



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

***Σεισμική φόρτιση πασσάλων αγκύρωσης πλωτών  
κατασκευών υπό καθεστώς ρευστοποίησης***

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**Λουκάς Γ. Βασιλείου**

**Νέστωρ Ι. Βασιλόπουλος**

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



***Seismic loading on anchor piles of offshore  
floating structures under liquefiable conditions***

DIPLOMA THESIS

**Loukas G. Vasileiou**

**Nestor I. Vasilopoulos**

Supervisor: **George D. Bouckovalas**, Professor NTUA

Μάρτιος/March 2020

## Ευχαριστίες

---

Με το πέρας των προπτυχιακών μου σπουδών στη σχολή Πολιτικών Μηχανικών του ΕΜΠ οφείλω να εκφράσω τις ευχαριστίες μου στους ανθρώπους που με στήριξαν κατά τη διάρκεια του ταξιδιού αυτού.

Καταρχάς, οφείλω ένα μεγάλο ευχαριστώ στον επιβλέποντα καθηγητή μας κ. Γεώργιο Μπουκοβάλα για την καθοδήγηση, το ενδιαφέρον και την κατανόηση του. Η βοήθεια που μας προσέφερε καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της παρούσας διπλωματικής εργασίας ξεπέρασε κατά πολύ το «τυπικό» και οι γνώσεις που αποκομίσαμε είναι ανεκτίμητες τόσο για τη δουλειά μας όσο και για τη ζωή μας. Εξίσου σημαντική ήταν και η βοήθεια του μεταδιδακτορικού ερευνητή Ιωάννη Τσιάπα ο οποίος ήταν διαθέσιμος για εμάς ακόμα και τις πιο περιέργες ώρες, φρόντιζε πάντα να μας ηρεμήσει όταν επικρατούσε πανικός και να μας κρατάει προσηλωμένους στο στόχο μας.

Ευχαριστώ επίσης, τον Κωνσταντίνο και τα υπόλοιπα παιδιά του Τομέα Γεωτεχνικής γιατί ενώ εισβάλαμε στο χώρο εργασίας τους αυτοί μας κάναν να νιώσουμε σαν το σπίτι μας.

Το μεγαλύτερο ευχαριστώ το οφείλω στους γονείς μου, Γιώργο και Ευαγγελία, την οικογένεια μου και τη Ναταλία, οι οποίοι δε σταμάτησαν να με στηρίζουν ακόμα κι όταν τα πράγματα φαινόταν δύσκολα και χωρίς τους οποίους θα τα είχα παρατήσει πολύ νωρίτερα.

Τέλος, ευχαριστώ τον συνεργάτη μου Νέστορα που με ανέχθηκε σε καθημερινή βάση για 6 μήνες. Χαίρομαι που είχα την ευκαιρία να συνεργαστώ μαζί του και του εύχομαι καλή σταδιοδρομία.

Ευχαριστώ, Λουκάς

Με την ολοκλήρωση της παρούσας Διπλωματικής Εργασίας θα ήθελα να ευχαριστήσω όσα άτομα βοήθησαν στο να επιτευχθεί.

Πρωτίστως, τον καθηγητή κ. Γεώργιο Μπουκοβάλα για την εμπιστοσύνη που μας έδειξε εξ' αρχής και το χρόνο που αφιέρωσε προκειμένου να μας μεταδώσει εμπειρία, αντίληψη και τρόπο σκέψης, ως προς το επάγγελμα του μηχανικού, αλλά και όχι μόνο. Εξίσου, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον μεταδιδασκτορικό ερευνητή Γιάννη Τσιάπα ο οποίος υπήρξε καθοδηγητής και αδιάλειπτος υποστηρικτής από την πρώτη μέρα, σε όσα ζητήματα προέκυψαν σε κάθε φάση της εργασίας/έρευνας. Ακόμη, τον συνεργάτη μου Λουκά για την άψογη συνεργασία και επικοινωνία των τελευταίων μηνών, στον οποίο και εύχομαι τα καλύτερα στις επόμενες φάσεις της ζωής του.

Κλείνοντας, θα ήθελα να αναφερθώ στο οικείο μου περιβάλλον. Ευχαριστώ θερμά και ισότιμα την αδερφή μου Έλενα και τους δύο γονείς μου, Ευδοκία και Γιάννη, για την καθημερινή ψυχολογική, ηθική, υλική, οικονομική στήριξή τους όλα αυτά τα χρόνια. Εν κατακλείδι, ευχαριστώ τα άτομα του φιλικού μου κύκλου (εντός και εκτός ΕΜΠ) για την συμπόρευση και βοήθεια που προσέφεραν τα τελευταία 5,5 χρόνια και ήταν τιμή και χαρά μου να τα περάσω μαζί τους.

Νέστορας

### I. Thesis Outline

The scope of the present Diploma Thesis is to examine the behavior of a single foundation pile used to anchor offshore floating structures under the combined effect of pretension and seismic loading that induces liquefaction. The research project was based on the previous work by Bouckovalas et al. (2015) called ARISTEIA-POSEIDON/2041 which deals with the foundation pile of an offshore wind turbine anchored to the seabed as a Tension Leg Platform (TLP). The pile in question has a length of  $L = 55$  m and a diameter of  $D = 2.5$  m.

Initially a baseline analysis was performed in order to investigate the static response of the foundation pile, as well as, the response of the pile-soil system under seismic loading with emphasis given to the influence of liquefaction. Whereupon, the impact of the seismic load (Frequency, number of cycles, max acceleration) and the soil conditions (Relative Density, Permeability) on the pullout displacement of the pile head were evaluated. To that purpose, a series of parametric numerical analyses was performed, using the baseline analysis as a reference point. Furthermore, an attempt was made to extend the results of the parametric analyses to actual excitations through “complex” seismic parameters (e.g. Cumulative Absolute Velocity, Arias Intensity). The objective of this parametric investigation was to better understand the “governing mechanisms” for the vertical movement (pull out) of the pile due to the combined action of the cyclic seismic load and the pretension of the steel tendon.

Finally, the effect of the pullout displacement on the pretension of the steel tendon and the buoyancy stability of the floater were evaluated. For this purpose, an analytical solution was developed that takes into account the interaction between the pullout displacement of the pile head, the reduction of the pretension load of the tendon and the buoyancy applied to the floater.

### II. Conclusions

#### Baseline Analysis

- (a) The tensile capacity of the foundation pile under static load, as it is calculated through the numerical analysis is in good agreement with the expected value from analytical calculations.
- (b) Soon after the application of seismic shaking, the soil along most of the pile is fully liquefied. As a result, the soil presents reduced shear strength and the pile presents



reduced tensile capacity. Consequently, due to the steady pretension force applied at its head, the pile shifts vertically upwards. At the end of shaking (i.e. after about 10 sec) the computed pullout of the pile head was approximately 28 cm and continued to increase (more than doubled) during the subsequent excess pore pressure dissipation.

- (c) The seismic excitation that is applied at the base of the model results in complete liquefaction of the subsoil, with the excess pore pressure ratio ( $r_u$ ) becoming approximately equal to 1.0. The only exception to this, are two regions located around the outer edge of the pile where  $r_u < 0.7$ . The first region is located at the pile head, and reaches a depth of around 12m (or 4.8 pile diameters), and the second one is at the base of the pile. It is speculated that the reduction of the excess pore pressure ratio in these regions is the combined result of soil dilation due to soil-pile interaction and incoming water flow from the far-field towards the pile perimeter.
- (d) In areas where liquefaction is extensive, the ground motion accelerations are considerably reduced, eventually reaching values close to zero. On the other hand, in areas where the soil maintains relatively low excess pore pressure ratio ( $r_u = 0 - 0.6$ ) the ground motion acceleration are amplified.

#### **Parametric Investigation of Pile Pullout**

- (e) As expected, the pile pullout increases as:
- The maximum acceleration ( $a_{max}$ ), the number of cycles (N) or the period ( $T_{exc}$ ) of the excitation increase
  - The value of various “combined” seismic intensity parameters (e.g. CAV, AI) increase.
  - The Relative Density ( $D_r$ ) of the soil decreases.
  - The Static Safety Factor (FS) for pullout failure of the pile decreases.
- (f) The effect of soil permeability (k) does not appear to be univocal. Initially, the pile pullout increases as the soil permeability (k) increases, until it reaches a critical value. After that, pullout displacements decrease rapidly with any further increase of soil permeability. For the pile in question, the critical value of the permeability coefficient corresponds to coarse sands and fine gravels.
- (g) The impact of the intensity of the seismic excitation can be univocally expressed through “combined” seismic intensity parameters that take into consideration the applied acceleration/velocity, as well as, the duration and the frequency of the seismic excitation.

- (h) Among the “complex” parameters that were taken into consideration, the most promising for the unification of the various excitation characteristics and the resulting extension to real excitations seems to be the Cumulative Absolute Velocity (CAV).
- (i) The intensity of the seismic excitation needs to exceed a lower boundary (trigger level) in order to induce extensive soil liquefaction around the pile and thus lead to pullout.
- (j) The maximum pullout value that was measured during the parametric analyses was  $\delta = 2.25\text{m}$  [for the critical permeability coefficient discussed in (f) above].

#### Effect of the Pile Pullout on Floater Stability

- (k) In simple terms, the pile-steel tendon-floater system can be simulated by two linear springs connected in series: (i) one for the steel tendon with stiffness  $k_{st}$  and (ii) another that expresses the resistance to submersion of the floater due to buoyancy, with a stiffness  $k_{\pi\lambda}$ . As a result, the equivalent stiffness of the system is calculated as:

$$k_{eq} = \frac{k_{\pi\lambda} \cdot k_{st}}{k_{\pi\lambda} + k_{st}}$$

For the platform in question, the equivalent stiffness is  $k_{eq} = 973.6 \text{ kN/m}$ .

- (l) The equivalent stiffness is always smaller than each of the corresponding stiffnesses of the steel tendon ( $k_{st}$ ) and the floater ( $k_{\pi\lambda}$ ). Therefore, a crude estimation of the expected reduction of the pretension force can be conservatively achieved by assuming that the pullout translates directly to upwards movement of the floater. In that case, the reduction of the pretension force is calculated as:  $\Delta F = -A_{\pi\lambda} \cdot \gamma_w \cdot \delta$  with a relatively small error margin for common platforms.
- (m) The expected pullout value, as it was calculated in the baseline analysis ( $\delta = 28 - 56 \text{ cm}$ ), does not pose a threat to the stability of this particular platform, keeping in mind that, in order for the Stability Safety Factor to be reduced to a value of  $FS_{lim}=1.5$  a pullout of more than 6 meters is required. In any case, a corrective reloading of about  $\Delta F = 270 - 545 \text{ kN}$  should be made in order to restore the initial operating conditions.
- (n) However, the impact of the pullout on the pretension force can increase significantly since the parametric analyses showed that, for specific soil conditions, the vertical movement of the pile can reach a value of up to  $\delta = 2.25 - 2.68 \text{ meters}$ . In that case, the reduction of the pretension force is calculated at  $\Delta F = 2190 - 2610 \text{ kN}$  and the

corresponding Stability Safety Factor is reduced from a value of  $FS_o = 2$  to a value of  $FS = 1.9$ .

- (o) The numerical analysis using the software of Finite Differences FLAC3D v5. as it was performed in this particular Thesis, results in an adequate estimation of the pullout and the resulting loss of pretension force when the value of the pullout is relatively small. On the other hand, when the pullout value is relatively high (e.g.  $\delta > 2$  m) taking into consideration the reduction of the pretension force as the phenomenon progresses becomes crucial and the iterative procedure that is described in Chapter 6 should be used. For the pile in question and for the worst-case scenario the iterative procedure led to a reduction of the expected pullout value of about 44% ( $\approx 1.2$  m).

### III. Proposals for Future Research

In the process of compiling the present Thesis certain questions arose that require further consideration. The aforementioned issues are presented below and constitute proposals for future research.

- (a) As a primary research proposal, it is suggested that the post-shaking tensile capacity of the pile is confirmed. Due to the dynamic nature of the seismic load and the resulting pullout of the pile, as well as due to the redistribution of the geostatic stresses in the soil surrounding the pile, it is expected that the pile will lose a portion of its tensile capacity. Although the post-shaking tensile capacity can be calculated through analytical equations, it is vital that it should be also verified through experiments or numerical analyses since it is directly connected to the stability and regular operation of the structure.
- (i) Further investigation is required to evaluate the impact of the soil profile and the pile geometry on liquefaction-induced pullout. Specifically, relative to the soil profile, it is expected that any stratigraphy other than a uniform one will have considerable influence on the behavior of the soil itself as well as its interaction with the foundation. At the same time, it is obvious that any change of the pile geometry will result in different behavior for the foundation. It is worth mentioning that, the pile diameter is of utmost importance when it comes to flow issues, like the ones investigated in this particular Thesis, and caution should be exercised when selecting it.
- (ii) Additional research is required to accurately assess the long-term pullout value of the pile following the time required for excess pore pressures to fully dissipate. Especially, in the case of lower permeability values (fine sands), where the time required for the pore pressures to stabilize is greater, the additional movement of the pile can result in a total

pullout value that is more than double the value that was calculated at the end of shaking. In contrast, for higher permeability values (gravel, coarse sands) the drainage is over relatively quickly and the additional pile movement is a small percentage of the value calculated at the end of shaking.

- (iii)** Finally, it has been shown (in Chapter 6) that the pile-steel tendon-floater system can be simulated with two springs in series (one for the tendon and the other for the floater, applied at the pile head. Such an arrangement can be relatively easily simulated in various numerical codes, including FLAC3D. The construction of such a model will eliminate the need for iterative computation of the pullout displacements, thereby allowing the direct estimation of the final pile pullout and the corresponding reduction in the pretension of the tendon and the buoyancy applied to the floater.



Ευχαριστίες.....	i
Extended Summary .....	iii
1. Εισαγωγή.....	1
1.1 Περιγραφή Τεχνικού Προβλήματος.....	1
1.2 Αντικείμενο Διπλωματικής Εργασίας.....	3
1.3 Δομή Διπλωματικής Εργασίας .....	4
2. Βιβλιογραφική Επισκόπηση .....	5
2.1 Γενικά.....	5
2.2 Αναδρομή στη Διεθνή Βιβλιογραφία.....	5
2.2.1 Yu et al. (2013).....	5
2.2.2 Wang et al. (2017) .....	8
2.2.3 Yang et al. (2018).....	10
2.2.4 Esfeh and Kaynia (2019) .....	13
2.2.5 Wang et al. (2020) .....	16
2.2.6 Bouckovalas et al. (2015).....	23
2.3 Συμπεράσματα .....	25
3. Πιλοτική Πλωτή Κατασκευή με Προεντεταμένη Αγκύρωση (TLP).....	27
3.1 Γενικά.....	27
3.2 Σχεδιασμός Θεμελίωσης .....	28
3.2.1 Γενικές Παραδοχές .....	28
3.2.2 Στατική Φόρτιση Πασσάλου.....	31
3.2.3 Ανακυκλική Φόρτιση Πασσάλου .....	37
3.3 Έλεγχος Θεμελίωσης Έναντι Ρευστοποίησης.....	42
3.3.1 Μεθοδολογία και Παραδοχές Αναλύσεων .....	42

3.3.2	Αποτελέσματα Αναλύσεων .....	46
3.3.3	Μέτρα Αποτροπής της Ρευστοποίησης .....	51
4.	Μεθοδολογία Αριθμητικών Αναλύσεων και Τυπικά Αποτελέσματα .....	57
4.1	Γενικά.....	57
4.2	Μεθοδολογία Αριθμητικών Αναλύσεων.....	57
4.2.1	Αριθμητικό Προσομοίωμα .....	57
4.2.2	Στάδια Φόρτισης .....	62
4.3	Παρουσίαση Αποτελεσμάτων Αριθμητικής Ανάλυσης Αναφοράς.....	63
4.3.1	Καμπύλη Δύναμης - Μετατόπισης.....	63
4.3.2	Δυναμική Φόρτιση .....	65
4.4	Συμπεράσματα .....	74
5.	Παραμετρική Διερεύνηση Εξόλκευσης Πασσάλου.....	75
5.1	Γενικά.....	75
5.2	Επίδραση Επιβαλλόμενης Σεισμικής Διέγερσης.....	77
5.2.1	Επίδραση Μέγιστης Εδαφικής Επιτάχυνσης.....	77
5.2.2	Επίδραση Αριθμοί Κύκλων Φόρτισης .....	78
5.2.3	Επίδραση Περιόδου Αρμονικής Διέγερσης.....	79
5.2.4	Επίδραση Σύνθετων Παραμέτρων της Σεισμικής Έντασης .....	81
5.3	Επίδραση Εδαφικών Παραμέτρων.....	88
5.3.1	Επίδραση Σχετικής Πυκνότητας Άμμου .....	88
5.3.2	Επίδραση Διαπερατότητας Εδάφους.....	89
5.4	Επίδραση Στατικού Συντελεστή Ασφάλειας Έναντι Εξόλκευσης .....	91
5.5	Συμπεράσματα .....	92
6.	Απομείωση προέντασης.....	95
6.1	Γενικά.....	95
6.2	Περιγραφή του προβλήματος και αναλυτικές σχέσεις.....	95
6.2.1	Υπολογισμός Μείωσης Δύναμης Προέντασης.....	95

6.2.2	Μείωση Συντελεστή Ευστάθειας Πλωτήρα .....	99
6.2.3	Υπολογισμός Μέγιστης Επιτρεπόμενης Μετατόπισης .....	100
6.3	Εφαρμογή για την Εξέδρα POSEIDON 2041 .....	101
6.4	Παραμετρική Διερεύνηση Συνεπειών Εξόλκευσης στον Σχεδιασμό της Εξέδρας POSEIDON 2041.....	103
6.5	Επίδραση της Χαλάρωσης του Τένοντα στον Υπολογισμό της Εξόλκευσης .....	108
6.6	Σχολιασμός αποτελεσμάτων - συμπεράσματα.....	110
7.	Περίληψη - Συμπεράσματα - Προτάσεις.....	113
7.1	Περίληψη.....	113
7.2	Συμπεράσματα .....	114
7.3	Προτάσεις για Μελλοντική Έρευνα.....	116
	Βιβλιογραφία .....	119
	Παράρτημα Α: Μεθοδολογία Αριθμητικής Προσομοίωσης .....	123
	Παράρτημα Β: Αποτελέσματα Παραμετρικών Αναλύσεων .....	131





# Κεφάλαιο 1

## Εισαγωγή

---

### 1.1 Περιγραφή Τεχνικού Προβλήματος

Τα τελευταία 40 χρόνια έχει υπάρξει συστηματική και εκτενής έρευνα στις θεμελιώσεις υπεράκτιων κατασκευών, λόγω κυρίως της εγκατάστασης πληθώρας υπεράκτιων εξεδρών άντλησης πετρελαίου στον Κόλπο του Μεξικό και στη Βόρεια Θάλασσα. Πρόσφατα, μάλιστα, η εν λόγω έρευνα έχει ενταθεί λόγω της όλο και αυξανόμενης εγκατάστασης υπεράκτιων ανεμογεννητριών κυρίως στη Βόρεια Θάλασσα και τη Βαλτική.

Οι μηχανισμοί στήριξης των υπεράκτιων κατασκευών διαχωρίζονται σε δύο μεγάλες κατηγορίες: στις σταθερές κατασκευές και στις πλωτές - αγκυρωμένες κατασκευές. Οι σταθερές κατασκευές εδράζονται απευθείας στον πυθμένα της θάλασσας και είναι οικονομικά βέλτιστες για μικρά (0-30m) και ενδιάμεσα (30-60m) βάθη έδρασης. Αντίθετα, οι πλωτές/αγκυρωμένες κατασκευές είναι οικονομικά βέλτιστες για βάθη πυθμένα μεγαλύτερα από 60m. Η κύρια διαφοροποίηση τους έναντι των σταθερών κατασκευών είναι ότι αγκυρώνονται στη θεμελίωση μέσω προεντεταμένων τενόντων. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα η θεμελίωση να υπόκειται σε εφελκυστικά φορτία, αντίθετα με την θεμελίωση των σταθερών κατασκευών η οποία υπόκειται σε θλιπτικά φορτία. Για τους περισσότερους τύπους στήριξης των υπεράκτιων κατασκευών, η θεμελίωση γίνεται συνήθως με εμπηγνυόμενους μεταλλικούς πασσάλους, ενώ σε μεγαλύτερα βάθη χρησιμοποιούνται εναλλακτικά «φρέατα αναρρόφησης» (suction caissons) ή άγκυρες.

Η αποκτηθείσα γνώση από την εκτενή έρευνα στις θεμελιώσεις υπεράκτιων κατασκευών έχει αποτυπωθεί σε διάφορες κανονιστικές διατάξεις, όπως αυτές του API (2002) και του DNV (2013), όπου περιγράφονται αναλυτικά μεθοδολογίες στατικής διαστασιολόγησης των πασσάλων θεμελίωσης σε συνεκτικά και μη-συνεκτικά εδάφη, ενώ προτείνονται αναλυτικές μεθοδολογίες προς αντικατάσταση της θεμελίωσης με ισοδύναμα (κατακόρυφα και οριζόντια) ελατήρια. Στις περιοχές αυτές, οι οποίες είναι μη-σεισμικές, τα ανακυκλικά φορτία

που ασκούνται στις υπεράκτιες κατασκευές προέρχονται από περιβαλλοντικές δράσεις (κυματισμοί και άνεμος) καθώς και ενδεχόμενες δονήσεις από την ανωδομή (π.χ. λόγω λειτουργίας ανεμογεννήτριας). Ο κίνδυνος αστοχίας (βύθισης ή εξόλκευσης) του πασσάλου λόγω της παρατεταμένης επιβολής ανακυκλικών φορτίων ελέγχεται μέσω εμπειρικών, κυρίως, διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης.

Οι ανωτέρω συνθήκες όμως αλλάζουν δραστικά με τη μελλοντική εγκατάσταση υπεράκτιων κατασκευών σε σεισμογενείς περιοχές της Ευρώπης (π.χ. Ελλάδα, Ιταλία) αλλά και του υπόλοιπου κόσμου (π.χ. Καλιφόρνια, Ιαπωνία, Ταιβάν). Σε αυτές τις περιπτώσεις, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στο σχεδιασμό της ανωδομής και της θεμελίωσης τα πρόσθετα σεισμικά φορτία. Παράλληλα, η εγκατάσταση υπεράκτιων κατασκευών στις περιοχές αυτές αναδεικνύει έναν ακόμη δομικά επιβλαβή παράγοντα σχεδιασμού για τη θεμελίωση και την κατασκευή: την εκδήλωση σεισμικής ρευστοποίησης του εδάφους θεμελίωσης και την μερική ή ολοσχερή απώλεια της φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης. Το φαινόμενο αυτό εμφανίζεται όταν οι πάσσαλοι ή τα «φρέατα αναρρόφησης» της θεμελίωσης εγκατασταθούν σε αμμώδη πυθμένα, όπου η σεισμική δόνηση προκαλεί ανάπτυξη υπερ-πιέσεων στους πόρους και απομείωση της αντοχής των μη-συνεκτικών αμμωδών σχηματισμών. Κατά γενική ομολογία, η ρευστοποίηση του εδάφους λόγω σεισμού αποτελεί ένα από τα πιο καταστρεπτικά φαινόμενα της Γεωτεχνικής Σεισμικής Μηχανικής (πχ. Αλκυονίδες, 1981; Αίγιο, 1995; Kobe, 1995; Adapazari, 1999; Chi-Chi, 1999; Christchurch, 2011) που θα πρέπει να αντιμετωπίζεται με “ειδικές έρευνες και μελέτες” (ΕΑΚ 2003, Ευρωκώδικας 8).

Για χερσαίες κατασκευές, ο συνηθέστερος τρόπος αποτροπής της ρευστοποίησης είναι η βελτίωση του εδάφους μέσω δυναμικής συμπίκνωσης ή εγκατάστασης στραγγιστηρίων-χαλικοπασσάλων. Οι τεχνικές αυτές δεν είναι όμως τεχνικά ή/και οικονομικά πρόσφορες για υπεράκτιες κατασκευές, ειδικά στα πολύ μεγάλα βάθη όπου χρησιμοποιούνται πλωτές κατασκευές. Επομένως, στις περιπτώσεις αυτές, είτε θα πρέπει να επινοηθούν νέες εναλλακτικές λύσεις ή οι επιπτώσεις της ρευστοποίησης να ληφθούν υπόψη κατά το σχεδιασμό της θεμελίωσης. Δεδομένου ότι η ανάπτυξη και η δοκιμαστική εφαρμογή νέων εναλλακτικών λύσεων για την αποτροπή της ρευστοποίησης θα απαιτήσει μεγάλο χρονικό διάστημα για εφαρμογή τους στην πράξη, το δεύτερο αποτελεί αυτή τη στιγμή μονόδρομο για τη θεμελίωση υπεράκτιων κατασκευών σε ρευστοποιήσιμες περιοχές.

Όσον αφορά στην επίδραση της ρευστοποίησης στον σχεδιασμό της θεμελίωσης υπεράκτιων κατασκευών, η σχετική έρευνα είναι πρακτικά ανύπαρκτη και η συνήθης πρακτική των Μελετητών-Μηχανικών είναι απλά να μη λαμβάνουν υπόψιν τις ρευστοποιήσιμες στρώσεις στον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας των πασσάλων θεμελίωσης (π.χ. Καγνια 2018).

Κάτι τέτοιο όμως μπορεί να αποδειχτεί αχρείαστα συντηρητικό καθώς οι υπερπιέσεις πόρων περιμετρικά του πασσάλου μπορεί να είναι μικρότερες σε σχέση με το ελεύθερο πεδίο, αφενός λόγω της παρουσίας του πιο δύσκαμπτου (σε σχέση με το έδαφος) πασσάλου και αφετέρου λόγω της μεταβολής των γεωστατικών τάσεων και της αύξησης της σχετικής πυκνότητας του εδάφους που προκαλεί η έμπηξη του πασσάλου. Για παράδειγμα, πιλοτικές αριθμητικές αναλύσεις ρευστοποίησης που πραγματοποιήθηκαν για πασσάλους αγκύρωσης πλωτών Α/Γ στο Εργαστήριο Θεμελιώσεων του ΕΜΠ, στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος “Poseidon 2041” (Bouckonavalas et al. 2015), έδειξαν ότι ακόμη και η πλήρης ρευστοποίηση στο ελεύθερο πεδίο, δεν οδηγεί σε αστοχία του πασσάλου, αλλά σε πεπερασμένη ανύψωση της κεφαλής του, η οποία μπορεί να αναληφθεί με πρόσθετη προένταση των αγκυρίων.

## 1.2 Αντικείμενο Διπλωματικής Εργασίας

Από τα ανωτέρω, προκύπτει ότι υπάρχουν σημαντικά κενά στη βιβλιογραφία αναφορικά με την αποτίμηση της επίδρασης της ρευστοποίησης σε θεμελιώσεις υπεράκτιων κατασκευών. Συγκεκριμένα, καθίσταται αναγκαίο να ποσοτικοποιηθεί η επίδρασή αυτή τόσο σε επίπεδο μετατοπίσεων της κεφαλής του πασσάλου όσο και σε απομείωση της δύναμης προέντασης, ώστε να μπορεί να ληφθεί υπόψη στο σχεδιασμό.

Συγκεκριμένα, η παρούσα Διπλωματική Εργασία θα επικεντρωθεί στη μελέτη της σεισμικής απόκρισης πασσάλων θεμελίωσης πλωτών/αγκυρωμένων υπεράκτιων κατασκευών στη ρευστοποίηση μέσω πραγματοποίησης παραμετρικών πλήρως συζευγμένων τρισδιάστατων μη-γραμμικών δυναμικών αριθμητικών αναλύσεων ενεργών τάσεων. Στόχο της Διπλωματικής Εργασίας θα αποτελέσει: (i) η ανάπτυξη μιας αριθμητικής μεθοδολογίας για την αποτίμηση της επίδρασης της ρευστοποίησης στους πασσάλους θεμελίωσης, όσον αφορά στην εξόλκευση της κεφαλής του πασσάλου (ii) η εύρεση των παραμέτρων (εδαφικές ιδιότητες, ιδιότητες του πασσάλου και χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης), οι οποίοι επιδρούν ουσιαστικά στο εξεταζόμενο πρόβλημα και (iii) η διερεύνηση της επίδρασης της εξόλκευσης στην προένταση του χαλύβδινου τένοντα.

Με τον τρόπο αυτό, θα γίνει το πρώτο βήμα για την ανάπτυξη σε επόμενο στάδιο μίας αναλυτικής μεθοδολογίας εκτίμησης της απομειωμένης φέρουσας ικανότητας και των μετατοπίσεων του πασσάλου λόγω ολικής ή μερικής ρευστοποίησης του εδάφους, η οποία θα μπορεί να εφαρμοστεί στο σχεδιασμό χωρίς την ανάγκη εκτέλεσης σύνθετων αριθμητικών αναλύσεων. Η εν λόγω μεθοδολογία θα στηριχθεί σε αποτελέσματα παραμετρικών αριθμητικών αναλύσεων χρησιμοποιώντας τη μεθοδολογία που θα αναπτυχθεί στην

παρούσα Διπλωματική Εργασία και για ένα σημαντικό εύρος τιμών των σημαντικών παραμέτρων που θα αναδειχθούν.

### **1.3 Δομή Διπλωματικής Εργασίας**

Συνοπτικά, τα περιεχόμενα της Διπλωματικής Εργασίας έχουν ως εξής :

Στο **Κεφάλαιο 2** πραγματοποιήθηκε εκτενής βιβλιογραφική έρευνα με σκοπό την εύρεση πειραματικών μετρήσεων και αριθμητικών αναλύσεων σχετικά με την απόκριση εφελκυσμένων πασσάλων θεμελίωσης υπεράκτιων κατασκευών κατά τη ρευστοποίηση.

Στο **Κεφάλαιο 3** παρουσιάζεται εκτενώς η έρευνα των Bouckovalas et al. (2015) με τίτλο ΑΡΙΣΤΕΙΑ-POSEIDON/2041, η οποία πραγματεύεται τον σχεδιασμό μιας πιλοτικής πλωτής κατασκευής με προεντεταμένη αγκύρωση (TLP) με σκοπό τη συνδυασμένη εκμετάλλευση του κυματικού και αιολικού δυναμικού.

Στο **Κεφάλαιο 4** αναπτύχθηκε και παρουσιάζεται η αριθμητική μεθοδολογία των τρισδιάστατων μη-γραμμικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στην παρούσα Διπλωματική Εργασία καθώς και παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα της βασικής ανάλυσης.

Στο **Κεφάλαιο 5** πραγματοποιήθηκε παραμετρική αριθμητική διερεύνηση της απόκρισης εφελκυσμένων πασσάλων θεμελίωσης σε ρευστοποιημένο έδαφος με σκοπό να αναδειχθούν οι βασικές παράμετροι, τόσο του εδάφους, της σεισμικής διέγερσης όσο και του πασσάλου, που επιδρούν ουσιαστικά σε αυτή.

Στο **Κεφάλαιο 6** προσδιορίζονται αναλυτικά οι παράμετροι που διέπουν τη δύναμη προέντασης καθώς και την απομείωση αυτής λόγω εξόλκευσης του πασσάλου θεμελίωσης.

Στο **Κεφάλαιο 7** παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα τελικά συμπεράσματα που προέκυψαν από την παρούσα Διπλωματική Εργασία και γίνονται προτάσεις για μελλοντική έρευνα.

# Κεφάλαιο 2

## Βιβλιογραφική Επισκόπηση

---

### 2.1 Γενικά

Στο παρόν κεφάλαιο γίνεται σύντομη επισκόπηση της διεθνούς αλλά και της εγχώριας βιβλιογραφίας σχετικά με την θεμελίωση θαλάσσιων ανεμογεννητριών σε αμμώδη εδάφη, σε περιοχές αυξημένης σεισμικότητας. Τα επιμέρους ερωτήματα στα οποία επικεντρώνεται η εν λόγω επισκόπηση περιλαμβάνουν: τους δόκιμους τύπους θεμελίωσης των ανεμογεννητριών, τις μεθόδους ελέγχου της θεμελίωσης, την θεώρηση του κινδύνου ρευστοποίησης λόγω σεισμού και τις συνέπειες της ρευστοποίησης όσον αφορά στον σχεδιασμό της ρευστοποίησης.

Η παρουσίαση της βιβλιογραφικής επισκόπησης επικεντρώνεται σε πέντε άρθρα που έχουν δημοσιευθεί σε επιστημονικά περιοδικά και πρακτικά διεθνών συνεδρίων, καθώς και την πιλοτική μελέτη θεμελίωσης μιας πλωτής μονάδας παραγωγής αιολικής και κυματικής ενέργειας, η οποία πραγματοποιήθηκε στο πλαίσιο του ερευνητικού προγράμματος Poseidon 2041 στο ΕΜΠ και αποτελεί πρόδρομο της παρούσας Διπλωματικής Εργασίας. Ακολουθεί σύνοψη των κύριων συμπερασμάτων που εξάγονται σχετικά με τα ερωτήματα που ετέθησαν ανωτέρω.

### 2.2 Αναδρομή στη Διεθνή Βιβλιογραφία

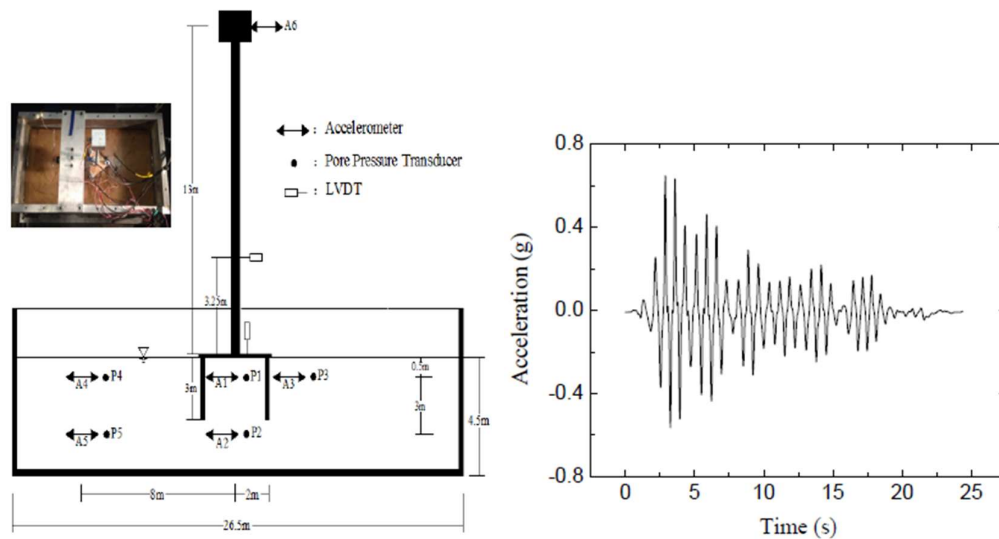
#### 2.2.1 Yu et al. (2013)

Οι Yu et al. (2013) μελέτησαν τη συμπεριφορά υπεράκτιας ανεμογεννήτριας (Α/Γ) με τρίποδη θεμελίωση επί μεμονωμένων πασσάλων, υπό σεισμική φόρτιση σε εν δυνάμει ρευστοποιήσιμο έδαφος. Στα πλαίσια της εργασίας πραγματοποίησαν μια σειρά πειραμάτων σε φυγοκεντριστή. Ανέλυσαν τα αποτελέσματα του μοντέλου της Α/Γ και του εδάφους θεμελίωσης ως προς τις επιταχύνσεις, τις πιέσεις πόρων, την πλευρική μετατόπιση και την

καθίζηση. Τέλος, σύγκριναν τα αποτελέσματα των πειραμάτων με τα αντίστοιχα πειράματα προγενέστερης μελέτης με θεμελίωση μεμονωμένου πασσάλου (monopile).

Η μέθοδος θεμελίωσης με τρίποδο συνήθως χρησιμοποιείται για τη θεμελίωση εξεδρών σε βάθη μεγαλύτερα από 25m και εκτιμάται πως είναι ικανή να περιορίσει τις λικνιστικές ταλαντώσεις των ανεμογεννητριών. Εν απουσία κατάλληλης μελέτης, συνήθως σχεδιάζονται κατά API ή DIN 19901-6.

Για την διεξαγωγή των πειραμάτων χρησιμοποίησαν τον φυγοκεντριστή του Case Western Reserve University με μήκος βραχίονα 1.27m, δυνατότητα ωφέλιμου φορτίου 20g-ton και μέγιστη επιτάχυνση 100g, για δυναμική φόρτιση. Στην πλατφόρμα του φυγοκεντριστή τοποθετήθηκε μια υδραυλική συσκευή επιβολής μονοδιάστατης σεισμικής κίνησης.



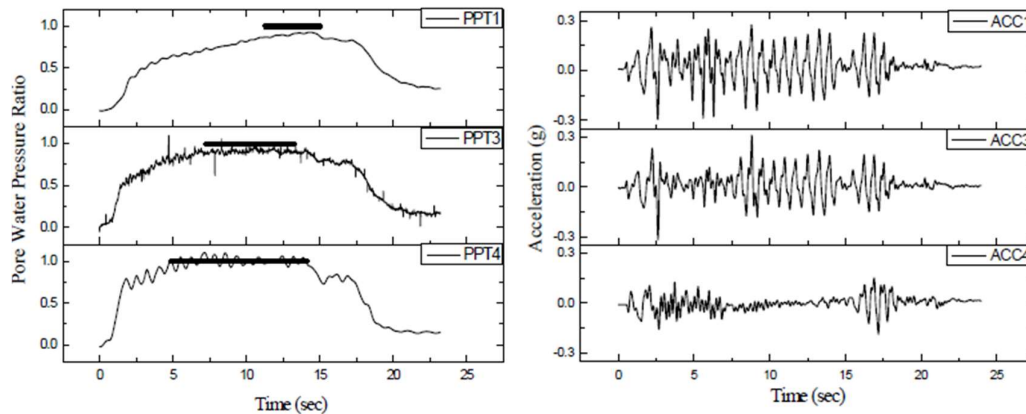
**Σχήμα 2.1:** (α) Πειραματική διάταξη και (β) επιβαλλόμενη σεισμική κίνηση (Yu et al. 2013).

Η πειραματική διάταξη και η σεισμική διέγερση που επιβλήθηκε παρουσιάζονται στο **Σχήμα 2.1**. Για την κατασκευή του προσομοιώματος χρησιμοποίησαν άμμο Τογουρα με σχετική πυκνότητα  $D_r \approx 68\%$ . Η κεφαλή της ανεμογεννήτριας προσομοιάστηκε απλοποιητικά ως μια συγκεντρωμένη μάζα στην κορυφή του στύλου, με τα χαρακτηριστικά που συνοψίζει ο **Πίνακας 2.1**. Για την αναπαράσταση της 3-ποδης θεμελίωσης χρησιμοποίησαν τρεις αλουμινένιες ράβδους, ενωμένες με μια μεταλλική κεφαλή, σε βάθος 3m εντός του εδάφους. Για την παρακολούθηση της εξέλιξης των πειραμάτων τοποθετήθηκαν 2 ψηφιακά μηκυνσιόμετρα (LVDT), 6 επιταχυνσιόμετρα (ACC) και 5 μετρητές πιέσεων πόρων (PPT). Αφού το προσομοίωμα στερεοποιήθηκε σε φυγοκεντρική επιτάχυνση 50g, εφάρμοσαν τη μονοδιάστατη, συνθετική σεισμική φόρτιση (**Σχήμα 2.1β**) στη βάση του προσομοιώματος.

**Πίνακας 2.1:** Χαρακτηριστικά ανεμογεννήτριας (Yu et al. 2013)

	Διαστάσεις (m)	Βάρος (t)
Κεφαλή πυλώνα	1.75 × 1.75 × 1.25	10.6
Πυλώνας	L = 13; D = 0.5	6.25
Μεταβατικό κομμάτι	Τριγωνικό L = 0.5	6.5
Θεμελίωση	L = 3; D = 0.5	1.6 το καθένα

Παρατηρήθηκε πως στις θέσεις PPT2 και PPT5 μετρήθηκε σχετικά χαμηλός συντελεστής υπερπίεσης πόρων  $r_u$  λόγω της μεγάλης ενεργού τάσης. Αντίθετα, στους μετρητές PPT1, PPT3 και PPT4 που βρίσκονται σε σχετικά μικρό βάθος (0.5m) λήφθηκαν οι μετρήσεις που φαίνονται στο **Σχήμα 2.2α**. Ο ελάχιστος συντελεστής υπερπίεσης πόρων παρατηρήθηκε κάτω από την κατασκευή. Το έδαφος δίπλα στους πόδες τείνει να ρευστοποιηθεί κατά τη διάρκεια της ισχυρής δόνησης αλλά η διαδικασία χαλάρωσης έχει μικρή χρονική διάρκεια. Στο ελεύθερο πεδίο, παρατηρήθηκε έντονη ρευστοποίηση μετά τα πρώτα 5sec της δόνησης και η απομείωση της δυσκαμψίας του εδάφους είναι ιδιαίτερα έντονη και με αρκετή διάρκεια (**Σχήμα 2.2β**).

**Σχήμα 2.2:** Χρονοϊστορίες (α) συντελεστή υπερπίεσης πόρων, (β) επιταχύνσεων στα πειράματα των Yu et al. (2013)

Σύμφωνα με τα παραπάνω, οι Yu et al. (2013) συμπεραίνουν ότι το υποκείμενο έδαφος ενισχύθηκε από τη θεμελίωση. Επίσης, διαπιστώνεται πως η θεμελίωση με τρίποδο παρουσιάζει καλή αντίσταση σε καθιζήσεις λόγω σεισμού και πως, συγκριτικά με θεμελίωση μεμονωμένου πασσάλου, αποτελεί καλύτερη λύση για την απομείωση του λικνισμού λόγω σεισμικής φόρτισης. Τέλος, αναφέρουν ότι η μέτρηση της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής αποδείχθηκε ιδιαίτερα δύσκολη στα φυσικά πειράματα και θεωρούν πως απαιτείται μελλοντική αριθμητική διερεύνηση.



### 2.2.2 Wang et al. (2017)

Οι Wang et al. (2017) μελέτησαν τη συμπεριφορά Α/Γ με θεμελίωση φρέατος αναρρόφησης σε ρευστοποιήσιμο έδαφος, υπό σεισμική φόρτιση. Στα πλαίσια της έρευνας τους πραγματοποίησαν 9 πειράματα φυγοκεντριστή στα 50g. Για την πραγματοποίηση των πειραμάτων κατασκευάστηκαν 5 διαφορετικά προσομοιώματα (Πίνακας 2.2) με διαφοροποίηση ως προς το λόγο μήκους – διαμέτρου (H/D) και την ύπαρξη ή όχι κυψελωτών διαμερισμάτων. Επίσης, ελέγχθηκαν διαφορετικές εδαφικές συνθήκες (ξηρή & κορεσμένη άμμος) και έγινε σύγκριση των αποτελεσμάτων. Ο Πίνακας 2.3 παρουσιάζει όλους τους συνδυασμούς φρεάτων θεμελίωσης (Πίνακας 2.2) και εδαφικών συνθηκών που εξετάστηκαν πειραματικά. Σε κλίμακα πρωτοτύπου, η ανεμογεννήτρια που χρησιμοποιήθηκε έχει συνολικό βάρος 38.25ton, μήκος στύλου 13m και διάμετρο στύλου 0.5m.

Πίνακας 2.2: Χαρακτηριστικά μοντέλων θεμελίωσης (Wang et al. 2017)

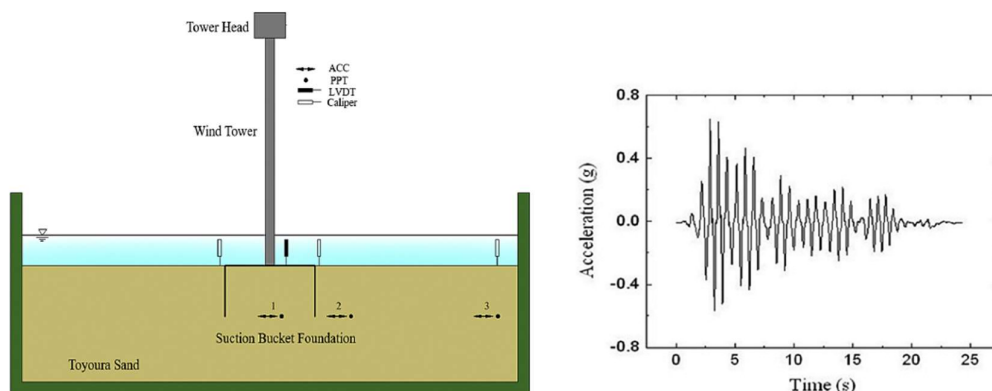
	Ύψος φρέατος (cm)	Διάμετρος Φρέατος (cm)	Λόγος H/D	Διαμερίσματα
Προσομοίωμα 1	5	10	0.5	Ο
Προσομοίωμα 2	5	13	0.38	Ο
Προσομοίωμα 3	10	7.5	1.3	Ο
Προσομοίωμα 4	5	10	0.5	N
Προσομοίωμα 5	5	13	0.38	N

Πίνακας 2.3: Συνδυασμοί πειραμάτων (Wang et al. 2017)

Δοκιμή	Εδαφική κατάσταση	Προσομοίωμα φρέατος αναρρόφησης
1	Ξηρή	Προσομοίωμα 1
2	Ξηρή	Προσομοίωμα 2
3	Ξηρή	Προσομοίωμα 4
4	Κορεσμένη	Προσομοίωμα 1
5	Κορεσμένη	Προσομοίωμα 1
6	Κορεσμένη	Προσομοίωμα 2
7	Κορεσμένη	Προσομοίωμα 3
8	Κορεσμένη	Προσομοίωμα 4
9	Κορεσμένη	Προσομοίωμα 5

Για την προσομοίωση του εδάφους χρησιμοποιήθηκε άμμος Toyoura με σχετική πυκνότητα  $D_r \approx 68\%$  και δείκτη πόρων  $e = 0.72$ . Χρησιμοποιήθηκε ένα απλό σεισμικό κύμα με

δεσπόζουσα συχνότητα 1 Hz (**Σχήμα 2.3β**), Για την παρακολούθηση των πειραμάτων τοποθετήθηκαν 3 επιταχυνσιόμετρα (ACC), 3 μετρητές πιέσεων πόρων (PPT), 3 παχύμετρα (Caliper) και 1 ψηφιακό μηκυνσιόμετρο (LVDT). Το **Σχήμα 2.3α** παρουσιάζει ένα σκαρίφημα της πειραματικής διάταξης με τις θέσεις των μετρητών και ο **Πίνακας 2.4** τις καθιζήσεις σε κάθε μετρητή συγκεντρωτικά για όλα τα πειράματα.



**Σχήμα 2.3:** (α) Σκαρίφημα πειραματικής διάταξης και επιβαλλόμενη σεισμική κίνηση στα πειράματα των Wang et al. (2017).

**Πίνακας 2.4:** Συγκεντρωτικός πίνακας καθιζήσεων (Wang et al. 2017)

Δοκιμή	Φρέαρ (cm)	Αριστερή θέση θεμελίωσης (cm)	Δεξιά θέση θεμελίωσης (cm)	Ελεύθερο πεδίο (cm)
1	2.1	3.7	4.2	3.5
2	2.4	4.8	5.2	3.3
3	1.6	4.1	2.2	2.7
4	8.2	10.1	10.9	12.3
5	9.4	12.5	10.6	15.1
6	10	10.2	11.8	11.8
7	1.8	9.6	12.1	12.7
8	4.3	10	8.8	11.2
9	4.3	9.7	10.3	11.8

Από τα αποτελέσματα των πειραμάτων, οι συμπεραίνουν ότι τα πειράματα παρουσιάζουν καλή επαναληψιμότητα και τα αποτελέσματα είναι αξιόπιστα. Σε ξηρή άμμο οι επιταχύνσεις που καταγράφηκαν σε όλες τις θέσεις ήταν παρόμοιες με την επιβαλλόμενη φόρτιση ενώ δεν καταγράφηκαν σημαντικές καθιζήσεις,. Αντίθετα, για την κορεσμένη άμμο η συσσώρευση υπερπίεσεων πόρων οδήγησε σε απώλεια εδαφικής αντοχής και στιβαρότητας. Επιπλέον,

παρατηρείται ότι η θεμελίωση ενίσχυσε το ρευστοποιήσιμο έδαφος, αφού οι καταγραφές κοντά στη θεμελίωση κατέδειξαν μικρότερη ανάπτυξη υπερπίεσης πόρων.

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα των διαφορετικών προσομοιωμάτων που εξετάστηκαν οι Wang et al. (2017) συμπεραίνουν πως, για λόγους μήκους προς διάμετρο μικρότερους της μονάδας ( $L/D < 1$ ), όσο μεγαλύτερος είναι ο λόγος  $L/D$  τόσο καλύτερη είναι η απόκριση της θεμελίωσης. Αντίθετα, για λόγους  $L/D$  μεγαλύτερους της μονάδας ( $L/D > 1$ ), η υπερπίεση πόρων αυξήθηκε στο εσωτερικό της θεμελίωσης αλλά μειώθηκε κοντά σε αυτή. Η ελάχιστη καθίζηση που μέτρησαν ήταν για λόγους  $L/D$  μεγαλύτερους της μονάδας.

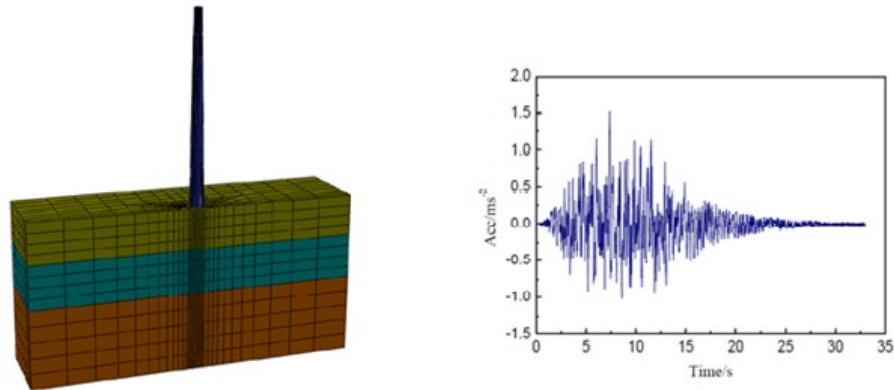
Τέλος, παρατηρήθηκε ότι σε όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις, το έδαφος κάτω από τη θεμελίωση παρουσίασε βελτιωμένη σεισμική συμπεριφορά και ότι όταν υπήρχαν εσωτερικές διαμερισματώσεις στα φρέατα οι καθιζήσεις μειώθηκαν κατά 50% σε σχέση με τα αντίστοιχα μοντέλα χωρίς διαμερίσματα. Παρόλα αυτά, οι Wang et al. (2017) θεωρούν πως κατά το σχεδιασμό της θεμελίωσης σε περιοχές με σεισμική δραστηριότητα επιπλέον παράγοντες πρέπει να ληφθούν υπόψη, όπως το κόστος της θεμελίωσης, η δυσκολία μεταφοράς και εγκατάστασης κλπ.

### 2.2.3 Yang et al. (2018)

Η έρευνα των Yang et al. (2018) επικεντρώθηκε στην αριθμητική ανάλυση της απόκρισης της θεμελίωσης υπεράκτιας ανεμογεννήτριας (Α/Γ) σε μονο-πάσσαλο μεγάλης διαμέτρου (monopile), υπό τη συνδυασμένη δράση σεισμικής φόρτισης και ανέμου. Ως παράδειγμα ανωδομής χρησιμοποιήθηκε η ανεμογεννήτρια A2 του αιολικού πάρκου Lely που περιγράφεται από τον Zaaijer (2002). Για τις ανάγκες της μελέτης τους και συγκεκριμένα για την διατμητική παραμόρφωση που επιφέρει η ρευστοποίηση του εδάφους, οι Yang et al. (2018) χρησιμοποίησαν τον 3D κώδικα πεπερασμένων στοιχείων OpenSees, προκειμένου να εκμεταλλευτούν το μοντέλο πλαστικής συμπεριφοράς του εδάφους που διαθέτει. Στο **Σχήμα 2.4α** φαίνεται ο κάρναβος που χρησιμοποιήθηκε. Η στρωματογραφία επιλέχθηκε με τρόπο που να προσομοιάζει πραγματικές συνθήκες της Βόρειας Θάλασσας, όπως προκύπτει από γεωτρήσεις και παρουσιάζεται στη μελέτη του Zaaijer (2002). Ενώ στο **Σχήμα 2.4β** παρουσιάζεται η σεισμική δόνηση που εφαρμόστηκε με οριζόντια κατεύθυνση, μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης  $PGA = 0.15g$ .

Ο **Πίνακας 2.5** παρουσιάζει τις διαστάσεις του κάρναβου και της ανωδομής στον κώδικα OpenSees, αλλά και τα χαρακτηριστικά της στρωματογραφίας όπως εν τέλει επιλέχθηκαν. Το έδαφος προσομοιώθηκε με άμμο Τογουρα και κατασκευάστηκαν μία στρώση στα 0 – 10m με

δείκτη πόρων  $e=0.837$  (σχετικής πυκνότητας  $D_r=40\%$ ), μία στα 10 – 20m με  $e=0.801$  ( $D_r=51\%$ ) και μία στα 20 – 40m με  $e=0.761$  ( $D_r=63\%$ ).



**Σχήμα 2.4:** (α) Κάνναβος Πεπερασμένων Στοιχείων και (β) επιβαλλόμενη σεισμική διέγερση στις αριθμητικές αναλύσεις των Yang et al. (2018).

**Πίνακας 2.5:** Διαστάσεις καννάβου, ανοδομής και θεμελίωσης των Yang et al. (2018).

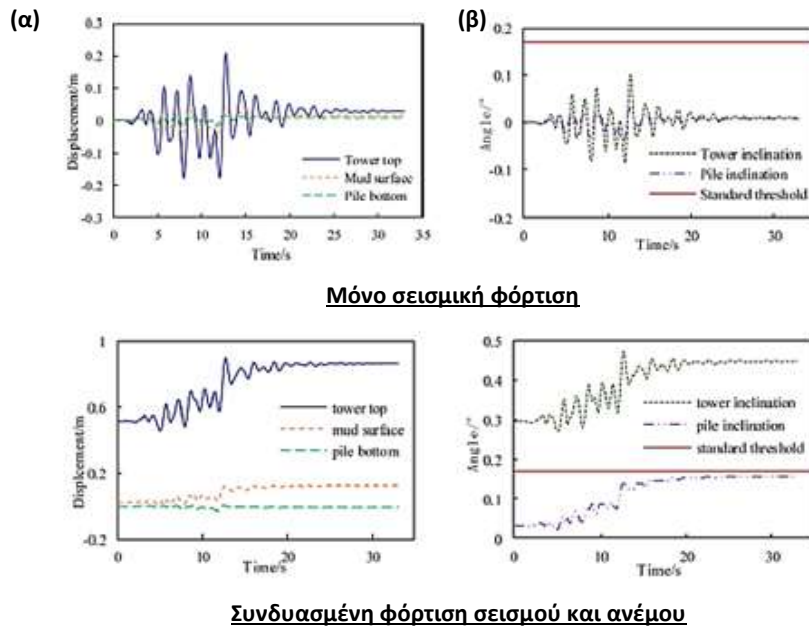
Διαστάσεις Καννάβου	Διαστάσεις Ανωδομής	Πάσσαλος Θεμελίωσης
Μήκος : 80m	Ύψος : 43.1m	Διάμετρος : 3.7m
Πλάτος : 40m	Διάμετρος βάσης : 3.2m	Ύψος : 20.9m
Ύψος : 40m	Ολικό Βάρος : 32000 kg	Πάχος τοιχώματος : 0.035m

Στο **Σχήμα 2.5α** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες της οριζόντιας μετακίνησης μόνο με σεισμό και σε συνδυασμένη δράση σεισμού και αέρα. Ενώ στο **Σχήμα 2.5β** της απόκλισης της κορυφής της Α/Γ από την κατακόρυφο, υπό τις ίδιες συνθήκες φόρτισης. Από τα εν λόγω σχήματα γίνεται αντιληπτό πως το δομικό σύστημα της υπεράκτιας Α/Γ υφίσταται σαφώς δυσμενέστερη καταπόνηση υπό τον συνδυασμό των φορτίσεων σεισμού και ανέμου.

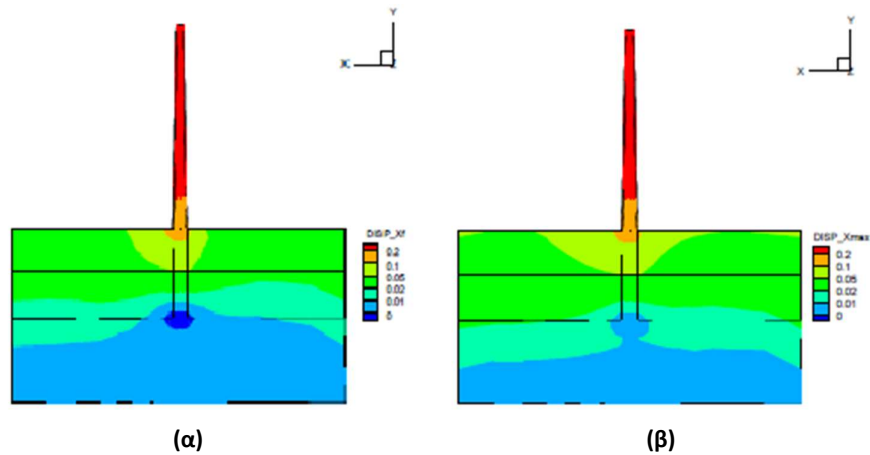
Στο **Σχήμα 2.6** παρουσιάζονται οι παραμένουσες και οι μέγιστες μετακινήσεις, αναδεικνύοντας πως η περιστροφή της κατασκευής γίνεται ουσιαστικά περί της βάσης του πασσάλου. Στο **Σχήμα 2.7α** παρουσιάζεται η απόκριση του προσομοιώματος στην επιτάχυνση που επιβλήθηκε και στο **Σχήμα 2.7β** οι ολικές πιέσεις και οι υπερπιέσεις των πόρων του εδάφους, από όπου και παρατηρείται πως στα ανώτερα εδαφικά στρώματα υπάρχει μερική ρευστοποίηση.

Με βάση τα ανωτέρω, οι Yang et al. (2018) συμπέραναν πως η συνδυασμένη δράση ανέμου και σεισμού, μπορεί να επιφέρει μεγάλες κλίσεις και παραμορφώσεις στη θεμελίωση, την

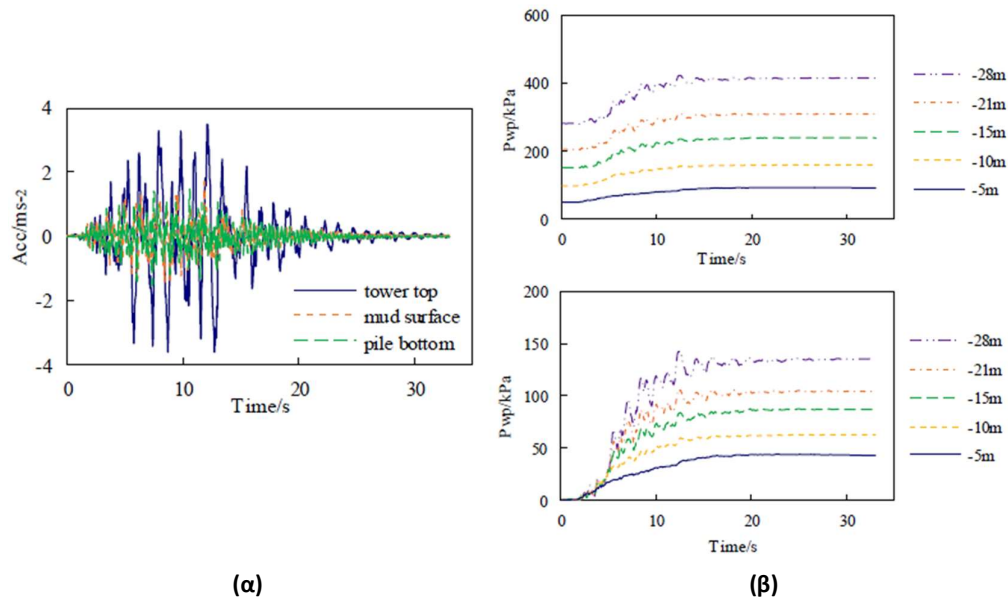
ανωδομή και την επιφάνεια του εδάφους. Παράλληλα, έδειξαν πως είναι πιθανή η εκδήλωση μερικής ρευστοποίησης στο έδαφος θεμελίωσης που λειτουργεί ως επαυξητικός παράγοντας στα παραπάνω.



**Σχήμα 2.5:** (α) Οριζόντιες μετακινήσεις και (β) στροφή της ανωδομής μόνο με σεισμό και υπό συνδυασμένη φόρτιση στην ανάλυση των Yang et al. (2018).



**Σχήμα 2.6:** (α) Παραμένουσες και (β) μέγιστες μετακινήσεις του μοντέλου των Yang et al. (2018).

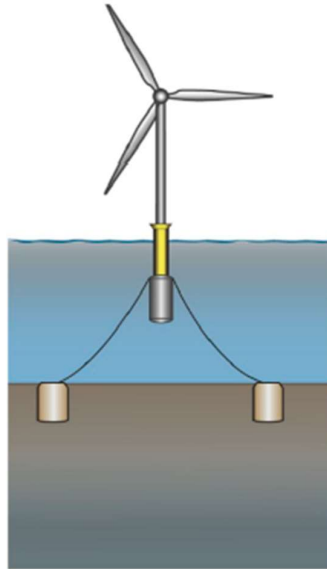


**Σχήμα 2.7:** Χρονοϊστορίες (α) των επιταχύνσεων και (β) των πιέσεων πόρων που αναπτύχθηκαν στις αναλύσεις των Yang et al. (2018).

#### 2.2.4 Esfeh and Kaynia (2019)

Οι Esfeh and Kaynia (2019) μελέτησαν την επίδραση της ρευστοποίησης σε πασσάλους αγκύρωσης πλωτών ανεμογεννητριών, υπό την συνδυασμένη φόρτιση πρόσδεσης (mooring) και σεισμικής δόνησης (Σχήμα 2.8). Χρησιμοποιήθηκαν χαλύβδινοι πάσσαλοι, κοίλης διατομής με μικρό σχετικά λόγο μήκους προς διάμετρο ( $L/D = 11/8 \approx 1.4$ ). Το έδαφος θεμελίωσης αποτελείται επιφανειακά (για βάθη  $z=0-2\text{m}$ ) από πυκνή άμμο Monterey, ακολούθως ( $z = 2-8\text{m}$ ) από χαλαρή άμμο Ottawa και τέλος ( $z > 8\text{ m}$ ) από πυκνή άμμος Ottawa.

Στα πλαίσια της παρούσας μελέτης πραγματοποιήσαν 3-διάστατες αριθμητικές αναλύσεις με χρήση του κώδικα πεπερασμένων διαφορών FLAC3D, σε συνδυασμό με το καταστατικό προσομοίωμα SANISAND. Αρχικά, πραγματοποίησαν βαθμονόμηση του καταστατικού προσομοιώματος SANISAND για άμμο Ottawa (συντελεστής ομοιομορφίας  $C_u = 1.45$ , ελάχιστος και μέγιστος δείκτης πόρων  $e_{\min}=0.53$  και  $e_{\max}=0.82$  αντίστοιχα), μέσω τριαξονικών δοκιμών και πειραμάτων φυγοκεντριστή.



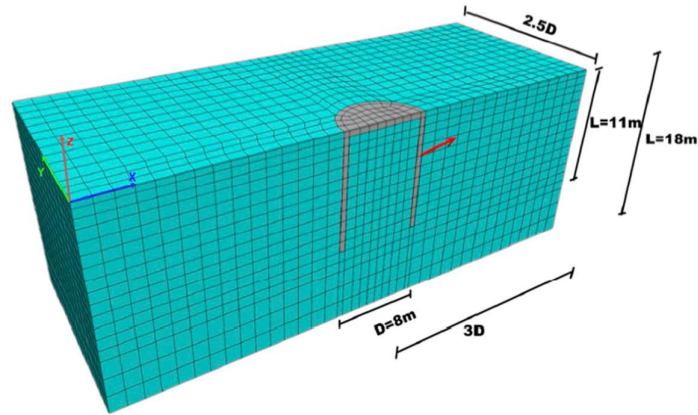
**Σχήμα 2.8:** Θεμελίωση πλωτής Α/Γ με αγκύρια (Esfeh and Kaynia 2019)

Για τους σκοπούς της μελέτης πραγματοποιήσαν τρία σενάρια ανάλυσης:

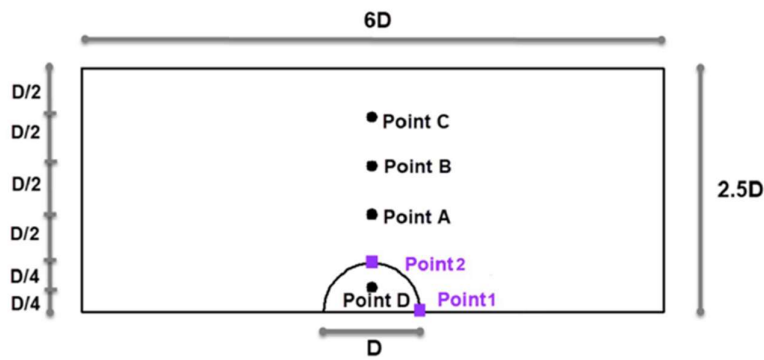
1. Με υπερκείμενη στρώση πυκνής άμμου Monterey ( $D_r = 90\%$ ) και με ανοιχτή κεφαλή πασσάλου
2. Με υπερκείμενη στρώση χαλαρής άμμου Ottawa ( $D_r = 40\%$ ) και με ανοιχτή κεφαλή πασσάλου
3. Με υπερκείμενη στρώση χαλαρής άμμου Ottawa ( $D_r = 40\%$ ) και κλειστή κεφαλή πασσάλου (suction pile)

Ο πάσσαλος που χρησιμοποιήθηκε είχε διάμετρο  $D = 8\text{m}$ , μήκος  $L = 11\text{m}$ , πάχος τοιχωμάτων  $t=4\text{cm}$ , μέτρο ελαστικότητας  $E_s=210\text{ GPa}$  και πυκνότητα  $\rho_s=7800\text{ kg/m}^3$ . Για τη μείωση του υπολογιστικού χρόνου, οι μελετητές άλλαξαν το πάχος του πασσάλου σε  $50\text{ cm}$  κατά την αριθμητική προσομοίωση με ανάλογη μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας και της πυκνότητας στις τιμές:  $E_{eq}=19\text{ GPa}$  και  $\rho_{eq}=2450\text{ kg/m}^3$ . Για τη διεπιφάνεια πασσάλου-εδάφους θεωρήθηκε γωνία τριβής ίση με το  $80\%$  της μέγιστης ενώ το φορτίο λήφθηκε ως το  $50\%$  του μεγίστου, το οποίο υπολογίστηκε στα  $6\text{ MN}$ , ασκούμενο υπό γωνία  $10^\circ$ .

Το 3-Δ αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε φαίνεται στο **Σχήμα 2.9**, ενώ στο **Σχήμα 2.10** φαίνεται η κάτοψη του προσομοιώματος μαζί με τα 6 σημεία μετρήσεων, όπως αυτά ορίστηκαν από τους μελετητές. Το σημείο D τοποθετήθηκε εντός του πασσάλου ώστε να μελετηθεί η επίδραση του εγκλεισμού του εδάφους από τον πάσσαλο και το πώμα στην κεφαλή του, ενώ τα σημεία 1 και 2 επιλέχθηκαν πάνω στον πάσσαλο ώστε να πραγματοποιηθεί έλεγχος της διαφορικής καθίζησης.

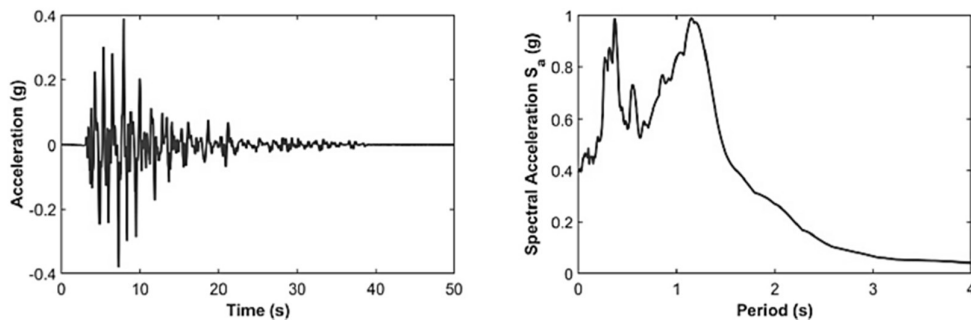


**Σχήμα 2.9:** Προσομοίωμα λογισμικού πεπερασμένων διαφορών (Esfeh and Kaynia 2019)



**Σχήμα 2.10:** Κάτοψη Προσομοιώματος και σημεία μετρήσεων (Esfeh and Kaynia 2019)

Στη βάση του προσομοιώματος ασκήθηκε η σεισμική χρονοϊστορία από το σεισμό του Kobe (1995) της Ιαπωνίας, όπως αυτός καταγράφηκε στο σταθμό Takatori (Kobe-L earthquake record), και φαίνεται στο **Σχήμα 2.11**. Η σεισμική δόνηση χαρακτηρίζεται από μέγιστη εδαφική επιτάχυνση  $PGA=0.41g$ , διάρκεια σημαντικής δόνησης  $D_{5-95}=12s$  και μέση δεσπόζουσα περίοδο  $T_m=0.87s$ .



**Σχήμα 2.11:** (α) Χρονοϊστορία επιταχύνσεων και (β) φασματική επιτάχυνση (για απόσβεση  $\xi=5\%$ ) από την καταγραφή Takatori στο σεισμό του Kobe (1995) που χρησιμοποιήθηκε στις αριθμητικές αναλύσεις (Esfeh and Kaynia 2019)



Από την επεξεργασία των αναλύσεων, οι μελετητές, καταλήγουν στο συμπέρασμα ότι η επίδραση του πασσάλου στη σεισμική απόκριση του εδάφους ελαττώνεται όσο απομακρύνεται από αυτόν, όπως και αναμενόταν. Επίσης, η ανάπτυξη υπερπιέσεων πόρων είναι μικρότερη εντός του πασσάλου σε κάθε βάθος. Η ύπαρξη ή μη πυκνού υπερκείμενου στρώματος (σενάριο 1 vs. σενάριο 2) δε φαίνεται να έχει μεγάλη επιρροή στην ανάπτυξη υπερπιέσεων πόρων. Το ίδιο φαίνεται να ισχύει και για την ύπαρξη ή μη κλειστής κεφαλής πασσάλου (σενάριο 3 vs. σενάριο 2).

Οι άγκυρες παρουσίασαν την τάση να μετακινηθούν οριζόντια και να περιστραφούν. Οι οριζόντιες μετακινήσεις που μετρήθηκαν στην κορυφή του πασσάλου ήταν μέχρι 75cm, ενώ οι κατακόρυφες μετακινήσεις στο σημείο 1 ήταν μέχρι 16cm και στο σημείο 2 μέχρι 5cm.

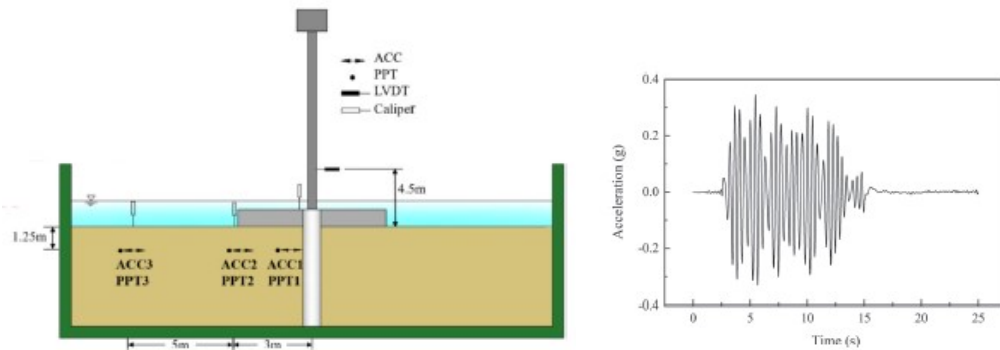
Σύμφωνα με τα παραπάνω αποτελέσματα οι Esfeh and Kaynia (2019) συμπεραίνουν πως οι πιέσεις πόρων εντός του πασσάλου είναι μικρότερες, ενώ η ύπαρξη πύματος δε φαίνεται να τις επηρεάζει. Επομένως, θεωρούν πως η χρήση κανονικού πασσάλου (ανοιχτής κεφαλής) ή πασσάλου κλειστής κεφαλής (suction pile) δεν θα έχει ουσιαστική διαφορά κατά τη ρευστοποίηση. Επίσης, καταλήγουν πως όταν το φαινόμενο της ρευστοποίησης εκτείνεται μέχρι την επιφάνεια του πυθμένα, οι οριζόντιες παραμορφώσεις αυξάνονται έντονα, ενώ και πάλι η ύπαρξη ανοιχτής ή κλειστής κεφαλής πασσάλου δε φαίνεται να τις επηρεάζει. Τέλος, θεωρούν πως παραμορφώσεις μικρότερες των 80 cm δεν αποτελούν απειλή για την επάρκεια της αγκύρωσης, ενώ αγκυρώσεις με μικρά ή καθόλου φορτία πρόσδεσης δεν έχουν μετακινήσεις μεγαλύτερες από μερικά εκατοστά λόγω ρευστοποίησης.

### **2.2.5 Wang et al. (2020)**

Οι Wang et al. (2020) μελέτησαν τη σεισμική απόκριση υβριδικής θεμελίωσης υπεράκτιας ανεμογεννήτριας εκτελώντας πειράματα σε φυγοκεντρική, για διαφορετικού τύπου θεμελιώσεις. Οι κατηγορίες θεμελίωσης που εξετάστηκαν είναι: (α) κλασικός μονό-πάσσαλος (monopile), (β) υβριδικός πάσσαλος σε συνδυασμό με κυκλικό επιφανειακό θεμέλιο από εγκιβωτισμένο χαλίκι, (γ) υβριδικός πάσσαλος σε συνδυασμό με κυκλικό επιφανειακό χαλύβδινο θεμέλιο, (δ) κυκλικό επιφανειακό θεμέλιο από εγκιβωτισμένο χαλίκι, χωρίς τη προσθήκη πασσάλου και τέλος, (ε) κυκλικό επιφανειακό χαλύβδινο θεμέλιο. Η ανωδομή αναπαρίσταται ως συγκεντρωμένη μάζα στην κορυφή στύλου. Οι παραπάνω θεμελιώσεις τοποθετήθηκαν σε άμμο Toyoura, σχετικής πυκνότητας  $D_r = 68\%$  και γωνίας τριβής  $\phi = 31^\circ$ .

Στο **Σχήμα 2.12α** παρουσιάζεται η διάταξη του φυγοκεντρική, όπου φαίνονται κατά θέση οι μετρητές επιτάχυνσης (ACC), υπερπίεσης πόρων (PPT), πλευρικής μετατόπισης (LDVT) και καθίζησης (Caliper). Οι μετρητές τοποθετήθηκαν 1.25m κάτω από την επιφάνεια του

εδάφους και σε τρία σημεία, ενδεικτικά για τη συμπεριφορά του εδάφους: δίπλα στη θεμελίωση και οριζοντίως 3m και 8m από αυτή. Επιπρόσθετα, ως σεισμική διέγερση εφαρμόστηκε στη βάση του προσομοιώματος η χρονοϊστορία επιτάχυνσης που φαίνεται στο **Σχήμα 2.12β** και χαρακτηρίζεται από μέγιστη επιτάχυνση  $PGA=0.33g$ , συχνότητα 2Hz και διάρκεια  $t=12.5sec$ . Σημειώνεται ότι τα πειράματα επαναλήφθηκαν τόσο για ξηρή όσο και για πλήρως κορεσμένη άμμο, που οδηγούν σε ρευστοποίηση. Ο **Πίνακας 2.6** παρουσιάζει τις εδαφικές διαφορές πειραματικά μοντέλα που εξετάστηκαν.



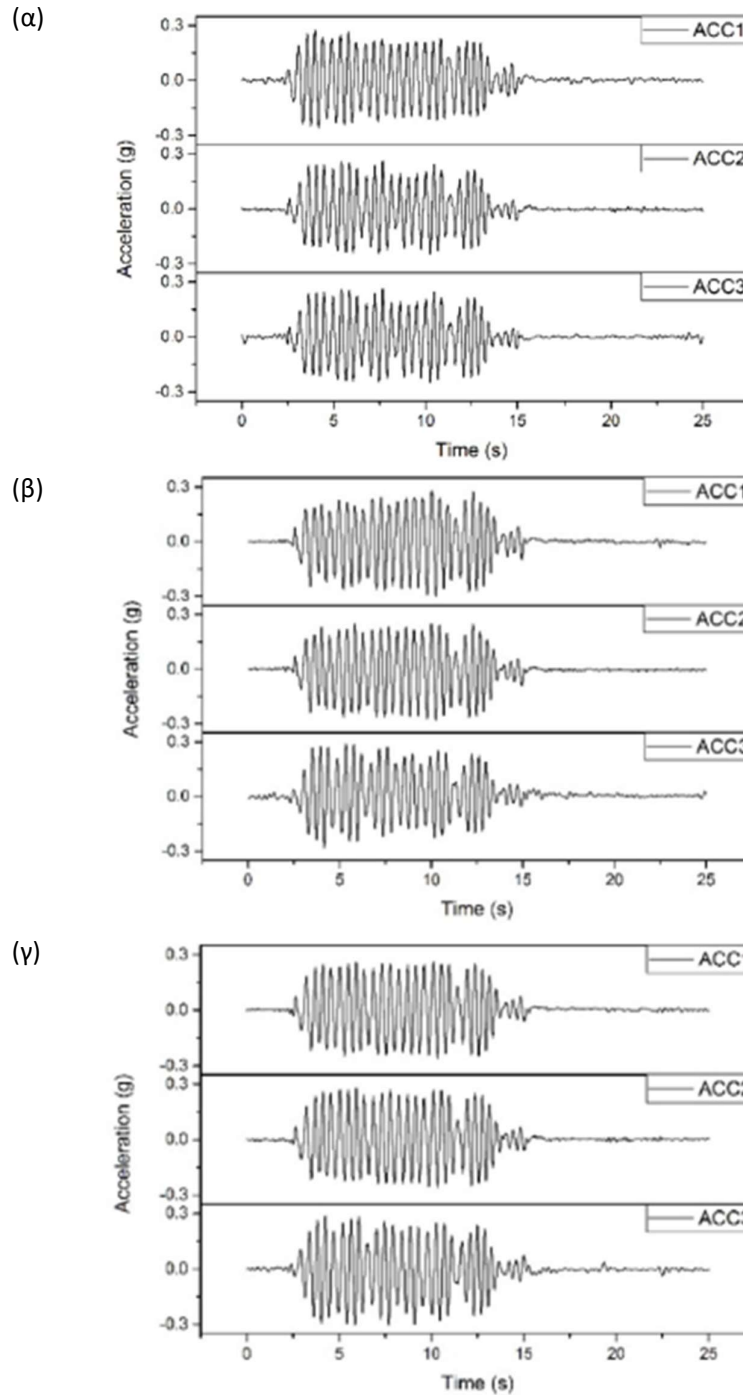
**Σχήμα 2.12:** (α) Διάταξη πειράματος φυγοκεντριστή και επιβαλλόμενη σεισμική επιτάχυνση στη βάση (Wang et al. 2020)

**Πίνακας 2.6:** Συνδυασμοί που εξετάστηκαν πειραματικά από τους Wang et al. (2020)

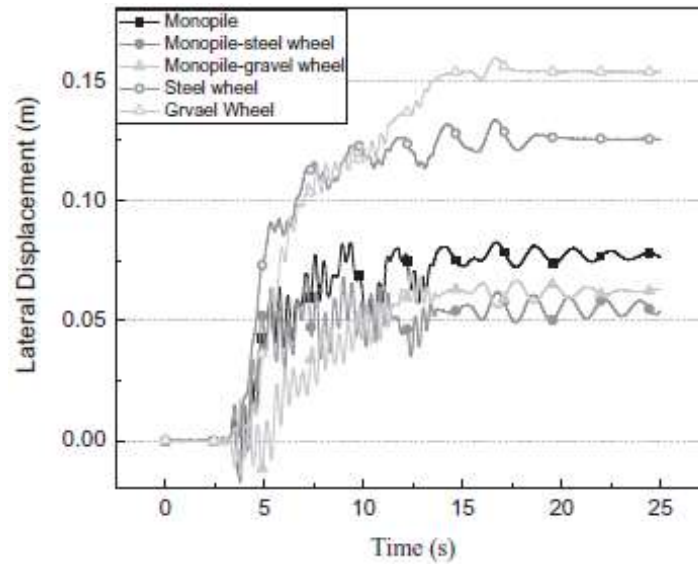
Δοκιμή	Εδαφική Κατάσταση	Τύπος Θεμελίωσης
M-D	Ξηρό	Monopile
HS-D	Ξηρό	Hybrid Monopile-Steel Wheel
HG-D	Ξηρό	Hybrid Monopile-Gravel Wheel
S-D	Ξηρό	Steel Wheel
G-D	Ξηρό	Gravel Wheel
M-S	Κορεσμένο	Monopile
HS-S	Κορεσμένο	Hybrid Monopile-Steel Wheel
HG-S	Κορεσμένο	Hybrid Monopile-Gravel Wheel

Στο **Σχήμα 2.13** παρουσιάζονται οι εδαφικές επιταχύνσεις στη ξηρή άμμο, στα τρία σημεία μέτρησης του προσομοιώματος, ενώ στο **Σχήμα 2.14** παρουσιάζονται οι πλευρικές μετατοπίσεις της κατασκευής λόγω στροφής (tilting). Παρατηρήθηκε πως το έδαφος, σε όλες τις θέσεις καταγραφής, δεν εμφανίζει κάποια διαφοροποίηση στις επιταχύνσεις σε σχέση με την επιβληθείσα σεισμική διέγερση. Παράλληλα, οι πλευρικές μετατοπίσεις των υβριδικών πασσάλων εμφανίστηκαν ελαφριά μειωμένες σε σχέση με του μονού πασσάλου. Ο **Πίνακας 2.7** δίνει τις γωνίες στροφής και τις καθιζήσεις που αναπτύχθηκαν στις δοκιμές με ξηρό έδαφος. Ο μονο-πάσσαλος (monopile) φάνηκε να προκαλεί ομοιόμορφη καθίζηση στο έδαφος, ενώ οι υβριδικοί πάσσαλοι ανέπτυξαν λιγότερο ομοιόμορφες καθιζήσεις, οι οποίες

είναι αυξημένες στην γειτονία του πασσάλου (λόγω μεγαλύτερου βάρους της θεμελίωσης) και μειώνονται ακτινικά.



**Σχήμα 2.13:** Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης για τα πειράματα (α) M-D, (β) HS-D και (γ) HG-D των Wang et al. (2020).

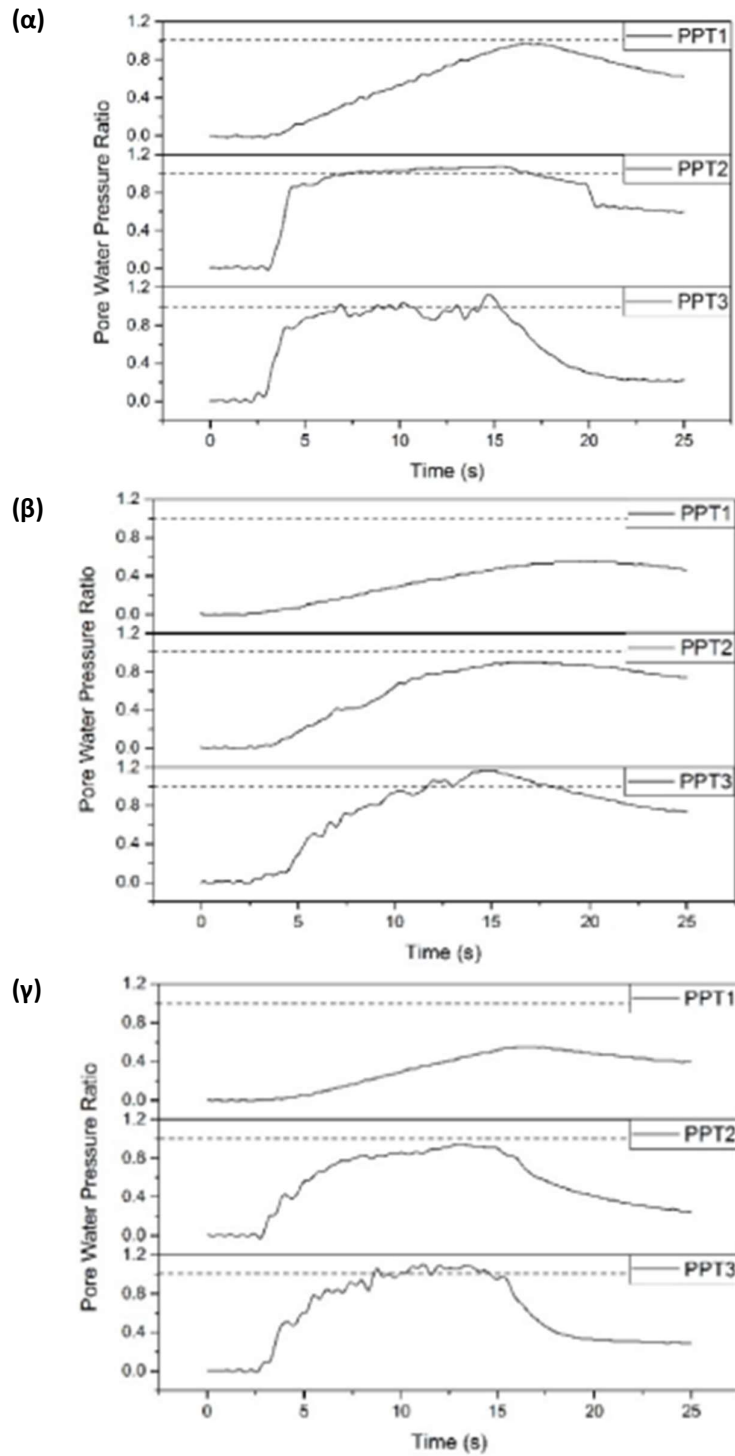


**Σχήμα 2.14:** Χρονοϊστορίες πλευρικών μετατοπίσεων και των πέντε τύπων θεμελίωσης σε ξηρή άμμο από τα πειράματα φυγοκεντριστή των Wang et al. (2020)

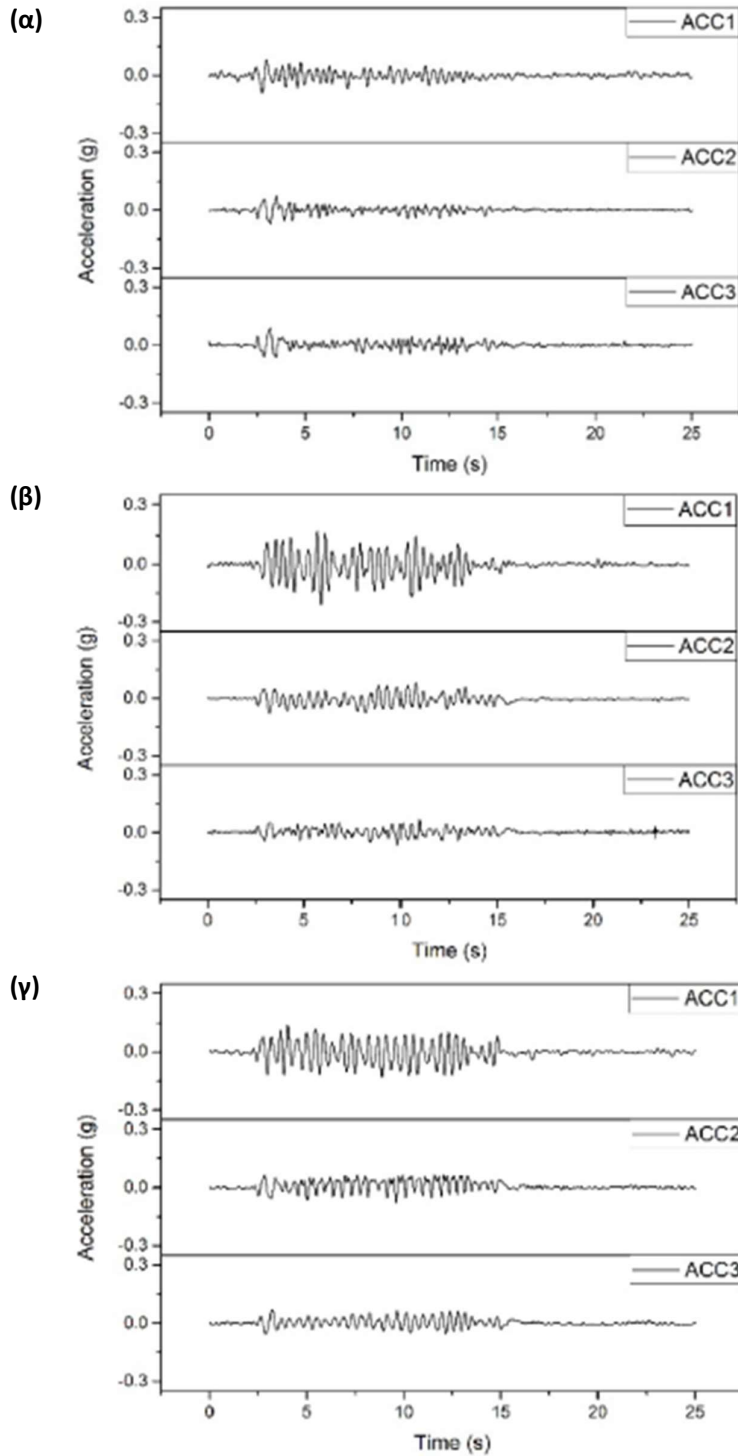
**Πίνακας 2.7:** Καθιζήσεις και γωνίες κλίσης ξηρών δοκιμών από τους Wang et al. (2020)

Δοκιμή	Θέση 1	Θέση 2	Θέση 3	Μέγιστη Γωνία Κλίσης
M-D	0.050	0.050	0.045	0.50°
HS-D	0.125	0.115	0.040	0.36°
HG-D	0.105	0.100	0.040	0.40°

Στο **Σχήμα 2.15** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες των υπερπιέσεων πόρων στα τρία σημεία μέτρησης, για κορεσμένες εδαφικές συνθήκες και τους τύπους θεμελίωσης M-S, HS-S, HG-S. Παρατηρήθηκε πως το ελεύθερο πεδίο (Location 3) ρευστοποιήθηκε και για τους τρεις τρόπους θεμελίωσης, ενώ κοντά στη θεμελίωση υπήρξε ρευστοποίηση μόνο στην περίπτωση του μονοπασάλου, ενώ αποτράπηκε στην περίπτωση των δύο υβριδικών θεμελιώσεων. Παράλληλα, στο **Σχήμα 2.16** εμφανίζεται σημαντική μείωση των εδαφικών επιταχύνσεων. Αυτό συνέβη καθώς το έδαφος εκεί εμφάνισε μερική ή και ολική ρευστοποίηση, με την τιμή του δείκτη υπερπίεσης των πόρων να βρίσκεται κοντά στη μονάδα, και συνεπώς τα σεισμικά κύματα δεν μπόρεσαν να διαδοθούν.



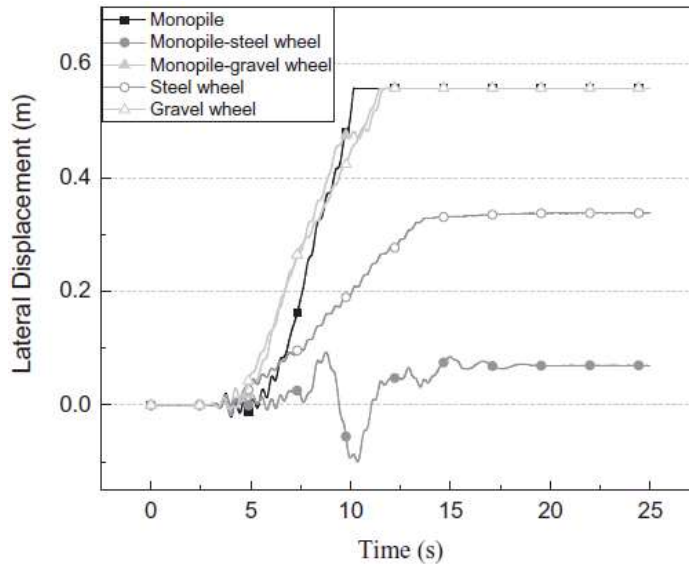
**Σχήμα 2.15:** Χρονοϊστορίες ανάπτυξης λόγου υπερπίεσης πόρων  $r_u$  για τα πειράματα (α) M-S, (β) HS-S και (γ) HG-S των Wang et al. (2020).



**Σχήμα 2.16:** Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης στα πειράματα (α) M-S, (β) HS-S και (γ) HG-S των Wang et al. (2020).

Στο **Σχήμα 2.17** φαίνονται οι χρονοϊστορίες των πλευρικών μετατοπίσεων στο κορεσμένο έδαφος υπό τη δράση της σεισμικής δόνησης, ενώ ο **Πίνακας 2.8** συνοψίζει τις καθιζήσεις της ελεύθερης επιφάνειας και τις γωνίες στροφής της θεμελίωσης, που αναπτύχθηκαν στα

πειράματα φυγοκεντρική. Παρατηρείται ότι, λόγω της ολικής ή μερικής ρευστοποίησης του εδάφους, οι καθιζήσεις ήταν διπλάσιες από αυτές της ξηρής άμμου, ενώ όλες οι θεμελιώσεις (εκτός ενός μοντέλου υβριδικού πασσάλου) εμφάνισαν μεγάλες στροφές.



**Σχήμα 2.17:** Χρονοϊστορίες πλευρικών μετατοπίσεων και των πέντε τύπων θεμελίωσης για τα πειράματα φυγοκεντρική με κορεσμένη άμμο των Wang et al. (2020).

**Πίνακας 2.8:** Καθιζήσεις και στροφές για τα πειράματα με κορεσμένη άμμο των Wang et al. (2020)

Δοκιμή	Θέση 1	Θέση 2	Θέση 3	Μέγιστη Γωνία Κλίσης
M-S	0.105	0.090	0.115	3.54°
HS-S	0.180	0.175	0.110	0.45°
HG-S	0.155	0.130	0.110	3.54°

Συμπερασματικά, υπήρξαν σημαντικές διαφορές μεταξύ τις κλασικής θεμελίωσης με μονο-πάσσαλο και της αντίστοιχης υβριδικής με συνδυασμό του μονο-πασσάλου με κυκλικό επιφανειακό θεμέλιο. Η θεμελίωση με μονο-πάσσαλο, είχε ως αποτέλεσμα μικρότερες καθιζήσεις σε σύγκριση με την υβριδική θεμελίωση λόγω διαφοράς βάρους, ταυτόχρονα όμως υπήρξε πιο εκτεταμένη ρευστοποίηση του εδάφους γύρω από τη θεμελίωση. Παράλληλα, λόγω της περιορισμένης ρευστοποίησης, η υβριδική θεμελίωση εμφάνισε μεγαλύτερη αντίσταση στη στρόφη και στις πλευρικές μετατοπίσεις της ανωδομής. Αντιθέτως, οι ανωδομές που θεμελιώθηκαν με τον κλασικό μονο-πάσσαλο δέχθηκαν μικρότερες επιταχύνσεις από όσες χρησιμοποιούν τους υβριδικούς τύπους θεμελίωσης, αφού τα σεισμικά κύματα δεν μπορούν να διαδοθούν σε έδαφος που έχει υποστεί ρευστοποίηση.

### 2.2.6 Bouckovalas et al. (2015)

Αν και προγενέστερη των τεσσάρων από τις πέντε προηγούμενες εργασίες, η εργασία των Bouckovalas et al. (2015) παρουσιάζεται τελευταία γιατί διαφοροποιείται από τις προηγούμενες ως προς ένα βασικό σημείο: δεν έχει ακόμη δημοσιευθεί στο ευρύ κοινό, υπό μορφή άρθρου σε επιστημονικό περιοδικό ή συνέδριο, αλλά υφίσταται μόνο ως ερευνητική έκθεση του ΕΜΠ. Επιπλέον, επισημαίνεται εκ προοιμίου ότι είναι η μόνη ερευνητική εργασία που εντοπίστηκε και που σχετίζεται άμεσα με το αντικείμενο της Διπλωματικής Εργασίας, δηλαδή την σεισμική απόκριση πασσάλων αγκύρωσης πλωτών κατασκευών με κατακόρυφους προεντεταμένους τένοντες (Tension Leg Platforms ή TLPs).

Στην ενότητα που ακολουθεί, παρουσιάζονται συνοπτικά οι παραδοχές και τα συμπεράσματα των Bouckovalas et al. (2015) που αφορούν στην σεισμική απόκριση ενός μεμονωμένου πασσάλου αγκύρωσης εξέδρας TLP υπό καθεστώ ρευστοποίησης. Εκτενέστερη αναφορά στην εν λόγω ερευνητική προσπάθεια γίνεται στο επόμενο κεφάλαιο της Διπλωματικής εργασίας, όπου περιγράφεται με μεγαλύτερη λεπτομέρεια η πλωτή εξέδρα παραγωγής αιολικής/κυματικής ενέργειας, η διαστασιολόγηση της θεμελίωσης, κ.ο.κ.

Για τη θεμελίωση της κατασκευής εξετάστηκαν 6 πιθανές θέσεις στο Αιγαίο, από τις οποίες μόνο οι δύο εμφανίζουν πυθμένα με εδαφικά και όχι βραχώδη χαρακτηριστικά. Ελλείψει στοιχείων για την ακριβή στρωματογραφία των θέσεων αυτών θεωρήθηκαν τα δύο ακόλουθα εδαφικά προφίλ με τα οποία καλύπτεται, σύμφωνα με τους Μελετητές, ένα μεγάλο εύρος περιπτώσεων θεμελίωσης σε ιλυο-αμμώδη πυθμένα:

(α) Το έδαφος αποτελείται από άμμο μέσης πυκνότητας με σχετική πυκνότητα  $D_r \approx 40-50\%$  και γωνία τριβής  $\phi=33^\circ$ .

(β) Το έδαφος αποτελείται από πυκνή άμμο με σχετική πυκνότητα  $D_r \approx 70-80\%$  και γωνία τριβής  $\phi=40^\circ$ .

Για την υπό μελέτη κατασκευή το φορτίο της προέντασης για κάθε τένοντα υπολογίστηκε σε  $Q_{st}=10800$  kN. Τα ανακυκλικά φορτία λόγω μεταβολής της στάθμης της θάλασσας κατά τη διάρκεια μια καταιγίδας υπολογίστηκαν συναρτήσει του αριθμού κύκλων φόρτισης για κάθε θέση ενδιαφέροντος.

Ο σχεδιασμός της θεμελίωσης πραγματοποιήθηκε παραμετρικά για στατική φόρτιση και συγκεκριμένα για μεμονωμένο πάσσαλο ή ομάδα δύο πασσάλων καθώς και για τιμές του συντελεστή ασφάλειας για στατικά φορτία  $FS = 2$  ή  $3$  και στη συνέχεια ελέγχθηκε η επάρκεια της έναντι ανακυκλικής φόρτισης. Ο έλεγχος έναντι στατικής φόρτισης πραγματοποιήθηκε



σύμφωνα με τους διεθνείς κανονισμούς (American Petroleum Institute - API και Det Norske Veritas - DnV) ενώ ο υπολογισμός της δυσκαμψίας πραγματοποιήθηκε μέσω μη γραμμικών αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων με τη μέθοδο δοκού επί ελατηριωτού εδάφους (BNWF).

Ο έλεγχος σε εξόλκευση πραγματοποιήθηκε μέσω διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης ανακυκλικού-στατικού φορτίου και ανακυκλικού φορτίου-αριθμού κύκλων φόρτισης για την αστοχία πασσάλων υποβαλλόμενων σε εφελκυστικό φορτίο. Για την εκτίμηση της συσσώρευσης των μόνιμων μετακινήσεων χρησιμοποιήσαν τρεις διαφορετικές μεθοδολογίες: κατά Rimoy et al. (2013), κατά Tsuchi et al. (2012) και κατά Bouckovalas et al. (1984). Οι μόνιμες μετατοπίσεις σταθεροποιούνται πρακτικά μετά από 6000 έως 10000 κύκλους κυματισμού, με ανώτατες τιμές 0-0.8cm για την άμμο μέσης πυκνότητας και 0-0.7cm για την πυκνή άμμο. Για κάθε εδαφικό προφίλ, η ομάδα δύο πασσάλων έδωσε αρκετά μικρότερες μετακινήσεις σε σχέση με τους μεμονωμένους πασσάλους. Με βάση τα αποτελέσματα του παραμετρικού σχεδιασμού, οι Bouckovalas et al. (2015) καταλήγουν πως ένα σύστημα δύο πασσάλων είναι από τη φύση του πιο αξιόπιστο και απαιτεί μικρότερο μήκος έμπηξης το οποίο διευκολύνει σημαντικά την κατασκευή τους σε μεγάλα βάθη θάλασσας.

Πέραν των ανωτέρω, κρίθηκε αναγκαίος ο έλεγχος έναντι εδαφικής ρευστοποίησης λόγω της παρουσίας αμμώδους πυθμένα και την εγκατάσταση της πλωτής εξέδρας σε περιοχές με υψηλή σεισμικότητα. Συγκεκριμένα, πραγματοποιήθηκαν τρισδιάστατες αριθμητικές αναλύσεις στον κώδικα Πεπερασμένων Διαφορών FLAC3D (Itasca 2009), με προσθήκη του καταστατικού προσομοιώματος NTUA-SAND (Konstantinos I. Andrianopoulos et al. 2010; Karamitros 2010) που αναπτύχθηκε στο εργαστήριο Θεμελίωσης του ΕΜΠ. Οι αναλύσεις κατέδειξαν ότι η εκδήλωση του σεισμικού φαινομένου οδηγεί σε πλήρη ρευστοποίηση του εδάφους στο ελεύθερο πεδίο (μακριά από τον πάσσαλο), καθώς και στο έδαφος κοντά στον πάσσαλο σε μεγάλα βάθη. Αντίθετα, το έδαφος στην κεφαλή του πασσάλου και για βάθος περίπου ίσο με  $z=7-8D$  εμφανίζει μερική ρευστοποίηση ( $r_u = 0.40-1.0$ ), λόγω ροής του νερού των πόρων προς την ελεύθερη επιφάνεια.

Στη συνέχεια, για την αποφυγή των δυσμενών συνεπειών της ρευστοποίησης, οι Bouckovalas et al. (2015) διερεύνησαν και μία εναλλακτική πρόταση θεμελίωσης, χρησιμοποιώντας διαπερατό πάσσαλο και επιτρέποντας τη στράγγιση του νερού μέσω αυτού. Οι αναλύσεις σε αυτή τη περίπτωση φανέρωσαν σημαντικές διαφορές κοντά στη θεμελίωση, παρ' όλο που το ελεύθερο πεδίο ρευστοποιήθηκε πλήρως.

### 2.3 Συμπεράσματα

Η αναζήτηση στην βιβλιογραφία επιβεβαίωσε την έλλειψη προγενέστερης έρευνας πάνω σε εφελκυσμένους πασσάλους θεμελίωσης υπεράκτιων κατασκευών, υπό καθεστώς ρευστοποίησης. Παρόλα αυτά, η έρευνα της βιβλιογραφίας οδήγησε σε ορισμένες ουσιώδεις παρατηρήσεις. Συγκεκριμένα :

- Σε κάθε περίπτωση όπου ασκείται σημαντική σεισμική δράση σε κορεσμένο μη συνεκτικό έδαφος, παρατηρείται ανάπτυξη της υπερπίεσης πόρων του εδάφους και μερική ή ολική ρευστοποίηση. Γεγονός που παρατηρείται τόσο σε πειραματικά αποτελέσματα (βλ. Wang et al. (2020) και Hao Yu et al. (2013)), όσο και σε αριθμητικές αναλύσεις (βλ. Bouckovalas et al. (2015) και Yang et al. (2018)).
- Η ύπαρξη της θεμελίωσης λειτουργεί ενισχυτικά για το έδαφος έναντι της ρευστοποίησης λόγω σεισμού. Ωστόσο, σε όλους τους εξεταζόμενους τύπους θεμελίωσης το έδαφος κάτω και γύρω αυτής οδηγείται σε μερική ή ολική ρευστοποίηση, υπό την επιβολή ισχυρής σεισμικής δόνησης. Η συνεπαγόμενη μείωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους οδηγεί σε μεγάλες μετακινήσεις και καθιζήσεις που είναι ικανές να επηρεάσουν την ακεραιότητα και τη λειτουργικότητα της όποιας ανωδομής.
- Σύμφωνα με τους Yu et al. (2013) το έδαφος και η θεμελίωση εμφανίζουν πολύ σύνθετη συμπεριφορά και η μελέτη της είναι ιδιαίτερα δύσκολη μέσω φυσικών πειραμάτων. Συνεπώς κρίνεται αναγκαία η παράλληλη χρήση αριθμητικών αναλύσεων για καλύτερη εποπτεία της αλληλεπίδρασης εδάφους – θεμελίου.
- Τέλος, υπάρχουν διαφορετικοί και αποτελεσματικοί τρόποι θεμελίωσης των υπεράκτιων Α/Γ. Η επιλογή του καταλληλότερου τύπου θεμελίωσης γίνεται ανάλογα τις εδαφικές συνθήκες και τα χαρακτηριστικά του έργου, όπως για παράδειγμα η χρήση φρέατος αναρρόφησης από τους Wang et al. (2017) για την αποφυγή της ρευστοποίησης.



# Κεφάλαιο 3

## Πιλοτική Πλωτή Κατασκευή με Προεντεταμένη Αγκύρωση (TLP)

---

### 3.1 Γενικά

Από την υπάρχουσα διεθνή βιβλιογραφία, πλησιέστερα στο αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας βρίσκεται η έρευνα με τίτλο ΑΡΙΣΤΕΙΑ POSEIDON/2041 των Bouckovalas et al. (2015), η οποία πραγματοποιήθηκε σε συνεργασία της Σχολής Ναυπηγών Μηχανικών και του Τομέα Γεωτεχνικής της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών (Εργαστήριο Θεμελιώσεων) ΕΜΠ. Η εν λόγω ερευνητική συνεργασία αφορά στον σχεδιασμό πλωτής αγκυρωμένης κατασκευής τύπου TLP με σκοπό την συνδυασμένη εκμετάλλευση του υπεράκτιου κυματισμού και του αιολικού δυναμικού (**Σχήμα 3.1**).



**Σχήμα 3.1:** Τριδιάστατη αναπαράσταση της πλωτής ημιβυθισμένης κατασκευής φέρουσας ανεμογεννήτρια και κυματικές μηχανές, από τους Bouckovalas et al. (2015)

Οι πάσσαλοι θεμελίωσης τέτοιου τύπου κατασκευών διαφέρουν από τους συμβατικούς θλιπτικούς πασσάλους θεμελίωσης, καθώς δέχονται εφελκυστικά φορτία, τόσο σε συνθήκες ηρεμίας (λόγω προεντεταμένων τενόντων) όσο και σε συνθήκες κυματισμού. Οι σχετικές αναλύσεις για τον σχεδιασμό της θεμελίωσης πραγματοποιήθηκαν σε δύο στάδια. Στο πρώτο στάδιο ασκήθηκαν τα στατικά εφελκυστικά φορτία, που προέρχονται από τους προεντεταμένους τένοντες αγκύρωσης της ανωδομής, και στο δεύτερο στάδιο προστέθηκε η ανακυκλική – δυναμική φόρτιση που οφείλεται στη δράση των πιθανών κυματισμών.

Ο σχεδιασμός της θεμελίωσης ολοκληρώθηκε με την αποτίμηση του κινδύνου ρευστοποίησης του εδάφους θεμελίωσης, υπό την επιπλέον δράση σεισμικής φόρτισης. Λόγω των ιδιοτεροτήτων της κατασκευής που προαναφέρθηκαν, κρίθηκε απαραίτητη η αριθμητική προσομοίωση των πασσάλων αγκύρωσης και του περιβάλλοντος εδάφους. Για τον σκοπό αυτό έγινε χρήση του λογισμικού Πεπερασμένων Διαφορών FLAC 3D, το οποίο δίνει τη δυνατότητα ενσωμάτωσης από τον χρήστη εξειδικευμένων, μη γραμμικών, καταστατικών προσομοιωμάτων. Στην συγκεκριμένη εφαρμογή, έγινε χρήση του προσομοιώματος NTUA – Sand, το οποίο αναπτύχθηκε στο Εργαστήριο Θεμελιώσεων του Ε.Μ.Π. για την προσομοίωση της σεισμικής συμπεριφοράς του εδάφους και είναι βασισμένο στη θεωρία Πλαστικότητας της Κρίσιμης Κατάστασης.

### **3.2 Σχεδιασμός Θεμελίωσης**

#### **3.2.1 Γενικές Παραδοχές**

Οι Bouckonavalas et al. επιλέγουν η υπό μελέτη κατασκευή να αγκυρωθεί στον πυθμένα μέσω ενός συστήματος τριών χαλύβδινων προεντεταμένων τενόντων (Tension Leg Platform – TLP). Η πλέον διαδεδομένη μέθοδος θεμελίωσης πλωτών εξεδρών είναι μέσω εγκατάστασης εμπειγνυόμενων χαλύβδινων πασσάλων, όπως αυτός που φαίνεται **Σχήμα 3.2**. Οι πάσσαλοι διαστασιολογήθηκαν βάσει του στατικού φορτίου σε κατάσταση ηρεμίας της θάλασσας και στη συνέχεια ελέγχθηκαν έναντι της ανακυκλικής φόρτισης που προκαλεί ο θαλάσσιος κυματισμός.



**Σχήμα 3.2:** Χαλύβδινος πάσσαλος κοίλης διατομής πλωτής εξέδρας (Bouckovalas et al. 2015).

Οι εμπηγνυόμενοι πάσσαλοι επηρεάζουν την απόκριση του εδάφους καθώς συνεπάγονται συνδυασμένης πλευρικής και κατακόρυφης εδαφικής μετατόπισης κατά την εγκατάστασή τους με αποτέλεσμα να μεταβάλλεται το τασικό πεδίο στην περιοχή γύρω από τον πάσσαλο. Επιπρόσθετα, η διαδικασία της έμπηξης έχει ως αποτέλεσμα την εισχώρηση εδαφικού υλικού στο εσωτερικό του πασσάλου. Η εισχώρηση αυτή, δεν επεκτείνεται μέχρι την κεφαλή του πασσάλου καθώς παρεμποδίζεται από την τριβή μεταξύ εδάφους και εσωτερικού τοιχώματος. Παρόλα αυτά, ένας σημαντικός όγκος εδάφους εγκλωβίζεται σε ένα σημαντικό τμήμα πάνω από την αιχμή του πασσάλου, με αποτέλεσμα αυτός να συμπεριφέρεται ως πάσσαλος αιχμής (όχι μόνο πλευρικής τριβής).

Από τις θέσεις που εξέτασαν για την κατασκευή της πλωτής εξέδρας, ο πυθμένας έχει εδαφική (όχι βραχώδη) σύσταση σε δύο θέσεις, ARISTEIA-3 και ARISTEIA-6 στον Πίνακα 3.1, όπου και δόθηκε ιδιαίτερη έμφαση.

**Πίνακας 3.1:** Γεωτεχνικές συνθήκες θέσεων ενδιαφέροντος (Bouckovalas et al. 2015).

Ονομασία	Θέση	Βάθος Θάλασσας (m)	<u>Γεωτεχνικές Συνθήκες</u>
ARISTEIA-3	Λήμνος (39.96°N/24.97°E)	200	<u>Εδαφικοί σχηματισμοί</u> (Άργιλοι και άμμοι)
ARISTEIA-6	Λήμνος (40.05°N/25.2°E)	120	<u>Εδαφικοί σχηματισμοί</u> (Άργιλοι και άμμοι)

Η ακριβής στρωματογραφία των θέσεων ενδιαφέροντος δεν είναι διαθέσιμη. Για το λόγο αυτό οι ερευνητές έλαβαν τις τέσσερις ακόλουθες τυπικές εδαφικές τομές, με τις οποίες θεωρούν ότι καλύπτουν ένα μεγάλο φάσμα περιπτώσεων θεμελίωσης σε ίλυο-αμμώδη και σε αργιλικό πυθμένα

(α) Μέσης Πυκνότητας Άμμος: Το έδαφος αποτελείται από άμμο μέσης πυκνότητας με σχετική πυκνότητα  $D_r \approx 40-50\%$  και γωνία τριβής  $\phi=33^\circ$ .

(β) Πυκνή Άμμος: Το έδαφος αποτελείται από άμμο μέσης πυκνότητας με σχετική πυκνότητα  $D_r=70-80\%$  και γωνία τριβής  $\phi=40^\circ$ .

(γ) Μαλακή Άργιλος: Το έδαφος αποτελείται από κανονικά στερεοποιημένη άργιλο (NC) σε όλο το βάθος, με εξαίρεση τα πρώτα 15 m από την επιφάνεια για τα οποία θεωρήθηκε ελαφρά προ-φόρτιση. Για τη θέση αυτή, η κατανομή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής ( $c_u$  σε kPa) με το βάθος ( $z$ ) προκύπτει ως εξής:

$$c_u(z) = \max(37.5, 0.25 \cdot \sigma'_{vo}) \quad (3.1)$$

(δ) Στιφρή Άργιλος: Το έδαφος αποτελείται από προ-φορτισμένη άργιλο μέχρι βάθους 60m. Σε μεγαλύτερα βάθη θεωρήθηκε βαθμός προ-φόρτισης  $OCR=1$ . Αντίστοιχα, η κατανομή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής ( $c_u$  σε kPa) δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$c_u(z) = \max(150, 0.25 \cdot \sigma'_{vo}) \quad (3.2)$$

Στην παρούσα διπλωματική Εργασία το ενδιαφέρον επικεντρώνεται στα δύο πρώτα εδαφικά προφίλ για ίλυο-αμμώδη πυθμένα, όπου συντρέχει κίνδυνος ρευστοποίησης λόγω σεισμού. Για κάθε ένα από αυτά τα εδαφικά προφίλ εξέτασαν τρεις πιθανές λύσεις:

1. Μεμονωμένος πάσσαλος με συντελεστή ασφαλείας  $FS=2$
2. Μεμονωμένος πάσσαλος με συντελεστή ασφαλείας  $FS=3$
3. Ομάδα δύο πασσάλων με συντελεστή ασφαλείας  $FS=2$

Η εξέδρα υπόκειται σε στατικά φορτία ( $Q_{st}$ ) τα οποία προέρχονται από την προένταση των χαλύβδινων τενόντων, και σε ανακυκλικά φορτία ( $Q_c$ ) τα οποία είναι αποτέλεσμα του κυματισμού που αναπτύσσεται κατά τη διάρκεια μιας καταιγίδας. Η ερευνητική ομάδα υπολόγισε το στατικό φορτίο ίσο με  $Q_{st}=10800$  kN, ενώ στον **Πίνακα 3.2** παρουσιάζονται τα ανακυκλικά φορτία για την εξασφάλιση της λειτουργίας και την εξασφάλιση της ακεραιότητας της κατασκευής.

**Πίνακας 3.2:** Ανακυκλικά φορτία κατασκευής (Bouckovalas et al. 2015).

Θέση	Εξασφάλιση Λειτουργίας (Operating Conditions)	Εξασφάλιση Ακεραιότητας (Survival Conditions)
	$Q_c$ (kN)	$Q_c$ (kN)
ARISTEIA-3	1.61	1444.50
ARISTEIA-6	0.272	1063.92

Αρχικά πραγματοποιήσαν έλεγχο έναντι στατικής φόρτισης σύμφωνα με τις διεθνείς οδηγίες κατά American Petroleum Institute (API) και κατά τις οδηγίες της Det Norske Veritas (DNV), ενώ για τον υπολογισμό της σχέσης φορτίου-μετατόπισης στην κεφαλή των πασσάλων έγινε χρήση μη γραμμικών αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων δοκού επί ελατηριωτού εδάφους (BNWF). Ο έλεγχος των πασσάλων έναντι ανακυκλικής φόρτισης (εξόλκευση) πραγματοποιήθηκε με χρήση εμπειρικών διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης ανακυκλικού-στατικού φορτίου και ανακυκλικού φορτίου-αριθμού κύκλων φόρτισης για την αστοχία πασσάλων υποβαλλόμενων σε εφελκυστικό ανακυκλικό φορτίο.

Σημειώνεται πως η φέρουσα ικανότητα της θεμελίωσης δεν αποτέλεσε το μοναδικό κριτήριο σχεδιασμού. Παράλληλα, έλαβαν υπ' όψη τις ακόλουθες περιπτώσεις λειτουργικής αστοχίας:

- Συσσώρευση μόνιμων κατακόρυφων μετακινήσεων της κεφαλής του πασσάλου.
- Απομείωση της δυσκαμψίας της θεμελίωσης.
- Προσωρινή ή μακροπρόθεσμη απομείωση της οριακής φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης.

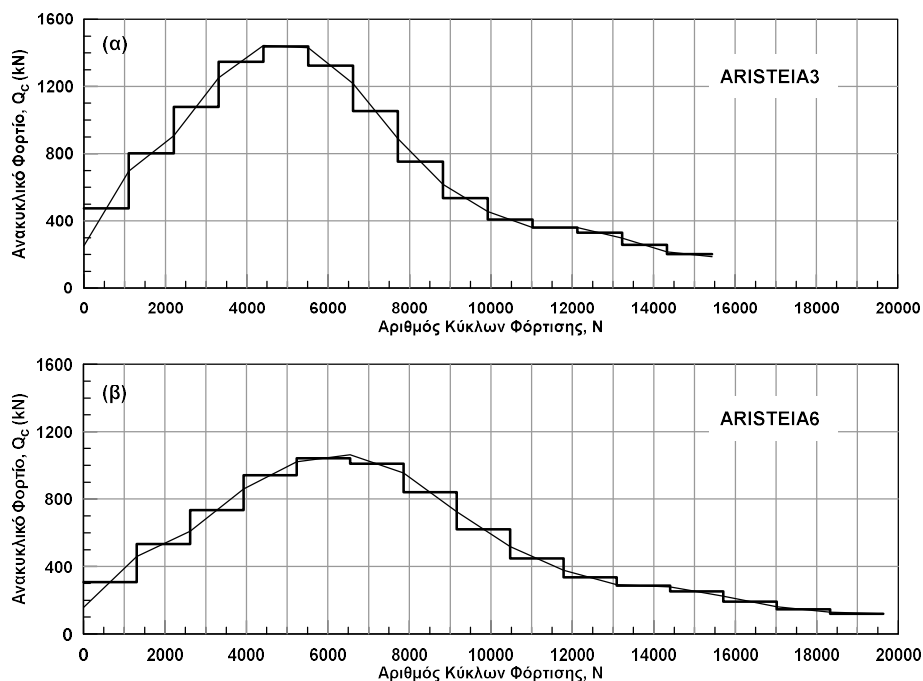
### 3.2.2 Στατική Φόρτιση Πασσάλου

Πάσσαλοι που υποβάλλονται σε εφελκυστικά ή θλιπτικά φορτία παρουσιάζουν πρακτικά την ίδια συμπεριφορά για μικρές μετατοπίσεις και μακριά από την αστοχία. Σε αμμώδη εδάφη, πάσσαλοι σε εφελκυσμό αστοχούν σε μικρότερη μετατόπιση απ' ότι σε θλίψη (De Nicola and Randolph 1993), ενώ ο χρόνος καθυστέρησης της επιβολής του φορτίου και ο ρυθμός επιβολής της φόρτισης δεν έχουν σημαντική επίδραση στην απόκριση της θεμελίωσης όσον αφορά στην δυσκαμψία της (Jardine et al. 2006). Παράλληλα, η οριακή αντίσταση σε εξόλκευση σε αυτά τα εδάφη είναι σημαντικά μειωμένη. Σύμφωνα με τον κανονισμό DMV συνίσταται μείωση έως και 50%, ενώ η μεθοδολογία κατά API δε λαμβάνει υπόψη της κάποια ελάττωση της Φ.Ι. Επιπλέον, ο χρόνος καθυστέρησης επιβολής του φορτίου αυξάνει την πλευρική τριβή και η επίδραση αυτή διαφοροποιείται στην περίπτωση πρώτης φόρτισης,



αύξηση έως και 100%, ή επαναλαμβανόμενης φόρτισης, αύξηση έως και 50% ανά λογαριθμικό κύκλο φόρτισης, λόγω αύξησης των ακτινικών τάσεων (Astedt et al. 1992; Chow et al. 1998; Rimoy 2013). Η γωνία τριβής  $\delta$  της διεπιφάνειας εξαρτάται από την κοκκομετρική διαβάθμιση της άμμου, ενώ ο συντελεστής οριζόντιων ωθήσεων  $K$  μεγιστοποιείται κοντά στην αιχμή του πασσάλου, όπου οι κύκλοι ανακυκλικής διατμητικής φόρτισης είναι περιορισμένοι, και μειώνεται σημαντικά κοντά στην επιφάνεια. Αξίζει επιπλέον να σημειωθεί ότι, στην περίπτωση αμμωδών εδαφών, όπου η διαπερατότητα Darcy είναι σχετικά υψηλή, η στατική φόρτιση δεν προκαλεί ανάπτυξη υπερπιέσεων πόρων (Chow 1997; Lehane 1992; Lehane et al. 1993)

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, το εφελκυστικό φορτίο προέντασης, για κάθε χαλύβδινο τένοντα, υπολογίστηκε στα  $Q_{st}=10800$  kN. Οι μέγιστες τιμές των ανακυκλικών φορτίων για τις θέσεις ενδιαφέροντος φαίνονται στον **Πίνακα 3.2**. Για τον έλεγχο της θεμελίωσης οι ερευνητές εκτίμησαν τη χρονική εξέλιξη της καταίγιδας σχεδιασμού για κάθε θέση. Προς διευκόλυνση των υπολογισμών, διακριτοποίησαν τις πραγματικές χρονοϊστορίες σε διαστήματα των 1100 και 1300 κύκλων σταθερού ύψους ανακυκλικού φορτίου, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.22 για τις θέσεις ARISTEIA-3 και ARISTEIA-6 .



**Σχήμα 3.3:** Μεταβολή ανακυκλικού φορτίου  $Q_c$  συναρτήσει του αριθμού κύκλων φόρτισης για τις θέσεις ARISTEIA3 και ARISTEIA6 (Bouckovalas et al. 2015)

Για την αγκύρωση των τενόντων θεώρησαν πασσάλους με ενιαία διάμετρο  $D=2.5$  m και μεταβλητού μήκους ώστε να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις του συντελεστή ασφαλείας σύμφωνα με τη σχέση:

$$FS = \frac{Q_{ult}}{Q_{max}} \quad (3.3)$$

Όπου:

FS: ο απαιτούμενος συντελεστής ασφαλείας.

$Q_{ult}$ : Η φέρουσα ικανότητα του πασσάλου σε εξόλκευση.

$Q_{max}$ : Το επιβαλλόμενο φορτίο ( $Q_{max}=Q_{st}$  για συνθήκες ηρεμίας και  $Q_{max}=Q_s+Q_c$  για ακραίες καιρικές συνθήκες).

Για την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας του πασσάλου σε εξόλκευση ακολούθησαν τις εξής οδηγίες:

- DnV (2013) - Design of Floating Wind Turbine Structures (*DNV-OS-J103*)
- DnV (2013) - Design of Offshore Wind Turbine Structures (*DNV-OS-J101*)
- DnV (1992) - Classification Note 30.4: Foundations (*DNV-CN-30.4*)
- API (2002) - Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design (*API RP 2A-WSD*)
- API (1997) - Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Tension Leg Platforms (*API-RP-2T*)

Για διάμετρο  $D=2.5$  m υπολόγισαν το πάχος τοιχώματος κατά API σύμφωνα με τον τύπο:

$$t(\text{mm}) = 6.35 + \frac{D(\text{mm})}{100} \quad (3.4)$$

Στους **Πίνακες 3.3 και 3.4** συνοψίζονται τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά του πασσάλου και των τενόντων αντίστοιχα.

**Πίνακας 3.3:** Γεωμετρικά και Μηχανικά χαρακτηριστικά χαλύβδινου πασσάλου (Bouckovalas et al. 2015)

Εξωτερική Διάμετρος, D (m)	2.5
Πάχος τοιχώματος, t (mm)	31.35
Εμβαδό Διατομής, A (m <sup>2</sup> )	0.24313
Ροπή Αδράνειας, I (m <sup>4</sup> )	0.185249
Μέτρο Ελαστικότητας, E (GPa)	210
Λόγος Poisson, ν	0.20

**Πίνακας 3.4:** Γεωμετρικά και Μηχανικά χαρακτηριστικά χαλύβδινου τένοντα προέντασης (Bouckovalas et al. 2015)

Διάμετρος, D <sub>t</sub>	130mm
Μάζα (στον αέρα)	104kg/m
Βάρος (στο νερό)	888.6N/m
Μέτρο Ελαστικότητας, E <sub>t</sub>	200GPa
Μήκος, L <sub>t</sub>	100m και 180m
Φορτίο Προέντασης	10800kN

Για λόγους που αναφερθήκανε προηγουμένως, οι Bouckovalas et al. έκαναν υπολογισμούς με τη θεώρηση μόνον πλευρικής τριβής. Οι μεθοδολογίες που εφαρμόστηκαν έχουν αναπτυχθεί για εμπηγνυόμενους πασσάλους και επομένως λαμβάνουν υπόψη τους τη μεταβολή του τασικού πεδίου γύρω από τον πάσσαλο λόγω έμπηξης. Συγκεκριμένα, εκτίμησαν την πλευρική τριβή κατά μήκος του πασσάλου σύμφωνα με τη σχέση :

$$f_s = K \cdot \sigma'_{vo} \cdot \tan \delta \leq f_{s,lim} \quad (3.5)$$

Όπου:

- K: Συντελεστής οριζόντιων ωθήσεων
- $\sigma'_{vo}$ : Κατακόρυφη ενεργός τάση
- δ: Γωνία τριβής διεπιφάνειας πασσάλου-εδάφους
- $f_{s,lim}$ : Οριακή τιμή πλευρικής τριβής

Θεώρησαν ειδικό βάρος του κορεσμένου εδάφους  $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$  και για τις δύο περιπτώσεις, ενώ η γωνία δ λήφθηκε ίση με  $25^\circ$  και με  $30^\circ$  για τη μέση και πυκνή άμμο αντίστοιχα. Ο συντελεστής K θεωρήθηκε ίσος με 0.5 τόσο για τη μέση όσο και για την πυκνή άμμο. Οι τιμές της οριακής πλευρικής τριβής που προέκυψαν κατ' αυτό τον τρόπο ήταν  $f_{s,μέση}=81 \text{ kPa}$  και  $f_{s,πυκνή}=96 \text{ kPa}$  για μέσης πυκνότητας και για πυκνή άμμο αντίστοιχα.

Ακολούθως, υπολόγισαν την οριακή φέρουσα ικανότητα του πασσάλου σύμφωνα με τη σχέση:

$$Q_{ult} = E \cdot D \cdot L \cdot \int_0^L f_s \quad (3.6)$$

όπου:

E: Συντελεστής αποδοτικότητας που ισούται με 1.0 για μεμονωμένο πάσσαλο και 0.8 για ομάδα πασσάλων

D: Η διάμετρος του πασσάλου (D=2.5m)

L: Το μήκος του πασσάλου

Σύμφωνα με τις οδηγίες του DnV, θεωρήθηκε ότι ο πάσσαλος θα λειτουργεί από βάθος μεγαλύτερο του  $z=1.3D=3.25$  m, λόγω απώλειας εδαφικού υλικού στην επιφάνεια του πυθμένα (scour), και επομένως το συνολικό μήκος του πασσάλου θα πρέπει να απομειωθεί κατά 3.25m για τον υπολογισμό της Φ.Ι..

Κατά API, ο ελάχιστος απαιτούμενος συντελεστής ασφαλείας για εξόλκευση πασσάλου ορίζεται ως:

$FS = 2.0B$  για κανονικές συνθήκες φόρτισης ( $Q_{max} = Q_{st}$ )

$FS = 1.5B$  για ακραίες συνθήκες φόρτισης ( $Q_{max} = Q_{st} + Q_c$ )

Ο συντελεστής B κυμαίνεται από 1.0 έως 1.5 και αποτυπώνει την αβεβαιότητα στην κατανόηση της αλληλεπίδρασης εδάφους-πασσάλου σε εφελκυστική φόρτιση, την έλλειψη απομένουσας αντοχής του συστήματος, την ύπαρξη ή μη δυνατότητας ανακατανομής του φορτίου σε περίπτωση αστοχίας ενός πασσάλου, τη δυσκολία κατασκευής της θεμελίωσης σε μεγάλα βάθη και τη δυσκολία σωστής δειγματοληψίας εδαφικών δοκιμών σε μεγάλα βάθη. Στη συγκεκριμένη έκθεση θεώρησαν τα ακόλουθα σενάρια ως προς την τιμή του συντελεστή B:

- Μεμονωμένος πάσσαλος με  $B = 1.0$
- Μεμονωμένος πάσσαλος με  $B = 1.5$
- Ομάδα δύο πασσάλων με  $B = 1.0$

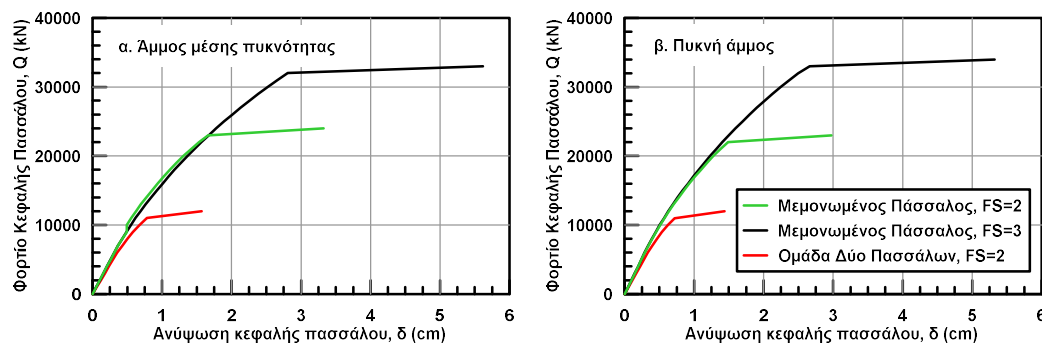
Σύμφωνα με τα παραπάνω, υπολόγισαν το απαιτούμενο μήκος πασσάλου για κάθε σενάριο φόρτισης και για τα δύο αμμο-ιλυώδη εδαφικά προφίλ. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται συνοπτικά στον **Πίνακα 3.5**.

**Πίνακας 3.5:** Απαιτούμενο μήκος πασσάλου για διάφορους συνδυασμούς επιβαλλόμενων φορτίων και απαιτούμενου συντελεστή ασφαλείας (Bouckovalas et al. 2015)

α/α	Χαρακτηριστικά Άμμου	Αριθμός πασσάλων	Μήκος Πασσάλου (m)	Συντελεστής ασφαλείας για στατική φόρτιση ( $Q_{max}=Q_{st}$ )	Συντελεστής ασφαλείας για συνδυασμένη φόρτιση ( $Q_{max}=Q_{st}+Q_c$ )	
					ARISTEIA-3	ARISTEIA-6
1α	Μέσης Πυκνότητας	1 (B=1.0)	55	$2.0 \geq 2.0$	$1.76 \geq 1.5$	$1.82 \geq 1.5$
2α	Μέσης Πυκνότητας	1 (B=1.5)	72	$3.0 \geq 3.0$	$2.64 \geq 2.25$	$2.73 \geq 2.25$
3α	Μέσης Πυκνότητας	2 (B=1.0)	42	$2.0 \geq 2.0$	$1.76 \geq 1.5$	$1.82 \geq 1.5$
1β	Πυκνή	1 (B=1.0)	49	$2.0 \geq 3.0$	$1.76 \geq 1.5$	$1.82 \geq 1.5$
2β	Πυκνή	1 (B=1.5)	63	$3.0 \geq 3.0$	$2.64 \geq 2.25$	$2.73 \geq 2.25$
3β	Πυκνή	2 (B=1.0)	38	$2.0 \geq 2.0$	$1.76 \geq 1.5$	$1.82 \geq 1.5$

Για τον προσδιορισμό της καμπύλης δύναμης-μετατόπισης (και των ισοδύναμων ελατηρίων) στην κεφαλή του πασσάλου έγινε χρήση του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ANSYS v12.1. Η αλληλεπίδραση εδάφους πασσάλου προσομοιώθηκε μέσω κατανεμημένων κατά μήκος του πασσάλου κατακόρυφων ελατηρίων τύπου Winkler. Για την προσομοίωση της μη γραμμικής σχέσης φορτίου μετατόπισης των ελατηρίων αυτών υιοθέτησαν τις καμπύλες κατά API (2002).

Για καθεμία από τις περιπτώσεις του **Πίνακα 3.5** εκτίμησαν έτσι τις αντίστοιχες καμπύλες φορτίου-μετατόπισης στην κεφαλή του πασσάλου, οι οποίες παρουσιάζονται στα **Σχήματα 3.4 α & β** για άμμο μέσης πυκνότητας και για πυκνή άμμο αντίστοιχα. Επίσης, υπολόγισαν τις ισοδύναμες ελατηριακές σταθερές του εδάφους έναντι κατακόρυφης εφελκυστικής μετακίνησης. Σε κάθε περίπτωση, η σταθερά κατακόρυφου ελατηρίου ( $k_z=Q/\delta$ ) έλαβε τιμές από 1464 έως 1805 kN/mm.

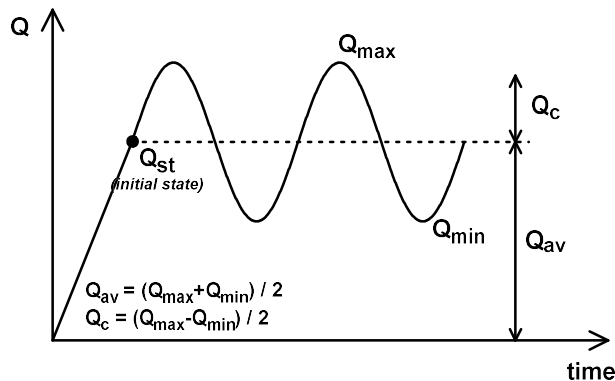
**Σχήμα 3.4:** Καμπύλες Φορτίου-Μετατόπισης για διάφορα σενάρια σχεδιασμού σε (α) μέσης πυκνότητας και (β) πυκνή άμμο (Bouckovalas et al. 2015)

### 3.2.3 Ανακυκλική Φόρτιση Πασσάλου

#### Γενικά στοιχεία συμπεριφοράς

Για την ενιαία ανάγνωση των αποτελεσμάτων της βιβλιογραφικής έρευνας που πραγματοποίησαν οι οι Bouckonalias et al. σχετικά με το θέμα αυτό, όρισαν τα παρακάτω μεγέθη:

- $Q_{\max/\min}$ : Μέγιστη/ελάχιστη τιμή στατικού και ανακυκλικού φορτίου αντίστοιχα
- $Q_{av}$ : Μέση τιμή (στατικού) φορτίου,  $Q_{av} = (Q_{\max} + Q_{\min}) / 2$
- $Q_c$ : Πλάτος ανακυκλικού φορτίου,  $Q_c = (Q_{\max} - Q_{\min}) / 2$



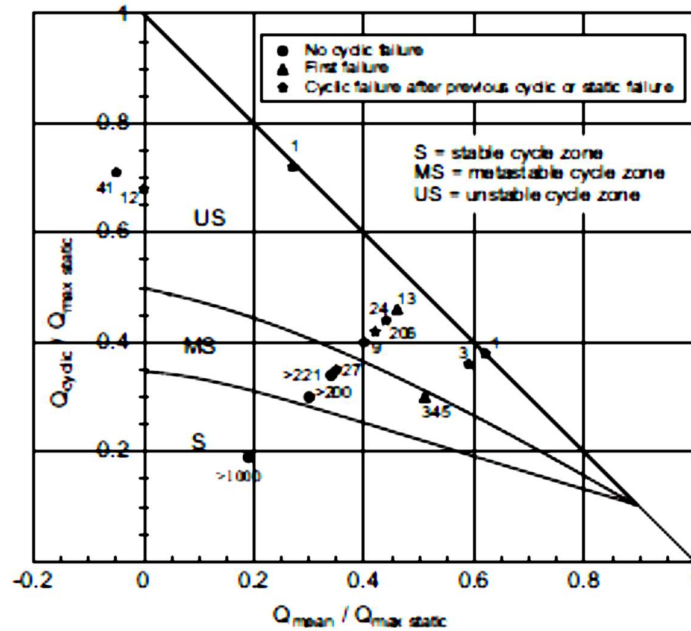
**Σχήμα 3.5:** Ορισμός παραμέτρων συνδυασμένης στατικής και ανακυκλικής φόρτισης (Bouckonalias et al. 2015)

Η παρατεταμένη ανακυκλική φόρτιση έχει σημαντική επίδραση στη φέρουσα ικανότητα των πασσάλων αγκύρωσης, η οποία είναι συνάρτηση της επιβαλλόμενης ανακυκλικής μετατόπισης της κεφαλής του πασσάλου καθώς και της αναλογίας της ανακυκλικής προς την στατική συνιστώσα της φόρτισης. Πειραματική διερεύνηση (Jardine and Standing 2012) οδήγησε στη χάραξη διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης του **Σχήματος 3.6** για τον έλεγχο της εξόλκευσης, όπου διακρίνονται τρεις τύποι συμπεριφοράς :

(α) Ευσταθής περιοχή, όπου η συσσώρευση αξονικών μετατοπίσεων εξελίσσεται με διαρκώς μειούμενο ρυθμό, σταθεροποιείται μετά από μερικές εκατοντάδες κύκλους φόρτισης και δεν ξεπερνά το  $0.01D$  ( $2.5\text{cm}$  εν προκειμένω), ενώ η Φ.Ι. αρχικά παρουσιάζει μια μικρή μείωση και τελικά μπορεί ακόμα και να αυξηθεί λόγω αναδιάταξης της δομής των κόκκων της άμμου.

(β) Ασταθής περιοχή, όπου η συσσώρευση ανακυκλικών μετατοπίσεων διαρκώς αυξάνεται με την τελική τους τιμή να ξεπερνά το  $0.1D$  ( $25\text{cm}$  εν προκειμένω). Η θεμελίωση αστοχεί για λιγότερους από 100 κύκλους φόρτισης.

(γ) Μετα-ευσταθής περιοχή, όπου η συμπεριφορά είναι ενδιάμεση των δύο προηγούμενων. Οι μετατοπίσεις συσσωρεύονται με μέτριους ρυθμούς και η τελική τιμή κυμαίνεται μεταξύ 0.01D και 0.1D (2.5cm και 25cm εν προκειμένω). Η θεμελίωση αστοχεί για  $100 < N < 1000$  κύκλους φόρτισης.



**Σχήμα 3.6:** Διάγραμμα αλληλεπίδρασης βάσει πειραμάτων πεδίου (Jardine and Standing 2012)

Τα εν λόγω διαγράμματα αλληλεπίδρασης μπορούν να χρησιμοποιηθούν παράλληλα για μια αδρή εκτίμηση των μόνιμων μετατοπίσεων του πασσάλου λόγω ανακυκλικής φόρτισης ανάλογα με την περιοχή στην οποία επάγεται ο συνδυασμός φόρτισης του πασσάλου. Κατα τους Tsuha et al. (2012)) αν ο συνδυασμός ανακυκλικής φόρτισης εμπίπτει στην ευσταθή περιοχή του διαγράμματος αλληλεπίδρασης τότε η ανακυκλική μετατόπιση αναμένεται να είναι μικρότερη της τιμής 0.01D, όπου D η διάμετρος του πασσάλου.

Ο Rimoy (2013) επεξεργάστηκε περαιτέρω τα πειράματα των Jardine and Standing (2012) και κατέδειξε πως η συσσώρευση ανακυκλικών παραμορφώσεων είναι συνάρτηση τόσο του ανακυκλικού όσο και του στατικού φορτίου και θεωρεί μηδενική συσσώρευση ανακυκλικών μετατοπίσεων για λόγο ανακυκλικού φορτίου  $Q_c/Q_u < 0.1$  (Julio 2009).

Τέλος, η συσσώρευση των καθιζήσεων πασσάλου σε αμμώδες έδαφος υπό αρμονική ανακυκλική φόρτιση μπορεί να υπολογιστεί προσεγγιστικά από τη σχέση (Bouckovalas et al. 1984), με εκθέτη  $\alpha=0.4$  (για αμμώδες έδαφος):

$$\delta_{p,N} = \delta_{p,1} \cdot N^\alpha \quad (3.7)$$

όπου  $\delta_{p,N}$  και  $\delta_{p,1}$  η μετακίνηση του πασσάλου μετά τον N-οστό και μετά τον πρώτο κύκλο φόρτισης αντίστοιχα.

Στην περίπτωση όπου είναι γνωστή η καμπύλη φορτίου-μετατόπισης η μετακίνηση κατά τον πρώτο κύκλο φόρτισης μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση:

$$\delta_{1,i} = \delta_{1,i,loading} - \delta_{1,i,unloading} \quad (3.8)$$

όπου

$\delta_{1,i,loading}$ : Η τιμή της μετακίνησης για φορτίο  $Q=Q_{st}-Q_c$  μείον τη μετακίνηση για  $Q=Q_{st}$

$\delta_{1,i,unloading}$ : Η τιμή της μετακίνησης για φορτίο  $Q=Q_{c,i}$  (γίνεται η παραδοχή πως η αποφόρτιση ακολουθεί τον αρχικό κλάδο της καμπύλης φορτίου-μετατόπισης).

Στην περίπτωση όπου η καμπύλη φορτίου μετατόπισης δεν είναι γνωστή, απαιτείται ο προσδιορισμός μιας ισοδύναμης ελατηριακής σταθεράς  $K_s$  ώστε:

$$\delta_{1,i} = K_{st} \cdot \Delta Q_{c,i} \quad (3.9)$$

Επιπροσθέτως, η ενδοσιμότητα του πασσάλου κατά τη διάρκεια ενός κύκλου φόρτισης-αποφόρτισης-επαναφόρτισης εξαρτάται μόνο από την επιβαλλόμενη ανακυκλική φόρτιση. Αύξηση του εύρους της ανακυκλικής φόρτισης μειώνει την ενδοσιμότητα του πασσάλου. Συγκεκριμένα, σύμφωνα με τους προαναφερθείς τύπους συμπεριφοράς διακρίνονται οι παρακάτω περιπτώσεις (Rimoy et al. 2013):

(α) Ευσταθής περιοχή, αρχικά η δυσκαμψία της θεμελίωσης παρουσιάζει μείωση που δεν ξεπερνά το 10-15%, ενώ στη συνέχεια σταθεροποιείται ή ελαφρώς αυξάνεται.

(β) Ασταθής περιοχή, στην περιοχή αυτή η αστοχία συμβαίνει σε λιγότερους από 100 κύκλους φόρτισης. Ωστόσο, η δυσκαμψία της θεμελίωσης δεν απομειώνεται σημαντικά μέχρι τη στιγμή της αστοχίας.

(γ) Μετα-ευσταθής περιοχή, η απομείωση της δυσκαμψίας κυμαίνεται μεταξύ 15-20%.

Τέλος, η πλευρική τριβή των πασσάλων ανακατανέμεται κατά τη διάρκεια της ανακυκλικής φόρτισης, έτσι ώστε μεγαλύτερο ποσοστό του αξονικού φορτίου να μεταφέρεται σε μεγαλύτερα βάθη. Η ανακυκλική φόρτιση δεν οδηγεί σε ανάπτυξη υπερπιέσεων πόρων δεδομένης της υψηλής διαπερατότητας των αμμωδών εδαφών.

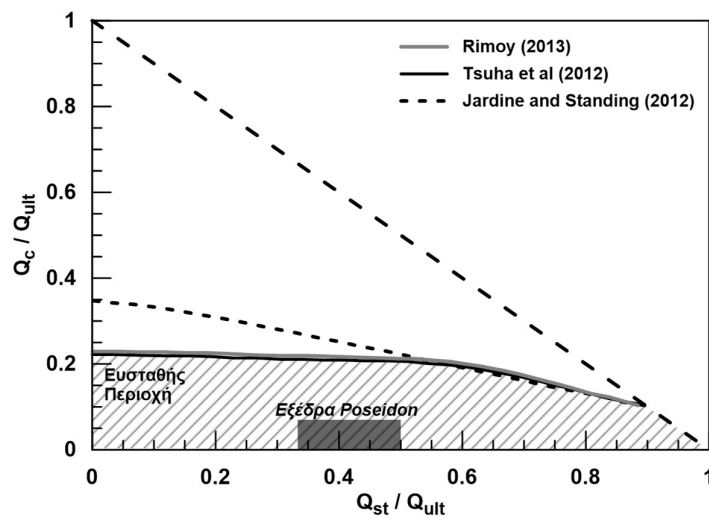
#### Έλεγχος επάρκειας πασσάλων θεμελίωσης

Για τον έλεγχο της εξέδρας έναντι ανακυκλικής φόρτισης η ερευνητική ομάδα πραγματοποίησε τέσσερις πρόσθετους ελέγχους και τους αντίστοιχους υπολογισμούς:



- Εξόλκευση πασσάλου
- Συσσώρευση μόνιμων (πλαστικών) παραμορφώσεων
- Μεταβολή της δυσκαμψίας των ισοδύναμων ελατηρίων της θεμελίωσης
- Μέγιστο επιτρεπόμενο ανακυκλικό φορτίο

Για τον έλεγχο έναντι εξόλκευσης του πασσάλου χρησιμοποίησαν το διάγραμμα του **Σχήματος 3.7** το οποίο αναφέρεται σε αστοχία του πασσάλου μετά από  $N=1000$  κύκλους φόρτισης, καθώς και στις 2 θέσεις το μέγιστο ανακυκλικό φορτίο μπορεί να θεωρηθεί ότι επιβάλλεται για περίπου  $N=1000$  κύκλους. Από τη σύγκριση συμπεραίνουν ότι δεν υπάρχει κίνδυνος εξόλκευσης των πασσάλων.



**Σχήμα 3.7:** Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για έλεγχο των πασσάλων θεμελίωσης έναντι εξόλκευσης (Bouckovalas et al. 2015)

Για την εκτίμηση της συσσώρευσης των μόνιμων μετακινήσεων χρησιμοποίησαν τις τρεις μεθοδολογίες που αναφέρθηκαν προηγουμένως. Οι μετακινήσεις υπολογίστηκαν ίσες με 0 κατά Rimoy et al. (2013), μικρότερες από 2.5 cm κατά Tsuha et al. (2012) και από 0 έως 0.8 cm κατά Bouckovalas et al. (1984). Για κάθε εδαφικό προφίλ, η ομάδα δύο πασσάλων έδωσε αρκετά μικρότερες μετακινήσεις σε σχέση με τους μεμονωμένους πασσάλους. Σε κάθε περίπτωση, θεώρησαν ότι οι ανωτέρω μόνιμες μετατοπίσεις της κεφαλής των πασσάλων θεμελίωσης θα είναι αμελητέες για το δεδομένο μήκος των τενόντων αγκύρωσης.

Όσον αφορά στη δυσκαμψία του πασσάλου, η μεταβολή της εξαρτάται από το εύρος της ανακυκλικής φόρτισης και τον τύπο απόκρισης της θεμελίωσης. Η κατασκευή εντάσσεται στην ευσταθή περιοχή και επομένως θεώρησαν συντηρητικά απομείωση της δυσκαμψίας έως και 10%:

$$k_{c,N} = (0.9 - 1.0) \cdot k_{c,1} \quad (3.10)$$

όπου  $k_{c,1}$  και  $k_{c,N}$  η δυσκαμψία στον πρώτο και στον N-οστό κύκλο φόρτισης αντίστοιχα. Η σταθερά κατακόρυφου ελατηρίου για ανακυκλική φόρτιση υπολογίστηκε ότι λαμβάνει τιμές από 1622 έως 2076 kN/mm.

Σύμφωνα με τους παραπάνω ελέγχους, η ερευνητική ομάδα θεώρησε τις τιμές σχεδιασμού των ανακυκλικών φορτίων αρκετά μικρές ώστε να μην επηρεάζουν την απόκριση της θεμελίωσης.

Στη συνέχεια, υπολόγισαν το μέγιστο επιτρεπόμενο ανακυκλικό φορτίο με ανάστροφη ανάλυση ώστε ο σχεδιασμός να παραμείνει επαρκής. Έτσι, προέκυψαν οι ακόλουθες κρίσιμες τιμές μέγιστου επιτρεπόμενου ανακυκλικού φορτίου:

$$\begin{aligned} FS = 2.0 &\rightarrow Q_{c,max} = (3600 \div 4320) \text{ kN} \\ FS = 3.0 &\rightarrow Q_{c,max} = (3600 \div 6480) \text{ kN} \end{aligned} \quad (3.11)$$

Επισημαίνεται πως τα ανωτέρω κάτω όρια του μέγιστου ανακυκλικού φορτίου  $Q_c$  προέκυψαν από τις απαιτήσεις των κανονισμών κατά API ενώ οι μέγιστες τιμές προέκυψαν από τις ανεξάρτητες δημοσιευμένες έρευνες που προαναφέρθηκαν. Για τις ανωτέρω τιμές του ανακυκλικού φορτίου οι μετακινήσεις υπολογίστηκαν από 0.04 μέχρι 1.3 cm κατά Rimoy et al. (2013), μικρότερες από 2.5 cm κατά Tsuha et al. (2012) και από 0.29 έως 5.31 cm κατά Bouckovalas et al. (1984) Για κάθε εδαφικό προφίλ, η ομάδα δύο πασσάλων έδωσε αρκετά μικρότερες μετακινήσεις σε σχέση με τους μεμονωμένους πασσάλους. Η αντίστοιχη απομείωση της δύναμης προέντασης φθάνει τα 677 kN.

Από την ανάλυση που προηγήθηκε οι Bouckovalas et al. καταλήγουν στα εξής συμπεράσματα:

**(α)** Η θεμελίωση με χρήση μεμονωμένου πασσάλου με  $FS=3.0$  μάλλον κρίνεται ασύμφορη δεδομένου ότι δεν φαίνεται να έχει σημαντική επίδραση στην ασφάλεια της θεμελίωσης, ενώ αυξάνει σημαντικά το κόστος κατασκευής.

**(β)** Η θεώρηση μεμονωμένου πασσάλου ή ομάδας δύο πασσάλων με συντελεστή ασφάλειας  $FS=2.0$ , δεν φαίνεται να διαφοροποιεί σημαντικά την απόκριση και την αξιοπιστία της θεμελίωσης. Ωστόσο ένα σύστημα δύο πασσάλων είναι από τη φύση του πιο αξιόπιστο σε πιθανό ενδεχόμενο αστοχίας. Επιπλέον, απαιτεί μικρότερο μήκος έμπηξης των πασσάλων και έτσι διευκολύνει σημαντικά την κατασκευή τους

### 3.3 Έλεγχος Θεμελίωσης Έναντι Ρευστοποίησης

#### 3.3.1 Μεθοδολογία και Παραδοχές Αναλύσεων

Στους ελέγχους που ανέφεραν έως τώρα οι Bouckovalas et al. (2015), είχε ληφθεί υπ' όψη η στατική – εφελκυστική φόρτιση από την ανωδομή και η ανακυκλική αξονική από τους πιθανούς θαλάσσιους κυματισμούς. Στο πλαίσιο ολοκλήρωσης του ερευνητικού προγράμματος εξέτασαν ένα ακόμα φορτίο, αυτό της σεισμικής διέγερσης. Η σεισμική δράση συχνά αγνοείται σε τέτοιου τύπου τεχνικά έργα λόγω της εν γένει υψίσυχνης φύσης των σεισμικών φορτίων σε σχέση με την ιδιοπερίοδο ταλάντωσης της εκάστοτε ανωδομής. Επιπλέον, για αργιλικά εδάφη, η μικρή διάρκεια του σεισμικού κραδασμού σε σχέση με τα φορτία των θαλάσσιων κυματισμών δεν επιφέρει σημαντική χαλάρωση στην συμπεριφορά του εδάφους θεμελίωσης. Όμως, το έδαφος που εξετάστηκε στην εν λόγω έρευνα χαρακτηρίζεται ως αμμώδες και επομένως θα πρέπει να ληφθεί υπόψη ο κίνδυνος εκδήλωσης ρευστοποίησης.

Συγκεκριμένα για τον πάσσαλο αγκύρωσης που εξετάστηκε, η ρευστοποίηση θα έχει ως αποτέλεσμα την μερική ή πλήρη απώλεια της διατμητικής αντοχής του εδάφους. Κατά συνέπεια, θα παρουσιαστεί μείωση της πλευρικής τριβής που αναπτύσσεται μεταξύ πασσάλου και εδάφους θεμελίωσης, η οποία αποτελεί τον κύριο μηχανισμό αντίστασης στις αξονικές - εφελκυστικές δυνάμεις που προέρχονται από τους προεντεταμένους τένοντες της TLP. Επομένως, παρά το γεγονός ότι η σεισμική δόνηση έχει μικρή διάρκεια (της τάξεως των 10sec), η απώλεια της πλευρικής αντίστασης τριβής είναι δυνατό να επιφέρει ακόμη και εξόλκευση του πασσάλου, απομείωση της δύναμης προέντασης των τενόντων και αστάθεια της πλωτής ανωδομής.

Στην εν λόγω έρευνα, οι Bouckovalas et al. (2015) προσομοίωσαν το σύστημα πασσάλου - εδάφους υπό σεισμική φόρτιση με χρήση αριθμητικής μεθοδολογίας και συγκεκριμένα με χρήση του κώδικα πεπερασμένων διαφορών FLAC3D v4.0. Από τα διάφορα σενάρια σχεδιασμού της θεμελίωσης που αναλύθηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο, οι αναλύσεις επικεντρώθηκαν στην περίπτωση αμμώδους εδάφους μέσης πυκνότητας, η οποία αποτελεί την πιο επιρρεπή για εκδήλωση ρευστοποίησης, και μεμονωμένου πασσάλου με συντελεστή ασφάλειας  $FS=2.0$ , οριακής αντοχής σε εφελκυσμό  $Q_{ult}=21600kN$  και στατικού φορτίου προέντασης  $Q_{st}=10600kN$ .

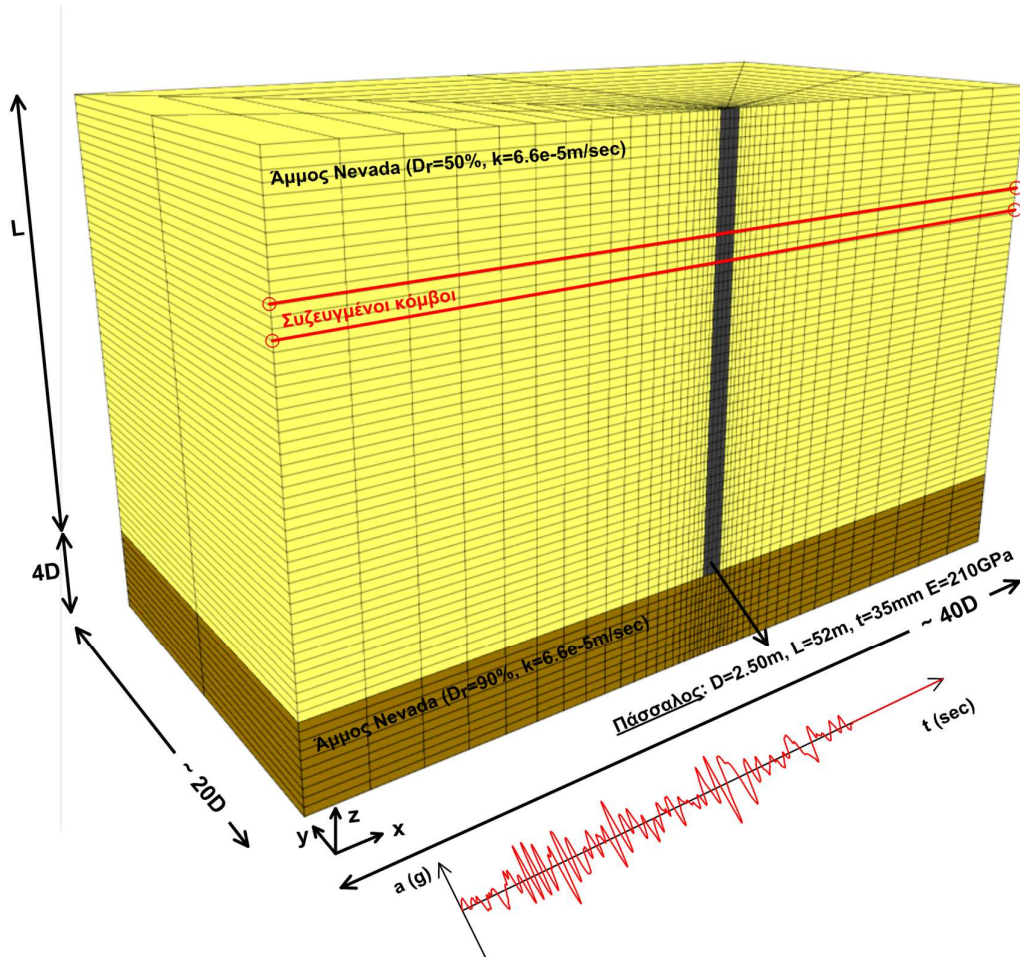
Ο κάνναβος πεπερασμένων διαφορών που κατασκεύασαν για την προσομοίωση του προβλήματος φαίνεται στο **Σχήμα 3.8**. Πάσσαλος μήκους  $L=52m$  και διαμέτρου  $D=2.5m$  είναι τοποθετημένος σε ομοιόμορφη στρώση άμμου μέσης πυκνότητας (σχετική πυκνότητα

$D_r=50\%$ ), στην βάση της οποίας επιβάλλεται οριζόντια σεισμική διέγερση (κατά τον άξονα  $x$ ). Επίσης, για το υπόψη πρόβλημα το επίπεδο  $xz$  είναι επίπεδο συμμετρίας, ως εκ τούτου προσομοιώθηκε μόνο το ήμισυ της γεωμετρίας. Το μήκος (διεύθυνση  $x$ ) και το πλάτος (διεύθυνση  $y$ ) του καννάβου επιλέχθηκε ίσο με  $40D=100m$  και  $20D=50m$  αντίστοιχα έτσι ώστε να ελαχιστοποιηθεί η επίδραση των συνόρων στην απόκριση του πασσάλου. Τέλος, για τον ίδιο λόγο, θεωρήθηκε στρώση πυκνής άμμου ( $D_r=90\%$ ) με πάχος  $4D=10m$  κάτω από την αιχμή του πασσάλου.

Ο πάσσαλος θεωρήθηκε πως έχει ελαστική συμπεριφορά σύμφωνα με τις ελαστικές και αδρανειακές παραμέτρους που περιγράφηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο. Ωστόσο, δεδομένου ότι η αριθμητική ανάλυση προσομοιώνει πάσσαλο κλειστής διατομής, το μέτρο ελαστικότητας τροποποιήθηκε κατάλληλα ώστε ο πάσσαλος του αριθμητικού προσομοιώματος να έχει την ίδια εφελκυστική δυσκαμψία ( $EA/L$ ) με τον πραγματικό. Για την απόκριση της άμμου χρησιμοποιήθηκε το καταστατικό προσομοίωμα NTUA-Sand, το οποίο έχει βαθμονομηθεί ώστε να προσομοιώνει την συμπεριφορά άμμου Nevada. Επίσης, η επίδραση της σχετικής πυκνότητας λαμβάνεται υπόψη μεταβάλλοντας μόνο την τιμή του δείκτη πόρων  $e$ , και διατηρώντας τις υπόλοιπες παραμέτρους σταθερές. Ως εκ τούτου, για τις ανάγκες της προσομοίωσης και για την άμμο με σχετική πυκνότητα  $D_r=50$  και  $90\%$  έδωσαν τιμές του δείκτη πόρων ίσες με  $e=0.669$  και  $0.549$  αντίστοιχα.

Όπως περιγράφηκε στα προηγούμενα κεφάλαια, η επιβολή εφελκυστικού φορτίου στην κεφαλή του πασσάλου συνοδεύεται από σχετική ολίσθηση μεταξύ πασσάλου και περιβάλλοντος εδάφους καθώς και από εν δυνάμει αποκόλληση της αιχμής από το υποκείμενο εδαφικό στρώμα. Η δε εφελκυστική αντοχή του πασσάλου αντιστοιχεί στην διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας πασσάλου-εδάφους. Για την προσομοίωση των ανωτέρω μηχανισμών, οι Bouckovalas et al. (2015) χρησιμοποίησαν ειδικά στοιχεία διεπιφάνειας τα οποία τοποθετήθηκαν περιμετρικά του πασσάλου και στην αιχμή του. Τα στοιχεία αυτά είναι μηδενικού πάχους, ενώ για την συμπεριφορά τους είναι αναγκαίο να προσδιοριστεί η ελαστική δυσκαμψία, καθώς και η αντοχή σε διάτμηση και εφελκυσμό. Για να λάβει χώρα αποκόλληση θα πρέπει να ξεπεραστεί η αντοχή σε εφελκυσμό, ενώ για την πραγματοποίηση σχετικής ολίσθησης θα πρέπει να ξεπεραστεί η διατμητική αντοχή. Ως εκ τούτου, η διατμητική αντοχή των στοιχείων διεπιφάνειας περιμετρικά του πασσάλου ορίστηκε ίση με την πλευρική τριβή  $f_s$  όπως προσδιορίστηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο, ενώ η εφελκυστική αντοχή θεωρήθηκε ίση με μηδέν, δεδομένου ότι τα μη-συνεκτικά εδάφη δεν παρουσιάζουν εφελκυστική αντοχή. Τέλος, και στις δύο περιπτώσεις διεπιφάνειας, θεώρησαν αρκετά μεγάλες τιμές δυσκαμψίας, ώστε να μην επηρεάζεται η μη-γραμμική

σχέση φορτίου μετατόπισης η οποία θα πρέπει να διαμορφώνεται μόνο συναρτήσει της σχετικής δυσκαμψίας εδάφους-πασσάλου.



**Σχήμα 3.8:** 3-Διάστατος κάρναβος πεπερασμένων διαφορών των Bouckovalas et al. (2015), για την ανάλυση του προβλήματος

Η ανάλυση εκτελέστηκε σε δύο στάδια ως εξής :

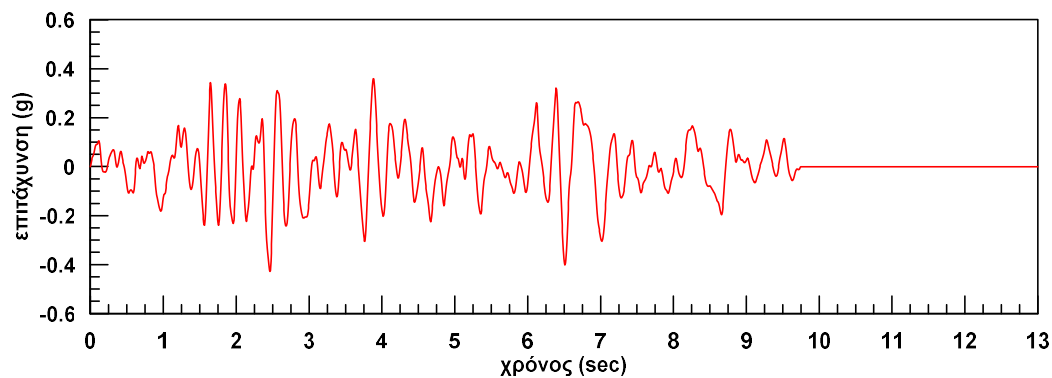
Στάδιο I : Στατική Φόρτιση

Στο στάδιο αυτό επιβλήθηκε στην κεφαλή του πασσάλου εφελκυστικό φορτίο το οποίο αυξάνεται σταδιακά μέχρι να λάβει μια επιθυμητή τιμή, στην προκειμένη περίπτωση  $Q_{st}=10800kN$ . Η επιβολή του φορτίου έγινε σε βήματα, αφήνοντας το μοντέλο να ισορροπήσει ανάμεσα σε κάθε βήμα. Κατά το στάδιο αυτό θεωρήθηκαν κυλίσεις στα πλευρικά σύνορα του κάρναβου και αρθρώσεις στη βάση του, ενώ η ανάλυση

πραγματοποιήθηκε υπό πλήρως στραγγιζόμενες συνθήκες (μηδενική μεταβολή της πίεσης του νερού των πόρων).

### Στάδιο II : Σεισμική Φόρτιση

Διατηρώντας σταθερό το εφελκυστικό φορτίο κεφαλής, επιβάλλεται στην βάση του προσομιώματος σεισμική διέγερση υπό μορφή χρονοϊστορίας επιτάχυνσης. Η επιτάχυνση που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις του παρόντος κεφαλαίου φαίνεται στο **Σχήμα 3.9** και αντιστοιχεί στο επιταχυνσιογράφημα TDO από τον σεισμό μεγέθους  $M_w=6.9$  στο Kobe (Ιαπωνία, 1995), προσαρμοσμένο ώστε να δίνει μία μέγιστη και μια μέση επιτάχυνση  $a_{max}=0.36g$  και  $a_{mean}=0.21g$  αντίστοιχα.

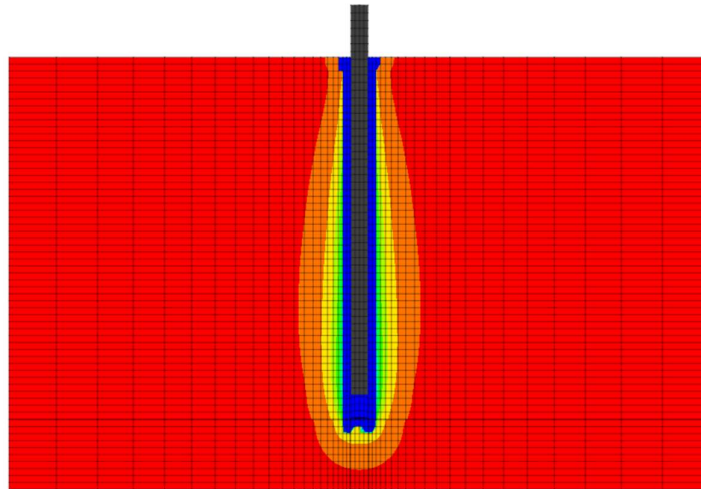


**Σχήμα 3.9:** Χρονοϊστορία επιβαλλόμενης επιτάχυνσης στην βάση του προσομιώματος (Καταγραφή TDO από τον σεισμό του Kobe, 1995), από τους Bouckovalas et al. (2015)

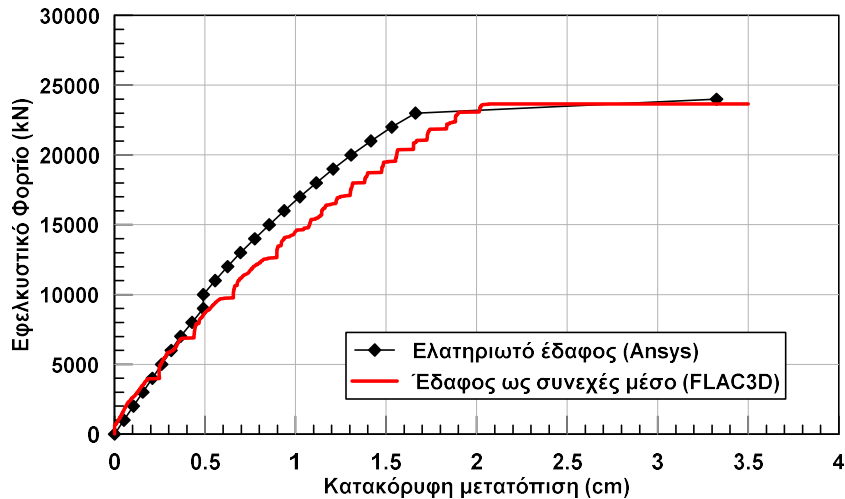
Κατά την διάρκεια της σεισμικής φόρτισης όρισαν στον πάσσαλο απόσβεση 5%. Η υστερητική απόσβεση του εδάφους σε μικρά επίπεδα παραμόρφωσης προσομοιώθηκε εισάγοντας απόσβεση τύπου Rayleigh ίση με 2%. Η υστερητική απόσβεση του εδάφους σε μεγαλύτερες παραμορφώσεις προσομοιώνεται απευθείας μέσω του καταστατικού προσομιώματος που χρησιμοποιείται στις αναλύσεις. Όσον αφορά τις συνοριακές συνθήκες θεωρήθηκαν σύνορα δεσμευμένων κόμβων (tied-nodes), οι οποίοι εξασφαλίζουν ίσες οριζόντιες και κατακόρυφες μετακινήσεις σε κόμβους με το ίδιο υψόμετρο, προσομοιώνοντας έτσι τις κινηματικές συνθήκες που επικρατούν στο ελεύθερο πεδίο. Τέλος, κατά το στάδιο αυτό η ανάλυση που πραγματοποίησαν ήταν συζευγμένη δυναμική ανάλυση με ταυτόχρονη ροή του νερού των πόρων. Η διαπερατότητα της άμμου τέθηκε ίση με  $k=6.6 \times 10^{-6}$  m/s τιμή που έχει προκύψει από πειράματα σταθερού υδραυλικού ύψους σε δοκίμια άμμου Nevada (Arulmoli et al. 1992).

### 3.3.2 Αποτελέσματα Αναλύσεων

Αφού όρισαν πλήρως το μοντέλο πασσάλου-εδάφους, εκτέλεσαν αρχικά το Στάδιο I και καθόρισαν την καμπύλη δύναμης-μετατόπισης. Στο **Σχήμα 3.10** εμφανίζεται η μορφή του παραμορφωμένου καννάβου και οι ισοκαμπύλες διατμητικών παραμορφώσεων που προέκυψαν. Ο πάσσαλος φάνηκε να έχει υποστεί εξόλκευση από το έδαφος και η αιχμή αυτού να έχει χάσει την επαφή της από το στρώμα βάσης. Τέλος, ο μηχανισμός αστοχίας αποτελείται από την δημιουργία κυλινδρικής επιφάνειας ολίσθησης περιμετρικά του πασσάλου. Ακόμη, στο **Σχήμα 3.11** παρουσιάζεται η καμπύλη δύναμης-μετατόπισης από δύο διαφορετικές μεθοδολογίες. Η κόκκινη γραμμή προέκυψε από αναλύσεις με τον κώδικα πεπερασμένων διαφορών FLAC3D, ενώ η μαύρη από τις αναλύσεις με «δοκού επί ελατηριωτού εδάφους» με το ANSYS από την Ενότητα 2.2.1. Οι δύο θεωρήσεις παρουσίασαν μικρή μόνο απόκλιση, με την πρώτη να οδηγεί σε ελαφρώς πιο εύκαμπτη απόκριση. Το γεγονός αυτό είναι αξιοσημείωτο αν ληφθούν υπόψη οι σημαντικές διαφορές μεταξύ των δύο αριθμητικών μεθόδων υπολογισμού



**Σχήμα 3.10:** Μηχανισμός αστοχίας κατά την εξόλκευση πασσάλου των Bouckovalas et al. (2015), λόγω εφελκυστικού αξονικού φορτίου.



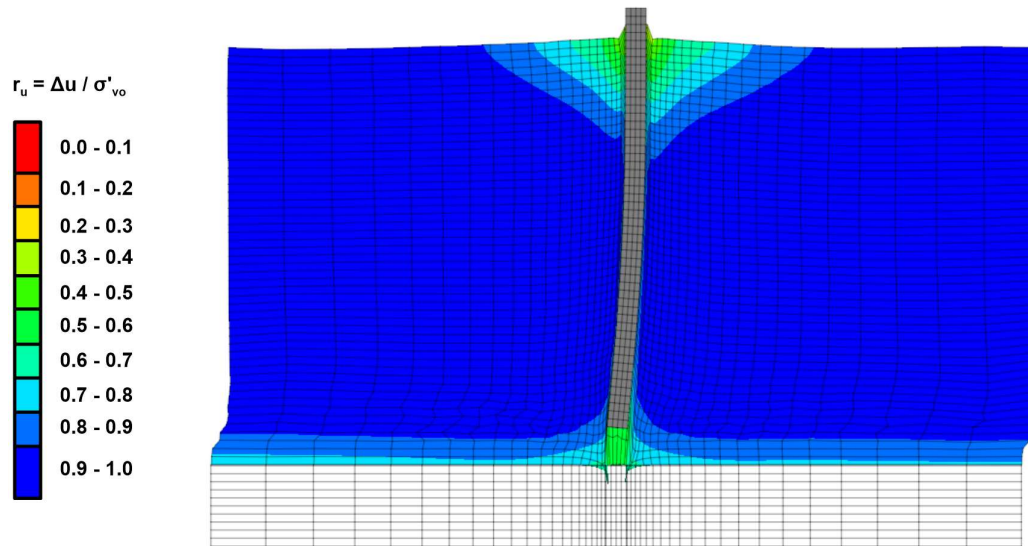
**Σχήμα 3.11:** Καμπύλη δύναμης μετατόπισης σύνθετη ελαστοπλαστική ανάλυση (FLAC3D) και ανάλυση ελατηριωτού εδάφους (Ansys), από Bouckovalas et al. (2015)

Ακολουθως, στο Στάδιο II των αναλύσεων, οι Bouckovalas et al. (2015) εξέτασαν την επίδραση της ρευστοποίησης του εδάφους θεμελίωσης στην απόκριση του πασσάλου αγκύρωσης, για σταθερή αξονική δύναμη αγκύρωσης στην κεφαλή του πασσάλου  $Q_{στ}=10800$  kN. Στο **Σχήμα 3.12** δίνεται η εικόνα του παραμορφωμένου καννάβου μετά το πέρας της σεισμικής φόρτισης. Παράλληλα, παρουσιάζονται οι ισοκαμπύλες του λόγου υπερπίεσεων πόρων ( $r_u$ ), ο οποίος ορίζεται ως ο λόγος υπερπίεσης των πόρων ( $\Delta u$ ) στο τέλος της δόνησης προς την αρχική κατακόρυφη ενεργό τάση του εδάφους ( $\sigma'_{v0}$ ) αμέσως πριν την επιβολή του σεισμού:

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}} \quad (3.12)$$

Η τιμή του λόγου υπερπίεσεων πόρων κυμαίνεται, εξ ορισμού, μεταξύ  $r_u=0.0$  και  $r_u=1.0$ . Όταν οι τιμές βρίσκονται στην περιοχή  $r_u=0.0-0.30$  (κόκκινο έως κίτρινο χρώμα) θεωρείται ότι το έδαφος απέχει μακράν της ρευστοποίησης, ενώ τιμές κοντά στο  $r_u=0.70-1.0$  (μπλε χρώμα) υποδηλώνουν εκδήλωση ρευστοποίησης και συνεπακόλουθη απώλεια της διατμητικής αντοχής του εδάφους. Ενδιάμεσες τιμές  $r_u=0.30$  έως  $0.70$  δείχνουν πως υπάρχει σημαντική αύξηση της υπερπίεσης πόρων και μείωση της διατμητικής αντοχής αλλά το έδαφος δεν έχει ακόμη ρευστοποιηθεί. Όπως φαίνεται και στο σχήμα, το έδαφος μακριά από τον πάσσαλο (ελεύθερο πεδίο), καθώς και σε μεσαία και μεγάλα βάθη κοντά στον πάσσαλο, ρευστοποιήθηκε πλήρως με τιμές του  $r_u$  πολύ κοντά στη μονάδα, οδηγώντας σε σημαντικές κατακόρυφες παραμένουσες μετατοπίσεις. Αντίθετα το έδαφος περί την κεφαλή του πασσάλου εμφάνισε μερική ρευστοποίηση μια και ο λόγος υπερπίεσεων πόρων κυμαίνεται μεταξύ  $r_u=0.30$  και  $r_u=0.70$ .



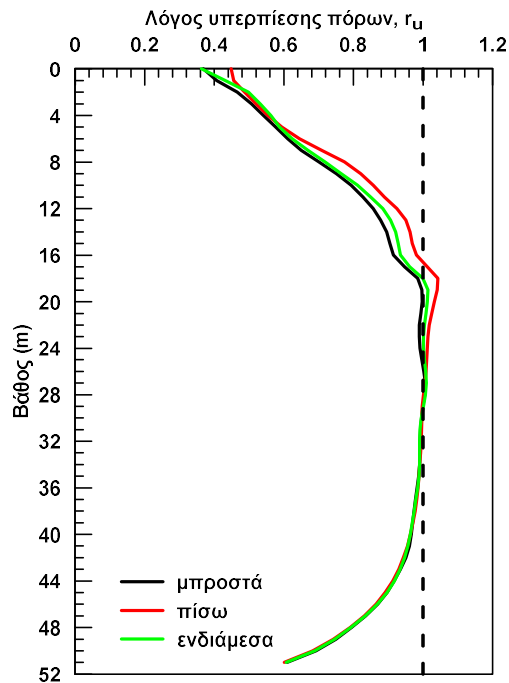


**Σχήμα 3.12:** Μορφή παραμορφωμένου καννάβου και ισοκαμπύλες λόγου υπερπιέσεων πόρων  $r_u$  στο τέλος της διέγερση (Bouckovalas et al. 2015).

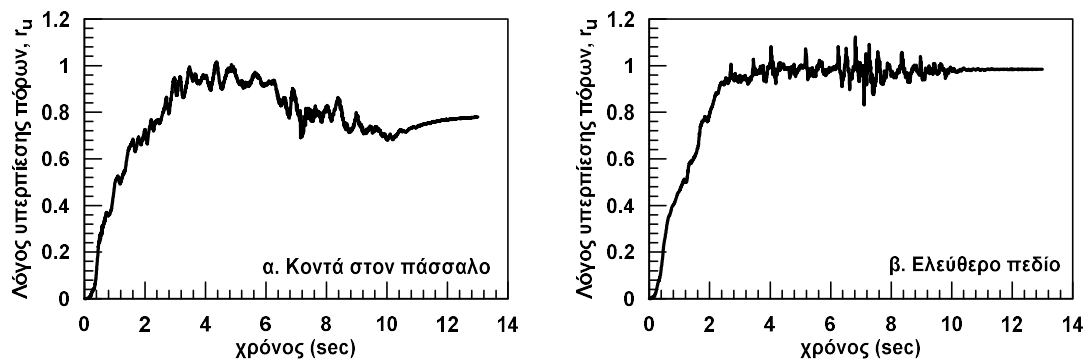
Επιπλέον, το **Σχήμα 3.13** και το **Σχήμα 3.14** είναι ενδεικτικά για τον μηχανισμό εκδήλωσης της ρευστοποίησης. Πιο αναλυτικά, στο **Σχήμα 3.13** φαίνεται η μεταβολή του λόγου  $r_u$  κατά μήκος του πασσάλου, σε τρία σημεία περιμετρικά αυτού (μπροστά, πίσω και ενδιάμεσα). Γίνεται αντιληπτό πως δεν παρουσιάστηκαν διαφορές από σημείο σε σημείο του πασσάλου για το ίδιο βάθος. Ταυτόχρονα, το έδαφος γύρω από τον πάσσαλο θεμελίωσης εμφανίζεται πλήρως ρευστοποιημένο σε όλο το μήκος του πασσάλου, εξαιρουμένου του εδάφους κοντά στην κορυφή και την αιχμή του. Ως πιθανή ερμηνεία δόθηκε η ταχύτερη αποτόνωση των υδατικών υπερπιέσεων προς την ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους (κεφαλή πασσάλου) και προς το υποκείμενο στρώμα διαπερατής πυκνής άμμου (αιχμή πασσάλου).

Παράλληλα, στο **Σχήμα 3.14** εμφανίζεται η εξέλιξη με το χρόνο της ανάπτυξης του λόγου υπερπιέσεων πόρων στο ελεύθερο πεδίο (**Σχήμα 3.14α**) και δίπλα στον πάσσαλο (**Σχήμα 3.14β**), σε βάθος  $z=10.75\text{m}$  από την ελεύθερη επιφάνεια. Στο ελεύθερο πεδίο ο λόγος  $r_u$  πήρε τιμές πολύ κοντά στη μονάδα περί τα 2sec μετά της επιβολής της σεισμικής δόνησης και διατηρήθηκε σε αυτά τα επίπεδα έως και το πέρας αυτής. Από την άλλη, η απόκριση της περιοχής γύρω του πασσάλου εμφανίστηκε πιο σύνθετη. Αρχικά, ο λόγος υπερπιέσεων των πόρων παρουσίασε αύξηση έως και τιμές μεγαλύτερες του  $r_u=0.9$ , όμως έπειτα μειώθηκε, πιθανώς ως συνδυασμένη συνέπεια της στράγγισης του νερού προς την ελεύθερη επιφάνεια και της διαστολικότητας του εδάφους λόγω επιβολής μεγάλων διατμητικών παραμορφώσεων κατά την εξόλκευση του πασσάλου. Μετά το πέρας της δόνησης, υπήρξε εκ νέου αύξηση της τιμής του λόγου  $r_u$ , που μπορεί να αποδοθεί σε ροή νερού από το

ρευστοποιημένο ελεύθερο πεδίο και τα μεγαλύτερα βάρη προς την μερικώς ρευστοποιημένη περιοχή κοντά στον πάσσαλο.



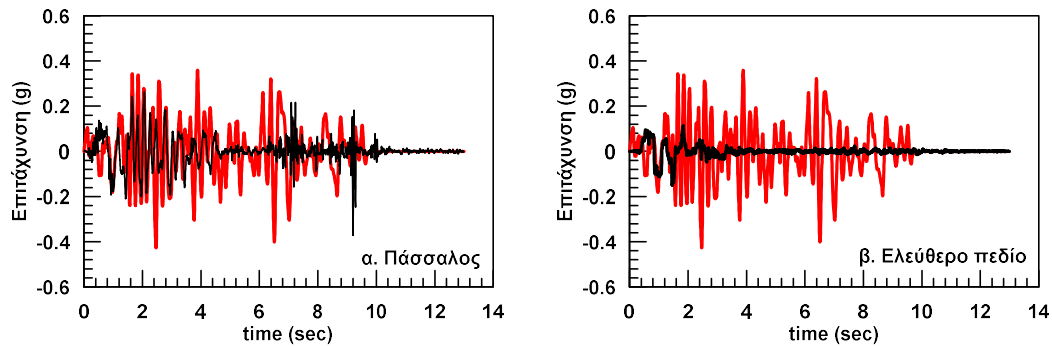
**Σχήμα 3.13:** Μεταβολή λόγου υπερπίεσεων πόρων  $r_u$  με το βάθος κοντά στον πάσσαλο των Bouckouvalas et al. (2015).



**Σχήμα 3.14:** Χρονοιστορίες λόγου υπερπίεσεων πόρων,  $r_u$  α) δίπλα στο πάσσαλο και (β) στο ελεύθερο πεδίο σε βάθος  $z=10.75m$  από την επιφάνεια του εδάφους, για τον κάρναβο των Bouckouvalas et al. (2015)

Οι Bouckouvalas et al. (2015) επισημαίνουν ότι οι ανωτέρω ερμηνείες παρουσίασαν συμβατότητα με τις χρονοϊστορίες της επιτάχυνσης της κορυφής του πασσάλου (**Σχήμα 3.15α**) και της επιφάνειας του εδάφους στο ελεύθερο πεδίο (**Σχήμα 3.15β**). Στα δύο σχήματα, με κόκκινη γραμμή απεικονίστηκε η επιβαλλόμενη επιτάχυνση στη βάση, ενώ με μαύρη η απόκριση της κορυφής του πασσάλου και του ελεύθερου πεδίου. Ακόμη, στην χρονοϊστορία του ελεύθερου πεδίου, ο λόγος  $r_u$  έλαβε τιμές κοντά στο 1.0 (για χρόνο  $t > 1.5-2.0sec$ ) και

ταυτόχρονα η ένταση της δόνησης ελαττώθηκε καθώς τα διατμητικά κύματα δε μπορούν να διαδοθούν στο ρευστοποιήσιμο έδαφος που λειτουργεί ως «φυσική σεισμική μόνωση». Παράλληλα, για την κορυφή του πασσάλου φαίνεται πως η δόνηση εξασθένησε μόνο για το χρονικό διάστημα όπου ο λόγος υπερπιέσεων των πόρων πήρε τιμές κοντά στη μονάδα (για  $t \approx 3.5-6.0\text{sec}$ ).

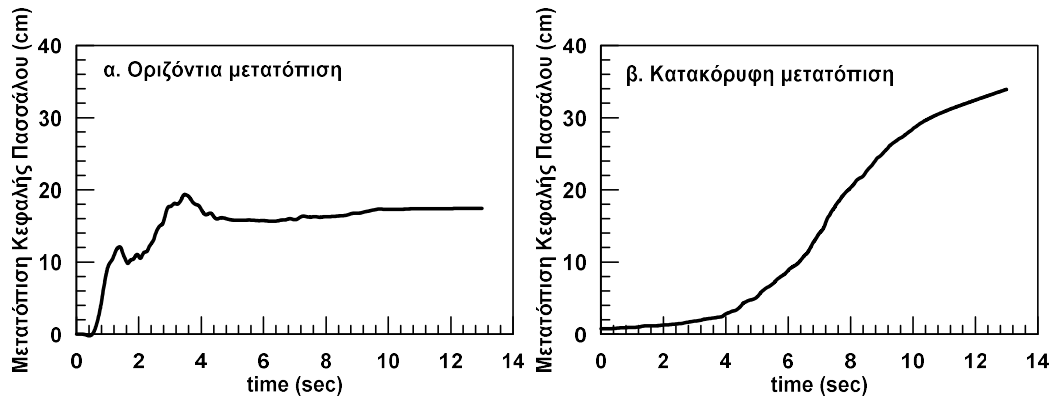


**Σχήμα 3.15:** Χρονοιστορίες επιτάχυνσης (α) στην κορυφή του πασσάλου και (β) στην επιφάνεια του εδάφους, στο μοντέλο των Bouckovalas et al. (2015).

Επιπροσθέτως, το **Σχήμα 3.16α** και το **Σχήμα 3.16β** παρουσιάζουν τη μεταβολή με τον χρόνο των οριζόντιων και κατακόρυφων μετακινήσεων του πασσάλου κατά τη διάρκεια του σεισμού. Η τελική παραμένουσα οριζόντια μετατόπιση που εμφανίστηκε ήταν μεγέθους 18cm, ενώ η κατακόρυφη μετρήθηκε μεγαλύτερη των 34cm. Επίσης, σημείωσαν πως με τη θεώρηση της προηγούμενης ενότητας/κεφαλαίου, η αντίστοιχη κατακόρυφη μετατόπιση λόγω ανακυκλικής φόρτισης από θαλάσσια κύματα είχε εκτιμηθεί στα 0.5-1.2cm. Συνεπώς, έγινε φανερό πως η ρευστοποίηση οδήγησε σε αύξηση της ανύψωσης κατά 28 έως 38 φορές. Ακόμη, εκτίμησαν πως για κατακόρυφη μετακίνηση  $\delta_{liq}=34\text{cm}$ , η δύναμη του φορτίου προέντασης σε βάθος 120-200m υπολογίστηκε στα 5014 – 9026 kN, μέσω της σχέσης :

$$\Delta F = \frac{E_t \cdot (\pi \cdot \frac{D_t^2}{4})}{L_t} \cdot \delta_{liq} \quad (3.13)$$

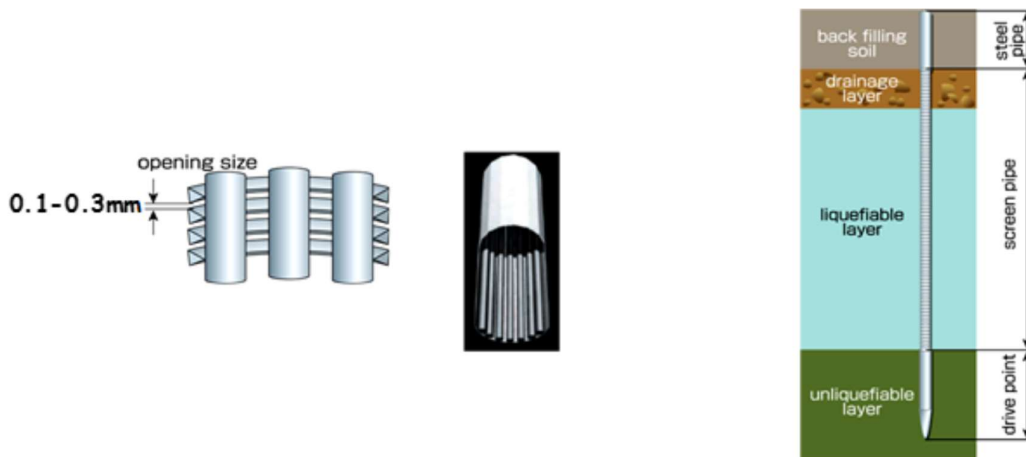
Αυτό σημαίνει ότι, για αρχική δύναμη προέντασης σε κάθε τένοντα ίση με  $Q_{st}=10800\text{ kN}$ , η μείωση που επέφερε η ρευστοποίηση ήταν της τάξης του 83.5%. Ένα τέτοιο ποσοστό κρίνεται απαγορευτικό για την ασφάλεια της ανωδομής (μείωση του βάθους βύθισης εντός της θάλασσας και της απόδοσης των υδροστροβίλων) και συνεπώς εξετάστηκαν εναλλακτικές μέθοδοι σχεδιασμού της εν λόγω θεμελίωσης, προκειμένου να εξασφαλιστεί η ομαλή λειτουργία της πλωτής κατασκευής.



**Σχήμα 3.16:** Χρονική εξέλιξη (α) οριζόντιων και (β) κατακόρυφων μετατοπίσεων στην κεφαλή του πασσάλου (Bouckovalas et al. 2015)

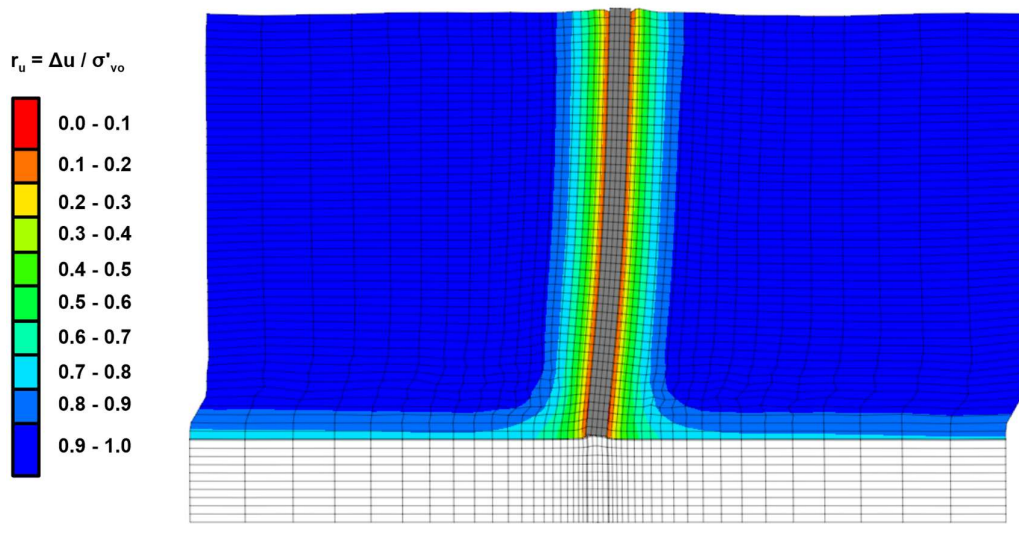
### 3.3.3 Μέτρα Αποτροπής της Ρευστοποίησης

Ως πιθανή λύση στο ανωτέρω πρόβλημα, οι Bouckovalas et al. (2015) εξέτασαν τη χρήση διάτρητων πασσάλων για την αγκύρωση της ανωδομής (βλ. **Σχήμα 3.17**). Οι εν λόγω πάσσαλοι λειτουργούν ουσιαστικά ως κυλινδρικά στραγγιστήρια μεγάλης διαμέτρου τα οποία αποτονώνουν την ανάπτυξη υπερπίεσης πόρων λόγω σεισμού και αποτρέπουν την εκδήλωση ρευστοποίησης πλησίον του πασσάλου.



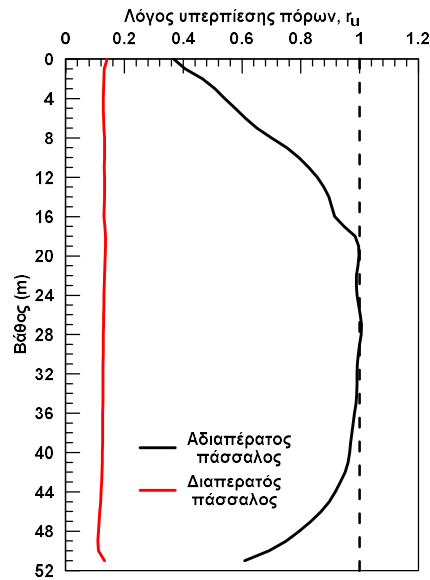
**Σχήμα 3.17:** Διάτρητος πάσσαλος μικρής διαμέτρου (Bouckovalas et al. 2015).

Η αριθμητική ανάλυση που διεξήγαγαν με εφαρμογή αυτής της μεθόδου διαφέρει από την αρχική μόνο ως προς την ελεύθερη στράγγιση του νερού των πόρων κατά μήκος του πασσάλου. Στο **Σχήμα 3.18** παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος κάνναβος έπειτα από το πέρας της σεισμικής δράσης και οι ισοκαμπύλες του λόγου  $r_u$  (κόκκινο – μπλε σε αντιστοιχία με πριν), από όπου παρατηρείται αποτελεσματική αποτροπή της ρευστοποίησης περιμετρικά του πασσάλου.



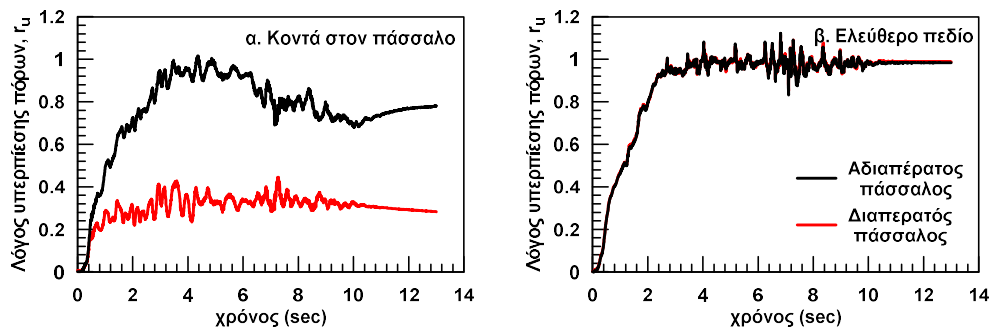
**Σχήμα 3.18:** Μορφή παραμορφωμένου καννάβου και ισοκαμπύλες λόγου υπερπιέσεων πόρων  $r_u$  στο τέλος της διέγερσης για την περίπτωση διαπερατού πασσάλου, από τους Bouckovalas et al. (2015)

Πιο αναλυτικά, στο **Σχήμα 3.19** παρουσιάστηκε η μεταβολή του  $r_u$  στην περίμετρο του αδιαπέρατου (μαύρη γραμμή) και διαπερατού (κόκκινη γραμμή) πασσάλου. Στο παρακάτω σχήμα, έγινε φανερή η σημαντική μείωση των υπερπιέσεων πόρων σε τιμές που δεν ξεπερνούν το  $r_u=0.10 - 0.15$ , ομοιόμορφα κατά μήκος του πασσάλου, καθιστώντας μη ρευστοποιήσιμο το γύρω έδαφος και διατηρώντας τη διατμητική αντοχή αυτού.



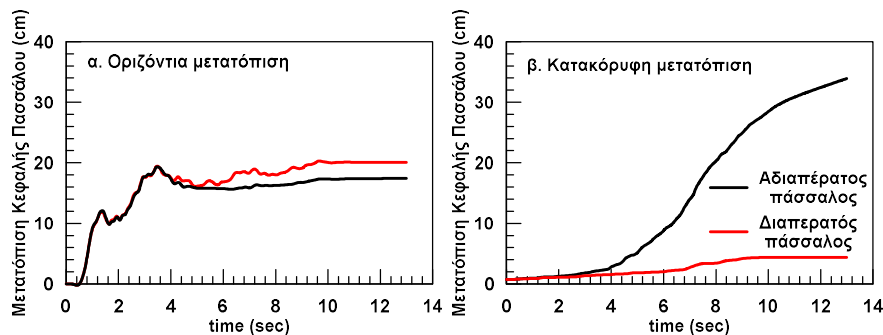
**Σχήμα 3.19:** Λόγος υπερπίεσεων πόρων στην περίμετρο του πασσάλου για την περίπτωση αδιαπέρατου και διαπερατού πασσάλου (Bouckovalas et al. 2015).

Επιπρόσθετα, στο **Σχήμα 3.20** έγινε σύγκριση των χρονοϊστοριών του λόγου υπερπίεσης πόρων στο έδαφος στο ελεύθερο πεδίο αλλά και πιο κοντά στον πάσσαλο, για βάθος ίσο με  $z=10.75\text{m}$  από την επιφάνεια. Μακριά του πασσάλου δεν εμφανίστηκαν διαφορές μεταξύ των δύο αναλύσεων, με το έδαφος να ρευστοποιείται πλήρως 2-3sec μετά την έναρξη της δόνησης και πρακτικά να μην αλλάζει η τιμή του  $r_u$  έως και την λήξη της δόνησης. Αντίθετα, στο έδαφος πιο κοντά στον διαπερατό πάσσαλο εμφανίστηκε σημαντική διαφοροποίηση σε σχέση με τον αδιαπέρατο. Εδώ ο λόγος υπερπίεσης πόρων έλαβε τιμές μεταξύ  $r_u=0.20-0.30$  λίγο μετά την έναρξη της σεισμικής δόνησης και παρέμεινε σε αυτές έως το τέλος. Ενώ στην περίπτωση του αδιαπέρατου, 3sec μετά τη φόρτιση σημειώθηκαν τιμές πολύ κοντά στη μονάδα, οι οποίες μετά τα 6-7sec απομειώθηκαν σε  $r_u=0.70-0.80$  εξαιτίας της στράγγισης.



**Σχήμα 3.20:** Χρονοιστορίες μεταβολής λόγου υπερπίεσεων πόρων (α) κοντά στον πάσσαλο και (β) στο ελεύθερο πεδίο σε βάθος  $z=10.75\text{m}$  από την επιφάνεια του εδάφους για την περίπτωση αδιαπέρατου και διαπερατού πασσάλου (Bouckovalas et al. 2015).

Αντίστοιχα, έγινε σύγκριση των κατακόρυφων και οριζόντιων συσσωρευμένων μετακινήσεων στη κεφαλή του πασσάλου (βλ. **Σχήμα 3.21**). Τις οριζόντιες μετακινήσεις τις έκριναν αμελητέες, εφόσον εξαρτώνται από την ελαστική απόκριση του πασσάλου στην επιβληθείσα διέγερση. Αντιθέτως, οι κατακόρυφες μετατοπίσεις, που σχετίζονται άμεσα με την ελάττωση της εδαφικής διατμητικής αντοχής λόγω ρευστοποίησης, παρουσίασαν σημαντική μείωση ως αποτέλεσμα της τοποθέτησης των διαπερατών πασσάλων. Οι εν λόγω πάσσαλοι ελάττωσαν σε μεγάλο βαθμό τις υπερπιέσεις πόρων και οδήγησαν σε παραμένουσα κατακόρυφη μετακίνηση  $\delta_{iq}=4.4\text{cm}$ . Για την μετακίνηση αυτή και για μήκος τένοντα 120-200m, η δύναμη προέντασης του χαλύβδινου τένοντα απομειώθηκε μόνο κατά 649 – 1168 kN, δηλαδή κατά 10-11% περίπου. Ποσοστό που αντιστοιχεί σε περιορισμό της απομείωσης λόγω χαλάρωσης του εδάφους κατά 87% σε σχέση με τον αδιαπέρατο πάσσαλο.



**Σχήμα 3.21:** Συσώρευση οριζόντιων και κατακόρυφων μετακινήσεων στην κεφαλή του πασσάλου για αδιαπέρατο και διαπερατό πάσσαλο (Bouckovalas et al. 2015).

Συμπερασματικά, από τη μελέτη της συμπεριφοράς πασσάλου θεμελίωσης υπό την επίδραση σεισμικής διέγερσης στο έδαφος, οι Bouckovalas et al. (2015) σημείωσαν τα παρακάτω σημαντικά αποτελέσματα :

- Η εκδήλωση του σεισμικού φαινομένου κατέστη ικανή να ρευστοποιήσει πλήρως το έδαφος μακριά από τον πάσσαλο ( $r_u=1.0$ ), αλλά και κοντά σε αυτόν σε βάθη 7D-16D περίπου.
- Το έδαφος κοντά στον πάσσαλο, περί την κεφαλή ( $z=0-7D$ ) και περί την αιχμή του ( $z > 16D$ ) δεν ρευστοποιήθηκε πλήρως ( $r_u=0.4-1.0$ ), εξαιτίας ροής νερού των πόρων προς την ελεύθερη επιφάνεια και προς το στρώμα μη ρευστοποιήσιμης πυκνής άμμου που υπόκειται της αιχμής του πασσάλου.
- Για τη σεισμική φόρτιση που επιβλήθηκε, προέκυψε οριζόντια μετακίνηση στην κορυφή του πασσάλου ίση με 18cm. Το μέγεθος της μετακίνησης κρίνεται δυσανάλογα μεγάλο και εκτιμάται πως πρόκειται για παρασιτική μετακίνηση που

οφείλεται σε αριθμητικό λάθος. Το λάθος γίνεται φανερό καθώς ο κάρναβος έχει μετακινηθεί ολόκληρος προς τα δεξιά, γεγονός που δεν θα υφίσταται σε πραγματικό έδαφος.

- Η κατακόρυφη μόνιμη μετακίνηση υπολογίστηκε ίση με  $\delta_{iiq}=34\text{cm}$ , λόγω της απώλειας της διατμητικής αντοχής του εδάφους από την εκδήλωση της ρευστοποίησης.
- Η ανωτέρω  $\delta_{iiq}$ , επιφέρει μείωση της δύναμης προέντασης των τενόντων κατά περίπου 85%.

Εκτελώντας εκ νέου την ανάλυση, αυτή τη φορά με διάτρητους πασσάλους-στραγγιστήρια προκειμένου να ελαττωθούν οι αρνητικές συνέπειες της ρευστοποίησης, προέκυψαν τα εξής:

- Το έδαφος του ελεύθερου πεδίου ρευστοποιήθηκε πλήρως και πάλι.
- Αντιθέτως, στο έδαφος στην περίμετρο του πασσάλου απετράπη η ρευστοποίηση ( $r_u=0.10-0.20$ ), λόγω της εκτόνωσης των υπερπιέσεων πόρων προς τον διαπερατό πάσσαλο.
- Ως αποτέλεσμα, η συσσωρευμένη μόνιμη κατακόρυφη μετακίνηση μετά το πέρας του σεισμού μειώθηκε σε  $\delta_{iiq}=6\text{cm}$  και παράλληλα η αντίστοιχη απομείωση της δύναμης των τενόντων ελαττώθηκε μόνο κατά 10-11%.

Τέλος, σημείωσαν πως η ρευστοποίηση αποδείχθηκε σοβαρός κίνδυνος για την βιωσιμότητα της ανωδομής και ταυτόχρονα, η λύση που εξέτασαν έφερε μεν σημαντικούς περιορισμούς στις συνέπειες του φαινομένου, αλλά προς το παρόν έχει εφαρμοσθεί μόνο για τη περίπτωση πασσάλων μικρής διαμέτρου.





# Κεφάλαιο 4

## Μεθοδολογία Αριθμητικών Αναλύσεων και Τυπικά Αποτελέσματα

---

### 4.1 Γενικά

Στο παρόν κεφάλαιο, παρουσιάζεται αναλυτικά η μεθοδολογία με την οποία θα εκτελεστούν όλες οι αριθμητικές αναλύσεις στην παρούσα Διπλωματική Εργασία για την μελέτη της απόκρισης των πασσάλων θεμελίωσης πλωτών υπεράκτιων κατασκευών με προενταμένες τένοντες (tension leg platform – TLP) σε ρευστοποίηση λόγω σεισμού. Οι αριθμητικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για την θεμελίωση της κατασκευής TLP που μελέτησαν οι Bouckonas et al. (2015) στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος POSEIDON 2041 και περιγράφηκε αναλυτικά στο Κεφάλαιο 3.

Τονίζεται εξ αρχής ότι οι αριθμητικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν χρησιμοποιώντας το ίδιο αριθμητικό προσομοίωμα με αυτό που πραγματοποίησαν τις αναλύσεις ρευστοποίησης οι Bouckonas et al. (2015) με την διαφορά ότι στην παρούσα Διπλωματική Εργασία θα επιβληθούν στον πάσσαλο θεμελίωσης αρμονικές διεγέρσεις. Στον παρόν Κεφάλαιο, θα περιγραφεί αναλυτικά η μεθοδολογία και οι παραδοχές της αριθμητικής προσομοίωσης καθώς και θα παρουσιαστούν λεπτομερή αποτελέσματα για τη βασική ανάλυση αναφοράς στην οποία θα βασιστούν οι παραμετρικές αριθμητικές αναλύσεις που θα πραγματοποιηθούν στα επόμενα Κεφάλαια. Στόχος είναι η παρουσίαση και η κατανόηση των βασικών μηχανισμών που διέπουν το πρόβλημα κατά τη σεισμική φόρτιση του πασσάλου και τη ρευστοποίηση του περιβάλλοντος εδάφους.

### 4.2 Μεθοδολογία Αριθμητικών Αναλύσεων

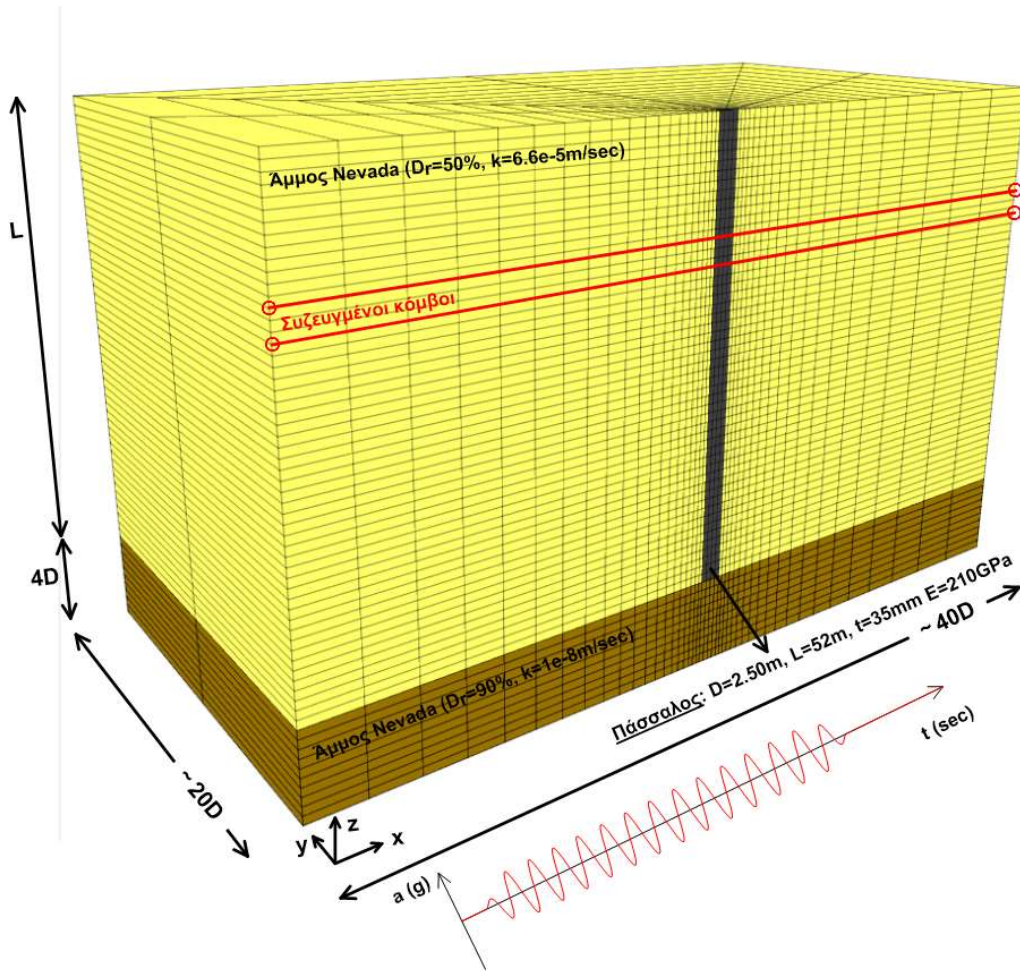
#### 4.2.1 Αριθμητικό Προσομοίωμα

Όλες οι αριθμητικές αναλύσεις για την απόκριση του πασσάλου θεμελίωσης σε ρευστοποίηση για τον πάσσαλο θεμελίωσης που εξετάζεται στην παρούσα διπλωματική εργασία οι απαιτούμενες αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν στον τρισδιάστατο κώδικα Πεπερασμένων Διαφορών FLAC3D v5 (Itasca 2012). Η απόκριση της ρευστοποιήσιμης άμμου

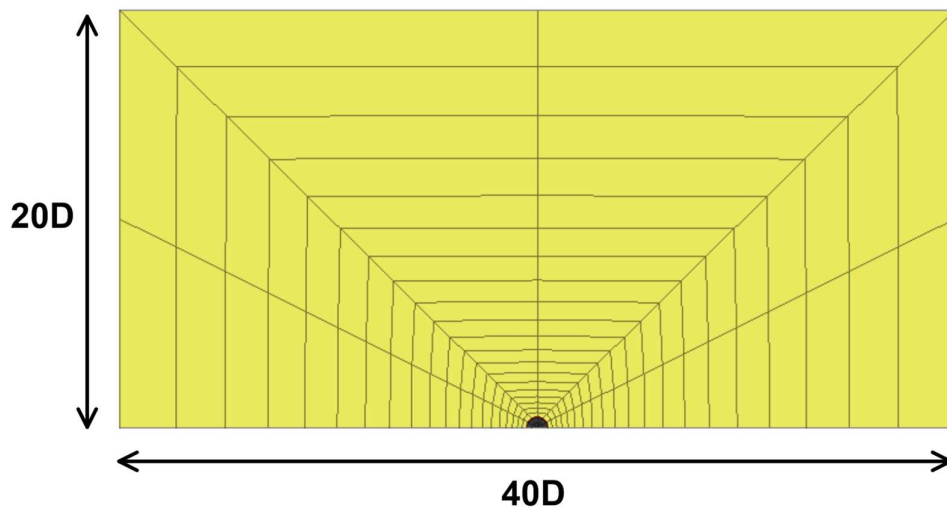
προσομοιώθηκε με το εξειδικευμένο καταστατικό προσομοίωμα NTUA-Sand (Κ. Ι. Andrianopoulos et al. 2010; Karamitros 2010), το οποίο αναπτύχθηκε στο Εργαστήριο Θεμελιώσεων ΕΜΠ και βασίζεται στη θεωρία Κρίσιμης Κατάστασης και Πλαστικότητας. Στο Παράρτημα Α, παρατίθενται πιο αναλυτικά οι βασικές αρχές τόσο του λογισμικού FLAC όσο και του καταστατικού προσομοιώματος NTUA-Sand.

Όπως αναφέρθηκε στην προηγούμενη παράγραφο, από την παραμετρική διαστασιολόγηση των Bouckonavalas et al. (2015) που περιγράφεται και στο Κεφάλαιο 3, στην εν λόγω διπλωματική εργασία επιλέγεται να μελετηθεί η περίπτωση θεμελίωσης με μεμονωμένο πάσσαλο μήκους  $L = 55\text{m}$  και διαμέτρου  $D = 2.5\text{m}$  σε άμμο μέσης πυκνότητας, η οποία είναι πιο επιρρεπής σε ρευστοποίηση απ' ό,τι η πυκνή, και θεωρώντας συντελεστή ασφάλειας έναντι στατικής φόρτισης  $FS=2.0$ . Είναι σημαντικό να σημειωθεί πως από τα 55m του πασσάλου, στον κώδικα επιλέγεται να προσομοιωθούν μόνον τα 52m. Αυτό συμβαίνει διότι στην επιφάνεια του πασσάλου και για βάθος ίσο με  $z=1.3D=3.25\text{m}$ , υπάρχει απώλεια εδαφικού υλικού (scour effect), σύμφωνα με τις οδηγίες του DnV. Ως αποτέλεσμα ως πάσσαλος λειτουργεί από βάθος 3.25m και έπειτα.

Στο **Σχήμα 4.1** παρουσιάζεται ο κάρναβος πεπερασμένων διαφορών που χρησιμοποιείται. Ο πάσσαλος κατασκευάζεται με βάθος  $L = 52\text{m}$  και διάμετρο  $D = 2.5\text{m}$  και το έδαφος που τον περιβάλλει είναι άμμος με σχετική πυκνότητα  $D_r=50\%$ . Προκειμένου να μην υπάρξουν επιδράσεις των συνόρων στη βάση του προβλήματος, κάτω της αιχμής του πασσάλου τοποθετείται μία επιπλέον πυκνή στρώση άμμου, σχετικής πυκνότητας  $D_r = 90\%$  και πάχους  $z=4D=10\text{m}$ . Ως εκ τούτου, για τις ανάγκες της προσομοίωσης και για την άμμο (Nevada Sand) με σχετική πυκνότητα  $D_r=50$  και  $90\%$  οι τιμές του δείκτη πόρων είναι ίσες με  $e=0.669$  και  $0.549$  αντίστοιχα. Επιπλέον, για την αποφυγή σημαντικής επίδρασης των συνόρων κατά τους άξονες  $x$  και  $y$ , τα σύνορα ορίζονται σε απόσταση  $20D$  από το κέντρο του πασσάλου. Ακόμη, για το συγκεκριμένο πρόβλημα, το επίπεδο  $x-z$  είναι επίπεδο συμμετρίας, έτσι για να μειωθεί ο υπολογιστικός χρόνος προσομοιάζεται το ήμισυ του προβλήματος. Συνεπώς, ο κάρναβος Πεπερασμένων Διαφορών έχει μήκος  $40D = 100\text{m}$  και πλάτος  $20D = 50\text{m}$ . Τέλος, στο **Σχήμα 4.2** παρουσιάζεται η κάτοψη του κάρναβου. Με στόχο την καλύτερη εποπτεία της συμπεριφοράς του συστήματος πασσάλου – εδάφους, ο κάρναβος κατασκευάζεται πιο πυκνός κοντά στον πάσσαλο, όπου τα φαινόμενα αλληλεπίδρασης εδάφους – θεμελίωσης είναι πολύ εντονότερα απ' ό,τι στο ελεύθερο πεδίο.



Σχήμα 4.1: Τριάστατη απεικόνιση του καννάβου Πεπερασμένων Διαφορών για τη βασική αριθμητική ανάλυση.



Σχήμα 4.2: Κάτοψη του καννάβου Πεπερασμένων Διαφορών (Επίπεδο x-y).

Δεδομένου πως η φόρτιση που θα ασκηθεί στην θεμελίωση θα είναι εφελκυστική, η αντοχή του πασσάλου προέρχεται μόνο από τη διατμητική αντοχή που εμφανίζει η διεπιφάνεια εδάφους – πασσάλου. Παράλληλα, η εφελκυστική δράση στην κορυφή, είναι δυνατό να προκαλέσει αποκόλληση της αιχμής του πασσάλου από το φέρον εδαφικό στρώμα. Για την ρεαλιστική απεικόνιση των εν λόγω φαινομένων προστέθηκαν περιμετρικά του πασσάλου καθώς και στη βάση του στοιχεία διεπιφάνειας με πάχος 0.10m. Πιο συγκεκριμένα, ως προς τα περιμετρικά στοιχεία διεπιφάνειας, η εφελκυστική αντοχή λαμβάνεται ίση με μηδέν λόγω της παρουσίας της μη συνεκτικής άμμου και η διατμητική αντοχή τους θεωρείται ίση με την πλευρική αντοχή  $f_s$ . Σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν και στο Κεφάλαιο 3, η πλευρική αντοχή  $f_s$  λαμβάνεται από την εξής σχέση :

$$f_s = K \cdot \sigma'_{vo} \cdot \tan \delta \leq f_{s,lim} \quad (4.1)$$

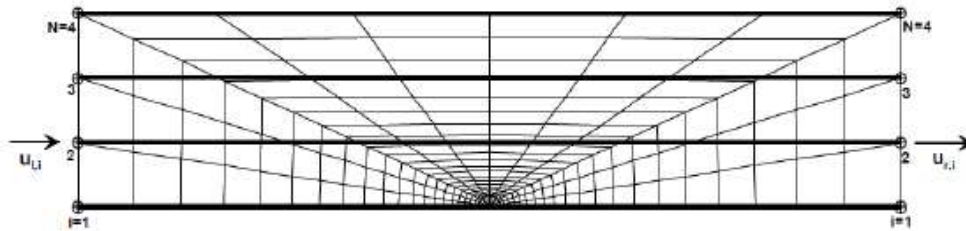
Όπου ο συντελεστής οριζόντιων ωθήσεων  $K$  επιλέγεται ίσος με 0.5, η τιμή της γωνίας τριβής διεπιφάνειας πασσάλου-εδάφους  $\delta$  ορίζεται ίση με  $\delta=25^\circ$  και η οριακή τιμή της πλευρικής αντοχής ισούται με  $f_{s,lim}=81\text{kPa}$ . Από την άλλη, στα στοιχεία διεπιφάνειας της βάσης τόσο η διατμητική όσο και η εφελκυστική αντοχή τίθενται ίσες με μηδέν. Σημειώνεται ότι, οι δυσκαμψίες των διεπιφανειών λαμβάνουν αρκετά υψηλές τιμές, έτσι ώστε να μην έχουν συνεισφορά στην μη-γραμμική σχέση φορτίου-μετατόπισης, η οποία θα πρέπει να διαμορφώνεται μόνο συναρτήσει της σχετικής δυσκαμψίας εδάφους-πασσάλου.

Για τη σωστή προσομοίωση συνθηκών ελευθέρου πεδίου στα πλευρικά σύνορα του καννάβου κατά τη σεισμική φόρτιση χρησιμοποιείται η τεχνική των συζευγμένων κόμβων (tied-nodes), κατά την οποία επιβάλλονται οι ίδιες κατακόρυφες και οριζόντιες μετατοπίσεις στους ακραίους κόμβων της ίδιας στάθμης.

Η εφαρμογή των συνοριακών συνθηκών συζευγμένων κόμβων γίνεται μέσω μιας υπορουτίνας που έχει γραφτεί στη γλώσσα προγραμματισμού του FLAC3D, τη FISH. Η εν λόγω υπορουτίνα εκτελείται σε κάθε βήμα της επίλυσης και ο αλγόριθμός της μπορεί να περιγραφεί εποπτικά με το **Σχήμα 4.3**, στο οποίο απεικονίζεται μια τυπική οριζόντια τομή του καννάβου. Πιο συγκεκριμένα, στην αρχή του υπολογιστικού βήματος, οι ταχύτητες  $u_{r,i}$  και  $u_{r,i}$  στην αριστερή και στη δεξιά πλευρά του προσομοιώματος αντίστοιχα, υπολογίζονται από το FLAC με βάση τις τάσεις στις κοντινές ζώνες γύρω από αυτά τα σημεία. Σε αυτό το σημείο του αλγορίθμου επίλυσης, καλείται η υπορουτίνα των συζευγμένων κόμβων και μέσω της οποίας επιβάλλεται μια μέση ταχύτητα σε όλα τα σημεία που ανήκουν στα πλευρικά όρια και έχουν κοινό ύψος  $z$ . Η τιμή της μέσης ταχύτητας υπολογίζεται από τον τύπο :

$$u_{av} = \frac{\sum (u_{l,i} + u_{r,i})}{2 \cdot N} \quad (4.2)$$

Όπου  $2N$  είναι ο αριθμός των σημείων κατά πλάτος στα οποία επιβάλλεται η κοινή ταχύτητα  $u_{av}$  (π.χ. για το **Σχήμα 4.3**,  $2N = 8$ ). Στη συνέχεια, οι ταχύτητες  $u_{l,i}$  και  $u_{r,i}$  σε όλα αυτά τα σημεία αντικαθίστανται από τη νέα κοινή ταχύτητα  $u_{av}$ . Το υπολογιστικό βήμα ολοκληρώνεται με τον υπολογισμό των παραμορφώσεων (βάσει της ταχύτητας) και των νέων τάσεων (βάσει των παραμορφώσεων και του καταστατικού νόμου που έχει υιοθετηθεί).



**Σχήμα 4.3:** Τυπική τομή που απεικονίζει τη λειτουργία της συνάρτησης των tied-nodes.

Για την απόκριση της άμμου χρησιμοποιήθηκε το καταστατικό προσομοίωμα NTUA-Sand, το οποίο όπως περιγράφηκε αναλυτικά στο Παράρτημα Α και έχει βαθμονομηθεί έτσι ώστε να προσομοιώνει την συμπεριφορά άμμου Nevada. Επίσης, όπως αναφέρεται στο παράρτημα, λόγω της χρήσης της παραμέτρου  $\psi$ , η επίδραση της σχετικής πυκνότητας λαμβάνεται υπόψη μεταβάλλοντας μόνο την τιμή του δείκτη πόρων  $e$ , και διατηρώντας τις υπόλοιπες παραμέτρους σταθερές. Ως εκ τούτου, για τις στρώσεις της άμμου με σχετική πυκνότητα  $D_r = 50\%$  και  $90\%$  τέθηκε στο προσομοίωμα τιμή του δείκτη πόρων  $e=0.669$  και  $0.549$  αντίστοιχα. Αναφορικά με τη διαπερατότητα των στρώσεων, τόσο στην άμμο μέσης πυκνότητας, όσο και στην πυκνή άμμο της βάσης ορίζεται διαπερατότητα ίση με  $k=6.6 \cdot 10^{-5}$  m/sec, τιμή η οποία αντιστοιχεί σε άμμο τύπου Nevada μέσης πυκνότητας, έτσι ώστε να μην υπάρχει στράγγισση του νερού των πόρων μόνο προς την ελεύθερη επιφάνεια (αρχικά).

Για την απόκριση του πασσάλου θεμελίωση χρησιμοποιήθηκε ελαστικό προσομοίωμα. Ο **Πίνακας 4.1** συνοψίζει τις ιδιότητες του πασσάλου θεμελίωσης οι οποίες και χρησιμοποιήθηκαν στην αριθμητική προσομοίωση. Σημειώνεται όμως ότι εφόσον ο πάσσαλος προσομοιώνεται ως συνεχής ελαστικός και κλειστής διατομής, ενώ στην πραγματικότητα πρόκειται περί ανοιχτής κοίλης διατομής, το μέτρο ελαστικότητας του πασσάλου εισάγεται στον κώδικα με μία απαραίτητη τροποποίηση προκειμένου να αποδώσει την ίδια εφελκυστική δυσκαμψία ( $EA/L$ ) με τον πραγματικό. Συνεπώς, αντί για μέτρο ελαστικότητας  $E=210\text{GPa}$ , θεωρείται στον πάσσαλο του προσομοιώματος  $E=10.4\text{GPa}$ .

Τέλος, σημειώνεται ότι στον πάσσαλο εισήχθηκε μέτρο υστερητικής απόσβεσης ίσο με 5% κατά την επιβολή της δυναμικής φόρτισης.

**Πίνακας 4.1:** Γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά χαλύβδινου πασσάλου αγκύρωσης.

Εξωτερική Διάμετρος, D (m)	2.5
Πάχος Τοιχώματος, t (mm)	31.35
Εμβαδό Διατομής, A (m <sup>2</sup> )	0.24313
Ροπή Αδράνειας, I (m <sup>4</sup> )	0.185249
Μέτρο Ελαστικότητας, E (GPa)	210
Λόγος Poisson, ν	0.20

#### 4.2.2 Στάδια Φόρτισης

Όλες οι αριθμητικές αναλύσεις υπόκεινται σε δύο στάδια φόρτισης.

##### Στάδιο I: Στατική Φόρτιση

Πριν τη δυναμική φόρτιση, επιβάλλεται στον πάσσαλο, υπό στατικές συνθήκες, το φορτίο της προέντασης των τενόντων όπως αυτό έχει οριστεί από τη διαστασιολόγηση της υπεράκτιας πλατφόρμας. Πιο συγκεκριμένα, η επιβολή της δύναμης προέντασης γίνεται τμηματικά επιβάλλοντας σε κάθε βήμα σταθερή τιμή ομοιόμορφης εφελκυστικής τάσης σε όλες τις ζώνες που αντιστοιχούν στην κορυφή του πασσάλου μέχρι την επιθυμητή τιμή της προέντασης. Μετά την επιβολή κάθε πρόσθετου φορτίου γίνεται επίλυση της ανάλυσης έτσι ώστε να επέλθει ισορροπία. Ακόμη, σημειώνεται πως σε αυτό το στάδιο επιλέγεται να γίνει εφαρμογή της δύναμης σε βήματα, μεταξύ των οποίων επέρχεται ισορροπία του συστήματος. Σε κάθε βήμα, η εφελκυστική τάση αυξάνεται κατά ένα σταθερό βήμα και μέχρι την αστοχία και παράλληλα μετρίεται η μετατόπιση της κορυφής. Σημειώνεται πως κατά τη διάρκεια του *Σταδίου I* για τα πλευρικά σύνορα του αριθμητικού προσομοιώματος χρησιμοποιήθηκαν κυλίσεις ενώ για τη βάση αρθρώσεις.

##### Στάδιο II: Δυναμική Φόρτιση

Στο δεύτερο στάδιο το αριθμητικό προσομοίωμα υποβάλλεται σε σεισμική φόρτιση. Για το σκοπό αυτό, επιβάλλεται μια αρμονική σεισμική διέγερση σε όλη τη βάση του προσομοιώματος. Πριν την επιβολή της δυναμικής φόρτισης, αλλάζουν οι συνοριακές συνθήκες του αριθμητικού προσομοιώματος και συγκεκριμένα οι αρθρώσεις και οι κυλίσεις αντικαθίσταται από την υπορουτίνα των συζευγμένων κόμβων που περιγράφηκε στην προηγούμενη παράγραφο.

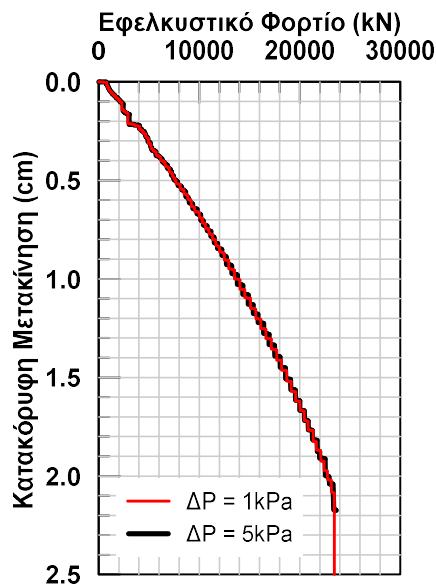
Ακόμη, κατά την διάρκεια της δυναμικής φόρτισης ορίστηκε στον πάσσαλο απόσβεση 5% και παράλληλα, η υστερητική απόσβεση του εδάφους σε μικρά επίπεδα παραμόρφωσης προσομοιώθηκε εισάγοντας απόσβεση ίση με 2%. Αντίστοιχα, για μεγαλύτερες παραμορφώσεις του εδάφους, η υστερητική απόσβεση προσομοιώνεται απευθείας μέσω του καταστατικού προσομοιώματος που χρησιμοποιείται στις αναλύσεις.

### 4.3 Παρουσίαση Αποτελεσμάτων Αριθμητικής Ανάλυσης Αναφοράς

#### 4.3.1 Καμπύλη Δύναμης - Μετατόπισης

Αρχικά, το αριθμητικό προσομοίωμα χρησιμοποιείται για την δημιουργία της καμπύλης δύναμης – παραμόρφωσης του πασσάλου, όπως περιγράφηκε στο Στάδιο I. Αρχικά, αυξάνεται σταδιακά η επιβαλλόμενη εφελκυστική τάση στην κορυφή του πασσάλου κατά 5kPa, η οποία μεταφράζεται σε δύναμη περίπου ίση με 25kN. Σε πρώτο στάδιο, η φόρτιση σταματά στην επιθυμητή τιμή των  $Q_{st}=10800\text{kN}$ , που αντιστοιχεί στη δύναμη προέντασης των τενόντων. Με βάση την τιμή αυτή, θα πραγματοποιηθούν οι αναλύσεις του Σταδίου II. Για τον υπολογισμό του οριακού φορτίου του πασσάλου κατά την αριθμητική ανάλυση και τη σύγκριση με τη θεωρητική τιμή της αντοχής του, η φόρτιση συνεχίζεται έως και την αστοχία.

Τονίζεται ότι πραγματοποιήθηκε διερεύνηση ως προς το βήμα αύξησης του φορτίου και παρατηρήθηκαν αντίστοιχα αποτελέσματα (Σχήμα 4.4) και ως εκ τούτου αποφασίστηκε να χρησιμοποιηθεί το βήμα των 5kPa για μείωση του υπολογιστικού κόστους.

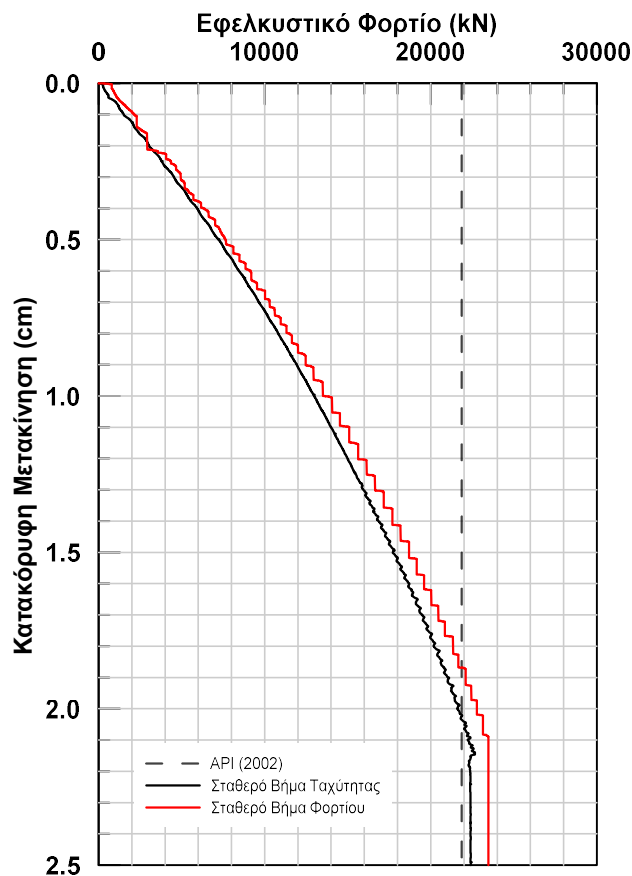


**Σχήμα 4.4:** Καμπύλη φορτίου-μετατόπισης πασσάλου σε εφελκυσμό στο FLAC3D, υπό σταθερή αύξηση φορτίου κατά  $\Delta P=1\text{kPa}$  και  $\Delta P=5\text{kPa}$ .



Παράλληλα, για λόγους ελέγχου και πληρότητας της μεθόδου επιβολής της φόρτισης, η αντοχή της θεμελίωσης ελέγχεται με μία επιπλέον μέθοδο. Στην κορυφή του πασσάλου επιβάλλεται σταθερή ταχύτητα ίση με  $10^{-7}$  m/sec και μετρούνται οι αντίστοιχες τιμές δύναμης και μετατόπισης που αναπτύσσονται στην κορυφή του πασσάλου.

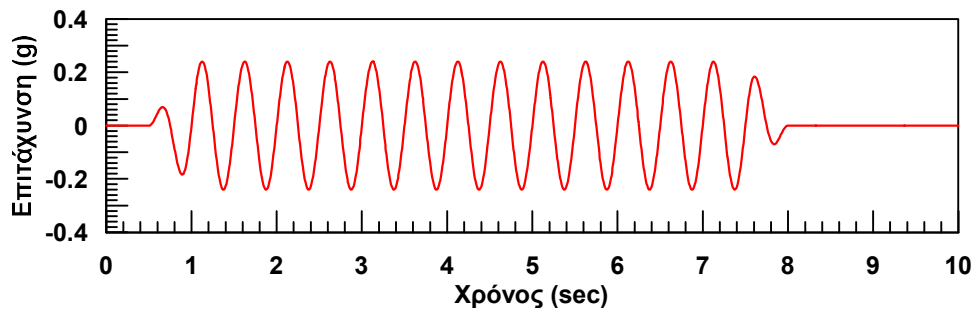
Στο **Σχήμα 4.5** παρουσιάζονται οι καμπύλες δύναμης – μετατόπισης που προέκυψαν με τις παραπάνω μεθόδους. Όπως φαίνεται από το Σχήμα, οι δύο μεθοδολογίες παρουσιάζουν μικρές διαφορές ως προς τη εφελκυστική αντοχή του πασσάλου. Συγκεκριμένα, με την επιβολή σταθερού βήματος φορτίου το οριακό φορτίο είναι  $Q_{ult}=23596$  kN, ενώ με την επιβολή σταθερού βήματος μετατόπισης είναι  $Q_{ult}=22670$  kN. Τονίζεται ότι από τον αναλυτικό υπολογισμό, η εφελκυστική αντοχή του πασσάλου είναι ίση με  $Q_{ult}= 21870$  kN. Επισημαίνεται ότι η εν λόγω τιμή έχει υπολογιστεί αγνοώντας την οποιαδήποτε απώλεια εδαφικού υλικού κοντά στην επιφάνεια του εδάφους (scour effect) καθώς αυτό δεν προσομοιώνεται στις αριθμητικές αναλύσεις. Από το **Σχήμα 4.5** προκύπτει ότι και οι δύο μεθοδολογίες δίνουν συμβατά αποτελέσματα.



**Σχήμα 4.5:** Καμπύλη φορτίου-μετατόπισης πασσάλου σε εφλκυσμό στο FLAC3D, με επιβολή σταθερού βήματος (α) ταχύτητας και (β) φορτίου.

### 4.3.2 Δυναμική Φόρτιση

Στη συνέχεια εφαρμόζεται το στάδιο της δυναμικής φόρτιση, με ταυτόχρονη επιβολή της σταθερής δύναμης προέντασης των 10800kN. Η αρμονική διέγερση που επιβλήθηκε παρουσιάζεται στο **Σχήμα 4.6** και αποτελείται από δεκατρείς (13) κύριους κύκλους φόρτισης και από έναν κύκλο προσαρμογής πριν και μετά την κύρια δόνηση έτσι ώστε να μην αναπτύσσονται παραμένουσες μετακινήσεις κατά τη σεισμική δόνηση (baseline correction). Η περίοδος της διέγερσης είναι ίση με  $T = 0.5\text{sec}$  και η μέγιστη επιτάχυνση είναι ίση με  $a_{\max} = 0.24g$ . Η διέγερση ξεκινά με 0.5sec ηρεμίας, πριν τους συνολικά δεκαπέντε (15) κύκλους φόρτισης και ολοκληρώνεται με 2.0sec ηρεμίας μετά το πέρας και του τελευταίου κύκλου.

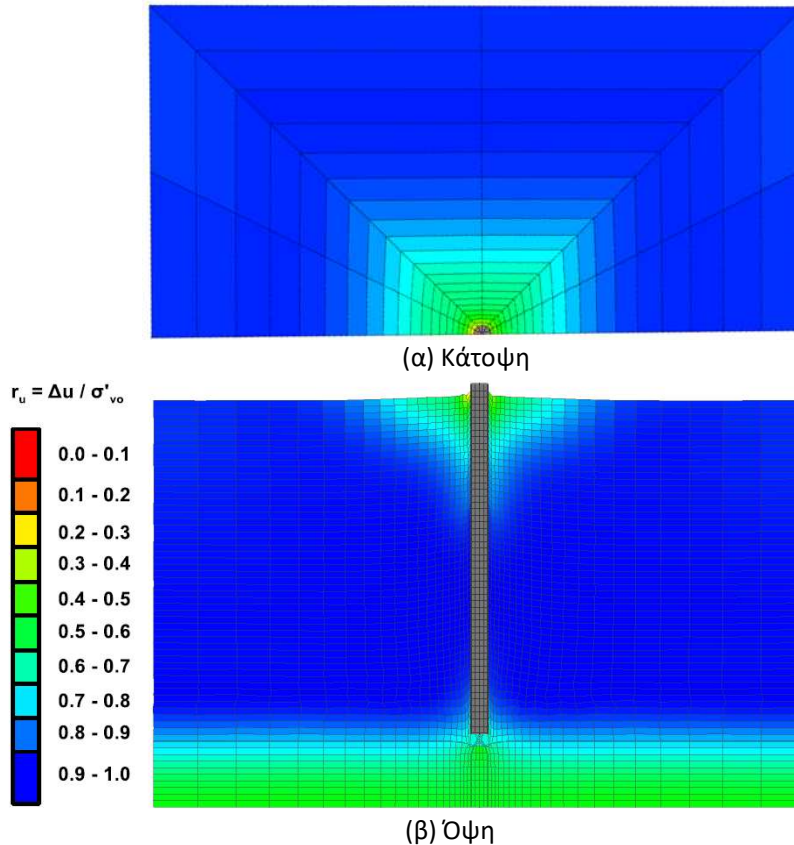


**Σχήμα 4.6:** Επιβαλλόμενη ημιτονική διέγερση στη βάση του καννάβου.

Στο **Σχήμα 4.7** φαίνεται σε μεγέθυνση ο παραμορφωμένος κάνναβος μετά το πέρας της δόνησης. Ταυτόχρονα, με τη χρήση χρωματικώς διαβαθμισμένων ισοκαμπύλων παρουσιάζεται η ανάπτυξη του λόγου υπερπίεσης των πόρων  $r_u$  :

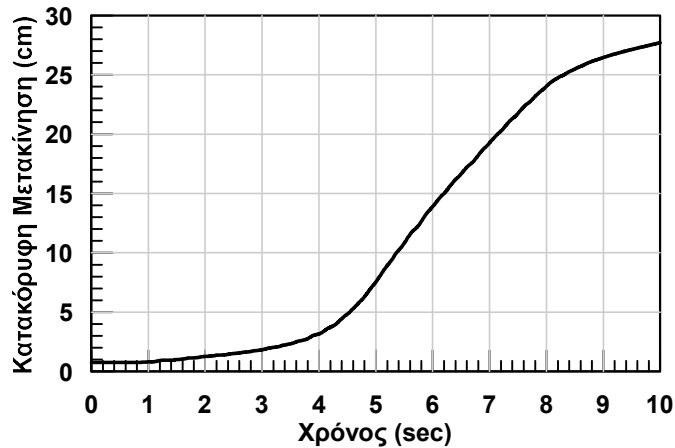
$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_{vo}} \quad (4.3)$$

Όπου  $\Delta u$  η υπερπίεση των πόρων και  $\sigma'_{vo}$  η κατακόρυφη ενεργός τάση πριν την επιβολή της διέγερσης. Όπως προκύπτει από την Εξ. (4.3) για τιμές του λόγου  $r_u$  κοντά στο μηδέν ( $r_u = 0$ ) δεν έχουν αναπτυχθεί υπερπίεσεις πόρων, ενώ αντίθετα για τιμές κοντά στη μονάδα ( $r_u = 1$ ) το έδαφος χαρακτηρίζεται ως πλήρως ρευστοποιημένο.



**Σχήμα 4.7:** (α) Κάτοψη και (β) όψη παραμορφωμένου καννάβου και ισοκαμπύλων λόγου υπερπείσεων πόρων  $r_u$  2sec μετά το τέλος της διέγερσης ( $t=10.0\text{sec}$ ).

Ακόμη, από το **Σχήμα 4.7** παρατηρείται πως το μεγαλύτερο μέρος του καννάβου έχει ρευστοποιηθεί πλήρως, εξαιρουμένης μίας περιοχής που βρίσκεται στην επιφάνεια και περιμετρικά του πασσάλου, όπου ο λόγος  $r_u$  κυμαίνεται μεταξύ 0.0 και 0.8, και μίας μικρής ακόμη στη βάση της θεμελίωσης. Η περιοχή περιμετρικά του πασσάλου που δεν ρευστοποιείται έχει ανάστροφο κωνικό σχήμα και εκτείνεται στην επιφάνεια σε ακτίνα περίπου  $17.6\text{m} (\approx 7D)$  γύρω από τον πάσσαλο καθώς και σε βάθος  $12\text{m} (\approx 5D)$ . Η εκτεταμένη ρευστοποίηση, οδηγεί σε απώλεια της πλευρικής τριβής μεταξύ πασσάλου και εδάφους και συνεπώς της αντοχής σε εφελκυσμό με αποτέλεσμα την ανάπτυξη σημαντικών κατακόρυφων μετατοπίσεων στον πάσσαλο. Η χρονοϊστορία της κατακόρυφης μετατόπισης (εξόλκευση) στην κεφαλή του πασσάλου, δίνεται στο παρακάτω **Σχήμα 4.8**.

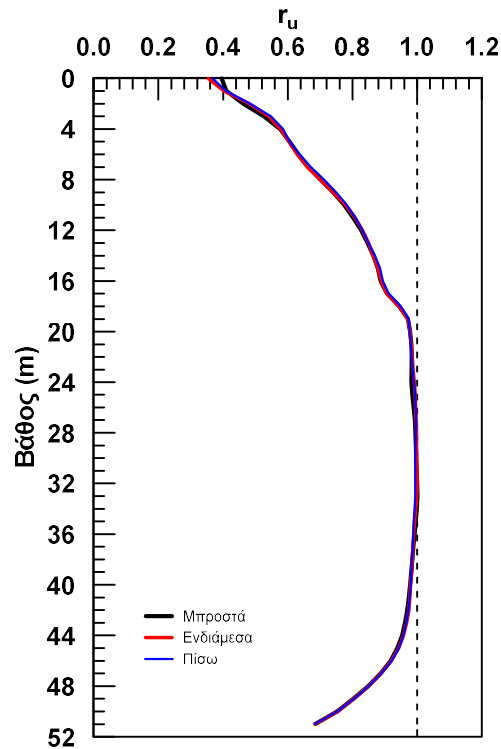


**Σχήμα 4.8:** Χρονοϊστορία κατακόρυφης μετατόπισης (εξόλκευσης) της κορυφής του πασσάλου.

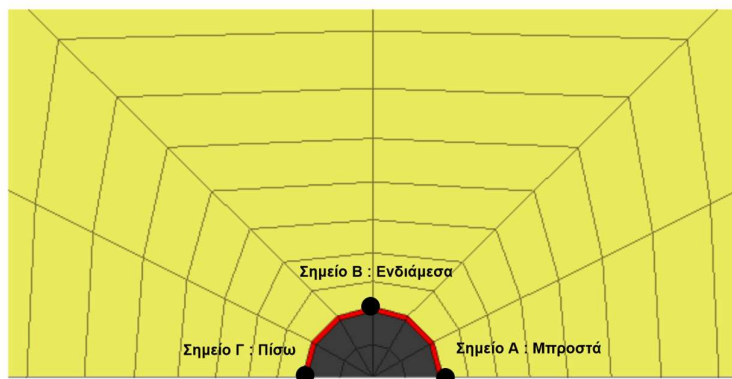
Η εξέλιξη της ρευστοποίησης φαίνεται πιο αναλυτικά στα σχήματα των επόμενων σελίδων. Στο **Σχήμα 4.9** δίνεται η μεταβολή του λόγου υπερπίεσης πόρων με το βάθος, στο τέλος της δόνησης ( $t = 10\text{sec}$ ), σε τρία σημεία περιμετρικά του πασσάλου (μπροστά, ενδιάμεσα και πίσω), τα οποία παρουσιάζονται στο **Σχήμα 4.10**. Παρατηρείται ότι για τα τρία σημεία, αναπτύσσονται υπερπίεσεις πόρων με τις τιμές λόγου  $r_u$  να βρίσκονται πολύ κοντά στη μονάδα. Συγκεκριμένα, τιμές μεγαλύτερες του 0.8 εμφανίζονται για περίπου το 70% του μήκους του πασσάλου, δηλαδή από βάθος 12m έως και 48m. Στα πρώτα 12m υπάρχει μείωση του συντελεστή  $r_u$ , ο οποίος στην επιφάνεια φτάνει την τιμή  $r_u = 0.36$ . Η μείωση των υπερπίεσεων πόρων κοντά στην επιφάνεια εκτιμάται ότι οφείλεται στην διαστολικότητα που αναπτύσσεται στο έδαφος περιμετρικά του πασσάλου σε μικρά βάθη καθώς και στη ροή του νερού προς την επιφάνεια και ταυτόχρονα, των αυξημένων διατμητικών φορτίων στην περιοχή. Αντίστοιχα σε βάθος 48 έως και 52m οι μειωμένες τιμές του συντελεστή  $r_u$  οφείλονται με τη σειρά τους στις αυξημένες διατμητικές τάσεις που προκαλούνται από την αποκόλληση του πασσάλου από το υποκείμενο έδαφος, σε συνδυασμό πιθανώς με αυξημένη ροή νερού που τείνει να καλύψει το κενό που δημιουργείται.

Στο **Σχήμα 4.11** και στο **Σχήμα 4.12** δίνονται χρονοϊστορίες της ανάπτυξης υπερπίεσης των πόρων του νερού. Οι χρονοϊστορίες δίνονται για έξι διαφορετικά βάθη και για δύο σημεία του καννάβου. Το πρώτο βρίσκεται σε απόσταση 7m από τον πάσσαλο (**Σχήμα 4.11**) και το δεύτερο στο ελεύθερο πεδίο (**Σχήμα 4.12**). Παρατηρείται πως στην επιφάνεια λίγο μετά τα 2sec, τόσο κοντά στον πάσσαλο όσο και στο ελεύθερο πεδίο, το έδαφος έχει ρευστοποιηθεί πλήρως. Παρόμοια συμπεριφορά συναντάται και για τα υπόλοιπα βάθη, όπου το έδαφος ρευστοποιείται και στις δύο περιπτώσεις περίπου την ίδια χρονική στιγμή. Αντιθέτως, όσον αφορά το έδαφος κοντά στην επιφάνεια, εμφανίζεται μια σημαντική διαφοροποίηση

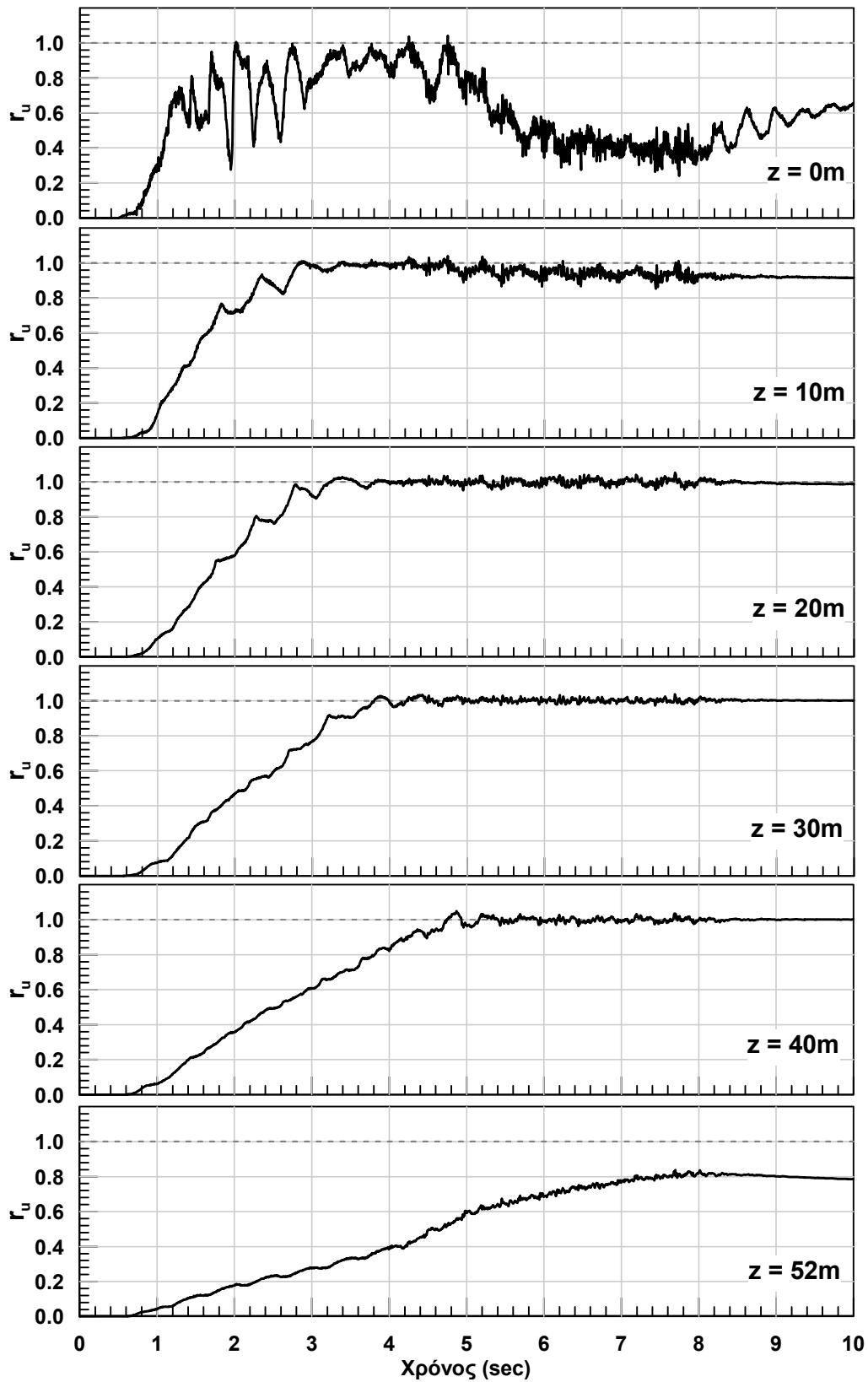
ανάμεσα στα δύο σημεία. Ενώ στο ελεύθερο πεδίο το έδαφος παραμένει πλήρως ρευστοποιημένο από τη χρονική στιγμή  $t=2.5\text{sec}$  και μετά, κοντά στον πάσσαλο παρατηρείται σημαντική μείωση των υπερπιέσεων μετά τα 5sec, φτάνοντας σε τιμές του λόγου  $r_u$  έως και μικρότερες του 0.4. Η εν λόγω αποτόνωση σε αυτή τη περιοχή θεωρείται αναμενόμενη, βάσει του φαινομένου της ροής νερού των πόρων προς την επιφάνεια που περιγράφηκε στην προηγούμενη παράγραφο. Τέλος, για βάθος  $z=52\text{m}$ , το έδαφος δεν ρευστοποιείται πλήρως σε καμία από τις δύο περιπτώσεις.



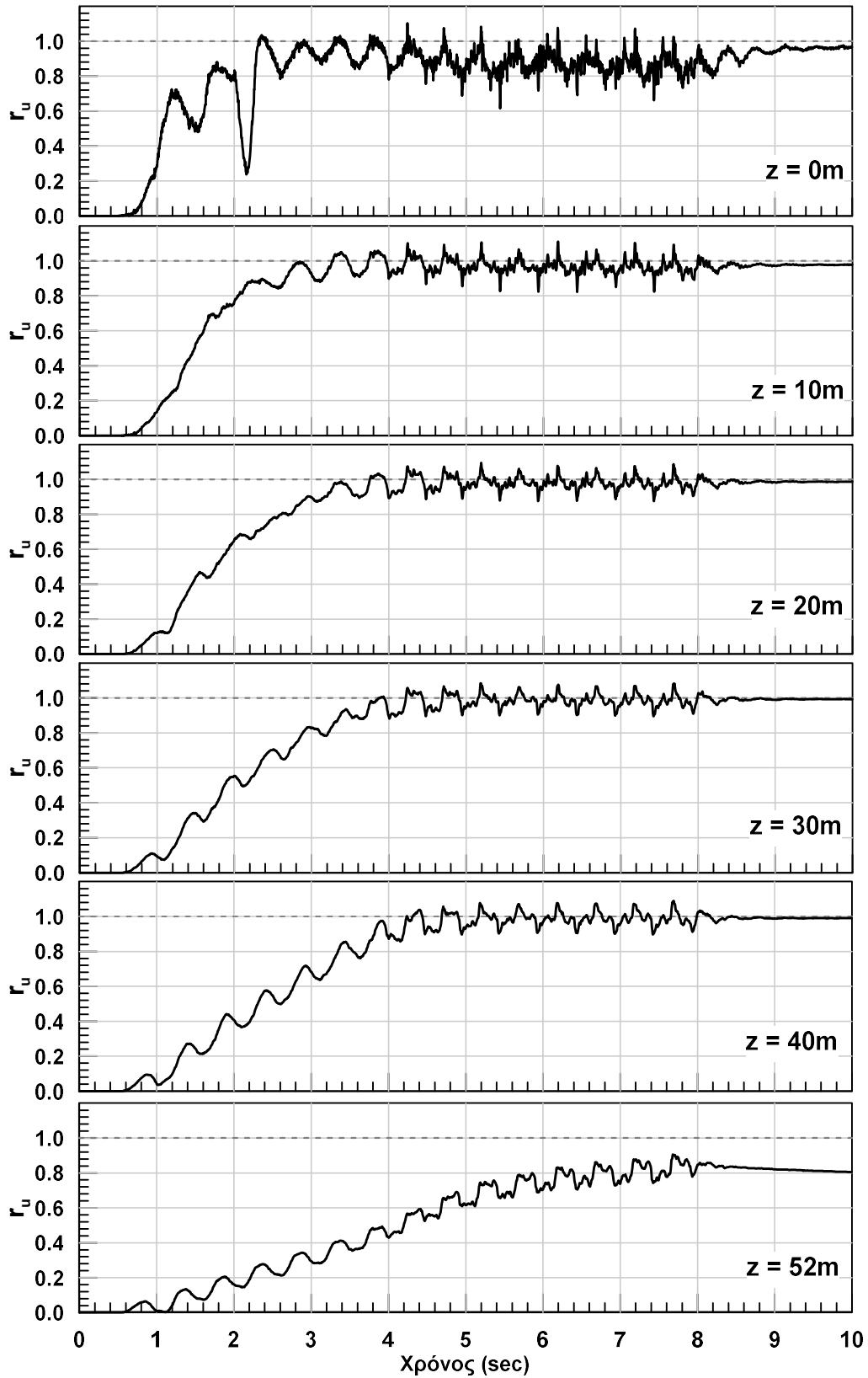
**Σχήμα 4.9:** Μεταβολή του λόγου υπερπιέσεων πόρων  $r_u$  με το βάθος σε τρία σημεία κοντά στον πάσσαλο τη χρονική στιγμή  $t=10\text{sec}$ .



**Σχήμα 4.10:** Τα τρία σημεία του πασσάλου όπου παρακολουθείται η μεταβολή του συντελεστή  $r_u$  με το βάθος, τη χρονική στιγμή  $t=10\text{sec}$ .



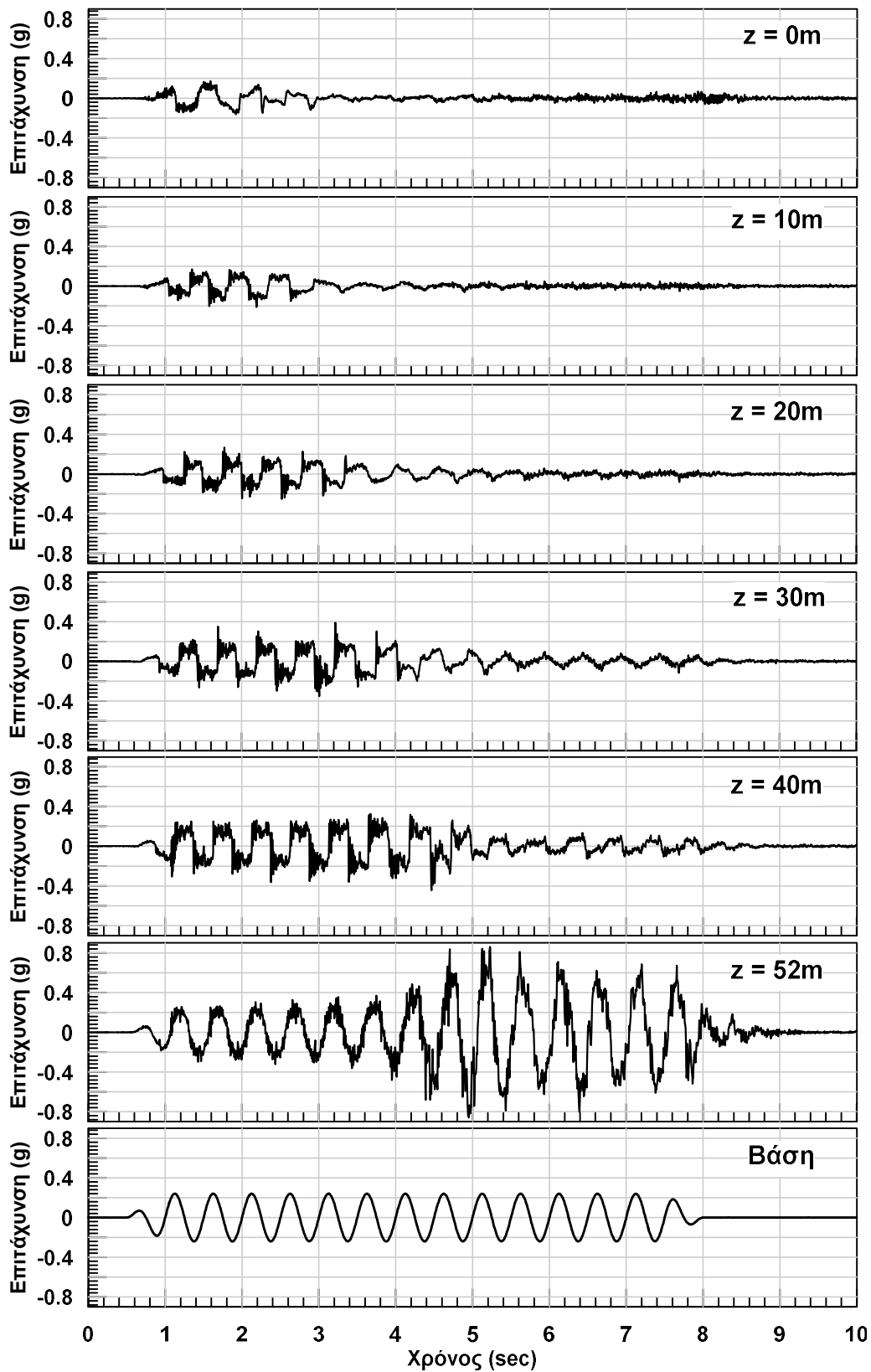
Σχήμα 4.11: Χρονοϊστορίες λόγου υπερπιέσεων πόρων  $r_u$  δίπλα στον πάσσαλο, σε διαφορετικά βάθη από την επιφάνεια.



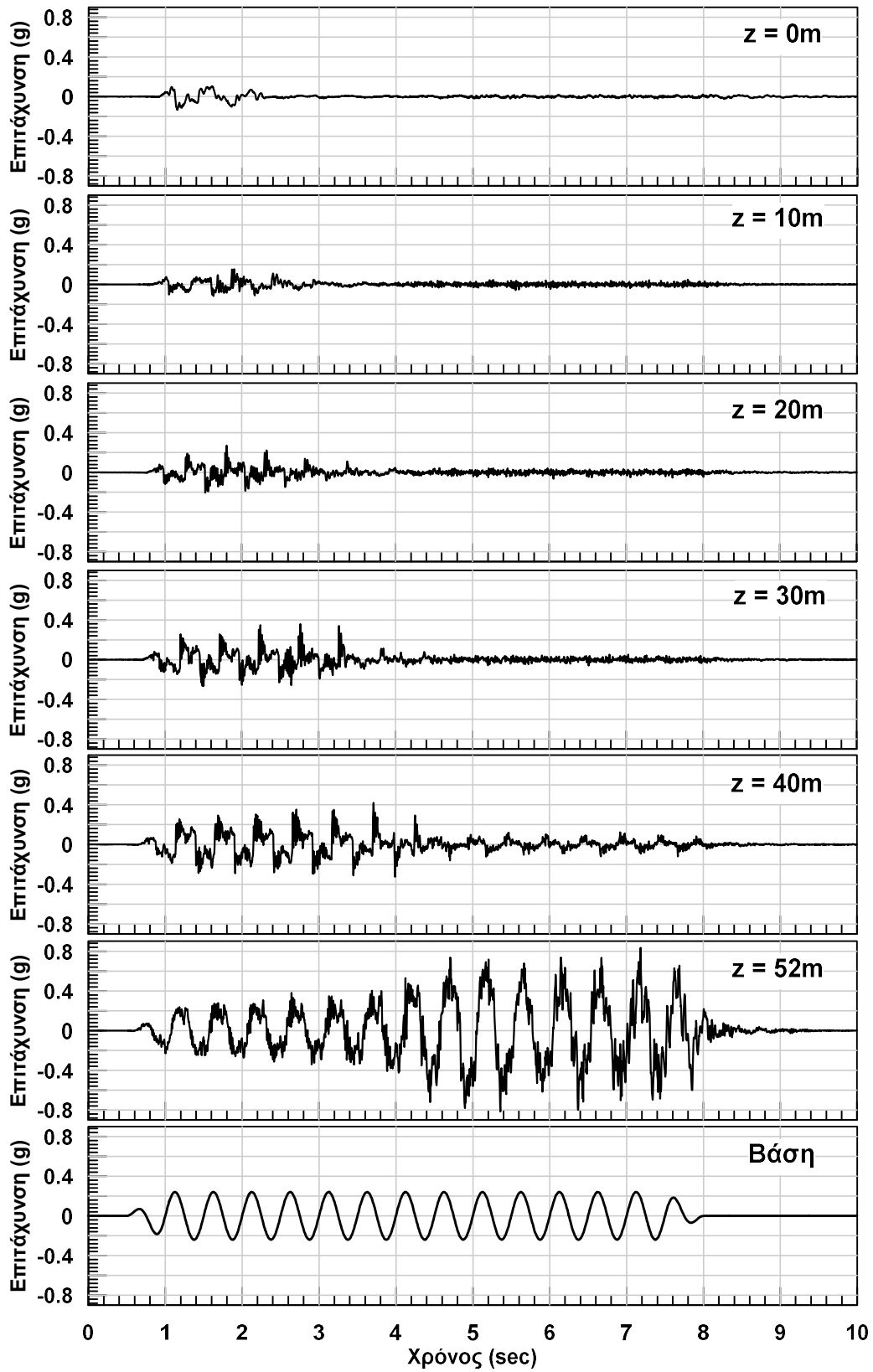
**Σχήμα 4.12:** Χρονοϊστορίες λόγου υπερπιέσεων πόρων  $r_u$  στο ελεύθερο πεδίο, σε διαφορετικά βάθη από την επιφάνεια.

Τέλος, στο **Σχήμα 4.13** και στο **Σχήμα 4.14** παρουσιάζονται χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε έξι διαφορετικά βάθη, σε απόσταση 7m από τον πάσσαλο και στο ελεύθερο πεδίο αντίστοιχα. Αρχικά, και στις δύο περιπτώσεις παρατηρείται πως για μικρά βάθη ( $z=0\text{m}$  έως  $z=10\text{m}$ ) η επιτάχυνση που εμφανίζει το έδαφος είναι αρκετά μικρή και μάλιστα μηδενίζεται λίγα δευτερόλεπτα μετά την επιβολή της διέγερσης ( $t=2\text{-}3\text{sec}$ ). Η συμπεριφορά αυτή δικαιολογείται γιατί σε αυτά τα βάθη και για τις ίδιες χρονικές στιγμές το έδαφος ρευστοποιείται πλήρως (βλ. **Σχήμα 4.11** και στο **Σχήμα 4.12**) και δεν μπορεί να μεταφέρει πλέον διατμητικά φορτία. Αντίστοιχη συμπεριφορά συναντάται και για τα βάθη  $z=20\text{--}30$  και  $40\text{m}$ , λίγα δευτερόλεπτα αργότερα. Αντιθέτως, και στις δύο περιπτώσεις για βάθος  $z=52\text{m}$ , η επιτάχυνσή παρουσιάζεται σημαντικά αυξημένη λόγω εδαφικής ενίσχυσης, η οποία είναι εφικτή καθώς στο εν λόγω βάθος το έδαφος δεν αναπτύσσει σημαντική υπερπίεση πόρων (βλ. **Σχήμα 4.11** και στο **Σχήμα 4.12**).





Σχήμα 4.13: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης του εδάφους κοντά στον πάσσαλο, σε διαφορετικά βάθη από την επιφάνεια.



Σχήμα 4.14: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης του εδάφους στο ελεύθερο πεδίο, σε διαφορετικά βάθη από την επιφάνεια.

#### 4.4 Συμπεράσματα

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζονται η μεθοδολογία με την οποία θα πραγματοποιηθούν οι τρισδιάστατες αριθμητικές των πασσάλων θεμελίωσης πλωτών υπεράκτιων κατασκευών στην παρούσα Διπλωματική Εργασία καθώς και τα αποτελέσματα της βασικής ανάλυσης αναφοράς των παραμετρικών αναλύσεων που θα πραγματοποιηθούν στα επόμενα κεφάλαια. Εκτός της στατικής λειτουργίας του πασσάλου, δόθηκε ιδιαίτερη βάση στην απόκριση του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης υπό σεισμική φόρτιση, επικεντρώνοντας στο φαινόμενο της ρευστοποίησης και συγκεκριμένα στους μηχανισμούς, στην εξέλιξη του φαινομένου καθώς στις συνέπειες του στην απόκριση του πασσάλου. Πιο αναλυτικά, στο παρόν Κεφάλαιο προέκυψαν τα ακόλουθα αποτελέσματα :

- Η εφελκυστική αντοχή του πασσάλου, υπό στατικές συνθήκες φόρτισης, μέσω της αριθμητικής ανάλυσης εμφάνισε τιμή που συγκλίνει ικανοποιητικά με την αντίστοιχη των αναλυτικών σχέσεων υπολογισμού.
- Το έδαφος στο μεγαλύτερο μήκος περιμετρικά του πασσάλου ρευστοποιείται πλήρως με αποτελέσματα την απώλεια της διατμητικής αντοχής μεταξύ εδάφους και θεμελίωσης και άρα της αντοχής του πασσάλου σε εφελκυσμό. Επομένως, λόγω του σταθερού εφελκυστικού φορτίου που επιβάλλεται στην κορυφή, εμφανίζονται αυξημένες κατακόρυφες μετακινήσεις της τάξεως των 28cm.
- Η διέγερση που εφαρμόζεται στην βάση του προσομοιώματος επιφέρει γενικευμένη ρευστοποίηση στο έδαφος. Εξαιρούνται δύο περιοχές που βρίσκονται περιμετρικά του πασσάλου, η μία στην επιφάνεια ( $z=0$  -12m) και η άλλη στη βάση του, όπου ο συντελεστής υπερπίεσης πόρων παρουσιάζει τιμές μικρότερες του  $r_u=0.7$ . Οι δύο αυτές περιοχές παρουσιάζουν αυξημένη ροή του νερού και παράλληλα, λόγω της εξόλκευσης του πασσάλου, οι διατμητικές τάσεις είναι αυξημένες. Συνεπώς, δικαιολογείται η μείωση του  $\Delta u$  και κατ' επέκταση του συντελεστή  $r_u$ .
- Στις περιοχές του εδάφους όπου η ρευστοποίηση έχει αναπτυχθεί σημαντικά, οι εδαφικές επιταχύνσεις παρουσιάζονται αισθητά μειωμένες παίρνοντας τιμές κοντά στο 0. Αντιθέτως, στα σημεία που το έδαφος διατηρεί χαμηλό συντελεστή υπερπίεσεων πόρων ( $r_u = 0 - 0.6$ ) παρουσιάζεται εδαφική ενίσχυση.

# Κεφάλαιο 5

## Παραμετρική Διερεύνηση Εξόλκευσης Πασσάλου

---

### 5.1 Γενικά

Στο παρόν κεφάλαιο διεξάγεται παραμετρική διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς του πασσάλου θεμελίωσης που αναλύθηκε στο Κεφάλαιο 4. Η εν λόγω διερεύνηση έχει ως κύριο στόχο την καλύτερη κατανόηση των μηχανισμών που συμβάλλουν στην κατακόρυφη μετακίνηση (εξόλκευση) του πασσάλου. Για την επίτευξη αυτού του στόχου πραγματοποιούνται παραμετρικές αναλύσεις στο προσομοίωμα του προηγούμενου κεφαλαίου, διαφοροποιώντας κάθε φορά μόνο μία παράμετρο του μοντέλου και διατηρώντας σταθερές τις υπόλοιπες. Για κάθε παράμετρο που επιλέγεται να εξεταστεί, λαμβάνονται ορισμένες χαρακτηριστικές τιμές της προκειμένου να γίνει κατανοητή τόσο η ποιοτική, όσο και η ποσοτική, της επίδραση στην εξόλκευση του πασσάλου.

Η παραμετροποίηση επικεντρώνεται στα εξής τρία σημαντικά σημεία:

- i. Σεισμική Διέγερση (στην βάση του καννάβου)
- ii. Χαρακτηριστικά Εδάφους Θεμελίωσης
- iii. Στατικός Συντελεστής Ασφάλειας έναντι εξόλκευσης

Ο παρακάτω **Πίνακας 5.1** παραθέτει τον αύξοντα αριθμό ( $\alpha/\alpha$ ) και τα χαρακτηριστικά της κάθε μίας παραμετρικής ανάλυσης. Σημειώνεται πως στην 1<sup>η</sup> γραμμή ( $\alpha/\alpha = 0$ ) δίνεται για λόγους εποπτείας η Βασική Ανάλυση που παρουσιάστηκε αναλυτικά στο Κεφάλαιο 4.

Στις ενότητες που ακολουθούν στο παρόν κεφάλαιο, παρουσιάζεται η μεταβολή της εξόλκευσης του πασσάλου συναρτήσει της εκάστοτε ελεγχόμενης παραμέτρου. Τα αποτελέσματα όλων των αναλύσεων δίνονται αναλυτικά στο Παράρτημα Β, όπου παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες: ( $\alpha$ ) των εδαφικών επιταχύνσεων, ( $\beta$ ) του λόγου υπερπίεσης πόρων  $r_u$  και ( $\gamma$ ) της κατακόρυφης μετακίνησης (εξόλκευσης) του, καθώς και η κατανομή του συντελεστή  $r_u$  με το βάθος, δίπλα στον πάσσαλο.

Πίνακας 5.1: Δεδομένα των παραμετρικών αναλύσεων

#	$a_{max}$ (g)	$N_{cyc}$	$T_{exc}$ (sec)	$D_r$ (%)	$k$ (m/s)	FS
0	<b>0.24</b>	<b>15</b>	<b>0.50</b>	<b>50</b>	<b>6.60E-05</b>	<b>2.0</b>
1	<b>0.16</b>	15	0.50	50	6.60E-05	2.0
2	<b>0.21</b>	15	0.50	50	6.60E-05	2.0
3 ( $\equiv$ 0)	<b>0.24</b>	15	0.50	50	6.60E-05	2.0
4	<b>0.31</b>	15	0.50	50	6.60E-05	2.0
5	<b>0.36</b>	15	0.50	50	6.60E-05	2.0
6	<b>0.47</b>	15	0.50	50	6.60E-05	2.0
7	0.24	<b>3</b>	0.50	50	6.60E-05	2.0
8	0.24	<b>6</b>	0.50	50	6.60E-05	2.0
9	0.24	<b>9</b>	0.50	50	6.60E-05	2.0
10 ( $\equiv$ 0)	0.24	<b>15</b>	0.50	50	6.60E-05	2.0
11	0.24	<b>26</b>	0.50	50	6.60E-05	2.0
12	0.24	15	<b>0.15</b>	50	6.60E-05	2.0
13	0.24	15	<b>0.25</b>	50	6.60E-05	2.0
14	0.24	15	<b>0.35</b>	50	6.60E-05	2.0
15 ( $\equiv$ 0)	0.24	15	<b>0.50</b>	50	6.60E-05	2.0
16	0.24	15	<b>0.65</b>	50	6.60E-05	2.0
17	0.24	15	0.50	<b>40</b>	6.60E-05	2.0
18 ( $\equiv$ 0)	0.24	15	0.50	<b>50</b>	6.60E-05	2.0
19	0.24	15	0.50	<b>60</b>	6.60E-05	2.0
20	0.24	15	0.50	<b>70</b>	6.60E-05	2.0
21	0.24	15	0.50	50	<b>6.60E-06</b>	2.0
22 ( $\equiv$ 0)	0.24	15	0.50	50	<b>6.60E-05</b>	2.0
23	0.24	15	0.50	50	<b>2.00E-04</b>	2.0
24	0.24	15	0.50	50	<b>6.60E-04</b>	2.0
25	0.24	15	0.50	50	<b>2.00E-03</b>	2.0
26	0.24	15	0.50	50	<b>4.30E-03</b>	2.0
27	0.24	15	0.50	50	<b>5.50E-03</b>	2.0
28	0.24	15	0.50	50	<b>6.60E-03</b>	2.0
29	0.24	15	0.50	50	6.60E-05	<b>1.5</b>
30 ( $\equiv$ 0)	0.24	15	0.50	50	6.60E-05	<b>2.0</b>
31	0.24	15	0.50	50	6.60E-05	<b>2.5</b>
32	0.24	15	0.50	50	6.60E-05	<b>3.0</b>
33	0.24	15	0.50	50	6.60E-05	<b>3.5</b>

## 5.2 Επίδραση Επιβαλλόμενης Σεισμικής Διέγερσης

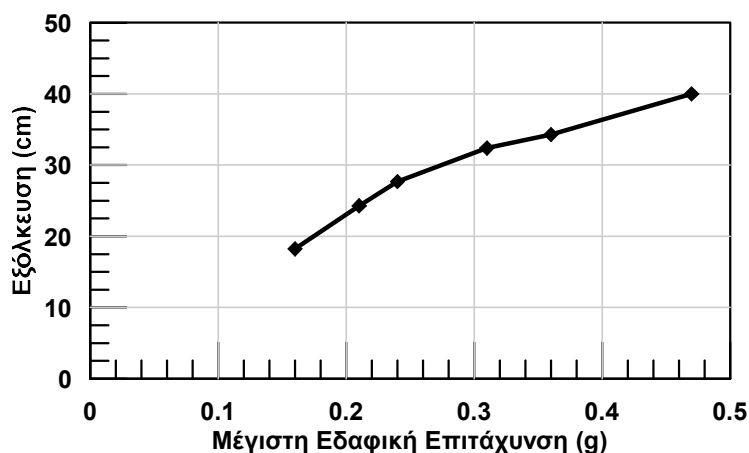
Τα χαρακτηριστικά της αρμονικής σεισμικής δόνησης που εξετάζονται παραμετρικά είναι τα εξής :

- ο Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση,  $a_{max}$
- ο Αριθμός Κύκλων Φόρτισης,  $N$
- ο Περίοδος Αρμονικής Διέγερσης,  $T$

### 5.2.1 Επίδραση Μέγιστης Εδαφικής Επιτάχυνσης

Οι τιμές τις μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ( $a_{max}$ ) που επιλέγονται είναι εκείνες που ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 8 (EC8) και τον ΕΑΚ 2003 (υπάρχει ταύτιση των δύο), ανάλογα με τη ζώνη που βρίσκεται η υπό μελέτη κατασκευή. Συγκεκριμένα, ορίζεται ότι η  $a_{max}$  σε βράχο διαχωρίζεται σε τρεις ζώνες Z1, Z2 και Z3, όπου αντιστοιχούν οι τιμές  $a_{max} = 0.16g$ ,  $0.24g$  και  $0.36g$  αντίστοιχα. Ακόμη, σύμφωνα με τους ίδιους κανονισμούς, αναλόγως με τη σπουδαιότητα της κατασκευής, οι ανωτέρω επιταχύνσεις πολλαπλασιάζονται επί έναν συντελεστή  $\gamma_i$ . Ορίζονται τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας, από τις σημαντικότερες προς τις λιγότερο σημαντικές κατασκευές (I, II, III, IV) και δίνονται οι αντίστοιχοι συντελεστές  $\gamma_i = 0.80, 1.00, 1.20$  και  $1.40$ . Στην εν λόγω διπλωματική, επιλέγεται να ληφθεί συντελεστής σπουδαιότητας ανάμεσα στις κατηγορίες III και IV. Συνεπώς, εκτός από τις προαναφερθείσες τιμές της  $a_{max}$  που λαμβάνονται υπόψη για την παραμετρική διερεύνηση, εξετάζονται επιπλέον οι ίδιες τιμές, πολλαπλασιασμένες επί συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_i = 1.3$ . Έτσι προκύπτουν οι επιπλέον εξής τρεις τιμές μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης :  $a_{max} = 0.21g, 0.31g$  και  $0.47g$ .

Στο **Σχήμα 5.1** παρουσιάζεται η εξόλκευση του πασσάλου που υπολογίσθηκε για τις ανωτέρω έξι επιταχύνσεις. Φαίνεται πως αυξανόμενης της  $a_{max}$  υπάρχει αντίστοιχη αύξηση της κατακόρυφης μετακίνησης στην κεφαλή του πασσάλου, με την κλίση του διαγράμματος να μειώνεται αυξανόμενης της επιτάχυνσης. Ως ενδεικτικό παράδειγμα αναφέρεται πως για διπλασιασμό της επιτάχυνσης (από  $0.16g$  σε  $0.31g$ ) η κατακόρυφη μετακίνηση αυξάνεται περίπου 50% (από 18cm σε 32cm). Από την μορφή του διαγράμματος στο **Σχήμα 5.1** διαφαίνεται ότι η εξόλκευση του πασσάλου μηδενίζεται για επιτάχυνση ίση ή μικρότερη με  $0.1g$  περίπου. Αυτό είναι λογικό δεδομένου ότι η εξόλκευση δεν είναι δυνατή εν απουσία ρευστοποίησης του εδάφους, δηλαδή για ασθενείς σεισμικές δονήσεις με μικρή επιτάχυνση.



**Σχήμα 5.1:** Κατακόρυφη μετακίνηση (εξόλκευση) πασσάλου συναρτήσει της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης της διέγερσης  $a_{max}$ .

### 5.2.2 Επίδραση Αριθμοί Κύκλων Φόρτισης

Οι αριθμοί κύκλων φόρτισης ( $N_{cyc}$ ) που επιλέχθηκαν να εξεταστούν, επιλέχθηκαν από την σχετική βιβλιογραφία (π.χ. Seed and Idriss, 1982), σύμφωνα με την οποία υπάρχει αντιστοιχία μεταξύ του μεγέθους ενός σεισμού και του αντίστοιχου αριθμού σημαντικών κύκλων φόρτισης. Η εν λόγω αντιστοιχία παρουσιάζεται στον **Πίνακα 5.2**.

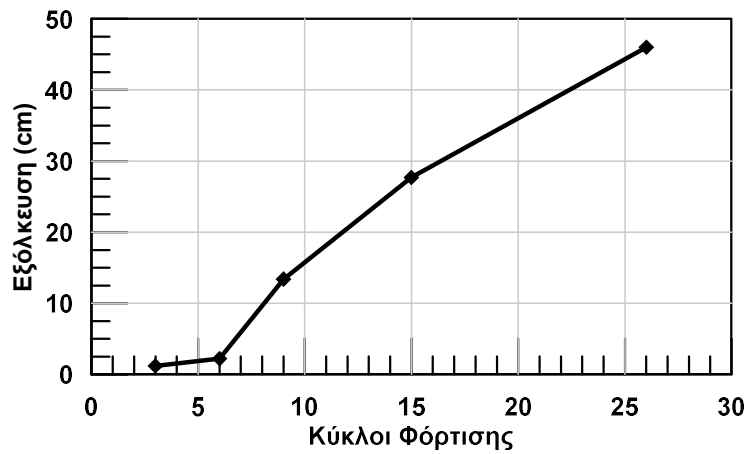
**Πίνακας 5.2:** Αντιστοιχία μεγέθους σεισμού με αριθμό κύκλων (Seed and Idriss, 1982) .

$M_w$	$N_{cyc}$
5-1/4	2-3
6	5-6
6-1/2	9
7-1/2	15
8-1/2	26

Από τις ανωτέρω χαρακτηριστικές τιμές των αριθμών κύκλων φόρτισης , επιλέγονται προς εξέταση οι τιμές :  $N_{cyc} = 3, 6, 9, 15$  και  $26$ .

Στο **Σχήμα 5.2** παρουσιάζεται η υπολογιζόμενη εξόλκευση του πασσάλου για τις ανωτέρω έξι τιμές του αριθμού κύκλων φόρτισης. Παρατηρείται ότι η εξόλκευση αυξάνεται με τον αριθμό κύκλων φόρτισης, με τον ρυθμό αύξησης να μειώνεται σταδιακά. Για  $N_{cyc} = 9, 15$  και  $26$  κύκλους εμφανίζεται αντίστοιχα εξόλκευση ίση με  $\delta = 13, 28$  και  $40$ cm. Είναι αξιοσημείωτο πως για τιμές του  $N_{cyc}$  μικρότερες από  $6-7$  κύκλους, οι ολικές μετακινήσεις της κορυφής είναι πρακτικά μηδενικές (δεν ξεπερνούν τα  $2.5$ cm). Όπως προαναφέρθηκε, η συμπεριφορά αυτή οφείλεται στο γεγονός ότι για λίγους κύκλους φόρτισης το έδαφος δεν προλαβαίνει να ρευστοποιηθεί και επομένως δεν αναπτύσσονται σημαντικές μετακινήσεις. Για μεγαλύτερες

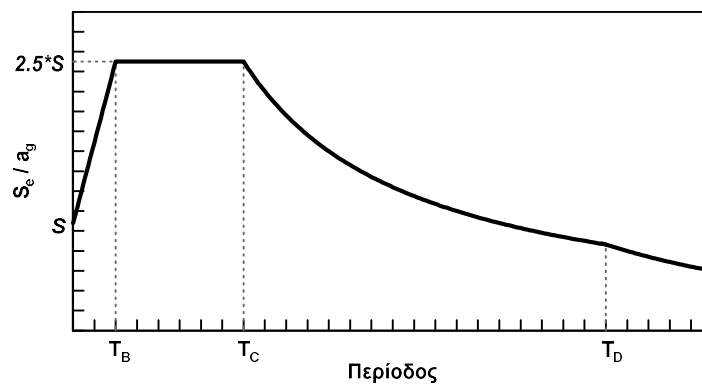
τιμές του  $N_{cyc}$  υπάρχει πλήρης ρευστοποίηση και η εξόλκευση που πασσάλου αυξάνεται σημαντικά.



**Σχήμα 5.2:** Κατακόρυφη μετακίνηση (εξόλκευση) πασσάλου συναρτήσει των κύκλων φόρτισης της διέγερσης  $N_{cyc}$ .

### 5.2.3 Επίδραση Περιόδου Αρμονικής Διέγερσης

Ως προς την επιλογή κατάλληλων τιμών της περιόδου της αρμονικής διέγερσης ( $T_{exc}$ ), η κατεύθυνση που ακολουθείται προέρχεται από τον Ευρωκώδικα 8 (EC8). Συγκεκριμένα, στον EC8 δίνεται το παρακάτω γενικό ελαστικό φάσμα απόκρισης (βλ. **Σχήμα 5.3**) όπου σημειώνονται οι χαρακτηριστικές περιόδους  $T_B$ ,  $T_C$ , και  $T_D$  και οι τιμές τους για ισχυρές σχετικά σεισμικές δονήσεις ( $M > 5.5$ ) και διάφορες κατηγορίες εδάφους (βλ. **Πίνακας 5.3**).



**Σχήμα 5.3:** Ελαστικό Φάσμα Απόκρισης κατά EC8.

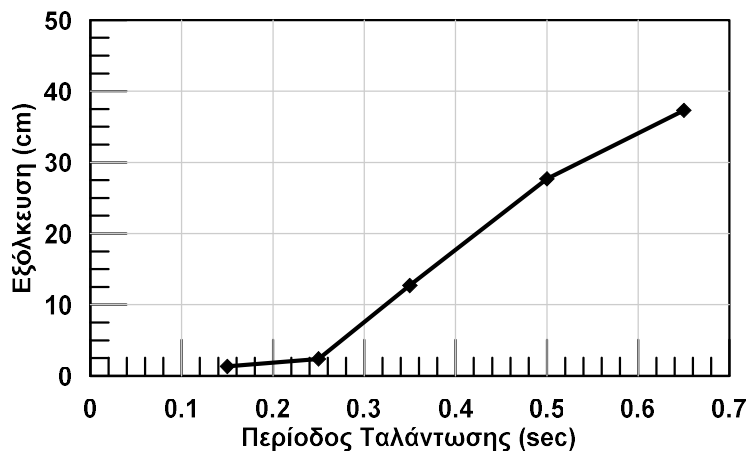


**Πίνακας 5.3:** Χαρακτηριστικές περίοδοι ελαστικού φάσματος κατά EC8.

Κατηγορία Εδάφους	$T_B$ (sec)	$T_C$ (sec)	$T_D$ (sec)	S
A	0.15	0.40	2.50	1.00
B	0.15	0.50	2.50	1.20
C	0.20	0.60	2.50	1.15
D	0.20	0.80	2.50	1.35
E	0.15	0.50	2.50	1.40

Τελικά, στην παρούσα Διπλωματική Εργασία για την αρμονική διέγερση επιλέγονται τιμές της περιόδου ίσες με  $T = 0.15\text{sec}$ ,  $0.25\text{sec}$ ,  $0.35\text{sec}$ ,  $0.50\text{sec}$  και  $0.65\text{sec}$ . Οι τιμές αυτές καλύπτουν ικανοποιητικά το εύρος περιόδων με σημαντική φασματική επιτάχυνση (μεταξύ  $T_B$  και  $T_C$  στον **Πίνακα 5.3**) για όλες τις συνθήκες κατηγορίες εδάφους .

Στο **Σχήμα 5.4** παρουσιάζεται η εξόλκευση του πασσάλου συναρτήσει της περιόδου ταλάντωσης της επιβαλλόμενης διέγερσης. Η εικόνα είναι παρόμοια με τα προηγούμενα **Σχήματα 5.1 και 5.2** που δείχνουν την επίδραση της σεισμικής επιτάχυνσης και του αριθμού σημαντικών κύκλων φόρτισης. Συγκεκριμένα, για μικρές περιόδους ταλάντωσης (π.χ.  $T \leq 0.25\text{sec}$ ) οι μετακινήσεις της κορυφής του πασσάλου είναι πρακτικά μηδενικές (δεν υπερβαίνουν τα  $2.5\text{cm}$ ) και αυξάνονται σχεδόν γραμμικά για μεγαλύτερες τιμές της περιόδου (εξόλκευση  $\delta = 13\text{-}28\text{-}37\text{cm}$  για  $T = 0.35\text{-}0.50\text{-}0.60\text{sec}$  αντίστοιχα). Η εξήγηση όμως για την ύπαρξη κάτω ορίου περιόδων ταλάντωσης δεν είναι εξίσου προφανής, δεδομένου ότι μικρές τιμές του  $T$  δηλώνουν υψίσυχνες αλλά όχι κατ' ανάγκη ασθενείς σεισμικές δονήσεις. Περισσότερα επί του θέματος αναφέρονται στις επόμενες παραγράφους, όπου η συσσώρευση μετακινήσεων συσχετίζεται με άλλες σύνθετες παραμέτρους έντασης της δόνησης (π.χ. της CAV ή Cumulative Absolute Velocity).



**Σχήμα 5.4:** Κατακόρυφη μετακίνηση (εξόλκευση) πασσάλου συναρτήσει της περιόδου ταλάντωσης της διέγερσης  $T$ .

#### 5.2.4 Επίδραση Σύνθετων Παραμέτρων της Σεισμικής Έντασης

Όπως έχει προαναφερθεί, οι παραμετρικές αναλύσεις της Διπλωματικής Εργασίας πραγματοποιούνται με επιβολή αρμονικών διεγέρσεων. Στην εν λόγω ενότητα, διερευνάται αν τα συμπεράσματα που θα εξαχθούν μπορούν να γενικευθούν και να επεκταθούν ποσοτικά και ποιοτικά για πραγματικές σεισμικές δονήσεις. Για τον σκοπό αυτό, οι τιμές της μετακίνησης που υπολογίστηκαν από όλες τις παραμετρικές αναλύσεις για διαφορετικές αρμονικές δονήσεις συσχετίστηκαν με σύνθετες παραμέτρους της σεισμικής έντασης οι οποίες συνδυάζουν την σεισμική επιτάχυνση με τον αριθμό κύκλων και την περίοδο τη φόρτισης. Επιπλέον, πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις για πραγματικές σεισμικές δονήσεις και τα αποτελέσματα τους ως προς την εξόλκευση του πασσάλου συγκρίθηκαν με τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων με αρμονικές διεγέρσεις.

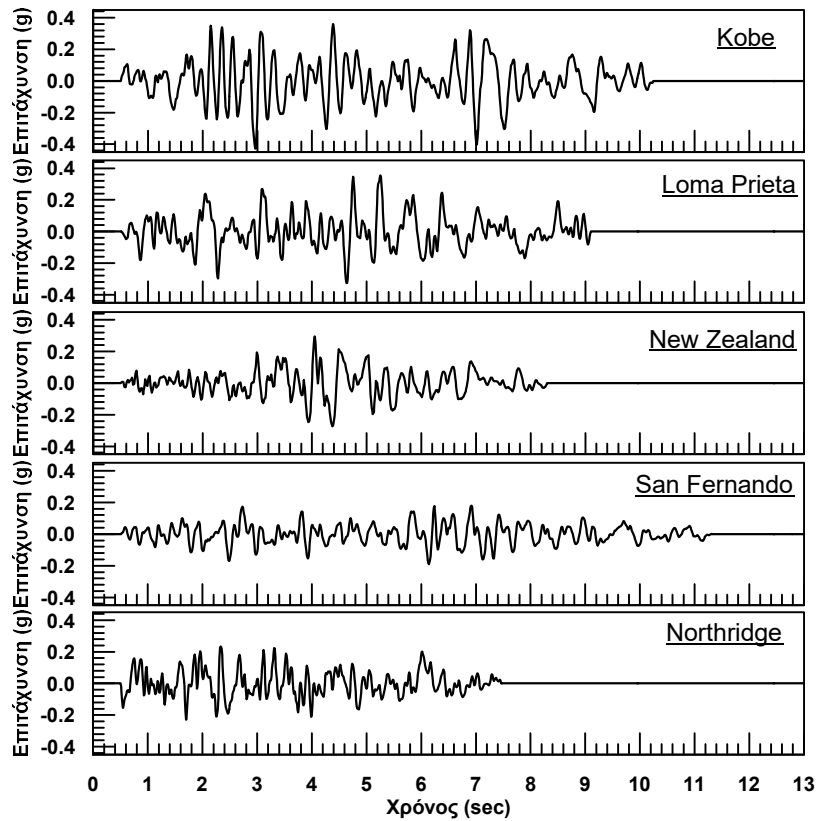
Οι «σύνθετες παράμετροι» της σεισμικής έντασης που εξετάστηκαν συνοψίζονται και ορίζονται στον ακόλουθο **Πίνακα 5.4**, ενώ στον **Πίνακα 5.5** συνοψίζονται τα χαρακτηριστικά των πραγματικών σεισμικών δονήσεων. Παράλληλα, στο **Σχήμα 5.5** και στο **Σχήμα 5.6** παρουσιάζονται οι αντίστοιχες χρονοϊστορίες επιταχύνσεων και τα ελαστικά φάσματα απόκρισης (για 5% απόσβεση ανωδομής).

**Πίνακας 5.4:** Ορισμός «σύνθετων» παραμέτρων της σεισμικής έντασης.

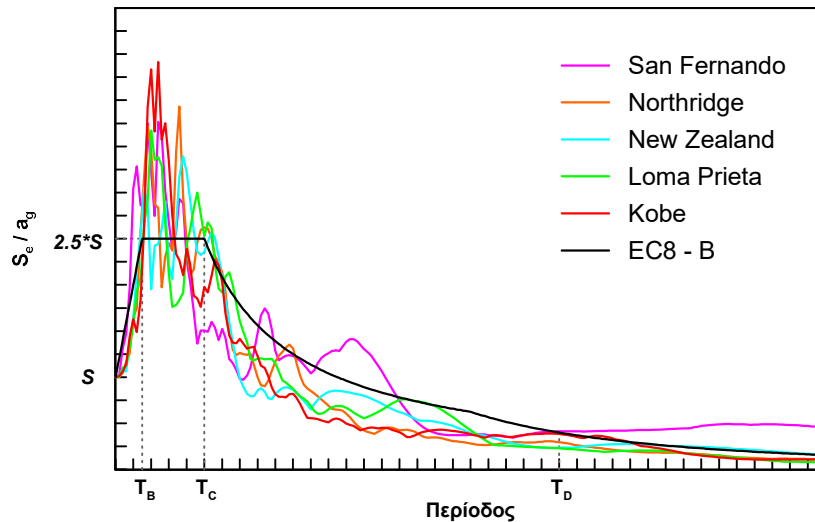
«Σύνθετη Παράμετρος»	#	Ορισμός
Cumulative Absolute Velocity (CAV)	1	$CAV = \int_0^{t_{tot}}  a(t)  dt$
Root-Mean-Square (RMS) of Acceleration	2	$a_{RMS} = \sqrt{\frac{1}{t_{tot}} \int_0^{t_{tot}} [a(t)]^2 dt}$
Root-Mean-Square (RMS) of Velocity	3	$v_{RMS} = \sqrt{\frac{1}{t_{tot}} \int_0^{t_{tot}} [v(t)]^2 dt}$
Root-Mean-Square (RMS) of Displacement	4	$d_{RMS} = \sqrt{\frac{1}{t_{tot}} \int_0^{t_{tot}} [d(t)]^2 dt}$
Arias Intensity ( $I_a$ )	5	$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_{tot}} [a(t)]^2 dt$
Characteristic Intensity ( $I_c$ )	6	$I_c = (a_{RMS})^2 \int_0^{t_{tot}} [a(t)]^2 dt$
Specific Energy Density (SED)	7	$SED = \int_0^{t_{tot}} [v(t)]^2 dt$
Acceleration Spectrum Intensity (ASI)	8	$ASI = \int_{0.1}^{0.5} S_a(\xi = 0.05, T) dT$
Velocity Spectrum Intensity (VSI)	9	$VSI = \int_{0.1}^{2.5} S_v(\xi = 0.05, T) dT$
Housner Intensity – HI	10	$HI = \int_{0.1}^{2.5} PSV(\xi = 0.05, T) dT$

**Πίνακας 5.5:** Χαρακτηριστικά πραγματικών σεισμικών δονήσεων

#	Όνομα	Χρονολογία	$M_w$	PGA (g)
1	Kobe	1995	6.9	0.424
2	Loma Prieta	1989	6.9	0.354
3	New Zealand	1987	6.9	0.297
4	San Fernando	1971	6.6	0.234
5	Northridge	1994	6.7	0.190
6	New Zealand	1987	6.6	0.149
7	San Fernando	1971	6.6	0.117



Σχήμα 5.5: Χρονοϊστορίες «πραγματικών» σεισμικών διεγέρσεων



Σχήμα 5.6: Ελαστικά φάσματα απόκρισης (5% απόσβεση) «πραγματικών» σεισμικών διεγέρσεων

Η συσχέτιση της εξόλκευσης του πασσάλου με όλες τις σύνθετες παραμέτρους της σεισμικής έντασης (Πίνακας 5.4) παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.7. Διαφορετική γραμμοσκίαση χρησιμοποιείται για την εποπτική αναγνώριση της διασποράς στα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για αρμονικές και πραγματικές σεισμικές διεγέρσεις. Δύο είναι τα

Βασικά κριτήρια για την αξιολόγηση των εν λόγω συσχετίσεων: (α) το εύρος διασποράς των αριθμητικών αναλύσεων, ανά κατηγορία σεισμικής διέγερσης (αρμονική ή πραγματική), και (β) η συνάφεια μεταξύ των αναλύσεων για πραγματικές και αρμονικές διεγέρσεις. Βάσει αυτών των κριτηρίων:

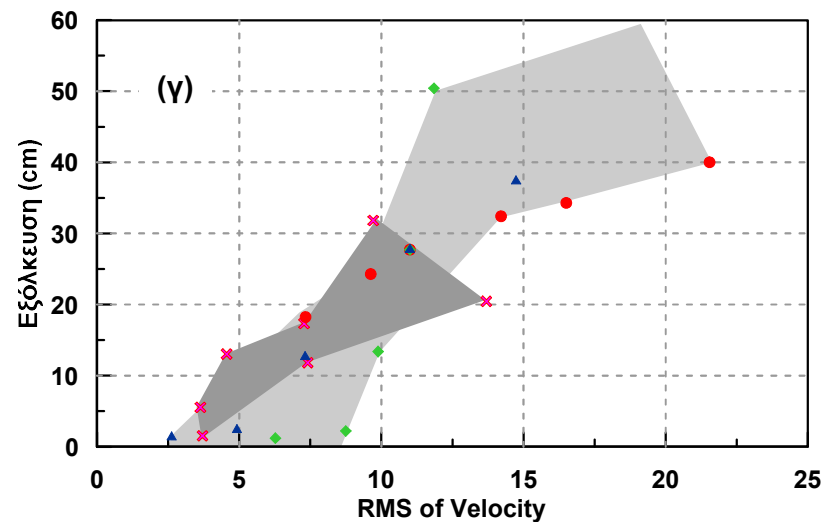
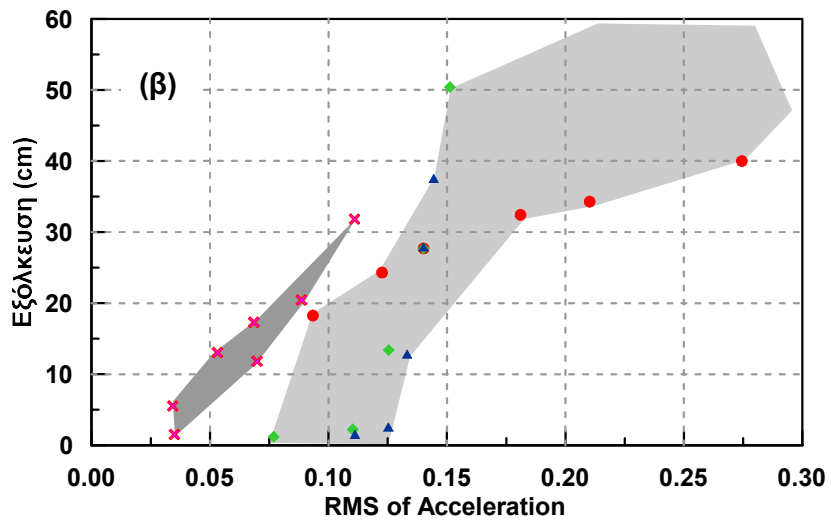
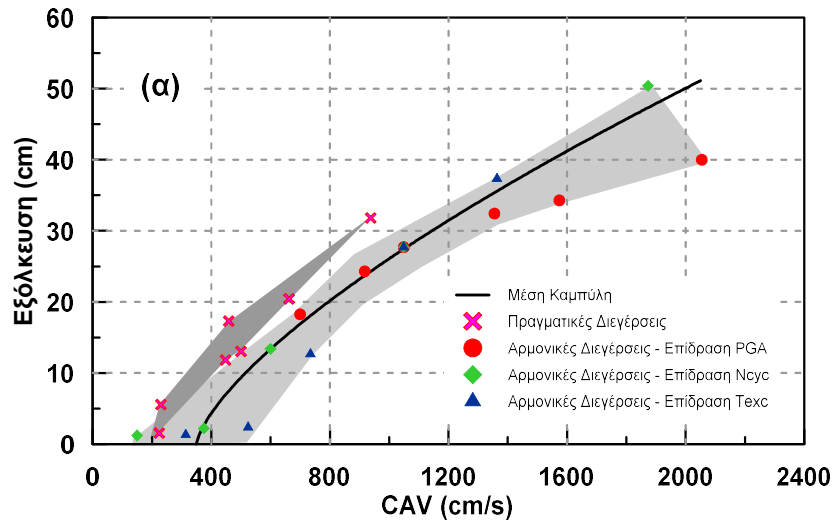
- ο Θα πρέπει να αποκλεισθούν οι συσχετίσεις με τις «σύνθετες» παραμέτρους RMS of Acceleration, RMS of Displacement, Acceleration Spectrum Intensity, Velocity Spectrum Intensity και Housner Intensity.
- ο Από τις υπόλοιπες συσχετίσεις υπερτερεί σαφώς η συσχέτιση με την Cumulative Absolute Velocity (CAV) και ακολουθούν οι συσχετίσεις με την Arias Intensity, Characteristic Intensity και RMS of Velocity. Ενδεικτικά, αναφέρεται ότι η εξίσωση που περιγράφει την μέση καμπύλη του CAV είναι η εξής :

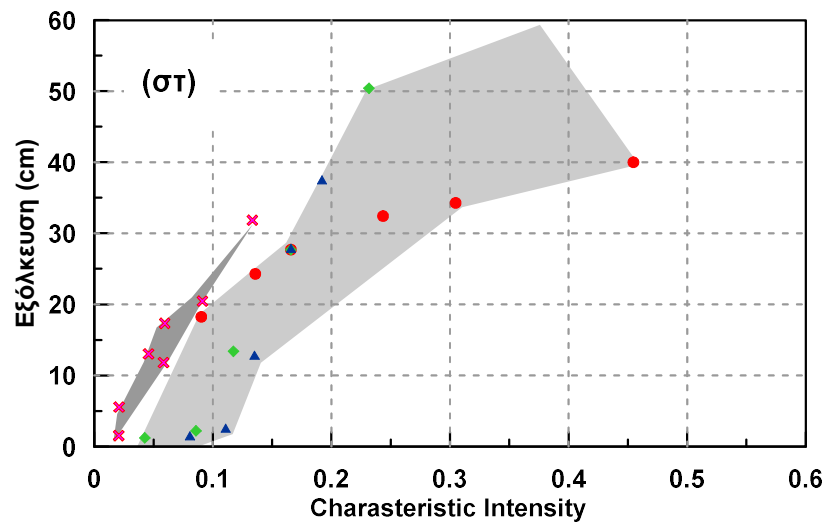
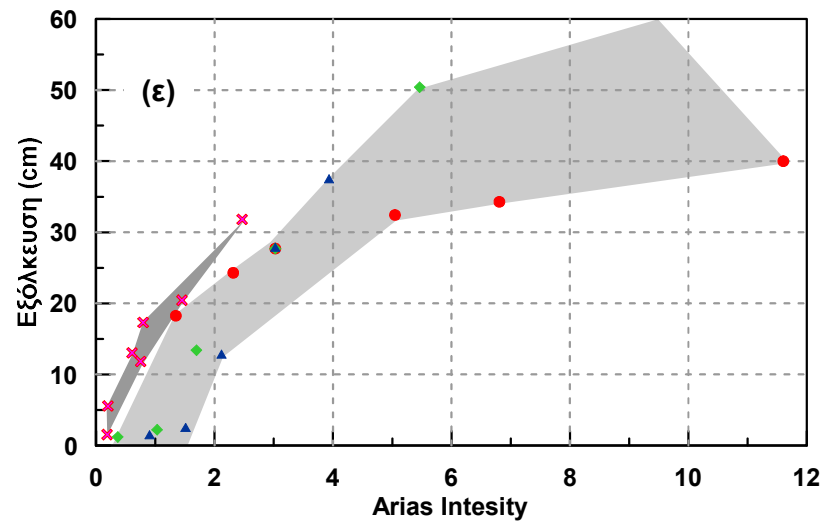
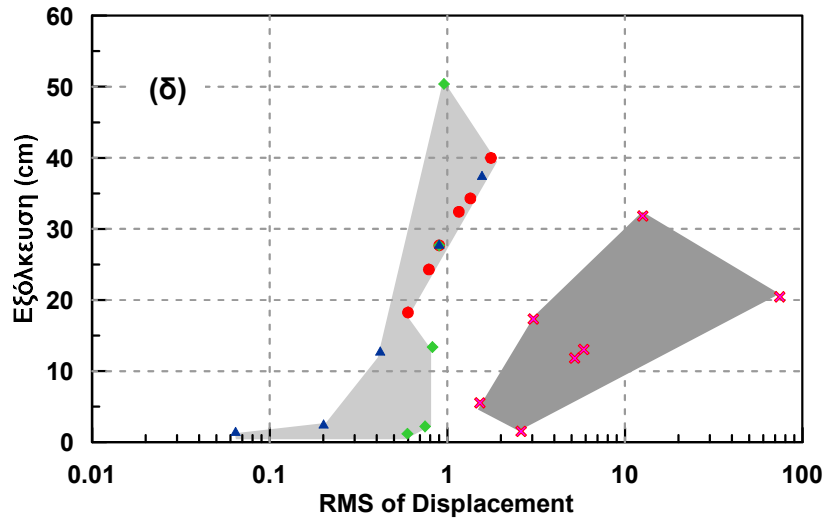
$$CAV = 0.28 \cdot (CAV - CAV_0)^{0.7}, \text{ με } CAV_0 = 350$$

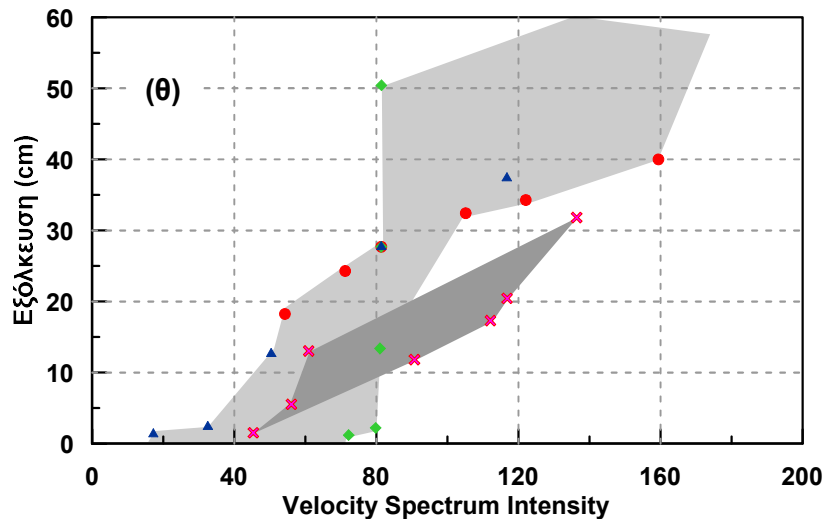
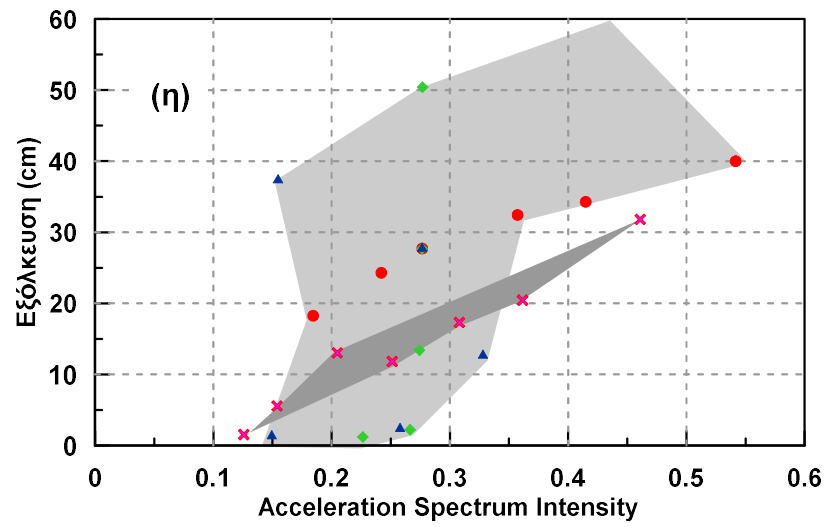
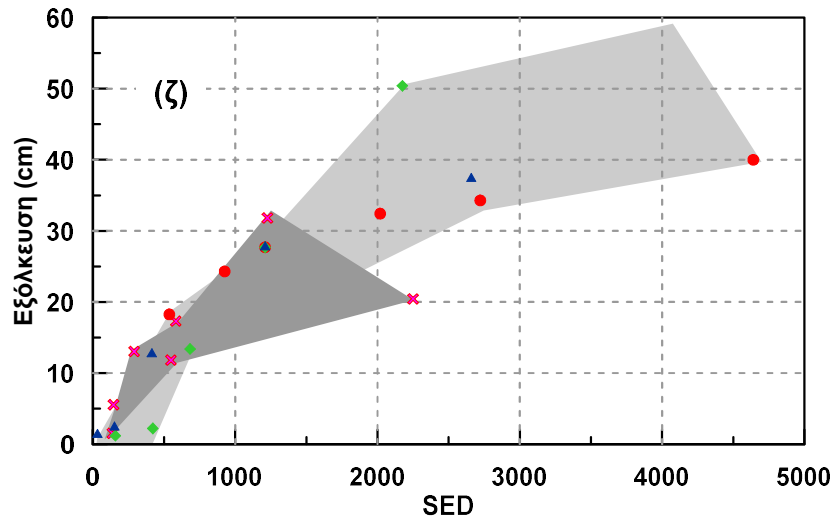
Σημείωση: αν αλλάξει η τιμή του  $CAV_0$  σε 200, η καμπύλη μετατοπίζεται αριστερά και καλύπτει ικανοποιητικά το φάσμα των πραγματικών διεγέρσεων.

- ο Η συσχέτιση με την SED είναι η πλέον ικανοποιητική, και ως προς τα δύο κριτήρια αξιολόγησης, για  $SED < 1500$ . Για πιο ισχυρές δονήσεις όμως η συσχέτιση αλλοιώνεται σημαντικά.

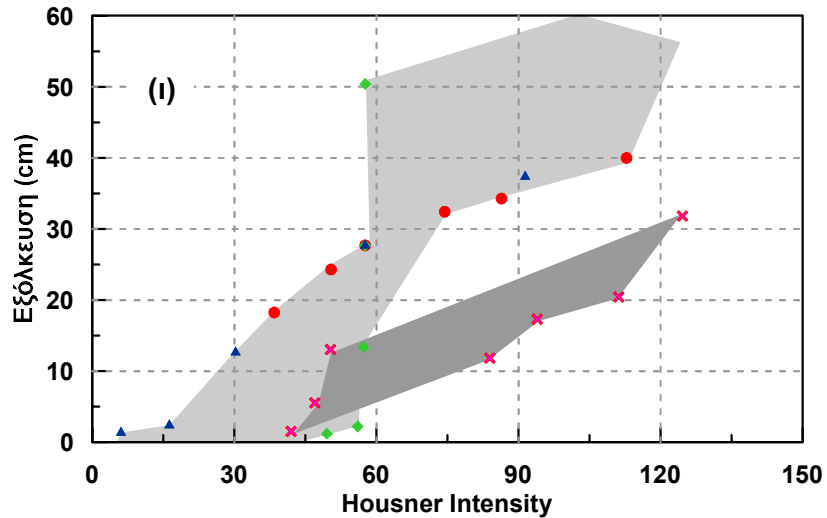
Πέραν των ανωτέρω, παρατηρείται ότι στην πλειονότητα των συσχετίσεων (συμπεριλαμβανόμενης της συσχέτισης με την CAV) η ομάδα των αριθμητικών προβλέψεων για πραγματικές σεισμικές διεγέρσεις είναι ελαφρώς μετατοπισμένη προς τα άνω. Οι λόγοι για αυτή την απόκλιση δεν είναι επί του παρόντος σαφείς και χρήζουν περαιτέρω διερεύνησης. Επιπλέον, αξίζει να σημειωθεί ότι σε όλες τις συσχετίσεις υπάρχει ένα κάτω όριο της «σύνθετης» παραμέτρου σεισμικής έντασης το οποίο θα πρέπει να ξεπεραστεί προκειμένου να έχουμε εκδήλωση ρευστοποίησης στο έδαφος θεμελίωσης και συσσώρευση αξιόλογης εξόλκευσης του πασσάλου.











**Σχήμα 5.7:** Συσχέτιση εξόλκευσης πασσάλου με «σύνθετες» παραμέτρους της σεισμικής έντασης: α) CAV, β) RMS of Acceleration, γ) RMS of Velocity, δ) RMS of Displacement, ε) Arias Intensity, στ) Characteristic Intensity, ζ) Specific Energy Density, η) Acceleration Spectrum Intensity, θ) Velocity Spectrum Intensity και ι) Housner Intensity.

### 5.3 Επίδραση Εδαφικών Παραμέτρων

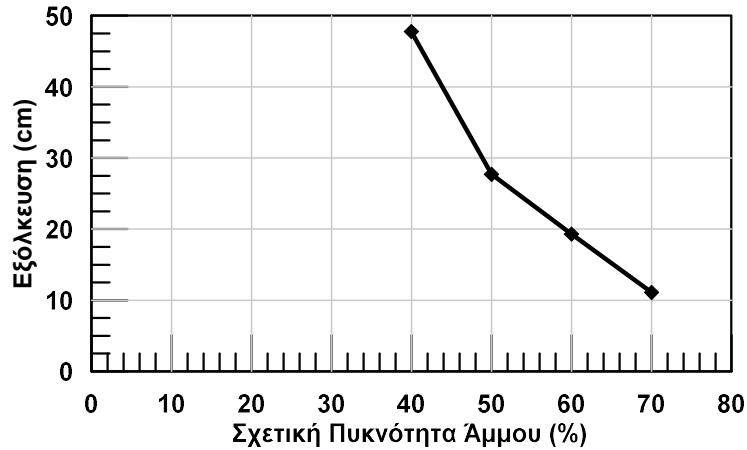
Η εξόλκευση του πασσάλου λόγω σεισμικής δόνησης και ρευστοποίησης προφανώς διαφέρει αναλόγως με τις εκάστοτε ιδιότητές του εδάφους. Στην εν λόγω διπλωματική εργασία οι παράμετροι του εδάφους που εξετάζονται είναι οι εξής :

1. Σχετική Πυκνότητα,  $D_r$
2. Συντελεστής Διαπερατότητας,  $k$

#### 5.3.1 Επίδραση Σχετικής Πυκνότητας Άμμου

Για να καλυφθούν όλες οι περιπτώσεις πρακτικού ενδιαφέροντος σχετικά με το έδαφος θεμελίωσης, θεωρήθηκαν άμμοι με σχετική πυκνότητα  $D_r = 40\%$ ,  $50\%$ ,  $60\%$  και  $70\%$ . Οι αντίστοιχες τιμές του δείκτη πόρων είναι  $e = 0.737$ ,  $0.699$ ,  $0.661$  και  $0.624$  (για  $e_{max}=0.887$  και  $e_{min}=0.511$ ).

Στο **Σχήμα 5.8** παρουσιάζεται η εξόλκευση του πασσάλου συναρτήσει των ανωτέρω τιμών  $D_r$  της άμμου. Παρατηρείται πως όσο πιο πυκνή γίνεται η άμμος θεμελίωσης, τόσο μειώνονται οι κατακόρυφες μετακινήσεις του πασσάλου. Η συμπεριφορά αυτή οφείλεται στο γεγονός ότι, κάτω από μία κοινή σεισμική φόρτιση, τα αμμώδη εδάφη με υψηλή σχετική πυκνότητα ρευστοποιούνται πιο δύσκολα απ' ό,τι τα πιο χαλαρά. Συνεπώς, τα πιο χαλαρά εδάφη ρευστοποιούνται πιο νωρίς από τα πυκνότερα εδάφη και άρα χάνουν για μεγαλύτερο χρονικό διάστημα την διατμητική τους αντοχή.



**Σχήμα 5.8:** Κατακόρυφη μετακίνηση (εξόλκευση) πασσάλου συναρτήσει της σχετικής πυκνότητας ( $D_r$ ) της άμμου.

### 5.3.2 Επίδραση Διαπερατότητας Εδάφους

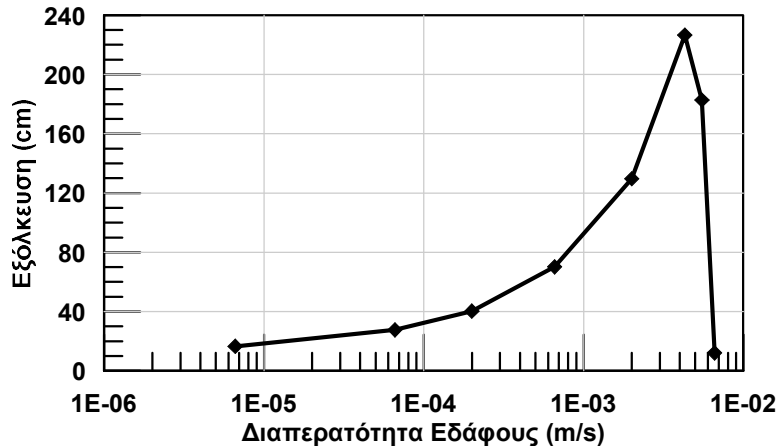
Όπως φαίνεται στον **Πίνακα 5.6** (Craig 1997), οι πιθανές τιμές του συντελεστή διαπερατότητας ( $k$ ) για αμμώδη εδάφη κυμαίνονται μεταξύ  $k = 10^{-6}$  και  $10^{-2}$  m/s. Έτσι, στην παρούσα διπλωματική εργασία, για την διαπερατότητα του εδάφους επιλέχθηκαν οι εξής τιμές :  $k = 6.6 \times 10^{-6}$ ,  $6.6 \times 10^{-5}$ ,  $2 \times 10^{-4}$ ,  $6.6 \times 10^{-4}$ ,  $2 \times 10^{-3}$ ,  $4.3 \times 10^{-3}$ ,  $5.5 \times 10^{-3}$  και  $6.6 \times 10^{-3}$  m/s.

**Πίνακας 5.6:** Χαρακτηριστικές τιμές διαπερατότητας (m/s) σε εδάφη (Craig 1997)

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

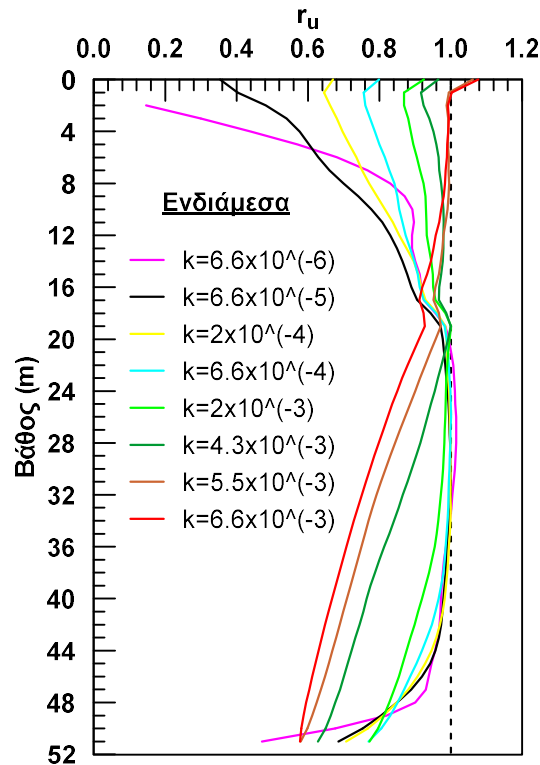
Στο **Σχήμα 5.9** παρουσιάζεται η μεταβολή της εξόλκευσης του πασσάλου συναρτήσει της διαπερατότητας της άμμου θεμελίωσης. Αρχικά, παρατηρείται πως οι συνολικές κατακόρυφες μετακινήσεις αυξάνονται σημαντικά όσο μεγαλώνει η διαπερατότητα, από τιμές που αντιστοιχούν σε ιλλυοαμμώδη εδάφη ( $k = 6.6 \times 10^{-6}$  m/s) σε αντίστοιχες πιο χονδρόκοκκων αμμωδών εδαφών ( $k = 4.3 \times 10^{-3}$  m/s). Έτσι, για παράδειγμα, ενώ για  $k=6.6 \times 10^{-5}$  m/s εμφανίζεται εξόλκευση πασσάλου ίση με 28cm, για διαπερατότητα δύο τάξεων μεγέθους ανώτερη ( $k=4.3 \times 10^{-3}$  m/s) η εξόλκευση φτάνει στα 227cm. Όμως, από μία τιμή της διαπερατότητας και μετά (περί τα  $4-5 \times 10^{-3}$  m/s) η συνολική κατακόρυφη μετακίνηση του πασσάλου μειώνεται ραγδαία. Έτσι, για  $k=6.6 \times 10^{-3}$  η εξόλκευση μειώθηκε από  $\delta = 227$ cm σε  $\delta = 12$ cm.

Συνεπώς, φαίνεται να υπάρχει μία κρίσιμη τιμή εδαφικής διαπερατότητας ( $k_{cr}$ ) για την οποία μεγιστοποιείται η εξόλκευση. Στην προκειμένη περίπτωση η εν λόγω τιμή βρίσκεται ανάμεσα στο  $k=4.3 \times 10^{-3}$  και στο  $k=5.5 \times 10^{-3}$  m/s. Η τιμή του  $k_{cr}$  θα διαφέρει σε κάθε περίπτωση θεμελίωσης και ο ακριβής εντοπισμός της χρήζει περαιτέρω διερεύνησης. Σημειώνεται πως, καθώς πρόκειται για πρόβλημα ροής, πιθανές σημαντικές παράμετροι που επηρεάζουν το  $k_{cr}$  είναι τόσο η εκάστοτε διάμετρος του πασσάλου, όσο και η συχνότητα τις επιβαλλόμενης διέγερσης.



**Σχήμα 5.9:** Κατακόρυφη μετακίνηση (εξόλκευση) πασσάλου συναρτήσει της διαπερατότητας ( $k$ ) του εδάφους

Τέλος, αναφέρεται ενδεικτικά ένα παράδειγμα ως προς την εξέλιξη του φαινομένου της εξόλκευσης. Για την περίπτωση με τη μεγαλύτερη εξόλκευση, αν η ανάλυση δεν διακοπεί στα 2 δευτερόλεπτα μετά το τέλος της δόνησης όπως γίνεται έως τώρα, αλλά 8 δευτερόλεπτα μετά, τότε η εξόλκευση παίρνει τελική τιμή  $\delta = 268$ cm. Η εν λόγω διαδικασία ολοκληρώνεται σύντομα λόγω της μεγάλης διαπερατότητας ( $k=4.3 \times 10^{-3}$  m/s) και δεν επαναλαμβάνεται για τις αναλύσεις με χαμηλότερες τιμές του  $k$ , λόγω του σημαντικού υπολογιστικού κόστους που θα επιφέρουν.



**Σχήμα 5.10:** Μεταβολή κατά μήκος του πασσάλου του συντελεστή υπερπίεσης πόρων  $r_u$  στο τέλος της δόνησης, στο Σημείο Β (Ενδιάμεσα) και για διαφορετικές τιμές του συντελεστή διαπερατότητας  $k$ .

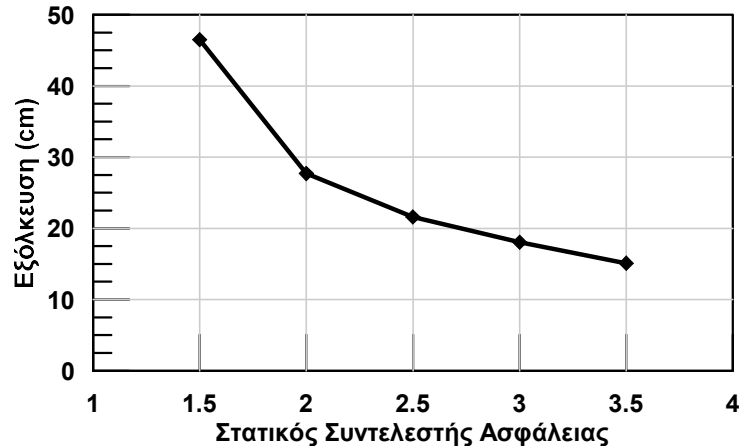
Για την ερμηνεία της συμπεριφοράς στο **Σχήμα 5.9**, σχεδιάστηκε η μεταβολή κατά μήκος του πασσάλου του συντελεστή υπερπίεσης πόρων  $r_u$  στο τέλος της δόνησης, για 8 διαφορετικές τιμές του συντελεστή διαπερατότητας  $k = 6.6 \times 10^{-6}, 6.6 \times 10^{-5}, 2 \times 10^{-4}, 6.6 \times 10^{-4}, 2 \times 10^{-3}, 4.3 \times 10^{-3}, 5.5 \times 10^{-3}$  και  $6.6 \times 10^{-3}$  m/s, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 5.10**. Παρατηρείται ότι αρχικά, όσο αυξάνει η τιμή του  $k$  έχουμε εισροή ύδατος προς την κεφαλή του πασσάλου η οποία εξουδετερώνει μερικώς την επίδραση της διαστολικότητας και αυξάνει την τιμή του  $r_u$  με αποτέλεσμα την διευκόλυνση της εξόλκευσης του πασσάλου. Στην συνέχεια όμως, όταν ο συντελεστής διαπερατότητας αυξάνεται πέραν της κρίσης τιμής, έχουμε έντονη ροή νερού προς την ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους με αποτέλεσμα να αποτρέπεται η ρευστοποίηση σε όλο και μεγαλύτερο μήκος πασσάλου και έτσι να μειώνεται η εξόλκευση του.

#### 5.4 Επίδραση Στατικού Συντελεστή Ασφάλειας Έναντι Εξόλκευσης

Ο Στατικός Συντελεστής Ασφάλειας (FS) έναντι εξόλκευσης ορίζεται ως το πηλίκο της οριακής αντοχής του πασσάλου σε εφελκυσμό ( $Q_{ult}$ ), προς την επιβαλλόμενη εφελκυστική δύναμη στην κεφαλή ( $Q_{επιβ}$ ). Ως χαρακτηριστικές τιμές του συντελεστή FS επιλέγονται οι εξής : FS = 1.5, 2.0, 2.5, 3.0 και 3.5. Τέλος, σημειώνεται πως η εφελκυστική αντοχή που λαμβάνεται

υπόψη είναι εκείνη που προέκυψε από τις αναλυτικές σχέσεις υπολογισμού, με τιμή  $Q_{ult} = 21870\text{kN}$  (βλ. Ενότητα 4.3.1).

Στο **Σχήμα 5.11** παρουσιάζεται η μεταβολή της εξόλκευσης του πασσάλου για τις διαφορετικές τιμές του συντελεστή FS. Παρατηρείται πως για αύξηση του στατικού συντελεστή FS η εξόλκευση ελαττώνεται σταθερά. Συγκεκριμένα από αρχική τιμή  $\delta = 39\text{cm}$ , που αντιστοιχεί σε συντελεστή FS = 1.50, υπάρχει μείωση έως και  $\delta = 15\text{cm}$  για FS = 3.5.



**Σχήμα 5.11:** Κατακόρυφη μετακίνηση (εξόλκευση) πασσάλου συναρτήσει του Συντελεστή Ασφάλειας (FS) έναντι εξόλκευσης.

## 5.5 Συμπεράσματα

Στο παρόν κεφάλαιο πραγματοποιήθηκε διερεύνηση των βασικών παραμέτρων που επιδρούν στην συνολική κατακόρυφη μετακίνηση ( $\delta$ ) του πασσάλου θεμελίωσης. Η διερεύνηση είχε στόχο την εκτίμηση της ποσοτικής και ποιοτικής συνεισφοράς της κάθε παραμέτρου, καθώς επίσης να γίνει κατανοητό σε ποιες από αυτές είναι περισσότερο ευαίσθητος ο μηχανισμός της εξόλκευσης. Συγκεκριμένα, η παραμετρική διερεύνηση οδήγησε στα εξής συμπεράσματα :

**(α)** Όπως ήταν αναμενόμενο, η εξόλκευση του πασσάλου αυξάνεται όταν:

- Αυξάνεται η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση, ο αριθμός κύκλων φόρτισης και η περίοδος της διέγερσης
- Αυξάνονται οι διάφοροι «σύνθετοι» δείκτες της σεισμικής έντασης
- Μειώνεται η σχετική πυκνότητα του εδάφους
- Μειώνεται ο συντελεστής ασφαλείας έναντι στατικής αστοχίας (εξόλκευσης) του πασσάλου.

- (β)** Η επίδραση του συντελεστή διαπερατότητας  $k$  δεν είναι μονοσήμαντη. Αρχικά η εξόλκευση του πασσάλου λόγω ρευστοποίησης αυξάνεται όσο αυξάνεται το  $k$  αλλά ακολούθως μειώνεται ραγδαία όταν ο συντελεστής  $k$  υπερβεί μία κρίσιμη τιμή η οποία, για την γεωμετρία του πασσάλου που εξετάστηκε, αντιστοιχεί σε χονδρόκοκκες άμμους και χάλικες.
- (γ)** Η επίδραση της έντασης της σεισμικής δόνησης μπορεί να εκφρασθεί μονοσήμαντα με χρήση «σύνθετων» δεικτών που λαμβάνουν υπόψη τόσο την επιβαλλόμενη επιτάχυνση/ταχύτητα όσο και την διάρκεια και το συχνοτικό περιεχόμενο της δόνησης.
- (δ)** Από τους «σύνθετους» δείκτες που εξετάστηκαν πλέον αποτελεσματικός για την ενοποίηση των επιμέρους χαρακτηριστικών της δόνησης και για την επέκταση σε πραγματικές δονήσεις φαίνεται να είναι ο δείκτης CAV (Cumulative Absolute Velocity)
- (ε)** Η ένταση της σεισμικής δόνησης θα πρέπει να υπερβεί ένα κάτω όριο (trigger level) προκειμένου να προκληθεί εκτενής ρευστοποίηση στο έδαφος περί τον πάσσαλο και να εκδηλωθεί το φαινόμενο της εξόλκευσης.
- (στ)** Η μέγιστη εξόλκευση που προέκυψε από τις παραμετρικές αναλύσεις ήταν  $\delta = 2.27\text{m}$ , δηλαδή της ίδιας τάξης μεγέθους με την διάμετρο του πασσάλου.



# Κεφάλαιο 6

## Απομείωση προέντασης

---

### 6.1 Γενικά

Όπως φαίνεται από τις αναλύσεις που προηγήθηκαν, η επιβολή σεισμικής φόρτισης σε συνδυασμό με τη δύναμη προέντασης του πασσάλου θα οδηγήσει σε εξόλκευση του πασσάλου. Όμως, λόγω της εξόλκευσης, μειώνεται το μήκος της προέντασης του πασσάλου με αποτέλεσμα να μειώνεται και η δύναμη προέντασης. Στον τρόπο διεξαγωγής των αριθμητικών αναλύσεων δεν είναι δυνατός ο εκ νέου υπολογισμός της δύναμης σε κάθε υπολογιστικό βήμα, και έτσι η ανάλυση πραγματοποιείται με τη δύναμη προέντασης σταθερή και ίση με 10800 kN. Το γεγονός αυτό μπορεί να οδηγήσει σε υπέρ-εκτίμηση της εξόλκευσης καθώς, στην πραγματικότητα, το γενεσιουργό αίτιο της μειώνεται με την εξέλιξη του φαινομένου.

Στο κεφάλαιο αυτό θα γίνει απόπειρα να προσδιοριστούν οι παράμετροι από τις οποίες καθορίζεται η δύναμη προέντασης για μια πλωτή κατασκευή με προεντεταμένα αγκύρια και να υπολογιστεί η επίδραση της εξόλκευσης στη δύναμη αυτή με χρήση αναλυτικών σχέσεων. Στη συνέχεια, θα πραγματοποιηθεί παραμετρική διερεύνηση ώστε να προσδιοριστεί κατά πόσο η απομείωση λόγω εξόλκευσης έχει ουσιαστική σημασία για τα αποτελέσματα της ανάλυσης. Τέλος, θα γίνει χρήση του λογισμικού πεπερασμένων διαφορών FLAC 3D ώστε να εξακριβωθεί η εγκυρότητα των αποτελεσμάτων των παραμετρικών αναλύσεων που έγιναν για σταθερή δύναμη προέντασης.

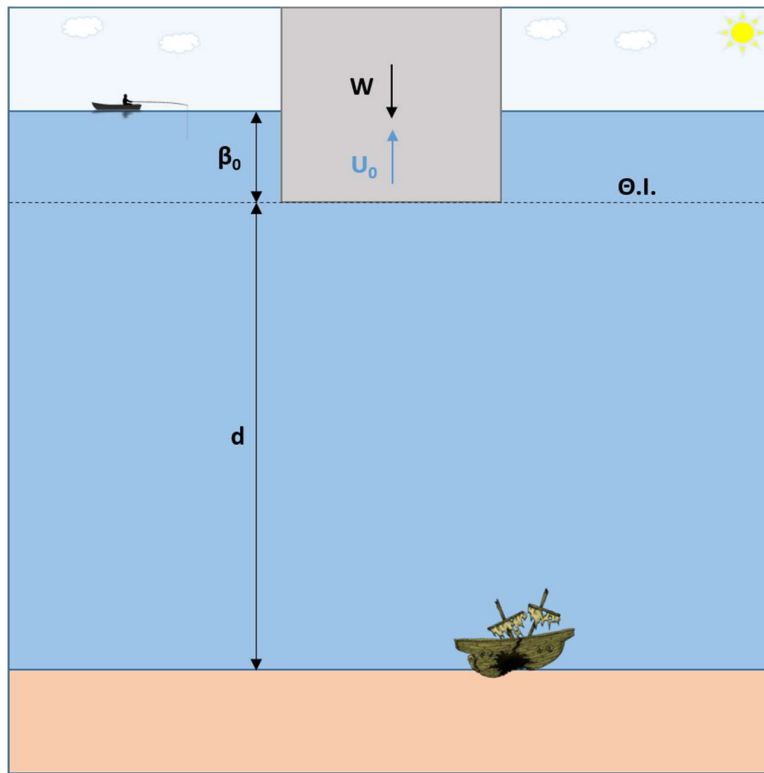
### 6.2 Περιγραφή του προβλήματος και αναλυτικές σχέσεις

#### 6.2.1 Υπολογισμός Μείωσης Δύναμης Προέντασης

Έστω πλωτή κατασκευή βάρους  $W$  (kN) και σταθερής διατομής  $A_{πλ}$  ( $m^2$ ) η οποία αφήνεται να ισορροπήσει στην ελεύθερη επιφάνεια θάλασσας με ειδικό βάρος  $\gamma_w$  ( $kN/m^3$ ). Υπό την επίδραση μόνον του βάρους της η κατασκευή ισορροπεί σε ένα αρχικό βύθισμα  $\beta_0$  (m), όπως



φαίνεται στο **Σχήμα 6.1**, έτσι ώστε η άνωση  $U_0$  (kN) που δέχεται η κατασκευή από τη θάλασσα να ισούται με το βάρος της.



**Σχήμα 6.1:** Σκαρίφημα θέσεως ισορροπίας

Η άνωση προκύπτει, σύμφωνα με την αρχή του Αρχιμήδη, από τη σχέση:

$$U_0 = \beta_0 \cdot A_{\pi\lambda} \cdot \gamma_w \quad (6.1)$$

Η θέση αυτή είναι η θέση ισορροπίας της κατασκευής και λαμβάνεται ως η αρχική θέση για τους παρακάτω υπολογισμούς.

Στη βάση της κατασκευής εφαρμόζεται τένοντας ελεύθερου μήκους  $L_{free}$  (m) ο οποίος προεντνείται με δύναμη  $F$  (kN) ώστε το νέο του μήκος να είναι  $L$  (m). Η παραμόρφωση του τένοντα στη θέση αυτή ισούται με:

$$\varepsilon = \frac{L - L_{free}}{L_{free}} \quad (6.2)$$

Λόγω της προέντασης το επιπλέον βύθισμα της κατασκευής από τη θέση ισορροπίας είναι  $\beta$ , τέτοιο ώστε να ικανοποιείται η σχέση:

$$F = \beta \cdot A_{\pi\lambda} \cdot \gamma_w \quad (6.3)$$

Όπου  $F$  η δύναμη προέντασης για την οποία ισχύει η σχέση:

$$F = \varepsilon \cdot E \cdot A_{st} \quad (6.4)$$

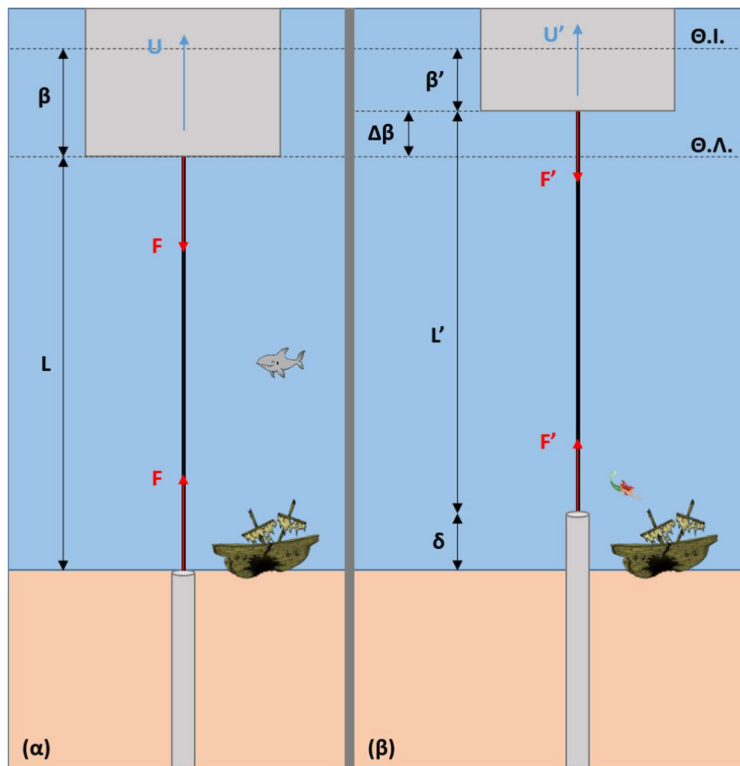
Ο όρος  $E$  εκφράζει το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα και ο όρος  $A_{st}$  τη διατομή του τένοντα η οποία ισούται με:

$$A_{st} = \frac{\pi \cdot (D_{o,st}^2 - D_{i,st}^2)}{4} = \frac{\pi \cdot D_{eq}^2}{4} \quad (6.5)$$

Όπου  $D_{o,st}$  και  $D_{i,st}$  η εξωτερική και η εσωτερική διάμετρος του τένοντα αντίστοιχα, ενώ  $D_{eq}$  η ισοδύναμη διάμετρος για ίδιο εμβαδόν συμπαγούς διατομής.

Η νέα θέση ισορροπίας της κατασκευής είναι και η θέση λειτουργίας της.

Κατά τη σεισμική δόνηση η ύπαρξη της εφελκυστικής δύναμης σε συνδυασμό με την απομειωμένη διατμητική αντοχή του εδάφους οδηγεί σε εξόλκευση του πασσάλου ίση με  $\delta$  (m). Η εξόλκευση αυτή μεταφράζεται εν μέρει σε μετακίνηση της κατασκευής προς τα πάνω και εν μέρει σε αύξηση του μήκος του τένοντα σε  $L'$  και επομένως μείωση της παραμόρφωσης του, έτσι ώστε να διατηρηθεί η ισορροπία δυνάμεων όπως φαίνεται στο **Σχήμα 6.2**.



**Σχήμα 6.2:** Εξόλκευση πασσάλου, σκαρίφημα (α) πριν και (β) μετά τη δόνηση

Επομένως, η απομείωση της προέντασης μπορεί να προκύψει από τη σχέση:

$$\Delta F = F' - F = \beta' \cdot A_{\pi\lambda} \cdot \gamma_w - \beta \cdot A_{\pi\lambda} \cdot \gamma_w = (\beta' - \beta) \cdot A_{\pi\lambda} \cdot \gamma_w = -\Delta\beta \cdot A_{\pi\lambda} \cdot \gamma_w \quad (6.6)$$

Στη θέση αυτή η νέα παραμόρφωση του χάλυβα ισούται με:

$$\varepsilon' = \frac{L - \delta + \Delta\beta - L_{free}}{L_{free}} \quad (6.7)$$

Οπότε η απομείωση της προέντασης μπορεί να εκφραστεί από συνδυασμό των σχέσεων (6.2), (6.4) και (6.7). του χάλυβα:

$$\Delta F = F' - F = A_{st} \cdot E \cdot \left( \frac{L - \delta + \Delta\beta - L_{free} - L + L_{free}}{L_{free}} \right) = A_{st} \cdot E \cdot \frac{\Delta\beta - \delta}{L_{free}} \quad (6.8)$$

Συνδυάζοντας τις σχέσεις (6.6) και (6.8) ώστε να απαλειφθεί ο όρος  $\Delta\beta$  προκύπτει η σχέση:

$$\Delta F = A_{st} \cdot E \cdot \frac{-\frac{\Delta F}{A_{\pi\lambda} \cdot \gamma_w} - \delta}{L_{free}} \quad (6.9)$$

Λύνοντας την (6.9) ως προς  $\Delta F$  προκύπτει:

$$\Delta F = -\frac{A_{st} \cdot E \cdot \delta}{L_{free} + \frac{A_{st} \cdot E}{\gamma_w \cdot A_{\pi\lambda}}} \quad (6.10)$$

Η οποία εξαρτάται μόνο από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της κατασκευής και του τένοντα καθώς και από το μέγεθος της εξόλκευσης.

Αξίζει να σημειωθεί πως η σχέση (6.10) μπορεί να γραφτεί ως:

$$\Delta F = -\delta \cdot \frac{A_{\pi\lambda} \cdot \gamma_w \cdot \frac{A_{st} \cdot E}{L_{free}}}{A_{\pi\lambda} \cdot \gamma_w + \frac{A_{st} \cdot E}{L_{free}}} = -\delta \cdot \left( \frac{1}{A_{\pi\lambda} \cdot \gamma_w} + \frac{L_{free}}{A_{st} \cdot E} \right)^{-1} \quad (6.11)$$

Οι όροι  $\frac{A_{st} \cdot E}{L_{free}} = k_{st}$  και  $A_{\pi\lambda} \cdot \gamma_w = k_{\pi\lambda}$  εκφράζουν τη δυσκαμψία του τένοντα και του

πλωτήρα, δηλαδή την αντίσταση για μοναδιαία επιμήκυνση του τένοντα και την αντίσταση για μοναδιαία βύθιση του πλωτήρα αντίστοιχα και έχουν μονάδες δύναμης ανά μονάδα μήκους.

Παρατηρείται πώς η παραπάνω σχέση θυμίζει τη σχέση που εκφράζει τη δυσκαμψία δύο ελατηρίων συνδεδεμένων σε σειρά, με δυσκαμψίες  $k_1$  και  $k_2$  αντίστοιχα. Σε αυτήν την περίπτωση η ισοδύναμη δυσκαμψία δίνεται από τη σχέση:

$$\frac{1}{k_{eq}} = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} \Leftrightarrow k_{eq} = \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2} \quad (6.12)$$

Σύμφωνα με τα παραπάνω, το σύστημα πλωτήρα – τένοντα μπορεί να εκφυλιστεί σε ένα σύστημα δύο ελατηρίων συνδεδεμένων σε σειρά, με δυσκαμψίες  $k_{\pi\lambda}$  και  $k_{st}$  αντίστοιχα, επομένως η σχέση (6.11) γίνεται:

$$\delta = -\Delta F \cdot \left( \frac{1}{k_{\pi\lambda}} + \frac{1}{k_{st}} \right) = -\Delta F \cdot \left( \frac{1}{k_{eq}} \right) \Leftrightarrow \Delta F = -\delta \cdot k_{eq} \quad (6.13)$$

Ορίζεται ο λόγος των δυσκαμψιών του πλωτήρα και του τένοντα ως:

$$I_k = \frac{k_{\pi\lambda}}{k_{st}} = \frac{L_{free} \cdot A_{\pi\lambda} \cdot \gamma_w}{A_{st} \cdot E} \quad (6.14)$$

Οπότε η ισοδύναμη δυσκαμψία του συστήματος δίνεται από τη σχέση:

$$k_{eq} = \frac{k_{\pi\lambda}}{I_k + 1} = \frac{A_{\pi\lambda} \cdot \gamma_w}{I_k + 1} \quad (6.15)$$

Με σκοπό τη δημιουργία μιας κανονικοποιημένης (αδιαστατοποιημένης) σχέσης η οποία να εκφράζει την ποσοστιαία μείωση της προέντασης γίνεται συνδυασμός των σχέσεων (6.3), (6.13) και (6.15). Έτσι, προκύπτει η σχέση:

$$\frac{\Delta F}{F} = \frac{-\delta}{\beta \cdot (I_k + 1)} \quad \text{ή, ισοδύναμα} \quad \frac{\Delta F}{F} = \frac{-\delta}{\Delta L_{free} \cdot \left( \frac{1}{I_k} + 1 \right)} \quad (6.16)$$

Σε κάθε περίπτωση προκύπτει πως η ποσοστιαία μείωση της προέντασης εξαρτάται αποκλειστικά από το μέγεθος της εξόλκευσης, την αρχική παραμόρφωση του εκάστοτε «ελατηρίου» ( $\beta$  στην περίπτωση του πλωτήρα,  $\Delta L_{free}$  στην περίπτωση του χάλυβα) και από τον λόγο των δυσκαμψιών  $I_k$ .

## 6.2.2 Μείωση Συντελεστή Ευστάθειας Πλωτήρα

Ος συντελεστής ευστάθειας του πλωτήρα ορίζεται ο λόγος:

$$FS = \frac{U_{tot}}{W} \quad (6.17)$$

Όπου  $U_{tot}$  είναι η συνολική δύναμη άνωσης που δέχεται ο πλωτήρας της κατασκευής. Κατά την απλή πλεύση ισχύει  $U_{tot} = W$  και επομένως  $FS=1$ , ενώ με την ύπαρξη προέντασης ισχύει  $U_{tot} = W + F$  οπότε ο αρχικός συντελεστής ευστάθειας δίνεται από τη σχέση:

$$FS_0 = \frac{W + F}{W} = 1 + \frac{F}{W} \quad (6.18)$$

Μετά το πέρας της σεισμικής δόνησης, λόγω της εξόλκευσης του πασσάλου, η νέα συνολική δύναμη άνωσης είναι  $U_{tot} = W + (F + \Delta F)$ , επομένως προκύπτει:

$$FS = \frac{W + F + \Delta F}{W} = \frac{W + F}{W} + \frac{\Delta F}{W} = FS_0 + \frac{\Delta F}{W} \Leftrightarrow \Delta FS = \frac{\Delta F}{W} \quad (6.19)$$

Και επομένως

$$\Delta FS = \frac{\Delta F}{W} = \frac{\Delta F}{F} \cdot (FS_0 - 1) \quad (6.20)$$

### 6.2.3 Υπολογισμός Μέγιστης Επιτρεπόμενης Μετατόπισης

Μια πρόσθετη παράμετρος σχεδιασμού της θεμελίωσης και της προέντασης των τενόντων είναι η «κρίσιμη» εξόλκευση λόγω σεισμού, η οποία απαιτείται για να μειωθεί ο αρχικός συντελεστής ευστάθειας από  $FS_0$  σε μια ελάχιστη (προσωρινά) αποδεκτή τιμή  $FS_{lim}$ , όπου  $1 \leq FS_{lim} \leq FS_0$ . Επιπλέον, θεωρείται ότι:

$$FS_{lim} = 1 + n \cdot (FS_0 - 1) \quad (6.21)$$

όπου ο συντελεστής  $n$  λαμβάνει τιμές  $0 \leq n \leq 1$  και εκφράζει την απώλεια προέντασης. Σύμφωνα με την παραπάνω σχέση, το σύστημα έχει πλήρη απώλεια προέντασης για  $n = 0$  οπότε  $FS_{lim} = 1.0$  (ελεύθερη επίπλευση του πλωτήρα).

Στην προηγούμενη ενότητα υπολογίστηκε η μεταβολή του συντελεστή ευστάθειας  $\Delta FS$  μετά τη σεισμική δόνηση, για την οποία ισχύει ότι:

$$\Delta FS \geq FS_{lim} - FS_0 \quad (6.22)$$

Από τις σχέσεις (6.19), (6.21) και (6.22) προκύπτει τελικώς η μέγιστη επιτρεπόμενη εξόλκευση σύμφωνα με τη σχέση:

$$\delta \leq (1 - n) \cdot (1 + I_k) \cdot \beta \quad \text{ή, ισοδύναμα} \quad \delta \leq (1 - n) \cdot \left(1 + \frac{1}{I_k}\right) \cdot \Delta L_{free} \quad (6.23)$$

Για τον προσδιορισμό των παραπάνω σχέσεων έχουν υιοθετηθεί κάποιες απλοποιητικές, αλλά συνάμα ρεαλιστικές παραδοχές. Συγκεκριμένα, ο χάλυβας θεωρείται ότι βρίσκεται στην

ελαστική του περιοχή καθ' όλη τη διάρκεια του φαινομένου, ισχύει δηλαδή η σχέση (6.4) και το  $E$  είναι σταθερό. Επίσης, η μέση διατομή του πλωτήρα είναι σταθερή με το ύψος του και η κατασκευή δεν βρίσκεται εξ ολοκλήρου κάτω από την επιφάνεια της θάλασσας στη θέση λειτουργίας της. Τέλος, θεωρήθηκε πως η διατομή του τένοντα παραμένει σταθερή, όπως προκύπτει από τη σχέση (6.5), ενώ το βάρος του είναι αμελητέο σχετικά με το βάρος του πλωτήρα και την δύναμη προέντασης του τένοντα αγκύρωσης.

### 6.3 Εφαρμογή για την Εξέδρα POSEIDON 2041

Όπως φαίνεται στο **Σχήμα 3.1** η εξέδρα Poseidon 2041, που απετέλεσε αντικείμενο της έρευνας των (Bouckovalas et al. 2015), αποτελείται από 3 πλωτήρες όπου στη βάση καθενός εξ αυτών εφαρμόζεται ένας προεντεταμένος χαλύβδινος τένοντας το μήκος του οποίου εξαρτάται από το βάθος της θάλασσας στην θέση εγκατάστασης της εξέδρας. Το προσομοίωμα που θεωρήθηκε και οι αναλυτικές σχέσεις που προέκυψαν στις προηγούμενες ενότητες αφορούν ένα μεμονωμένο πλωτήρα και αντίστοιχα ένα μεμονωμένο τένοντα. Επομένως, για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών του χρησιμοποιήθηκαν τα στοιχεία του **Πίνακα 6.1** που αφορούν το σύνολο της κατασκευής διαιρεμένα δια του αριθμού των τενόντων. Σύμφωνα με τα παραπάνω προκύπτει ο **Πίνακας 6.2** στον οποίο παρουσιάζονται τα στοιχεία για κάθε ένα σύστημα πλωτήρα-τένοντα-αγκυρίου εάν θεωρηθεί η επιτάχυνση της βαρύτητας ίση με  $g=9.81 \text{ m/s}^2$  και το ειδικό βάρος της θάλασσας ίσο με  $\gamma_w=10 \text{ kN/m}^3$ .

**Πίνακας 6.1:** Χαρακτηριστικά συστήματος εξέδρας αναφοράς (Bouckovalas et al. 2015)

Βάρος κατασκευής (ton)	2783.3
Εμβαδόν πλωτήρων ( $\text{m}^2$ )	298.53
Συνολική προένταση (kN)	32400
Μέτρο ελαστικότητας τένοντα (GPa)	200
Διάμετρος τένοντα (m)	0.2
Βύθισμα λειτουργίας, $\beta+\beta_0$ (m)	20
Εκτροπή από τη θέση ισορροπίας, $\beta$ (m)	10.85
Ελεύθερο μήκος τένοντα (m)	d-20

**Πίνακας 6.2:** Χαρακτηρηστικά για μεμονωμένο τένοντα

Βάρος κατασκευής (kN)	9101.4
Εμβαδόν πλωτήρα (m <sup>2</sup> )	99.51
Προένταση (kN)	10800
Μέτρο ελαστικότητας τένοντα (kPa)	200000000
Διάμετρος τένοντα (m)	0.2
Αρχικό βύθισμα, β <sub>0</sub> (m)	20
Εκτροπή από τη θέση ισορροπίας, β (m)	10.85
Ελεύθερο μήκος τένοντα (m)	d-20

Οι πιθανές θέσεις ενδιαφέροντος για την κατασκευή της εξέδρας (ARISTEIA-3 και ARISTEIA-6) έχουν βάθος θάλασσας 200 και 120 μέτρα αντίστοιχα. Επομένως, το μήκος του εκάστοτε τένοντα είναι 180 και 100 μέτρα αντίστοιχα.

Με τα παραπάνω δεδομένα μπορεί να υπολογιστεί η αναμενόμενη **απομείωση της δύναμης προέντασης** για δεδομένη εξόλκευση σύμφωνα με τη σχέση (6.13). Ενδεικτικά, ως δεδομένη εξόλκευση θα χρησιμοποιηθεί η τιμή που προέκυψε από τη βασική ανάλυση του Κεφαλαίου 4, ήτοι  $\delta=27.7$  cm.

Για τη θέση ARISTEIA-3 ισχύει  $L_{free} = 180$  m οπότε οι δυσκαμψίες του τένοντα και του πλωτήρα υπολογίζονται σε  $k_{st}=34906.6$  kN/m και  $k_{πλ}=995.1$  kN/m αντίστοιχα. Επομένως το η ισοδύναμη δυσκαμψία υπολογίζεται από τη σχέση (6.12) και προκύπτει  $k_{eq}=967.5$  kN/m. Για την εξόλκευση της βασικής ανάλυσης η απομείωση της προέντασης προκύπτει:  **$\Delta F_{A3} = -268$  kN.**

Όμοια, για τη θέση ARISTEIA-6 ισχύει  $L_{free} = 100$  m, οπότε η δυσκαμψία του τένοντα γίνεται  $k_{st}=62831.9$  kN/m ενώ η δυσκαμψία του πλωτήρα είναι η ίδια. Προκύπτει  $k_{eq}=979.6$  kN/m και η απομείωση της προέντασης υπολογίζεται σε:  **$\Delta F_{A6} = -271$  kN.**

Αντίστοιχα μπορεί να υπολογισθεί και η **απομείωση του συντελεστή ευστάθειας της εξέδρας**. Ο αρχικός συντελεστής ευστάθειας της κατασκευής υπολογίζεται από τη σχέση (6.18) και ισούται με  **$FS_0 \approx 2.19$** . Μετά τη σεισμική δόνηση και την συνεπαγόμενη εξόλκευση του πασσάλου, ο νέος συντελεστής ευστάθειας υπολογίζεται σε:  **$FS_{A3} \approx 2.16$**  για τη θέση ARISTEIA-3 και σε  **$FS_{A6} \approx 2.16$**  για τη θέση ARISTEIA-6. Όπως φαίνεται και από τα αποτελέσματα, η συγκεκριμένη εξόλκευση, δεν έχει ουσιαστική επίδραση στην ευστάθεια της κατασκευής.

Για τον υπολογισμό της **μέγιστης επιτρεπόμενης εξόλκευσης** θεωρήθηκε ελάχιστος επιτρεπόμενος συντελεστής ευστάθειας ίσος με  $FS_{lim}=1.50$ , ο οποίος, σύμφωνα με τη σχέση (6.21), απαιτεί ένα συντελεστή απομείωσης προέντασης  $n = 0.42$  και οδηγεί σε μια

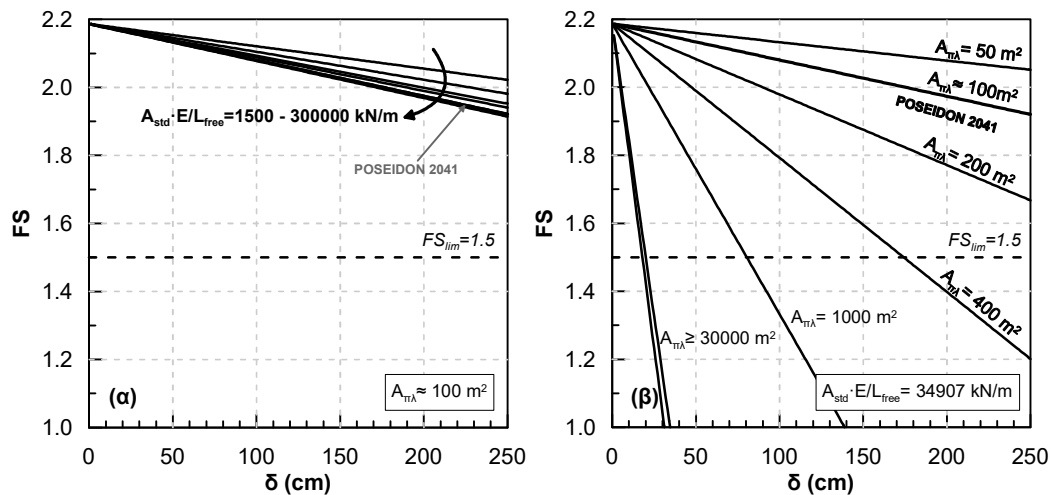
απομείωση της προέντασης κατά  $\Delta F = -6249.3$  kN. Με αυτά τα δεδομένα και σύμφωνα με τη σχέση (6.23) υπολογίζεται η μέγιστη επιτρεπόμενη εξόλκευση. Για τη θέση ARISTEIA-3 προκύπτει  $\delta_{επ,Α3}=646$  cm. Για τη θέση ARISTEIA-6 προκύπτει αντίστοιχα  $\delta_{επ,Α6}=638$  cm. Παρατηρείται ότι και στις δύο περιπτώσεις η απαιτούμενη εξόλκευση υπερβαίνει κατά πολύ τη μέγιστη αναμενόμενη εξόλκευση ( $\delta=268$  cm) που προέκυψε από τις παραμετρικές αριθμητικές αναλύσεις του Κεφαλαίου 5 και θα οδηγούσε σε απομείωση της προέντασης κατά  $\Delta F \approx -2600$  kN.

#### **6.4 Παραμετρική Διερεύνηση Συνεπειών Εξόλκευσης στον Σχεδιασμό της Εξέδρας POSEIDON 2041.**

Στην προηγούμενη ενότητα υπολογίσθηκαν οι συνέπειες της εξόλκευσης του πασσάλου στην ευστάθεια της εξέδρας Poseidon 2041, θεωρώντας δεδομένο τον σχεδιασμό της εξέδρας (βάρος εξέδρας, γεωμετρία πλωτήρα, αριθμός τενόντων αγκύρωσης, δύναμη προέντασης, κλπ.) και μεταβάλλοντας μόνο το βάθος της θάλασσας στη θέση εγκατάστασης της εξέδρας (ARISTEIA-3 και ARISTEIA-6) και το μέγεθος της αναμενόμενης εξόλκευσης ( $\delta= 27.7$  &  $268$ cm). Στην παρούσα ενότητα οι συνέπειες της εξόλκευσης του πασσάλου αγκύρωσης εξετάζονται παραμετρικά, για εναλλακτικές λύσεις σχεδιασμού πλωτήρα και τένοντα αγκύρωσης, με απώτερο στόχο να εντοπισθούν οι περιπτώσεις στις οποίες η πιθανή εξόλκευση του πασσάλου αγκύρωσης αποκτά ιδιαίτερη βαρύτητα για τον σχεδιασμό της εξέδρας. Κατά την παραμετρική διερεύνηση, γίνεται παράλληλα αναφορά στον βασικό σχεδιασμό της εξέδρας Poseidon 2041 (στις θέσεις ARISTEIA-3 και ARISTEIA-6) που απετέλεσε το έναυσμα για την διερεύνηση.

Όπως φαίνεται και από τα αποτελέσματα της προηγούμενης ενότητας, παρόλο που οι δύο θέσεις κατασκευής της εξέδρας Poseidon 2041 παρουσιάζουν μια σχετικά μεγάλη διαφορά στη δυσκαμψία του τένοντα ( $k_{st}$ ) οι επιπτώσεις της συγκεκριμένης εξόλκευσης είναι παραπλήσιες. Για πληρέστερη κατανόηση της επίδρασης του εν λόγω παράγοντα στον σχεδιασμό της εξέδρας, παρουσιάζεται ακολούθως η επίδραση της δυσκαμψίας του τένοντα (**Σχήμα 6.3α**) και του πλωτήρα (**Σχήμα 6.3β**) στον συντελεστή ευστάθειας της εξέδρας για διάφορες τιμές της εξόλκευσης (εντός των ορίων που προέκυψαν από τις παραμετρικές αναλύσεις του Κεφαλαίου 5).

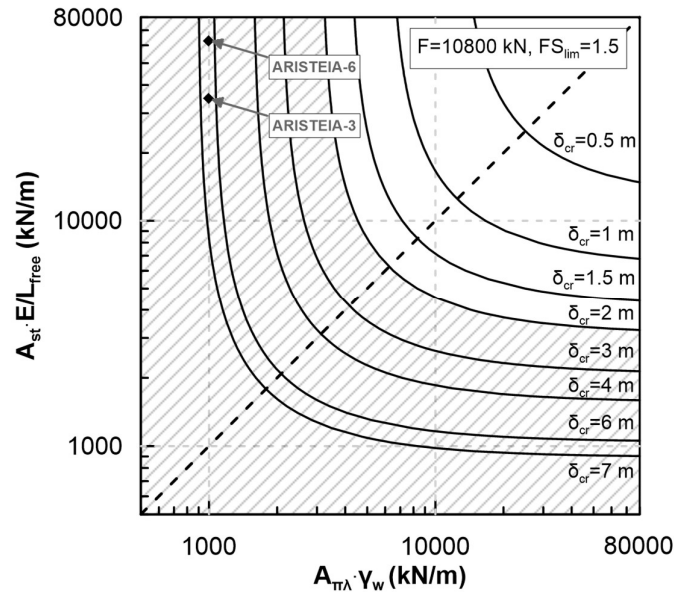




**Σχήμα 6.3:** Επίδραση δυσκαμψίας τένοντα (α) και δυσκαμψίας πλωτήρα (β) με σταθερές τις υπόλοιπες παραμέτρους

Από το παραπάνω **Σχήμα 6.3α** φαίνεται πως για δεδομένη εξόλκευση όταν αυξάνεται η δυσκαμψία του τένοντα αυξάνεται η απομείωση του συντελεστή ευστάθειας μέχρι μια μέγιστη τιμή. Αποδεικνύεται πως η σχέση (6.15) ως συνάρτηση του  $k_1$ , διατηρώντας δηλαδή σταθερό το  $k_2$ , είναι γνησίως αύξουσα και άνω φραγμένη με μέγιστη τιμή την  $k_{eq,max} = k_2$ . Όπως επιβεβαιώνεται από το σχήμα (α) αυξάνοντας τη δυσκαμψία οι καμπύλες προσεγγίζουν την καμπύλη που αντιστοιχεί σε  $k_{eq} = k_{\pi\lambda} \approx 1000 \text{ kN/m}$ . Αντίστοιχα, στο σχήμα (β) οι καμπύλες προσεγγίζουν την καμπύλη που αντιστοιχεί σε  $k_{eq} = k_{st} \approx 35000 \text{ kN/m}$ . Σύμφωνα με τα παραπάνω διαπιστώνεται πως καθοριστικό ρόλο έχει η μικρότερη από τις δύο δυσκαμψίες του συστήματος.

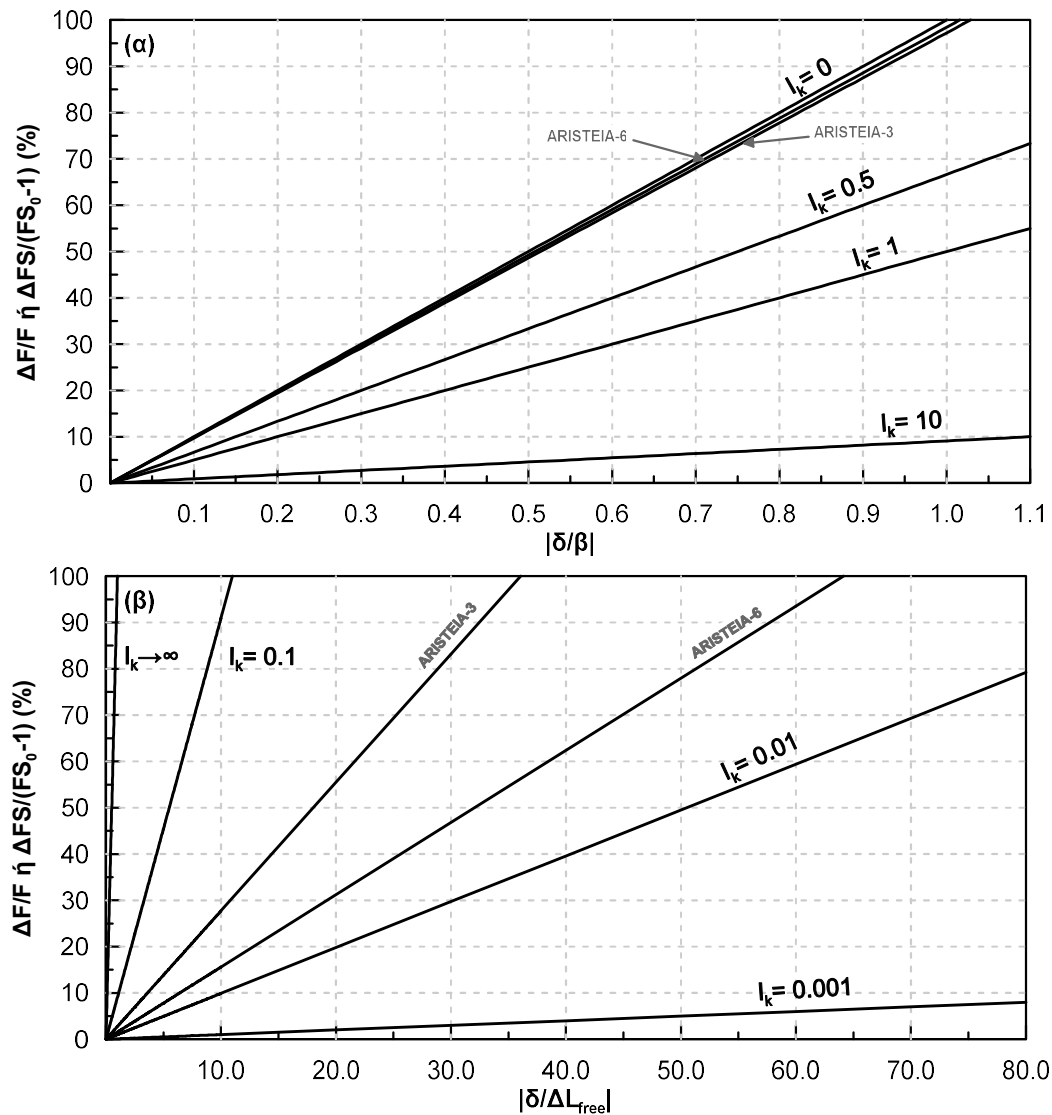
Το **Σχήμα 6.4** παρουσιάζει την μέγιστη επιτρεπόμενη εξόλκευση ( $\delta_{cr}$ ), για τη συγκεκριμένη δύναμη προέντασης και αρχικό συντελεστή ευστάθειας ( $F=10800 \text{ kN}$ ,  $FS_0 \approx 2.2$ ,  $FS_{lim}=1.5$ ), συναρτήσει της δυσκαμψίας του τένοντα (στον κατακόρυφο άξονα) και της αντίστασης σε βύθιση του πλωτήρα (στον οριζόντιο άξονα). Το διάγραμμα αυτό επιβεβαιώνει τα συμπεράσματα που εξήχθησαν από τα επιμέρους **Σχήματα 6.3α** και **6.3β** σχετικά με τον ρόλο των δύο αυτών παραμέτρων σχεδιασμού και επιτρέπει τον ορισμό της «ασφαλούς» περιοχής σχεδιασμού τένοντα και πλωτήρα για δεδομένη μέγιστη επιτρεπόμενη εξόλκευση (π.χ. γραμμοσκιασμένη περιοχή στο **Σχήμα 6.4** για  $\delta_{cr}=2.0\text{m}$ ).



**Σχήμα 6.4:** Μέγιστη επιτρεπόμενη εξόλκευση συναρτήσει της δυσκαμψίας του τένοντα και της αντίστασης σε βύθιση του πλωτήρα (με γραμμοσκίαση φαίνεται ενδεικτικά η ασφαλής περιοχή σχεδιασμού για  $\delta_{cr} \geq 2\text{m}$ )

Μια πρόσθετη παρατήρηση από το **Σχήμα 6.4** είναι ότι οι iso-καμπύλες του  $\delta_{cr}$  είναι συμμετρικές ως προς την διαγώνιο, επιβεβαιώνοντας ότι καθοριστικό ρόλο ως προς την επιτρεπόμενη εξόλκευση έχει η μικρότερη εκ των δύο δυσκαμψιών, του τένοντα και του πλωτήρα. Το γεγονός αυτό είναι αναμενόμενο καθώς αποδείχθηκε προηγουμένως πως το σύστημα μπορεί να εκφυλιστεί σε ένα σύστημα 2 γραμμικών ελατηρίων σε σειρά. Σε ένα τέτοιο σύστημα αποδεικνύεται πως η ισοδύναμη δυσκαμψία  $k_{eq}$  είναι μικρότερη από την κάθε επιμέρους δυσκαμψία ( $k_{st}$  και  $k_{\pi\lambda}$ ) με την μικρότερη από τις δύο να έχει καθοριστικότερο ρόλο στην τελική τιμή της ισοδύναμης δυσκαμψίας. Επομένως, η συγκεκριμένη κατασκευή, έχει σαν μέγιστη ισοδύναμη δυσκαμψία την  $k_{eq} = k_{\pi\lambda} = 998.1 \text{ kN/m}$  οπότε για να υπάρξει μεγαλύτερη μείωση του συντελεστή ευστάθειας της κατασκευής θα πρέπει να μεγαλώσει το εμβαδόν του πλωτήρα.

Στα **Σχήματα 6.5α** και **6.5β** παρουσιάζεται η ποσοστιαία μεταβολή της δύναμης προέντασης και ισοδύναμα του συντελεστή ευστάθειας έναντι άνωσης της δεξαμενής, συναρτήσει της ανηγμένης εξόλκευσης  $\delta/\beta$  και  $\delta/\Delta L_{free}$  αντίστοιχα.



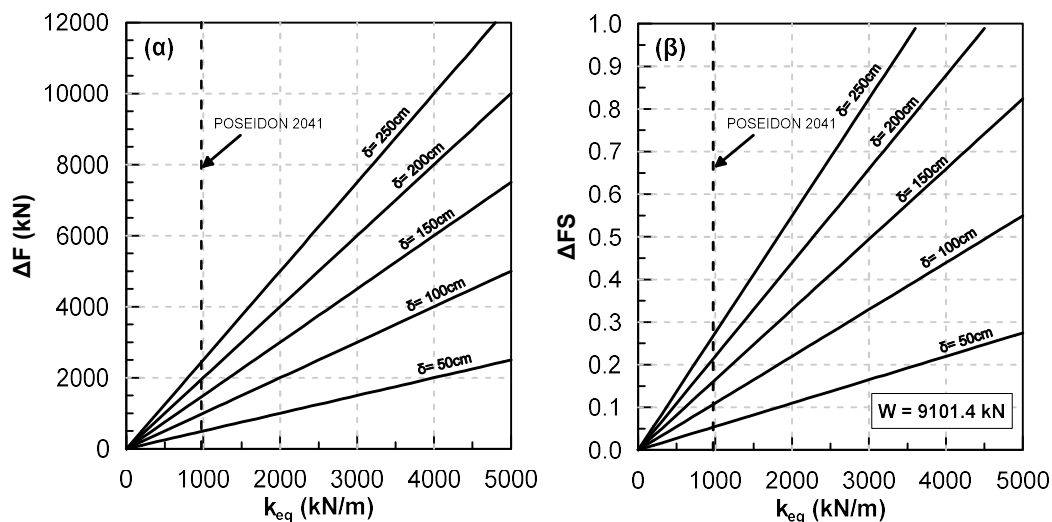
**Σχήμα 6.5:** Ποσοστιαία μεταβολή της δύναμης προέντασης και του συντελεστή ευστάθειας συναρτήσει της ανηγμένης εξόλκευσης (α)  $|\delta/\beta|$  και (β)  $|\delta/\Delta L_{free}|$

Στο **Σχήμα 6.5α** παρατηρείται πως, για τις υπό μελέτη θέσεις και με τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της κατασκευής, για ποσοστιαία μείωση του συντελεστή ασφαλείας ή ισοδύναμα της δύναμης προέντασης κατά 50%-100% απαιτείται εξόλκευση του πασσάλου θεμελίωσης ( $\delta$ ) ίση περίπου με το 55% - 110% του βυθίσματος της εξέδρας ( $\beta$ ). Η εν λόγω τιμή της εξόλκευσης αυξάνεται αναλογικά προς το βύθισμα  $\beta$  όσο ο συντελεστής σχετικής δυσκαμψίας του πλωτήρα προς τον τένοντα ( $I_k$ ) αυξάνεται (πιο εύκαμπτος τένοντας ή/και μεγαλύτερη επιφάνεια πλωτήρα).

Αντίστοιχα, από το **Σχήμα 6.5β** παρατηρείται πως, για τις υπό μελέτη θέσεις με δεδομένα τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της κατασκευής, για ποσοστιαία μείωση του συντελεστή

ασφαλείας ή ισοδύναμα της δύναμης προέντασης κατά 50%-100% απαιτείται εξόλκευση του πασσάλου θεμελίωσης ( $\delta$ ) ίση περίπου με το 1800% - 3600% και 3200% - 6400% του μήκους τάνυσης του τένοντα αγκύρωσης της εξέδρας ( $\Delta L_{free}$ ), για τις θέσεις Α6 και Α3 αντίστοιχα. Η εν λόγω τιμή της εξόλκευσης αυξάνεται αναλογικά προς τη επίμήκυνση τάνυσης  $\Delta L_{free}$  όσο ο συντελεστής σχετικής δυσκαμψίας του τένοντα προς τον πλωτήρα ( $1/I_k$ ) αυξάνεται (πιο δύσκαμπτος τένοντας ή/και μικρότερη επιφάνεια πλωτήρα).

Τέλος, το **Σχήμα 6.6α** παρουσιάζει τη μεταβολή της δύναμης προέντασης για διάφορα  $\delta$  συναρτήσει της ισοδύναμης δυσκαμψίας του συστήματος. Σύμφωνα με τη σχέση (6.19). Εάν ο άξονας-γ διαιρεθεί με το αρχικό βάρος της κατασκευής τότε το διάγραμμα δίνει τη μεταβολή του συντελεστή ευστάθειας ( $\Delta FS$ ) συναρτήσει της ισοδύναμης δυσκαμψίας ( $k_{eq}$ ) για διάφορα  $\delta$ , όπως φαίνεται στο **Σχήμα 6.6β**. Και στα δύο σχήματα, έχει προστεθεί μία κάθετη διακεκομμένη γραμμή που αντιστοιχεί στην τιμή της σύνθετης δυσκαμψίας του συστήματος πλωτήρα-τένοντα που έχει επιλεγεί για τον σχεδιασμό της εξέδρας Poseidon 2041. Με τον τρόπο αυτό προκύπτει ότι, για τις πιθανές τιμές εξόλκευσης των πασσάλων αγκύρωσης που προέκυψαν από τις παραμετρικές αναλύσεις θα πρέπει να αναμένεται απώλεια προέντασης έως και 2500kN με αποτέλεσμα την μείωση του συντελεστή ασφαλείας έναντι άνωσης του πλωτήρα κατά 0.25 περίπου, ήτοι από 2.19 σε 1.94. Οι ανωτέρω επιζήμιες συνέπειες αυξάνονται αναλογικά με την αύξηση της σύνθετης δυσκαμψία του συστήματος πλωτήρα-τένοντα (δηλ. μεγαλύτερη επιφάνεια πλωτήρα ή/και μικρότερο μήκος και μεγαλύτερη διατομή τένοντα).



**Σχήμα 6.6:** Μεταβολή της δύναμης προέντασης (α), και μεταβολή του συντελεστή ασφαλείας έναντι άνωσης της συγκεκριμένης εξέδρας συναρτήσει της εξόλκευσης  $\delta$  και της ισοδύναμης δυσκαμψίας πλωτήρα-τένοντα.

### 6.5 Επίδραση της Χαλάρωσης του Τένοντα στον Υπολογισμό της Εξόλκευσης

Όπως έχει προαναφερθεί, οι παραμετρικές αριθμητικές αναλύσεις έγιναν με την παραδοχή σταθερής προέντασης του τένοντα. Δηλαδή, δεν ελήφθη υπόψη η χαλάρωση του τένοντα κατά την εκδήλωση της εξόλκευσης του πασσάλου. Προς εξακρίβωση της ακρίβειας των αποτελεσμάτων του Κεφαλαίου 5 όσον αφορά την επίδραση της απομείωσης της προέντασης πραγματοποιήθηκαν δύο επιπλέον σειρές αναλύσεων με το λογισμικό *FLAC3D* v.5. Στην πρώτη σειρά αναλύσεων χρησιμοποιήθηκαν τα δεδομένα της βασικής ανάλυσης, όπως αυτή περιγράφεται στο Κεφάλαιο 4, ενώ για τη δεύτερη σειρά χρησιμοποιήθηκε ο συνδυασμός ο οποίος οδήγησε στη μέγιστη εξόλκευση όπως αυτή υπολογίστηκε στην παραμετρική διερεύνηση του Κεφαλαίου 5. Συγκεκριμένα, η δεύτερη σειρά αναλύσεων διαφοροποιείται σε σχέση με τη βασική ανάλυση ως προς τη διαπερατότητα του εδάφους,  $K=4.3 \cdot 10^{-3}$  m/s αντί για  $K=6.6 \cdot 10^{-5}$  m/s. Η αρχική ανάλυση επαναλήφθηκε για την απομειωμένη κάθε φορά τιμή της δύναμης προέντασης έως επέλθει σύγκλιση στο μέγεθος της υπολογιζόμενης εξόλκευσης.

Ο εν λόγω επαναληπτικός υπολογισμός πραγματοποιήθηκε για τις δύο τιμές εξόλκευσης:  $\delta$  που αντιστοιχούν στις παραπάνω αναλύσεις, δηλαδή  $\delta = 27.7$  cm για τη βασική ανάλυση και  $\delta=268$  cm για τη δυσμενέστερη τιμή της διαπερατότητας του εδάφους.

Ως ισοδύναμη δυσκαμψία του συστήματος χρησιμοποιήθηκε η τιμή  $k_{eq}=973.6$  kN/m, η οποία προκύπτει ως η μέση τιμή των ισοδύναμων δυσκαμψιών για τις θέσεις ARISTEIA-3 και ARISTEIA-6.

Για τη βασική ανάλυση η απομείωση της προέντασης λόγω της αρχικής εξόλκευσης  $\delta_0=27.7$  cm υπολογίζεται σε  $\Delta F_0= -270$  kN. Μετά από την πρώτη επανάληψη θέτοντας ως δύναμη προέντασης  $F_0= 10530$  kN προκύπτει εξόλκευση ίση με  $\delta_1 \approx 26.9$  cm η οποία μεταφράζεται σε απομείωση ίση  $\Delta F_1 = 261$  kN. Παρατηρείται ότι η διαφορά μεταξύ των επαναλήψεων είναι μικρότερη από 10 kN, επομένως κρίνεται πως για τέτοιες τιμές της εξόλκευσης η επαναληπτική διαδικασία είναι περιττή καθώς η αρχική εκτίμηση είναι επαρκώς ακριβής.

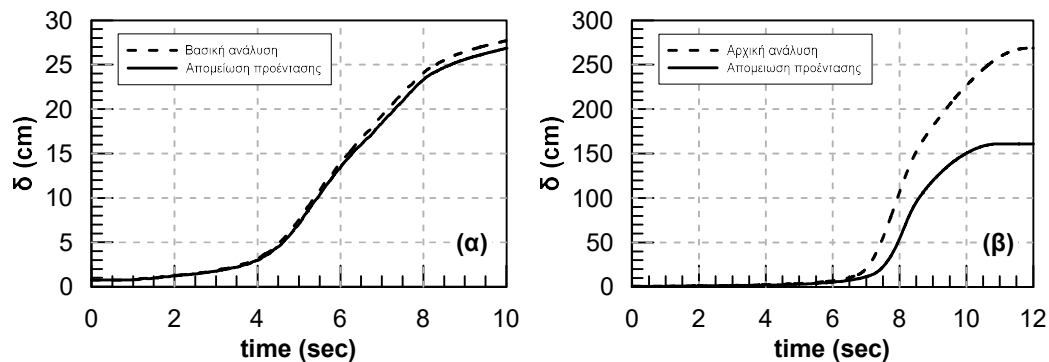
Για τη δυσμενέστερη ανάλυση, όπου  $\delta_0=268$  cm, η επαναληπτική διαδικασία έχει πρακτικό νόημα καθώς η μεταβολή της προέντασης είναι αρκετά έντονη ώστε να επηρεάσει σημαντικά το ύψος της εξόλκευσης. Ο Πίνακας 6.3 παρουσιάζει συνοπτικά τα αποτελέσματα της ανάλυσης μετά από 6 επιπλέον επαναλήψεις.

Πίνακας 6.3: Επαναληπτική διαδικασία για  $K=4.3 \cdot 10^{-3}$  m/s

#No	Προένταση F (kN)	Εξόλκευση $\delta$ (cm)	$\Delta F$ (kN)	Προένταση για αυτό το $\delta$ (kN)	Σφάλμα (kN)	σφάλμα (%)
Αρχική	10800.0	268.0	2609.1	8190.9	2609.1	-24.2
1η	8295.8	92.8	903.1	9896.9	-1601.2	19.3
2η	9915.7	209.4	2038.2	8761.8	1153.9	-11.6
3η	8835.7	113.2	1102.3	9697.8	-862.0	9.8
4η	9719.3	169.2	1647.2	9152.9	566.5	-5.8
5η	9203.9	140.4	1366.5	9433.5	-229.6	2.5
6η	9473.9	160.90	1566.4	9233.6	240.3	-2.5

Σε αυτήν την περίπτωση φαίνεται πως είναι μείζονος σημασίας να ληφθεί υπόψη η απομείωση της προέντασης κατά την ανάπτυξη της εξόλκευσης καθώς λαμβάνοντας την υπόψη προκύπτει μείωση της εξόλκευσης περίπου ίση με **1 m**, δηλαδή ίση με  $\delta_{real} \approx 150$  cm. Ταυτόχρονα η πραγματική απομείωση της προέντασης έγινε περίπου ίση με  $\Delta F_{real} \approx 1500$  kN αντί για την αρχικά υπολογισμένη τιμή των 2600 kN. Επίσης, διαπιστώνεται πως σε αυτή την περίπτωση απαιτείται ένας αρκετά μεγάλος αριθμός επαναλήψεων προκυμμένου να επέλθει η επιθυμητή σύγκλιση.

Το **Σχήμα 6.7** παρουσιάζει τη χρονοϊστορία της εξόλκευσης στην κορυφή του πασσάλου, για τη βασική ανάλυση και για την ανάλυση με απομειωμένη τη δύναμη προέντασης, για την περίπτωση τόσο της μικρής ( $\delta=27.7$ cm) και όσο και της μεγάλης ( $\delta=268$  cm) εξόλκευσης.



**Σχήμα 6.7:** Χρονοϊστορία της εξόλκευσης λαμβάνοντας υπόψη την χαλάρωση του τένοντα (α) για μικρή εξόλκευση  $\delta=27.7$  και (β) για μεγάλη εξόλκευση  $\delta=268$  cm

Για την περίπτωση της μικρής σχετικά εξόλκευσης (**Σχήμα 6.7α**), η τελικά υπολογισμένη (μετά από μία επανάληψη) εξόλκευση είναι  $\delta = 26.8$  cm σε σύγκριση με τα 27.7cm της βασικής ανάλυσης. Θεωρητικά, για τη βέλτιστη σύγκλιση απαιτούνται επιπλέον επαναληπτικές αναλύσεις. Η διαφορά όμως της εξόλκευσης μεταξύ των δύο αναλύσεων είναι μόλις 1cm και θα οδηγούσε σε αύξηση της δύναμης μόνον κατά 8 kN, και επομένως η συνέχιση των επαναλήψεων κρίνεται περιττή. Η ανάλυση ελέγχου συμφωνεί με την εκτίμηση πως η

απομείωση της προέντασης που προκαλείται από την εξόλκευση του πασσάλου στη συγκεκριμένη περίπτωση είναι ελάχιστος σημασίας και δεν προσφέρει ουσιαστική ακρίβεια στις αριθμητικές αναλύσεις.

Για την περίπτωση της μεγάλης εξόλκευσης (**Σχήμα 6.7β**), η τελικά υπολογισμένη (μετά από 6 επαναλήψεις) εξόλκευση είναι  $\delta_{real} \approx 150 \text{ cm}$  σε σύγκριση με τα 268 cm της αρχικής ανάλυσης. Στην περίπτωση αυτή, η ανάλυση ελέγχου οδηγεί στο συμπέρασμα ότι η απομείωση της προέντασης που προκαλείται από την εξόλκευση του πασσάλου είναι σημαντική και ευνοεί τον σχεδιασμό της εξέδρας. Στην αντίθετη περίπτωση, όπου η δύναμη προέντασης θεωρείται σταθερή, ο υπολογισμός της εξόλκευσης και των συνεπειών της για την ευστάθεια της εξέδρας είναι σαφώς συντηρητικός.

### 6.6 Σχολιασμός αποτελεσμάτων - συμπεράσματα

Στο κεφάλαιο αυτό αποδείχθηκε πως το σύστημα πασσάλου-τένοντα-πλωτήρα αποτελεί το μηχανικό ανάλογο δυο γραμμικών ελατηρίων σε σειρά. Επομένως, το σύστημα εκφράζεται πλήρως από μια ισοδύναμη δυσκαμψία η οποία υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση (6.12).

Σε κάθε περίπτωση, η εν λόγω ισοδύναμη δυσκαμψία είναι μικρότερη και από τις δύο επιμέρους δυσκαμψίες οπότε για μια αδρή εκτίμηση της απομείωσης της προέντασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί η μικρότερη εκ των δύο με τη μετρημένη εξόλκευση. Αξίζει να σημειωθεί πως το αποτέλεσμα της παραπάνω παραδοχής είναι πάντα υπέρ της ασφαλείας αφού  $k_{eq} < k_{\pi\lambda}$  και  $k_{eq} < k_{st}$ . Επίσης, εάν οι δύο δυσκαμψίες παρουσιάζουν διαφορά μεγαλύτερη της μίας τάξης μεγέθους τότε το σφάλμα που θα προκύψει θα είναι μικρότερο από 10%. Για παράδειγμα, για τη συγκεκριμένη κατασκευή όπου  $k_{\pi\lambda, A3} \approx 0.03 \cdot k_{st, A3}$  και  $k_{\pi\lambda, A6} \approx 0.02 \cdot k_{st, A6}$  χρησιμοποιώντας το  $k_{\pi\lambda}$  για τους υπολογισμούς προκύπτει απομείωση  $\Delta F = -275.6 \text{ kN}$ , κοινή και για τις 2 θέσεις, αντί για  $\Delta F_{A3} = -268 \text{ kN}$  για τη θέση ARISTEIA-3 και  $\Delta F_{A6} = -271 \text{ kN}$  για τη θέση ARISTEIA-6. Το σφάλμα εκτίμησης και για τις 2 θέσεις είναι μικρότερο του 3% ενώ το μέγιστο σφάλμα που μπορεί να παρατηρηθεί είναι 50% και εμφανίζεται όταν ισχύει  $k_{\pi\lambda} = k_{st}$ .

Από την παραμετρική διερεύνηση του κεφαλαίου 5 προκύπτει πως για «κατάλληλες» εδαφικές συνθήκες η εξόλκευση μπορεί να φτάσει τιμές έως και 270 cm. Ακόμα και για αυτήν την εξαιρετικά μεγάλη τιμή η ευστάθεια της συγκεκριμένης εξέδρας Poseidon 2041 δεν τίθεται σε κίνδυνο καθώς η πιθανή εξόλκευση των πασσάλων αγκύρωσης θα οδηγήσει σε απομείωση του συντελεστή ευστάθειας κατά περίπου  $\Delta F S = 0.25$ , ή ισοδύναμα σε απομείωση της δύναμης προέντασης  $\Delta F \approx 2300 \text{ kN}$ , οπότε ο τελικός συντελεστής ευστάθειας θα παραμείνει μεγαλύτερος του  $F S_{lim} = 1.5$ . Ακόμη όμως και στην περίπτωση μιας τέτοιας μικρής

απομείωσης θα πρέπει να πραγματοποιηθεί διορθωτική επανα-προένταση ώστε να επιτευχθεί ξανά ο επιθυμητός συντελεστής ευστάθειας λειτουργίας. Σε αυτήν την περίπτωση θα πρέπει να πραγματοποιηθεί ένας επιπλέον στατικός έλεγχος ώστε να εξακριβωθεί πως το ενεργό μήκος του πασσάλου ( $L_{αρχ} - \delta$ ) είναι ικανό να παραλάβει την απαιτούμενη προένταση.

Από τις παραμετρικές αριθμητικές αναλύσεις για εναλλακτικό σχεδιασμό του συστήματος πλωτήρα-τένοντα αγκύρωσης προκύπτει ότι η μέγιστη επιτρεπόμενη εξόλκευση (π.χ. για απομείωση του συντελεστή ευστάθειας έναντι άνωσης από  $FS=2.19$  σε  $FS=1.50$ ) μειώνεται και γίνεται μικρότερη από τις πιθανές τιμές που προέκυψαν από τις παραμετρικές αναλύσεις (π.χ.  $\delta < 270\text{cm}$ ) όσο αυξάνεται η επιφάνεια (και η αντίσταση σε βύθιση) του πλωτήρα ( $A_{πλ}$ ). Για την περίπτωση της εξέδρας Poseidon 2041 που εξετάζεται, αυτό σημαίνει αύξηση της ισοδύναμης επιφάνειας του μεμονωμένου πλωτήρα σε  $A_{πλ} \geq 250\text{m}^2$ .

Όπως φαίνεται στο **Σχήμα 6.3α**, για την περίπτωση της εξέδρας POSEIDON 2041, τυχών αύξηση της δυσκαμψίας του τένοντα ( $A_{st}E/L_{st}$ ) δε δύναται από μόνη της να οδηγήσει σε μείωση της κρίσιμης εξόλκευσης σε τιμές μικρότερες από  $\delta_{cr} < 250\text{ cm}$ . Επομένως, ο μοναδικός τρόπος ώστε η υπολογισμένη εξόλκευση να αποτελέσει κίνδυνο για την ευστάθεια της συγκεκριμένης κατασκευής είναι να μεγαλώσει η ισοδύναμη επιφάνεια του πλωτήρα.

Τέλος, με την αριθμητική ανάλυση της ενότητας 6.3 επιβεβαιώνεται η ακρίβεια των αναλυτικών υπολογισμών με σταθερή προένταση για μικρές σχετικά τιμές της εξόλκευσης. Αντίθετα, για μεγάλες τιμές της εξόλκευσης η ένταξη της απομείωσης της προέντασης στις αριθμητικές αναλύσεις κρίνεται απαραίτητη δεδομένου ότι μπορεί να απομειώσει σημαντικά την τελική τιμή της εξόλκευσης και τις συνέπειες της στην ευστάθεια της εξέδρας.





# Κεφάλαιο 7

## Περίληψη - Συμπεράσματα - Προτάσεις

---

### 7.1 Περίληψη

Στην παρούσα Διπλωματική Εργασία εξετάστηκε το φαινόμενο της σεισμικής φόρτισης πασσάλων αγκύρωσης πλωτών κατασκευών υπό καθεστώς ρευστοποίησης. Η διερεύνηση του φαινομένου βασίστηκε στην έρευνα με τίτλο ΑΡΙΣΤΕΙΑ POSEIDON/2041 των Bouckonavalas et al. (2015), η οποία πραγματεύεται πάσσαλο αγκύρωσης πλωτής ανεμογεννήτριας με προεντεταμένους τένοντες (TLP).

Αρχικά, διεξήχθη μία **Βασική Αριθμητική Ανάλυση** προκειμένου να μελετηθεί αφενός η στατική συμπεριφορά του πασσάλου, και αφετέρου η απόκριση του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης σε σεισμική φόρτιση, με έμφαση στο φαινόμενο της ρευστοποίησης. Ακολούθως, με σημείο αναφοράς τη Βασική Ανάλυση, πραγματοποιήθηκε μία σειρά από **Παραμετρικές Αριθμητικές Αναλύσεις** όπου διερευνήθηκε η επίδραση στην εξόλκευση του πασσάλου των χαρακτηριστικών της δόνησης (μέγιστη επιτάχυνση, αριθμός κύκλων φόρτισης και συχνότητα), της προέντασης και του εδάφους θεμελίωσης (σχετική πυκνότητα και διαπερατότητα). Επιπλέον, έγινε προσπάθεια επέκτασης των αποτελεσμάτων των παραμετρικών αναλύσεων από αρμονικές σε πραγματικές σεισμικές διεγέρσεις μέσω χρήσης «σύνθετων» σεισμικών παραμέτρων της έντασης της σεισμικής δόνησης. Στόχος της παραμετρικής μελέτης ήταν η καλύτερη ποσοτική και ποιοτική κατανόηση των μηχανισμών που συμβάλλουν στην κατακόρυφη μετακίνηση (εξόλκευση) του πασσάλου θεμελίωσης, λόγω της συνδυασμένης δράσης σεισμικής και εφελκυστικής φόρτισης. Τέλος, αξιολογήθηκε η **Επίδραση της Εξόλκευσης** στην προένταση του τένοντα και κατά συνέπεια στην ευστάθεια της κατασκευής. Για τον σκοπό αυτό, επιλύθηκε αναλυτικά το πρόβλημα αλληλεπίδρασης της εξόλκευσης του πασσάλου με την απομείωση της προέντασης και την άνωση που ασκείται στον πλωτήρα.

## 7.2 Συμπεράσματα

Εκ των ανωτέρω ενοτήτων εξάγονται ορισμένα ενδιαφέροντα συμπεράσματα, τα οποία και παρατίθενται ακολούθως.

### I. Βασική Ανάλυση Αναφοράς

- (α) Η εφελκυστική αντοχή του πασσάλου, υπό στατικές συνθήκες φόρτισης, που υπολογίζεται μέσω της αριθμητικής ανάλυσης, εμφανίζει τιμή που συγκλίνει ικανοποιητικά με την αντίστοιχη των αναλυτικών σχέσεων υπολογισμού.
- (β) Έπειτα από επιβολή αρμονικής σεισμικής φόρτισης, το έδαφος στο μεγαλύτερο μήκος περιμετρικά του πασσάλου ρευστοποιείται πλήρως με αποτελέσματα την απώλεια της διατμητικής αντοχής μεταξύ εδάφους και θεμελίωσης και άρα της αντοχής του πασσάλου σε εφελκυσμό. Επομένως, λόγω του σταθερού εφελκυστικού φορτίου που επιβάλλεται στην κορυφή, εμφανίζονται αυξημένες κατακόρυφες μετακινήσεις οι οποίες στο τέλος της δόνησης υπολογίσθηκαν σε 28cm περίπου, και συνέχισαν να αυξάνονται (ύπερ-διπλασιάστηκαν) κατά την διάρκεια της εκτόνωσης των υδατικών υπερπίεσεων που ακολούθησε.
- (γ) Η διέγερση που εφαρμόζεται στην βάση του προσομοιώματος επιφέρει γενικευμένη ρευστοποίηση στο έδαφος, οπότε ο συντελεστής υπερπίεσης πόρων ( $r_u$ ) παίρνει τιμή ίση με τη μονάδα. Εξαιρούνται δύο περιοχές που βρίσκονται περιμετρικά του πασσάλου, η μία κοντά στην κεφαλή ( $z \approx 0 - 12m$ ) και η άλλη κοντά στην αιχμή του πασσάλου, όπου ο συντελεστής  $r_u$  παρουσιάζει τιμές μικρότερες του 0.7. Εκτιμάται ότι οι παρατηρούμενη μείωση του  $r_u$  στις δύο αυτές περιοχές είναι το συνδυαστικό αποτέλεσμα διαστολικότητας του εδάφους λόγω αλληλεπίδρασης πασσάλου-εδάφους και μερικής εκτόνωσης των υδατικών υπερπίεσεων λόγω σεισμού.
- (δ) Στις περιοχές του εδάφους όπου η ρευστοποίηση έχει αναπτυχθεί σημαντικά, οι εδαφικές επιταχύνσεις παρουσιάζονται αισθητά μειωμένες παίρνοντας τιμές κοντά στο μηδέν. Αντιθέτως, στα σημεία που το έδαφος διατηρεί χαμηλό συντελεστή υπερπίεσεων πόρων ( $r_u = 0 - 0.6$ ) εμφανίζεται ενίσχυση του σεισμικού κραδασμού.

### II. Παραμετρική Διερεύνηση Εξόλκευσης Πασσάλου

- (ε) Όπως ήταν αναμενόμενο, η εξόλκευση του πασσάλου αυξάνεται όταν:

- Αυξάνεται η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση, ο αριθμός κύκλων φόρτισης και η περίοδος της διέγερσης.
  - Αυξάνονται οι διάφοροι «σύνθετοι» δείκτες της σεισμικής έντασης.
  - Μειώνεται η σχετική πυκνότητα του εδάφους.
  - Μειώνεται ο συντελεστής ασφαλείας έναντι στατικής αστοχίας (εξόλκευσης) του πασσάλου.
- (στ)** Η επίδραση του συντελεστή διαπερατότητας εδάφους ( $k$ ) δεν είναι μονοσήμαντη. Αρχικά η εξόλκευση του πασσάλου λόγω ρευστοποίησης αυξάνεται όσο αυξάνεται το  $k$ , αλλά ακολούθως μειώνεται ραγδαία όταν ο συντελεστής  $k$  υπερβεί μία κρίσιμη τιμή η οποία, για την γεωμετρία του πασσάλου που εξετάστηκε, αντιστοιχεί σε χονδρόκοκκες άμμους και χάλικες.
- (ζ)** Η επίδραση της έντασης της σεισμικής δόνησης μπορεί να εκφρασθεί μονοσήμαντα με χρήση «σύνθετων» δεικτών που λαμβάνουν υπόψη τόσο την επιβαλλόμενη επιτάχυνση/ταχύτητα όσο και την διάρκεια και το συχνοτικό περιεχόμενο της δόνησης.
- (η)** Από τους «σύνθετους» δείκτες που εξετάστηκαν πλέον αποτελεσματικός για την ενοποίηση των επιμέρους χαρακτηριστικών της δόνησης και για την επέκταση σε πραγματικές δονήσεις φαίνεται να είναι ο δείκτης CAV (Cumulative Absolute Velocity).
- (θ)** Η ένταση της σεισμικής δόνησης θα πρέπει να υπερβεί ένα κάτω όριο (trigger level) προκειμένου να προκληθεί εκτενής ρευστοποίηση στο έδαφος περί τον πάσσαλο και να εκδηλωθεί το φαινόμενο της εξόλκευσης.
- (ι)** Η μέγιστη εξόλκευση που προέκυψε από τις παραμετρικές αναλύσεις ήταν  $\delta = 2.25\text{m}$ .

### III. Συνέπειες Εξόλκευσης Πασσάλου στην Ευστάθεια του Πλωτήρα

- (κ)** Το σύστημα πασσάλου-τένοντα-πλωτήρα μπορεί να προσομοιωθεί απλοποιητικά από ένα σύστημα δύο γραμμικών ελατηρίων εν σειρά: (i) ένα για τον τένοντα με δυσκαμψία  $k_{st}$ , και (ii) ένα άλλο για την αντίσταση σε βύθιση του πλωτήρα λόγω άνωσης, με δυσκαμψία  $k_{\pi\lambda}$ . Κατ' επέκταση, η ισοδύναμη δυσκαμψία συστήματος είναι ίση με :

$$k_{eq} = \frac{k_{\pi\lambda} \cdot k_{st}}{k_{\pi\lambda} + k_{st}}$$

Για την υπό μελέτη εξέδρα, προκύπτει ίση με  $k_{eq} = 973.6 \text{ kN/m}$ .

- (λ)** Η ισοδύναμη δυσκαμψία προκύπτει πάντα μικρότερη από την εκάστοτε επιμέρους δυσκαμψία. Επομένως, μια αδρή και υπέρ της ασφαλείας εκτίμηση μπορεί να γίνει

θεωρώντας πως η εξόλκευση μεταφράζεται εξ ολοκλήρου σε μετακίνηση του πλωτήρα προς τα πάνω οπότε η απομείωση της προέντασης δίνεται από τη σχέση:

$$\Delta F = -A_{\pi\lambda\omega\tau\eta\rho\alpha} \cdot \gamma_w \cdot \delta \text{ με σχετικά μικρό σφάλμα για τις συνήθεις κατασκευές.}$$

- (μ) Για τις πιθανές τιμές της εξόλκευσης που υπολογίστηκαν από την Βασική Ανάλυση ( $\delta=28-56\text{cm}$ ) η ευστάθεια της συγκεκριμένης κατασκευής δεν τίθεται σε κίνδυνο, δεδομένου ότι, για να υπάρξει απομείωση του συντελεστή ευστάθειας σε τιμή μικρότερη από  $FS_{lim}=1.5$  απαιτείται εξόλκευση μεγαλύτερη από 6 m. Θα πρέπει βέβαια να γίνει διορθωτική προένταση του τένοντα ίση προς  $\Delta F = 270 - 545 \text{ kN}$  προκειμένου να αποκατασταθούν οι αρχικές συνθήκες σχεδιασμού του έργου
- (ν) Η επίδραση της εξόλκευσης στην ευστάθεια του πλωτήρα όμως μπορεί να αυξηθεί σημαντικά δεδομένου ότι από τις παραμετρικές αναλύσεις προέκυψαν τιμές της εξόλκευσης έως και  $\delta=2.25 - 2.68\text{m}$ . Σε αυτή την περίπτωση, η απώλεια προέντασης είναι περίπου ίση με  $\Delta F=2190 - 2610 \text{ kN}$  και ο συντελεστής ασφάλειας έναντι άνωσης του πλωτήρα μειώνεται από  $FS=2.2$  σε  $FS=1.9$ .
- (ξ) Η αριθμητική προσομοίωση με το λογισμικό πεπερασμένων διαφορών FLAC3D v5. όπως αυτή πραγματοποιήθηκε στην παρούσα Διπλωματική εργασία, δίνει ικανοποιητική εκτίμηση της εξόλκευσης και της συνεπαγόμενης απομείωσης της προέντασης για μικρές σχετικά τιμές της εξόλκευσης. Αντίθετα, για μεγάλες τιμές της εξόλκευσης (π.χ.  $\delta > 2 \text{ m}$ ) η ένταξη της απομείωσης της προέντασης στους υπολογισμούς κρίνεται απαραίτητη οπότε απαιτείται η επαναληπτική διαδικασία που περιγράφεται στο Κεφάλαιο 6 η οποία, στην εφαρμογή του κεφαλαίου, οδήγησε σε απομείωση της εκτιμώμενης εξόλκευσης περίπου ίση με 44% ( $\approx 1.2 \text{ m}$ ).

### 7.3 Προτάσεις για Μελλοντική Έρευνα

Κατά τη διάρκεια εκπόνησης την παρούσας Διπλωματικής Εργασίας προέκυψαν ορισμένα ερωτήματα που χρήζουν περαιτέρω διερεύνησης. Τα εν λόγω ερωτήματα παρουσιάζονται παρακάτω και συνιστούν προτάσεις για μελλοντική έρευνα.

- (α) Βασική ερευνητική πρόταση αποτελεί ο έλεγχος της τιμής της παραμένουσας φέρουσας ικανότητας τού πασσάλου θεμελίωσης σε στατική εφελκυστική φόρτιση, έπειτα από το πέρας της σεισμικής δόνησης. Λόγω της δυναμικής φόρτισης του σεισμού και της επακόλουθης εξόλκευσης του αλλά και της μεταβολής του τασικού πεδίου του εδάφους, ο πάσσαλος αναμένεται να χάσει κάποιο ποσοστό της ολικής αντοχής του σε εφελκυσμό. Ο υπολογισμός της εν λόγω αντοχής μπορεί μεν να γίνει αναλυτικά, αλλά η επαλήθευσή της

και με άλλες μεθόδους (αριθμητικά - πειραματικά) κρίνεται αναγκαία, καθώς συνδέεται άμεσα με την λειτουργία και την ευστάθεια της ανωδομής.

**(β)** Περαιτέρω διερεύνηση είναι απαραίτητη τόσο ως προς τις ιδιότητες του εδάφους, όσο και τα χαρακτηριστικά του πασσάλου θεμελίωσης. Πιο συγκεκριμένα ως προς το έδαφος, αν διαφοροποιηθεί η στρωματογραφία του αναμένεται σημαντική επίδραση τόσο στη συμπεριφορά του ίδιου του εδάφους όσο και στην αλληλεπίδρασή του με τη θεμελίωση. Παράλληλα, όποια αλλαγή στα χαρακτηριστικά του πασσάλου, προφανώς, θα επιφέρει αισθητή μεταβολή στην συμπεριφορά του. Σημειώνεται όμως πως οφείλει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή στη διάμετρο του πασσάλου, καθώς έχει πρωτεύοντα ρόλο σε προβλήματα ροής νερού στο έδαφος, όπως αρκετά από αυτά που εξετάστηκαν στην παρούσα Διπλωματική Εργασία.

**(γ)** Απαιτείται επιπλέον έρευνα για τον υπολογισμό της ολικής εξόλκευσης σε βάθος χρόνου για πλήρη στράγγιση των υπερπιέσεων. Συγκεκριμένα, το φαινόμενο αποκτά ιδιαίτερη σημασία για σχετικά μικρές διαπερατότητες καθώς σε αυτές τις περιπτώσεις η στράγγιση απαιτεί μεγάλο χρονικό διάστημα και οι επιπλέον μετακινήσεις είναι μεγάλες σε μέγεθος και μπορεί να οδηγήσουν ακόμα και σε υπερδιπλασιασμό των μετακινήσεων που υπολογίστηκαν κατά το πέρας της δόνησης. Αντίθετα, για σχετικά μεγάλες διαπερατότητες το φαινόμενο ολοκληρώνεται σχετικά σύντομα και οι επιπλέον μετακινήσεις αποτελούν ένα μικρό ποσοστό των μετακινήσεων που υπολογίστηκαν στο τέλος της δόνησης.

**(δ)** Τέλος, αποδείχθηκε στο κεφάλαιο 6 πως το σύστημα πάσσαλος-τένοντας-πλωτήρας αποτελεί το μηχανικό ανάλογο δυο ελατηρίων συνδεδεμένων σε σειρά. Μια τέτοια διάταξη είναι σχετικά εύκολο να προσομοιαστεί σε διάφορα λογισμικά, μεταξύ των οποίων και το FLAC3D. Η κατασκευή ενός τέτοιου προσομοιώματος θα εξαλείψει την ανάγκη για επαναληπτικές αναλύσεις και θα επιτρέψει την άμεση λήψη σωστών εκτιμήσεων για την εξόλκευση του πασσάλου και κατ' επέκταση την απομείωση της προέντασης του τένοντα.



- Andrianopoulos, K. I., Papadimitriou, A. G., and Bouckovalas, G. D. (2010). "Bounding surface plasticity model for the seismic liquefaction analysis of geostuctures." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(10), 895–911.
- Andrianopoulos, K. I., Papadimitriou, A. G., and Bouckovalas, G. D. (2010). "Explicit integration of bounding surface model for the analysis of earthquake soil liquefaction." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 34(15), 1586–1614.
- API. (2002). "Recommended Practice for Planning, Design, and Constructing Fixed Offshore Platforms, API RP 2A-WSD." *American Petroleum Institute*, Washington, D.C.
- Arulmoli, K., Muraleetharan, K. K., Hossain, M. M., and Fruth, L. S. (1992). "VELACS: verification of liquefaction analyses by centrifuge studies; Laboratory Testing Program – Soil Data Report." *Research Report, The Earth. Technology Corporation*.
- Astedt, B., Weiner, L., and Holm, G. (1992). "Increase in bearing capacity with time for friction piles in silt and sand." *Proceedings of Nordic Geotechnical Meeting*, 411–416.
- Bouckovalas, G., Mavrakos, S., Andrianopoulos, K., and Mazarakos, T. (2015). *Παραδοτέο Π5.2: Σχεδιασμός πασσάλων αγκύρωσης σε ιλυώδη-αμμώδη πυθμένα*.
- Bouckovalas, G., Whitman, R. V., and Marr, W. A. (1984). "Permanent Displacement of Sand With Cyclic Loading." *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, 110(11), 1606–1623.
- Camp, T. R. . et al. (2004). "Design Methods for Offshore Wind Turbines at Exposed Sites Final - Report of the OWTES Project." 1–65.
- Chow, F. C. (1997). "Investigations into displacement pile behaviour for offshore foundations." PhD Thesis, Imperial College, London.
- Chow, F., Jardine, R., Brucy, F., and Nauroy, J. (1998). "Effects of Time on Capacity of Pipe Piles in Dense Marine Sand." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, 124(3), 254–264.
- Craig, R. F. (1997). *Soil Mechanics (6th Edition)*. Taylor & Francis Ltd, (N. Edition, ed.), Taylor & Francis Ltd, London, United Kingdom.
- DNV. (2013). "Design of Offshore Wind Turbine Structures; Offshore Standard." *Design of Offshore Wind Turbine Structures*, (January), 214.



- Esfeh, P. K., and Kaynia, A. M. (2019). "Numerical modeling of liquefaction and its impact on anchor piles for floating offshore structures." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier Ltd, 127.
- Hao Yu, Xiangwu Zeng, and Xuefei Wang. (2013). "Seismic centrifuge modelling of offshore wind turbine with tripod foundation." *2013 IEEE Energytech*, IEEE, 1–5.
- Itasca. (2009). "FLAC3D version 4.0." *Itasca Consulting Group Inc.*
- Itasca. (2012). "FLAC3D version 5.0." *Itasca Consulting Group Inc.*
- Jardine, R. J., and Standing, J. R. (2012). "Field axial cyclic loading experiments on piles driven in sand." *Soils and Foundations*, 52(4), 723–736.
- Jardine, R., Standing, J. R., and Chow, F. C. (2006). "Some observations of the effects of time on the capacity of piles driven in sand." *Géotechnique*, 56(4), 227–244.
- Julio, R. (2009). "Comportement des pieux et des groupes de pieux sous chargement lateral cyclique."
- Karamitros, D. K. (2010). "Development of a Numerical Algorithm for The Dynamic Elastoplastic Analysis of Geotechnical Structures in Two and Three Dimensions." PhD Thesis, Dept of Civil Engineering, NTUA, Athens.
- Kaynia, A. M. (2018). "Seismic considerations in design of offshore wind turbines." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier Ltd, (September 2017), 0–1.
- Lehane, B. M. (1992). "Experimental investigations of pile behaviour using instrumented field piles." Imperial College.
- Lehane, B. M., Jardine, R. J., Bond, A. J., and Frank, R. (1993). "Mechanisms of Shaft Friction in Sand from Instrumented Pile Tests." *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 119(1), 19–35.
- De Nicola, A., and Randolph, M. F. (1993). "Tensile and Compressive Shaft Capacity of Piles in Sand." *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, 119(12), 1952–1973.
- Papadimitriou, A. G., and Bouckovalas, G. D. (2002). "Plasticity model for sand under small and large cyclic strains: A multiaxial formulation." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22(3), 191–204.
- Rimoy, S. (2013). "Ageing and axial cyclic loading studies of displacement piles in sand." Imperial College.

- Rimoy, S. P., Jardine, R. J., and Standing, J. R. (2013). "Displacement response to axial cycling of piles driven in sand." *Geotechnical Engineering*, 116(2), 131–146.
- Seed, H. B., and Idriss, I. M. (1982). "Ground motions and soil liquefaction during earthquakes." *Earthquake Engineering Research Institute Monograph, Oakland, Calif.*
- Tsuha, C. H. C., Foray, P. Y., Jardine, R. J., Yang, Z. X., Silva, M., and Rimoy, S. (2012). "Behaviour of displacement piles in sand under cyclic axial loading." *Soils and Foundations*, 52(3), 393–410.
- Wang, X., Yang, X., and Zeng, X. (2017). "Seismic centrifuge modelling of suction bucket foundation for offshore wind turbine." *Renewable Energy*, Elsevier Ltd, 114, 1013–1022.
- Wang, X., Zeng, X., Li, X., and Li, J. (2020). "Liquefaction characteristics of offshore wind turbine with hybrid monopile foundation via centrifuge modelling." *Renewable Energy*, Elsevier Ltd, 145, 2358–2372.
- Yang, C.-B., Wang, R., and Zhang, J.-M. (2018). "Seismic Analysis of Monopile Supported Offshore Wind Turbine." 527–541.



# Παράρτημα **A**

## Μεθοδολογία Αριθμητικής Προσομοίωσης

---

### A.1 Γενικά

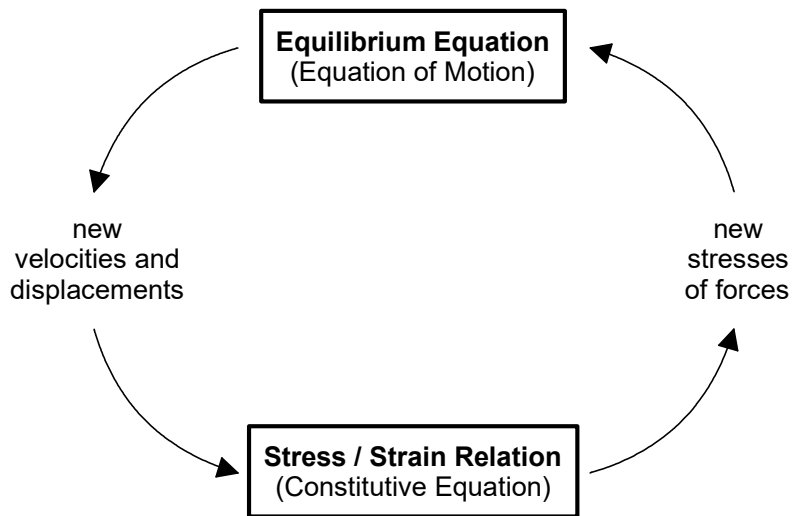
Στο εν λόγω Παράρτημα περιγράφεται η μεθοδολογία με την οποία πραγματοποιήθηκαν οι αριθμητικές αναλύσεις σεισμικής απόκρισης και ρευστοποίησης στα Κεφάλαια 4 και 5 της παρούσας Διπλωματικής Εργασίας. Πιο συγκεκριμένα, στις επόμενες Ενότητες περιγράφονται αναλυτικά τα βασικά στοιχεία του κώδικα Πεπερασμένων Διαφορών FLAC 3D (Ενότητα A.2) και του καταστατικού προσομοίωματος NTUA-Sand (Ενότητα A.3), τα οποία χρησιμοποιήθηκαν σε όλες τις αριθμητικές αναλύσεις.

### A.2 Κώδικας Πεπερασμένων Διαφορών FLAC

Το λογισμικό FLAC 3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua) είναι ένα πρόγραμμα Πεπερασμένων Διαφορών μη-πεπλεγμένης μορφής (Finite Element Difference Method), με εφαρμογή σε υπολογιστικά ζητήματα γεωτεχνικής φύσης (Itasca 2012). Παρέχει τη δυνατότητα επίλυσης προβλημάτων που σχετίζονται κυρίως με συνεχή μέσα σε δύο ή τρεις διαστάσεις. Το συνεχές μέσο διακριτοποιείται σε τμήματα πεπερασμένων διαστάσεων, τα οποία στο FLAC ονομάζονται ζώνες (zones), ενώ οι εξισώσεις ισορροπίας επιλύονται στα σημεία που ορίζουν το δίκτυο των ζωνών, δηλαδή στους κόμβους (grid-points). Κάθε ζώνη ακολουθεί κάποιο γραμμικό ή μη-γραμμικό καταστατικό νόμο συμπεριφοράς, ο οποίος είτε βρίσκεται ενσωματωμένος στο πρόγραμμα (π.χ. Mohr-Coulomb), είτε εισάγεται εξ' ολοκλήρου από τον χρήστη (π.χ. Ntua-Sand). Με βάση την εκάστοτε καταστατική σχέση υπολογίζονται οι τάσεις και οι παραμορφώσεις κάτω από τις επιβαλλόμενες δυνάμεις/μετατοπίσεις και συνοριακές συνθήκες.

Κάθε ανάλυση επιλύεται μέσω σειράς υπολογιστικών βημάτων, η μορφή των οποίων απεικονίζεται στο **Σχήμα A.1**. Κατά τη διάρκεια του κάθε βήματος θεωρούνται γνωστές οι τάσεις του προηγούμενου βήματος. Από τις τάσεις στις ζώνες προκύπτουν οι ισοδύναμες δυνάμεις στους κόμβους του δικτύου, που οφείλονται στην εντατική κατάσταση του μέσου.

Αυτές επαλληλίζονται με τη δύναμη απόσβεσης και τις εξωτερικές δυνάμεις δίνοντας τη μη ισορροπούσα δύναμη  $\Sigma F$  σε κάθε κόμβο. Εν συνεχεία, η μη ισορροπούσα δύναμη χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των ταχυτήτων κάθε κόμβου, σύμφωνα με την πλήρη εξίσωση κίνησης. Με παραγωγή των ταχυτήτων προκύπτουν οι ρυθμοί μεταβολής των ανηγμένων παραμορφώσεων (strain rates) κάθε πεπερασμένης ζώνης, και από αυτούς προκύπτουν οι επαυξήσεις των τάσεων για το τρέχον υπολογιστικό βήμα, μέσω του καταστατικού νόμου που έχει επιλεγεί. Αν η μη ισορροπούσα δύναμη είναι μηδενική, τότε το σύστημα βρίσκεται σε κατάσταση πλήρους ισορροπίας (absolute equilibrium) ή αστοχεί υπό συνθήκες μόνιμης πλαστικής ροής (steady state flow).



**Σχήμα Α.1:** Μη πεπλεγμένη διαδικασία υπολογισμού που χρησιμοποιείται στον κώδικα FLAC

Η ειδοποιός διαφορά της μη-πεπλεγμένης μεθόδου που χρησιμοποιείται στο εν λόγω κώδικα σε σχέση με τις πεπλεγμένες μεθόδους που χρησιμοποιούνται συνήθως στους κώδικες Πεπερασμένων Στοιχείων είναι πως κατά τη διάρκεια ενός υπολογιστικού βήματος οι τιμές των μεταβλητών που χρησιμοποιούνται στις εξισώσεις παραμένουν σταθερές. Κάτι τέτοιο καθίσταται εφικτό με την υιοθέτηση επαρκώς μικρού βήματος ολοκλήρωσης ( $\Delta t_{crit}$ ), ώστε η ταχύτητα της πληροφορίας να είναι κάθε φορά μικρότερη από εκείνη που εμφανίζει το εκάστοτε υλικό. Αντίθετα στις πεπλεγμένες μεθόδους κάθε στοιχείο αλληλεπιδρά με τα γειτονικά του κατά τη διάρκεια ενός υπολογιστικού βήματος και απαιτούνται αρκετές επαναλήψεις έως ότου επιτευχθεί ισορροπία. Μειονέκτημα της μεθόδου Πεπερασμένων Διαφορών αποτελεί το γεγονός πως ακόμη και για γραμμικά προβλήματα απαιτείται ένας σημαντικός αριθμός βημάτων έως την επίλυση. Παράλληλα όμως, εμφανίζει ένα μεγάλο πλεονέκτημα, το οποίο έγκειται στο γεγονός ότι ο αλγόριθμος δεν προϋποθέτει κανενός είδους επαναληπτική διαδικασία καθώς και μόρφωση και αντιστροφή μητρώων, καθώς οι

ζώνες δεν «επικοινωνούν» κατά την διάρκεια του υπολογιστικού βήματος. Ως εκ τούτου, ο κώδικας καθίσταται σημαντικά πιο αποτελεσματικός σε εντόνως μη-γραμμικά προβλήματα, όπως αυτά που αφορούν σε ρευστοποίηση.

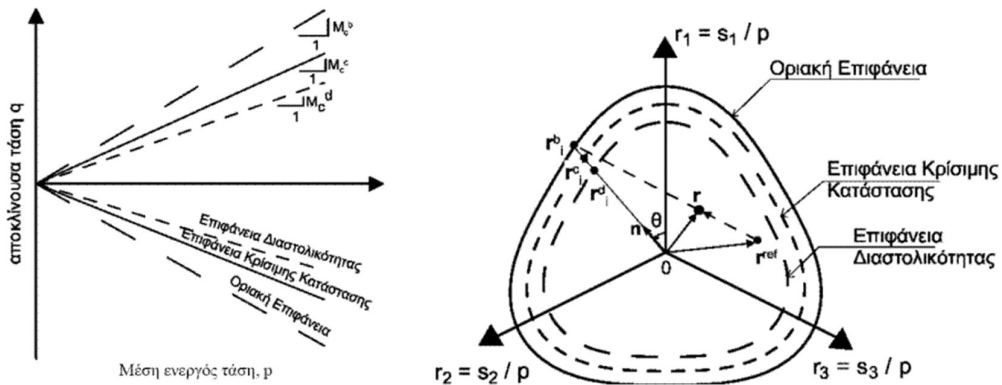
### A.3 Καταστατικό Προσομοίωμα NTUA-Sand

Ο κώδικας FLAC δίνει τη δυνατότητα στον χρήστη να ενσωματώνει νέα εξειδικευμένα καταστατικά προσομοιώματα για την καλύτερη προσομοίωση του εκάστοτε εδάφους. Στην παρούσα διπλωματική εργασία χρησιμοποιήθηκε το καταστατικό προσομοίωμα NTUA-Sand. Η ανάπτυξη και ενσωμάτωση του προσομοιώματος NTUA-Sand στον κώδικα Πεπερασμένων Διαφορών FLAC έγινε στο Εργαστήριο Θεμελιώσεων του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου (Paradimitriou & Bouckovalas 2002; Andrianopoulos et al. 2010; Karamitros 2010). Πρόκειται για ένα καταστατικό προσομοίωμα βασισμένο στη θεωρία της Κρίσιμης Κατάστασης και της Πλαστικότητας που αναπτύχθηκε με σκοπό να προσομοιώσει ικανοποιητικά την απόκριση μη-συνεκτικών εδαφών υπό ανακυκλική διάτμηση σε μικρές, μεσαίες και μεγάλες παραμορφώσεις καθώς και σε συνθήκες ρευστοποίησης. Επισημαίνεται ότι προσομοιώνει αποτελεσματικά τόσο μονοτονικές όσο και ανακυκλικές φορτίσεις ενσωματώνοντας τα παρακάτω βασικά χαρακτηριστικά:

- Περιλαμβάνει τρεις επιφάνειες στο χώρο των τάσεων: την επιφάνεια Διαστολικότητας, Κρίσιμης Κατάστασης και την Οριακή, που αντιστοιχούν στην Γραμμή Αλλαγής Φάσης, Κρίσιμης Κατάστασης και Οριακής Αντοχής, φάσεις από τις οποίες διέρχεται το υλικό κατά τη διάρκεια της διατμητικής του φόρτισης. Στο **Σχήμα A.2** φαίνονται οι μορφές των επιφανειών του προσομοιώματος για τριαξονική εντατική κατάσταση καθώς και οι προβολές των επιφανειών στο επίπεδο  $\pi$  (αποκλίνον επίπεδο) σε συνδυασμό με το νόμο προβολής του προσομοιώματος.
- Οι κλίσεις της επιφάνειας Διαστολικότητας και της Οριακής επιφάνειας,  $M_c^d$  και  $M_c^b$  αντίστοιχα, ορίζονται μέσω της παραμέτρου κατάστασης  $\psi = e - e_{cs}$  (όπου  $e$  ο δείκτης πόρων και  $e_{cs}$  ο δείκτης πόρων στην Κρίσιμη Κατάσταση για την ίδια ενεργό τάση  $p'$ ) μέσω της οποίας λαμβάνεται υπόψη τόσο η επίδραση της σχετικής πυκνότητας όσο και της αρχικής ενεργού τάσης με ένα μοναδικό σετ παραμέτρων. Η κλίση  $M_c^c$  εισάγεται ως παράμετρος του προσομοιώματος.
- Η θεώρηση σημειακής επιφάνειας διαρροής και η επακόλουθη απουσία ελαστικής περιοχής, τροποποίηση που εισήχθη από τους Andrianopoulos et al. (2010). Αποτέλεσμα αυτού είναι η ελαστοπλαστική απόκριση του υλικού σε κάθε υπολογιστικό βήμα και η ομαλή μετάβαση σε μεγάλες παραμορφώσεις

αποκομίζοντας οφέλη αριθμητικής ευστάθειας και εξοικονόμησης υπολογιστικού χρόνου.

- Η χρήση καταστατικού προσομοιώματος τύπου Ramberg-Osgood για την «ελαστική» απόκριση άμμων σε μικρές παραμορφώσεις, λαμβάνοντας υπόψη την μείωση του μέτρου διάτμησης και την επακόλουθη υστερητική απόσβεση.
- Η χρήση ενός εμπειρικού δείκτη που εκφράζει μακροσκοπικά την επίδραση της αλλαγής της δομής στο μέτρο πλαστικών παραμορφώσεων προβλέποντας με ακρίβεια την ανάπτυξη υπερπιέσεων πόρων και την εκδήλωση της ρευστοποίησης.



Σχήμα Α.2: Επιφάνειες του προσομοιώματος στο χώρο  $p$ - $q$  και η προβολή τους στο επίπεδο  $\pi$ .

Ο **Πίνακας Α.1** συνοψίζει το σύνολο των εξισώσεων του καταστατικού προσομοιώματος NTUA-Sand καθώς και τις βασικές παραμέτρους που το ορίζουν. Παρατηρείται ότι το προσομοίωμα απαιτεί τη βαθμονόμηση 13 συνολικά αδιάστατων και θετικών παραμέτρων από τις οποίες οι 11 αναφέρονται σε μονοτονική φόρτιση και οι λοιπές 2 σε ανακυκλική. Όσον αφορά στη διαδικασία βαθμονόμησης, οι τιμές των παραμέτρων προκύπτουν από επί τόπου και εργαστηριακές δοκιμές για τις 10 από τις 13 παραμέτρους και από δοκιμαστικές αναλύσεις (trial-and-error) που προσομοιώνουν πειραματικά αποτελέσματα για τις υπόλοιπες 3. Ο **Πίνακας Α.2** συνοψίζει τις τιμές των παραμέτρων μαζί με μια επιγραμματική περιγραφή της φυσικής τους σημασίας.

Πίνακας Α.1: Εξισώσεις προσομοιώματος NTUA-Sand.

Περιγραφή	Εξίσωση	Σταθερές
Κλίση της Οριακής Επιφάνειας για τριαξονική θλίψη (TC)	$M_c^b = M_c^e + k_c^b \langle -\psi \rangle$ (A.1)	$M_c^e, k_c^b$
Κλίση της Επιφάνειας Διαστολικότητας για TC	$M_c^d = M_c^e + k_c^d \psi$ (A.2)	$k_c^d$
Γραμμή Κρίσιμης Κατάστασης	$\psi = e - e_{cs} = e - \Gamma_{cs} + \lambda \ln(p)$ (A.3)	$\Gamma_{cs}, \lambda$
Γενίκευση των επιφανειών στον χώρο των τάσεων	$M_{\theta}^{c,b,d} = g(\theta, c^e) M_c^{c,b,d}$ (A.4)	$c = M_c^e / M_c^d$
Σχήμα των επιφανειών του προσομοιώματος στο επίπεδο π	$g(\theta, c) = \frac{4c}{(1+c) - (1-c)\cos(3\theta)} - \left[ \frac{(1+c) - (1-c)\cos(3\theta)}{2} \right]$ (A.5)	
Γωνία Lode $\theta$	$\cos(3\theta) = (3/2)\sqrt{3} (r_{ij} r_{ij} r_{ij}) / (0.5 r_{ij} r_{ij})^{3/2}$ (A.6)	
Μοναδιαίο διάνυσμα για τη διεύθυνση φόρτισης	$n_{ij} = r_{ij}^{IP} / \sqrt{r_{kl}^{IP} r_{kl}^{IP}}$ (A.7)	
Συζυγές σημείο στις επιφάνειες του προσομοιώματος	$r_{ij}^{IP,c,b,d} = \sqrt{2/3} M_{\theta}^{c,b,d} n_{ij}$ (A.8)	
Απόσταση συζυγούς σημείου από την τρέχουσα κατάσταση	$d^{c,b,d} = (r_{ij}^{IP,c,b,d} - r_{ij}) n_{ij}$ (A.9)	
Απόσταση αναφοράς	$d_{ref}^{b,d} = \sqrt{2/3} (M_{\theta}^{b,d} + M_{\theta+\pi}^{b,d})$ (A.10)	
Αρχικό μέτρο διάτμησης	$G_{max} = B p_a \sqrt{p/p_a} / (0.3 + 0.7e)$ (A.11)	B
Εφαπτομενικό μέτρο διάτμησης	$G_t = G_{max} / T$ (A.12)	$a_1, \gamma_1$
	$T = 1 + \left( \frac{1}{a_1} - 1 \right) \left( \frac{\sqrt{0.5(r_{ij} - r_{ij}^{ref})(r_{ij} - r_{ij}^{ref})}}{a_1 (G_{max}^{LR} / p^{LR}) \gamma_1} \right)$ (A.13)	
Εφαπτομενικό μέτρο ισότροπης συμπίεσης	$K_t = (2/3) G_t (1 + \nu) / (1 - 2\nu)$ (A.14)	$\nu$
Επαύξηση "ελαστικών" παραμορφώσεων	$\dot{\epsilon}_{ij}^e = \dot{\epsilon}_{ij}^e + (\dot{\epsilon}_{vol}^e / 3) \delta_{ij} = (\dot{s}_{ij} / 2G_t) + (\dot{p} / K_t) \delta_{ij}$ (A.15)	
Επαύξηση πλαστικών παραμορφώσεων	$\dot{\epsilon}_{ij}^p = \dot{\epsilon}_{ij}^p + (\dot{\epsilon}_{vol}^p / 3) \delta_{ij} = \langle \Lambda \rangle R_{ij}$ (A.16)	
Διεύθυνση φόρτισης	$L_{ij} = n_{ij} - (V/3) \delta_{ij} = n_{ij} - (n_{kl} r_{kl} / 3) \delta_{ij}$ (A.17)	
Διεύθυνση επαυξητικής πλαστικής παραμόρφωσης	$R_{ij} = n_{ij} + (D/3) \delta_{ij}$ (A.18)	
Επαύξηση της ενεργού τάσης	$\dot{\sigma}_{ij} = 2G_t \dot{\epsilon}_{ij} + K_t \dot{\epsilon}_{vol} \delta_{ij} - \langle \Lambda \rangle (2G_t n_{ij} + K_t D \delta_{ij})$ (A.19)	
Δείκτης φόρτισης	$\Lambda = \frac{2G_t n_{ij} \dot{\epsilon}_{ij} - V K_t \dot{\epsilon}_{vol}}{K_p + 2G_t - V K_t D}$ (A.20)	
Συντελεστής διαστολικότητας	$D = A_o d^d \left( 2 - \sqrt{\langle d^d \rangle / \langle d_{ref}^d \rangle} \right)$ (A.21)	$A_o$
Πλαστικό μέτρο κράτυνσης	$K_p = p h_b h_f d^b$ (A.22)	
Εξίσωση νόμου παρεμβολής	$h_b = h_o  d^b ^3 / \langle \langle d_{ref}^b -  d^b  \rangle \rangle$ (A.23)	$h_o$
Επίδραση της αλλαγής της δομής	$h_f = \left( 1 + \langle f_p \rangle^2 \right) / \left( 1 + \langle f_{ij} n_{ij} \rangle \right)$ (A.24)	$N_o$
	$\dot{f}_p = N \dot{\epsilon}_{vol}^p$ (A.25)	
	$\dot{f}_{ij} = -N \langle -\dot{\epsilon}_{vol}^p \rangle \left[ \left( 4 \max  f_p ^2 \right) n_{ij} + f_{ij} \right]$ (A.26)	
	$N = N_o \left( \sigma_{1,o} / p_a \right) \langle -\psi_o \rangle$ (A.27)	



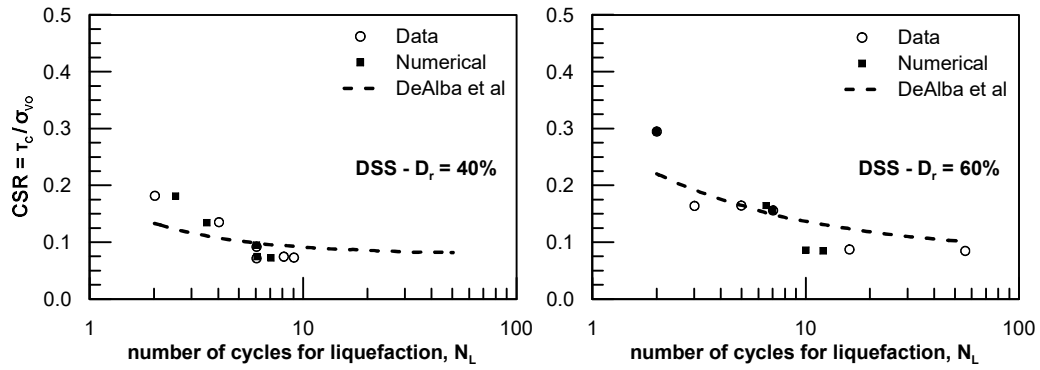
Η βαθμονόμηση του προσομοιώματος έχει πραγματοποιηθεί από τους Andrianopoulos et al. (2010), για άμμο τύπου Nevada. Για τον σκοπό αυτό χρησιμοποιήθηκαν τα πειραματικά αποτελέσματα του ερευνητικού προγράμματος VELACS (Arulmoli et al. 1992), και συγκεκριμένα: δοκιμές συντονισμού στήλης εδάφους με  $p_o'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

**Πίνακας Α.2:** Παράμετροι προσομοιώματος NTUA-Sand: φυσική σημασία και τιμές.

#	Φυσική Σημασία	Τιμή
$M_c^c$	Κλίση της επιφάνειας Κρίσιμης Κατάστασης για τριαξονική θλίψη (TC)	1.25
$c$	Λόγος της κλίση της επιφάνειας Κρίσιμης Κατάστασης για τριαξονικό εφελκισμό (TE) προς την αντίστοιχη κλίση για τριαξονική θλίψη (TC)	0.72
$\Gamma_{cs}$	Δείκτης πόρων στην Κρίσιμη Κατάσταση για $p=1$ kPa	0.910
$\lambda$	Κλίση της γραμμής Κρίσιμης Κατάστασης στο επίπεδο $[e-\ln p]$	0.022
$B$	Σταθερά του ελαστικού μέτρου διάτμησης	600*
$\nu$	Λόγος Poisson	0.33
$k_c^b$	Επίδραση του $\psi$ στην κλίση της Οριακής Επιφάνειας για TC	1.45
$k_c^d$	Επίδραση του $\psi$ στην κλίση της Επιφάνειας Διαστολικότητας για TC	0.30
$\gamma_1$	Χαρακτηριστική διατμητική παραμόρφωση	0.025%
$\alpha_1$	Ρυθμός απομείωσης του ελαστικού μέτρου διάτμησης	0.6*
$A_o$	Σταθερά του συντελεστή διαστολικότητας	0.8
$N_o$	Σταθερά της επίδρασης της αλλαγής της δομής	40000
$h_o$	Σταθερά του πλαστικού μέτρου κράτνυσης	15000

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

Τέλος, στις καμπύλες ρευστοποίησης του **Σχήματος Α.3**, δηλαδή στα διαγράμματα μεταβολής της κανονικοποιημένης διατμητικής τάσης CSR με τον αριθμό κύκλων φόρτισης που απαιτούνται για ρευστοποίηση  $N_L$ , συγκρίνονται πειραματικά αποτελέσματα από ανακυκλικές δοκιμές απλής διάτμησης των Arulmoli et al. (1992) για κατακόρυφη αρχική ενεργό τάση  $\sigma'_{v0} = 160$ kPa και σχετικές πυκνότητες  $D_r = 40$  και  $60\%$  με τις αντίστοιχες αριθμητικές προβλέψεις και από όπου επαληθεύεται η ακρίβεια του καταστατικού προσομοιώματος NTUA-Sand.



**Σχήμα Α.3:** Σύγκριση καμπυλών ρευστοποίησης αριθμητικής προσομοίωσης (Numerical) του καταστατικού προσομοιώματος NTUA-Sand με τα ακριβή πειραματικά δεδομένα (Data) των Arulmoli et al. (1992) για  $\sigma'_{v0} = 160$  kPa και  $D_r = 40$  και  $60\%$ .



# Παράρτημα **B**

## Αποτελέσματα Παραμετρικών Αναλύσεων

---

Ο παρακάτω **Πίνακας B.1** παρουσιάζει τα χαρακτηριστικά των παραμετρικών αναλύσεων που εκτελέστηκαν στην παρούσα Διπλωματική Εργασία. Σημειώνεται πως, για λόγους εποπτείας, ως πρώτη γραμμή (#0) έχει προστεθεί η Βασική Ανάλυση (βλ. Κεφάλαιο 4).

Οι στήλες του πίνακα περιέχουν τις εξής πληροφορίες :

- 1<sup>η</sup> στήλη : αύξων αριθμός κάθε ανάλυσης
- 2<sup>η</sup> , 3<sup>η</sup> και 4<sup>η</sup> στήλη : χαρακτηριστικά της αρμονικής σεισμικής δόνησης και συγκεκριμένα μέγιστη εδαφική επιτάχυνση  $a_{max}$  , κύκλοι φόρτισης  $N_{cyc}$  και περίοδος ταλάντωσης  $T$
- 5<sup>η</sup> και 6<sup>η</sup> στήλη : ιδιότητες εδάφους και συγκεκριμένα σχετική πυκνότητα άμμου  $D_r$  και συντελεστής διαπερατότητας  $k$
- 7<sup>η</sup> στήλη : στατικός συντελεστής ασφάλειας  $FS$

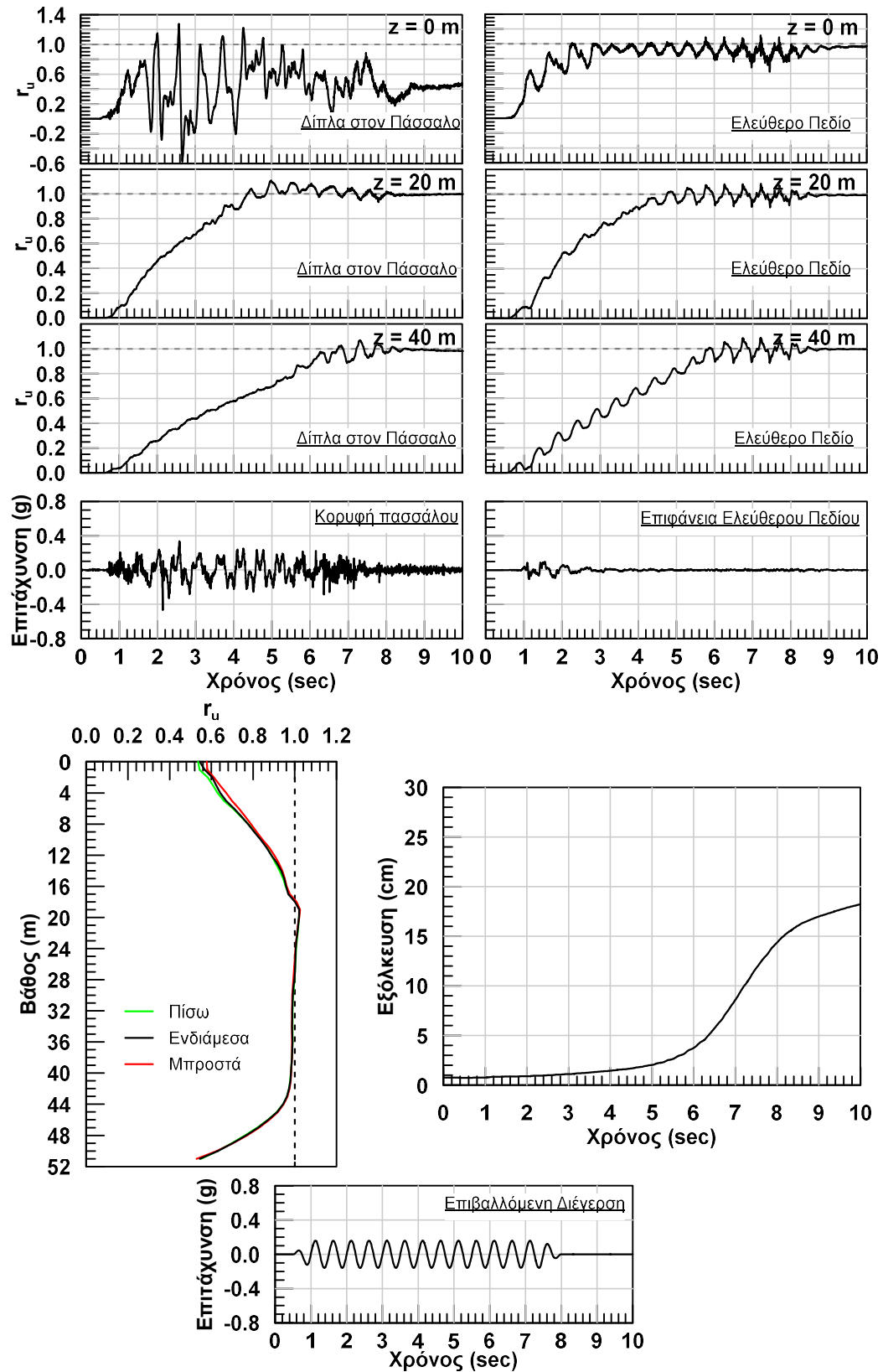
Αρχικά, στα **Σχήματα B.1 - B.39** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για κάθε μία από τις αναλύσεις #1 – #33 του **Πίνακας B.1**. Πιο ειδικά, για κάθε ανάλυση δίνεται η χρονοϊστορία της μεταβολής του δείκτη υπερπίεσης πόρων ( $r_u$ ) σε τρία βάθη ( $z = 0, 20$  και  $40$  m) δίπλα στον πάσσαλο, αλλά και στο ελεύθερο πεδίο. Ακόμη, παρουσιάζεται η επιτάχυνση που εμφανίζεται στην κορυφή του πασσάλου και αντίστοιχα στην επιφάνεια του ελεύθερου πεδίου. Τέλος, δίνεται και η κατανομή του  $r_u$  με το βάθος αλλά και η χρονοϊστορία της εξόλκευσής του.

Επιπλέον, σημειώνεται πως υπάρχουν και έξι συγκεντρωτικά σχήματα (βλ. **Σχήμα B.7, Σχήμα B.13, Σχήμα B.19, Σχήμα B.24, Σχήμα B.33** και **Σχήμα B.39**) για κάθε μία από τις γκρι περιοχές του **Πίνακας B.1**. Με αυτό τον τρόπο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τις ομάδες αναλύσεων όπου διαφοροποιείται μόνο μία παράμετρος και έτσι γίνεται πιο εύκολη η εποπτεία της επίδρασης της εκάστοτε παραμέτρου. Συγκεκριμένα, δίνεται η κατανομή του

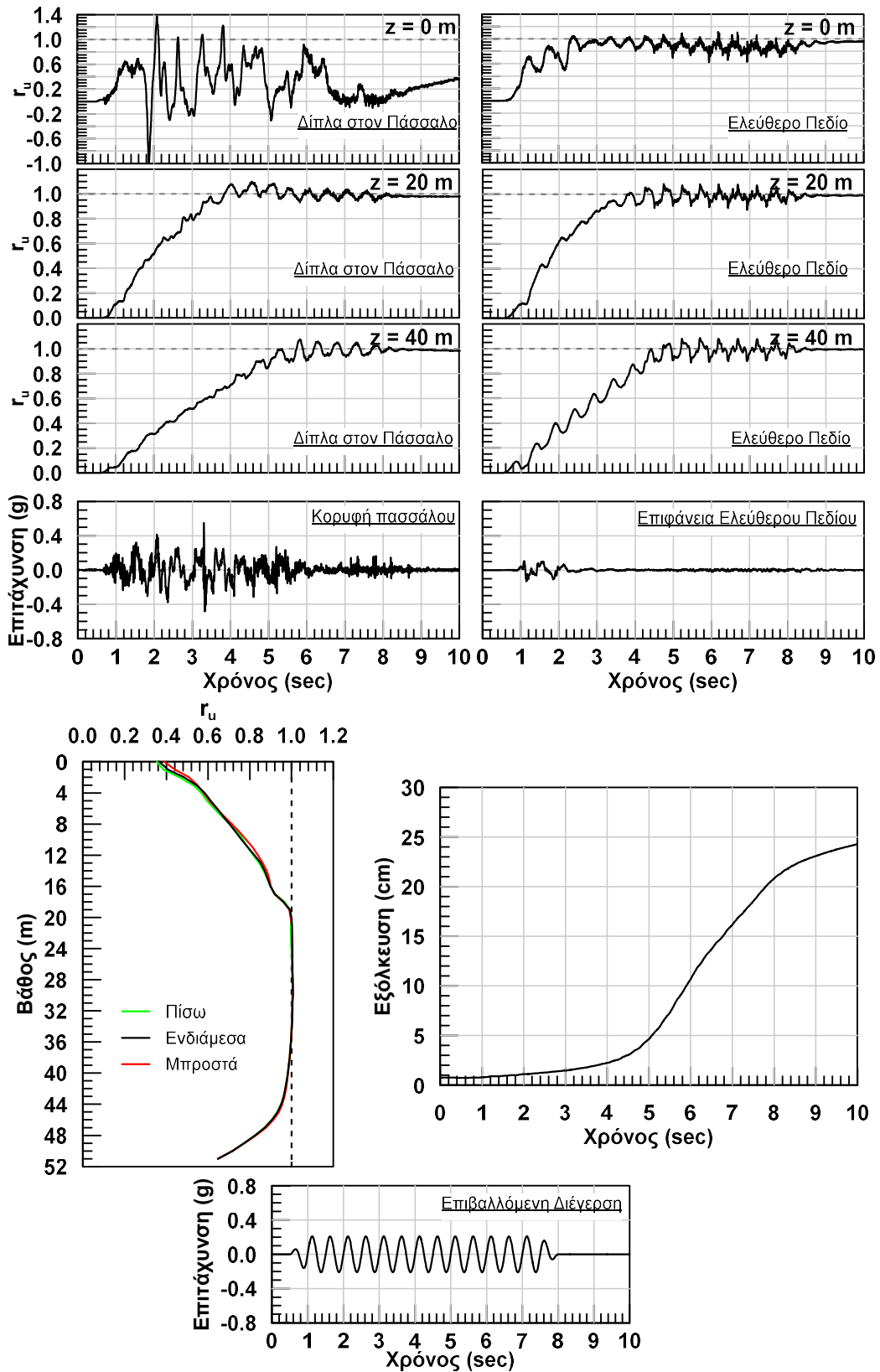
δείκτη  $r_u$  δίπλα στο πάσσαλο (Σημείο Β), και οι τελικές τιμές τις εξόλκευσης για κάθε τιμή της κάθε εξεταζόμενης παραμέτρου.

Πίνακας Β.1: Πίνακας Παραμετρικών Αναλύσεων

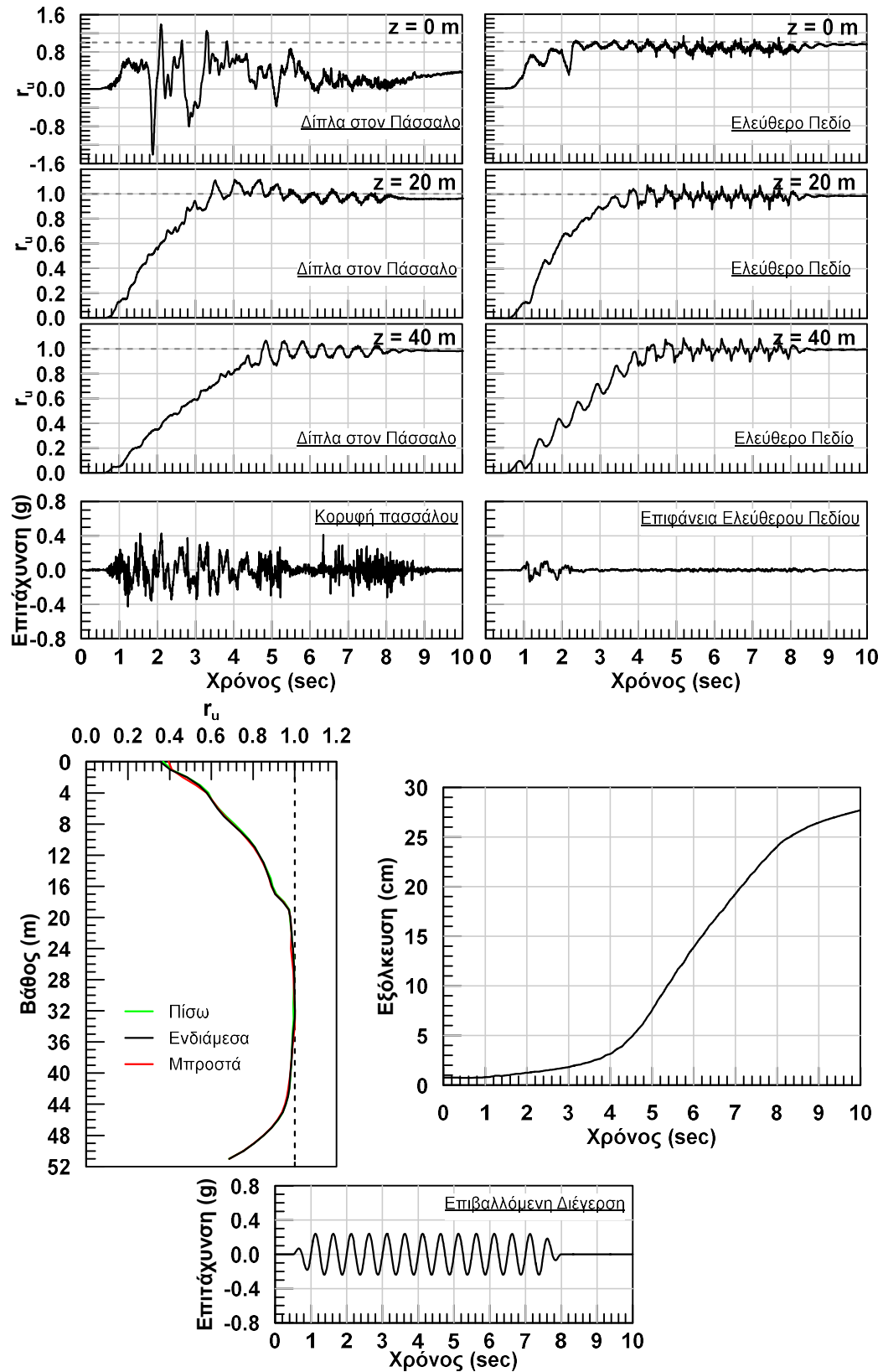
#	$a_{max}$ (g)	$N_{cyc}$	$T_{exc}$ (sec)	$D_r$ (%)	$k$ (m/s)	FS
0	<b>0.24</b>	<b>15</b>	<b>0.50</b>	<b>50</b>	<b>6.60E-05</b>	<b>2.0</b>
1	<b>0.16</b>	15	0.50	50	6.60E-05	2.0
2	<b>0.21</b>	15	0.50	50	6.60E-05	2.0
3 ( $\equiv 0$ )	<b>0.24</b>	15	0.50	50	6.60E-05	2.0
4	<b>0.31</b>	15	0.50	50	6.60E-05	2.0
5	<b>0.36</b>	15	0.50	50	6.60E-05	2.0
6	<b>0.47</b>	15	0.50	50	6.60E-05	2.0
7	0.24	<b>3</b>	0.50	50	6.60E-05	2.0
8	0.24	<b>6</b>	0.50	50	6.60E-05	2.0
9	0.24	<b>9</b>	0.50	50	6.60E-05	2.0
10 ( $\equiv 0$ )	0.24	<b>15</b>	0.50	50	6.60E-05	2.0
11	0.24	<b>26</b>	0.50	50	6.60E-05	2.0
12	0.24	15	<b>0.15</b>	50	6.60E-05	2.0
13	0.24	15	<b>0.25</b>	50	6.60E-05	2.0
14	0.24	15	<b>0.35</b>	50	6.60E-05	2.0
15 ( $\equiv 0$ )	0.24	15	<b>0.50</b>	50	6.60E-05	2.0
16	0.24	15	<b>0.65</b>	50	6.60E-05	2.0
17	0.24	15	0.50	<b>40</b>	6.60E-05	2.0
18 ( $\equiv 0$ )	0.24	15	0.50	<b>50</b>	6.60E-05	2.0
19	0.24	15	0.50	<b>60</b>	6.60E-05	2.0
20	0.24	15	0.50	<b>70</b>	6.60E-05	2.0
21	0.24	15	0.50	50	<b>6.60E-06</b>	2.0
22 ( $\equiv 0$ )	0.24	15	0.50	50	<b>6.60E-05</b>	2.0
23	0.24	15	0.50	50	<b>2.00E-04</b>	2.0
24	0.24	15	0.50	50	<b>6.60E-04</b>	2.0
25	0.24	15	0.50	50	<b>2.00E-03</b>	2.0
26	0.24	15	0.50	50	<b>4.30E-03</b>	2.0
27	0.24	15	0.50	50	<b>5.50E-03</b>	2.0
28	0.24	15	0.50	50	<b>6.60E-03</b>	2.0
29	0.24	15	0.50	50	6.60E-05	<b>1.5</b>
30 ( $\equiv 0$ )	0.24	15	0.50	50	6.60E-05	<b>2.0</b>
31	0.24	15	0.50	50	6.60E-05	<b>2.5</b>
32	0.24	15	0.50	50	6.60E-05	<b>3.0</b>
33	0.24	15	0.50	50	6.60E-05	<b>3.5</b>



Σχήμα Β.1: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #1.

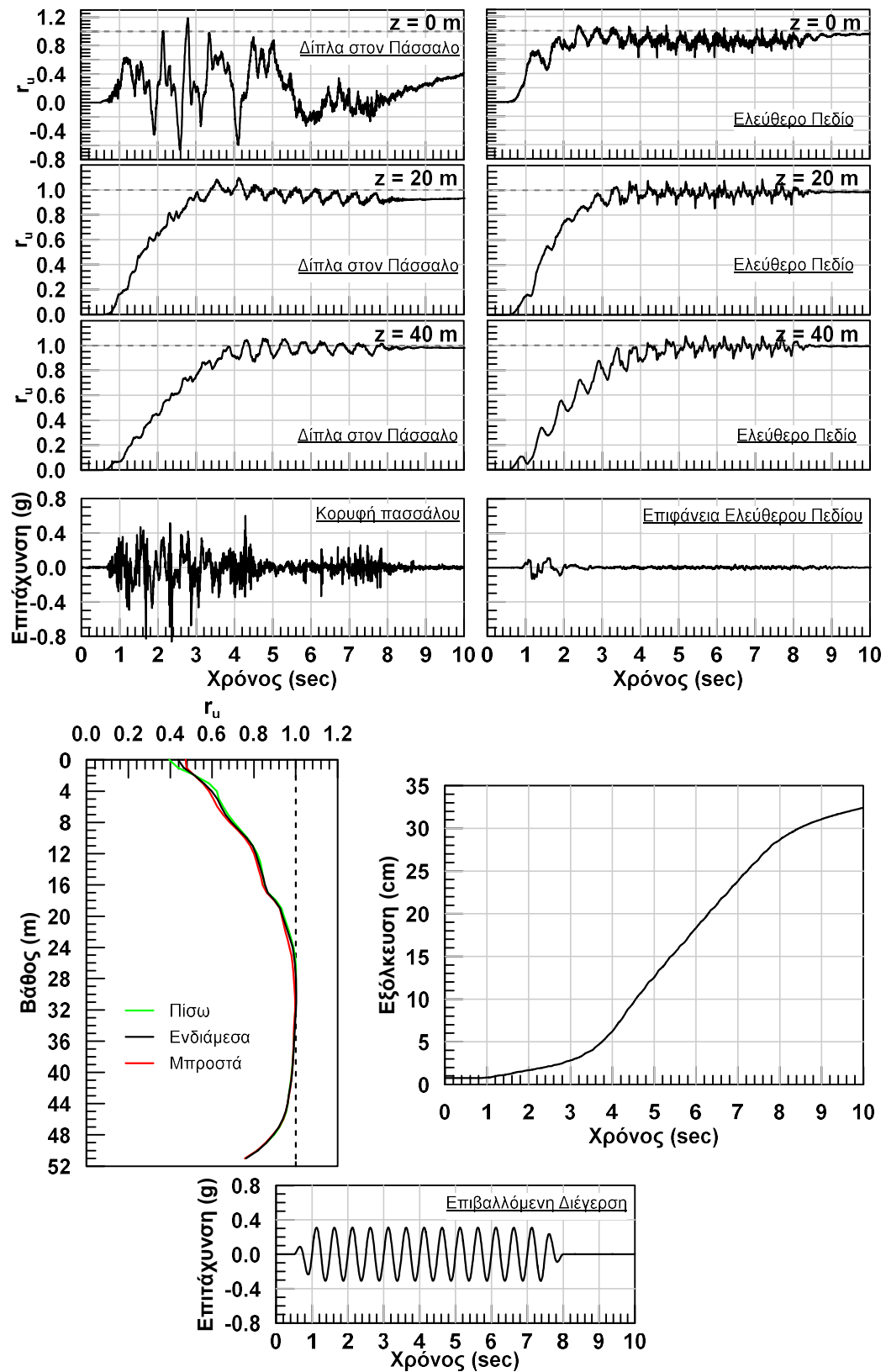


Σχήμα Β.2: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #2.

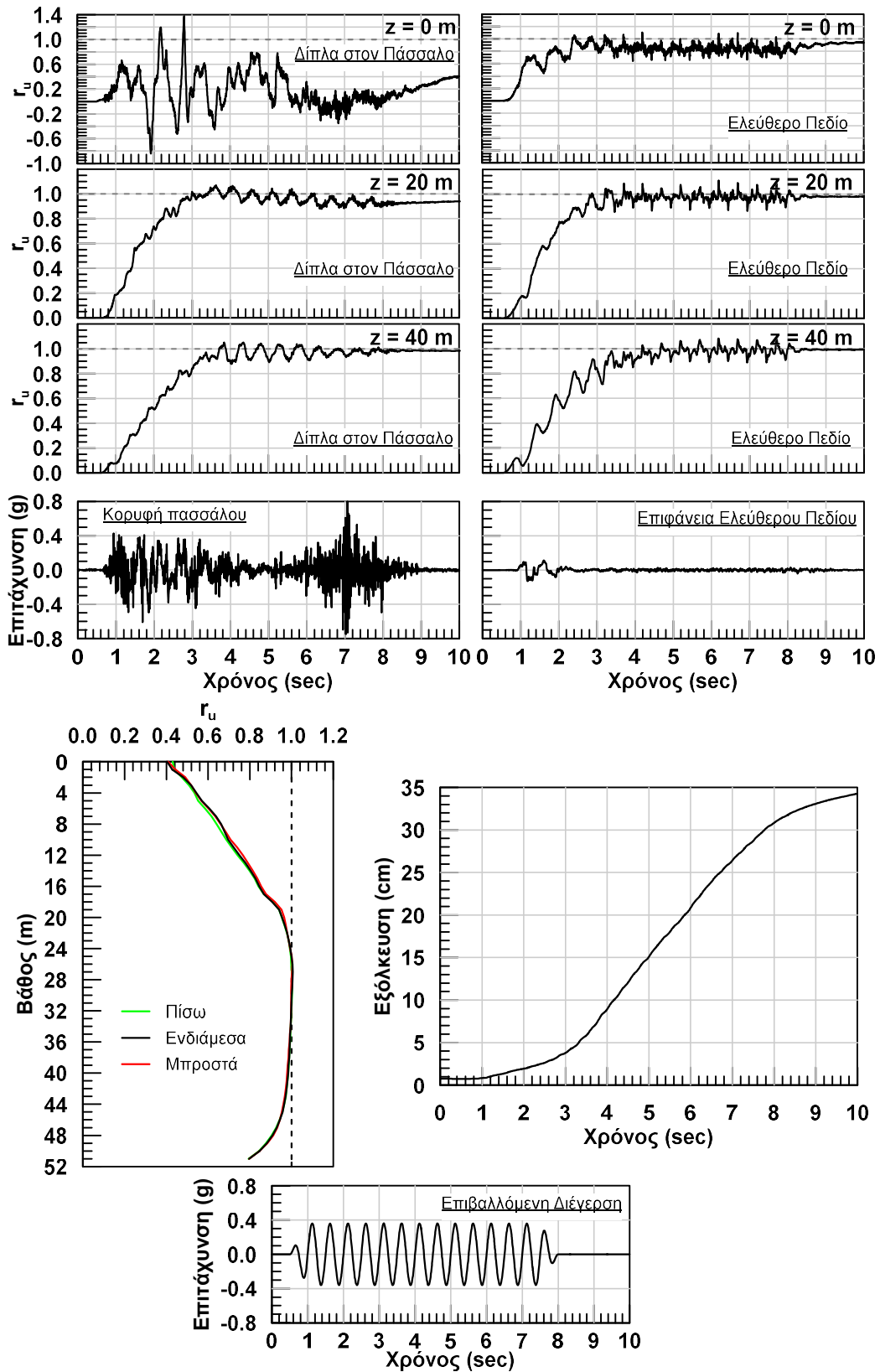


Σχήμα Β.3: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #3.

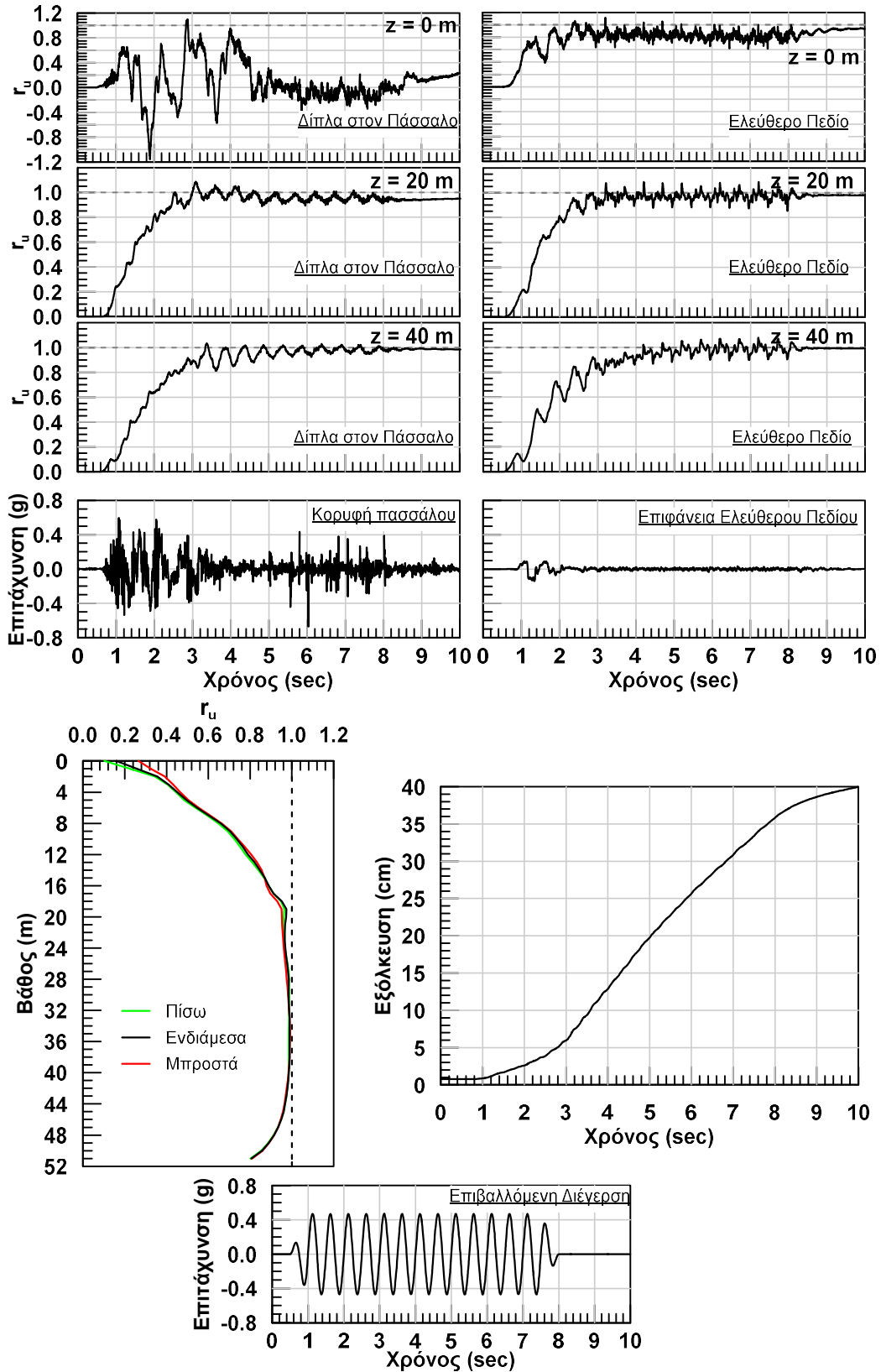




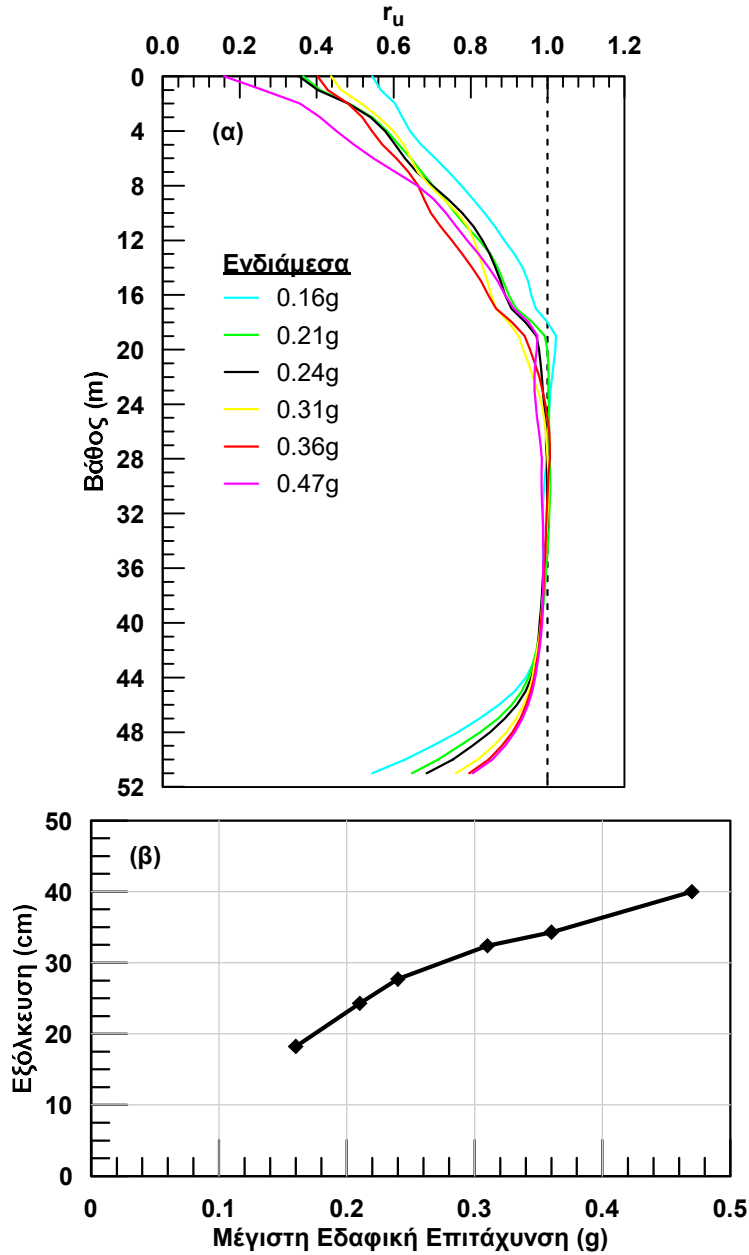
Σχήμα Β.4: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #4.



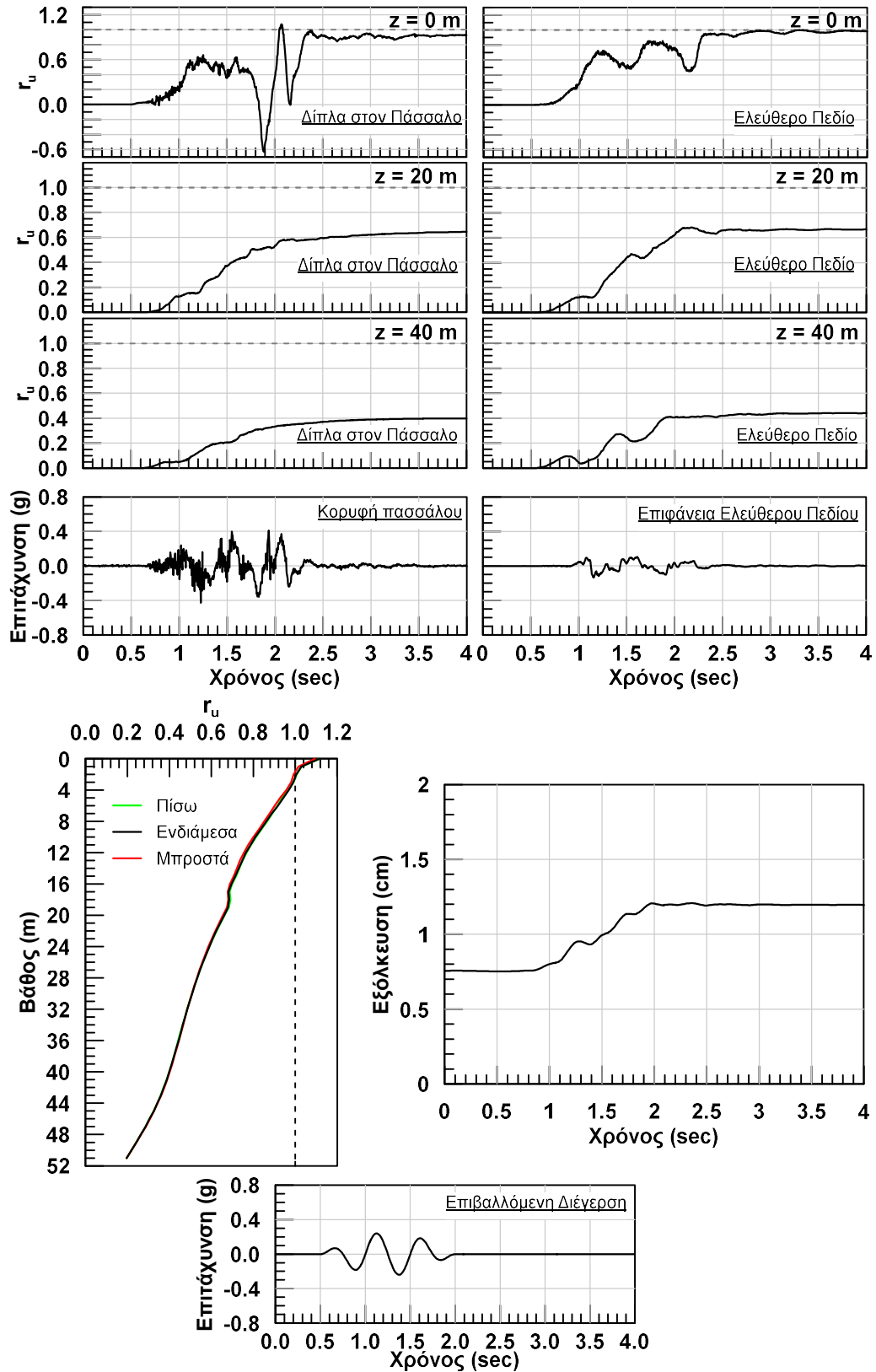
Σχήμα Β.5: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #5.



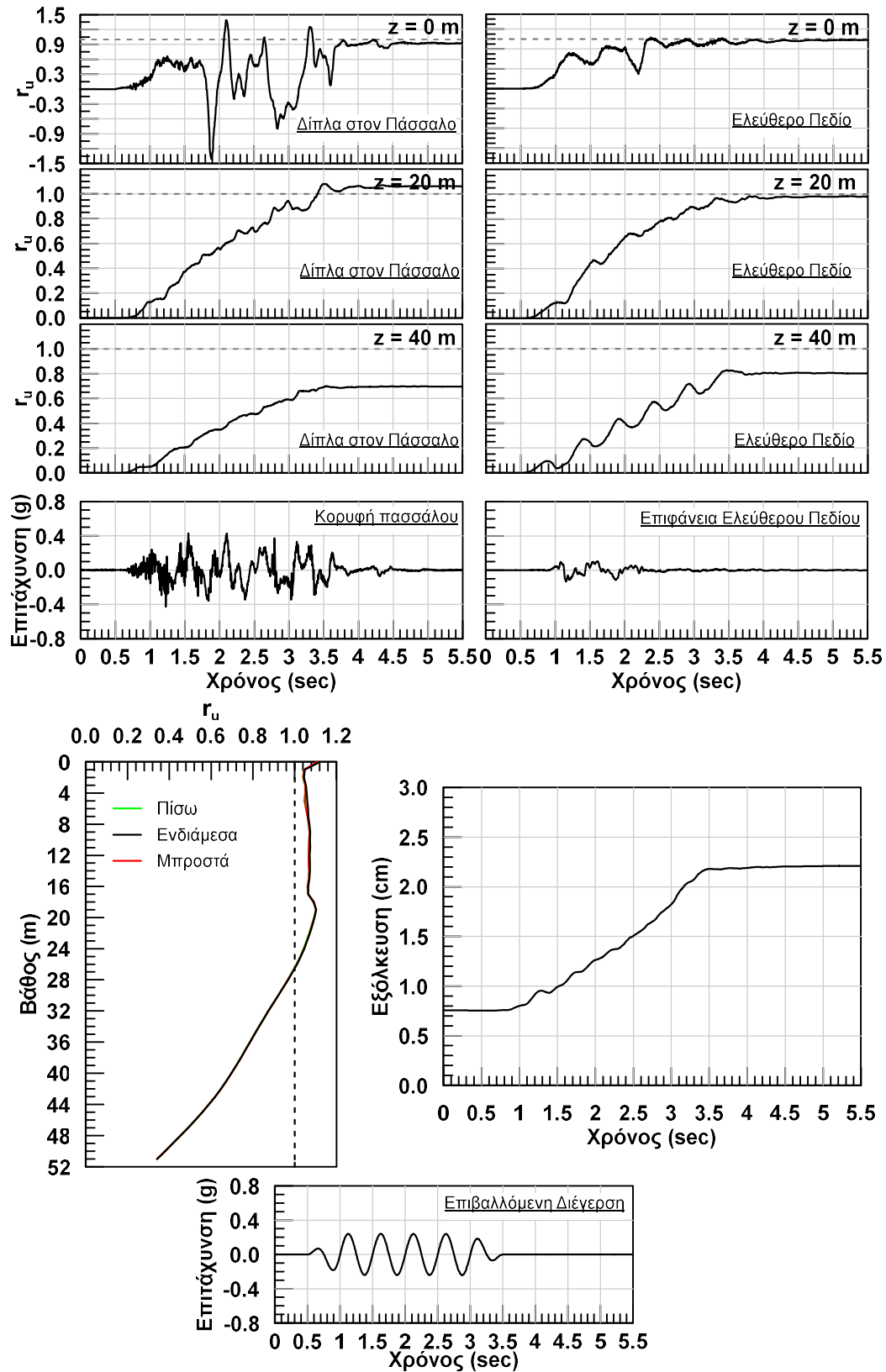
Σχήμα Β.6: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #6.



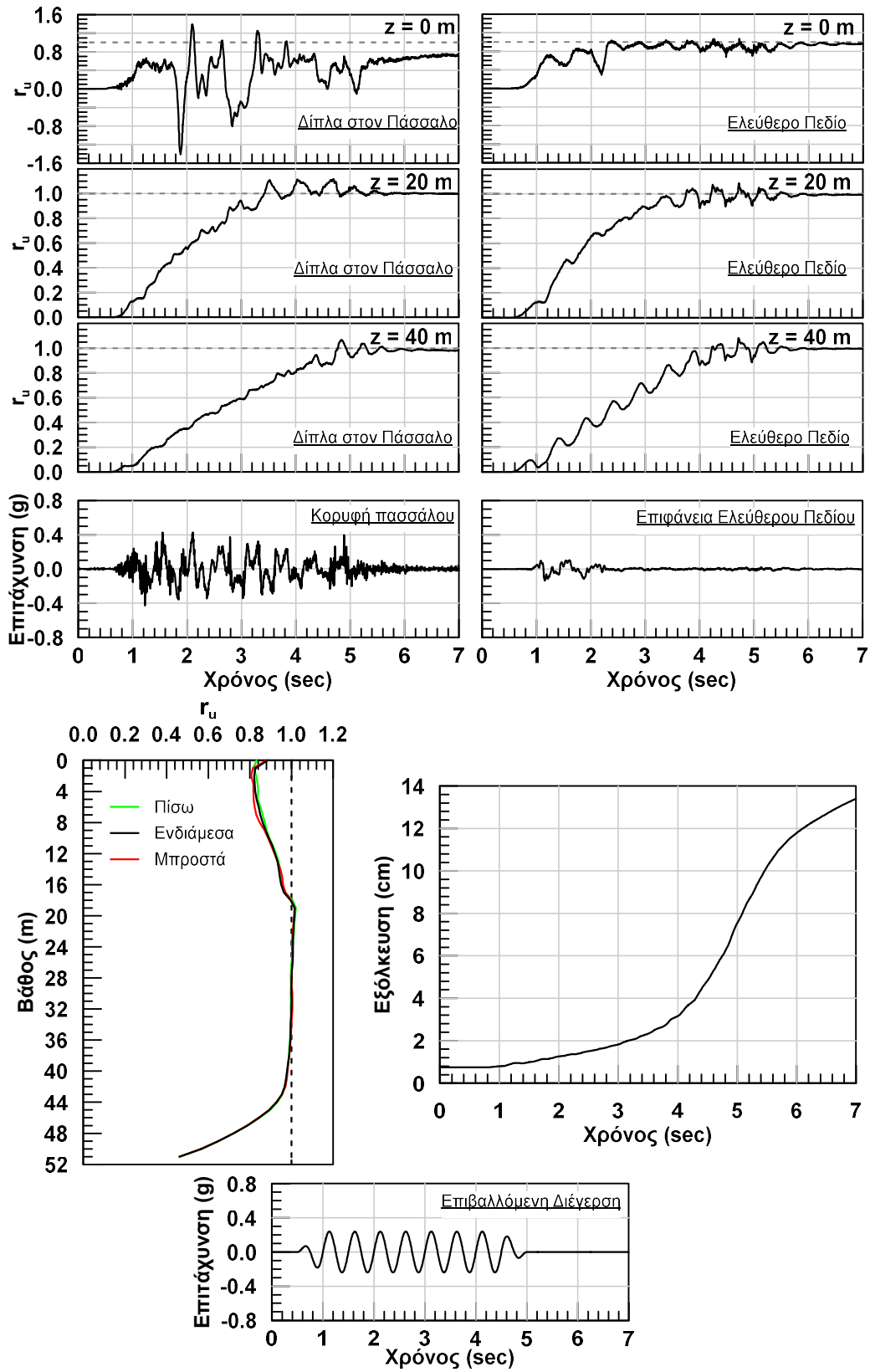
**Σχήμα Β.7:** (α) Κατανομή  $r_u$  με το βάθος, δίπλα στον πάσσαλο (Σημείο Β – Ενδιάμεσα) και (β) η εξόλκευση του πασσάλου συναρτήσει της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης της αρμονικής διέγερσης.



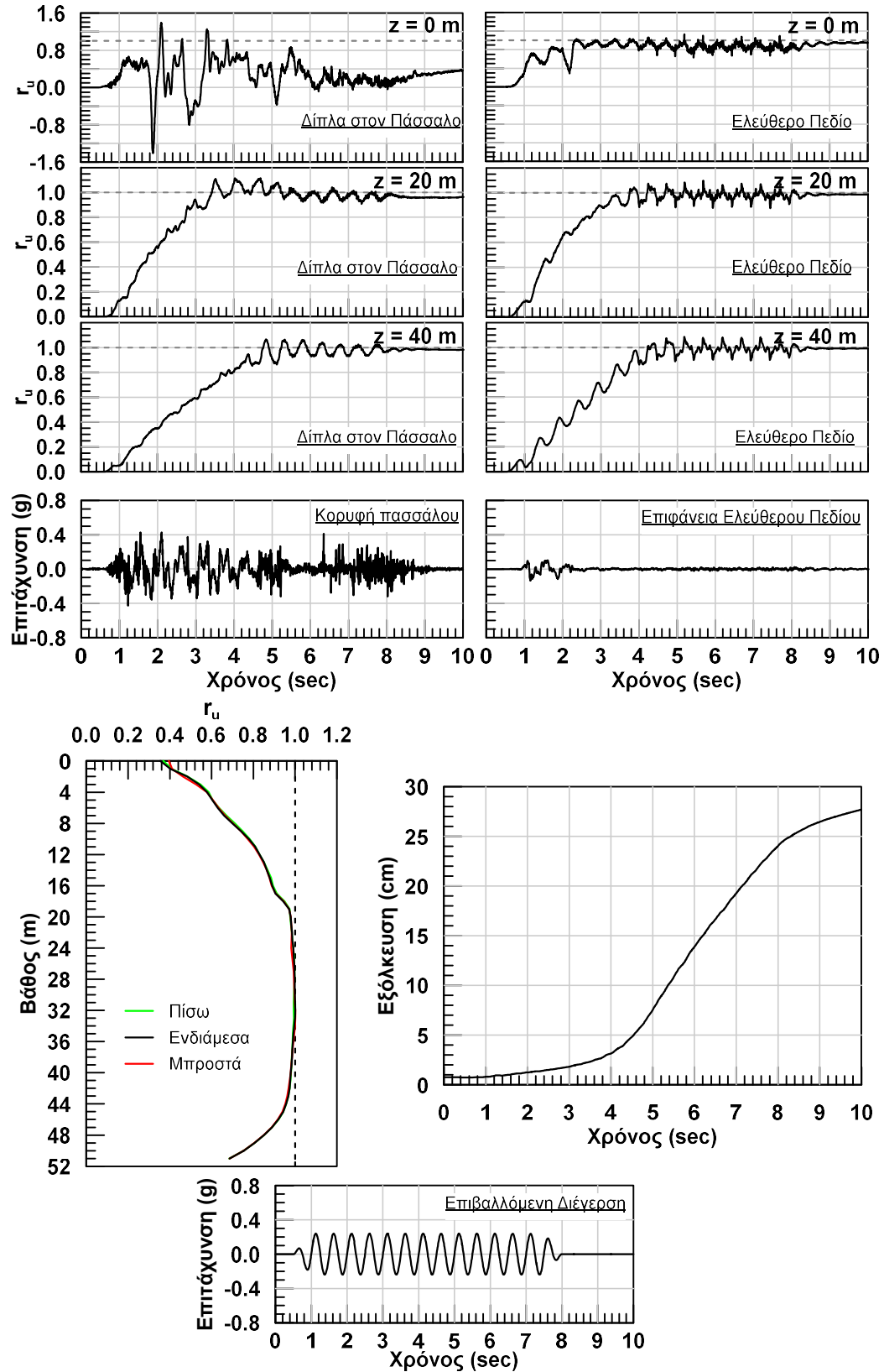
Σχήμα Β.8: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #7.



Σχήμα Β.9: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #8.

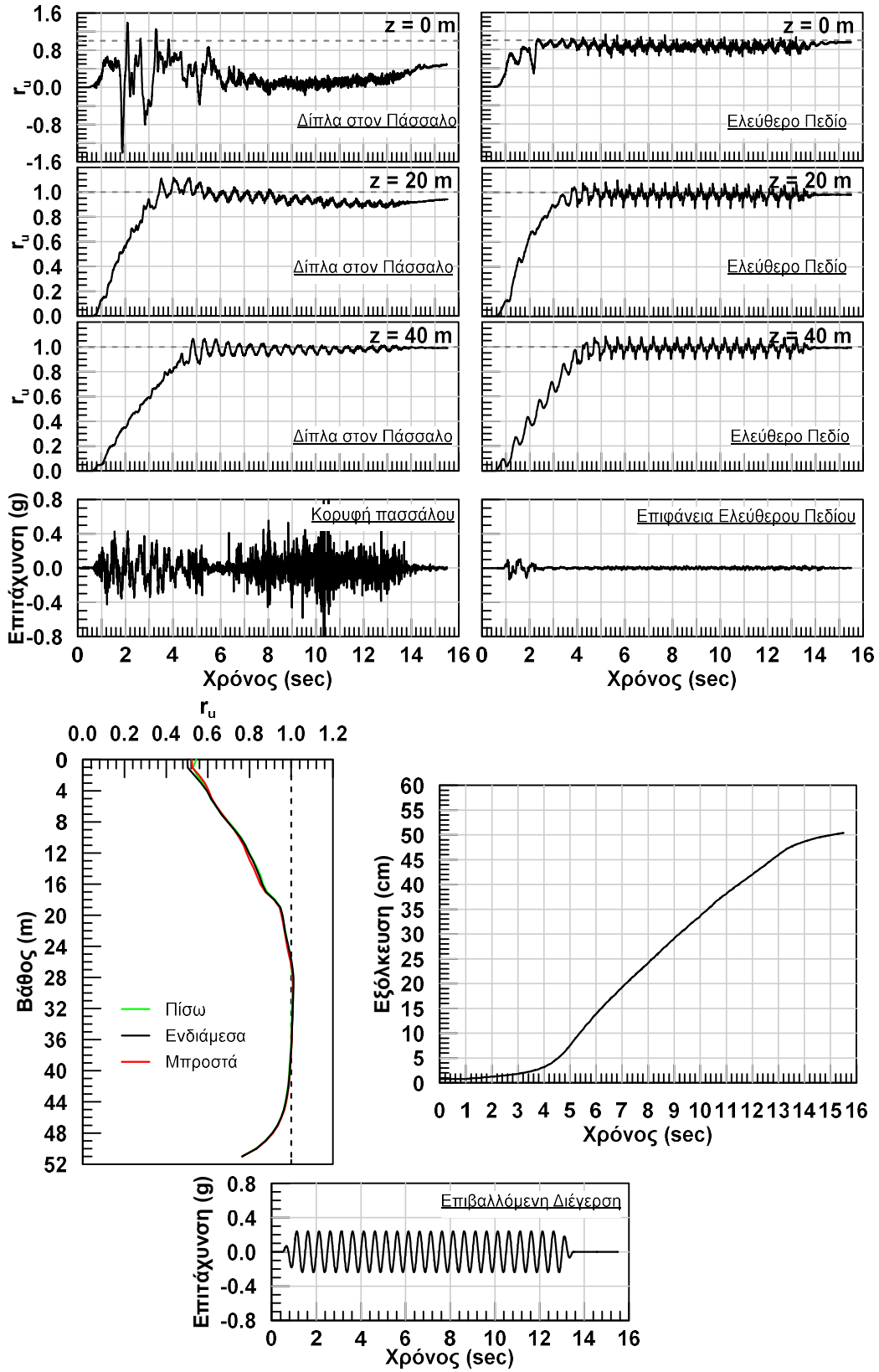


Σχήμα Β.10: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #9.

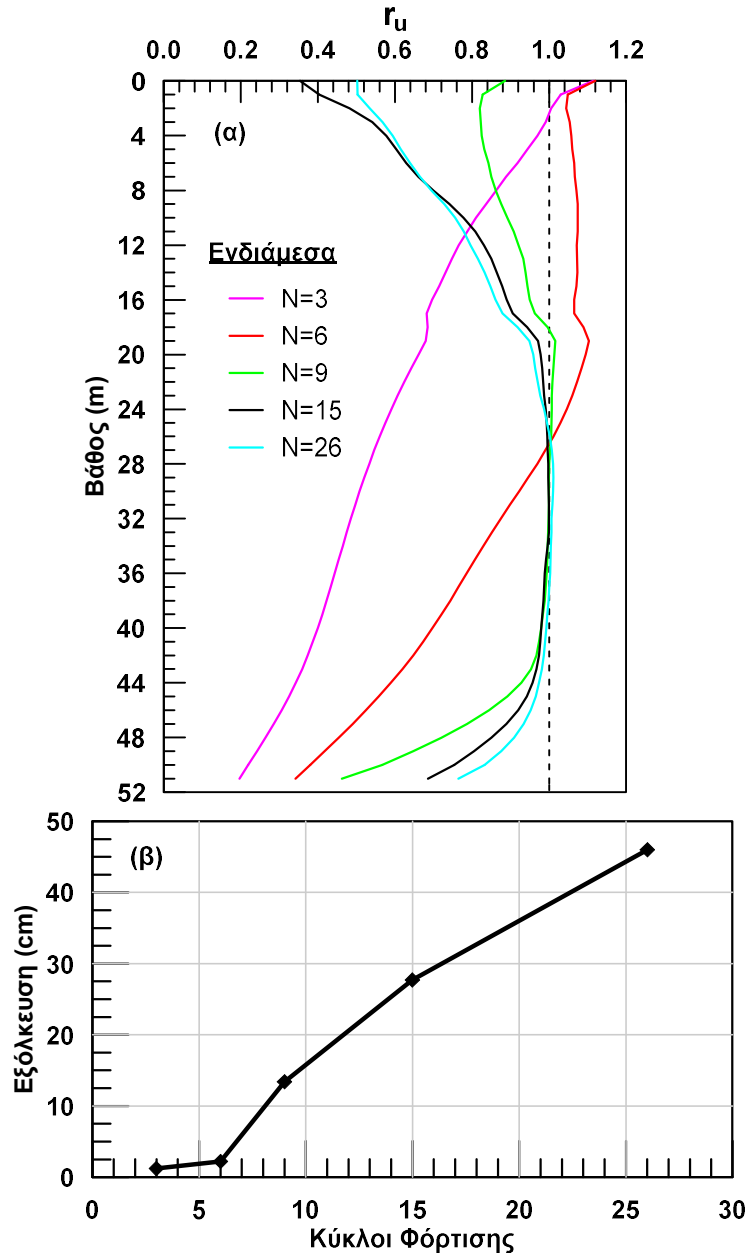


Σχήμα Β.11: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #10.

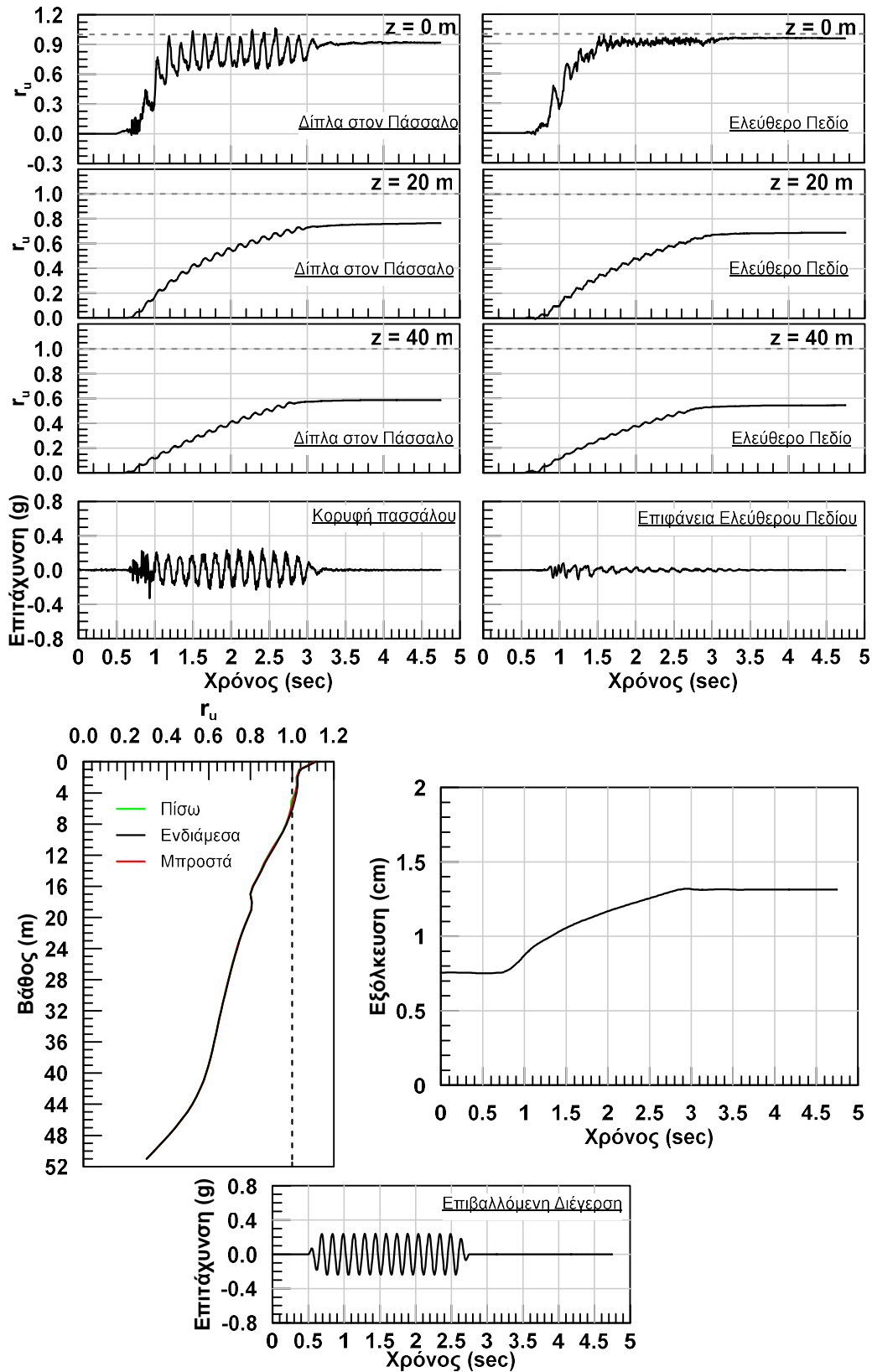




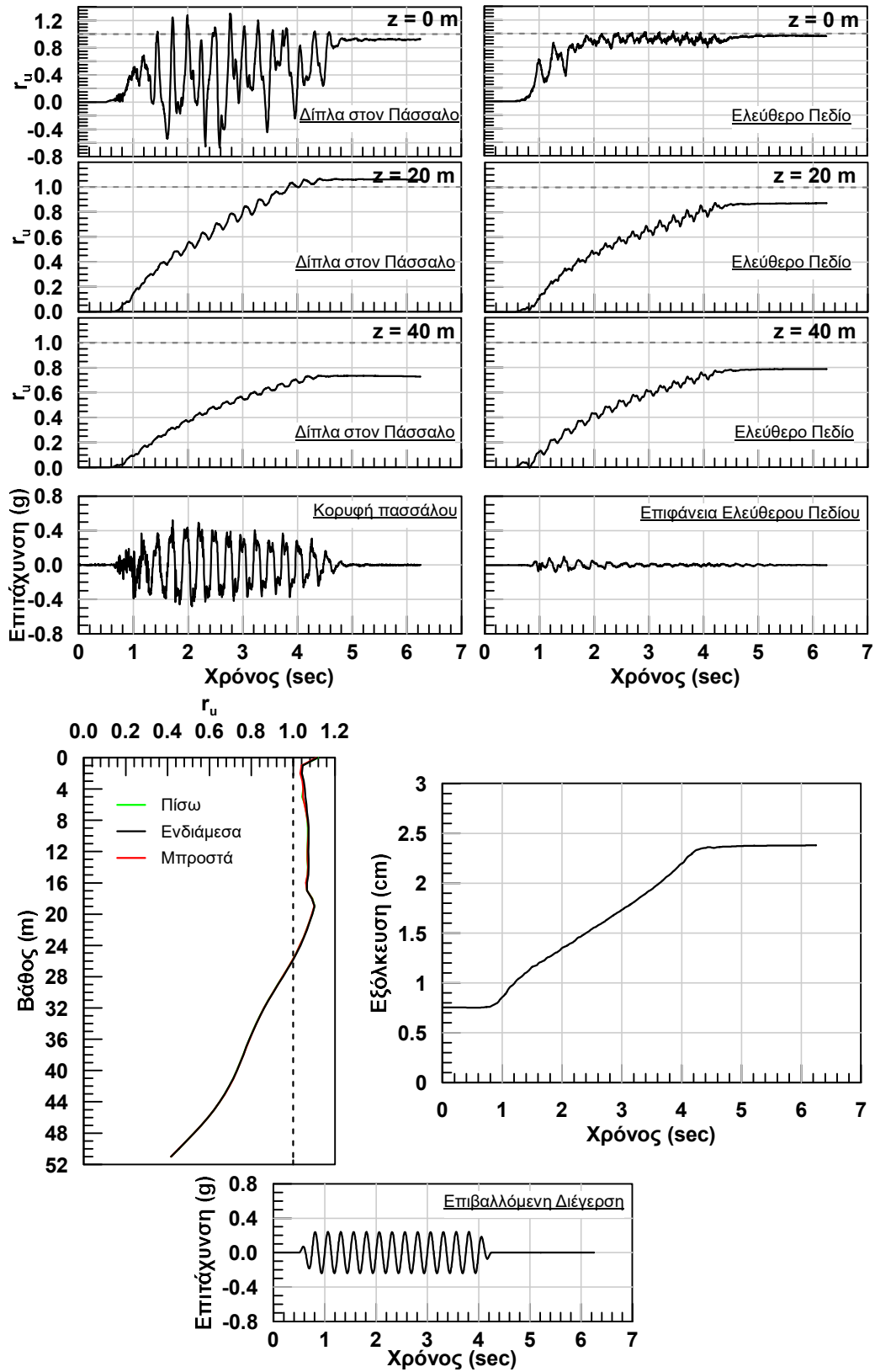
Σχήμα Β.12: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #11.



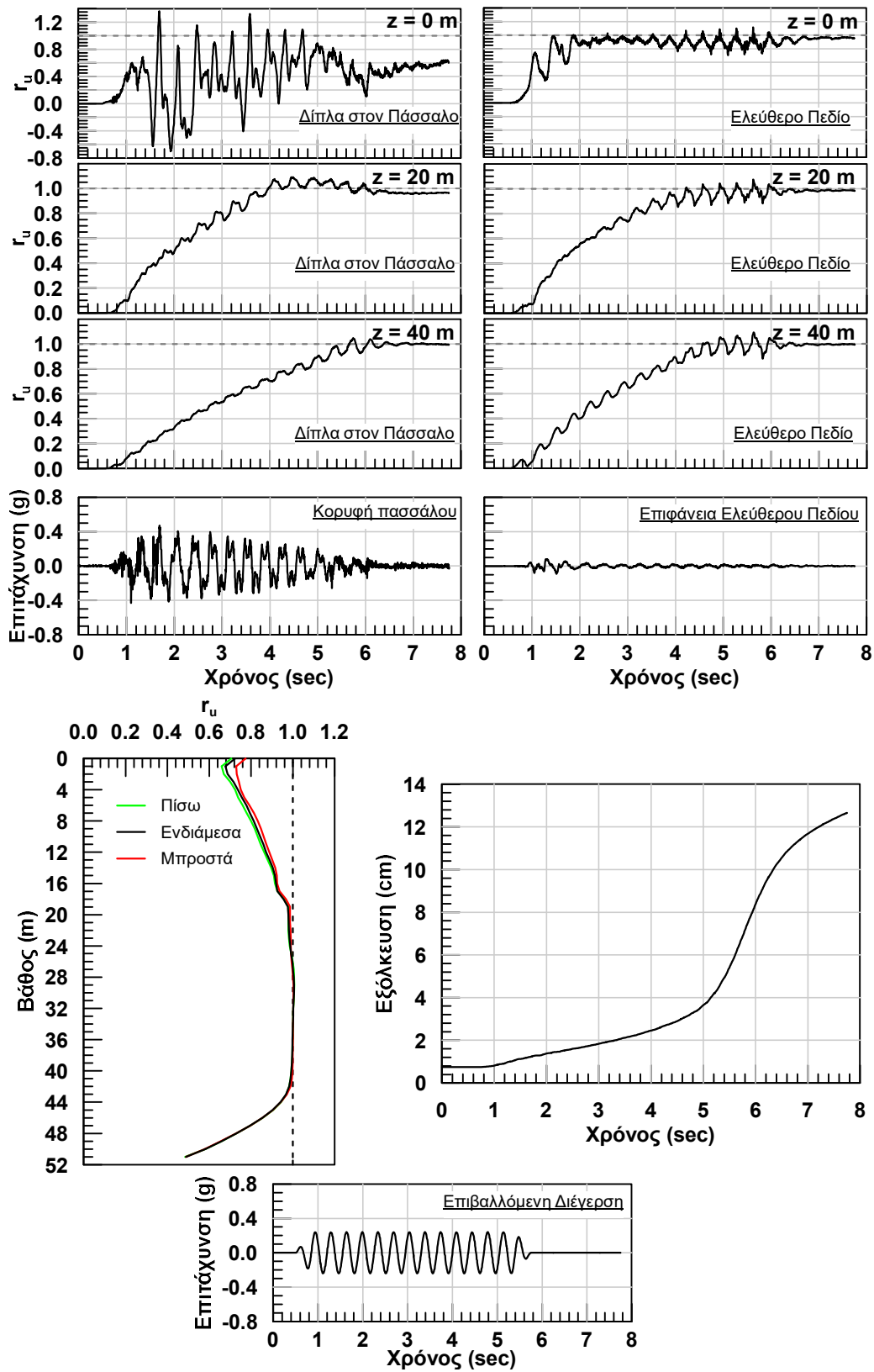
**Σχήμα Β.13:** (α) Κατανομή  $r_u$  με το βάθος, δίπλα στον πάσσαλο (Σημείο Β – Ενδιάμεσα) και (β) η εξόλκευση του πασσάλου συναρτήσει των κύκλων φόρτισης της αρμονικής διέγερσης.



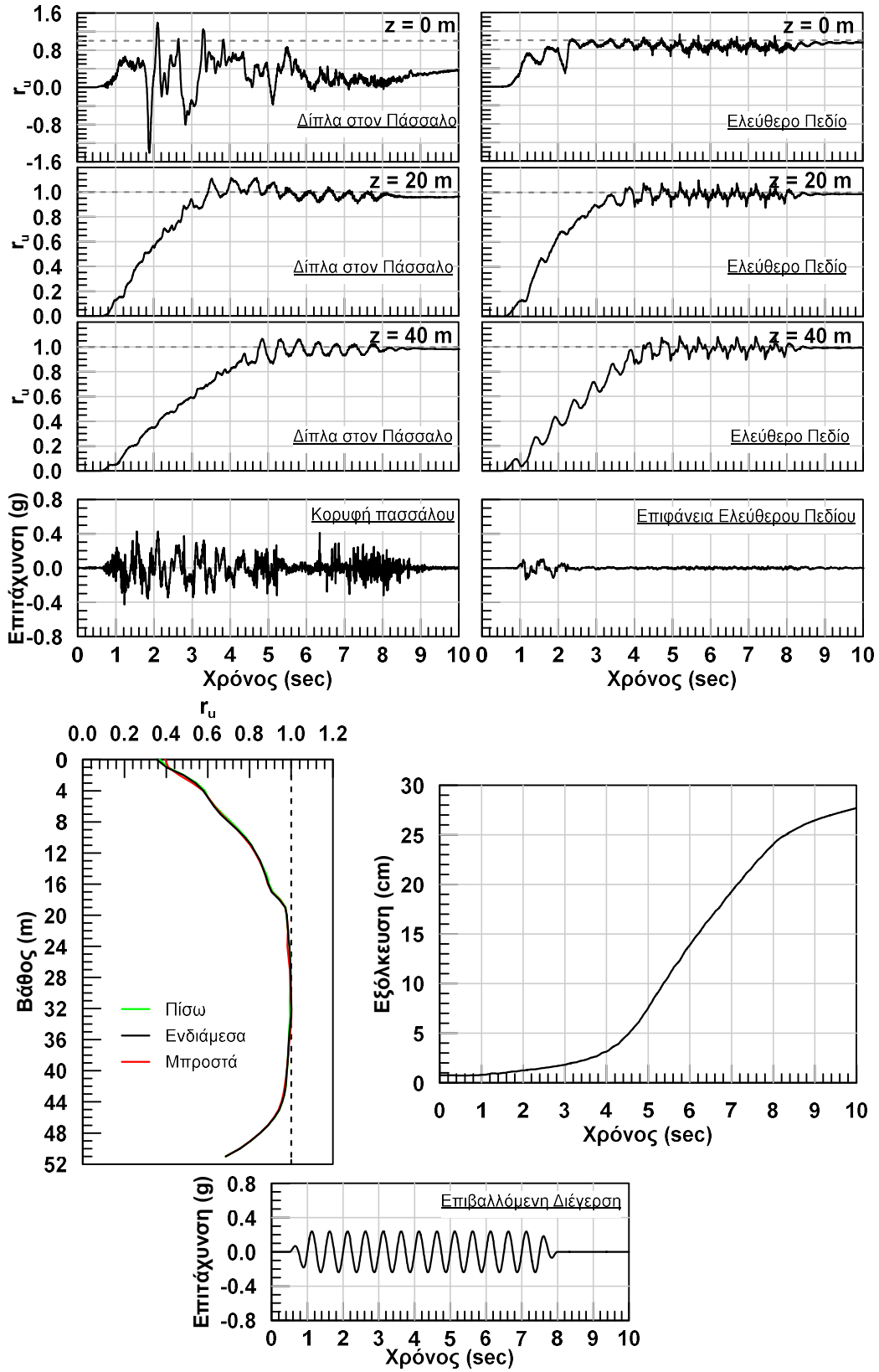
Σχήμα Β.14: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #12.



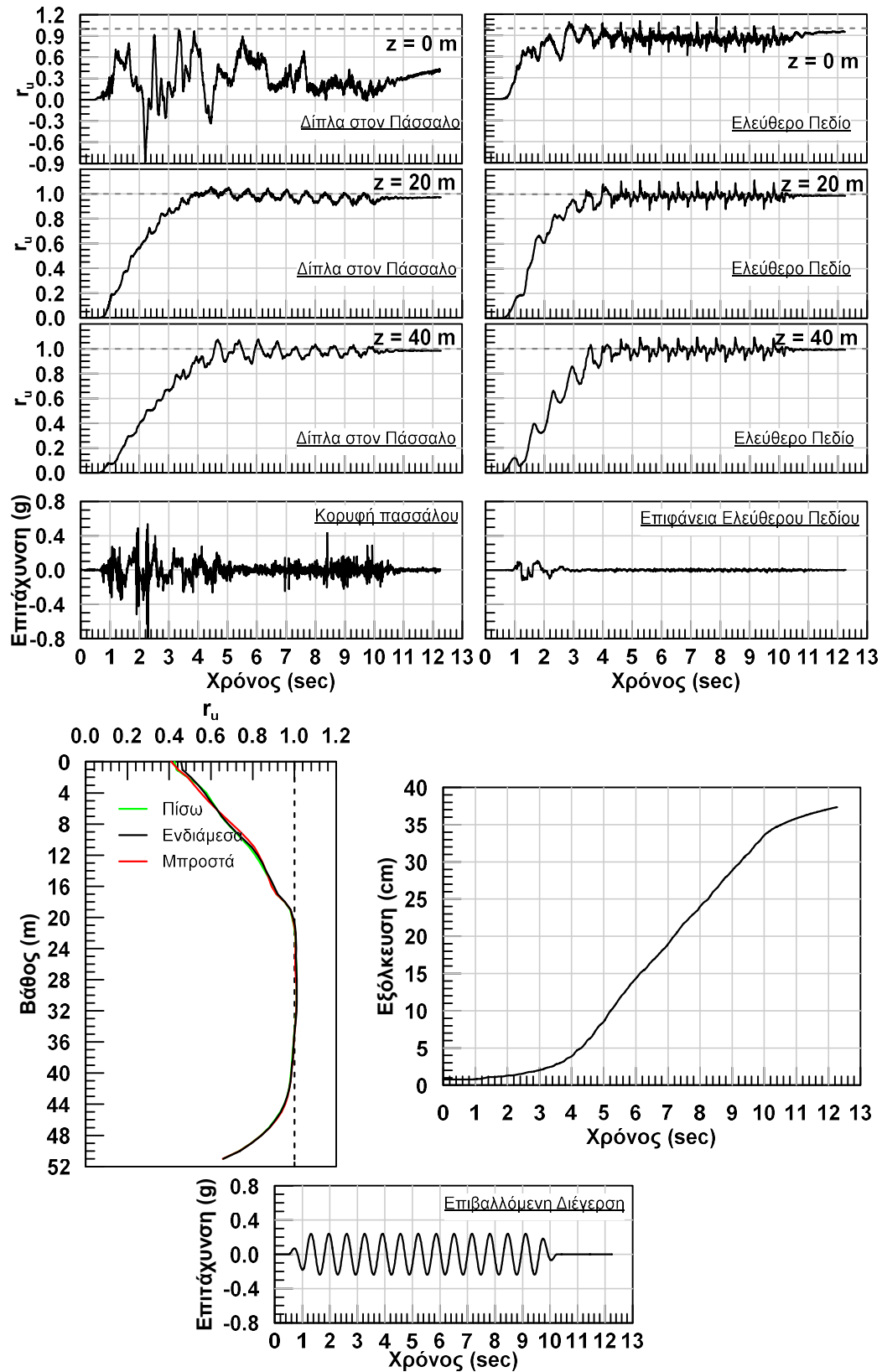
Σχήμα Β.15: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #13.



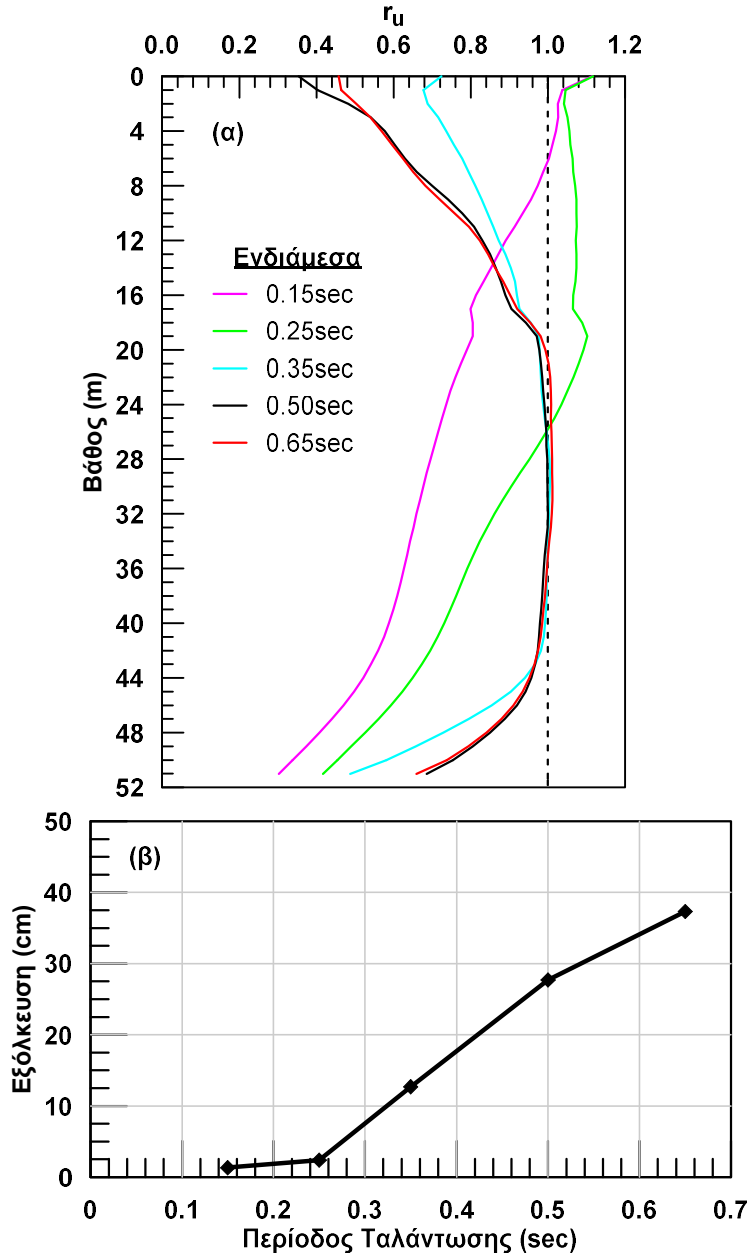
Σχήμα Β.16: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #14.



Σχήμα Β.17: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #15.

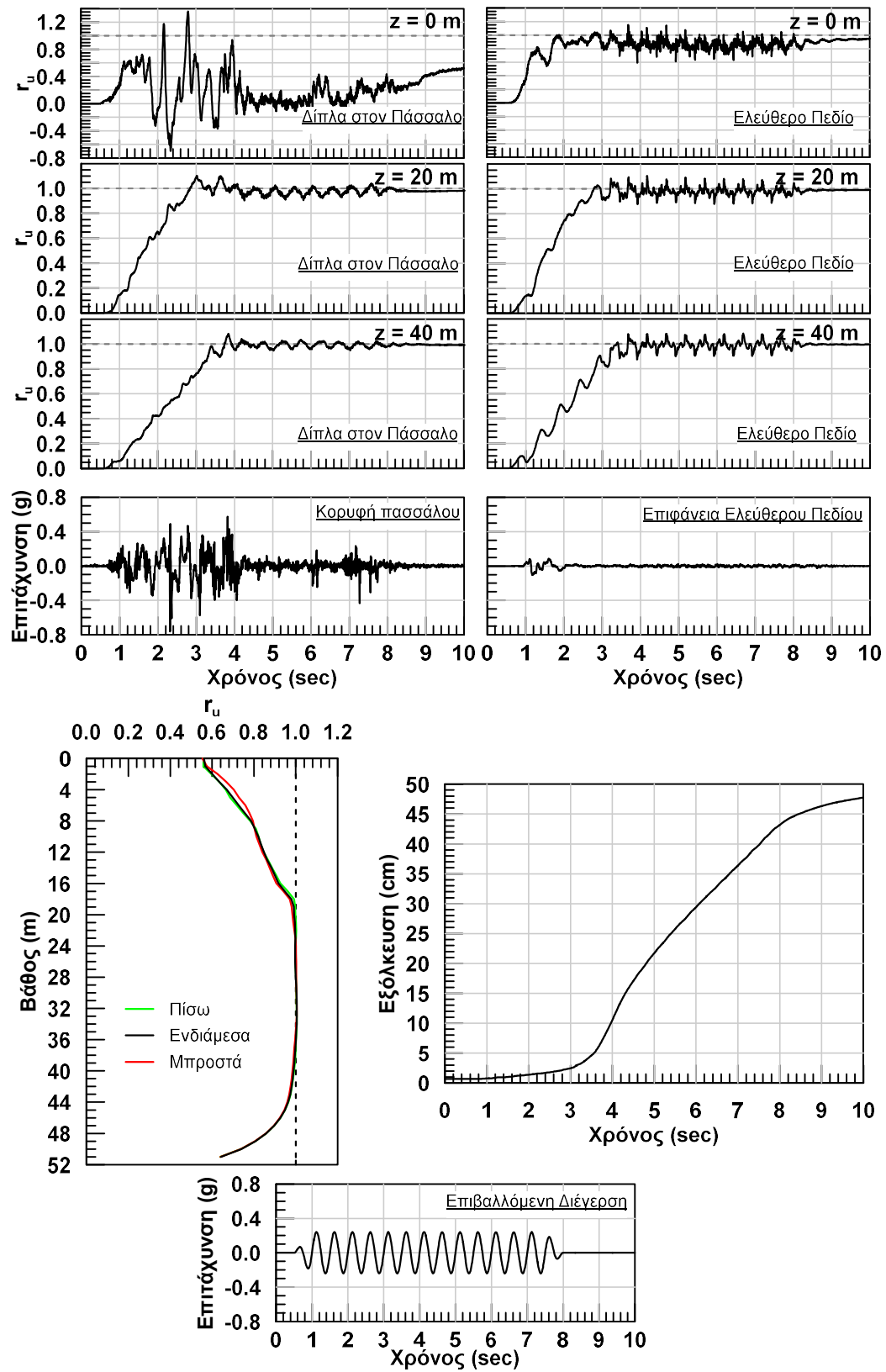


Σχήμα Β.18: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #16.

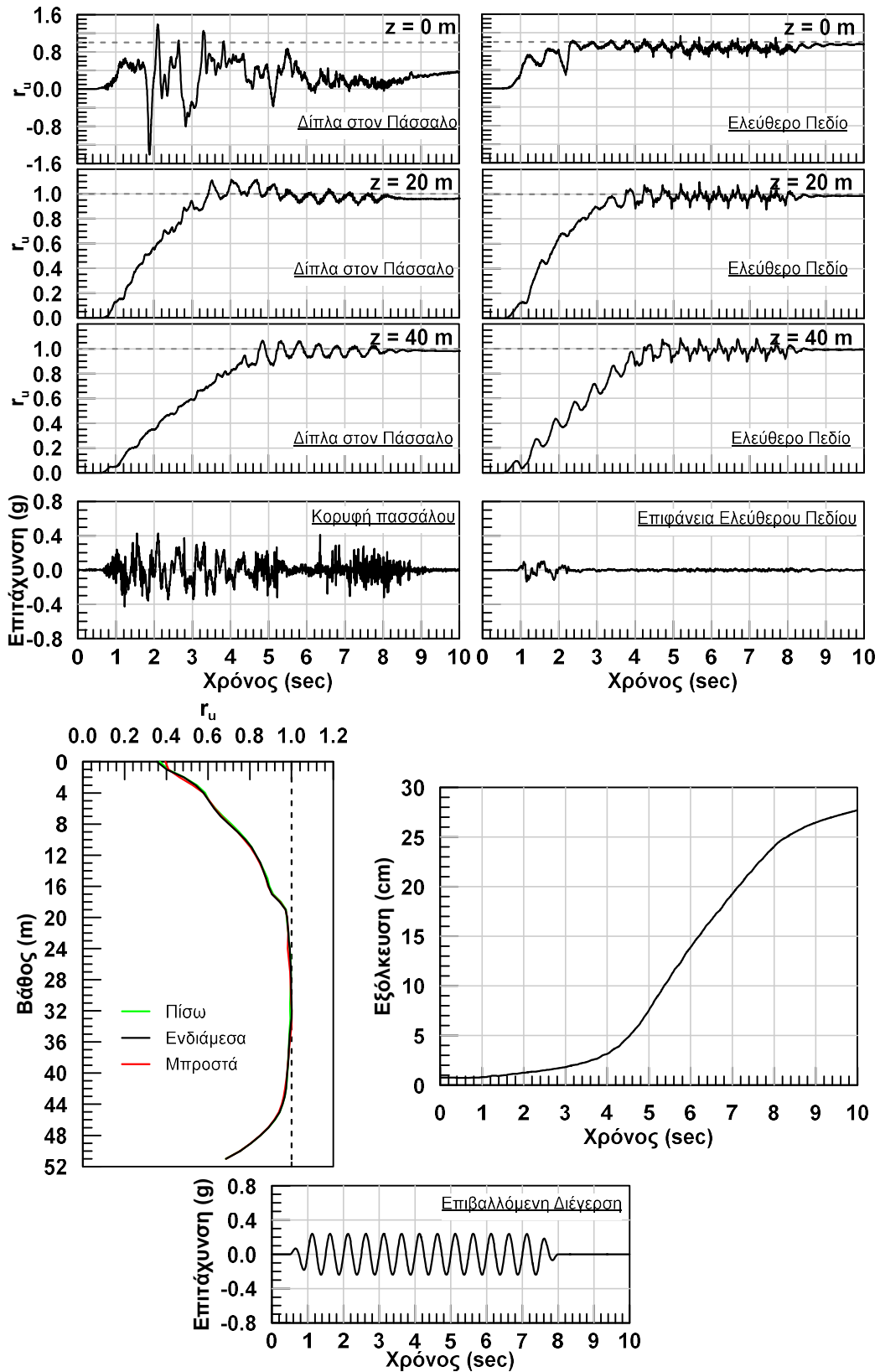


**Σχήμα Β.19:** (α) Κατανομή  $r_u$  με το βάθος, δίπλα στον πάσσαλο (Σημείο Β – Ενδιάμεσα) και (β) η εξόλκευση του πασσάλου συναρτήσει της περιόδου ταλάντωσης της αρμονικής διέγερσης.

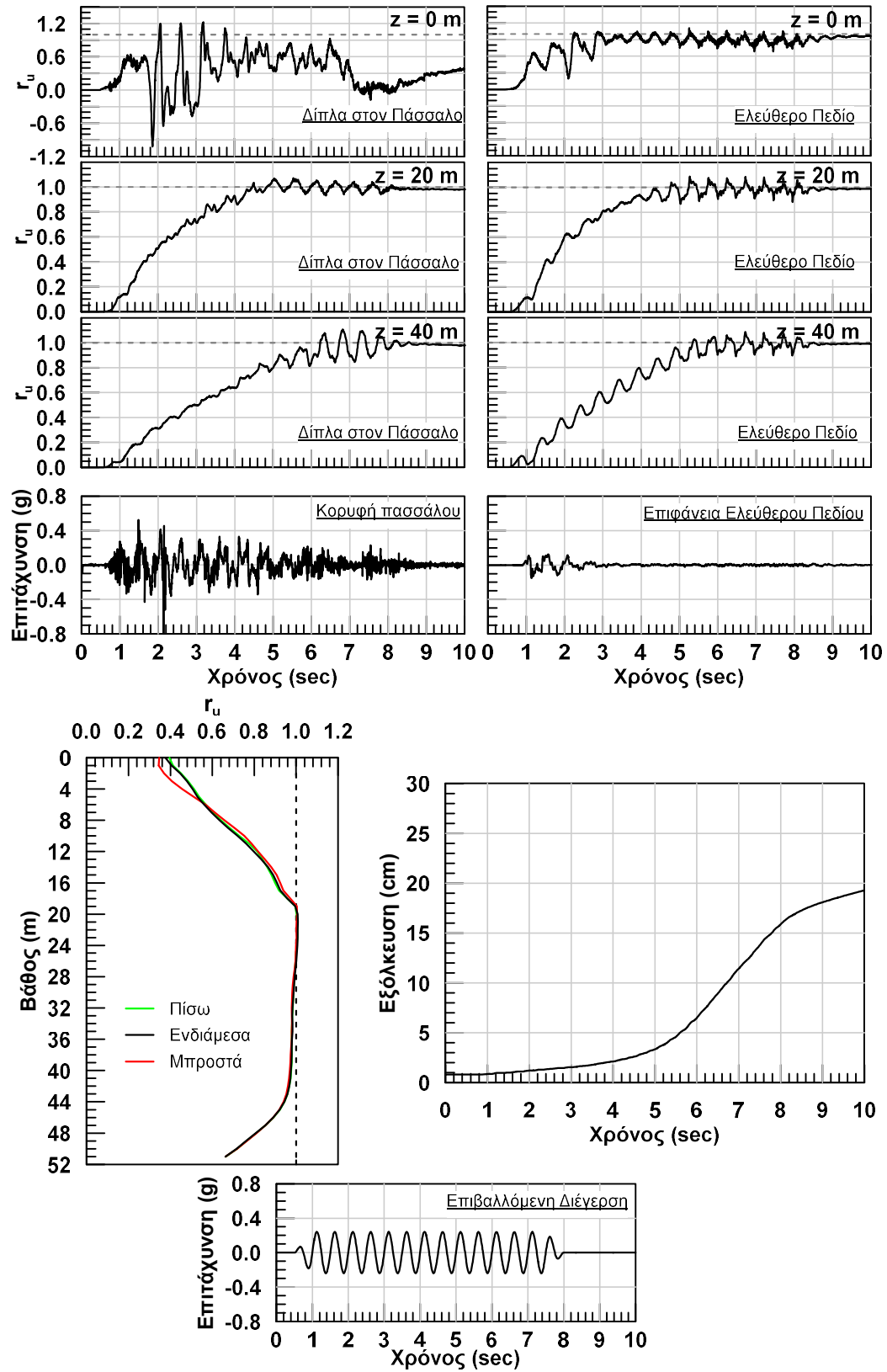




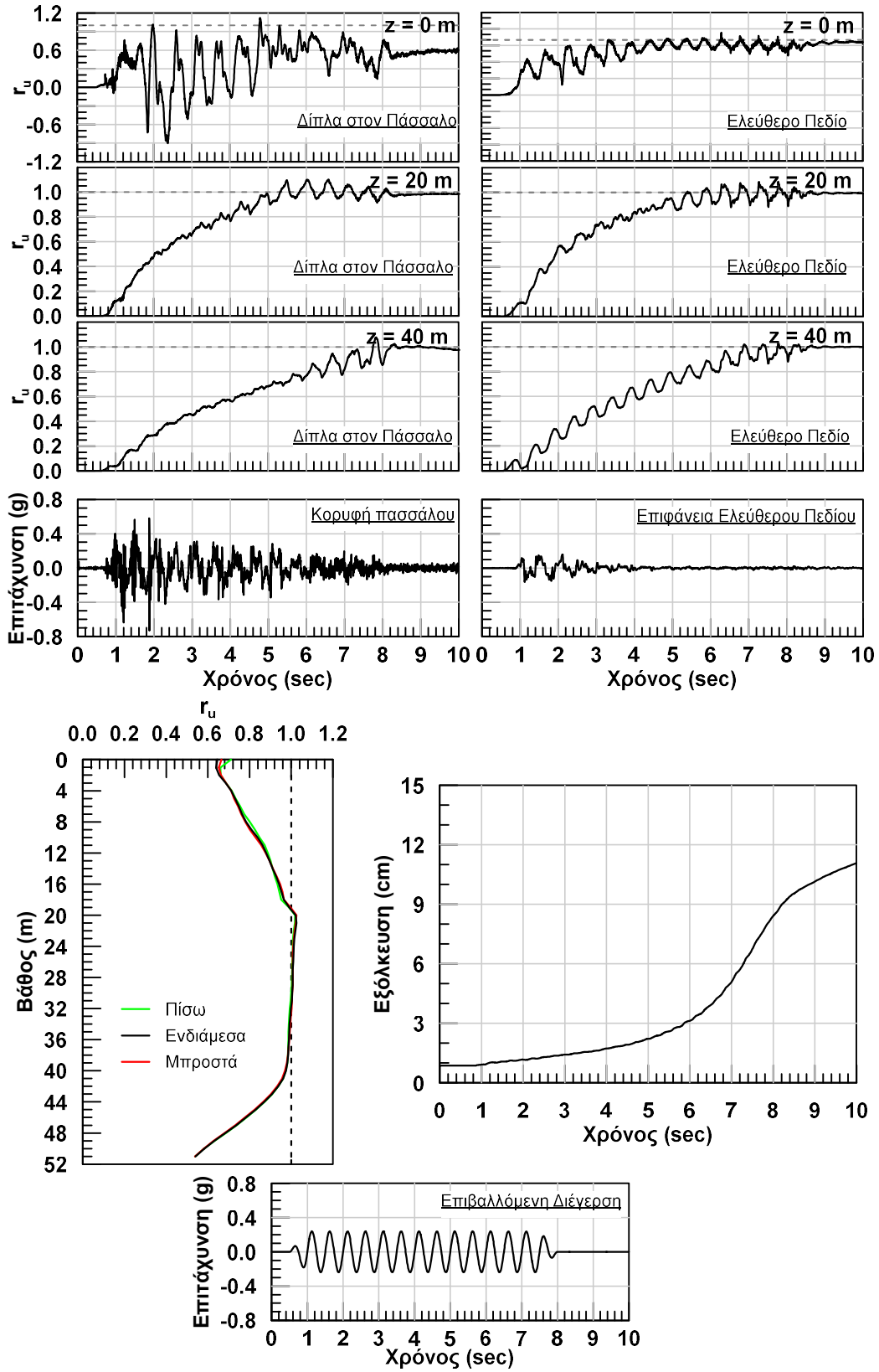
Σχήμα Β.20: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #17.



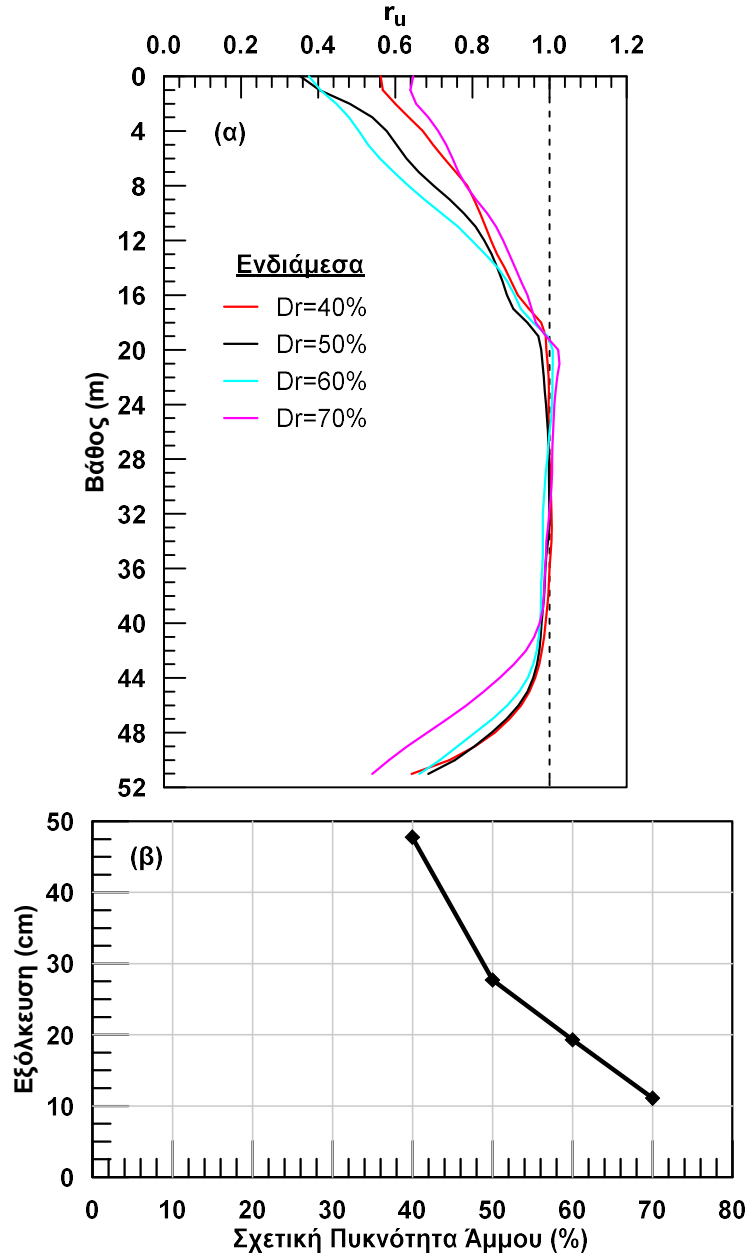
Σχήμα Β.21: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #18.



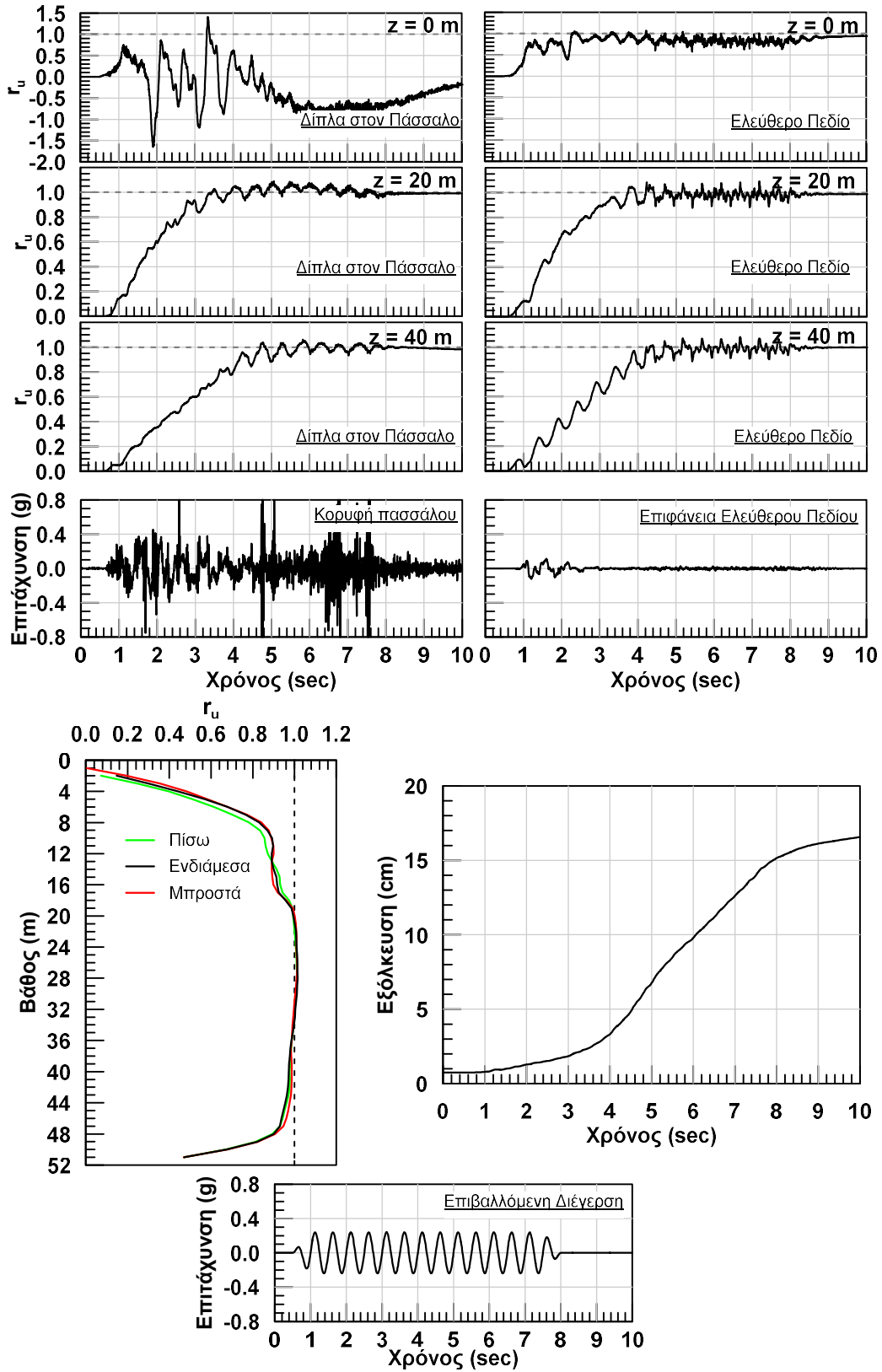
Σχήμα Β.22: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #19.



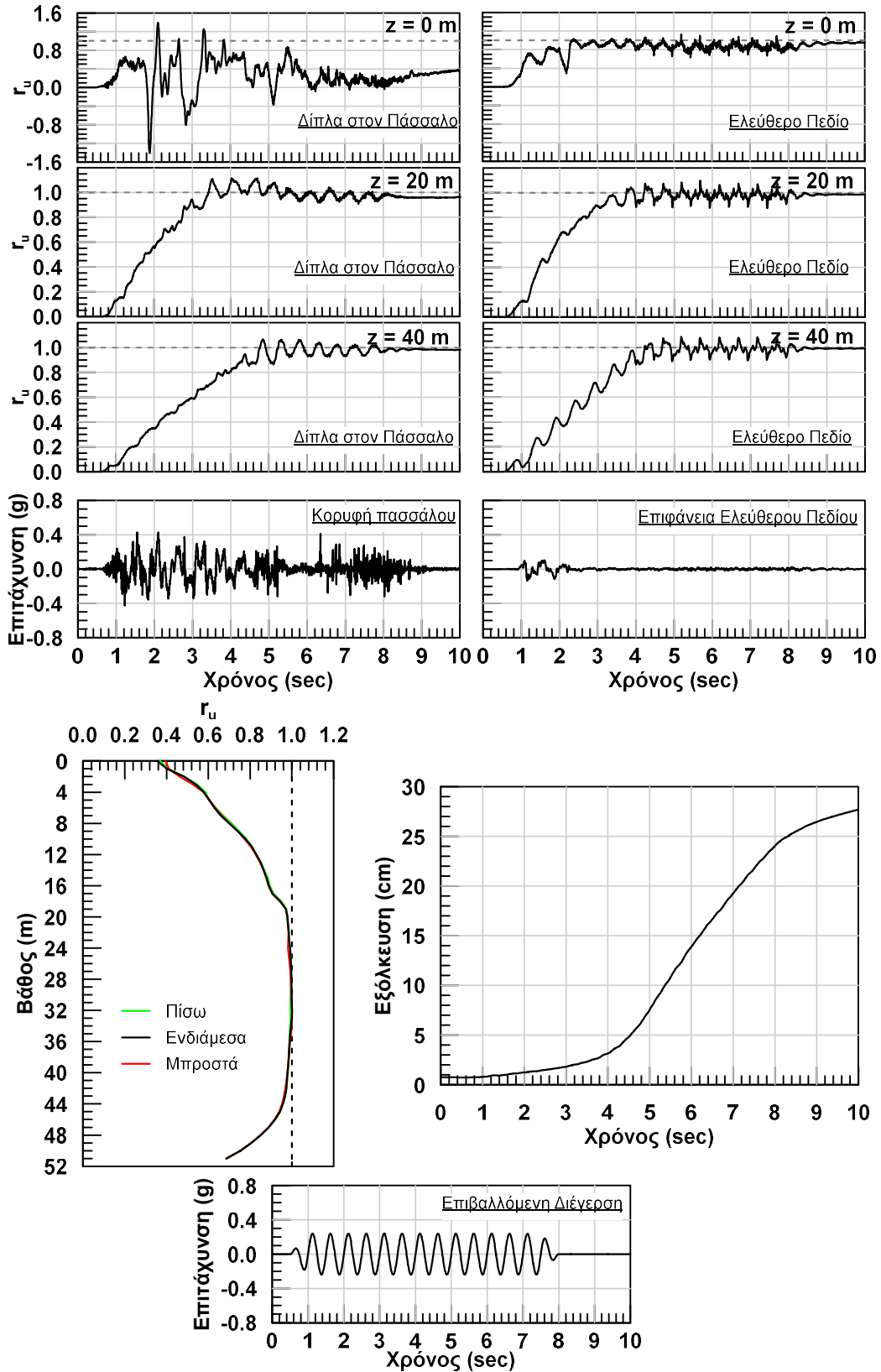
Σχήμα Β.23: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #20.



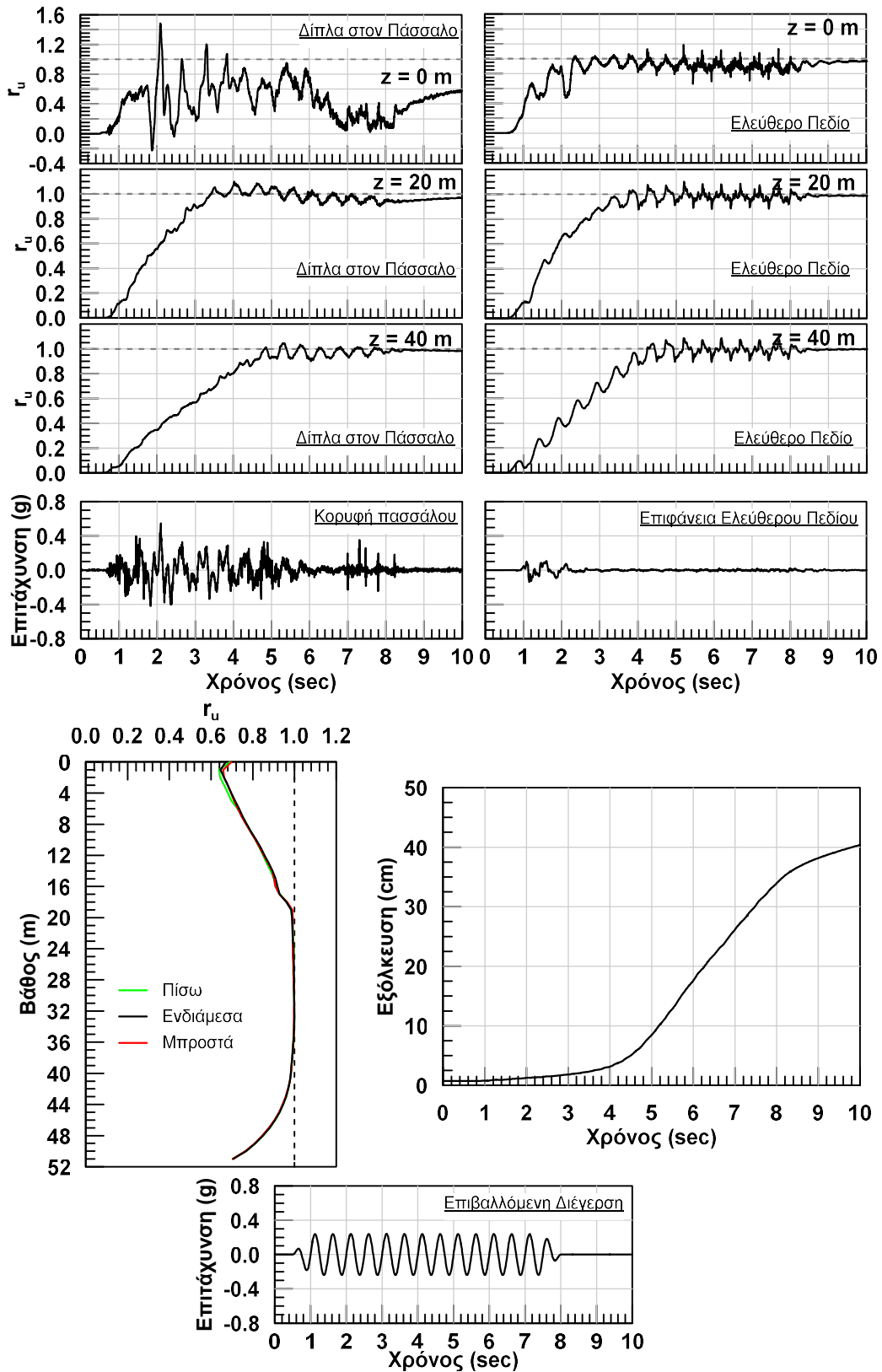
**Σχήμα Β.24:** (α) Κατανομή  $r_u$  με το βάθος, δίπλα στον πάσσαλο (Σημείο Β – Ενδιάμεσα) και (β) η εξόλκευση του πασσάλου συναρτήσει της σχετικής πυκνότητας της άμμου θεμελίωσης.



Σχήμα Β.25: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #21.

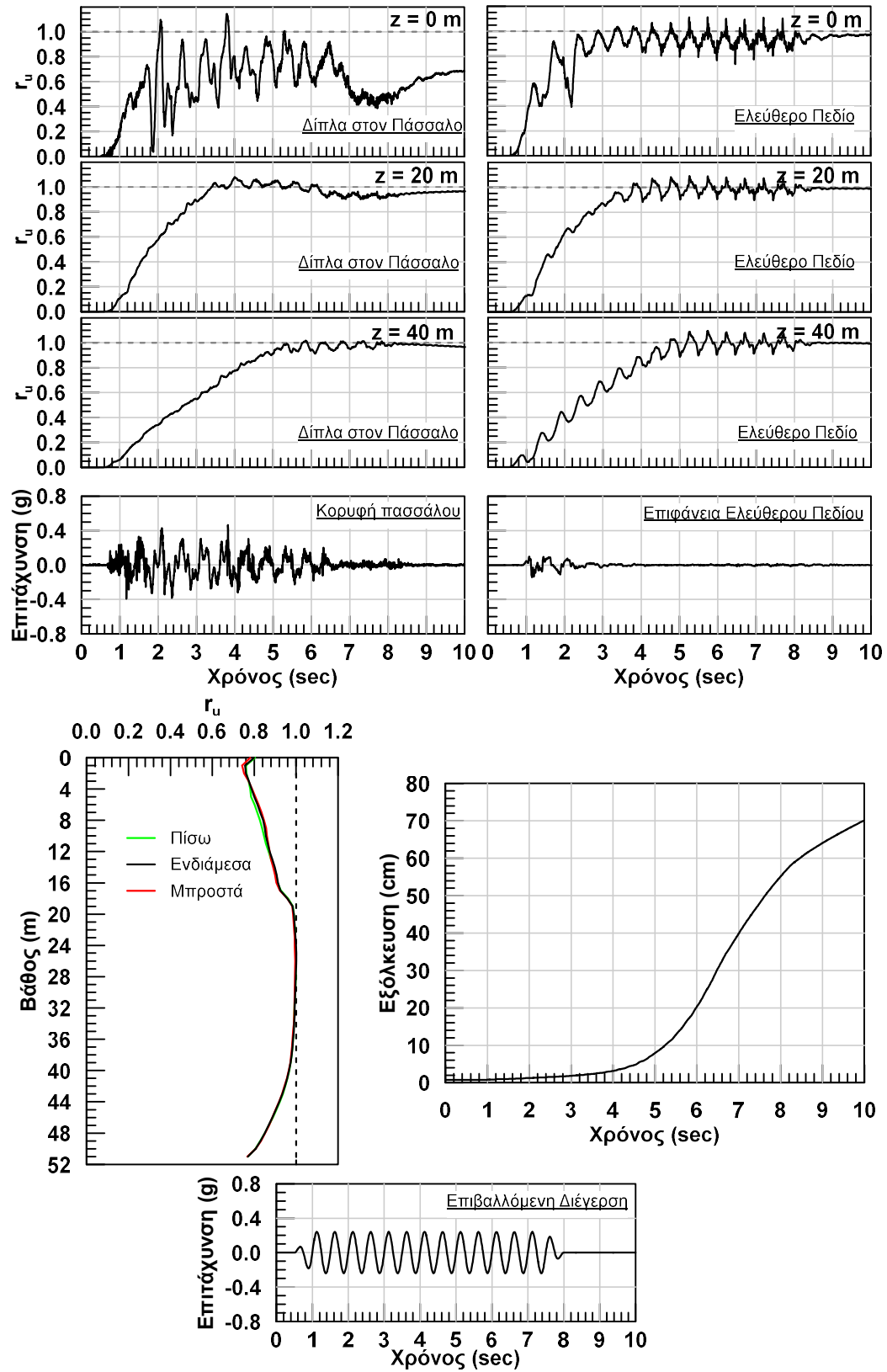


Σχήμα Β.26: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #22.

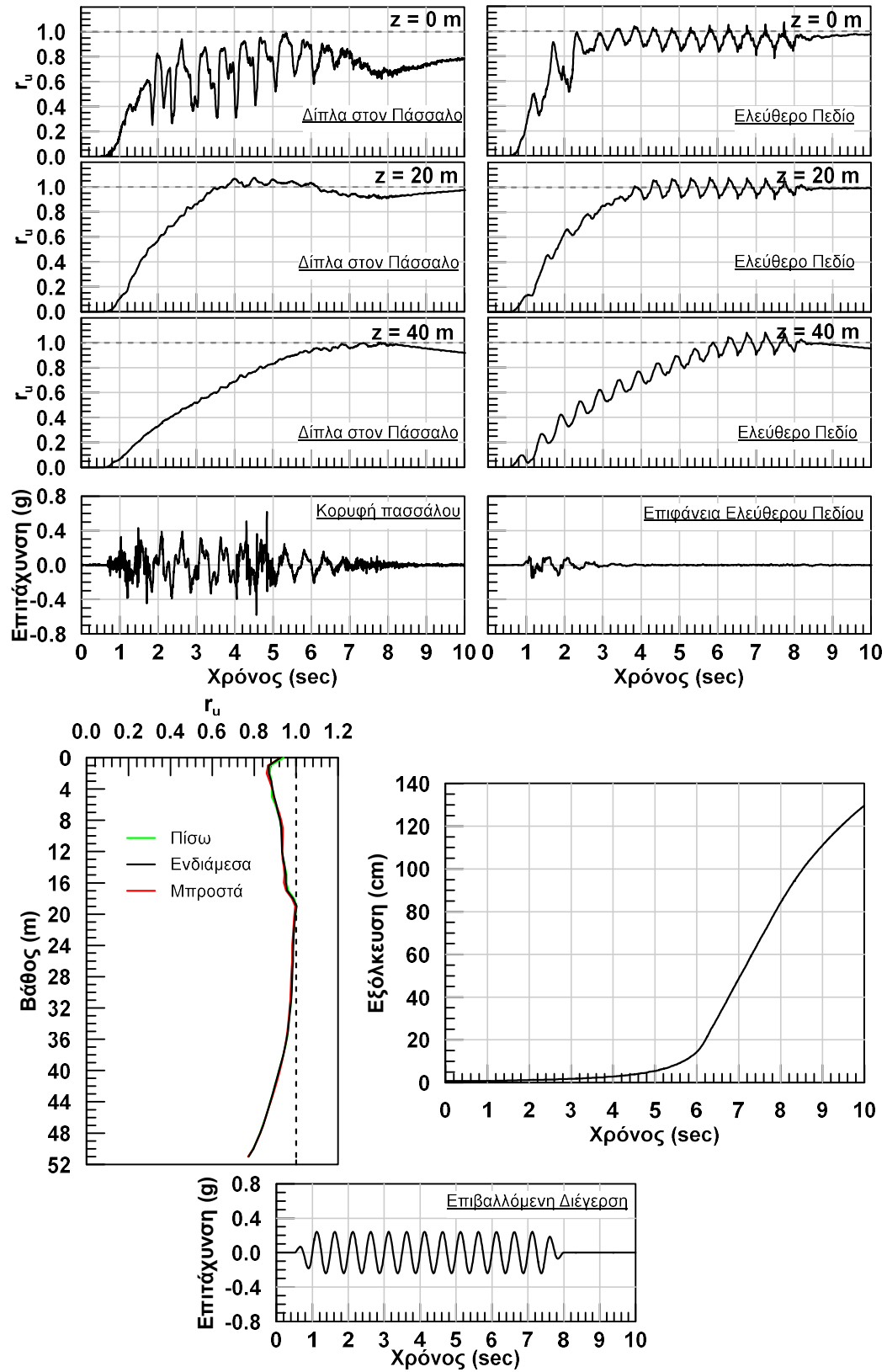


Σχήμα Β.27: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #23.

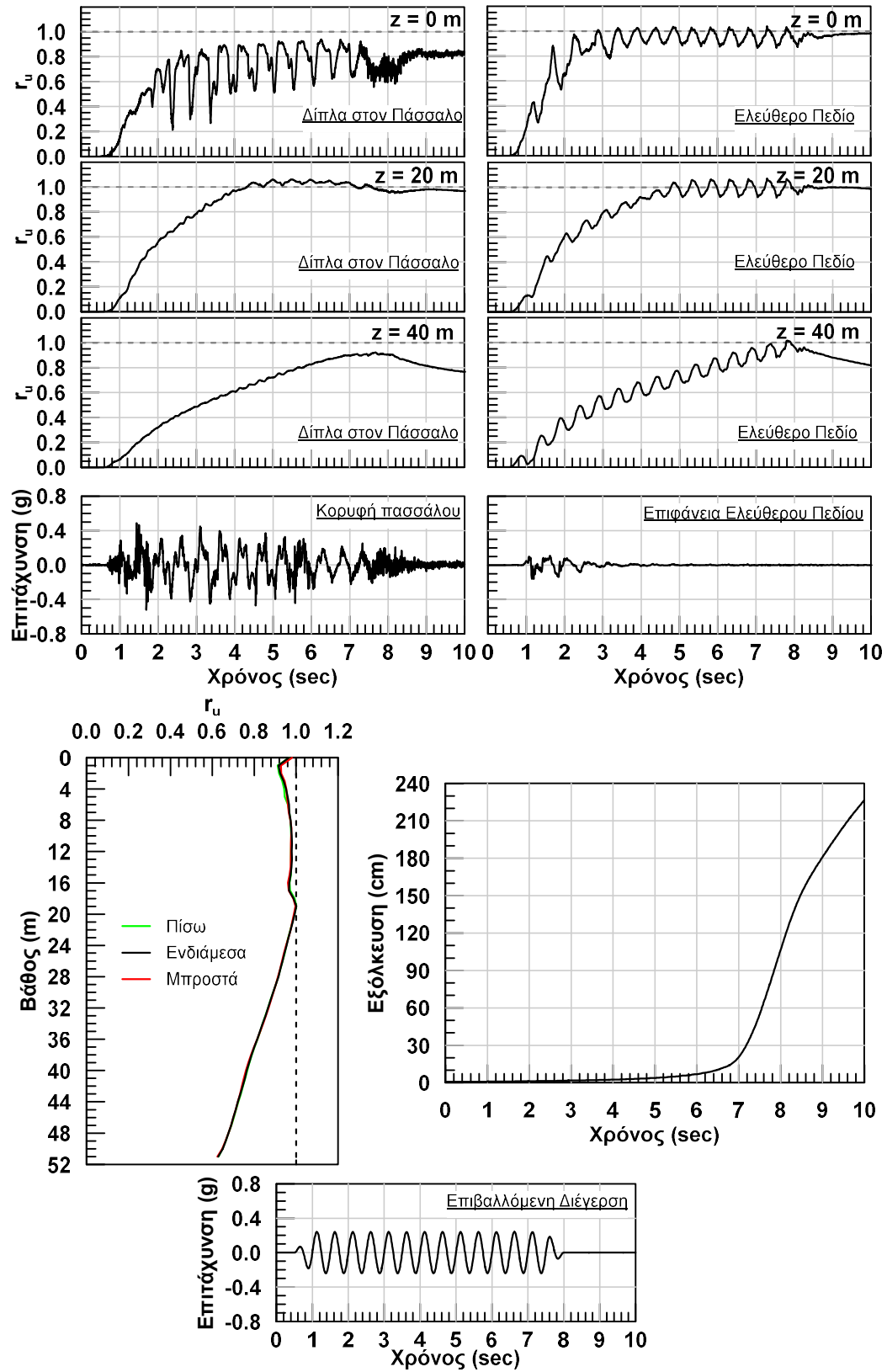




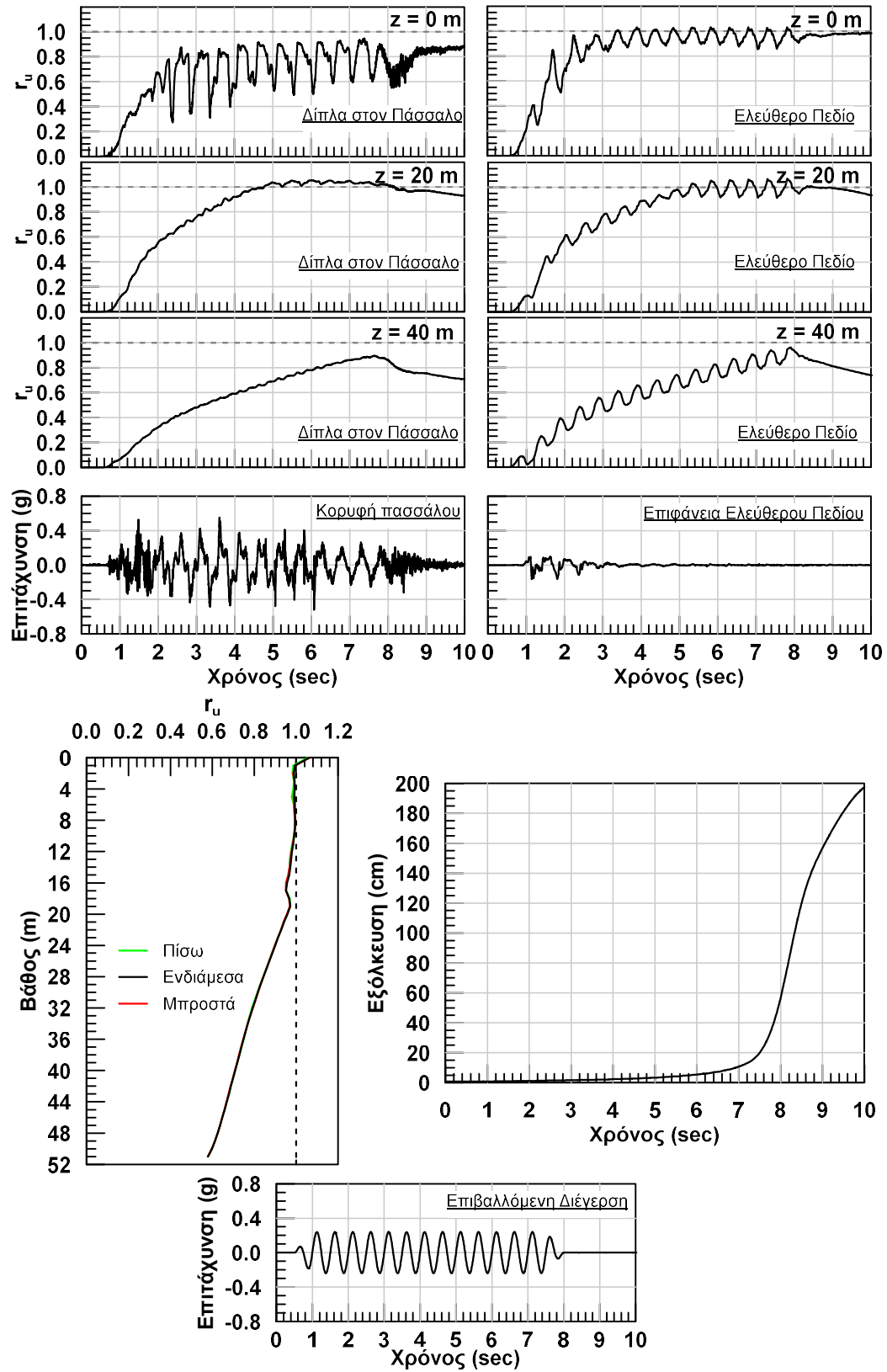
Σχήμα Β.28: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #24.



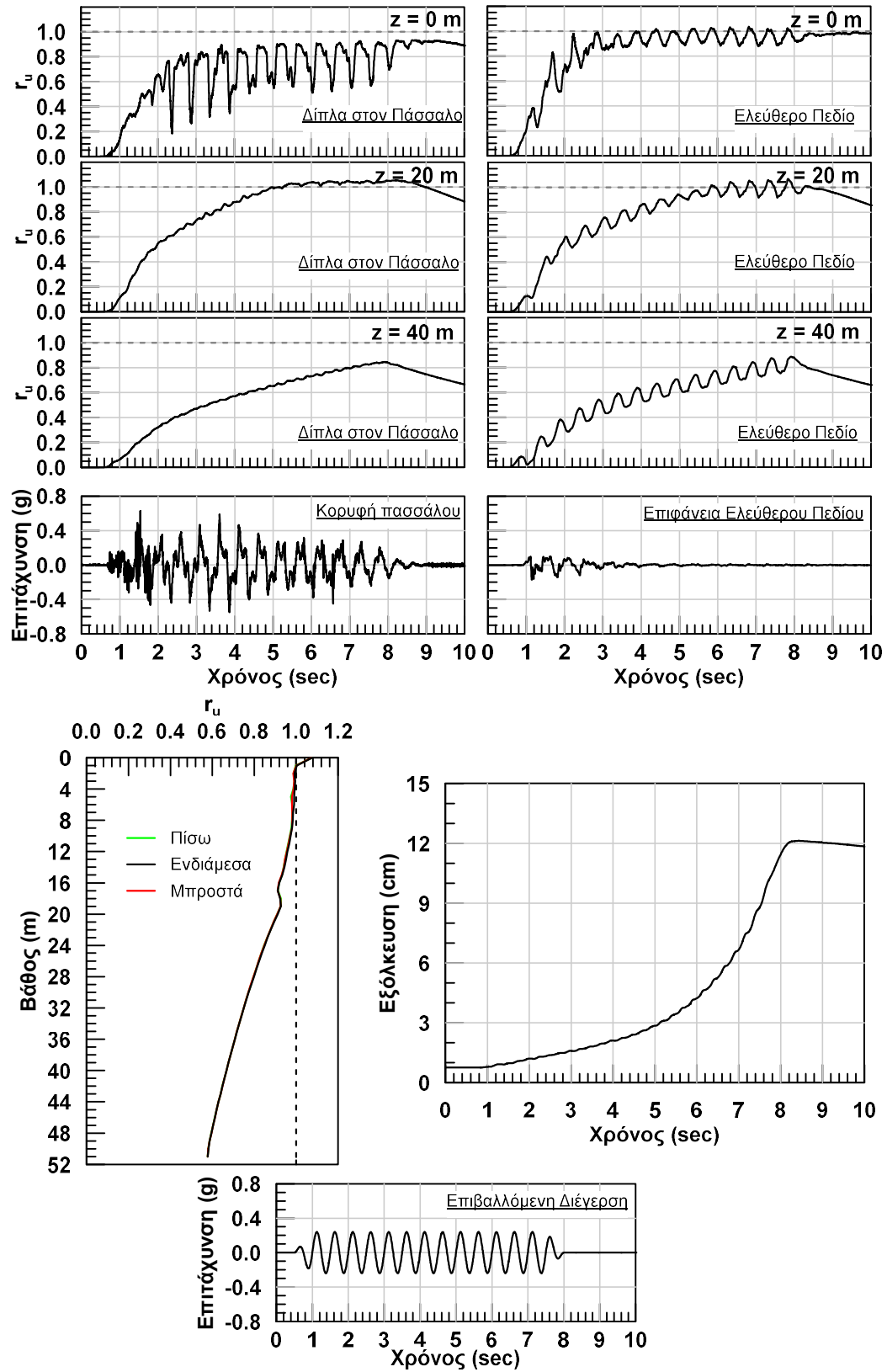
Σχήμα Β.29: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #25.



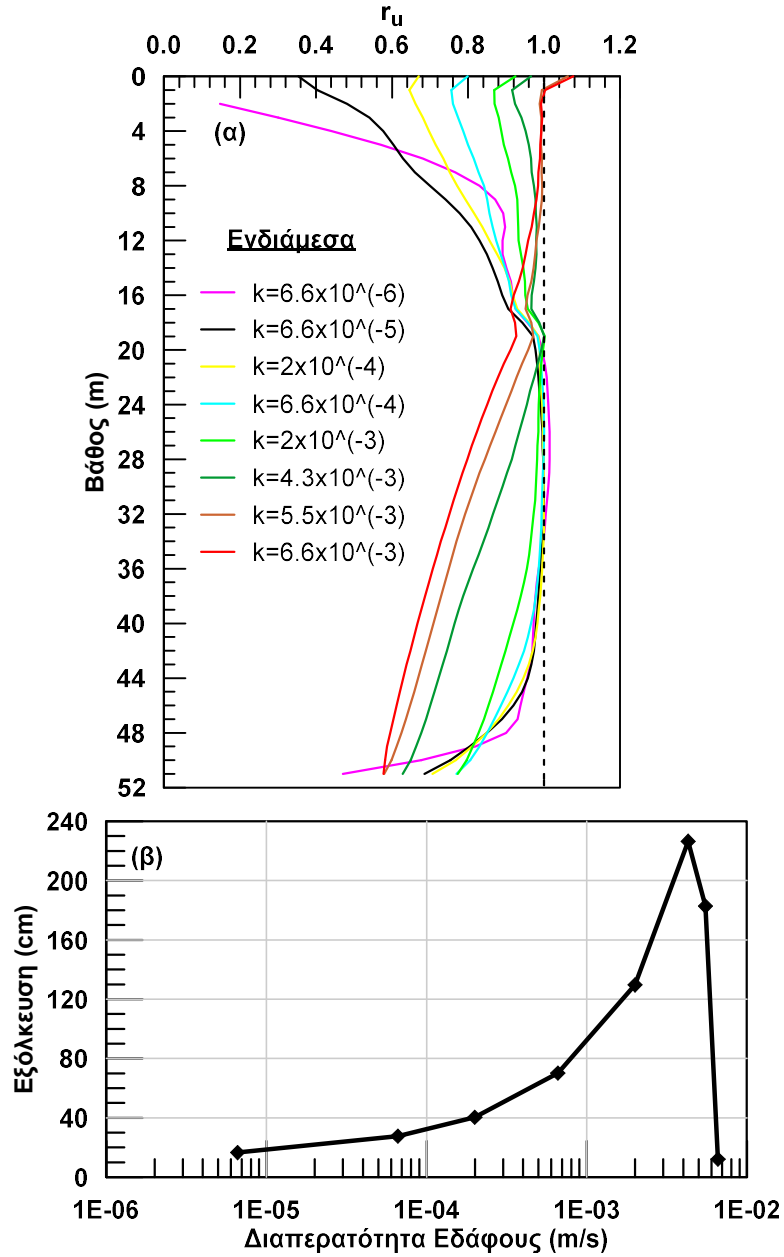
Σχήμα Β.30: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #26.



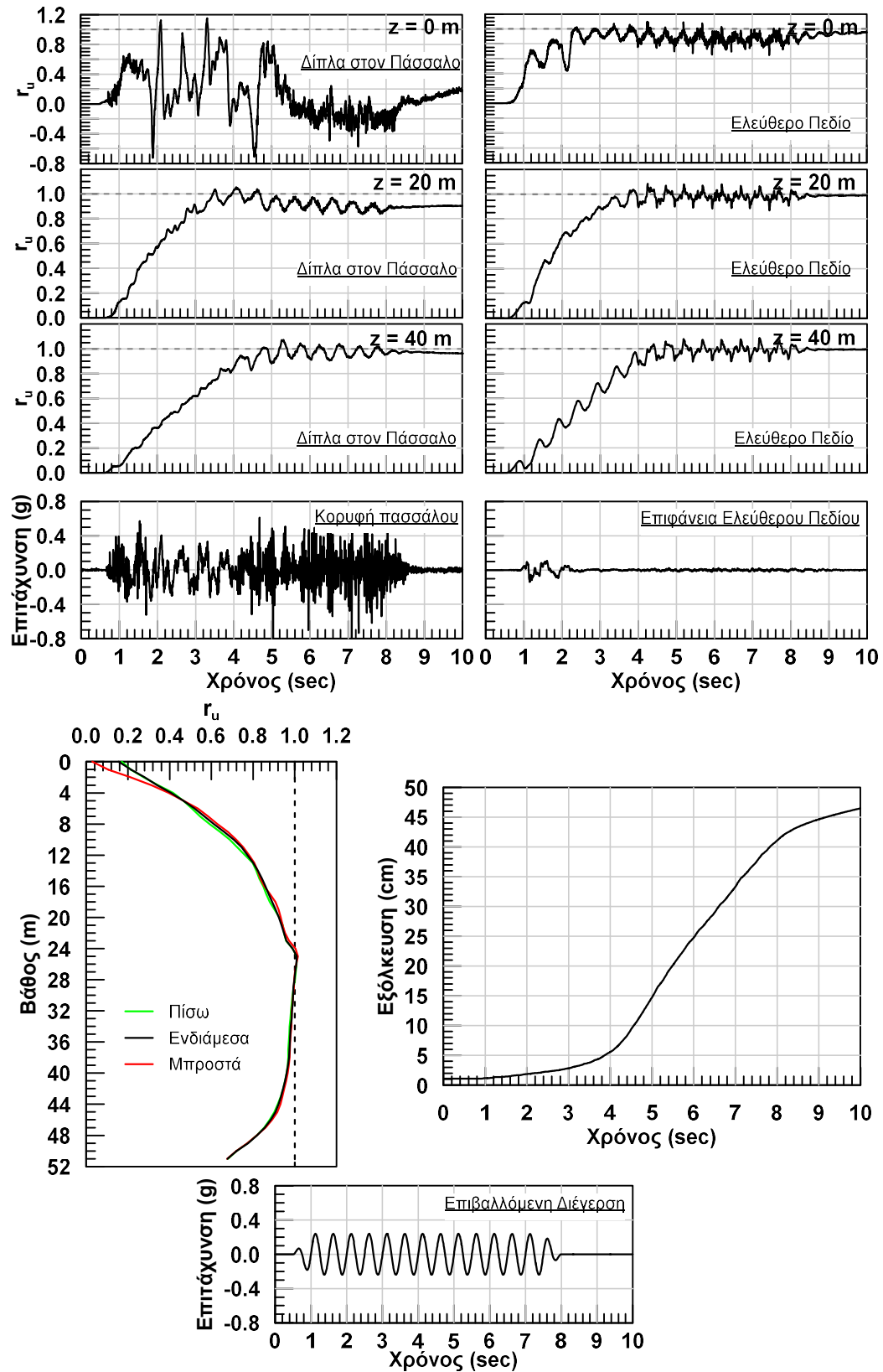
Σχήμα Β.31: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #27.



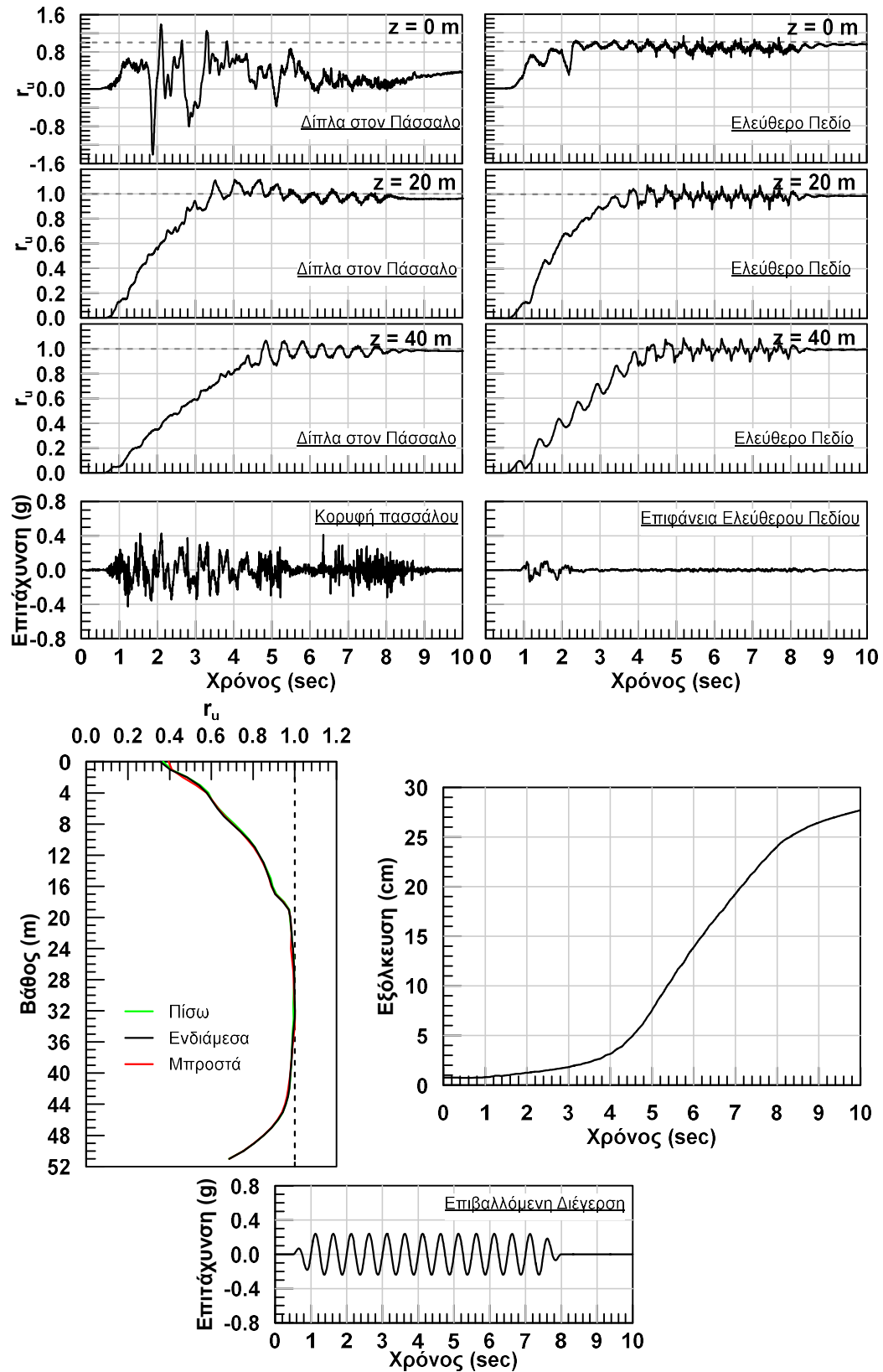
Σχήμα Β.32: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #28.



Σχήμα Β.33: (α) Κατανομή  $r_u$  με το βάθος, δίπλα στον πάσσαλο (Σημείο Β – Ενδιάμεσα) και (β) η εξόλκευση του πασσαλού συναρτήσει του συντελεστή διαπερατότητας εδάφους.

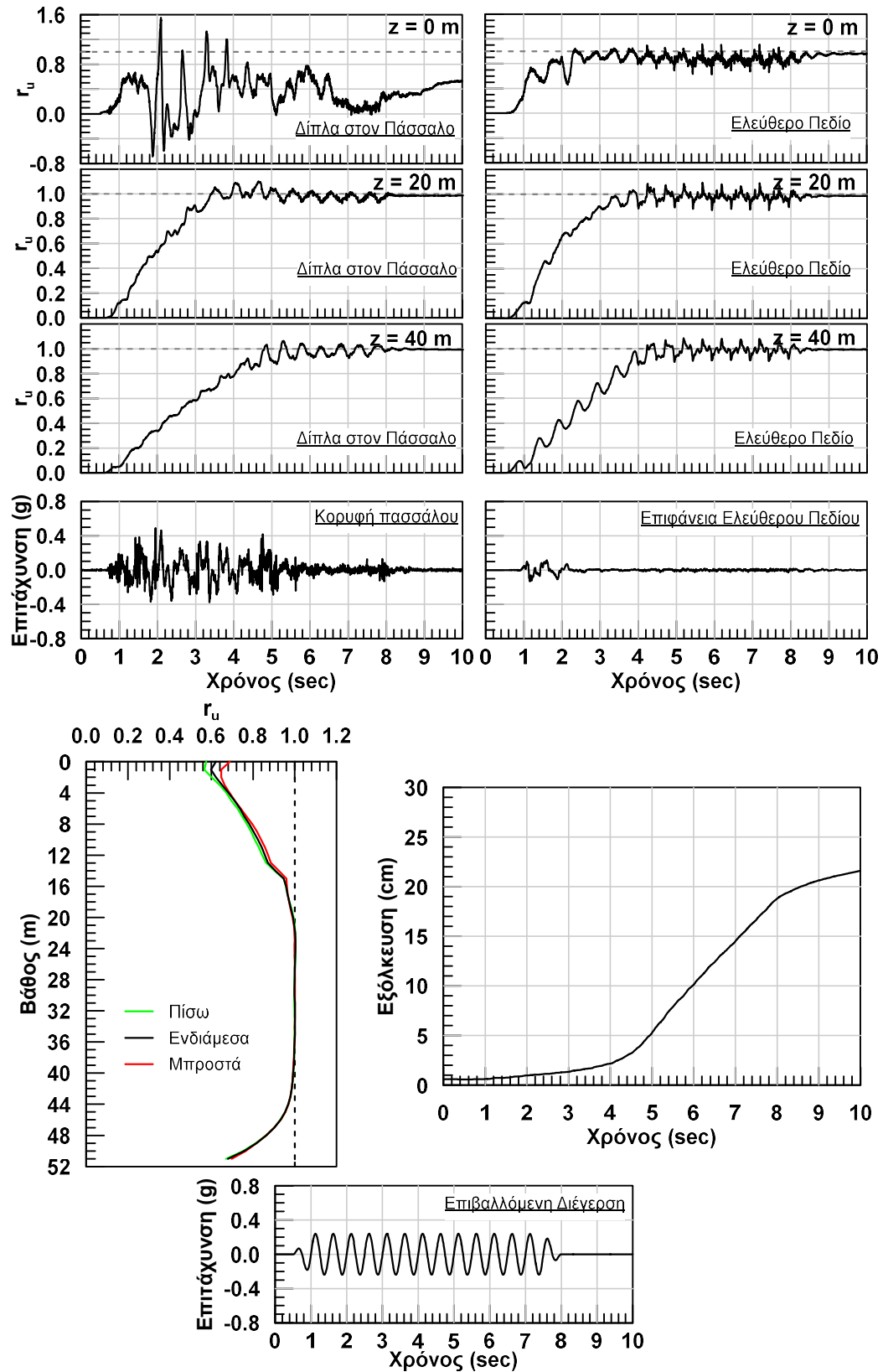


Σχήμα Β.34: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #29.

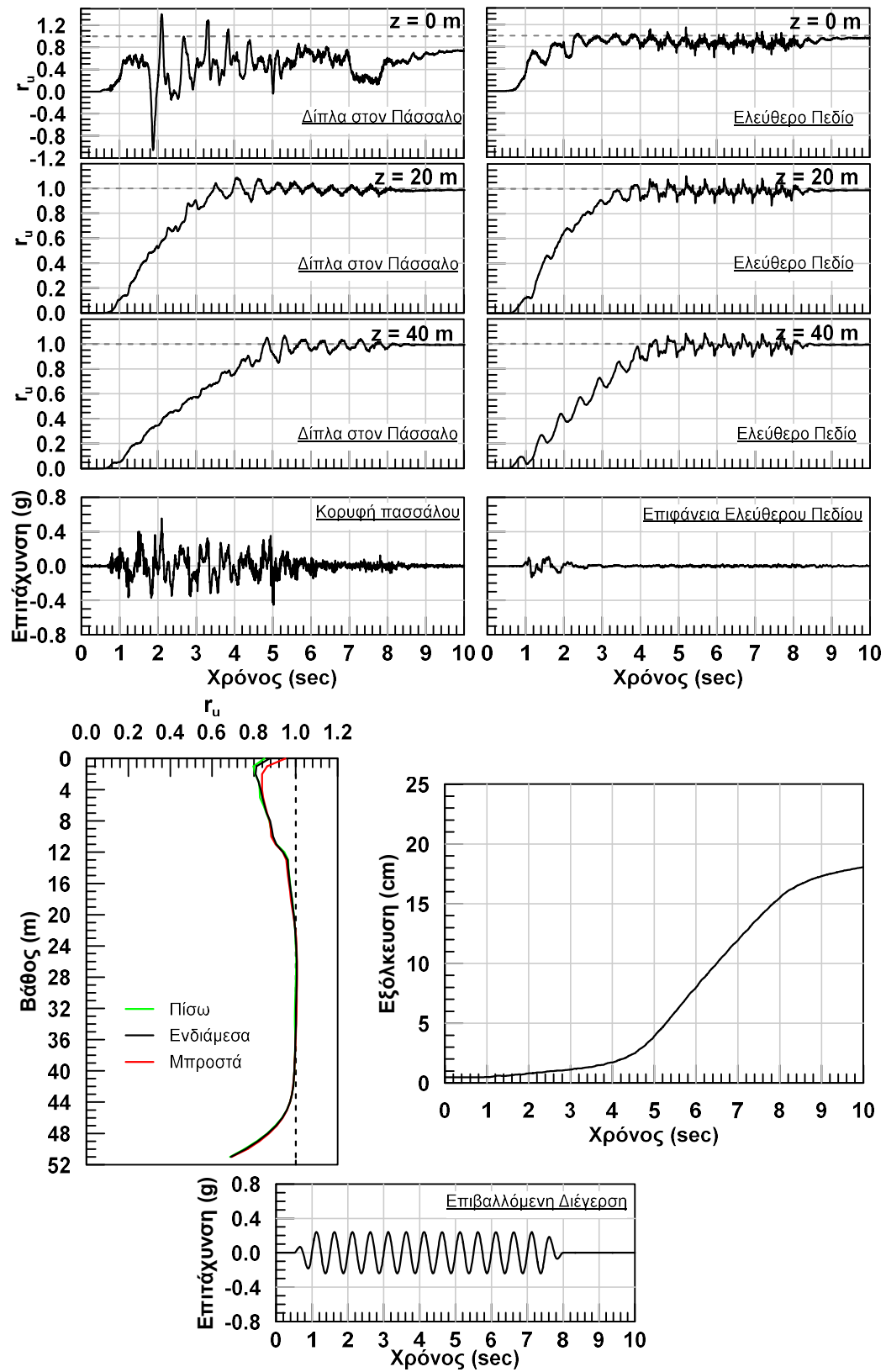


Σχήμα Β.35: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #30.

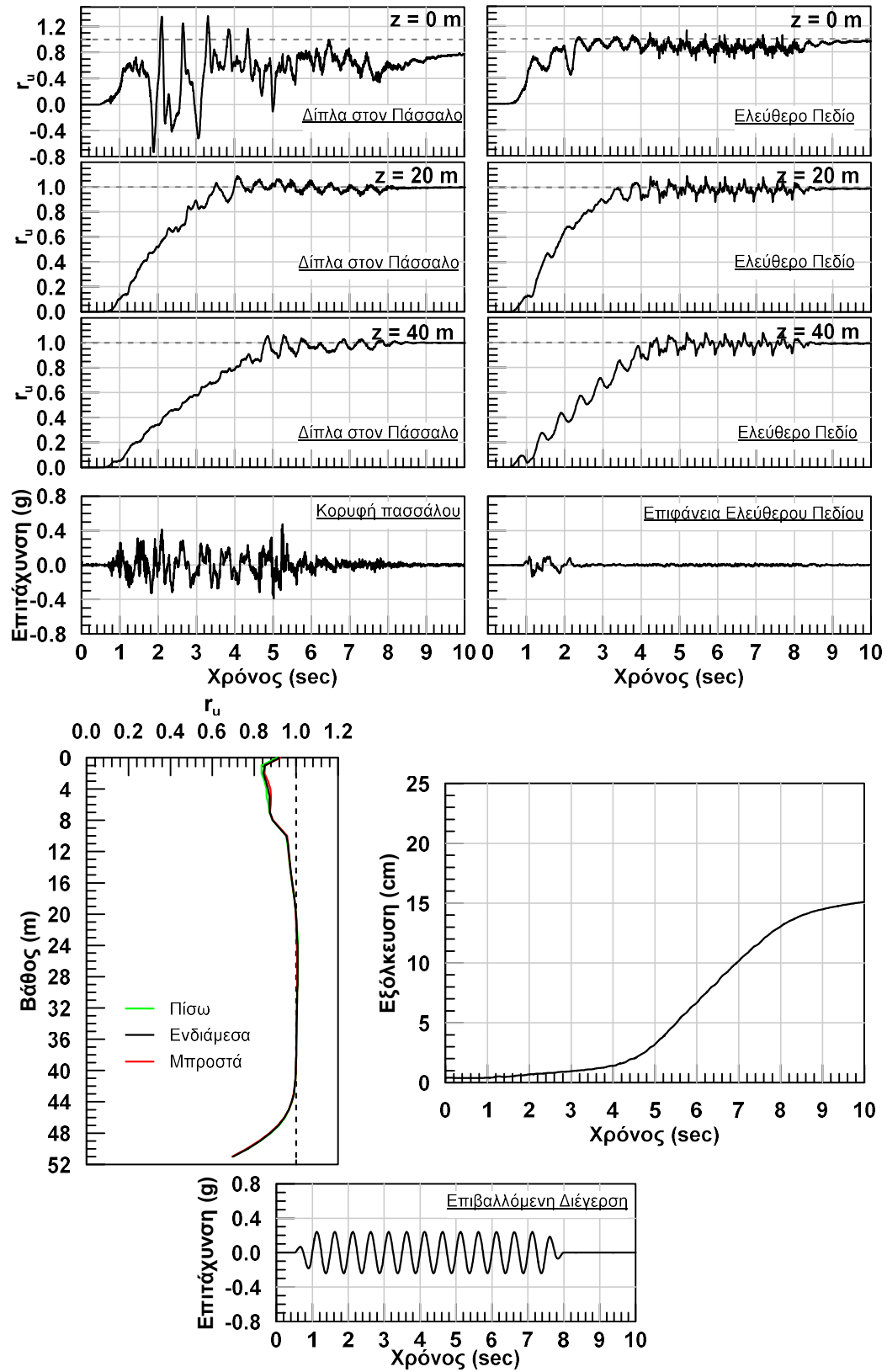




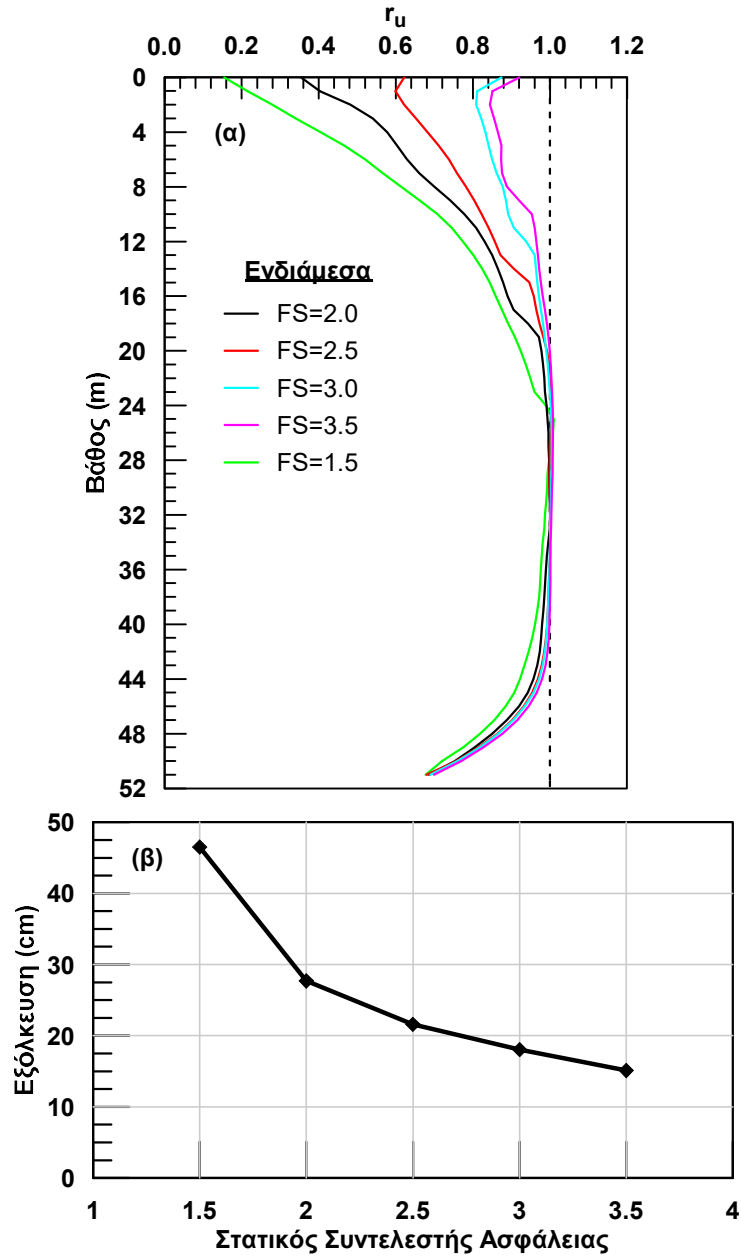
Σχήμα Β.36: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #31.



Σχήμα Β.37: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #32.



Σχήμα Β.38: Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης με αύξοντα αριθμό #33.



Σχήμα Β.39: (α) Κατανομή  $r_u$  με το βάθος, δίπλα στον πάσσαλο (Σημείο Β – Ενδιάμεσα) και (β) η εξόλκευση του πασσάλου συναρτήσει του στατικού συντελεστή ασφάλειας.