



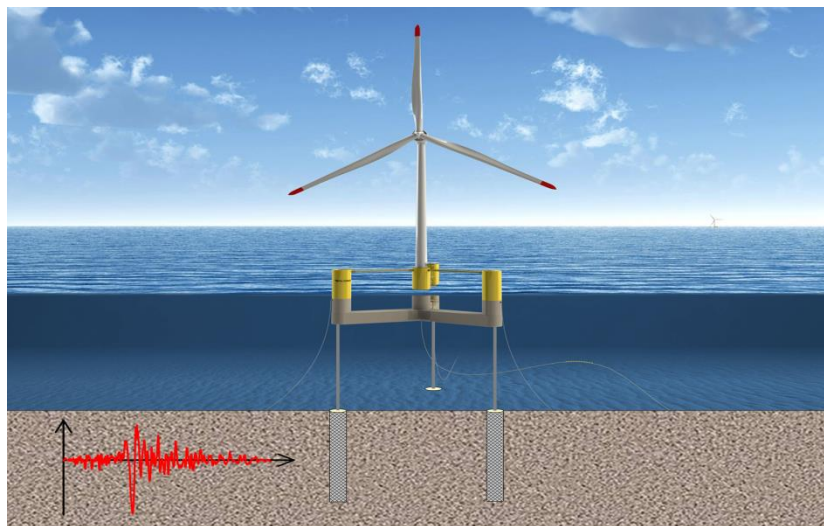
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

***Αριθμητική Προσομοίωση Αλληλεπίδρασης Πασσάλου-
Τένοντα-Πλωτήρα υπό Σεισμική Φόρτιση και
Ρευστοποίηση του Πυθμένα***

Γεώργιος Π. Χριστόπουλος

Επιβλέπων: Γεώργιος Δ. Μπουκοβάλας, Καθηγητής ΕΜΠ



DIPLOMA THESIS

***Numerical Simulation of the Pile-Tendon-Floater
Interaction under Seismic Loading and
Seabed Liquefaction***

Georgios P. Christopoulos

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

NOΕΜΒΡΙΟΣ/NOVEMBER 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 αυτού του ταξιδιού.

Πρωτίστως, ευχαριστώ τον επιβλέποντα καθηγητή κ. Γεώργιο Μπουκοβάλα αφενός για την εμπιστοσύνη που μου έδειξε δίνοντας μου την δυνατότητα να εκπονήσω την Διπλωματική μου Εργασία στον Τομέα Γεωτεχνικής του ΕΜΠ και αφετέρου για την διαρκή καθοδήγηση του και τον χρόνο που αφιέρωσε για να μοιραστεί την γνώση του και τον τρόπο σκέψης του. Εξίσου θα ήθελα να ευχαριστήσω και τον μεταδιδακτορικό ερευνητή Ιωάννη Τσίαπα για την συνεχή καθοδήγησή του, την ατέρμονη υπομονή του καθώς και για το γεγονός ότι ήταν πάντα διαθέσιμος και πρόθυμος να λύσει κάθε απορία και πρόβλημα που προέκυπτε. Επιπλέον, θα ήθελα να ευχαριστήσω και τον μεταδιδακτορικό ερευνητή Ιωάννη Χαλούλο, ο οποίος με τη γνώση και την εμπειρία του συνέβαλε καθοριστικά στην υλοποίηση της παρούσας Διπλωματικής Εργασίας.

Κλείνοντας, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους γονείς μου Παναγιώτη και Αγγελική για την αδιάκοπη στήριξή τους όλα αυτά τα χρόνια των σπουδών μου στο ΕΜΠ, καθώς και τους φίλους μου, εντός και εκτός ΕΜΠ, για την αμέριστη συμπαράστασή τους σε όλη αυτή την πορεία μου.

I. Αντικείμενο της Διπλωματικής Εργασίας

Το αντικείμενο της παρούσας Διπλωματικής Εργασίας είναι να μελετήσει τη σεισμική απόκριση πασσάλων αγκύρωσης πλωτών κατασκευών τύπου TLP (tension-leg-platform) υπό καθεστώς ρευστοποίησης μέσω πλήρως συζευγμένων τριδιάστατων μη-γραμμικών δυναμικών αριθμητικών αναλύσεων. Η έμφαση δόθηκε:

- i) Στην κατανόηση της αλληλεπίδρασης πλωτήρα - τένοντα - πασσάλου και των βασικών μηχανισμών που την διέπουν τη συσσώρευση της εξόλκευσης του πασσάλου και την απομείωση της Φέρουσας Ικανότητας (Φ.Ι.) του κατά την διάρκεια της σεισμικής διέγερσης καθώς και κατά το χρόνο που απαιτείται για την πλήρη εκτόνωση των υδατικών υπερπιέσεων λόγω της σεισμικής δόνησης.
- ii) Τον εντοπισμό των παραμέτρων (εδάφους, πασσάλου και πλωτήρα) που έχουν σημαντική επίδραση στα ανωτέρω φαινόμενα καθώς και την πιθανή έκταση της επίδρασης της ρευστοποίησης στην εν γένει συμπεριφορά της κατασκευής.

II. Βελτιστοποίηση Αριθμητικού Προσομοιώματος

Το πρώτο βήμα για την εξέταση των παραπάνω στόχων αποτέλεσε η βελτιστοποίηση του αριθμητικού προσομοιώματος (Κεφάλαιο 2) με στόχο τόσο την αύξηση της ακρίβειας των αποτελεσμάτων όσο και τη μείωση του υπολογιστικού κόστους. Αρχικά, εξετάστηκαν εναλλακτικές μορφές προσομοίωσης της διεπιφάνειας πασσάλου - εδάφους μέσω χρήσης των στοιχείων διεπιφάνειας (contact elements) που προσφέρει ο κώδικας Πεπερασμένων Διαφορών FLAC3D (Itasca 2017) που χρησιμοποιήθηκε για τις αριθμητικές αναλύσεις. Διαπιστώθηκε ότι η χρήση πολλαπλών στοιχείων διεπιφάνειας, ισάριθμα με τον αριθμό των ζωνών που εφάπτονται του πασσάλου σε κάθε στάθμη, οδηγεί στην καλύτερη σύγκριση μεταξύ των ορθών τάσεων που αναπτύσσονταν στη διεπιφάνεια και στο περιβάλλον έδαφος σε σχέση με τη χρήση ενός ενιαίου στοιχείου διεπιφάνειας. Παράλληλα, πραγματοποιήθηκε

παραμετρική διερεύνηση ως προς τη βέλτιστη τιμή της δυσκαμψίας του στοιχείου διεπιφάνειας. Τέλος, εξετάστηκε η επιρροή της μείωσης μεγέθους του καννάβου στην ακρίβεια των αποτελεσμάτων. Διαπιστώθηκε ότι η οποιαδήποτε μείωση του μεγέθους του καννάβου είχε μικρή επιρροή στην μείωση του υπολογιστικού φόρτου, ενώ επηρέαζε την ακρίβεια των αποτελεσμάτων και για το λόγο αυτό υιοθετήθηκε ο αρχικός κάνναβος.

III. Φέρουσα Ικανότητα Πασσάλου υπό Στατικές Συνθήκες Φόρτισης

Ο υπολογισμός της Φέρουσας Ικανότητας του εξεταζόμενου πασσάλου θεμελίωσης (μήκους 55m και διαμέτρου 2.5m εντός ρευστοποιήσιμης άμμου σχετικής πυκνότητας 50%) υπό στατικές συνθήκες φόρτισης (Κεφάλαιο 3) έγινε τόσο αναλυτικά, ακολουθώντας τις αναλυτικές μεθοδολογίες σχεδιασμού που προτείνουν οι Κανονισμοί (π.χ. API 2002), όσο και αριθμητικά μέσω μη-γραμμικών αριθμητικών αναλύσεων με τον κώδικα FLAC3D (Itasca 2017). Οι αριθμητικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για στραγγιζόμενες καθώς και για αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης. Παρατηρήθηκε αρχικά ότι οι συνθήκες φόρτισης δεν επηρεάζουν σημαντικά τη Φέρουσα Ικανότητα του πασσάλου, γεγονός που οφείλεται στη μικρή ανάπτυξη υπερπίεσεων πόρων κατά την αστράγγιστη φόρτιση, δεδομένου ότι οι επιβαλλόμενες παραμορφώσεις έως την αστοχία είναι μικρές.

Η αντίσταση τριβής του πασσάλου υπολογίστηκε αναλυτικά κατά API (2002), χρησιμοποιώντας όμως τις ενεργές ακτινικές τάσεις στα στοιχεία διεπιφάνειας περιμετρικά του πασσάλου, όπως προέκυψαν από τις αριθμητικές αναλύσεις. Η σύγκριση αριθμητικών και αναλυτικών προβλέψεων έδειξε πολύ καλή συμφωνία μεταξύ των αποτελεσμάτων, και ως εκ τούτου η παραπάνω αναλυτική μεθοδολογία υιοθετήθηκε σε όλες τις αριθμητικές αναλύσεις για τον υπολογισμό της Φ.Ι.

IV. Μηχανισμοί Σεισμικής Απόκρισης Πασσάλου-Τένοντα-Πλωτήρα

Προκειμένου να προσομοιωθεί αριθμητικά η σύζευξη Πασσάλου - Τένοντα - Πλωτήρα, εισάγεται στο προσομοίωμα ένα στοιχείο καλωδίου (cable) στην κορυφή του πασσάλου, το οποίο προσομοιώνει τον χαλύβδινο τένοντα αγκύρωσης και ένα δεύτερο στην κορυφή του προηγούμενου, που προσομοιώνει τον πλωτήρα.

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων, ο μηχανισμός αλληλεπίδρασης θεμελίωσης-τένοντα-πλωτήρα κατά την σεισμική δόνηση και την ρευστοποίηση του εδάφους συνοψίζεται ως ακολούθως:

- Η τιμή της Φέρουσας Ικανότητας (Φ.Ι.) αρχίζει να μειώνεται από την αρχή της σεισμικής δόνησης, λόγω ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων στο έδαφος δίπλα από τον πάσσαλο σε

- όλο το μήκος του. Ως εκ τούτου, κάποια χρονική στιγμή (χρονική στιγμή A), η τιμή της Φ.Ι. γίνεται μικρότερη από την τιμή της δύναμης προέντασης, γεγονός που οδηγεί σε αστοχία του πασσάλου (δηλ. συντελεστής ασφάλειας έναντι εξόλκευσης $FS < 1$).
- Η Φ.Ι. του πασσάλου συνεχίζει να μειώνεται μέχρι το τέλος της επιβαλλόμενης σεισμικής διέγερσης (χρονική στιγμή Β), όπου και παίρνει την ελάχιστη τιμή της. Στη συνέχεια, η Φ.Ι. του πασσάλου αυξάνει, λόγω σταδιακής αποτόνωσης των υπερπιέσεων πόρων, και μετά από κάποιο χρονικό διάστημα ο πάσσαλος ανακτά επαρκή αντοχή και ο συντελεστής ασφαλείας ξαναπαίρνει τιμή μεγαλύτερη της μονάδας (χρονική στιγμή Γ). Η Φ.Ι. συνεχίζει να αυξάνεται έως ότου αποτονωθούν πλήρως οι υπερπιέσεων πόρων και εν τέλει σταθεροποιείται στη μέγιστη τιμή της (χρονική στιγμή Δ).
 - Η μέγιστη τιμή της Φ.Ι. μετά την πλήρη αποτόνωση υπερπιέσεων πόρων είναι συστηματικά μεγαλύτερη από την αρχική. Η εν λόγω αύξηση αποδίδεται στην ανακατανομή των τάσεων στο έδαφος γύρω από τον πάσσαλο λόγω της σεισμικής διέγερσης και της ρευστοποίησης και πιο συγκεκριμένα στην αύξηση της ενεργού οριζόντιας τάσης που ασκείται στην διεπιφάνεια πασσάλου εδάφους.
 - Η ιστορία συσσώρευσης της εξόλκευσης του πασσάλου είναι σε πλήρη συμφωνία την προαναφερθείσα μεταβολή της Φ.Ι. του πασσάλου. Πιο συγκεκριμένα, έως την αστοχία του πασσάλου ($FS < 1$), η αναπτυσσόμενη εξόλκευση είναι πρακτικά μηδενική. Όσο ο πάσσαλος είναι σε αστοχία, δηλαδή όσο η Φ.Ι. είναι μικρότερη από τη δύναμη προέντασης, οι κατακόρυφες μετακινήσεις αυξάνονται σχεδόν γραμμικά με τον χρόνο (δηλαδή υπό σταθερή ταχύτητα εξόλκευσης). Η εξόλκευση του πασσάλου παίρνει τη μέγιστη τιμή της όταν ο πάσσαλος ανακτήσει ικανή αντοχή και η Φ.Ι. του ξαναγίνει ίση με τη δύναμη προέντασης. Στη συνέχεια, η τιμή της εξόλκευσης παραμένει πρακτικά σταθερή, ίση προς τη μέγιστη τιμή της, καθώς ο πάσσαλος έχει ανακτήσει επαρκή αντοχή και δεν βρίσκεται πλέον σε καθεστώς αστοχίας (δηλαδή $FS > 1$).
 - Εν γένει, το μεγαλύτερο μέρος της εξόλκευσης συμβαίνει μετά το τέλος της δόνησης και όχι κατά τη διάρκειά της. Για παράδειγμα, στη βασική ανάλυση (στατικός Συντελεστής Ασφάλειας έναντι εξόλκευσης: $FS = 2.0$, μέγιστη εδαφική επιτάχυνση: $a_{max} = 0.24g$, 15 κύκλοι φόρτισης, συντελεστής διαπερατότητας: $k = 6.6 \times 10^{-4}$ m/s, λόγος δυσκαμψιών τένοντα και πλωτήρα $I_k = 63.1$) η μετασεισμική εξόλκευση ήταν διπλάσια από την εξόλκευση κατά τη διάρκεια της δόνησης.
 - Κυρίαρχο αποτέλεσμα της εξόλκευσης του πασσάλου είναι η ανύψωση του πλωτήρα και όχι η μείωση του μήκους του τένοντα και της αντίστοιχης δύναμης προέντασης. Το

γεγονός αυτό οφείλεται στην μεγάλη διαφορά μεταξύ των δυσκαμψιών του τένοντα και του πλωτήρα. Συγκεκριμένα, η μείωση του μήκους του τένοντα αποτελεί περίπου το 2.5% της συνολικής εξόλκευσης και συνεπάγεται μείωση της αρχικής δύναμης προέντασης κατά περίπου 10% η οποία επιφέρει και σχεδόν ανάλογη μείωση του Συντελεστή Ευστάθειας του πλωτήρα.

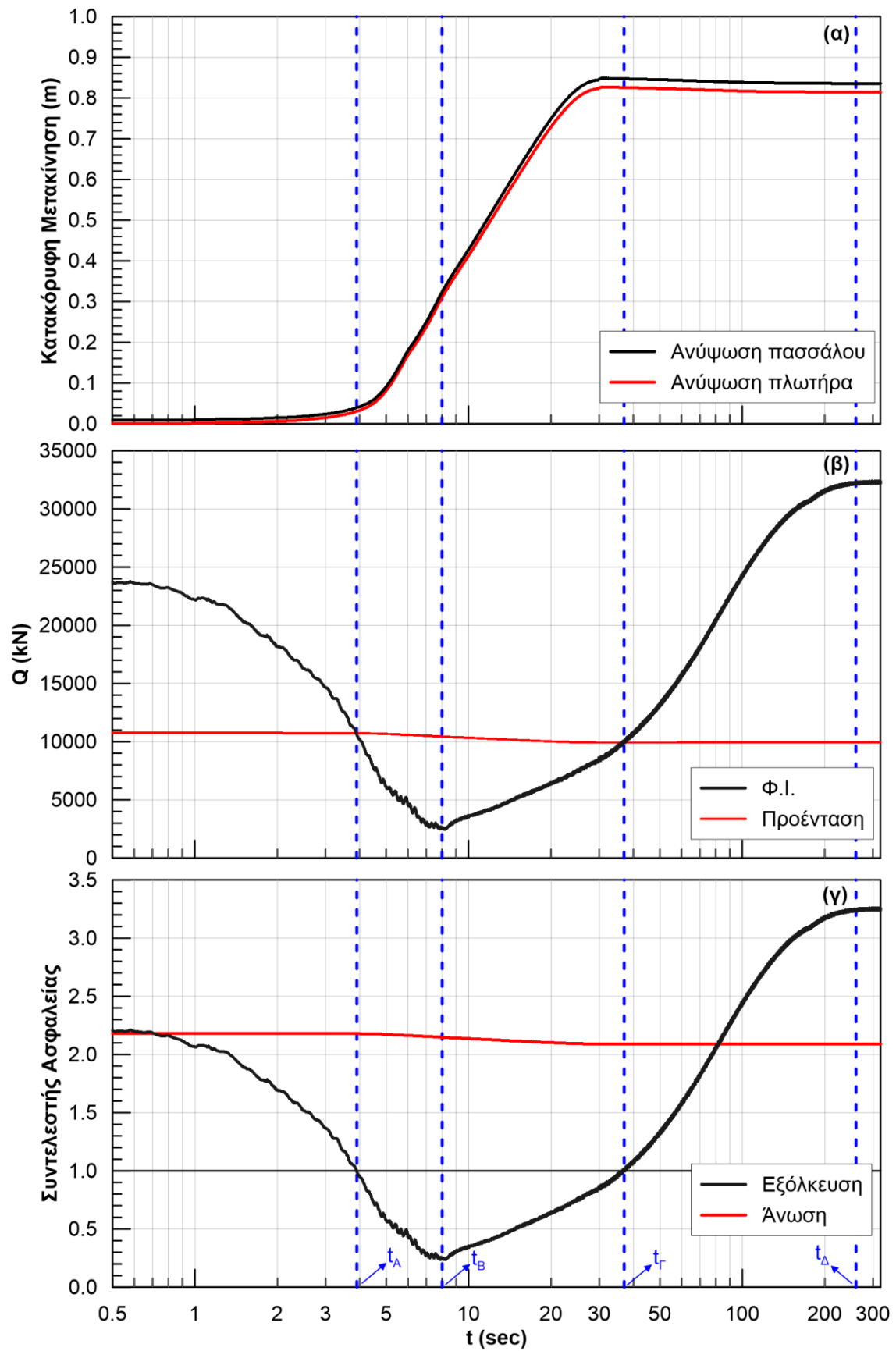
Στο **Σχήμα I** παρουσιάζονται ενδεικτικά οι χρονοϊστορίες (α) εξόλκευσης κεφαλής πασσάλου και ανύψωσης πλωτήρα, (β) φέρουσας ικανότητας πασσάλου (Φ.Ι.) και δύναμης προέντασης και (γ) συντελεστών ασφάλειας έναντι εξόλκευσης πασσάλου και άνωσης πλωτήρα για μια τυπική αριθμητική ανάλυση με $FS = 2.2$.

V. Παραμετρική Διερεύνηση Σεισμικής Απόκρισης Πασσάλου-Τένοντα-Πλωτήρα

Τέλος, πραγματοποιήθηκε μία σειρά από Παραμετρικές Αριθμητικές Αναλύσεις όπου διερευνήθηκε η επίδραση στην εξέλιξη του φαινομένου των χαρακτηριστικών της δόνησης (μέγιστη εδαφική επιτάχυνση, αριθμός κύκλων φόρτισης), της δύναμης προέντασης, της διαπερατότητας του εδάφους θεμελίωσης και του λόγου της δυσκαμψίας του τένοντα προς τη δυσκαμψία του πλωτήρα. Συγκεκριμένα, η παραμετρική διερεύνηση οδήγησε στα εξής συμπεράσματα:

- (α)** Η εξόλκευση του πασσάλου αυξάνεται όταν:
- Αυξάνεται η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση, ο αριθμός κύκλων φόρτισης ή ο λόγος δυσκαμψιών τένοντα και πλωτήρα.
 - Μειώνεται η διαπερατότητα του εδάφους ή ο Στατικός Συντελεστής Ασφαλείας έναντι εξόλκευσης.
- (β)** Η μείωση της δύναμης προέντασης και του συντελεστή ευστάθειας αυξάνεται όταν:
- Αυξάνεται η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση και ο αριθμός κύκλων φόρτισης
 - Μειώνεται ο λόγος δυσκαμψιών τένοντα και πλωτήρα, η διαπερατότητα του εδάφους ή ο Στατικός Συντελεστής Ασφαλείας έναντι εξόλκευσης
- (γ)** Η μέγιστη εξόλκευση που προέκυψε από τις παραμετρικές αναλύσεις ήταν 3.20m, δηλαδή της ίδιας τάξης μεγέθους με την διάμετρο του πασσάλου ($D = 2.50m$), και αντιστοιχεί στην ανάλυση με $k = 6.6 \times 10^{-5} \text{ m/s}$.
- (δ)** Η εξόλκευση του πασσάλου μεταφράζεται κατά περίπου 96-98% σε ανύψωση του πλωτήρα και κατά περίπου 2-4% σε μείωση του μήκους του χαλύβδινου τένοντα αγκύρωσης.

- (ε)** Η μέγιστη μείωση του μήκους του τένοντα ήταν $\Delta L = 5.8\text{cm}$, και οδήγησε σε μείωση της δύναμης προέντασης κατά 25.6%, για την ανάλυση με $k = 6.6 \times 10^{-5} \text{ m/s}$.
- (στ)** Η μείωση της $\Phi.I.$ κατά την διάρκεια της σεισμικής δόνησης επηρεάζεται από την τιμή της μέγιστης επιβαλλόμενης εδαφικής επιτάχυνσης ενώ η ανάκτηση της αντοχής του εδάφους επηρεάζεται κυρίως από την διαπερατότητα του εδάφους.
- (ζ)** Σε όλες τις αριθμητικές αναλύσεις, μετά την πλήρη αποτόνωση των υδατικών υπερπιέσεων, το έδαφος εμφάνισε υπεραντοχή της τάξης του 40%, σε σχέση με την αρχική.



Σχήμα Ι: Τυπικές χρονοϊστορίες (α) εξόλκευσης κεφαλής πασσάλου και ανύψωσης πλωτήρα, (β) Φ.Ι. πασσάλου και δύναμης προέντασης και (γ) συντελεστών ασφαλείας έναντι εξόλκευσης πασσάλου και άνωσης πλωτήρα.

I. Scope of Diploma Thesis

The scope of the present Diploma Thesis is to examine the seismic behavior of foundation piles of an offshore structure anchored to the seabed as a Tension Leg Platform (TLP) during soil liquefaction by contacting fully coupled, three-dimensional, nonlinear, dynamic numerical analyses. Emphasis was given on:

- i) Understanding the pile-tendon-floater interaction and the response mechanisms that govern the accumulation of vertical pile displacements (pullout) and the Tensile Capacity (T.C.) reduction of the pile during the seismic loading as well as until the complete dissipation of the excess pore pressures.
- ii) Identifying the soil, pile and floater parameters that have a significant effect on the above phenomena as well as the extent of the liquefaction effect on the seismic response of the floating structure.

II. Optimization of Numerical Model

The first step was the optimization of the numerical model (Chapter 2) aiming to increase the precision of the results as well as to decrease the computational cost. Initially, alternative ways of simulating the soil-pile interface were examined using the contact elements that are provided by the Finite Differences code FLAC3D (Itasca 2017), that was used for all the numerical analyses. It was found that using multiple interface elements, equal to the number of zones that are in contact with the pile at each elevation, leads to a better agreement between the normal stresses that develop at the interface and at the surrounding soil compared to the use of a single interface element around the pile. Furthermore, a parametric investigation was performed to find the optimal value of the interface element stiffness. Finally, the effect of the grid size reduction on the precision of the results was examined. It was found that any reduction on the model dimensions had small effect on the computation time of the numerical analysis and on

the same time it affected the precision of the results. For this reason, the original grid size was maintained.

III. Pile Tensile Capacity under Static Loading Conditions

The calculation of the Tensile Capacity of the examined anchor pile (of 52m Length and 2.5m Diameter founded in liquefiable sand of 50% relative density) under static loading (Chapter 3) was performed both analytically, following the design methodology proposed by Design Regulations (e.g. API 2002), and numerically with FLAC3D. The numerical analyses were performed for both drained and undrained loading conditions. It was observed that the loading conditions have no significant effect on the Tensile Capacity due to the limited development of excess pore pressures during undrained loading as the vertical displacements until failure were small.

The skin friction resistance was calculated analytically according to API (2002) but using the effective radial stresses of the interface elements around the pile, as calculated by the numerical analyses. The comparison of numerical and analytical methodologies showed very good agreement, and hence the above analytical methodology was used in all numerical analyses for the calculation of the Tensile Capacity.

IV. Seismic Response Mechanisms of Pile-Tendon-Floater

In order to numerically simulate the Pile - Tendon - Floater interaction, a cable element was added to the numerical model at the pile head, which simulates the steel tendon, and on top of it, a second one to simulate the floater.

According to the numerical analyses results, the Pile - Tendon - Floater interaction mechanism during seismic shaking and soil liquefaction can be summarized as follows:

- The Tensile Capacity (T.C.) starts decreasing from the beginning of the seismic shaking, due to the development of excess pore pressures in the surrounding soil along the whole pile length. As a result, at some point (moment A), the T.C. becomes lower than the pretension force which leads the pile to failure (safety factor against pullout $FS < 1$).
- The T.C. continues decreasing until the end of the imposed seismic shaking (moment B), where it gets its minimum value. Subsequently, the T.C. of the pile increases, due to the gradual dissipation of the excess pore pressures, and after some time the soil regains enough shear strength and the safety factor becomes again greater than unity (moment C). The T.C. continues increasing until the excess pore pressures have fully dissipated and finally it stabilizes at its maximum value (moment D).

- The maximum value of the T.C. after the excess pore pressures have been fully dissipated is consistently greater than the initial value. This increase is attributed to the redistribution of the soil stresses next to the pile, due to the seismic shaking and soil liquefaction, and more specifically to the increase of the effective horizontal stresses that develop at the pile - soil interface.
- The time-history of the pile pullout is in full agreement with the aforementioned time-history of the Tensile Capacity. More specifically, the value of the pile's pullout is practically zero until the pile reaches failure state (i.e. $FS < 1$). While the pile is in failure state, i.e. when the T.C. is lower than the pretension force, the vertical displacements increase almost linearly with time (i.e. with constant pullout velocity). The maximum pile pullout value is reached approximately when the soil regains enough shear strength and the safety factor again becomes greater than unity. Subsequently, the pullout value practically remains equal to its maximum value, as the pile has regained enough strength and no longer is in failure state (i.e. $FS > 1$).
- In general, the accumulation of pile displacement is greater after the end of shaking and not during shaking. For instance, in the baseline analysis (Static Safety Factor $FS = 2$, peak ground acceleration $a_{max} = 0.24g$, $N = 15$ cycles of seismic shaking, permeability coefficient $k = 6.6 \times 10^{-4}$ m/s and ratio of the stiffness of the tendon over the stiffness of the floater: $I_k = 63.1$) the post-seismic pullout was twice the pullout during shaking.
- The pile pullout leads primarily to the uplift of the floater and not to the reduction of the tendon's length and, hence to the pertinent pretension force reduction. This can be attributed to the big difference between the stiffness values of the tendon and the floater. More specifically, the reduction of the tendon's length is about 2.5% of the total pile pullout and consequently the reduction of the initial pretension force is about 10%, which results in a consequent reduction on the Stability Factor of the floater.

Figure I depicts the time-histories of (a) pile pullout and floater uplift, (b) pile tensile capacity and pretension force and (c) safety factors against pile pullout and floater buoyancy for a typical analysis with $FS = 2.2$.

V. Parametric Investigation of the Seismic Response of the Pile-Tendon-Floater System

Finally, a series of parametric numerical analyses was performed in order to study the effect of the seismic motions characteristics (peak ground acceleration, number of cycles), the pretension force, the permeability of the foundation soil and the tendon-floater stiffness ratio. In particular, the parametric investigation leads to the following findings:

- (a)** The pullout of the pile increases when:
 - The peak ground acceleration, the number of seismic shaking cycles or the tendon - floater stiffness ratio increase.
 - The permeability of the soil or the Static Safety Factor against pullout decrease.
- (b)** The reduction of the pretension force and of the Stability Factor increases when:
 - The peak ground acceleration or the number of seismic shaking cycles increase.
 - The tendon - floater stiffness ratio, the permeability of the soil or the Static Safety Factor against pullout decrease.
- (c)** The maximum pullout value that was developed on the parametric study was 3.20m, namely of the same order of magnitude as the pile diameter ($D = 2.50\text{m}$), and corresponds to the analysis with $k = 6.6 \times 10^{-5} \text{ m/s}$.
- (d)** The pile's pullout results in about 96-98% to floater uplift and in about only 2-4% to reduction on the length of the steel tendon
- (e)** The maximum reduction of the steel tendon's length was $\Delta L = 5.8\text{cm}$, and lead to the reduction of the pretension force by 25.6%, for the analysis with $k = 6.6 \times 10^{-5} \text{ m/s}$.
- (f)** The decrease of the pile's T.C. during the seismic shaking is affected by the peak ground acceleration, while the regain of the shear strength is affected mainly by the sand permeability.
- (g)** In all analyses, after the complete excess pore pressure dissipation, the tensile capacity was approximately 40% bigger than its initial value before shaking.

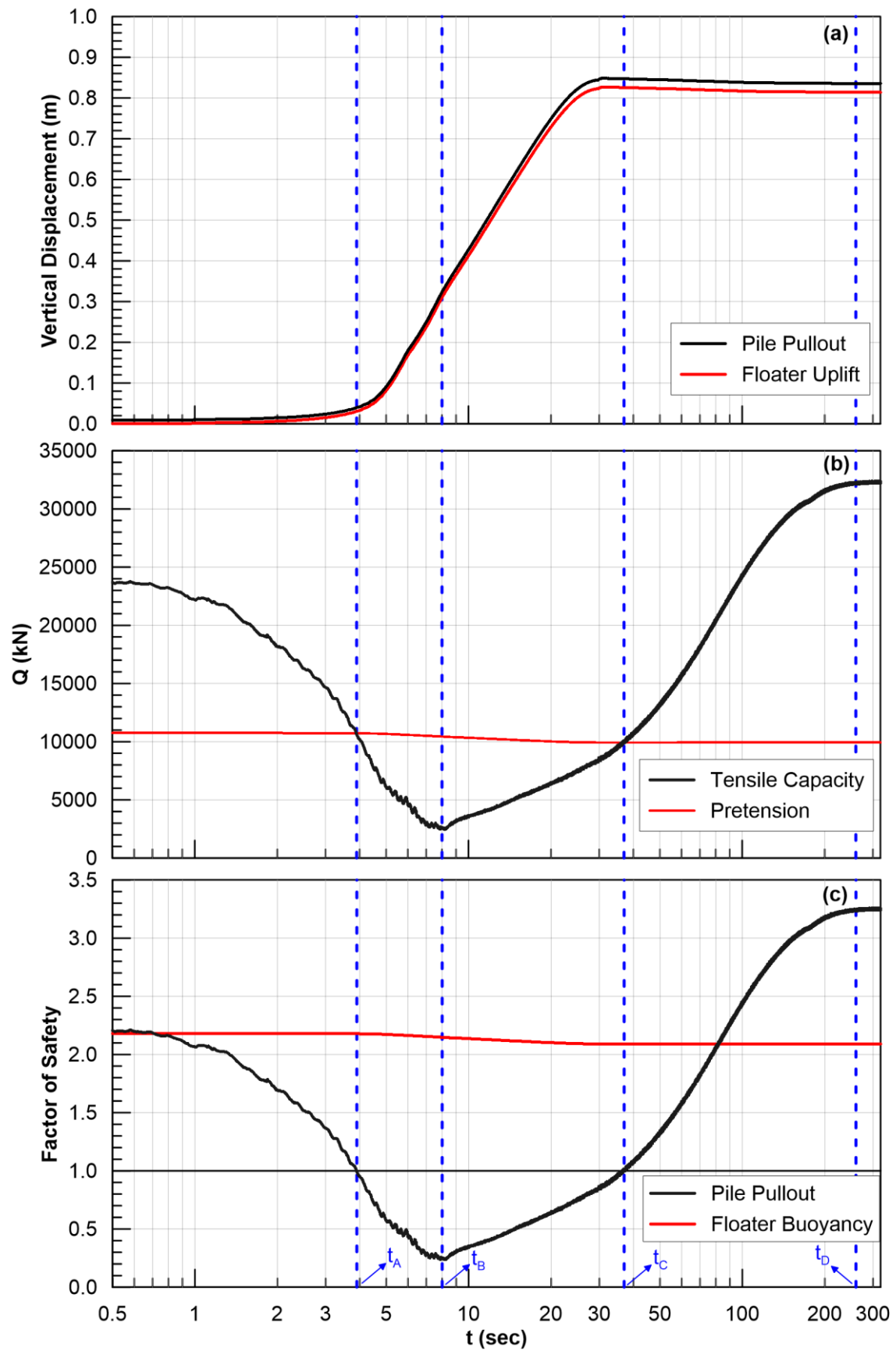


Figure I: Typical time-histories of the (a) pile pullout and floater uplift, (b) pile tensile capacity and pretension force and (c) safety factors against pile pullout and floater buoyancy

Περιεχόμενα

Ευχαριστίες.....	i
Εκτενής Περίληψη	iii
Extended Abstract	ix
1. Εισαγωγή.....	1
1.1 Περιγραφή Τεχνικού Προβλήματος.....	1
1.2 Προηγούμενη Έρευνα	3
1.3 Αντικείμενο Διπλωματικής Εργασίας.....	6
1.4 Δομή Διπλωματικής Εργασίας	7
2. Μεθοδολογία Αριθμητικών Αναλύσεων	9
2.1 Γενικά	9
2.2 Μεθοδολογία Αριθμητικής Ανάλυσης.....	9
2.2.1 Κώδικας Πεπερασμένων Διαφορών FLAC	9
2.2.2 Καταστατικό Προσομοίωμα NTUA-Sand	11
2.3 Αριθμητική Προσομοίωση	15
2.3.1 Προσομοίωμα Αριθμητικών Αναλύσεων.....	15
2.3.2 Στάδια Φόρτισης	19
2.4 Βελτιστοποίηση Αριθμητικής προσομοίωσης	20
2.4.1 Στοιχεία Διεπιφάνειας.....	20
2.4.2 Μέγεθος Καννάβου.....	28
2.5 Σύνοψη	31
3. Φέρουσα Ικανότητα Πασσάλου υπό Στατικές Συνθήκες Φόρτισης	33
3.1 Γενικά	33
3.2 Αναλυτικός Υπολογισμός Φέρουσας Ικανότητας	33

3.2.1	Μεθοδολογία σχεδιασμού API (2002).....	33
3.2.2	Εφαρμογή για τις αριθμητικές αναλύσεις.....	35
3.3	Αριθμητικός Υπολογισμός Φέρουσας Ικανότητας.....	37
3.3.1	Φόρτιση υπό στραγγιζόμενες συνθήκες.....	39
3.3.2	Φόρτιση υπό αστράγγιστες συνθήκες.....	41
3.4	Σύγκριση Αριθμητικών και Αναλυτικών Προβλέψεων.....	44
3.5	Σύνοψη.....	46
4.	Μηχανισμοί Σεισμικής Απόκρισης Πασσάλου - Τένοντα - Πλωτήρα.....	49
4.1	Γενικά.....	49
4.2	Αναλυτική Προσομοίωση Σύζευξης Πασσάλου - Τένοντα - Πλωτήρα.....	50
4.3	Δεδομένα και Παραδοχές της Αριθμητικής Προσομοίωσης.....	53
4.4	Απομείωση Φέρουσας Ικανότητας Πασσάλου.....	56
4.5	Εξόλκευση Κεφαλής Πασσάλου και Ανύψωση Πλωτήρα.....	66
4.6	Σύνοψη Μηχανισμών.....	69
5.	Παραμετρική Διερεύνηση Σεισμικής Απόκρισης Πασσάλου - Τένοντα - Πλωτήρα.....	73
5.1	Γενικά.....	73
5.2	Επίδραση Στατικού Συντελεστή Ασφάλειας έναντι Εξόλκευσης.....	74
5.3	Επίδραση Μέγιστης Επιβαλλόμενης Επιτάχυνσης.....	78
5.4	Επίδραση Αριθμού Κύκλων Φόρτισης.....	81
5.5	Επίδραση Διαπερατότητας.....	85
5.6	Επίδραση Σχετικής Δυσκαμψίας Πλωτήρα - Τένοντα.....	89
5.7	Σύνοψη.....	92
6.	Συμπεράσματα - Προτάσεις για Μελλοντική Έρευνα.....	93
6.1	Συμπεράσματα.....	93
6.2	Προτάσεις για Μελλοντική Έρευνα.....	96
	Βιβλιογραφία.....	97

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 επίσης 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. 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 σειсмоγενείς 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 της θεμελίωσης εγκατασταθούν σε αμμώδη πυθμένα, όπου η σεισμική δόνηση προκαλεί ανάπτυξη υπερπιέσεων 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 (π.χ. Αλκουνίδες, 1981; Αίγιο, 1995; Kobe, 1995; Adarazari, 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, θα πρέπει είτε 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 ενδεχομένως 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. Καγνία 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, λόγω της παρουσίας του πιο δύσκαμπτου (σε σχέση με το έδαφος) πασσάλου, της μεταβολής των

γεωστατικών τάσεων, της αύξησης της σχετικής πυκνότητας του εδάφους που προκαλεί η έμπηξη του πασσάλου, κλπ. Για παράδειγμα, πιλοτικές αριθμητικές αναλύσεις ρευστοποίησης που πραγματοποιήθηκαν για πασσάλους αγκύρωσης πλωτών ανεμογεννητριών στο Εργαστήριο Θεμελίωσης του ΕΜΠ, στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος “POSEIDON” (Bouckonas 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 αγκυριών.

1.2 Προηγούμενη Έρευνα

Από την υπάρχουσα διεθνή βιβλιογραφία, πλησιέστερα στο αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας βρίσκεται η Διπλωματική Εργασία των Βασιλείου & Βασιλόπουλου (2020) η οποία εκπονήθηκε στον Τομέα Γεωτεχνικής ΕΜΠ. Η εργασία τους επικεντρώθηκε στην παραμετρική διερεύνηση της σεισμικής απόκρισης πασσάλων θεμελίωσης πλωτών/αγκυρωμένων υπεράκτιων κατασκευών τύπου TLP (tension-leg platform) εγκατεστημένων σε ρευστοποιήσιμο έδαφος μέσω πλήρως συζευγμένων τρισδιάστατων μη-γραμμικών δυναμικών αριθμητικών αναλύσεων. Ο εξεταζόμενος πάσσαλος θεμελίωσης είχε διάμετρο 2.5m, μήκος 52m, ενώ η ρευστοποιήσιμη άμμος είχε σχετική πυκνότητα 50% και εκτεινόταν σε όλο το μήκος του πασσάλου. Ο εν λόγω πάσσαλος αντιστοιχεί στη θεμελίωση μιας πλωτής εξέδρας για την παραγωγή αιολικής ενέργειας και ενέργειας μέσω των κυματισμών, η θεμελίωση της οποίας διαστασιολογήθηκε από τους Bouckonas et al. (2015), στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος “POSEIDON”.

Η παραμετρική αριθμητική διερεύνηση που πραγματοποιήθηκε από τους Βασιλείου & Βασιλόπουλο (2020) εστίασε στην ποσοτική και ποιοτική επίδραση που έχουν τα χαρακτηριστικά της δόνησης (μέγιστη επιτάχυνση, αριθμός κύκλων φόρτισης και συχνότητα), της προέντασης και του εδάφους θεμελίωσης (σχετική πυκνότητα και διαπερατότητα) στην κατακόρυφη μετακίνηση (εξόλκευση) του πασσάλου στο τέλος της σεισμικής δόνησης. Οι παραπάνω αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για αρμονική επιβαλλόμενη διέγερση στη βάση του προσομοιώματος, ενώ πραγματοποιήθηκε και μικρός αριθμός αναλύσεων με πραγματικές σεισμικές διεγέρσεις. 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 όπως Cumulative Absolute Velocity (CAV), Arias Intensity (I_a), κλπ.

Στις περισσότερες από τις παραπάνω περιπτώσεις, η εξόλκευση του πασσάλου θεμελίωσης, λόγω της συνδυασμένης δράσης σεισμικής και εφελκυστικής φόρτισης στο τέλος της σεισμικής δόνησης ήταν περιορισμένη και συγκεκριμένα της τάξεως των 28 – 56 cm.

Οι Βασιλείου & Βασιλόπουλος (2020), παρατήρησαν ότι η επιβολή αρμονικής σεισμικής φόρτισης, επιφέρει γενικευμένη ρευστοποίηση στο έδαφος με αποτελέσματα την απώλεια της διατμητικής αντοχής μεταξύ εδάφους και θεμελίωσης και άρα της αντοχής του πασσάλου σε εφελκυσμό. Εξάιρεση αποτελούν δύο περιοχές που βρίσκονται περιμετρικά του πασσάλου, η μία κοντά στην κεφαλή ($z \approx 0 - 12\text{m}$) και η άλλη κοντά στην αιχμή του πασσάλου, όπου ο συντελεστής υπερπίεσεων πόρων r_u παρουσιάζει τιμές μικρότερες του $r_u = 0.70$. Εκτιμάται ότι οι παρατηρούμενη μείωση του r_u στις δύο αυτές περιοχές είναι το συνδυαστικό αποτέλεσμα διαστολικότητας του εδάφους λόγω αλληλεπίδρασης πασσάλου-εδάφους και της μερικής εκτόνωσης των υδατικών υπερπίεσεων λόγω σεισμού.

Όπως προαναφέρθηκε, λόγω του σταθερού εφελκυστικού φορτίου που επιβάλλεται στην κορυφή και της ρευστοποίησης του εδάφους, προέκυψαν αυξημένες κατακόρυφες μετακινήσεις, της τάξεως των 28 – 56 cm για τις περισσότερες από τις εξεταζόμενες περιπτώσεις. Εξάιρεση αποτέλεσαν οι αναλύσεις με μεγάλη σχετικά διαπερατότητα ($k=4.3 \times 10^{-3}$) όπου η εξόλκευση ξεπέρασε τα 2.2m στο τέλος της δόνησης. Παρατηρήθηκε επίσης, ότι η εξόλκευση του πασσάλου συνεχίζει να αυξάνει σημαντικά και μετά το τέλος της σεισμικής διέγερσης, δηλαδή κατά τη διάρκεια της εκτόνωσης των υδατικών υπερπίεσεων που ακολούθησε. Από περιορισμένες αναλύσεις που πραγματοποιήσαν βρέθηκε ότι η τελική εξόλκευση μπορεί να είναι υπερ-διπλάσια της εξόλκευσης στο τέλος της δόνησης. Η ανάπτυξη των μετασεισμικών εξολκύνσεων όμως δεν εξετάστηκε περαιτέρω στη διπλωματική των Βασιλείου & Βασιλόπουλου (2020).

Όπως ήταν αναμενόμενο, η εξόλκευση του πασσάλου αυξήθηκε όταν:

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

Αντίθετα, η επίδραση του συντελεστή διαπερατότητας εδάφους δεν ήταν μονοσήμαντη. Αρχικά, η εξόλκευση του πασσάλου λόγω ρευστοποίησης αυξήθηκε όσο αυξανόταν η τιμή του συντελεστή διαπερατότητας, αλλά ακολούθως μειώθηκε ραγδαία όταν αυτός ξεπέρασε μία κρίσιμη τιμή ($k= 4.3 \times 10^{-3} \text{m/s}$) η οποία αντιστοιχεί σε χονδρόκοκκες άμμους και χάλικες.

Παρατηρήθηκε επίσης ότι η επίδραση της έντασης της σεισμικής δόνησης μπορεί να εκφρασθεί μονοσήμαντα, τόσο για αρμονικές όσο και για πραγματικές σεισμικές διεγέρσεις, με χρήση «σύνθετων» δεικτών που λαμβάνουν υπόψη τόσο την επιβαλλόμενη επιτάχυνση/ταχύτητα όσο και την διάρκεια και το συχνοτικό περιεχόμενο της δόνησης. Από τους «σύνθετους» δείκτες που εξετάστηκαν στα πλαίσια της Διπλωματικής των Βασιλείου & Βασιλόπουλου (2020), ο πλέον αποτελεσματικός για την ενοποίηση των επιμέρους χαρακτηριστικών της δόνησης είναι ο δείκτης CAV (Cumulative Absolute Velocity).

Πέραν των ανωτέρω, οι Βασιλείου & Βασιλόπουλος (2020) αξιολόγησαν την 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. Βρέθηκε ότι το σύστημα πασσάλου-τένοντα-πλωτήρα μπορεί να προσομοιωθεί απλοποιητικά από ένα σύστημα δύο γραμμικών ελατηρίων εν σειρά: ένα για τον τένοντα και ένα άλλο για την αντίσταση σε βύθιση του πλωτήρα λόγω άνωσης. Παράλληλα, με βάση αυτό το θεωρητικό προσομοίωμα ανέπτυξαν μια αναλυτική σχέση για τον υπολογισμό της απώλειας προέντασης θεωρώντας ότι η εξόλκευση μεταφράζεται εξ ολοκλήρου σε μείωση του μήκους του τένοντα αγκύρωσης.

Για τις συνήθεις τιμές της εξόλκευσης που υπολογίστηκαν από τις αριθμητικές αναλύσεις ($\delta = 28\text{-}56\text{cm}$) η ευστάθεια της συγκεκριμένης πλωτής κατασκευής δεν τίθεται σε κίνδυνο, δεδομένου ότι, με βάση την παραπάνω θεωρητική προσομοίωση για να υπάρξει απομείωση του συντελεστή ευστάθειας σε τιμή μικρότερη από 1.5 απαιτείται εξόλκευση μεγαλύτερη από 6m περίπου. Για την περίπτωση της μέγιστης εξόλκευσης ($\delta = 2.25\text{m}$), η επίδραση στην ευστάθεια του πλωτήρα αυξάνεται σημαντικά, λόγω της μεγαλύτερης μείωσης της προέντασης και του συντελεστή ασφάλειας έναντι άνωσης του πλωτήρα.

Τέλος, για να φανεί η σημασία της αλληλεπίδρασης πλωτήρα - τένοντα - πασσάλου, οι Βασιλείου & Βασιλόπουλος (2020) εφάρμοσαν μια επαναληπτική διαδικασία, κατά την οποία υπολόγιζαν αναλυτικά την απώλεια της προέντασης λόγω της εξόλκευσης που προέκυπτε από την εξόλκευση του πασσάλου και επαναλάμβαναν την αριθμητική ανάλυση με την απομειωμένη δύναμη προέντασης για να υπολογίσουν εκ νέου την τιμή της εξόλκευσης. Η επαναληπτική διαδικασία συνεχίστηκε έως ότου τα αποτελέσματα συγκλίνουν. Παρατήρησαν ότι σε περιπτώσεις μικρής εξόλκευσης ($\delta \approx 0.3\text{m}$) η επίδραση ήταν πολύ μικρή (περίπου 3% μείωση της εξόλκευσης), ενώ σε περιπτώσεις μεγάλης εξόλκευσης ($\delta > 2.2\text{m}$), η επαναληπτική διαδικασία οδήγησε περίπου 45% μικρότερη εξόλκευση.

1.3 Αντικείμενο Διπλωματικής Εργασίας

Από τη Διπλωματική Εργασία των Βασιλείου & Βασιλόπουλου (2020), που περιγράφηκε συνοπτικά παραπάνω, προκύπτουν ορισμένα αξιοσημείωτα αποτελέσματα που χρήζουν περαιτέρω διερεύνησης:

- i) Οι μετακινήσεις της κεφαλής του πασσάλου συνεχίζουν για αρκετό χρονικό διάστημα μετά το τέλος της δόνησης και μάλιστα είναι αρκετά σημαντικές για μικρές τιμές της διαπερατότητας του εδάφους, όπου η στράγγιση απαιτεί μεγάλο χρονικό διάστημα. Παρ' όλ' αυτά, ο μηχανισμός συσσώρευσης μετασεισμικών εξολκεύσεων δεν έχει διερευνηθεί και δεν έχει κατανοηθεί.
- ii) 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. Η επίδραση της ρευστοποίησης στην απομείωση της φέρουσας ικανότητας του πασσάλου σε εφελκυσμό δεν εξετάστηκε στα πλαίσια της Διπλωματικής Εργασίας των Βασιλείου & Βασιλόπουλου (2020). Μάλιστα, προκαταρκτικές αναλύσεις των Βασιλείου & Βασιλόπουλου (2020) έδειξαν ότι με την δική τους προσομοίωση η απομειωμένη αντοχή του πασσάλου σε εφελκυσμό είναι μεγαλύτερη από την αντοχή προ ρευστοποίησης, αποτέλεσμα το οποίο δεν είναι λογικό, αλλά ούτε και συμβατό με τις υπερπιέσεις πόρων που αναπτύσσονται γύρω από τον πάσσαλο στο τέλος της δόνησης.
- iii) Οι Βασιλείου & Βασιλόπουλος (2020) ανέδειξαν τη σημασία της αλληλεπίδρασης του πλωτήρα με τον τένοντα και τους πασσάλους αγκύρωσης με επάλληλες αναλύσεις όπου η σταθερή δύναμη αγκύρωσης απομειωνόταν μετά από κάθε ανάλυση για να λάβει υπόψη τη μείωση της δύναμης προέντασης ανάλογα με την εξόλκευση της κεφαλής του προηγούμενου βήματος. Ωστόσο δεν προχώρησαν στην συζευγμένη αριθμητική εφαρμογή του εν λόγω θεωρητικού προσομοιώματος.

Στόχος της παρούσας Διπλωματικής Εργασίας είναι να διερευνήσει τα παραπάνω πρακτικά ερωτήματα, τα οποία αναδείχθηκαν στη Διπλωματική Εργασία των Βασιλείου & Βασιλόπουλου (2020) αλλά δεν εξετάστηκαν εκτενώς. Πιο συγκεκριμένα, η παρούσα Διπλωματική Εργασία θα αναλύσει αριθμητικά την ίδια θεμελίωση της πλωτής εξέδρας Poseidon αλλά θα επικεντρωθεί στα παρακάτω ζητήματα:

- α) Στην αριθμητική προσομοίωση της αλληλεπίδρασης πλωτήρα - τένοντα - πασσάλου και στην κατανόηση των βασικών μηχανισμών που διέπουν την συσσώρευση της εξόλκευσης του πασσάλου και την απομείωση της Φέρουσας Ικανότητάς (Φ.Ι.) του τόσο κατά την διάρκεια της σεισμικής διέγερσης όσο και κατά το χρόνο που απαιτείται για την πλήρη αποτόνωση των υδατικών υπερπιέσεων λόγω της σεισμικής δόνησης.
- β) Στον εντοπισμό των παραμέτρων (εδάφους, πασσάλου, πλωτήρα) που έχουν σημαντική επίδραση στα ανωτέρω φαινόμενα καθώς και την πιθανή έκταση της επίδρασης της ρευστοποίησης στην εν γένει συμπεριφορά της κατασκευής.

Σημειώνεται ότι το απαραίτητο βήμα για τη διερεύνηση των παραπάνω φαινομένων είναι η βελτιστοποίηση της αριθμητικής προσομοίωσης, ώστε να επιλυθούν τα ζητήματα περιγράφηκαν προηγουμένως και να μειωθεί το υπολογιστικό κόστος.

1.4 Δομή Διπλωματικής Εργασίας

Συνοπτικά, τα περιεχόμενα της Διπλωματικής Εργασίας έχουν ως εξής :

Στο **Κεφάλαιο 2** παρουσιάζεται η μεθοδολογία των τριδιάστατων μη-γραμμικών αριθμητικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στην παρούσα Διπλωματική Εργασία.

Στο **Κεφάλαιο 3** αποτιμάται η φέρουσα ικανότητα του πασσάλου θεμελίωσης σε συνθήκες στατικής φόρτισης μέσω αριθμητικών και αναλυτικών μεθοδολογιών.

Στο **Κεφάλαιο 4** παρουσιάζονται ο μηχανισμός της σεισμικής απόκρισης του πασσάλου και της αλληλεπίδρασης του συστήματος πασσάλου-τένοντα-πλωτήρα τόσο κατά τη διάρκεια της σεισμικής δόνησης όσο και έως την πλήρη αποτόνωση των υπερπιέσεων πόρων για μια τυπική αριθμητική ανάλυση.

Στο **Κεφάλαιο 5** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν για διαφορετικές τιμές των βασικών παραμέτρων σχεδιασμού. Σ

Στο **Κεφάλαιο 6** παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα τελικά συμπεράσματα που προέκυψαν από την παρούσα Διπλωματική Εργασία και γίνονται προτάσεις για μελλοντική έρευνα.

Κεφάλαιο 2

Μεθοδολογία Αριθμητικών Αναλύσεων

2.1 Γενικά

Σε αυτό το κεφάλαιο παρουσιάζεται 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 προενταμένους τένοντες (tension leg platform – TLP), υπό καθεστώς ρευστοποίησης λόγω σεισμού. Αρχικά περιγράφεται ο Κώδικας Πεπερασμένων Διαφορών FLAC (Itasca 2017) με τον οποίο θα πραγματοποιηθούν οι αριθμητικές αναλύσεις καθώς και το καταστατικό προσομοίωμα NTUA-Sand το οποίο χρησιμοποιείται για την προσομοίωση της σεισμικής απόκρισης της άμμου. Ακολουθεί αναλυτική περιγραφή του προσομοιώματος του πασσάλου καθώς και των σταδίων φόρτισης που θα υποβληθεί το εν λόγω προσομοίωμα. Τέλος, παρουσιάζονται τα στάδια βελτιστοποίησης της αριθμητικής ανάλυσης.

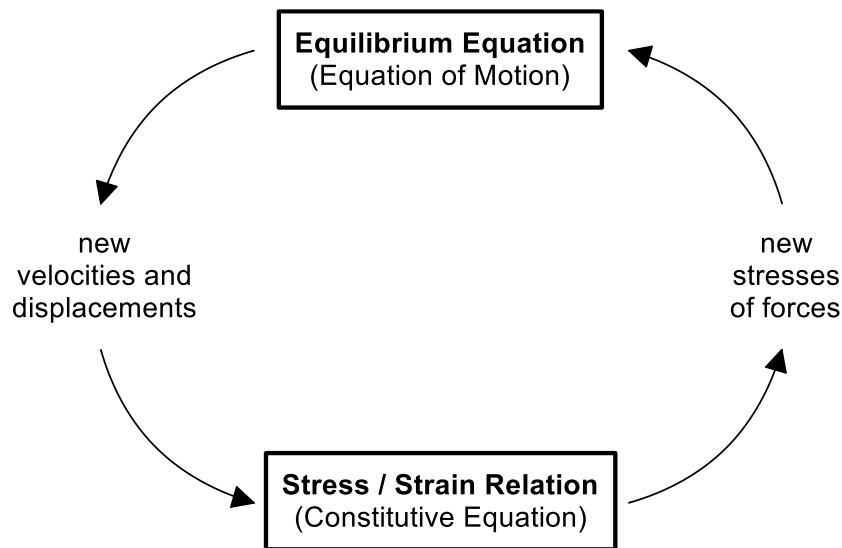
2.2 Μεθοδολογία Αριθμητικής Ανάλυσης

2.2.1 Κώδικας Πεπερασμένων Διαφορών FLAC

Το λογισμικό FLAC 3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua) είναι ένα πρόγραμμα Πεπερασμένων Διαφορών (Finite Element Difference Method) μη-πεπλεγμένης μορφής, με εφαρμογή σε υπολογιστικά προβλήματα γεωτεχνικής φύσης (Itasca 2017). 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 2.1**. 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 ΣF 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 2.1: Μη πεπλεγμένη διαδικασία υπολογισμού που χρησιμοποιείται στον κώδικα FLAC (Itasca 2017)

Η ειδοποιός διαφορά της μη-πεπλεγμένης μεθόδου που χρησιμοποιείται στον 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 (Δt_{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 μόντωση 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.

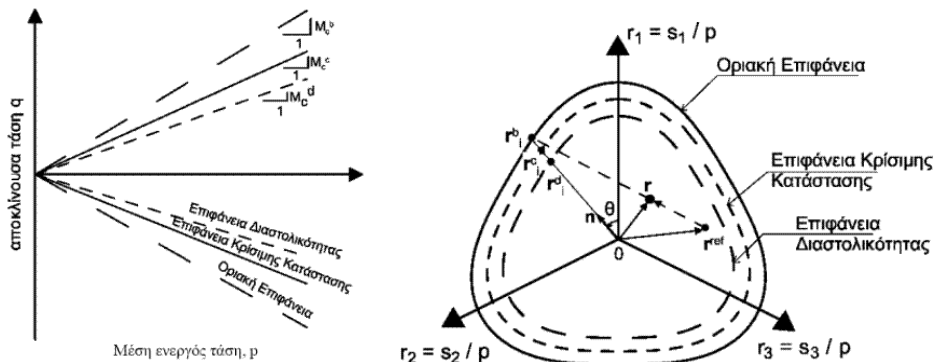
2.2.2 Καταστατικό Προσομοίωμα NTUA-Sand

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 and 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 2.2** φαίνονται οι μορφές των επιφανειών του προσομοιώματος για τριαξονική εντατική κατάσταση καθώς και οι προβολές των επιφανειών στο επίπεδο π (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 2.2: Επιφάνειες του προσομοιώματος NTUA-Sand στο χώρο p-q και η προβολή τους στο επίπεδο π (Andrianopoulos et al. 2010).

Ο Πίνακας 2.1 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.

Πίνακας 2.1: Εξισώσεις καταστατικού προσομοιώματος NTUA-Sand.

Περιγραφή	Εξίσωση	Σταθερές
Κλίση της Οριακής Επιφάνειας για τριαξονική θλίψη (TC)	$M_c^b = M_c^c + k_c^b \langle -\psi \rangle$ (2.1)	M_c^c, k_c^b
Κλίση της Επιφάνειας Διαστολικότητας για TC	$M_c^d = M_c^c + k_c^d \psi$ (2.2)	k_c^d
Γραμμή Κρίσιμης Κατάστασης	$\psi = e - e_{cs} = e - \Gamma_{cs} + \lambda \ln(p)$ (2.3)	Γ_{cs}, λ
Γενίκευση των επιφανειών στον χώρο των τάσεων	$M_{\theta}^{c,b,d} = g(\theta, c^c) M_c^{c,b,d}$ (2.4)	$c = M_e^c / M_c^c$
Σχήμα των επιφανειών του προσομοιώματος στο επίπεδο π	$g(\theta, c) = \frac{4c}{(1+c) - (1-c)\cos(3\theta)} - \left[\frac{(1+c) - (1-c)\cos(3\theta)}{2} \right]$ (2.5)	
Γωνία Lode θ	$\cos(3\theta) = (3/2)\sqrt{3}(r_{ij}r_{ij}r_{ij}) / (0.5r_{ij}r_{ij})^{3/2}$ (2.6)	
Μοναδιαίο διάνυσμα για τη διεύθυνση φόρτισης	$n_{ij} = r_{ij}^{IP} / \sqrt{r_{kl}^{IP} r_{kl}^{IP}}$ (2.7)	
Συζυγές σημείο στις επιφάνειες του προσομοιώματος	$r_{ij}^{IP,c,b,d} = \sqrt{2/3} M_{\theta}^{c,b,d} n_{ij}$ (2.8)	
Απόσταση συζυγούς σημείου από την τρέχουσα κατάσταση	$d^{c,b,d} = (r_{ij}^{IP,c,b,d} - r_{ij}) n_{ij}$ (2.9)	
Απόσταση αναφοράς	$d_{ref}^{b,d} = \sqrt{2/3} (M_{\theta}^{b,d} + M_{\theta+\pi}^{b,d})$ (2.10)	
Αρχικό μέτρο διάτμησης	$G_{max} = B p_a \sqrt{p/p_a} / (0.3 + 0.7e)$ (2.11)	B
Εφαπτομενικό μέτρο διάτμησης	$G_t = G_{max} / T$ (2.12)	a_1, γ_1
	$T = 1 + \left(\frac{1}{a_1} - 1 \right) \left(\frac{\sqrt{0.5(r_{ij} - r_{ij}^{ref})(r_{ij} - r_{ij}^{ref})}}{a_1 (G_{max}^{LR} / p^{LR}) \gamma_1} \right)$ (2.13)	
Εφαπτομενικό μέτρο ισότροπης συμπίεσης	$K_t = (2/3) G_t (1 + \nu) / (1 - 2\nu)$ (2.14)	ν
Επαύξηση "ελαστικών" παραμορφώσεων	$\dot{\epsilon}_{ij}^e = \dot{\epsilon}_{ij}^e + (\dot{\epsilon}_{vol}^e / 3) \delta_{ij} = (\dot{s}_{ij} / 2G_t) + (\dot{p} / K_t) \delta_{ij}$ (2.15)	
Επαύξηση πλαστικών παραμορφώσεων	$\dot{\epsilon}_{ij}^p = \dot{\epsilon}_{ij}^p + (\dot{\epsilon}_{vol}^p / 3) \delta_{ij} = \langle \Lambda \rangle R_{ij}$ (2.16)	
Διεύθυνση φόρτισης	$L_{ij} = n_{ij} - (V/3) \delta_{ij} = n_{ij} - (n_{kl} r_{kl} / 3) \delta_{ij}$ (2.17)	
Διεύθυνση επαυξητικής πλαστικής παραμόρφωσης	$R_{ij} = n_{ij} + (D/3) \delta_{ij}$ (2.18)	
Επαύξηση της ενεργού τάσης	$\dot{\sigma}_{ij} = 2G_t \dot{\epsilon}_{ij} + K_t \dot{\epsilon}_{vol} \delta_{ij} - \langle \Lambda \rangle (2G_t n_{ij} + K_t D \delta_{ij})$ (2.19)	
Δείκτης φόρτισης	$\Lambda = \frac{2G_t n_{ij} \dot{\epsilon}_{ij} - V K_t \dot{\epsilon}_{vol}}{K_p + 2G_t - V K_t D}$ (2.20)	
Συντελεστής διαστολικότητας	$D = A_o d^d \left(2 - \sqrt{\langle d^d \rangle} / d_{ref}^d \right)$ (2.21)	A_o
Πλαστικό μέτρο κράτυνσης	$K_p = \phi h_b h_f d^b$ (2.22)	
Εξίσωση νόμου παρεμβολής	$h_b = h_o d^b ^3 / \langle d_{ref}^b - d^b \rangle$ (2.23)	h_o
Επίδραση της αλλαγής της δομής	$h_f = \left(1 + \langle f_p \rangle^2 \right) / \left(1 + \langle f_{ij} n_{ij} \rangle \right)$ (2.24)	N_o
	$\dot{f}_p = N \dot{\epsilon}_{vol}^p$ (2.25)	
	$\dot{f}_{ij} = -N \langle -\dot{\epsilon}_{vol}^p \rangle \left[\left(4 \max f_p ^2 \right) n_{ij} + f_{ij} \right]$ (2.26)	
	$N = N_o (\sigma_{1,o} / p_a) \langle -\psi_o \rangle$ (2.27)	

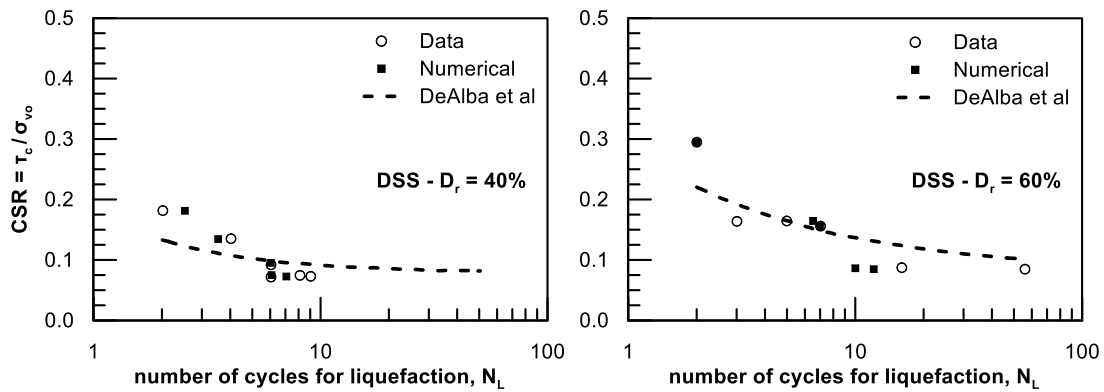
Η βαθμονόμηση του προσομοιώματος έχει πραγματοποιηθεί από τους Andrianopoulos et al. (2010), για άμμο τύπου Nevada. Για τον σκοπό αυτό χρησιμοποιήθηκαν τα πειραματικά αποτελέσματα του ερευνητικού προγράμματος VELACS (Arulmoli et al. 1992), και συγκεκριμένα: δοκιμές συντονισμού στήλης εδάφους με $p_o' = 40 - 320$ 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. Ο Πίνακας 2.2 συνοψίζει τις τιμές των παραμέτρων μαζί με μια επιγραμματική περιγραφή της φυσικής τους σημασίας.

Πίνακας 2.2: 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
Γ_{cs}	Δείκτης πόρων στην Κρίσιμη Κατάσταση για $p=1$ kPa	0.910
λ	Κλίση της γραμμής Κρίσιμης Κατάστασης στο επίπεδο $[e-\ln p]$	0.022
B	Σταθερά του ελαστικού μέτρου διάτμησης	600*
ν	Λόγος Poisson	0.33
k_c^b	Επίδραση του ψ στην κλίση της Οριακής Επιφάνειας για TC	1.45
k_c^d	Επίδραση του ψ στην κλίση της Επιφάνειας Διαστολικότητας για TC	0.30
γ_1	Χαρακτηριστική διατμητική παραμόρφωση	0.025%
α_1	Ρυθμός απομείωσης του ελαστικού μέτρου διάτμησης	0.6*
A_o	Σταθερά του συντελεστή διαστολικότητας	0.8
N_o	Σταθερά της επίδρασης της αλλαγής της δομής	40000
h_o	Σταθερά του πλαστικού μέτρου κράτυνσης	15000

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

Τέλος, στις καμπύλες ρευστοποίησης του Σχήματος 2.3, 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.



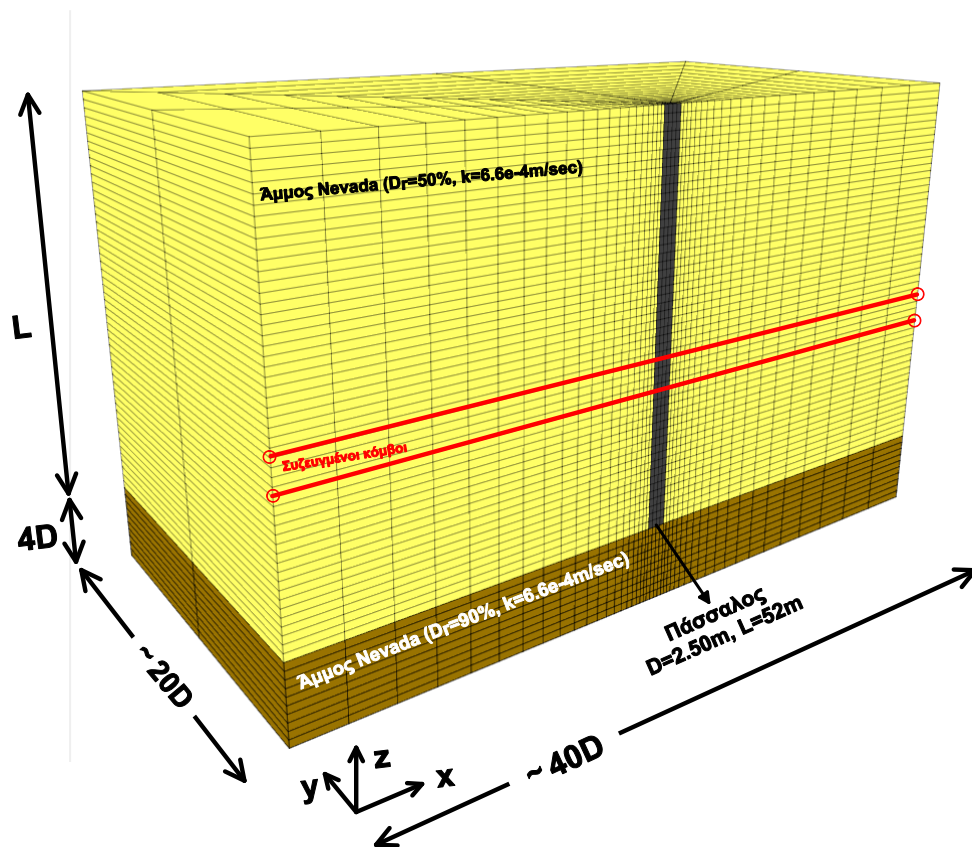
Σχήμα 2.3: Σύγκριση καμπυλών ρευστοποίησης αριθμητικής προσομοίωσης (Numerical) του καταστατικού προσομοιώματος NTUA-Sand με τα ακριβή πειραματικά δεδομένα (Data) των Arulmoli et al. (1992) για $\sigma'_{v0} = 160$ kPa και $D_r = 40$ και 60% .

2.3 Αριθμητική Προσομοίωση

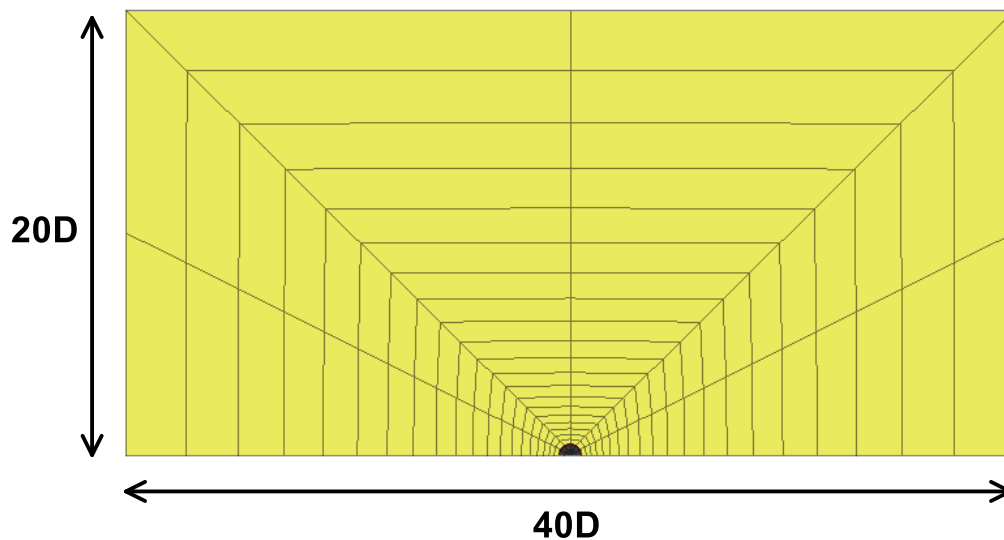
2.3.1 Προσομοίωμα Αριθμητικών Αναλύσεων

Όπως προαναφέρθηκε, όλες οι αριθμητικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στην παρούσα Διπλωματική Εργασία για την απόκριση του πασσάλου θεμελίωσης σε συνθήκες ρευστοποίησης ήταν τριδιάστατες και πραγματοποιήθηκαν στον κώδικα Πεπερασμένων Διαφορών FLAC3D v6 (Itasca 2017). Η απόκριση της ρευστοποιήσιμης άμμου προσομοιώθηκε με το εξειδικευμένο καταστατικό προσομοίωμα NTUA-Sand (Andrianoopoulos et al. 2010; Karamitros 2010), το οποίο αναπτύχθηκε στο Εργαστήριο Θεμελιώσεων ΕΜΠ και βασίζεται στη θεωρία Κρίσιμης Κατάστασης και Πλαστικότητας.

Στο **Σχήμα 2.4** παρουσιάζεται ο κάρναβος πεπερασμένων διαφορών που χρησιμοποιείται. Ο πάσσαλος έχει μήκος $L = 52$ m και διάμετρο $D = 2.5$ 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 από την αιχμή του πασσάλου τοποθετείται μία επιπλέον πυκνή στρώση άμμου, σχετικής πυκνότητας $D_r = 90\%$ και πάχους $z = 4D = 10$ m. Επιπλέον, για την αποφυγή σημαντικής επίδρασης των συνόρων κατά τους οριζόντιους άξονες x και y , τα σύνορα ορίζονται σε απόσταση $20D$ από τον άξονα 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 $40D = 100$ m και πλάτος $20D = 50$ m. Τέλος, στο **Σχήμα 2.5** 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 2.4: Τριάστατη απεικόνιση του καννάβου Πεπερασμένων Διαφορών για τη βασική αριθμητική ανάλυση.



Σχήμα 2.5: Κάτοψη του καννάβου Πεπερασμένων Διαφορών (Επίπεδο x-y).

Δεδομένου ότι 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 και το βάρος του πασσάλου, αφού η εφελκυστική δράση στην κορυφή είναι

δυνατό να προκαλέσει αποκόλληση της αιχμής του πασσάλου από το φέρον εδαφικό στρώμα. Για την ρεαλιστική προσομοίωση της πλευρικής τριβής προστέθηκαν περιμετρικά του πασσάλου καθώς και στη βάση του στοιχεία διεπιφάνειας. Πιο συγκεκριμένα, ως προς τους κόμβους των περιμετρικών στοιχείων διεπιφάνειας, η εφελκυστική αντοχή λαμβάνεται ίση με μηδέν λόγω της παρουσίας της μη συνεκτικής άμμου και η διατμητική αντοχή τους υπολογίζεται σε όρους διατμητικής δύναμης από τη ακόλουθη σχέση:

$$F_{s,max} = c \cdot A + \tan \delta \cdot (F_n - p \cdot A) \quad (2.28)$$

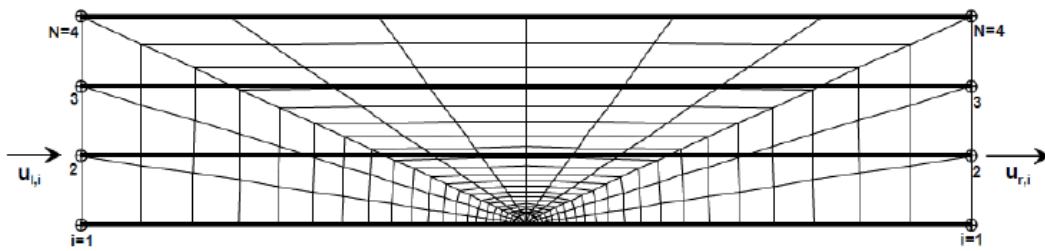
Όπου F_n είναι η ορθή δύναμη, p είναι η πίεση πόρων και A είναι το εμβαδόν της περιοχής των στοιχείων διεπιφάνειας που αντιπροσωπεύονται από τον συγκεκριμένο κόμβο. Η συνοχή c είναι μηδενική και η γωνία τριβής λαμβάνεται ίση με 25° . Από την άλλη, στα στοιχεία διεπιφάνειας της βάσης τόσο η διατμητική όσο και η εφελκυστική αντοχή τίθενται ίσες με μηδέν. Σημειώνεται ότι, οι δυσκαμψίες των διεπιφανειών λαμβάνουν τιμή ίση με 10^8 kPa/m, 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. Επιπλέον, δεν επιτρέπεται η ροή νερού διαμέσου των διεπιφανειών.

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 κόμβους 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 2.6**, στο οποίο απεικονίζεται μια τυπική οριζόντια τομή του καννάβου. Πιο συγκεκριμένα, στην αρχή του υπολογιστικού βήματος, οι ταχύτητες $u_{l,i}$ 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 αυτής 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 :

$$u_{av} = \frac{\sum (u_{l,i} + u_{r,i})}{2 \cdot N} \quad (2.29)$$

Όπου $2N$ είναι ο αριθμός των σημείων κατά πλάτος στα οποία επιβάλλεται η κοινή ταχύτητα u_{av} (π.χ. για το **Σχήμα 2.6**, $2N = 8$). 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 2.6: Τυπική τομή που απεικονίζει τη λειτουργία της συνάρτησης των tied-nodes.

Για την απόκριση της άμμου χρησιμοποιήθηκε το καταστατικό προσομοίωμα NTUA-Sand όπως περιγράφεται στην υποπαράγραφο 2.2.2. Διευκρινίζεται ότι, λόγω της χρήσης της παραμέτρου ψ στο εν λόγω προσομοίωμα, 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 ενιαία τιμή του συντελεστή διαπερατότητας, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται στράγγιση των υπερπείσεων που δημιουργεί ο σεισμός προς την ελεύθερη επιφάνεια αλλά και προς την στρώση άμμου της βάσης. Για πολύ χαμηλά επίπεδα παραμόρφωσης θεωρήθηκε λόγος κρίσιμης απόσβεσης 2% και για τις δύο στρώσεις άμμου. Για μεγαλύτερες παραμορφώσεις του εδάφους, η υστερητική απόσβεση υπολογίζεται απευθείας μέσω του καταστατικού προσομοιώματος που χρησιμοποιείται στις αναλύσεις.

Ο πάσσαλος θεμελίωσης προσομοιώνεται ως συνεχής ελαστικός κύλινδρος κλειστής διατομής, ενώ στην πραγματικότητα πρόκειται περί ανοιχτής κοίλης διατομής. Προκειμένου να αποδώσει την ίδια εφελκυστική δυσκαμψία (EA/L) με τον πραγματικό, απαιτείται τροποποίηση του μέτρου ελαστικότητας του πασσάλου που εισάγεται στον κώδικα. Έτσι, αντί για το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα $E=210\text{GPa}$, θεωρείται στον πάσσαλο του προσομοιώματος $E=10.4\text{GPa}$. Στο ελαστικό αυτό υλικό ορίζεται πυκνότητα $\rho = 2 \text{ Mgr/m}^3$, επομένως υπολογίζεται το βάρος του $W \approx 5000 \text{ kN}$ και το υπό άνωση βάρος του $W' \approx 2500 \text{ kN}$. Τέλος, σημειώνεται ότι στον πάσσαλο εισήχθη λόγος κρίσιμης απόσβεσης ίσος με 5% κατά την επιβολή της δυναμικής φόρτισης. Ο Πίνακας 2.3 συνοψίζει τις ιδιότητες του πασσάλου θεμελίωσης οι οποίες χρησιμοποιήθηκαν στην αριθμητική προσομοίωση.

Πίνακας 2.3: Γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά χαλύβδινου πασσάλου αγκύρωσης.

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

2.3.2 Στάδια Φόρτισης

Όλες οι αριθμητικές αναλύσεις υπόκεινται σε τρία στάδια φόρτισης.

Στάδιο I : Στατική Φόρτιση

Πριν τη σεισμική φόρτιση, επιβάλλεται στον πάσσαλο το φορτίο της προέντασης των τενόντων, υπό στατικές συνθήκες, 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 έτσι ώστε να επέλθει ισορροπία. Σημειώνεται πως κατά τη διάρκεια του *Σταδίου I*, για τα πλευρικά σύνορα του καννάβου χρησιμοποιήθηκαν κυλίσεις ενώ για τη βάση του αρθρώσεις.

Στο ίδιο στάδιο γίνεται υπολογισμός της αρχικής φέρουσας ικανότητας του πασσάλου. Ακολουθείται η ίδια μεθοδολογία με μία διαφορά: στους κόμβους της κεφαλής του πασσάλου επιβάλλεται κατακόρυφη μετακίνηση με σταθερό ρυθμό μέχρι την αστοχία.

Στάδιο II : Σεισμική 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 σεισμικής 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.

Στάδιο III : Μετασεισμική Στατική Φόρτιση

Στο τρίτο στάδιο γίνεται υπολογισμός της μετασεισμικής φέρουσας ικανότητας του πασσάλου. Πιο συγκεκριμένα, επιβάλλεται στους κόμβους της κεφαλής του πασσάλου, κατακόρυφη

μετακίνηση με σταθερό ρυθμό μέχρι την αστοχία και υπολογίζεται η μέγιστη δύναμη εφελκυσμού.

2.4 Βελτιστοποίηση Αριθμητικής προσομοίωσης

2.4.1 Στοιχεία Διεπιφάνειας

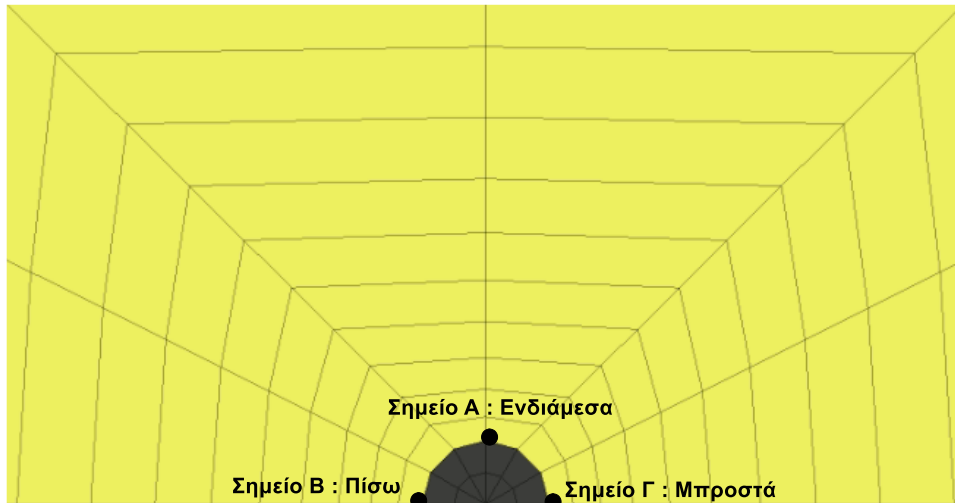
Όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενη παράγραφο, η Διπλωματική Εργασία των Βασιλείου & Βασιλόπουλου (2020) έδειξε ότι, με τη δική τους προσομοίωση, η φέρουσα ικανότητα του πασσάλου μετά την επιβολή της σεισμικής φόρτισης είναι μεγαλύτερη από την τιμή που υπολογίστηκε στο πρώτο στάδιο φόρτισης. Το αποτέλεσμα αυτό, δεν είναι λογικό, αλλά ούτε και συμβατό με τις υπερπιέσεις πόρων περί τον πάσσαλο στο τέλος της δόνησης. Στην εν λόγω εργασία, ως στοιχεία διεπιφάνειας χρησιμοποιήσαν εδαφικά στοιχεία Mohr-Coulomb πάχους 0.1m. Πιο συγκεκριμένα ως προς τα περιμετρικά στοιχεία διεπιφάνειας, η εφελκυστική αντοχή λήφθηκε ίση με μηδέν λόγω της παρουσίας της μη συνεκτικής άμμου και η διατμητική τους αντοχή θεωρήθηκε ίση με την πλευρική αντοχή f_s . Σε πρώτη προσέγγιση, για σταθερές τιμές των γεωστατικών τάσεων κατά την αστοχία, η πλευρική αντοχή υπολογίζεται αναλυτικά από την εξής σχέση:

$$f_s = K \cdot \sigma'_{vo} \cdot \tan \delta \quad (2.30)$$

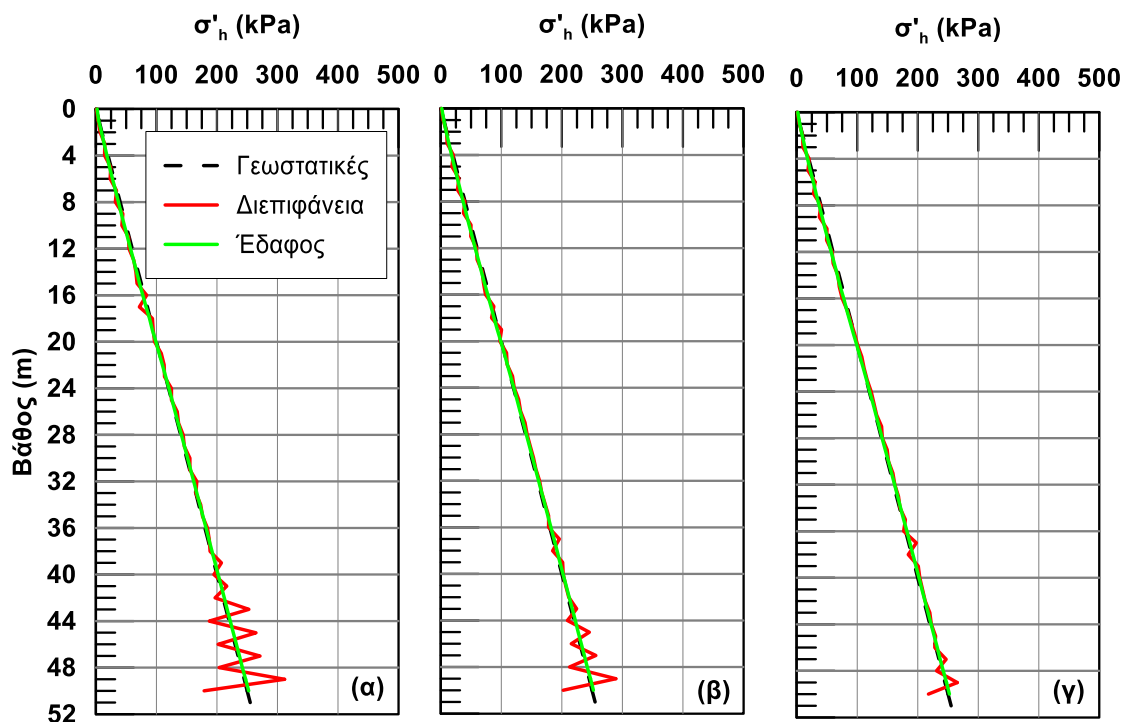
Όπου K ο συντελεστής οριζόντιων ωθήσεων που επιλέχθηκε ίσος με 0.5, η τιμή της γωνίας τριβής της διεπιφάνειας πασσάλου εδάφους δ ορίστηκε ίση με $\delta=25^\circ$. Από την άλλη, στα στοιχεία διεπιφάνειας της βάσης τόσο η διατμητική όσο και η εφελκυστική αντοχή τίθενται ίσες με μηδέν. Σημειώνεται ότι, οι δυσκαμψίες των διεπιφανειών έλαβαν 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.

Προκειμένου να ελεγχθεί η ακρίβεια με την οποία υπολογίζονται οι τάσεις από την διεπιφάνεια, επιλέχθηκαν τρία σημεία στην περίμετρο του πασσάλου για τα οποία υπολογίστηκε η κατανομή των οριζόντιων ενεργών (ακτινικών) τάσεων με το βάθος, τόσο στην διεπιφάνεια όσο και στο έδαφος δίπλα στον πάσσαλο (**Σχήμα 2.7**). Η κατανομή των ακτινικών τάσεων της διεπιφάνειας πριν την επιβολή της δόνησης και μετά το τέλος της δόνησης φαίνεται στο **Σχήμα 2.8** και στο **Σχήμα 2.9** αντίστοιχα. Παρατηρείται ότι πριν την επιβολή της φόρτισης, για τα σημεία «Ενδιάμεσα» και «Πίσω», κάτω από το βάθος των 40m οι τάσεις της διεπιφάνειας δεν είναι ίσες με τις αντίστοιχες γεωστατικές τάσεις στο έδαφος. Το πρόβλημα αυτό γίνεται ακόμη πιο εμφανές παρατηρώντας τις κατανομές των τάσεων μετά το τέλος της δόνησης, όπου οι τάσεις στην διεπιφάνεια εμφανίζουν πλήρη ασυμφωνία με τις τάσεις στο έδαφος. Θεωρείται

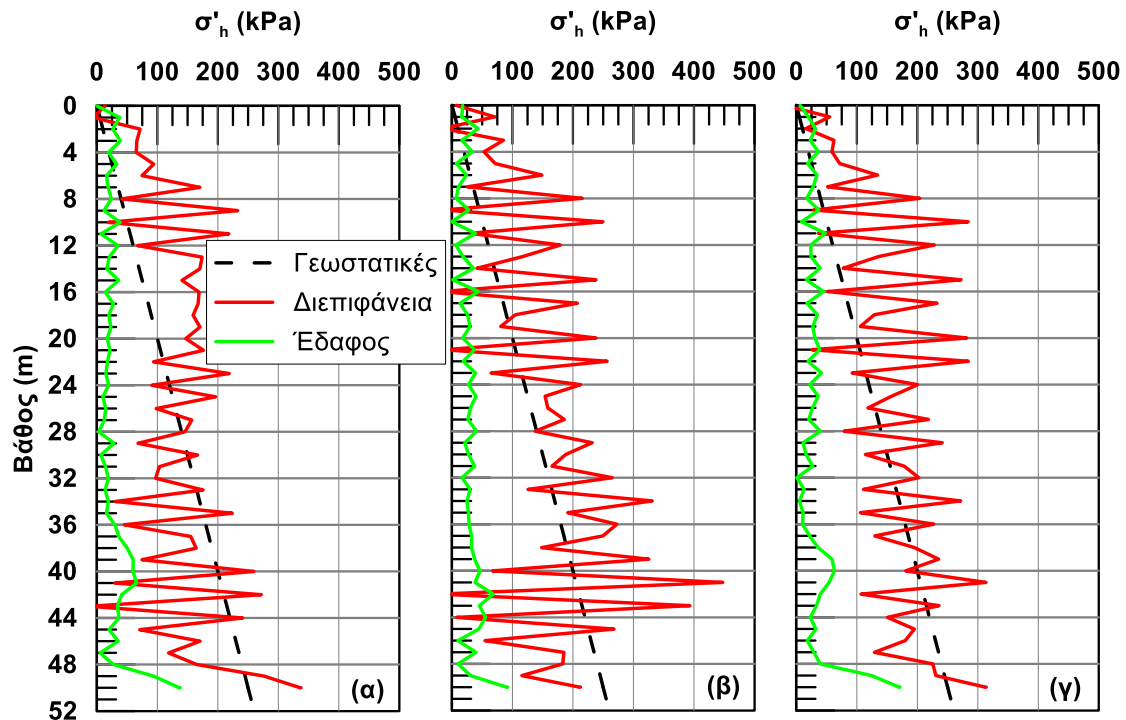
ότι τα στοιχεία διεπιφάνειας που χρησιμοποίησαν αδυνατούν να υπολογίσουν σωστά τις τιμές των τάσεων περιμετρικά του πασσάλου. Επιπλέον, υπερεκτιμούν την πλευρική αντοχή όταν αναπτύσσονται υπερπίεσεις πόρων περί τον πάσσαλο, καθώς η τιμή της κατακόρυφης ενεργού τάσης διατηρούταν, κατά τη διάρκεια της σεισμικής φόρτισης, σταθερή και ίση με την τιμή που απέκτησε μετά το στάδιο φόρτισης I.



Σχήμα 2.7: Τα τρία σημεία στα οποία ελέγχονται οι κατανομές των ακτινικών τάσεων



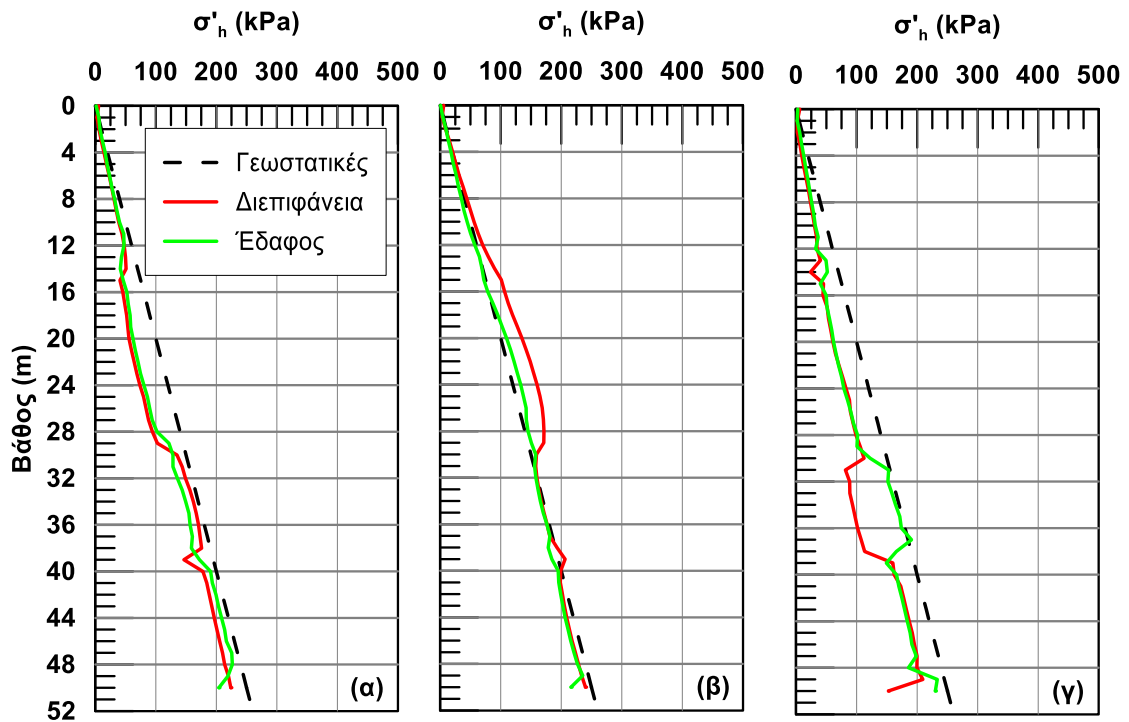
Σχήμα 2.8: Κατανομή των ακτινικών τάσεων της διεπιφάνειας και των οριζοντίων τάσεων του εδάφους με το βάθος την στιγμή πριν την επιβολή της φόρτισης για τα σημεία: (α) Ενδιάμεσα, (β) Πίσω, (γ) Μπροστά για το προσομοίωμα με στοιχεία Mohr-Coulomb



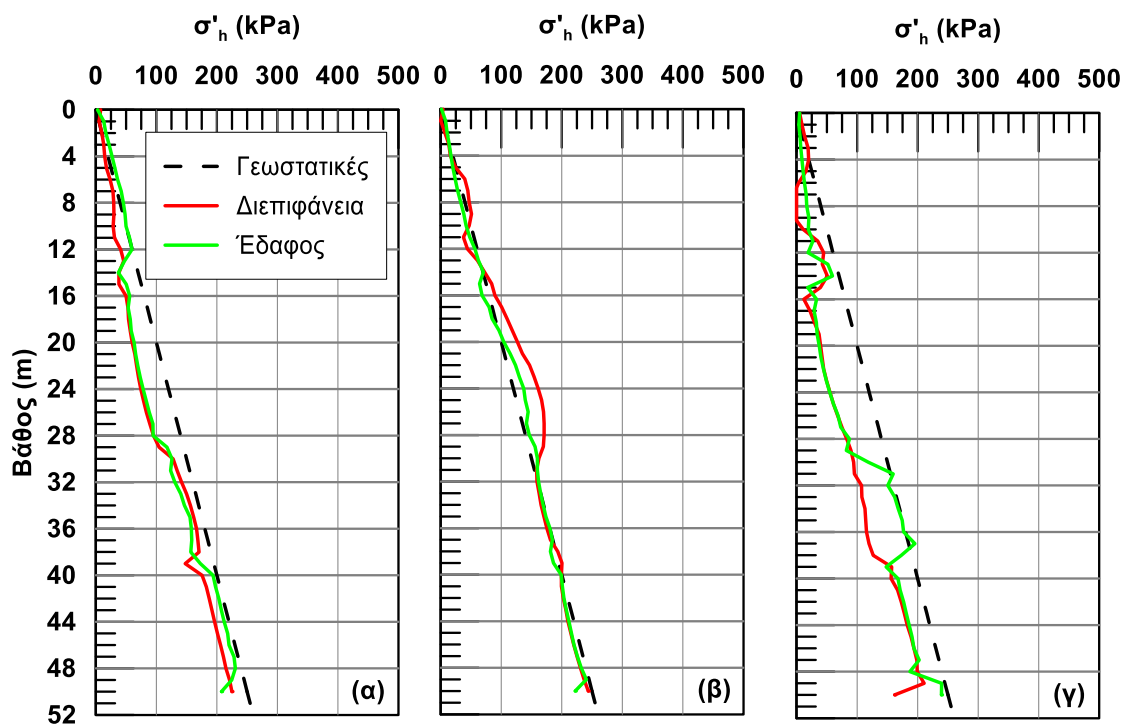
Σχήμα 2.9: Κατανομή των ακτινικών τάσεων της διεπιφάνειας και των οριζοντίων τάσεων του εδάφους με το βάθος στο τέλος της δόνησης για τα σημεία: (α) Ενδιάμεσα, (β) Πίσω, (γ) Μπροστά για το προσομοίωμα με στοιχεία Mohr-Coulomb

Στη συνέχεια, εξετάστηκε η δυνατότητα προσομοίωσης της διεπιφάνειας πασσάλου εδάφους μέσω των στοιχείων διεπιφάνειας (contact elements) που προσφέρει το FLAC. Μέσω αυτών των στοιχείων, οι ορθές και οι διατμητικές τάσεις υπολογίζονται για το στοιχείο διεπιφάνειας και μεταφέρονται με ίσες και αντίθετες φορές στις δύο όψεις του. Προκειμένου να κατανοηθούν οι εν λόγω τάσεις στους κόμβους της κάθε όψης, χρησιμοποιούνται συναρτήσεις στάθμισης. Επομένως, προστέθηκαν περιμετρικά του πασσάλου καθώς και στη βάση του στοιχεία διεπιφάνειας όπως περιγράφηκαν στην υποπαράγραφο 2.3.1.

Στο **Σχήμα 2.10** απεικονίζεται η κατανομή των ακτινικών τάσεων με το βάθος κατά την αρχική ισορροπία και στο **Σχήμα 2.11** ακριβώς πριν την επιβολή της σεισμικής φόρτισης. Σύμφωνα με το **Σχήμα 2.10**, κατά την αρχική ισορροπία, στις θέσεις «Πίσω» και «Ενδιάμεσα», οι τάσεις στην διεπιφάνεια προσεγγίζουν καλά τις τάσεις στο έδαφος αλλά και τις αντίστοιχες γεωστατικές που υπολογίστηκαν αναλυτικά. Ωστόσο, στην θέση «Μπροστά», φαίνεται να υπάρχει απόκλιση των τιμών από το βάθος των 30 μέτρων και έπειτα. Το ίδιο συμπέρασμα προκύπτει και από τις κατανομές των τάσεων την στιγμή πριν την επιβολή της φόρτισης, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 2.11**.

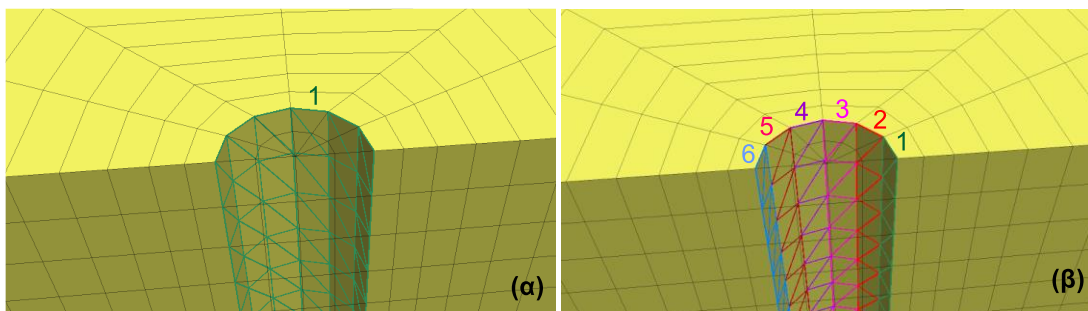


Σχήμα 2.10: Κατανομή των ακτινικών τάσεων της διεπιφάνειας και των οριζοντίων τάσεων του εδάφους με το βάθος κατά την αρχική ισορροπία για τα σημεία: (α) Ενδιάμεσα, (β) Πίσω, (γ) Μπροστά για το προσομοίωμα με ενιαίο στοιχείο διεπιφάνειας

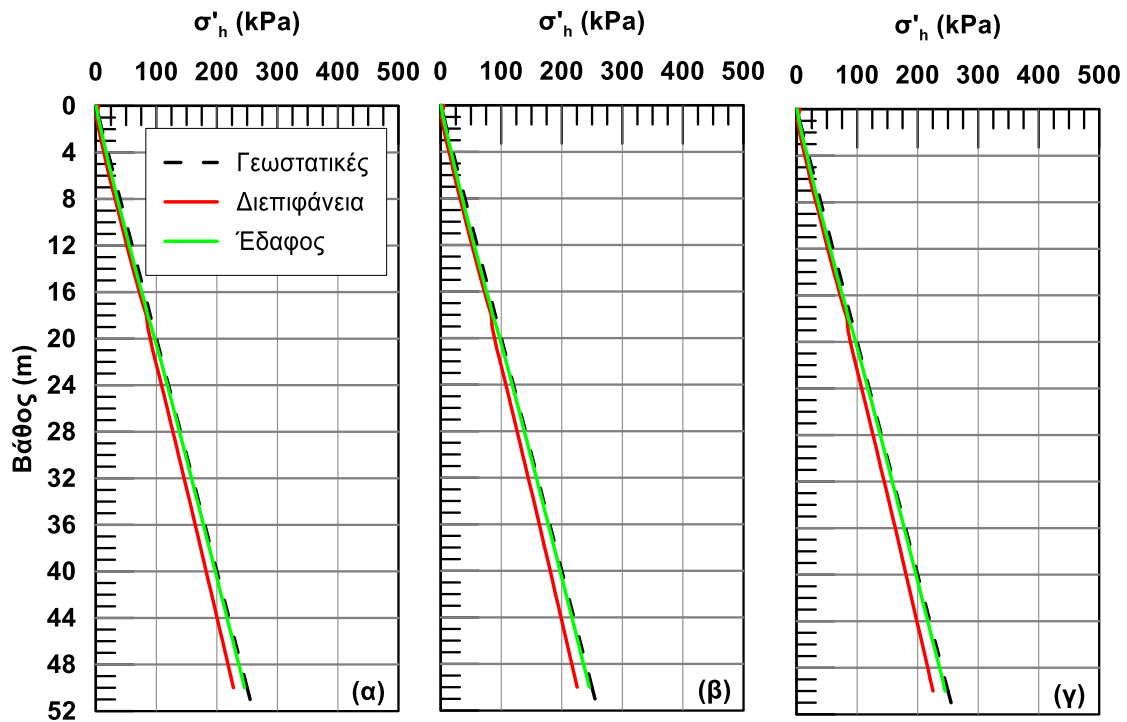


Σχήμα 2.11: Κατανομή των ακτινικών τάσεων της διεπιφάνειας και των οριζοντίων τάσεων του εδάφους με το βάθος την στιγμή πριν την επιβολή της φόρτισης για τα σημεία: (α) Ενδιάμεσα, (β) Πίσω, (γ) Μπροστά για το προσομοίωμα με ενιαίο στοιχείο διεπιφάνειας

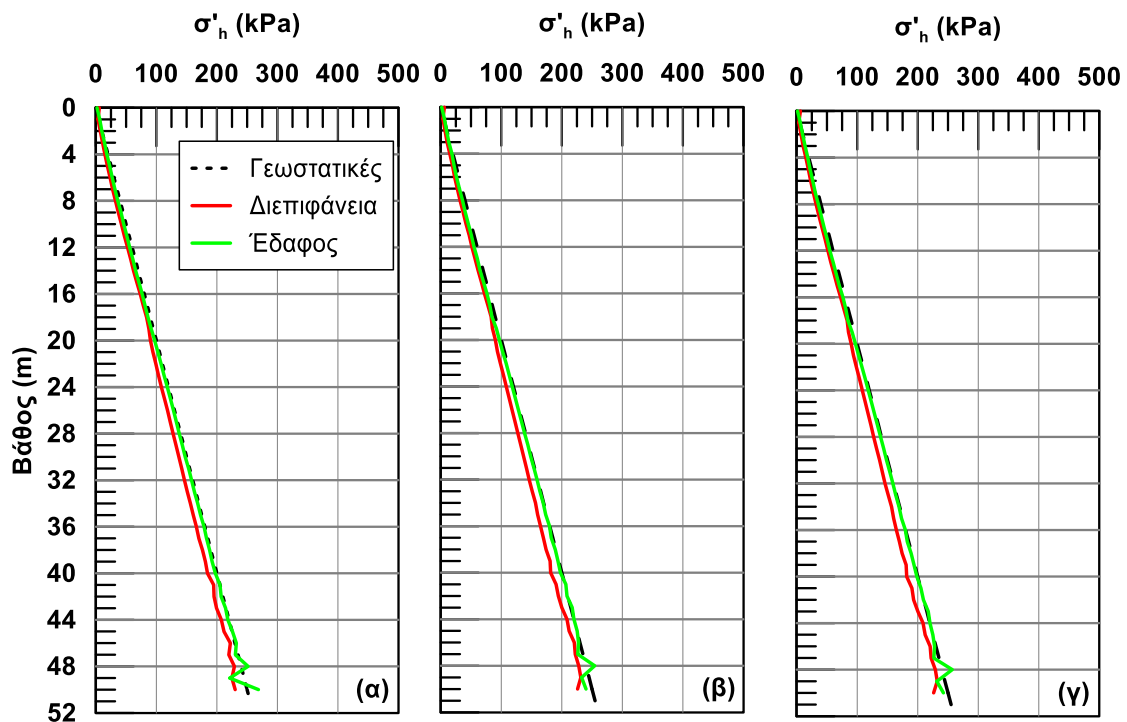
Προκειμένου να διορθωθούν οι ατέλειες υπολογισμού των τάσεων, το ενιαίο αυτό στοιχείο διεπιφάνειας αντικαταστάθηκε από πολλαπλά στοιχεία, ισάριθμα με τον αριθμό των στοιβάδων ζωνών γύρω από τον πάσσαλο (**Σχήμα 2.12**). Στο **Σχήμα 2.13** απεικονίζονται οι κατανομές των ακτινικών τάσεων με το βάθος κατά την αρχική ισορροπία και στο **Σχήμα 2.14** ακριβώς πριν την επιβολή της σεισμικής φόρτισης. Οι τάσεις στην διεπιφάνεια συγκλίνουν ικανοποιητικά τόσο με τις τάσεις στο έδαφος, όσο και με τις γεωστατικές τάσεις που υπολογίστηκαν αναλυτικά και στις δύο περιπτώσεις. Ακόμα και μετά το τέλος της δόνησης (**Σχήμα 2.15**), οι τάσεις στο έδαφος και στην διεπιφάνεια παρουσιάζουν καλή συμφωνία ενώ αποκλίνουν από τις γεωστατικές λόγω ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων κατά την διάρκεια της δόνησης. Όλα τα παραπάνω καθιστούν το προσομοίωμα με τα πολλαπλά στοιχεία διεπιφάνειας ως το πλέον κατάλληλο για τις ανάγκες της παρούσας Διπλωματικής Εργασίας και επομένως αυτό επιλέγεται για την πραγματοποίηση των αριθμητικών αναλύσεων.



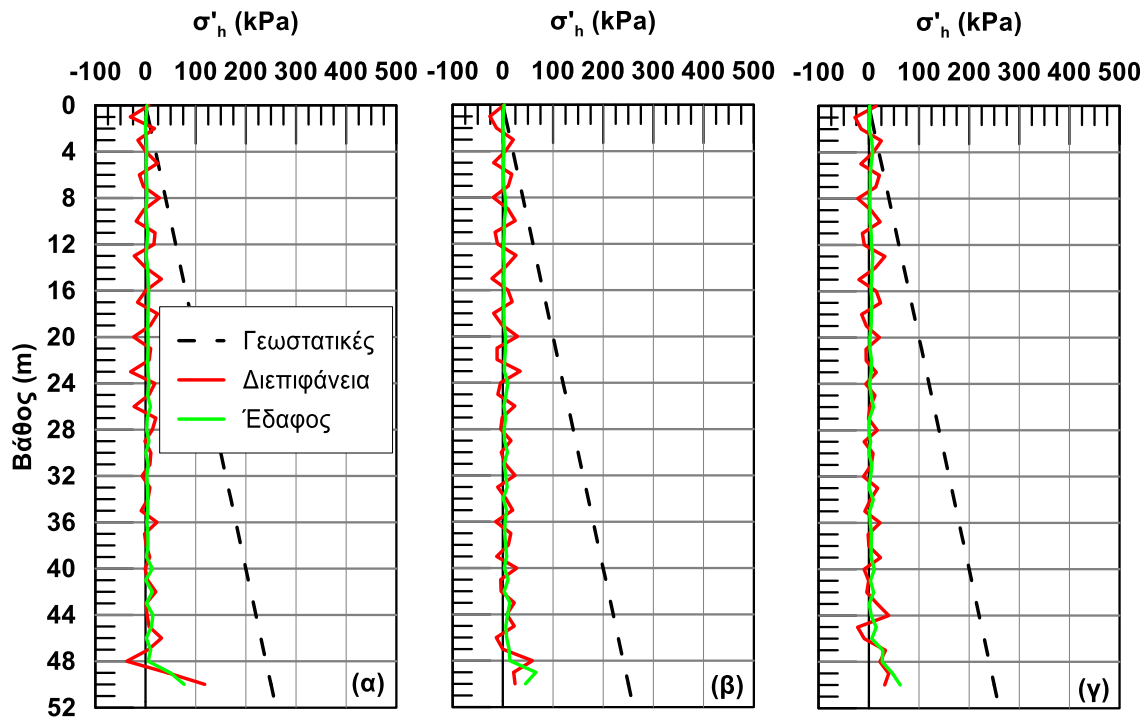
Σχήμα 2.12: Απεικόνιση (α) του ενιαίου στοιχείου διεπιφάνειας, (β) των πολλαπλών στοιχείων διεπιφάνειας μεταξύ πασσάλου και εδάφους



Σχήμα 2.13: Κατανομή των ακτινικών τάσεων της διεπιφάνειας και των οριζοντίων τάσεων του εδάφους με το βάθος κατά την αρχική ισορροπία για τα σημεία: (α) Ενδιάμεσα, (β) Πίσω, (γ) Μπροστά για το προσομοίωμα με πολλαπλά στοιχεία διεπιφάνειας



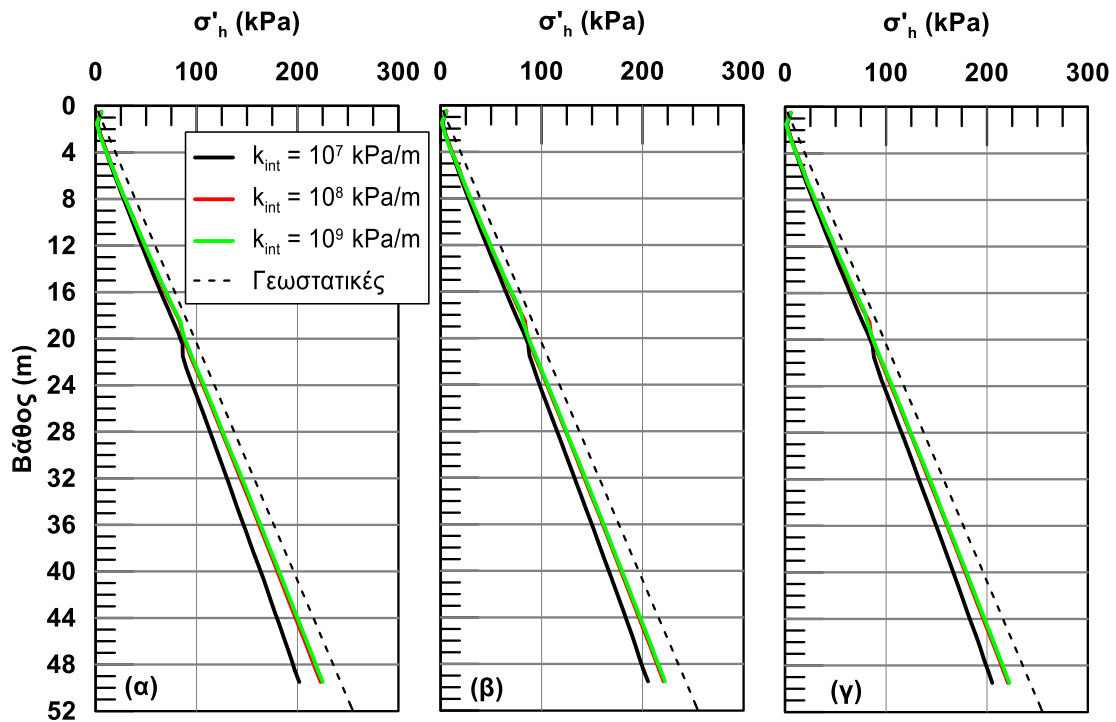
Σχήμα 2.14: Κατανομή των ακτινικών τάσεων της διεπιφάνειας και των οριζοντίων τάσεων του εδάφους με το βάθος την στιγμή πριν την επιβολή της φόρτισης για τα σημεία: (α) Ενδιάμεσα, (β) Πίσω, (γ) Μπροστά για το προσομοίωμα με πολλαπλά στοιχεία διεπιφάνειας



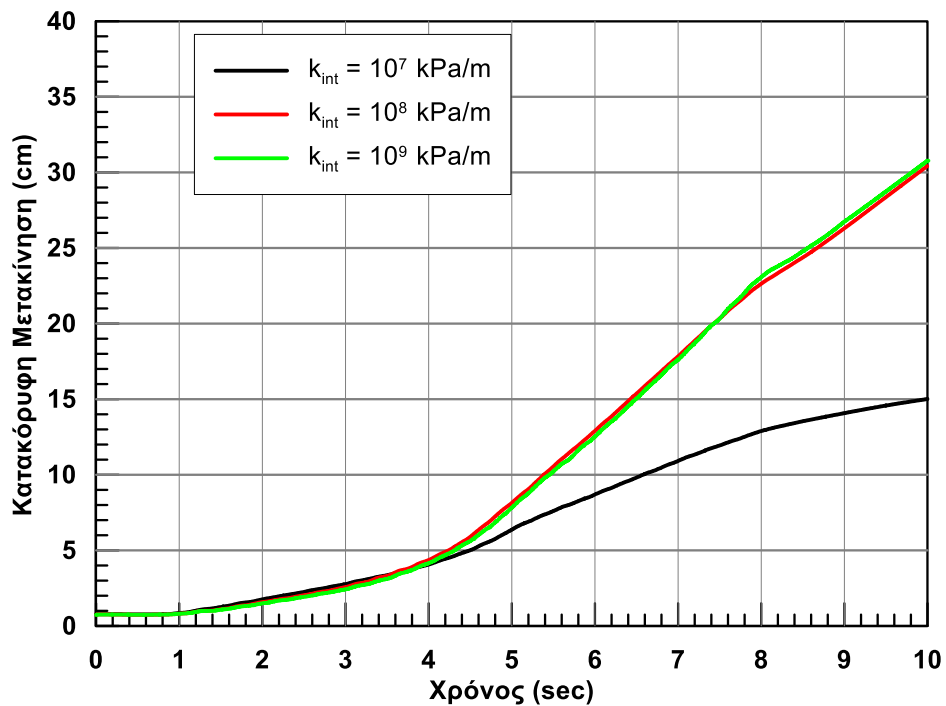
Σχήμα 2.15: Κατανομή των ακτινικών τάσεων της διεπιφάνειας και των οριζοντίων τάσεων του εδάφους με το βάθος στο τέλος της δόνησης για τα σημεία: (α) Ενδιάμεσα, (β) Πίσω, (γ) Μπροστά για το προσομοίωμα με πολλαπλά στοιχεία διεπιφάνειας

Όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενη παράγραφο, οι δυσκαμψίες των διεπιφανειών λαμβάνουν τιμή ίση με 10^8 kPa/m, έτσι ώστε να μην έχουν συνεισφορά στην μη-γραμμική σχέση φορτίου-μετατόπισης. Η τιμή αυτή επιλέχθηκε με κριτήρια την ακρίβεια των αποτελεσμάτων και την απαίτηση σε υπολογιστικό χρόνο που προσδίδει η εκάστοτε τιμή. Στο **Σχήμα 2.16** παρουσιάζονται οι κατανομές ακτινικών τάσεων για τρία σημεία εντός της διεπιφάνειας γύρω από τον πάσσαλο για τιμές δυσκαμψίας 10^7 , 10^8 και 10^9 kPa/m. Παρατηρούμε ότι για τις τιμές 10^8 και 10^9 kPa/m οι κατανομές ταυτίζονται και βρίσκονται σε καλή συμφωνία με τις γεωστατικές τάσεις του εδάφους. Για δυσκαμψία ίση με 10^7 kPa/m η κατανομή εμφανίζει απόκλιση από τις προηγούμενες μετά το βάθος των 20 μέτρων.

Στο **Σχήμα 2.17** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες των κατακόρυφων μετακινήσεων της κορυφής του πασσάλου για τις ίδιες τιμές δυσκαμψιών και παρατηρούμε μια αντίστοιχη εικόνα σύγκλισης. Πιο συγκεκριμένα, για τις τιμές 10^8 και 10^9 kPa/m οι χρονοϊστορίες ταυτίζονται καθ'όλη τη διάρκεια του φαινομένου, ενώ για την τιμή 10^7 kPa/m η χρονοϊστορία της αρχίζει να αποκλίνει από τις προηγούμενες περίπου 4 δευτερόλεπτα μετά την έναρξη την δόνησης. Σύμφωνα με τα παραπάνω, οι τιμές δυσκαμψιών 10^8 και 10^9 kPa/m προσδίδουν την ίδια ακρίβεια στα αποτελέσματα. Επιλέχθηκε η τιμή 10^8 kPa/m για την δυσκαμψία των διεπιφανειών καθώς πληροί το κριτήριο ακρίβειας και απαιτεί λιγότερο υπολογιστικό χρόνο από την τιμή 10^9 kPa/m.



Σχήμα 2.16: Κατανομή ακτινικών τάσεων στη διεπιφάνεια με το βάθος πριν την επιβολή της φόρτισης: (α) Ενδιάμεσα, (β) Πίσω, (γ) Μπροστά - επίδραση δυσκαμψίας διεπιφάνειας.



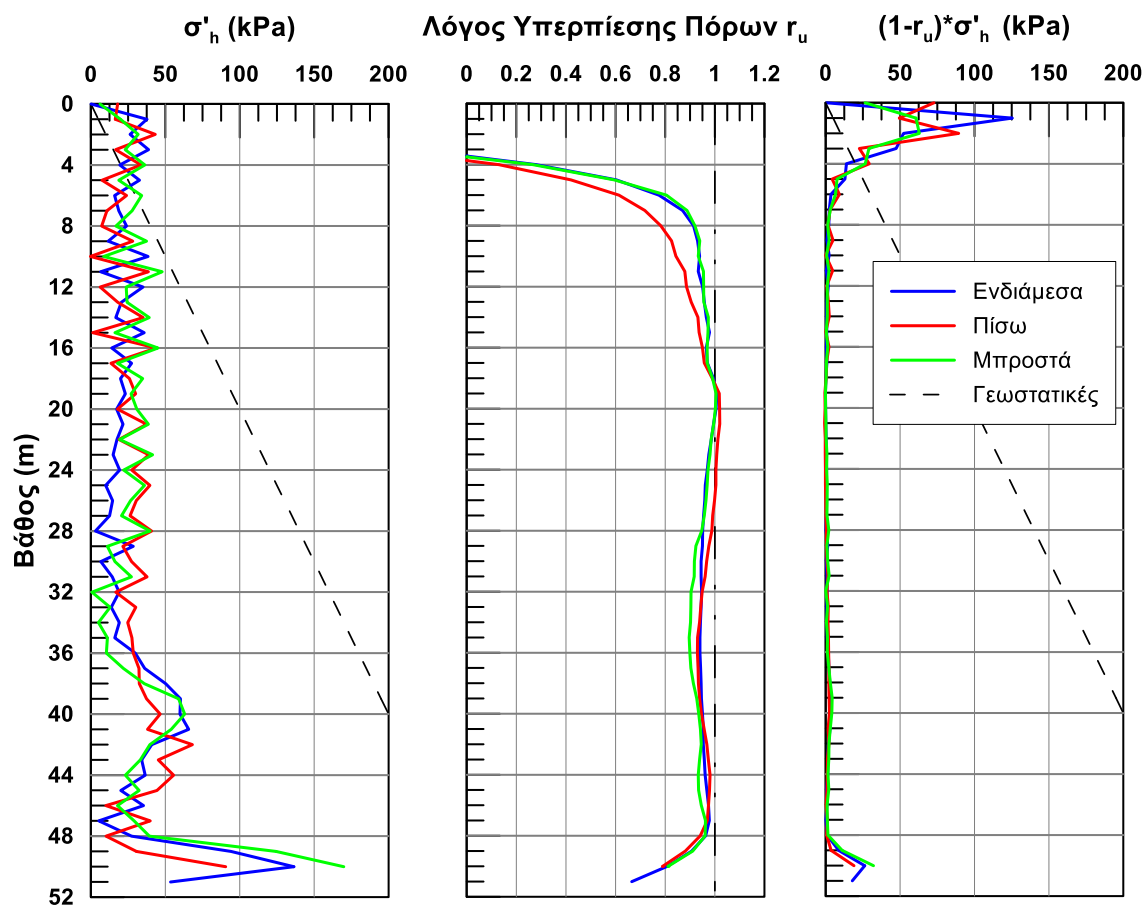
Σχήμα 2.17: Χρονοιστορία κατακόρυφης μετακίνησης της κεφαλής του πασσάλου - επίδραση δυσκαμψίας των στοιχείων διεπιφάνειας.

Εναλλακτικά, αν επιλεγόταν να διατηρηθεί το μοντέλο Mohr-Coulomb ως στοιχείο διεπιφάνειας, θα μπορούσε να τροποποιηθεί η σχέση (2.30), έτσι ώστε σε κάθε χρονικό βήμα της ανάλυσης να υπολογίζεται η απομειωμένη, λόγω ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων, τιμή της

κατακόρυφης ενεργού τάσης και βάση αυτής να προκύπτει η τιμή της πλευρικής αντοχής. Η τροποποίηση γίνεται μέσω συνάρτησης γραμμένης στην γλώσσα προγραμματισμού του FLAC, τη FISH, η οποία καλείται σε κάθε χρονικό βήμα της ανάλυσης.

$$f_s = K \cdot \left(1 - \frac{\Delta u}{\sigma'_{vo}}\right) \cdot \sigma'_{vo} \cdot \tan \delta \quad (2.31)$$

Όπου Δu η διαφορά στην τιμή της πίεσης πόρων στο εκάστοτε χρονικό βήμα με την τιμή που είχε μετά το στάδιο φόρτισης I. Χρησιμοποιώντας την παραπάνω υπορουτίνα, η πλευρική αντοχή μετά το τέλος της δόνησης υπολογίζεται με βάση τις απομειωμένες τάσεις που απεικονίζονται στο **Σχήμα 2.18**.

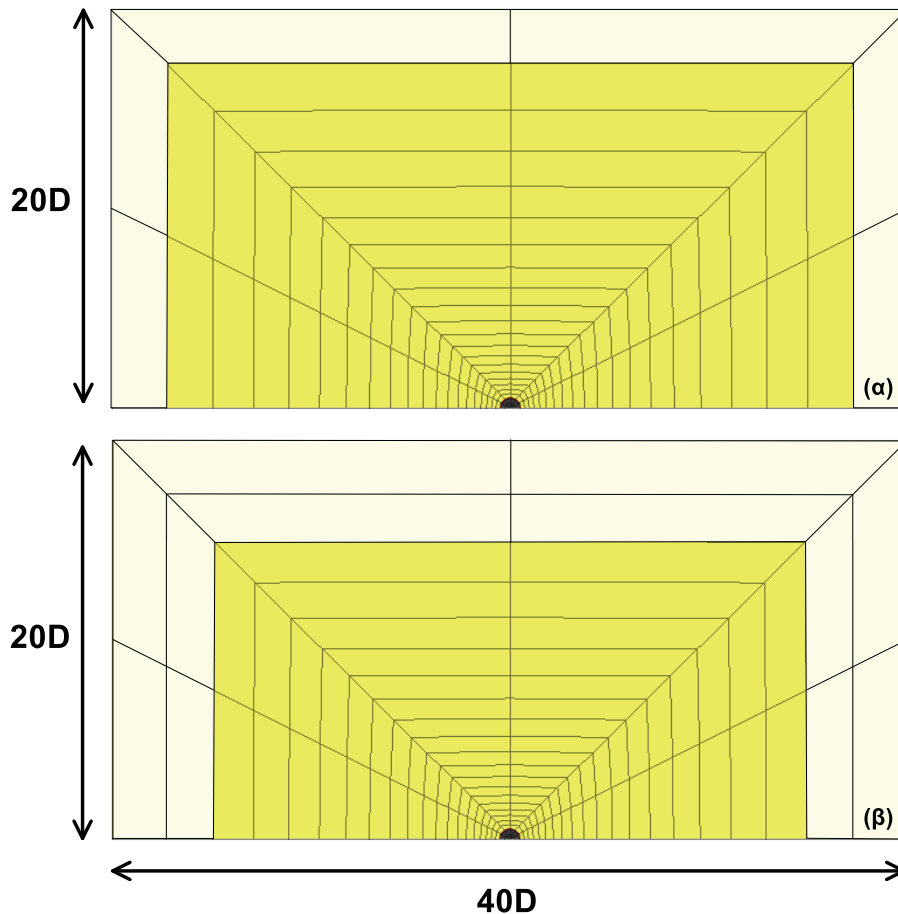


Σχήμα 2.18: Κατανομή των οριζοντίων τάσεων, του λόγου υπερπίεσης πόρων και των απομειωμένων οριζοντίων τάσεων στο τέλος της δόνησης.

2.4.2 Μέγεθος Καννάβου

Στη συνέχεια, εξετάστηκε η επιρροή της μείωσης μεγέθους του καννάβου στον υπολογισμό της μέγιστης κατακόρυφης μετακίνησης της κεφαλής του πασσάλου με αποκλειστικό στόχο την μείωση του χρόνου που απαιτείται για την ολοκλήρωση των δυναμικών αναλύσεων. Στόχος, ήταν η μείωση του υπολογιστικού κόστους, δεδομένου ότι για το προσομοίωμα που έχει ήδη

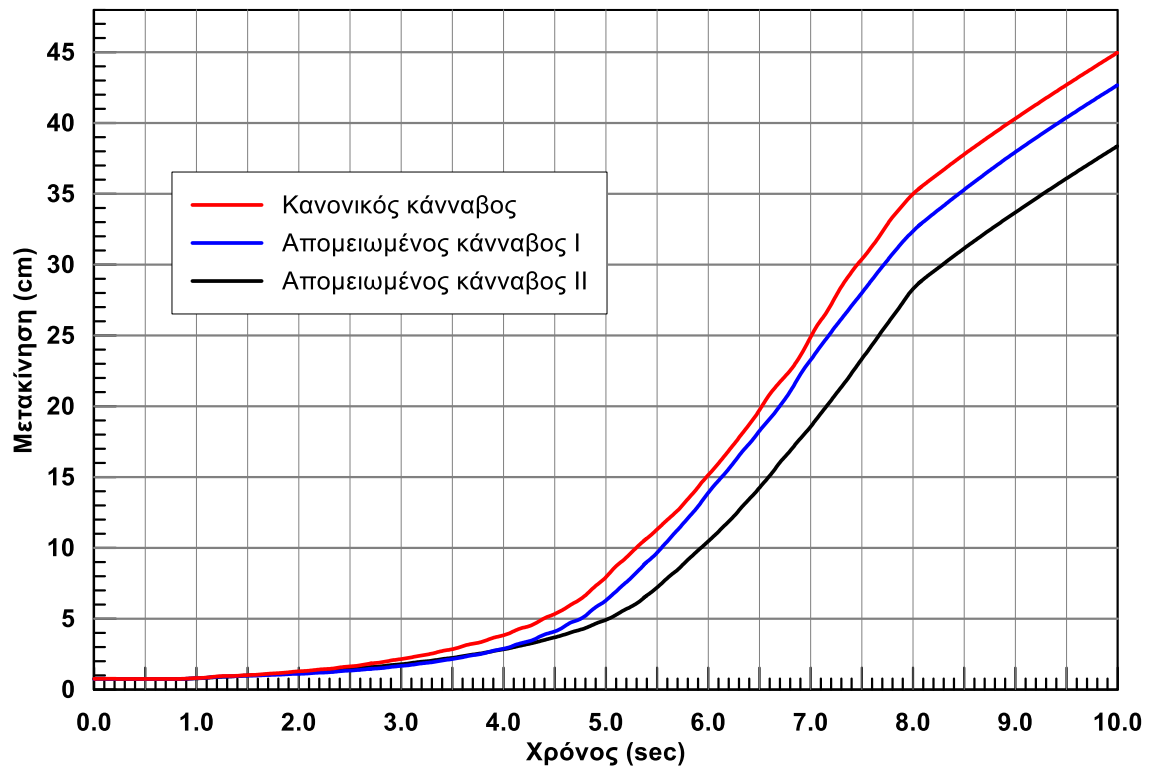
παρουσιαστεί, κάθε δευτερόλεπτο δυναμικής ανάλυσης απαιτεί υπολογιστικό χρόνο 36 λεπτά, οπότε για να ολοκληρωθεί η δυναμική ανάλυση των δέκα δευτερολέπτων απαιτείται υπολογιστικός χρόνος έξι ωρών. Η μείωση έγινε αφαιρώντας από τον κανονικό κάρναβο, τις ζώνες που ανήκουν στις εξωτερικές στοιβάδες του προσομοιώματος, διατηρώντας τα υπόλοιπα στοιχεία αμετάβλητα. Αφαιρώντας την πρώτη εξωτερική στοιβάδα προκύπτει ο Απομειωμένος Κάρναβος I και αφαιρώντας μια ακόμη προκύπτει ο Απομειωμένος Κάρναβος II (Σχήμα 2.19).



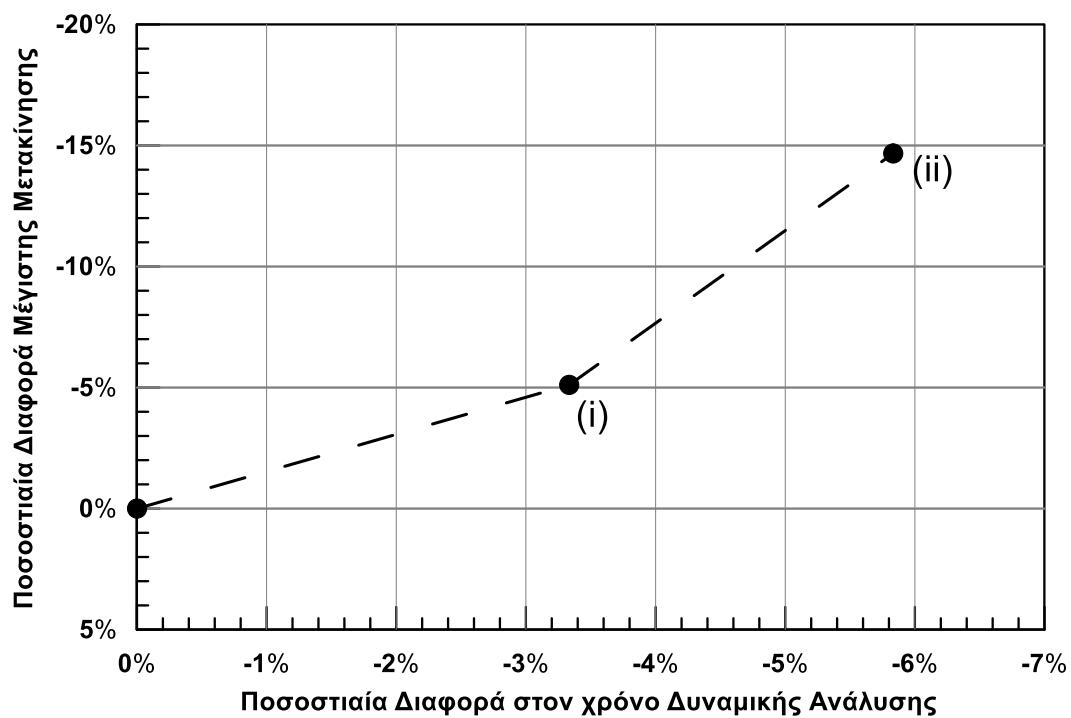
Σχήμα 2.19: Απεικόνιση σε κάτοψη των εξωτερικών στοιβάδων που θα αφαιρεθούν από τον κανονικό κάρναβο (α) για τον Απομειωμένο κάρναβο I και (β) για τον Απομειωμένο κάρναβο II

Στο Σχήμα 2.20 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες της εξόλκευσης της κεφαλής του πασσάλου και για τους τρεις κάρναβους. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.21, για τον Απομειωμένο Κάρναβο I, ο χρόνος της ανάλυσης μειώνεται κατά 3.3% σε σχέση με τον κανονικό κάρναβο ενώ παράλληλα έχουμε μείωση της εξόλκευσης του πασσάλου κατά 5.1%. Για τον Απομειωμένο Κάρναβο II, ο χρόνος της ανάλυσης μειώνεται κατά 5.8% συγκριτικά με τον κανονικό κάρναβο ενώ η διαφορά της εξόλκευσης είναι -14.7%. Από τα παραπάνω, προκύπτει ότι η μείωση του μεγέθους του κάρναβου δεν επιτυγχάνει να μειώσει σημαντικά τον χρόνο της ανάλυσης, που είναι ο βασικός

της στόχος, και επιπλέον διαφοροποιεί την τιμή της μέγιστης μετακίνησης που προκύπτει σε βαθμό μεγαλύτερο του αποδεκτού.



Σχήμα 2.20: Χρονοιστορίες της εξόλκεσης την κεφαλής του πασσάλου – επίδραση καννάβου



Σχήμα 2.21: Διαφορές στην τιμή της μέγιστης μετακίνησης της κορυφής του πασσάλου (i) του απομειωμένου κάνναβου I και (ii) του απομειωμένου κάνναβου II

2.5 Σύνοψη

Η αριθμητική ανάλυση γίνεται χρησιμοποιώντας τον κώδικα πεπερασμένων διαφορών FLAC 3D version 6 (Itasca 2017). Ο πάσσαλος προσομοιώνεται ως συνεχής ελαστικός κύλινδρος κλειστής διατομής με απομειωμένο μέτρο ελαστικότητας για να αποδώσει την ίδια εφελκυστική δυσκαμψία (EA/L) με τον πραγματικό. Για το έδαφος γύρω και κάτω από τον πάσσαλο χρησιμοποιείται το καταστατικό προσομοίωμα NTUA-Sand που αναπτύχθηκε στο Εργαστήριο Θεμελιώσεων του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Αρχικά, ο πάσσαλος υποβάλλεται σε στατική φόρτιση με σταδιακά αυξανόμενο φορτίο ώσπου να φτάσει το φορτίο προέντασης ενώ γίνεται και έλεγχος φέρουσας ικανότητας. Στην συνέχεια, επιβάλλεται στην βάση του προσομοιώματος η σεισμική φόρτιση, υπό μορφή αρμονικής χρονοϊστορίας επιτάχυνσης και υπολογίζεται η εξόλκευση στην κορυφή του πασσάλου. Τέλος, γίνεται ξανά έλεγχος της φέρουσας ικανότητας.

Στα πλαίσια βελτιστοποίησης του προσομοιώματος πασσάλου-εδάφους, εξετάστηκαν εναλλακτικές μορφές προσομοίωσης της διεπιφάνειας πασσάλου-εδάφους. Η αρχική προσομοίωση της διεπιφάνειας πασσάλου εδάφους με εδαφικά στοιχεία μικρού πάχους που υπακούν στο μοντέλο Mohr-Coulomb αδυνατούσε να υπολογίσει σωστά τις τιμές των ορθών τάσεων που ασκούνται στην επιφάνεια του πασσάλου και επιπλέον δεν απομείωνε την πλευρική αντοχή λόγω ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων περιμετρικά του πασσάλου. Το ενιαίο στοιχείο διεπιφάνειας (contact element) για ολόκληρη τη πλευρική επιφάνεια του πασσάλου εμφάνιζε ασυνέπεια στον υπολογισμό των τάσεων για κάποια βάθη. Αντίθετα, τα πολλαπλά στοιχεία διεπιφάνειας (ένα για κάθε ζώνη περί τον πάσσαλο) εμφανίζουν ικανοποιητική συμφωνία όσον αφορά στον υπολογισμό των ακτινικών τάσεων που ασκούνται στον πάσσαλο καθόλη την διάρκεια της ανάλυσης και για το λόγο αυτό επιλέχθηκε ως η καταλληλότερη προσομοίωση.

Επιπλέον, εξετάστηκε και η δυνατότητα μείωσης του μεγέθους του καννάβου με σκοπό την μείωση του υπολογιστικού χρόνου που απαιτείται για την ολοκλήρωση της ανάλυσης μέσω της αφαίρεσης των εξωτερικών στοιβάδων ζωνών του προσομοιώματος. Ωστόσο, αποδείχθηκε ότι οι εν λόγω αφαιρέσεις στοιβάδων ζωνών είχαν μικρή επιρροή στην μείωση του χρόνου και επιπλέον επηρέαζαν την ακρίβεια των αποτελεσμάτων και για τον λόγο αυτό απορρίφθηκαν.

Κεφάλαιο 3

Φέρουσα Ικανότητα Πασσάλου υπό Στατικές Συνθήκες Φόρτισης

3.1 Γενικά

Στο παρόν κεφάλαιο υπολογίζεται η φέρουσα ικανότητα του εξεταζόμενου πασσάλου θεμελίωσης υπό στατικές συνθήκες φόρτισης τόσο αναλυτικά, ακολουθώντας τις αναλυτικές μεθοδολογίες σχεδιασμού που προτείνουν οι Κανονισμοί (π.χ. API 2002), όσο και αριθμητικά μέσω μη-γραμμικών αριθμητικών αναλύσεων με τον κώδικα FLAC3D και την μεθοδολογία που περιγράφηκε στο Κεφάλαιο 2. Ο κύριος στόχος του Κεφαλαίου είναι να ελέγξει τη συμβατότητα των αριθμητικών αναλύσεων με το φυσικό πρόβλημα που εξετάζεται, σε όρους στατικής φέρουσας ικανότητας για την οποία υπάρχουν αναλυτικές μεθοδολογίες στους διεθνείς Κανονισμούς.

Αρχικά, παρουσιάζονται οι μεθοδολογίες υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας, τόσο αναλυτικά όσο και αριθμητικά, ενώ στη συνέχεια παρουσιάζονται και συν-αξιολογούνται τα αντίστοιχα αποτελέσματα. Παράλληλα, εξετάζεται η επιρροή των επιμέρους συνιστωσών (πλευρική τριβή και αντίσταση αιχμής) της φέρουσας ικανότητας του πασσάλου καθώς και οι διαφορές μεταξύ αναλυτικών μεθοδολογιών και αριθμητικών προσομοιώσεων στις τιμές των συνιστωσών αυτών.

3.2 Αναλυτικός Υπολογισμός Φέρουσας Ικανότητας

3.2.1 Μεθοδολογία σχεδιασμού API (2002)

Ο αναλυτικός υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας του πασσάλου που εξετάστηκε στην παρούσα Διπλωματική Εργασία έγινε σύμφωνα με τη μεθοδολογία σχεδιασμού πασσάλων θεμελίωσης του American Petroleum Institute (API 2002). Σύμφωνα με αυτό τον κανονισμό, η πλευρική τριβή f_s κατά μήκος του πασσάλου μπορεί να υπολογιστεί από την ακόλουθη σχέση:

$$f_s = K \cdot \sigma'_{v,o} \cdot \tan \delta \leq f_{s,lim} \quad (3.1)$$

Όπου K ο συντελεστής οριζόντιων εδαφικών ωθήσεων, $\sigma'_{v,o}$ η ενεργός κατακόρυφη τάση, δ η γωνία τριβής στην δι-επιφάνεια εδάφους - πασσάλου και $f_{s,lim}$ η οριακή αντοχή σε πλευρική τριβή.

Σύμφωνα με τον API (2002), ο συντελεστής οριζόντιων εδαφικών ωθήσεων θα πρέπει να λαμβάνεται ίσος με $K = 0.8$ και 1.0 για εμπηγνόμενους πασσάλους κοίλης και κλειστής διατομής αντίστοιχα, τόσο σε θλίψη όσο και σε εφελκυσμό. Τονίζεται ότι η τιμή του συντελεστή K διαφοροποιείται στη βιβλιογραφία καθώς σύμφωνα με τις προδιαγραφές του DNV (2013), για πασσάλους σε εφελκυσμό θα πρέπει να λαμβάνεται $K = 0.5$. Οι τιμές της γωνία τριβής στην δι-επιφάνεια εδάφους - πασσάλου καθώς και η οριακή πλευρική τριβή εξαρτώνται από την πυκνότητα της άμμου (Πίνακας 3.1).

Πίνακας 3.1: Παράμετροι σχεδιασμού για αμμώδη εδάφη (API 2002).

Πυκνότητα Άμμου	Σχετική Πυκνότητα D_r (%)	Γωνία διεπιφάνειας δ (°)	Οριακή πλευρική τριβή $f_{s,lim}$ (kPa)
Πολύ χαλαρή	0 - 15	15	48
Χαλαρή	15 - 35	20	67
Μέσης πυκνότητας	35 - 65	25	81
Πυκνή	65 - 85	30	96
Πολύ πυκνή	85 - 100	35	115

Η αντίσταση σε πλευρική τριβή Q_s προκύπτει από την ολοκλήρωση της πλευρικής τριβής f_s κατά μήκος του πασσάλου, σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$Q_s = E \cdot \pi \cdot D \cdot \int_0^L f_s \quad (3.2)$$

Όπου E είναι ο συντελεστής αποδοτικότητας που ισούται με $E = 1$ για μεμονωμένο πάσσαλο και $E = 0.8$ για ομάδα πασσάλων, ενώ D και L είναι η διάμετρος και το μήκος του πασσάλου αντίστοιχα.

Για θεμελιώσεις πλωτών κατασκευών τύπου TLP (tension-leg-platforms), όπου η φόρτιση της θεμελίωσης είναι πάντα εφελκυστική, δηλαδή τόσο κατά την ηρεμία όσο και σε ακραίες καιρικές συνθήκες, οι Κανονισμοί θεωρούν ότι η βάση του πασσάλου έχει αποκολληθεί πλήρως, αγνοώντας μηχανισμούς αλληλεπίδρασης που λαμβάνουν χώρα στην αιχμή, και επομένως δεν λαμβάνουν υπόψη τους τη συνεισφορά της αντίστασης αιχμής στη συνολική φέρουσα ικανότητα του πασσάλου αγκύρωσης (API 1997). Ως εκ τούτου, η οριακή φέρουσα

ικανότητα πασσάλων αγκύρωσης Q_{ult} ορίζεται από την αντίσταση πλευρικής τριβής Q_s αυξημένη κατά το ενεργό (συνολικό μείον άνωση) βάρος του πασσάλου W' :

$$Q_{ult} = Q_s + W' \quad (3.3)$$

Τονίζεται τέλος ότι το ενεργό βάρος του εδάφους που έχει διεισδύσει στην ανοιχτή αιχμή του πασσάλου μπορεί επίσης να προστεθεί στην αντίσταση της πλευρικής τριβής, αν και αυτό αποφεύγεται συντηρητικά στην πράξη.

3.2.2 Εφαρμογή για τις αριθμητικές αναλύσεις

Στα πλαίσια της παρούσας Διπλωματικής Εργασίας και για να υπάρχει συμβατότητα παραδοχών μεταξύ αριθμητικών και αναλυτικών προβλέψεων, η μεθοδολογία του API (2002) εφαρμόστηκε επί του τασικού πεδίου περιμετρικά του πασσάλου πριν την επιβολή της στατικής φόρτισης και την εξόλκευσή του, όπως αυτό προκύπτει από τις αριθμητικές αναλύσεις. Επίσης, δεν εφαρμόστηκε το άνω όριο της πλευρικής τριβής $f_{s,lim}$ καθώς δεν λαμβάνεται υπόψη στις αριθμητικές αναλύσεις. Άρα, στην παρούσα Διπλωματική Εργασία, ο υπολογισμός της πλευρικής τριβής έγινε τροποποιώντας την Εξίσωση (3.1) ως ακολούθως:

$$f_s = \sigma'_{r,o} \cdot \tan \delta \quad (3.4)$$

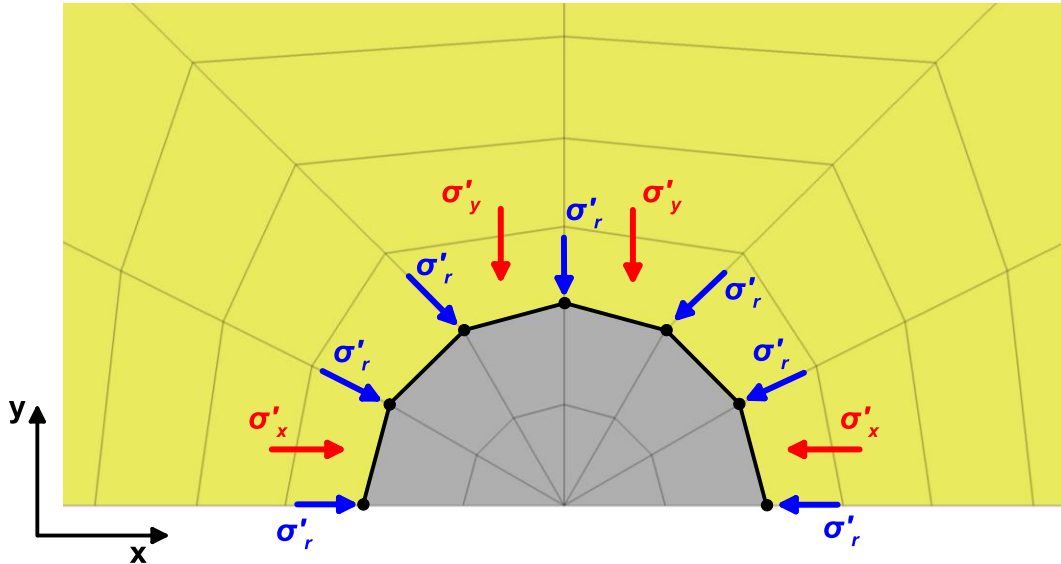
Όπου $\sigma'_{r,o}$ οι αρχικές ενεργές ακτινικές τάσεις περιμετρικά του πασσάλου πριν την εξόλκευση.

Η τιμή της γωνίας δ λήφθηκε ίση με $\delta = 25^\circ$, τιμή η οποία είναι συμβατή τόσο με τις ιδιότητες των στοιχείων διεπιφάνειας που χρησιμοποιήθηκαν στις αριθμητικές αναλύσεις (Κεφάλαιο 2) καθώς και με τον API (2002) για άμμο μέσης πυκνότητας (**Πίνακας 3.1**). Τέλος, ο συντελεστής αποδοτικότητας της Εξ. (3.2) λήφθηκε ίσος με τη μονάδα ($E = 1$), καθώς στις αριθμητικές αναλύσεις προσομοιώνεται ένας μεμονωμένος πάσσαλος διαμέτρου $D = 2.5\text{m}$ και μήκους $L = 52\text{m}$. Οι αρχικές ενεργές ακτινικές τάσεις $\sigma'_{r,o}$ περιμετρικά του πασσάλου υπολογίστηκαν αριθμητικά με δύο τρόπους (βλ. **Σχήμα 3.1**):

- (i) Μέσω των ορθών (οριζόντιων) ολικών τάσεων που αναπτύσσονται στα στοιχεία διεπιφάνειας κατά μήκους του πασσάλου. Αφαιρώντας από τις εν λόγω τάσεις, την πίεση πόρων που αναπτύσσεται στα εδαφικά στοιχεία περιμετρικά του πασσάλου, προκύπτει η ενεργός τιμή των οριζόντιων τάσεων που αναπτύσσονται στα στοιχεία διεπιφάνειας. Η μεθοδολογία αυτή προσεγγίζει με ακρίβεια τις ακτινικές τάσεις επί του πασσάλου.
- (ii) Μέσω των οριζόντιων ενεργών τάσεων που αναπτύσσονται στα εδαφικά στοιχεία περιμετρικά του πασσάλου. Στην περίπτωση αυτή ελήφθησαν υπόψη μόνο τα εδαφικά στοιχεία των οποίων μία από τις δύο συνιστώσες της οριζόντιας ενεργού τάσης (κατά x ή κατά y) είναι κατά προσέγγιση κάθετη στον πάσσαλο, και συνεπώς προσεγγίζει την

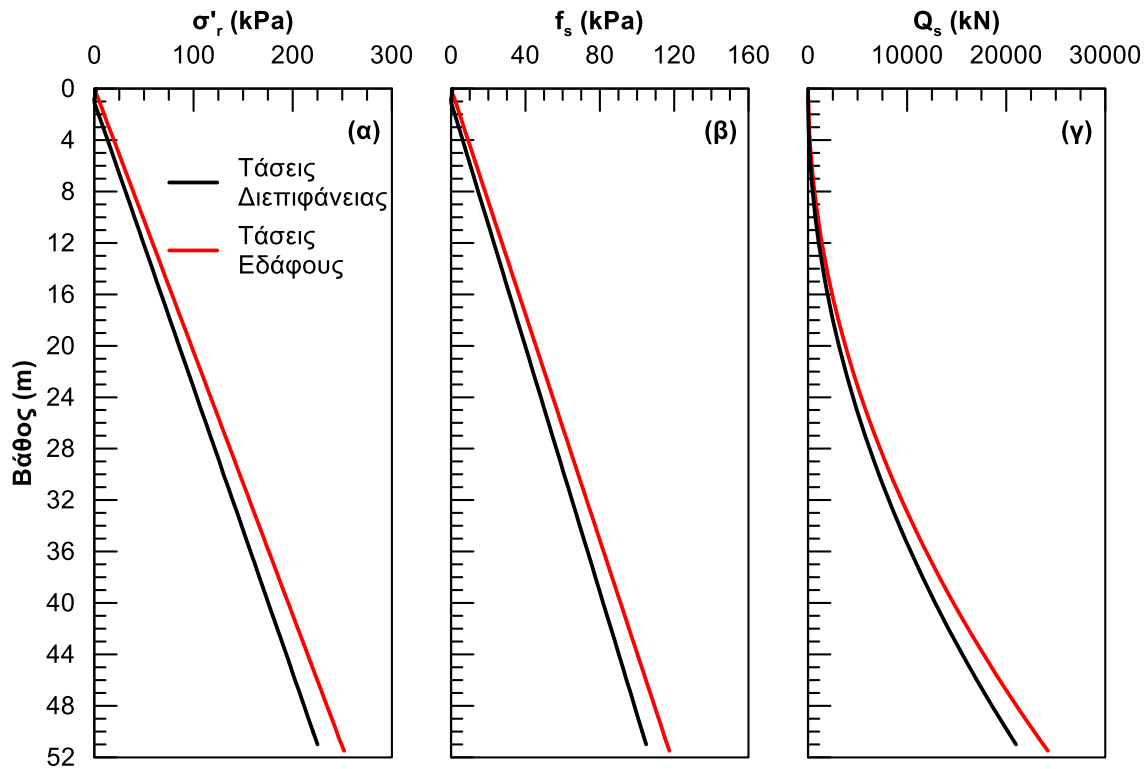
ακτινική τάση επί του πασσάλου. Η μεθοδολογία αυτή είναι απλοποιητική και εκτιμά κατά προσέγγιση τις ακτινικές τάσεις επί του πασσάλου.

οριζόντιες ενεργές τάσεις στα εδαφικά στοιχεία (σ'_x ή σ'_y)
ορθές ενεργές τάσεις στα στοιχεία διεπιφάνειας (σ'_r)



Σχήμα 3.1: Σημεία εφαρμογής των ορθών ενεργών τάσεων στα στοιχεία διεπιφάνειας και των οριζόντιων ενεργών τάσεων στα εδαφικά σημεία περιμετρικά του πασσάλου που χρησιμοποιήθηκαν για τον αναλυτικό υπολογισμό της φέρουσα ικανότητας.

Στο **Σχήμα 3.2** παρουσιάζεται η κατανομή των οριζόντιων ακτινικών τάσεων, της πλευρικής τριβής f_s και της αντίστοιχης αντίστασης σε πλευρική τριβή Q_s κατά μήκος του πασσάλου και για τις δύο εξεταζόμενες περιπτώσεις. Από το **Σχήμα 3.2** παρατηρείται ότι οι οριζόντιες ενεργές τάσεις που αναπτύσσονται στα στοιχεία διεπιφάνειας είναι ελαφρώς μικρότερες από τις αντίστοιχες τάσεις στα διπλανά εδαφικά στοιχεία, γεγονός που οδηγεί σε μικρότερες τιμές της πλευρικής αντίστασης, ήτοι $Q_s \approx 20900\text{kN}$ (τάσεις διεπιφάνειας) έναντι $Q_s \approx 24200\text{kN}$ (τάσεις εδαφικών στοιχείων). Επομένως, αν σε αυτές τις τιμές προστεθεί το ενεργό βάρος του πασσάλου $W' \approx 2500\text{kN}$, τότε η φέρουσα ικανότητα του πασσάλου προκύπτει αναλυτικά, με βάση την Εξ. (3.3), ίση με $Q_{ult} \approx 23400\text{kN}$ και $Q_{ult} \approx 26700\text{kN}$ αντίστοιχα. Από τις δύο αυτές τιμές περισσότερο ακριβής θεωρείται αυτή που έχει υπολογισθεί με βάση της ορθές ενεργές τάσεις στα στοιχεία της διεπιφάνειας ($Q_{ult} \approx 23400\text{kN}$), η οποία εκλαμβάνεται ακολούθως ως η αναλυτική εκτίμηση της οριακής αντοχής σε εξόλκευση κατά API.



Σχήμα 3.2: Αναλυτικός υπολογισμός αντίστασης πλευρικής τριβής κατά API με βάση τις μέσες αρχικές οριζόντιες ενεργές τάσεις στα στοιχεία διεπιφάνειας εδάφους - πασσάλου και στα εδαφικά στοιχεία περιμετρικά του πασσάλου.

3.3 Αριθμητικός Υπολογισμός Φέρουσας Ικανότητας

Ο αριθμητικός υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας του πασσάλου υπό στατικές συνθήκες φόρτισης πραγματοποιήθηκε επιβάλλοντας στο αριθμητικό προσομοίωμα, που περιγράφηκε στο Κεφάλαιο 2, κατακόρυφη προς-τα-πάνω μετακίνηση σε όλους τους κόμβους της κεφαλής του πασσάλου και μετρώντας τη μεταβολή του φορτίου συναρτήσει της επιβαλλόμενης εξόλκευσης. Σύμφωνα με όσα έχουν περιγραφεί στο Κεφάλαιο 2 σχετικά με τις συνοριακές συνθήκες του προσομοιώματος, για τη στατική φόρτιση χρησιμοποιήθηκαν κατακόρυφες κυλήσεις στα πλευρικά όρια και αρθρώσεις στη βάση και όχι οι συνοριακές συνθήκες τύπου «συζευγμένων κόμβων» (tied-nodes) που θα χρησιμοποιηθούν κατά τη διάρκεια της σεισμικής φόρτισης. Η επιβαλλόμενη μετακίνηση σε κάθε βήμα φόρτισης ήταν ίση με 10^{-6} m. Η συγκεκριμένη τιμή εκτιμήθηκε επί τη βάσει αναλύσεων ευαισθησίας ώστε να εξασφαλιστεί η ελαχιστοποίηση της επίδρασης φαινομένων αδράνειας στο υπολογισθέν φορτίο. Υπενθυμίζεται ότι ο κώδικας FLAC3D, ακόμα και για την επίλυση στατικών προβλημάτων, εφαρμόζει τις εξισώσεις κίνησης.

Σε κάθε βήμα φόρτισης, υπολογίστηκε: (i) το συνολικό φορτίο Q στην κεφαλή του πασσάλου μέσω των αντιδράσεων στήριξης των κόμβων της κεφαλής του πασσάλου, (ii) η πλευρική τριβή Q_s μέσω των κατακόρυφων διατμητικών τάσεων που αναπτύσσονται σε όλα τα στοιχεία

διεπιφάνειας περιμετρικά του πασσάλου, και (iii) το φορτίο της αιχμής Q_{tip} του πασσάλου μέσω των ενεργών ορθών τάσεων που αναπτύσσονται στα στοιχεία διεπιφάνειας στην αιχμή του πασσάλου.

Ο υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας πραγματοποιήθηκε τόσο για **στραγγιζόμενες** όσο και για **αστράγγιστες** συνθήκες φόρτισης. Για την προσομοίωση των στραγγιζόμενων συνθηκών στο FLAC3D χρησιμοποιήθηκε μια πάρα πολύ μικρή (πρακτικά μηδενική) τιμή του μέτρου ισότροπης συμπίεσης του νερού ($K_w = 10^{-3}$ kPa), έτσι ώστε να μην υπάρχει μεταβολή των πιέσεων πόρων κατά τη διάρκεια της φόρτισης. Αντίθετα, για την προσομοίωση των αστράγγιστων συνθηκών χρησιμοποιήθηκε η πραγματική τιμή του μέτρου ισότροπης συμπίεσης του νερού ($K_w = 2 \cdot 10^6$ kPa). Και στις δύο περιπτώσεις, δεν επιτράπη η ροή του νερού διαμέσου των εδαφικών πόρων, ενώ η εφελκυστική αντοχή του νερού ελήφθη ίση με μηδέν.

Η οριακή τιμή της εφελκυστικής τάσης που μπορεί να αναλάβει το νερό μπορεί να υπολογισθεί έμμεσα μέσω της ανύψωσης του νερού των πόρων πάνω από τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα λόγω τριχοειδών φαινομένων (capillary rise). Στη διεθνή βιβλιογραφία (π.χ. Terzaghi et al. 1948; Holtz & Kovacs 1982; Budhu 2010), η ανύψωση λόγω τριχοειδών φαινομένων στο έδαφος προσομοιώνεται απλοποιητικά με την ανύψωση του νερού z_c εντός ενός δοκιμαστικού σωλήνα διαμέτρου d (**Σχήμα 3.3**). Για να ικανοποιείται η ισορροπία των κατακόρυφων δυνάμεων στο **Σχήμα 3.3** θα πρέπει το βάρος του νερού να ισούται με τις εφελκυστικές δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω τριχοειδών φαινομένων, ήτοι:

$$\frac{\pi d^2}{4} z_c \cdot \gamma_w - \pi \cdot d \cdot T \cdot \cos \vartheta = 0 \quad (3.5)$$

Όπου γ_w το ειδικό βάρος του νερού, T η επιφανειακή τάση το νερού ($T \approx 0.073$ N/m σε θερμοκρασία 20°C) και ϑ η γωνία που σχηματίζει ο μηνίσκος (**Σχήμα 3.3**). Για την περίπτωση καθαρού νερού σε λείο δοκιμαστικό σωλήνα ισχύει $\vartheta = 0$. Λύνοντας την Εξ. (3.5) ως προς την ανύψωση z_c και αντικαθιστώντας τις τιμές των παραπάνω παραμέτρων προκύπτει ότι:

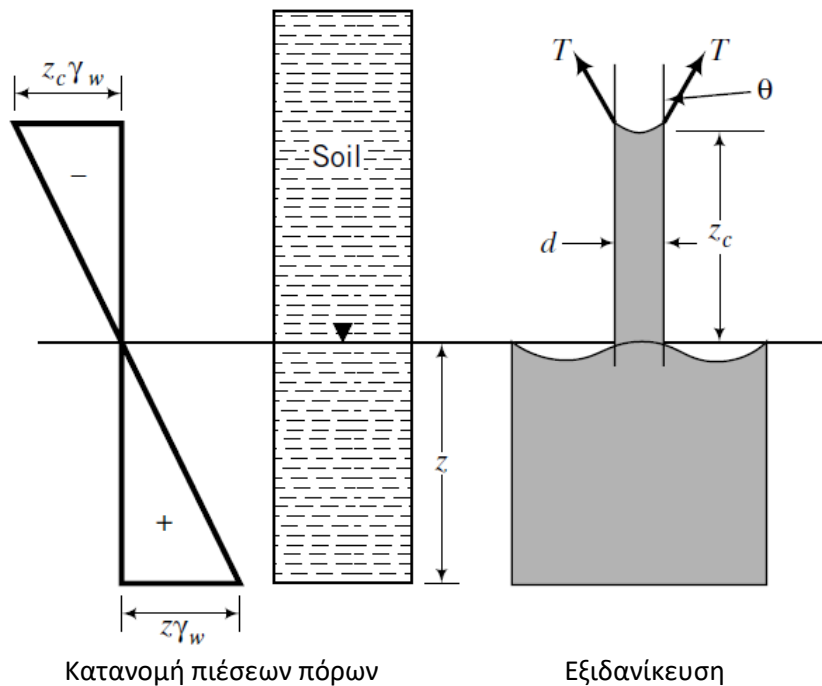
$$z_c (m) = \frac{0.03}{d(mm)} \quad (3.6)$$

Επομένως, η τριχοειδής ανύψωση μπορεί να προκύψει από την Εξ. (3.6) αντικαθιστώντας σε αυτή την ισοδύναμη διάμετρο των κενών στο εδαφικό υλικό, η τιμή της οποίας μπορεί να υπολογιστεί, σύμφωνα με τη βιβλιογραφία, συναρτήσει της διαμέτρου D_{10} του εδαφικού υλικού, δηλαδή της διαμέτρου των κόκκων για διερχόμενο 10% κατά την κοκκομετρική ανάλυση:

$$d(mm) = \alpha \cdot D_{10}(mm) \quad (3.7)$$

Όπου α ένας συντελεστής που διαφοροποιείται στη βιβλιογραφία. Συγκεκριμένα, οι Holtz & Kovacs (1982) προτείνουν $\alpha = 0.2$, ο Budhu (2010) $\alpha = 0.1$, ενώ οι Terzaghi et al. (1948) προτείνουν $\alpha = e$, όπου e ο δείκτης πόρων του εδαφικού υλικού.

Για την άμμο Nevada που χρησιμοποιείται στις αριθμητικές αναλύσεις, όπου $D_{10} = 0.07 - 0.08$ mm (Agulmoli et al. 1992) και για σχετική πυκνότητα $D_r = 50\%$ ($e = 0.699$), προκύπτει με χρήση των Εξ. (3.6) & (3.7) ανύψωση λόγω τριχοειδών φαινομένων της τάξεως των 0.5 – 2m. Δηλαδή, οι αναπτυσσόμενες εφελκυστικές τάσεις του νερού είναι περίπου 5 - 20kPa, τιμές που πρακτικά τείνουν στο μηδέν.



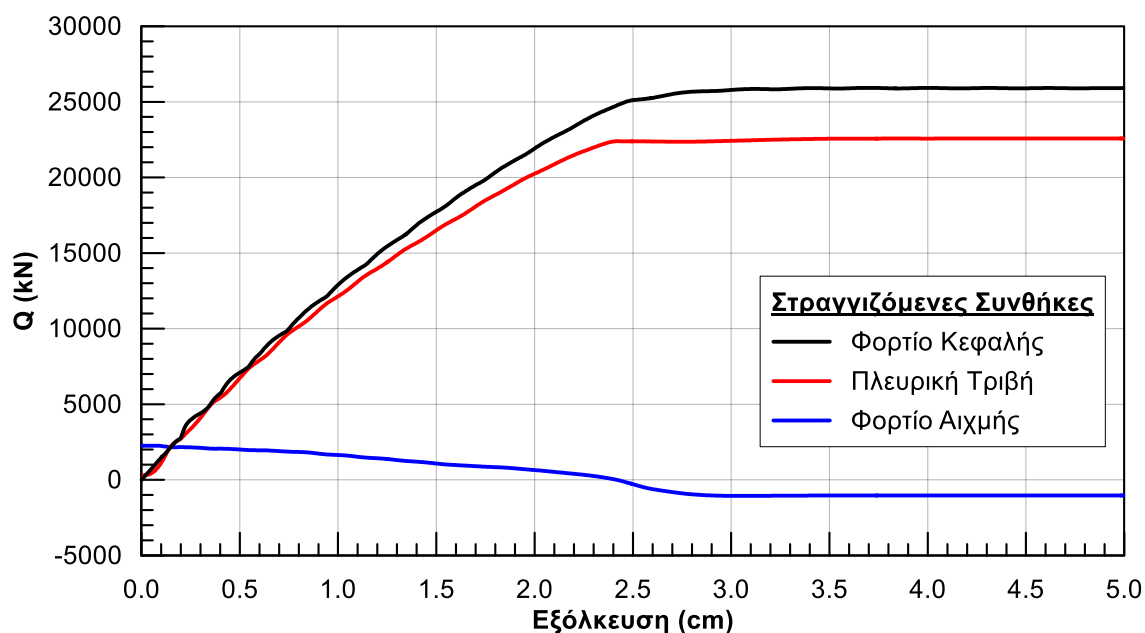
Σχήμα 3.3: Προσομοίωση ανύψωσης νερού λόγω τριχοειδών φαινομένων στο έδαφος (Budhu 2010).

3.3.1 Φόρτιση υπό στραγγιζόμενες συνθήκες

Στο **Σχήμα 3.4** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για την περίπτωση στραγγιζόμενων συνθηκών φόρτισης, και συγκεκριμένα η μεταβολή του συνολικού φορτίου κεφαλής του πασσάλου Q , της πλευρικής τριβής Q_s και του φορτίου αιχμής Q_{tip} συναρτήσει της επιβαλλόμενης εξόλκευσης. Όπως φαίνεται και στο σχήμα, κατά τα αρχικά στάδια της φόρτισης, το φορτίο κεφαλής και η πλευρική τριβή πρακτικά ταυτίζονται, ενώ στην συνέχεια, καθώς το φορτίο αιχμής αρχίζει να μειώνεται, το φορτίο κεφαλής και η πλευρική τριβή αποκλίνουν. Η αστοχία λαμβάνει χώρα για μετατόπιση περί τα 2.5-3.0 cm, πέραν της οποίας δεν παρατηρείται περαιτέρω μεταβολή των επιμέρους φορτίων. Η αρχική τιμή του

φορτίου αιχμής του πασσάλου συμπίπτει με το υπό άνωση βάρος του πασσάλου ($W' \approx 2500\text{kN}$), ενώ, καθώς η επιβαλλόμενη εξόλκευση αυξάνεται, η τιμή του φορτίου αιχμής συνεχώς μειώνεται και σταθεροποιείται κατά την αστοχία σε μία τιμή περίπου ίση με $Q_{tip} \approx -1000\text{kN}$.

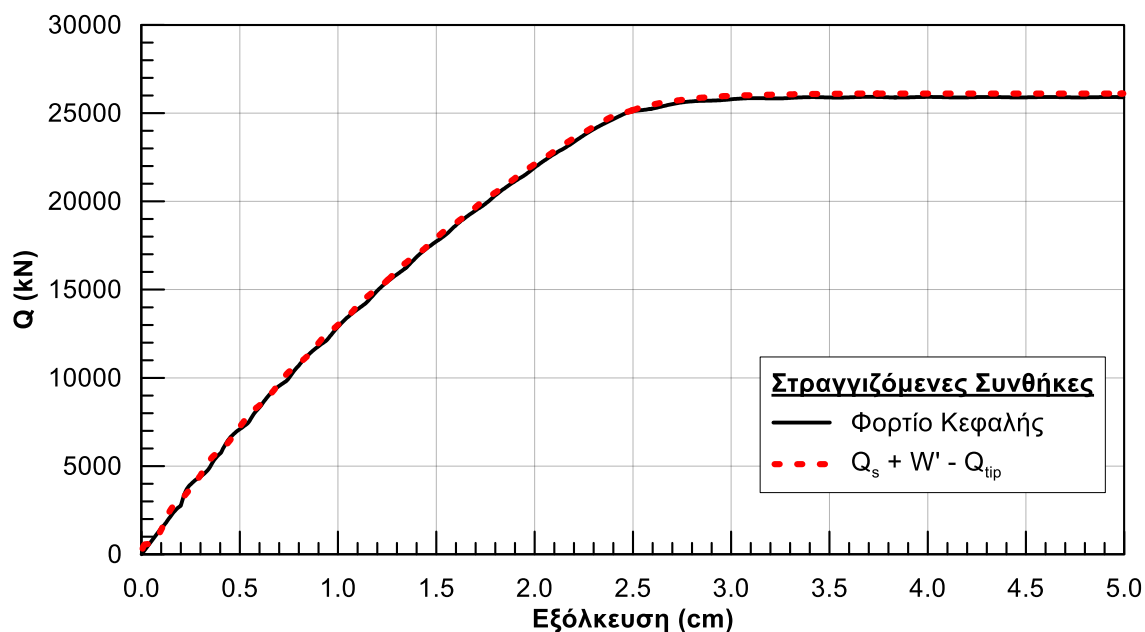
Η εν λόγω αρνητική τιμή του φορτίου αιχμής οφείλεται στην ανάπτυξη εφελκυστικών ενεργών τάσεων εντός των στοιχείων του πασσάλου που είναι σε επαφή με την διεπιφάνεια. Τονίζεται πως οι αντίστοιχες ενεργές τάσεις των στοιχείων εδάφους που είναι σε επαφή με την διεπιφάνεια είναι μηδενικές κατά την αστοχία. Ωστόσο, όπως φαίνεται και στο **Σχήμα 3.6**, δεν λαμβάνει χώρα αποκόλληση του πασσάλου από το έδαφος. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι στον κώδικα FLAC3D, αποκόλληση λαμβάνει χώρα όταν η ολική (και όχι η ενεργή) ορθή τάση στην διεπιφάνεια ξεπεράσει την εφελκυστική αντοχή (η οποία στην συγκεκριμένη περίπτωση έχει τεθεί ίση με μηδέν). Στο υπό εξέταση πρόβλημα και υπό τις συγκεκριμένες συνθήκες στράγγισης, οι εφελκυστικές ενεργές τάσεις εντός των στοιχείων του πασσάλου δεν ξεπερνούν σε απόλυτη τιμή τις αντίστοιχες πιέσεις πόρων, με αποτέλεσμα οι ολικές τάσεις να παραμένουν θετικές (θλιπτικές), και ως εκ τούτου να μην λαμβάνει χώρα αποκόλληση.



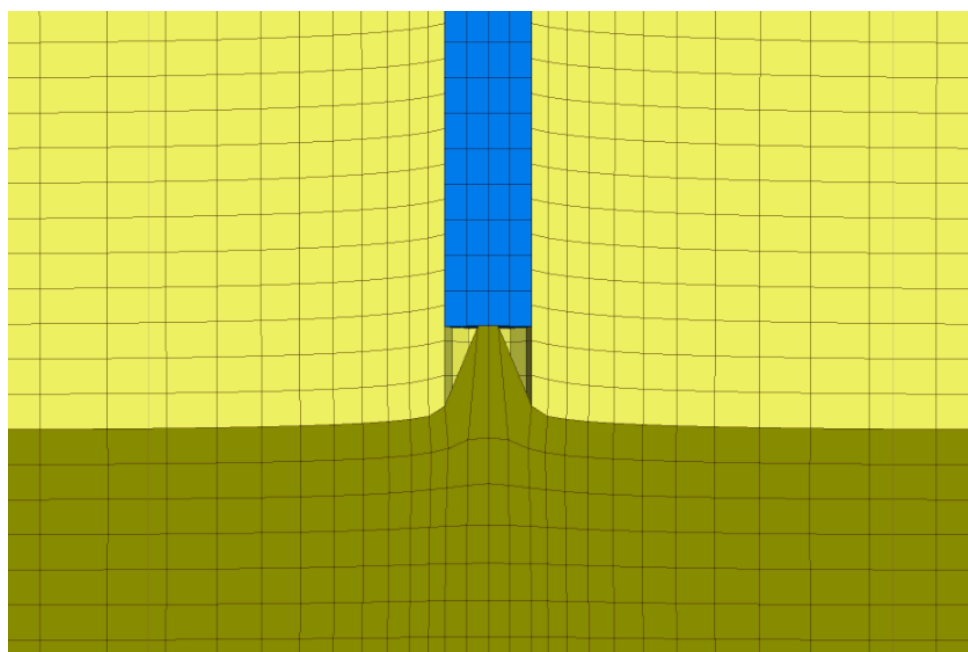
Σχήμα 3.4: Συνολική φορτίο κεφαλής του πασσάλου Q , δύναμη πλευρικής τριβής Q_s και φορτίο αιχμής Q_{tip} συναρτήσει της επιβαλλόμενης εξόλκευσης - φόρτιση υπό στραγγιζόμενες συνθήκες.

Σε κάθε περίπτωση, ελέγχοντας τη συμβατότητα των αριθμητικών αποτελεσμάτων, παρατηρείται (**Σχήμα 3.5**) ότι το συνολικό φορτίο στην κεφαλή του πασσάλου μπορεί να υπολογιστεί συναρτήσει της πλευρικής τριβής, του ενεργού βάρους του πασσάλου και του φορτίου αιχμής, σύμφωνα με τη σχέση:

$$Q = Q_s + W' - Q_{tip} \quad (3.8)$$



Σχήμα 3.5: Σύγκριση του φόρτιου στην κεφαλή του πασσάλου με το άθροισμα πλευρικής τριβής, ενεργού βάρους πασσάλου και φορτίου αιχμής - φόρτιση υπό στραγγιζόμενες συνθήκες.

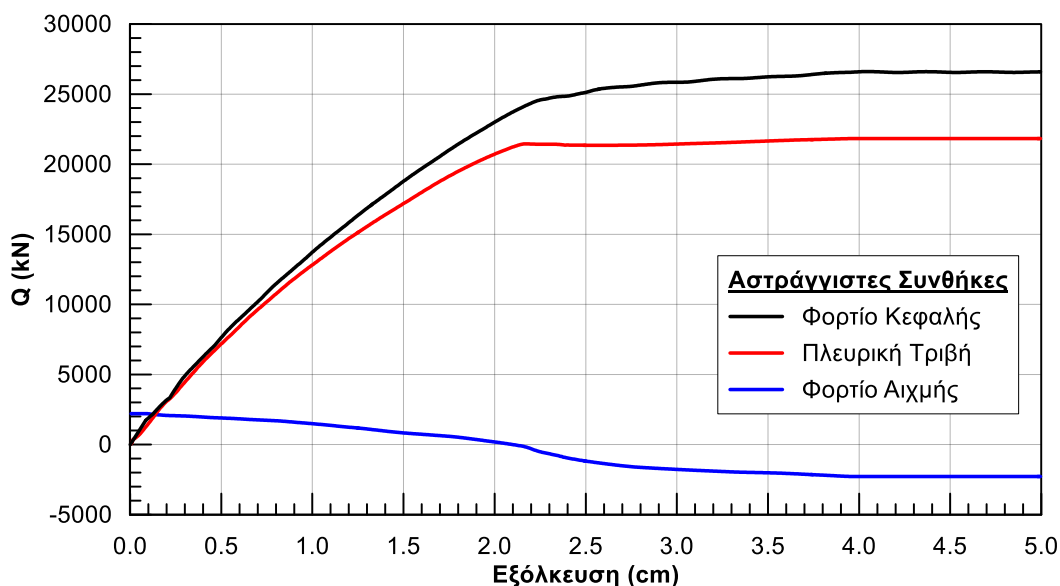


Σχήμα 3.6: Λεπτομέρεια καννάβου αριθμητικών αναλύσεων στην αιχμή πασσάλου κατά την αστοχία - φόρτιση υπό στραγγιζόμενες συνθήκες.

3.3.2 Φόρτιση υπό αστράγγιστες συνθήκες

Στο **Σχήμα 3.7** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για την περίπτωση αστράγγιστων συνθηκών φόρτισης. Συγκεκριμένα, φαίνεται η μεταβολή του συνολικού φορτίου κεφαλής του πασσάλου Q , της πλευρικής τριβής Q_s και του φορτίου αιχμής Q_{tip} συναρτήσει της επιβαλλόμενης εξόλκευσης. Όπως παρατηρείται από το **Σχήμα 3.7**, τα αποτελέσματα είναι εν γένει αντίστοιχα και συγκρίσιμα με αυτά για στραγγιζόμενες συνθήκες.

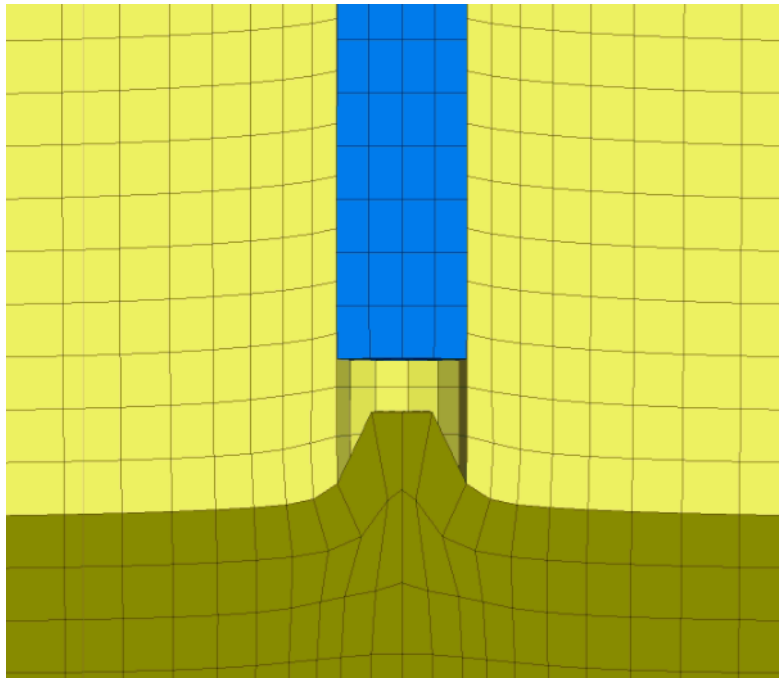
Πιο συγκεκριμένα, το φορτίο κεφαλής και η πλευρική τριβή συγκλίνουν κατά τα αρχικά στάδια της φόρτισης, ενώ, καθώς το φορτίο αιχμής αρχίζει να μειώνεται, διαφοροποιούνται. Για αστράγγιστες συνθήκες όμως το φορτίο κεφαλής παρουσιάζει ελαφρά κράτυνση μετά από 2.2 - 2.5cm μετατόπισης, σε σύγκριση με το αντίστοιχο διάγραμμα για στραγγιζόμενες συνθήκες όπου το φορτίο της κεφαλής σταθεροποιείται στην οριακή του τιμή για μετατοπίσεις 2.4 - 2.8cm. Αντίστοιχα φαινόμενα κράτυνσης παρουσιάζονται και στην μεταβολή της αντίστασης πλευρικής τριβής.



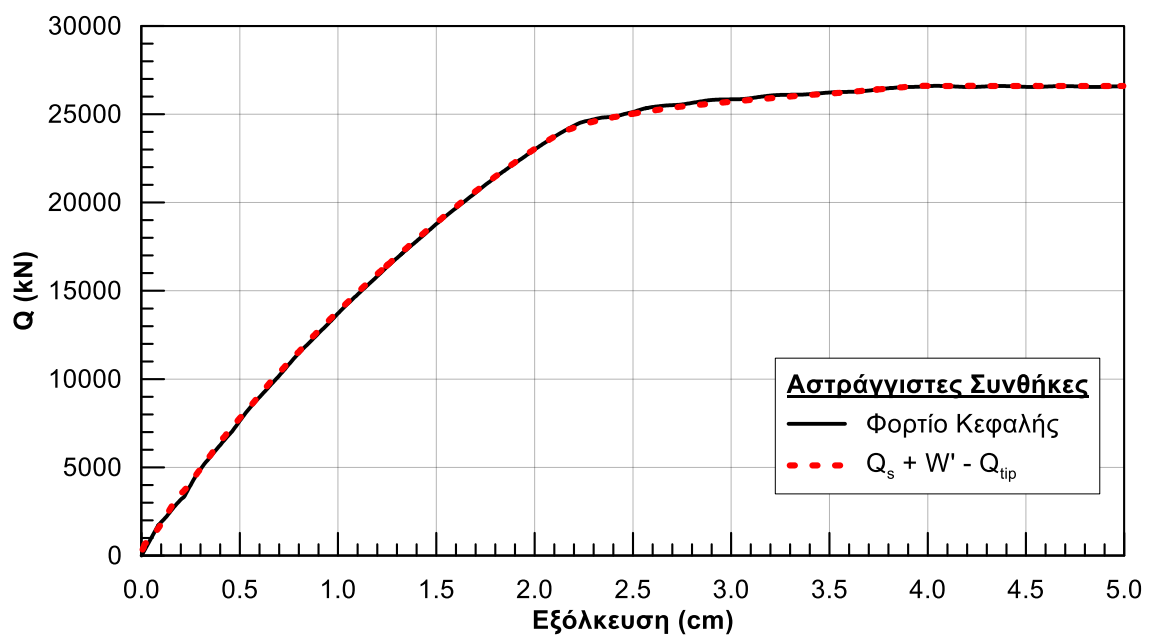
Σχήμα 3.7: Συνολική φορτίο κεφαλής του πασσάλου Q , δύναμη πλευρικής τριβής Q_s και φορτίο αιχμής Q_{tip} συναρτήσει της επιβαλλόμενης εξόλκευσης - φόρτιση υπό αστράγγιστες συνθήκες.

Από το **Σχήμα 3.7** παρατηρείται επίσης ότι το φορτίο στην αιχμή του πασσάλου λαμβάνει αρνητικές τιμές, παρά το γεγονός ότι η αιχμή του πασσάλου αποκολλάται από το περιβάλλον έδαφος (**Σχήμα 3.8**). Και στην περίπτωση αυτή, η αρνητική τιμή του φορτίου αιχμής συνδέεται με την ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων εντός των στοιχείων του πασσάλου. Τονίζεται ότι, και σε αυτήν την περίπτωση, τόσο οι ενεργές όσο και οι ολικές τάσεις των αντίστοιχων στοιχείων εδάφους μηδενίζονται κατά την αστοχία. Ωστόσο, η επιβολή της φόρτισης υπό αστράγγιστες συνθήκες, οδηγεί και σε μείωση των αντίστοιχων πιέσεων πόρων. Ως εκ τούτου, οι ολικές ορθές τάσεις στην διεπιφάνεια μηδενίζονται οδηγώντας σε αποκόλληση πασσάλου-εδάφους.

Κατ' επέκταση των ανωτέρω, προκύπτει ότι ούτε και σε αυτή την περίπτωση ισχύει η παραδοχή του API (2002) ότι η αντίσταση αιχμής είναι μηδενική [Εξ. (3.3)]. Το γεγονός αυτό φαίνεται καλύτερα στο **Σχήμα 3.9**, όπου συγκρίνεται το φορτίο που προκύπτει από την πλευρική τριβή, το ενεργό βάρος του πασσάλου και το φορτίο αιχμής [Εξ. (3.8)] με το φορτίο που μετρήθηκε στην κεφαλή του πασσάλου, με τα αποτελέσματα να είναι σε πλήρη συμφωνία.



Σχήμα 3.8: Λεπτομέρεια καννάβου αριθμητικών αναλύσεων στην αιχμή πασσάλου κατά την αστοχία - φόρτιση υπό αστράγγιστες συνθήκες.



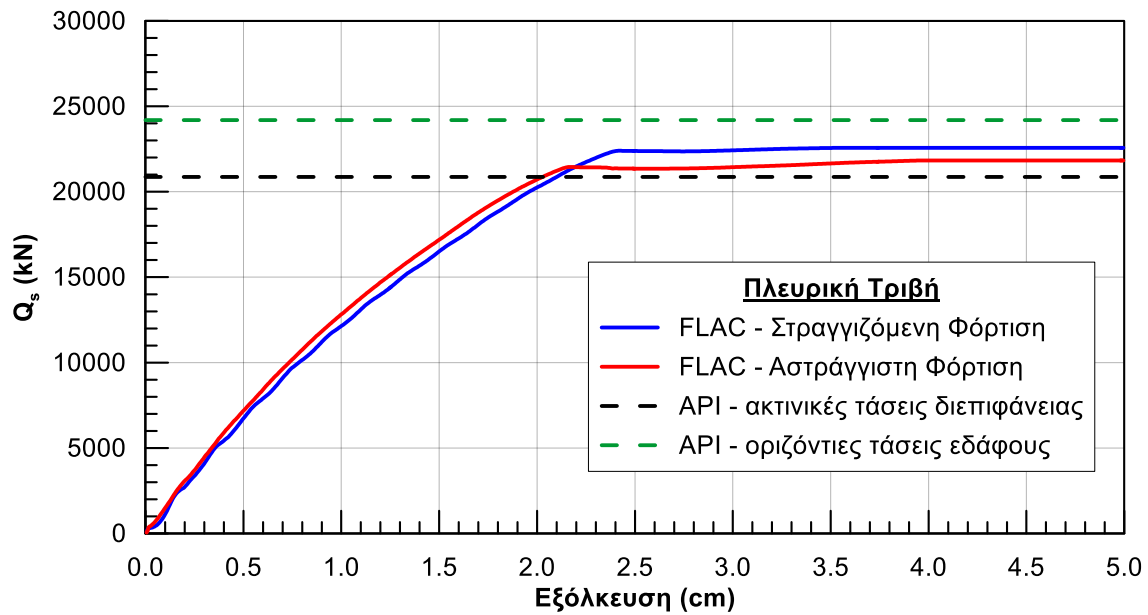
Σχήμα 3.9: Σύγκριση του φόρτιου στην κεφαλή του πασσάλου με το άθροισμα πλευρικής τριβής, ενεργού βάρους πασσάλου και φόρτιου αιχμής - φόρτιση υπό αστράγγιστες συνθήκες.

3.4 Σύγκριση Αριθμητικών και Αναλυτικών Προβλέψεων

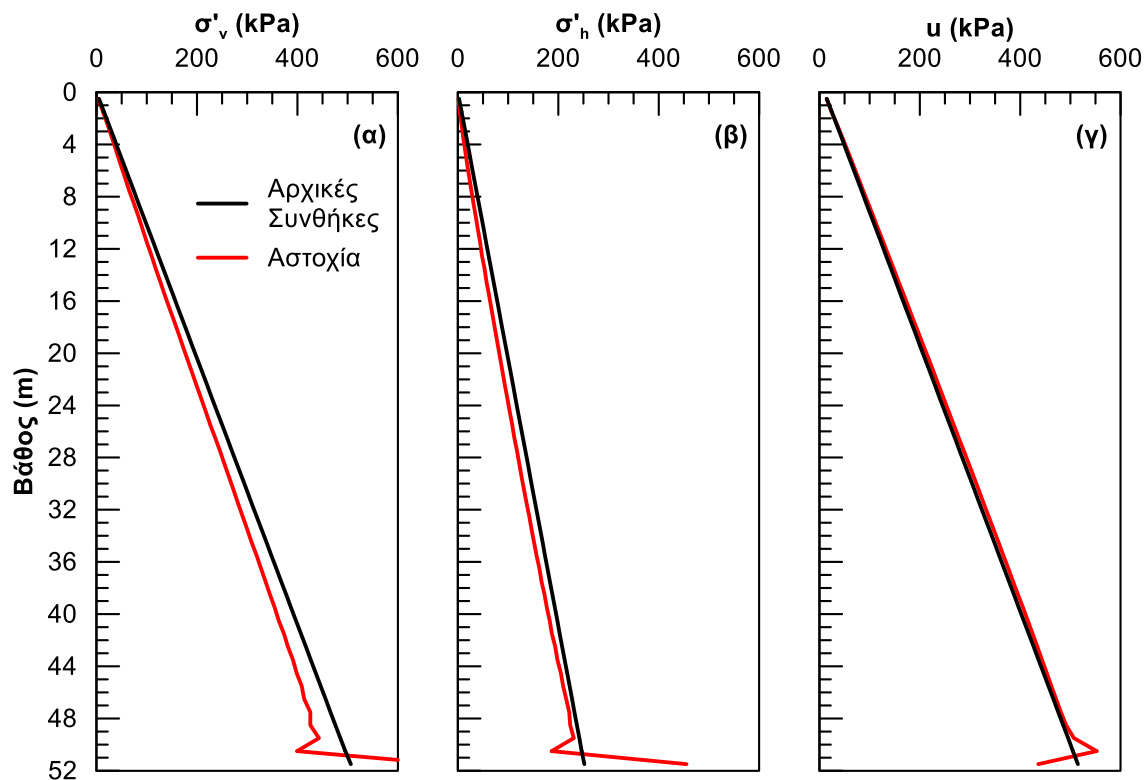
Στο **Σχήμα 3.10** συγκρίνονται τα αποτελέσματα των αριθμητικών προβλέψεων για τη αντίσταση τριβής Q_s περιμετρικά του πασσάλου, για στραγγιζόμενες και για αστράγγιστες συνθήκες με τις αντίστοιχες αναλυτικές προβλέψεις κατά API (2002) όπως αυτές υπολογίστηκαν στην παράγραφο 3.2.2, με βάση τις οριζόντιες ενεργές τάσεις τόσο στα στοιχεία διεπιφάνειας όσο και στα εδαφικά στοιχεία δίπλα τον πάσσαλο (**Σχήμα 3.2**).

Από το **Σχήμα 3.10** παρατηρείται ότι υπάρχει μικρή επίδραση των συνθηκών φόρτισης (στραγγιζόμενες ή αστράγγιστες) στην αριθμητική πρόβλεψη της πλευρικής τριβής. Πιο συγκεκριμένα, η μέγιστη πλευρική τριβή μειώθηκε ελαφρώς από περίπου 22500kN υπό στραγγιζόμενες συνθήκες σε περίπου 21800kN υπό αστράγγιστες συνθήκες. Η μικρή αυτή μείωση της πλευρικής τριβής οφείλεται στη μεταβολή των πιέσεων πόρων λόγω των αστράγγιστων συνθηκών φόρτισης. Το **Σχήμα 3.11** παρουσιάζει τη μεταβολή κατά μήκος του πασσάλου των μέσων (ανά την περίμετρο του πασσάλου) ενεργών ακτινικών τάσεων και των αντίστοιχων πιέσεων πόρων στην αρχή της φόρτισης και μετά την αστοχία (για εξόλκευση 5cm). Όπως ήταν αναμενόμενο, η εξόλκευση του πασσάλου υπό αστράγγιστες συνθήκες προκάλεσε φαινόμενα διαστολικότητας στο έδαφος περί τον πάσσαλο, με αποτέλεσμα την ανάπτυξη μικρών θετικών υδατικών υπερπιέσεων και την απομείωση των αντίστοιχων ακτινικών ενεργών τάσεων που ασκούνται στην διεπιφάνεια πασσάλου-εδάφους.

Επίσης, από το **Σχήμα 3.10** προκύπτει ότι οι αναλυτικές προβλέψεις με βάση τις ενεργές ορθές τάσεις στα στοιχεία διεπιφάνειας είναι σε πάρα πολύ καλή συμφωνία με το εύρος των αριθμητικών προβλέψεων. Αντίθετα, η απλοποιητική αναλυτική πρόβλεψη με βάση τις οριζόντιες ενεργές τάσεις στα εδαφικά σημεία δίπλα στον πάσσαλο οδηγεί σε υπερεκτίμηση της αντίστασης σε πλευρική τριβή. Ως εκ τούτου, η χρήση των μέσων ενεργών ορθών τάσεων στα στοιχεία διεπιφάνειας θεωρείται πιο αξιόπιστη και υιοθετείται για την συνέχεια της Διπλωματικής.



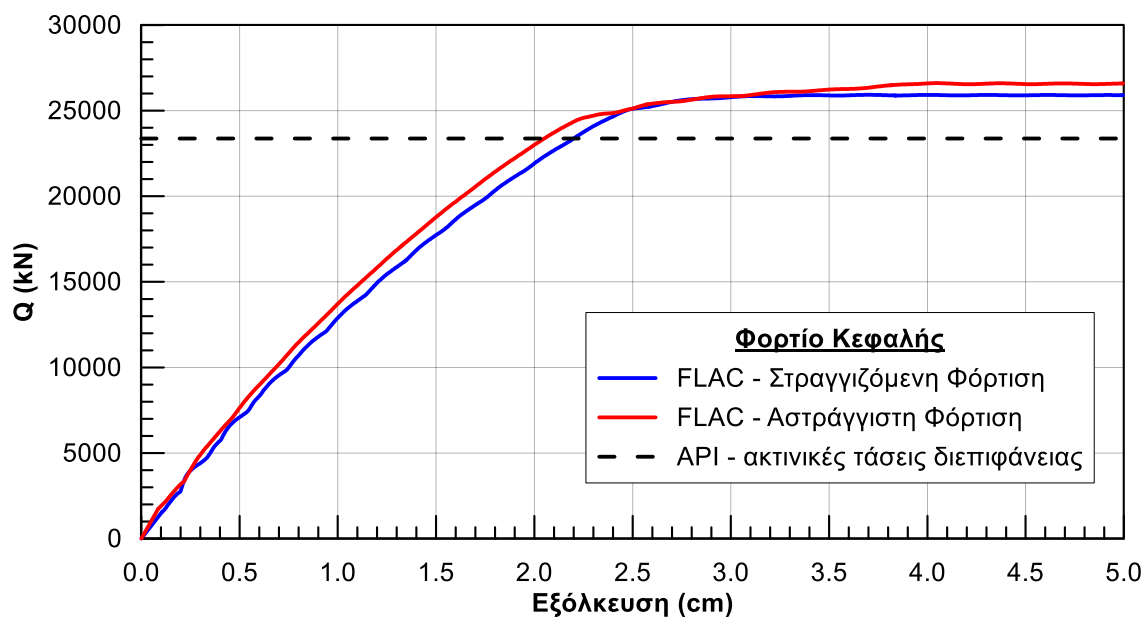
Σχήμα 3.10: Σύγκριση αριθμητικών και αναλυτικών αποτελεσμάτων για τη δύναμη πλευρικής τριβής.



Σχήμα 3.11: Κατανομή μέσω (α) κατακόρυφων ενεργών τάσεων, (β) οριζόντιων ενεργών τάσεων και (γ) πιέσεων πόρων στα εδαφικά στοιχεία δίπλα από τον πάσσαλο - φόρτιση υπό αστράγγιστες συνθήκες.

Τέλος, στο Σχήμα 3.12 συγκρίνονται τα αριθμητικά αποτελέσματα για το φορτίο κεφαλής του πασσάλου Q με τα αντίστοιχα αναλυτικά αποτελέσματα με βάση τις τάσεις στα στοιχεία διεπιφάνειας που αποδείχτηκαν πιο αντιπροσωπευτικά. Παρατηρείται ότι σε αυτή την περίπτωση οι αναλυτικές προβλέψεις υποεκτιμούν κατά περίπου 10% τη φέρουσα ικανότητα

του πασσάλου. Η διαφορά αυτή οφείλεται στο γεγονός ότι η αναλυτική μεθοδολογία του API αγνοεί την συνεισφορά της αντίστασης αιχμής [Εξ. (3.3)]. Η εν λόγω συνεισφορά είναι δύσκολο να προβλεφθεί αναλυτικά, ενώ η αγνόηση της οδηγεί σε συντηρητική εκτίμηση του οριακού φορτίου και επομένως λειτουργεί υπέρ της ασφαλείας. Ως εκ τούτου, και δεδομένης της μικρής σχετικά επίδρασης του φορτίου αιχμής, μπορεί να θεωρηθεί ότι η αριθμητική ανάλυση σε συνδυασμό με την Εξ 3.8 προβλέπει ικανοποιητικά την μεταβολή του φορτίου κεφαλής του πασσάλου με την επιβαλλόμενη εξόλκευση καθώς και την αντίστοιχη Φέρουσα Ικανότητα.



Σχήμα 3.12: Σύγκριση αριθμητικών και αναλυτικών αποτελεσμάτων για το συνολικό φορτίο στην κεφαλή του πασσάλου.

3.5 Σύνοψη

Στο παρόν κεφάλαιο, υπολογίστηκε τόσο αριθμητικά όσο και αναλυτικά η φέρουσα ικανότητα του εξεταζόμενου πασσάλου θεμελίωσης υπό στατικές συνθήκες φόρτισης. Οι αριθμητικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για στραγγιζόμενες καθώς και για αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης. Παρατηρήθηκε αρχικά ότι οι συνθήκες φόρτισης δεν επηρεάζουν σημαντικά τη φέρουσα ικανότητα του πασσάλου καθώς τα αποτελέσματα για στραγγιζόμενες και αστράγγιστες συνθήκες ήταν παρεμφερή μεταξύ τους. Το γεγονός αυτό οφείλεται στη μικρή μόνο ανάπτυξη υπερπιέσεων πόρων κατά την αστράγγιστη φόρτιση καθώς οι επιβαλλόμενες παραμορφώσεις έως την αστοχία είναι μικρές.

Η αντίσταση τριβής του πασσάλου υπολογίστηκε αναλυτικά κατά API (2002), χρησιμοποιώντας όμως τις ενεργές ακτινικές τάσεις στα στοιχεία διεπιφάνειας κατά μήκος και περιμετρικά του πασσάλου, όπως προέκυψαν από τις αριθμητικές αναλύσεις με τον κώδικα Πεπερασμένων Διαφορών FLAC 3D πριν την επιβολή της εξόλκευσης. Η σύγκριση των αριθμητικών και των

αναλυτικών προβλέψεων έδειξε πολύ καλή συμφωνία μεταξύ των αποτελεσμάτων, γεγονός που καταδεικνύει τη συμβατότητα των αριθμητικών προσομοιώσεων με τις αναλυτικές μεθοδολογίες υπολογισμού της πλευρικής τριβής που προτείνουν οι διάφοροι κανονισμοί (API 2002; DNV 2013).

Όσον αφορά στο φορτίο στην κεφαλή του πασσάλου, η σύγκριση αριθμητικών και αναλυτικών προβλέψεων κατέδειξε ότι οι πρώτες υπερεκτιμούν την οριακή φέρουσα ικανότητα κατά 10%. Η εν λόγω διαφοροποίηση οφείλεται στην συντηρητική και υπέρ της ασφαλείας παραδοχή των αναλυτικών μεθοδολογιών ότι ο πάσσαλος αποκολλάται πλήρως στην αιχμή του με αποτέλεσμα το οριακό φορτίο της κεφαλής να προκύπτει ως το άθροισμα της πλευρικής τριβής και του υπό άνωση βάρους του πασσάλου ($Q_{ult} = Q_{s,ult} + W'$). Ωστόσο, οι αριθμητικές αναλύσεις κατέδειξαν πως και η αιχμή του πασσάλου συνεισφέρει κατά ένα μικρό ποσοστό στο τελικό φορτίο στην κεφαλή. Σημειώνεται ότι η εν λόγω συνεισφορά είναι δύσκολο να προβλεφθεί αναλυτικά, ενώ οδηγεί σε αύξηση της φέρουσας ικανότητας, δηλ. η αγνόησή της λειτουργεί υπέρ της ασφαλείας. Εξαιτίας του γεγονότος αυτού, προκύπτει μια μικρή διαφοροποίηση μεταξύ αναλυτικών και αριθμητικών προβλέψεων της φέρουσας ικανότητας του πασσάλου, η οποία όμως δεν αναιρεί την αξιοπιστία των αριθμητικών αναλύσεων καθώς οφείλεται στις παραδοχές των κανονισμών.

Με βάση τα ανωτέρω, η αριθμητική προσομοίωση της εξόλκευσης του πασσάλου υπό στατική φόρτιση, σε συνδυασμό με τη Εξ. 3.8 για τον υπολογισμό του φορτίου κεφαλής, είναι συμβατή με τον αναλυτικό υπολογισμό της στατικής φέρουσας ικανότητας του πασσάλου κατά API (2002), υπό τις ακόλουθες δύο βασικές προϋποθέσεις:

- (α) Οι οριζόντιες ενεργές τάσεις που ασκούνται στην διεπιφάνεια πασσάλου-εδάφους δεν είναι οι γεωστατικές αλλά προκύπτουν από τις ολικές ακτινικές τάσεις στα στοιχεία διεπιφάνειας κατά μήκος και περιμετρικά του πασσάλου αφαιρώντας την πίεση πόρων που αναπτύσσεται στα εδαφικά στοιχεία περιμετρικά του πασσάλου, όπως προέκυψαν από τις αριθμητικές αναλύσεις με τον κώδικα Πεπερασμένων Διαφορών FLAC 3D πριν την επιβολή της εξόλκευσης.
- (β) Δεν υιοθετείται η οριακή τιμή της πλευρικής τιμής που επιβάλλει ο API (2002).

Κεφάλαιο 4

Μηχανισμοί Σεισμικής Απόκρισης Πασσάλου - Τένοντα - Πλωτήρα

4.1 Γενικά

Η σεισμική φόρτιση είναι δυνατό να προκαλέσει ανάπτυξη υπερπίεσης πόρων στο έδαφος γύρω από τον πάσσαλο με αποτέλεσμα το έδαφος να χάσει μέρος ή ολόκληρη την αντοχή του. Η εν λόγω μείωση της αντοχής του περιβάλλοντος εδάφους, σε συνδυασμό με την αξονική εφελκυστική δύναμη προέντασης που ασκείται στον πάσσαλο οδηγεί σε εξόλκευση του πασσάλου. Η εξόλκευση αυτή μεταφράζεται εν μέρει σε μετακίνηση της πλωτής κατασκευής προς τα πάνω και εν μέρει σε μείωση του μήκους του χαλύβδινου τένοντα αγκύρωσης με αποτέλεσμα την μείωση της δύναμης προέντασης, που είναι και το γενεσιουργό αίτιο της εξόλκευσης του πασσάλου.

Σε αυτό το κεφάλαιο περιγράφεται η μεθοδολογία με την οποία προσομοιώνεται η σύζευξη Πασσάλου–Τένοντα–Πλωτήρα και παρουσιάζονται τα αποτελέσματα μιας τυπικής ανάλυσης. Πιο συγκεκριμένα, με χρήση του λογισμικού πεπερασμένων διαφορών FLAC 3D (Itasca 2017), υπολογίζεται η εξόλκευση της κεφαλής του πασσάλου και η επίδρασή της στην δύναμη προέντασης του χαλύβδινου τένοντα. Επιπλέον, υπολογίζεται αριθμητικά η απομειωμένη Φέρουσα Ικανότητα του πασσάλου, σε χαρακτηριστικά στάδια της σεισμικής φόρτισης και μετά το πέρας της, και γίνεται σύγκριση με τις τιμές Φέρουσας Ικανότητας (Φ.Ι.) που προκύπτουν αναλυτικά βάσει των υδατικών πιέσεων του εδάφους περιμετρικά του πασσάλου. Σκοπός της εν λόγω σύγκρισης είναι να διαπιστωθεί κατά πόσο η απλούστερη αναλυτική μέθοδος είναι αξιόπιστη και μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον αυτοματοποιημένο υπολογισμό της χρονοϊστορίας απομείωσης της Φ.Ι. του πασσάλου. Τέλος, γίνεται σύνοψη των μηχανισμών που διέπουν το πρόβλημα με σκοπό την καλύτερη κατανόηση του φαινομένου.

4.2 Αναλυτική Προσομοίωση Σύζευξης Πασσάλου - Τένοντα - Πλωτήρα

Όπως έχει προαναφερθεί, οι Βασιλείου & Βασιλόπουλος (2020) προσομοίωσαν την απόκριση μεμονωμένου πασσάλου θεμελίωσης σε ρευστοποιήσιμη άμμο υπό σεισμική φόρτιση. Ωστόσο, στις αριθμητικές τους αναλύσεις δεν έλαβαν υπόψη την επίδραση της σύζευξης Πασσάλου–Τένοντα–Πλωτήρα, αλλά αρκέστηκαν στον αναλυτικό υπολογισμό της απομείωσης της δύναμης προέντασης. Πιο συγκεκριμένα, θεώρησαν μια πλωτή κατασκευή βάρους W και σταθερής διατομής $A_{\pi\lambda}$ η οποία αφήνεται να ισορροπήσει στην ελεύθερη επιφάνεια θάλασσας με ειδικό βάρος γ_w . Υπό την επίδραση μόνον του βάρους της, η κατασκευή ισορροπεί σε ένα αρχικό βύθισμα β_0 έτσι ώστε η άνωση U_0 που δέχεται η κατασκευή από τη θάλασσα να ισούται με το βάρος της.

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

$$U_0 = \beta_0 \cdot A_{\pi\lambda} \cdot \gamma_w \quad (4.1)$$

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

$$\varepsilon = \frac{L - L_{free}}{L_{free}} \quad (4.2)$$

Λόγω της προέντασης, το επιπλέον βύθισμα της κατασκευής από τη θέση ισορροπίας είναι β , τέτοιο ώστε να ικανοποιείται η εξίσωση:

$$F = \beta \cdot A_{\pi\lambda} \cdot \gamma_w \quad (4.3)$$

Όπου F η δύναμη προέντασης για την οποία ισχύει:

$$F = E \cdot \varepsilon \cdot A_{st} \quad (4.4)$$

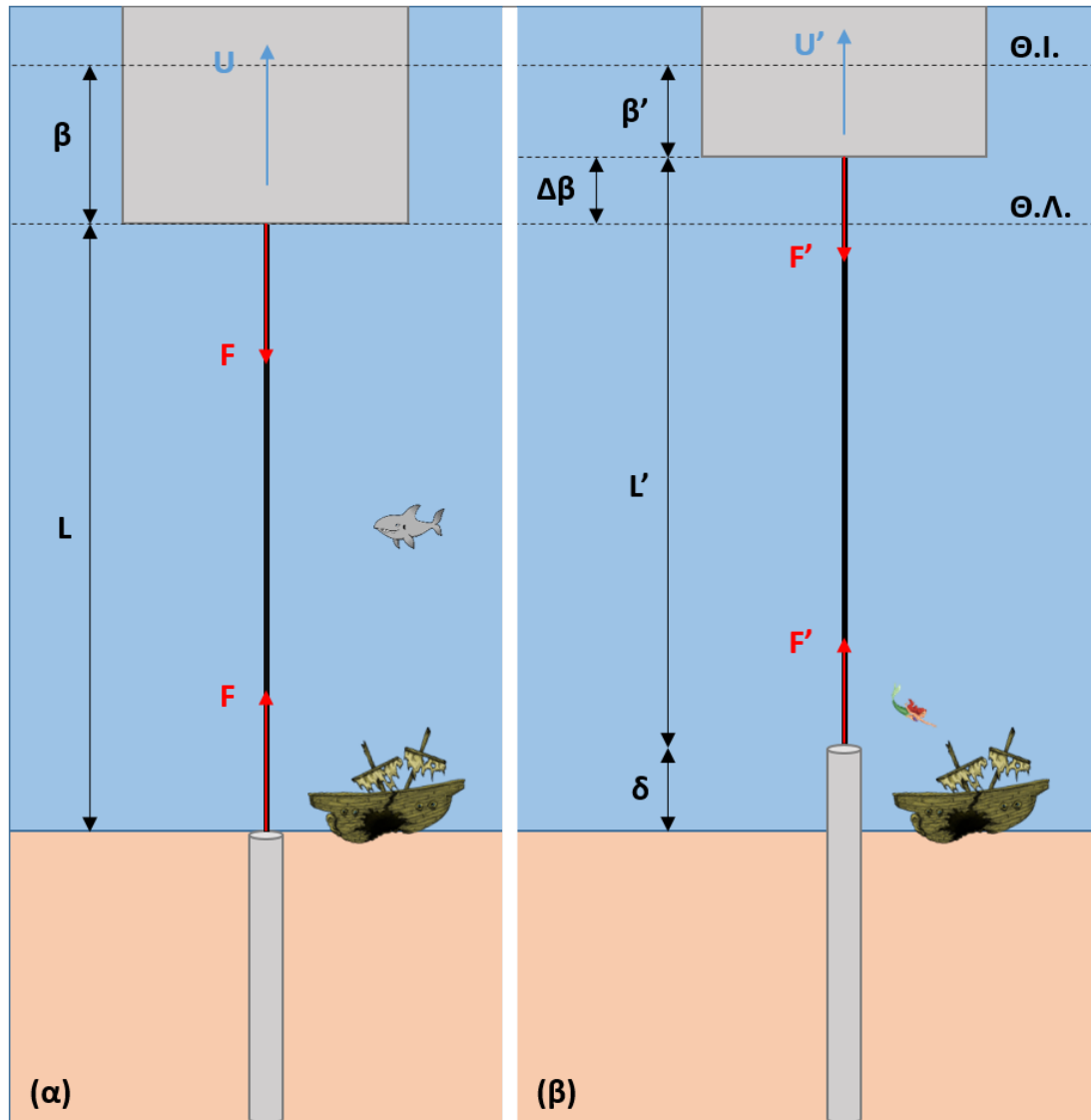
Ο όρος E εκφράζει το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα, ενώ ο όρος A_{st} το συνολικό εμβαδόν διατομής των τενόντων. Για ένα τένοντα ανά πλωτήρα ισχύει :

$$A_{st} = \frac{\pi \cdot (D_{o,st}^2 - D_{i,st}^2)}{4} \quad (4.5)$$

Όπου $D_{o,st}$ και $D_{i,st}$ η εξωτερική και η εσωτερική διάμετρος του τένοντα αντίστοιχα.

Η νέα θέση ισορροπίας της κατασκευής είναι και η θέση λειτουργίας της, όπως παρουσιάζεται σχηματικά στο **Σχήμα 4.1α**.

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 δ . Η εξόλκευση αυτή μεταφράζεται εν μέρει σε μετακίνηση $\Delta\beta$ της κατασκευής προς τα πάνω και εν μέρει σε μείωση του μήκος του τένοντα σε L' και επομένως μείωση της παραμόρφωσης του, έτσι ώστε να διατηρηθεί η ισορροπία δυνάμεων όπως φαίνεται στο **Σχήμα 4.1β**.



Σχήμα 4.1: Σκαρίφημα εξόλκευσης πασσάλου πριν και (β) μετά την επιβολή της σεισμικής δόνησης (Βασιλείου & Βασιλόπουλος 2020).

Συνδυάζοντας τις παραπάνω εξισώσεις, οι Βασιλείου & Βασιλόπουλος (2020) απέδειξαν ότι η απομείωση της προέντασης μπορεί να υπολογιστεί αναλυτικά ως συνάρτηση του μεγέθους της εξόλκευσης και των γεωμετρικών χαρακτηριστικών της κατασκευής και του τένοντα :

$$\Delta F = - \frac{A_{st} \cdot E \cdot \delta}{L_{free} + \frac{A_{st} \cdot E}{\gamma_w \cdot A_{\pi\lambda}}} \quad (4.6)$$

Η Εξίσωση (4.6) μπορεί να γραφτεί και ως:

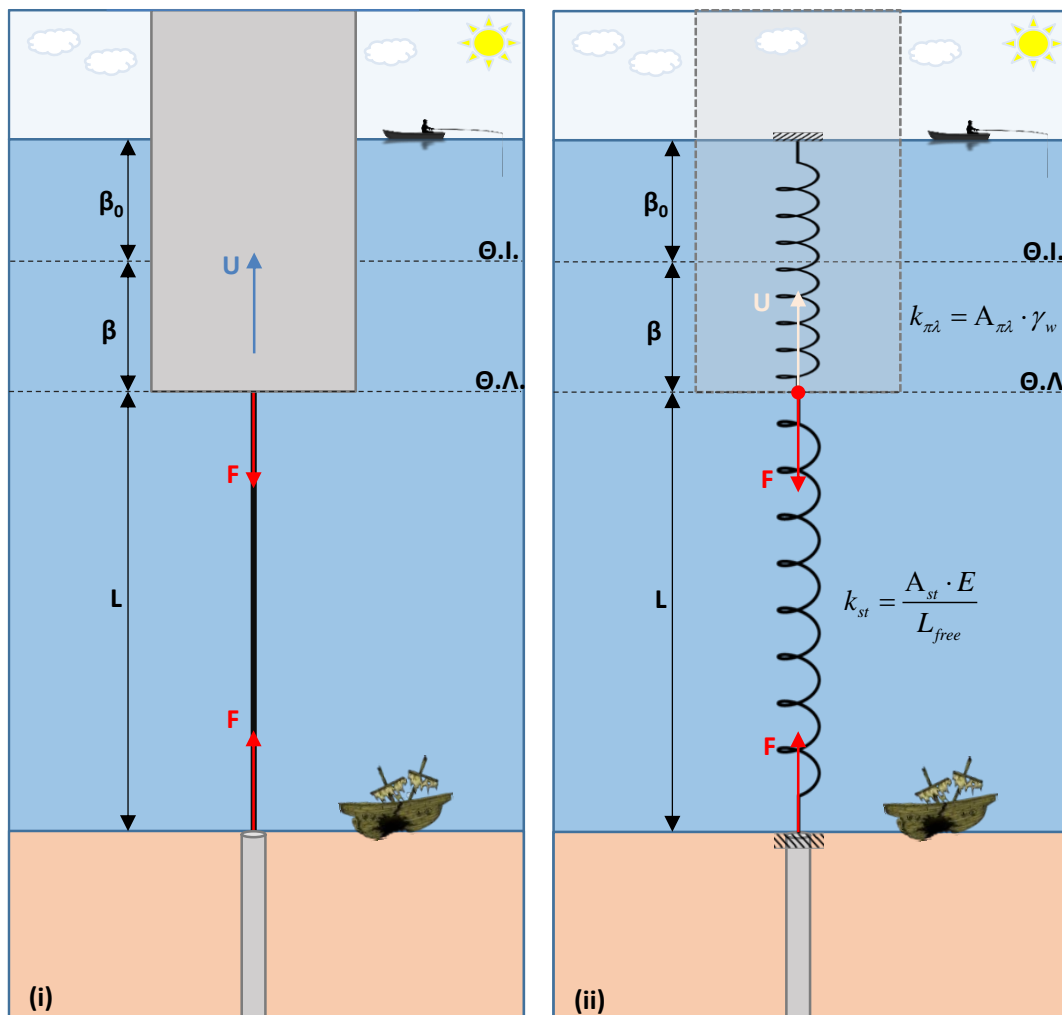
$$\Delta F = -\delta \cdot \left(\frac{1}{A_{\pi\lambda} \cdot \gamma_w} + \frac{L_{free}}{A_{st} \cdot E} \right)^{-1} \quad (4.7)$$

Η δυσκαμψία του τένοντα και του πλωτήρα, δηλαδή η αντίσταση για μοναδιαία επιμήκυνση του τένοντα και η αντίσταση για μοναδιαία βύθιση του πλωτήρα έχουν μονάδες δύναμης ανά μονάδα μήκους και εκφράζονται από τις Εξισώσεις (4.8) και (4.9) αντίστοιχα.

$$k_{st} = \frac{A_{st} \cdot E}{L_{free}} \quad (4.8)$$

$$k_{\pi\lambda} = A_{\pi\lambda} \cdot \gamma_w \quad (4.9)$$

Επομένως, το σύστημα πλωτήρα – τένοντα μπορεί να προσομοιωθεί με ένα σύστημα δύο ελατηρίων συνδεδεμένων σε σειρά, με δυσκαμψίες $k_{\pi\lambda}$ και k_{st} αντίστοιχα (Σχήμα 4.2).



Σχήμα 4.2: Σκαρίφημα (i) του συστήματος Τένοντα-Πλωτήρα (ii) του ισοδύναμου συστήματος δύο ελατηρίων σε σειρά (Βασιλείου & Βασιλόπουλος 2020).

4.3 Δεδομένα και Παραδοχές της Αριθμητικής Προσομοίωσης

Προκειμένου να προσομοιωθεί αριθμητικά η σύζευξη Πασσάλου - Τένοντα - Πλωτήρα απαιτείται τροποποίηση του αριθμητικού μοντέλου που παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 2 και χρησιμοποιήθηκε στο Κεφάλαιο 3 για τον υπολογισμό της Φ.Ι. του πασσάλου υπό στατικές συνθήκες φόρτισης. Πιο συγκεκριμένα, στο εν λόγω μοντέλο εισάγεται ένα στοιχείο καλωδίου (cable) στην κορυφή του πασσάλου, το οποίο προσομοιώνει το ελατήριο του χαλύβδινου τένοντα αγκύρωσης και ένα δεύτερο στην κορυφή του προηγούμενου, που προσομοιώνει το ελατήριο του πλωτήρα. Οι κατακόρυφες μετακινήσεις στην κορυφή του καλωδίου του πλωτήρα δεσμεύονται έτσι ώστε το προσομοίωμα να μην είναι μηχανισμός. Τονίζεται ότι, για την προσομοίωση του ελατηρίου του πλωτήρα, δίνονται κατάλληλες τιμές στο μέτρο ελαστικότητας E , το μήκος L και την επιφάνεια A έτσι ώστε το ισοδύναμο μέτρο δυσκαμψίας του $A_{eq} \cdot E_{eq} / L_{eq}$ να είναι ίσο με την τιμή που προκύπτει από την Εξίσωση (4.9).

Όπως έχει προαναφερθεί, επιλέγεται να προσομοιωθεί η εξέδρα που μελετήθηκε στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος POSEIDON (Bouckovalas et al. 2015), η οποία πραγματοποιήθηκε σε συνεργασία της Σχολής Ναυπηγών Μηχανικών και του Εργαστηρίου Θεμελιώσεων της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ. Πρόκειται περί πλωτής αγκυρωμένης κατασκευής τύπου TLP (tension-leg platform) με σκοπό την συνδυασμένη εκμετάλλευση του υπεράκτιου κυματισμού και του αιολικού δυναμικού (**Σχήμα 4.3**). Τα χαρακτηριστικά της εξέδρας POSEIDON παρουσιάζονται στον **Πίνακα 4.1**.

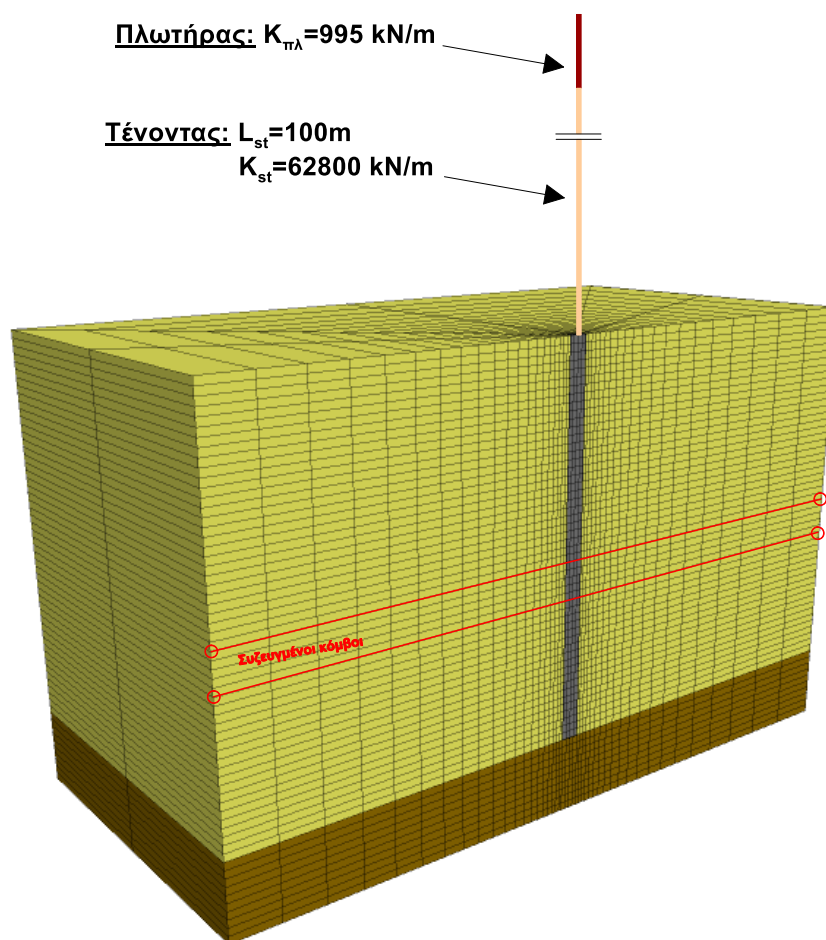


Σχήμα 4.3: Τριδιάστατη αναπαράσταση της πλωτής ημιβυθισμένης κατασκευής φέρουσας ανεμογεννήτρια και κυματικές μηχανές (Bouckovalas et al. 2015).

Πίνακας 4.1: Γεωμετρικά και Μηχανικά χαρακτηριστικά χαλύβδινου τένοντα προέντασης και πλωτήρα

Διάμετρος, Dt	130mm
Μάζα (στον αέρα)	104kg/m
Βάρος (στο νερό)	888.6N/m
Μέτρο Ελαστικότητας, Et	200GPa
Μήκος, Lt	100m
Φορτίο Προέντασης	10800kN
Εμβαδόν Διατομής Πλωτήρα	99.51m ²
Βύθισμα στη Θ.Λ.	30.85m
Βάρος Κατασκευής W, (εν ξηρώ)	9101.4kN

Οι τιμές δυσκαμψίας των καλωδίων υπολογίζονται από τις Εξισώσεις (4.8) και (4.9) για τα στοιχεία του **Πίνακα 4.1** είναι: $k_{st} = 62800 \text{ kN/m}$ για τον τένοντα και $k_{\pi\lambda} = 995 \text{ kN/m}$ για τον πλωτήρα. Έτσι, το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε τελικώς για τις αριθμητικές αναλύσεις του παρόντος Κεφαλαίου απεικονίζεται στο **Σχήμα 4.4**.



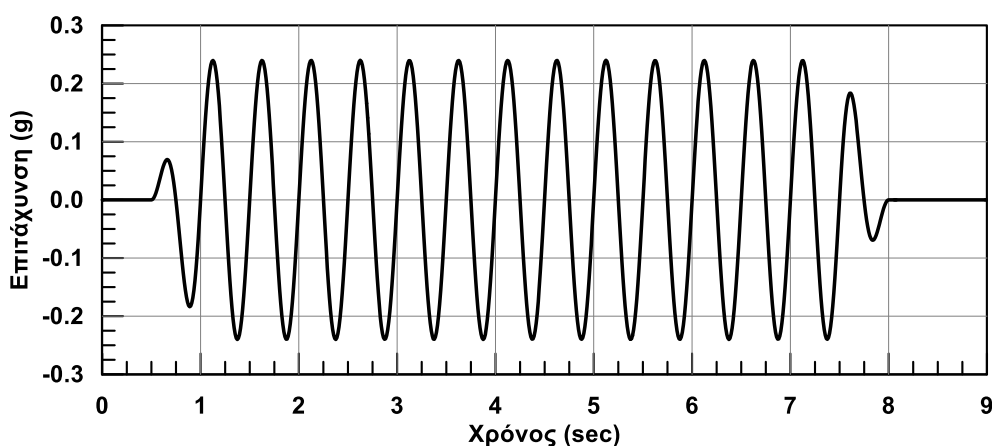
Σχήμα 4.4: Τριδιάστατη απεικόνιση των στοιχείων καλωδίων που εισάγονται στον καννάβο Πεπερασμένων Διαφορών για την προσομοίωση Σύζευξης Πασσάλου – Τένοντα.

Η επιβολή της δύναμης προέντασης γίνεται τμηματικά επιβάλλοντας σε κάθε βήμα σταθερή τιμή ομοιόμορφης εφελκυστικής δύναμης στον άνω κόμβο του πλωτήρα, μέχρι την επιθυμητή τιμή της προέντασης. Ως Συντελεστής Ασφαλείας έναντι εξόλκευσης ορίζεται ο λόγος:

$$FS = \frac{Q_{ult}}{F} \quad (4.10)$$

Όπου Q_{ult} η Φέρουσα Ικανότητα του πασσάλου και F η δύναμη προέντασης του χαλύβδινου τένοντα. Η αρχική (πριν από την σεισμική διέγερση) τιμή της Φ.Ι. είναι $Q_{ult} = 23400$ kN όπως υπολογίστηκε αναλυτικά στο Κεφάλαιο 3. Επίσης, το αρχικό φορτίο προέντασης είναι $F = 10800$ kN και αντιστοιχεί σε συντελεστή ασφαλείας έναντι εξόλκευσης $FS = 2.2$.

Η αρμονική σεισμική διέγερση που επιβάλλεται στην βάση του προσομοιώματος στο Στάδιο Φόρτισης II παρουσιάζεται στο **Σχήμα 4.5** 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 $T_{exc} = 0.50$ sec και η μέγιστη επιτάχυνση είναι ίση με $a_{max} = 0.24g$. Η διέγερση ξεκινά μετά από 0.5sec ηρεμίας πριν τους συνολικά δεκαπέντε κύκλους φόρτισης. Τονίζεται ότι οι αναλύσεις δεν διακόπτονται μετά το τέλος της σεισμικής φόρτισης αλλά συνεχίζονται μέχρι να εκτονωθούν οι υπερπιέσεις πόρων. Καθ' όλη την διάρκεια της δόνησης και της ακόλουθης εκτόνωσης των υδατικών υπερπιέσεων ο άνω κόμβος του ελατηρίου του πλωτήρα είναι σταθεροποιημένος (fixed).



Σχήμα 4.5: Επιβαλλόμενη ημιτονική διέγερση στη βάση του καννάβου.

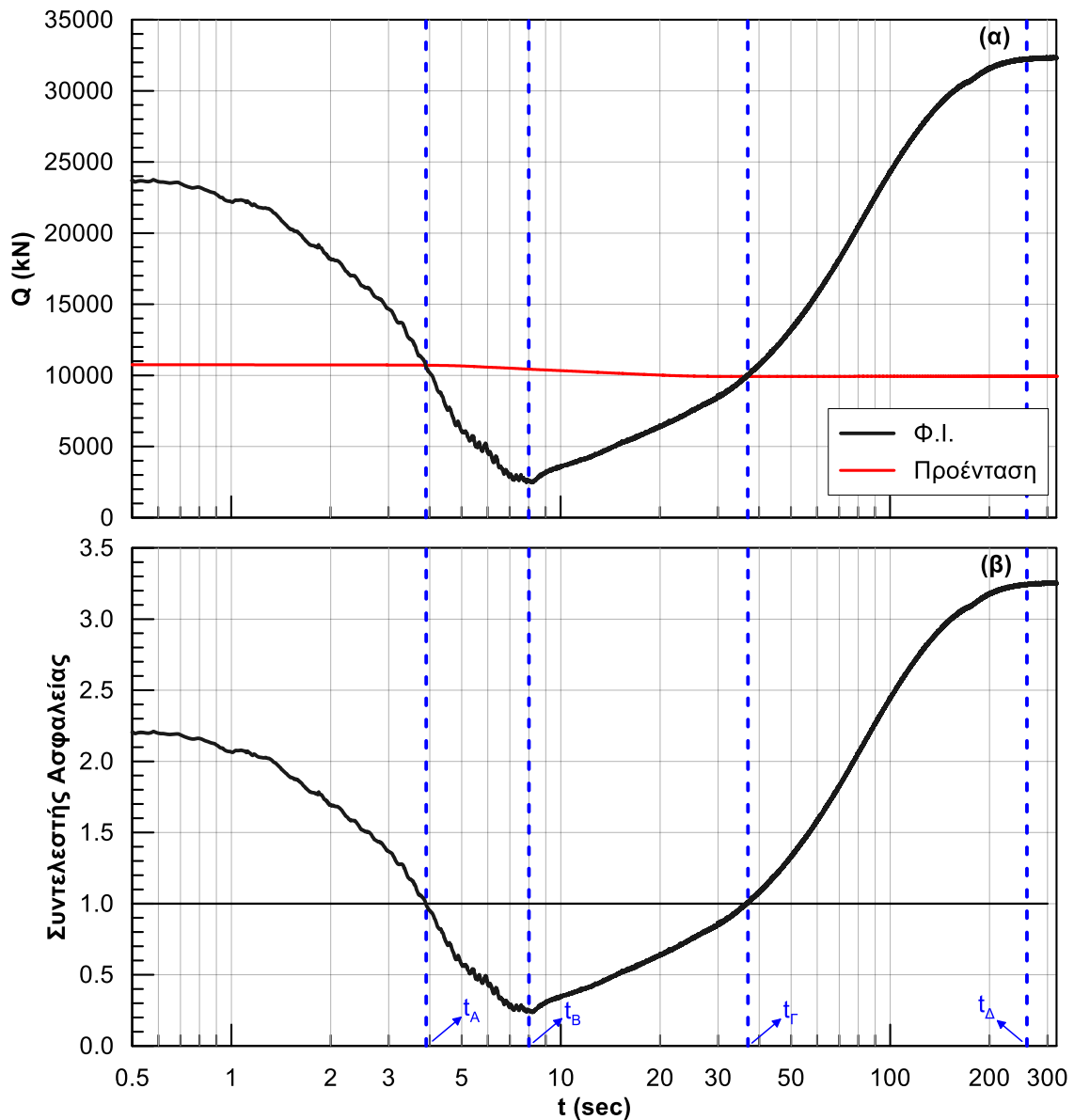
4.4 Απομείωση Φέρουσας Ικανότητας Πασσάλου

Σε αυτό το σημείο το προσομοίωμα υπόκειται στο Στάδιο Φόρτισης II, ενώ επιλέγονται συγκεκριμένες χρονικές στιγμές στις οποίες εφαρμόζεται το Στάδιο Φόρτισης III, δηλαδή η υποθετική εξόλκευση του πασσάλου προκειμένου να εκτιμηθεί η απομειωμένη Φέρουσα Ικανότητα του. Σε κάθε βήμα φόρτισης του Σταδίου II, υπολογίστηκε (i) η Φέρουσα Ικανότητα, (ii) η Δύναμη Προέντασης και (iii) ο Συντελεστής Ασφαλείας έναντι εξόλκευσης. Η Φέρουσα Ικανότητα υπολογίζεται αναλυτικά με εφαρμογή της μεθοδολογίας σχεδιασμού του API στις αριθμητικές αναλύσεις και συγκεκριμένα με το άθροισμα του ενεργού βάρους W' του πασσάλου με την Αντίσταση σε πλευρική τριβή Q_s που προκύπτει από τις οριζόντιες ακτινικές ενεργές τάσεις που αναπτύσσονται στα στοιχεία διεπιφάνειας. Η δύναμη προέντασης υπολογίζεται μέσω της αντίδρασης στον σταθεροποιημένο άνω κόμβο του πλωτήρα και ο Συντελεστής Ασφαλείας έναντι εξόλκευσης σύμφωνα με την Εξ. (4.10). Στο **Σχήμα 4.6** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες εξέλιξης της $\Phi.I.$ και της δύναμης προέντασης (**Σχήμα 4.6α**) καθώς και του Συντελεστή Ασφαλείας έναντι εξόλκευσης (**Σχήμα 4.6β**) κατά τη διάρκεια της σεισμικής φόρτισης και μέχρι να εκτονωθούν οι υπερπιέσεις πόρων.

Παρατηρείται ότι η τιμή της $\Phi.I.$ αρχίζει να μειώνεται σχεδόν με την έναρξη της δόνησης και στα 3.9sec εξισώνεται για πρώτη φορά με την τιμή της δύναμης προέντασης ($FS = 1$). Στην συνέχεια, συνεχίζει να μειώνεται μέχρι το τέλος της δόνησης στα 8sec όπου και παίρνει την ελάχιστη τιμή της ($Q_{ult,min} \approx 2500$ kN), έπειτα αυξάνεται, καθώς αποτονώνονται οι υπερπιέσεις πόρων, μέχρι που σταθεροποιείται στην μέγιστη τιμή της ($Q_{ult,max} \approx 32300$ kN) περίπου στα 260sec. Τονίζεται ότι η τιμή $Q_{ult,max}$ παρουσιάζει αύξηση ίση με το 38% της αρχικής τιμής $\Phi.I.$ του πασσάλου, γεγονός που οφείλεται στην ανακατανομή των τάσεων στο έδαφος γύρω από τον πάσσαλο, όπως θα εξηγηθεί παρακάτω. Η τιμή της δύναμης προέντασης μειώνεται σταδιακά από την αρχή της δόνησης και σταθεροποιείται περίπου στα 20sec στην τιμή $F' = 9930$ kN. Αντίστοιχα, ο Συντελεστής Ασφαλείας έναντι εξόλκευσης παίρνει την ελάχιστη τιμή του ($FS = 0.24$) στο τέλος της δόνησης, ενώ μετά την αποτόνωση των υπερπιέσεων πόρων αυξάνεται στην τιμή $FS = 3.26$.

Με βάση τις παραπάνω παρατηρήσεις, ορίζονται τέσσερα χαρακτηριστικά χρονικά σημεία στην εξέλιξη του φαινομένου:

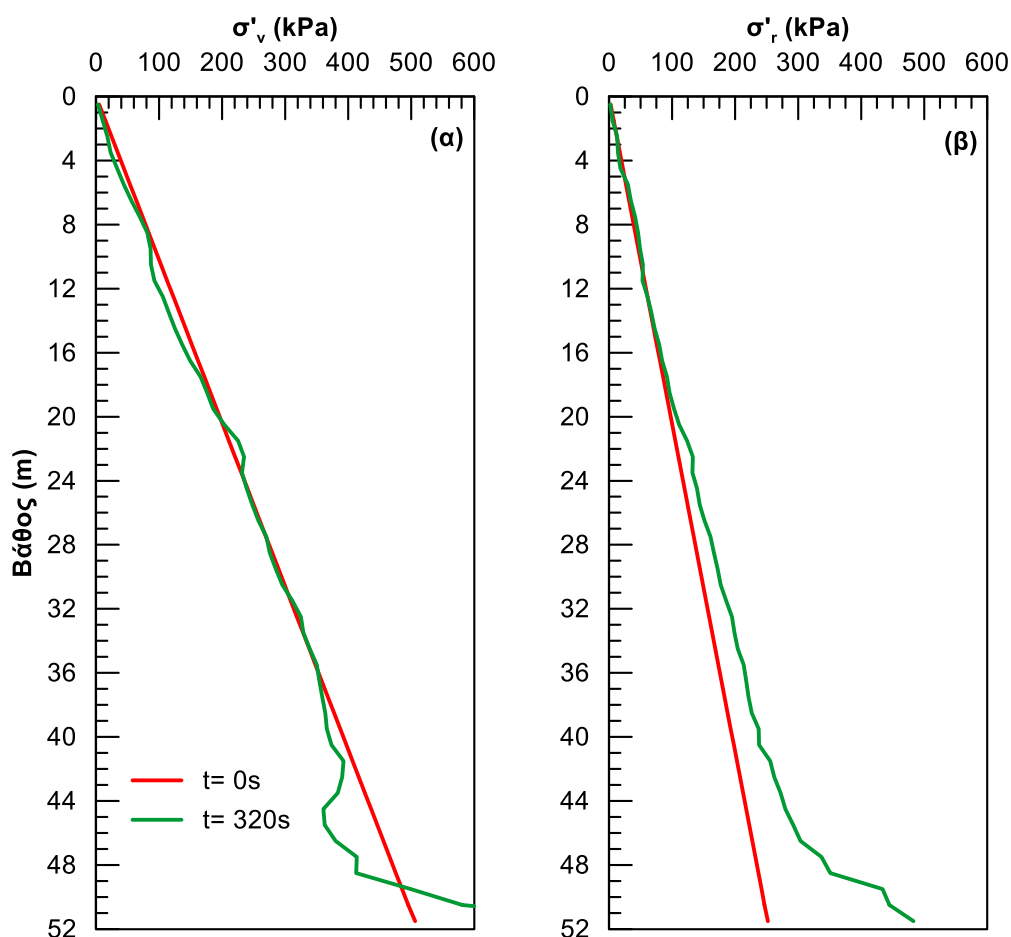
- **Σημείο Α** ($t_A = 3.9sec$): Ο συντελεστής ασφαλείας πέφτει για πρώτη φορά κάτω από το 1.
- **Σημείο Β** ($t_B = 8sec$): Τέλος της δόνησης
- **Σημείο Γ** ($t_T = 37sec$): Ο συντελεστής ασφαλείας παίρνει ξανά τιμή μεγαλύτερη του 1.
- **Σημείο Δ** ($t_\Delta = 260sec$): Η μετασεισμική Φέρουσα Ικανότητα λαμβάνει τη μέγιστη τιμή.



Σχήμα 4.6: Χρονοϊστορία (α) Φ.Ι. και προέντασης και (β) συντελεστή ασφάλειας έναντι εξόλκευσης του πασσάλου.

Για την ερμηνεία της αύξησης της φέρουσας ικανότητας του πασσάλου σε τιμές μεγαλύτερες από τις αρχικές που παρατηρήθηκε μετά την αποτόνωση των υπερπιέσεων πόρων, παρουσιάζονται στο **Σχήμα 4.7** οι κατανομές των μέσων κατακόρυφων και οριζόντιων ενεργών τάσεων του εδάφους, πριν την επιβολή της σεισμικής διέγερσης ($t=0\text{sec}$) καθώς και στο τέλος της αριθμητικής ανάλυσης ($t=320\text{sec}$). Τονίζεται ότι στον υπολογισμό των οριζόντιων τάσεων ελήφθησαν υπόψη μόνο τα εδαφικά στοιχεία των οποίων μία από τις δύο συνιστώσες της οριζόντιας ενεργού τάσης (κατά x ή κατά y) είναι κατά προσέγγιση κάθετη στον πάσσαλο, και συνεπώς προσεγγίζει την ακτινική τάση επί του πασσάλου. Πιο συγκεκριμένα, ελήφθησαν υπόψιν οι κατάλληλες συνιστώσες από τα σημεία «Μπροστά», «Πίσω» και «Ενδιάμεσα» που ορίστηκαν στο Κεφάλαιο 2. Από το **Σχήμα 4.7** παρατηρείται ότι μετά την αποτόνωση των

υπερπιέσεων πόρων λόγω ρευστοποίησης οι οριζόντιες τάσεις έχουν αυξηθεί σε σχέση με πριν την επιβολή της δόνησης. Η εν λόγω αύξηση γίνεται πιο έντονη σε μεγαλύτερα βάθη, ενώ σε βάθη μικρότερα των 16m περίπου δεν παρατηρείται κάποια διαφοροποίηση στις τιμές των οριζόντιων ενεργών τάσεων. Το γεγονός αυτό, έχει ως αποτέλεσμα της αύξηση της αντίστασης σε πλευρική τριβή και κατά συνέπεια και της Φ.Ι. του πασσάλου, όπως αποτυπώθηκε στο **Σχήμα 4.6**.



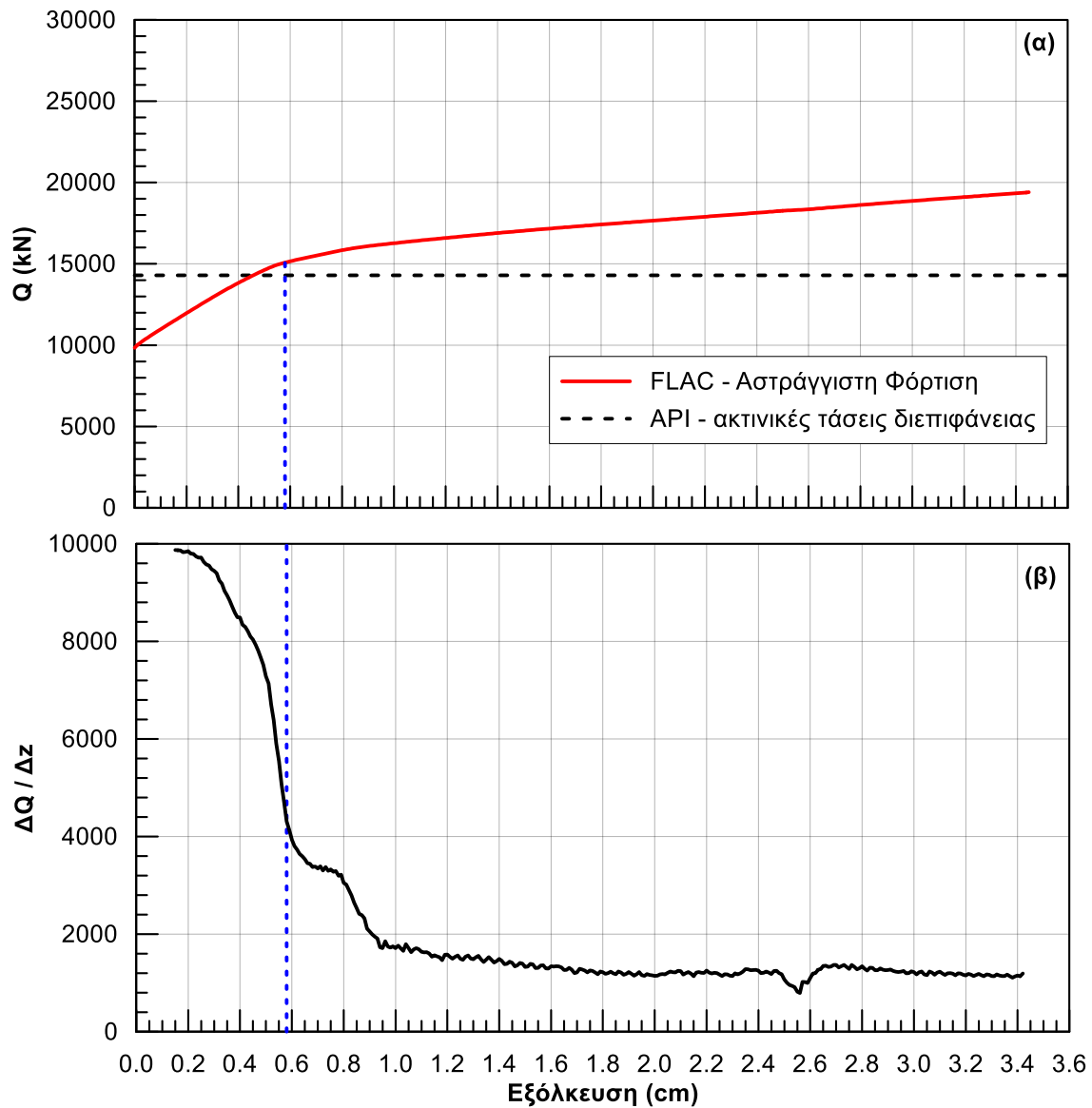
Σχήμα 4.7: Σύγκριση της κατανομής με το βάθος (α) των κατακόρυφων και (β) των οριζόντιων ενεργών ενεργών τάσεων του εδάφους πριν την επιβολή της σεισμικής διέγερσης ($t = 0\text{sec}$) και μετά την αποτόνωση των υπερπιέσεων πόρων ($t = 320\text{sec}$).

Για λόγους σύγκρισης με τον αναλυτικό υπολογισμό της Φ.Ι. στο **Σχήμα 4.6α**, επιλέχθηκαν συγκεκριμένες χρονικές στιγμές στις οποίες έγινε παράλληλα και αριθμητικός υπολογισμός της Φ.Ι., όπως περιγράφηκε στο Κεφάλαιο 3. Πιο συγκεκριμένα, για κάθε επιλεγμένη χρονική στιγμή, διατηρήθηκαν οι υπερπιέσεις πόρων και οι ενεργές τάσεις στο έδαφος, ενώ αφαιρέθηκε από το προσομοίωμα η δόνηση καθώς και τα στοιχεία καλωδίων. Ακολούθως, επιβλήθηκε σταδιακά κατακόρυφη προς τα πάνω μετακίνηση σε όλους τους κόμβους της κεφαλής του πασσάλου και υπολογίσθηκε η μεταβολή της αξονικής φόρτισης έως την αστοχία. Σε αντιστοιχία με το Κεφάλαιο 3, ο υπολογισμός της Φ.Ι. πραγματοποιήθηκε τόσο για

στραγγιζόμενες όσο και για αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης. Επιλέχθηκαν οι χρονικές στιγμές $t_1= 2.2\text{sec}$, $t_2= 50\text{sec}$, $t_3= 110\text{sec}$ και $t_4= 320\text{sec}$ έτσι ώστε η σύγκριση αναλυτικών και αριθμητικών υπολογισμών της Φ.Ι. να είναι αντιπροσωπευτική τόσο κατά τη διάρκεια της δόνησης ($t_1= 2.2\text{sec}$), όσο και μετά το τέλος της δόνησης, όσο το έδαφος επανακτά την αντοχή του ($t_2= 50\text{sec}$, $t_3= 110\text{sec}$ και $t_4= 320\text{sec}$).

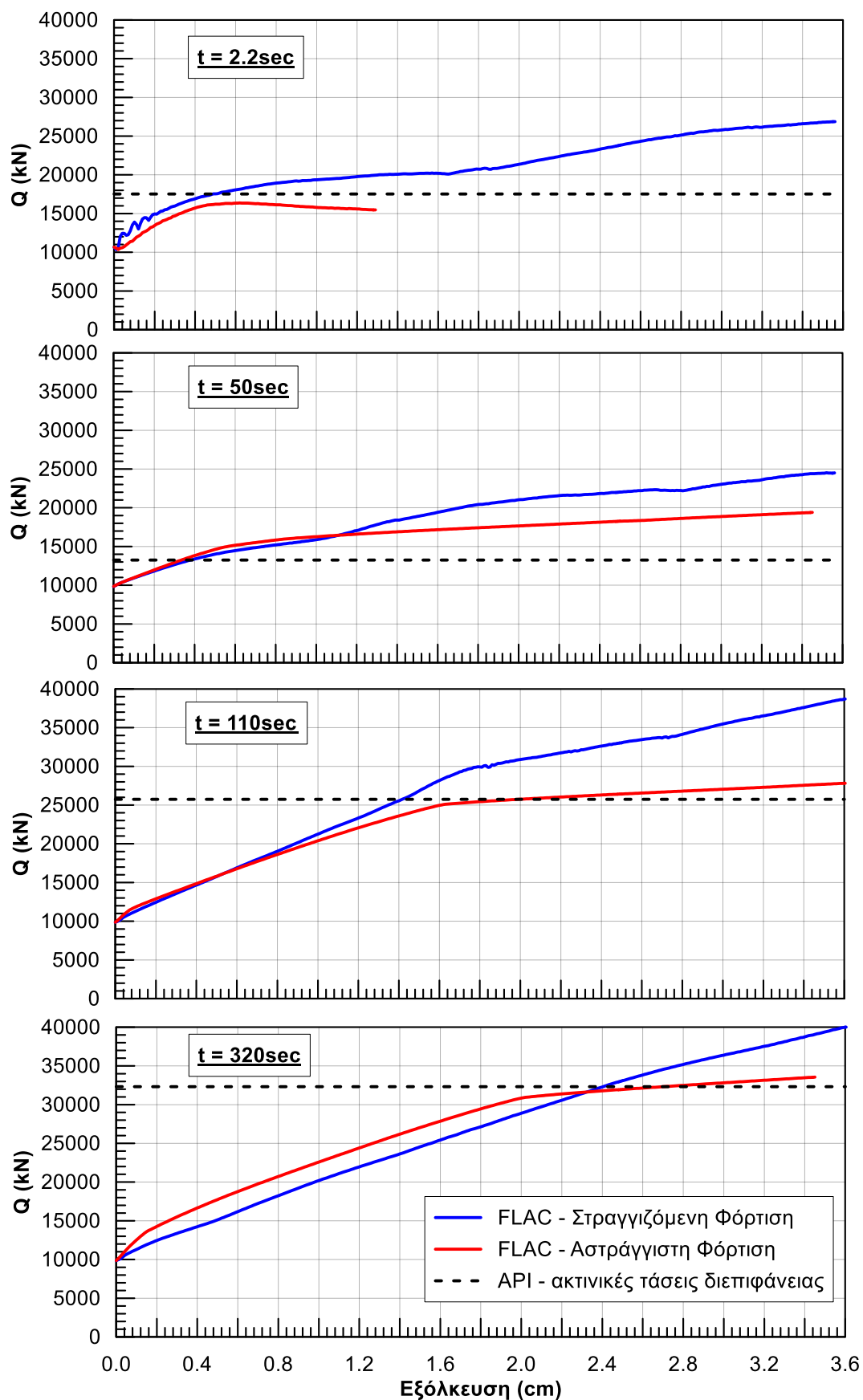
Ενδεικτικά, στο **Σχήμα 4.8α** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της αριθμητικής ανάλυσης για φόρτιση υπό αστράγγιστες συνθήκες την χρονική στιγμή $t_2= 50\text{sec}$. Παρατηρείται ότι η καμπύλη έχει ως αρχική τιμή, την τιμή της δύναμης προέντασης την χρονική στιγμή t_2 . Όσο αυξάνεται η τιμή της επιβαλλόμενης εξόλκευσης, αυξάνεται σχεδόν αναλογικά και το συνολικό φορτίο, ενώ μετά από κάποια τιμή εξόλκευσης ο ρυθμός αύξησης του φορτίου μειώνεται δραστικά χωρίς ωστόσο να μηδενίζεται, παρουσιάζεται δηλαδή κράτυνση. Το σημείο αυτό «διαρροής» θεωρήθηκε συμβατικά ότι αντιστοιχεί στην Φ.Ι. του πασσάλου και θα πρέπει να είναι συγκρίσιμο προς τον αναλυτικό υπολογισμό της Φ.Ι. κατά API στον οποίο δεν λαμβάνεται υπόψη η παρατηρούμενη κράτυνση.

Για τον μονοσήμαντο υπολογισμό του εν λόγω σημείου «διαρροής», στο **Σχήμα 4.8β** εξετάζεται ακολούθως η κλίση $\Delta Q/\Delta z$ της καμπύλης συνολικού φορτίου - εξόλκευσης συναρτήσει της επιβαλλόμενης εξόλκευσης. Παρατηρείται ότι η κλίση παρουσιάζει απότομη μείωση όταν η τιμή της εξόλκευσης είναι περίπου 0.55cm. Η τιμή του συνολικού φορτίου για αυτή την τιμή εξόλκευσης ($Q= 15100\text{kN}$) θεωρήθηκε ότι αποτελεί την απομειωμένη Φ.Ι. του πασσάλου υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης για την χρονική στιγμή $t_2= 50\text{sec}$. Αντίστοιχη διαδικασία ακολουθήθηκε και για τις στραγγιζόμενες συνθήκες φόρτισης καθώς και για τις υπόλοιπες χρονικές στιγμές που έχουν επιλεγεί.



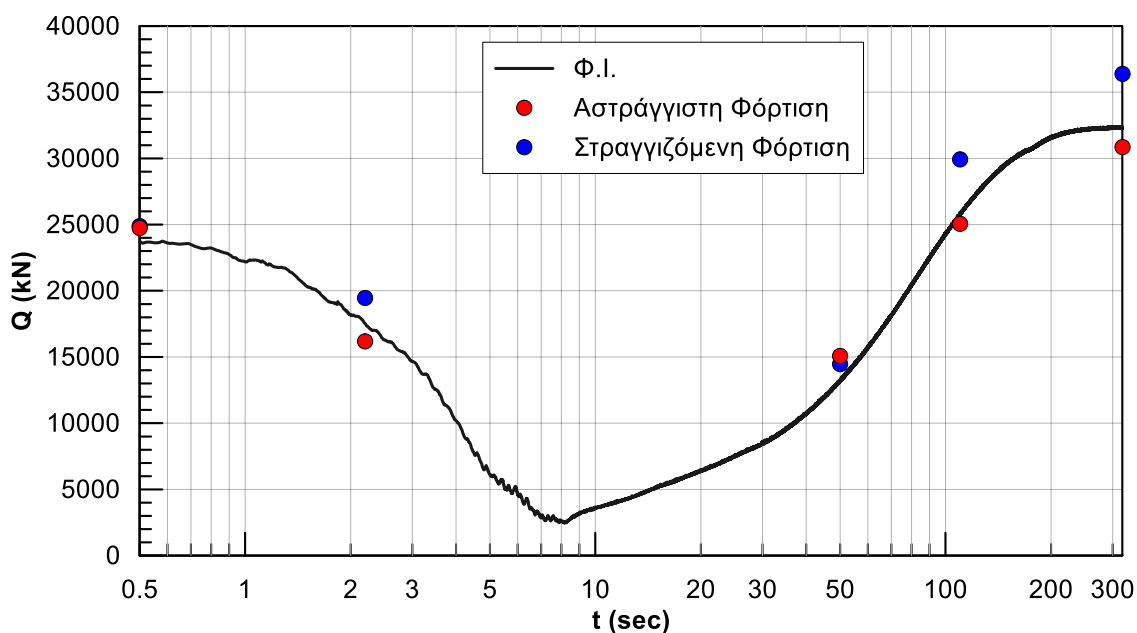
Σχήμα 4.8: (α) Συνολικό φορτίο κεφαλής του πασσάλου και (β) κλίση της καμπύλης συνολικού φορτίου - εξόλκευσης συναρτήσει της επιβαλλόμενης εξόλκευσης για φόρτιση υπό αστράγγιστες συνθήκες τη χρονική στιγμή $t_2 = 50$ sec.

Στο **Σχήμα 4.9** παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων σε όρους συνολικού φορτίου κεφαλής του πασσάλου συναρτήσει της επιβαλλόμενης εξόλκευσης για φόρτιση υπό αστράγγιστες και στραγγιζόμενες συνθήκες για τις χρονικές στιγμές $t_1 = 2.2$ sec, $t_2 = 50$ sec, $t_3 = 110$ sec και $t_4 = 320$ sec. Παρατηρείται ότι, εξαιρουμένης της αστράγγιστης φόρτισης την χρονική στιγμή t_1 , οι καμπύλες συνολικού φορτίου-εξόλκευσης παρουσιάζουν κράτνυση. Για την αστράγγιστη φόρτιση την χρονική στιγμή t_1 , η καμπύλη συνολικού φορτίου-εξόλκευσης παρουσιάζει ελαφρά χαλάρωση, διευκολύνοντας έτσι τον προσδιορισμό της $\Phi.I.$ του πασσάλου.



Σχήμα 4.9: Συνολικό φορτίο κεφαλής του πασσάλου Q συναρτήσει της επιβαλλόμενης εξόλκευσης για φόρτιση υπό αστράγγιστες και στραγγιζόμενες συνθήκες για τις χρονικές στιγμές $t_1 = 2.2\text{sec}$, $t_2 = 50\text{sec}$, $t_3 = 110\text{sec}$ και $t_4 = 320\text{sec}$

Στο **Σχήμα 4.10** συγκρίνονται τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων με την χρονιοστορία Φ.Ι. και δύναμης προέντασης της αναλυτικής μεθοδολογίας. Παρατηρείται ότι, σε όλες τις αριθμητικές αναλύσεις, το οριακό φορτίο για στραγγιζόμενες συνθήκες είναι μεγαλύτερο ή ίσο από ότι για αστράγγιστες. Αυτό υποδηλώνει ότι, κατά την εξόλκευση του πασσάλου, έχω συστολική συμπεριφορά του εδάφους σε επαφή με τον πάσσαλο με αποτέλεσμα την περαιτέρω αύξηση των πιέσεων πόρων λόγω των αστράγγιστων συνθηκών φόρτισης και τη μείωση της πλευρικής τριβής. Επιπλέον, παρατηρείται στις περισσότερες περιπτώσεις, οι αναλυτικές προβλέψεις υποεκτιμούν εν γένει τη φέρουσα ικανότητα του πασσάλου. Η διαφορά αυτή οφείλεται στο γεγονός ότι η αναλυτική μεθοδολογία του API αγνοεί την συνεισφορά της αντίστασης αιχμής, η οποία είναι δύσκολο να προβλεφθεί αναλυτικά και η παράληψη της οδηγεί σε συντηρητική εκτίμηση του οριακού φορτίου εξόλκεσης. Πέραν των παραπάνω παρατηρήσεων, οι αριθμητικές προβλέψεις ακολουθούν συστηματικά τις αντίστοιχες αναλυτικές και συνηγορούν στην χρησιμοποίησή τους για την κατανόηση των μηχανισμών που διέπουν την αλληλεπίδραση πλωτήρα-τένοντα-πασσάλου κατά την σεισμική φόρτιση και ρευστοποίηση του εδάφους.



Σχήμα 4.10: Σύγκριση αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων και της Χρονιοστορίας Φ.Ι. και δύναμης προέντασης της αναλυτικής μεθοδολογίας

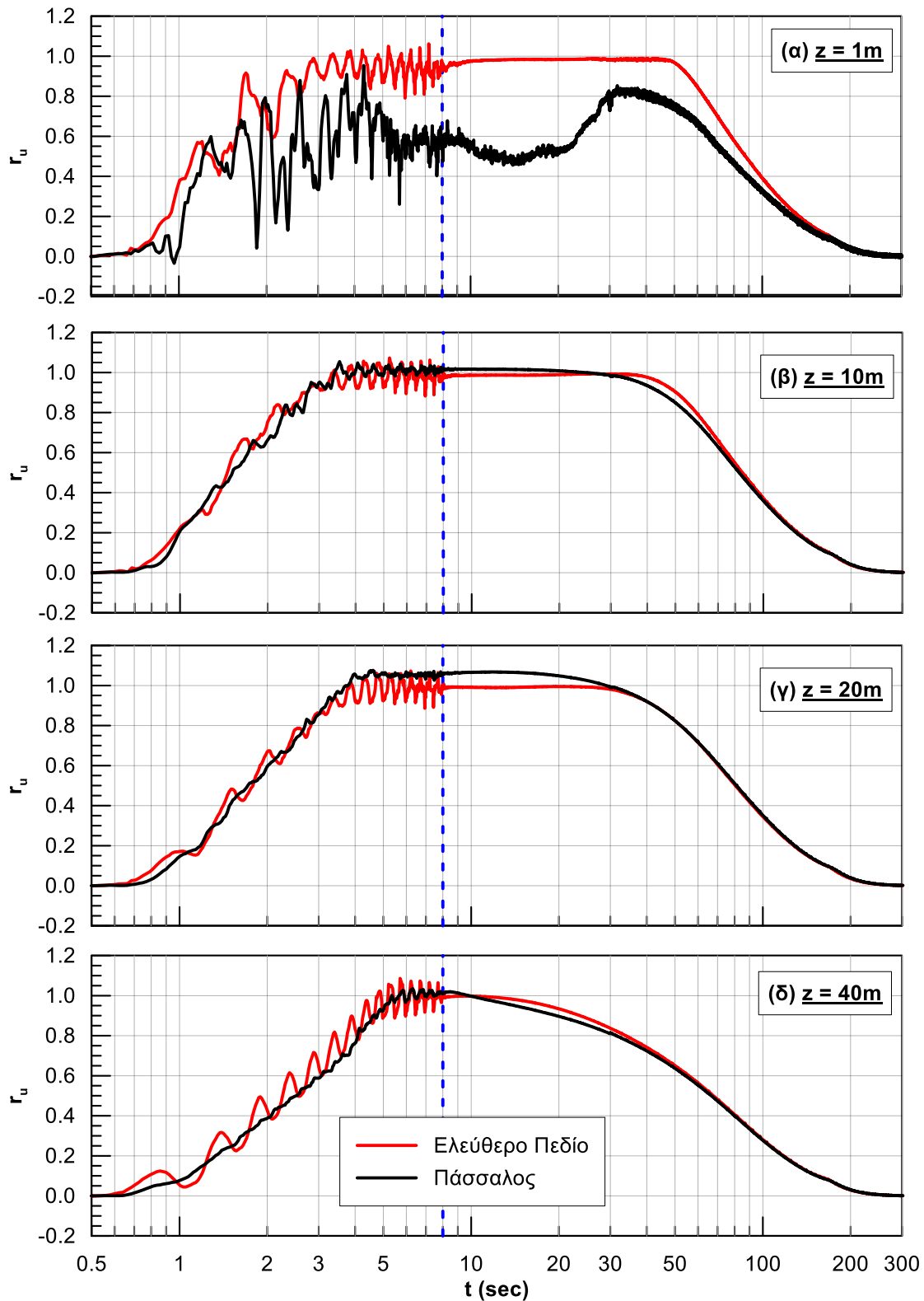
Στο **Σχήμα 4.11** παρουσιάζονται οι χρονιοστορίες ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων κοντά στον πάσσαλο αλλά και στο ελεύθερο πεδίο και σε βάθη $z = 1, 10, 20$ και 40m . Παρατηρείται ότι, για τα βάθη των 10m , 20m και 40m , το έδαφος ρευστοποιείται πλήρως στα 3.5sec , 4sec και 5sec αντίστοιχα, τόσο στο ελεύθερο πεδίο όσο και στο έδαφος κοντά στον πάσσαλο. Αντιθέτως, όσον αφορά στο έδαφος κοντά στην επιφάνεια (**Σχήμα 4.11α**), εμφανίζεται μια σημαντική

διαφοροποίηση ανάμεσα στα δύο σημεία. Ειδικότερα, ενώ το έδαφος στο ελεύθερο πεδίο ρευστοποιείται πλήρως στα 3sec, κοντά στον πάσσαλο παρατηρείται σημαντική μείωση των υπερπιέσεων πόρων μετά τα 5sec, φτάνοντας σε τιμές του λόγου r_u έως και μικρότερες του 0.5. Η εν λόγω μείωση αποδίδεται στην ανάπτυξη αρνητικών πιέσεων πόρων λόγω φαινομένων διαστολικότητας στο έδαφος περιμετρικά του πασσάλου, λόγω επιβολής διατμητικής τάσης/παραμόρφωσης υπό μικρές ορθές ενεργές τάσεις. Ωστόσο, μετά τα 20sec παρατηρείται αύξηση των υπερπιέσεων πόρων στην επιφάνεια δίπλα στον πάσσαλο έως την τιμή $r_u = 0.8$ στα 30sec, τιμή στην οποία παραμένει μέχρι τα 40sec όπου αρχίζει να αποτονώνεται. Η συμπεριφορά αυτή εξηγείται από την ύπαρξη κατακόρυφης ροής νερού προς τα πάνω, καθώς στα μεγαλύτερα βάθη οι υπερπιέσεις πόρων απομειώνονται γρηγορότερα απ' ότι στα μικρότερα. Τέλος, παρατηρείται ότι σε όλα τα βάθη, τόσο πλησίον όσο και σε απόσταση από τον πάσσαλο, η πλήρης αποτόνωση των υδατικών υπερπιέσεων διαρκεί 200-250sec.

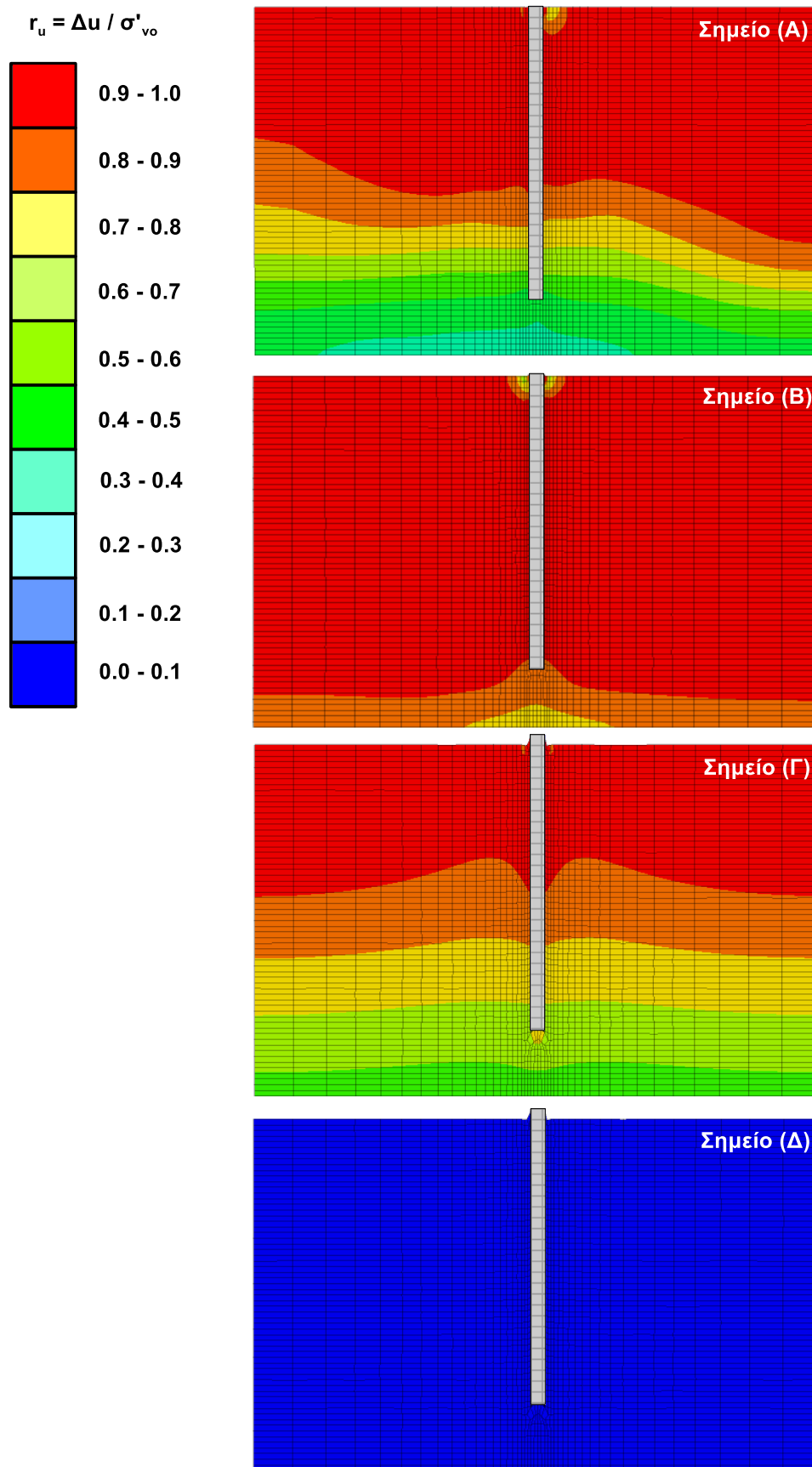
Στο **Σχήμα 4.12** φαίνεται σε μεγέθυνση ο παραμορφωμένος κάρναβος για τα τέσσερα χαρακτηριστικά χρονικά σημεία A ($t_A=3.9\text{sec}$), B ($t_B=8\text{sec}$), Γ ($t_\Gamma=37\text{sec}$) και Δ ($t_\Delta=260\text{sec}$). Ταυτόχρονα, με τη χρήση χρωματικώς διαβαθμισμένων ισοκαμπύλων παρουσιάζεται η ανάπτυξη του λόγου υπερπίεσης των πόρων r_u . Παρατηρείται ότι την χρονική στιγμή A, όπου ο συντελεστής ασφαλείας πέφτει για πρώτη φορά κάτω από τη μονάδα, το έδαφος δίπλα στο άνω μισό μέρος του πασσάλου έχει ρευστοποιηθεί πλήρως ενώ στο κάτω μισό μέρος του βρίσκεται υπό μερική ρευστοποίηση. Την χρονική στιγμή B, ήτοι στο τέλος της δόνησης, όλο το έδαφος είναι πλήρως ρευστοποιημένο με εξαίρεση τα πρώτα μέτρα βάθους δίπλα στον πάσσαλο. Την χρονική στιγμή Γ, όπου ο συντελεστής ασφαλείας γίνεται πάλι μεγαλύτερος της μονάδας μετά το τέλος της δόνησης παρατηρείται ανάλογη εικόνα με την χρονική στιγμή A, δηλαδή πλήρης ρευστοποίηση στα αρχικά βάθη και μερική σε μεγαλύτερα. Την χρονική στιγμή Δ έχουν αποτονωθεί πλήρως οι υπερπιέσεις πόρων.

Τέλος, στο **Σχήμα 4.13** απεικονίζονται οι κατανομές του λόγου υπερπίεσης πόρων r_u με το βάθος για το έδαφος δίπλα στον πάσσαλο στις τέσσερις χαρακτηριστικές χρονικές στιγμές A, B, Γ & Δ. Τονίζεται ότι οι τιμές του r_u σε κάθε βάθος προκύπτουν ως μέσος όρος των τιμών του r_u για τις έξι ζώνες εδάφους που βρίσκονται περιμετρικά του πασσάλου. Παρατηρείται ότι τα μικρότερα βάθη ρευστοποιούνται γρηγορότερα από τα μεγαλύτερα βάθη ενώ διατηρούν μεγαλύτερες τιμές λόγου υπερπίεσης πόρων καθόλη την διάρκεια εξέλιξης του φαινομένου. Εξαίρεση αποτελούν τα πρώτα 4m όπου, όπως προαναφέρθηκε, οι τιμές του λόγου r_u παραμένουν μικρότερες του 1.00 λόγω φαινομένων διαστολικότητας. Επιπλέον, παρατηρείται ότι σε κάποια βάθη εμφανίζονται τιμές του r_u ελαφρώς μεγαλύτερες της μονάδας. Αυτό συμβαίνει γιατί στον υπολογισμό του r_u ($= \Delta u / \sigma'_{v,o}$) χρησιμοποιείται η αρχική τιμή της

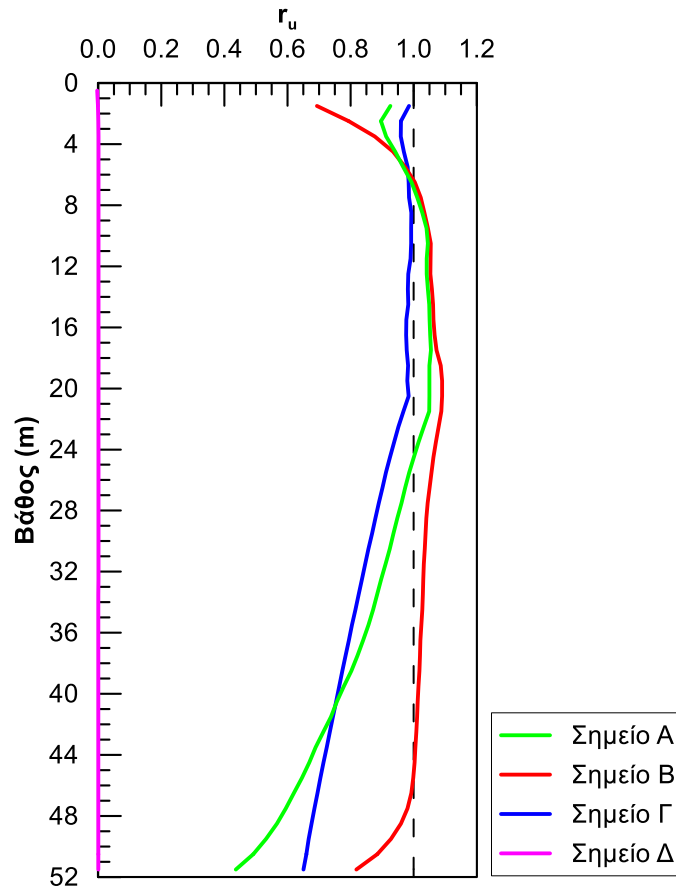
κατακόρυφης ενεργού τάσης $\sigma'_{v,o}$ πριν από την επιβολή της σεισμικής διέγερσης, η τιμή της οποίας όμως δεν παραμένει σταθερή αλλά μεταβάλλεται κατά τη διάρκεια της δόνησης.



Σχήμα 4.11: Χρονοϊστορίες του λόγου υπερπιέσεων πόρων r_u σε βάθη (α) 1m, (β) 10m, (γ) 20m και (δ) 40m δίπλα στον πάσσαλο και στο ελεύθερο πεδίο



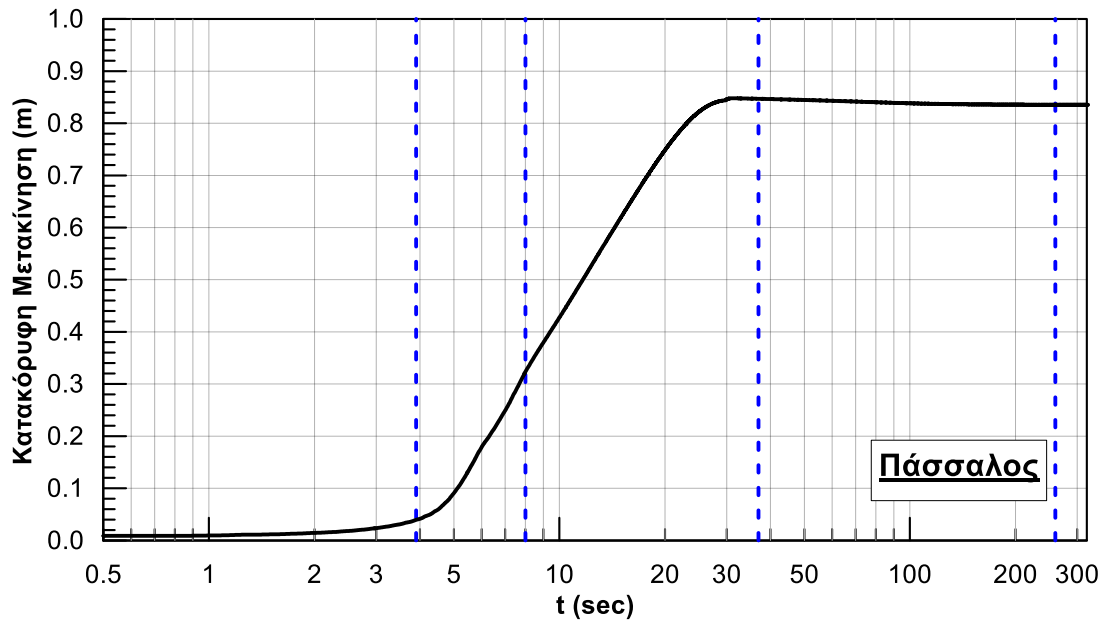
Σχήμα 4.12: Όψη του παραμορφωμένου καννάβου και ισοκαμπύλων λόγου υπερπίεσεων πόρων r_u για τις τέσσερις χαρακτηριστικές χρονικές στιγμές.



Σχήμα 4.13: Κατανομή του λόγου υπερπιέσεων πόρων r_u με το βάθος περιμετρικά του πασσάλου για τις τέσσερις χαρακτηριστικές χρονικές στιγμές.

4.5 Εξόλκευση Κεφαλής Πασσάλου και Ανύψωση Πλωτήρα

Στο **Σχήμα 4.14** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία εξόλκευσης της κεφαλής του πασσάλου από την επιβολή της σεισμικής διέγερσης έως και την πλήρη αποτόνωση των υπερπιέσεων πόρων. Από το **Σχήμα 4.14** παρατηρείται ότι αρχικά η εξόλκευση είναι σχεδόν μηδενική ($\delta < 3\text{cm}$), μέχρι η απομειωμένη $\Phi.I.$ να γίνει μικρότερη από την δύναμη προέντασης (χρονική στιγμή Α). Ακολούθως, αυξάνει σχεδόν γραμμικά με τον χρόνο (δηλαδή με σταθερή ταχύτητα εξόλκευσης) για το μεγαλύτερο μέρος της κατάστασης αστοχίας του πασσάλου, δηλαδή μέχρι η $\Phi.I.$ να γίνει και πάλι μεγαλύτερη από την δύναμη προέντασης, ενώ φτάνει τα $\delta=32\text{cm}$ στο τέλος της δόνησης (χρονική στιγμή Β) και σταθεροποιείται στα $\delta=85\text{cm}$ λίγο πριν τη χρονική στιγμή Γ. Από το σημείο εκείνο και μετά, οι μετακινήσεις του πασσάλου παραμένουν πρακτικά σταθερές (στην πραγματικότητα μειώνονται κατά 1-2cm), δεδομένου ότι το έδαφος έχει ανακτήσει ικανό μέρος της αντοχής του.



Σχήμα 4.14: Χρονοϊστορία εξόλκευσης του πασσάλου.

Όπως έχει προαναφερθεί, λόγω της εξόλκευσης του πασσάλου, ο πλωτήρας μετακινείται κατακόρυφα προς τα πάνω ενώ παράλληλα το μήκος του τένοντα μειώνεται με συνέπεια τη μείωση της τιμής της δύναμης προέντασης. Ως Συντελεστής Ασφαλείας έναντι Άνωσης (συντελεστής ευστάθειας) ορίζεται ως ο λόγος:

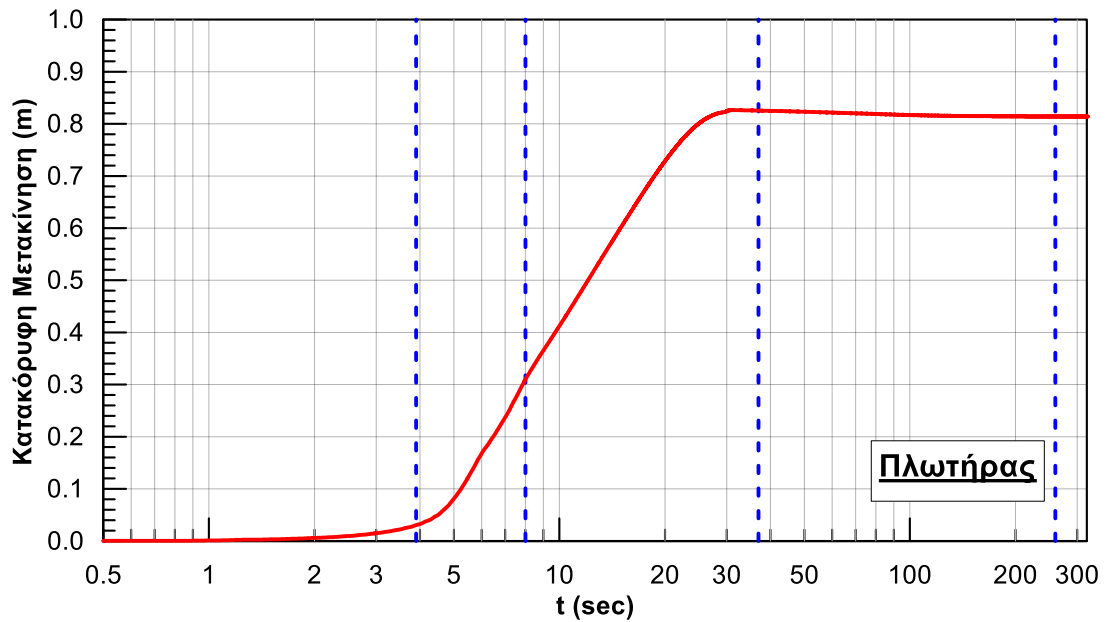
$$FS_{stab} = \frac{U_{tot}}{W} \quad (4.11)$$

Όπου U_{tot} είναι η συνολική δύναμη άνωσης που δέχεται ο πλωτήρας της κατασκευής και W είναι το συνολικό βάρος του πλωτήρα (εν ξηρώ). Κατά την απλή πλεύση ισχύει $U_{tot} = W$ και επομένως $FS_{stab} = 1$, ενώ με την ύπαρξη προέντασης ισχύει $U_{tot} = W + F$ οπότε η σχέση (4.11) γίνεται:

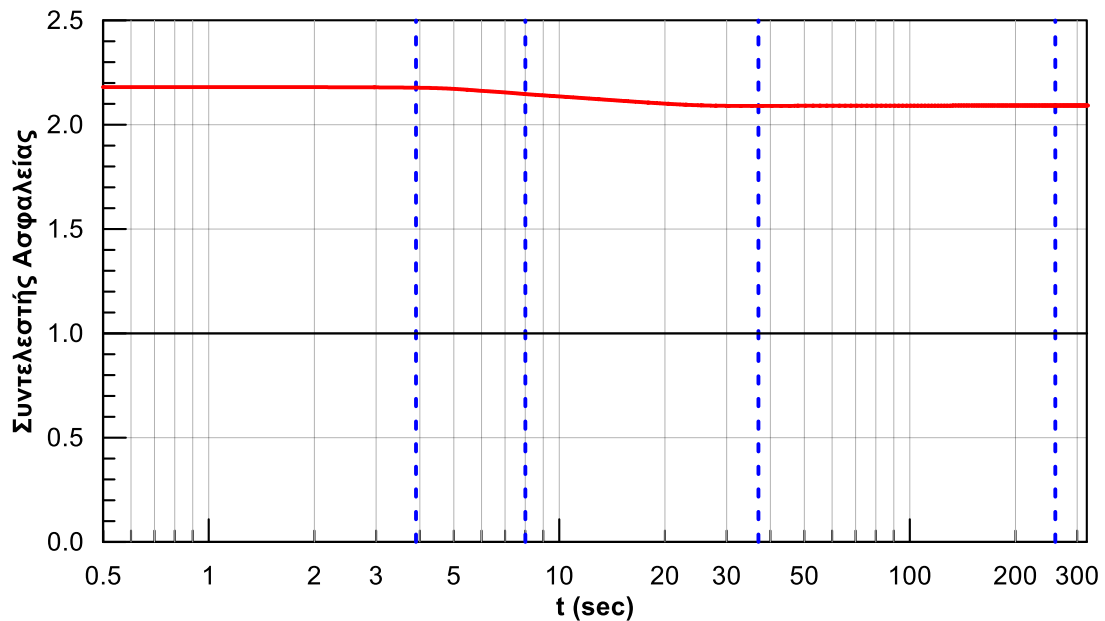
$$FS_{stab} = \frac{W + F}{W} > 1.0 \quad (4.12)$$

Στο **Σχήμα 4.15** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της ανύψωσης του πλωτήρα. Ποιοτικά παρατηρούμε αντίστοιχη συμπεριφορά με την κεφαλή του πασσάλου, δηλαδή αρχικά μηδενική ανύψωση ακολουθούμενη από σταθερή αύξηση μετά τα 3.9sec (χρονική στιγμή Α) μέχρι λίγο πριν τα 37sec (χρονική στιγμή Γ) όπου πλέον έχει σταθεροποιηθεί στην μέγιστη τιμή της, τα 83cm. Η συμπεριφορά αυτή είναι συμβατή και με την χρονοϊστορία του συντελεστή ευστάθειας (**Σχήμα 4.16**) ο οποίος έχει αρχικά (χρονική στιγμή Α) τιμή $FS_{stab}=2.2$ και ακολούθως μειώνεται σταδιακά έως την τιμή $FS_{stab}=2.1$ περίπου στα 37sec (χρονική στιγμή Γ). Η ανύψωση του πλωτήρα συμβαίνει σχεδόν εξ ολοκλήρου στο χρονικό διάστημα των 33sec μεταξύ των

χρονικών στιγμών Α και Γ, όσο δηλαδή διαρκεί η αστοχία του πασσάλου, ακολουθώντας την συμπεριφορά της εξόλκευσης του πασσάλου, που είναι και το γενεσιουργό της αίτιο.



Σχήμα 4.15: Χρονοϊστορία ανύψωσης πλωτήρα.



Σχήμα 4.16: Χρονοϊστορία συντελεστή ευστάθειας του πλωτήρα.

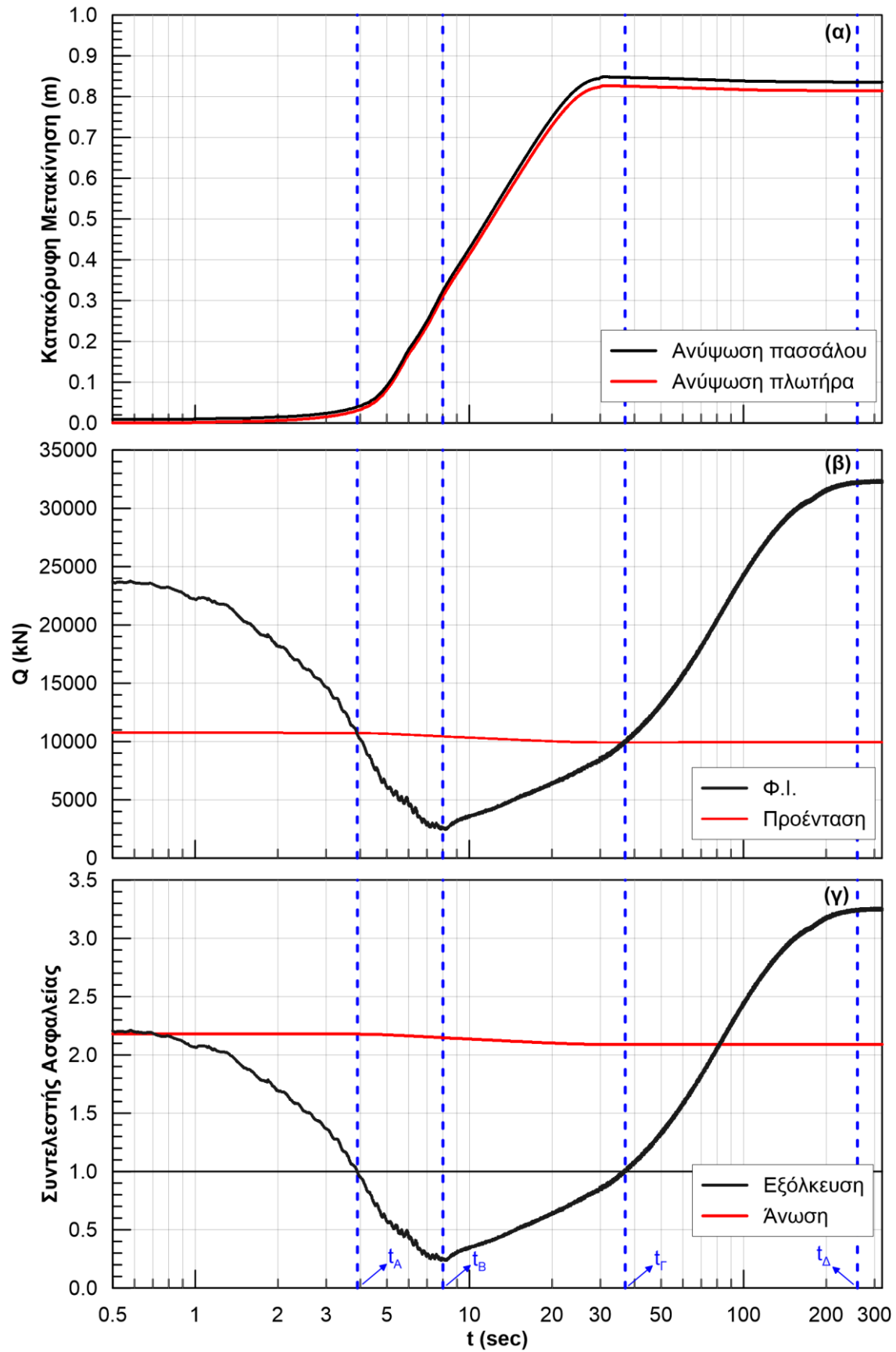
Το γεγονός ότι η εξόλκευση του πασσάλου μετατρέπεται σχεδόν εξ ολοκλήρου σε ανύψωση του πλωτήρα αποδίδεται στην μεγάλη διαφορά μεταξύ των δυσκαμψιών του τένοντα ($K_{st}=62800 \text{ kN/m}$) και του πλωτήρα ($K_{\pi\lambda}=995 \text{ kN/m}$). Η μείωση της διαφοράς μεταξύ των δύο αυτών δυσκαμψιών (π.χ. αύξηση του μήκους του τένοντα ή/και αύξηση της επιφάνειας διατομής του

πλωτήρα) αναμένεται να αυξήσει την διαφορά ανάμεσα στην εξόλκευση του πασσάλου και την ανύψωση του πλωτήρα με αποτέλεσμα μεγαλύτερη απώλεια δύναμης προέντασης.

4.6 Σύνοψη Μηχανισμών

Στο **Σχήμα 4.17** συνοψίζονται και συγκρίνονται τα αποτελέσματα των προηγούμενων παραγράφων. Με βάση τα εν λόγω στοιχεία, ο μηχανισμός αλληλεπίδρασης θεμελίωσης-τένοντα-πλωτήρα κατά την σεισμική δόνηση και την ρευστοποίηση του εδάφους συνοψίζεται ως ακολούθως:

- Η Φ.Ι. του πασσάλου μειώνεται σταδιακά από την αρχή της δόνησης και στα 3.9sec περίπου (χρονική στιγμή Α) ο Συντελεστής Ασφαλείας έναντι εξόλκευσης του πασσάλου παίρνει τιμή μικρότερη της μονάδας (αστοχία του πασσάλου).
- Από αυτό το χρονικό σημείο και έως τα 37sec (χρονική στιγμή Γ), και όσο διαρκεί δηλαδή η αστοχία, ο πάσσαλος μετακινείται κατακόρυφα προς τα πάνω με πρακτικά σταθερή ταχύτητα.
- Ακολούθως η Φ.Ι. του πασσάλου συνεχίζει να αυξάνεται ώσπου στα 260sec (χρονική στιγμή Δ) φτάνει την μέγιστη τιμή της, η οποία είναι αυξημένη κατά περίπου 38% σε σχέση με την αρχική. Κατά το διάστημα μεταξύ των χρονικών στιγμών Γ και Δ δεν παρατηρείται πρόσθετη εξόλκευση του πασσάλου.
- Η μέγιστη εξόλκευση του πασσάλου είναι 85cm και η μέγιστη ανύψωση του πλωτήρα είναι 83cm. Είναι αξιοσημείωτο το γεγονός ότι το μεγαλύτερο μέρος της εξόλκευσης του πασσάλου (63cm από τα συνολικά 85cm) και της ανύψωσης του πλωτήρα συμβαίνουν μετά το πέρας της δόνησης, στα αρχικά στάδια αποτόνωσης των υδατικών υπερπιέσεων.
- Είναι επίσης αξιοσημείωτο το γεγονός ότι κυρίαρχο αποτέλεσμα της εξόλκευσης του πασσάλου είναι η ανύψωση του πλωτήρα και όχι η μείωση του μήκους του τένοντα και της αντίστοιχης δύναμης προέντασης. Συγκεκριμένα, η μείωση του μήκους του τένοντα είναι 2cm και συνεπάγεται μείωση της αρχικής δύναμης προέντασης $F = 10800 \text{ kN}$ σε $F' = 9930 \text{ kN}$. Η μείωση της δύναμης προέντασης επιφέρει και μείωση του Συντελεστή Ασφαλείας έναντι άνωσης από $FS_{stab} = 2.2$ σε $FS_{stab} = 2.1$.



Σχήμα 4.17: Χρονοϊστορίες (α) εξόλκευσης κεφαλής πασσάλου και ανύψωσης πλωτήρα, (β) Φ.Ι. πασσάλου και δύναμης προέντασης και (γ) συντελεστών ασφάλειας έναντι εξόλκευσης πασσάλου και άνωσης πλωτήρα.

Διευκρινίζεται ότι από τα ανωτέρω συμπεράσματα, τα τρία πρώτα έχουν πρωτίστως γενικό χαρακτήρα και ισχύουν ανεξαρτήτως των δεδομένων της ανάλυσης. Αντίθετα, τα δύο επόμενα συμπεράσματα έχουν ποσοτικό χαρακτήρα και ενδέχεται να διαφοροποιηθούν εάν διαφοροποιηθούν οι παράμετροι του προβλήματος. Για παράδειγμα, η αύξηση της διαπερατότητας της άμμου αναμένεται ότι θα επιταχύνει την εκτόνωση των υπερπιέσεων λόγω σεισμού και να μειώσει έτσι τις μετατοπίσεις μετά το πέρας της σεισμικής δόνησης. Επίσης, η μείωση της διαφοράς μεταξύ της δυσκαμψίας του τένοντα και του πλωτήρα (π.χ. αύξηση του μήκους του τένοντα ή/και αύξηση της επιφάνειας διατομής του πλωτήρα) αναμένεται να αυξήσει την διαφορά ανάμεσα στην εξόλκευση του πασσάλου και την ανύψωση του πλωτήρα με αποτέλεσμα μεγαλύτερη απώλεια δύναμης προέντασης. Οι συγκεκριμένες επιδράσεις εξετάζονται παραμετρικά και σχολιάζονται στο επόμενο Κεφάλαιο της Διπλωματικής Εργασίας.

Κεφάλαιο 5

Παραμετρική Διερεύνηση Σεισμικής Απόκρισης Πασσάλου - Τένοντα - Πλωτήρα

5.1 Γενικά

Στο παρόν κεφάλαιο διεξάγεται μια, περιορισμένης έκτασης, παραμετρική διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς του πασσάλου θεμελίωσης που παρουσιάστηκε αναλυτικά στο Κεφάλαιο 4. Η εν λόγω διερεύνηση έχει ως κύριο στόχο να βοηθήσει στην πληρέστερη κατανόηση των μηχανισμών αλληλεπίδρασης και την ανάδειξη των παραμέτρων που έχουν τη μεγαλύτερη επίδραση τόσο στη θεμελίωση (φέρουσα ικανότητα, εξόλκευση πασσάλου) όσο και στην ευστάθεια του πλωτήρα (απώλεια προέντασης και άνωση πλωτήρα). Πιο συγκεκριμένα, στο παρόν κεφάλαιο πραγματοποιούνται αναλύσεις με το αριθμητικό προσομοίωμα που παρουσιάστηκε αναλυτικά στο προηγούμενο κεφάλαιο, διαφοροποιώντας κάθε φορά μόνο μία παράμετρο και διατηρώντας σταθερές τις υπόλοιπες. Συγκεκριμένα, επιλέγεται να εξεταστεί η επίδραση των εξής παραμέτρων:

- i. Στατικός Συντελεστής Ασφαλείας, FS
- ii. Μέγιστη Επιβαλλόμενη Επιτάχυνση, a_{\max}
- iii. Αριθμός Κύκλων Φόρτισης, N
- iv. Διαπερατότητα Εδάφους, k
- v. Σχετική Δυσκαμψία Πλωτήρα – Τένοντα I_k

Διευκρινίζεται ότι η Σχετική Δυσκαμψία Πλωτήρα – Τένοντα I_k ορίζεται ως ο λόγος της δυσκαμψίας του τένοντα k_{st} προς τη δυσκαμψία του πλωτήρα $k_{\pi\lambda}$:

$$I_k = k_{st} / k_{\pi\lambda} \quad (5.1)$$

Ο παρακάτω Πίνακας 5.1 συνοψίζει τις τιμές των παραπάνω παραμέτρων που εισήχθησαν σε κάθε ανάλυση που πραγματοποιήθηκε. Ως βασική ανάλυση αναφοράς χρησιμοποιήθηκε η

ανάλυση Νο. 1 του Πίνακα, δηλαδή για $FS = 2.0$, $a_{max} = 0.24g$, $N = 15$, $k = 6.6 \times 10^{-4} \text{ m/s}$, $I_k = 63.1$. Η τυπική ανάλυση του Κεφαλαίου 4 αντιστοιχεί στην ανάλυση Νο. 3 του Πίνακα.

Πίνακας 5.1: Δεδομένα των παραμετρικών αναλύσεων

#	FS	amax (g)	N	k (m/s)	I _k
1	2	0.24	15	6.60E-04	63.1
2	1.5	0.24	15	6.60E-04	63.1
3	2.2	0.24	15	6.60E-04	63.1
4	1.9	0.36	15	6.60E-04	63.1
5	1.9	0.24	5	6.60E-04	63.1
6	1.9	0.24	10	6.60E-04	63.1
7	1.9	0.24	15	6.60E-05	63.1
8	1.9	0.24	15	2.00E-04	63.1
9	1.9	0.24	15	2.00E-03	63.1
10	1.9	0.24	15	6.60E-04	31.6
11	1.9	0.24	15	6.60E-04	∞

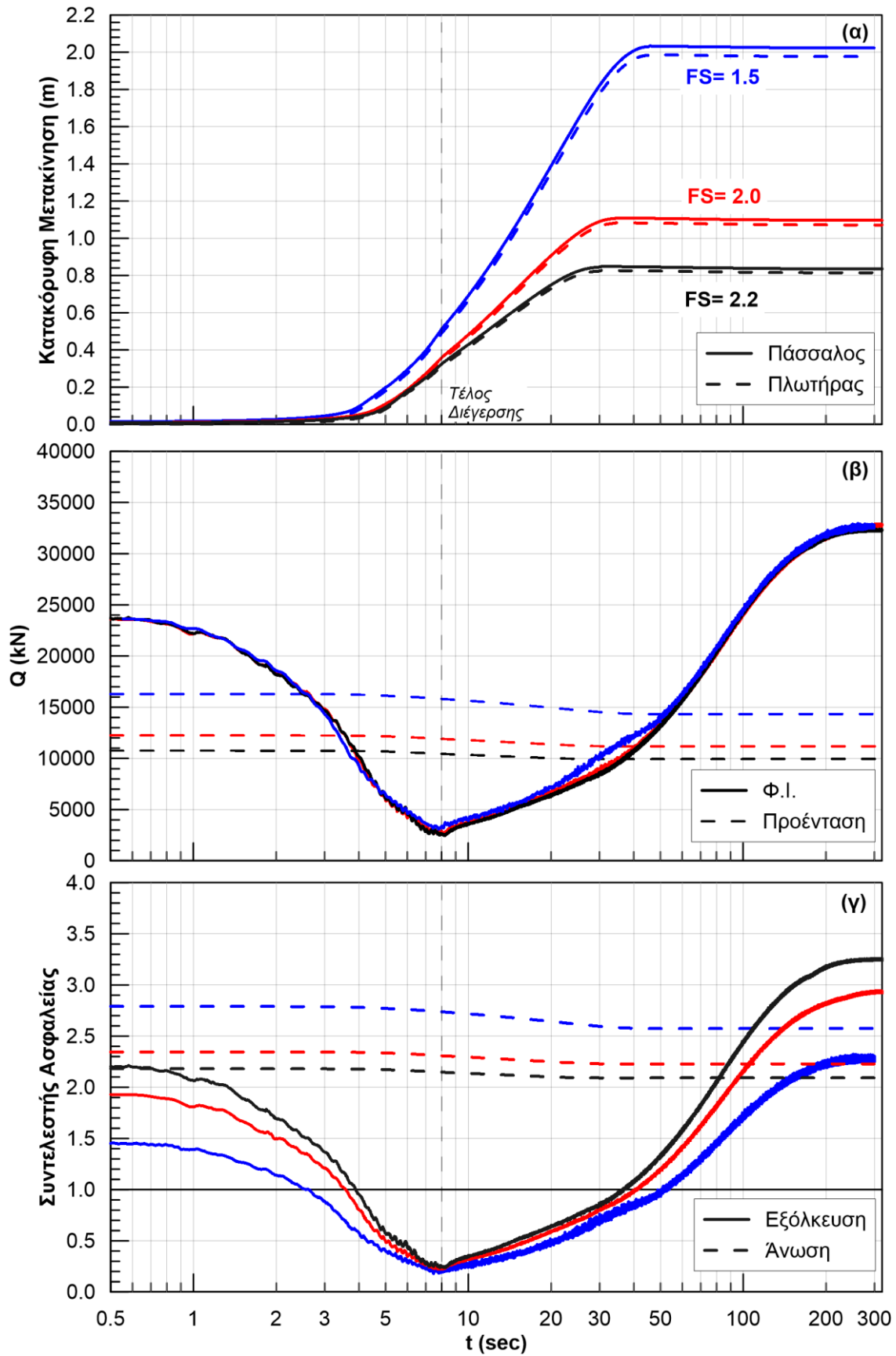
5.2 Επίδραση Στατικού Συντελεστή Ασφάλειας έναντι Εξόλκευσης.

Ο Συντελεστής Ασφάλειας (FS) έναντι εξόλκευσης ορίζεται ως το πηλίκο της οριακής αντοχής του πασσάλου σε εφελκυσμό (Q_{ult}), προς την επιβαλλόμενη εφελκυστική δύναμη προέντασης στην κεφαλή του (F). Ως χαρακτηριστικές τιμές του στατικού συντελεστή FS_0 επιλέγονται οι εξής: $FS_0 = 1.5$, 2.0 και 2.2 . Δεδομένου ότι η εφελκυστική αντοχή του πασσάλου παραμένει σταθερή, καθώς δεν μεταβλήθηκαν και στις 3 περιπτώσεις τα χαρακτηριστικά του πασσάλου ή οι εδαφικές ιδιότητες, η μεταβολή στην τιμή του συντελεστή ασφάλειας έγινε με μεταβολή της επιβαλλόμενης δύναμης προέντασης.

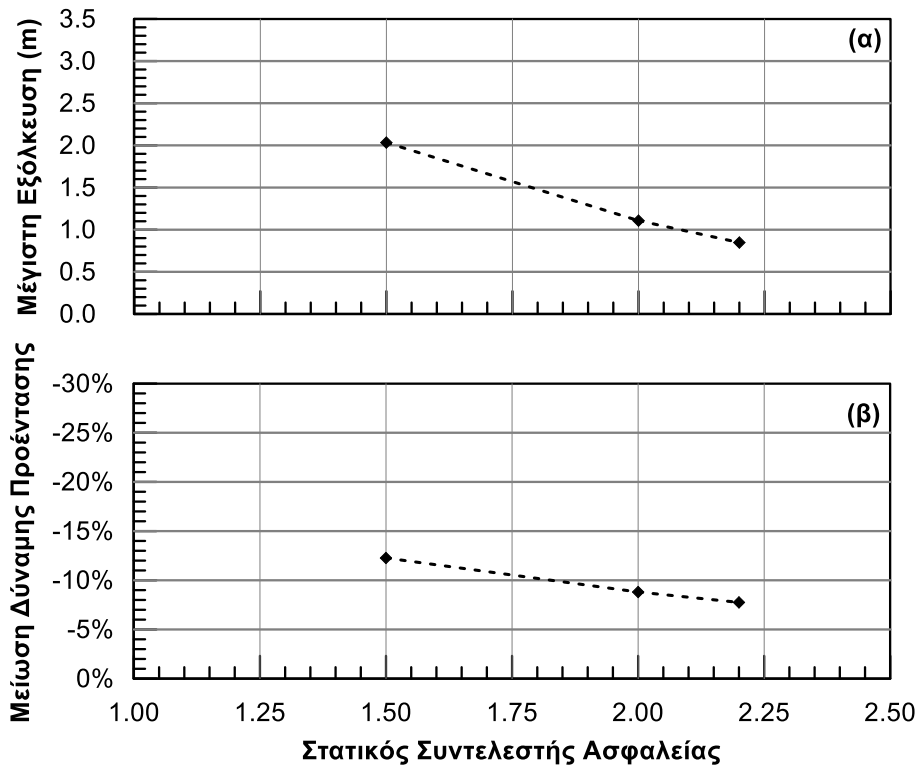
Στο **Σχήμα 5.1** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες (α) εξόλκευσης κεφαλής πασσάλου και ανύψωσης πλωτήρα, (β) φέρουσας ικανότητας πασσάλου (Φ.Ι.) και δύναμης προέντασης και (γ) συντελεστών ασφάλειας έναντι εξόλκευσης πασσάλου και άνωσης πλωτήρα για τις υπό εξέταση τιμές του Στατικού Συντελεστή Ασφαλείας. Παρατηρείται ότι, για όλες τις περιπτώσεις, η τιμή της Φέρουσας Ικανότητας ακολουθεί την ίδια χρονική εξέλιξη και επομένως, για $FS_0 = 1.5$ γίνεται μικρότερη από την τιμή της δύναμης προέντασης για λιγότερους κύκλους φόρτισης συγκριτικά με τις μεγαλύτερες τιμές FS_0 . Μετά το τέλος της δόνησης όπου το έδαφος αναπτύσσει και πάλι την αντοχή του, για $FS_0 = 1.5$ απαιτείται περισσότερος χρόνος ώστε η φέρουσα ικανότητα να γίνει μεγαλύτερη από την δύναμη προέντασης. Επομένως, το χρονικό διάστημα όπου ο συντελεστής ασφαλείας έναντι εξόλκευσης είναι μικρότερος της μονάδας είναι μεγαλύτερο για $FS_0 = 1.5$ και μικρότερο για $FS_0 = 2.2$.

Επιπλέον, για $FS_0 = 1.5$ παρατηρείται ότι η αύξηση των κατακόρυφων μετακινήσεων συμβαίνει νωρίτερα συγκριτικά με τις μεγαλύτερες τιμές FS_0 και οι μέγιστες τιμές τόσο της εξόλκευσης του πασσάλου αλλά και της ανύψωσης του πλωτήρα εμφανίζονται αργότερα και είναι μεγαλύτερες. Τα αποτελέσματα είναι συμβατά με τις χρονοϊστορίες της Φέρουσας Ικανότητας καθώς το μεγαλύτερο μέρος των μετακινήσεων συμβαίνει στο χρονικό διάστημα όπου ο πάσσαλος βρίσκεται σε κατάσταση αστοχίας, δηλαδή η Φ.Ι. είναι μικρότερη από την αντίστοιχη δύναμη προέντασης. Στο **Σχήμα 5.2** παρουσιάζεται η μέγιστη εξόλκευση και η μέγιστη μείωση της δύναμης προέντασης συναρτήσει του συντελεστή ασφάλειας για τις 3 εξεταζόμενες αναλύσεις. Το εύρος της τιμής της εξόλκευσης κυμαίνεται από $\delta = 2.00\text{m}$ για $FS_0 = 1.5$ έως $\delta = 0.85\text{m}$ για $FS_0 = 2.2$ (**Σχήμα 5.2α**). Σε όλες τις περιπτώσεις η εξόλκευση αυτή μεταφράζεται κατά περίπου 97.5% σε ανύψωση πλωτήρα και κατά 2.5% σε μείωση του μήκους του τένοντα αγκύρωσης. Η μείωση του μήκους του τένοντα οδηγεί σε μείωση της δύναμης προέντασης από 12.3% για $FS_0 = 1.5$ έως 7.7% για $FS_0 = 2.2$ (**Σχήμα 5.2β**).

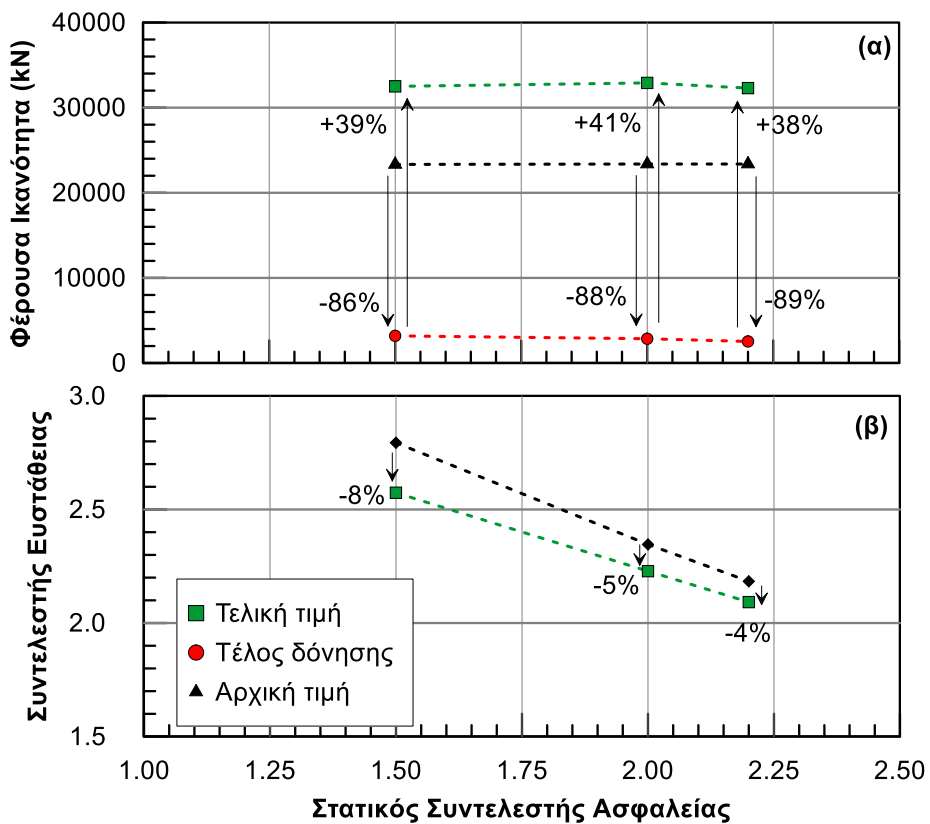
Στο **Σχήμα 5.3** παρουσιάζονται η Φέρουσα Ικανότητα πριν την επιβολή της δόνησης, στο τέλος της δόνησης και μετά την αποτόνωση των υδατικών υπερπιέσεων (**Σχήμα 5.3α**) και η αρχική και τελική τιμή του Συντελεστή ευστάθειας (**Σχήμα 5.3β**) συναρτήσει του Στατικού Συντελεστή Ασφάλειας (FS_0) έναντι εξόλκευσης. Παρατηρείται ότι η Φ.Ι. μειώνεται κατά 86-89% στο τέλος της δόνησης ενώ παρουσιάζει αύξηση της τάξης του 40% μετά την αποτόνωση των υδατικών υπερπιέσεων. Η μεγαλύτερη μείωση του συντελεστή ευστάθειας FS_{stab} παρατηρείται για $FS_0 = 1.5$ και είναι 8%. Η αντίστοιχη μείωση για $FS_0 = 2.0$ και $FS_0 = 2.2$ είναι 5% και 4% αντίστοιχα.



Σχήμα 5.1: Χρονοϊστορίες (α) εξόλκευσης κεφαλής πασσάλου και ανύψωσης πλωτήρα, (β) φέρουσας ικανότητας πασσάλου και δύναμης προέντασης και (γ) συντελεστών ασφαλείας έναντι εξόλκευσης πασσάλου και άνωσης πλωτήρα -επίδραση στατικού συντελεστή ασφαλείας.



Σχήμα 5.2: (α) Κατακόρυφη μετακίνηση (εξόλκευση) πασσάλου και (β) Μείωση της Δύναμης Προέγτασης του τένοντα αγκύρωσης συναρτήσει του Στατικού Συντελεστή Ασφάλειας (FS_0) έναντι εξόλκευσης.



Σχήμα 5.3: (α) Φέρουσα Ικανότητα πριν την επιβολή της δόνησης, στο τέλος της δόνησης και μετά την αποτόνωση των υδατικών υπερπίεσεων και (β) Αρχική και τελική τιμή του Συντελεστή ευστάθειας συναρτήσει του Στατικού Συντελεστή Ασφάλειας (FS_0) έναντι εξόλκευσης.

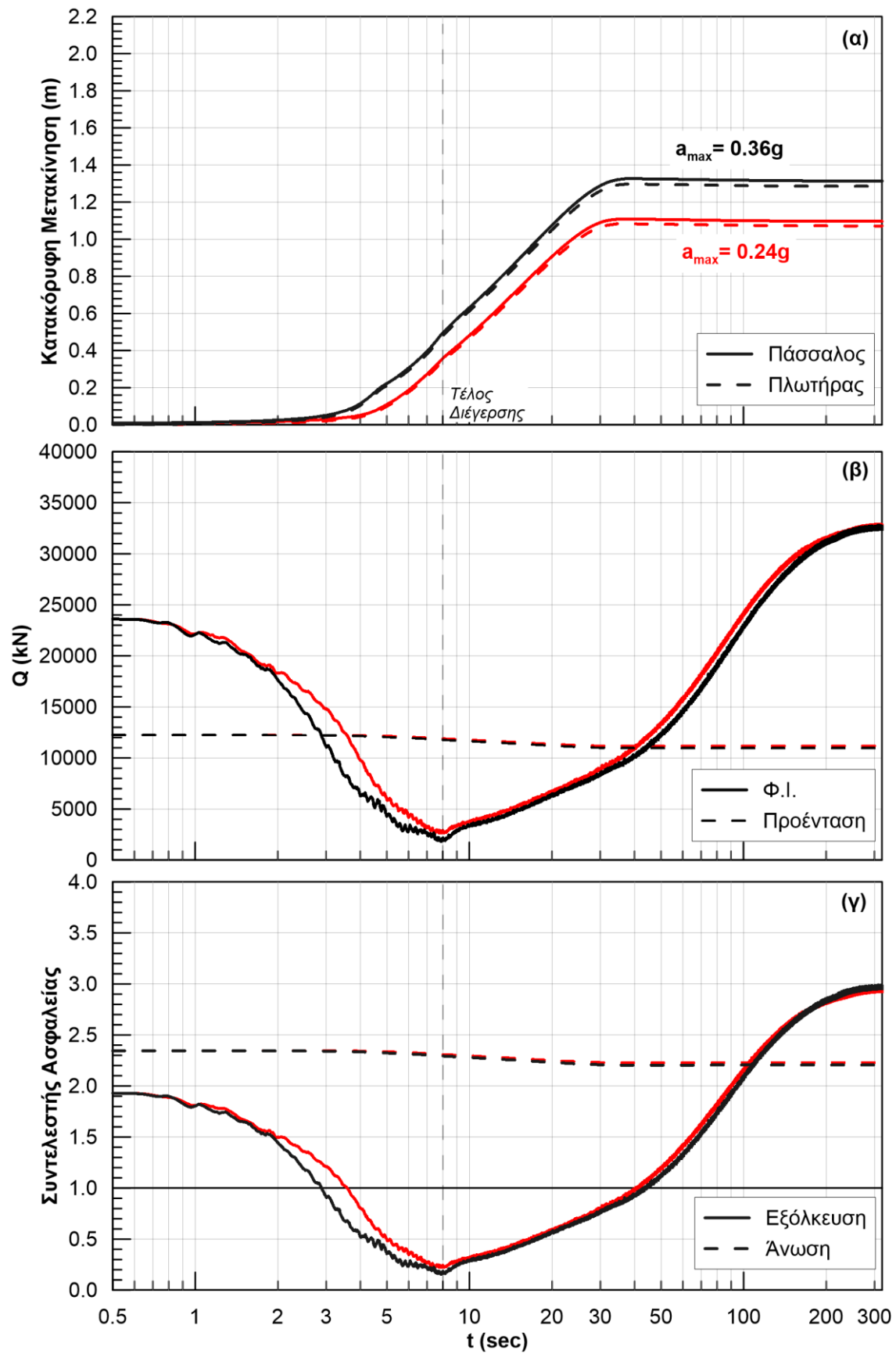
5.3 Επίδραση Μέγιστης Επιβαλλόμενης Επιτάχυνσης

Για την εξέταση της επίδρασης της μέγιστης επιβαλλόμενης επιτάχυνσης a_{max} , η βασική ανάλυση επαναλήφθηκε για $a_{max} = 0.36g$. Η εν λόγω της τιμή της επιτάχυνσης αντιστοιχεί στην τιμή που προτείνει ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ 2003) για τις πιο σειсмоγενείς περιοχές (ζώνη III), σε αντίθεση με τη βασική ανάλυση όπου επιβάλλεται η τιμή για τη ζώνη II του ΕΑΚ ($a_{max} = 0.24g$)

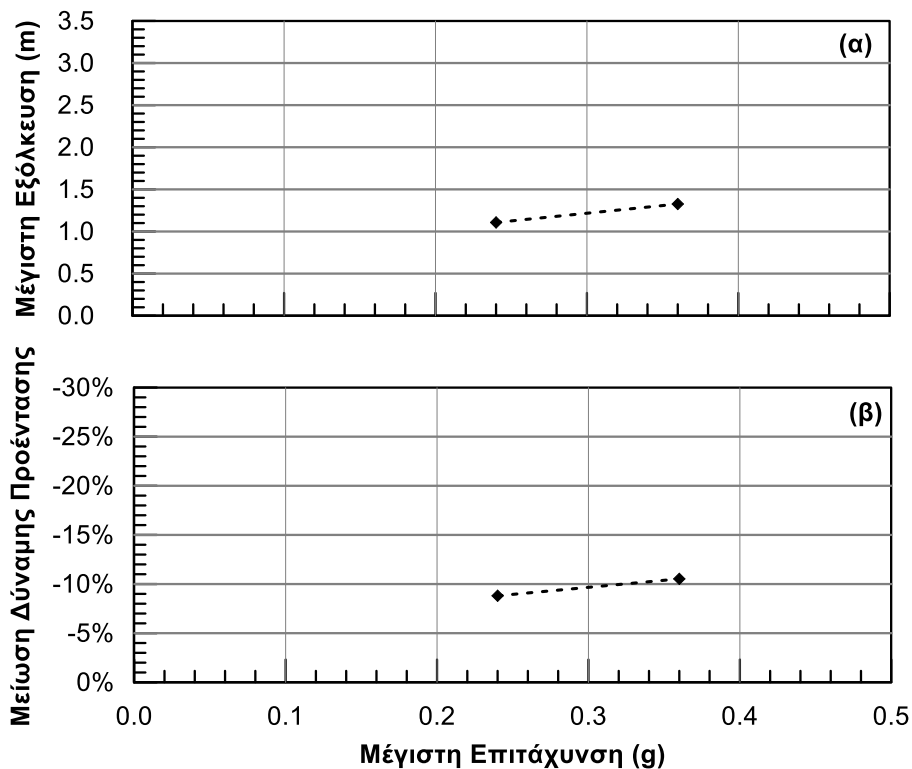
Στο **Σχήμα 5.4** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες (α) εξόλκευσης κεφαλής πασσάλου και ανύψωσης πλωτήρα, (β) φέρουσας ικανότητας πασσάλου και δύναμης προέντασης και (γ) συντελεστών ασφάλειας έναντι εξόλκευσης πασσάλου και άνωσης πλωτήρα για τις τιμές της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης που εξετάστηκαν. Παρατηρείται ότι, μέχρι τη χρονική στιγμή $t = 2sec$ οι χρονοϊστορίες Φ.Ι. πρακτικά ταυτίζονται. Από εκείνη τη χρονική στιγμή και μετά, η καμπύλη Φ.Ι. για $a_{max} = 0.36g$ παρουσιάζει ταχύτερη μείωση ενώ μετά το τέλος της δόνησης οι δύο καμπύλες παρουσιάζουν αύξηση με την ίδια κλίση. Αυτό συμβαίνει γιατί το έδαφος ρευστοποιείται γρηγορότερα για ισχυρότερες διεγέρσεις (μικρότερος συντελεστής ασφάλειας έναντι ρευστοποίησης) και μετά το τέλος της δόνησης η ανάκτηση της αντοχής του εξαρτάται από τη διαπερατότητα του εδάφους, η οποία είναι κοινή για τις δύο αναλύσεις. Επομένως, το χρονικό διάστημα όπου ο συντελεστής ασφαλείας έναντι εξόλκευσης είναι μικρότερος της μονάδας είναι μεγαλύτερο για $a_{max} = 0.36g$.

Σε πλήρη συμφωνία με τα παραπάνω, για $a_{max} = 0.36g$ οι κατακόρυφες μετακινήσεις ξεκινούν νωρίτερα και καταλήγουν σε μεγαλύτερες τιμές σε σύγκριση με την τιμή $a_{max} = 0.24g$. Η μέγιστη τιμή της εξόλκευσης προκύπτει $\delta = 1.3m$ για $a_{max} = 0.36g$ και $\delta = 1.1m$ για $a_{max} = 0.24g$. (**Σχήμα 5.5α**). Και για τις δύο αναλύσεις, η εξόλκευση αυτή μεταφράζεται κατά 97.7% σε ανύψωση πλωτήρα και κατά 2.3% σε μείωση του μήκους του τένοντα αγκύρωσης. Η μείωση του μήκους του τένοντα οδηγεί σε μείωση της δύναμης προέντασης κατά 10.5% για $a_{max} = 0.36g$ και κατά 9% για $a_{max} = 0.24g$ (**Σχήμα 5.5β**).

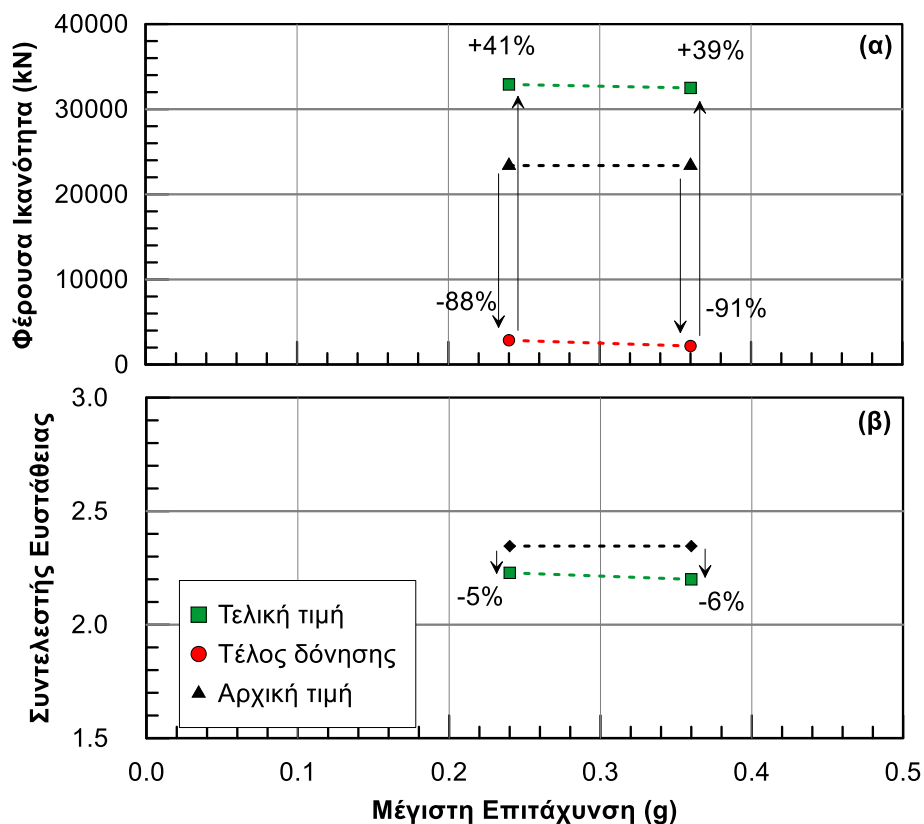
Στο **Σχήμα 5.6** παρουσιάζονται η Φέρουσα Ικανότητα πριν την επιβολή της δόνησης, στο τέλος της δόνησης και μετά την αποτόνωση των υδατικών υπερπιέσεων (**Σχήμα 5.6α**) και η αρχική και τελική τιμή του Συντελεστή ευστάθειας (**Σχήμα 5.6β**) συναρτήσει της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης. Παρατηρείται ότι, και για τις δύο περιπτώσεις, η Φ.Ι. παρουσιάζει μείωση της τάξης του 90% στο τέλος της δόνησης και αύξηση της τάξης του 40% μετά την αποτόνωση των υδατικών υπερπιέσεων. Λόγω της απώλειας της δύναμης προέντασης, μειώνεται ο συντελεστής ευστάθειας κατά 6% για $a_{max} = 0.36g$ και κατά 5% για $a_{max} = 0.24g$.



Σχήμα 5.4: Χρονοϊστορίες (α) εξόλκευσης κεφαλής πασσάλου και ανύψωσης πλωτήρα, (β) φέρουσας ικανότητας πασσάλου και δύναμης προέντασης και (γ) συντελεστών ασφαλείας έναντι εξόλκευσης πασσάλου και άνωσης πλωτήρα - επίδραση επιβαλλόμενης επιτάχυνσης.



Σχήμα 5.5: (α) Κατακόρυφη μετακίνηση (εξόλκευση) πασσάλου και (β) Μείωση της Δύναμης Προέντασης του τένοντα αγκύρωσης συναρτήσει της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης της διέγερσης a_{max} .



Σχήμα 5.6: (α) Φέρουσα Ικανότητα πριν την επιβολή της δόνησης, στο τέλος της δόνησης και μετά την αποτόνωση των υδατικών υπερπίεσεων και (β) Αρχική και τελική τιμή του Συντελεστή ευστάθειας συναρτήσει της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης της διέγερσης a_{max} .

5.4 Επίδραση Αριθμού Κύκλων Φόρτισης

Οι αριθμοί κύκλων φόρτισης (N_{cycl}) που επιλέχθηκαν να εξεταστούν είναι $N_{cycl} = 5, 10$ και 15 . Σύμφωνα με τη σχετική βιβλιογραφία (Seed and Idriss 1982) υπάρχει αντιστοιχία μεταξύ του μεγέθους ενός σεισμού και του αντίστοιχου αριθμού σημαντικών κύκλων φόρτισης. Η εν λόγω αντιστοιχία παρουσιάζεται στον **Πίνακας 5.2**.

Πίνακας 5.2: Αντιστοιχία μεγέθους σεισμού με αριθμό κύκλων φόρτισης (Seed and Idriss 1982)

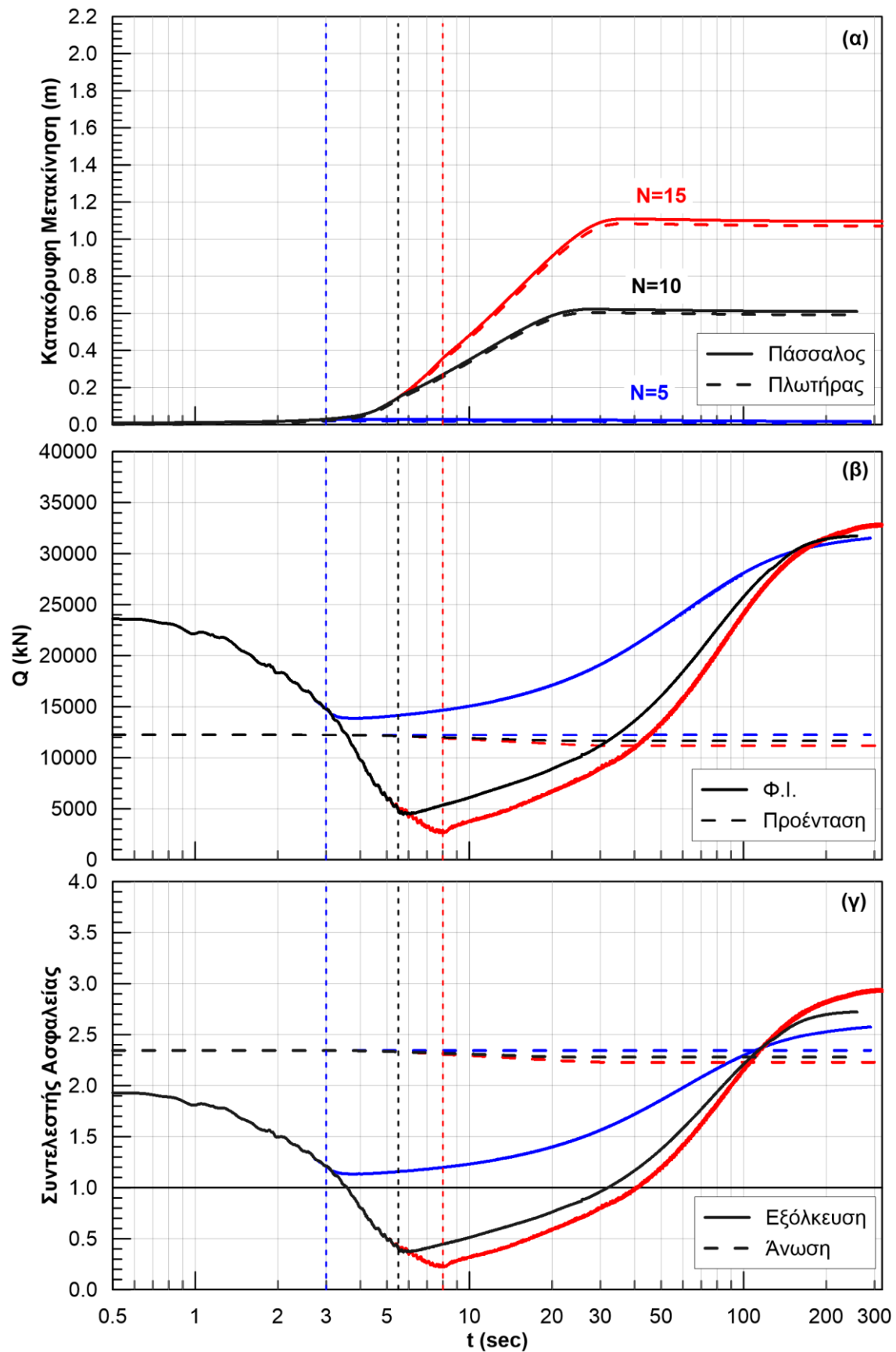
M_w	N_{cycl}
$5^{1/4}$	2-3
6	5-6
$6^{3/4}$	10
$7^{1/2}$	15
$8^{1/2}$	26

Σύμφωνα με τα παραπάνω, οι εξεταζόμενοι κύκλοι φόρτισης αντιστοιχούν σε μέγεθος σεισμού $M_w = 6, 6^{3/4}$ και $7^{1/2}$. Υπενθυμίζεται ότι η διέγερση επιβάλλεται μετά από 0.5sec ηρεμίας και έχει ιδιοπερίοδο $T = 0.5sec$. Επομένως το τέλος της δόνησης για κάθε ανάλυση είναι στα 3.0sec, 5.5sec και 8.0sec αντίστοιχα.

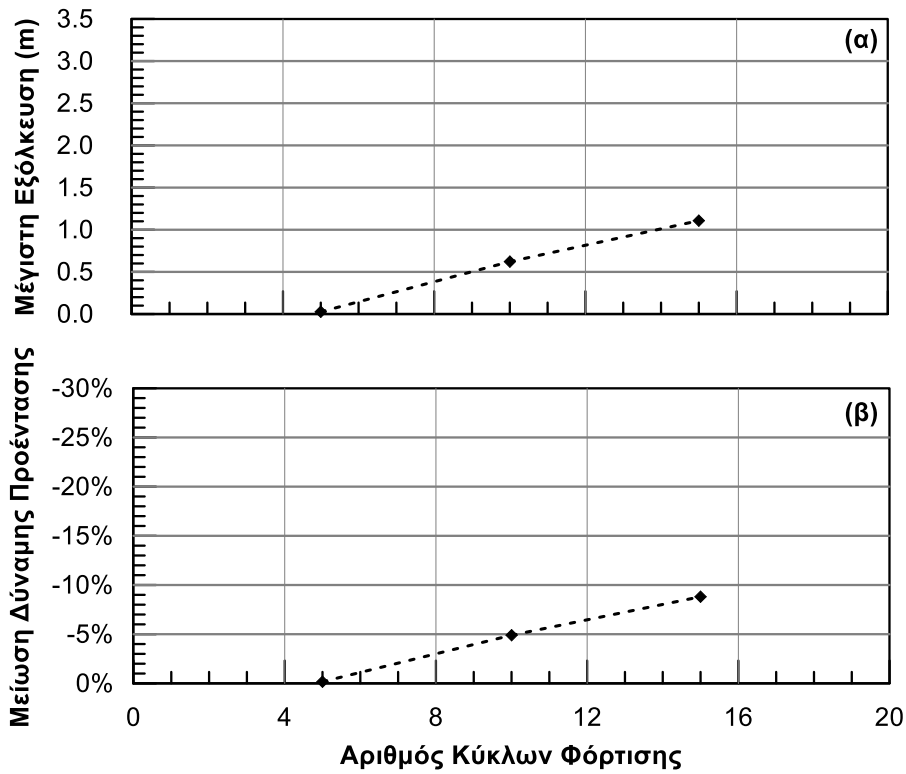
Στο **Σχήμα 5.7** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες (α) εξόλκευσης κεφαλής πασσάλου και ανύψωσης πλωτήρα, (β) φέρουσας ικανότητας πασσάλου και δύναμης προέντασης και (γ) συντελεστών ασφάλειας έναντι εξόλκευσης πασσάλου και άνωσης πλωτήρα για τις υπο εξέταση τιμές του αριθμού κύκλων φόρτισης. Η καμπύλη της Φ.Ι. είναι κοινή σε όλες τις περιπτώσεις και μειώνεται για όσο χρονικό διάστημα διαρκεί η κάθε δόνηση ενώ ακολούθως αρχίζει να αυξάνεται. Για 5 κύκλους φόρτισης η δόνηση σταματάει πριν η τιμή της Φέρουσας Ικανότητας πέσει κάτω από την τιμή της δύναμης προέντασης. Επομένως ο συντελεστής ασφαλείας έναντι εξόλκευσης δεν παίρνει ποτέ τιμή μικρότερη της μονάδας. Αυτό έχει ως συνέπεια οι μετακινήσεις που αναπτύσσονται να είναι πρακτικά μηδενικές και οι τελικές τιμές της δύναμης προέντασης, του συντελεστή ασφαλείας έναντι εξόλκευσης και του συντελεστή ευστάθειας είναι ίσες με τις αρχικές.

Για 15 κύκλους φόρτισης, η Φ.Ι. μειώνεται για 2.5sec επιπλέον από ότι για $N = 10$ επομένως το έδαφος καθυστερεί περισσότερο να ανακτήσει την αντοχή του. Οι κατακόρυφες μετακινήσεις ξεκινούν την ίδια χρονική στιγμή για 10 και 15 κύκλους φόρτισης και αυξάνονται με τον ίδιο ρυθμό. Ωστόσο, μόλις σταματήσει η δόνηση για 10 κύκλους φόρτισης, ο ρυθμός αύξησης της εξόλκευσης του πασσάλου και της άνωσης του πλωτήρα είναι μικρότερος. Η μέγιστη τιμή της εξόλκευσης προκύπτει $\delta = 0.62m$ για $N = 10$ και $\delta = 1.1m$ για $N = 15$ (**Σχήμα 5.8α**). Για 10 κύκλους φόρτισης, η εξόλκευση μεταφράζεται κατά 97.1% σε ανύψωση πλωτήρα και κατά 2.9% σε

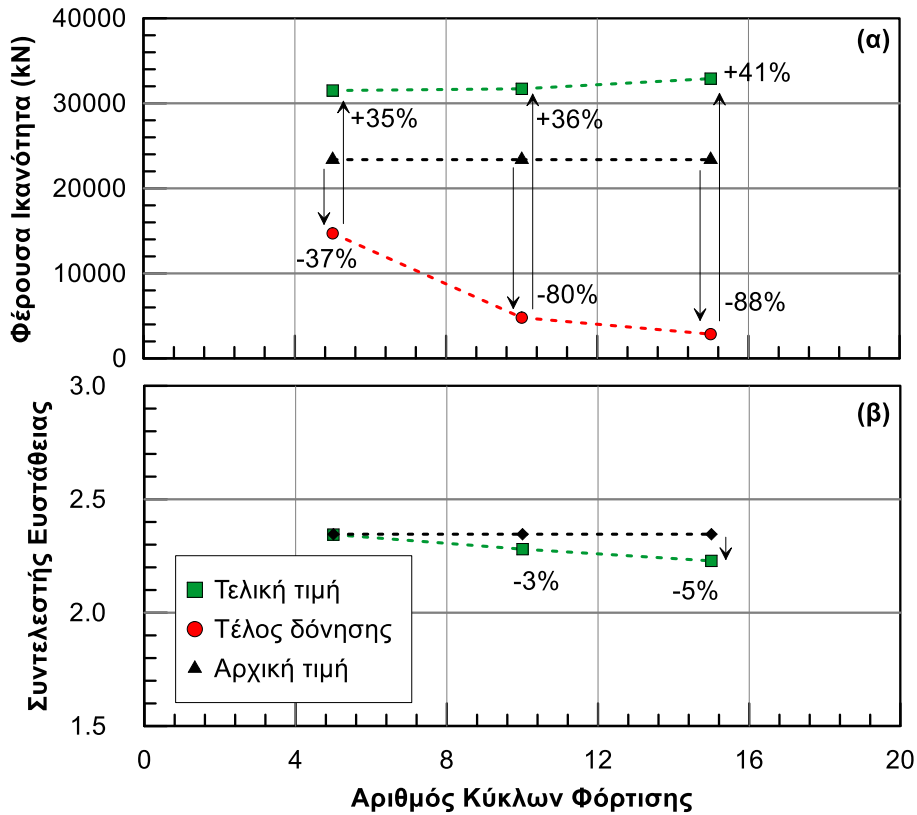
μείωση του μήκους του τένοντα αγκύρωσης ενώ τα αντίστοιχα ποσοστά για N= 15 είναι 97.7% και 2.3%. Λόγω της μικρότερης εξόλκευσης και, κατά συνέπεια, μικρότερης μείωσης του μήκους του τένοντα, προκύπτει μικρότερη μείωση στην τιμή της δύναμης προέντασης για N= 10 (ήτοι 5%) συγκριτικά με την τιμή N= 15 (ήτοι 9%) όπως φαίνεται στο **Σχήμα 5.8β**. Η μείωση της Φ.Ι. στο τέλος της δόνησης είναι 80% για N= 10 και 88% για N= 15. Μετά την αποτόνωση των υδατικών υπερπιέσεων η Φ.Ι. λαμβάνει μέγιστη τιμή αυξημένη κατά 36% για N= 10 και κατά 41% για N= 15 (**Σχήμα 5.9α**). Τέλος, λόγω της απώλειας της δύναμης προέντασης, μειώνεται ο συντελεστής ευστάθειας κατά 3% για N= 10 και κατά 5% για N= 15 (**Σχήμα 5.9β**).



Σχήμα 5.7: Χρονοϊστορίες (α) εξόλκευσης κεφαλής πασσάλου και ανύψωσης πλωτήρα, (β) φέρουσας ικανότητας πασσάλου και δύναμης προέντασης και (γ) συντελεστών ασφαλείας έναντι εξόλκευσης πασσάλου και άνωσης πλωτήρα - επίδραση αριθμού κύκλων φόρτισης.



Σχήμα 5.8: (α) Κατακόρυφη μετακίνηση (εξόλκευση) πασσάλου και (β) Μείωση της Δύναμης Προέντασης του τένοντα αγκύρωσης συναρτήσει του αριθμού κύκλων φόρτισης της διέγερσης N_{cycl} .



Σχήμα 5.9: (α) Φέρουσα Ικανότητα πριν την επιβολή της δόνησης, στο τέλος της δόνησης και μετά την αποτόνωση των υδατικών υπερπίεσεων και (β) Αρχική και τελική τιμή του Συντελεστή ευστάθειας συναρτήσει του αριθμού κύκλων φόρτισης της διέγερσης N_{cycl} .

5.5 Επίδραση Διαπερατότητας

Σύμφωνα με τον **Πίνακα 5.3** (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 τιμές: 6.6×10^{-5} , 2×10^{-4} , 6.6×10^{-4} και 2×10^{-3} m/s

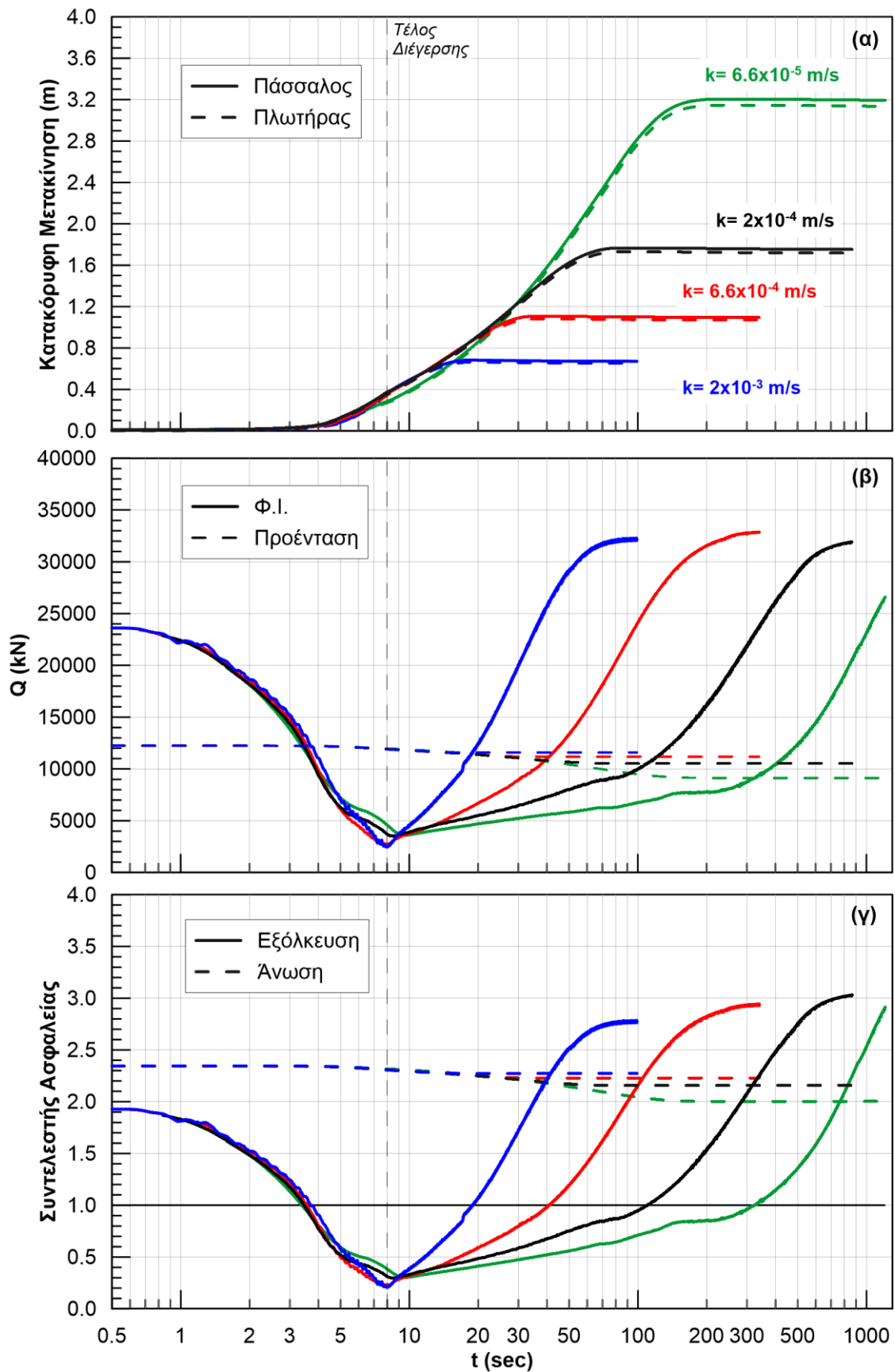
Πίνακας 5.3: Χαρακτηριστικές τιμές του συντελεστή διαπερατότητας k (σε m/s) σε εδάφη (Craig 1997)

1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}
Καθαροί χάλικες	Καθαρή άμμος και μίγματα αμμοχάλικων			Πολύ λεπτόκοκκη άμμος, ιλύς και εναλλαγές αργίλου-ιλύος			Ξηρή άργιλος και ιλυώδης άργιλος (>20% ποσοστό αργίλου)			
	Ξηρή και στιφρή άργιλος									

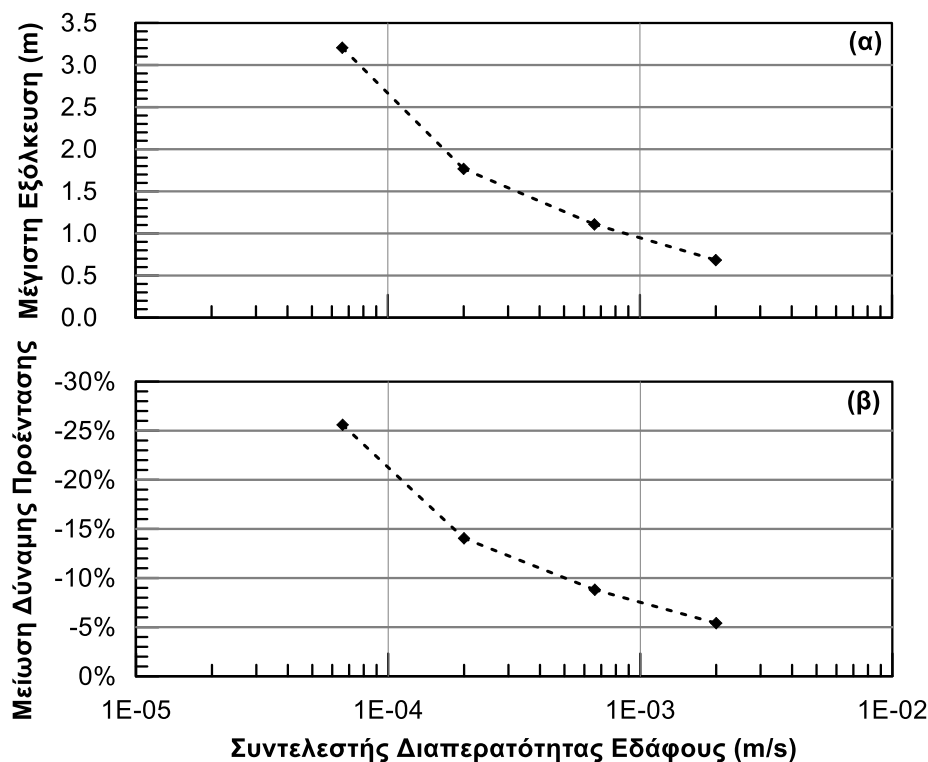
Στο **Σχήμα 5.10** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες (α) εξόλκευσης κεφαλής πασσάλου και ανύψωσης πλωτήρα, (β) φέρουσας ικανότητας πασσάλου και δύναμης προέντασης και (γ) συντελεστών ασφάλειας έναντι εξόλκευσης πασσάλου και άνωσης πλωτήρα για τις υπο εξέταση τιμές της διαπερατότητας του εδάφους. Παρατηρείται ότι η απομείωση της Φ.Ι. κατά τη διάρκεια της δόνησης ελάχιστα επηρεάζεται από την τιμή της διαπερατότητας του εδάφους. Αξιοσημείωτο είναι το γεγονός ότι για την ανάλυση με την μικρότερη διαπερατότητα $k = 6.6 \times 10^{-5}$ m/s η μείωση της Φ.Ι. φαίνεται να μην σταματά στο τέλος της δόνησης, όπως συμβαίνει στις υπόλοιπες αναλύσεις, αλλά 1sec μετά. Ωστόσο, η επακόλουθη ανάκτηση της αντοχής του εδάφους λόγω εκτόνωσης των υδατικών υπερπιέσεων επιτυγχάνεται γρηγορότερα αυξανόμενης της διαπερατότητας του εδάφους και επομένως οι μέγιστες κατακόρυφες μετακινήσεις είναι μικρότερες.

Όπως φαίνεται στο **Σχήμα 5.11** και στο **Σχήμα 5.12**, ευμενέστερη είναι η ανάλυση για $k = 2 \times 10^{-3}$ m/s όπου η μέγιστη εξόλκευση είναι $\delta = 0.68$ m. Σε αυτή την περίπτωση, η μείωση του μήκους του τένοντα αγκύρωσης είναι 1.9cm και αποτελεί το 2.8% της συνολικής μετακίνησης ενώ ταυτόχρονα επιφέρει μείωση της δύναμης προέντασης κατά 5.4%. Η μείωση του συντελεστή ευστάθειας είναι περίπου 3%. Μετά την αποτόνωση των υδατικών υπερπιέσεων η Φ.Ι. είναι αυξημένη κατά 38% συγκριτικά με την αρχική. Δυσμενέστερη από πλευράς εξόλκευσης του πασσάλου είναι η ανάλυση για $k = 6.6 \times 10^{-5}$ m/s όπου η μέγιστη εξόλκευση είναι $\delta = 3.20$ m. Η μείωση του μήκους του τένοντα αγκύρωσης είναι 5.8cm και αποτελεί το 1.8% της συνολικής μετακίνησης ενώ ταυτόχρονα επιφέρει μείωση της δύναμης προέντασης κατά 25.6%. Η τελική τιμή του συντελεστή ευστάθειας είναι $FS_{stab} = 2.00$ και είναι περίπου 15%

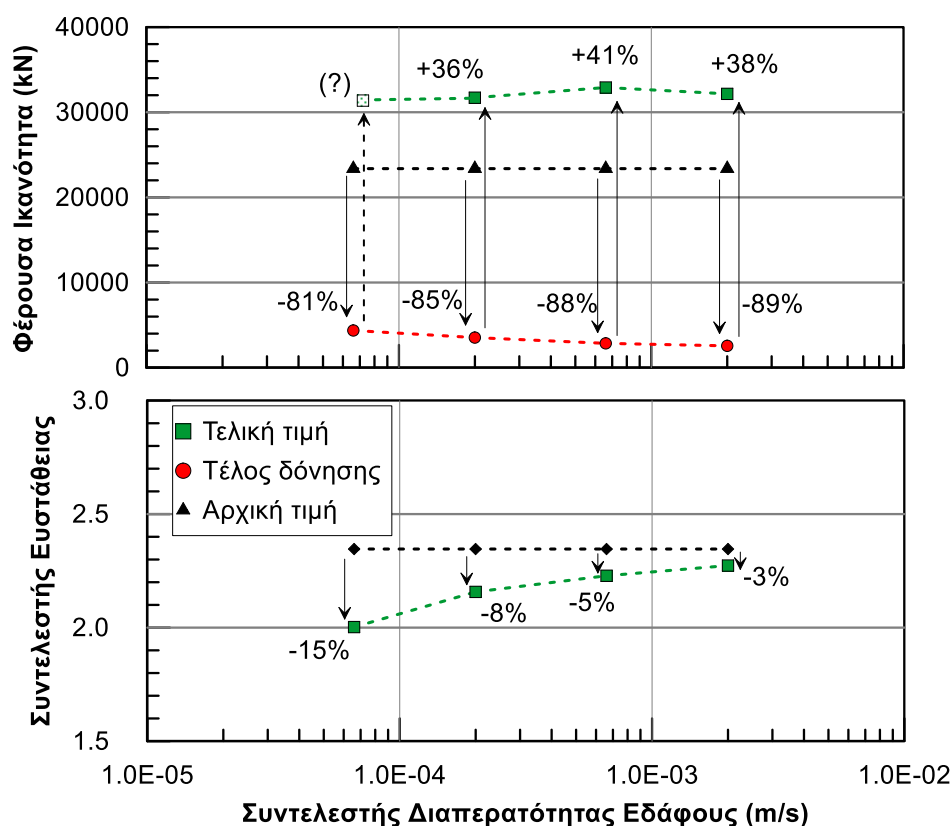
μικρότερη της αρχικής. Σημειώνεται ότι η ανάλυση με $k = 6.6 \times 10^{-5}$ m/s διακόπηκε πριν ολοκληρωθεί η αποτόνωση των υπερπιέσεων πόρων, λόγω του μεγάλου υπολογιστικού χρόνου που απαιτούσε και επομένως στο **Σχήμα 5.12α** παρουσιάζεται μια εκτίμηση της τελικής τιμής της $\Phi.I.$



Σχήμα 5.10: Χρονοϊστορίες (α) εξόλκευσης κεφαλής πασσάλου και ανύψωσης πλωτήρα, (β) φέρουσας ικανότητας πασσάλου και δύναμης προέντασης και (γ) συντελεστών ασφαλείας έναντι εξόλκευσης πασσάλου και άνωσης πλωτήρα - επίδραση διαπερατότητας.



Σχήμα 5.11: (α) Κατακόρυφη μετακίνηση (εξόλκευση) πασσάλου και (β) Μείωση της Δύναμης Προέκτασης του τένοντα αγκύρωσης συναρτήσει του συντελεστή διαπερατότητας (k) του εδάφους.



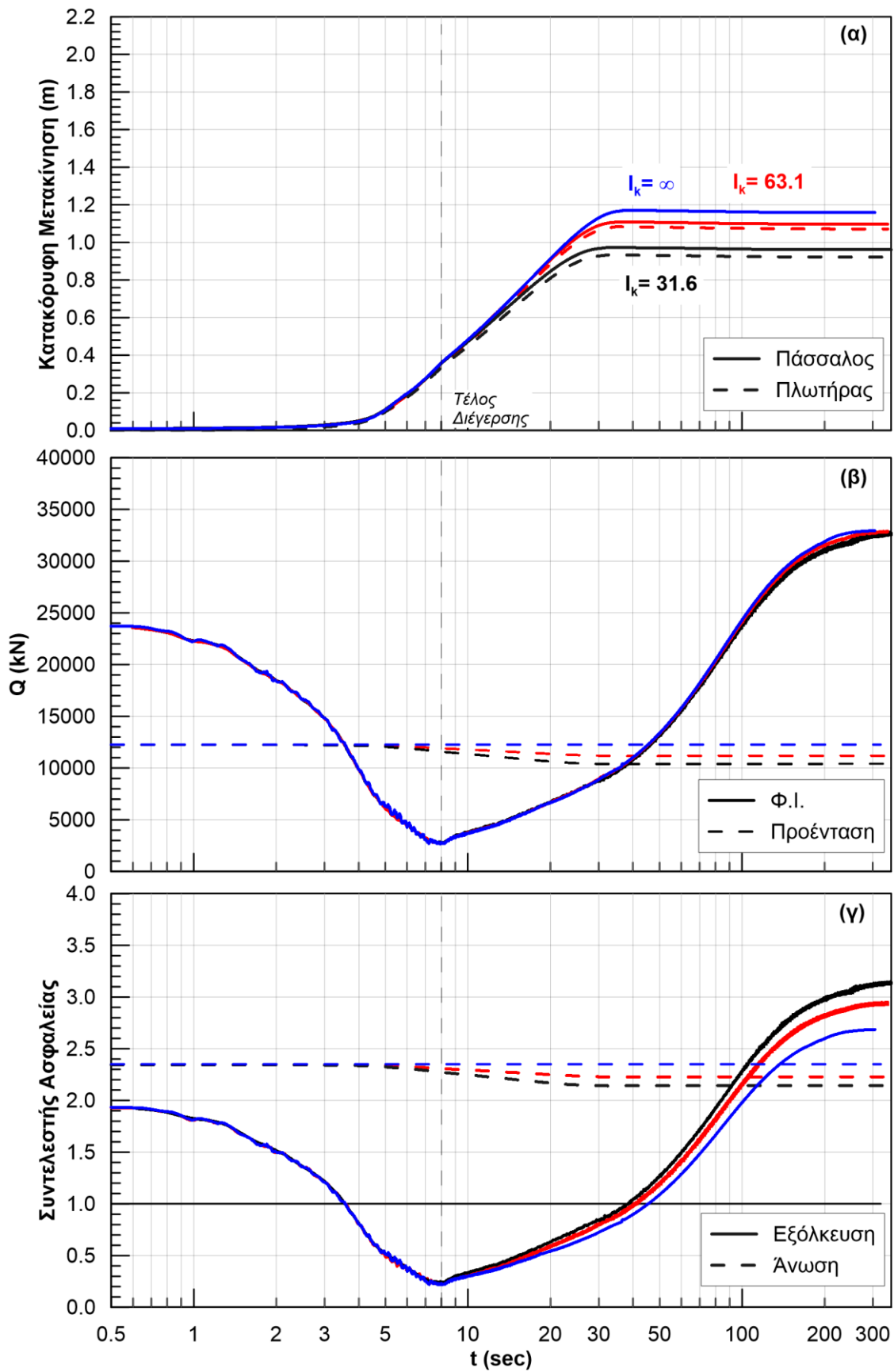
Σχήμα 5.12: (α) Φέρουσα Ικανότητα πριν την επιβολή της δόνησης, στο τέλος της δόνησης και μετά την αποτόνωση των υδατικών υπερπίεσεων και (β) Αρχική και τελική τιμή του Συντελεστή ευστάθειας συναρτήσει του συντελεστή διαπερατότητας (k) του εδάφους.

5.6 Επίδραση Σχετικής Δυσκαμψίας Πλωτήρα - Τένοντα

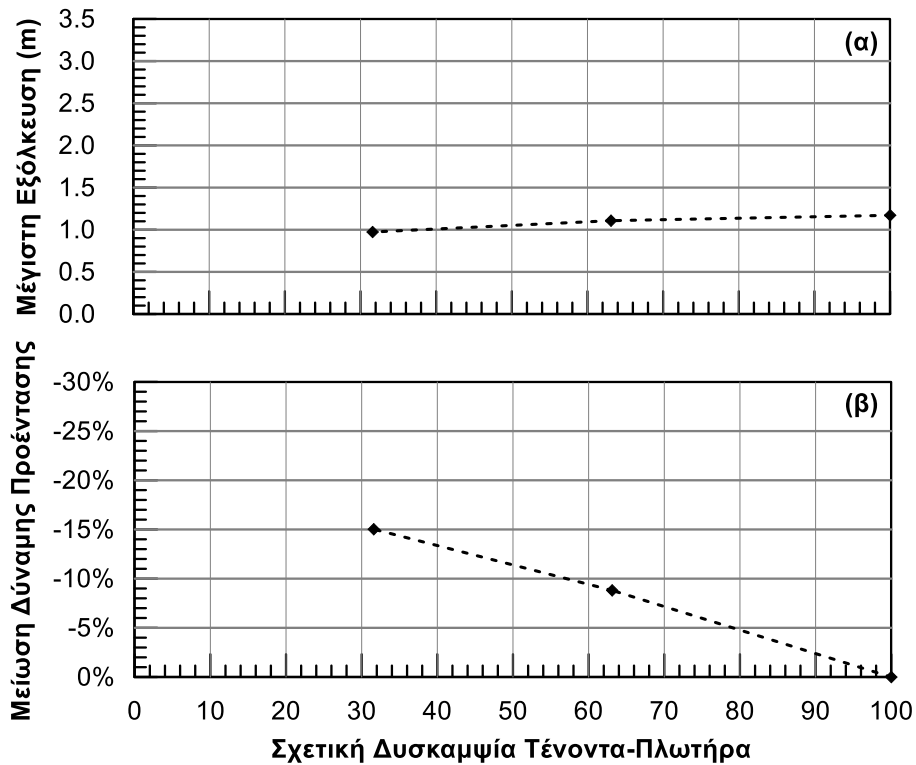
Ως Σχετική Δυσκαμψία Πλωτήρα – Τένοντα I_k ορίζεται ο λόγος της δυσκαμψίας του τένοντα προς τη δυσκαμψία του πλωτήρα. Υπενθυμίζεται ότι η δυσκαμψία του πλωτήρα εξαρτάται από το εμβαδόν της διατομής του πλωτήρα και το ειδικό βάρος του νερού. Για την βασική ανάλυση, η δυσκαμψία του τένοντα είναι $k_{στ}= 62800 \text{ kN/m}$ και η δυσκαμψία του πλωτήρα $k_{πλ}= 995.1 \text{ kN/m}$ για εμβαδόν διατομής πλωτήρα ίσο με $A_{πλ}= 99.51\text{m}^2$, επομένως η Σχετική Δυσκαμψία Πλωτήρα-Τένοντα είναι $I_k= 63.1$. Πραγματοποιήθηκαν πρόσθετες αναλύσεις για $I_k= 31.6$ που αντιστοιχεί σε διπλάσιο εμβαδόν διατομής πλωτήρα $A_{πλ}= 199.02\text{m}^2$, καθώς και για $I_k= \infty$, δηλαδή χωρίς να λαμβάνεται υπόψιν την σύζευξη Πλωτήρα – Τένοντα. Στην δεύτερη περίπτωση, το σύνολο της εξόλκευσης του πασσάλου μεταφράζεται σε ανύψωση του πλωτήρα χωρίς να μεταβάλλεται το μήκος του χαλύβδινου τένοντα.

Στο **Σχήμα 5.13** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες (α) εξόλκευσης κεφαλής πασσάλου και ανύψωσης πλωτήρα, (β) φέρουσας ικανότητας πασσάλου και δύναμης προέντασης και (γ) συντελεστών ασφάλειας έναντι εξόλκευσης πασσάλου και άνωσης πλωτήρα. Παρατηρείται ότι οι χρονοϊστορίες της Φ.Ι. παρουσιάζουν απόλυτη ταύτιση τόσο κατά τη διάρκεια της δόνησης αλλά και κατά την αποτόνωση των υπερπιέσεων πόρων. Επιπλέον, μειώνοντας την τιμή της Σχετικής Δυσκαμψίας μειώνεται και η τελική τιμή της δύναμης προέντασης. Αυτό συνεπάγεται ότι για μικρότερες τιμές Σχετικής Δυσκαμψίας, η Φ.Ι. ξεπερνάει νωρίτερα την τιμή της δύναμης προέντασης και επομένως είναι μικρότερο το χρονικό διάστημα που ο συντελεστής ασφαλείας έναντι εξόλκευσης είναι μικρότερος του 1. Το συμπέρασμα αυτό επαληθεύεται και από τις χρονοϊστορίες κατακόρυφων μετακινήσεων καθώς για μικρότερη τιμή της Σχετικής Δυσκαμψίας μεγιστοποιούνται νωρίτερα οι μετακινήσεις ενώ παράλληλα αυξάνεται η διαφορά μεταξύ εξόλκευσης πασσάλου και ανύψωσης πλωτήρα.

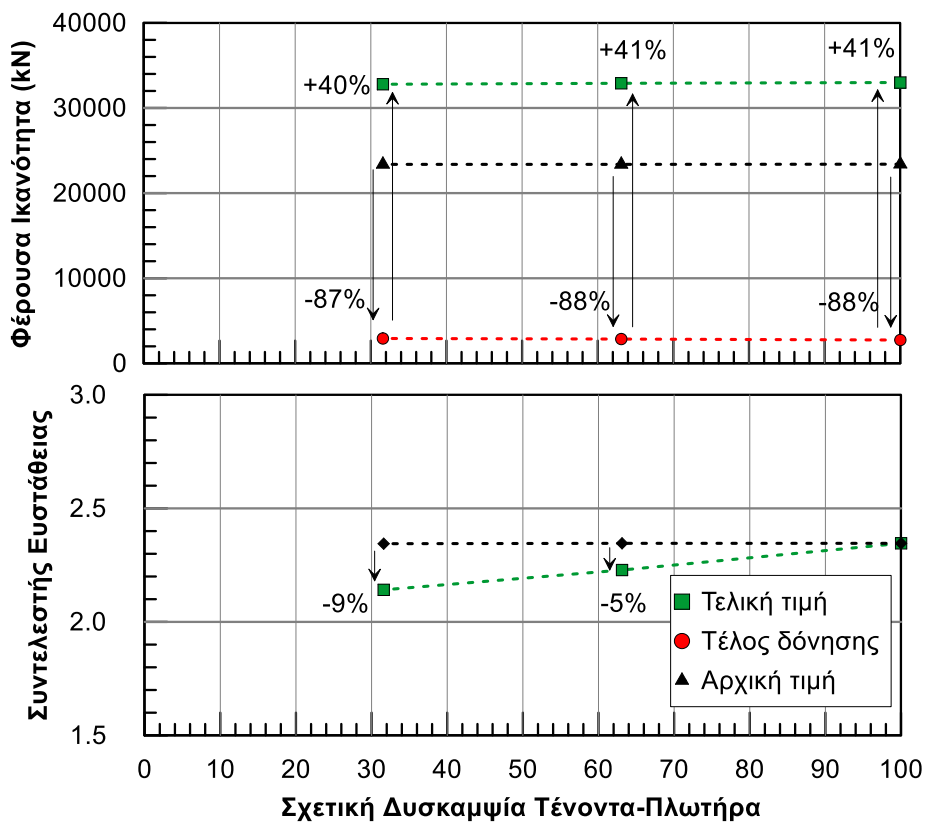
Η μέγιστη τιμή της εξόλκευσης προκύπτει $\delta= 1.17\text{m}$ για $I_k= \infty$, $\delta= 1.11\text{m}$ για $I_k= 63.1$ και $\delta= 0.97\text{m}$ για $I_k= 31.6$ (**Σχήμα 5.14α**). Για $I_k= 63.1$ η εξόλκευση μεταφράζεται κατά 97.7% σε ανύψωση πλωτήρα και κατά 2.3% σε μείωση του μήκους του τένοντα αγκύρωσης ενώ τα αντίστοιχα ποσοστά για $I_k= 31.6$ είναι 95.9% και 4.1%. Η μείωση του μήκους του τένοντα οδηγεί σε μείωση της δύναμης προέντασης κατά 8.8% για $I_k= 63.1$ και κατά 15% για $I_k= 31.6$ (**Σχήμα 5.14β**). Σε όλες τις περιπτώσεις, η Φ.Ι. μειώνεται κατά περίπου 90% στο τέλος της δόνησης ενώ παρουσιάζει αύξηση της τάξης του 40% μετά την αποτόνωση των υδατικών υπερπιέσεων (**Σχήμα 5.15α**). Ο συντελεστής ευστάθειας μειώνεται κατά 5% για $I_k= 63.1$ και κατά 8.6% για $I_k= 31.6$ (**Σχήμα 5.15β**). Τονίζεται ότι προκειμένου να απεικονίζονται ευδιάκριτα οι μεταβολές στα μεγέθη ενδιαφέροντος στα εν λόγω σχήματα, η σχετική δυσκαμψία $I_k= \infty$ παρουσιάζεται ως $I_k= 100$.



Σχήμα 5.13: Χρονοϊστορίες (α) εξόλκευσης κεφαλής πασσάλου και ανύψωσης πλωτήρα, (β) φέρουσας ικανότητας πασσάλου και δύναμης προέντασης και (γ) συντελεστών ασφαλείας έναντι εξόλκευσης πασσάλου και άνωσης πλωτήρα - επίδραση σχετικής δυσκαμψίας I_k .



Σχήμα 5.14: (α) Κατακόρυφη μετακίνηση (εξόλκευση) πασσάλου και (β) Μείωση της Δύναμης Προέντασης του τένοντα αγκύρωσης συναρτήσει της Σχετικής Δυσκαμψίας Τένοντα-Πλωτήρα I_k .



Σχήμα 5.15: (α) Φέρουσα Ικανότητα πριν την επιβολή της δόνησης, στο τέλος της δόνησης και μετά την αποτόνωση των υδατικών υπερπίεσεων και (β) Αρχική και τελική τιμή του Συντελεστή ευστάθειας συναρτήσει της Σχετικής Δυσκαμψίας Τένοντα-Πλωτήρα I_k .

5.7 Σύνοψη

Στο παρόν κεφάλαιο πραγματοποιήθηκε διερεύνηση με κύριο στόχο να βοηθήσει στην πληρέστερη κατανόηση των μηχανισμών αλληλεπίδρασης και την ποσοτική αποτίμηση της επίδρασης των εξεταζόμενων παραμέτρων. Συγκεκριμένα, η παραμετρική διερεύνηση οδήγησε στα εξής συμπεράσματα :

(α) Η εξόλκευση του πασσάλου αυξάνεται όταν:

- Αυξάνεται η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση ή ο αριθμός κύκλων φόρτισης
- Αυξάνεται ο λόγος της δυσκαμψίας του τένοντα προς τη δυσκαμψία του πλωτήρα
- Μειώνεται η διαπερατότητα του εδάφους
- Μειώνεται Στατικός Συντελεστής Ασφαλείας έναντι εξόλκευσης

(β) Η μείωση της δύναμης προέντασης είναι μεγαλύτερη όταν:

- Αυξάνεται η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση ή ο αριθμός κύκλων φόρτισης
- Μειώνεται Στατικός Συντελεστής Ασφαλείας έναντι εξόλκευσης
- Μειώνεται η διαπερατότητα του εδάφους
- Μειώνεται ο λόγος της δυσκαμψίας του τένοντα προς τη δυσκαμψία του πλωτήρα

(γ) Η μέγιστη εξόλκευση που προέκυψε από τις παραμετρικές αναλύσεις ήταν $\delta = 3.20m$, δηλαδή της ίδιας τάξης μεγέθους με την διάμετρο του πασσάλου.

(δ) Η εξόλκευση του πασσάλου μεταφράζεται κατά περίπου 96-98% σε ανύψωση του πλωτήρα και κατά περίπου 2-4% σε μείωση του μήκους του χαλύβδινου τένοντα αγκύρωσης

(ε) Η μέγιστη μείωση του μήκους του τένοντα ήταν $\Delta L = 5.82cm$ και οδήγησε σε μείωση της δύναμης προέντασης κατά 25.6%.

(στ) Επίδραση στην μείωση της Φ.Ι. κατά την διάρκεια της δόνησης φαίνεται να έχει η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ενώ η ανάκτηση της αντοχής του εδάφους επηρεάζεται από την διαπερατότητα του εδάφους.

Κεφάλαιο 6

Συμπεράσματα - Προτάσεις για Μελλοντική Έρευνα

6.1 Συμπεράσματα

Το αντικείμενο της παρούσας Διπλωματικής Εργασίας ήταν να μελετήσει τη σεισμική απόκριση πασσάλων αγκύρωσης πλωτών κατασκευών τύπου TLP (tension-leg-platform) υπό καθεστώς ρευστοποίησης μέσω πλήρως συζευγμένων τρισδιάστατων μη-γραμμικών αναλύσεων. Η έμφαση δόθηκε:

- (i) Στην κατανόηση της αλληλεπίδρασης πλωτήρα - τένοντα - πασσάλου και των βασικών μηχανισμών που διέπουν την συσσώρευση της εξόλκευσης του πασσάλου και την απομείωση της Φέρουσας Ικανότητας (Φ.Ι.) του κατά την διάρκεια της σεισμικής διέγερσης καθώς και κατά το χρόνο που απαιτείται για την πλήρη εκτόνωση των υδατικών υπερπίεσεων λόγω της σεισμικής δόνησης.
- (ii) Στον εντοπισμό των παραμέτρων (εδάφους, πασσάλου, πλωτήρα) που έχουν σημαντική επίδραση στα ανωτέρω φαινόμενα καθώς και την πιθανή έκταση της επίδρασης της ρευστοποίησης στην εν γένει συμπεριφορά της κατασκευής.

I. Μηχανισμός Αλληλεπίδρασης Θεμελίωσης - Τένοντα - Πλωτήρα

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων, ο μηχανισμός αλληλεπίδρασης θεμελίωσης-τένοντα-πλωτήρα κατά την σεισμική δόνηση και την ρευστοποίηση του εδάφους συνοψίζεται ως ακολούθως:

- Η τιμή της Φέρουσας Ικανότητας (Φ.Ι.) αρχίζει να μειώνεται από την αρχή της σεισμικής δόνησης, λόγω ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων στο έδαφος δίπλα από τον πάσσαλο σε όλο το μήκος του. Ως εκ τούτου, κάποια χρονική στιγμή, η τιμή της Φ.Ι. γίνεται μικρότερη από την τιμή της δύναμης προέντασης, γεγονός που θα οδηγεί σε αστοχία του πασσάλου (δηλ. συντελεστής ασφάλειας έναντι εξόλκευσης $FS < 1$).

- Η $\Phi.I.$ του πασσάλου συνεχίζει να μειώνεται μέχρι το τέλος της επιβαλλόμενης σεισμικής διέγερσης, όπου και παίρνει την ελάχιστη τιμή της. Στη συνέχεια, η $\Phi.I.$ του πασσάλου αυξάνει, λόγω σταδιακής αποτόνωσης των υπερπιέσεων πόρων, και μετά από κάποιο χρονικό διάστημα ο πάσσαλος ανακτά επαρκή αντοχή και ο συντελεστής ασφαλείας ξαναπαίρνει τιμή μεγαλύτερη της μονάδας ($FS > 1$). Η $\Phi.I.$ συνεχίζει να αυξάνεται έως ότου αποτονωθούν πλήρως οι υπερπιέσεων πόρων και εν τέλει σταθεροποιείται στη μέγιστη τιμή της.
- Η μέγιστη τιμή της $\Phi.I.$ μετά την πλήρη αποτόνωση υπερπιέσεων πόρων είναι συστηματικά μεγαλύτερη από την αρχική. Η εν λόγω αύξηση αποδίδεται στην ανακατανομή των τάσεων στο έδαφος γύρω από τον πάσσαλο λόγω της σεισμικής διέγερσης και της ρευστοποίησης και πιο συγκεκριμένα στην αύξηση της ενεργού οριζόντιας τάσης που ασκείται στην διεπιφάνεια πασσάλου εδάφους.
- Η χρονοϊστορία συσσώρευσης της εξόλκευσης του πασσάλου είναι σε πλήρη συμφωνία την προαναφερθείσα μεταβολή της $\Phi.I.$ του πασσάλου. Πιο συγκεκριμένα, έως την αστοχία του πασσάλου ($FS < 1$), η αναπτυσσόμενη εξόλκευση είναι πρακτικά μηδενική. Όσο ο πάσσαλος είναι σε αστοχία, δηλαδή όσο η $\Phi.I.$ είναι μικρότερη από τη δύναμη προέντασης, οι κατακόρυφες μετακινήσεις αυξάνονται σχεδόν γραμμικά με τον χρόνο (δηλαδή υπό σταθερή ταχύτητα εξόλκευσης). Η εξόλκευση του πασσάλου παίρνει τη μέγιστη τιμή της όταν ο πάσσαλος ανακτήσει την ικανή αντοχή και η $\Phi.I.$ του ξαναγίνει ίση με τη δύναμη προέντασης. Στη συνέχεια, η τιμή της εξόλκευσης παραμένει πρακτικά σταθερή, ίση προς τη μέγιστη τιμή της, καθώς ο πάσσαλος έχει ανακτήσει επαρκή αντοχή και δεν βρίσκεται πλέον σε καθεστώς αστοχίας ($FS > 1$).
- Εν γένει, το μεγαλύτερο μέρος της εξόλκευσης συμβαίνει μετά το τέλος της δόνησης και όχι κατά τη διάρκειά της. Για παράδειγμα, στη βασική ανάλυση (δηλαδή για $FS = 2.0$, $a_{max} = 0.24g$, $N = 15$, $k = 6.6 \times 10^{-4} \text{ m/s}$, $I_k = 63.1$) η μετασεισμική εξόλκευση ήταν διπλάσια από την εξόλκευση κατά τη διάρκεια της δόνησης.
- Κυρίαρχο αποτέλεσμα της εξόλκευσης του πασσάλου είναι η ανύψωση του πλωτήρα και όχι η μείωση του μήκους του τένοντα και της αντίστοιχης δύναμης προέντασης. Το γεγονός αυτό οφείλεται στην μεγάλη διαφορά μεταξύ των δυσκαμψιών του τένοντα και του πλωτήρα. Συγκεκριμένα, η μείωση του μήκους του τένοντα αποτελεί περίπου το 2.5% της συνολικής εξόλκευσης και συνεπάγεται μείωση της αρχικής δύναμης προέντασης κατά περίπου 10% η οποία επιφέρει και σχεδόν ανάλογη μείωση του Συντελεστή Ευστάθειας του πλωτήρα.

II. Συμπεράσματα από την Παραμετρική Διερεύνηση

Από τις παραμετρικές αναλύσεις που πραγματοποιηθήκαν εξήχθησαν τα παρακάτω πρακτικά συμπεράσματα:

- (α)** Η εξόλκευση του πασσάλου αυξάνεται όταν:
- Αυξάνεται η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση, ο αριθμός κύκλων φόρτισης ή ο λόγος της δυσκαμψίας του τένοντα προς τη δυσκαμψία του πλωτήρα.
 - Μειώνεται η διαπερατότητα του εδάφους ή ο Στατικός Συντελεστής Ασφαλείας έναντι εξόλκευσης.
- (β)** Η μείωση της δύναμης προέντασης και του συντελεστή ευστάθειας αυξάνεται όταν:
- Αυξάνεται η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση και ο αριθμός κύκλων φόρτισης
 - Μειώνεται ο λόγος της δυσκαμψίας του τένοντα προς τη δυσκαμψία του πλωτήρα, η διαπερατότητα του εδάφους ή ο Στατικός Συντελεστής Ασφαλείας έναντι εξόλκευσης
- (γ)** Η μέγιστη εξόλκευση που προέκυψε από τις παραμετρικές αναλύσεις ήταν 3.20m, δηλαδή της ίδιας τάξης μεγέθους με την διάμετρο του πασσάλου ($D = 2.50m$), και αντιστοιχεί στην ανάλυση για $FS = 2.0$, $a_{max} = 0.24g$, $N = 15$, $k = 6.6 \times 10^{-5} \text{ m/s}$, $I_k = 63.1$
- (δ)** Η εξόλκευση του πασσάλου μεταφράζεται κατά περίπου 96-98% σε ανύψωση του πλωτήρα και κατά περίπου 2-4% σε μείωση του μήκους του χαλύβδινου τένοντα αγκύρωσης.
- (ε)** Η μέγιστη μείωση του μήκους του τένοντα ήταν $\Delta L = 5.8cm$, και οδήγησε σε μείωση της δύναμης προέντασης κατά 25.6%, για την ανάλυση με $FS = 2.0$, $a_{max} = 0.24g$, $N = 15$, $k = 6.6 \times 10^{-5} \text{ m/s}$, $I_k = 63.1$
- (στ)** Η μείωση της $\Phi.I.$ κατά την διάρκεια της σεισμικής δόνησης επηρεάζεται από την τιμή της μέγιστης επιβαλλόμενης εδαφικής επιτάχυνσης ενώ η ανάκτηση της αντοχής του εδάφους επηρεάζεται κυρίως από την διαπερατότητα του εδάφους.
- (ζ)** Σε όλες τις αριθμητικές αναλύσεις, μετά την πλήρη αποτόνωση των υδατικών υπερπιέσεων, το έδαφος εμφάνισε υπεραντοχή της τάξης του 40%, σε σχέση με την αρχική.

6.2 Προτάσεις για Μελλοντική Έρευνα

Κατά την εκπόνηση της παρούσας Διπλωματικής Εργασίας προέκυψαν ορισμένα ενδιαφέροντα ερευνητικά αντικείμενα που χρήζουν περαιτέρω διερεύνησης. Πιο συγκεκριμένα:

- (α) Η εκτέλεση περισσότερων αριθμητικών αναλύσεων που θα καλύψει τόσο μεγαλύτερο εύρος τιμών στις παραμέτρους που εξετάστηκαν στην παρούσα Διπλωματική Εργασία (μέγιστη εδαφική επιτάχυνση, κύκλοι φόρτισης, στατικός συντελεστής ασφάλειας, συντελεστής διαπερατότητας, σχετική δυσκαμψία τένοντα - πλωτήρα) όσο και πρόσθετες παραμέτρους που δεν εξετάστηκαν, όπως η στρωματογραφία (π.χ. πάχος ρευστοποιήσιμου στρώματος) και οι ιδιότητες του εδάφους θεμελίωσης (π.χ. σχετική πυκνότητα) και τα χαρακτηριστικά του πασσάλου (π.χ. διάμετρος). Τονίζεται ότι λόγω της πολύ μεγάλης απαίτησης για υπολογιστικό χρόνο στις αριθμητικές αναλύσεις, έτσι ώστε να επιτευχθεί η πλήρης αποτόνωση των υπερπιέσεων πόρων, κάτι τέτοιο δεν ήταν δυνατό να πραγματοποιηθεί στα πλαίσια της παρούσας Διπλωματικής Εργασίας.
- (β) Η διατύπωση μιας αναλυτικής μεθοδολογίας για την προσεγγιστική εκτίμηση της μέγιστης εξόλκευσης του πασσάλου καθώς και της μέγιστης απομείωσης της δύναμης προέντασης λόγω ρευστοποίησης με βάση τους μηχανισμούς που διέπουν την αλληλεπίδραση πασσάλου-τένοντα-πλωτήρα και τα αποτελέσματα των παραμετρικών αριθμητικών αναλύσεων.
- (γ) Η αριθμητική διερεύνηση της σεισμικής απόκρισης υπό καθεστώς ρευστοποίησης άλλων τύπων θεμελίωσης εξεδρών τύπου TLP (π.χ. με φρέατα αναρρόφησης) καθώς και άλλων τύπων υπεράκτιων κατασκευών θεμελιωμένων με πασσάλους όπου η εντατική κατάσταση του πασσάλου είναι διαφορετική από αυτές που εξετάστηκαν στα πλαίσια της παρούσας Διπλωματικής Εργασίας (π.χ. πάσσαλοι υπό θλίψη ή πάσσαλοι αγκύρωσης χωρίς προένταση).

Βιβλιογραφία

- Andrianopoulos, K. I., Papadimitriou, A. G., and Bouckovalas, G. D. (2010). "Bounding surface plasticity model for the seismic liquefaction analysis of geotechnical structures." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(10), 895–911.
- API. (1997). "Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Tension Leg Platforms, API RP 2T." *American Petroleum Institute*, Washington, D.C.
- 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*.
- Bouckovalas, G., Mavrakos, S., Andrianopoulos, K., and Mazarakos, T. (2015). *Παραδοτέο Π5.2: Σχεδιασμός πασσάλων αγκύρωσης σε ιλυώδη-αμμώδη πυθμένα*.
- Budhu, M. (2010). *Soil mechanics and foundations*. John Wiley & Sons, Inc.
- 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." *Det Norske Veritas*.
- Holtz, R., and Kovacs, W. (1982). *An Introduction to Geotechnical Engineering*. Prentice Hall, Inc.
- Itasca. (2017). "FLAC3D version 6.0." *Itasca Consulting Group Inc*.
- 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.
- Papadimitriou, A. G., and Bouckovalas, G. D. (2002). "Plasticity model for sand under small and large cyclic strains: A multiaxial formulation." *Soil Dyn. & Earthq. Eng.*, 22(3), 191–204.
- Seed, H. B., and Idriss, I. M. (1982). "Ground motions and soil liquefaction during earthquakes." *Earthquake Engineering Research Institute Monograph, Oakland, Calif*.
- Terzaghi, K., Peck, R., and Mesri, G. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice*.
- Βασιλείου, Λ., and Βασιλόπουλος, Ν. (2020). "Σεισμική φόρτιση πασσάλων αγκύρωσης πλωτών κατασκευών υπό καθεστώς ρευστοποίησης." *Διπλωματική Εργασία, ΕΜΠ, Αθήνα*.