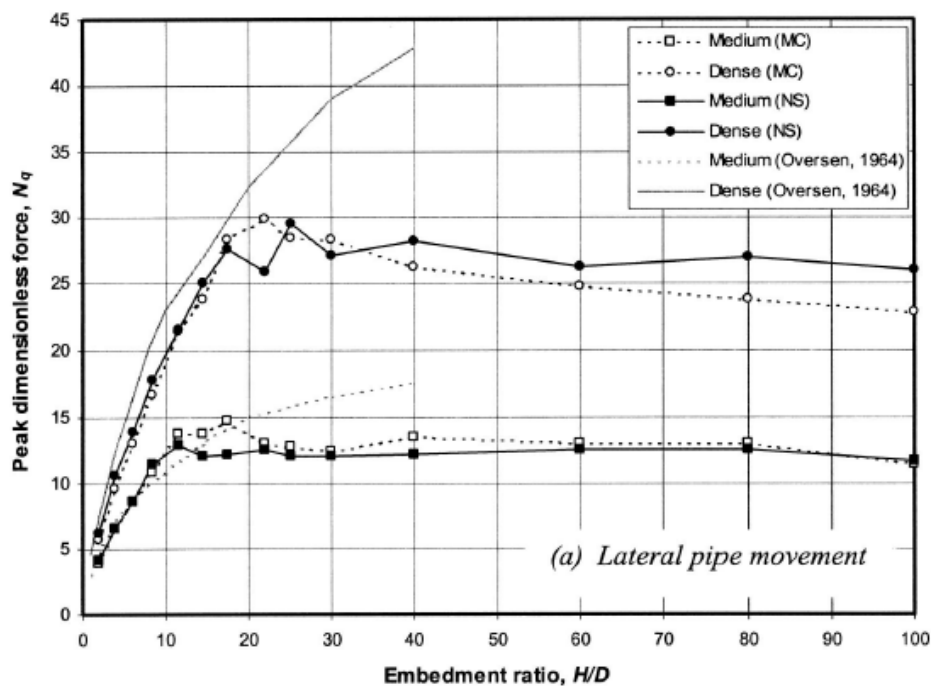
### 2.3.2 Yimsiri et al. (2004)

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, τα πειράματα των *Trautmann and O' Rourke* αφορούσαν σχετικά μικρά βάθη εγκιβωτισμού με τιμές ( $H/D=1.5-11$ ). Οι *Yimsiri et al. (2004)* εξέτασαν την περίπτωση μεγάλων βαθών εγκιβωτισμού ( $H/D=11-100$ ) για τα οποία δεν υπήρχε σχετική πρόβλεψη στον έως τότε ισχύοντα κανονισμό. Συγκεκριμένα, πραγματοποίησαν αριθμητικές αναλύσεις με χρήση του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS (HKS 1998) για πλευρική και κατακόρυφη προς τα πάνω μετακίνηση του αγωγού, στις οποίες η απόκριση της άμμου προσομοιώθηκε με το ελαστικό – τελείως πλαστικό καταστατικό προσομοίωμα Mohr-Coulomb, καθώς και με το Nor-Sand Model.

Αρχικά, η μεθοδολογία επιβεβαιώθηκε έναντι των πειραματικών αποτελεσμάτων των *Trautmann και O' Rourke (1983)* και στη συνέχεια εφαρμόστηκαν για μεγάλα βάθη εγκιβωτισμού. Η γεωμετρία του καννάβου πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιήθηκε στην περίπτωση πλευρικής μετακίνησης ακολουθούσε την αντίστοιχη γεωμετρία της πειραματικής διάταξης των *Trautmann and O'Rourke*. Ο κάνναβος είχε πλάτος 2.3 m, ενώ το ύψος του αποτελούσε συνάρτηση του εκάστοτε λόγου εγκιβωτισμού  $H/D$ . Βασική διαφορά σε σχέση με την πειραματική διάταξη των *Trautmann and O'Rourke*, εντοπιζόταν στο γεγονός ότι το περιθώριο κάτω από τον αγωγό παρέμενε σταθερό και ίσο με 300 mm για τις διάφορες περιπτώσεις βαθούς εγκιβωτισμού, έναντι των 200 mm που χρησιμοποιήθηκαν από τους *Trautmann and O'Rourke*.

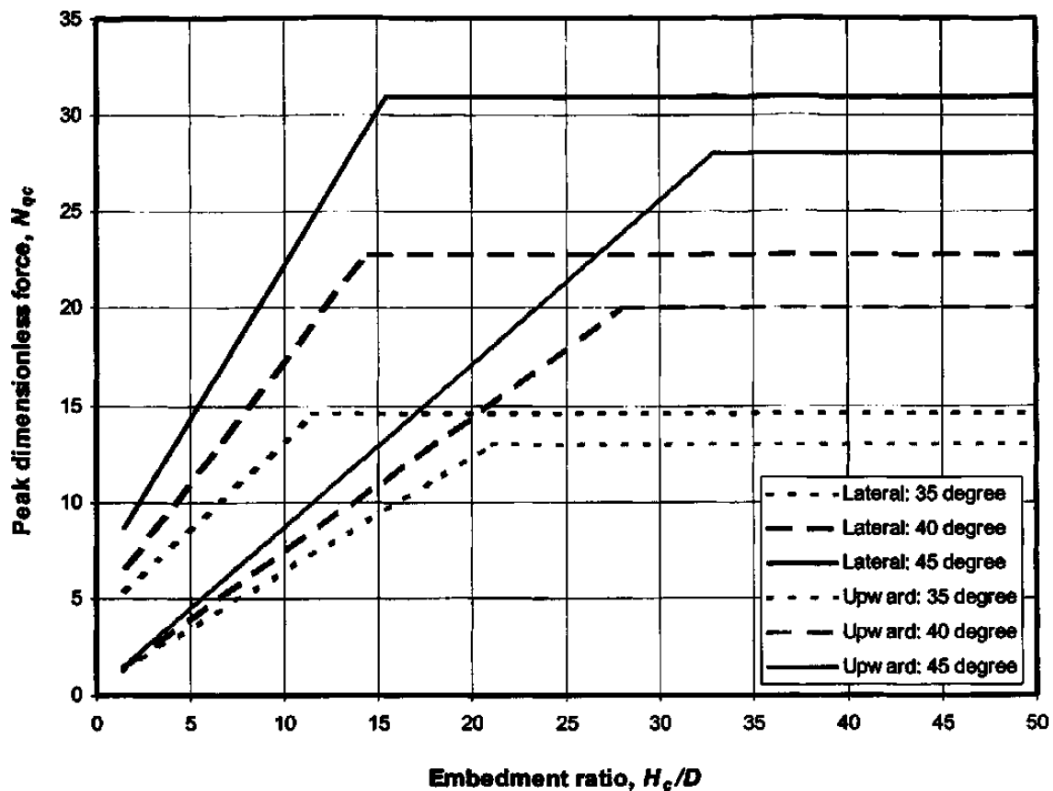
Στο **Σχήμα 2.8** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων για πυκνή άμμο και άμμο μέσης πυκνότητας σε όρους μέγιστης αδιαστατοποιημένης δύναμης ( $N_d$ )

και λόγου εγκιβωτισμού ( $H/D$ ), για τα δύο καταστατικά προσομοιώματα (Mohr-Coulomb και Nor-Sand), καθώς και η σύγκρισή τους με τα αντίστοιχα αποτελέσματα του *Ovesen (1964)*. Από το ίδιο σχήμα προσδιορίστηκε και ο κρίσιμος λόγος  $H/D$  πέρα από τον οποίο η τιμή της  $N_q$  παραμένει σταθερή. Για πλευρική μετατόπιση του αγωγού και άμμο μέσης πυκνότητας η τιμή αυτή προσδιορίστηκε ίση με  $H/D=12$ , ενώ η αντίστοιχη τιμή για πυκνή άμμο προέκυψε ίση με  $H/D=16$ . Τέλος, προτάθηκε το διάγραμμα σχεδιασμού εγκιβωτισμένων αγωγών που επεκτείνεται και σε μεγάλες τιμές του λόγου  $H/D$  (Σχήμα 2.9). Στο σχήμα αυτό παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα από τις αναλύσεις των *Yimsiri et al.* για τις περιπτώσεις πλευρικής, αλλά και κατακόρυφης προς τα πάνω μετατόπισης. Τα βάθη εγκιβωτισμού ( $H/D$ ) που παρουσιάζονται έχουν τιμές από 1.5 έως 50. Παρατίθενται τα αποτελέσματα για τρεις περιπτώσεις άμμου με χαλαρή, μέση και πυκνή δομή και με γωνίες τριβής  $35^\circ$ ,  $40^\circ$  και  $45^\circ$ , αντίστοιχα.



Σχήμα 2.8: Σχέση  $N_q$  με το λόγο  $H/D$  για μεγάλα βάθη εγκιβωτισμού (από *Yimsiri et al., 2004*).





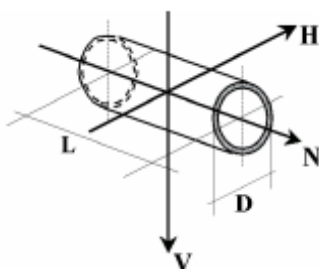
Σχήμα 2.9: Προτεινόμενο διάγραμμα σχεδιασμού (από Yimsiri et al., 2004).

### 2.3.3 Claudio di Prisco και Adrea Galli (2006)

Η πλειονότητα των πειραματικών (π.χ. *Audibert and Nyman 1977, Trautmann and O' Rourke 1983*) και αναλυτικών (π.χ. *Rowe and Davis 1982, Yimsiri et al. 2004, Kouretzis et al. 2013*) μελετών έχει εξετάσει τις περιπτώσεις εγκιβωτισμένων αγωγών υποβαλλόμενων σε φορτίσεις σε μια από τις κύριες διευθύνσεις του αγωγού (Σχήμα 2.10). Μάλιστα, σε κάθε περίπτωση εξετάζεται μονοτονική φόρτιση με μοναδική διεύθυνση και όχι συνδυασμός φορτίσεων σε διαφορετικές διευθύνσεις. Οι *Claudio di Prisco* και *Adrea Galli (2006)* επεκτάθηκαν στη μελέτη αγωγών υποκείμενων σε στατικές φορτίσεις εκτός οριζόντιας και κατακόρυφης διεύθυνσης, καθώς και σε ανακυκλικές φορτίσεις.

Για τον προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας του αγωγού υπό συνδυασμό φορτίσεων στην πλευρική οριζόντια και κατακόρυφη διεύθυνση πραγματοποιήθηκε μια σειρά πειραμάτων υπό κλίμακα. Η πειραματική διάταξη που χρησιμοποιήθηκε περιλάμβανε ένα κιβώτιο διαστάσεων 0.890 m x 0.400 m x 0.200 m και αγωγό διαμέτρου 5 cm και μήκους 16 cm. Για την πλήρωση του κιβωτίου χρησιμοποιήθηκε άμμος τύπου Ticino σε σχετικές πυκνότητες  $D_R=100\%$  και  $D_R=37.2\%$ . Οι λοιπές ιδιότητες της άμμου ήταν  $\gamma=16.48\text{ kN/m}^3$ ,  $\phi=42.12^\circ$  και  $\gamma=14.58\text{ kN/m}^3$ ,  $\phi=32.35^\circ$  για την περίπτωση πυκνής και χαλαρής άμμου, αντίστοιχα. Τα πειράματα εκτελέστηκαν για τρεις τιμές του λόγου εγκιβωτισμού  $z/D$  ίσες με 1.5, 2.5 και 3.5.

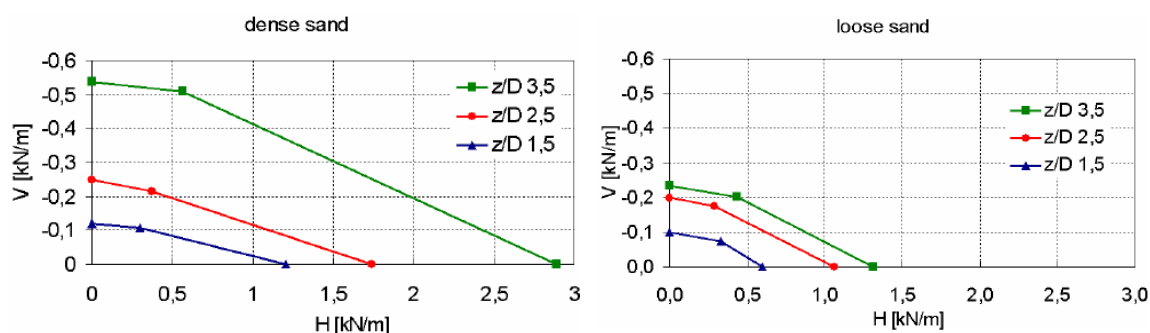
Για την επαλήθευση των πειραματικών αποτελεσμάτων πραγματοποιήθηκαν αριθμητικές αναλύσεις με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Tochnog (FEAT, 2004). Ο αγωγός προσομοιώθηκε ως ένα άκαμπτο κυκλικό σώμα, διαμέτρου 0.75m, εγκιβωτισμένο στο έδαφος σε βάθος 1.125 m. Για την περιγραφή της συμπεριφοράς του εδάφους χρησιμοποιήθηκε το καταστατικό προσομοίωμα Mohr-Coulomb με συνοχή του εδάφους  $c=0$  kPa, γωνία εσωτερικής τριβής  $\phi=30^\circ$  και γωνία διαστολικότητας  $\psi=20^\circ$ . Για την προσομοίωση της διεπιφάνειας μεταξύ του αγωγού και του περιβάλλοντος εδάφους χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία διεπιφάνειας με γωνία τριβής  $\delta=(2/3)\phi$ .



**Σχήμα 2.10:** Κύριες διευθύνσεις φόρτισης αγωγού (από di Prisco & Adrea Galli, 2006).

Στο **Σχήμα 2.11** φαίνονται τα αποτελέσματα των πειραμάτων σε όρους μέγιστης κατακόρυφης εδαφικής αντίδρασης και μέγιστης οριζόντιας εδαφικής αντίδρασης για πυκνή και χαλαρή άμμο. Παρατηρείται έντονη αλληλεπίδραση κατακόρυφης και οριζόντιας φόρτισης, με την ύπαρξη της κατακόρυφης φόρτισης να επηρεάζει τη φέρουσα ικανότητα του αγωγού σε οριζόντια φόρτιση και αντίστροφα.

Τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων επιβεβαιώνουν την ύπαρξη αλληλεπίδρασης μεταξύ κατακόρυφης και οριζόντιας φόρτισης, όπως είχε παρατηρηθεί και από τα πειράματα. Ωστόσο, τα φαινόμενα αλληλεπίδρασης (coupling effects) εμφανίζονται μόνο μεταξύ των εγκάρσιων στον αγωγό δυνάμεων, δηλαδή της εγκάρσιας οριζόντιας και εγκάρσιας κατακόρυφης δύναμης. Αντίθετα, δεν υπάρχει αλληλεπίδραση μεταξύ των εγκάρσιων φορτίσεων και της αξονικής δύναμης. Οι ερευνητές αποδίδουν τη συμπεριφορά αυτή στο γεγονός ότι κατά τη διαμήκη διεύθυνση η αστοχία εξαρτάται από τις ιδιότητες της διεπιφάνειας αγωγού-εδάφους και αφορά την ανάπτυξη τριβής στην επιφάνεια του αγωγού, ενώ κατά τις εγκάρσιες διευθύνσεις ο μηχανισμός αστοχίας περιλαμβάνει την κινητοποίηση του περιβάλλοντος εδάφους και εξαρτάται από τις εδαφικές παραμέτρους.



**Σχήμα 2.11:** Περιβάλλουσα αστοχίας στο επίπεδο V-H για πυκνή και χαλαρή άμμο (από di Prisco & Adrea Galli, 2006).

Τέλος, αναφορικά με την επιβολή ανακυκλικών φορτίσεων στον αγωγό, διαπιστώθηκε η αδυναμία ενός ελαστικού-πλήρους πλαστικού προσομοιώματος του εδάφους να περιγράψει την πραγματική εδαφική συμπεριφορά.

### 2.3.4 Karimian et al. (2006)

Οι Karimian et al. (2006) παρουσίασαν τα αποτελέσματα πειραμάτων πλευρικής οριζόντιας μετακίνησης αγωγών τοποθετημένων σε τραπεζοειδή τάφρο εγκιβωτισμού. Στη σειρά πειραμάτων τους, εξέτασαν την επιρροή της χρήσης γεωυφάσματος στις οριζόντιες δυνάμεις που αναπτύσσονται στον αγωγό.

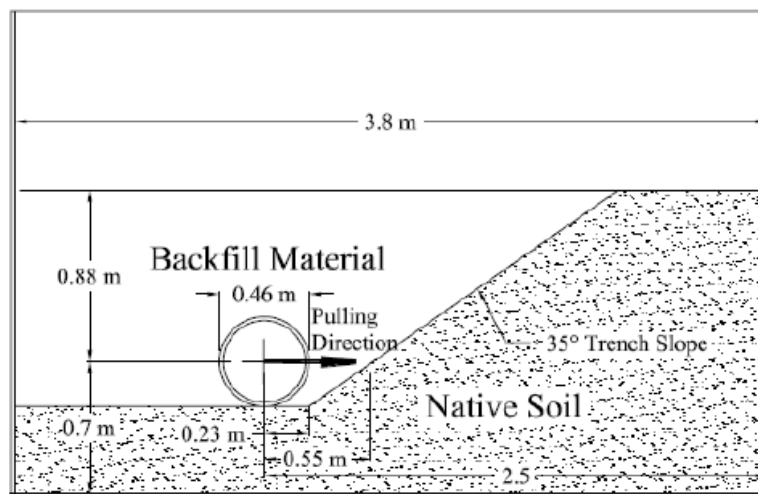
Σε πρώτο στάδιο πραγματοποιήθηκαν πειράματα σε ομοιόμορφο έδαφος, καθώς και σε ομοιόμορφο έδαφος με δύο στρώσεις γεωυφάσματος τοποθετημένες με κλίση  $35^\circ$  σε απόσταση 0.23 m από το κέντρο του αγωγού κατά την κατεύθυνση της φόρτισης. Η διάμετρος του υπό εξέταση αγωγού ήταν  $D=0.457$  m. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι η ύπαρξη των στρώσεων γεωυφάσματος δεν επιφέρει καμία μείωση στη δύναμη που αναπτύσσεται επί του αγωγού.

Στη συνέχεια, για την προσομοίωση ενός πιο δύσκαμπτου περιβάλλοντος υλικού εκτός των ορίων της τάφρου, χρησιμοποιήθηκε στην πειραματική διάταξη μια σανίδα ξύλου υπό γωνία  $35^\circ$ . Ακολούθησε μια νέα σειρά πειραμάτων με και χωρίς τη χρήση γεωυφάσματος επί της ξύλινης επιφάνειας. Σχηματική απεικόνιση της πειραματικής διάταξης φαίνεται στο **Σχήμα 2.12** με εμφανείς παραμέτρους τη διάμετρο του αγωγού, το ύψος της τάφρου θεμελίωσης, τη γωνία που σχηματίζει με το οριζόντιο επίπεδο και τέλος, την κατεύθυνση της φόρτισης.

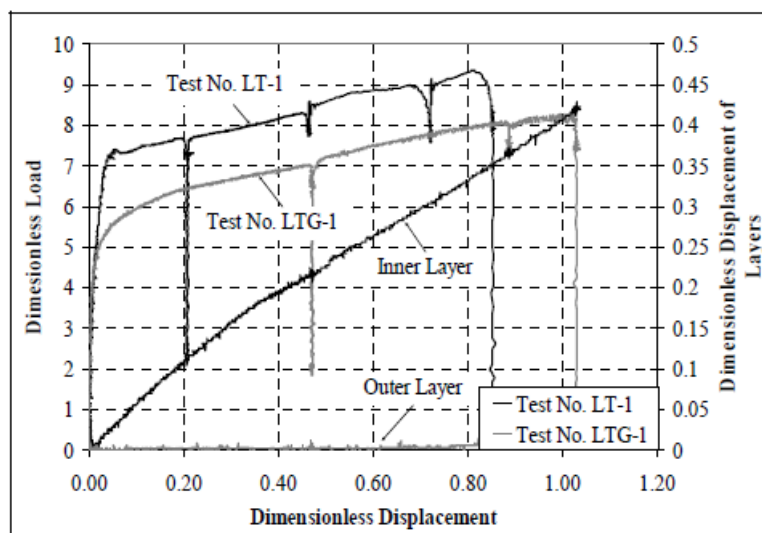
Διαπιστώθηκε ότι η ύπαρξη γεωυφάσματος επιφέρει μείωση των οριζοντίων δυνάμεων επί του αγωγού της τάξης του 20%. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι κατά την οριζόντια φόρτιση πραγματοποιείται σχετική ολίσθηση μεταξύ των δύο στρώσεων γεωυφάσματος με μειωμένο συντελεστή τριβής. Η μείωση αυτή φαίνεται στο **Σχήμα 2.13**, όπου οι καμπύλες LT-1 και LTG-1 αναφέρονται στις δοκιμές χωρίς

και με γεωφάσμα, αντίστοιχα. Οι καμπύλες Inner Layer και Outer Layer εκφράζουν τη σχετική ολίσθηση των δύο (2) στρώσεων γεωφάσματος.

Αξίζει να αναφερθεί πως η εν λόγω μελέτη είναι η μοναδική στην οποία πραγματοποιείται κίνηση του αγωγού επί του κεκλιμένου ορίου της τάφρου επίχωσης. Η αλληλεπίδραση αυτή έχει ως αποτέλεσμα την αναμενόμενη αύξηση του μέγιστου φορτίου επί του αγωγού για την επιβολή ίσης μετατόπισης με άλλες αντίστοιχες μελέτες πλευρικής μετατόπισης αγωγών. Οι υψηλές τιμές του αδιαστατοποιημένου φορτίου είναι εμφανείς και στο **Σχήμα 2.13** για την περίπτωση απουσίας γεωφάσματος (Test No. LT-1).



**Σχήμα 2.12:** Σχηματική απεικόνιση πειραματικής διάταξης (από Karimian et al., 2006).



**Σχήμα 2.13:** Καμπύλες φορτίου-μετατόπισης για τον αγωγό (LT-1, LTG-1) και τις στρώσεις γεωφάσματος (από Karimian et al., 2006).

### 2.3.5 Kouretzis et al. (2013)

Οι *Kouretzis et al. (2013)* επικεντρώθηκαν σε μικρές τιμές του λόγου εγκιβωτισμού  $H/D \leq 5.5$ , που αντικατοπτρίζουν τις συνήθεις κατασκευαστικές πρακτικές αγωγών τοποθετημένων σε ρηχή τάφρο, η οποία πληρώνεται με άμμο.

Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS/Explicit. Οι προαναφερθείσες περιπτώσεις βαθών εγκιβωτισμού εξετάστηκαν για χαλαρές και πυκνές άμμους με ειδικό βάρος  $\gamma = 14.8 \text{ kN/m}^3$  και  $16.4 \text{ kN/m}^3$  αντίστοιχα. Η γεωμετρία του καννάβου που χρησιμοποιήθηκε ήταν ίδια με την αντίστοιχη των *Yimsiri et al.*, όπως αυτή παρουσιάζεται στην παράγραφο **2.3.2**. Οι αναλύσεις, κατόπιν της βαθμονόμησής τους με βάση τα δεδομένα των *Trautmann and O'Rourke* και *Yimsiri et al.*, είχαν ως στόχο αρχικά την ανάπτυξη απλής σχέσης για τον υπολογισμό της μέγιστης δύναμης που αναπτύσσεται επί του αγωγού, και έπειτα τον καθορισμό των βέλτιστων διαστάσεων για την τάφρο θεμελιώσής του.

Αρχικά, αποδεικνύεται ότι για μικρές τιμές του λόγου εγκιβωτισμού  $H/D$  ( $H/D \leq 5.5$ ) και για άμμους χαλαρής και μέσης πυκνότητας, οι δυνάμεις που δρουν επί του αγωγού εξαρτώνται κυρίως από την παραμένουσα γωνία εσωτερικής τριβής ( $\phi_{\text{crit}}$ ) του εδάφους. Αυτό συμβαίνει διότι στις περιπτώσεις αυτές, ο μηχανισμός αστοχίας που αναμένεται να αναπτυχθεί συνοδεύεται από πολύ μεγάλες παραμορφώσεις. Συνεπώς, στην κατάσταση αυτή, η συμπεριφορά της άμμου είναι λογικό να εξαρτάται από την παραμένουσα γωνία τριβής ( $\phi_{\text{crit}}$ ).

Η χρήση της μέγιστης γωνίας τριβής ( $\phi_{\text{peak}}$ ) δίνει ένα άνω όριο για τον υπολογισμό των δυνάμεων επί του αγωγού, ενώ η χρήση της παραμένουσας ( $\phi_{\text{crit}}$ ,  $\psi=0$ ) δίνει το αντίστοιχο κάτω όριο. Με βάση τα παραπάνω, προτείνεται για μικρές τιμές του λόγου  $H/D$  η παρακάτω εξίσωση για τον υπολογισμό της μέγιστης αδιαστατοποιημένης δύναμης  $N_h$  επί του αγωγού, η οποία είναι ανεξάρτητη της μέγιστης εσωτερικής γωνίας τριβής ( $\phi_{\text{peak}}$ ) του εδάφους:

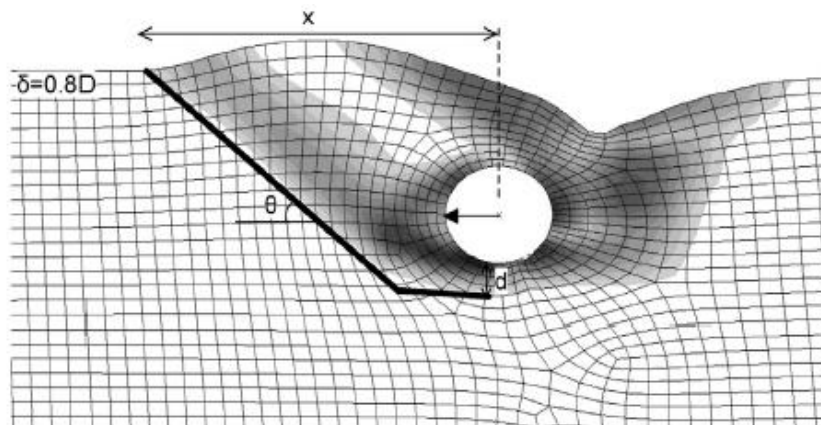
$$N_h = 0.42\left(\frac{H}{D}\right) + 13.8\left(\frac{\gamma}{\gamma_{\text{ref}}}\right) - 8.1 \quad (2.21)$$

όπου  $\gamma_{\text{ref}}$  το ειδικό βάρος του υλικού πλήρωσης για σχετική πυκνότητα  $D_r=0\%$ .

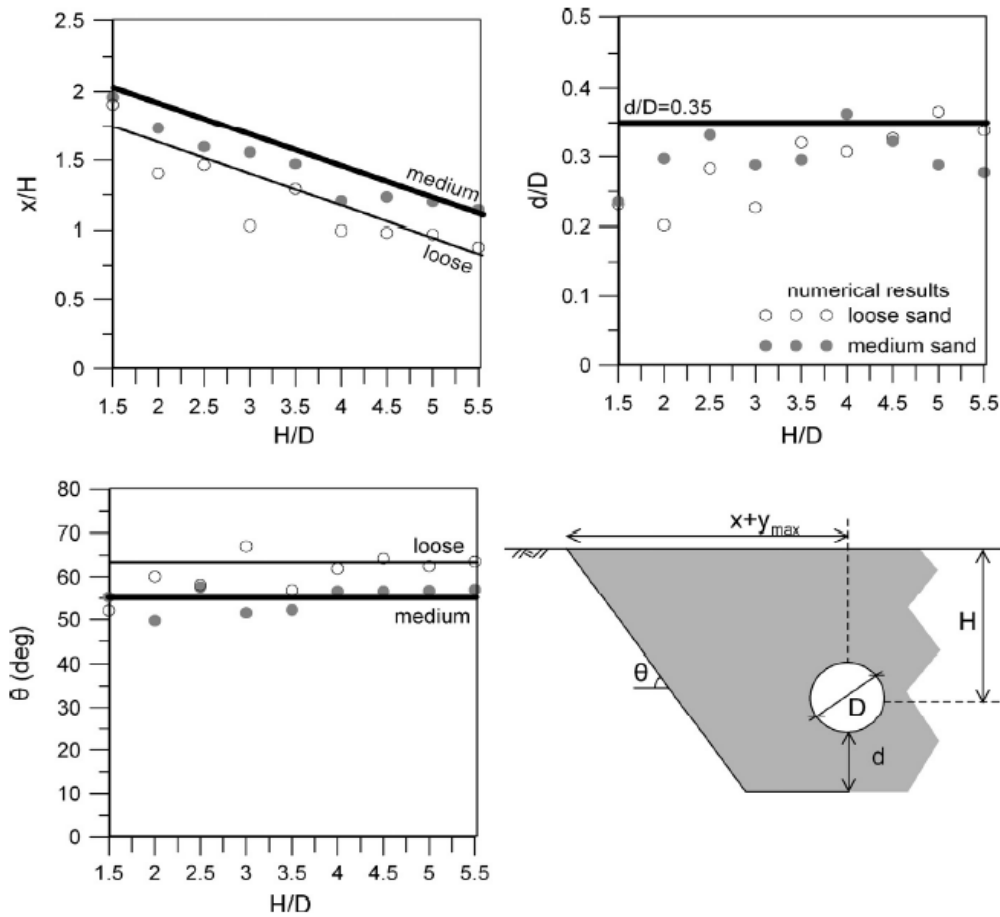
Στη συνέχεια, η έρευνα επικεντρώθηκε στην έκταση και τη γεωμετρία της επιφάνειας αστοχίας που αντιστοιχεί στην οριακή φέρουσα ικανότητα. Ενδεικτικά, στο **Σχήμα 2.14** φαίνεται μια τυπική επιφάνεια αστοχίας μετά από οριζόντια μετακίνηση του αγωγού. Ιδανικά, οι διαστάσεις της τάφρου θα πρέπει να είναι τέτοιες ώστε η επιφάνεια αστοχίας να αναπτύσσεται ολοκληρωτικά εντός της τάφρου ή οριακά να εφάπτεται σε αυτή. Ως εκ τούτου, και μετά από ανάλυση της

γεωμετρίας της επιφάνειας αστοχίας, προτάθηκαν διαγράμματα για τη διαστασιολόγηση της τάφρου θεμελίωσης, έτσι ώστε η συμπεριφορά του αγωγού να εξαρτάται αποκλειστικά από τα χαρακτηριστικά του υλικού πλήρωσης και όχι από το συνήθως πολύ πιο δύσκαμπτο περιβάλλον έδαφος. Τα διαγράμματα αυτά απεικονίζονται στο **Σχήμα 2.15**. Το σχήμα αυτό συνοψίζει τις διαστάσεις των σχηματιζόμενων επιφανειών αστοχίας για όλες τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν, για τα διάφορα βάθη εγκιβωτισμού και για τις δύο περιπτώσεις πυκνότητας της άμμου επίχωσης. Οι διαστάσεις, οι οποίες παρουσιάζονται σε αδιαστατοποιημένη μορφή είναι οι εξής:

- η απόσταση  $x$  από το κέντρο του αγωγού κατά τον οριζόντιο άξονα στην οποία εκτείνεται η επιφάνεια αστοχίας. Η απόσταση  $x$  περιλαμβάνει και τη μέγιστη οριζόντια μετακίνηση του αγωγού που αναμένεται να πραγματοποιηθεί.
- η γωνία  $\theta$  που σχηματίζει προσεγγιστικά η σχηματιζόμενη επιφάνεια αστοχίας με το οριζόντιο επίπεδο.
- η κατακόρυφη απόσταση  $d$  από το κατώτατο άκρο του αγωγού μέχρι το κατώτατο σημείο της επιφάνειας αστοχίας.



**Σχήμα 2.14:** Παραμορφωμένος κάρναβος μετά την επιβολή οριζόντιας μετατόπισης  $\delta$  στον αγωγό (από Kouretzis et al., 2013).



**Σχήμα 2.15:** Προτεινόμενα διαγράμματα για τη διαστασιολόγηση της τάφρου (από Kouretzis et al., 2013).

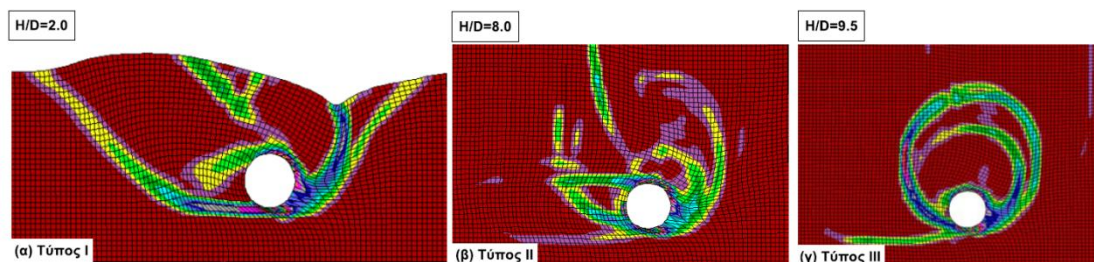
### 2.3.6 Chaloulos et al. (2015)

Οι *Chaloulos et al. (2015)* επέκτειναν τη μελέτη των *Kouretzis et al. (2013)* σχετικά με τη μορφή και τις διαστάσεις της αναπτυσσόμενης επιφάνειας αστοχίας, κατά την οριζόντια μετακίνηση του αγωγού, σε μεγαλύτερα βάθη εγκιβωτισμού (έως  $H/D=16$ ) και επικεντρώθηκαν στον προσδιορισμό της επίδρασης των διαστάσεων της τάφρου θεμελίωσης του αγωγού στις αναπτυσσόμενες εδαφικές αντιδράσεις κατά την πλευρική μετατόπισή του.

Οι αριθμητικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με τη χρήση του λογισμικού πεπερασμένων διαφορών FLAC v7.0 (Itasca 2007). Για την περιγραφή της συμπεριφοράς του εδαφικού υλικού χρησιμοποιήθηκε το ελαστικό-τελείως πλαστικό καταστατικό προσομοίωμα Mohr-Coulomb. Η βαθμονόμηση-αξιολόγηση της αριθμητικής προσομοίωσης του προβλήματος πραγματοποιήθηκε με βάση τα πειραματικά αποτελέσματα των *Trautmann και O'Rourke (1983)*, καθώς και τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων των *Kouretzis et al. (2013)*.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων τους καταδεικνύουν την ύπαρξη τριών χαρακτηριστικών τύπων αστοχίας, όπως φαίνεται και στο **Σχήμα 2.16**:

- Γενικευμένη διατμητική αστοχία (Τύπος I): αναπτύσσεται για λόγους εγκιβωτισμού μικρότερους ή ίσους με την τιμή  $H/D=4.5$  για άμμο μέσης πυκνότητας και με την τιμή  $H/D=6.0$  για χαλαρή άμμο. Στον τύπο αυτό, η επιφάνεια αστοχίας που δημιουργείται εκτείνεται έως την επιφάνεια και συνοδεύεται από την ανάπτυξη δύο εδαφικών πρισμάτων (ενεργητικού και παθητικού).
- Τοπική διατμητική αστοχία (Τύπος II): αναπτύσσεται για λόγους εγκιβωτισμού με τιμές μεγαλύτερες του  $H/D=9.5$  για άμμο μέσης πυκνότητας και του  $H/D=10$  για χαλαρή άμμο. Στην περίπτωση αυτή έχουμε ανάπτυξη μίας τοπικής επιφάνειας αστοχίας, η οποία περιβάλλει τον αγωγό.
- Ενδιάμεση μορφή διατμητικής αστοχίας (Τύπος III): αφορά τις ενδιάμεσες τιμές λόγων εγκιβωτισμού, δηλαδή για  $4.5 < H/D < 9.5$  για άμμο μέσης πυκνότητας και  $6.0 < H/D < 10$  για χαλαρή άμμο. Η επιφάνεια αστοχίας που αναπτύσσεται παύει να εκτείνεται έως την επιφάνεια του εδάφους και αρχίζει να προσεγγίζει τον αγωγό.



**Σχήμα 2.16:** Οι τρεις διαφορετικές μορφές αστοχίας α) για μικρά, β) για μεσαία και γ) για μεγάλα βάθη εγκιβωτισμού.

Το πλάτος  $x_{\max}$  του μηχανισμού αστοχίας από το κέντρο του αγωγού (στη μετατοπισμένη του θέση), συσχετίζεται με το βάθος εγκιβωτισμού για κάθε μορφή αστοχίας ως εξής:

$$\text{Τύπος I: } x_{\max} / D = 3 + 0.1 \cdot (H/D)^{c_1} \quad (2.22)$$

$$\text{Τύπος II: } x_{\max} / D = -1.2 \cdot (H/D) + 13.1 \quad (2.23)$$

$$\text{Τύπος III: } x_{\max} / D = c_3 \quad (2.24)$$

όπου:



$$c_1 = \begin{cases} 1.90 & \text{για χαλαρή άμμο} \\ 2.40 & \text{για μέσης πυκνότητας άμμο} \end{cases}$$

$$c_3 = \begin{cases} 1.10 & \text{χαλαρή άμμος} \\ 1.70 & \text{μέσης πυκνότητας άμμος} \end{cases}$$

Για κάθε έναν από τους παραπάνω τύπους αστοχίας εξετάστηκε ξεχωριστά η επίδραση των διαστάσεων της τάφρου θεμελίωσης στο οριακό φορτίο  $p_{ult}$  που αναπτύσσεται επί του αγωγού, και στην οριακή μετατόπιση  $\gamma_{ult}$  στην οποία αυτό παρουσιάζεται.

Οι παραμετρικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν για τον προσδιορισμό της επίδρασης των διαστάσεων της τάφρου επικεντρώθηκαν στην:

- επίδραση της μείωσης της οριζόντιας απόστασης «x» από το κέντρο του αγωγού, μετά την μετατόπισή του έως την κατακόρυφη παρειά της τάφρου
- επίδραση της μείωσης της κατακόρυφης απόστασης «d» από το κατώτατο σύνορο του αγωγού έως την οριζόντια παρειά της τάφρου

Από την επεξεργασία των αποτελεσμάτων των παραμετρικών αναλύσεων έγινε φανερό η έντονη επίδραση της μείωσης της οριζόντιας απόστασης x στην αναπτυσσόμενη επί του αγωγού καταπόνηση. Η επίδραση αυτή φάνηκε να φθίνει με την αύξηση του λόγου εγκιβωτισμού. Αντιθέτως, η μείωση της κατακόρυφης απόστασης d δε φάνηκε να επηρεάζει αισθητά τις εδαφικές αντιδράσεις για βάθη εγκιβωτισμού που υπεισέρχονται στις μορφές αστοχίας τύπου I και II, ενώ παρουσίασε μόνο ελαφρά αυξητική επίδραση στα μέγιστα φορτία κατόπιν της μετάβασης στην αστοχία τύπου III.

Οι προτεινόμενες αναλυτικές σχέσεις για τους διορθωτικούς συντελεστές ( $p_{ult}/p_{ult,inf}$ ) και ( $\gamma_{ult}/\gamma_{ult,inf}$ ), όπου  $p_{ult,inf}$  και  $\gamma_{ult,inf}$  τα αντίστοιχα μεγέθη, για περιπτώσεις πλευρικής μετατόπισης αγωγών σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου, είναι:

- *Επίδραση της μείωσης της οριζόντιας απόστασης «x»:*

$$\frac{p_{ult}}{p_{ult,inf}} = \left( \frac{x}{\alpha \cdot x_{max}} \right)^{-b_p} \geq 1.0 \quad (2.25)$$

όπου:

$$\alpha = \begin{cases} 2.7 + 1.8 \cdot \tanh[0.6 \cdot (H/D - 8.5)], & \text{για χαλαρή άμμο} \\ 1.5 + 0.6 \cdot \tanh[0.6 \cdot (H/D - 8.5)], & \text{για μέσης πυκνότητας άμμο} \end{cases} \quad (2.26)$$

$$b_p = 1.1 - 0.6 \cdot \tanh[0.32 \cdot (H/D - 3.2)] \quad (2.27)$$

και

$$\frac{Y_{ult}}{Y_{ult,inf}} = \left( \frac{x}{\alpha \cdot x_{max}} \right)^{-b_y} \geq 1.0 \quad (2.28)$$

όπου:

$$b_p = \begin{cases} 0.55 - 0.55 \cdot \tanh[0.42 \cdot (H/D - 4.2)], & \text{για χαλαρή άμμο} \\ 0.70 - 0.70 \cdot \tanh[0.35 \cdot (H/D - 5.5)], & \text{για μέσης πυκνότητας άμμο} \end{cases} \quad (2.29)$$

- *Επίδραση της μείωσης της κατακόρυφης απόστασης «d»:*

Αυτό που παρατηρήθηκε είναι πως μείωση της κατακόρυφης απόστασης  $d$  δεν επιφέρει αύξηση στην οριακή τιμή του φορτίου και των μετακινήσεων μεγαλύτερη της τάξης του 20%, και αυτό για λόγους  $d/D \leq 1$ . Συνεπώς, δεν προτάθηκαν κάποιες αναλυτικές λύσεις, αλλά κάποιοι διορθωτικοί συντελεστές για τον υπολογισμό του οριακού φορτίου και της μετατόπισης στην οποία αυτό εμφανίζεται για τις περιπτώσεις όπου  $d/D \leq 1$ .

**Πίνακας 2.3:** Διορθωτικοί συντελεστές λόγω της επίδρασης της κατακόρυφης απόστασης  $d$  στο οριακό φορτίο και στη μετακίνηση όπου αυτό αναπτύσσεται

Πυκνότητα υλικού πλήρωσης	Βάθος εγκιβωτισμού, $H/D$	$\rho_{ult}/\rho_{ult,inf}$	$Y_{ult}/Y_{ult,inf}$
Χαλαρή	$<9.5$	$1.1 \pm 0.1$	1.0
	$\geq 9.5$	$1.2 \pm 0.2$	1.2
Μέσης πυκνότητας	$<9.5$	$1.0 \pm 0.1$	0.8
	$\geq 9.5$	$1.2 \pm 0.2$	1.2

## 2.4 Πρόσφατες έρευνες απόκρισης αγωγού σε κατακόρυφη μετακίνηση

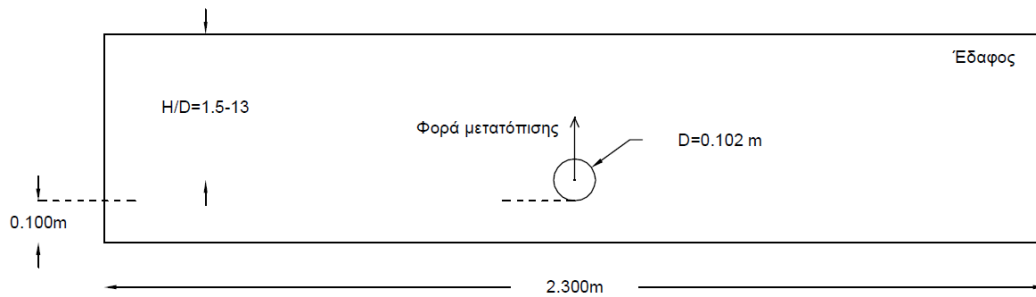
### 2.4.1 Κατακόρυφη μετακίνηση «προς τα πάνω»

#### 2.4.1.1 Trautmann et al. (1985)

Οι *Trautmann et al. (1985)* πραγματοποίησαν μία σειρά πειραμάτων για τη διερεύνηση της συμπεριφοράς αγωγών σε κατακόρυφη προς τα πάνω μετατόπιση. Η πειραματική διάταξη που χρησιμοποιήθηκε αποτελούνταν από πέντε (5) βασικά μέρη: (α) το κιβώτιο μέσα στο οποίο τοποθετήθηκε ο αγωγός, (β) συσκευή εναπόθεσης της άμμου εντός του κιβωτίου, (γ) ένας αποθηκευτικός κάδος και ένα σύστημα μεταφοράς, (δ) τα απαραίτητα όργανα μέτρησης και (ε) το σύστημα απόκτησης δεδομένων.

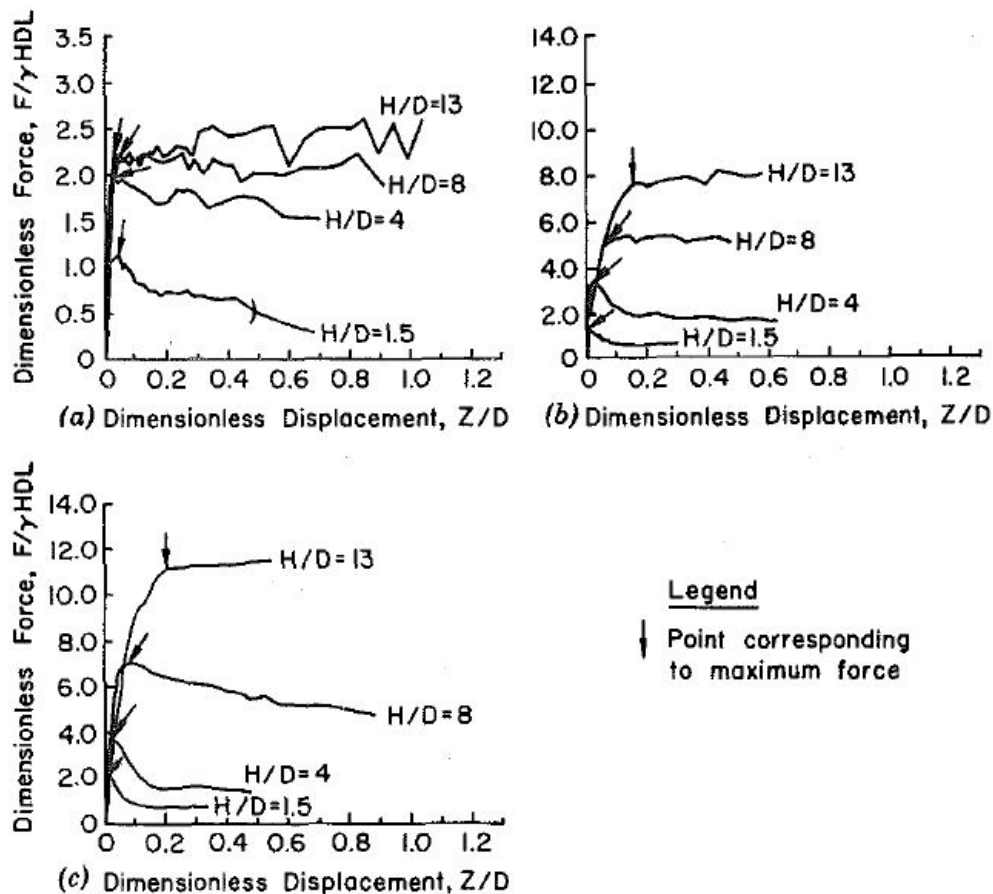
Το πειραματικό κιβώτιο είχε ορθογωνική διατομή πλάτους 2.3 m και ύψους 1.52 m, ενώ το μήκος του ήταν ίσο με 1.22 m. Η άμμος που χρησιμοποιήθηκε για την πλήρωση του κιβωτίου ήταν τύπου Cornell (Cornell filter sand). Η εναπόθεση της άμμου έγινε σε πυκνότητες 14.8, 16.4 και 17.7 kN/m<sup>3</sup> (χαλαρή, μέσης πυκνότητας και πυκνή άμμος) που αντιστοιχούν σε γωνίες εσωτερικής τριβής 31°, 36° και 44° αντίστοιχα, όπως προέκυψαν από δοκιμές απευθείας διάτμησης με κατακόρυφη τάση 5kN/m<sup>2</sup>. Για τις δοκιμές κατακόρυφης μετατόπισης χρησιμοποιήθηκε ένα τμήμα μεταλλικού αγωγού εξωτερικής διαμέτρου 102 mm, με πάχος τοιχώματος 6.4 mm και μήκος 1.2 m. Τα φορτία μεταφέρονταν στον αγωγό μέσω ατσάλινων ράβδων διαμέτρου 16 mm, οι οποίες ήταν εξοπλισμένες με μετρητές παραμορφώσεων για τον υπολογισμό των φορτίων, αλλά και με κάλυμμα από PVC ώστε να μειώνεται η τριβή μεταξύ αγωγού και εδάφους.

Σε κάθε δοκιμή που πραγματοποιήθηκε, υπήρχε άμμος πάχους τουλάχιστον 100 mm κάτω από τον αγωγό. Πραγματοποιήθηκαν 13 συνολικά δοκιμές φόρτισης. Οι δοκιμές αυτές έγιναν για τις τρεις προαναφερθείσες πυκνότητες και για τέσσερα (4) διαφορετικά βάθη εγκιβωτισμού ανά πυκνότητα, με λόγο  $H/D=1.5, 4, 8$  και 13 (όπου  $H$  η απόσταση από το κέντρο του αγωγού ως την επιφάνεια του εδάφους και  $D$  η εξωτερική διάμετρος του αγωγού). Πραγματοποιήθηκε μια επιπλέον δοκιμή για την πυκνότητα 17.7 kN/m<sup>3</sup>, για  $H/D=4$  (Test 50). Το ποσοστό πλήρωσης του κιβωτίου με άμμο επίχωσης αποτελούσε συνάρτηση του εκάστοτε λόγου εγκιβωτισμού. Η προσομοίωση της επιρροής της τραχύτητας της εξωτερικής επιφάνειας του αγωγού έγινε μέσω της κάλυψης της με γυαλόχαρτο και με λεπτό στρώμα πλαστικού επιχρισμένου με λάδι μηχανής, για την προσομοίωση τραχειάς και λείας διεπιφάνειας αγωγού-εδάφους αντίστοιχα. Μία τυπική διατομή της πειραματικής διάταξης για βάθη εγκιβωτισμού  $H/D$  που κυμαίνονται από 1.5 έως 13 και χρήση αγωγού διατομής  $D=102$  mm παρουσιάζεται στο **Σχήμα 2.17**. Στο σχήμα αυτό είναι επίσης εμφανής η φορά μετακίνησης του αγωγού εντός του εδάφους.



**Σχήμα 2.17:** Τυπική διατομή πειραματικής διάταξης Trautmann et al. (1985).

Οι σχέσεις φορτίου-μετατόπισης που προέκυψαν από τα πειράματα αυτά παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στο **Σχήμα 2.18**. Σημειώνεται ότι τα εν λόγω πειράματα προσομοιώθηκαν αριθμητικά και από τους Kouretzis et al. (2014), Jung et al. (2013) και Yimsiri et al. (2004).



**Σχήμα 2.18:** Αποτελέσματα πειραμάτων Trautmann et al. (1985) για αγωγό διαμέτρου  $D=102\text{mm}$  σε υλικό πυκνότητας α)  $14.8\text{ kN/m}^3$  b)  $16.4\text{ kN/m}^3$ , c)  $17.7\text{ kN/m}^3$ .

Οι σχέσεις μεταξύ της δύναμης  $p$  και της κατακόρυφης προς τα πάνω μετατόπισης  $z$  εκφράζονται μέσω των εξισώσεων (2.9) έως (2.12) όπως παρουσιάζονται στην παράγραφο 2.2.3.

### 2.4.1.2 Yimsiri et al. (2004)

Οι *Yimsiri et al. (2004)* πραγματοποίησαν σειρά αριθμητικών αναλύσεων για πλήθος βαθών εγκιβωτισμού (έως  $H/D=100$ ) για προς τα πάνω κατακόρυφη μετατόπιση του αγωγού χρησιμοποιώντας τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS (HKS 1998). Ακολούθησαν ως πρότυπο τα πειράματα των *Trautmann et al. (1985)* τόσο ως προς τη διάταξη, όσο και ως προς τα μηχανικά και φυσικά χαρακτηριστικά των εδαφικών υλικών (Cornel Filter Sand, μέσης και υψηλής πυκνότητας). Για την αριθμητική προσομοίωση εφάρμοσαν τα καταστατικά προσομοιώματα Mohr-Coulomb και Nor-Sand (*Jefferies 1993*).

Η μέγιστη γωνία τριβής  $\phi_{peak}$  και η γωνία διαστολικότητας  $\psi$  προέκυψαν από πειράματα απευθείας διάτμησης που παρουσιάστηκαν από τους *Trautmann et al. (1983)*, ενώ για τον προσδιορισμό της παραμένουσας γωνίας τριβής  $\phi_{crit}$  έγινε χρήση της σχέσης του *Bolton (1986)*:

$$\phi_{peak} = \phi_{crit} + 0.8 \cdot \psi \quad (2.30)$$

Όσον αφορά το μέτρο ελαστικότητας του Young της άμμου επίχωσης χρησιμοποιήθηκε η σχέση των *Hardin and Black (1986)* προσαρμοσμένη στην κατακόρυφη ενεργό τάση στο κέντρο του αγωγού και με τάση αναφοράς την ενεργό τάση εγκιβωτισμού  $p'_A=20$  kPa και μέτρο ελαστικότητας  $E_{p'A}$  υπολογιζόμενο σύμφωνα με το **Σχήμα 2.19**.

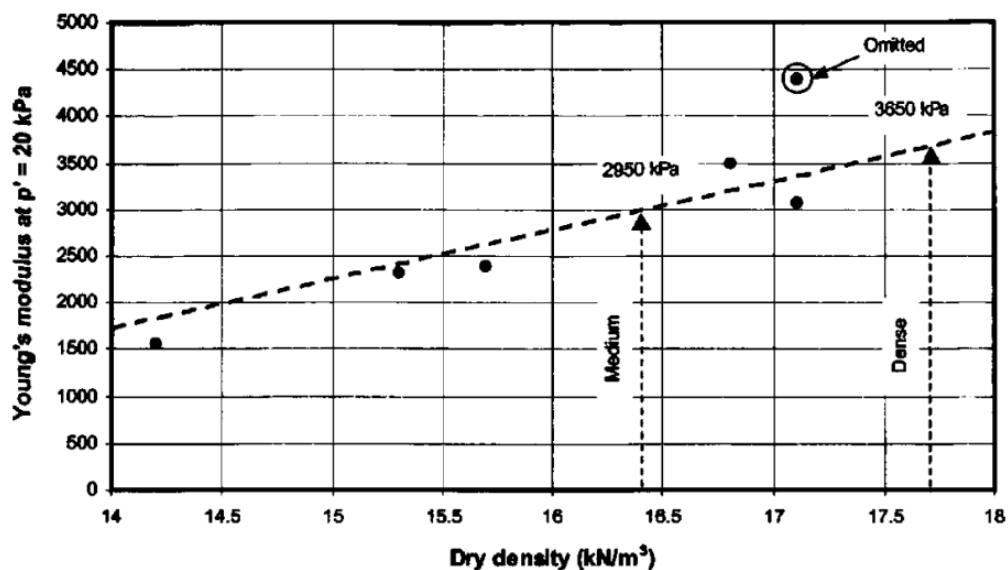
$$E = E_{p'A} \cdot \sqrt{\frac{\sigma'_v}{p'_A}} \quad (2.31)$$

όπου:

$E_{p'A}$ : το μέτρο ελαστικότητας για την τάση αναφοράς  $p'_A$  (kPa)

$p'_A$ : τάση αναφοράς = 20 kPa

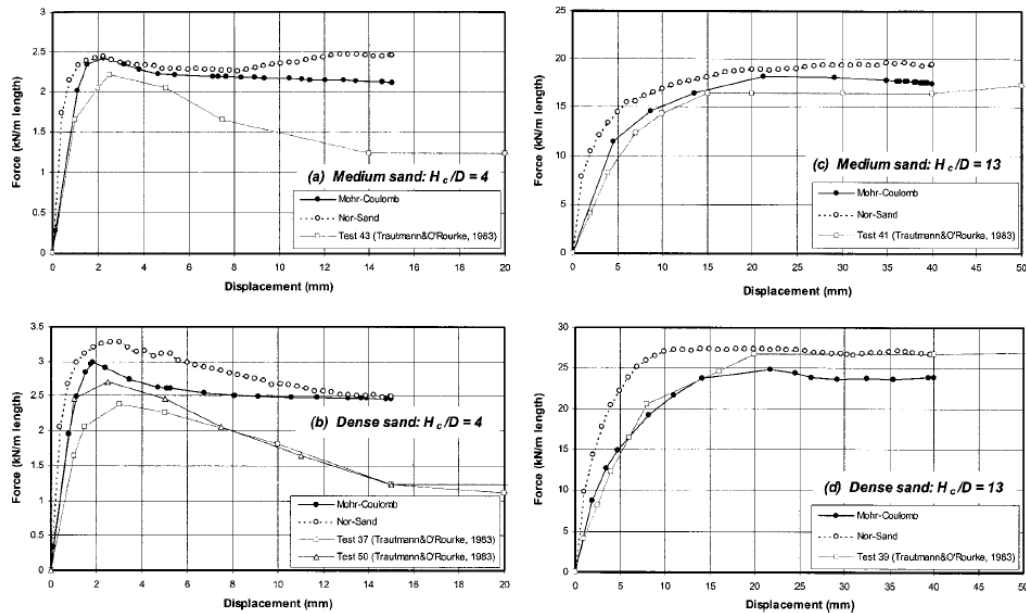
$\sigma'_v$ : κατακόρυφη ενεργός τάση στο κέντρο του αγωγού



**Σχήμα 2.19:** Σχέση μέτρου ελαστικότητας και ξηρής πυκνότητας για τάση αναφοράς  $p'_A = 20$  kPa (Turner and Kulhawy, 1987).

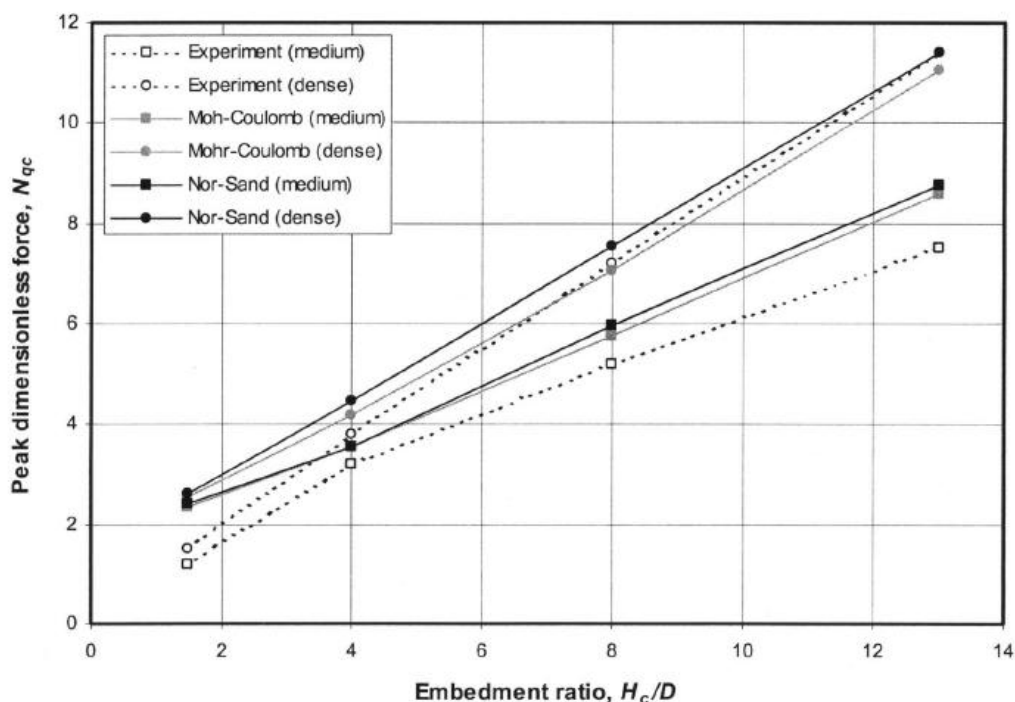
Ο αγωγός θεωρήθηκε άκαμπτος και η αλληλεπίδραση αυτού με το περιβάλλον έδαφος προσομοιώθηκε με στοιχεία διεπιφάνειας που επιτρέπουν τόσο την ολίσθηση, όσο και την αποκόλληση των δύο επιφανειών. Ακόμη, η γωνία τριβής μεταξύ αγωγού και εδάφους θεωρήθηκε ίση με  $0.5\phi_{peak}$ , αφού αποδείχθηκε μέσω αναλύσεων ευαισθησίας ότι η τιμή της δεν επηρεάζει σημαντικά τα αποτελέσματα.

Αποτελέσματα των αναλύσεων παρουσιάζονται στο **Σχήμα 2.20**, σε όρους δύναμης-μετατόπισης για δύο βάθη εγκιβωτισμού ( $H/D=4$  και  $H/D=13$ ), για άμμο μέσης πυκνότητας ( $D_r=45\%$ ) και για πυκνή άμμο ( $D_r=80\%$ ). Στην περίπτωση που ο αγωγός έχει βάθος εγκιβωτισμού  $H/D=4$ , οι οριακές δυνάμεις όπως προκύπτουν από την ανάλυση των πεπερασμένων στοιχείων, συμφωνούν αρκετά καλά με τα αντίστοιχα πειραματικά δεδομένα. Παρ' ολ' αυτά, τα αποτελέσματα των πεπερασμένων στοιχείων δεν μπορούν να αναπαράγουν σε μεγάλο βαθμό τη χαλάρωση του εδάφους που υποδεικνύεται από τα πειραματικά δεδομένα των *Trautmann & O'Rourke*. Στην περίπτωση που ο αγωγός έχει βάθος εγκιβωτισμού  $H/D=13$ , τα αποτελέσματα των πεπερασμένων στοιχείων είναι αρκετά κοντά με τα αντίστοιχα πειραματικά και για τις δύο πυκνότητες άμμου επίχωσης. Τέλος, τα αποτελέσματα των αναλύσεων όπου έγινε χρήση του μοντέλου Mohr-Coulomb αποτυπώνουν μια πιο «μαλακή συμπεριφορά» του εδάφους η οποία προσεγγίζει περισσότερο τα πειραματικά αποτελέσματα και εν τέλει φαίνεται πως η χρήση του είναι περισσότερη συμβατή με το πρόβλημα της κατακόρυφης προς τα πάνω κίνησης του αγωγού.



**Σχήμα 2.20:** Αποτελέσματα ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων για κίνηση του αγωγού «προς τα πάνω», (a) μέσης πυκνότητας άμμος  $H/D=4$ , (b) πυκνή άμμος  $H/D=4$ , (c) μέσης πυκνότητας άμμος  $H/D=13$ , (d) πυκνή άμμος  $H/D=13$ .

Στο **Σχήμα 2.21** παρουσιάζεται η αδιαστατοποιημένη οριακή αντίδραση του εδάφους συναρτήσει του βάθους εγκιβωτισμού του αγωγού, όπως προέκυψε από τα αποτελέσματα των αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων. Τα εν λόγω αποτελέσματα συμφωνούν αρκετά με τα πειραματικά δεδομένα, εκτός από τις περιπτώσεις που το βάθος εγκιβωτισμού του αγωγού είναι μικρό όπου τα αποτελέσματα των πεπερασμένων στοιχείων υπερεκτιμούν την εδαφική αντίδραση. Αυτό πιθανώς οφείλεται στο γεγονός ότι η ανάλυση των πεπερασμένων στοιχείων δεν επιτρέπει στα εδαφικά στοιχεία να αποκολληθούν από την επιφάνεια του αγωγού και να ολισθήσουν προς τη κενή ζώνη που δημιουργείται λόγω της «προς τα πάνω» κίνησης του αγωγού. Επομένως, τα στοιχεία αυτά συνεχίζουν να συνεισφέρουν στη διατμητική αντίσταση του εδάφους και η οριακή δύναμη επί του αγωγού αυξάνεται. Αυτός ίσως είναι και ο λόγος για το μικρό βαθμό χαλάρωσης του εδάφους που προκύπτει από τις αναλύσεις και έρχεται σε αντίθεση με τα πειραματικά δεδομένα όπως παρατηρήθηκε προηγουμένως στο **Σχήμα 2.20** για τον αγωγό με βάθος εγκιβωτισμού  $H/D=4$ .



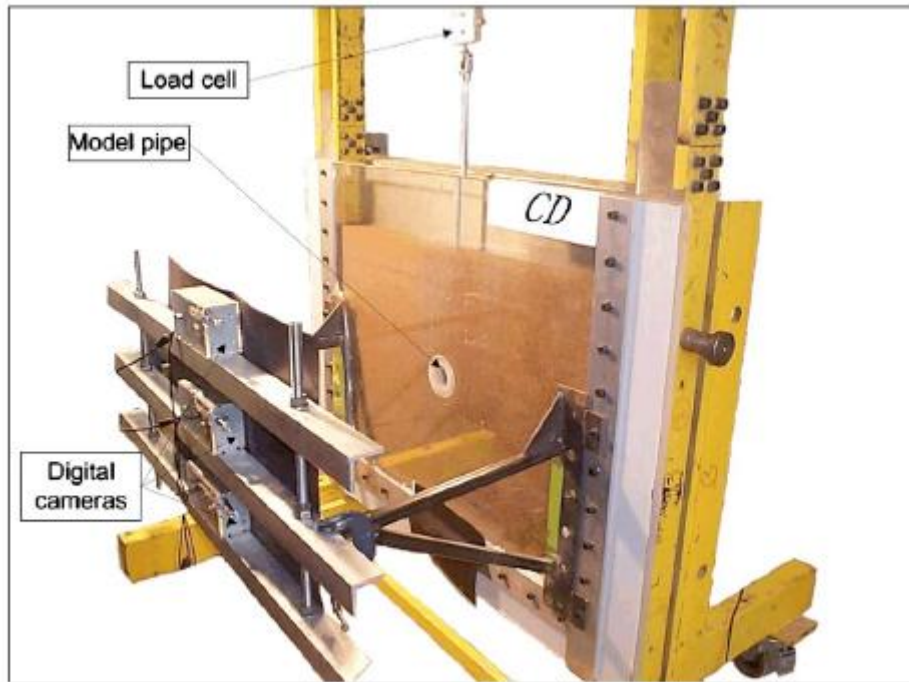
**Σχήμα 2.21:** Μέγιστη αδιαστατοποιημένη δύναμη συναρτήσει του βάθος εγκιβωτισμού  $H/D$  του αγωγού.

#### 2.4.1.3 Cheuk et al. (2008)

Οι *Cheuk et al. (2008)* πραγματοποίησαν μία σειρά πειραμάτων για τη διερεύνηση της συμπεριφοράς αγωγών σε κατακόρυφη προς τα πάνω μετατόπιση. Η πειραματική διάταξη που χρησιμοποιήθηκε, παρουσιάζεται στο **Σχήμα 2.22**. Το πειραματικό κιβώτιο είχε ορθογωνική διατομή με εσωτερικές διαστάσεις 0.755 m x 1 m x 0.835 m. Το μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση του αγωγού ήταν ένας κοίλος ορειχάλκινος σωλήνας διαμέτρου 100 mm και είχε καλυφθεί με ειδικό κάλυμμα ώστε να προσομοιώνει αγωγό στο πεδίο επικαλυμμένο με πολυμερές. Η κίνηση του αγωγού προς τα πάνω ελεγχόταν από έναν ενεργοποιητή στο θάλαμο βαθμονόμησης.

Η άμμος που χρησιμοποιήθηκε για την πλήρωση του κιβωτίου ήταν τύπου Leighton Buzzard (LB). Στα πειράματα των *Cheuk et al. (2008)* χρησιμοποιήθηκαν δύο διαφορετικά μεγέθη κόκκων, ένα πιο αδρό με  $D_{50}=2.24$  mm (Fraction A) και ένα πιο λεπτόκοκκο με  $D_{50}=0.28$  mm (Fraction D). Για κάθε περίπτωση άμμου πραγματοποιήθηκαν πειράματα με πυκνότητες που αντιστοιχούν σε χαλαρή ( $\gamma=15.32$  &  $13.86$  kN/m<sup>3</sup>,  $Dr=36$  &  $30\%$  Fraction A-D) και σε πυκνή άμμο ( $\gamma=16.87$  &  $15.51$  kN/m<sup>3</sup>,  $Dr=92$  &  $92\%$  Fraction A-D).



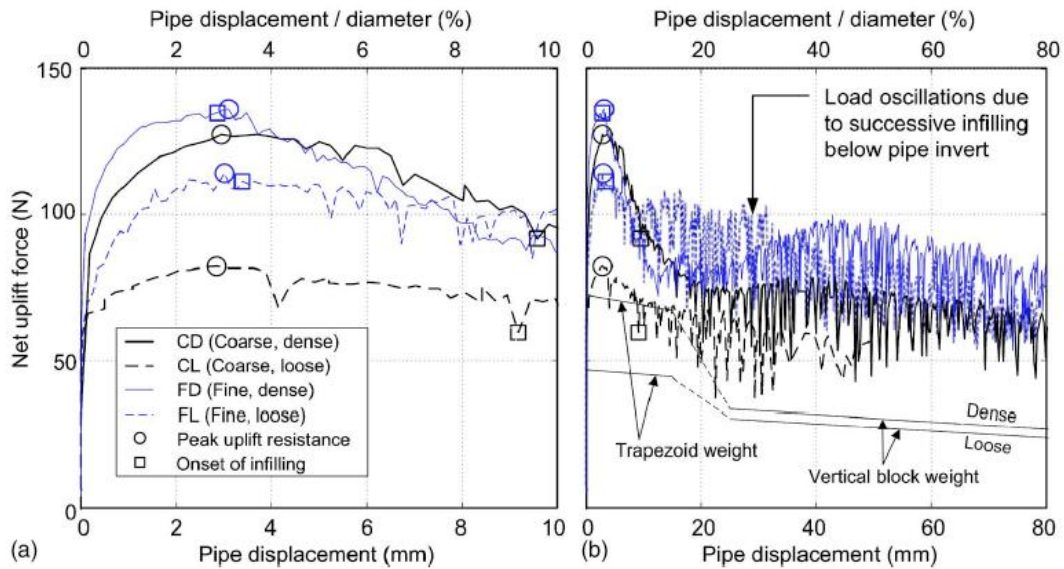


**Σχήμα 2.22:** Πειραματική διάταξη των Cheuk et al. (2008).

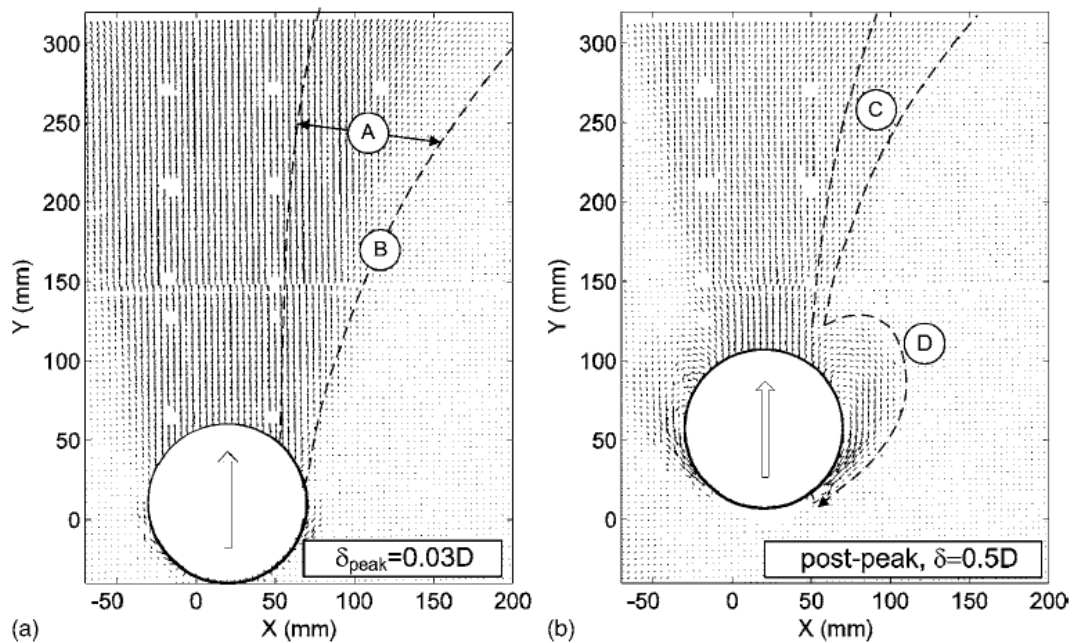
Η καθαρή δύναμη που δέχεται ο αγωγός για τις τέσσερις περιπτώσεις αμμόδους προφίλ παρουσιάζεται στο **Σχήμα 2.23**, συναρτήσει της κατακόρυφης μετατόπισής του. Παρατηρείται πως στην περίπτωση της λεπτόκοκκης άμμου, αναπτύσσεται μεγαλύτερη εδαφική αντίδραση, η οποία οφείλεται στην αυξημένη τριβή, καθώς σωματίδια άμμου εγκλωβίζονται στη διεπιφάνεια των άκρων του αγωγού με τα τοιχώματα του πειραματικού θαλάμου. Επίσης, σε όλες τις περιπτώσεις παρατηρήθηκε χαλάρωση του εδάφους με αύξηση της μετακίνησης του αγωγού, ιδιαίτερα στην περίπτωση της πυκνής άμμου.

Στο επόμενο σχήμα (**Σχήμα 2.24**) φαίνεται το πεδίο μετατοπίσεων για το πείραμα της πυκνής άμμου με το μεγαλύτερο μέγεθος κόκκων στην οριακή μέγιστη αντίδραση (**Σχήμα 2.24a**) και σε μετατόπιση του αγωγού  $0.5D$  (**Σχήμα 2.24b**). Οι συγγραφείς παρατήρησαν πως όταν ο αγωγός δέχεται τη μέγιστη εδαφική αντίδραση δημιουργούνται ευρείς διατμητικές ζώνες (A). Οι ζώνες αυτές είναι κεκλιμένες και κλίνουν προς τα έξω (B) υποδηλώνοντας αυξανόμενη διαστολική συμπεριφορά του εδάφους προς την εδαφική επιφάνεια, όπου οι τάσεις είναι μικρότερες. Παράλληλα, εντοπίζεται μετακίνηση του εδάφους προς τα κάτω, κοντά στις άκρες του αγωγού. Καθώς η μετακίνηση αυξάνεται πέρα από εκείνη για την οποία εμφανίζεται η μέγιστη δύναμη επί του αγωγού, οι διατμητικές ζώνες γίνονται πιο στενές και περισσότερο κατακόρυφες (C), καθώς οι διατμητικές παραμορφώσεις γίνονται τοπικές και το έδαφος δε συμπεριφέρεται πλέον διαστολικά. Επίσης, η ροή του εδάφους προς τα κάτω, γύρω από τον αγωγό γίνεται εντονότερη. Αυτοί οι μηχανισμοί παρατηρήθηκαν σε όλες τις περιπτώσεις των

πειραμάτων και ο μηχανισμός αστοχίας του εδάφους θυμίζει ένα ανεστραμμένο τραπεζοειδές πρίσμα. Τέλος, η ένταση της ροής του εδάφους γύρω από τον αγωγό εξαρτάται από το μέγεθος των εδαφικών κόκκων.



**Σχήμα 2.23:** Δύναμη- μετατόπιση κατά την κατακόρυφη κίνηση του αγωγού προς τα πάνω (a)  $\delta=0-10$  mm, (b)  $\delta=0-80$  mm.



**Σχήμα 2.24:** Πεδίο μετατοπίσεων για το πείραμα της πυκνής άμμου με το μεγαλύτερο μέγεθος κόκκων (a) στην μέγιστη οριακή αντίσταση, (b) σε μετακίνηση του αγωγού ίση με  $0.5D$ .

#### 2.4.1.4 Jung et al. (2013)

Οι *Jung et al. (2013)* προσομοίωσαν την κατακόρυφη προς τα πάνω κίνηση του αγωγού χρησιμοποιώντας τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων και το λογισμικό ABAQUS. Το καταστατικό προσομοίωμα που υιοθετήθηκε ήταν το Mohr-Coulomb και η συμπεριφορά του υλικού επίχωσης μελετήθηκε ως ελαστική τελείως πλαστική. Οι παράμετροι του προσομοιώματος βαθμονομήθηκαν ώστε να προσομοιώνει άμμο Cornell πυκνότητας  $\gamma=16.4 \text{ kN/m}^3$  και  $\gamma=17.7 \text{ kN/m}^3$ . Για τον προσδιορισμό της μέγιστης γωνίας τριβής έγινε χρήση των πειραματικών αποτελεσμάτων απευθείας διάτμησης σε άμμο Cornell που διεξήχθησαν από τον *Olson (2009)* και η μετατροπή αυτής έγινε για συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης μέσω της σχέσης του *Davis (1968)* ως ακολούθως:

$$\sin \varphi_{peak,PS} = \frac{\tan \varphi_{peak,DS}}{\cos \psi + \sin \psi \cdot \tan \varphi_{peak,DS}} \quad (2.32)$$

όπου:

$\varphi_{peak,DS}$ : η μέγιστη γωνία τριβής που προκύπτει από τη δοκιμή απευθείας διάτμησης ( $\varphi_{peak,DS}=36^\circ$  για  $\gamma=16.4 \text{ kN/m}^3$  &  $\varphi_{peak,DS}=44^\circ$  για  $\gamma=17.7 \text{ kN/m}^3$ )

$\psi$ : η γωνία διαστολικότητας του εδάφους ( $\psi=6^\circ$  για  $\gamma=16.4 \text{ kN/m}^3$  &  $\psi=16^\circ$  για  $\gamma=17.7 \text{ kN/m}^3$ )

$\varphi_{peak,PS}$ : η μέγιστη γωνία τριβής σε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης ( $\varphi_{peak,PS}=43^\circ$  για  $\gamma=16.4 \text{ kN/m}^3$  &  $\varphi_{peak,PS}=52^\circ$  για  $\gamma=17.7 \text{ kN/m}^3$ )

Σχετικά με τη γωνία διαστολικότητας  $\psi$  αναφέρεται πως ο προσδιορισμός αυτής ανάλογα με την κατακόρυφη ενεργό τάση  $\sigma'_v$  στο μέσον του αγωγού δεν είναι ρεαλιστικός, καθώς δε λαμβάνει υπόψη τη μεταβολή των  $\psi$  και  $\varphi_{peak}$  με το βάθος λόγω της μεταβολής της  $\sigma'_v$ . Παρά ταύτα, παραμετρικές αναλύσεις των *Jung et al. (2012)* απέδειξαν ότι η θεώρηση μεταβολής της γωνίας  $\psi$  με την τάση εγκιβωτισμού παρουσιάζει διαφορά στις τιμές των μέγιστων πλευρικών δυνάμεων επί του αγωγού της τάξης του 0.2% έως 3.3%, οι οποίες είναι σχετικά μικρές και συνεπώς μπορούν να αγνοηθούν.

Ως προς το μέτρο ελαστικότητας του υλικού χρησιμοποιήθηκε η σχέση του *Jung (2010)*:

$$E_a = (1 - a \cdot R_f) \cdot E_i \quad (2.33)$$

όπου:

$$\alpha = 0.94 \text{ (Jung, 2010)}$$

$$R_f = 0.90 \text{ (Trautmann and O'Rourke, 1983)}$$

$$E_i = K \cdot p_a \cdot \left( \frac{\sigma'_3}{p_a} \right)^n \text{ (Janbu, 1963)} \quad (2.34)$$

όπου:

$\sigma'_3$  : πλευρική πίεση

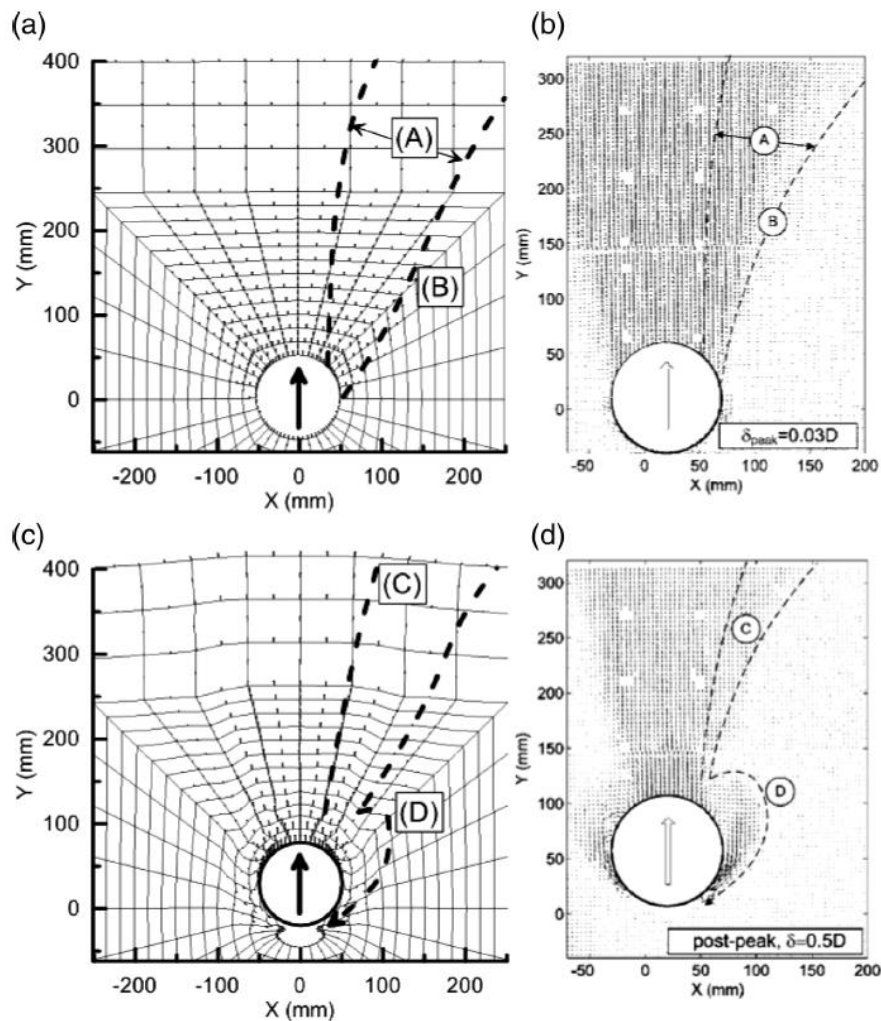
$K = 800$  (Duncan and Chang (1970) και Wong and Duncan (1974))

$n = 0.55$  (Duncan and Chang (1970) και Wong and Duncan (1974))

$p_a$  : ατμοσφαιρική πίεση = 98.1 kPa

Ιδιαίτερη αναφορά γίνεται στη μείωση της κατακόρυφης δύναμης επί του αγωγού με την αύξηση της μετατόπισης, πέραν αυτής στην οποία η κατακόρυφη δύναμη φθάνει τη μέγιστη τιμή της, κάτι που παρατηρήθηκε στα πειραματικά αποτελέσματα για μικρά κυρίως βάθη εγκιβωτισμού. Οι Cheuk et al. (2008) αποδίδουν τη μείωση αυτή τόσο στη μείωση του βάρους του εδαφικού πρίσματος πάνω από τον αγωγό, καθώς υλικό ολισθαίνει πλευρικά γεμίζοντας τη κενή ζώνη που δημιουργείται κάτω από τον αγωγό, όσο και στη μείωση της δύναμης τριβής στις διατμητικές επιφάνειες αστοχίας, οι οποίες εκτείνονται από τον αγωγό έως την επιφάνεια του εδάφους. Η μείωση της δύναμης τριβής είναι συνέπεια της μείωσης της γωνίας τριβής από την τιμή  $\phi_{peak}$  στην τιμή  $\phi_{crit}$  και της μείωσης του μήκους των επιφανειών αστοχίας καθώς ο αγωγός κινείται προς τα πάνω. Η σύγκριση του προφίλ των μετακινήσεων μεταξύ των αριθμητικών αναλύσεων των συγγραφέων με τα πειράματα των Cheuk et al. (2008) παρουσιάζεται στο **Σχήμα 2.25**. Παρατηρείται πως η μορφή των διατμητικών ζωνών που σχηματίζονται στο έδαφος κατά την προσομοίωση με πεπερασμένα στοιχεία συμφωνεί με την αντίστοιχη μορφή των επιφανειών αστοχίας του εδάφους από τα πειραματικά αποτελέσματα των Cheuk et al. (2008).

Οι Jung et al. προσομοιώνουν αυτή τη συμπεριφορά με το μοντέλο που πρότειναν οι Anastasopoulos et al. (2007), το οποίο μειώνει τη  $\phi_{peak}$  και την  $\psi$  στις τιμές  $\phi_{crit}$  και  $\theta$  αντίστοιχα συναρτήσει της διατμητικής παραμόρφωσης  $\gamma$ . Τέλος, προκειμένου τα αποτελέσματα της αριθμητικής ανάλυσης να συμφωνούν ακόμη περισσότερο με τα πειραματικά, προχώρησαν στην αφαίρεση στοιχείων από την επιφάνεια του εδάφους, ώστε να μειώνεται σταδιακά το βάρος του εδαφικού πρίσματος.



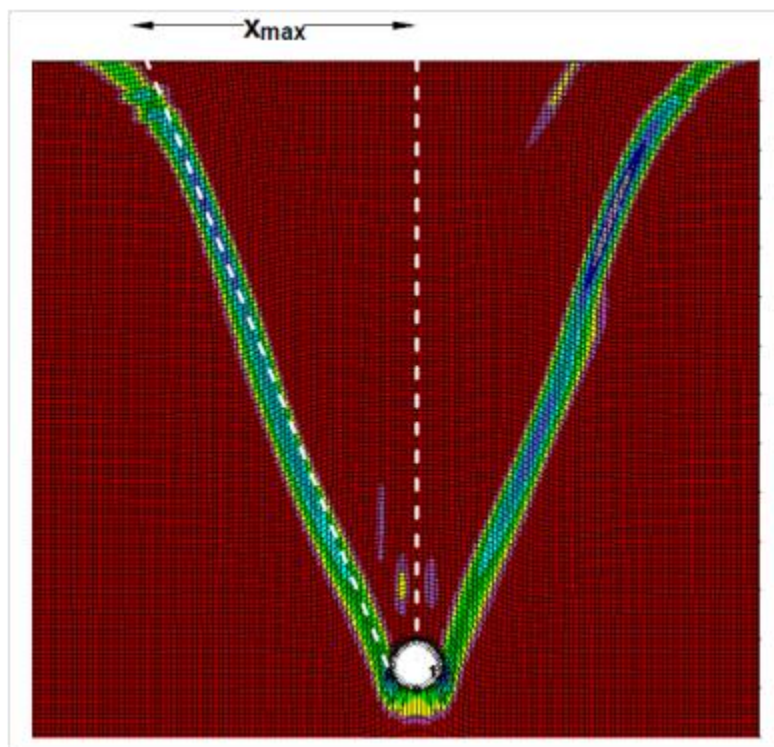
**Σχήμα 2.25:** Σύγκριση προφίλ μετακινήσεων από: (a) προσομοίωση με πεπερασμένα στοιχεία στο μέγιστο φορτίο, (b) πειραματικά δεδομένα στο μέγιστο φορτίο (Cheuk et al., 2008), (c) προσομοίωση με πεπερασμένα στοιχεία σε μετακίνηση αγωγού 0.4D, (d) πειραματικά δεδομένα σε μετακίνηση αγωγού 0.5D (Cheuk et al., 2008).

#### 2.4.1.5 Λημναίου & Χούσου (2015)

Στα πλαίσια της Διπλωματικής Εργασίας των Λημναίου & Χούσου (2015), διερευνήθηκε μέσω αριθμητικών αναλύσεων, η ποιοτική και ποσοτική επίδραση των διαστάσεων της τάφρου εγκιβωτισμού στα οριακά φορτία που ασκούνται στον αγωγό, κατά την κατακόρυφη μετακίνηση του όταν αυτός διασταυρώνεται με ενεργό ρήγμα. Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με τη χρήση του κώδικα πεπερασμένων διαφορών FLAC v7.0 (Itasca 2007). Το υλικό επίχωσης της τάφρου προσομοιώθηκε με τη χρήση του ελαστικού-τελείως πλαστικού καταστατικού προσομοιώματος Mohr-Coulomb και για την καλύτερη περιγραφή της αλληλεπίδρασης υλικού επίχωσης-αγωγού χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία διεπιφάνειας. Η αριθμητική μεθοδολογία βαθμονομήθηκε και επαληθεύτηκε με τη βοήθεια των πειραματικών αποτελεσμάτων των Trautmann et al. (2005) και των αριθμητικών αποτελεσμάτων από τις αναλύσεις των Yimsiri et al. (2004), Jung et al.

(2013), Kouretzis et al. (2014). Οι αριθμητικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στα πλαίσια της Διπλωματικής Εργασίας των συγγραφέων, είχαν ως στόχο να αναγνωρίσουν την επίδραση των διαστάσεων της τάφρου τόσο στο οριακό φορτίο επί του αγωγού, όσο και στη μετακίνηση που αυτό αναπτύσσεται.

Τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για ένα εύρος βαθών εγκιβωτισμού μεταξύ  $H/D=4$  και  $H/D=13$ , υποδεικνύουν ότι η εδαφική απόκριση για όλες τις πυκνότητες εδαφικού υλικού και όλες τις περιπτώσεις βάθους εγκιβωτισμού είναι μοναδική. Συγκεκριμένα, ο μηχανισμός αστοχίας (Σχήμα 2.26) έχει το σχήμα ανεστραμμένου κώνου και το ημι-πλάτος του  $x_{max}$  (μετρούμενο από το κέντρο του αγωγού), είναι συνάρτηση της γωνίας τριβής  $\varphi$  του υλικού επίχωσης και του λόγου εγκιβωτισμού  $H/D$ , σύμφωνα με τη σχέση:



**Σχήμα 2.26:** Μηχανισμός αστοχίας υλικού επίχωσης και μέγεθος  $x_{max}$  (πυκνή άμμος- $H/D=13$ ).

$$x_{max} = 0.45 \cdot H \cdot \tan \varphi, \quad 4 \leq H/D \leq 13 \quad (2.35)$$

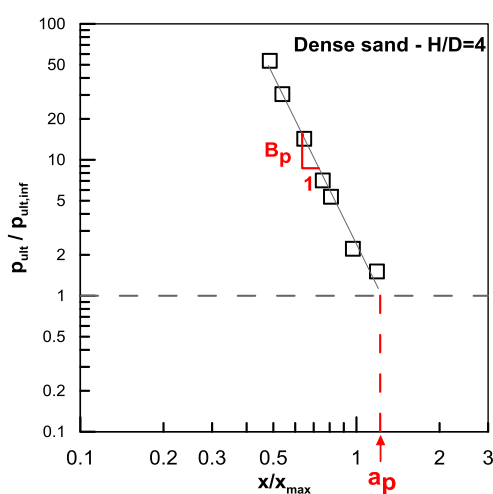
όπου:

H: βάθος από την εδαφική επιφάνεια μέχρι το κέντρο του αγωγού

D: διάμετρος αγωγού

$\phi$ : γωνία τριβής του υλικού επίχωσης, που έχει προκύψει από δοκιμές απευθείας διάτμησης

Στο **Σχήμα 2.27** παρουσιάζεται η μεταβολή του οριακού φορτίου  $p_{ult}$ , αδιαστατοποιημένου ως προς την αντίστοιχη τιμή για ανεμπόδιστη ανάπτυξη του μηχανισμού αστοχίας,  $p_{ult,inf}$ , συναρτήσεως του ημι-πλάτους της τάφρου  $x$  (μετρούμενου από το κέντρο του αγωγού, αδιαστατοποιημένου ως προς  $x_{max}$ ). Όπως φαίνεται, υπάρχει μία κρίσιμη τιμή του λόγου  $(x/x_{max})_{cr}$  (η οποία συμβολίζεται ως  $a_p$ ) πέρα από την οποία η επίδραση του κατακόρυφου συνόρου της τάφρου, στην ανάπτυξη των οριακών εδαφικών πιέσεων, είναι αμελητέα. Για τιμές  $x/x_{max} < (x/x_{max})_{cr}$  οι διαστάσεις της τάφρου εμποδίζουν τον ελεύθερο σχηματισμό της επιφάνειας αστοχίας με αποτέλεσμα τη δραματική αύξηση των οριακών φορτίων επί του αγωγού.



**Σχήμα 2.27:** Επίδραση διαστάσεων τάφρου στο οριακό φορτίο επί του αγωγού για την περίπτωση πυκνής άμμου με βάθος εγκιβωτισμού  $H/D=4$ .

Ο λόγος  $p_{ult}/p_{ult,inf}$ , που αποτυπώνει την επίδραση των ορίων της τάφρου στην οριακή δύναμη επί του αγωγού κατά τη μετακίνησή του προς τα πάνω, είναι μια μειούμενη συνάρτηση του βάθους εγκιβωτισμού για μία συγκεκριμένη τιμή  $x/x_{max}$  και εμφανίζει την ίδια συμπεριφορά για χαλαρή, μέσης πυκνότητας και πυκνή άμμο επίχωσης. Η αναλυτική σχέση για τον υπολογισμό του λόγου  $p_{ult}/p_{ult,inf}$  για τις τρεις εξεταζόμενες πυκνότητες είναι :

$$\frac{P_{ult}}{P_{ult,inf}} = \left\{ \begin{array}{ll} \left( \frac{x}{x_{max} \cdot a_p} \right)^{-B_p}, & x/x_{max} < a_p \\ 1.0, & x/x_{max} \geq a_p \end{array} \right\} \quad (2.36)$$

όπου:

ο λόγος  $a_p$  αποτελεί μια αυξανόμενη συνάρτηση της γωνίας τριβής του υλικού επίχωσης, αλλά είναι πρακτικά σταθερός καθώς αυξάνει το βάθος εγκιβωτισμού. Υπολογίζεται δε ως εξής:

$$a_p = 1.087 \cdot \tan \varphi \quad (2.37)$$

Ο εκθέτης  $B_p$  εξαρτάται από την πυκνότητα της άμμου επίχωσης ως εξής:

$$B_p = \left\{ \begin{array}{ll} 27 \cdot [H/D]^{-0.93}, & loose \\ 19 \cdot [H/D]^{-0.78}, & medium \\ 17 \cdot [H/D]^{-0.79}, & dense \end{array} \right\}, \text{ για } 4 \leq H/D \leq 10 \quad (2.38)$$

Όπως και στην περίπτωση του μέγιστου οριακού φορτίου, εντοπίζεται μια κρίσιμη τιμή του λόγου  $x/x_{max}$  που συμβολίζεται ως  $a_y$ , πέρα από την οποία η επίδραση των διαστάσεων της τάφρου γίνεται αμελητέα. Αποδεικνύεται πως ο συντελεστής  $a_y$  είναι ίσος με το συντελεστή  $a_p$ .

$$a_y = a_p \quad (2.39)$$

Ο υπολογισμός του συντελεστή συσχέτισης ( $\gamma_{ult}/\gamma_{ult,inf}$ ), όπου  $\gamma_{ult}$  και  $\gamma_{ult,inf}$  αναφέρονται στη μέγιστη μετατόπιση για την περίπτωση τάφρου επίχωσης και την περίπτωση του ελεύθερου πεδίου μπορεί να υπολογιστεί ως εξής:

$$\frac{\gamma_{ult}}{\gamma_{ult,inf}} = \left\{ \begin{array}{ll} \left( \frac{x}{x_{max} \cdot a_y} \right)^{-B_y}, & x/x_{max} < a_y \\ 1.0, & x/x_{max} \geq a_y \end{array} \right\} \quad (2.40)$$



όπου ο εκθέτης  $B_y$  εξαρτάται από την πυκνότητα της άμμου επίχωσης σύμφωνα με τη σχέση:

$$B_y = \left\{ \begin{array}{l} 22 \cdot [H/D]^{-0.65}, \text{ loose} \\ 22 \cdot [H/D]^{-0.70}, \text{ medium} \\ 22 \cdot [H/D]^{-0.75}, \text{ dense} \end{array} \right\}, \text{ για } 4 \leq H/D \leq 10 \quad (2.41)$$

## 2.4.2 Κατακόρυφη μετακίνηση «προς τα κάτω»

### 2.4.1.6 Kouretzis et al. (2014)

Οι *Kouretzis et al.* χρησιμοποίησαν τη μέθοδο οριακής ισορροπίας σε κώδικα πεπερασμένων στοιχείων, ώστε να προσομοιώσουν την κατακόρυφη προς τα κάτω κίνηση του αγωγού. Για τη βαθμονόμηση της μεθόδου τους αναπαρήγαγαν τα πειράματα των *Trautmann et al. (1985)* για κατακόρυφη κίνηση προς τα πάνω χρησιμοποιώντας το καταστατικό προσομοίωμα Mohr-Coulomb. Ακολούθησαν την ίδια διάταξη και τα ίδια μηχανικά και φυσικά χαρακτηριστικά άμμου επίχωσης όπως οι *Yimsiri et al. (2004)*, μετατρέποντας όμως τη μέγιστη γωνία τριβής στην αντίστοιχη τιμή για υλικό με συσχετισμένο νόμο ροής (δηλαδή με  $\psi=0$ ), προκειμένου αυτή να είναι συμβατή με τη μέθοδο ανάλυσής τους. Η μετατροπή αυτή δίνεται από τη σχέση του *Davis (1968)* :

$$\tan \varphi^* = n \cdot \tan \varphi_{\text{peak,DS}} \quad (2.42)$$

όπου:

$$n = \frac{\cos \psi \cdot \sin \varphi_{\text{peak,DS}}}{1 - \sin \psi \cdot \sin \varphi_{\text{peak,DS}}} \quad (2.43)$$

$\varphi_{\text{peak,DS}}$ : η μέγιστη γωνία τριβής που προκύπτει από τη δοκιμή απευθείας διάτμησης

$\psi$  : η γωνία διαστολικότητας του εδάφους

$\varphi^*$  : η ισοδύναμη μέγιστη γωνία τριβής για υλικό με συσχετισμένο νόμο ροής

Όσον αφορά τη δυσκαμψία της άμμου επίχωσης χρησιμοποιήθηκε η σχέση (*O'Rourke, 2010*) :

$$E = 2 \cdot 10^{-13.97} \cdot (\gamma \cdot \sigma_v^{0.0378})^{13.7} \quad (2.44)$$

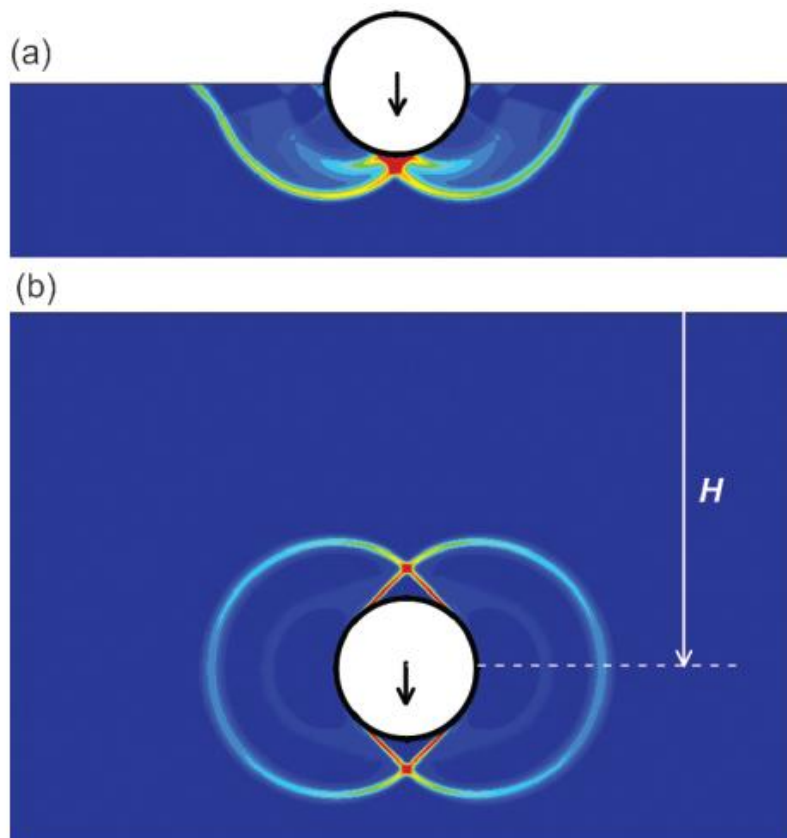
όπου :

$\gamma$  : το ειδικό βάρος του εδάφους

$\sigma'_v$  : η κατακόρυφη ενεργός γεωστατική τάση

Τέλος, η γωνία τριβής στη διεπιφάνεια αγωγού και περιβάλλοντος εδάφους θεωρήθηκε ίση με  $\delta=0.5\phi_{peak,PS}$ , όπου  $\phi_{peak,PS}$  η μέγιστη γωνία τριβής σε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης, προκειμένου να είναι συμβατή με τις τιμές που υιοθετήθηκαν από τους *Yimsiri et al. (2004)*.

Οι συγγραφείς μέσα από τις αριθμητικές αναλύσεις παρατήρησαν δύο είδη επιφανειών αστοχίας, ανάλογα με το βάθος εγκιβωτισμού (**Σχήμα 2.28**). Όταν ο αγωγός είναι εγκιβωτισμένος σε σχετικά μικρό βάθος (**Σχήμα 2.28a**), η επιφάνεια αστοχίας είναι παρόμοια με αυτή ενός λωριδωτού θεμελίου πλάτους όσου και η διάμετρος του αγωγού. Καθώς το βάθος εγκιβωτισμού αυξάνει (**Σχήμα 2.28b**), ο μηχανισμός αστοχίας μεταπίπτει σε μηχανισμό αστοχίας πασσάλου, λόγω πλευρικής φόρτισης σε μεγάλο βάθος.



**Σχήμα 2.28:** Μηχανισμοί αστοχίας ανάλογα με το βάθος εγκιβωτισμού.

Η σχέση που προτείνουν οι συγγραφείς για τον υπολογισμό της μέγιστης εδαφικής αντίδρασης κατά τη μετακίνηση του αγωγού προς τα κάτω αποτελεί συνάρτηση της

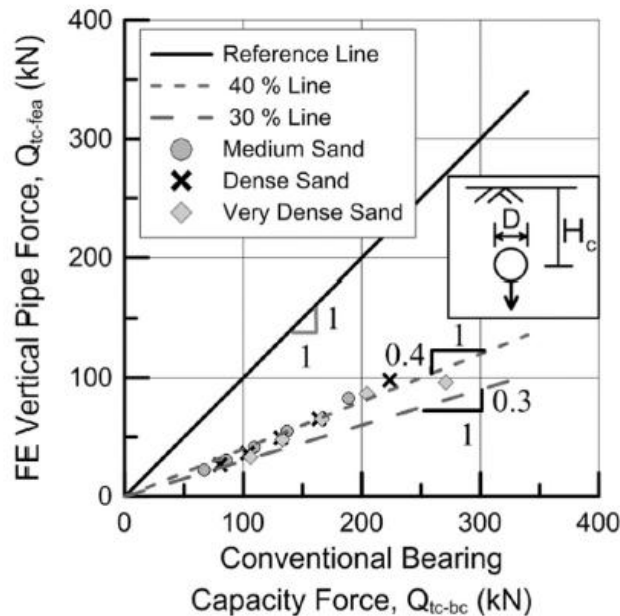
γωνίας τριβής του υλικού επίχωσης και του βάθους εγκιβωτισμού του αγωγού και είναι η εξής:

$$\left( \frac{Q_d}{\gamma \cdot HD} \right) = (2.745 \tan \varphi_{peak} - 0.968) \cdot \left( \frac{H}{D} \right) + 1.621 \cdot e^{4.237 \cdot \tan \varphi_{peak}}, \text{ για } H/D > 2 \quad (2.45)$$

#### 2.4.1.7 Ο' Rourke et al. (2016)

Οι Ο' Rourke et al. (2016) πραγματοποίησαν αριθμητικές αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων για να διερευνήσουν το μέγεθος των οριακών δυνάμεων που αναπτύσσονται επί του αγωγού κατά την κατακόρυφη προς τα κάτω μετακίνησή του προς τα κάτω. Για να προσομοιώσουν τη συμπεριφορά του υλικού επίχωσης, χρησιμοποίησαν το καταστατικό προσομοίωμα Mohr-Coulomb. Η αλληλεπίδραση εδάφους-αγωγού προσομοιώθηκε με στοιχεία διεπιφάνειας που είχαν γωνία τριβής ίση με το 60% της γωνίας του υλικού επίχωσης ( $\phi=0.6\phi_{αμμ}$ ).

Οι ισχύουσες οδηγίες για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των αγωγών προτείνουν για τον υπολογισμό της μέγιστης οριακής αντίδρασης επί του αγωγού κατά τη μετακίνηση προς τα κάτω να χρησιμοποιηθούν οι σχέσεις που υπολογίζουν τη φέρουσα ικανότητα θεμελίων. Στο **Σχήμα 2.29** συγκρίνονται, τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για τη μέγιστη οριακή δύναμη με τις αντίστοιχες τιμές που προκύπτουν από τις αναλυτικές σχέσεις φέρουσας ικανότητας. Παρατηρείται πως οι τιμές του οριακού φορτίου που προκύπτουν από τις αριθμητικές αναλύσεις είναι σημαντικά μικρότερες από τις τιμές που προτείνουν οι κανονισμοί λαμβάνοντας υπόψη τις σχέσεις της φέρουσας ικανότητας.



**Σχήμα 2.29:** Σύγκριση αποτελεσμάτων από πεπερασμένα στοιχεία με τις αναλυτικές σχέσεις για φέρουσα ικανότητα.

## 2.5 Συμπεράσματα

Από την εξέταση της υπάρχουσας βιβλιογραφίας αυτό που παρατηρεί κανείς είναι πως τόσο η περίπτωση της οριζόντιας μετακίνησης του αγωγού, όσο και αυτή της κατακόρυφης προς τα πάνω έχει μελετηθεί διεξοδικά μέσω πειραμάτων και αριθμητικών αναλύσεων. Έτσι, έχουν καλυφθεί τα εξής πεδία:

- μελέτη της σχηματιζόμενης μορφής της επιφάνειας αστοχίας και πρόταση αναλυτικής σχέσης για τον υπολογισμό των δυνητικών διαστάσεών της
- μελέτη της απόκρισης του αγωγού σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου
- μελέτη της απόκρισης του αγωγού σε συνθήκες περιορισμένων διαστάσεων τάφρου θεμελίωσης και πρόταση αναλυτικών σχέσεων για τον υπολογισμό αυτής
- πρόταση διορθωτικών συντελεστών για τον υπολογισμό του οριακού φορτίου επί του αγωγού σε συνθήκες περιορισμένων διαστάσεων τάφρου θεμελίωσης έχοντας δεδομένη την απόκριση σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου όπως αυτή προτείνεται από τις ισχύουσες μεθοδολογίες
- πρόταση αντίστοιχων διορθωτικών συντελεστών για τον υπολογισμό της μετακίνησης όπου το οριακό φορτίο επί του αγωγού εμφανίζεται

Αντίθετα, όσον αφορά την κατακόρυφη προς τα κάτω μετακίνηση αφ' ενός απουσιάζουν από τη διεθνή βιβλιογραφία πειραματικά αποτελέσματα για τη μελέτη της απόκρισης του αγωγού και αφ' ετέρου οι δημοσιευμένες έρευνες που βασίζονται σε αριθμητικές αναλύσεις επικεντρώνονται μόνο στα εξής σημεία:

- μελέτη της σχηματιζόμενης μορφής της επιφάνειας αστοχίας και ποιοτική πρόβλεψη των δυνητικών διαστάσεων της
- πρόταση σχέσεων υπολογισμού του οριακού φορτίου επί του αγωγού και ποσοτική σύγκριση αυτών με τις σχέσεις που προτείνουν οι ισχύουσες μεθοδολογίες

Τα παραπάνω σημεία αποτελούν ερωτήματα που δεν καλύπτονται πλήρως στη διεθνή βιβλιογραφία. Επομένως, στα πλαίσια της παρούσας Μεταπτυχιακής Εργασίας θα διερευνηθεί διεξοδικά η απόκριση του αγωγού κατά την κατακόρυφη προς τα κάτω μετακίνηση με κύριους άξονες την επίδραση των διαστάσεων της τάφρου εγκιβωτισμού, τη μορφή της επιφάνειας αστοχίας, την ποσοτική εκτίμηση του μέγιστου οριακού φορτίου επί του αγωγού καθώς και τη τιμή της μετακίνησης στην οποία εμφανίζεται.

### 3.1 Γενικά

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζεται η αριθμητική μεθοδολογία που αναπτύχθηκε για την προσομοίωση της αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού υποβαλλόμενου σε κατακόρυφη προς τα κάτω μετατόπιση. Το πρόβλημα που αντιμετωπίζεται στην παρούσα Διπλωματική Εργασία δεν έχει διερευνηθεί επαρκώς, είτε πειραματικά είτε μέσα από αριθμητικές αναλύσεις όπως παρατηρήθηκε στο **Κεφάλαιο 2**. Επομένως, δεν έχει αναπτυχθεί κάποια συγκεκριμένη αριθμητική μεθοδολογία που να το προσεγγίζει και για τη προσομοίωση της αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού υποβαλλόμενου σε κατακόρυφη προς τα κάτω μετατόπιση, χρησιμοποιήθηκε η αριθμητική μεθοδολογία των *Λημναίου & Χούσου (2015)* (παράγραφος **2.4.1.5**) η οποία παρουσιάζεται παρακάτω. Πρέπει να τονιστεί πως η μεθοδολογία των *Λημναίου & Χούσου (2015)* που αναφέρεται σε κατακόρυφη προς τα πάνω μετατόπιση του αγωγού, χρησιμοποιήθηκε αυτούσια στο πρόβλημα που εξετάζεται. Συνοπτικά, τα βασικά σημεία της αριθμητικής μεθοδολογίας περιλαμβάνουν τα ακόλουθα:

- i. Χρησιμοποιήθηκε ο κώδικας πεπερασμένων διαφορών FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) v7.0. Το κύριο σημείο διαφοροποίησης του λογισμικού FLAC (*Itasca, 2011*) από τη συντριπτική πλειοψηφία των σημερινών προγραμμάτων είναι η διατύπωση των εξισώσεων σε μη πεπλεγμένη μορφή (explicit form). Κύριο χαρακτηριστικό του εν λόγω αλγόριθμου επίλυσης είναι η μη απαίτηση ισορροπίας σε κάθε υπολογιστικό βήμα που προϋποθέτει αντιστροφή μητρώων, με αποτέλεσμα ο κώδικας να καθίσταται ιδανικός για την προσομοίωση έντονα μη γραμμικών προβλημάτων μεγάλων μετακινήσεων, όπως το εξεταζόμενο.
- ii. Για την περιγραφή της συμπεριφοράς του εδαφικού υλικού υιοθετήθηκε το καταστατικό ελαστο-πλαστικό προσομοίωμα Mohr-Coulomb, λαμβάνοντας υπόψη τη γωνία διαστολικότητας. Το πλεονέκτημα του εν λόγω προσομοιώματος είναι η ευκολία στη βαθμονόμηση, ενώ αξιολόγηση σε σχέση με πειραματικά δεδομένα δείχνει ότι μπορεί να προβλέψει με ικανοποιητική

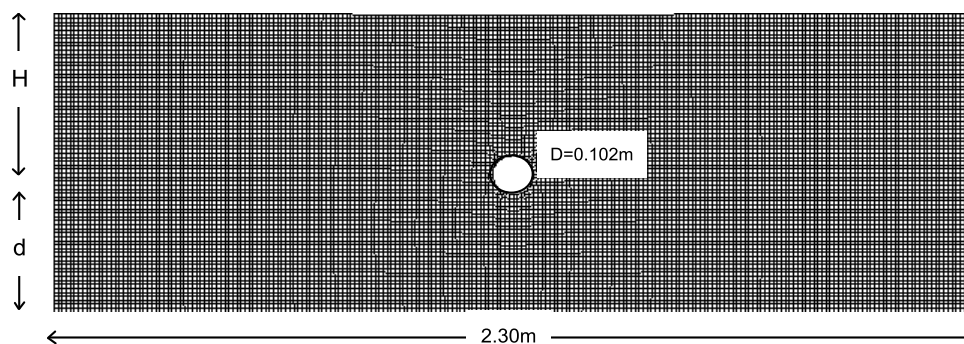
ακρίβεια τη μέγιστη απόκριση του εδάφους, κάτι που αποτελεί αντικείμενο της παρούσας Εργασίας.

- iii. Επιπλέον, για την προσομοίωση της σχετικής ολίσθησης μεταξύ του αγωγού και του περιβάλλοντος εδάφους κατά την κατακόρυφη μετακίνηση του αγωγού, έγινε χρήση στοιχείων διεπιφάνειας (Interface elements) με μειωμένη γωνία τριβής σε σχέση με αυτή του περιβάλλοντος εδάφους.
- iv. Τέλος, λόγω της επιβολής μεγάλων κατακόρυφων μετακινήσεων επί του αγωγού και της έντονα μη γραμμικής φύσης του προβλήματος ενεργοποιήθηκε η δυνατότητα που δίνει ο κώδικας για συνεχή ανανέωση των συντεταγμένων των κόμβων (large strain mode) καθώς και αναδιάταξη του καννάβου με βάση την τρέχουσα παραμορφωσιακή κατάσταση (automatic rezoning).

Η βαθμονόμηση των διαφόρων παραμέτρων που υπεισέρχονται στην ανάλυση (διατμητική αντοχή και ακαμψία εδάφους, διατμητική αντοχή και ακαμψία στοιχείων διεπιφάνειας, ταχύτητα επιβαλλόμενης μετατόπισης, συνοριακές συνθήκες, τύπος απόσβεσης, μέγεθος στοιχείων καννάβου κ.λ.π.) πραγματοποιήθηκε σε σύγκριση με τα αποτελέσματα των πειραμάτων των *Trautmann et al. (1985)* καθώς και των αριθμητικών αναλύσεων των *Kouretzis et al. (2014)*, *Jung et al. (2013)* και *Yimsiri et al. (2004)*, που αφορούν τη συμπεριφορά αγωγού υποβαλλόμενου σε κατακόρυφη προς τα πάνω μετατόπιση, όπως αναφέρονται και στο **Κεφάλαιο 2**.

### 3.2 Αριθμητική Προσομοίωση Κατακόρυφης Μετατόπισης Αγωγού

Ο κάνναβος πεπερασμένων διαφορών που κατασκευάστηκε στην παρούσα Διπλωματική Εργασία για τη μελέτη του προβλήματος φαίνεται στο **Σχήμα 3.1**. Οι διαστάσεις του ορίστηκαν με βάση την πειραματική διάταξη που χρησιμοποιήθηκε στα πειράματα των *Trautmann et al (1985)*. Συγκεκριμένα το μήκος του σε όλες τις αναλύσεις διατηρήθηκε σταθερό και ίσο με 2.3 m, ενώ το ύψος του μεταβαλλόταν ανάλογα με το βάθος εγκιβωτισμού  $H$  (όπου  $H$  το βάθος από την επιφάνεια του εδάφους μέχρι το κέντρο του αγωγού). Τέλος, η απόσταση της βάσης του αγωγού από το κάτω όριο του καννάβου διατηρήθηκε σταθερή, ανεξαρτήτως βάθους εγκιβωτισμού, και ίση με 300 mm [*Yimsiri et al. (2004)* και *Kouretzis et al. (2014)*], ούτως ώστε να διασφαλισθεί ότι το κάτω όριο του καννάβου δεν θα ασκεί καμία επιρροή στα αριθμητικά αποτελέσματα. Στα πειράματα των *Trautmann et al. (1985)* και κατά συνέπεια και στις αναλύσεις αξιολόγησης της παρούσας μεθοδολογίας εξετάστηκαν 4 διαφορετικά βάθη εγκιβωτισμού του αγωγού,  $H/D=1.5, 4, 8$  και  $13$ , όπου  $D$  η εξωτερική διάμετρος του αγωγού με σταθερή τιμή  $D=102$  mm.



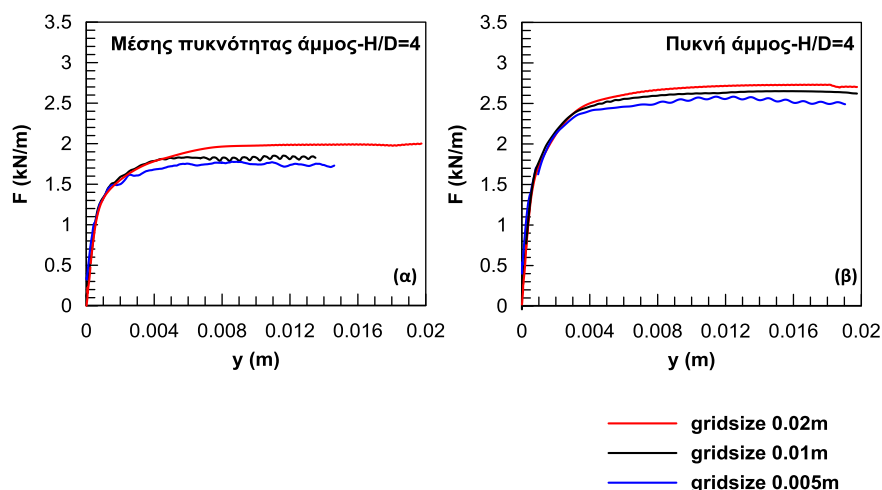
**Σχήμα 3.1:** Τυπική απεικόνιση καννάβου αριθμητικών αναλύσεων.

### 3.2.1 Επίδραση μεγέθους ζωνών διακριτοποίησης

Τα στοιχεία του καννάβου που επιλέχθηκαν είχαν τετραγωνικό σχήμα. Οι διαστάσεις των στοιχείων προέκυψαν έπειτα από αναλύσεις ευαισθησίας στις οποίες εξετάστηκαν οι τιμές 0.005, 0.01 και 0.02 m. Οι αναλύσεις αυτές πραγματοποιήθηκαν για βάθος εγκιβωτισμού  $H/D=4$  εξετάζοντας τόσο την περίπτωση της μέσης πυκνότητας άμμου (medium sand) όσο και την περίπτωση της πυκνής άμμου (dense sand). Τα αποτελέσματα σε όρους φορτίου-μετατόπισης παρουσιάζονται στο **Σχήμα 3.2**.

Από τις αναλύσεις ευαισθησίας προκύπτει ότι με τη μείωση του μεγέθους των στοιχείων του καννάβου, η καμπύλη φορτίου-μετατόπισης προσεγγίζει ακριβέστερα την πραγματική της μορφή. Η σύγκλιση αυτή γίνεται πιο αισθητή στη σύγκριση μεταξύ του αδρού καννάβου με στοιχεία 0.02 και του πιο λεπτομερούς με στοιχεία 0.005 m. Παρατηρείται επίσης, ότι ο κάνναβος με μέγεθος στοιχείων 0.02 m, οδηγεί σε σημαντική υπερεκτίμηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους, ενώ ο κάνναβος με στοιχεία 0.01 m δίνει πάντα μία μέση τιμή. Τέλος, η πιθανή χρήση του καννάβου με στοιχεία 0.005 m θα επιβάρυνε σε μεγάλο βαθμό τη ταχύτητα ολοκλήρωσης των αναλύσεων, χωρίς παράλληλα να δίνει εύλογες αποκλίσεις στα αποτελέσματα συγκριτικά με τον κάνναβο στοιχείων μεγέθους 0.01 m. Λαμβάνοντας υπόψη όλα τα ανωτέρω, καθώς και το γεγονός ότι στην παρούσα Εργασία μελετάται η σχετική επίδραση της γεωμετρίας της τάφρου στην τιμή του οριακού φορτίου και όχι η ίδια η τιμή του οριακού φορτίου, στην παρούσα αριθμητική μεθοδολογία επιλέχθηκε τελικά κάνναβος με τετραγωνικά στοιχεία μεγέθους 0.01 m.





**Σχήμα 3.2:** Αποτελέσματα αναλύσεων ευαισθησίας για την επιλογή του μεγέθους των στοιχείων του καννάβου α) για μέσης πυκνότητας και β) για πυκνή άμμο επίχωσης.

### 3.2.2 Εισαγωγή στοιχείων διεπιφάνειας

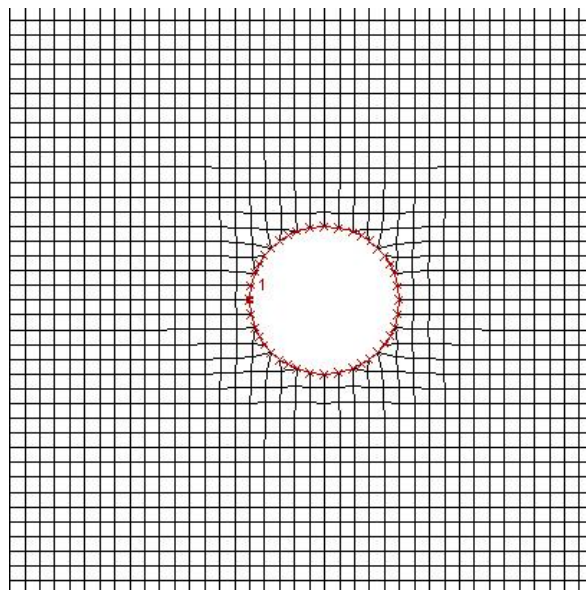
Για την προσομοίωση της σχετικής ολίσθησης αγωγού-περιβάλλοντος εδάφους, μηχανισμού ιδιαίτερα κρίσιμου για την ορθή εκτίμηση της όλης απόκρισης, έγινε χρήση στοιχείων διεπιφάνειας (interface). Η λογική με την οποία λειτουργεί το FLAC όσον αφορά τα στοιχεία διεπιφάνειας είναι η ακόλουθη: Πραγματοποιείται η τοποθέτηση των εν λόγω στοιχείων και στις δύο πλευρές της εκάστοτε επιφάνειας, στην περίπτωση μας τόσο στα στοιχεία που ανήκουν στην εξωτερική περιφέρεια του αγωγού, όσο και στα στοιχεία εδάφους που έρχονται σε επαφή με αυτή. Έπειτα, τα στοιχεία αυτά ενώνονται μεταξύ τους με χρήση διατμητικών και αξονικών ελαστοπλαστικών ελατηρίων δεδομένης (από το χρήστη) δυσκαμψίας και παραμέτρων αστοχίας (εφελκυστική και διατμητική).

Αν η εφελκυστική αντοχή των ελατηρίων ορισθεί ίση με μηδέν (0 kPa), τότε για τη διατμητική αστοχία χρησιμοποιείται από το FLAC το κριτήριο Mohr-Coulomb. Σε περίπτωση όμως που ορισθεί κάποια τιμή διάφορη του μηδενός για την εφελκυστική αντοχή, τότε η διατμητική αντοχή λαμβάνεται αυτόματα εκατονταπλάσια αυτής. Κατά τη διάρκεια της μετακίνησης του αγωγού, όσο η δύναμη που αναπτύσσεται στα ελατήρια αυτά παραμένει μικρότερη της αντοχής, τα συζευγμένα στοιχεία εδάφους-αγωγού κινούνται μαζί. Όταν η αναπτυσσομένη δύναμη ξεπεράσει την παραπάνω οριακή τιμή, τότε πραγματοποιείται ολίσθηση ή και αποκόλληση των στοιχείων του εδάφους από τα στοιχεία του αγωγού.

Ο αλγόριθμος πεπερασμένων διαφορών FLAC παρέχει στο χρήστη αρκετές επιλογές σχετικά με τη συμπεριφορά των στοιχείων μετά την υπέρβαση της οριακής τιμής των ελαστοπλαστικών ελατηρίων. Έτσι, δίνεται η δυνατότητα να υπάρξει μόνο ολίσθηση των εδαφικών στοιχείων επί κάποιας επιφάνειας ή μόνο αποκόλληση ή ούτε ολίσθηση, ούτε αποκόλληση. Είναι στη διακριτική ευχέρεια του χρήστη να

ενεργοποιήσει εκείνες τις επιλογές που περιγράφουν καλύτερα την εδαφική συμπεριφορά σύμφωνα με το εκάστοτε πρόβλημα. Στην περίπτωση ενός αγωγού εγκιβωτισμένου σε αμμώδες έδαφος και υποβαλλόμενου σε κατακόρυφη μετατόπιση, επιτράπηκε η ολίσθηση των στοιχείων του εδάφους επί των στοιχείων του αγωγού καθώς επίσης και η αποκόλλησή τους, δεδομένης της φυσικής του προβλήματος, αλλά και του γεγονότος ότι η δέσμευση της αποκόλλησης και της ολίσθησης θα αύξανε πλασματικά την τιμή της κατακόρυφης δύναμης επί του αγωγού.

Στο Σχήμα 3.3 δίνεται λεπτομέρεια του καννάβου στην οποία παρουσιάζεται με κόκκινο χρώμα η διεπιφάνεια αγωγού-περιβάλλοντος εδάφους.



**Σχήμα 3.3:** Διεπιφάνεια εδάφους αγωγού

Αναφορικά με τη βαθμονόμηση των στοιχείων διεπιφάνειας αναφέρεται ότι δόθηκαν μεγάλες τιμές δυσκαμψίας, με σκοπό αυτά να μην επηρεάζουν μέσω της παραμόρφωσής τους την ανάπτυξη των τάσεων. Στόχος ήταν οι τάσεις να αναπτύσσονται εξολοκλήρου λόγω της παραμόρφωσης του εδάφους. Για τον υπολογισμό της δυσκαμψίας των στοιχείων της διεπιφάνειας σε πρώτο στάδιο χρησιμοποιήθηκε η παρακάτω εξίσωση, όπως προτείνεται από το εγχειρίδιο του FLAC :

$$k_n = k_s = \frac{K + \frac{4}{3} \cdot G}{\Delta z_{\min}} \quad (3.1)$$

όπου:

$k_n$  : η τιμή της αξονικής δυσκαμψίας

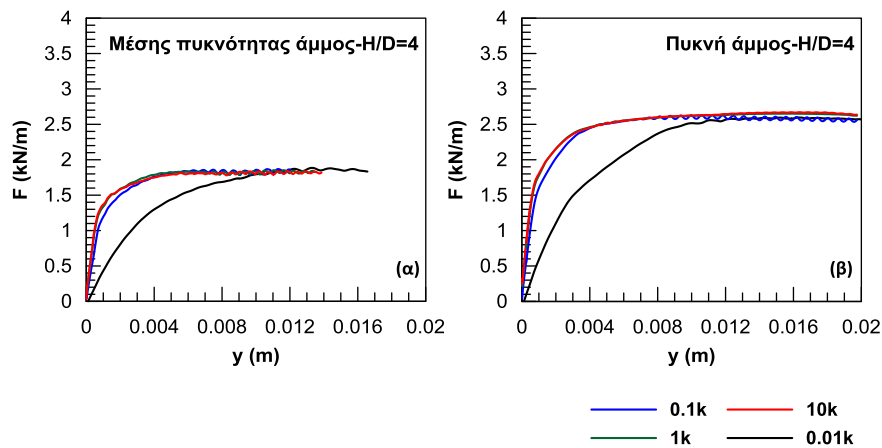
- $k_s$  : η τιμή της διατμητικής δυσκαμψίας
- $K$  : το μέτρο ογκομετρικής παραμόρφωσης του εδάφους
- $G$  : το μέτρο διάτμησης του εδάφους
- $\Delta z_{\min}$  : το μήκος των στοιχείων του καννάβου

Οι τιμές των  $K$  και  $G$  αυξάνονται με το βάθος σύμφωνα με μια συνάρτηση που θα παρουσιαστεί παρακάτω. Αν και στο εγχειρίδιο του FLAC αναφέρεται ότι οι τιμές των  $K$  και  $G$  που επιλέγονται στη σχέση **(3.1)** πρέπει να είναι οι μεγαλύτερες τιμές μεταξύ όλων των εδαφικών στοιχείων της διεπιφάνειας (άρα αντιστοιχούν στη βάση του αγωγού), από αναλύσεις ευαισθησίας προέκυψε ότι η χρήση των τιμών  $K$  και  $G$  που αντιστοιχούν στο κέντρο του αγωγού είναι επίσης κατάλληλη. Ακόμη, οι τιμές των  $K$  και  $G$  αναφέρονται μόνο στο έδαφος, καθώς ο αγωγός θεωρήθηκε πως μεταφέρεται ως άκαμπτο στερεό και συνεπώς επιλέχθηκε γι' αυτόν πολύ μεγάλη δυσκαμψία. Η τιμή του  $\Delta z_{\min}$  επιλέχθηκε ίση με το μέγεθος των στοιχείων του καννάβου ( $\Delta z_{\min}=0.01$  m), αφού ο κάρναβος αποτελείται από ομοιόμορφα τετραγωνικά στοιχεία. Οι τιμές της δυσκαμψίας της διεπιφάνειας που υπολογίστηκαν με βάση την εξίσωση **(3.1)** είναι ίσες με :

- $k_n = k_s = 250928.57 \text{ kN/m}^3$ , για άμμο ειδικού βάρους  $16.4 \text{ kN/m}^3$  και λόγο  $H/D=4$ .
  - $k_n = k_s = 340215.06 \text{ kN/m}^3$ , για άμμο ειδικού βάρους  $17.7 \text{ kN/m}^3$  και λόγο  $H/D=4$ .
- Κατόπιν υπολογισμού των βασικών τιμών για τη δυσκαμψία της διεπιφάνειας από την εξίσωση **(3.1)**, πραγματοποιήθηκε σειρά αναλύσεων ευαισθησίας με σκοπό τον προσδιορισμό της επιρροής των τιμών αυτών στην ανάπτυξη δυνάμεων επί του αγωγού. Στις αναλύσεις αυτές χρησιμοποιούνται οι παρακάτω τιμές για τη δυσκαμψία της διεπιφάνειας :

- $k_{n1}=k_{s1}=k_n, k_s \times 0.01$
- $k_{n2}=k_{s2}=k_n, k_s \times 0.1$
- $k_{n3}=k_{s3}=k_n, k_s \times 1$
- $k_{n4}=k_{s4}=k_n, k_s \times 10$

Οι σχέσεις φορτίου-μετατόπισης που προκύπτουν από τις παραπάνω αναλύσεις παρουσιάζονται στο **Σχήμα 3.4**. Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν τόσο για άμμο με ειδικό βάρος  $\gamma=16.4 \text{ kN/m}^3$  (medium sand), όσο και για άμμο με ειδικό βάρος  $\gamma=17.7 \text{ kN/m}^3$  (dense sand) και ενδεικτικά για βάθος εγκιβωτισμού του αγωγού  $H/D=4$ . Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων αυτών φαίνεται πως έντονη επιρροή στην καμπύλη φορτίου μετατόπισης παρουσιάζεται κυρίως στην περίπτωση των τιμών  $k_{n1} - k_{s1}$  και  $k_{n2} - k_{s2}$ . Οι υπόλοιπες τιμές δεν φαίνονται να επηρεάζουν σε μεγάλο βαθμό τα αποτελέσματα της ανάλυσης, συνεπώς για την αριθμητική μεθοδολογία επιλέχθηκαν οι αρχικές τιμές δυσκαμψίας  $k_{n3} - k_{s3}$ .

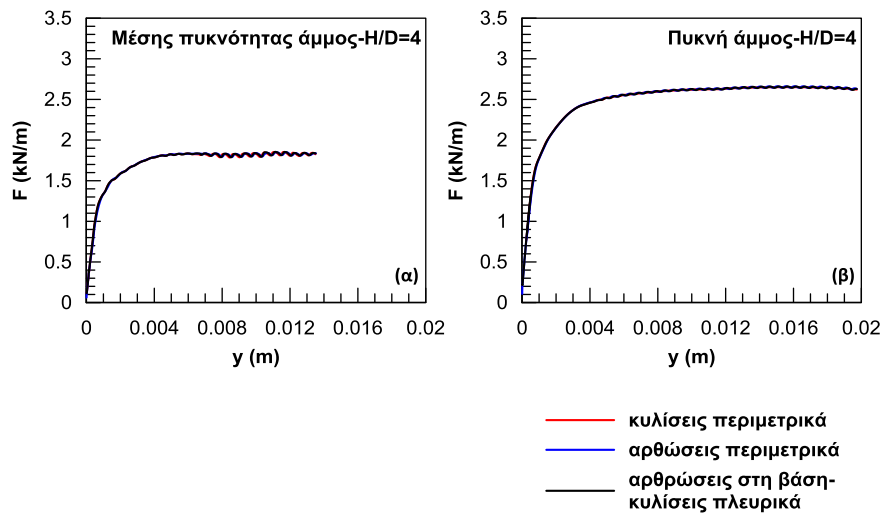


**Σχήμα 3.4:** Αναλύσεις ευαισθησίας για την εκτίμηση της επιρροής της δυσκαμψίας των στοιχείων διεπιφάνειας στις καμπύλες φορτίου-μετατόπισης α) για μέσης πυκνότητας και β) για πυκνή άμμο επίχωσης.

Η συνοχή (cohesion) των στοιχείων της διεπιφάνειας του αγωγού λήφθηκε ίση με μηδέν (0), ενώ η γωνία τριβής (friction angle) τους υπολογίστηκε ως το μισό της γωνίας τριβής του εδάφους. Η επιλογή της γωνίας τριβής για την εισαγωγή στο καταστατικό προσομοίωμα περιγραφής της εδαφικής απόκρισης παρουσιάζεται εκτενώς παρακάτω.

### 3.2.3 Επίδραση συνοριακών συνθηκών

Όσον αφορά τις συνοριακές συνθήκες, πραγματοποιήθηκε σειρά αναλύσεων ευαισθησίας λόγω αβεβαιοτήτων σχετικά με τις συνοριακές συνθήκες της πειραματικής διάταξης των *Trautmann et al. (1985)*. Εξετάστηκαν οι περιπτώσεις χρήσης μόνο κυλίσεων περιμετρικά της τάφρου, μόνο αρθρώσεων περιμετρικά της τάφρου, αλλά και συνδυασμού κυλίσεων στα κατακόρυφα όρια και αρθρώσεων στη βάση. Οι σχέσεις φορτίου-μετατόπισης που προκύπτουν από τις παραπάνω αναλύσεις παρουσιάζονται στο **Σχήμα 3.5**. Όπως φαίνεται οι συνοριακές συνθήκες πρακτικά δεν επηρεάζουν τα αποτελέσματα. Προκειμένου όμως να προσομοιωθεί ρεαλιστικότερα η φυσική του προβλήματος, επιλέγονται αρθρώσεις περιμετρικά, δεδομένου ότι σε πρακτικές εφαρμογές αναπτύσσεται μεγάλη δύναμη τριβής μεταξύ του υλικού επίχωσης και του φυσικού εδάφους.



**Σχήμα 3.5:** Αναλύσεις ευαισθησίας για την εκτίμηση της επιρροής των συνοριακών συνθηκών στις καμπύλες φορτίου-μετατόπισης α) για μέσης πυκνότητας και β) για πυκνή άμμο επίχωσης.

### 3.2.4 Καταστατικό προσομοίωμα άμμου

Για την προσομοίωση της συμπεριφοράς του εδάφους χρησιμοποιήθηκε το ελαστοπλαστικό καταστατικό προσομοίωμα Mohr-Coulomb. Εκτενής δικαιολόγηση της επιλογής αυτής θα γίνει στην . Εκ προοιμίου αναφέρεται ότι η τιμή του μέτρου ελαστικότητας  $E$  αποτέλεσε αντικείμενο αναλύσεων ευαισθησίας. Εξετάστηκαν οι εξής περιπτώσεις:

- Μέτρο ελαστικότητας σύμφωνα με τους *Yimsiri et al. (2004)*,

$$E = E_{p'_A} \cdot \sqrt{\frac{\sigma'_v}{p'_A}} \quad (3.2)$$

όπου:

$E_{p'_A}$ : το μέτρο ελαστικότητας για την τάση αναφοράς  $p'_A$  (kPa) (παράγραφος **2.4.1.2**,

**Σχήμα 2.19)**

$p'_A$ : τάση αναφοράς = 20 kPa

$\sigma'_v$ : κατακόρυφη ενεργός τάση στο κέντρο του αγωγού

- Μέτρο ελαστικότητας σύμφωνα με τους *Jung et al. (2013)*

$$E_a = (1 - a \cdot R_f) \cdot E_i \quad (3.3)$$

όπου:

$$\alpha = 0.94 \text{ (Jung, 2010)}$$

$$R_f = 0.90 \text{ (Trautmann and O'Rourke, 1983)}$$

$$E_i = K \cdot p_a \cdot \left( \frac{\sigma'_3}{p_a} \right)^n \text{ (Janbu, 1963)} \quad (3.4)$$

όπου :

$\sigma'_3$  : πλευρική πίεση

$K = 800$  (Duncan and Chang (1970) και Wong and Duncan (1974))

$n = 0.55$  (Duncan and Chang (1970) και Wong and Duncan (1974))

$p_a$  : ατμοσφαιρική πίεση = 98.1 kPa

- Μέτρο ελαστικότητας σύμφωνα με τους *Kouretzis et al. (2013)*,

$$E = 2 \cdot 10^{-13.97} \cdot (\gamma \cdot \sigma'_v)^{0.0378} \quad (3.5)$$

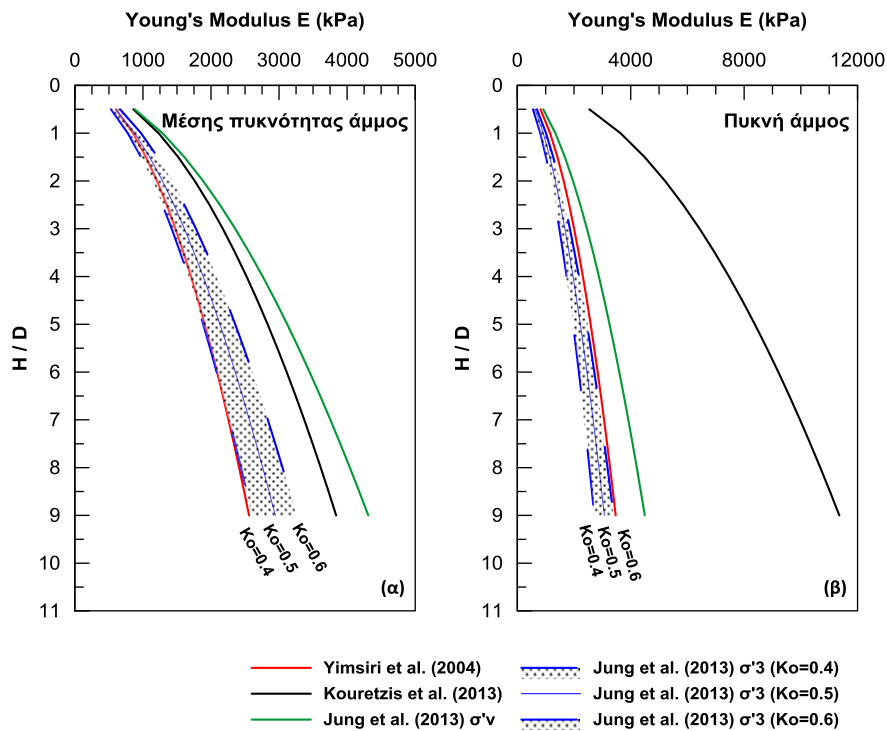
όπου :

$\gamma$  : το ειδικό βάρος του εδάφους

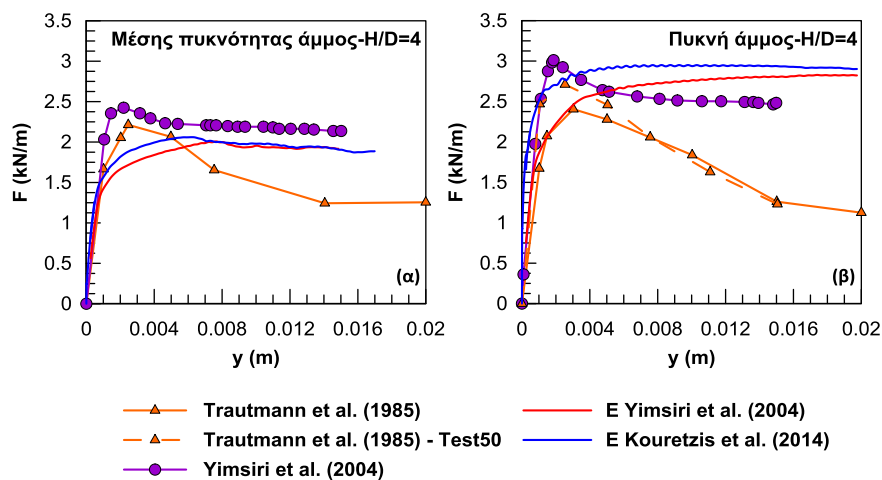
$\sigma'_v$  : η κατακόρυφη ενεργός γεωστατική τάση

Στο Σχήμα 3.6 παρουσιάζεται η μεταβολή του προτεινόμενου σε κάθε περίπτωση μέτρου ελαστικότητας με το βάθος.

Όπως φαίνεται και στις δύο περιπτώσεις πυκνότητας τα αποτελέσματα των *Yimsiri et al. (2004)* και των *Jung et al. (2013)* για χρήση της πλευρικής ενεργού τάσης στη σχέση (3.4) είναι πολύ κοντά, γι' αυτό το λόγο πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις ευαισθησίας όπου εξετάστηκαν μόνο οι σχέσεις των *Yimsiri et al. (2004)* και *Kouretzis et al. (2013)*, οι οποίες διαφέρουν σημαντικά.



**Σχήμα 3.6:** Μεταβολή μέτρου ελαστικότητας με το βάθος σύμφωνα με τους *Yimsiri et al. (2004)*, *Jung et al. (2013)* και *Kouretzis et al. (2013)* α) για μέσης πυκνότητας και β) για πυκνή άμμο επίχωσης.



**Σχήμα 3.7:** Αναλύσεις ευαισθησίας για την εκτίμηση της επιρροής της σχέσης υπολογισμού του μέτρου ελαστικότητας στις καμπύλες φορτίου-μετατόπισης α) για μέσης πυκνότητας και β) για πυκνή άμμο επίχωσης.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων για  $H/D=4$  παρουσιάζονται στο **Σχήμα 3.7** μαζί με τα αντίστοιχα πειραματικά αποτελέσματα. Είναι εμφανές ότι η καμπύλη φορτίου μετατόπισης η οποία προκύπτει χρησιμοποιώντας το μέτρο ελαστικότητας που προτείνεται από τους *Yimsiri et al. (2004)* προσεγγίζει καλύτερα την πειραματική καμπύλη των *Trautmann et al. (1985)*, ενώ η αντίστοιχη καμπύλη που προκύπτει για μέτρο ελαστικότητας σύμφωνα με τους *Kouretzis et al. (2013)* υπερεκτιμά

συστηματικά την ακαμψία του υλικού επίχωσης της τάφρου και κατ' επέκταση την κατακόρυφη δύναμη επί του αγωγού. Συνεπώς επιλέγεται το μέτρο ελαστικότητας των *Yimsiri et al.* στις αναλύσεις της παρούσας Διπλωματικής Εργασίας.

Ο προσδιορισμός του μέτρου διάτμησης  $G$  (shear modulus) και του μέτρου ογκομετρικής παραμόρφωσης  $K$  (bulk modulus) έγινε με βάση το μέτρο του Young από τις παρακάτω σχέσεις:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (3.6)$$

και

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \quad (3.7)$$

όπου:

$E$  : το μέτρο ελαστικότητας

$\nu$  : ο λόγος του Poisson ο οποίος για όλες τις αναλύσεις θεωρήθηκε ίσος με  $\nu=1/3$

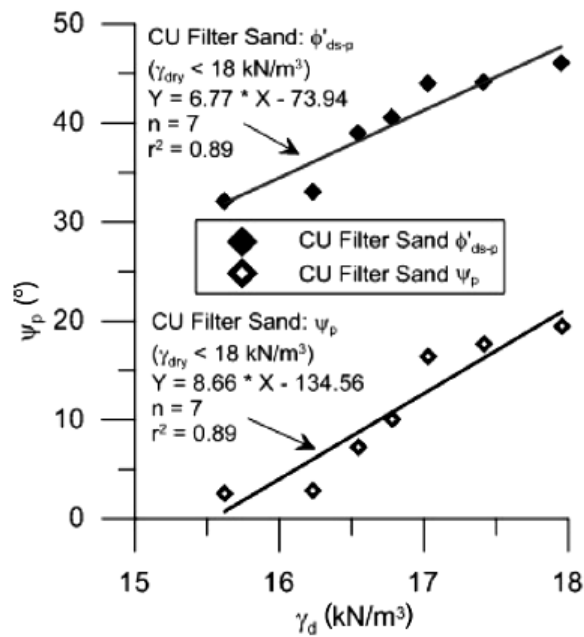
Η μέγιστη γωνία τριβής για την άμμο Cornell, που χρησιμοποιήθηκε στα πειράματα των *Trautmann et al. (1985)*, για την περίπτωση μέσης πυκνότητας και πυκνής άμμου αναφέρεται ίση με  $\phi_{peak}=36^\circ$  και  $44^\circ$  αντίστοιχα, ενώ η αντίστοιχη τιμή κατά την κρίσιμη κατάσταση είναι ίση με  $\phi_{crit}=31^\circ$ . Σημειώνεται ότι οι εν λόγω τιμές αφορούν δοκιμές απευθείας διάτμησης των ιδίων.

Οι *Yimsiri et al. (2004)* πραγματοποίησαν αριθμητικές αναλύσεις χρησιμοποιώντας τις γωνίες τριβής όπως αυτές προέκυψαν από τις δοκιμές απευθείας διάτμησης των *Trautmann et al. (1985)* και τη γωνία διαστολικότητας  $\psi$  όπως αυτή προκύπτει από τη σχέση **(3.8)** του *Bolton (1986)*.

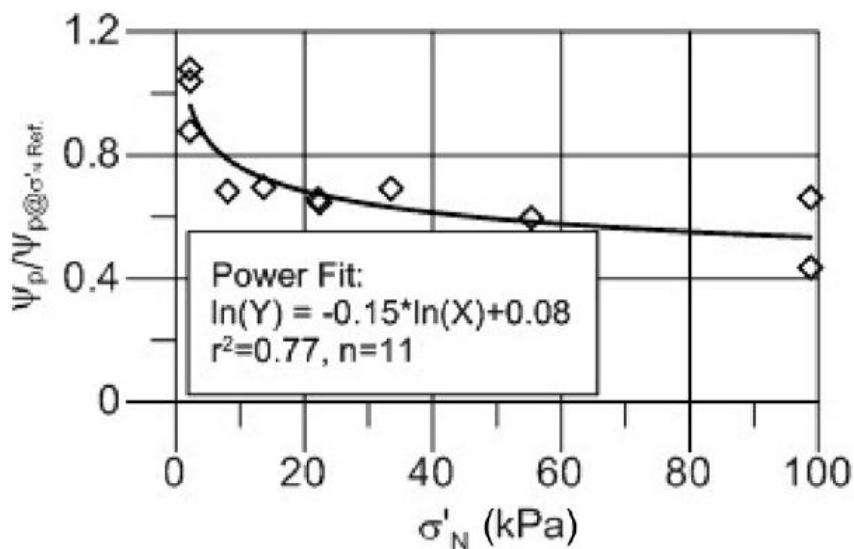
$$\phi_{peak} = \phi_{crit} + 0.8 \cdot \psi \quad (3.8)$$

Οι *Jung et al. (2013)* χρησιμοποίησαν τα αποτελέσματα των δοκιμών απευθείας διάτμησης που παρουσίασε ο *Olson (2009)*, σύμφωνα με τα οποία προσεγγίζεται η μεταβολή της γωνίας τριβής  $\phi_{peak,DS}$  και της γωνίας διαστολικότητας  $\psi$  με το βάθος (**Σχήμα 3.8** και **Σχήμα 3.9**).





**Σχήμα 3.8:** Σχέση γωνιών  $\psi_p$  και  $\phi'_{peak,DS}$  – ξηρού ειδικού βάρους για ξηρή άμμο Cornell σε ενεργό κατακόρυφη τάση  $\sigma'_N = 2.1 \text{ kPa}$  (Olson, 2009).



**Σχήμα 3.9:** Επίδραση κατακόρυφης ενεργού τάσης στην τιμή της γωνίας διαστολικότητας  $\psi_p$  (για  $\gamma_d=16.5 \text{ kN/m}^3$ ).

Για τον υπολογισμό της μέγιστης γωνίας τριβής  $\phi'_{peak,DS}$  χρησιμοποίησαν τη σχέση των *Lings and Dietz* (2004) :

$$\tan \phi'_{peak,DS} = \frac{\sin \phi'_{crit} + \sin \psi_p}{\cos \psi_p} \quad (3.9)$$

όπου  $\phi'_{crit} = 38.6^\circ$  και η  $\psi_p$  υπολογίζεται ως ανωτέρω.

Για τη μετατροπή των δεδομένων γωνιών από πειράματα απευθείας διάτμησης σε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης χρησιμοποιήθηκε η **Σχέση (3.10)** του *Davis (1968)*.

$$\sin \varphi_{peak,PS} = \frac{\tan \varphi_{peak,DS}}{\cos \psi + \sin \psi \cdot \tan \varphi_{peak,DS}} \quad (3.10)$$

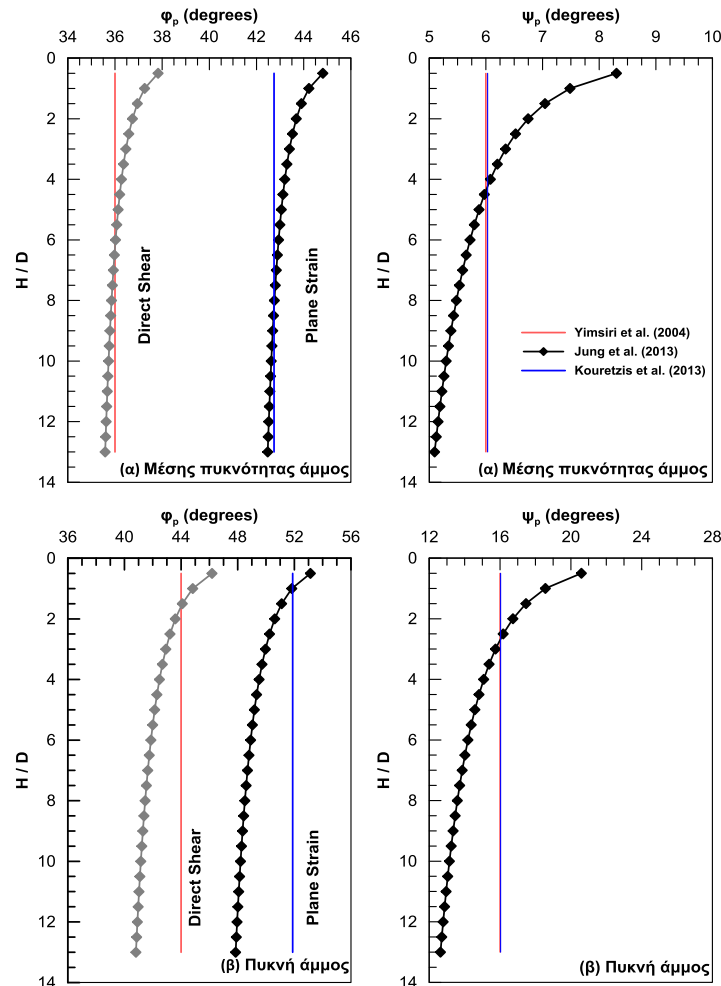
όπου:

$\varphi_{peak,DS}$ : η μέγιστη γωνία τριβής που προκύπτει από τη δοκιμή απευθείας διάτμησης

$\psi$  : η γωνία διαστολικότητας του εδάφους

$\varphi_{peak,PS}$  : η μέγιστη γωνία τριβής για συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης

Στο **Σχήμα 3.10** παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι τιμές των γωνιών που προτείνονται παραπάνω καθώς και η μεταβολή τους με το βάθος.



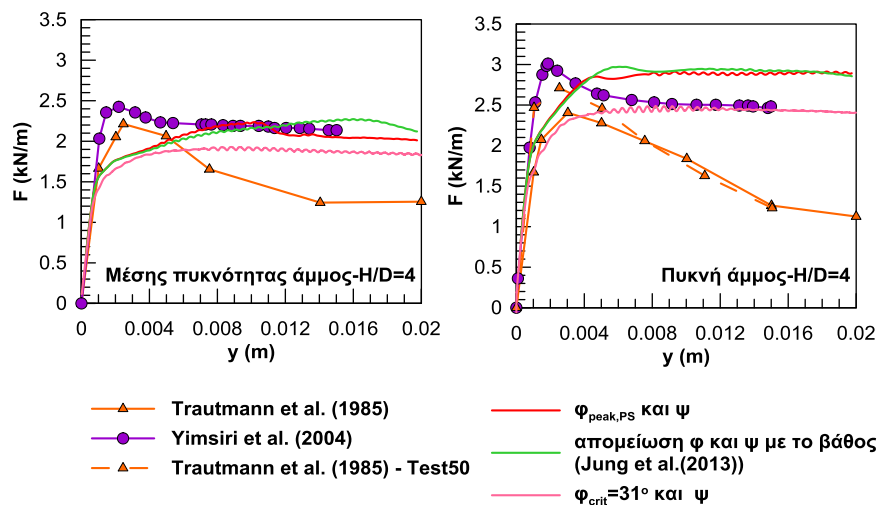
**Σχήμα 3.10:** Γωνίες τριβής και διαστολικότητας όπως προτείνονται από τους *Yimsiri et al.* και *Jung et al.* για διάφορα βάθη εγκιβωτισμού α) για μέσης πυκνότητας και β) για πυκνή άμμο επίχωσης.

Στην παρούσα Εργασία, προκειμένου να γίνει αξιολόγηση των αποτελεσμάτων που δίνει κάθε προτεινόμενη μεθοδολογία και επιλογή των καταλλήλων τιμών για τις γωνίες τριβής και διαστολικότητας, εξετάσθηκε πληθώρα πιθανών τιμών, από τις οποίες παρουσιάζονται τα άνω και κάτω όρια:

- Άνω όριο:  $\phi_{\text{peak,PS}} = 43^\circ$  και  $52^\circ$  και  $\psi = 6^\circ$  και  $16^\circ$ , για μέσης πυκνότητας και πυκνή άμμο αντίστοιχα.
- Κάτω όριο:  $\phi_{\text{crit}} = 31^\circ$  και  $\psi = 6^\circ$  και  $16^\circ$ , για μέσης πυκνότητας και πυκνή άμμο αντίστοιχα.
- Μεταβολή της  $\phi_{\text{peak,PS}}$  και της  $\psi$  με το βάθος (Jung et al. (2013))

Η χρήση  $\phi_{\text{crit}}$  σε συνδυασμό με γωνία διαστολικότητας διάφορης του μηδενός αιτιολογείται από το γεγονός ότι, σύμφωνα με το καταστατικό προσομοίωμα Mohr-Coulomb, μόνο η γωνία τριβής  $\phi_{\text{crit}}$  χρησιμοποιείται στον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής, ενώ η γωνία διαστολικότητας είναι απαραίτητη για τη σωστή προσομοίωση των επιφανειών αστοχίας και κατ' επέκταση το σωστό υπολογισμό του βάρους του υπερκείμενου πρίσματος.

Στο **Σχήμα 3.11** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των παραμετρικών αυτών αναλύσεων.



**Σχήμα 3.11:** Παραμετρικές αναλύσεις για την εκτίμηση της επιρροής των γωνιών τριβής και διαστολικότητας στις καμπύλες φορτίου-μετατόπισης: άνω όριο και κάτω όριο.

Από τα παραπάνω διαγράμματα προκύπτουν δύο βασικά συμπεράσματα: α) τόσο η εφαρμογή της μέγιστης γωνίας τριβής σε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης  $\phi_{\text{peak,PS}}$ , όσο και η εφαρμογή σταδιακής απομείωσης με το βάθος της  $\phi_{\text{peak,PS}}$  και της γωνίας διαστολικότητας  $\psi$  δίνουν καμπύλες φορτίου-μετατόπισης των οποίων η μέγιστη τιμή προσεγγίζει ικανοποιητικά τη μέγιστη τιμή των πειραματικών αποτελεσμάτων. Συνεπώς, επιλέγεται να χρησιμοποιηθεί σταθερή γωνία τριβής ίση με τη μέγιστη γωνία τριβής σε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης  $\phi_{\text{peak,PS}}$ , καθώς τα

αποτελέσματα διαφέρουν μόνο κατά 5% σε σχέση με αυτά που δίνονται για μεταβαλλόμενη με το βάθος  $\phi_{peak,PS}$  και  $\psi$ , ενώ ο υπολογιστικός χρόνος στη δεύτερη περίπτωση αυξάνεται αισθητά. β) Όπως ήταν αναμενόμενο, η χρήση της κρίσιμης γωνίας τριβής  $\phi_{crit}$  έδωσε σημαντικά μικρότερο οριακό φορτίο επί του αγωγού. Όμως, παρουσιάζει ενδιαφέρον ότι η εν λόγω μείωση του οριακού φορτίου υστερεί αυτής που επιδεικνύουν τα πειραματικά αποτελέσματα. Αυτό σημαίνει ότι η μείωση της γωνίας τριβής από  $\phi_{peak,PS}$  σε  $\phi_{crit}$  δεν είναι ο μόνος μηχανισμός που διαμορφώνει την παρατηρούμενη μείωση των πειραματικών μετρήσεων για αυξανόμενη μετατόπιση του αγωγού. Πρόσθετη επίδραση θα πρέπει να προέρχεται από την εισροή άμμου στο κενό που δημιουργείται κάτω από τον αγωγό, όπως υποδεικνύουν οι *Cheuk et al. (2008)* και *Jung et al. (2013)*.

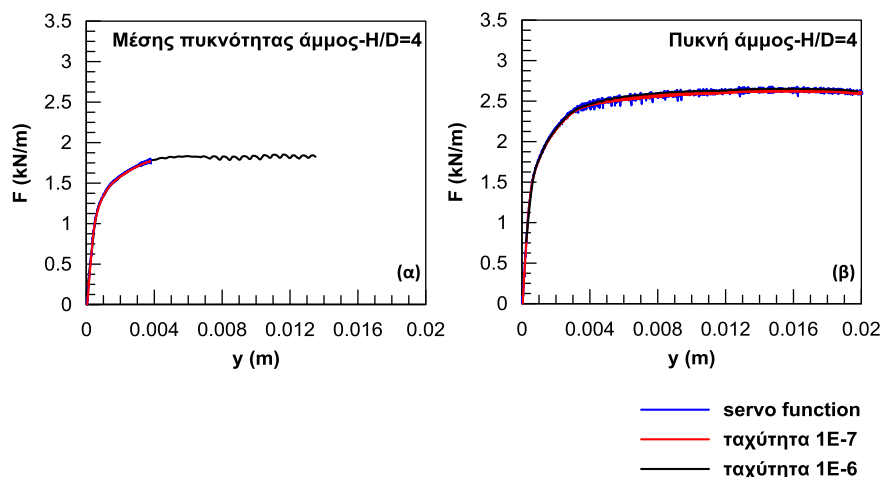
### 3.2.5 Επίδραση ταχύτητας επιβολής μετατόπισης αγωγού

Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε σε δύο (2) στάδια. Στο πρώτο στάδιο πραγματοποιείται η επίλυση του μοντέλου υπό καθεστώς γεωστατικών τάσεων. Για την επίλυση ορίστηκε συντελεστής ουδέτερης ώθησης γαιών  $K_0=0.5$  και τιμή επιτάχυνσης βαρύτητας ίση με  $g=9.81 \text{ m/s}^2$ . Στη φάση αυτή της ανάλυσης, το έδαφος θεωρήθηκε πως έχει ελαστική συμπεριφορά και η δυσκαμψία του αγωγού έλαβε ιδιαίτερα μεγάλες τιμές ώστε να προσεγγιστούν όσο το δυνατόν καλύτερα οι γεωστατικές συνθήκες. Μετά την επίλυση του πρώτου σταδίου προσδόθηκαν στο έδαφος οι πραγματικές του ιδιότητες.

Σε δεύτερο στάδιο της ανάλυσης επιβάλλεται κατακόρυφη μετατόπιση στον αγωγό, μέσω εφαρμογής στους αντίστοιχους κόμβους, κατακόρυφης προς τα πάνω ταχύτητας. Η ταχύτητα αυτή επιδιώχθηκε να έχει όσο το δυνατόν μικρότερη τιμή, για τον περιορισμό αδρανειακών φαινομένων. Εξετάστηκαν τρεις διαφορετικές περιπτώσεις και αξιολογήθηκε η επίδραση τους στις καμπύλες φορτίου μετατόπισης. Οι τιμές οριζόντιας ταχύτητας που εξετάστηκαν στη μεθοδολογία των Λημναίου & Χούσου ήταν οι εξής:

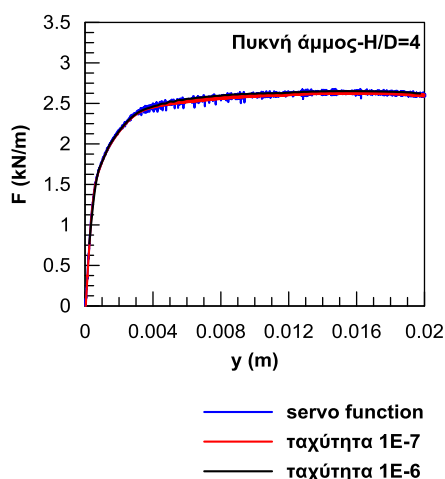
- $v_{vel}=10^{-6} \text{ m/step}$
- $v_{vel}=10^{-7} \text{ m/step}$
- Συνεχής αυξομείωση της ταχύτητας ώστε να περιορίζονται τα αδρανειακά φαινόμενα σε κάθε βήμα (servo function).

Όπως και στις προηγούμενες αναλύσεις ευαισθησίας, ο κάρναβος που επιλέχθηκε αντιστοιχεί σε λόγο  $H/D=4$ , ενώ εξετάστηκε η περίπτωση τόσο της άμμου μέσης πυκνότητας (medium sand), όσο και της πυκνής άμμου επίχωσης (dense sand). Τα αποτελέσματα των αναλύσεων ευαισθησίας παρουσιάζονται στο **Σχήμα 3.12**.



**Σχήμα 3.12:** Αναλύσεις ευαισθησίας για την εκτίμηση της επιρροής του μεγέθους της επιβαλλόμενης στον αγωγό ταχύτητας α) για μέσης πυκνότητας και β) για πυκνή άμμο επίχωσης.

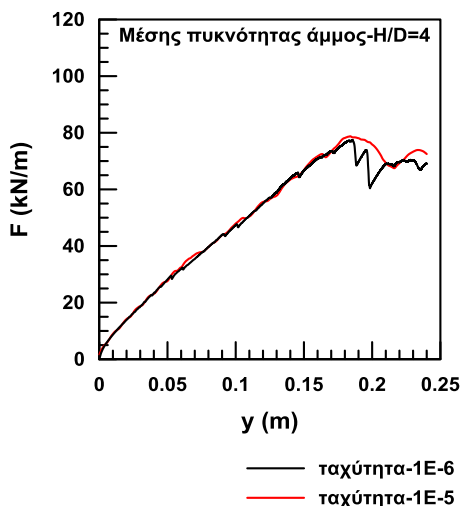
Παρατηρείται πως όσο αυξάνεται η μετατόπιση, η καμπύλη φορτίου-μετατόπισης παρουσιάζει διακυμάνσεις, οι οποίες σύμφωνα με τους *Trautmann et al. (1985)* οφείλονται στην εναλλασσόμενη συσσώρευση και εκτόνωση τάσεων, καθώς υλικό επίχωσης ρέει περιοδικά προς το σχηματιζόμενο κάτω από τον αγωγό κενό. Είναι εμφανές πως με την αύξηση της ταχύτητας το αδρανειακό φαινόμενο γίνεται πιο έντονο, ιδιαιτέρως στην περίπτωση της πυκνής άμμου. Συνεπώς, η ταχύτητα  $10^{-7}$  m/step και η μέθοδος της συνεχούς αυξομείωσης της ταχύτητας (servo function) υπερέχουν ως προς τη σταθερότητα της λύσης. Ωστόσο, με την εφαρμογή της μέσης καμπύλης για την περίπτωση της ταχύτητας  $10^{-6}$  m/step (**Σχήμα 3.13**) προκύπτει ουσιαστική ταύτιση των καμπυλών φορτίου-μετατόπισης.



**Σχήμα 3.13:** Εφαρμογή μέσης καμπύλης για την ταχύτητα  $10^{-6}$  m/step.

Στην παρούσα Διπλωματική Εργασία δοκιμάστηκαν δύο τιμές οριζόντιας ταχύτητας,  $v_{vel}=10^{-5}$  m/step &  $v_{vel}=10^{-6}$  m/step και δεν παρατηρήθηκαν ιδιαίτερες διαφορές

μεταξύ των δύο καμπυλών φορτίου μετατόπισης όπως φαίνεται στο **Σχήμα 3.14**. Συμπερασματικά, επιλέγεται ως επιβαλλόμενη στον αγωγό ταχύτητα η  $\eta_{vel}=10^{-6}$  m/step ώστε να υπάρχει συμφωνία με την αριθμητική μεθοδολογία των Λημναίου & Χούσου (2015).



**Σχήμα 3.14:** Αναλύσεις ευαισθησίας για την εκτίμηση της επιρροής του μεγέθους της επιβαλλόμενης στον αγωγό ταχύτητας για μέσης πυκνότητας άμμο επίχωσης.

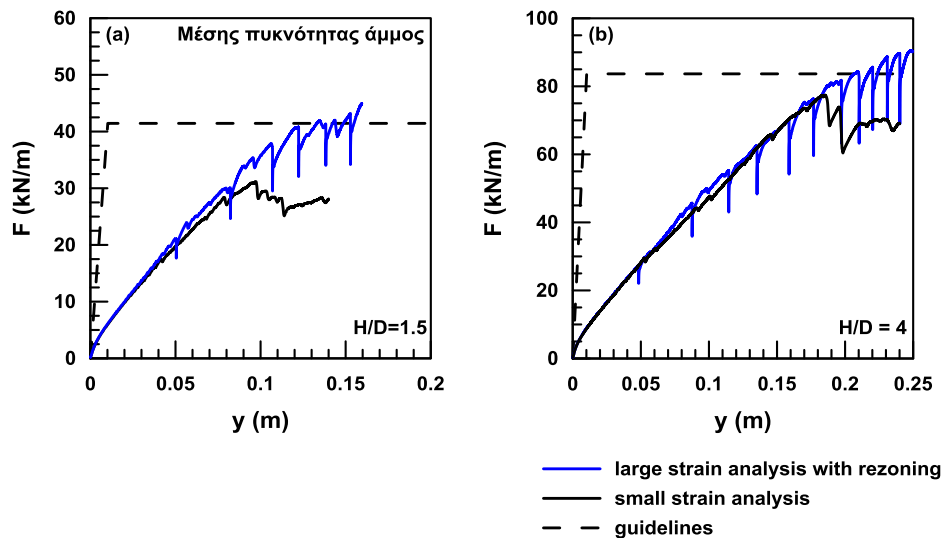
### 3.2.6 Ανάλυση μεγάλων μετατοπίσεων και αναμόρφωση του καννάβου

Δεδομένων των μεγάλων μετατοπίσεων που αναπτύσσονται, όλες οι αναλύσεις εκτελούνται με ενεργοποιημένη τη δυνατότητα που παρέχει ο κώδικας συνεχούς επανακαθορισμού των συντεταγμένων των κόμβων (large strain mode) με ταυτόχρονη αναμόρφωση της γεωμετρίας των στοιχείων του καννάβου (automatic rezoning). Η διαδικασία αυτή είναι επιβεβλημένη λόγω των υψηλών επιβαλλόμενων μετακινήσεων του αγωγού, που έχουν ως αποτέλεσμα πολλά στοιχεία (στην περιοχή γύρω από τον αγωγό) να παραμορφώνονται έντονα με αποτέλεσμα να μην είναι εφικτή η επίλυση των εξισώσεων ισορροπίας και ο κώδικας να εμφανίζει μήνυμα εσφαλμένης γεωμετρίας (bad geometry error).

Η λογική της αναμόρφωσης του καννάβου έγκειται στα ακόλουθα: (α) να αποθηκευτούν οι τιμές των μετακινήσεων, των ταχυτήτων και των τάσεων που έχουν αναπτυχθεί μέχρι στιγμής σε κάθε στοιχείο του παραμορφωμένου καννάβου πριν την εμφάνιση του μηνύματος εσφαλμένης γεωμετρίας, (β) έπειτα να κατασκευασθεί ένας νέος καννάβος που θα λαμβάνει υπόψη την παραμορφωσιακή κατάσταση του προηγούμενου καννάβου και θα έχει μια πιο «κανονική» γεωμετρία που θα επιτρέψει στην αριθμητική επίλυση να συνεχίσει και (γ) τέλος να επιβληθούν οι αποθηκευμένες τιμές των ταχυτήτων, των παραμορφώσεων και των τάσεων του προηγούμενου καννάβου στα αντίστοιχα στοιχεία του νέου.

Ο αλγόριθμος που κατασκευάστηκε στο πλαίσιο της Διπλωματικής Εργασίας των Ζάμπα Αλέξανδρου και Ζερβού Σπυρίδωνα, 2014 και υιοθετήθηκε στην αριθμητική μεθοδολογία των Λημναίου & Χούσου (2015) για την αναμόρφωση του καννάβου περιλαμβάνει τα εξής βήματα: (α) Αρχικά, αποθηκεύεται σε πίνακα η θέση του αγωγού πριν την εμφάνιση του μηνύματος εσφαλμένης γεωμετρίας. Σε διαφορετικό πίνακα αποθηκεύονται οι συντεταγμένες που κατέχουν τα στοιχεία της επιφάνειας του εδάφους την ίδια χρονική στιγμή. (β) Όταν η αριθμητική επίλυση σταματήσει, αυτόματα καλείται ένας αλγόριθμος που κατασκευάζει το νέο κάρναβο, λαμβάνοντας υπόψη την τελευταία θέση του αγωγού και τη μορφή της επιφάνειας του εδάφους. (γ) Στη συνέχεια, στα στοιχεία του νέου καννάβου επιβάλλονται οι ταχύτητες, οι μετατοπίσεις και οι τάσεις που είχαν αναπτυχθεί στο τελευταίο βήμα της αριθμητικής επίλυσης πριν αυτή διακοπεί, και τέλος συνεχίζεται η αριθμητική επίλυση από το βήμα στο οποίο είχε σταματήσει.

Όμως, στην περίπτωση της κατακόρυφης μετακίνησης του αγωγού προς τα κάτω, ο εν λόγω αλγόριθμος δεν επαρκεί και μετά από μερικές ανακατασκευές του καννάβου, η αριθμητική ανάλυση διακόπτεται και αδυνατεί να συνεχίσει. Με τις δυνατότητες που παρέχει ο κώδικας FLAC, δημιουργήθηκε ένας σύνθετος αλγόριθμος για να αντιμετωπιστεί το πρόβλημα της έντονης παραμόρφωσης του καννάβου και να μπορέσει η ανάλυση να ολοκληρωθεί. Η χρήση του νέου αλγόριθμου επιτρέπει στην ανάλυση να συνεχίσει χωρίς προβλήματα εσφαλμένης γεωμετρίας αλλά λόγω της σύνθετης διαδικασίας αναμόρφωσης του καννάβου αυξάνεται σημαντικά ο χρόνος περαίωσης της. Παράλληλα με τις αναλύσεις που κάνουν χρήση των μεγάλων παραμορφώσεων, πραγματοποιήθηκαν αντίστοιχες αναλύσεις με την παραδοχή μικρών παραμορφώσεων (small strain mode). Στο **Σχήμα 3.15** παρουσιάζονται οι καμπύλες φορτίου μετατόπισης για τη περίπτωση άμμου μέσης πυκνότητας όπου συγκρίνονται τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων με θεώρηση μεγάλων παραμορφώσεων και χρήση του αλγόριθμου αναμόρφωσης του καννάβου (large strain mode with rezoning) καθώς και με θεώρηση μικρών παραμορφώσεων (small strain mode). Φαίνεται πως ανάμεσα στις δύο θεωρήσεις, οι διαφορές σε όρους καμπυλών φορτίου μετατόπισης είναι μικρές και η θεώρηση μεγάλων μετατοπίσεων οδηγεί σε ελαφρώς μεγαλύτερα φορτία. Παρόλ' αυτά, ο δυσανάλογα μεγάλος χρόνος περαίωσης μιας αριθμητικής ανάλυσης με τη θεώρηση μεγάλων μετατοπίσεων και τη χρήση του νέου αλγορίθμου αναμόρφωσης του καννάβου σε σύγκριση με την ακρίβεια μιας ανάλυσης με θεώρηση μικρών μετατοπίσεων έχει σαν αποτέλεσμα τη πραγματοποίηση αριθμητικών αναλύσεων με θεώρηση μικρών παραμορφώσεων. Εξάλλου, κύριος στόχος της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η επίδραση των διαστάσεων της τάφρου στα οριακά φορτία που αναπτύσσονται στον αγωγό.



**Σχήμα 3.15:** Καμπύλες φορτίου μετατόπισης των αριθμητικών αναλύσεων με θεώρηση μεγάλων μετατοπίσεων και αλγόριθμο αναμόρφωσης του καννάβου και με θεώρηση μικρών παραμορφώσεων για άμμο μέσης πυκνότητας και για βάθος εγκιβωτισμού (a)  $H/D = 1.5$  και (b)  $H/D = 4$ .

Τέλος, για τον υπολογισμό της επιβαλλόμενης στον αγωγό κατακόρυφης δύναμης χρησιμοποιήθηκαν δύο εναλλακτικοί τρόποι:

- Υπολογισμός μέσω των κατακόρυφων αντιδράσεων που αναπτύσσονται στους περιφερειακούς κόμβους του αγωγού, με αφαίρεση του ίδιου βάρους του αγωγού, προκειμένου να προκύψει η «καθαρή» αντίσταση στην κατακόρυφη κίνηση προς τα πάνω.
- Υπολογισμός μέσω των κατακόρυφων δυνάμεων που αναπτύσσονται στους κόμβους των στοιχείων διεπιφάνειας.

Όσον αφορά την απόσβεση, το λογισμικό FLAC παρέχει δύο τύπους: local και combined.

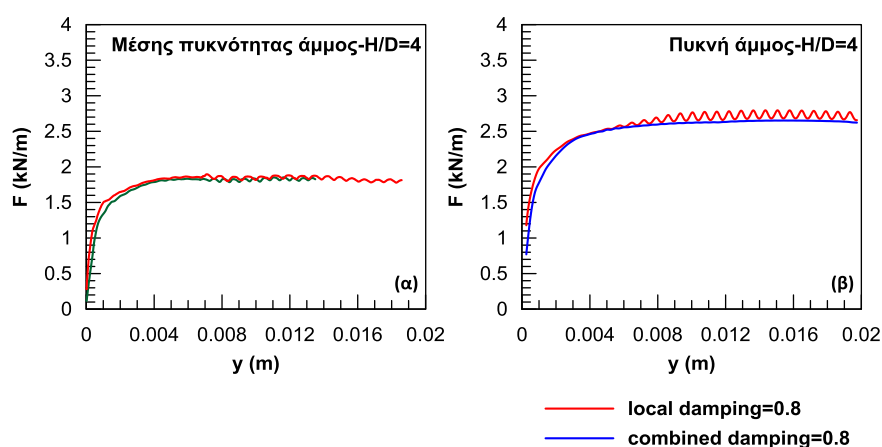
**Local Damping:** Πρόκειται για ένα τύπο απόσβεσης στον οποίο η δύναμη απόσβεσης πάνω σε κάθε κόμβο είναι ανάλογη του μεγέθους της δύναμης ανισοροπίας, από την οποία καθορίζεται και το πρόσημό της, έτσι ώστε να αποσβεννύεται η κινητική ενέργεια.

**Combined Damping:** Αποτελεί μια πιο αποτελεσματική εκδοχή του local damping για προβλήματα μεγάλων, ομοιόμορφων και μονίμων μετατοπίσεων. Στην περίπτωση αυτή η απόσβεση ενεργοποιείται με την αλλαγή του πρόσημου της ταχύτητας.

Από το εγχειρίδιο του FLAC προτείνεται και για τους δύο τύπους η τιμή 0.8 ως καταλληλότερη.



Για την επιλογή του τύπου απόσβεσης που δόθηκε στο προσομοίωμα προκειμένου να διασφαλισθεί η απουσία δυναμικών φαινομένων, πραγματοποιήθηκε σειρά αναλύσεων ευαισθησίας.



**Σχήμα 3.16:** Αναλύσεις ευαισθησίας για την εκτίμηση της επιρροής του τύπου απόσβεσης α) για μέσης πυκνότητας και β) για πυκνή άμμο επίχωσης.

Στο **Σχήμα 3.16** φαίνεται πως ο τύπος combined damping υπερέχει έναντι του τύπου local ως προς τη σταθερότητα της λύσης και γι' αυτό επιλέγεται στην παρούσα Διπλωματική Εργασία.

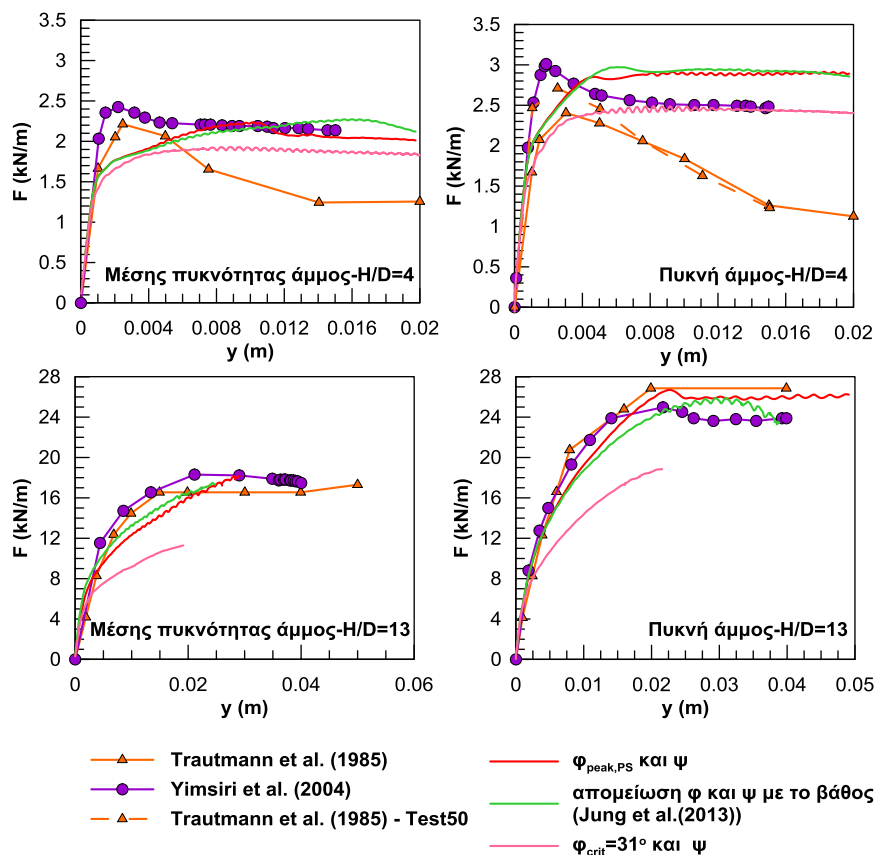
### 3.3 Σύγκριση με Πειραματικά Αποτελέσματα

#### 3.3.1 Παραμετρικές Αναλύσεις

Όπως προαναφέρθηκε, όλες οι προηγούμενες αναλύσεις ευαισθησίας για τον προσδιορισμό των επιμέρους παραμέτρων πραγματοποιήθηκαν με το καταστατικό προσομοίωμα Mohr-Coulomb. Όμως, όπως δείχνουν οι συγκρίσεις στο **Σχήμα 3.17**, το εν λόγω προσομοίωμα προσεγγίζει ικανοποιητικά τη μέγιστη αντίσταση του εδάφους στην κίνηση του αγωγού όπως αυτή προέκυψε από τα πειράματα των *Trautmann et al. (1985)*, αλλά υστερεί στην ακριβή πρόβλεψη της μορφής της καμπύλης φορτίου-μετατόπισης, πριν και μετά την αστοχία, όπως φαίνεται παρακάτω. Έτσι, οι *Λημναίου & Χούσου (2015)* μελετήσαν όλες τις δυνατές περιπτώσεις γωνίας τριβής και διαστολικότητας σε δύο χαρακτηριστικά βάθη εγκιβωτισμού και για τις δύο υπό εξέταση πυκνότητες, προκειμένου να προσδιορισθεί η αιτία της παραπάνω απόκλισης πειραματικών και αναλυτικών αποτελεσμάτων. Παρακάτω συνοψίζονται οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν (**Πίνακας 3.1**) για τον σκοπό αυτό.

**Πίνακας 3.1:** Σύνοψη αναλύσεων για αξιολόγηση καταστατικού προσομοιώματος Mohr-Coulomb.

Γωνία τριβής $\phi$ (°)	Γωνία διαστολικότητας $\psi$ (°)	Ειδικό βάρος $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Βάθος εγκιβωτισμού H/D
$\phi_{peak,PS}$	$\psi_p$	16.4 , 17.7	4 , 13
$\phi_{crit}$	$\psi_p$	16.4 , 17.7	4 , 13
Μεταβαλλόμενη με το βάθος, σύμφωνα με Jung et al. (2013)	Μεταβαλλόμενη με το βάθος, σύμφωνα με Jung et al. (2013)	16.4 , 17.7	4 , 13

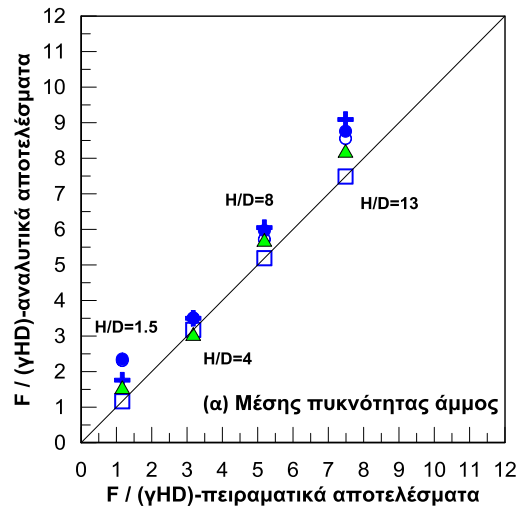


**Σχήμα 3.17:** Αναλύσεις για αξιολόγηση καταστατικού προσομοιώματος Mohr-Coulomb.

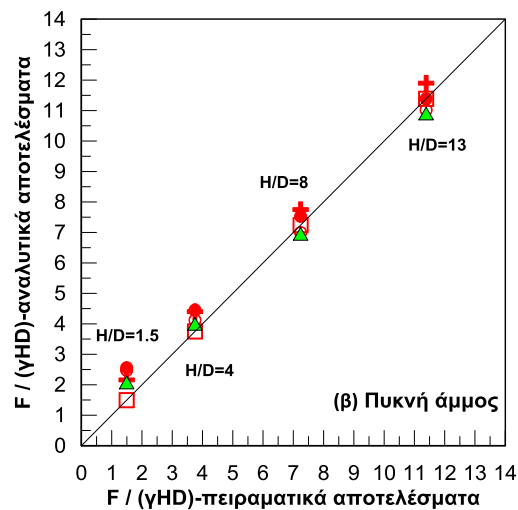
Όπως φαίνεται παραπάνω, με εξαίρεση την περίπτωση της  $\phi_{crit}$  που υποεκτιμά συστηματικά τα πειραματικά αποτελέσματα, σε όλες τις υπόλοιπες περιπτώσεις η μέγιστη τιμή της απόκρισης προσεγγίζεται σε πολύ ικανοποιητικό βαθμό. Όμως, προβληματισμός προκύπτει για το τμήμα των καμπυλών φορτίου-μετατόπισης πριν

τη σταθεροποίηση της εδαφικής απόκρισης. Ενώ αρχικά υπάρχει πλήρης ταύτιση με τις πειραματικές καμπύλες, στη συνέχεια και ιδιαίτερα στην περίπτωση του μικρού βάθους εγκιβωτισμού  $H/D=4$  παρατηρείται απότομη «χαλάρωση» της καμπύλης, με ταυτόχρονη έντονη μείωση του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας για όλες τις περιπτώσεις γωνιών τριβής και διαστολικότητας.

Στο **Σχήμα 3.18** γίνεται σύγκριση της μέγιστης (κανονικοποιημένης) κατακόρυφης δύναμης επί του αγωγού, όπως αυτή προβλέπεται από τους *Trautmann et al. (1985)*, *Yimsiri et al. (2004)*, *Kouretzis et al. (2014)* και από την αριθμητική μεθοδολογία των *Λημναίου & Χούσου (2015)*, με χρήση προσομοιώματος Mohr-Coulomb, για τα υπό εξέταση βάθη εγκιβωτισμού ( $H/D=1.5, 4, 8, 13$ ) και τις υπό εξέταση πυκνότητες άμμου (μέσης πυκνότητας και πυκνή άμμος). Είναι εμφανής η προαναφερθείσα επιτυχία του προσομοιώματος που αναπτύχθηκε στην πρόβλεψη της μέγιστης εδαφικής απόκρισης, με εξαίρεση το «ρηχότερο» βάθος εγκιβωτισμού  $H/D=1.5$ , όπου αυτή υπερεκτιμάται ελαφρά. Το ίδιο φαινόμενο απαντά και στα αποτελέσματα των υπολοίπων αριθμητικών μεθοδολογιών (*Yimsiri et al. (2004)*, *Kouretzis et al. (2014)*) και χαρακτηρίζεται από τους *Yimsiri et al.* ως συνέπεια του γεγονότος ότι η αριθμητική προσομοίωση δεν επιτρέπει να αποκολληθούν εδαφικά στοιχεία και να πέσουν στο κενό που σχηματίζεται κάτω από τον αγωγό, συνεπώς αυτά συνεχίζουν να συνεισφέρουν στην αντίσταση που δέχεται ο αγωγός κατά την κίνησή του προς τα πάνω και κατ' επέκταση αυξάνουν τη μέγιστη εδαφική απόκριση.



- Trautmann et al. (1985)
- Yimsiri et al. (2004) - Mohr Coulomb
- Yimsiri et al. (2004) - NorSand
- ⊕ Kouretzis et al. (2014)
- ▲ Λημναίου & Χούσου (2015)



- Trautmann et al. (1985)
- Yimsiri et al. (2004) - Mohr Coulomb
- Yimsiri et al. (2004) - NorSand
- ⊕ Kouretzis et al. (2014)
- ▲ Λημναίου & Χούσου (2015)

**Σχήμα 3.18:** Σύγκριση μεγίστων κατακόρυφων δυνάμεων επί του αγωγού μεταβαλλόμενου του βάθους εγκιβωτισμού α) για μέσης πυκνότητας και β) για πυκνή άμμο επίχωσης.

### 3.3.2 Σύγκριση με οδηγίες σχεδιασμού ASCE-ALA (2005)

Σύμφωνα με τις οδηγίες σχεδιασμού της ASCE-ALA (2005), η μέγιστη δύναμη που αναπτύσσεται επί του αγωγού για κατακόρυφη κίνηση προς τα πάνω υπολογίζεται για άμμο από τη σχέση (3.11) :

$$Q_u = N_{qv} \cdot \bar{\gamma} \cdot H \cdot D \tag{3.11}$$

όπου:

$$N_{qv} = \frac{\varphi \cdot H}{44 \cdot D}$$

$\bar{\gamma}$ : ενεργό ειδικό βάρος άμμου επίχωσης

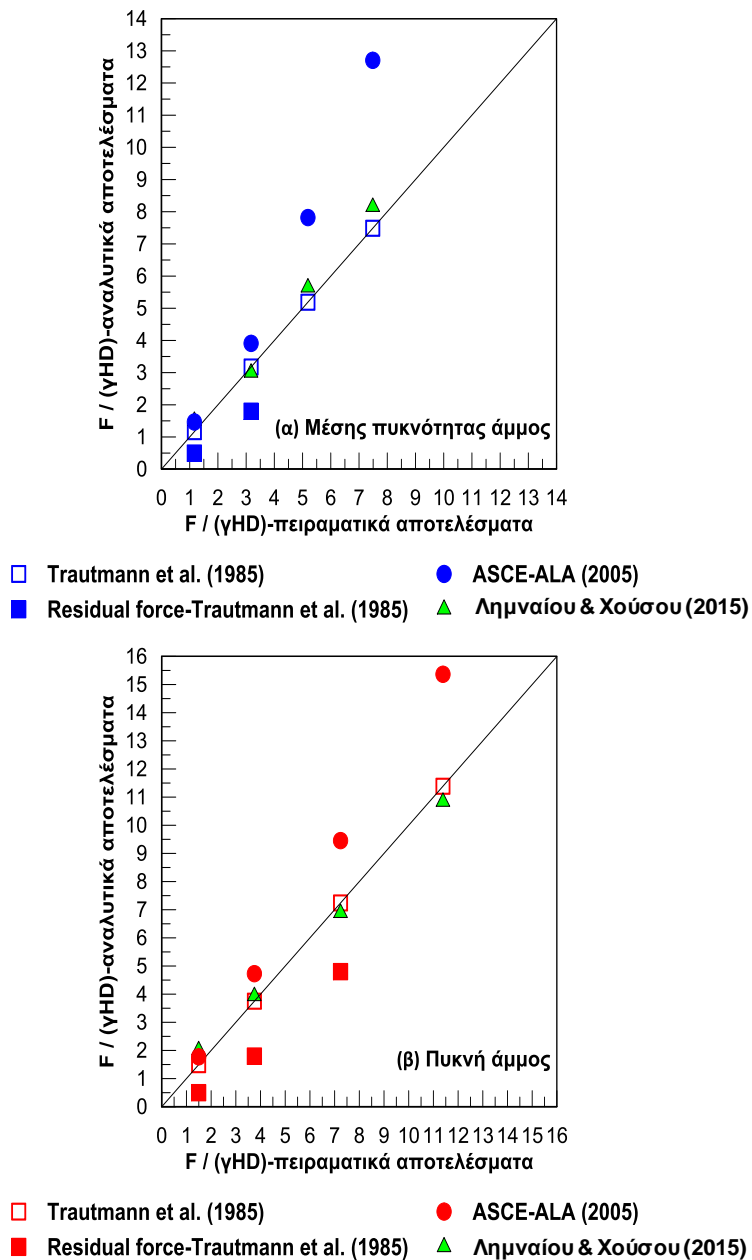
H: το βάθος στο οποίο βρίσκεται το κέντρο του αγωγού

D: η διάμετρος του αγωγού

Σημειώνεται ότι η σχέση εφαρμόζεται για μικρά βάθη εγκιβωτισμού, δεδομένου ότι έχει προκύψει από αποτελέσματα πειραμάτων μικρής κλίμακας.

Προκειμένου να εξακριβωθεί η συμβατότητα μεταξύ των αποτελεσμάτων της μεθοδολογίας των *Λημναίου & Χούσου (2015)*, των πειραματικών αποτελεσμάτων και των αποτελεσμάτων της σχέσης **(3.11)**, παρατίθεται το **Σχήμα 3.19**.

Παρατηρείται ότι για μικρά βάθη εγκιβωτισμού τα αποτελέσματα συμπίπτουν πολύ ικανοποιητικά, ενώ για μεγαλύτερα βάθη ( $H/D > 8$ ) υπάρχει η αναμενόμενη απόκλιση, με τα αποτελέσματα της *ASCE-ALA (2005)* να είναι κατά τι μεγαλύτερα των πειραματικών καθώς και των αριθμητικών προβλέψεων της μεθοδολογίας των *Λημναίου & Χούσου (2015)*. Ένα επίσης ενδιαφέρον συμπέρασμα είναι ότι τα αποτελέσματα κατά *ASCE-ALA (2005)* παραπέμπουν σε χρήση της μέγιστης και όχι της παραμένουσας αντίστασης του αγωγού για θέματα σχεδιασμού.



**Σχήμα 3.19:** Σύγκριση αποτελεσμάτων παρούσας μεθοδολογίας, πειραματικών αποτελεσμάτων και αποτελεσμάτων ASCE-ALA (2005) α) για μέσης πυκνότητας και β) για πυκνή άμμο επίχωσης.

### 3.4 Συμπεράσματα

Τα βασικά συμπεράσματα που προκύπτουν από την κατάστρωση της αριθμητικής μεθοδολογίας και τη βαθμονόμησή της είναι τα εξής:

- Η μετατροπή της γωνίας τριβής που έχει προκύψει από δοκιμές απευθείας διάτμησης ( $\phi_{peak,DS}$ ), σε αντίστοιχη για συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης ( $\phi_{peak,PS}$ ) αντιπροσωπεύει καταλληλότερα τη φυσική του προβλήματος.

- Αποδεικνύεται πως η υιοθέτηση του μέτρου ελαστικότητας όπως αυτό προτείνεται από τους Yimsiri *et al.* (2004) προσεγγίζει καλύτερα στα πειραματικά δεδομένα.
- Η ύπαρξη προβλήματος μεγάλων μετατοπίσεων καθιστά απαραίτητη τη χρήση της δυνατότητας του κώδικα για συνεχή ανανέωση των συντεταγμένων των κόμβων του καννάβου (large strain). Η δυνατότητα αυτή συμβάλλει αισθητά στην προσέγγιση ρεαλιστικής εικόνας παραμορφωμένου καννάβου. Δεδομένου όμως του προβλήματος της παρούσας Διπλωματικής Εργασίας, η θεώρηση μεγάλων μετατοπίσεων σε συνδυασμό με το νέο αλγόριθμο για την αναμόρφωση του καννάβου αυξάνει σημαντικά τον υπολογιστικό χρόνο χωρίς ιδιαίτερη αύξηση της ακρίβειας σε όρους φορτίου μετατόπισης. Επομένως, κρίνεται πιο δόκιμη η πραγματοποίηση των αριθμητικών αναλύσεων κάνοντας την παραδοχή των μικρών μετατοπίσεων (small strain mode).
- Η χρήση αρθρώσεων για την προσομοίωση των συνοριακών συνθηκών στη βάση του καννάβου, καθώς και πλευρικά αποτυπώνει καλύτερα τις πραγματικές συνοριακές συνθήκες του προβλήματος.
- Η χρήση στοιχείων διεπιφάνειας (interface) με μειωμένη γωνία τριβής, για την προσομοίωση της σχετικής ολίσθησης εδάφους-αγωγού, κρίνεται απαραίτητη.
- Η «χαλάρωση» της καμπύλης φορτίου-μετατόπισης συμβαίνει για μικρά βάθη εγκιβωτισμού, οφείλεται στη μείωση της γωνίας τριβής στις διατμητικές επιφάνειες αστοχίας και στη μείωση του βάρους του υπερκείμενου εδαφικού πρίσματος λόγω ροής προς το κενό κάτω από τον αγωγό κατά τη κατακόρυφη μετακίνηση του αγωγού προς τα πάνω.
- Οι τιμές της οριακής εδαφικής αντίστασης επί του αγωγού που υπολογίζονται κατά *ASCE-ALA (2005)* βρίσκονται σε ικανοποιητική συμφωνία με τις μέγιστες και όχι τις παραμένουσες τιμές που προκύπτουν από τα πειράματα των *Trautmann et al. (1985)*.

Καταλήγοντας, η αριθμητική μεθοδολογία των *Λημναίου & Χούσου (2015)* που παρουσιάστηκε στο παρόν κεφάλαιο, κρίνεται κατόπιν της αξιολόγησής της πως περιγράφει σε ικανοποιητικό βαθμό, ποσοτικά και ποιοτικά, το πρόβλημα της συμπεριφοράς αγωγού υποβαλλόμενου σε κατακόρυφη προς τα πάνω μετατόπιση. Επομένως, λόγω γενικότερης έλλειψης πειραματικών μετρήσεων και αριθμητικών αποτελεσμάτων από προγενέστερες έρευνες πάνω στο θέμα της συμπεριφοράς αγωγού υποβαλλόμενου σε κατακόρυφη προς τα κάτω μετατόπιση, για τη διερεύνηση του προβλήματος στα πλαίσια της παρούσας Διπλωματικής Εργασίας θα υιοθετηθεί η αριθμητική μεθοδολογία των *Λημναίου & Χούσου (2015)*.

# 4

## Απόκριση υπό Συνθήκες Ελεύθερου Πεδίου

---

### 4.1 Γενικά

Αντικείμενο του παρόντος κεφαλαίου είναι η μελέτη της απόκρισης αγωγών για προς-τα-κάτω μετακίνηση στην περίπτωση που η τάφρος εγκιβωτισμού είναι ικανά μεγάλων διαστάσεων ώστε πρακτικά να προσομοιώνονται συνθήκες ελεύθερου πεδίου. Το πρώτο μέρος του κεφαλαίου διερευνά τις ελάχιστες απαιτούμενες διαστάσεις ώστε η θέση των ορίων της τάφρου να μην επηρεάζει την απόκριση του αγωγού, ενώ στο δεύτερο μέρος διερευνάται παραμετρικά η μορφή και το μέγεθος του μηχανισμού αστοχίας, καθώς και εδαφική απόκριση σε όρους καμπυλών κατανεμημένου φορτίου-μετατόπισης (καμπύλες  $p$ - $y$ ).

Τέλος, τα αριθμητικά αποτελέσματα συγκρίνονται με τις προβλέψεις της θεωρίας λωριδωτών επιφανειακών θεμελίων, η οποία και έχει υιοθετηθεί από τους ισχύοντες κανονισμούς σχεδιασμού αγωγών έναντι μόνιμης, προς-τα-κάτω, μετακίνησης. Υπενθυμίζεται ότι, με βάση την εκτενή βιβλιογραφική διερεύνηση που πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια της παρούσης εργασίας, η ανωτέρω παραδοχή δεν έχει επιβεβαιωθεί πειραματικά.

Οι βασικές αριθμητικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για χαλαρή, μέσης πυκνότητας και πυκνή άμμο, με μηχανικά χαρακτηριστικά συμβατά με αυτά που χρησιμοποιήθηκαν στις πειραματικές μετρήσεις των *Trautmann et al. (1985)* και στις αριθμητικές αναλύσεις των *Yimsiri et al. (2004)*, όπως έχει παρουσιαστεί και στα προηγούμενα κεφάλαια. Τα φυσικά και μηχανικά χαρακτηριστικά για τις άμμους που χρησιμοποιήθηκαν στις αριθμητικές αναλύσεις συγκεντρώνονται στον **Πίνακα 4.1**.



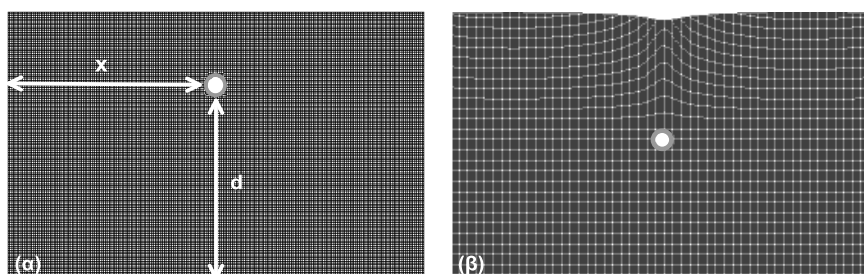
Πίνακας 4.1: Φυσικά και μηχανικά χαρακτηριστικά άμμων.

Άμμος	Σχετική πυκνότητα $D_r$ (%)	Ειδικό βάρος $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Δείκτης πόρων $e$	Γωνία τριβής $\phi_{Ds}$ (°)	Γωνία διαστολικότητας $\psi$ (°)
Χαλαρή	20	16.0	0.7138	32.5	2
Μέση	45	16.4	0.6461	36	6
Πυκνή	80	17.7	0.5512	44	16

## 4.2 Διαστάσεις «Ελεύθερου Πεδίου»

Με τον όρο «ελεύθερο πεδίο» ορίζεται μία τάφρος άπειρων θεωρητικά διαστάσεων, με αποτέλεσμα τόσο η ανάπτυξη της επιφάνεια αστοχίας όσο και η καμπύλη φορτίου μετατόπισης να μην επηρεάζονται από τα πλευρικά της σύνορα. Οι δύο διαστάσεις της τάφρου που επηρεάζουν την ελεύθερη ανάπτυξη της επιφάνειας αστοχίας είναι το ημιπλάτος  $x$  και το βάθος  $d$ . Το ημιπλάτος  $x$  ορίζεται ως η οριζόντια απόσταση από το κέντρο του αγωγού μέχρι το κατακόρυφο σύνορο και το βάθος  $d$  ως η κατακόρυφη απόσταση από το κάτω όριο του αγωγού μέχρι την βάση της τάφρου.

Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν ακολουθώντας την αριθμητική μεθοδολογία των Λημναίου & Χούσου (2015), όπως παρουσιάστηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο, για προς-τα-κάτω μετακίνηση του αγωγού. Το Σχήμα 4.1 παρουσιάζει έναν τυπικό κάρναβο αριθμητικών αναλύσεων στην αρχική και στην παραμορφωμένη κατάσταση, καθώς και τα βασικά γεωμετρικά μεγέθη. Για τον προσδιορισμό των διαστάσεων του «ελεύθερου πεδίου» πραγματοποιήθηκαν αριθμητικές αναλύσεις για την περίπτωση πυκνής άμμου επίχωσης ( $\gamma=17.70$  kN/m<sup>3</sup>) και για βάθος εγκιβωτισμού  $H/D=13$ , περίπτωση η οποία θεωρήθηκε δυσμενέστερη.



Σχήμα 4.1: Κάρναβος αριθμητικών αναλύσεων σε (α) απαραμόρφωτη και (β) παραμορφωμένη κατάσταση.

Στον **Πίνακα 4.2** παρουσιάζονται οι τιμές των παραμέτρων  $x$  και  $d$  που εξετάστηκαν για τον προσδιορισμό των διαστάσεων του «ελεύθερου πεδίου». Ο αρχικός καννάβος που χρησιμοποιήθηκε είχε διαστάσεις  $x = 1.1526\text{m}$  και  $d = 1.02\text{m}$ . Η παράμετρος  $x$  έχει την ίδια τιμή με το πείραμα των *Trautmann et al. (1985)* όπως περιγράφηκε και στο **Κεφάλαιο 2**, ενώ για την παράμετρο  $d$ , μιας και η κατακόρυφη κίνηση είναι προς τα κάτω, επιλέχθηκε αρκετά μεγάλη αρχική τιμή ώστε ο αγωγός να απέχει αρκετά από το κάτω όριο και να μην επηρεαστεί η σχηματιζόμενη επιφάνεια αστοχίας.

Ωστόσο, στις αναλύσεις όπου η παράμετρος  $x$  είχε τιμή  $1.1526\text{ m}$  ( $x/D=11$ ) και  $1.734\text{ m}$  ( $x/D=17$ ) κατά τη μετακίνηση του αγωγού προς τα κάτω δεν παρατηρήθηκε σχηματισμός επιφάνειας αστοχίας, διότι οι διαστάσεις του καννάβου ήταν τόσο μικρές που δεν επέτρεψαν στην άμμο επίχωσης να αστοχήσει σε τιμές μετακίνησης εντός των ορίων του καννάβου. Επίσης, μπορεί να παρατηρηθεί πως παρά τη σχετικά μικρή τιμή της διαμέτρου του αγωγού ( $D=0.102\text{ m}$ ), οι διαστάσεις του καννάβου μεγαλώνουν σημαντικά προκειμένου να σχηματιστεί ανεμπόδιστα η επιφάνεια αστοχίας σε σύγκριση με τις διαστάσεις των καννάβων που απαιτούνται κατά την οριζόντια και κατακόρυφη προς τα πάνω μετακίνηση του αγωγού.

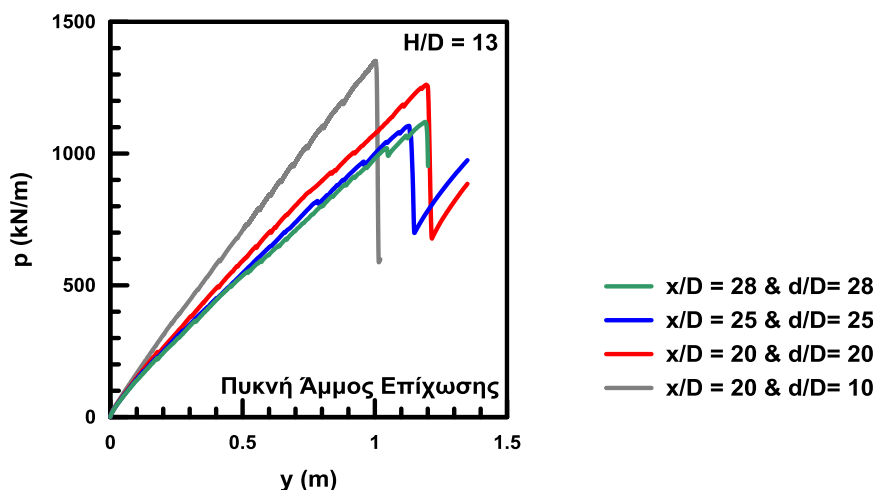
**Πίνακας 4.2:** Δεδομένα αριθμητικών αναλύσεων για τον προσδιορισμό των διαστάσεων ελεύθερου πεδίου.

α/α	Διάμετρος D (m)	Πυκνότητα άμμου επίχωσης	Λόγος H/D	x/D	d/D
1	0.102	πυκνή	13	11	10
2	0.102	πυκνή	13	17	10
3	0.102	πυκνή	13	20	10
4	0.102	πυκνή	13	20	20
5	0.102	πυκνή	13	25	25
6	0.102	πυκνή	13	28	28

Η επιλογή κατάλληλων διαστάσεων για τον προσδιορισμό των συνθηκών ελεύθερου πεδίου έγινε σε όρους καμπυλών  $p$ - $\gamma$ . Αξιολογήθηκαν και συγκρίθηκαν οι καμπύλες φορτίου-μετατόπισης για τις αναλύσεις που το υλικό επίχωσης αστόχησε.

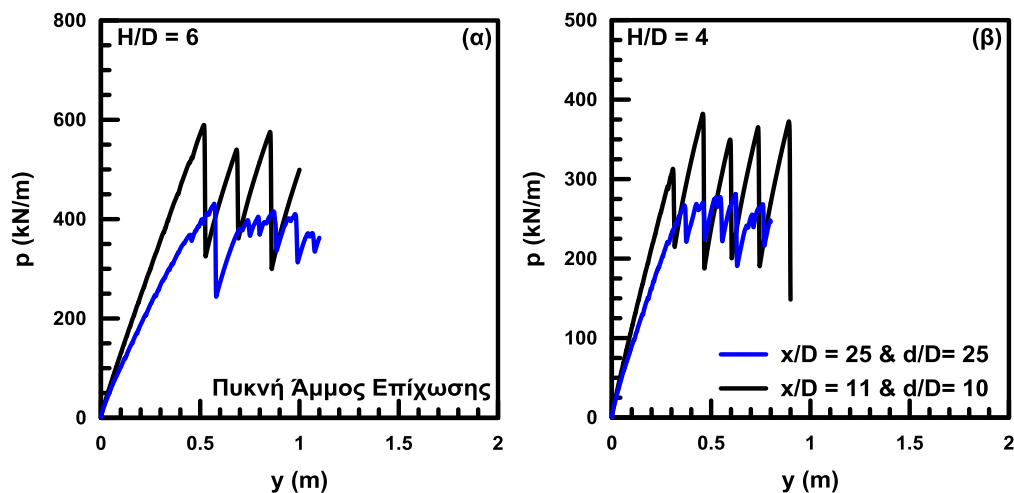
Στο **Σχήμα 4.2** παρουσιάζονται οι καμπύλες φορτίου-μετατόπισης για τις διαφορετικές περιπτώσεις καννάβου των αριθμητικών αναλύσεων. Αυτό που

παρατηρείται είναι ότι όσο μεγαλώνουν οι διαστάσεις του καννάβου, η κλίση της καμπύλης μειώνεται υποδηλώνοντας μείωση της δυσκαμψίας του εδάφους, διότι οι διαστάσεις του καννάβου επηρεάζουν λιγότερο την απόκριση του υλικού επίχωσης. Η μείωση της κλίσης της καμπύλης φορτίου-μετατόπισης με την απομάκρυνση των πλευρικών συνόρων αποκαλύπτει τη σημαντική διαφορά στη συμπεριφορά της άμμου επίχωσης λόγω των διαστάσεων του καννάβου. Οι περιορισμένες διαστάσεις αναγκάζουν το εδαφικό υλικό να συμπεριφερθεί πιο δύσκαμπτα. Επιπλέον, η παραπάνω διαφορά στις διαστάσεις εντοπίζεται και στο οριακό φορτίο που αναπτύσσεται επί του αγωγού, με το τελευταίο να μειώνεται αισθητά καθώς ο κάνναβος μεγαλώνει και προσεγγίζει το «ελεύθερο πεδίο», όπου και το φορτίο πλέον σταθεροποιείται. Από τις διάφορες καμπύλες στο **Σχήμα 4.2**, φαίνεται πως οι αναλύσεις με  $x/D = d/D = 25$  και  $x/D = d/D = 28$  έχουν σχεδόν παραπλήσια μορφή. Αυτό σημαίνει πως το οριακό φορτίο ουσιαστικά έχει σταθεροποιηθεί και ήδη με τις διαστάσεις καννάβου  $x/D = 25$ ,  $d/D = 25$  εξασφαλίζονται συνθήκες ελεύθερου πεδίου.



**Σχήμα 4.2:** Σύγκριση καμπυλών φορτίου-μετατόπισης για τις διαφορετικές διαστάσεις καννάβου αριθμητικών αναλύσεων, για την περίπτωση αγωγού σε πυκνή άμμο επίχωσης με βάθος εγκιβωτισμού  $H/D=13$ .

Αντίστοιχες αναλύσεις ευαισθησίας πραγματοποιήθηκαν και για τα υπόλοιπα βάθη εγκιβωτισμού και φαίνεται πως επίδραση των διαστάσεων του καννάβου στη συμπεριφορά της άμμου εντοπίζεται ακόμη και σε μικρά βάθη εγκιβωτισμού ( $H/D = 4, 6$ ). Στο **Σχήμα 4.3** φαίνονται οι καμπύλες φορτίου-μετατόπισης για διαστάσεις καννάβου αριθμητικών αναλύσεων  $x/D=11$ ,  $d/D=10$  και  $x/D=25$ ,  $d/D=25$ , με βάθος εγκιβωτισμού του αγωγού  $H/D = 4$  &  $6$  και τελικά, κρίνεται απαραίτητη η αύξηση των διαστάσεων του καννάβου ακόμη και στα μικρά βάθη εγκιβωτισμού.



**Σχήμα 4.3:** Σύγκριση καμπυλών φορτίου-μετατόπισης για διαστάσεις καννάβου αριθμητικών αναλύσεων  $x/D=11$ ,  $d/D=10$  και  $x/D=25$ ,  $d/D=25$ , για την περίπτωση αγωγού σε πυκνή άμμο επίχωσης με βάθος εγκιβωτισμού (α)  $H/D=6$  και (β)  $H/D=4$ .

### 4.3 Μορφή Επιφάνειας Αστοχίας

Στην προηγούμενη ενότητα προσδιορίστηκαν οι διαστάσεις του καννάβου για τις οποίες εξασφαλίζονται συνθήκες ελεύθερου πεδίου. Στην παρούσα ενότητα, με βάση τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων σχετικά με τη διαρροή των εδαφικών στοιχείων στην ευρύτερη περιοχή γύρω από τον αγωγό κατά τη μετατόπισή του, προσδιορίζεται η μορφή και το μέγεθος της επιφάνειας αστοχίας. Οι αναλύσεις έγιναν για αγωγό διαμέτρου  $D=0.102\text{m}$  και βάθη εγκιβωτισμού  $H/D=1.5-13$ , ενώ για την διερεύνηση φαινομένων κλίμακας εκτελέστηκαν και δύο επιπλέον αναλύσεις για αγωγό διαμέτρου  $D=0.714\text{m}$  και βάθη εγκιβωτισμού  $H/D=1.5$  &  $4$ . Συνολικά εκτελέστηκαν 642 αναλύσεις, οι βασικές παράμετροι των οποίων συνοψίζονται στον **Πίνακα 4.3**

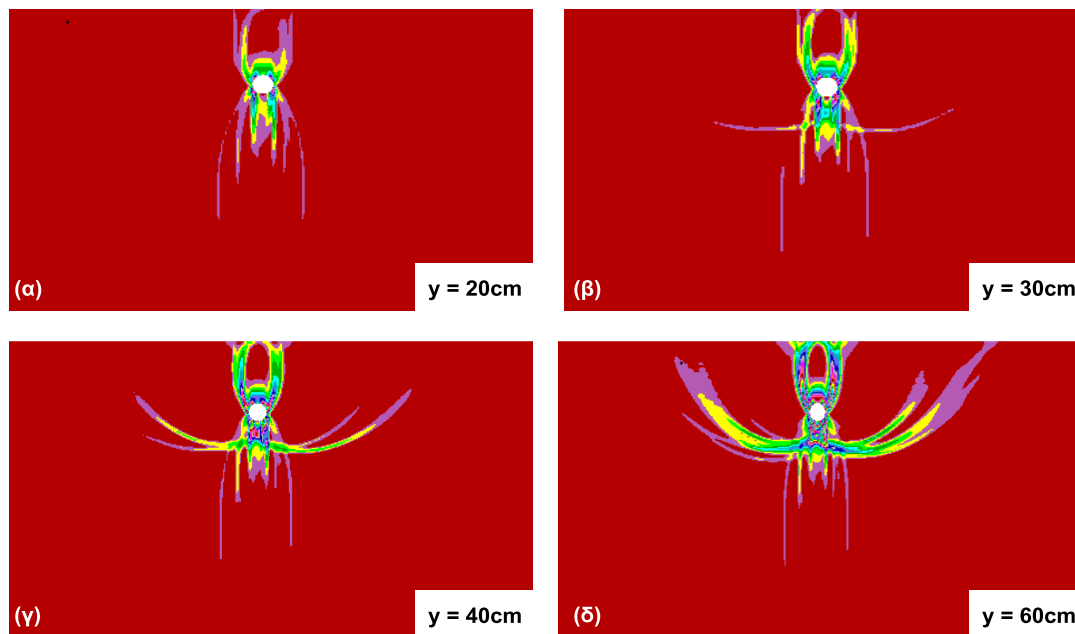
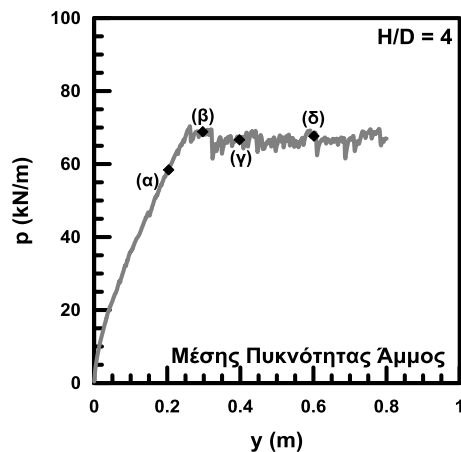
**Πίνακας 4.3:** Δεδομένα αριθμητικών αναλύσεων.

α/α	Διάμετρος D (m)	Πυκνότητα άμμου επίχωσης	Λόγος H/D
1	0.102	χαλαρή, μέση, πυκνή	1.5
2	0.102	χαλαρή, μέση, πυκνή	4
3	0.102	χαλαρή, μέση, πυκνή	6
4	0.102	χαλαρή, μέση, πυκνή	8
5	0.102	χαλαρή, μέση, πυκνή	10
6	0.102	χαλαρή, μέση, πυκνή	13
7	0.714	μέση	1.5
8	0.714	μέση	4

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, καθοριστική για τη μορφή της επιφάνειας αστοχίας είναι η χρήση του καταστατικού προσομοιώματος Mohr-Coulomb. Καθώς το συγκεκριμένο προσομοίωμα λαμβάνει υπόψη του τη διαστολικότητα για μετατοπίσεις από τη διαρροή και μετά, όπως έχει αναφερθεί λεπτομερώς στο προηγούμενο κεφάλαιο, οι επιφάνειες αστοχίας στις μικρότερες μετατοπίσεις προκύπτουν κατακόρυφες· κάτι που δικαιολογείται από την εξάρτηση της κλίσης των διατμητικών επιφανειών από την τιμή της γωνίας διαστολικότητας. Από το σημείο διαρροής και έπειτα η επιφάνεια αστοχίας αρχίζει να αποκτά κλίση, να διευρύνεται και πέρα από τις κατακόρυφες διατμητικές επιφάνειες και από τη βάση του αγωγού ξεκινούν νέες κεκλιμένες επιφάνειες που εκτείνονται μέχρι την επιφάνεια του εδάφους. Η σχηματιζόμενη επιφάνεια αστοχίας αποκτά μορφή γενικευμένης αστοχίας σε όλα τα βάθη εγκιβωτισμού και σταθεροποιείται σ' αυτή τη μορφή παρ' όλη την μετέπειτα αύξηση της μετατόπισης. Η μορφή της επιφάνειας αστοχίας είναι παρόμοια με αυτή του επιφανειακού θεμελίου. Εξάιρεση στη μορφή της επιφάνειας αστοχίας αποτελεί η περίπτωση αγωγού εγκιβωτισμένου σε χαλαρή άμμο επίχωσης και σε βάθος  $H/D=13$ , η οποία θα συζητηθεί παρακάτω. Έμφαση πρέπει να δοθεί στο γεγονός ότι για τον πλήρη σχηματισμό της επιφάνειας αστοχίας, ο αγωγός πρέπει να μετακινηθεί προς τα κάτω αρκετά μετά το σημείο διαρροής, κάτι το οποίο παρατηρείται και πάλι σε προβλήματα φέρουσας ικανότητας επιφανειακών θεμελίων.

Τα παραπάνω περιγράφονται στο **Σχήμα 4.4** όπου φαίνεται η εξέλιξη της επιφάνειας αστοχίας με την κατακόρυφη μετακίνηση, για άμμο μέσης πυκνότητας

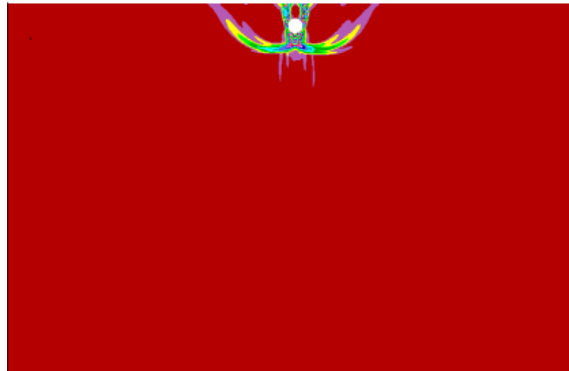
και βάθος εγκιβωτισμού  $H/D=4$ . Στο **Σχήμα 4.4(α)** παρατηρούνται οι κατακόρυφες διατμητικές επιφάνειες που σχηματίζονται πριν το σημείο διαρροής, έπειτα διακρίνεται η ανάπτυξη νέων κεκλιμένων επιφανειών από τη βάση του αγωγού προς την επιφάνεια του εδάφους [**Σχήμα 4.4(β)** και **Σχήμα 4.4(γ)**] μέχρι τον πλήρη σχηματισμό της επιφάνειας αστοχίας [**Σχήμα 4.4(δ)**] σε μετακίνηση αρκετά μεγαλύτερη από τη μετακίνηση διαρροής.



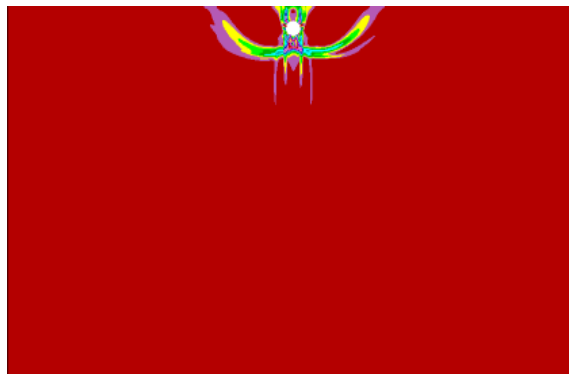
**Σχήμα 4.4:** Εξέλιξη επιφάνειας αστοχίας σε χαρακτηριστικές μετατοπίσεις – Επίδραση μετατόπισης του αγωγού.

Στο **Σχήμα 4.5** έως και το **Σχήμα 4.10** παρουσιάζεται η τελική μορφή των επιφανειών αστοχίας για χαλαρή, μέσης πυκνότητας και πυκνή άμμο και για όλα τα υπό εξέταση βάθη εγκιβωτισμού. Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, στο **Σχήμα 4.10(α)** παρουσιάζεται η επιφάνεια αστοχίας για την περίπτωση αγωγού εγκιβωτισμένου σε χαλαρή άμμο επίχωσης και βάθος  $H/D=13$ , η οποία σε αντίθεση

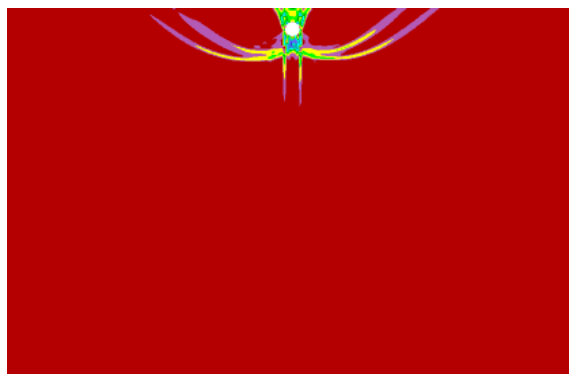
με τις υπόλοιπες επιφάνειες αστοχίας είναι τοπική και δεν εκτείνεται μέχρι την επιφάνεια. Στις υπόλοιπες περιπτώσεις και για όλα τα βάθη εγκιβωτισμού η επιφάνεια αστοχίας έχει τη μορφή γενικευμένης αστοχίας.



(α)

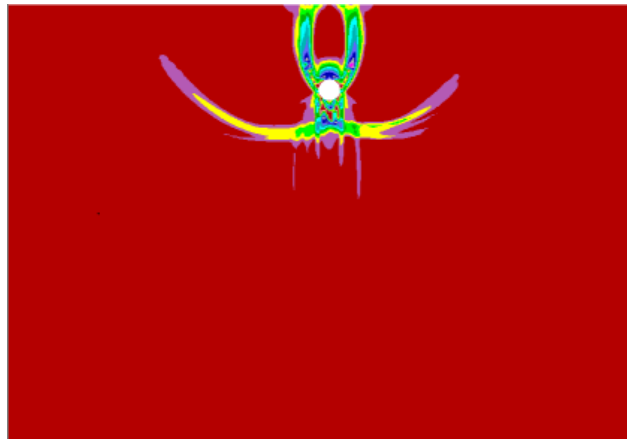


(β)

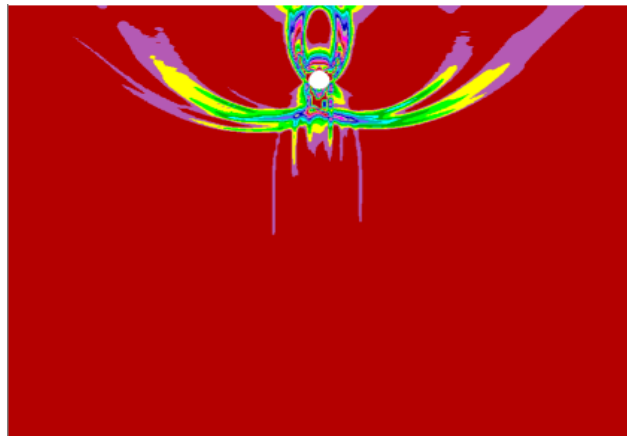


(γ)

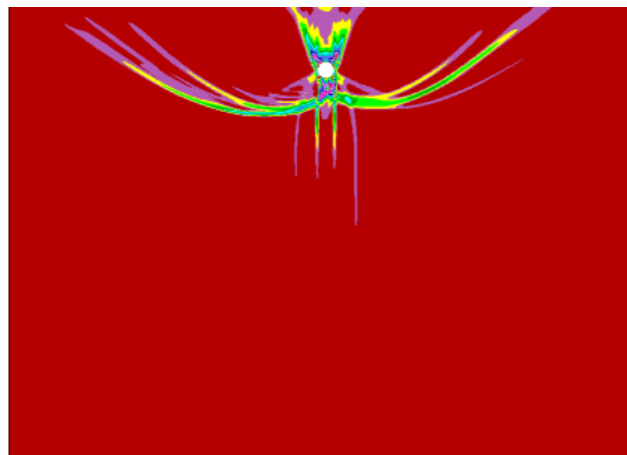
**Σχήμα 4.5:** Μηχανισμός αστοχίας αγωγού διαμέτρου 0.102m, εγκιβωτισμένου σε (α) χαλαρή, (β) μέσης πυκνότητας και (γ) πυκνή άμμο επίχωσης για λόγο εγκιβωτισμού  $H/D=1.5$ .



(α)



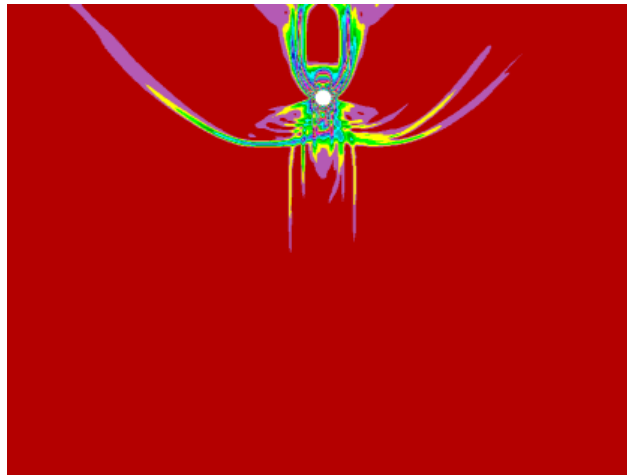
(β)



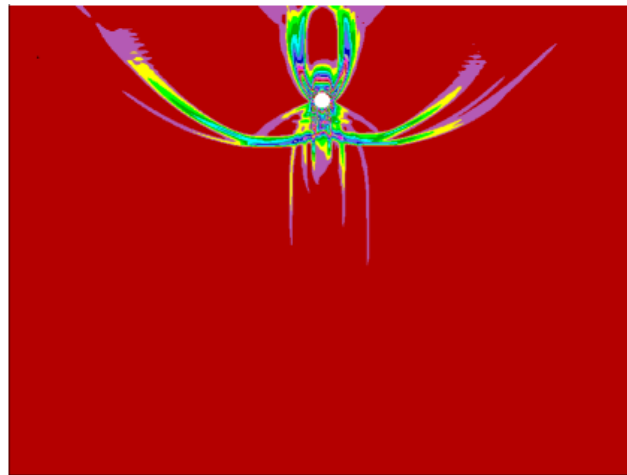
(γ)

**Σχήμα 4.6:** Μηχανισμός αστοχίας αγωγού διαμέτρου  $0.102m$ , εγκιβωτισμένου σε (α) χαλαρή, (β) μέσης πυκνότητας και (γ) πυκνή άμμο επίχωσης για λόγο εγκιβωτισμού  $H/D=4$ .

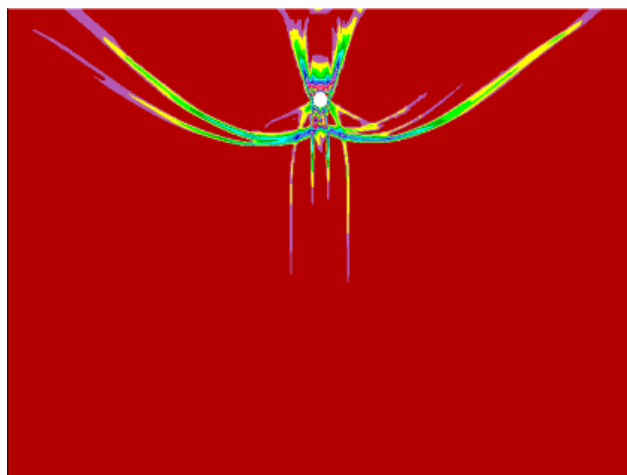




(α)

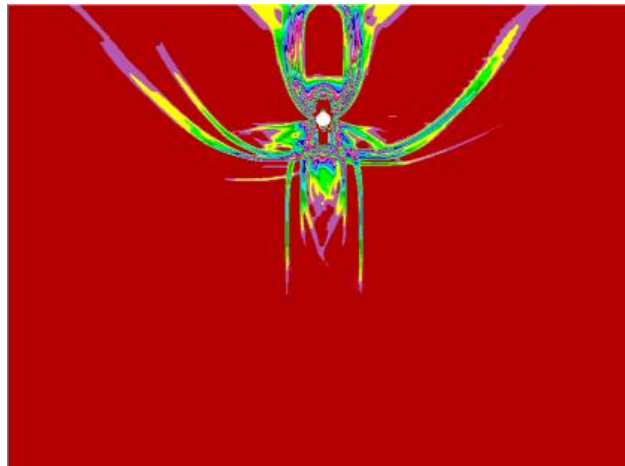


(β)

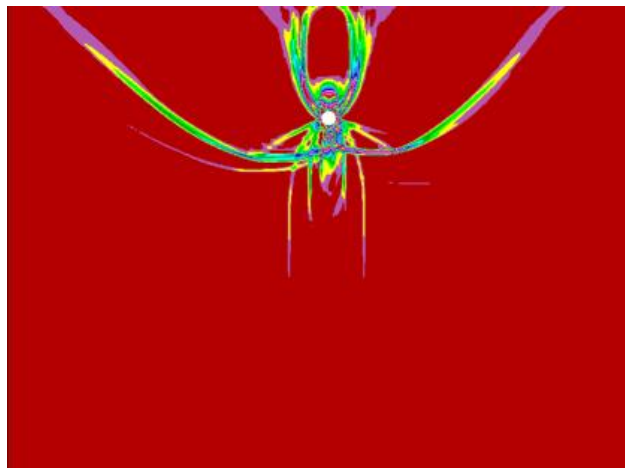


(γ)

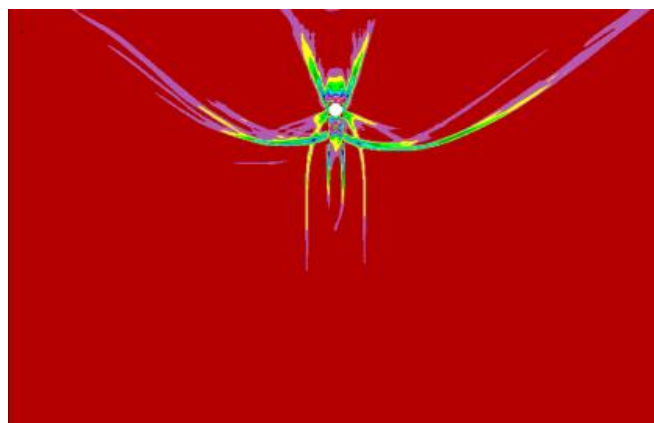
**Σχήμα 4.7:** Μηχανισμός αστοχίας αγωγού διαμέτρου  $0.102m$ , εγκιβωτισμένου σε (α) χαλαρή, (β) μέσης πυκνότητας και (γ) πυκνή άμμο επίχωσης για λόγο εγκιβωτισμού  $H/D=6$ .



(α)

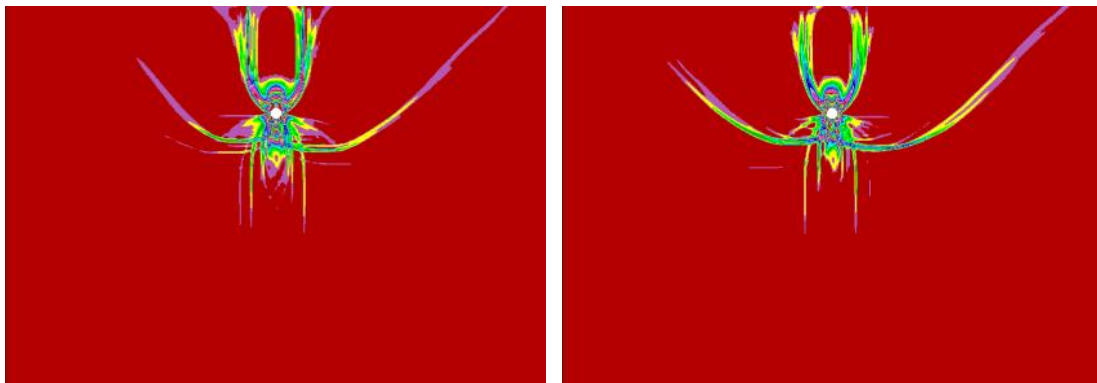


(β)



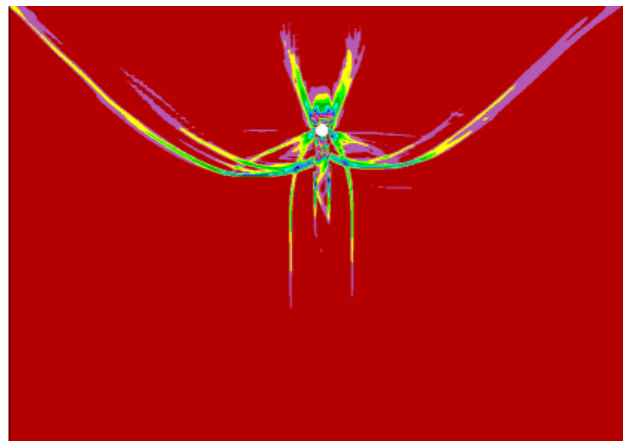
(γ)

**Σχήμα 4.8:** Μηχανισμός αστοχίας αγωγού διαμέτρου  $0.102m$ , εγκλιωτισμένου σε (α) χαλαρή, (β) μέσης πυκνότητας και (γ) πυκνή άμμο επίχωσης για λόγο εγκλιωτισμού  $H/D=8$ .



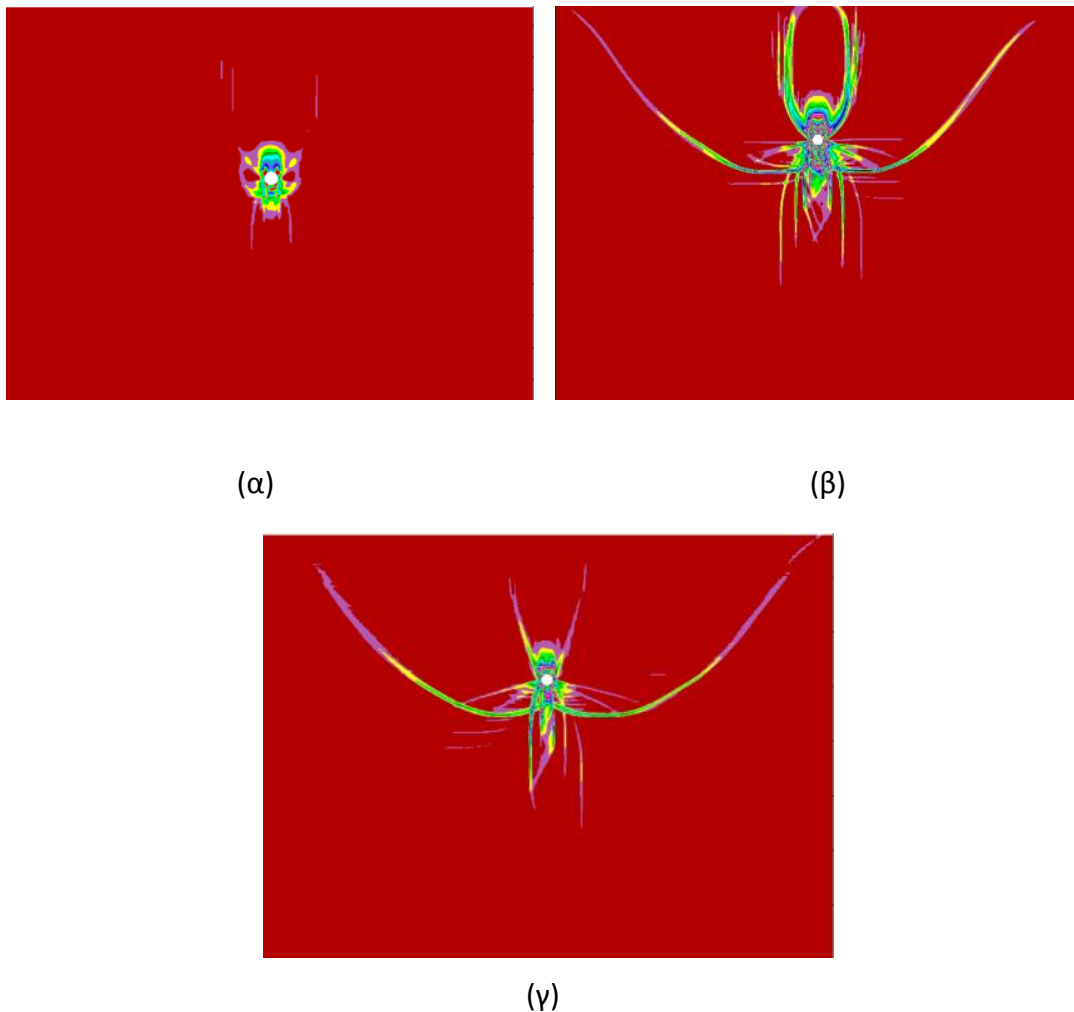
(α)

(β)



(γ)

**Σχήμα 4.9:** Μηχανισμός αστοχίας αγωγού διαμέτρου  $0.102m$ , εγκιβωτισμένου σε (α) χαλαρή, (β) μέσης πυκνότητας και (γ) πυκνή άμμο επίχωσης για λόγο εγκιβωτισμού  $H/D=10$ .

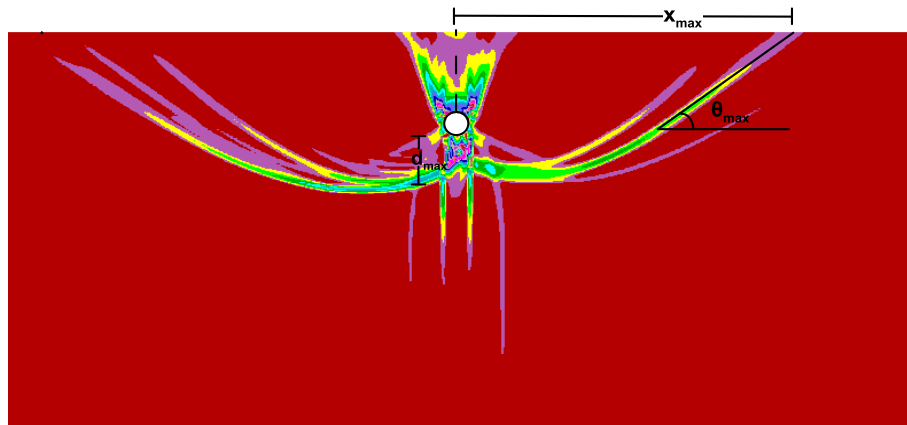


**Σχήμα 4.10:** Μηχανισμός αστοχίας αγωγού διαμέτρου  $0.102m$ , εγκιβωτισμένου σε (α) χαλαρή, (β) μέσης πυκνότητας και (γ) πυκνή άμμο επίχωσης για λόγο εγκιβωτισμού  $H/D=13$ .

#### 4.4 Αξιολόγηση Αποτελεσμάτων Αριθμητικών Αναλύσεων

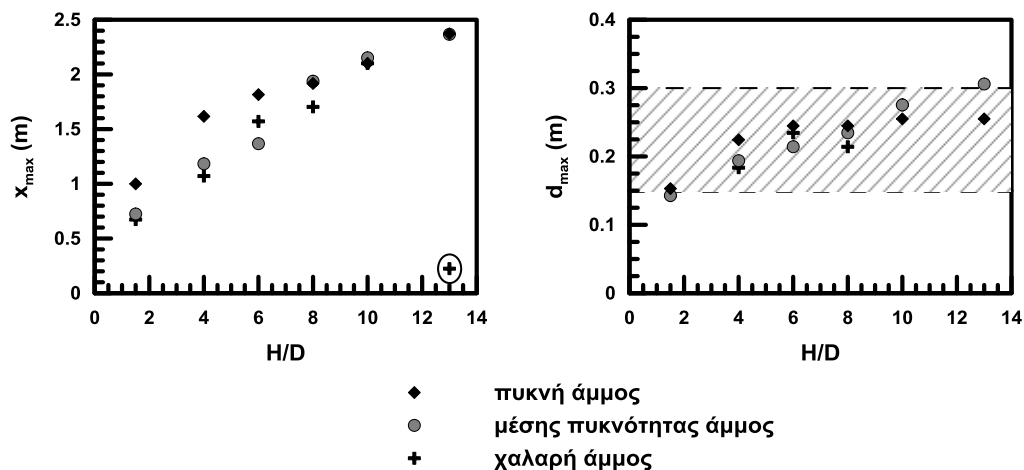
Για την περιγραφή των διαστάσεων του μηχανισμού αστοχίας, προσδιορίστηκαν για το σύνολο των αριθμητικών αναλύσεων η μέγιστη οριζόντια απόσταση  $x_{max}$ , το μέγιστο βάθος  $d_{max}$ , καθώς και η μέγιστη γωνία  $\theta_{max}$ . Ο ορισμός των τριών μεγεθών απεικονίζεται γραφικά στο **Σχήμα 4.11** επί τη βάση ενός τυπικού μηχανισμού αστοχίας όπως αυτός προκύπτει από την μελέτη των ισοκαμπυλών συσσωρευμένης διατμητικής παραμόρφωσης. Όπως διαπιστώθηκε και σε προηγούμενα κεφάλαια, η επιφάνεια αστοχίας του εδάφους απεικονίζεται κατά το βέλτιστο τρόπο, δηλαδή με τη μέγιστη δυνατή ακρίβεια και ευκρίνεια, μέσω των ισοκαμπυλών της συνολικής μεταβολής της διατμητικής παραμόρφωσης (shear strain increment). Όπως φαίνεται και στο σχήμα. Το  $x_{max}$  δηλώνει την πλευρική έκταση του μηχανισμού αστοχίας και ορίζεται η μέγιστη οριζόντια απόσταση της επιφάνειας αστοχίας από το κέντρο του αγωγού. Για τον υπολογισμό του λήφθηκε υπόψη μία μέση ευθεία γραμμή κατά

μήκος της επιφάνειας αστοχίας που προσεγγίζει τη μορφή της όσο το δυνατόν καλύτερα. Αντίστοιχα, το  $d_{max}$  εκφράζει την μέγιστη κατακόρυφη απόσταση από το κάτω άκρο του αγωγού μέχρι το μέσο της επιφάνειας αστοχίας και το  $\theta_{max}$  την γωνία κλίσης του μηχανισμού.



**Σχήμα 4.11:** Προσδιορισμός απόστασης  $x_{max}$ ,  $d_{max}$  μέσω διατμητικών παραμορφώσεων και της γωνίας  $\theta_{max}$  (πυκνή άμμος,  $H/D=4$ ).

Η κατανομή των μεγεθών  $x_{max}$  και  $d_{max}$  συναρτήσει του βάθους εγκιβωτισμού  $H/D$  παρουσιάζεται στο **Σχήμα 4.12**. Όσον αφορά το  $x_{max}$ , παρατηρείται αύξηση του με την αύξηση του βάθους εγκιβωτισμού, καθώς σε μεγαλύτερα βάθη ο αγωγός κατά την κατακόρυφη μετακίνηση προς τα κάτω κινητοποιεί μεγαλύτερο όγκο εδάφους και η σχηματιζόμενη επιφάνεια αστοχίας είναι εν γένει μεγαλύτερη. Οι υψηλότερες τιμές  $x_{max}$  παρατηρούνται στην περίπτωση της πυκνής άμμου επίχωσης και μπορούν να αποδοθούν στη μεγαλύτερη γωνία τριβής και διαστολικότητας, όπως και στην περίπτωση επιφανειακών θεμελίων. Η τιμή για την περίπτωση του αγωγού σε χαλαρή άμμο επίχωσης και σε βάθος  $H/D=13$ , όπου είναι η μοναδική στην οποία η επιφάνεια αστοχίας είναι τοπική δεν ακολουθεί την τάση των άλλων σημείων και έχει τοποθετηθεί σε κύκλο για την αναγνώριση της από τον αναγνώστη. Αντίστοιχη είναι η τάση και για την περίπτωση του βάθους  $d_{max}$ , ωστόσο η επίδραση είναι σημαντικά μικρότερη ποσοτικά. Συγκεκριμένα, για όλες τις πυκνότητες άμμου το  $d_{max}$  κυμαίνεται από  $0.3D$  έως  $3.0D$  για μικρά και μεγάλα βάθη εγκιβωτισμού αντίστοιχα.

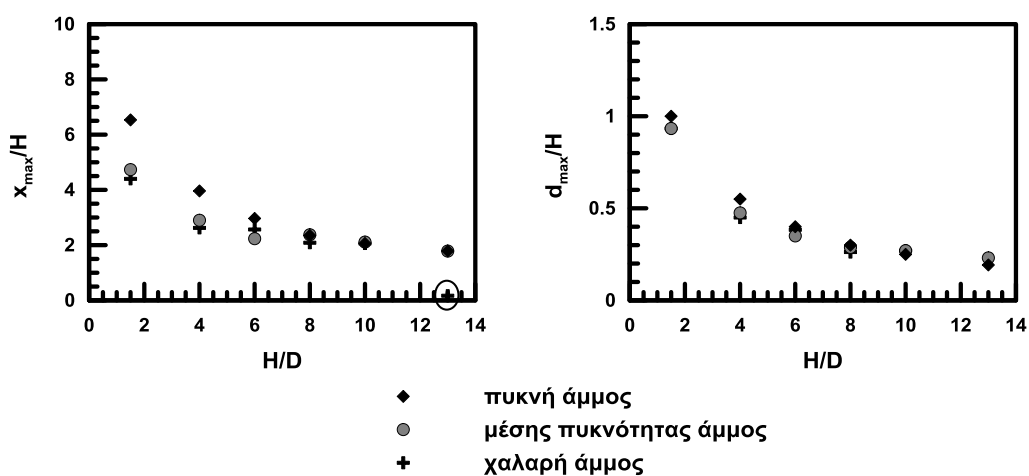


**Σχήμα 4.12:** Μεταβολή των μεγεθών  $x_{max}$  και  $d_{max}$  συναρτήσει του βάθους εγκιβωτισμού  $H/D$  για χαλαρή, μέσης πυκνότητας και πυκνή άμμο επίχωσης.

Στο **Σχήμα 4.13**, παρουσιάζεται η μεταβολή των  $x_{max}$  και  $d_{max}$  κανονικοποιημένων ως προς το βάθος εγκιβωτισμού  $H$ . Παρατηρείται πως οι τιμές και για τις τρεις εξεταζόμενες πυκνότητες άμμου επίχωσης συγκλίνουν (η τιμή για την περίπτωση του αγωγού σε χαλαρή άμμο επίχωσης και σε βάθος  $H/D=13$  έχει τοποθετηθεί σε κύκλο για την εύκολη αναγνώριση της από τον αναγνώστη) και μπορούν να περιγραφούν μαθηματικά ως εξής:

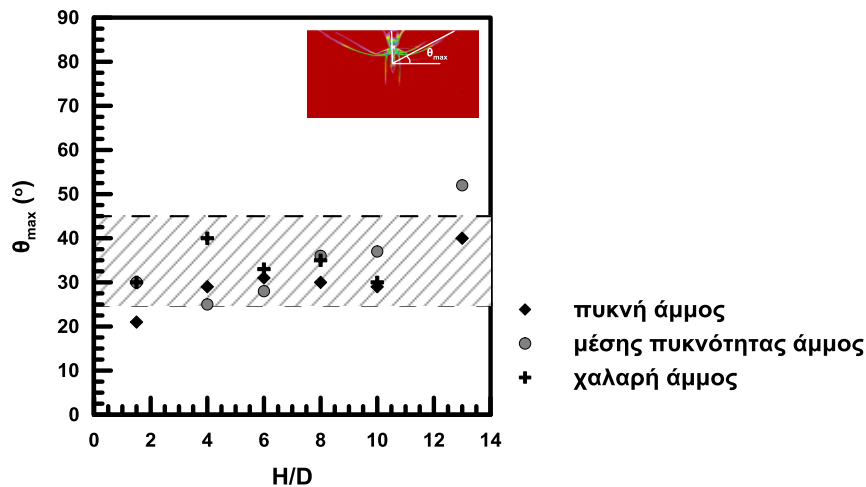
$$\frac{x_{max}}{H} = 7.5 \cdot \sqrt{\frac{1}{\frac{H}{D} + 1}} \quad (4.1)$$

$$\frac{d_{max}}{H} = 1.2 \cdot \sqrt{\frac{1}{\frac{H}{D} + 1}} \quad (4.2)$$



**Σχήμα 4.13:** Μεταβολή των λόγων  $x_{max}/H$  και  $d_{max}/H$  συναρτήσει του λόγου εγκιβωτισμού  $H/D$  για χαλαρή, μέσης πυκνότητας και πυκνή άμμο επίχωσης.

Τέλος, στο **Σχήμα 4.14** φαίνεται η μεταβολή της γωνίας  $\theta_{max}$  με το βάθος εγκιβωτισμού  $H/D$ . Τα δεδομένα δεν καταδεικνύουν κάποια σαφή συσχέτιση, ενώ η γωνία  $\theta_{max}$  κυμαίνεται εν γένει σε ένα εύρος  $\theta_{max}=25^{\circ}-45^{\circ}$ .

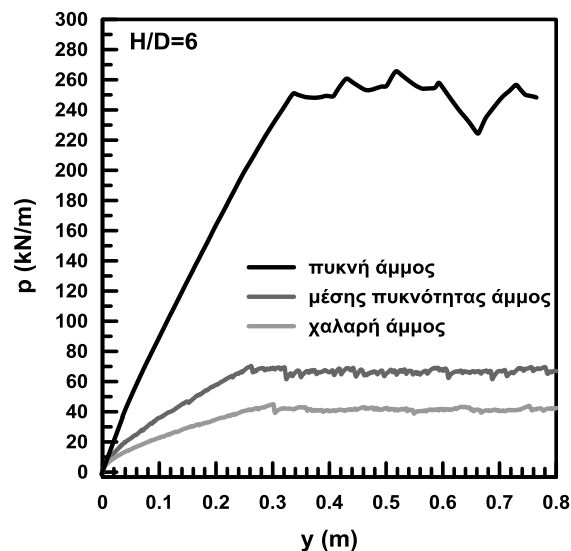


**Σχήμα 4.14:** Μεταβολή της γωνίας  $\theta_{max}$  συναρτήσει του βάθους εγκιβωτισμού  $H/D$  για χαλαρή, μέσης πυκνότητας και πυκνή άμμο επίχωσης.

## 4.5 Καμπύλες Φορτίου-Μετατόπισης ( $p$ - $y$ )

### 4.5.1 Υπολογισμός οριακού φορτίου ( $p_{ult}$ ) και οριακής μετατόπισης ( $y_{ult}$ )

Στο **Σχήμα 4.15** παρουσιάζονται τρεις τυπικές καμπύλες φορτίου-μετατόπισης για χαλαρή, μέση και πυκνή άμμο επίχωσης, καθώς και για βάθος εγκιβωτισμού  $H/D=6$ , όπως αυτές προέκυψαν από τις αριθμητικές αναλύσεις.



**Σχήμα 4.15:** Καμπύλες φορτίου - μετατόπισης για κατακόρυφη προς τα κάτω μετατόπιση αγωγού εγκιβωτισμένου σε χαλαρή, μέσης πυκνότητας και πυκνή άμμο για βάθος εγκιβωτισμού  $H/D=6$ , υπό συνθήκες ελεύθερου πεδίου.

Για την αναλυτική περιγραφή των παραπάνω καμπυλών, υιοθετήθηκε αρχικά η ευρέως διαδομένη, σε προβλήματα θεμελιώσεων, μέθοδος του *Chin (1970)* σύμφωνα με την οποία η μη γραμμική μορφή της καμπύλης φορτίου-μετατόπισης μπορεί να προσεγγιστεί από μια υπερβολική σχέση με εξίσωση:

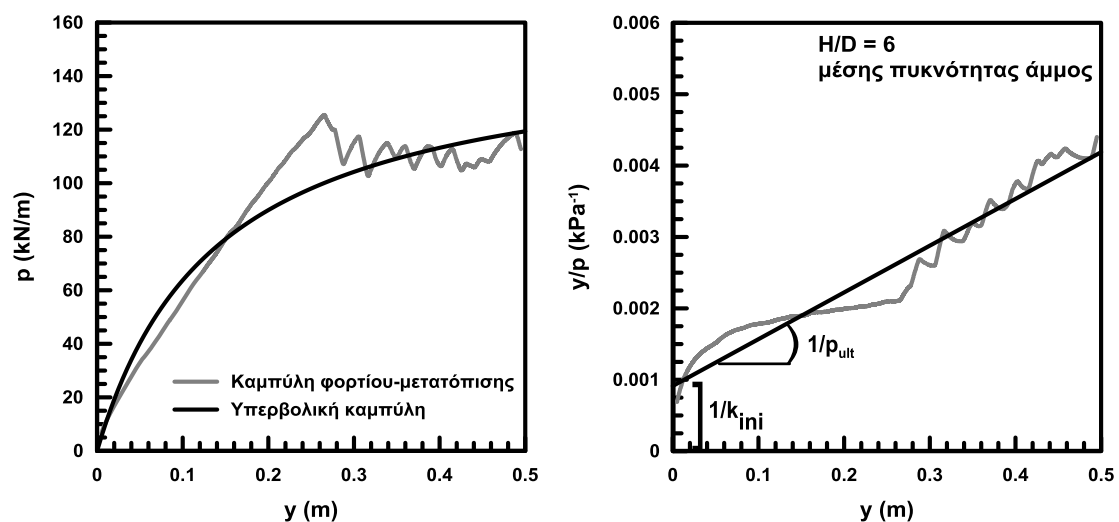
$$p = \frac{y}{\frac{1}{k_{ini}} + \frac{y}{p_{ult}}} \quad (4.3)$$

όπου  $p_{ult}$  η οριακή εδαφική αντίδραση και  $k_{ini}$  η αρχική δυσκαμψία της καμπύλης. Η **σχέση (4.3)** μπορεί να μετασχηματιστεί ως εξής:

$$\frac{y}{p} = \frac{1}{k_{ini}} + \left(\frac{1}{p_{ult}}\right)y \quad (4.4)$$

Η παραπάνω εξίσωση, στο συντεταγμένο επίπεδο με οριζόντιο άξονα  $y$  (m) και κατακόρυφο  $y/p$  ( $\text{kPa}^{-1}$ ), παριστάνει ευθεία με κλίση  $1/p_{ult}$  και σημείο τομής με τον κατακόρυφο άξονα το  $(0, 1/k_{ini})$ . Συνεπώς, τα  $p_{ult}$  και  $k_{ini}$  μπορούν να εκτιμηθούν προσαρμόζοντας κατάλληλα μια ευθεία γραμμή στα αριθμητικά δεδομένα.

Η παραπάνω διαδικασία παρουσιάζεται στο **Σχήμα 4.16** για την τυπική περίπτωση αγωγού εγκιβωτισμένου σε μέσης πυκνότητας άμμο με λόγο εγκιβωτισμού  $H/D=6$ . Αυτό που γίνεται αμέσως αντιληπτό είναι πως η προσέγγιση της καμπύλης φορτίου-μετατόπισης μέσω μίας υπερβολικής καμπύλης δεν είναι ακριβής, μιας και δεν αντιπροσωπεύει ρεαλιστικά την απόκριση του εδάφους.



**Σχήμα 4.16:** Προσέγγιση της καμπύλης φορτίου-μετατόπισης με μια υπερβολική σχέση (α) στο χώρο  $p$ - $y$  και (β) στο χώρο  $y/p$ - $y$ .

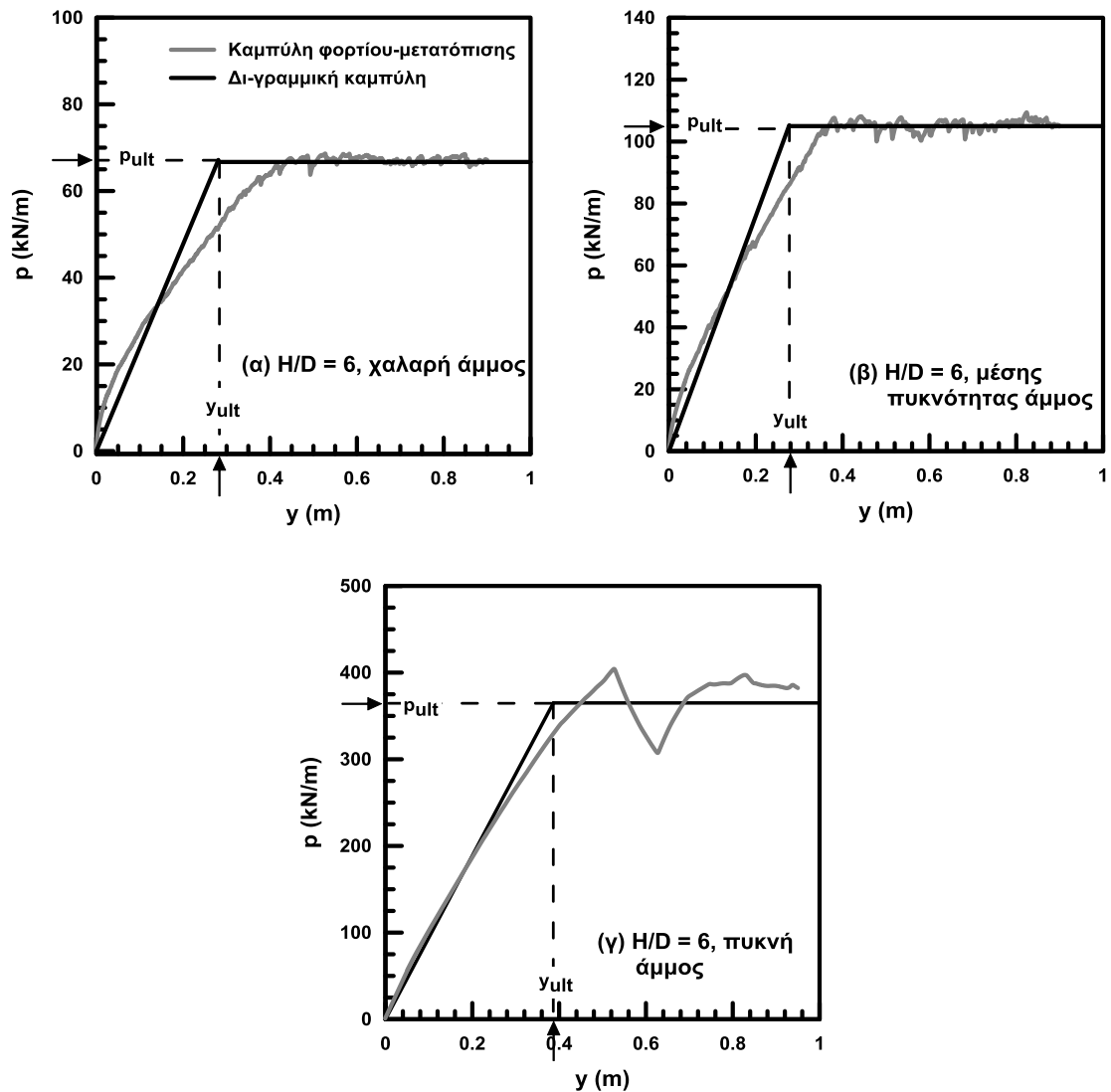


Σε δεύτερο στάδιο, έγινε η παραδοχή ότι οι αριθμητικές καμπύλες μπορούν να περιγραφούν ικανοποιητικά από μια δι-γραμμική καμπύλη φορτίου-μετατόπισης για τον προσδιορισμό της οποίας απαιτείται ο υπολογισμός της οριακής εδαφικής αντίδρασης ( $p_{ult}$ ), καθώς και της αντίστοιχης τιμής της μετατόπισης  $y_{ult}$ , στην οποία αυτό λαμβάνει χώρα. Πιο συγκεκριμένα, το οριακό φορτίο  $p_{ult}$  μετρήθηκε απευθείας από τις αριθμητικές καμπύλες, ενώ η οριακή μετατόπιση  $y_{ult}$  υπολογίστηκε έτσι ώστε η αναλυτική καμπύλη να ταυτίζεται με την αριθμητική στο 50% του οριακού φορτίου ως εξής:

- Υπολογίζεται η τιμή του φορτίου που αντιστοιχεί στο 50% της οριακής τιμής,  $p=p_{ult}/2$ .
- Για την τιμή αυτή του φορτίου, προσδιορίζεται η αντίστοιχη μετατόπιση ( $y_{50}$ )
- Τέλος, υπολογίζεται η οριακή τιμή της μετατόπισης ( $y_{ult}$ ) από τη σχέση:

$$y_{ult} = 2 \cdot y_{50} \quad (4.5)$$

Η εφαρμογή της παραπάνω μεθόδου για  $H/D=6$ , καθώς και για τις τρεις πυκνότητες μελέτης, αξιολογείται στο **Σχήμα 4.17**, όπου οι αναλυτικές καμπύλες (μαύρη γραμμή) συγκρίνονται με τις αντίστοιχες αριθμητικές (γκρι γραμμή).



**Σχήμα 4.17:** Προσδιορισμός των παραμέτρων  $p_{ult}$  και  $y_{ult}$  προσεγγίζοντας την καμπύλη φορτίου-μετατόπισης με μία δι-γραμμική καμπύλη για (α) χαλαρή, (β) για μέσης πυκνότητας και (γ) για πυκνή άμμο επίχωσης και για  $H/D = 6$ .

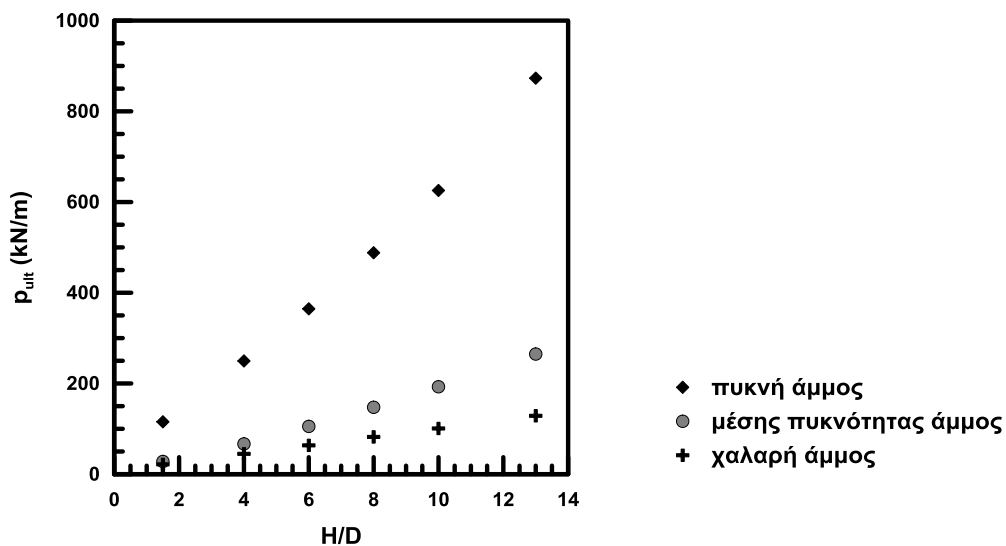
#### 4.5.2 Οριακό Φορτίο

Το **Σχήμα 4.18** συνοψίζει τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για όλα τα βάθη εγκιβωτισμού και για όλες τις εξεταζόμενες πυκνότητες, ενώ στο **Σχήμα 4.19** τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων συγκρίνονται με τις προβλέψεις της ισχύουσας μεθοδολογίας σχεδιασμού υπόγειων αγωγών (ASCE), αλλά και της μεθοδολογίας που προτείνεται από τους Kouretzis et al. (2014). Με βάση τα παραπάνω σχήματα μπορούν να διαπιστωθούν τα εξής:

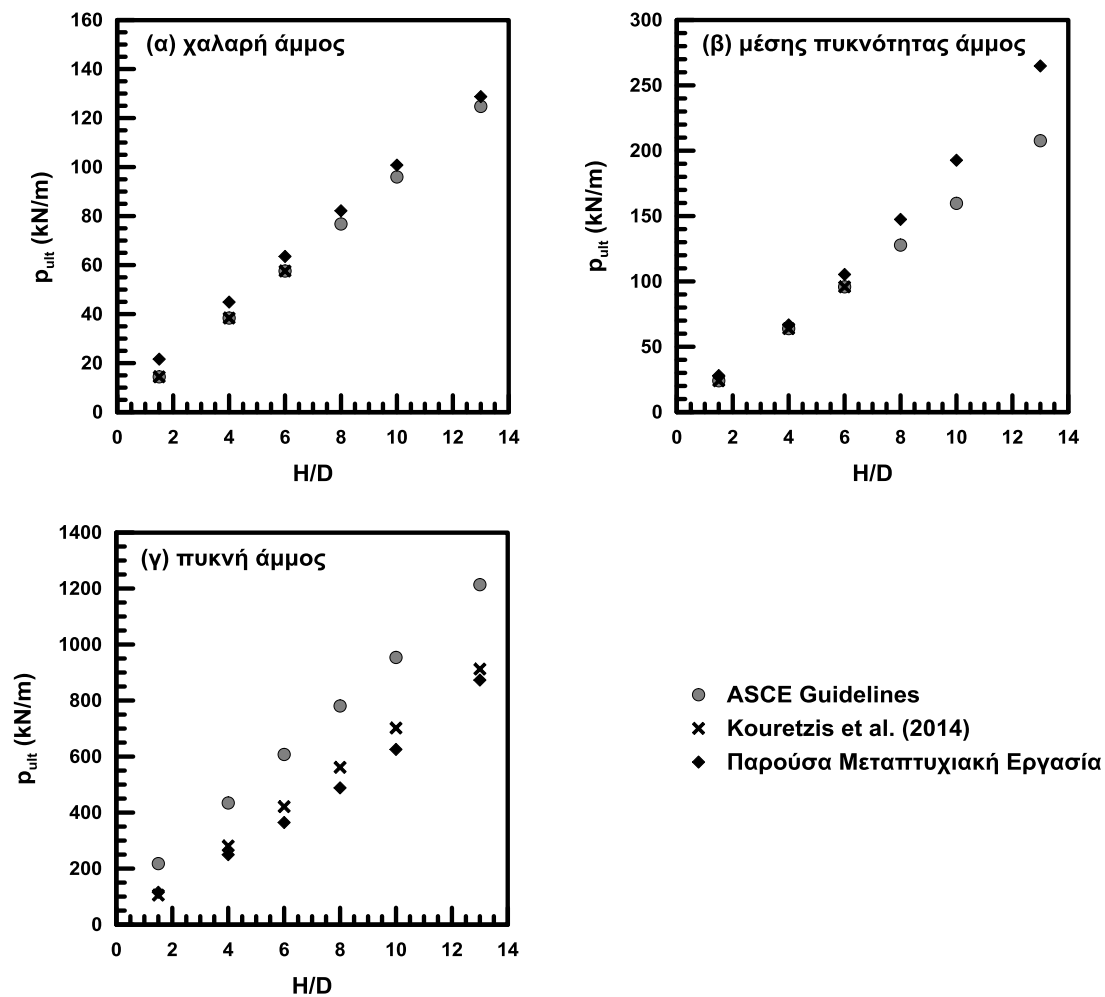
- Οι αριθμητικές αναλύσεις προβλέπουν σημαντική επίδραση τόσο της πυκνότητας της άμμου επίχωσης, όσο και του βάθους εγκιβωτισμού στο οριακό φορτίο. Συγκεκριμένα, αύξηση της πυκνότητας της άμμου οδηγεί σε σημαντική αύξηση του οριακού φορτίου, γεγονός που αντικατοπτρίζει την καθοριστική

σημασία της γωνία τριβής και διαστολικότητας σε προβλήματα διατμητικής αστοχίας, όπως το συγκεκριμένο. Ανάλογη είναι και η επίδραση του λόγου εγκιβωτισμού, με τον οποίο το οριακό φορτίο δείχνει να αυξάνεται περίπου γραμμικά.

- Οι υπάρχουσες προτεινόμενες μεθοδολογίες φαίνεται να προβλέπουν αρκετά ικανοποιητικά τις ως άνω επίδρασεις. Η βέλτιστη ποσοτική συμφωνία επιτυγχάνεται με τη μεθοδολογία που προτείνεται από τους Kouretzis et al. (2014), κάτι το οποίο αναμένεται μιας και έχει βασιστεί σε αποτελέσματα αριθμητικών αναλύσεων. Οι κανονισμοί της ASCE, φαίνεται να υπερεκτιμούν την αντοχή για την περίπτωση πυκνών εδαφών, χωρίς, ωστόσο, οι διαφορές να είναι ουσιαστικές. Σημειώνεται ότι οι εν λόγω προβλέψεις βασίζονται σε απευθείας εφαρμογή της θεωρίας φέρουσας ικανότητας επιφανειακών λωριδωτών πεδύλων, και όχι σε μελέτες αναφορικά με την απόκριση αγωγών.



**Σχήμα 4.18:** Οριακή εδαφική αντίσταση  $p_{ult}$  συναρτήσει του βάθους εγκιβωτισμού για χαλαρή, μέσης πυκνότητας και πυκνή άμμο.

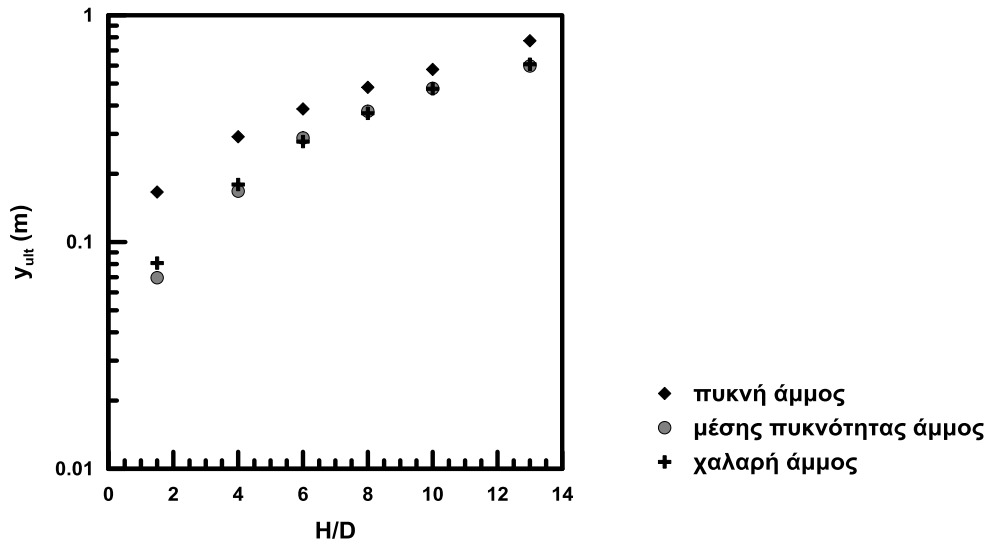


**Σχήμα 4.19:** Οριακή εδαφική αντίσταση σε συνάρτηση με το βάθος εγκιβωτισμού για επίχωση σε (α) χαλαρή, (β) μέσης πυκνότητας και (γ) πυκνή άμμο.

#### 4.5.3 Οριακή εδαφική μετακίνηση $\gamma_{ult}$

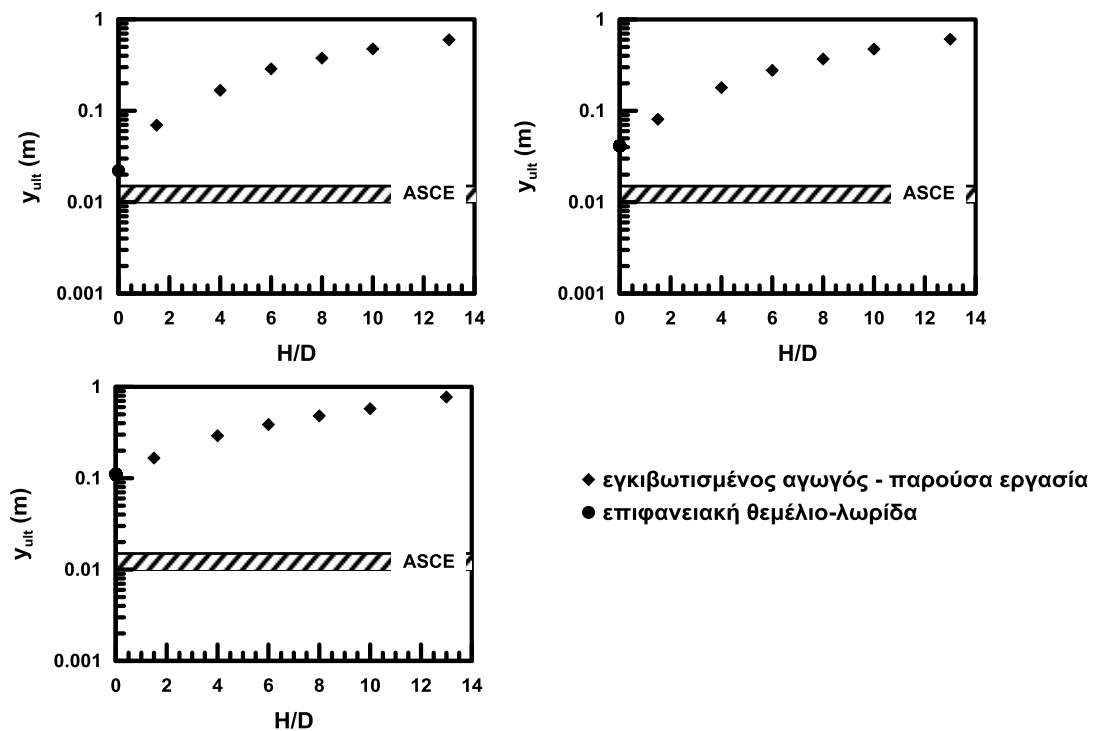
Εξίσου σημαντική για το σχεδιασμό του αγωγού είναι η μετακίνηση στην οποία αντιστοιχεί στο οριακό φορτίο, δηλαδή η μετακίνηση ( $\gamma_{ult}$ ). Ο υπολογισμός αυτού του μεγέθους έγινε κατ' αντιστοιχία με τον υπολογισμό του  $p_{ult}$ , όπως αναλύθηκε στην παράγραφο 4.5.1. Στο **Σχήμα 4.20** παρουσιάζονται οι μετακινήσεις  $\gamma_{ult}$  που προέκυψαν στα πλαίσια της παρούσας εργασίας για τις εξεταζόμενες πυκνότητες και για βάθη εγκιβωτισμού  $H/D = 1.5 - 13$ .

Αυτό που διαπιστώνεται είναι πως η μετακίνηση  $\gamma_{ult}$  αυξάνεται με ολοένα και μικρότερο ρυθμό με το βάθος εγκιβωτισμού, ενώ για μεγάλα βάθη εγκιβωτισμού τείνει να σταθεροποιηθεί σε μία μέγιστη τιμή. Η συμπεριφορά είναι παρόμοια ανεξάρτητα από την πυκνότητα της άμμου επίχωσης, η οποία φαίνεται να επηρεάζει σημαντικά το συγκεκριμένο μέγεθος, μόνο για την περίπτωση της πυκνής άμμου.



**Σχήμα 4.20:** Μετακίνηση  $y_{ult}$  όπου αντιστοιχεί το μέγιστο οριακό φορτίο, συναρτήσει του βάθους εγκιβωτισμού για χαλαρή, μέσης πυκνότητας και πυκνή άμμο επίχωσης.

Στο **Σχήμα 4.21** πραγματοποιείται σύγκριση των μετακινήσεων  $y_{ult}$  που προέκυψαν αριθμητικά με τις αντίστοιχες προβλέψεις των κανονισμών της ASCE, όπου προτείνεται ως μετακίνηση  $y_{ult}$  ένα εύρος 10% - 15% της διαμέτρου του αγωγού, ανεξαρτήτως βάθους εγκιβωτισμού και πυκνότητας του υλικού επίχωσης. Παρατηρείται πως οι ισχύοντες κανονισμοί υποεκτιμούν σημαντικά την οριακή μετατόπιση, ενώ δεν προβλέπουν την επίδραση του βάθους εγκιβωτισμού.



**Σχήμα 4.21:** Σύγκριση μετακινήσεων  $y_{ult}$  με τις τιμές που προτείνονται από τον ισχύοντα κανονισμό (ASCE).

Οι παραπάνω διαφορές μπορούν να αποδοθούν σε τρεις λόγους:

**Επίδραση βάθους εγκιβωτισμού.**- Όπως έχει ήδη αναφερθεί και σε προηγούμενα σημεία, η μεθοδολογία που προτείνεται από τους ισχύοντες κανονισμούς της ASCE βασίζεται εξ' ολοκλήρου στη θεώρηση πως το πρόβλημα της κατακόρυφης προς τα κάτω μετακίνησης ενός αγωγού εγκιβωτισμένου στο έδαφος επιλύεται ως ένα πρόβλημα φέρουσας ικανότητας επιφανειακού θεμελίου. Όσον αφορά τον υπολογισμό της μέγιστης εδαφικής αντίστασης, το γεγονός πως στο συγκεκριμένο πρόβλημα ο αγωγός είναι εγκιβωτισμένος στο έδαφος λαμβάνεται υπόψη μέσω του όρου  $N_q \cdot \bar{\gamma} \cdot H \cdot D$  [Κεφ. 2, σχέση (2.8)], ο οποίος προστίθεται και αυξάνει την αντοχή λόγω του βάθους εγκιβωτισμού  $H$ . Όσον αφορά όμως τη μετακίνηση  $y_{ult}$ , ο εγκιβωτισμός του αγωγού δεν λαμβάνεται υπόψη. Το γεγονός όμως πως στο συγκεκριμένο πρόβλημα ο αγωγός είναι εγκιβωτισμένος στο έδαφος και μάλιστα έως και σε μεγάλα βάθη ( $H/D = 13$ ), διαφοροποιεί τελείως τη φυσική του προβλήματος. Ο εγκιβωτισμός επιφέρει πρόσθετη αντοχή, με αποτέλεσμα να αυξάνεται όχι μόνο η τιμή του οριακού φορτίου ( $p_{ult}$ ), αλλά και η μετακίνηση στην οποία αυτό εμφανίζεται ( $y_{ult}$ ). Πράγματι, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 4.21**, οι αριθμητικές αναλύσεις προβλέπουν αυτήν την αύξηση και επαληθεύουν πως η αύξηση αυτή είναι μεγαλύτερη, όσο μεγαλύτερο είναι το βάθος εγκιβωτισμού. Για περαιτέρω διερεύνηση της επίδρασης του βάθους εγκιβωτισμού, αλλά και για να πραγματοποιηθεί μια πιο απευθείας σύγκριση αναλυτικών-αριθμητικών προβλέψεων, εκτελέστηκαν τρεις επιπλέον αριθμητικές αναλύσεις για θεμέλιο-λωρίδα επιφανειακής θεμελίωσης, πλάτους  $B$  ίσου με τη διάμετρο  $D$  του αγωγού, και για τις τρεις εξεταζόμενες πυκνότητες. Η μετακίνηση  $y_{ult}$  γι' αυτές τις αναλύσεις φαίνεται επίσης στα διαγράμματα του **Σχήματος 4.22** και πράγματι, είναι σε πολύ καλύτερη συμφωνία με την αντίστοιχη αναλυτική πρόβλεψη.

**Δυστημσία άμμου επίχωσης.**- Ένας δεύτερος παράγοντας που φαίνεται να επηρεάζει σημαντικά την τιμή της μετακίνησης  $y_{ult}$  είναι ο τύπος, και πιο συγκεκριμένα η δυστημσία, της άμμου που έχει χρησιμοποιηθεί για τη βαθμονόμηση του προσομοιώματος. Στην παρούσα εργασία, η άμμος που χρησιμοποιήθηκε κατά τη βαθμονόμηση, όπως έχει αναφερθεί και στην **παράγραφο 3.2.4 του Κεφαλαίου 3**, είναι άμμος τύπου Cornell. Αυτός ο τύπος άμμου επιλέχθηκε για το λόγο πως χρησιμοποιήθηκε στην πειραματική διάταξη των *Trautmann et al. (1985)* βάσει της οποίας επαληθεύτηκε η αριθμητική μεθοδολογία. Υπενθυμίζεται πως η σχέση που έχει χρησιμοποιηθεί για την κατανομή του μέτρου ελαστικότητας και κατ' επέκταση του μέτρου διάτμησης με το βάθος για την άμμο αυτή είναι η σχέση που προτείνεται από τους *Yimsiri et al. (2004)*, η οποία είναι προσαρμοσμένη στο ελαστό-πλαστικό προσομοίωμα Mohr-Coulomb που χρησιμοποιείται και σε αυτή την εργασία. Η σχέση αναφέρεται στο **Κεφάλαιο 3, παράγραφος 3.2.4** και είναι η εξής:

$$E = E_{p'_A} \cdot \sqrt{\frac{\sigma'_v}{p'_A}} \quad (4.6)$$

και κατ' επέκταση 
$$G = \frac{E_{p'_A} \cdot \sqrt{\frac{\sigma'_v}{p'_A}}}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (4.7)$$

με  $\nu=0.33$  για άμμο Cornell

όπου:  $p'_A = 20 \text{ kPa}$  και  $E_{p'_A} = \begin{cases} 2673.08 \text{ kPa,} & \text{χαλαρή άμμος} \\ 2950.00 \text{ kPa,} & \text{μέσης πυκνότητας άμμος} \\ 3820.00 \text{ kPa,} & \text{πυκνή άμμος} \end{cases}$

Κρίθηκε επομένως σκόπιμο να γίνει μία σύγκριση της άμμου Cornell και με άλλους τύπους άμμου ως προς το μέτρο ελαστικότητάς τους και κατ' επέκταση το μέτρο διάτμησής τους. Για τον σκοπό αυτό επιλέχθηκαν οι πολύ διαδεδομένες σε επίπεδο πειραμάτων και αριθμητικών αναλύσεων άμμοι Nevada και Toyoura. Για την πρώτη, μέτρο διάτμησης μεταβάλλεται με την τάση εγκιβωτισμού ως εξής:

$$G_{\text{max,Nevada}} = \frac{600 \cdot p_a}{0.3 + 0.7 \cdot e^2} \cdot \sqrt{\frac{p}{p_a}} \quad (4.8)$$

Αντίστοιχα, για την άμμο Toyoura:

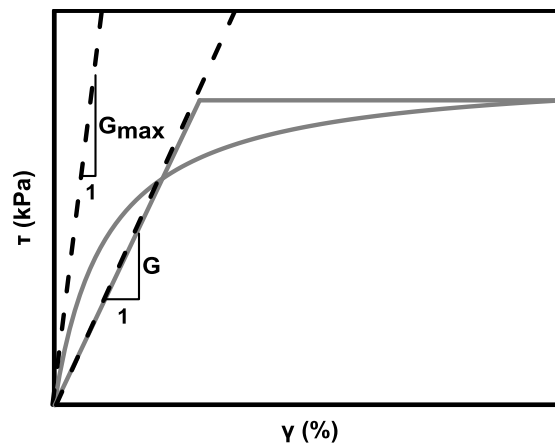
$$G_{\text{max,Toyouira}} = 375 \cdot p_a \cdot \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \cdot \sqrt{\frac{p}{p_a}} \quad (4.9)$$

όπου  $e$  ο δείκτης πόρων που αντιστοιχεί στην εξεταζόμενη σχετική πυκνότητα του εδαφικού υλικού,  $p_a$  η ατμοσφαιρική πίεση ( $=98.1 \text{ kPa}$ ) και  $p$  η τάση εγκιβωτισμού:

$$p: \text{ μέση ενεργός τάση } p = \frac{\sigma_v + 2\sigma_h}{3} = \frac{(1 + 2K_o)\sigma_v}{3} \quad (4.10)$$

Στο σημείο αυτό πρέπει να σημειωθεί πως οι συγκεκριμένες σχέσεις υπολογισμού αναφέρονται στο αρχικό μέτρο διάτμησης  $G_{\text{max}}$  (για μικρές παραμορφώσεις). Για να είναι, ωστόσο, συμβατή η σύγκριση με την αντίστοιχη σχέση της άμμου Cornell, (η οποία έχει αναπτυχθεί επί τη βάση μιας δι-γραμμικής σχέσης τάσεων παραμορφώσεων, οι παραπάνω τιμές πρέπει να απομειωθούν κατάλληλα στην τιμή

$G$ , έτσι ώστε η δι-γραμμική ελαστο-πλαστική καμπύλη να προσεγγίζει κατά το βέλτιστο δυνατό τρόπο τη μη γραμμική (**Σχήμα 4.22**).



**Σχήμα 4.22:** Απομείωση μέτρου διάτμησης  $G_{max}$  σε  $G$ .

Στο συγκεκριμένο πρόβλημα, κρίθηκε κατάλληλη μία εμπειρική μείωση έτσι ώστε τόσο στην άμμο Nevada, όσο και στην άμμο Toyoura να ισχύει:

$$G = 0.1G_{max} \quad (4.11)$$

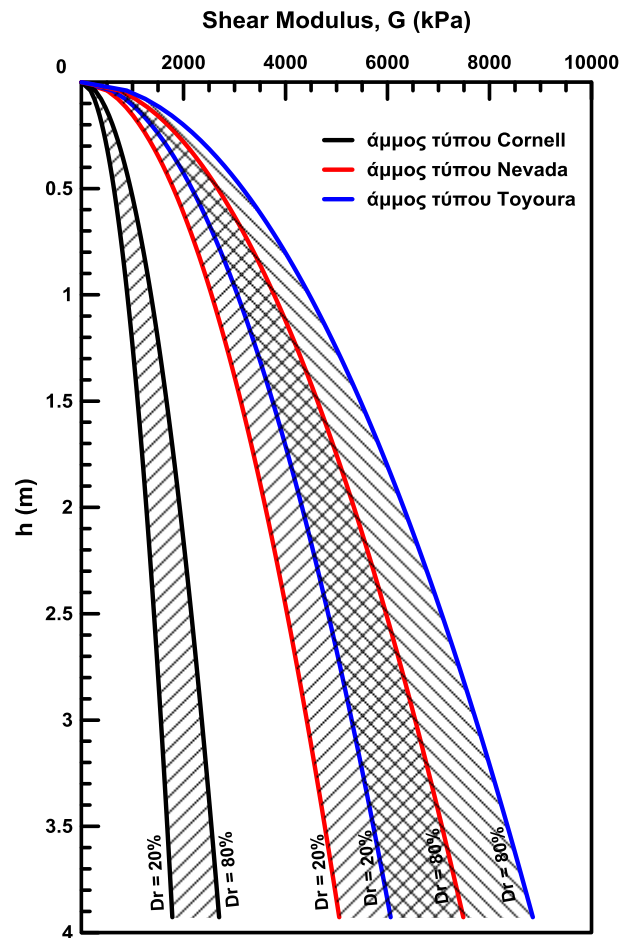
και άρα:

$$G_{Nevada} = \frac{60 \cdot p_a}{0.3 + 0.7 \cdot e^2} \cdot \sqrt{\frac{p}{p_a}} \quad (4.12)$$

$$G_{Toyouira} = 41.67 \cdot p_a \cdot \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \cdot \sqrt{\frac{p}{p_a}} \quad (4.13)$$

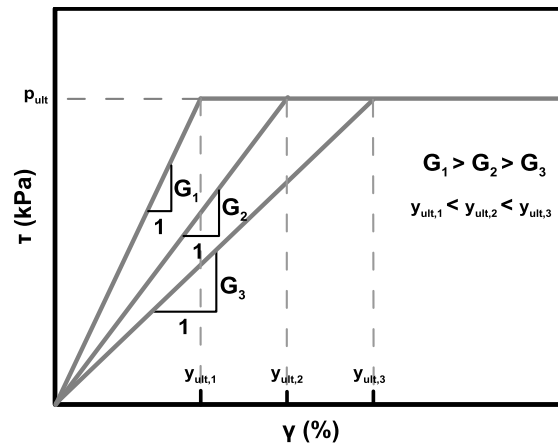
Στο **Σχήμα 4.23** παρουσιάζεται η σύγκριση του μέτρου διάτμησης για τις τρεις άμμους συναρτήσει του συνολικού βάθους της τάφρου εγκιβωτισμού  $h$ , μέχρι και για  $h = 3.927$  m που είναι και το μεγαλύτερο βάθος που εξετάστηκε στις αναλύσεις, για λόγο εγκιβωτισμού  $H/D = 13$ . Η σύγκριση έγινε και για τις τρεις εξεταζόμενες πυκνότητες του υλικού επίχωσης και παρουσιάζεται ως εύρος από τη χαλαρή ( $\phi_{peak,PS}=39^\circ$ ) έως την πυκνή ( $\phi_{peak,PS}=52^\circ$ ) δομή για κάθε τύπο άμμου.





**Σχήμα 4.23:** Μεταβολή μέτρου διάτμησης με το βάθος για άμμο τύπου Cornell, Nevada και Toyoura.

Παρατηρείται πως η άμμος τύπου Cornell, που χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα εργασία, παρουσιάζει αρκετά μικρότερο μέτρο διάτμησης και συνεπώς πιο εύκαμπτη συμπεριφορά από τις άμμους τύπου Nevada και Toyoura. Μάλιστα αυτή η διαφορά γίνεται ακόμη εντονότερη, όσο αυξάνεται η πυκνότητα του εδαφικού υλικού. Όπως φαίνεται και στο **Σχήμα 4.24**, θεωρώντας ένα ελαστικό-απολύτως πλαστικό προσομοίωμα περιγραφής της εδαφικής απόκρισης, για την ίδια φόρτιση, όσο πιο εύκαμπτη είναι η συμπεριφορά ενός εδαφικού υλικού, τόσο μεγαλύτερη είναι η μετατόπιση στην οποία παρουσιάζεται η πλήρης αστοχία. Η χρήση, επομένως, ενός τύπου άμμου με μικρό μέτρο ελαστικότητας είναι ένας πιθανός λόγος για τις αυξημένες τιμές των μετακινήσεων  $\gamma_{ult}$  που προέκυψαν από τις αριθμητικές αναλύσεις.



**Σχήμα 4.24:** Επίδραση του μέτρου διάτμησης  $G$  στην μετατόπιση  $\gamma_{ult}$  για ένα ελαστο-πλαστικό προσομοίωμα.

**Επίδραση βάθους τάφρου.-** Τέλος, η τιμή της μετατόπισης  $\gamma_{ult}$ , όπως έχει ήδη συζητηθεί αναλυτικά στην παράγραφο **4.2**, φαίνεται να παρουσιάζει ιδιαίτερη ευαισθησία στην απόσταση του κάτω οριζόντιου συνόρου της τάφρου θεμελίωσης από το χαμηλότερο σημείο του αγωγού (απόσταση  $d$  στο **Σχήμα 4.2**). Όσο αυτή η απόσταση αυξάνει, δηλαδή όσο ο πυθμένας της τάφρου απομακρύνεται από τον αγωγό, τόσο μειώνεται η δυσκαμψία της άμμου επίχωσης και αντίστοιχα η κλίση της καμπύλης φορτίου - μετατόπισης με αποτέλεσμα την αύξηση της μετατόπισης  $\gamma_{ult}$ .

## 4.6 Συμπεράσματα

Το παρόν κεφάλαιο διερεύνησε την εδαφική απόκριση για την περίπτωση προς-α-κάτω μετακινούμενου αγωγού εγκιβωτισμένου σε τάφρο μεγάλων διαστάσεων, τα σύνορα της οποίας δεν επηρεάζουν την απόκριση (συνθήκες ελεύθερου πεδίου). Τα κυριότερα συμπεράσματα που προέκυψαν μπορούν να συνοψιστούν στα εξής:

- Μετά από σχετική διερεύνηση αποδείχθηκε πως για να επιτευχθεί απόκριση του αγωγού σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου, τα σύνορα πρέπει να τοποθετηθούν σε αρκετά μεγάλη απόσταση από τον αγωγό. Συγκεκριμένα, οι τάφροι που προκύπτουν έχουν πλάτος  $50 D$  και βάθος κάτω από τον αγωγό  $25 D$  όπου  $D$  η διάμετρος του αγωγού. Επομένως, αυτές οι τάφροι εγκιβωτισμού είναι υπερβολικά μεγάλες και μη ρεαλιστικές σύμφωνα με τους υπάρχοντες κανονισμούς.
- Κατά την κατακόρυφη προς τα κάτω μετατόπιση του εγκιβωτισμένου στο έδαφος αγωγού, η άμμος επίχωσης αστοχεί με έναν και μόνο μηχανισμό αστοχίας, ο οποίος έχει τη μορφή γενικευμένης αστοχίας, ανεξαρτήτως βάθους εγκιβωτισμού και πυκνότητας.
- Το πλάτος της επιφάνειας αστοχίας (απόσταση  $x_{max}$ ), εξαρτάται τόσο από τον λόγο εγκιβωτισμού  $H/D$ , όσο και από την πυκνότητα της άμμου επίχωσης,  $x_{max} = f(H, \varphi)$  και υπολογίζεται από τη σχέση (4.14). Το βάθος της επιφάνειας αστοχίας (απόσταση  $d_{max}$ ) κυμαίνεται από  $1.5D$  για τα μικρά βάθη εγκιβωτισμού έως  $3D$  στα μεγαλύτερα βάθη, όπου  $D$  η διάμετρος του αγωγού και υπολογίζεται από τη σχέση (4.15). Η γωνία  $\theta_{max}$  κυμαίνεται από  $25^\circ$  έως  $45^\circ$ .

$$\frac{x_{max}}{H} = 7.5 \cdot \sqrt{\frac{1}{\frac{H}{D} + 1}} \quad (4.14)$$

$$\frac{d_{max}}{H} = 1.2 \cdot \sqrt{\frac{1}{\frac{H}{D} + 1}} \quad (4.15)$$

- Οι υπάρχοντες μεθοδολογίες σχεδιασμού φαίνεται να προβλέπουν αρκετά ικανοποιητικά τα οριακά φορτία επί του αγωγού. Πιο συγκεκριμένα, προβλέπεται σωστά τόσο η περίπου γραμμική σχέση μεταξύ οριακού φορτίου και βάθους εγκιβωτισμού, καθώς και η σαφής αύξηση με την πυκνότητα της άμμου επίχωσης.
- Όσον αφορά τις μετακινήσεις  $\gamma_{ult}$ , οι αριθμητικές προβλέψεις είναι ως επί το πλείστον μία τάξη μεγέθους μεγαλύτερες απ' αυτές που προτείνονται από την

ισχύουσα μεθοδολογία. Η διαφορά αυτή είναι όλο και μεγαλύτερη με την αύξηση του βάθους εγκιβωτισμού, όπου σε μεγάλα βάθη πλέον σταθεροποιείται. Αυτή η διαφορά οφείλεται σε τρεις βασικούς παράγοντες. Ο πρώτος παράγοντας σχετίζεται με το ρόλο του βάθους εγκιβωτισμού. Κι αυτό γιατί οι ισχύοντες κανονισμοί λαμβάνουν υπόψη την επίδραση του βάθους εγκιβωτισμού μόνο επί του οριακού φορτίου, αγνοώντας την εξίσου σημαντική επίδραση του επί της μετακίνησης  $\gamma_{ult}$ . Ένας δεύτερος παράγοντας που φαίνεται να επηρεάζει σημαντικά την τιμή της μετακίνησης  $\gamma_{ult}$  είναι ότι η άμμος τύπου Cornell που χρησιμοποιήθηκε, παρουσιάζει αρκετά μικρότερο μέτρο διάτμησης σε σύγκριση με άλλες διαδεδομένες άμμους που χρησιμοποιούνται στις αριθμητικές αναλύσεις και συνεπώς πιο εύκαμπτη συμπεριφορά. Τέλος, η τιμή της μετατόπισης  $\gamma_{ult}$  φαίνεται να παρουσιάζει ιδιαίτερη ευαισθησία στην απόσταση του κάτω οριζώντιου συνόρου της τάφρου θεμελίωσης από το χαμηλότερο σημείο του αγωγού (απόσταση  $d$ ) και όσο αυτή η απόσταση αυξάνει, δηλαδή όσο ο πυθμένας της τάφρου απομακρύνεται από τον αγωγό, τόσο μειώνεται η δυσκαμψία με την οποία αποκρίνεται το εδαφικό υλικό και συνεπώς αυξάνεται η μετατόπιση  $\gamma_{ult}$ .

Η γνώση της μορφής και της έκτασης της επιφάνειας αστοχίας που αναμένεται να εμφανισθεί σε ένα πρόβλημα κατακόρυφης προς τα κάτω φόρτισης αγωγού είναι καθοριστικής σημασίας για το μελετητή και για τις διαστάσεις της τάφρου που ο τελευταίος θα πρέπει να προτείνει για τον τελικό σχεδιασμό. Η επιρροή των συνόρων της τάφρου θεμελίωσης στις δυνάμεις που αναπτύσσονται επί του αγωγού κυμαίνεται σημαντικά, όντας μεγάλη όταν τα σύνορα της τάφρου είναι κοντά στον αγωγό και πολύ στενά σε σχέση με τα απαιτούμενα για να εκδηλωθεί η επιφάνεια αστοχίας πλήρως και ανεμπόδιστα. Η επίδραση αυτή των διαστάσεων της τάφρου θεμελίωσης διερευνάται λεπτομερώς στο επόμενο κεφάλαιο.



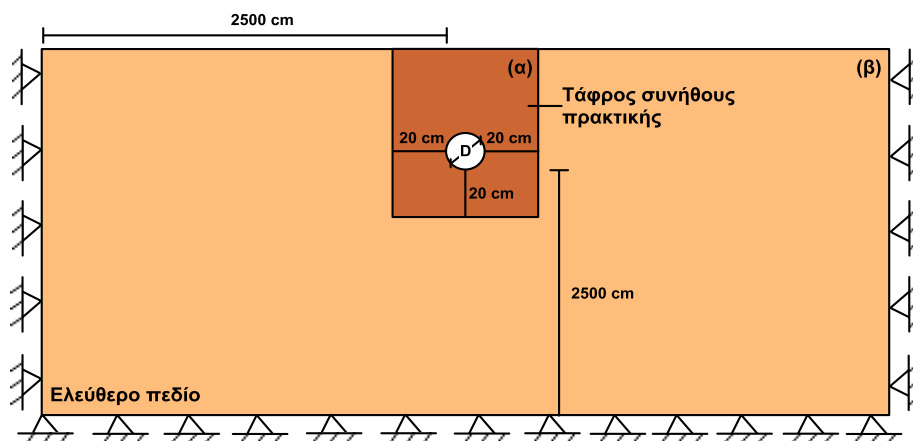
## Απόκριση αγωγού σε Τάφρο Περιορισμένης Έκτασης

---

### 5.1 Γενικά

Η ανάλυση του προηγούμενου κεφαλαίου έδειξε πως για να επιτευχθούν συνθήκες ελεύθερου πεδίου και η ανάπτυξη του μηχανισμού αστοχίας καθώς και οι καμπύλες  $\rho$ - $\gamma$  να μην επηρεάζονται από τα σύνορα της τάφρου, θα πρέπει τα τελευταία να τοποθετηθούν σε υπερβολικά μεγάλη απόσταση περίπου ίση με 25 φορές την διάμετρο του αγωγού. Στην πράξη κάτι τέτοιο είναι ανέφικτο, με τα σύνορα της τάφρου (πλευρικά και κατακόρυφα) να απέχουν μόλις μερικά δεκάδες εκατοστά από τα άκρα του αγωγού. Όπως είναι φυσικό, κάτι τέτοιο αναμένεται να έχει έντονη επίδραση στην εδαφική απόκριση. Το μέγεθος της επίδρασης αυτής είναι και το αντικείμενο του παρόντος κεφαλαίου.

Συγκεκριμένα, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα πρόσθετων παραμετρικών αναλύσεων σχετικά με την έκταση και τη μορφή της επιφάνειας αστοχίας γύρω από τον αγωγό, καθώς επίσης και την απόκρισή του σε όρους φορτίου-μετατόπισης στην περίπτωση που ο αγωγός είναι εγκιβωτισμένος σε τάφρο περιορισμένης έκτασης, σύμφωνα με την τρέχουσα κατασκευαστική πρακτική. Πιο συγκεκριμένα, όπως φαίνεται και στο **Σχήμα 5.1** θεωρήθηκε ότι ο αγωγός καλύπτεται περιμετρικά από άμμο επίχωσης πάχους ίσου με 20 εκατοστά. Στο ίδιο σχήμα παρουσιάζεται και ο κάρναβος που προσομοιώνει τάφρο εγκιβωτισμού στο «ελεύθερο πεδίο» για να γίνει αισθητή η διαφορά των διαστάσεων.



**Σχήμα 5.1:** Μορφή καννάβου αριθμητικών αναλύσεων για μια τυπική περίπτωση αγωγού εγκιβωτισμένου σε (α) τάφρο περιορισμένης έκτασης και (β) τάφρο που έχει διαστάσεις ελεύθερου πεδίου.

Συνολικά εκτελέστηκα 12 αριθμητικές αναλύσεις για χαλαρή, μέσης πυκνότητας και πυκνή άμμο Cornell, για αγωγό διαμέτρου  $D=0.102\text{m}$  και για βάθη εγκιβωτισμού  $H/D=1.5-8.0$ . Τα βασικά δεδομένα των αριθμητικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν, συνοψίζονται στον **Πίνακα 5.1**.

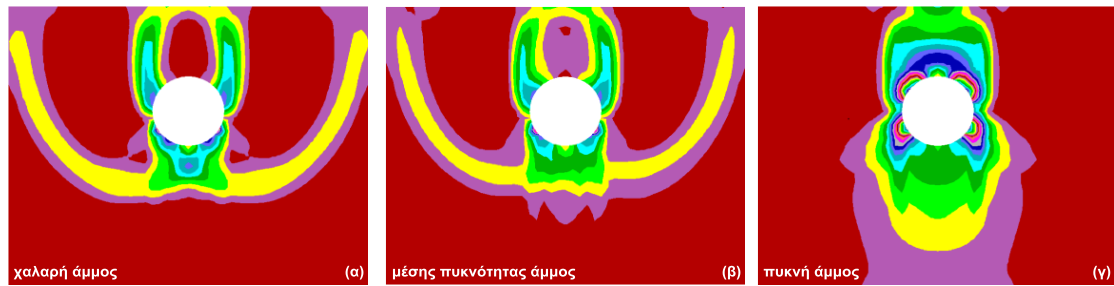
**Πίνακας 5.1:** Δεδομένα αριθμητικών αναλύσεων για τάφρο περιορισμένης έκτασης.

α/α	Διάμετρος D (m)	Πυκνότητα άμμου επίχωσης	Λόγος H/D
1	0.102	χαλαρή, μέση, πυκνή	1.5
2	0.102	χαλαρή, μέση, πυκνή	4
3	0.102	χαλαρή, μέση, πυκνή	6
4	0.102	χαλαρή, μέση, πυκνή	8

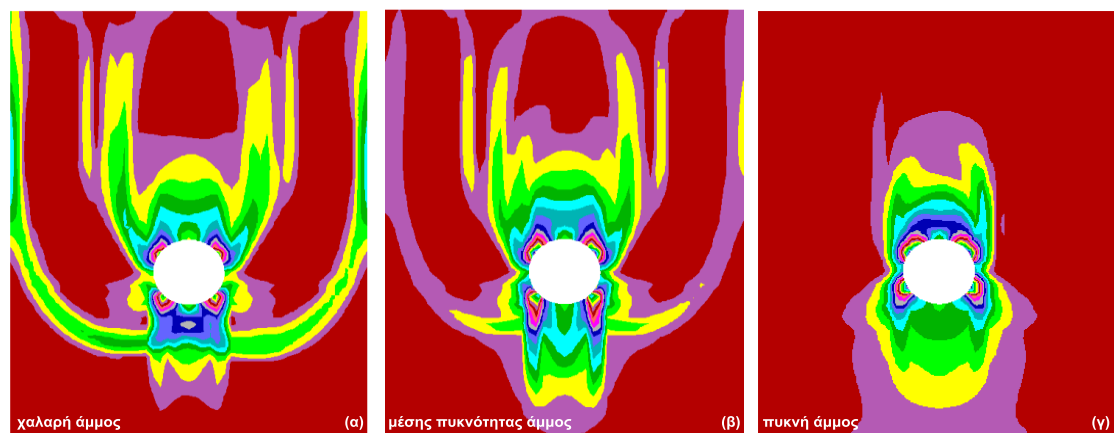
## 5.2 Μορφή Επιφάνειας Αστοχίας

Στο **Σχήμα 5.2** έως και το **Σχήμα 5.5** παρουσιάζονται οι μηχανισμοί αστοχίας του υλικού επίχωσης κατά την κατακόρυφη προς τα κάτω μετακίνηση του αγωγού για λόγους εγκιβωτισμού από  $H/D = 1.5$  έως 8. Στην περίπτωση της πυκνής άμμου επίχωσης δεν παρατηρείται σχηματισμός μηχανισμού αστοχίας για τους λόγους εγκιβωτισμού που διερευνήθηκαν, καθώς οι αναπτυσσόμενες μετακινήσεις δεν επαρκούν ώστε να αστοχήσει το υλικό επίχωσης μέσα στην τάφρο. Αντίστοιχα και στις υπόλοιπες περιπτώσεις πυκνότητας του υλικού επίχωσης, για λόγους εγκιβωτισμού του αγωγού  $H/D = 6$  και 8 δεν παρατηρείται μηχανισμός αστοχίας

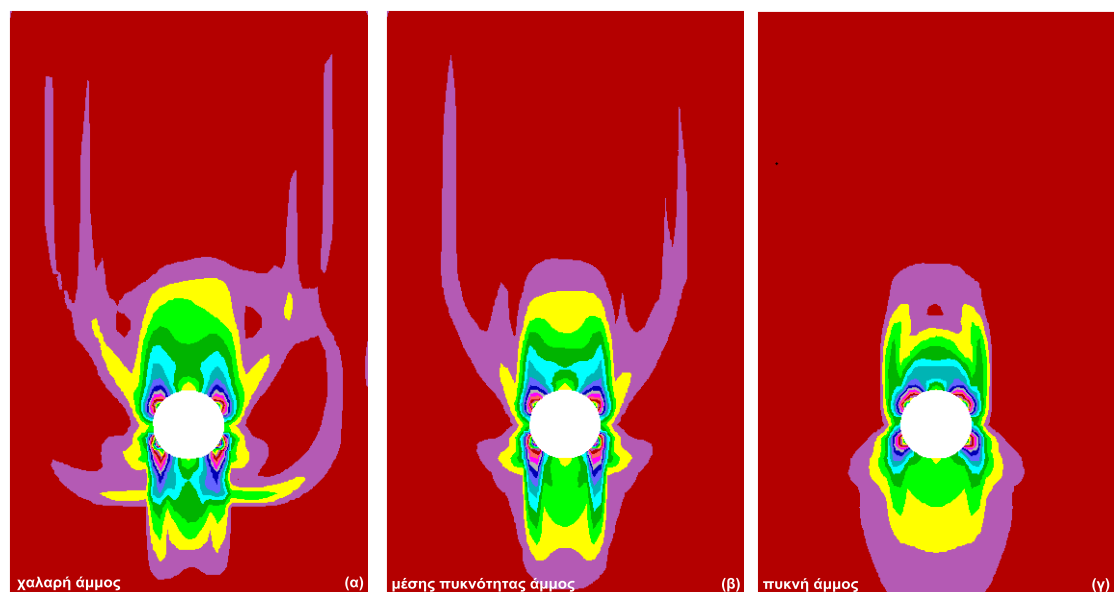
εφόσον ο αγωγός δεν μετατοπίζεται αρκετά ώστε η επιφάνεια αστοχίας να μορφωθεί πλήρως και να διαδοθεί μέχρι την ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους.



**Σχήμα 5.2:** Μηχανισμός αστοχίας αγωγού διαμέτρου 0.102m, εγκιβωτισμένου σε (α) χαλαρή, (β) μέσης πυκνότητας και (γ) πυκνή άμμο επίχωσης για λόγο εγκιβωτισμού  $H/D=1.5$ .

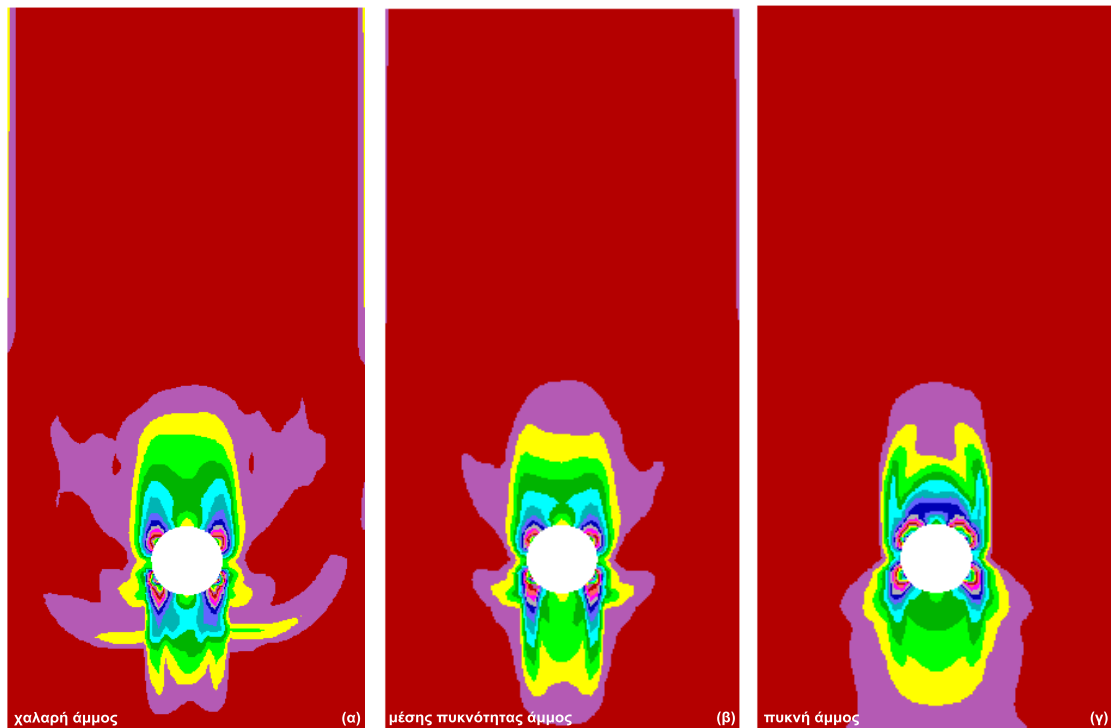


**Σχήμα 5.3:** Μηχανισμός αστοχίας αγωγού διαμέτρου 0.102m, εγκιβωτισμένου σε (α) χαλαρή, (β) μέσης πυκνότητας και (γ) πυκνή άμμο επίχωσης για λόγο εγκιβωτισμού  $H/D=4$ .



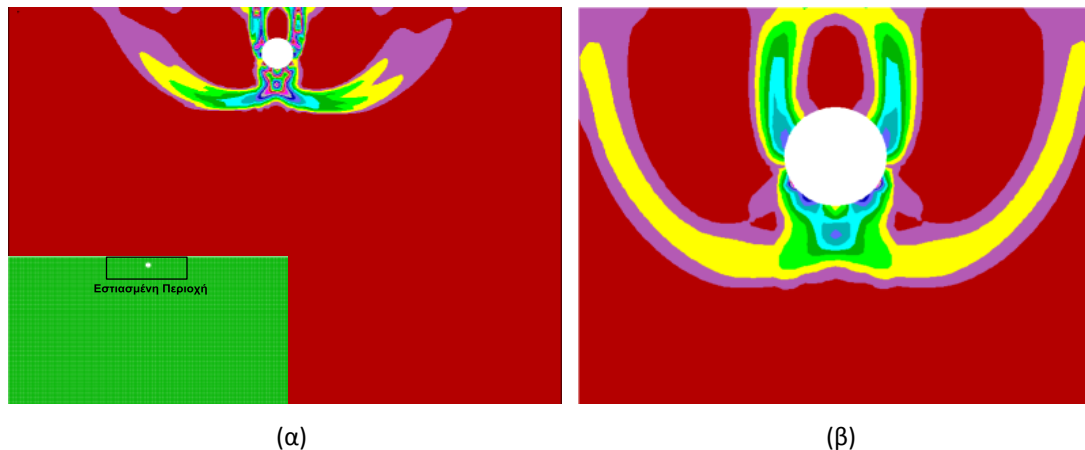
**Σχήμα 5.4:** Μηχανισμός αστοχίας αγωγού διαμέτρου 0.102m, εγκιβωτισμένου σε (α) χαλαρή, (β) μέσης πυκνότητας και (γ) πυκνή άμμο επίχωσης για λόγο εγκιβωτισμού  $H/D=6$ .



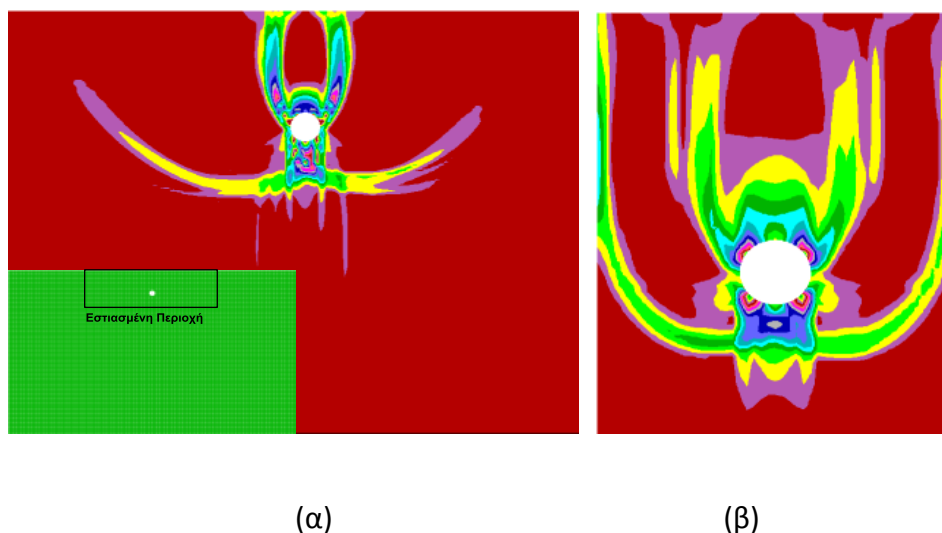


**Σχήμα 5.5:** Μηχανισμός αστοχίας αγωγού διαμέτρου  $0.102m$ , εγκιβωτισμένου σε (α) χαλαρή, (β) μέσης πυκνότητας και (γ) πυκνή άμμο επίχωσης για λόγο εγκιβωτισμού  $H/D=8$ .

Στο **Σχήμα 5.6** και στο **Σχήμα 5.7** συγκρίνονται οι σχηματιζόμενες επιφάνειες αστοχίας στο ελεύθερο πεδίο και στην περίπτωση της περιορισμένης τάφρου για χαλαρή άμμο επίχωσης και λόγους εγκιβωτισμού  $H/D = 1.5$  και  $4$ . Όπως έχει αναφερθεί και στο **Κεφάλαιο 4**, υπό συνθήκες ελεύθερου πεδίου η επιφάνεια αστοχίας του υλικού επίχωσης έχει τη μορφή γενικευμένης αστοχίας που διαδίδεται μέχρι την ελεύθερη επιφάνεια. Στην περίπτωση της περιορισμένης τάφρου, η σχηματιζόμενη επιφάνεια έχει επίσης μορφή γενικευμένης αστοχίας με τη διαφορά ότι οι σχηματιζόμενες επιφάνειες έχουν πιο απότομη κλίση και εφάπτονται σχεδόν κατακόρυφα στα πλευρικά όρια της τάφρου. Λόγω του μειωμένου διαθέσιμου χώρου μέσα στον οποίο το έδαφος μπορεί να αστοχήσει, οι επιφάνειες αστοχίας έχουν πιο ήπια κλίση κοντά στον αγωγό και σε μικρή απόσταση από αυτόν όπου συναντώνται τα πλευρικά όρια γίνονται σχεδόν κατακόρυφες. Η πλευρική έκταση του μηχανισμού αστοχίας  $x_{max}$  που μετράται από το κέντρο του αγωγού, στις περιπτώσεις των αναλύσεων που έχει σχηματιστεί επιφάνεια αστοχίας είναι ίση με το ημιπλάτος της τάφρου λόγω του περιορισμού των διαστάσεων της. Το μέγιστο βάθος  $d_{max}$  είναι ίσο με μια διάμετρο του αγωγού.



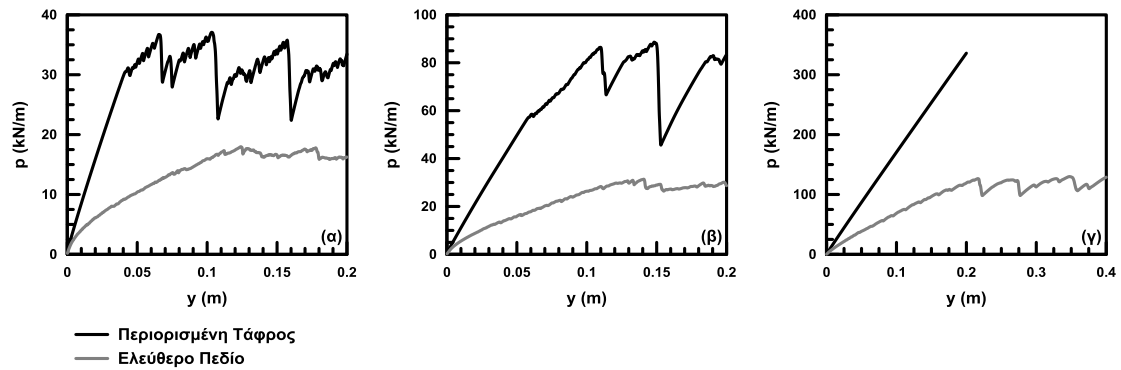
**Σχήμα 5.6:** Μηχανισμός αστοχίας αγωγού διαμέτρου 0.102m, εγκιβωτισμένου σε χαλαρή άμμο επίχωσης για λόγο εγκιβωτισμού  $H/D=1.5$  (α) στο ελεύθερο πεδίο, (β) στη περιορισμένη τάφρο.



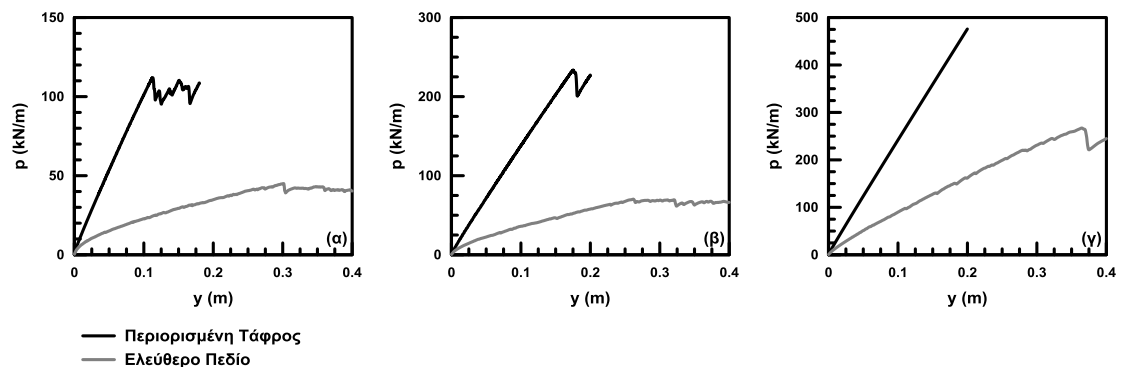
**Σχήμα 5.7:** Μηχανισμός αστοχίας αγωγού διαμέτρου 0.102m, εγκιβωτισμένου σε χαλαρή άμμο επίχωσης για λόγο εγκιβωτισμού  $H/D=4$  (α) στο ελεύθερο πεδίο, (β) στη περιορισμένη τάφρο.

### 5.3 Καμπύλες Φορτίου-Μετατόπισης (p-y)

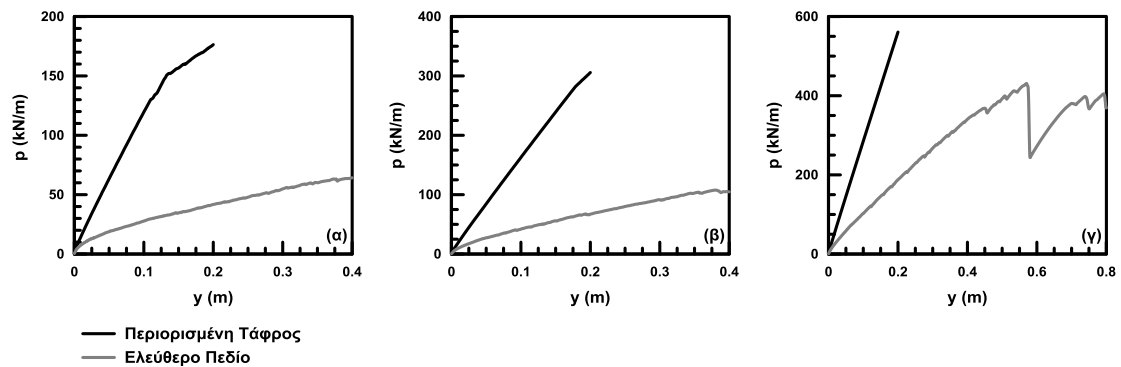
Πέρα από τις διαφορές στη μορφή της επιφάνειας αστοχίας, η αλλαγή της τάφρου εγκιβωτισμού επιφέρει αλλαγές και στην απόκριση του αγωγού σε όρους φορτίου-μετατόπισης. Στο **Σχήμα 5.8** έως και το **Σχήμα 5.11** φαίνονται οι καμπύλες φορτίου - μετατόπισης για τη περίπτωση χαλαρής, μέσης πυκνότητας και πυκνής άμμου επίχωσης κατά τη κατακόρυφη μετακίνηση προς τα κάτω του αγωγού στην τάφρο περιορισμένης έκτασης και για λόγους εγκιβωτισμού  $H/D = 1.5$  έως 8 (μαύρη γραμμή). Επιπλέον, στα ίδια σχήματα (γκρι γραμμή) παρουσιάζονται οι αντίστοιχες καμπύλες φορτίου - μετατόπισης για την περίπτωση αγωγού υπό συνθήκες ελεύθερου πεδίου.



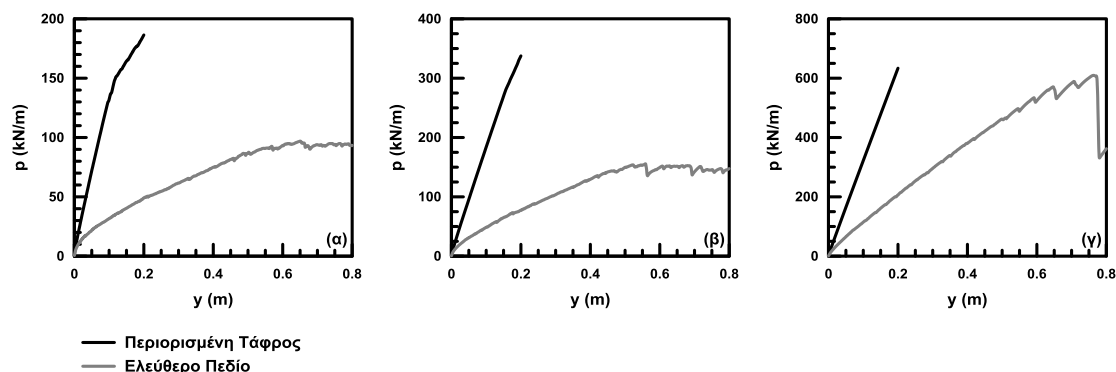
**Σχήμα 5.8:** Καμπύλες φορτίου - μετατόπισης για κατακόρυφη προς τα κάτω μετατόπιση αγωγού εγκιβωτισμένου (α) σε χαλαρή, (β) σε μέσης πυκνότητας και (γ) σε πυκνή άμμο για βάθος εγκιβωτισμού  $H/D=1.5$ , υπό συνθήκες ελεύθερου πεδίου και στη περιορισμένη τάφρο.



**Σχήμα 5.9:** Καμπύλες φορτίου - μετατόπισης για κατακόρυφη προς τα κάτω μετατόπιση αγωγού εγκιβωτισμένου (α) σε χαλαρή, (β) σε μέσης πυκνότητας και (γ) σε πυκνή άμμο για βάθος εγκιβωτισμού  $H/D=4$ , υπό συνθήκες ελεύθερου πεδίου και στη περιορισμένη τάφρο.



**Σχήμα 5.10:** Καμπύλες φορτίου - μετατόπισης για κατακόρυφη προς τα κάτω μετατόπιση αγωγού εγκιβωτισμένου (α) σε χαλαρή, (β) σε μέσης πυκνότητας και (γ) σε πυκνή άμμο για βάθος εγκιβωτισμού  $H/D=6$ , υπό συνθήκες ελεύθερου πεδίου και στη περιορισμένη τάφρο.



**Σχήμα 5.11:** Καμπύλες φορτίου - μετατόπισης για κατακόρυφη προς τα κάτω μετατόπιση αγωγού εγκιβωτισμένου (α) σε χαλαρή, (β) σε μέσης πυκνότητας και (γ) σε πυκνή άμμο για βάθος εγκιβωτισμού  $H/D=8$ , υπό συνθήκες ελεύθερου πεδίου και στη περιορισμένη τάφρο.

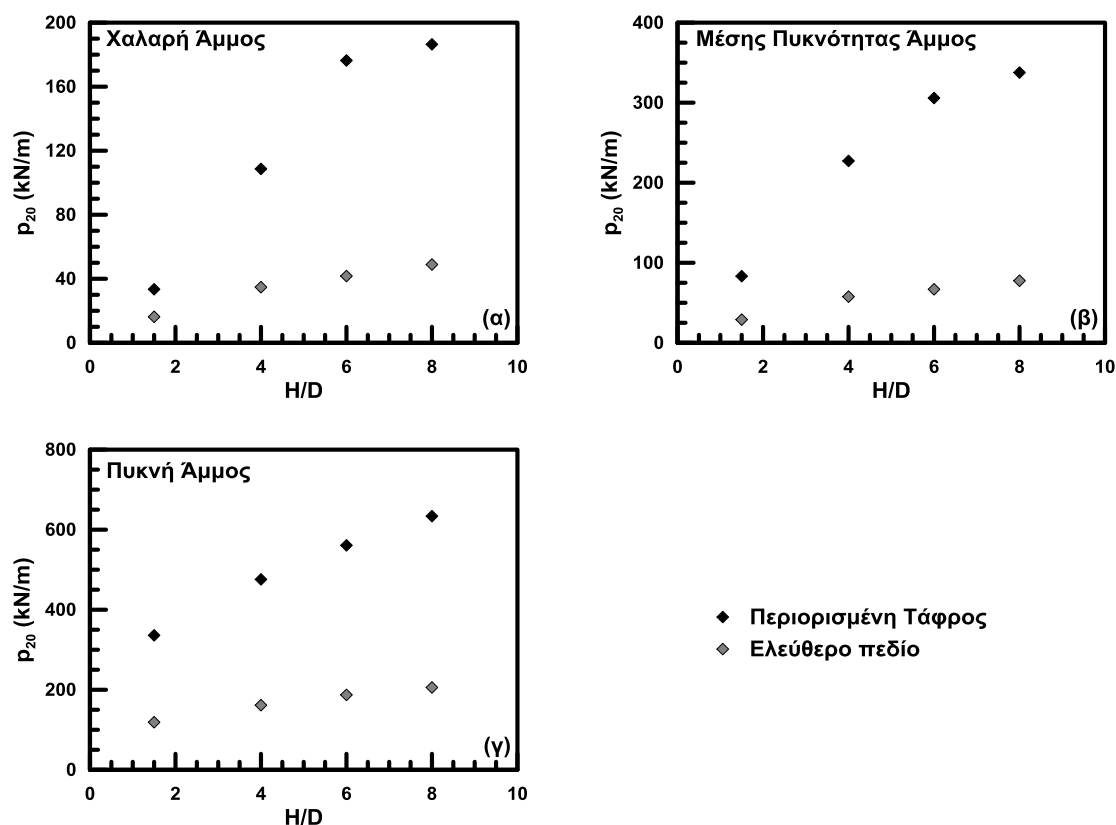
Παρατηρείται πως η στενότερη τάφρος στην οποία εγκιβωτίζεται ο αγωγός αλλάζει δραματικά την απόκριση του αγωγού σε όρους φορτίου-μετατόπισης. Καταρχάς, η διαφορά στις διαστάσεις εντοπίζεται στο οριακό φορτίο ( $p_{ult}$ ) που αναπτύσσεται επί του αγωγού, με το τελευταίο να αυξάνεται μέχρι και τρεις φορές στην περίπτωση της περιορισμένης τάφρου. Η τιμή της μετατόπισης  $y_{ult}$  στην οποία αντιστοιχεί το οριακό φορτίο, φαίνεται να παρουσιάζει ιδιαίτερη ευαισθησία στην απόσταση του κάτω οριζώντιου συνόρου της τάφρου θεμελίωσης από το χαμηλότερο σημείο του αγωγού (απόσταση  $d$ ) (Σχήμα 4.2 του Κεφ. 4). Όσο αυτή η απόσταση είναι αρκετά μεγάλη όπως στο ελεύθερο πεδίο, δηλαδή όσο ο πυθμένας της τάφρου απομακρύνεται από τον αγωγό, τόσο μειώνεται η δυσκαμψία με την οποία αποκρίνεται το εδαφικό υλικό και συνεπώς αυξάνεται η μετατόπιση  $y_{ult}$ . Πρέπει να σημειωθεί πως τα παραπάνω παρατηρούνται εύκολα για τις περιπτώσεις όπου το υλικό επίχωσης έχει αστοχήσει. Στις υπόλοιπες περιπτώσεις, κατά την κατακόρυφη προς τα κάτω μετακίνηση ο αγωγός εξαντλεί το περιθώριο μετακίνησης των 0.20 m, έρχεται σε επαφή με το σκληρότερο φυσικό έδαφος και αδυνατεί να μετακινηθεί περαιτέρω με αποτέλεσμα να μην προλάβει να αστοχήσει η άμμος επίχωσης.

#### 5.4 Ασκούμενο Φορτίο επί του αγωγού

Στο σύνολο των παραμετρικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν, μόνο σε τέσσερις σχηματίστηκαν επιφάνειες αστοχίας και υπολογίσθηκε το μέγιστο οριακό φορτίο ( $p_{ult}$ ) επί του αγωγού. Στις υπόλοιπες περιπτώσεις από τις καμπύλες φορτίου – μετατόπισης που παρουσιάστηκαν στην προηγούμενη ενότητα, δεν είναι δυνατό να υπολογισθεί τιμή για το οριακό φορτίο ( $p_{ult}$ ). Προκειμένου να μπορέσει να συγκριθεί το φορτίο που ασκείται στον αγωγό στην περίπτωση της περιορισμένης τάφρου με το αντίστοιχο φορτίο όταν ο αγωγός αποκρίνεται υπό συνθήκες ελεύθερου πεδίου, επιλέχθηκε ως φορτίο επί του αγωγού εκείνη η τιμή που αντιστοιχεί σε μετακίνηση ίση με 0.20 m δηλαδή η μέγιστη μετακίνηση που μπορεί

να εφαρμοστεί στον αγωγό όταν εγκιβωτίζεται στην τάφρο περιορισμένων διαστάσεων.

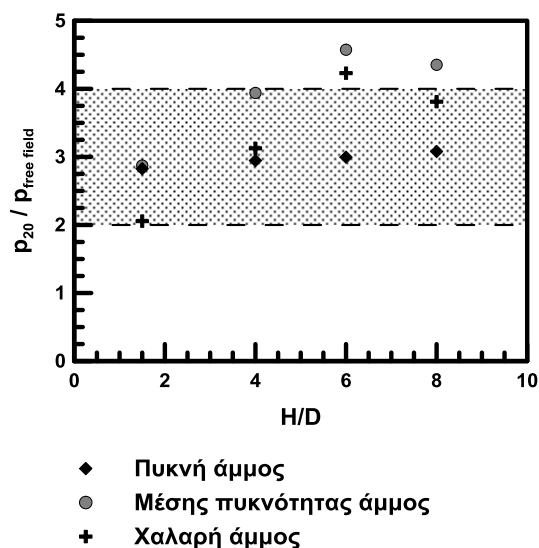
Στο **Σχήμα 5.12(α)** έως και το **Σχήμα 5.12(γ)** φαίνεται η μεταβολή του φορτίου που ασκείται στον αγωγό συναρτήσει του λόγου εγκιβωτισμού για χαλαρή, μέσης πυκνότητας και πυκνή άμμο εγκιβωτισμού. Φαίνεται πως η σχέση μεταξύ φορτίου και βάθους εγκιβωτισμού είναι αυξητική. Επιπλέον, είναι σαφής η αύξηση του οριακού φορτίου και με την πυκνότητα της άμμου επίχωσης. Στα ίδια σχήματα παρουσιάζονται και οι αντίστοιχες μεταβολές του φορτίου που ασκείται στον αγωγό υπό συνθήκες ελεύθερου πεδίου. Λόγω του περιορισμού των διαστάσεων της τάφρου εγκιβωτισμού, παρατηρείται δραματική αύξηση του φορτίου καθώς η επιφάνεια αστοχίας του υλικού επίχωσης δε μπορεί να σχηματιστεί ανεμπόδιστα και αλληλεπιδρά με το σκληρότερο φυσικό έδαφος που περιβάλλει την τάφρο.



**Σχήμα 5.12:** Ασκούμενο φορτίο επί του αγωγού συναρτήσει του βάθους εγκιβωτισμού για (α) χαλαρή, (β) μέσης πυκνότητας και (γ) πυκνή άμμο επίχωσης.

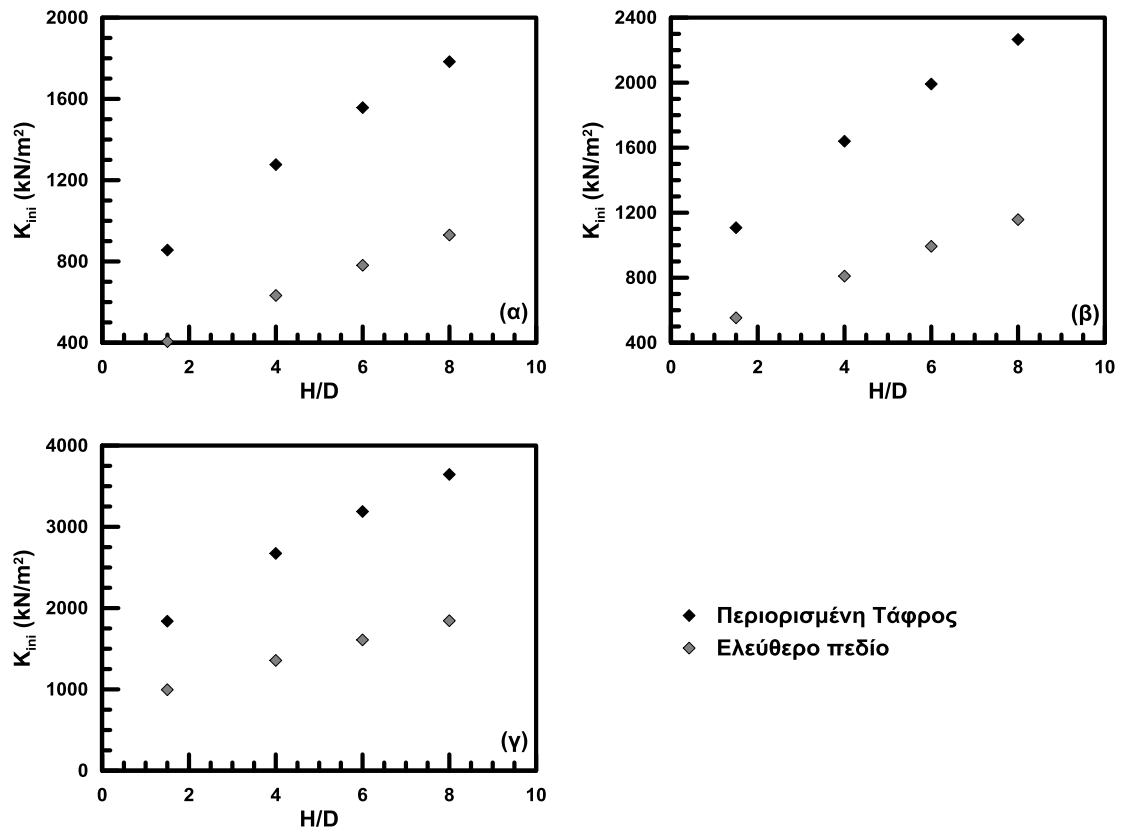
Στο **Σχήμα 5.13** παρουσιάζεται η κανονικοποιημένη μεταβολή του φορτίου επί του αγωγού συναρτήσει του λόγου εγκιβωτισμού για όλες τις πυκνότητες του υλικού σε περιορισμένη τάφρο. Η κανονικοποίηση του φορτίου πραγματοποιήθηκε με το αντίστοιχο φορτίο που θα ασκούταν στον αγωγό εγκιβωτισμένο σε τάφρο που προσομοιώνει συνθήκες ελεύθερου πεδίου για κατακόρυφη μετακίνηση προς τα

κάτω ίση με 0.20 m. Είναι εμφανές πως η μείωση των διαστάσεων της τάφρου εγκιβωτισμού κατά τη συνήθη πρακτική οδηγεί σε τελικό φορτίο επί του αγωγού από δύο έως τέσσερις φορές μεγαλύτερο από το φορτίο «ελεύθερου πεδίου».

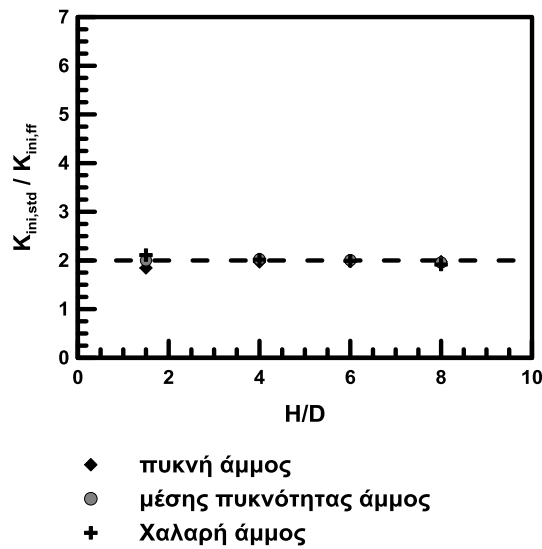


**Σχήμα 5.13:** Φορτίο που ασκείται στον αγωγό κανονικοποιημένο με την αντίστοιχη τιμή του φορτίου όταν ο αγωγός αποκρίνεται υπό συνθήκες ελεύθερου πεδίου συναρτήσει του λόγου εγκιβωτισμού  $H/D$  για χαλαρή, μέσης πυκνότητας και πυκνή άμμο επίχωσης.

Μετά τον υπολογισμό του φορτίου επί του αγωγού για κατακόρυφη προς τα κάτω μετακίνηση ίση με 0.20m, εκτιμήθηκε και το αρχικό μέτρο δυσκαμψίας ( $K_{ini}$ ) της καμπύλης φορτίου – μετατόπισης. Το μέτρο  $K_{ini}$  υπολογίζεται ως το πηλίκο της τιμής του φορτίου επί του αγωγού για κατακόρυφη μετακίνηση 0.01 m με τη μετακίνηση  $y=0.01$  m. Σε αντίθεση με την περίπτωση της κατακόρυφης προς τα πάνω μετακίνησης του αγωγού, κατά την προς τα κάτω κίνηση ο αγωγός κινείται σε έδαφος εν γένει σκληρότερο και η δυσκαμψία της καμπύλης φορτίου – μετατόπισης είναι σημαντική για την απόκριση του αγωγού. Στο **Σχήμα 5.14(α)** έως και το **Σχήμα 5.14(γ)** παρουσιάζεται η μεταβολή του μέτρου δυσκαμψίας  $K_{ini}$  συναρτήσει του λόγου εγκιβωτισμού  $H/D$  του αγωγού για χαλαρή, μέσης πυκνότητας και πυκνή άμμο επίχωσης. Παρατηρείται, πως σύμφωνα με όσα έχουν ειπωθεί παραπάνω, ο περιορισμός των διαστάσεων της τάφρου επιδρά σημαντικά στην απόκριση του υλικού επίχωσης με αποτέλεσμα να συμπεριφέρεται με πιο μεγάλη δυσκαμψία γεγονός που επαληθεύεται από τη σύγκριση του μέτρου δυσκαμψίας  $K_{ini}$  για την περίπτωση της περιορισμένης τάφρου και το «ελεύθερο πεδίο». Στο **Σχήμα 5.15** παρουσιάζεται ο λόγος των επιμέρους δυσκαμψιών για τις εξεταζόμενες πυκνότητες άμμου και φαίνεται πως η μείωση των διαστάσεων της τάφρου οδηγεί σε αύξηση της δυσκαμψίας έως 2 φορές.



**Σχήμα 5.14:** Μέτρο αρχικής δυσκαμψίας  $K_{ini}$  συναρτήσει του βάθους εγκιβωτισμού για (α) χαλαρή, (β) μέσης πυκνότητας και (γ) πυκνή άμμο επίχωσης.



**Σχήμα 5.15:** Λόγος αρχικών δυσκαμψιών  $K_{ini}$  της περιορισμένης τάφρου και του ελεύθερο πεδίο συναρτήσει του βάθους εγκιβωτισμού για χαλαρή, μέσης πυκνότητας και πυκνής άμμου επίχωσης.

## 5.5 Συμπεράσματα

Στη συνήθη πρακτική, οι τάφροι εγκιβωτισμού αγωγών έχουν αρκετά περιορισμένες διαστάσεις σε αντίθεση με την περίπτωση του ελεύθερου πεδίου με αποτέλεσμα να αλλάζει δραματικά η απόκριση του αγωγού κατά την κατακόρυφη προς τα κάτω μετακίνησή του. Στο παρόν κεφάλαιο διερευνήθηκε με τη βοήθεια επιπλέον αριθμητικών αναλύσεων η επίδραση της στενότερης τάφρου στην τελική απόκριση του αγωγού και τα κυριότερα συμπεράσματα μπορούν να συνοψιστούν ως εξής:

- Η σχηματιζόμενη επιφάνεια έχει μορφή γενικευμένης αστοχίας όπως και στην περίπτωση του ελεύθερου πεδίου. Οι διατμητικές επιφάνειες έχουν πιο απότομη κλίση και εφάπτονται σχεδόν κατακόρυφα στα πλευρικά όρια της τάφρου.
- Οι περιορισμένες διαστάσεις αναγκάζουν το εδαφικό υλικό να συμπεριφερθεί πιο δύσκαμπτα όπως φαίνεται από την αύξηση της κλίσης της καμπύλης φορτίου-μετατόπισης η οποία αυξάνει δύο φορές.
- Η διαφορά στις διαστάσεις εντοπίζεται και στο φορτίο που αναπτύσσεται επί του αγωγού, με το τελευταίο να αυξάνεται δύο έως τέσσερις φορές στην περίπτωση της περιορισμένης τάφρου.
- Σε μεγάλα βάθη εγκιβωτισμού και στην περίπτωση της πυκνής άμμου επίχωσης ο αγωγός εξαντλεί το διαθέσιμο περιθώριο μετακίνησης χωρίς να εκδηλωθεί επιφάνεια αστοχίας στο υλικό επίχωσης.





# 6

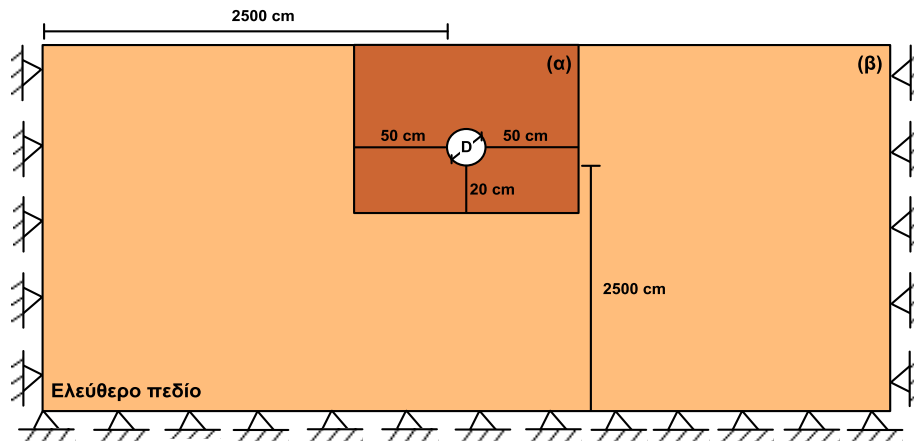
## Εναλλακτικές μέθοδοι σχεδιασμού τάφρου θεμελίωσης

### 6.1 Γενικά

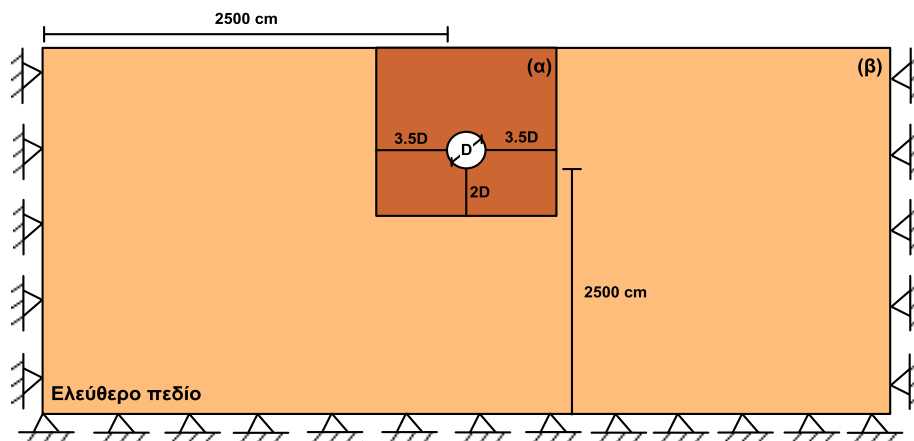
Στο προηγούμενο κεφάλαιο παρουσιάστηκε αναλυτικά πως επηρεάζεται η απόκριση του αγωγού όταν η τάφρος μέσα στην οποία είναι εγκιβωτισμένος έχει περιορισμένη έκταση. Συγκεκριμένα, έγινε χρήση ορθογωνικής τάφρου με περιμετρική πλευρική απόσταση του αγωγού από τα τοιχώματα ίση με 20 εκατοστά. Συνοπτικά, παρατηρήθηκε πως οι περιορισμένες αυτές διαστάσεις δεν επιτρέπουν στην επιφάνεια αστοχίας να αναπτυχθεί πλήρως και ανεμπόδιστα, όπως θα συνέβαινε στην περίπτωση του «ελεύθερου πεδίου», με αποτέλεσμα η εδαφική αντίσταση επί του αγωγού να αυξάνεται σημαντικά. Επομένως, μιας και είναι πρακτικώς αδύνατο και ασύμφορο να κατασκευαστούν τάφροι με επαρκώς μεγάλες διαστάσεις, έτσι ώστε να εξασφαλίζονται συνθήκες «ελεύθερου πεδίου», στο παρόν κεφάλαιο εξετάζονται κάποιες πιθανές εναλλακτικές μέθοδοι σχεδιασμού της τάφρου θεμελίωσης έτσι ώστε η μέγιστη δύναμη επί του αγωγού να μειώνεται στο ελάχιστο δυνατό.

### 6.2 Επίδραση πλάτους τάφρου

Η πρώτη παράμετρος, που εξετάστηκε στα πλαίσια πρότασης μιας λύσης σχεδιασμού για ανακούφιση του αγωγού, είναι κατά πόσο μια τάφρος ελαφρώς διευρυμένων διαστάσεων σε σχέση με τις διαστάσεις της περιορισμένης τάφρου που εξετάστηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο συνεισφέρει αποτελεσματικά στη μείωση των εδαφικών δυνάμεων επί του αγωγού. Για το σκοπό αυτό εξετάστηκαν δύο χαρακτηριστικές διαστάσεις τάφρου: μία τάφρος με πλευρική απόσταση μεταξύ αγωγού και τοιχώματος ίση με 50 εκατοστά [**Σχήμα 6.1(α)**], που είναι στην ουσία και η μέγιστη απόσταση που μπορεί να εφαρμοσθεί στην πράξη, και μία δεύτερη τάφρος με πλευρική απόσταση 35 εκατοστά [**Σχήμα 6.2(α)**], που είναι στην ουσία μία μέση τιμή μεταξύ των 20 εκατοστών της συνήθους πρακτικής και των 50 εκατοστών. Και στις δύο περιπτώσεις η κατακόρυφη απόσταση από το κάτω μέρος του αγωγού μέχρι τον πυθμένα της τάφρου διατηρήθηκε ίση με 20 εκατοστά. Στο **Σχήμα 6.1(β)** και **Σχήμα 6.2(β)** παρουσιάζεται επίσης, ο κάνναβος που προσομοιώνει τάφρο εγκιβωτισμού στο «ελεύθερο πεδίο» ο οποίος έχει τοποθετηθεί κάτω από τους προτεινόμενους καννάβους για να αναγνωριστεί η αισθητή διαφορά στις διαστάσεις.



**Σχήμα 6.1:** Μορφή καννάβου αριθμητικών αναλύσεων για μια τυπική περίπτωση αγωγού εγκιβωτισμένου σε (α) προτεινόμενη τάφρο με πλευρική έκταση  $5D$  από το όριο του αγωγού (όπου  $D$  η διάμετρος ίση με  $0.102\text{m}$ ) και (β) τάφρο που έχει διαστάσεις ελεύθερου πεδίου.

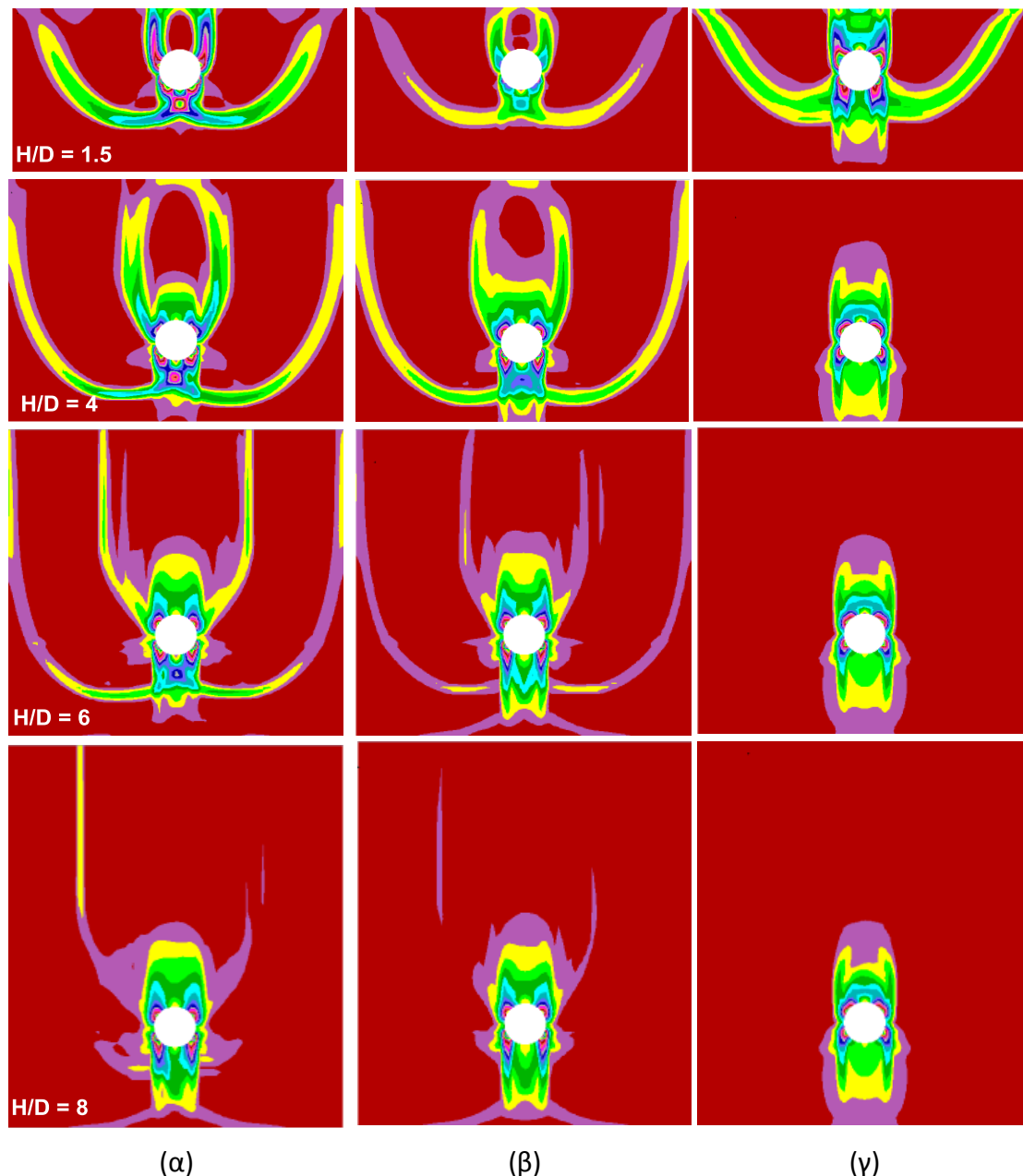


**Σχήμα 6.2:** Μορφή καννάβου αριθμητικών αναλύσεων για μια τυπική περίπτωση αγωγού εγκιβωτισμένου σε (α) προτεινόμενη τάφρο με πλευρική έκταση  $3.5D$  από το όριο του αγωγού (όπου  $D$  η διάμετρος ίση με  $0.102\text{m}$ ) και (β) τάφρο που έχει διαστάσεις ελεύθερου πεδίου.

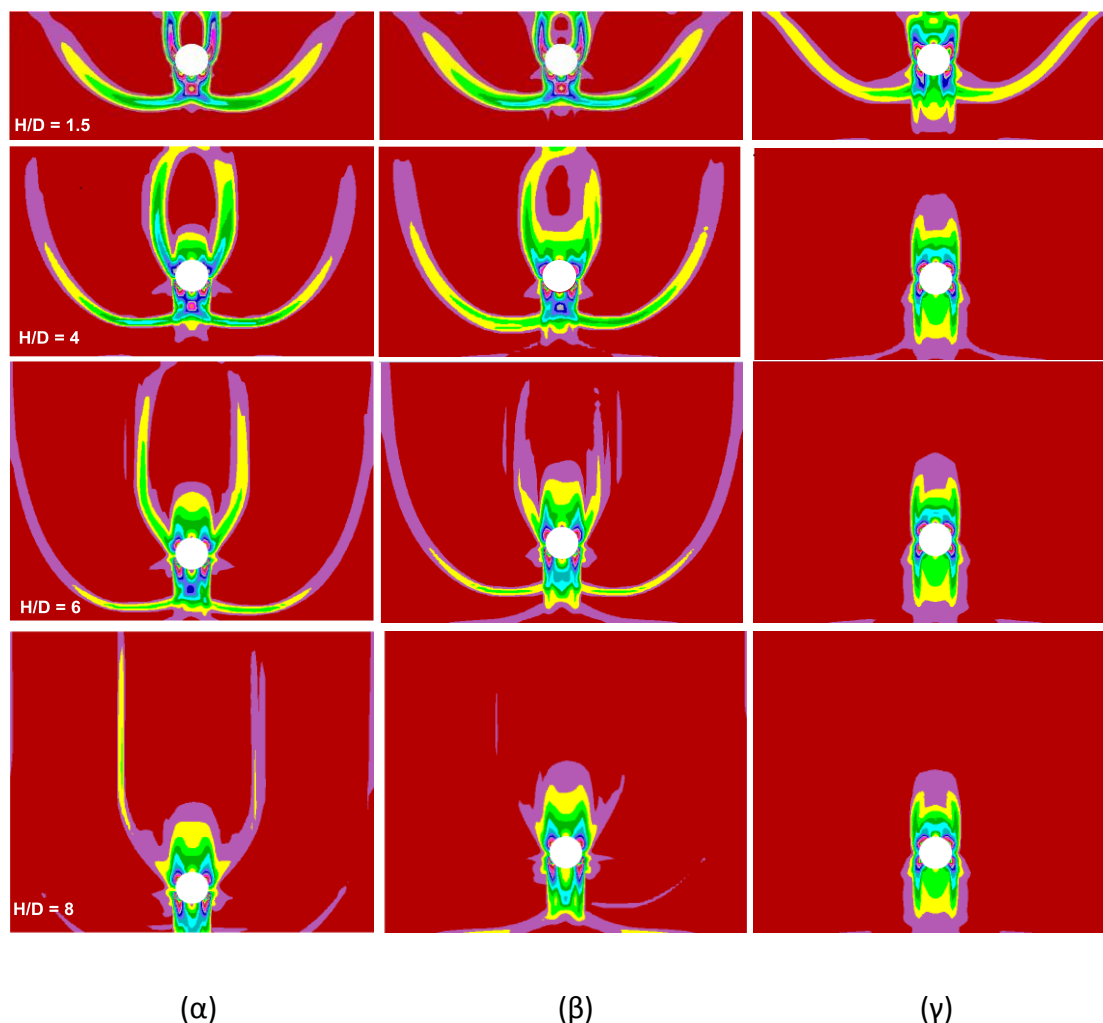
Καταρχάς, αξιολογείται η μορφή της επιφάνειας αστοχίας του υλικού επίχωσης μέσα στην τάφρο εγκιβωτισμού, εφόσον έχει σχηματιστεί πλήρως. Στο **Σχήμα 6.3** φαίνονται οι επιφάνειες αστοχίας για χαλαρή, μέσης πυκνότητας και πυκνή άμμο επίχωσης και λόγους εγκιβωτισμού  $H/D=1.5$  έως  $8$  για την περίπτωση της πλευρικά διευρυμένης τάφρου με  $x=35$  cm. Αντίστοιχα στο **Σχήμα 6.4** φαίνονται οι επιφάνειες αστοχίας για τις εξεταζόμενες πυκνότητες και λόγους εγκιβωτισμού  $H/D=1.5$  έως  $8$  για την περίπτωση της πλευρικά διευρυμένης τάφρου με  $x=50$  cm. Οι επιφάνειες έχουν τη μορφή γενικευμένης αστοχίας, αντίστοιχα με την περίπτωση της τάφρου της συνήθους πρακτικής καθώς και με τις επιφάνειες αστοχίας που σχηματίζονται στο «ελεύθερο πεδίο». Βέβαια, οι νέες επιφάνειες λόγω της μεγαλύτερης πλευρικής έκτασης της τάφρου έχουν απομακρυνθεί από τα πλευρικά

όρια του καννάβου και παρουσιάζουν ηπιότερη κλίση από τις αντίστοιχες στην περιορισμένη τάφρο της συνήθους πρακτικής.

Σε μεγάλα βάθη εγκιβωτισμού και στην περίπτωση της πυκνής άμμου επίχωσης δεν παρατηρείται σχηματισμός μηχανισμού αστοχίας καθώς οι αναπτυσσόμενες μετακινήσεις δεν επαρκούν ώστε να αστοχήσει το υλικό επίχωσης μέσα στην περιορισμένη τάφρο εγκιβωτισμού αφού ο αγωγός έχει φτάσει στο κατώτερο όριο της τάφρου, δηλαδή έρχεται πλέον σε επαφή με το φυσικό έδαφος το οποίο είναι σκληρότερο από το υλικό επίχωσης.



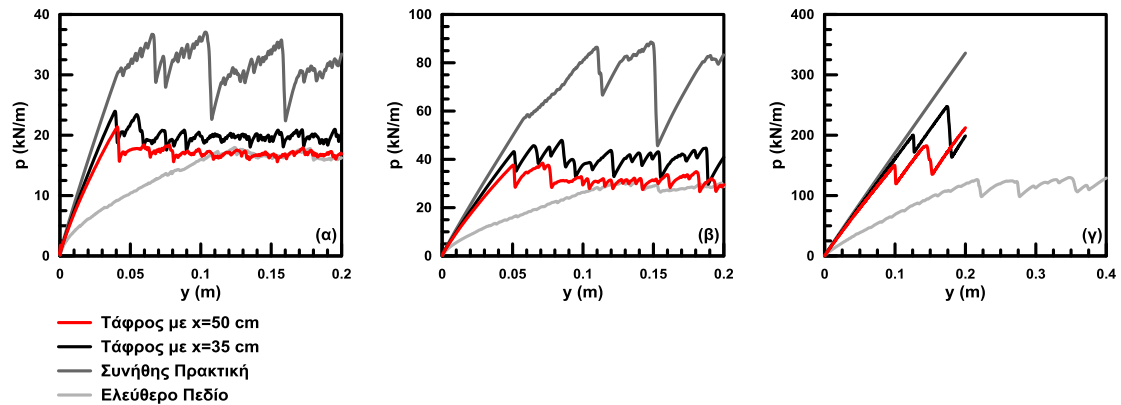
**Σχήμα 6.3:** Μηχανισμός αστοχίας αγωγού διαμέτρου 0.102m, εγκιβωτισμένου σε (α) χαλαρή, (β) μέσης πυκνότητας και (γ) πυκνή άμμο επίχωσης για λόγους εγκιβωτισμού  $H/D=1.5$  έως 8 για την τάφρο με  $\chi=35$  cm.



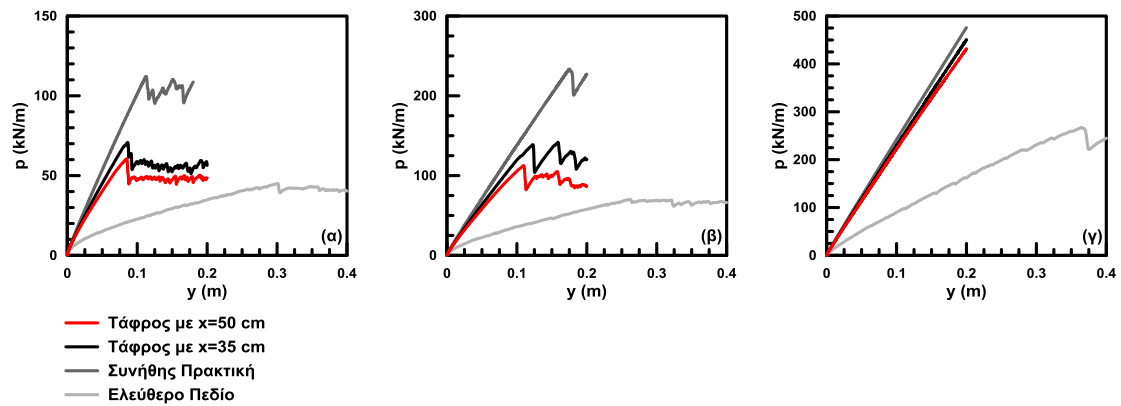
**Σχήμα 6.4:** Μηχανισμός αστοχίας αγωγού διαμέτρου  $0.102m$ , εγκιβωτισμένου σε (α) χαλαρή, (β) μέσης πυκνότητας και (γ) πυκνή άμμο επίχωσης για λόγους εγκιβωτισμού  $H/D=1.5$  έως  $8$  για την τάφρο με  $x=50$  cm.

Οι καμπύλες φορτίου – μετατόπισης ( $p$ - $y$ ) για τη περίπτωση χαλαρής, μέσης πυκνότητας και πυκνής άμμου επίχωσης κατά τη κατακόρυφη μετακίνηση προς τα κάτω του αγωγού στις προτεινόμενες τάφρους φαίνονται στο **Σχήμα 6.5** έως και το **Σχήμα 6.8** για λόγους εγκιβωτισμού  $H/D = 1.5$  έως  $8$ . Στα ίδια σχήματα έχουν τοποθετηθεί και οι αντίστοιχες καμπύλες για την περίπτωση του «ελεύθερου πεδίου» και της περιορισμένης τάφρου κατά τη συνήθη πρακτική. Παρατηρείται πως με την αύξηση των πλευρικών διαστάσεων της τάφρου το φορτίο που ασκείται στον αγωγό μειώνεται έως και δυο φορές συγκριτικά με το φορτίο που δέχεται στην περίπτωση της περιορισμένης τάφρου. Μάλιστα, η μείωση του φορτίου είναι τέτοια ώστε το μέγιστο οριακό φορτίο ( $p_{ult}$ ) επί του αγωγού να είναι σχεδόν παραπλήσιο με το οριακό φορτίο υπό συνθήκες «ελεύθερου πεδίου». Τα παραπάνω μπορούν εύκολα να παρατηρηθούν για τις αναλύσεις όπου έχει σχηματιστεί πλήρως η επιφάνεια αστοχίας. Όσον αφορά τη δυσκαμψία της καμπύλης φορτίου –

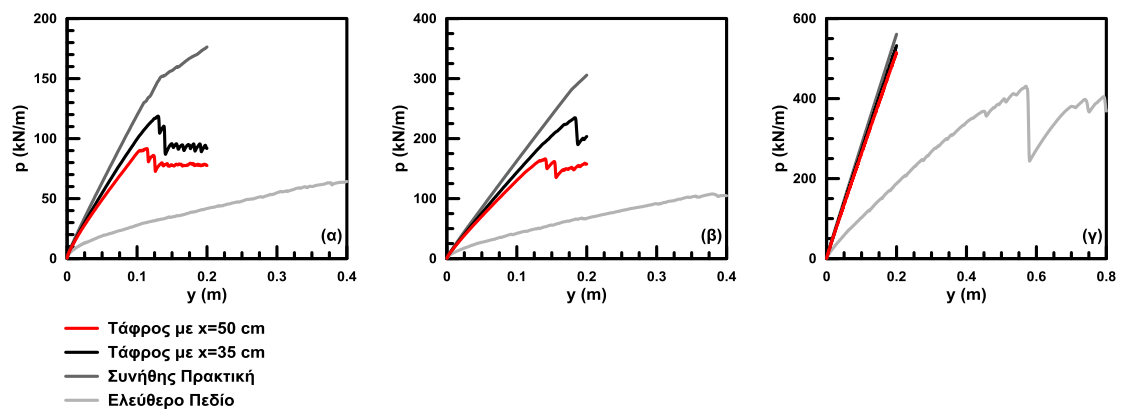
μετατόπιση είναι πρακτικά ίδια με την αντίστοιχη για την περίπτωση της τάφρου συνήθους πρακτικής.



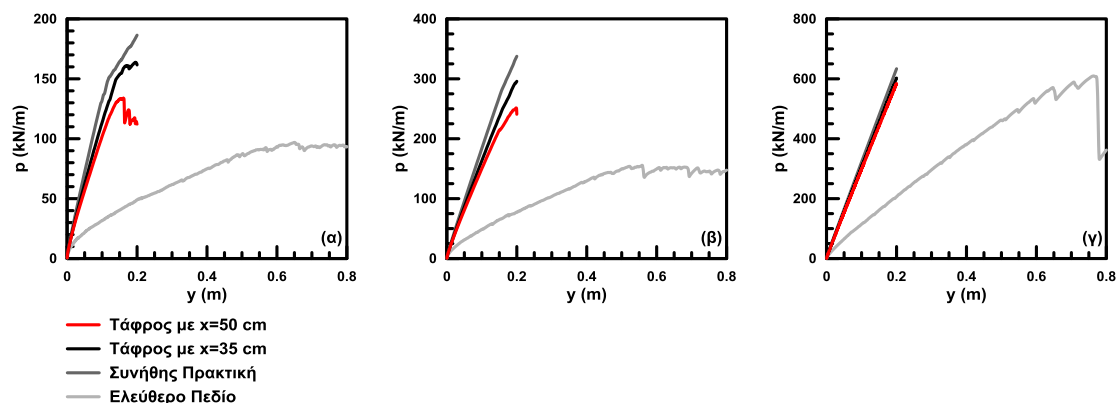
**Σχήμα 6.5:** Καμπύλες φορτίου - μετατόπισης για κατακόρυφη προς τα κάτω μετατόπιση αγωγού εγκιβωτισμένου (α) σε χαλαρή, (β) σε μέσης πυκνότητας και (γ) σε πυκνή άμμο για βάθος εγκιβωτισμού  $H/D=1.5$ .



**Σχήμα 6.6:** Καμπύλες φορτίου - μετατόπισης για κατακόρυφη προς τα κάτω μετατόπιση αγωγού εγκιβωτισμένου (α) σε χαλαρή, (β) σε μέσης πυκνότητας και (γ) σε πυκνή άμμο για βάθος εγκιβωτισμού  $H/D=4$ .



**Σχήμα 6.7:** Καμπύλες φορτίου - μετατόπισης για κατακόρυφη προς τα κάτω μετατόπιση αγωγού εγκιβωτισμένου (α) σε χαλαρή, (β) σε μέσης πυκνότητας και (γ) σε πυκνή άμμο για βάθος εγκιβωτισμού  $H/D=6$ .

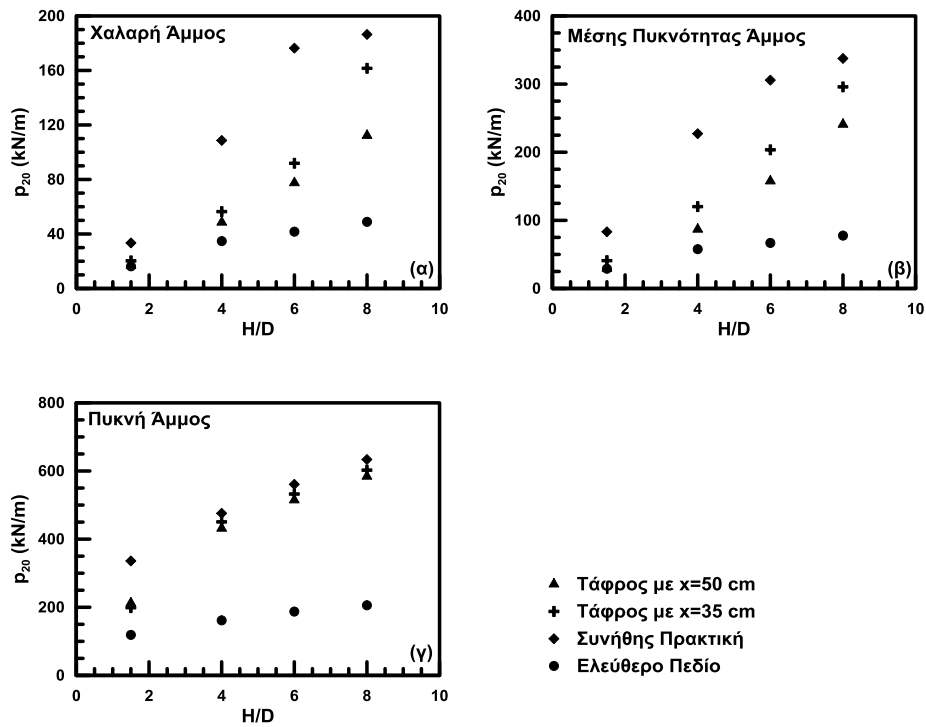


**Σχήμα 6.8:** Καμπύλες φορτίου - μετατόπισης για κατακόρυφη προς τα κάτω μετατόπιση αγωγού εγκιβωτισμένου (α) σε χαλαρή, (β) σε μέσης πυκνότητας και (γ) σε πυκνή άμμο για βάθος εγκιβωτισμού  $H/D=8$ .

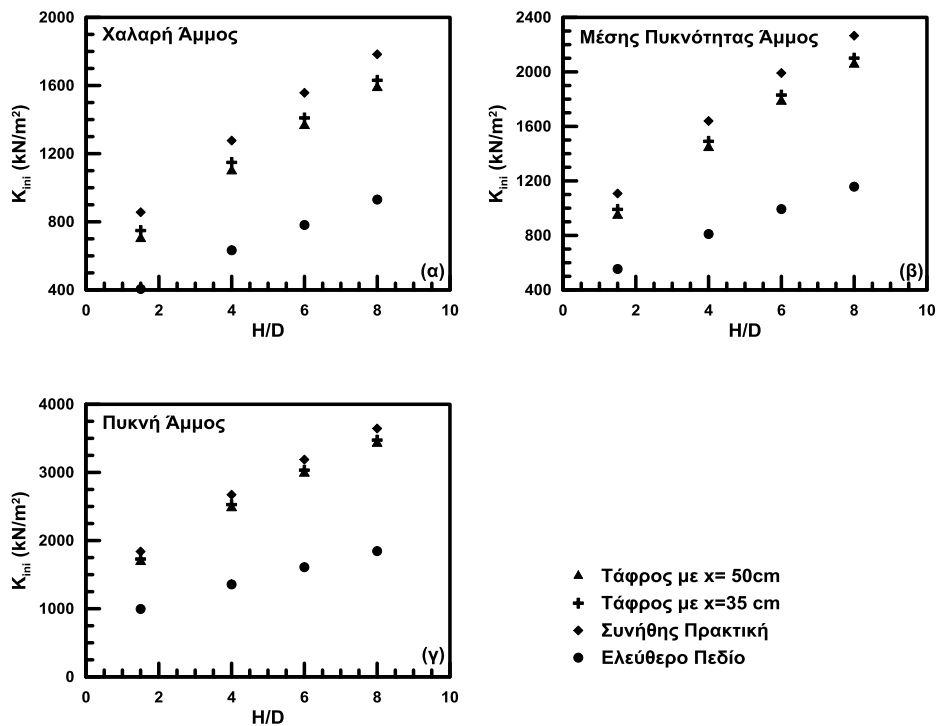
Στο σύνολο των παραμετρικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν, μόνο σε μερικές σχηματίστηκαν επιφάνειες αστοχίας και υπολογίσθηκε το μέγιστο οριακό φορτίο ( $p_{ult}$ ) επί του αγωγού. Στις υπόλοιπες περιπτώσεις από τις καμπύλες φορτίου – μετατόπισης, δεν είναι δυνατό να υπολογισθεί τιμή για το οριακό φορτίο ( $p_{ult}$ ). Προκειμένου να μπορέσει να συγκριθεί το φορτίο που ασκείται στον αγωγό στην περίπτωση της περιορισμένης τάφρου με το αντίστοιχο φορτίο όταν ο αγωγός αποκρίνεται υπό συνθήκες ελεύθερου πεδίου, επιλέχθηκε ως φορτίο επί του αγωγού εκείνη η τιμή του που αντιστοιχεί σε μετακίνηση ίση με 0.20 m δηλαδή η μέγιστη μετακίνηση που μπορεί να εφαρμοστεί στον αγωγό λόγω των διαστάσεων της τάφρου, αντίστοιχα με την περίπτωση της περιορισμένης τάφρου που παρουσιάστηκε στο **Κεφάλαιο 5**.

Στο **Σχήμα 6.9** παρουσιάζονται τα φορτία επί του αγωγού για τελική μετακίνηση προς τα κάτω ίση με  $y = 0.20$  m για χαλαρή, μέσης πυκνότητας και πυκνή άμμο επίχωσης. Τα φορτία συγκρίνονται με τις αντίστοιχες τιμές για την περιορισμένη τάφρο και το «ελεύθερο πεδίο». Όπως ειπώθηκε προηγουμένως, με την αύξηση της πλευρικής διάστασης της τάφρου, το φορτίο επί του αγωγού μειώνεται αρκετά και πλησιάζει προς τη τιμή του ελεύθερου πεδίου. Στην περίπτωση της πυκνής άμμου επίχωσης, οι τιμές του φορτίου για την περιορισμένη και τις προτεινόμενες τάφρους είναι κοντινές διότι ο αγωγός δε μετακινείται επαρκώς για να αστοχήσει η περιβάλλουσα άμμος επίχωσης και η καμπύλη φορτίου – μετατόπισης είναι ακόμη στον ελαστικό κλάδο.

Στο **Σχήμα 6.10** παρουσιάζεται η μεταβολή του μέτρου δυσκαμψίας  $K_{ini}$  συναρτήσει του λόγου εγκιβωτισμού  $H/D$  του αγωγού για τις τρεις πυκνότητες της άμμου. Παρατηρείται, πως η αύξηση των διαστάσεων της τάφρου επιδρά στην απόκριση του υλικού επίχωσης με αποτέλεσμα να συμπεριφέρεται με πιο μικρή δυσκαμψία γεγονός από την αντίστοιχη δυσκαμψία για την περίπτωση της τάφρου της συνήθους πρακτικής.



Σχήμα 6.9: Ασκούμενο φορτίο επί του αγωγού συναρτήσει του βάθους εγκιβωτισμού για (α) χαλαρή, (β) μέσης πυκνότητας και (γ) πυκνή άμμο επίχωσης.

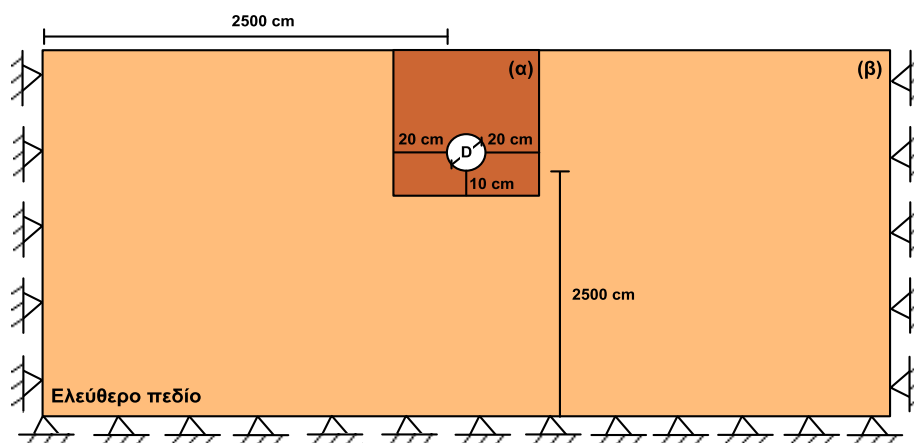


Σχήμα 6.10: Τιμές αρχικής δυσκαμψίας  $K_{ini}$  συναρτήσει του βάθους εγκιβωτισμού για (α) χαλαρή, (β) μέσης πυκνότητας και (γ) πυκνή άμμο επίχωσης.



### 6.3 Επίδραση βάθους τάφρου

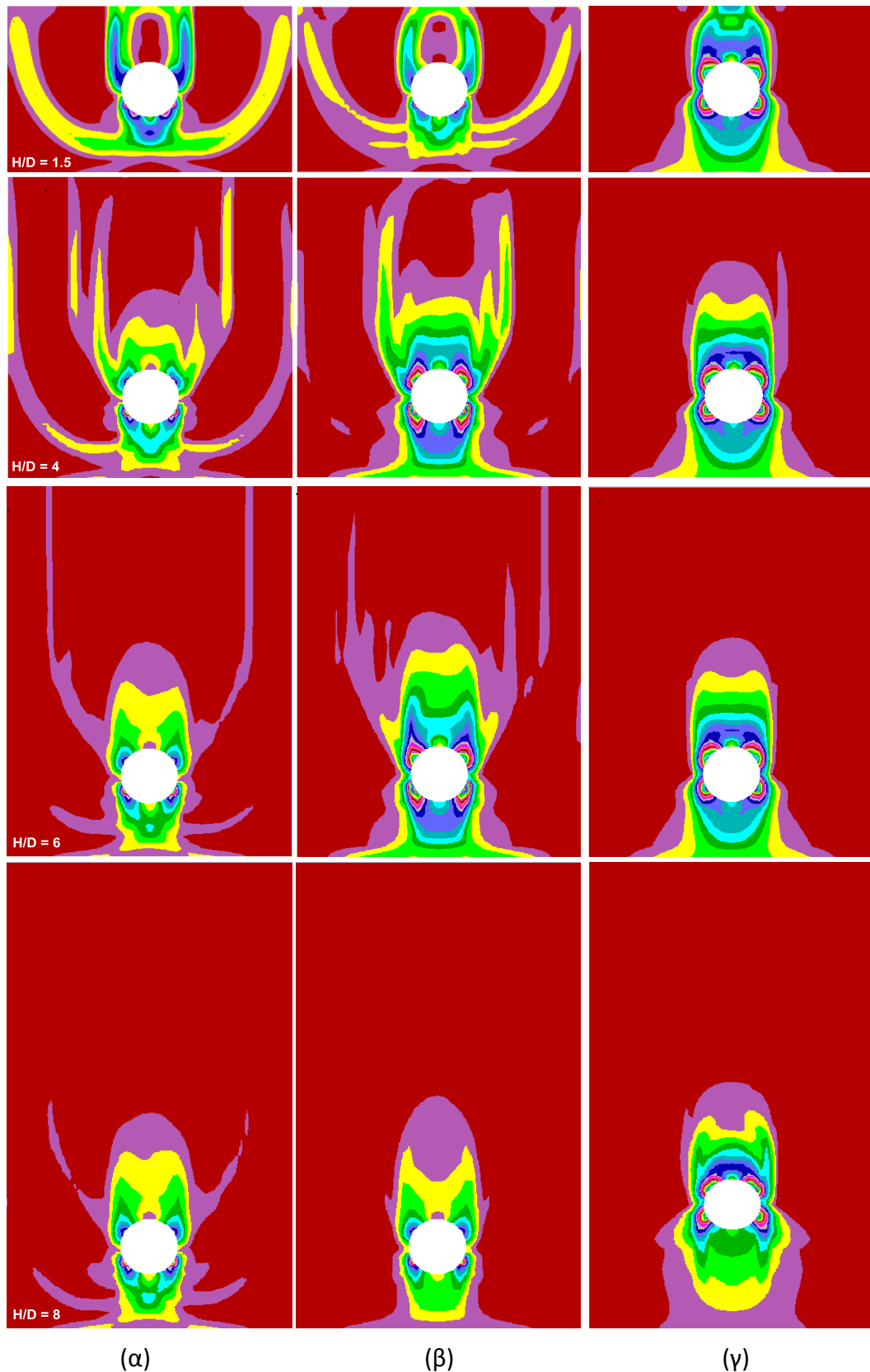
Η επόμενη παράμετρος, που εξετάστηκε είναι το βάθος επίχωσης κάτω από τον αγωγό. Για το σκοπό αυτό και σε αντίθεση τόσο με τις προηγούμενες τάφρους όσο και με την περιορισμένη τάφρο της συνήθους πρακτικής, η κατακόρυφη απόσταση από το κάτω μέρος του αγωγού μέχρι τον πυθμένα της τάφρου λήφθηκε ίση με 10cm όπως φαίνεται στο **Σχήμα 6.11**. Στο ίδιο σχήμα παρουσιάζεται επίσης, ο κάρναβος που προσομοιώνει τάφρο εγκιβωτισμού στο «ελεύθερο πεδίο» ο οποίος έχει τοποθετηθεί κάτω από το κάρναβο μειωμένου βάθους κάτω από τον αγωγό.



**Σχήμα 6.11:** Μορφή κάρναβου αριθμητικών αναλύσεων για μια τυπική περίπτωση αγωγού εγκιβωτισμένου σε (α) προτεινόμενη τάφρο μειωμένου βάθους κάτω από τον αγωγό και (β) τάφρο που έχει διαστάσεις ελεύθερου πεδίου.

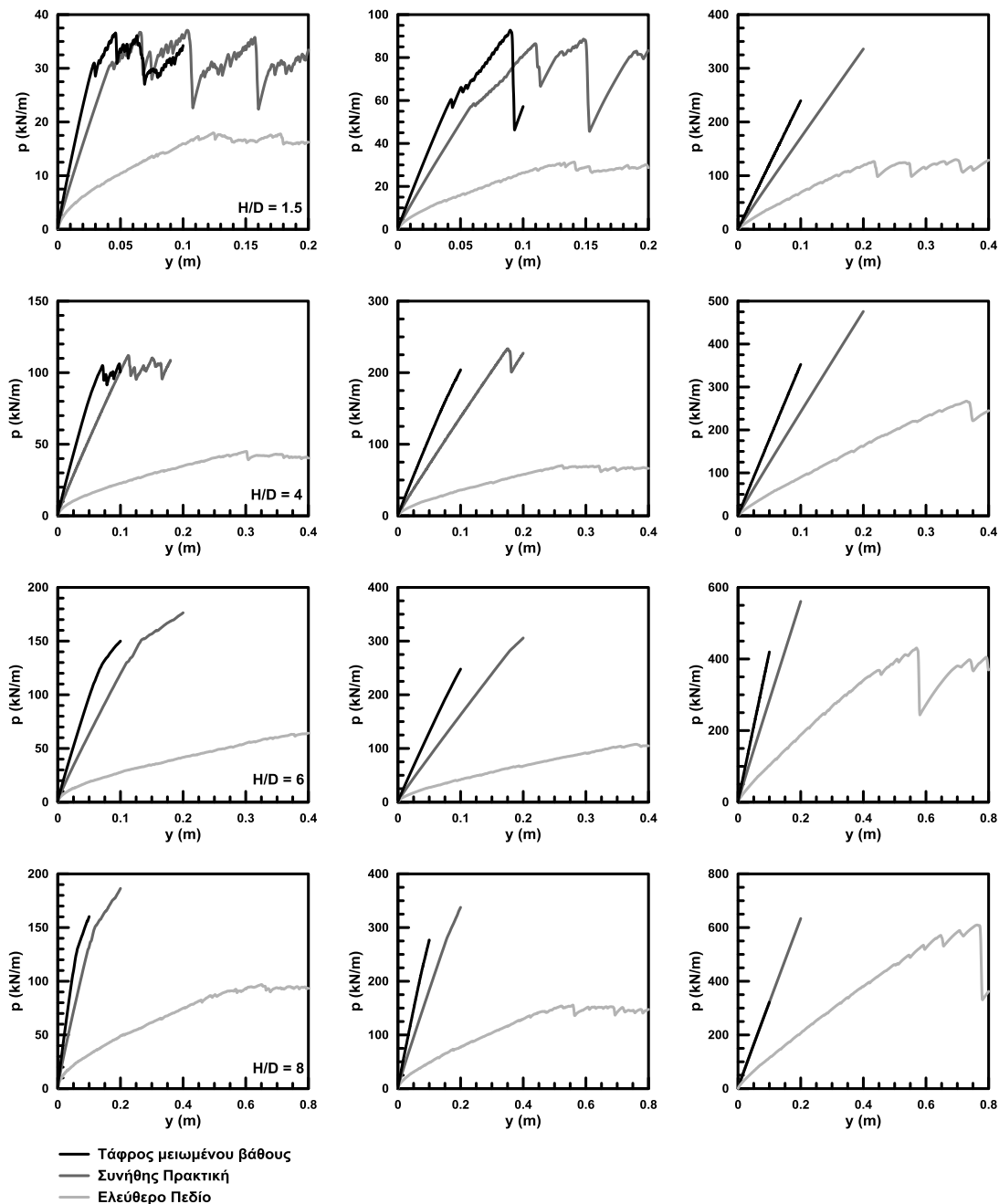
Στο **Κεφάλαιο 5** πραγματοποιήθηκε εκτενής αναφορά στην επίδραση του κάτω ορίου στην απόκριση της άμμου επίχωσης. Μάλιστα η κλίση της καμπύλης φορτίου – μετατόπισης είναι ιδιαίτερα ευαίσθητη στην αλλαγή του βάθους κάτω από τον αγωγό. Απώτερος σκοπός αυτής της παραγράφου είναι να διερευνηθούν οι επιπτώσεις της μείωσης του βάθους στην αλληλεπίδραση αγωγού – άμμο επίχωσης. Το πάχος της άμμου επίχωσης κάτω από το όριο του αγωγού μπορεί να μειωθεί μέχρι μια ορισμένη τιμή ώστε ο αγωγός να μετακινηθεί αρκετά για να παρθούν αξιολογικά αποτελέσματα.

Στο **Σχήμα 6.12** παρουσιάζονται οι επιφάνειες αστοχίας κατά την κατακόρυφη μετακίνηση του αγωγού προς τα κάτω για χαλαρή, μέσης πυκνότητας και πυκνή άμμο επίχωσης. Από τις δώδεκα σε σύνολο αναλύσεις, μόνο σε τρεις παρατηρείται αστοχία γενικευμένης μορφής. Στις υπόλοιπες, η μετακίνηση του αγωγού προς τα κάτω είναι ανεπαρκής και το έδαφος που περιβάλλει τον αγωγό δεν προλαβαίνει να αστοχήσει πριν αυτός φτάσει στο κατώτερο όριο της τάφρου εγκιβωτισμού.



**Σχήμα 6.12:** Μηχανισμός αστοχίας αγωγού διαμέτρου 0.102m, εγκιβωτισμένου σε (α) χαλαρή, (β) μέσης πυκνότητας και (γ) πυκνή άμμο επίχωσης για λόγους εγκιβωτισμού  $H/D=1.5$  έως 8.

Στο **Σχήμα 6.13** παρουσιάζονται οι καμπύλες φορτίου – μετατόπισης για όλες τις πυκνότητες της άμμου επίχωσης. Για τις αναλύσεις στις οποίες έχει σχηματιστεί η επιφάνεια αστοχίας παρατηρείται πως με τη μείωση του βάθους του αγωγού το φορτίο που ασκείται επί του αγωγού δεν επηρεάζεται καθόλου. Η μόνη ουσιαστική διαφορά είναι η κλίση της καμπύλης που έχει αυξηθεί στην περίπτωση της εξεταζόμενης τάφρου.



(α)

(β)

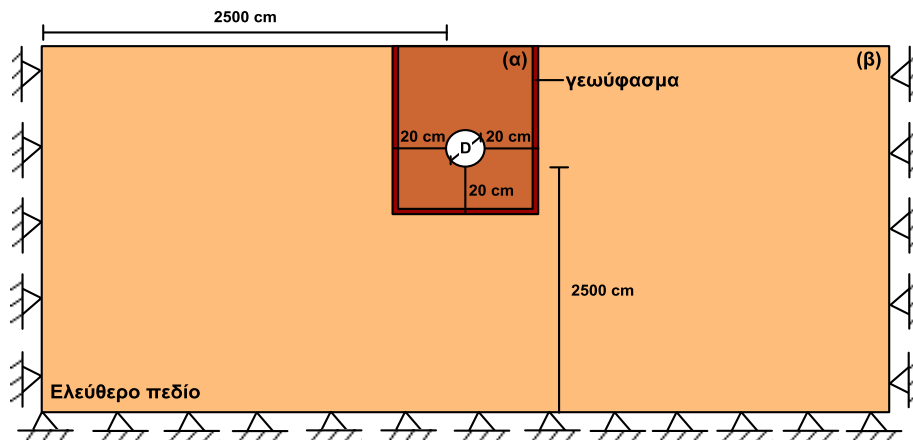
(γ)

**Σχήμα 6.13:** Καμπύλες φορτίου - μετατόπισης για κατακόρυφη προς τα κάτω μετατόπιση αγωγού εγκιβωτισμένου (α) σε χαλαρή, (β) σε μέσης πυκνότητας και (γ) σε πυκνή άμμο για βάθη εγκιβωτισμού  $H/D=1.5$  έως 8, υπό συνθήκες ελεύθερου πεδίου, στη περιορισμένη τάφρο (συνήθης πρακτική) και στην τάφρο μειωμένου βάθους.

Στις υπόλοιπες αναλύσεις που δεν παρατηρήθηκε αστοχία, το μόνο άξιο σχολιασμού είναι η αύξηση της κλίσης της καμπύλης φορτίου – μετατόπισης διότι με το περιορισμό του βάθους της τάφρου κάτω από τον αγωγό, η άμμος επίχωσης συμπεριφέρεται πιο δύσκαμπτα.

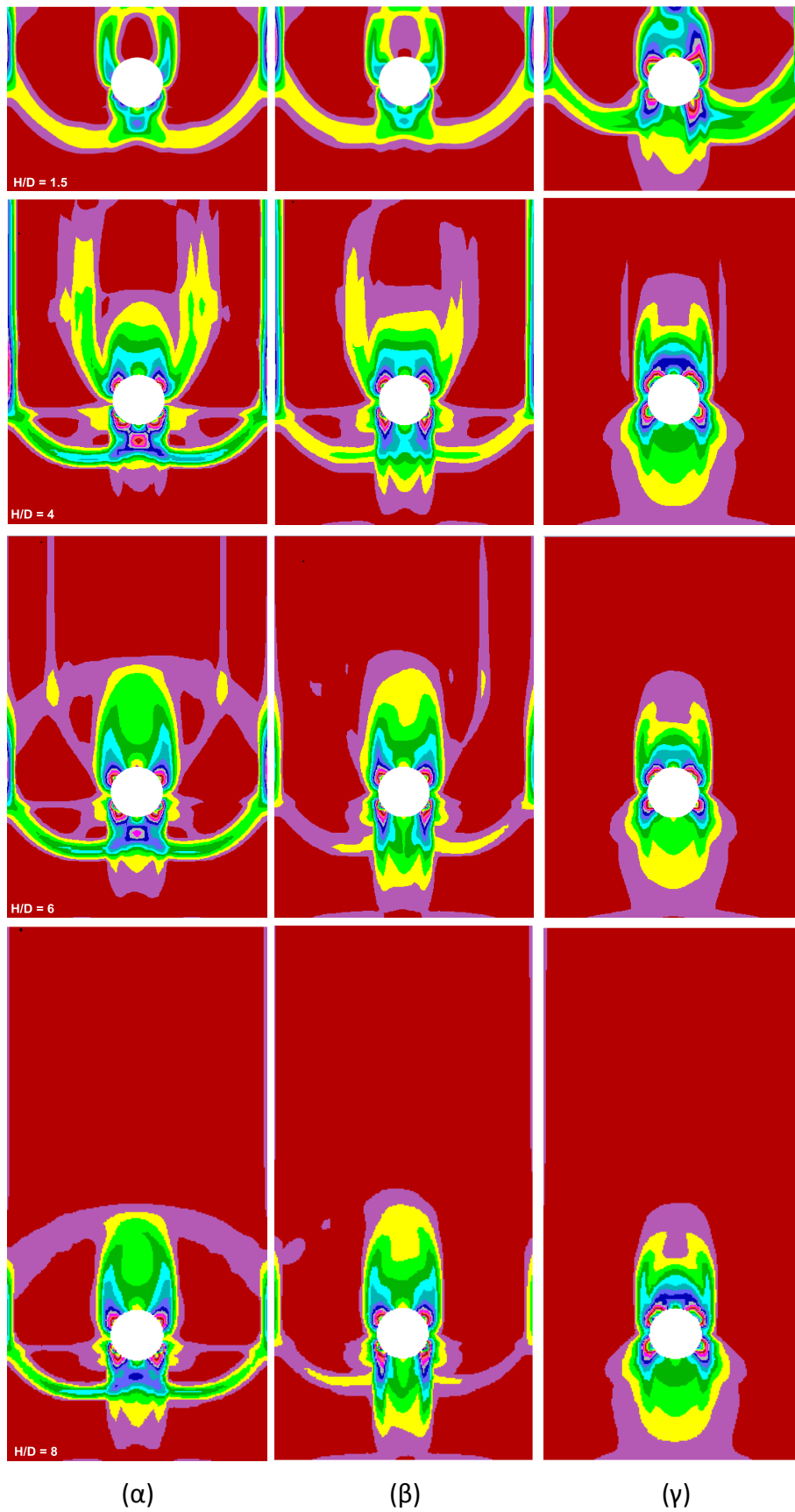
#### 6.4 Επίδραση διεπιφάνειας τοιχωμάτων τάφρου

Η επόμενη παράμετρος, που εξετάστηκε στα πλαίσια πρότασης μιας λύσης σχεδιασμού για ανακούφιση του αγωγού, είναι κατά πόσο μια τάφρος ίδιων διαστάσεων με αυτές της περιορισμένης τάφρου αλλά με μειωμένη τριβή στη διεπιφάνεια με το φυσικό έδαφος συνεισφέρει αποτελεσματικά στη μείωση των εδαφικών δυνάμεων επί του αγωγού. Για το σκοπό αυτό, θεωρείται πως με την τοποθέτηση γεωφάσματος κατάλληλων ιδιοτήτων μετά την εκσκαφή της τάφρου και πριν την επίχωση με άμμο είναι δυνατό να μειωθεί η γωνία τριβής στη διεπιφάνεια μεταξύ του φυσικού εδάφους και άμμου επίχωσης με απώτερο σκοπό τη μερική διευκόλυνση της ολίσθησης μεταξύ των δύο επιφανειών. Με το ειδικό γεωφάσμα που θα τοποθετηθεί, θεωρείται πως η γωνία τριβής στη λεπτή ζώνη στη διεπιφάνεια μειώνεται στο μισό της τιμής της γωνίας τριβής του υλικού επίχωσης. Μια τυπική περίπτωση του νέου καννάβου φαίνεται στο **Σχήμα 6.14** όπου η λεπτή ζώνη με το κόκκινο χρώμα στα όρια της τάφρου παριστάνει τη στρώση μειωμένης γωνίας τριβής μεταξύ του υλικού επίχωσης και του φυσικού εδάφους.



**Σχήμα 6.14:** Μορφή καννάβου αριθμητικών αναλύσεων για μια τυπική περίπτωση αγωγού εγκιβωτισμένου σε (α) προτεινόμενη τάφρο και (β) τάφρο που έχει διαστάσεις ελεύθερου πεδίου.

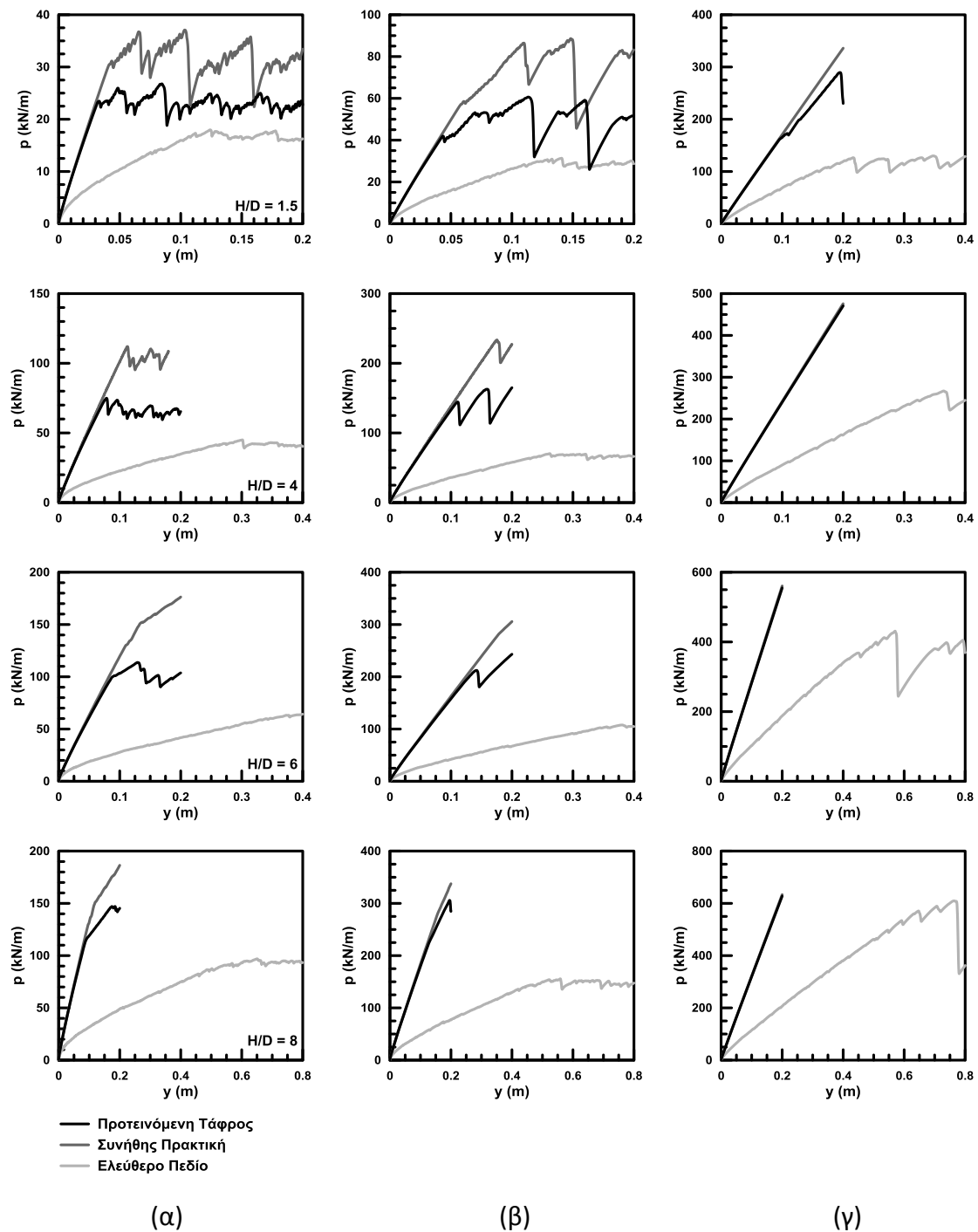
Στο **Σχήμα 6.15** παρουσιάζονται όλες οι επιφάνειες αστοχίας για χαλαρή, μέσης πυκνότητας και πυκνή άμμο επίχωσης και για λόγους εγκιβωτισμού  $H/D = 1.5$  έως 8 στην περίπτωση της τάφρου με μειωμένη γωνία τριβής στη διεπιφάνεια με το φυσικό έδαφος.



**Σχήμα 6.15:** Μηχανισμός αστοχίας αγωγού διαμέτρου 0.102m, εγκιβωτισμένου σε (α) χαλαρή, (β) μέσης πυκνότητας και (γ) πυκνή άμμο επίχωσης για λόγους εγκιβωτισμού  $H/D=1.5$  έως 8.

Παρατηρείται πως οι σχηματισμένες επιφάνειες έχουν τη μορφή γενικευμένης αστοχίας. Πλησίον του αγωγού οι διατμητικές επιφάνειες έχουν πιο ήπια κλίση αλλά μόλις συναντούν τα κατακόρυφα πλευρικά όρια του καννάβου, τα ακολουθούν μέχρι την ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους. Αυτό οφείλεται στη λεπτή στρώση με μειωμένη γωνία τριβής στην περίμετρο της τάφρου εγκιβωτισμού. Η διατμητική αντοχή του εδάφους είναι συνάρτηση της γωνίας τριβής με αποτέλεσμα αυτή η λεπτή ζώνη που έχει μικρότερη γωνία τριβής από την άμμο επίχωσης να έχει μικρότερη αντοχή και η επιφάνεια αστοχίας να σχηματίζεται μέσα σε αυτή. Βέβαια, παρόλη την ύπαρξη της «αδύναμης στρώσης» σε ορισμένες αναλύσεις δεν παρατηρείται σχηματισμός της επιφάνειας αστοχίας λόγω ανεπαρκούς μετακίνησης του αγωγού.

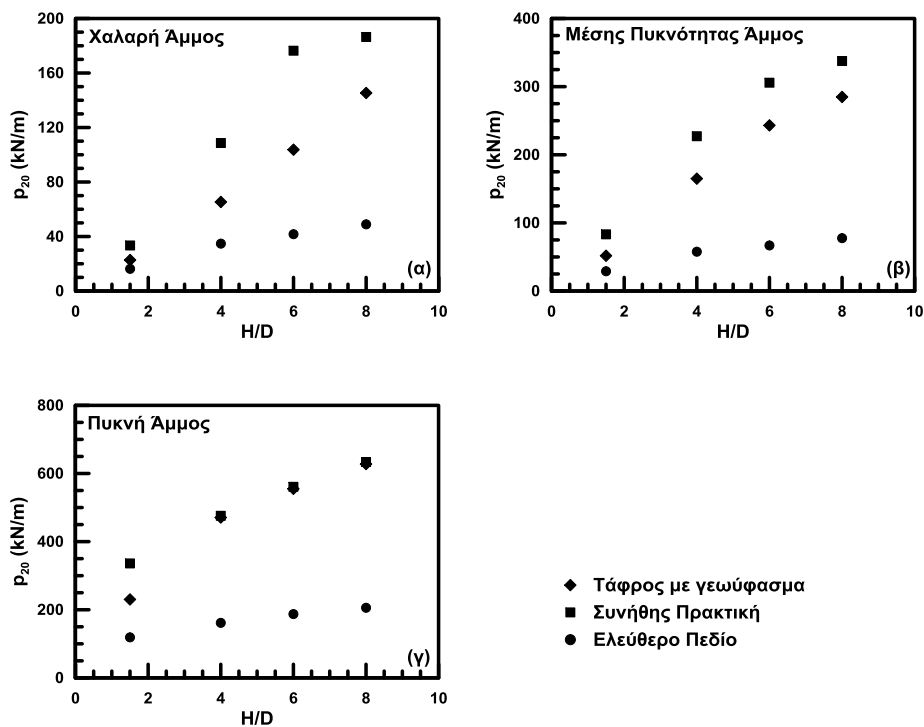
Οι καμπύλες φορτίου – μετατόπισης για όλες τις περιπτώσεις πυκνότητας της άμμου επίχωσης και όλα τα βάθη εγκιβωτισμού φαίνονται στο **Σχήμα 6.16**. Η μορφή της καμπύλης είναι ίδια τόσο για την περιορισμένη τάφρο της συνήθους πρακτικής όσο και για τη νέα τάφρο με τη λεπτή στρώση μειωμένης γωνίας τριβής. Η ουσιαστική διαφορά στις δύο ομάδες αριθμητικών αναλύσεων είναι η ύπαρξη της λεπτής ζώνης στην περίμετρο της τάφρου και αυτό αντικατοπτρίζεται στη μείωση του φορτίου επί του αγωγού. Όπως ειπώθηκε προηγουμένως, η λεπτή στρώση έχει μειωμένη αντοχή και συνεπώς η συνολική αντίσταση του υλικού επίχωσης μειώνεται συγκριτικά με την περίπτωση της περιορισμένης τάφρου. Εφόσον οι διαστάσεις της τάφρου δεν έχουν αλλάξει, η δυσκαμψία της άμμου και με άλλα λόγια η κλίση της καμπύλης φορτίου – μετατόπισης δεν έχει μεταβληθεί όπως επαληθεύεται από τη σύγκριση των αντίστοιχων καμπυλών στο **Σχήμα 6.16**. Η πλήρης ταύτιση των καμπυλών για την πυκνή άμμο επίχωσης οφείλεται στο γεγονός ότι η απόκριση του υλικού είναι ελαστική μιας και το υπάρχον περιθώριο μετακίνησης του αγωγού δεν επιτρέπει στο περιβάλλον έδαφος να αστοχήσει.



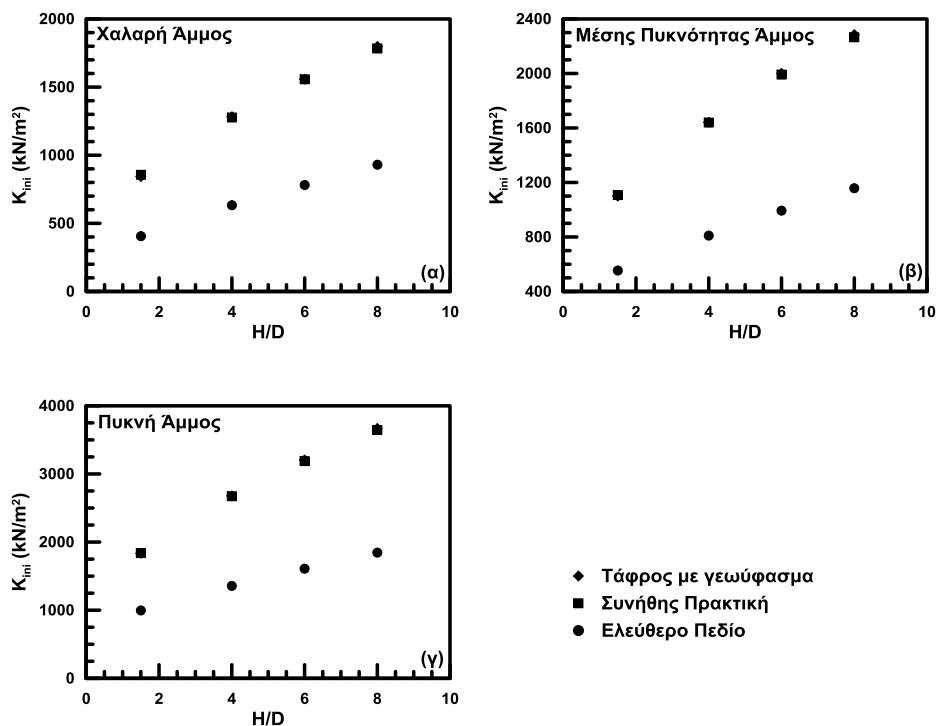
**Σχήμα 6.16:** Καμπύλες φορτίου - μετατόπισης για κατακόρυφη προς τα κάτω μετατόπιση αγωγού εγκιβωτισμένου (α) σε χαλαρή, (β) σε μέσης πυκνότητας και (γ) σε πυκνή άμμο για βάθη εγκιβωτισμού  $H/D=1.5$  έως 8, υπό συνθήκες ελεύθερου πεδίου, στη περιορισμένη τάφρο (συνήθης πρακτική) και στην προτεινόμενη τάφρο.

Η μείωση του φορτίου επί του αγωγού στην περίπτωση της προτεινόμενης τάφρου επαληθεύεται και από το **Σχήμα 6.17** όπου παρουσιάζονται τα φορτία επί του αγωγού για τελική μετακίνηση προς τα κάτω ίση με  $y = 0.20$  m για χαλαρή, μέσης πυκνότητας και πυκνή άμμο επίχωσης. Για την πυκνή άμμο επίχωσης, αντίστοιχα με τις καμπύλες φορτίου – μετατόπισης που είναι όμοιες, και τα φορτία που ασκούνται

στον αγωγό είναι ίδια. Τέλος, στο **Σχήμα 6.18** παρουσιάζεται η μεταβολή του μέτρου δυσκαμψίας  $K_{20}$  συναρτήσει του λόγου εγκιβωτισμού  $H/D$  του αγωγού για τις τρεις πυκνότητες της άμμου και ισχύουν όσα αναφέρθηκαν παραπάνω.



**Σχήμα 6.17:** Ασκούμενο φορτίο επί του αγωγού συναρτήσει του βάθους εγκιβωτισμού για (α) χαλαρή, (β) μέσης πυκνότητας και (γ) πυκνή άμμο επίχωσης.

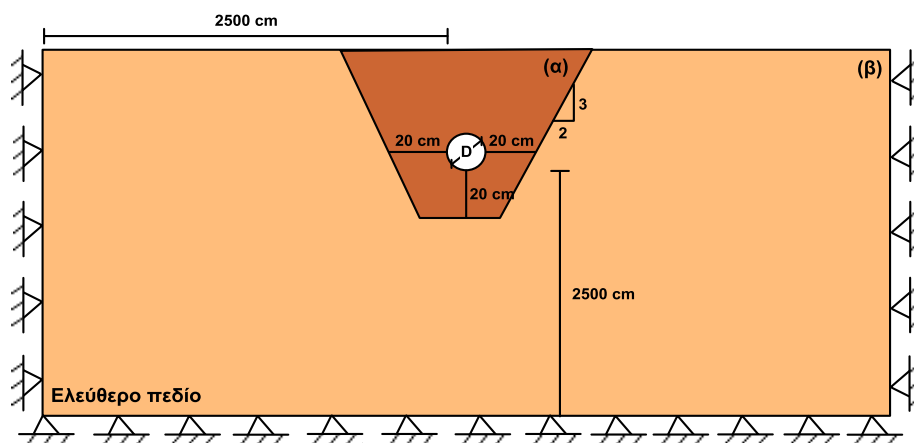


**Σχήμα 6.18:** Τιμές αρχικής δυσκαμψίας  $K_{ini}$  συναρτήσει του βάθους εγκιβωτισμού για (α) χαλαρή, (β) μέσης πυκνότητας και (γ) πυκνή άμμο επίχωσης.



## 6.5 Επίδραση κλίσης τοιχωμάτων τάφρου

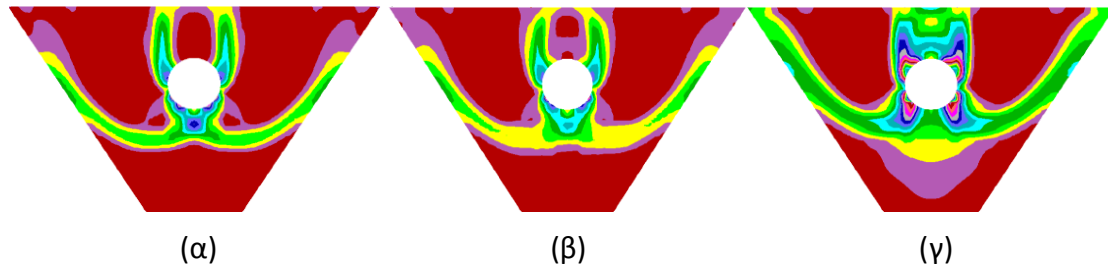
Στις προηγούμενες παραγράφους, στα πλαίσια πρότασης μιας λύσης σχεδιασμού για ανακούφιση του αγωγού, εξετάστηκε κατά πόσο μια τάφρος ελαφρώς διευρυμένων διαστάσεων σε σχέση με τις διαστάσεις της περιορισμένης τάφρου συνεισφέρει αποτελεσματικά στη μείωση των εδαφικών δυνάμεων επί του αγωγού. Βασική επιδίωξη ήταν ουσιαστικά η τροποποίηση της ορθογωνικής τάφρου της συνήθους πρακτικής ώστε να βελτιωθεί η απόκριση του αγωγού. Στην παρούσα παράγραφο εξετάζεται μια εναλλακτική γεωμετρία της τάφρου εγκιβωτισμού όπου η τάφρος έχει το σχήμα τραπεζίου με κλίση πλευρικών παρειών  $56.3^\circ$  σύμφωνα με το **Σχήμα 6.19**. Η τραπεζοειδής τάφρος σχεδιάστηκε έτσι ώστε τόσο η απόσταση των πλευρικών ορίων όσο και της κάτω παρειάς της τάφρου να απέχουν 20 εκατοστά από τον αγωγό όπως και στην τάφρο της συνήθους πρακτικής. Εάν η εξεταζόμενη γεωμετρία ήταν διαφορετική, τα αποτελέσματα δε θα ήταν συγκρίσιμα μιας και η τάφρος αναφοράς θα διέφερε από την περιορισμένη τάφρο που εξετάστηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο.



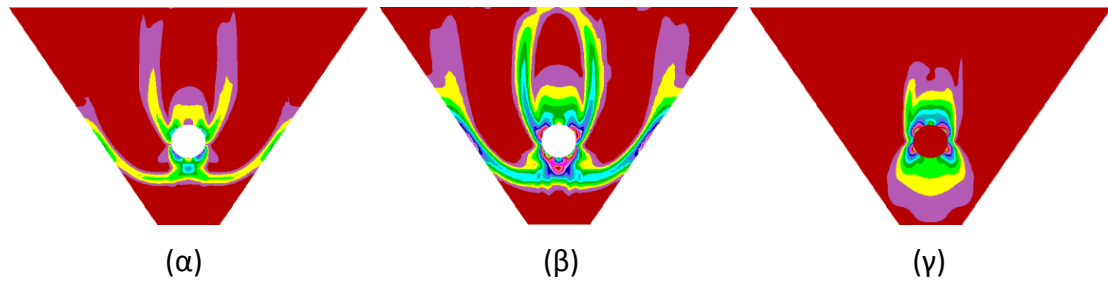
**Σχήμα 6.19:** Μορφή καννάβου αριθμητικών αναλύσεων για μια τυπική περίπτωση αγωγού εγκιβωτισμένου σε (α) τραπεζοειδή τάφρο και (β) τάφρο που έχει διαστάσεις ελεύθερου πεδίου.

Στο **Σχήμα 6.20** έως και το **Σχήμα 6.23** φαίνονται οι επιφάνειες αστοχίας για χαλαρή, μέσης πυκνότητας και πυκνή άμμο επίχωσης στην εξεταζόμενη τραπεζοειδή διατομή. Μελετώντας τις σχηματιζόμενες επιφάνειες αστοχίας, προκύπτει πως σε όλες τις τάφρους εγκιβωτισμού που εξετάστηκαν συμπεριλαμβανομένης και της τραπεζοειδούς, η επιφάνεια αστοχίας του υλικού επίχωσης έχει τη μορφή γενικευμένης αστοχίας. Επίσης, αντίστοιχα με τις παρατηρήσεις που έγιναν για τις προηγούμενες επιφάνειες αστοχίας, φαίνεται πως οι διατμητικές επιφάνειες ξεκινούν από το κάτω μέρος του αγωγού με ήπια κλίση και μόλις η αστοχία διαδοθεί στις πλευρικές παρειές της τάφρου, συνεχίζει μέχρι την εδαφική επιφάνεια με την κλίση των πλευρικών παρειών της τάφρου. Όμως, παρά τη διαφορετική γεωμετρία της τάφρου, σε ορισμένες αναλύσεις όπως σε

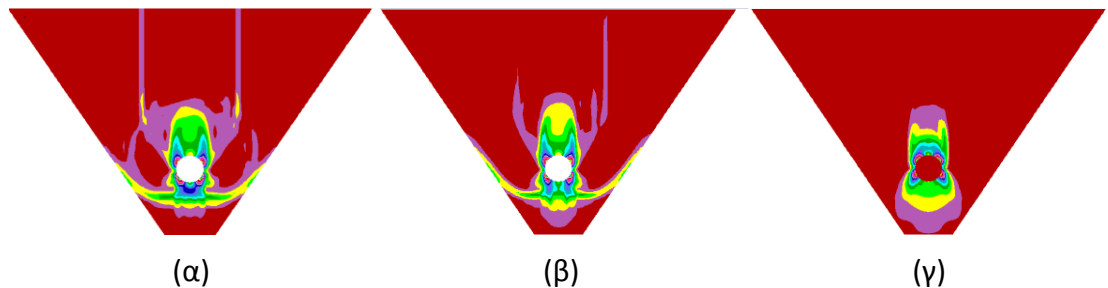
αυτές που έχουν πυκνή άμμο επίχωσης ή ο αγωγός είναι εγκιβωτισμένος σε μεγάλα βάθη (κυρίως  $H/D = 8$ ) δεν παρατηρείται σχηματισμός της επιφάνειας αστοχίας λόγω περιορισμένης δυνατότητας μετακίνησης του αγωγού.



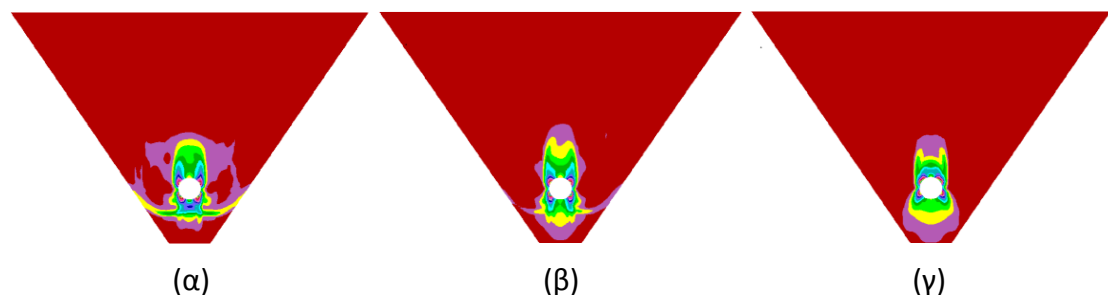
**Σχήμα 6.20:** Μηχανισμός αστοχίας αγωγού διαμέτρου 0.102m, εγκιβωτισμένου σε (α) χαλαρή, (β) μέσης πυκνότητας και (γ) πυκνή άμμο επίχωσης για λόγο εγκιβωτισμού  $H/D=1.5$ .



**Σχήμα 6.21:** Μηχανισμός αστοχίας αγωγού διαμέτρου 0.102m, εγκιβωτισμένου σε (α) χαλαρή, (β) μέσης πυκνότητας και (γ) πυκνή άμμο επίχωσης για λόγο εγκιβωτισμού  $H/D=4$ .

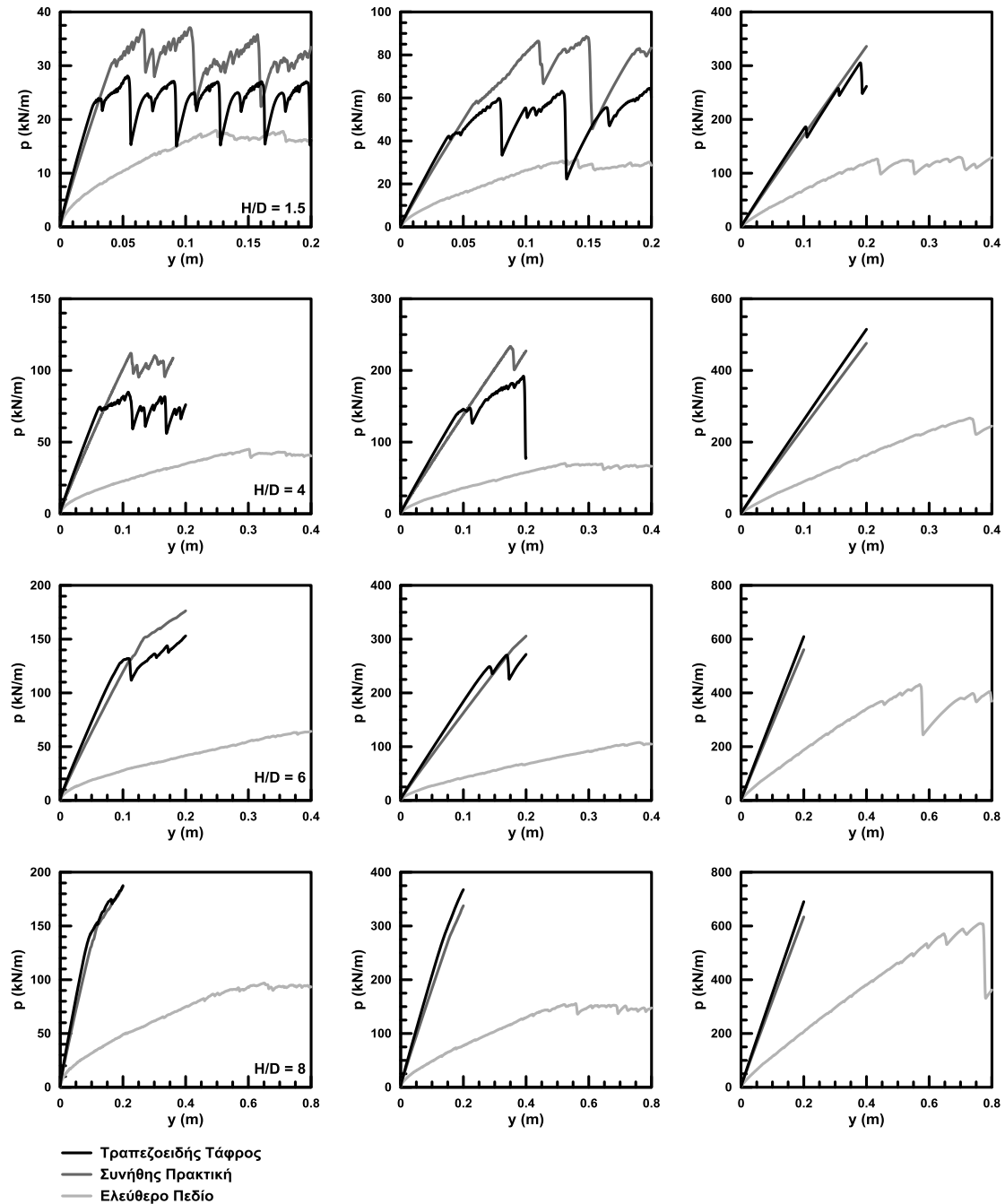


**Σχήμα 6.22:** Μηχανισμός αστοχίας αγωγού διαμέτρου 0.102m, εγκιβωτισμένου σε (α) χαλαρή, (β) μέσης πυκνότητας και (γ) πυκνή άμμο επίχωσης για λόγο εγκιβωτισμού  $H/D=6$ .



**Σχήμα 6.23:** Μηχανισμός αστοχίας αγωγού διαμέτρου 0.102m, εγκιβωτισμένου σε (α) χαλαρή, (β) μέσης πυκνότητας και (γ) πυκνή άμμο επίχωσης για λόγο εγκιβωτισμού  $H/D=8$ .

Στο Σχήμα 6.24 παρουσιάζονται οι καμπύλες φορτίου – μετατόπισης για το σύνολο των αριθμητικών αναλύσεων. Στην περίπτωση της χαλαρής και μέσης πυκνότητας άμμου επίχωσης όπου παρατηρείται σχηματισμός επιφάνειας αστοχίας, με τον εγκιβωτισμό του αγωγού σε τραπεζοειδή τάφρο παρατηρείται μείωση του φορτίου.



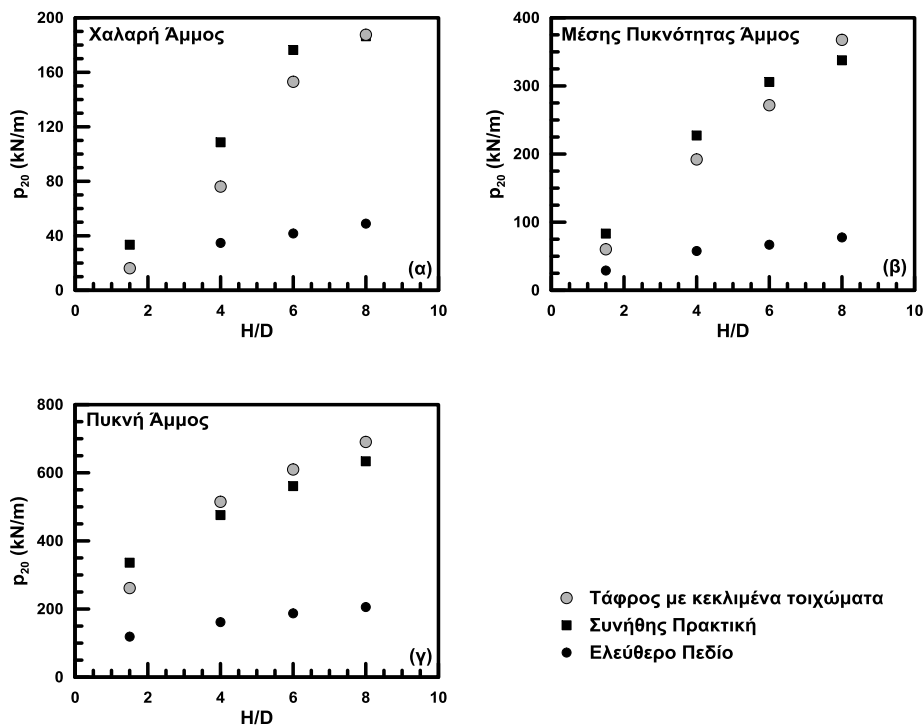
(α)

(β)

(γ)

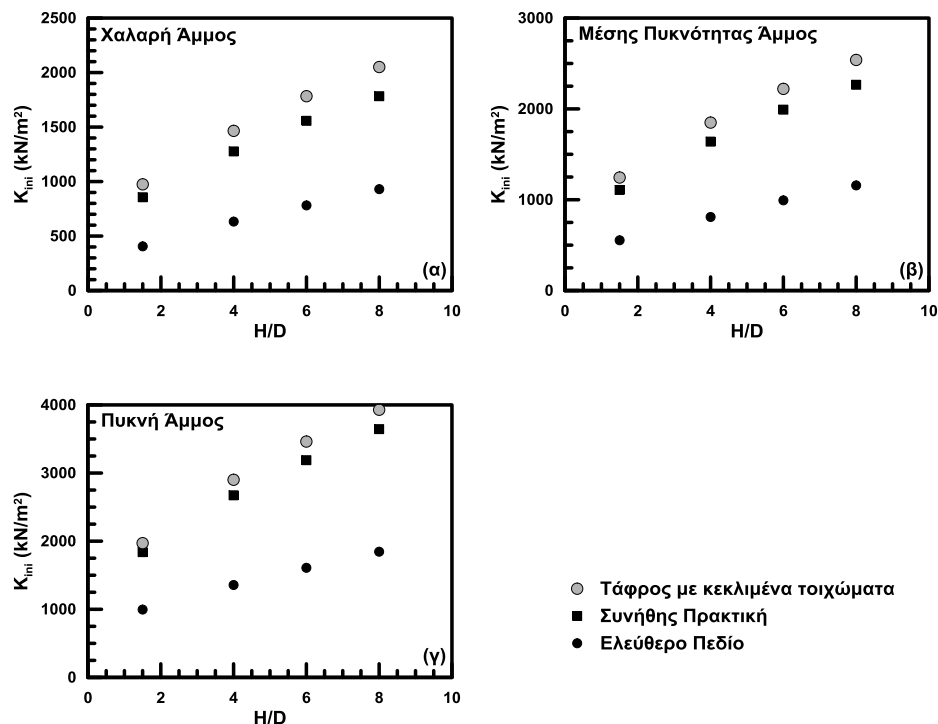
**Σχήμα 6.24:** Καμπύλες φορτίου - μετατόπισης για κατακόρυφη προς τα κάτω μετατόπιση αγωγού εγκιβωτισμένου (α) σε χαλαρή, (β) σε μέσης πυκνότητας και (γ) σε πυκνή άμμο για βάθη εγκιβωτισμού  $H/D=1.5$  έως 8, υπό συνθήκες ελεύθερου πεδίου, στη περιορισμένη τάφρο (συνήθης πρακτική) και στην τραπεζοειδή τάφρο.

Στην περίπτωση πυκνής άμμου επίχωσης ή γενικά μεγάλου βάθους εγκιβωτισμού ο αγωγός μετακινείται μέχρι το κατώτερο όριο του καννάβου χωρίς να σχηματιστεί επιφάνεια αστοχίας και φαίνεται πως το φορτίο που ασκείται στον αγωγό είναι πρακτικά ίδιο είτε εγκιβωτιστεί στη τάφρο της συνήθους πρακτικής είτε στη προτεινόμενη τραπεζοειδή. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι το υλικό επίχωσης δεν προλαβαίνει να αστοχήσει μέσα στη τάφρο εγκιβωτισμού και η καμπύλη φορτίου – μετατόπισης βρίσκεται στον ελαστικό κλάδο ή στην αρχή του πλαστικού με αποτέλεσμα η επίδραση των διαστάσεων της τάφρου στη τιμή του φορτίου που ασκείται στον αγωγό να μη φαίνεται. Τα παραπάνω μπορούν να επαληθευτούν και από το **Σχήμα 6.25** όπου παρουσιάζονται η σύγκριση των φορτίων επί του αγωγού για τελική μετακίνηση προς τα κάτω ίση με  $\gamma = 0.20$  m για χαλαρή, μέσης πυκνότητας και πυκνή άμμο επίχωσης, στην περίπτωση της προτεινόμενης διατομής, της περιορισμένης τάφρου (συνήθους πρακτική) και στο «ελεύθερο πεδίο».



**Σχήμα 6.25:** Ασκούμενο φορτίο επί του αγωγού συναρτήσει του βάθους εγκιβωτισμού για (α) χαλαρή, (β) μέσης πυκνότητας και (γ) πυκνή άμμο επίχωσης.

Όσον αφορά τη κλίση της καμπύλης φορτίου – μετατόπισης, όπως φαίνεται από το **Σχήμα 6.24** και από το **Σχήμα 6.26**, οι διαφορές ανάμεσα στην περιορισμένη τάφρο (συνήθους πρακτική) και στην εξεταζόμενη τραπεζοειδή τάφρο είναι αρκετά μικρές. Αυτό εξηγείται διότι σύμφωνα με όσα έχουν ειπωθεί προηγουμένως, η κλίση της καμπύλης επηρεάζεται κυρίως από την απόσταση που απέχει ο αγωγός στην αρχική του θέση από το κατώτερο όριο του καννάβου η οποία είναι η ίδια και στις δύο τάφρους που συγκρίνονται.

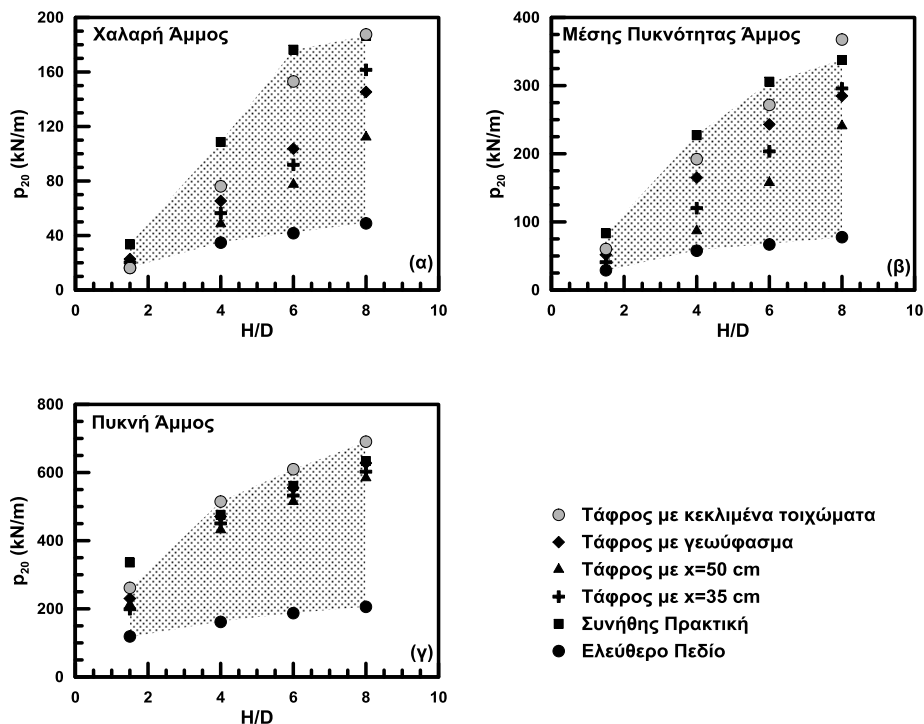


**Σχήμα 6.26:** Τιμές αρχικής δυσκαμψίας  $K_{ini}$  συναρτήσει του βάρους εγκιβωτισμού για (α) χαλαρή, (β) μέσης πυκνότητας και (γ) πυκνή άμμο επίχωσης.

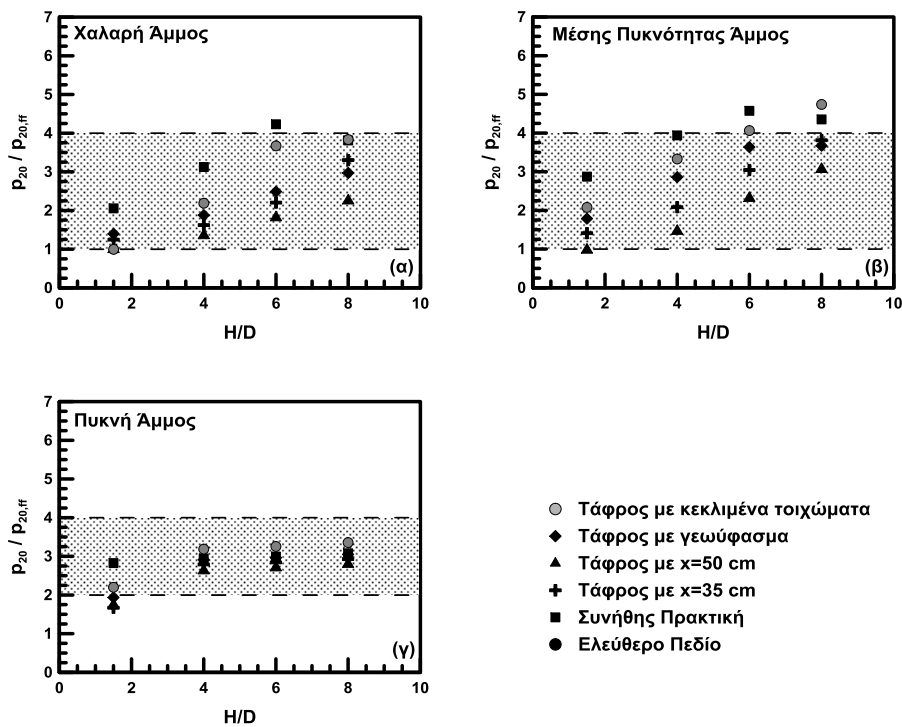
## 6.6 Σύγκριση Προτεινόμενων Τάφρων Εγκιβωτισμού του Αγωγού

Στις προηγούμενες παραγράφους παρουσιάστηκαν διαφορές μορφές τάφρων εγκιβωτισμού του αγωγού ως λύσεις ανακούφισης του από τα μεγάλα φορτία που δέχεται κατά την κατακόρυφη μετακίνηση μέσα στην περιορισμένη τάφρο που κατασκευάζεται στη συνήθη πρακτική. Το ερώτημα λοιπόν, που μένει να απαντηθεί αφορά την αποτελεσματικότητα κάθε λύσης, την πρακτική αξία της εφαρμογής της καθώς και ποια προτεινόμενη τάφρος υπερτερεί των υπολοίπων. Για αυτό στο **Σχήμα 6.27** φαίνεται μια πρώτη σύγκριση των φορτίων που ασκούνται επί του αγωγού για τις διαφορές λύσεις που προτάθηκαν, για την περίπτωση της συνήθης πρακτικής και για το ελεύθερο πεδίο. Η περιοχή στην οποία κυμαίνονται τα φορτία έχει γραμμοσκιαστεί με τα μεγαλύτερα φορτία να εμφανίζονται στην περιορισμένη τάφρο εκτός από την περίπτωση της πυκνής άμμου όπου τα φορτία είναι μεγαλύτερα στην τραπεζοειδή διατομή για τους λόγους που εξηγήθηκαν στην παράγραφο 6.5. Από όλες τις προτεινόμενες λύσεις φαίνεται πως η αποτελεσματικότερη στην ανακούφιση του αγωγού είναι η αύξηση των πλευρικών διαστάσεων της τάφρου και η πρακτική εφαρμογή της εξαρτάται από το χωματοουργικό κόστος της παραπάνω εκσκαφής. Αυτό επιβεβαιώνεται και από το **Σχήμα 6.28** παρουσιάζεται η κανονικοποιημένη μεταβολή του φορτίου επί του αγωγού συναρτήσει του λόγου εγκιβωτισμού για όλες τις πυκνότητες του υλικού σε περιορισμένη τάφρο. Η κανονικοποίηση του φορτίου πραγματοποιήθηκε με το αντίστοιχο φορτίο που θα ασκούταν στον αγωγό εγκιβωτισμένο σε τάφρο που

προσομοιώνει συνθήκες ελεύθερου πεδίου για κατακόρυφη μετακίνηση προς τα κάτω ίση με 0.20 m.

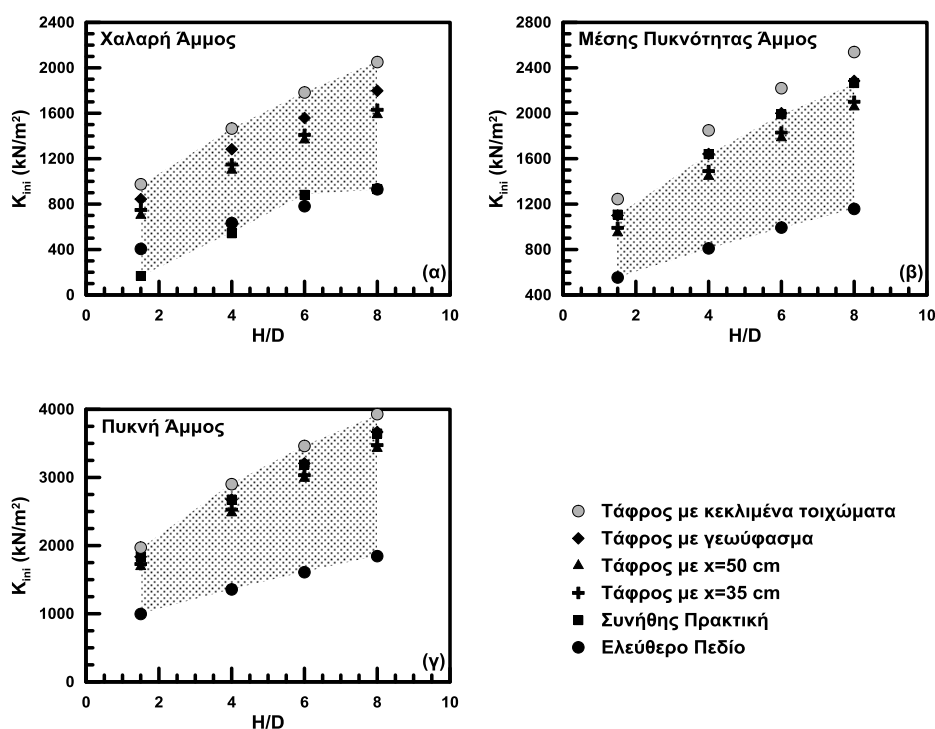


Σχήμα 6.27: Ασκούμενο φορτίο επί του αγωγού συναρτήσει του βάθους εγκιβωτισμού για (α) χαλαρή, (β) μέσης πυκνότητας και (γ) πυκνή άμμο επίχωσης.



Σχήμα 6.28: Φορτίο που ασκείται στον αγωγό κανονικοποιημένο με την αντίστοιχη τιμή του φορτίου όταν ο αγωγός αποκρίνεται υπό συνθήκες ελεύθερου πεδίου συναρτήσει του λόγου εγκιβωτισμού  $H/D$  για (α) χαλαρή, (β) μέσης πυκνότητας και (γ) πυκνή άμμο επίχωσης.

Αντίστοιχη είναι η εικόνα αν συγκριθούν τα μέτρα δυσκαμψίας ( $K_{ini}$ ) για τις διαφορές λύσεις που προτάθηκαν, για την περίπτωση της συνήθους πρακτικής και για το ελεύθερο πεδίο (Σχήμα 6.29).



Σχήμα 6.29: Τιμές αρχικής δυσκαμψίας  $K_{ini}$  συναρτήσει του βάθους εγκιβωτισμού για (α) χαλαρή, (β) μέσης πυκνότητας και (γ) πυκνή άμμο επίχωσης.

## 6.7 Συμπεράσματα

Η κατασκευή αγωγών σύμφωνα με τη συνήθη πρακτική γίνεται σε στενές και περιορισμένων διαστάσεων τάφρους με αποτέλεσμα να υποβάλλονται σε αυξημένα φορτία και μεγαλύτερες καταπονήσεις. Στο κεφάλαιο αυτό, σε μια προσπάθεια ανακούφισης του αγωγού, προταθήκαν διάφορες πιθανές μορφές τάφρων εγκιβωτισμού οι οποίες εξετάστηκαν ενδελεχώς. Τα κυριότερα συμπεράσματα που προκύπτουν είναι τα εξής:

- Η αποτελεσματικότερη τάφρος εγκιβωτισμού ως προς τη μείωση των φορτίων επί του αγωγού προκύπτει από την αύξηση των πλευρικών ορίων ώστε να μην περιορίζεται τόσο η σχηματιζόμενη επιφάνεια αστοχίας με αποτέλεσμα να μειώνεται η αντίσταση του εδάφους και το φορτίο στον αγωγό. Τα φορτία επί του αγωγού μειώνονται έως 40% και η μορφή αυτής της τάφρου είναι καλύτερα εφαρμόσιμη για χαλαρή και πυκνή άμμο επίχωσης. Η δυσκαμψία της καμπύλης φορτίου – μετατόπισης πρακτικά δε μεταβάλλεται. Βέβαια, η πρακτική εφαρμογή της εξαρτάται από την οικονομικότητα εκσκαφής μεγαλύτερου όγκου εδάφους.

- Η μείωση του βάθους επίχωσης κάτω από τον αγωγό δεν παρουσιάζει ουσιαστικά οφέλη ως προς την καταπόνηση του αγωγού. Βέβαια, η μείωση του βάθους εκσκαφής έχει εξίσου σημαντικά οικονομικά οφέλη.
- Η πρόταση της περιμετρικής κάλυψης της τάφρου εγκιβωτισμού με γεωύφασμα κατάλληλων ιδιοτήτων ώστε να μειωθεί η τριβή στη διεπιφάνεια μεταξύ φυσικού εδάφους και υλικού επίχωσης και να διευκολυνθεί ο σχηματισμός της επιφάνειας αστοχίας έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση του φορτίου επί του αγωγού έως και 30% χωρίς να αλλάζει ουσιαστικά η απόκριση (δυσκαμψία καμπύλης  $p-y$ ) σε όρους φορτίου – μετατόπισης. Όμως, η αναζήτηση κατάλληλου υλικού με συγκεκριμένες ιδιότητες δεν αποτελεί εύκολο επίτευγμα.
- Ο εγκιβωτισμός του αγωγού σε τραπεζοειδούς διατομής τάφρο αποφέρει θετικά αποτελέσματα ιδιαίτερα στην περίπτωση της χαλαρής και μέσης πυκνότητας άμμου επίχωσης και για βάθη εγκιβωτισμού μέχρι  $H/D = 6$ . Βέβαια, η πρόταση αυτή αντιμετωπίζει δυσκολίες στην εφαρμογή λόγω κατασκευαστικών δεσμεύσεων καθώς και οικονομικών αφού μεγαλώνει ο όγκος εδάφους που χρειάζεται εκσκαφή.





## Συμπεράσματα και Προτάσεις για Μελλοντική Έρευνα

---

### 7.1 Συμπεράσματα

Οι αναλυτικές και εμπειρικές σχέσεις για τον προσδιορισμό των καμπυλών φορτίου-μετατόπισης υπόγειων αγωγών σε διασταύρωση με ενεργό ρήγμα, που προτείνονται από τις διεθνείς οδηγίες σχεδιασμού υπόγειων αγωγών, έχουν προκύψει από πειράματα και αριθμητικές αναλύσεις στις οποίες εστιάζουν κυρίως σε οριζόντια και κατακόρυφη προς τα πάνω σχετική μετακίνηση του αγωγού ως προς το περιβάλλον έδαφος. Μέσα από ενδελεχή επιστημονική έρευνα και προβληματισμό έχουν μελετηθεί η μορφή της σχηματιζόμενης επιφάνειας αστοχίας για την οποία έχουν προταθεί αναλυτικές σχέσεις για τον υπολογισμό των δυνητικών διαστάσεων της. Επίσης, έχει μελετηθεί η απόκριση του αγωγού σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου και σε συνθήκες περιορισμένων διαστάσεων τάφρου θεμελίωσης για την οποία έχει προταθεί αναλυτική σχέση για τον υπολογισμό αυτής. Πέρα από αυτά, στη διεθνή βιβλιογραφία έχουν προταθεί διορθωτικοί συντελεστές για τον υπολογισμό του οριακού φορτίου επί του αγωγού σε συνθήκες περιορισμένων διαστάσεων τάφρου θεμελίωσης έχοντας δεδομένη την απόκριση σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου όπως αυτή προτείνεται από τις ισχύουσες μεθοδολογίες, καθώς αντίστοιχους διορθωτικούς συντελεστές για τον υπολογισμό της μετακίνησης όπου το οριακό φορτίο επί του αγωγού εμφανίζεται. Αντίθετα, όσον αφορά την κατακόρυφη προς τα κάτω μετακίνηση του αγωγού αφ' ενός απουσιάζουν από τη διεθνή βιβλιογραφία πειραματικά αποτελέσματα για τη μελέτη της απόκρισης του αγωγού και αφ' ετέρου οι δημοσιευμένες έρευνες που βασίζονται σε αριθμητικές αναλύσεις επικεντρώνονται μόνο στη μελέτη της σχηματιζόμενης μορφής της επιφάνειας αστοχίας, προβλέποντας ποιοτικά τις δυνητικές διαστάσεις της και στην πρόταση σχέσεων υπολογισμού του οριακού φορτίου επί του αγωγού με παράλληλη ποσοτική σύγκριση αυτών με τις σχέσεις που προτείνουν οι ισχύουσες μεθοδολογίες.

Τα παραπάνω σημεία αποτελούν ερωτήματα που δεν καλύπτονται πλήρως στη διεθνή επιστημονική βιβλιογραφία. Κύριος προς διερεύνηση στόχος της παρούσας Διπλωματικής Εργασίας είναι η μελέτη της επίδρασης των διαστάσεων της τάφρου θεμελίωσης στην κατακόρυφη προς τα κάτω κίνηση του αγωγού, όταν αυτός διασταυρώνεται με κανονικό ρήγμα.

Σε πρώτο στάδιο αναπτύχθηκε αριθμητική μεθοδολογία για την προσομοίωση του προβλήματος που εξετάζεται με τη χρήση του λογισμικού πεπερασμένων διαφορών FLAC v7.0 (Itasca 2007) με βάση την αριθμητική μεθοδολογία των *Λημναίου & Χούσου (2015)*. Για την περιγραφή της συμπεριφοράς του εδαφικού υλικού επίχωσης χρησιμοποιήθηκε το ελαστο-πλαστικό καταστατικό προσομοίωμα Mohr-Coulomb, το οποίο παρουσιάζει ικανοποιητικά τη συμπεριφορά του εδαφικού υλικού από την αστοχία και μετά, άρα ενδείκνυται για τον ορθό υπολογισμό του οριακού φορτίου. Επιπρόσθετα, για την ακριβέστερη προσομοίωση της σχετικής ολίσθησης μεταξύ του αγωγού και του περιβάλλοντος εδάφους κατά τη μετακίνησή του χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία διεπιφάνειας (Interface elements) με μειωμένη γωνία τριβής. Τέλος, λόγω της έντονης μη γραμμικότητας του προβλήματος που εξετάζεται, καθώς και της επιβολής μεγάλων μετακινήσεων, χρησιμοποιήθηκε η δυνατότητα που παρέχει ο κώδικας για συνεχή ανανέωση των συντεταγμένων των κόμβων (large strain mode), όπως επίσης και η δυνατότητα αναδιάταξης του καννάβου με βάση την τρέχουσα παραμορφωσιακή κατάσταση (automatic rezoning).

Όμως, στην περίπτωση της κατακόρυφης μετακίνησης του αγωγού προς τα κάτω, ο εν λόγω αλγόριθμος δεν επαρκεί και μετά από μερικές ανανέωσεις των συντεταγμένων των κόμβων, η αριθμητική ανάλυση διακόπτεται και αδυνατεί να συνεχίσει. Με τις δυνατότητες που παρέχει ο κώδικας FLAC, δημιουργήθηκε ένας πιο σύνθετος αλγόριθμος για να αντιμετωπιστεί το πρόβλημα της έντονης παραμόρφωσης του καννάβου και να μπορέσει η ανάλυση να ολοκληρωθεί. Η χρήση του νέου αλγόριθμου επιτρέπει στην ανάλυση να συνεχίσει χωρίς προβλήματα εσφαλμένης γεωμετρίας αλλά λόγω της σύνθετης διαδικασίας αναμόρφωσης του καννάβου αυξάνεται σημαντικά ο χρόνος περαίωσης της. Παράλληλα με τις αναλύσεις που κάνουν χρήση των μεγάλων παραμορφώσεων, πραγματοποιήθηκαν αντίστοιχες διερευνητικές αναλύσεις με την παραδοχή μικρών παραμορφώσεων (small strain mode) και οι διαφορές σε όρους καμπυλών φορτίου μετατόπισης αποδείχθηκαν μικρές. Βέβαια, ο δυσανάλογα μεγάλος χρόνος περαίωσης μιας αριθμητικής ανάλυσης με τη θεώρηση μεγάλων μετατοπίσεων και τη χρήση του νέου αλγορίθμου αναμόρφωσης του καννάβου σε σύγκριση με την ακρίβεια μιας ανάλυσης με θεώρηση μικρών μετατοπίσεων έχει σαν αναπόφευκτο αποτέλεσμα τη πραγματοποίηση αριθμητικών αναλύσεων με θεώρηση μικρών παραμορφώσεων.

Η βαθμονόμηση-αξιολόγησή της αριθμητικής μεθοδολογίας είχε ήδη πραγματοποιηθεί από τους *Λημναίου & Χούσου (2015)* με βάση τόσο τα πειραματικά αποτελέσματα των *Trautmann et al. (1985)*, όσο και τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων των *Yimsiri et al. (2004)*, *Jung et al. (2013)* και *Kouretzis et al. (2014)*.

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

- την μορφή και την έκταση του μηχανισμού αστοχίας της άμμου επίχωσης
- την απόκριση του αγωγού σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου
- την απόκριση του αγωγού εγκιβωτισμένου σε τάφρους της συνήθους κατασκευαστικής πρακτικής
- εναλλακτικές μέθοδοι σχεδιασμού τάφρου θεμελίωσης

### 7.1.1 Μορφή και έκταση μηχανισμού αστοχίας

Από τις παραμετρικές αναλύσεις για βάθη εγκιβωτισμού του αγωγού  $H/D=1.5\div 13$ , διαπιστώθηκε η ύπαρξη μοναδικού τύπου αστοχίας για χαλαρή, μέση και πυκνή άμμο και για όλους τους λόγους εγκιβωτισμού  $H/D$ . Ο μηχανισμός αστοχίας έχει τη μορφή γενικευμένης αστοχίας και η έκτασή του κατά την οριζόντια διεύθυνση (απόσταση  $x_{max}$ ), μετρούμενη από το κέντρο του αγωγού, εξαρτάται τόσο από το βάθος στο οποίο βρίσκεται το κέντρο του αγωγού, όσο και από τη γωνία τριβής της άμμου επίχωσης,  $x_{max} = f(H, \varphi)$  και υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση (7.1). Η έκταση της επιφάνειας αστοχίας κατά την κατακόρυφη διεύθυνση (απόσταση  $d_{max}$ ), παρουσιάζει μια διακύμανση τιμών από  $1.5D$  για τα μικρά βάθη εγκιβωτισμού έως  $3D$  στα μεγαλύτερα βάθη, όπου  $D$  η διάμετρος του αγωγού και υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση (7.2).

$$\frac{x_{max}}{H} = 7.5 \cdot \sqrt{\frac{1}{\frac{H}{D} + 1}} \quad (7.1)$$

$$\frac{d_{max}}{H} = 1.2 \cdot \sqrt{\frac{1}{\frac{H}{D} + 1}} \quad (7.2)$$

### 7.1.2 Απόκριση του αγωγού σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου

Η σχέση μεταξύ οριακού φορτίου  $p_{ult}$  και βάθους εγκιβωτισμού είναι ευθέως γραμμική και αυξητική. Επιπλέον, είναι σαφής η αύξηση του οριακού φορτίου και με την πυκνότητα της άμμου επίχωσης. Η επίδραση αυτή της πυκνότητας του υλικού επίχωσης είναι η αναμενόμενη και επαληθεύει την καθοριστική σημασία της γωνία τριβής και διαστολικότητας σε προβλήματα διατμητικής αστοχίας, όπως το συγκεκριμένο. Όσο πιο πυκνό είναι το υλικό επίχωσης, δηλαδή όσο πιο μεγάλη είναι η γωνία τριβής και διαστολικότητας τόσο μεγαλύτερη είναι η οριακή εδαφική αντίσταση. Αυτό που παρατηρείται είναι πως βρισκόμαστε σε πολύ καλή συμφωνία με τα αποτελέσματα που προβλέπονται από τις ήδη υπάρχουσες προτεινόμενες

μεθοδολογίες και ειδικά με τη μεθοδολογία που προτείνεται από τους Kouretzis et al. (2014), κάτι το οποίο αναμένεται μιας κι εκείνοι έχουν βασιστεί σε αποτελέσματα αναλύσεων για τον υπολογισμό του οριακού φορτίου. Επιπλέον, παρατηρούνται κάποιες ποσοτικές διαφορές με τη μεθοδολογία που προτείνεται από τους κανονισμούς της ASCE, κάτι το οποίο επίσης αναμένεται μιας και η συγκεκριμένη μεθοδολογία βασίζεται αποκλειστικά στη θεωρία φέρουσας ικανότητας επιφανειακού θεμελίου. Σε κάθε περίπτωση όμως οι διαφορές δεν είναι ουσιαστικές.

Όσον αφορά τις μετακινήσεις  $y_{ult}$  που προκύπτουν βάσει της παρούσας μεθοδολογίας είναι ως επί το πλείστον μία τάξη μεγέθους μεγαλύτερες απ' αυτές που προτείνονται από την ισχύουσα μεθοδολογία. Η διαφορά αυτή είναι όλο και μεγαλύτερη με την αύξηση του βάθους εγκιβωτισμού, όπου σε μεγάλα βάθη πλέον σταθεροποιείται. Αυτή η διαφορά οφείλεται σε τρεις βασικούς παράγοντες. Ο πρώτος παράγοντας σχετίζεται με το ρόλο του βάθους εγκιβωτισμού. Κι αυτό γιατί οι ισχύοντες κανονισμοί λαμβάνουν υπόψη την επίδραση του βάθους εγκιβωτισμού μόνο επί του οριακού φορτίου, αγνοώντας την εξίσου σημαντική επίδραση του επί της μετακίνησης  $y_{ult}$ . Ένας δεύτερος παράγοντας που φαίνεται να επηρεάζει σημαντικά την τιμή της μετακίνησης  $y_{ult}$  είναι ότι η άμμος τύπου Cornell που χρησιμοποιήθηκε παρουσιάζει αρκετά μικρότερο μέτρο διάτμησης σε σύγκριση με άλλες διαδεδομένες άμμους που χρησιμοποιούνται στις αριθμητικές αναλύσεις και συνεπώς πιο εύκαμπτη συμπεριφορά. Τέλος, η τιμή της μετατόπισης  $y_{ult}$  φαίνεται να παρουσιάζει ιδιαίτερη ευαισθησία στην απόσταση του κάτω οριζόντιου συνόρου της τάφρου θεμελίωσης από το χαμηλότερο σημείο του αγωγού (απόσταση  $d$ ) και όσο αυτή η απόσταση αυξάνει, δηλαδή όσο ο πυθμένας της τάφρου απομακρύνεται από τον αγωγό, τόσο μειώνεται η δυσκαμψία με την οποία αποκρίνεται το εδαφικό υλικό και συνεπώς αυξάνεται η μετατόπιση  $y_{ult}$ .

### **7.1.3 Απόκριση του αγωγού εγκιβωτισμένου σε τάφρους της συνήθης κατασκευαστικής πρακτικής**

Οι απαραίτητες διαστάσεις της τάφρου εγκιβωτισμού για έναν αγωγό διαμέτρου 0.102m ώστε κατά την κατακόρυφη μετακίνηση του προς τα κάτω να αστοχήσει ανεμπόδιστα υπό συνθήκες ελεύθερου πεδίου αποδεικνύονται υπερβολικά μεγάλες και μη ρεαλιστικές σύμφωνα με τους υπάρχοντες κανονισμούς. Αντίθετα, στη συνήθη πρακτική, οι τάφροι εγκιβωτισμού αγωγών που κατασκευάζονται, έχουν αρκετά περιορισμένες διαστάσεις με αποτέλεσμα να αλλάζει δραματικά η απόκριση του αγωγού. Συγκεκριμένα, στο ελεύθερο πεδίο η κλίση της καμπύλης φορτίου – μετατόπισης είναι κατά πολύ μειωμένη υποδηλώνοντας μείωση της δυσκαμψίας του εδάφους, διότι οι διαστάσεις του καννάβου επηρεάζουν λιγότερο την απόκριση του υλικού επίχωσης. Η μείωση της κλίσης της καμπύλης φορτίου-μετατόπισης με την απομάκρυνση των πλευρικών συνόρων αποκαλύπτει τη σημαντική διαφορά στη

συμπεριφορά της άμμου επίχωσης λόγω των διαστάσεων του καννάβου. Οι περιορισμένες διαστάσεις αναγκάζουν το εδαφικό υλικό να συμπεριφερθεί πιο δύσκαμπτα. Επιπλέον, η παραπάνω διαφορά στις διαστάσεις εντοπίζεται και στο οριακό φορτίο ( $p_{ult}$ ) που αναπτύσσεται επί του αγωγού, με το τελευταίο να αυξάνεται μέχρι και τρεις φορές στην περίπτωση της περιορισμένης τάφρου. Τέλος, η τιμή της μετατόπισης  $y_{ult}$  στην οποία αντιστοιχεί το οριακό φορτίο, φαίνεται να παρουσιάζει ιδιαίτερη ευαισθησία στην απόσταση του κάτω οριζόντιου συνόρου της τάφρου θεμελίωσης από το χαμηλότερο σημείο του αγωγού. Όσο αυτή η απόσταση είναι αρκετά μεγάλη όπως στο ελεύθερο πεδίο, δηλαδή όσο ο πυθμένας της τάφρου απομακρύνεται από τον αγωγό, τόσο μειώνεται η δυσκαμψία με την οποία αποκρίνεται το εδαφικό υλικό και συνεπώς αυξάνεται η μετατόπιση  $y_{ult}$ . Πρόκειται, δηλαδή, και πάλι για επίδραση της δυσκαμψίας και ισχύει ό,τι συζητήθηκε και παραπάνω.

#### 7.1.4 Εναλλακτικές μέθοδοι σχεδιασμού τάφρου θεμελίωσης

Οι περιορισμένες διαστάσεις της τάφρου που κατασκευάζεται στην συνήθη πρακτική δεν επιτρέπουν στην επιφάνεια αστοχίας να αναπτυχθεί πλήρως και ανεμπόδια, όπως θα συνέβαινε στην περίπτωση του «ελεύθερου πεδίου», με αποτέλεσμα η εδαφική αντίσταση επί του αγωγού να αυξάνεται σημαντικά. Παράλληλα είναι πρακτικώς αδύνατο και ασύμφορο να κατασκευαστούν τάφροι με επαρκώς μεγάλες διαστάσεις, έτσι ώστε να εξασφαλίζονται συνθήκες «ελεύθερου πεδίου». Επομένως, εξετάστηκαν κάποιες πιθανές εναλλακτικές μέθοδοι σχεδιασμού της τάφρου θεμελίωσης έτσι ώστε η μέγιστη δύναμη επί του αγωγού να μειώνεται στο ελάχιστο δυνατό οι οποίες συνοψίζονται παρακάτω:

- Αύξηση της πλευρικής έκτασης της τάφρου. αγωγού. Για το σκοπό αυτό εξετάστηκαν δύο χαρακτηριστικές διαστάσεις τάφρου: μία τάφρος με πλευρική απόσταση μεταξύ αγωγού και τοιχώματος ίση με 50 εκατοστά ή πέντε διαμέτρους  $D$  που είναι στην ουσία και η μέγιστη απόσταση που μπορεί να εφαρμοσθεί στην πράξη, και μία δεύτερη τάφρος με πλευρική απόσταση 35 εκατοστά ή 3.5 διαμέτρους  $D$ , που είναι στην ουσία μία μέση τιμή μεταξύ των 20 εκατοστών της συνήθους πρακτικής και των 50 εκατοστών. Και στις δύο περιπτώσεις η κατακόρυφη απόσταση από το κάτω μέρος του αγωγού μέχρι τον πυθμένα της τάφρου διατηρήθηκε ίση με 20 εκατοστά. Αυτή η προτεινόμενη μορφή τάφρου φαίνεται να είναι η αποτελεσματικότερη τάφρος εγκιβωτισμού ως προς τη μείωση των φορτίων επί του αγωγού. Η μείωση αυτή είναι της τάξης του 40%. Βέβαια, η πρακτική εφαρμογή της εξαρτάται από την οικονομικότητα εκσκαφής μεγαλύτερου όγκου εδάφους.

- Μείωση του βάθους εκσκαφής. Για το σκοπό αυτό και σε αντίθεση τόσο με τις προηγούμενες τάφρους όσο και με την περιορισμένη τάφρο της συνήθους πρακτικής, η κατακόρυφη απόσταση από το κάτω μέρος του αγωγού μέχρι τον πυθμένα της τάφρου λήφθηκε ίση με 10 εκατοστά ή μία διάμετρο  $D$ . Το πάχος της άμμου επίχωσης κάτω από το όριο του αγωγού επιλέχθηκε έτσι ώστε να ο αγωγός να μετακινηθεί αρκετά για να παρθούν αξιόλογα αποτελέσματα. Τελικά, η μείωση του βάθους επίχωσης κάτω από τον αγωγό δεν παρουσιάζει ουσιαστικά οφέλη ως προς την καταπόνηση του αγωγού αλλά έχει παράλληλα σημαντικά οικονομικά οφέλη καθώς μειώνεται ο όγκος εκσκαφών.
- Τάφρος ίδιων διαστάσεων με αυτές της περιορισμένης τάφρου αλλά με μειωμένη τριβή στη διεπιφάνεια με το φυσικό έδαφος. Για το σκοπό αυτό, θεωρείται πως με την τοποθέτηση γεωυφάσματος κατάλληλων ιδιοτήτων μετά την εκσκαφή της τάφρου και πριν την επίχωση με άμμο είναι δυνατό να μειωθεί η γωνία τριβής στη διεπιφάνεια μεταξύ του φυσικού εδάφους και άμμου επίχωσης με απώτερο σκοπό τη μερική διευκόλυνση της ολίσθησης μεταξύ των δύο επιφανειών. Με το ειδικό γεωύφασμα που θα τοποθετηθεί, θεωρείται πως η γωνία τριβής στη λεπτή ζώνη στη διεπιφάνεια μειώνεται στο μισό της τιμής της γωνίας τριβής του υλικού επίχωσης. Έτσι, πράγματι παρατηρείται μείωση του φορτίου επί του αγωγού έως 30% αλλά η αναζήτηση κατάλληλου υλικού με συγκεκριμένες ιδιότητες δεν αποτελεί εύκολο επίτευγμα.
- Μόρφωση τραπεζοειδούς τάφρου εγκιβωτισμού. Εξετάστηκε λοιπόν, μια εναλλακτική γεωμετρία της τάφρου εγκιβωτισμού όπου η τάφρος έχει το σχήμα τραπεζίου με κλίση πλευρικών παρειών  $56.3^\circ$ . Η τραπεζοειδής τάφρος σχεδιάστηκε έτσι ώστε τόσο η απόσταση των πλευρικών ορίων όσο και της κάτω παρειάς της τάφρους να απέχουν 20 εκατοστά από τον αγωγό όπως και στην τάφρο της συνήθους πρακτικής. Εάν η εξεταζόμενη γεωμετρία ήταν διαφορετική, τα αποτελέσματα δε θα ήταν συγκρίσιμα μιας και η τάφρος αναφοράς θα διέφερε από την περιορισμένη τάφρο που εξετάστηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο. Έπειτα από επεξεργασία των αποτελεσμάτων αποδεικνύεται πως ο εγκιβωτισμός του αγωγού σε τραπεζοειδούς διατομής τάφρο αποφέρει θετικά αποτελέσματα ιδιαίτερα στην περίπτωση της χαλαρής και μέσης πυκνότητας άμμου επίχωσης και για βάθη εγκιβωτισμού μέχρι  $H/D = 6$ . Βέβαια, η πρόταση αυτή αντιμετωπίζει δυσκολίες στην εφαρμογή λόγω κατασκευαστικών δεσμεύσεων καθώς και οικονομικών αφού μεγαλώνει ο όγκος εδάφους που χρειάζεται εκσκαφή.

## 7.2 Προτάσεις για μελλοντική έρευνα

Μέσα από την πορεία διερεύνησης της παρούσας Διπλωματικής Εργασίας, προέκυψαν σημεία εύλογου προβληματισμού, τα οποία είναι άξια περαιτέρω διερεύνησης. Τα πιο σημαντικά από αυτά παρατίθενται παρακάτω:

- Εξέταση του προβλήματος με κάποιο καταστατικό προσομοίωμα ,πέρα του Mohr-Coulomb, το οποίο θα προσεγγίζει καλύτερα τη συμπεριφορά του εδαφικού υλικού και πριν την αστοχία. Όπως αποδείχθηκε και σε αυτήν την Εργασία, το προσομοίωμα Mohr-Coulomb σε προβλήματα όπου η διαστολικότητα έχει καθοριστική σημασία είναι ακριβές από την αστοχία και μετά.
- Περαιτέρω διερεύνηση της επίδρασης των διαστάσεων της τάφρου σε αγωγό μεγάλης διαμέτρου (π.χ.  $D=0.70m$ ) για κατακόρυφη προς τα κάτω μετακίνηση, ώστε να εξακριβωθεί πιθανή επιρροή της κλίμακας του προβλήματος στις τιμές των διορθωτικών συντελεστών. Στη βάση του συμπεράσματος των *Ζάμπα Αλέξανδρου & Ζερβού Σπυρίδωνα (2014)* σχετικά με τη μηδαμινή επίδραση της διαμέτρου του αγωγού στην οριζόντια κίνηση, στην παρούσα Διπλωματική Εργασία έγινε η παραδοχή πως και στο παρόν πρόβλημα η επίδραση είναι αμελητέα.
- Περαιτέρω διερεύνηση της επίδρασης των διαστάσεων της τάφρου στον αγωγό ώστε να προταθούν αναλυτικές σχέσεις για τον υπολογισμό της έκτασης της επιφάνειας αστοχίας και διορθωτικοί συντελεστές για τον υπολογισμό του οριακού φορτίου επί του αγωγού σε συνθήκες περιορισμένων διαστάσεων τάφρου θεμελίωσης έχοντας δεδομένη την απόκριση σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου.
- Εξέταση της περίπτωση μετατόπισης του αγωγού εκτός των κυριών αξόνων του, η οποία συντελεί στη δημιουργία φαινομένων αλληλεπίδρασης μεταξύ των δυνάμεων που αναπτύσσονται επί αυτού και μείωση της φέρουσας ικανότητας της άμμου επίχωσης.
- Επιβολή δυναμικών φορτίσεων στον αγωγό, διερεύνηση των φαινομένων που συμβαίνουν στην άμμο επίχωσης (π.χ. ρευστοποίηση) και πώς τα φαινόμενα αυτά επιδρούν στις μετακινήσεις και στις δυνάμεις που θα αναπτυχθούν στον αγωγό.





## Βιβλιογραφία

---

- American Lifelines Alliance ALA (2005). "Guidelines for the design of buried steel pipes". New York, ASCE.
- American Society of Civil Engineers (1984). "Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Steel Pipeline Systems". Committee on Gas and Liquid Fuel Lifelines, ASCE Technical council on Lifeline Earthquake Engineering.
- Bolton, M.D. (1986). "The strength and dilatancy of sands.". *Géotechnique*, 36 (1), pp. 65-78.
- Hardin, B.O., and Black, W.L. (1966). "Sand stiffness under various triaxial stresses". *J.Soil Mech. Found. Div.*, (92), pp.27-42.
- Jefferies, M.G. (1993). "Nor-Sand: A simple critical state model for sand". *Géotechnique*, 43(1), pp.91-103.
- O'Rourke T., Jung J., Argyrou C. (2016). "Underground pipeline response to earthquake – induced ground deformation". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* (2016).
- Chaloulos Y.K., Bouckovalas G.D., Zervos S.D., Zampas A.L. (2015). "Lateral soil – pipeline interaction in sand backfill: Effect of trench dimensions". *Computers and Geotechnics*, 69 (2015), pp. 442-451.
- Kouretzis G.P., Krabbenhoft K., Sheng D., Sloan S.W. (2014). "Soil – buried pipeline interaction for vertical downwards relative offset". *Canadian Geotechnical Journal* 51(2014), pp. 1087-1094.
- Jung J., O'Rourke T. and Olson, N. A. (2013b). "Uplift Soil-Pipe Interaction in Granular Soil". *Canadian Geotechnical Journal*. , 50(7), pp.2028-2036.
- Kouretzis G.P., Sheng D., Sloan S.W. (2013). "Sand-pipeline-trench lateral interaction effect for shallow buried pipelines". *Computers and Geotechnics*, 54 (2013), pp. 53-59.
- Guo P.J., Stolle D.F.E. (2005). "Lateral Pipe – Soil Interaction in Sand with Reference to Scale Effect". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 131 (2005), pp 338-349.
- di Prisco C., Galli A. (2006). "Soil pipe interaction under monotonic loads: experimental and numerical modeling." In: Proc 1<sup>st</sup> Euro-Mediterranean symposium on "Advances in Geomaterials and Structures", Hammamet, Tunisia.

- O'Rourke, M.J. and Liu, X. (2012). "Seismic design of buried and offshore pipelines". MCEER Monograph MCEER-12-MN04.
- O'Rourke T.D. (2010). "Geohazards and large, geographically distributed systems" . *Géotechnique*, 60(7), pp. 505-543.
- Rowe R.K., Davis E.H., (1982). "The behavior of anchor plates in sand" *Géotechnique*, 32, no 1, pp. 25-41.
- Trautmann C.H., O'Rourke T.D. and Kulhawy, F.H. (1985). "Uplift force-displacement response of pipe" *Journal of geotechnical engineering*, American Society of Civil Engineers ASCE, 111 (9), pp. 1061-76.
- Turner, J.P. and Kulhawy, F.H. (1987). "Experimental analysis of drilled shaft foundations subjected to repeated axial loads under drained conditions". *Rep. to Electric Power Research Institute*, Cornell University, Ithaca, N.Y.
- Yimsiri S., Soga K., Yoshizaki K., Dasari G., O'Rourke T.D. (2004). "Lateral and upward soil-pipeline interactions in sand for deep embedment conditions" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 130 (8), pp. 830-42.
- Limnaiou T., Housos A. (2015). "Pipeline analysis at 'normal' fault crossing: Effect of embedment trench dimensions".
- Zampas, A. and Zervos, S. (2014). "Pipeline analysis at strike-slip fault crossing: Effect of embedment trench dimensions".