



ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ

Σχολή Χημικών Μηχανικών και
Μηχανικών Περιβάλλοντος

Κατεύθυνση: Μηχανικών Περιβάλλοντος

ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗΣ ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΤΗΣ
ΝΤΟΜΟΠΟΥΛΟΥ ΘΩΜΑΗΣ

ΧΑΝΙΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ, 2023



ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ

Σχολή Χημικών Μηχανικών και
Μηχανικών Περιβάλλοντος

Κατεύθυνση: Μηχανικών Περιβάλλοντος

ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗΣ ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΤΗΣ ΝΤΟΜΟΠΟΥΛΟΥ ΘΩΜΑΗΣ

ΤΡΙΜΕΛΗΣ ΕΠΙΤΡΟΠΗ:

Καθηγητής Ιωάννης Τσομπανάκης (*ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ*), Π.Κ.

Καθηγητής Κωνσταντίνος Προβιάκης, Π.Κ.

Δρ. Πρόδρομος Ψαρρόπουλος, Ε.Μ.Π.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους όσους συνέβαλλαν στην πραγματοποίηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας με θέμα: «Αριθμητική προσομοίωση της σεισμικής καταπόνησης λιμενικών κρηπιδότοιχων». Αρχικά, ευχαριστώ θερμά τον Καθηγητή κ. Ιωάννη Τσομπανάκη για την ανάθεση του θέματος, την εμπιστοσύνη και τη συνεχή καθοδήγηση και στήριξη όλο αυτό το διάστημα. Επίσης, θα ήθελα να εκφράσω ένα μεγάλο ευχαριστώ στον κ. Πρόδρομο Ψαρρόπουλο για την πολύτιμη βοήθεια και τις εύστοχες παρατηρήσεις του, που αποτέλεσαν καθοριστικό παράγοντα στην εξέλιξη της παρούσας εργασίας. Ενεργό ρόλο καθ' όλη τη διαδικασία εκπόνησης της διπλωματικής αυτής εργασίας είχε και ο κ. Μανώλης Κατσιράκης, τον οποίο ευχαριστώ ειλικρινά για όλη τη βοήθεια, τη στήριξη και τις συμβουλές του. Σας ευχαριστώ και τους τρεις για την άψογη συνεργασία μας και την αμέριστη βοήθεια που έλαβα. Επιπλέον, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον Καθηγητή κ. Κωνσταντίνο Προβιδάκη για τη συμμετοχή του στην τριμελή επιτροπή. Τέλος, οφείλω ένα μεγάλο ευχαριστώ στους φίλους μου και την οικογένεια μου που με στηρίζουν καθημερινά και είναι δίπλα μου σε κάθε μου βήμα.

Οι λιμενικοί κρηπιδότοιχοι είναι μεγάλες κατασκευές αντιστήριξης και αποτελούν σημαντικά έργα υποδομής στα λιμάνια. Η μελέτη της σεισμικής απόκρισης αυτών των έργων κρίνεται ιδιαίτερα σημαντική καθώς τα λιμάνια αποτελούν το κέντρο των μεταφορών και της οικονομίας σε πολλές περιοχές και ιδιαίτερα στα νησιά. Η παρούσα διπλωματική εργασία επικεντρώνεται στην αριθμητική προσομοίωση της σεισμικής καταπόνησης λιμενικών κρηπιδότοιχων. Η παραμετρική διερεύνηση υλοποιείται μέσω δισδιάστατων δυναμικών αναλύσεων με τη χρήση του λογισμικού PLAXIS 2D. Το εν λόγω λογισμικό βασίζεται στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και χρησιμοποιείται ευρέως για την προσομοίωση στατικών και δυναμικών γεωτεχνικών προβλημάτων.

Πιο συγκεκριμένα, το κύριο αντικείμενο μελέτης της εργασίας αποτελεί ένα σύστημα διπλών δύσκαμπτων λιμενικών τοίχων, οι οποίοι βρίσκονται σε σχετικά κοντινή απόσταση, όπως συχνά συμβαίνει σε λιμενοβραχίονες. Το υπολογιστικό προσομοίωμα αυτού του συστήματος βασίζεται στη γεωμετρία ενός προβλήματος δύο τοίχων αντιστήριξης που περιέγραψε ο Wood (1973) χρησιμοποιώντας μία ελαστική μέθοδο δυναμικής ανάλυσης. Μεταξύ των δύο τοίχων θεωρείται ότι υπάρχει ισότροπο-ομοιογενές και ελαστικό εδαφικό υλικό, ενώ στη βάση τους τοποθετείται άκαμπτη θεμελίωση. Η αναλυτική λύση που ανέπτυξε ο Wood για τον υπολογισμό των δυναμικών ωθήσεων και των ροπών ανατροπής στη βάση του κάθε τοίχου υπό ξηρές συνθήκες χρησιμοποιείται για την επαλήθευση του αρχικού υπολογιστικού προσομοιώματος. Στη συνέχεια, η εν λόγω γεωμετρία τροποποιήθηκε, ορίζοντας μία μαλακή εδαφική στρώση στη θεμελίωση του συστήματος, επιτρέποντας κατ' αυτόν τον τρόπο τη δυνατότητα παραμόρφωσης στους κρηπιδότοιχους. Σκοπός αυτής της διαδικασίας προσομοίωσης ήταν η δημιουργία ρεαλιστικών εδαφικών συνθηκών σε ένα λιμένα. Για τον υπολογισμό των τιμών των εδαφικών ωθήσεων χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος των Mononobe – Okabe (Okabe 1926, Mononobe & Matsuo 1929), η οποία βασίζεται στη μέθοδο Coulomb υπολογίζοντας επιπλέον τις αδρανειακές δυνάμεις που ασκούνται στο σύστημα τοίχος – έδαφος. Η εφαρμογή της μεθόδου γίνεται υπό ψευδοστατικές συνθήκες ανάλυσης.

Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας αρχικά πραγματοποιήθηκε έλεγχος αξιοπιστίας της αριθμητικής προσομοίωσης με τις προαναφερθείσες αναλυτικές μεθοδολογίες. Συγκεκριμένα, το προσομοίωμα των δύο δύσκαμπτων τοίχων επαληθεύτηκε με τη μέθοδο του Wood και αντίστοιχα η επαλήθευση του συστήματος των εύκαμπτων κρηπιδότοιχων πραγματοποιήθηκε κατά Mononobe – Okabe. Στις αριθμητικές αναλύσεις χρησιμοποιήθηκαν δύο διαφορετικές γεωμετρίες ως προς την απόσταση των δύο τοίχων οι οποίες ορίστηκαν από τον λόγο μήκους προς ύψος. Αρχικά, θεωρήθηκε μία μικρή απόσταση μεταξύ των δύο τοίχων, ορίζοντας τον λόγο $L/H = 3$, ενώ στη συνέχεια, οι ίδιες αναλύσεις έγιναν για τριπλάσια απόσταση ανάμεσα στους δύο τοίχους, δηλαδή για λόγο $L/H = 10$.

Για τη ρεαλιστική προσέγγιση της σεισμικής απόκρισης ενός συστήματος διπλών λιμενικών κρηπιδότοιχων χρησιμοποιήθηκαν τρεις διαφορετικές περιπτώσεις στις οποίες βασική μεταβλητή αποτέλεσε η γωνία εσωτερικής τριβής. Η πρώτη περίπτωση αφορά ένα προσομοίωμα με τυπικές τιμές στις γωνίες τριβής του εδάφους πλήρωσης και του εδάφους θεμελίωσης. Στη συνέχεια, για την προσομοίωση συνθηκών ρευστοποίησης των εδαφών του υπό μελέτη συστήματος μειώθηκαν οι γωνίες εσωτερικής τριβής. Η επιλογή αυτή αποσκοπεί στη δραστική μείωση της διατμητικής αντοχής των εδαφών, η οποία προκαλείται εξαιτίας της ρευστοποίησης. Με βάση τα παραπάνω, η δεύτερη περίπτωση αφορά ένα προσομοίωμα με μειωμένη γωνία τριβής μόνο στο υπέδαφος της θεμελίωσης, ενώ στην τρίτη -και δυσμενέστερη περίπτωση ως προς τις εδαφικές συνθήκες- μειώθηκε η γωνία εσωτερικής τριβής, όχι μόνο στη στρώση της θεμελίωσης, αλλά και στο αντιστηριζόμενο έδαφος μεταξύ των δύο τοίχων.

Με βάση τα καταγεγραμμένα περιστατικά σε ισχυρούς σεισμούς, οι διπλοί κρηπιδότοιχοι τείνουν να στρίψουν ή/και να απομακρυνθούν μεταξύ τους, δηλαδή να μετατοπιστούν προς την πλευρά της θάλασσας εκατέρωθεν. Στο πλαίσιο της παρούσας έρευνας, για την ενίσχυση του υπό μελέτη συστήματος και την αποφυγή των προαναφερθέντων πιθανών σεισμικών βλαβών, τοποθετήθηκαν διαγώνιοι και οριζόντιοι ελκυστήρες οι οποίοι ενώνουν τους δύο τοίχους μεταξύ τους. Η εφαρμογή των ελκυστήρων έγινε και για τις τρεις περιπτώσεις που αναφέρθηκαν και χρησιμοποιώντας δύο παλμούς Ricker με συχνότητες 6Hz και 2Hz ως διεγέρσεις βάσης. Τέλος, μία ακόμη βασική παράμετρος για τον έλεγχο της συμπεριφοράς των λιμενικών τοίχων υπό σεισμική καταπόνηση ήταν η εξέταση δύο τύπων εδάφους θεμελίωσης. Οι ταχύτητες διάδοσης των εγκάρσιων σεισμικών κυμάτων των δύο εδαφών ήταν ίσες με $V_s=100\text{m/s}$ και $V_s=300\text{m/s}$, όπου η πρώτη αντιστοιχεί σε πολύ μαλακή επιφανειακή στρώση, γεγονός σύνηθες σε παράκτιες περιοχές. Όπως αποδεικνύεται από τα αποτελέσματα, η εφαρμογή των ελκυστήρων συμβάλλει στη διατήρηση της ευστάθειας του συστήματος των διπλών τοίχων και την αποτροπή της εμφάνισης σημαντικών στροφών και ολισθήσεων.

Abstract

Quay walls are retaining structures that constitute important components of port infrastructure. The seismic design of these walls is of paramount importance, since ports are the centers of transportations and economy in many regions, and especially islands. The present diploma thesis focuses on the numerical simulation of the seismic distress of quay walls. The parametric investigation is carried out via 2-D dynamic analyses using PLAXIS 2D software. This software is based on the finite element method and it is widely used to simulate static and dynamic geotechnical problems.

More specifically, the main topic of this study is a system of two rigid port walls, which are located opposite to each other at a relatively close distance that is often constructed in harbors. The analysis of this system is based on the analytical model of a double retaining wall system, which has been presented by Wood (1973) based on an elastic method of dynamic analysis. The two walls retain an isotropic-homogeneous and elastic soil material, while their base foundation is considered to be rigid. The analytical solution, developed by Wood under dry conditions, was used to verify the adopted numerical simulation approach. Subsequently, this geometry was modified by defining a soft soil layer at the foundation of the retaining system, thus, enabling deformation of the walls. The purpose of this modification was to create realistic soil conditions occurring at a port. The calculation of soil thrusts for flexible quay walls can be achieved using the method of Mononobe – Okabe (Okabe 1926, Mononobe & Matsuo 1929), which is based on Coulomb's method and can calculate the inertial forces which are exerted on the walls under pseudostatic conditions.

Initially the numerical models were validated with the aforementioned analytical methodologies. In particular, the model of the two rigid walls was verified by Wood's method, while the verification of the flexible quay wall system was performed via Mononobe – Okabe method. The numerical analyses were conducted considering two different geometries with reference to the distance among the two walls, which was defined based on the ratio of length to height. Initially, a small distance between the two walls was examined, i.e., for length to height ratio $L/H = 3$. In the sequence, the same analyses were performed for a much greater distance between the two walls, i.e., $L/H = 10$.

In order to realistically examine the seismic response of a port quay wall system, three different cases were examined, in which the main variable was the angle of friction. The first case refers to a model with typical values at the friction angles of the retaining soil and the foundation soil that are often observed in ports. Then, in order to simulate liquefaction conditions of the soils, a reduction of their friction angles was imposed in order to drastically reduce soil shear strength, which is caused due to liquefaction. Accordingly, the second case comprises of a model with a reduced friction angle at the foundation soil layer. Moreover, the

third case represents the most unfavorable soil conditions by reducing the friction angle, not only at the foundation soil layer, but also for the backfill soil material among the two walls.

According to the literature, during a severe earthquake, the two quay walls tend to turn and/or slide towards the sea at both sides. In the present research, in order to strengthen the system of the double quay walls against earthquakes, diagonal and horizontal tie-rods were installed to connect the two walls. The proposed schemes of tie-rods were tested for the three aforementioned cases using Ricker pulses with frequencies 6Hz and 2Hz as base excitations. Lastly, an important parameter that affects the response of the system is the foundation soil, thus, two types of soil with shear wave velocities equal to $V_s=100\text{m/s}$ and $V_s=300\text{m/s}$ were examined, the second is a soft surface soil layer that commonly occurs in coastal areas. As verified by the results, the proposed tie-rods assist to maintain the stability of the double quay walls system and avoid substantial seismic damages.

Περιεχόμενα

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ	I
ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	III
ABSTRACT	V
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ.....	VII
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΛΙΜΕΝΙΚΟΙ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΙ.....	1
1.1. Εισαγωγή – Βασικές έννοιες.....	1
1.1.1. Κατηγοριοποίηση τοίχων αντιστήριξης.....	1
1.1.2. Μορφές αστοχίας τοίχων αντιστήριξης	3
1.2. Βασική ορολογία κρηπιδότοιχων.....	5
1.3. Ταξινόμηση κρηπιδότοιχων	5
1.3.1. Έργα βαρύτητας.....	6
1.3.2. Εύκαμπτα διαφράγματα	10
1.3.3. Ανοιχτού τύπου κρηπιδότοιχοι	13
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑ ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ	15
2.1. Εισαγωγή.....	15
2.2. Κίνηση εδαφικού υποστρώματος.....	15
2.3. Τοπικές συνθήκες.....	16
2.4. Ρευστοποίηση.....	17
2.5. Εκτίμηση σεισμικής επικινδυνότητας λιμενικών έργων	19
2.5.1. Επίπεδα σεισμικών κινήσεων.....	21
2.5.2. Αξιολόγηση της σεισμικής απόκρισης λιμενικών κατασκευών.....	21
2.6. Μορφές αστοχίας λιμενικών κρηπιδότοιχων	23
2.6.1. Σεισμική απόκριση κρηπιδότοιχου βαρύτητας	23
2.6.2. Σεισμική απόκριση λιμενικού πασσαλότοιχου	25
2.6.3. Σεισμική απόκριση κυψελοειδούς κρηπιδότοιχου	29
2.7. Ο σεισμός του Kobe.....	33
2.7.1. Η κατολίσθηση της Nikawa	33
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΣΤΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ.....	37

3.1.	Μέθοδοι προσδιορισμού στατικών ωθήσεων	37
3.1.1.	Μέθοδος Rankine.....	38
3.1.2.	Μέθοδος Coulomb	42
3.1.3.	Αναλυτικές μέθοδοι υπολογισμού δυναμικών ωθήσεων	44
3.1.4.	Μέθοδος Mononobe – Okabe	45
3.1.5.	Μέθοδος Seed – Whitman	49
3.1.6.	Μέθοδος Wood	49
3.1.7.	Μέθοδος Veletsos & Younan.....	51
3.1.8.	Αριθμητικές μέθοδοι πεπερασμένων στοιχείων.....	53
3.2.	Επίδραση νερού	56
3.2.1.	Νερό εξωτερικά του κρηπιδότοιχου.....	56
3.2.2.	Νερό στο έδαφος αντιστήριξης του κρηπιδότοιχου	57
3.3.	Αντισεισμικοί κανονισμοί.....	58
3.3.1.	Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός 2000.....	58
3.3.2.	Ευρωκώδικας 8	61
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΠΡΟΚΑΤΑΡΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ.....		64
4.1.	Περιγραφή λογισμικού PLAXIS 2D.....	64
4.1.1.	Στάδιο εισαγωγής δεδομένων	64
4.1.2.	Στάδιο υπολογισμών	70
4.1.3.	Στάδιο εξαγωγής αποτελεσμάτων	71
4.1.4.	Στάδιο σχεδίασης καμπυλών.....	71
4.2.	Γεωμετρία και επαλήθευση προσομοιώματος	72
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ		89
5.1.	Εισαγωγή.....	89
5.1.1.	Υπολογιστική μελέτη κρηπιδότοιχων με $L/H=3$ σε εύκαμπτο έδαφος θεμελίωσης με $V_s=100\text{m/s}$	90
5.1.2.	Υπολογιστική μελέτη κρηπιδότοιχων με $L/H=10$ σε εύκαμπτο έδαφος θεμελίωσης με $V_s=100\text{m/s}$	114
5.1.3.	Υπολογιστική μελέτη κρηπιδότοιχων με $L/H=3$ πάνω σε εύκαμπτο έδαφος θεμελίωσης με $V_s=300\text{m/s}$	134
5.1.4.	Υπολογιστική μελέτη κρηπιδότοιχων με $L/H=10$ σε εύκαμπτο έδαφος θεμελίωσης με $V_s=300\text{m/s}$	155
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ		175
6.1.	Συμπεράσματα	175
6.2.	Προτάσεις για μελλοντική έρευνα	177
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ		179

1.1. Εισαγωγή – Βασικές έννοιες

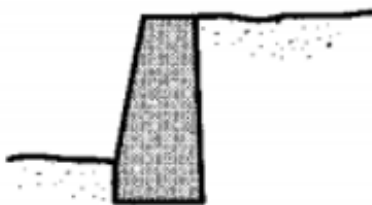
Κατασκευές αντιστήριξης, όπως τοίχοι αντιστήριξης, ακρόβαθρα γεφυρών, τοίχοι σε αποβάθρες, αγκυρωμένα διαφράγματα, κ.α., χρησιμοποιούνται ευρύτατα σε σεισμικά ενεργές περιοχές. Συχνά αποτελούν βασικά στοιχεία λιμένων (κρηπιδώματα), συστημάτων μεταφοράς και άλλων εγκαταστάσεων. Ισχυροί σεισμοί δύνανται να προκαλέσουν μόνιμες παραμορφώσεις των κατασκευών αντιστήριξης. Αυτές οι παραμορφώσεις μπορεί να είναι μικρές χωρίς ιδιαίτερη επίδραση στη δομική ακεραιότητα τους, αλλά είναι δυνατό να προκαλέσουν και σημαντικά προβλήματα τόσο σε αυτές, όσο και στη λειτουργία και χρήση άλλων κατασκευών και τεχνικών έργων (αντιστηριζόμενων ή/και παρακείμενων) (Kramer 1996· Βασιλειάδης 2018).

1.1.1. Κατηγοριοποίηση τοίχων αντιστήριξης

Βασικές παραμέτρους για την κατηγοριοποίηση των τοίχων αντιστήριξης αποτελούν το μέτρο ελαστικότητας – ακαμψίας, το βάρος, αλλά και οι συνθήκες αγκύρωσης του τοίχου. Οι βασικές κατηγορίες τοίχων αντιστήριξης παρουσιάζονται στη συνέχεια.

Τοίχοι βαρύτητας

Οι τοίχοι βαρύτητας (gravity walls) αποτελούν τον παλαιότερο και τον πιο απλό τύπο τοίχων αντιστήριξης. Πρόκειται για ογκώδεις κατασκευές οι οποίες θεωρείται πως δεν παρουσιάζουν κάμψη στο σώμα τους, αλλά ολίσθηση ή/και περιστροφή (Εικόνα 1.1). Η κατασκευή τους γίνεται συνήθως από άοπλο σκυρόδεμα, τσιμεντόλιθους και πιο σπάνια από φυσικούς λίθους (Αβρανά 2006, Κατσιράκης 2021).



Εικόνα 1.1: Τοίχος βαρύτητας (Kramer, 1996).

Τοίχοι πρόβολοι ή αυτοφερόμενα πετάσματα

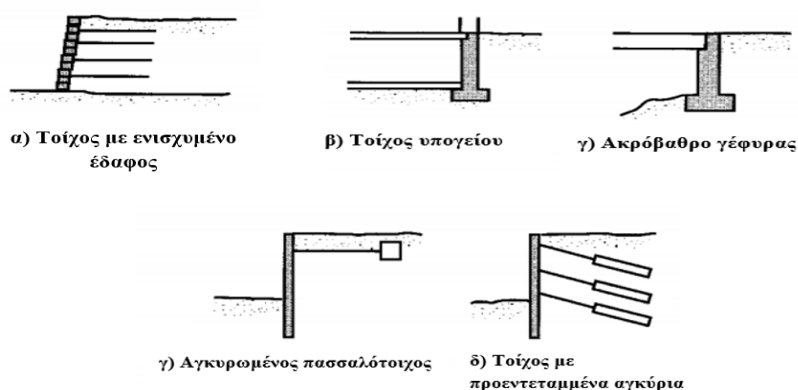
Οι τοίχοι πρόβολοι (cantilever walls), σε αντίθεση με τους τοίχους βαρύτητας, έχουν μικρότερο πάχος και παρουσιάζουν ολίσθηση, περιστροφή αλλά και κάμψη, ενώ συνήθως κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα (Εικόνα 1.2). Η αντοχή τους σε κάμψη σχετίζεται άμεσα με την αντίστασή τους στις πλευρικές ωθήσεις γαιών. Όμως, η πραγματική κατανομή της πλευρικής πίεσης γαιών σε έναν τοίχο μορφής προβόλου επηρεάζεται από τη σχετική ακαμψία και την παραμόρφωση, τόσο του τοίχου, όσο και του εδάφους (Kramer 1996· Βασιλειάδης 2018).



Εικόνα 1.2: Τοίχοι τύπου πρόβολοι (Kramer, 1996).

Αγκυρωμένοι τοίχοι

Οι αγκυρωμένοι τοίχοι (braced walls) έχουν μικρότερο πάχος συγκριτικά με τους τοίχους βαρύτητας και αποτελούνται συνήθως από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ο συγκεκριμένος τύπος τοίχων αντιστήριξης περιορίζει τις πλευρικές ωθήσεις γαιών λόγω της παρουσίας εξωτερικών στοιχείων στήριξης. Τα αγκύρια που υποστηρίζουν τους εν λόγω τοίχους αντιστήριξης μπορεί να είναι προεντεταμένα ή μη, ενώ η χρήση τους αντιστοιχεί με τη λειτουργία ελκυστήρων (Αβρανά 2006· Κατσιράκης 2021). Ενδεικτικοί τύποι αγκυρωμένων τοίχων παρουσιάζονται στην Εικόνα 1.3. Οι τοίχοι υπογείου (basement walls) καθώς και τα ακρόβαθρα γεφυρών (bridge abutment walls), ελαχιστοποιούν τις πλευρικές κινήσεις στις κορυφές τους, μέσα από τις κατασκευές που τους υποστηρίζουν. Από την άλλη πλευρά, οι τοίχοι δέσμευσης (αγκυρωμένοι πασσαλότοιχοι – Tie-back walls) και τα αγκυρωμένα διαφράγματα (anchored bulkheads) συγκρατούνται έναντι της πλευρικής κίνησης από αγκύρια που είναι ενσωματωμένα στο έδαφος πίσω από τους τοίχους. Στην περίπτωση που η πλευρική στήριξη προσδίδεται σε διαφορετικές θέσεις κατά μήκος ενός ενισχυμένου τοίχου μπορεί να συγκρατεί τις ροπές κάμψης τόσο χαμηλές ώστε να μπορούν να χρησιμοποιηθούν σχετικά εύκαμπτα δομικά τμήματα (Kramer 1996· Βασιλειάδης 2018).



Εικόνα 1.3: Τύποι τοίχων αντιστήριξης (Kramer, 1996).

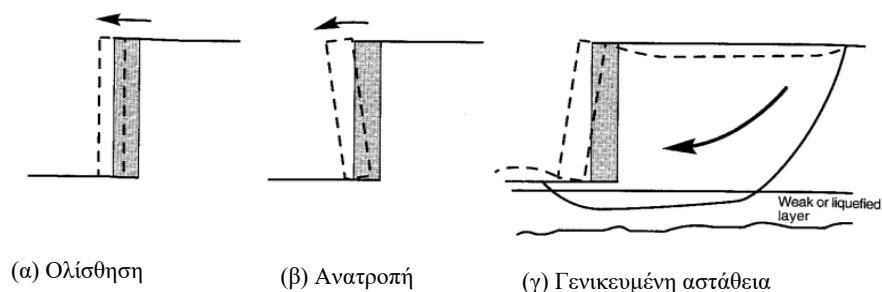
1.1.2. Μορφές αστοχίας τοίχων αντιστήριξης

Για την ασφαλή κατασκευή και χρήση των έργων αντιστήριξης είναι σημαντικό να προσδιοριστούν οι μηχανισμοί αστοχίας καθώς και οι συνθήκες οι οποίες ευνοούν τη δημιουργία τους. Στην περίπτωση που επικρατούν στατικές συνθήκες, ένας τοίχος αντιστήριξης δέχεται εδαφικές ωθήσεις, δυνάμεις εξαιτίας του βάρους του, αλλά και εξωτερικές δυνάμεις οι οποίες σχετίζονται με τα στοιχεία ενίσχυσης του (π.χ., αγκύρια). Η δομική ακεραιότητα της κατασκευής έναντι των εξωτερικών παραγόντων επιτυγχάνεται με την ισορροπία των δυνάμεων και την αποφυγή δημιουργίας διατμητικών τάσεων ικανών να υπερβούν τη διατμητική αντοχή του εδάφους. Καθοριστική σημασία για τη συμπεριφορά ενός τοίχου αντιστήριξης σε συνθήκες κατά τις οποίες επηρεάζεται η ισορροπία του, έχει η σεισμική διέγερση. Στη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται αδρανειακές δυνάμεις και παράλληλα το αντιστηριζόμενο έδαφος παρουσιάζει αλλαγές στη διατμητική του αντοχή. Στην περίπτωση αυτή, προκαλούνται μόνιμες παραμορφώσεις στη δομή του τοίχου αντιστήριξης. Το τελικό στάδιο της αστοχίας καθορίζεται όταν οι μόνιμες παραμορφώσεις γίνουν εκτεταμένες χωρίς να δίνεται σημασία στον μηχανισμό αστοχίας που τις προκάλεσε (Kramer, 1996).

Μηχανισμοί αστοχίας τοίχων βαρύτητας

Η αστοχία των τοίχων βαρύτητας αποδίδεται στη δράση διαφόρων μηχανισμών άκαμπτου σώματος. Ειδικότερα, η γενική αστάθεια του ίδιου του τοίχου αλλά και του εδάφους θεμελίωσής του, δύνανται να προκαλέσουν ολίσθηση και ανατροπή της κατασκευής. Γενικά, ένας τοίχος αντιστήριξης ολισθαίνει εξαιτίας υψηλών οριζόντιων ωθήσεων οι οποίες ασκούνται από το έδαφος πάνω σε αυτόν, όταν δηλαδή οι πλευρικές ωθήσεις στο πίσω μέρος υπερβαίνουν την αντίσταση ολίσθησης στη βάση του τοίχου.

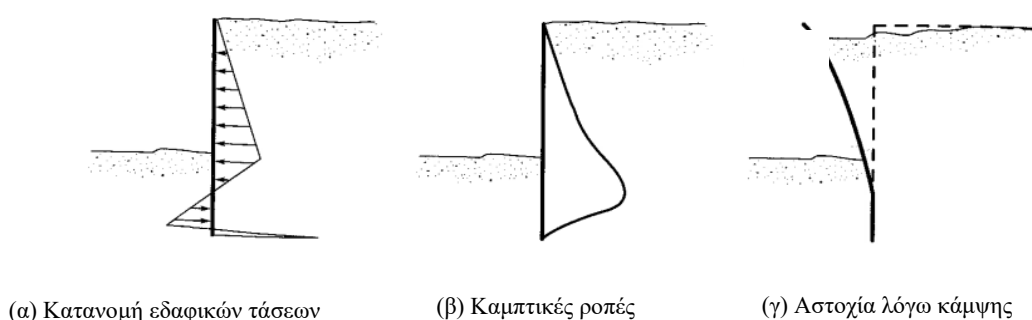
Αντίθετα, η ανατροπή μίας τέτοιου είδους κατασκευής οφείλεται στην αδυναμία της ροπής ευστάθειας του τοίχου να ισορροπήσει την αντίστοιχη ροπή αστοχίας. Επιπρόσθετη παράμετρος που καθορίζει τη συμπεριφορά ενός τοίχου αντιστήριξης σε ανατροπή αποτελεί και η αστάθεια του εδάφους θεμελίωσής του. Στη περίπτωση αυτή, που η αστοχία ενός τοίχου βαρύτητας οφείλεται στην αστάθεια του εδάφους έδρασης ή αντιστήριξης του, μπορεί να θεωρηθεί ως γενικευμένη αστοχία του πρανούς. Τέλος, σε πιο σύνθετους τοίχους, όπως είναι οι μηχανικά σταθεροποιημένοι, παρατηρούνται διατμητικές και εφελκυστικές αστοχίες διαφόρων τμημάτων και στοιχείων του τοίχου (Kramer, 1996· Κατσιράκης, 2021).



Εικόνα 1.4: Μηχανισμοί αστοχίας τοίχων βαρύτητας (Kramer, 1996).

Μηχανισμοί αστοχίας διαφραγματικού τοίχου

Οι μηχανισμοί αστοχίας για τους διαφραγματικούς τοίχους (τοίχοι – πρόβολοι) ταυτίζονται με τους αντίστοιχους των τοίχων βαρύτητας με τη διαφορά ότι οι διαφραγματικοί υπόκεινται και σε αστοχία λόγω κάμψης. Ειδικότερα, σε έναν τοίχο πρόβολο, η γεωμετρία και η ακαμψία του καθώς και η αντοχή του συστήματος τοίχου - εδάφους, καθορίζουν τις ροπές κάμψης και τις τάσεις που ασκούνται από το έδαφος. Όταν η ισορροπία του τοίχου διαταραχθεί και οι καμπτικές ροπές υπερβούν τις αντίστοιχες ροπές αντοχής, προκαλείται αστοχία εξαιτίας της κάμψης της κατασκευής. Τέλος, το επίπεδο παραμόρφωσης που προκαλεί η εκάστοτε αστοχία εξαρτάται από τις ιδιότητες του υλικού κατασκευής του τοίχου.



Εικόνα 1.5: Μηχανισμοί αστοχίας διαφραγματικών τοίχων (Kramer, 1996).

Μηχανισμοί αστοχίας αγκυρωμένων τοίχων

Σε ότι αφορά τους αγκυρωμένους τοίχους συνήθως παρουσιάζουν αστοχία τύπου γενικευμένης αστάθειας, κλίσης, κάμψης αλλά και αστοχία στα στοιχεία ενίσχυσης του τοίχου. Πιο συγκεκριμένα, η περίπτωση της αστοχίας λόγω κλίσης των ενισχυμένων τοίχων υποδηλώνει την περιστροφή περιμετρικά του σημείου στο οποίο τα αγκύρια ενισχύουν το τοίχο, ενώ είναι δυνατό να παρουσιαστεί και στην κορυφή του τοίχου (π.χ., ακρόβαθρα). Όσον αφορά στην αστοχία λόγω κάμψης ο μηχανισμός είναι ο ίδιος με τους τοίχους τύπου προβόλου με μόνη διαφορά το σημείο στο οποίο συμβαίνει η αστοχία. Τέλος, στα στοιχεία ενίσχυσης του τοίχου περιλαμβάνονται αστοχίες στα αγκύρια και γενικότερα στο σύστημα αγκύρωσης. Παράλληλα, οι καθιζήσεις του αντιστηριζόμενου εδάφους είναι δυνατό να προκαλέσουν επιπλέον αξονική και εγκάρσια φόρτιση σε στοιχεία στήριξης, όπως ράβδους και συνδέσεις (Kramer, 1996).

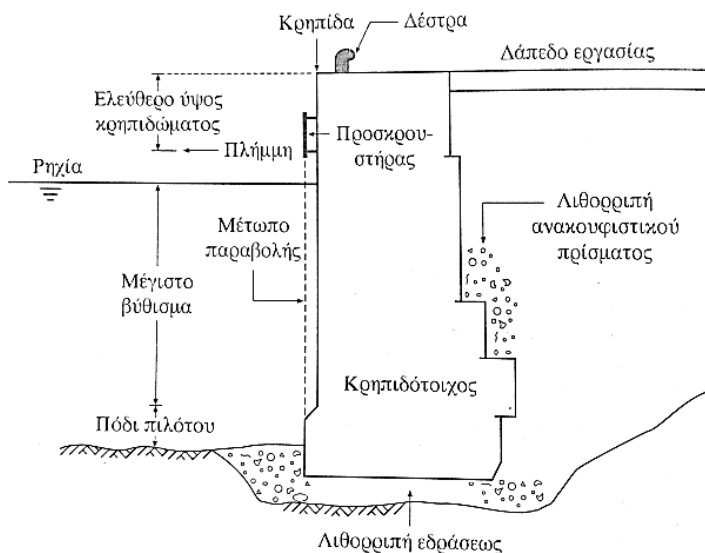


Εικόνα 1.6 : Μηχανισμοί αστοχίας αγκυρωμένων τοίχων (Kramer, 1996).

1.2. Βασική ορολογία κρηπιδότοιχων

Οι κρηπιδότοιχοι είναι έργα αντιστήριξης τα οποία διαχωρίζουν τη λιμενολεκάνη από τη θάλασσα και αποτελούν το μέσο πρόσδεσης των σκαφών με σκοπό τη φόρτωση και εκφόρτωση εμπορευμάτων ή/και την από/επιβίβαση των επιβατών. Η διαδικασία αυτή, απαιτεί τη διαμόρφωση ενός κατακόρυφου μετώπου, το μέτωπο παραβολής, στο οποίο πλευρίζει, πυρμνοδετεί και προσδένει το σκάφος με σκοπό την ακινητοποίηση του όσο αυτή είναι δυνατή. Το μέτωπο αυτό κατασκευάζεται με ογκόλιθους τοποθετημένους ο ένας πάνω στον άλλο. Για το λόγο αυτό επικρατεί η ονομασία «κρηπιδότοιχος», ακόμη και αν ο τρόπος κατασκευής είναι διαφορετικός. Τέλος, η προβολή της ακμής του κρηπιδότοιχου στο οριζόντιο επίπεδο ονομάζεται κρηπίδα (Μέμος, 1999).

Οι κρηπιδότοιχοι κατατάσσονται στα εσωτερικά λιμενικά έργα, ωστόσο υπάρχουν και έργα τα οποία δεν προστατεύονται από εξωτερικές λιμενικές κατασκευές (π.χ., κρηπιδώματα ανοιχτής θάλασσας). Για την κατασκευή ενός κρηπιδότοιχου βαρύτητας κρίνεται απαραίτητο να υπάρχει ένα υγιές έδαφος θεμελίωσης ή να γίνεται εύκολα η εξυγίανση του μέσω λιθορριπής έδρασης (Μέμος, 1999).



Εικόνα 1.7: Βασική ονοματολογία κρηπιδώματος (Μέμος, 1999)

Όπως φαίνεται στην Εικόνα 1.7 ένας κρηπιδότοιχος περιλαμβάνει συνήθως προσκρουστήρες, οι οποίοι αποσκοπούν στην απορρόφηση της κρουστικής ενέργειας κατά την πρόσδεση των πλοίων, καθώς και δέστρες για την ακινητοποίηση τους. Επιπλέον, η εξυπηρέτηση των σκαφών γίνεται μέσα από δίκτυα παροχών και με γερανούς ώστε να πραγματοποιείται η φόρτωση και η εκφόρτωση των εμπορευμάτων. Τέλος, τα κρηπιδώματα σε ορισμένες περιπτώσεις εξοπλίζονται με κλίμακες και κρίκους πρόσδεσης (Μέμος, 1999).

1.3. Ταξινόμηση κρηπιδότοιχων

Οι κρηπιδότοιχοι διακρίνονται με βάση τη δομή της κατασκευής τους σε κλειστούς/ συμπαγείς ή ανοιχτού τύπου. Αρχικά, οι κρηπιδότοιχοι συμπαγείς κατασκευής είναι ογκώδεις και αποτελούν τοίχους βαρύτητας ή εύκαμπτα διαφράγματα αντιστήριξης. Αντίθετα, οι ανοιχτού

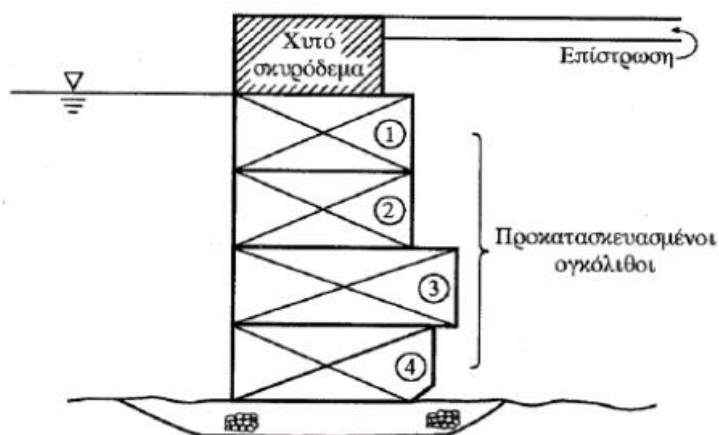
τύπου κρηπιδότοιχοι κατασκευάζονται από πασσάλους οι οποίοι τοποθετούνται σε σειρά ή εναλλακτικά με βάθρα. Πιο συγκεκριμένα, τα βάθρα αποτελούν το μέσο στήριξης εξεδρών πάνω στις οποίες γίνεται η κίνηση των οχημάτων (π.χ. γερανών) αποσκοπώντας στη φορτοεκφόρτωση εμπορευμάτων και τη δημιουργία στεγασμένων χώρων αποθήκευσης. (Μέμος, 1999).

1.3.1. Έργα βαρύτητας

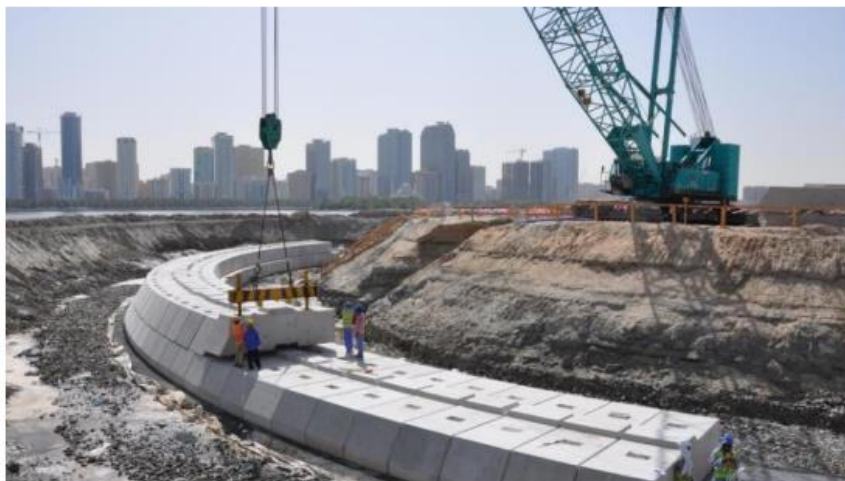
Πρόκειται για ογκώδεις κατασκευές που υπόκεινται στις ωθήσεις γαιών προερχόμενες μέσω του βάρους τους. Επιπλέον, το σώμα τους δεν παρουσιάζει κάμψη, αλλά ολίσθηση ή/και περιστροφή. Η κατασκευή τους γίνεται συνήθως από πρόχυτους συμπαγείς ογκόλιθους σκυροδέματος ή/και από πρόχυτα κιβώτια. Τα κυψελωτά αυτά κιβώτια ενδέχεται να αποτελούνται από μεταλλικές πασσαλοσανίδες οι οποίες τοποθετούνται επί τόπου στο έργο και η πλήρωση τους γίνεται με αδρανή υλικά (Μέμος, 1999).

Κρηπιδότοιχοι από προκατασκευασμένους ογκόλιθους

Οι κρηπιδότοιχοι αυτού του τύπου (block walls) αποτελούν την πιο απλή μορφή τοίχου βαρύτητας και κατασκευάζονται είτε από τεχνητούς κυψελωτούς ογκόλιθους είτε, συνηθέστερα, από προκατασκευασμένους συμπαγείς ογκόλιθους τοποθετημένους σε στοίβες ο ένας πάνω στον άλλο (βλ. Εικόνες 1.8 και 1.9). Η τοποθέτησή τους γίνεται από την πλευρά του νερού πάνω σε στρώση από χαλίκι ή πέτρα. Το μεγάλο βάρος των πλίνθων πληρώνεται από οπλισμένο σκυρόδεμα το οποίο είναι κατάλληλο για πολύ σκληρό υπόστρωμα και ουσιαστικά λειτουργεί ως δίσκος «σενάζ» έτσι ώστε να γίνεται ομοιόμορφη κατανομή των φορτίων (Gijt & Broeken 2005, Γώγος, 2017). Σημειώνεται πως χαρακτηρίζονται από ευρείες οριζόντιες και κατακόρυφες αρθρώσεις και προσδίδουν καλή αποστράγγιση με αποτέλεσμα η υπερβολική πίεση του νερού στο πίσω μέρος τους να περιορίζεται. Ωστόσο, για να αποφευχθεί τυχόν διαρροή του εδάφους κρίνεται αναγκαία η τοποθέτηση μιας αρκετά παχιάς βραχώδους πλήρωσης με καλή δομή φίλτρου (ανακουφιστικό υπόστρωμα). Οι εν λόγω κρηπιδότοιχοι δεν αποτελούν μία οικονομική λύση καθώς παρά την απλή διαδικασία κατασκευής τους απαιτούν μεγάλη ποσότητα υλικών.



Εικόνα 1.8: Κρηπιδότοιχος από προκατασκευασμένους ογκόλιθους (Μέμος 1999).

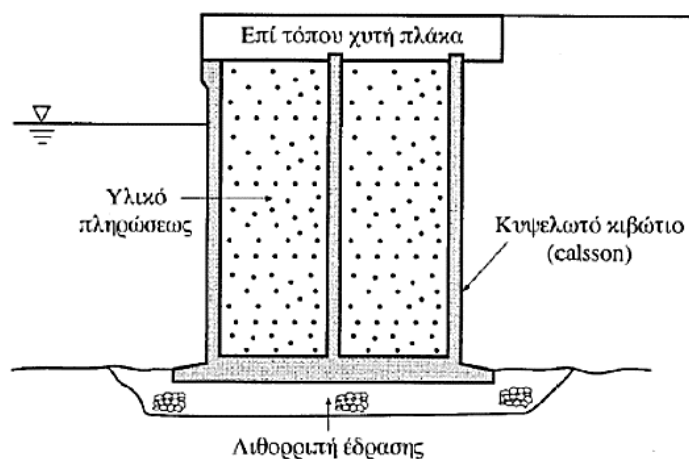


Εικόνα 1.9: Κατασκευή κρηπιδότοιχου από προκατασκευασμένους ογκόλιθους (Βελέμης 2020).

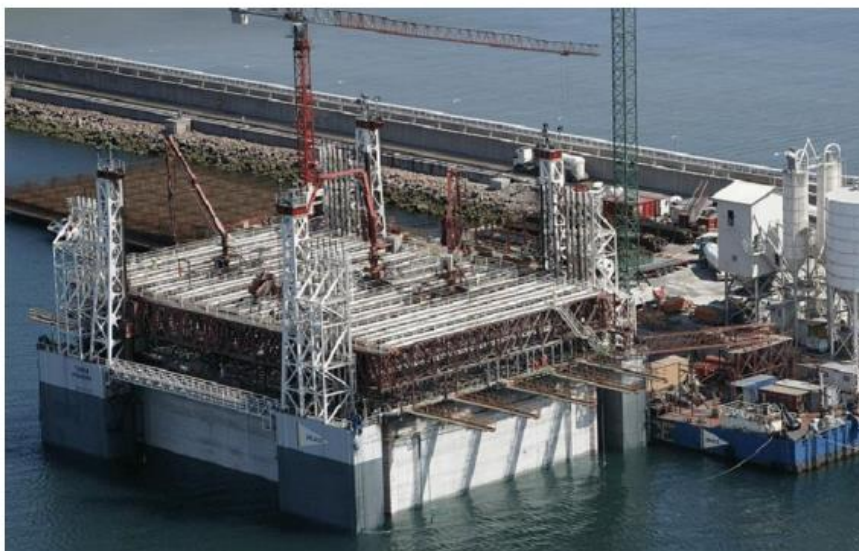
Κρηπιδότοιχοι από προκατασκευασμένα κυψελωτά κιβώτια

Οι κυψελωτοί κρηπιδότοιχοι από προκατασκευασμένα κιβώτια (caissons) αποτελούνται από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα κυψελωτά αυτά κιβώτια έχουν είτε κυκλική είτε ορθογωνική διατομή και κατασκευάζονται με ή χωρίς πυθμένα σε αποβάθρα κατασκευής, σε πλωτό σκάφος και σε ανυψωτικό πλοίο. Τυπικά παραδείγματα κρηπιδότοιχων από πρόχυτα κιβώτια παρουσιάζονται στις *Εικόνες 1.10 και 1.11*. Αφού ολοκληρωθεί το βασικό στάδιο κατασκευής τους γίνεται επίπλευσή τους προς την προκυμαία από όπου έπειτα βυθίζονται. Ως αποτέλεσμα, τα πρώτα τυχόν «αδύναμα» στρώματα της θεμελίωσης αφαιρούνται και αντικαθίστανται από ποιοτικό υλικό έδρασης. Στη συνέχεια, γίνεται η πλήρωση τους με σκυρόδεμα, άμμο ή αλλά βραχώδη ή χαλικοαμμώδη υλικά στην περίπτωση που τα κιβώτια έχουν πυθμένα. Με τον τρόπο αυτό αποκτούν την αναγκαία και ικανή μάζα και αντοχή έναντι των οριζόντιων εδαφικών ωθήσεων.

Η θεμελίωσή τους καθώς και η κατασκευή της έξαλλης ανωδομής ταυτίζονται με αυτές των κρηπιδότοιχων από συμπαγείς τεχνητούς ογκόλιθους. Μετά την πλήρωση τους, η ανωδομή της αποβάθρας μπορεί να ολοκληρωθεί και πάνω από το νερό (*Gijt & Broeken 2005, Βασιλειάδης, 2018*). Αν και τα κιβώτια αποτελούν μια οικονομική λύση ως προς τα υλικά κατασκευής, ο τρόπος και το κόστος ολόκληρης της διαδικασίας παραγωγής τους χαρακτηρίζεται δαπανηρός. Τέλος, στους κρηπιδότοιχους από προκατασκευασμένα κιβώτια, όπως και στη περίπτωση των κρηπιδότοιχων από ογκόλιθους είναι δυνατή η δημιουργία ανακουφιστικού υποστρώματος από λιθορριπές και λιθοσυντρίμματα.



Εικόνα 1.10: Κρηπιδότοιχος από προκατασκευασμένα κυψελωτά κιβώτια (Μέμος, 1999).



Εικόνα 1.11: Κατασκευή κυψελωτών κιβωτίων σε πλωτή εξέδρα (Βελέμης, 2020).

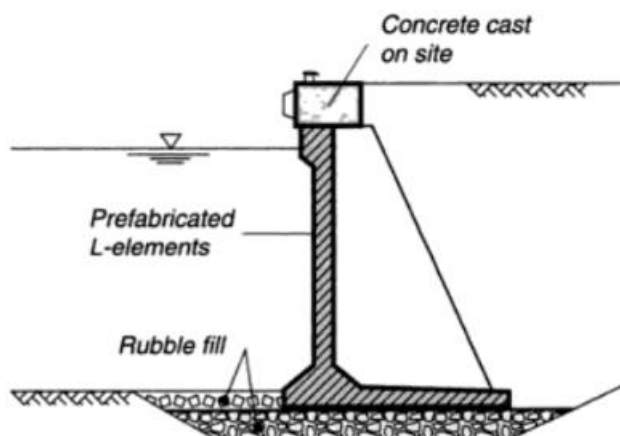
Κρηπιδότοιχοι σκυροδέματος τύπου L

Οι κρηπιδότοιχοι σχήματος L (L-walls) κατασκευάζονται από προκατασκευασμένα στοιχεία σκυροδέματος σε περιπτώσεις που η περιοχή δεν ευνοεί την έμπηξη πασσαλοσανίδων (Βελέμης 2020). Το βάρος του εδάφους πάνω στο δάπεδο του τοίχου οδηγεί στην ανάπτυξη διατμητικών τάσεων στο υπέδαφος με αποτέλεσμα την ύπαρξη μίας ροπής, αντίθετης προς την οριζόντια εδαφική πίεση. Οι τοίχοι τύπου-L είναι μία λύση σε περιπτώσεις που η αντοχή της φέρουσας ικανότητας υπεδάφους δεν επιτρέπει την τοποθέτηση κρηπιδότοιχου από ογκόλιθους ή στη περίπτωση που είναι επιθυμητή η εξοικονόμηση του κόστους υλικών (βλ. Εικόνα 1.12).

Η κατασκευή τους σε ξηρές συνθήκες γίνεται με επί τόπου η σκυροδέτηση του τοίχου μέσα σε ένα μεγάλο μήκους υπόβαθρο με εκτεταμένο σύστημα αφυδάτωσης. Αντίθετα, όταν η κατασκευή τους γίνεται εν υγρώ, προηγείται η κατασκευή των στοιχείων του τοίχου τα οποία

στη συνέχεια τοποθετούνται σε πολύ πυκνό πυθμένα με μία στρώση λιθορριπής. Στην περίπτωση αυτή, γίνεται χρήση ειδικού εξοπλισμού ανύψωσης το οποίο ανεβάζει το κόστος κατασκευής, εκτός και αν είναι δυνατή η επίπλευσή τους όπως στην περίπτωση των κυψελωτών κιβωτίων. Για την ορθή κατασκευή κρηπιδότοιχων σχήματος L απαιτείται να μην υπάρχουν τυχόν κενά μεταξύ των τμημάτων τους. Αξίζει να σημειωθεί ότι στην περίπτωση των κρηπιδότοιχων τύπου L απαιτείται μικρότερη ποσότητα σκυροδέματος συγκριτικά με τους προκατασκευασμένους ογκόλιθους και τα κυψελωτά κιβώτια, ενώ παράλληλα δεδομένου ότι κατασκευάζονται σε εργοτάξια οδηγεί σε ένα πολύ καλής ποιότητας αποτέλεσμα (Gijt & Broeken 2005· Βελέμης, 2020).

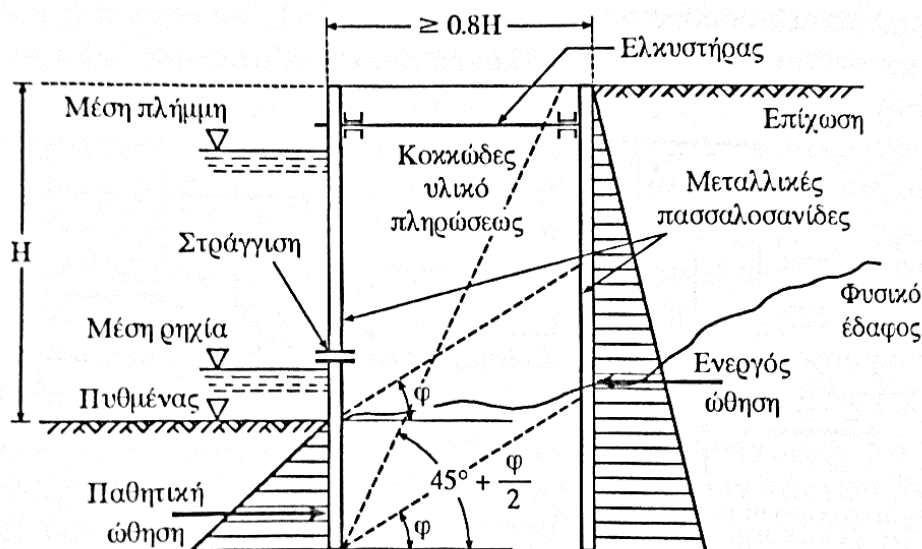
Ο συγκεκριμένος τύπος κρηπιδότοιχου επιτρέπει την ενίσχυση του με τη μέθοδο της αγκύρωσης η οποία γίνεται εσωτερικά ή εξωτερικά. Στην πρώτη και πιο συνηθέστερη περίπτωση, όπου η αγκύρωση γίνεται εσωτερικά, τοποθετείται ένα άκαμπτο μεταλλικό αγκύριο διαγώνια από την κορυφή έως και τη βάση του τοίχου. Αντίθετα, στην περίπτωση της εξωτερικής αγκύρωσης, χρησιμοποιείται ένα σύστημα συρμάτων το οποίο αγκυρώνεται σε τοίχο στήριξης που βρίσκεται πίσω από τον κρηπιδότοιχο. Παράδειγμα τέτοιου συστήματος αγκύρωσης, η οποία προτείνεται κυρίως για μαλακά εδάφη, αποτελούν οι ελκυστήρες και τα διαφράγματα αγκύρωσης (Βελέμης, 2020).



Εικόνα 1.12: Κρηπιδότοιχοι σκυροδέματος τύπου L (Βελέμης, 2020).

Κυψελωτοί κρηπιδότοιχοι διπλού τοιχώματος πασσαλοσανίδων

Μια περίπτωση κατασκευής που ανήκει στην κατηγορία των κυψελωτών κρηπιδότοιχων, είναι αυτοί που περιέχουν μεταλλικές πασσαλοσανίδες. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί η περίπτωση δύο επίπεδων πασσαλότοιχων συνδεδεμένων μεταξύ τους με ελκυστήρες στο άνω μέρος τους, όπως φαίνεται στην *Εικόνα 1.13*.



Εικόνα 1.13: Κρηπιδότοιχος διπλού τοιχώματος πασσαλοσανίδων (Μέμος, 2013)

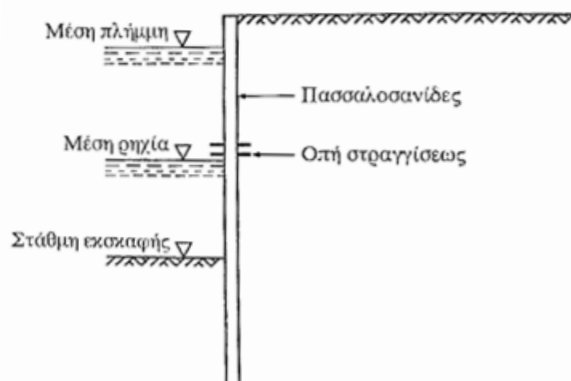
Αυτή η σύνδεση δημιουργεί χώρο πλήρωσης για αδρανή υλικά τα οποία πρέπει να έχουν καλή διαβάθμιση για την αποτροπή διαρροών. Επιπλέον, κρίνεται απαραίτητο το υλικό πλήρωσης να έχει μεγάλες τιμές ειδικού βάρους και γωνίας τριβής για να προσδίδει σταθερότητα και μεγαλύτερη αντίσταση τριβής στη βάση της κατασκευής. Στην περίπτωση θεμελίωσης από βραχώδες υπόβαθρο, κρίνεται απαραίτητη η τοποθέτηση και δεύτερου ελκυστήρα κοντά στη βάση των δύο τοίχων αυτήν τη φορά. Για τη δημιουργία ενός συστήματος ενίσχυσης κρηπιδότοιχων ανάλογο της *Εικόνας 1.13*, κατά μήκος του τοίχου και σε συγκεκριμένες αποστάσεις τοποθετούνται τοιχώματα πασσαλοσανίδων τα οποία σε συνδυασμό με τους ελκυστήρες σχηματίζουν ενισχύσεις ορθογωνικής κάτοψης (Μέμος, 2013).

1.3.2. Εύκαμπτα διαφράγματα

Στους κρηπιδότοιχους διαφραγματικού τύπου σημαντικό ρόλο έχουν οι οριζόντιες ωθήσεις οι οποίες καταπονούν την εν λόγω κατασκευή εξαιτίας της ακαμψίας των κατακόρυφων στοιχείων της. Τα διαφράγματα αποτελούνται από μεταλλικές πασσαλοσανίδες ή προκατασκευασμένες πασσαλοσανίδες από οπλισμένο ή έγχυτο σκυρόδεμα τοποθετημένες σε σειρά (βλ. *Εικόνα 1.14*).

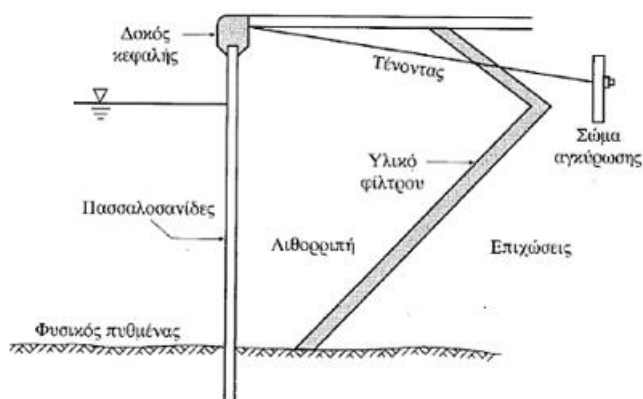
Οι κρηπιδότοιχοι αυτού του τύπου διακρίνονται σε δύο κατηγορίες, των ξύλινων και μεταλλικών πασσαλοσανίδων. Πιο συγκεκριμένα, το μήκος των ξύλινων πασσαλοσανίδων κυμαίνεται από 12 έως 15 μέτρα και οι πλευρικές κλειδώσεις τους εφαρμόζονται μέσα από τους τóρμους και τις εντορμίες τους. Το ξύλο μέσα στο νερό διογκώνεται και έτσι ο τóρμος σφηνώνεται όλο και πιο πολύ στην εντορμία. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα τη στεγανοποίηση των διαφραγμάτων. Αντίθετα, σε κρηπιδότοιχους με μεταλλικές πασσαλοσανίδες γίνεται χρήση μεταλλικών ελασμάτων ποικίλων διατομών και κρίνεται αναγκαία η τοποθέτηση αντιδιαβρωτικών στρώσεων και η τακτική συντήρησή τους για την αποφυγή διάβρωσης. (Gijt & Broeken, 2005· Βελέμης, 2020). Σημειώνεται ότι οι κατασκευές αυτές συνήθως

αγκυρώνονται με τη χρήση τενόντων με σκοπό την απορρόφηση των ροπών κάμψης και τον περιορισμό των παραμορφώσεων (Μέμος, 1999).



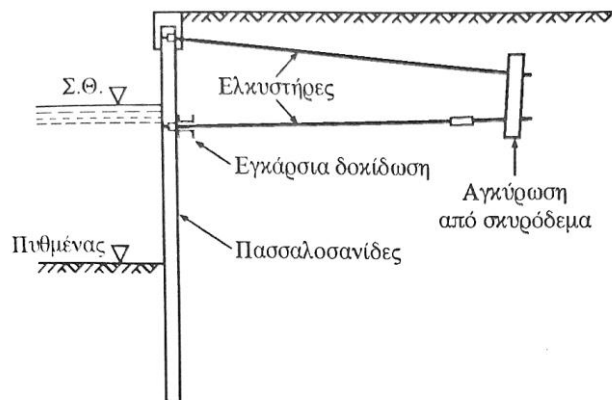
Εικόνα 1.14: Πασσαλότοιχος με σώμα αγκύρωσης (Μέμος, 2013).

Επιπλέον, οι πασσαλότοιχοι είναι ανθεκτικοί και συγκρατούν τις εδαφικές ωθήσεις εξαιτίας της αντοχής των πασσαλοσανίδων σε κάμψη. Ως προς την ενίσχυση τους, είναι δυνατόν να αγκυρωθούν με σκοπό την αύξηση της αντοχής τους. Κατά την κατασκευή τους, πραγματοποιείται αρχικά η έμπληξη των πασσαλοσανίδων με τη βοήθεια πασσαλόπηκτων και στη συνέχεια γίνεται η πλήρωση τους με άμμο ή λιθορριπή αυξάνοντας έτσι τη στατικότητα και την αντοχή της κατασκευής (βλ. Εικόνα 1.15). Οι ενεργητικές ωθήσεις γαιών επιτυγχάνονται με την τοποθέτηση ελκυστήρων ή αγκυρίων.



Εικόνα 1.15: Πασσαλότοιχος απλής πάκτωσης (Μέμος, 2013).

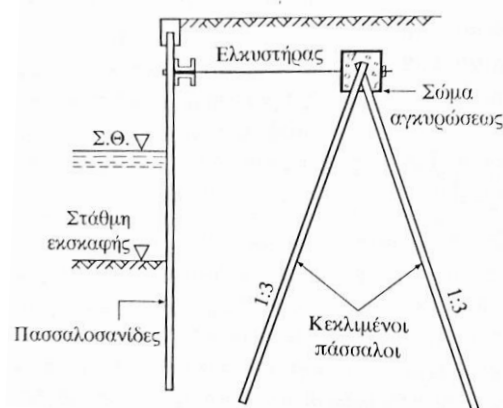
Ο πλέον χρησιμοποιούμενος τύπος εύκαμπτων διαφραγμάτων είναι οι πασσαλοκρηπίδες με αγκύρωση. Πιο συγκεκριμένα, η χρήση ελκυστήρων που συνδέουν τις πασσαλοκρηπίδες με μία αγκύρωση, συνήθως σκυροδέματος, αποτελεί μια ασφαλή μέθοδο μείωσης των ροπών κάμψης. Σε περιπτώσεις αντίστοιχες της Εικόνας 1.16, η ενίσχυση του κρηπιδότοιχου αποτελείται από δύο οριζόντιους ελκυστήρες, η έμπληξη των οποίων γίνεται σε μία σκυροδετημένη πλάκα αγκύρωσης. Η τεχνική αυτή μπορεί να πραγματοποιηθεί με την τοποθέτηση ενός ή περισσότερων επιπέδων ελκυστήρων. Ο τρόπος συγκράτησης των ελκυστήρων γενικότερα περιλαμβάνει είτε πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα όπως ήδη αναφέρθηκε, είτε μεταλλικές πασσαλοσανίδες (Μέμος, 2013).



Εικόνα 1.16: Πασσαλότοιχος με εγκυρτήρες (Μέμος, 2013).

Επιπρόσθετα, οι εγκυρτήρες δύνανται να έχουν τη μορφή προεντεταμένων τενόντων ή μεταλλικής δοκού. Η χρήση τους απαιτεί συστηματικό έλεγχο ως προς την ανακατανομή των φορτίσεων. Σημειώνεται ότι σε περιοχές αυξημένων φορτίων εφαρμόζεται ένας κύριος εγκυρτήρας αντί για δύο ο οποίος συνυπάρχει με έναν ακόμη βοηθητικό σε μικρή απόσταση από την στέψη της πασσαλοσανίδας. Τέλος, όπως και στην προηγούμενη περίπτωση, σκοπός της ενίσχυσης της κατασκευής είναι η μείωση των εφελκυστηκών δυνάμεων και συνεπώς, η αντίσταση σε πιθανές μετακινήσεις του τοίχου (Μέμος, 2013).

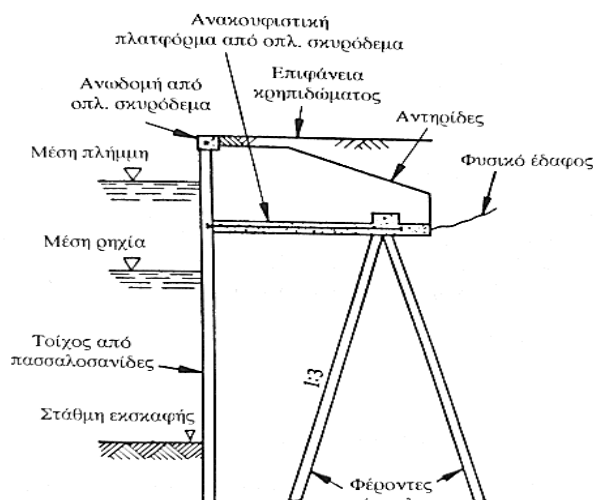
Σύμφωνα με τα παραπάνω, για τη μείωση των μεγάλων μετατοπίσεων των πακτωμένων προβόλων γίνεται να χρησιμοποιηθεί ένα σύστημα εγκυρτήρα-κεκλιμένων πασσάλων σχήματος Λ (βλ. Εικόνα 1.17). Αυτή η τεχνική προτιμάται κυρίως σε περιοχές με μαλακά εδάφη και σε περιπτώσεις που δεν υπάρχει το απαραίτητο πλάτος για να κατασκευασθεί αγκύρωση. Το σύστημα αυτό ενισχύεται με κεφαλόδεσμο υποδοχής εγκυρτήρα ικανού βάρους ώστε να αποτρέπει την ανάπτυξη εφελκυστηκών τάσεων στην πίσω πλευρά του πασσάλου (Μέμος, 2013).



Εικόνα 1.17: Πασσαλοκρηπίδα με εγκυρτήρες και αγκύρωση με κεκλιμένους πασσάλους (Μέμος, 2013)

Μία ακόμη μέθοδος ενίσχυσης των εν λόγω κρηπιδότοιχων είναι η ανακουφιστική πλατφόρμα η οποία μπορεί να αποτελέσει μία ισχυρή στήριξη ως προς την οριζόντια διεύθυνση. Η τοποθέτηση της είναι δυνατό να γίνει με πασσάλους ή πάνω σε βοηθητικό

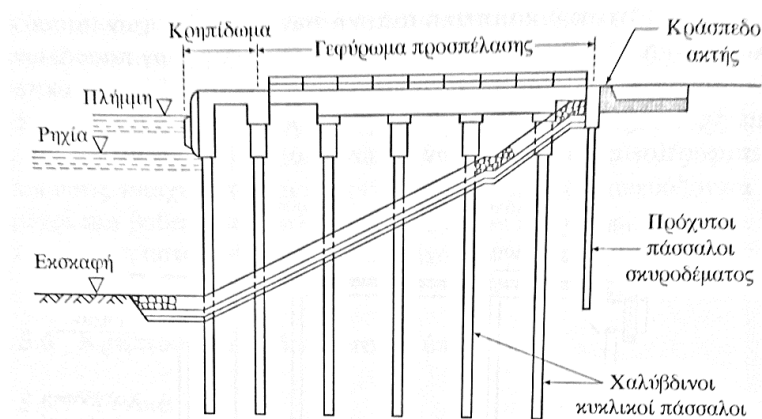
εγκάρσιο τοίχο. Στην *Εικόνα 1.18* φαίνεται ένα παράδειγμα πασσαλότοιχου με ανακουφιστική πλατφόρμα (Μέμος, 2013).



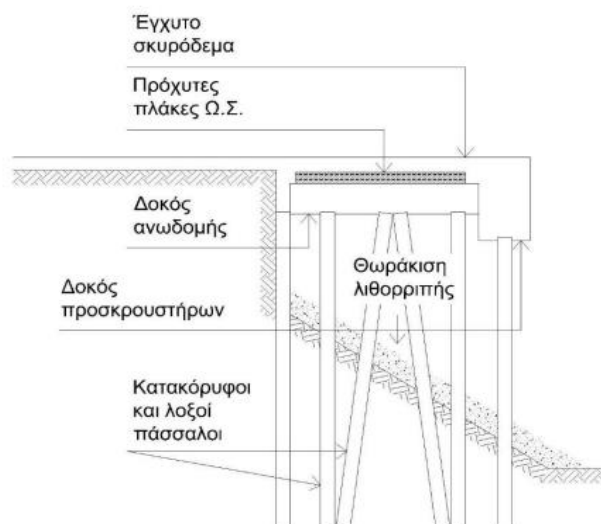
Εικόνα 1.18: Πασσαλότοιχος με ανακουφιστική πλατφόρμα (Μέμος, 2013).

1.3.3. Ανοιχτού τύπου κρηπιδότοιχοι

Οι ανοιχτοί κρηπιδότοιχοι περιλαμβάνουν ένα οριζόντιο κατάστρωμα παράλληλο της ακτής και υποβασταζόμενο από κεκλιμένους και κατακόρυφους πασσάλους το οποίο σε ορισμένες περιπτώσεις είναι αγκυρωμένο (de Gijt & Broeken, 2005· Βασιλειάδης, 2018). Στην ουσία, οι πάσσαλοι αποτελούν τη μέθοδο θεμελίωσης αυτού του είδους κρηπιδότοιχων και σκοπός τους είναι η ανάληψη και στη συνέχεια η μεταφορά των φορτίων του καταστρώματος στο υπέδαφος (Μέμος, 2013). Η κατασκευή με κατακόρυφους πασσάλους προϋποθέτει την φόρτιση εγκάρσιων γεφυρωμάτων με οριζόντιες δυνάμεις, όπως παρουσιάζεται στην *Εικόνα 1.19*, για κρηπιδώματα χωρίς προσπέλαση οχημάτων (de Gijt & Broeken, 2005).



Εικόνα 1.19: Ανοιχτού τύπου κρηπιδότοιχος (Μέμος, 2008)



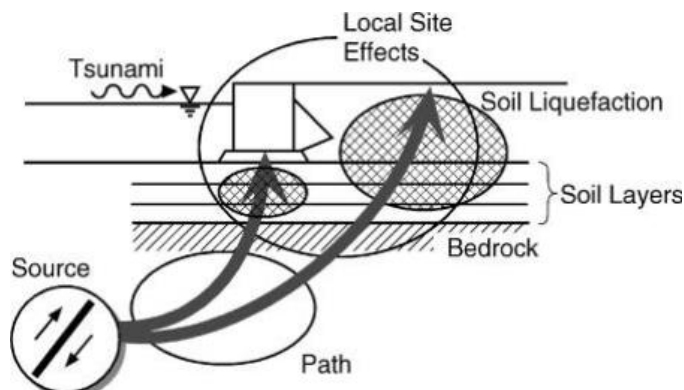
Εικόνα 1.20: Ανοιχτού τύπου κρηπιδότοιχος (Γώγος, 2017)

Αντίθετα, η επιλογή κεκλιμένων πασσάλων (βλ. *Εικόνα 1.20*) απαιτεί σχολαστική μελέτη της ποιότητας του εδάφους με σκοπό την αποφυγή κατακόρυφων φορτίσεων εξαιτίας του υλικού θεμελίωσης (*Μέμος, 2013*). Οι πάσσαλοι της κατασκευής είναι κατασκευασμένοι από ξύλο, σκυρόδεμα ή σιδερένιες δοκούς και ελάσματα. Στην περίπτωση μεταλλικών πασσάλων, εξαιτίας της ευαισθησίας του υλικού σε διαβρώσεις προτείνεται η επικάλυψή του με σκυρόδεμα μέχρι και ένα μέτρο κάτω από τη στάθμη της θάλασσας. Οι ανοιχτού τύπου κρηπιδότοιχοι κατασκευάζονται κυρίως σε περιοχές με μεγάλο βάθος πυθμένα καθώς αποτελούν μία οικονομικότερη λύση συγκριτικά με τους κλειστούς (*Βασιλειάδης, 2018*).

Σεισμική τρωτότητα λιμενικών έργων

2.1. Εισαγωγή

Η δομική ακεραιότητα των λιμενικών κατασκευών εξαρτάται από τα υλικά δόμησης τους. Ειδικότερα, τα λιμενικά έργα αποτελούνται από ένα συνδυασμό δομικών και εδαφικών στοιχείων τα οποία ποικίλουν ανάλογα με το είδος του έργου. Από την άλλη πλευρά, τα σεισμικά κύματα δημιουργούνται κατά μήκος κάποιου ρήγματος στο εσωτερικό του φλοιού της Γης. Η διάδοση τους γίνεται αρχικά μέσα από τα ανώτερα τμήματα του φλοιού, ενώ στη συνέχεια μέσα από τοπικές εδαφικές αποθέσεις πραγματοποιείται η διάδοση της κίνησης του εδάφους έως την επιφάνεια του, όπου βρίσκονται και οι λιμενικές κατασκευές. Σε περιπτώσεις που το ρήγμα είναι υποθαλάσσιο υπάρχει μεγάλη πιθανότητα δημιουργίας κύματος τσουνάμι μέσω της σεισμικής κίνησης (βλ. *Εικόνα 2.1*). Ανάλογα με την ένταση της σεισμικής διέγερσης, τις συνθήκες του εδάφους θεμελίωσης αλλά και της ρευστοποίησης των ανώτερων εδαφικών στρωμάτων προκαλούνται σημαντικές αστοχίες και καταστροφές τόσο εντός του εδαφικού υλικού όσο και στα τεχνικά έργα (*PIANC, 2001*).

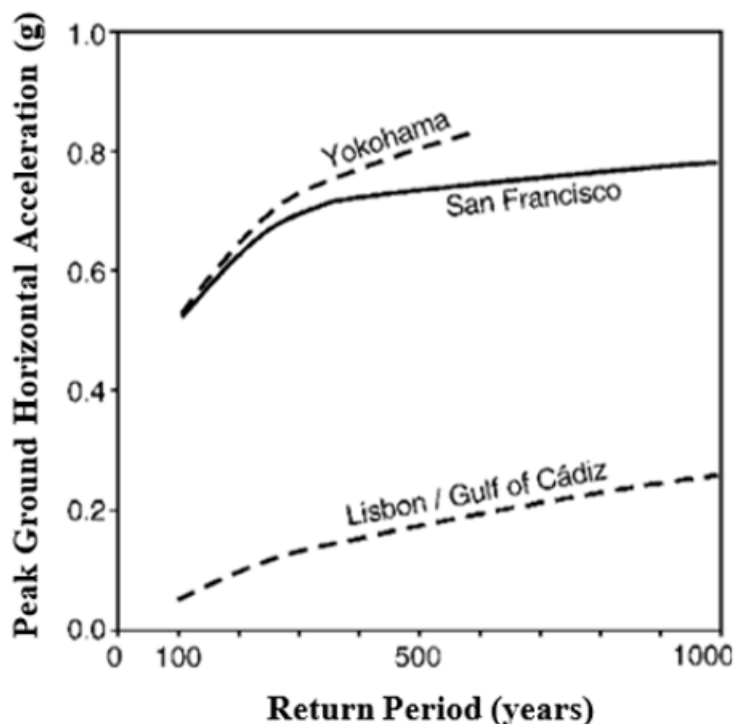


Εικόνα 2.1 : Διάδοση των σεισμικών κυμάτων από την πηγή έως την επιφάνεια του εδάφους (PIANC, 2001).

2.2. Κίνηση εδαφικού υποστρώματος

Για την ανάλυση μίας σεισμικής διέγερσης και τον αντισεισμικό σχεδιασμό για μία συγκεκριμένη τοποθεσία προηγείται ανάλυση της σεισμικής επικινδυνότητας. Η ανάλυση αυτή, μπορεί να γίνει βασισμένη σε ένα σενάριο μελετώντας την κίνηση του εδαφικού υποστρώματος μέσα από τις ιδιότητες της πηγής του σεισμού και τις επιπτώσεις στην εκάστοτε θέση μέσω μιας αιτιοκρατικής θεώρησης. Όμως, μία πιο ρεαλιστική ανάλυση της σεισμικής επικινδυνότητας αποτελεί η πιθανολογική προσέγγιση της κίνησης του εδαφικού υποστρώματος διότι συμπεριλαμβάνει τον παράγοντα της συχνότητας εμφάνισης του σεισμού αλλά και τις διαφορετικές θέσεις/ιδιότητες της πηγής (*PIANC, 2001*).

Για τον αντισεισμικό σχεδιασμό είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός της έντασης της σεισμικής διέγερσης. Το μέγεθος αυτό, εκφράζεται μέσα από την μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (Peak Ground Acceleration - PGA) και σε κάποιες περιπτώσεις μέσα από τη μέγιστη ταχύτητα του εδάφους (Peak Ground Velocity - PGV) και χρησιμοποιείται για την κλιμάκωση της εδαφικής κίνησης λαμβάνοντας πολλές φορές υπόψιν τα φάσματα απόκρισης και τις χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων (PIANC, 2001).



Εικόνα 2.2: Μέγιστες επιταχύνσεις οριζόντιου βραχύδου υποστρώματος συναρτήσει των διακυμάνσεων των περιόδων επανεμφάνισης (PIANC, 2001).

2.3. Τοπικές συνθήκες

Σημαντική παράμετρος που επηρεάζει το προφίλ του εδαφικού υποστρώματος είναι τα χαρακτηριστικά της δυναμικής απόκρισης του κάθε εδαφικού υποβάθρου τα οποία ορίζονται ως τοπικές συνθήκες μίας περιοχής (Βασιλειάδης, 2018). Πιο συγκεκριμένα, οι τοπικές συνθήκες μίας περιοχής εξαρτώνται από τις δυναμικές ιδιότητες και τη στρωματογραφία του εδάφους. Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, η σεισμική κίνηση διαδίδεται από κάτω προς τα πάνω. Όσο η σεισμική διέγερση πλησιάζει τα ανώτερα εδαφικά στρώματα ενισχύονται οι κινήσεις του εδάφους, ενώ συνήθως μειώνεται η αντοχή και η ακαμψία του. Με γνώμονα το βάθος και τις ιδιότητες των εκάστοτε εδαφικών στρωμάτων έχει παρατηρηθεί ότι σε μαλακά στρώματα ενισχύονται συγκεκριμένες συχνότητες κίνησης (PIANC, 2001).

Επιπλέον, σε πολύ μαλακά εδάφη η σεισμική κίνηση είναι δυνατόν να εξασθενήσει μέσα από την ανάπτυξη μεγάλων παραμορφώσεων οι οποίες προκαλούνται όταν οι διατμητικές τάσεις προσεγγίζουν τη διατμητική αντοχή του εδαφικού υποβάθρου. Σημειώνεται, ότι πρέπει να πραγματοποιείται μελέτη ώστε η ανάλυση απόκρισης μίας περιοχής να περιλαμβάνει τα επίπεδα παραμόρφωσης του εδάφους. Στην πράξη, η αξιολόγηση των τοπικών επιδράσεων

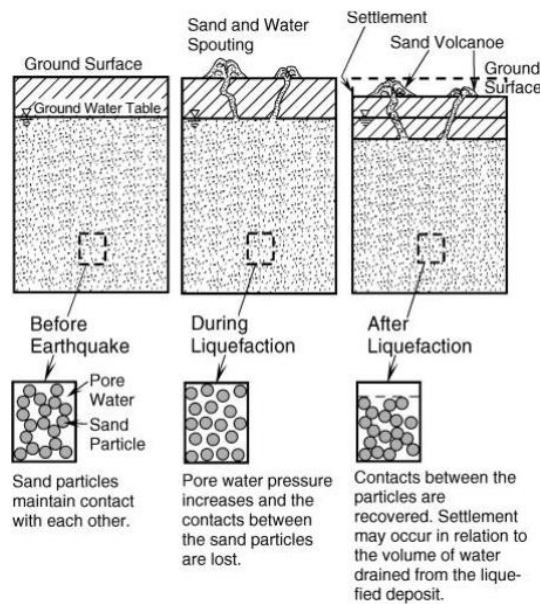
γίνεται είτε με στατιστικά προκαθορισμένους παράγοντες ενίσχυσης της θέσης είτε με ανάλυση της απόκρισης της κάθε περιοχής. Στην πρώτη περίπτωση, οι προκαθορισμένοι παράγοντες ενίσχυσης χρησιμοποιούνται μέσα από ειδικούς κώδικες ή πρότυπα αποσκοπώντας στην κλιμάκωση του εδαφικού υποστρώματος με βάση τις τιμές των PGA και PGV, ορίζοντας με αυτό τον τρόπο τις τιμές των δύο αυτών παραμέτρων στην επιφάνεια του εδάφους. Επιπλέον, η χρήση των ανωτέρω ενισχυτικών παραγόντων μπορεί να οδηγεί στον προσδιορισμό του φάσματος απόκρισης στην επιφάνεια του εδάφους με τη βοήθεια του αντίστοιχου κανονικοποιημένου φάσματος απόκρισης του εδαφικού υποβάθρου (PIANC, 2001).

Γενικά, η ανάλυση των τοπικών επιδράσεων μίας περιοχής για οριζόντια στρώματα εδάφους γίνεται μέσα από ένα μονοδιάστατο προσομοίωμα προσδιορισμού των χρονοϊστοριών κίνησης της εδαφικής επιφάνειας. Σε περίπτωση μη γραμμικού συστήματος, η συμπεριφορά του εδαφικού προφίλ παρουσιάζεται από ένα ισοδύναμο γραμμικό σύστημα βασιζόμενο στα υλικά χαρακτηριστικά του εδάφους όπως είναι το μέτρο διάτμησης και ο λόγος απόσβεσης (PIANC, 2001· Kramer, 1996).

2.4. Ρευστοποίηση

Η ρευστοποίηση αποτελεί ένα φαινόμενο το οποίο προκαλείται μέσα από μία σεισμική δόνηση εξαιτίας της διάδοσης της κίνησης του σεισμού στο κορεσμένο υπέδαφος. Ειδικότερα, σε μαλακά κορεσμένα μη συνεκτικά (αμμώδη) εδάφη, κατά τη διάρκεια διάδοσης της σεισμικής κίνησης προς την επιφάνειά τους, η πίεση του νερού των πόρων αυξάνεται ακαριαία με αποτέλεσμα την προσωρινή αστοχία του εδαφικού υλικού, δηλαδή τη ρευστοποίησή του (βλ. *Εικόνα 2.3*). Πρακτικά, η αντοχή του εδάφους καθορίζεται μέσα από την τριβή και την αλληλοσύνδεση των σωματιδίων του μεταξύ τους. Σε κανονικές συνθήκες, δηλ. απουσία σεισμικής διέγερσης, το βάρος των εδαφικών στρωμάτων και τα υπόλοιπα φορτία μεταφέρονται κυρίως μέσα από τις δυνάμεις που αναπτύσσονται μεταξύ των σωματιδίων καθώς και εν μέρει μέσω του νερού των πόρων. Στην ουσία, το φαινόμενο του σεισμού προκαλεί συμπίκνωση των μαλακών εδαφών ως αποτέλεσμα της διαφυγής του νερού των πόρων. Αυτή είναι και η χρονική στιγμή που λαμβάνει χώρα η ρευστοποίηση. Ως συνέπεια, οι δυνάμεις των σωματιδίων του εδάφους μειώνονται και τα εδαφικά φορτία λαμβάνονται όλο και περισσότερο από το νερό των πόρων. Στην περίπτωση αυτή, το έδαφος συμπεριφέρεται ως ένα «βαρύ» ρευστό μέσα στο οποίο πραγματοποιούνται μεγάλες πλέον κινήσεις. Τέλος, το φαινόμενο της ρευστοποίησης εντείνεται έως ότου αποκατασταθεί η συνοχή των σωματιδίων του εδάφους και το νερό των πόρων αποστραγγισθεί (PIANC, 2001· Kramer, 1996).

Με το πέρας της ρευστοποίησης ορισμένα στρώματα εδάφους συμπυκνώνονται με αποτέλεσμα τη δημιουργία χαρακτηριστικών ιχνών στην επιφάνεια (βλ. *Εικόνα 2.4*). Επίσης, κάποια στρώματα θα παραμείνουν με πολύ χαλαρούς δεσμούς μεταξύ των σωματιδίων κάτι το οποίο τα καθιστά επιρρεπή στο φαινόμενο της ρευστοποίησης σε μελλοντικούς σεισμούς (Βασιλειάδης, 2018).



Εικόνα 2.3: Μηχανισμός της ρευστοποίησης (PIANC, 2001)

Η αντοχή του εδάφους έναντι της ανάπτυξης μεγάλων ωθήσεων και διατμητικών τάσεων που δημιουργεί μία σεισμική διέγερση καθορίζει την πιθανότητα εμφάνισης ρευστοποίησης του. Για μη συνεκτικά εδάφη, η διατμητική αντοχή εξαρτάται από την πυκνότητα, τη διαπερατότητα και τις ενεργές τάσεις που καταπονούν το εδαφικό υλικό. Η επιρροή των παραγόντων αυτών μελετάται μέσα από επί τόπου δοκιμές διείσδυσης όπως N-STP (Standard Penetration Test - Τυπική δοκιμή διείσδυσης), CPT (Cone Penetration Test - Δοκιμή Διείσδυσης Κώνου) καθώς και μέσω του προσδιορισμού της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων, V_s (PIANC, 2001· Kramer, 1996).



Εικόνα 2.4 : Τχνη ρευστοποίησης, Λιμάνι Hakodate, Ιαπωνία 1993 (PIANC, 2001).

Η εκτίμηση ευαισθησίας του εδάφους στο φαινόμενο της ρευστοποίησης βασίζεται στη διατμητική αντοχή του εκάστοτε υλικού και στις τοπικές επιδράσεις της σεισμικής κίνησης. Μία σεισμική διέγερση χαρακτηρίζεται από την ένταση και τη διάρκεια της, και προκύπτουν

διάφοροι παράμετροι, όπως της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (PGA) και ταχύτητας (PGV) όπως αναφέρθηκε προηγουμένως (PIANC, 2001).

2.5. Εκτίμηση σεισμικής επικινδυνότητας λιμενικών έργων

Οι μέθοδοι εκτίμησης της σεισμικής επικινδυνότητας αποτελούν έναν τρόπο σχεδιασμού κρηπιδότοιχων και γενικότερα λιμενικών εγκαταστάσεων που ξεκίνησε να αναπτύσσεται από τη δεκαετία του '90 (SEAOC, 1995· Iai and Ichii, 1998· Steedman, 1998). Πιο συγκεκριμένα, δεδομένου ότι ο τυπικός αντισεισμικός κώδικας αναφέρεται στην ικανότητα αντίστασης μίας κατασκευής έναντι των σεισμικών δυνάμεων, η μέθοδος σχεδιασμού λιμενικών έργων σύμφωνα με την εκτίμηση της σεισμικής τους τρωτότητας, δίνει πληροφορίες για τη συμπεριφορά των εν λόγω κατασκευών όταν υπερβούν το όριο των ανεκτών δυναμικών καταπονήσεων. Για μεγάλες τιμές στην ένταση των εδαφικών κινήσεων που οφείλονται σε μία σεισμική διέγερση, η διατήρηση της δομικής ασφάλειας σύμφωνα με τον συμβατικό σχεδιασμό συνεπάγεται ένα κατά πολύ αυξημένο κόστος κατασκευής. Αντίθετα, αν ο σχεδιασμός πραγματοποιηθεί για ένα πιο σύνθητες σεισμικό γεγονός, τότε η εκτίμηση της απόκρισης της κατασκευής σε συνθήκες σεισμικής διέγερσης μεγαλύτερης έντασης από αυτή του σχεδιασμού δίνει δυσμενέστερα αποτελέσματα (PIANC, 2001).

Γενικά, η διερεύνηση της σεισμικής απόκρισης μίας κατασκευής απαιτεί τον καθορισμό των κατάλληλων σεισμικών κινήσεων που πρόκειται να χρησιμοποιηθούν και τον σαφή προσδιορισμό των αντίστοιχων επιπέδων δομικής αστοχίας. Οι σεισμικές κινήσεις που χρησιμοποιούνται συνήθως για τον σχεδιασμό των λιμενικών εγκαταστάσεων αφορούν δύο επίπεδα αναφοράς L1 και L2. Το επίπεδο 1 (L1) αναφέρεται στις σεισμικές κινήσεις που είναι πιθανό να αναπτυχθούν κατά τον τυπικό χρονικό ορίζοντα σχεδιασμού του έργου. Από την άλλη πλευρά, το επίπεδο 2 (L2) περιλαμβάνει τις πιο σπάνιες σεισμικές διεγέρσεις, οι οποίες εμφανίζονται μόνο σε περιπτώσεις πολύ ισχυρών σεισμικών συμβάντων (PIANC, 2001).

Το αποδεκτό επίπεδο βλάβης καθορίζεται σύμφωνα με τις ανάγκες των χρηστών του εκάστοτε έργου και βασίζεται στα αποδεκτά επίπεδα δομικών και λειτουργικών βλαβών. Στον Πίνακα 2.1 παρουσιάζονται τα αποδεκτά επίπεδα αστοχίας ως προς τις δομικές και λειτουργικές βλάβες μίας λιμενικής κατασκευής. Σημειώνεται ότι τα επίπεδα της δομικής αστοχίας στον Πίνακα 2.1 καθορίζονται σύμφωνα με τον συνολικό όγκο εργασιών που απαιτούνται για την πλήρη αποκατάσταση της ζημίας. Αντίθετα, όσον αφορά τις λειτουργικές βλάβες η κάθε κατηγορία χαρακτηρίζεται από τη διάρκεια και το κόστος για την αποκατάσταση της πλήρους ή μερικής λειτουργικότητας. Εκτός της θεμελιώδους χρήση των λιμενικών κατασκευών ως μέσα εξυπηρέτησης των θαλάσσιων μεταφορών, οι λειτουργίες τους περιλαμβάνουν την προστασία της ανθρώπινης ζωής και ευημερίας, τη χρήση τους ως βάση έκτακτης ανάγκης για τη μεταφορά επιβατών ή/και προϊόντων αλλά και την προστασία από τη διασπορά επικίνδυνων υλικών. Τα ζητήματα αυτά αποτελούν μέρος της μελέτης κατά τη διαδικασία καθορισμού του αποδεκτού επιπέδου βλάβης μίας λιμενικής κατασκευής σε συνδυασμό με αυτά που αναφέρονται στον Πίνακα 2.1.(PIANC, 2001).

Επίπεδο βλάβης	Δομική	Λειτουργική
Βαθμός I: Λειτουργικό	Ελάχιστη ή μηδενική βλάβη	Μικρή ή μηδενική απώλεια λειτουργικότητας
Βαθμός II: Λειτουργικό	Ελεγχόμενη βλάβη ¹	Βραχυπρόθεσμη απώλεια λειτουργικότητας ²
Βαθμός III: Οιονεί κατάρρευση	Εκτεταμένες βλάβες	Μακροπρόθεσμη ή πλήρης απώλεια λειτουργικότητας
Βαθμός IV: Κατάρρευση ³	Πλήρης απώλεια δομής	Πλήρης απώλεια λειτουργικότητας

Πίνακας 2.1 : Αποδεκτά επίπεδα βλάβης βάσει του σχεδιασμού απόκρισης των λιμενικών κατασκευών (PIANC, 2001).¹

Αφού ολοκληρωθεί η επιλογή του αποδεκτού επιπέδου βλάβης, καθορίζεται η απαιτούμενη απόκριση της κατασκευής σύμφωνα με τους βαθμούς επίδοσης/επιτελεστικότητας (performance level) που παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.2. Κάθε κατασκευή, ανάλογα με το σχεδιασμό που έχει ακολουθηθεί για την υλοποίηση της πρέπει να πληροί και τον αντίστοιχο βαθμό επίδοσης/επιτελεστικότητας.

Βαθμός επίδοσης/επιτελεστικότητας	Σεισμός σχεδιασμού	
	Επίπεδο 1 (L1)	Επίπεδο 2 (L2)
Βαθμός S	Βαθμός I: Λειτουργικό	Βαθμός I: Λειτουργικό
Βαθμός A	Βαθμός I: Λειτουργικό	Βαθμός II: Επισκευάσιμο
Βαθμός B	Βαθμός I: Λειτουργικό	Βαθμός III: Οιονεί κατάρρευση
Βαθμός C	Βαθμός II: Επισκευάσιμο	Βαθμός IV: Κατάρρευση

Πίνακας 2.2 : Βαθμοί επίδοσης/επιτελεστικότητας λιμενικών κατασκευών (PIANC, 2001).

Συνοπτικά, ο σχεδιασμός των λιμενικών έργων με βάση την επίδοση/επιτελεστικότητα της κατασκευής ακολουθεί τρία βασικά βήματα:

- 1) Επιλογή βαθμού απόκρισης και επιπέδου βλάβης σύμφωνα με τους Πίνακες 2.1 και 2.2, ανάλογα με τις ανάγκες των χρηστών.
- 2) Καθορισμός κριτηρίων αστοχίας, δηλαδή τα αποδεκτά επίπεδα βλάβης παραμέτρων, όπως οι μετατοπίσεις, στροφές και οι οριακές καταστάσεις τάσεων.

¹ Με περιορισμένη ανελαστική απόκριση ή/και παραμένουσα παραμόρφωση.

² Κατασκευή εκτός λειτουργίας για σύντομο ή μέτριας διάρκειας χρονικό διάστημα.

³ Χωρίς σημαντικές επιπτώσεις στον περιβάλλοντα χώρο.

- 3) Αξιολόγηση της σεισμικής απόδοσης της κατασκευής. Η διαδικασία αυτή στηρίζεται στη σύγκριση των παραμέτρων απόκρισης από μία δυναμική ανάλυση της κατασκευής με τα κριτήρια βλάβης που έχουν οριστεί εξ αρχής.

2.5.1. Επίπεδα σεισμικών κινήσεων

Οι σεισμικές κινήσεις όπως ήδη έχει αναφερθεί διακρίνονται σε δύο επίπεδα L1 (Level 1) και L2 (Level 2). Αρχικά, το πρώτο επίπεδο ορίζεται ως η κίνηση με πιθανότητα υπέρβασης μίας κατασκευής κατά 50% καθ' όλη τη διάρκεια του χρονικού ορίζοντα σχεδιασμού της. Αντίθετα, η σεισμική κίνηση του δεύτερου επιπέδου αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης 10%. Σημειώνεται ότι σε συνέχεια του ορισμού των σεισμικών κινήσεων πρέπει να λαμβάνεται υπόψη και η κίνηση εξαιτίας ενός σπάνιου σεισμικού συμβάντος σε ενεργό ρήγμα όταν αυτό βρίσκεται κοντά στο έργο. Τέλος, για ορίζοντα σχεδιασμού ενός λιμένα ίσο με 50 έτη, οι περίοδοι επαναφοράς⁴ για τα επίπεδα L1 και L2 είναι 75 και 475 έτη αντίστοιχα (PIANC, 2001).

Για τον σχεδιασμό των λιμενικών εγκαταστάσεων σε ήπια σεισμογενείς περιοχές χρησιμοποιείται συνήθως το επίπεδο 2 (L2) σε συνδυασμό με τα κατάλληλα κριτήρια επιτρεπόμενης βλάβης. Στην περίπτωση αυτή, θεωρείται ότι η ικανοποιητική απόκριση του έργου για το L2 επίπεδο, συνεπάγεται και την έμμεσα απαιτούμενη απόκριση της κατασκευής σε συνθήκες κίνησης του επιπέδου L1. Αναφέρεται ότι η χρήση ενός μόνο επιπέδου σχεδιασμού παραπέμπει στη συμβατική πρακτική σχεδιασμού με τη διαφορά ότι η δομή του έργου βασίζεται σε ένα προκαθορισμένο αποδεκτό επίπεδο βλάβης. Αντίθετα, η εφαρμογή διπλού επιπέδου σχεδιασμού χρησιμοποιώντας τόσο το L1 όσο και το L2 ως σεισμικά σενάρια, αποσκοπεί στην εξασφάλιση συγκεκριμένου επιπέδου ασφάλειας και τη δυνατότητα συντήρησης ως προς το σενάριο L1, αλλά και στον ορισμό των προδιαγραφών των επιπέδων σεισμικής βλάβης για το σενάριο L2. Η χρήση δύο (ή και περισσότερων) σεναρίων αποτελεί μία συνήθη λύση σε περιοχές μέτριας ή/και υψηλής σεισμικότητας, όπου τα κριτήρια αστοχίας που έχουν προκαθοριστεί για το L2 επίπεδο ενδέχεται να μην επαρκούν για την εξασφάλιση της επιθυμητής τάξης ασφάλειας. Επιπλέον, στις περιοχές με έντονη σεισμική δραστηριότητα η υπό μελέτη κατασκευή δύναται να πληροί τα πρότυπα απόκρισης σύμφωνα με το επίπεδο 1 (L1), όμως να μην διασφαλίζει τα αποδεκτά κριτήρια βλάβης του επιπέδου 2 (L2). Τονίζεται ότι οι ισχυρές διεγέρσεις του L2 επιπέδου δεν ορίζουν απαραίτητα και τον τελικό σχεδιασμό της κατασκευής, διότι αυτή εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό και από τα υψηλά κριτήρια απόκρισης που ορίζονται ως προς το L1 επίπεδο (PIANC, 2001).

2.5.2. Αξιολόγηση της σεισμικής απόκρισης λιμενικών κατασκευών

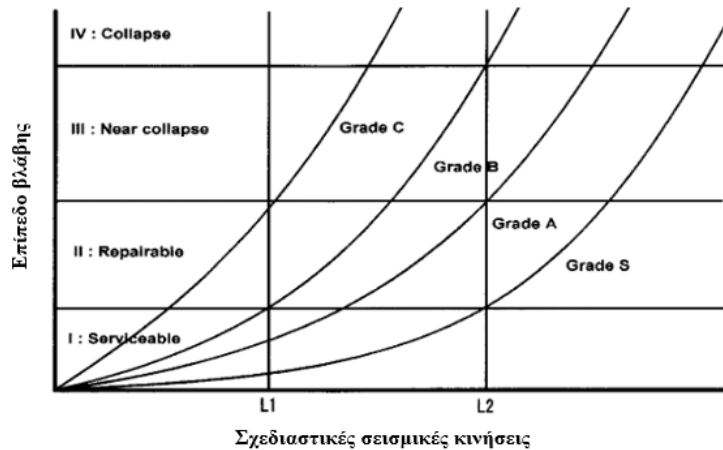
Ένας τρόπος αξιολόγησης της σεισμικής απόκρισης των λιμενικών έργων είναι η συσχέτιση του βαθμού βλάβης και της σεισμικής διέγερσης σχεδιασμού. Για το σκοπό αυτό, έχουν

⁴Ο όρος «περίοδος επαναφοράς» ή αλλιώς «περίοδος επανάληψης» (return/recurrence period) αναφέρεται στον εκτιμώμενο μέσο χρόνο μεταξύ των σεισμικών γεγονότων που πρόκειται να συμβούν. Αποτελεί μία στατιστική μέτρηση βασισμένη σε ιστορικά δεδομένα σεισμικών δονήσεων για μία εκτεταμένη περίοδο και χρησιμοποιείται για τη μελέτη ανάλυσης του σεισμικού κινδύνου του έργου.

αναπτυχθεί καμπύλες όπως αυτές της *Εικόνας 2.9* η οποία περιλαμβάνει τις προδιαγραφές ως προς τα διάφορα επίπεδα τρωτότητας που παρουσιάστηκαν στον *Πίνακα 2.2*. Η χρήση των καμπυλών υποδεικνύει τα όρια των επιτρεπτών βλαβών για ένα μεταβαλλόμενο επίπεδο σεισμικών κινήσεων που ορίζονται με βάση τα σενάρια L1 και L2 για τα οποία έγινε ανάλυση προηγουμένως. Πιο συγκεκριμένα, κάθε μία καμπύλη ορίζεται με βάση δύο σημεία ελέγχου τα οποία αποτελούν τα μέγιστα όρια αστοχίας σύμφωνα με τις σεισμικές κινήσεις των επιπέδων σεισμικής έντασης L1 και L2 (βλ. *Πίνακα 2.2*). Δηλαδή, για την καμπύλη που περιγράφει το ανώτερο όριο της τάξης B (βλ. *Πίνακα 2.3*), τα σημεία που την καθορίζουν είναι το ανώτερο όριο του βαθμού βλάβης I για το σενάριο L1 και το ανώτατο όριο του βαθμού βλάβης III για το σενάριο L2 (PIANC, 2001).

Βαθμός επίδοσης	Προσδιορισμός με βάση τις επιπτώσεις της σεισμικής δράσης στις κατασκευές	Προτεινόμενη κατηγορία λιμενικού έργου σύμφωνα με τον Ιαπωνικό κώδικα
Βαθμός S	<ol style="list-style-type: none"> 1) Κρίσιμες κατασκευές με πιθανότητα εκτεταμένων απωλειών ανθρώπων και περιουσιακών στοιχείων. 2) Βασικές κατασκευές με ικανότητα επισκευής για την ανάκαμψη τους από τις σεισμικές καταστροφές. 3) Κρίσιμες κατασκευές με επικίνδυνα υλικά. 4) Κρίσιμες κατασκευές που αν αστοχήσουν προκαλούνται σοβαρές οικονομικο-κοινωνικές επιπτώσεις στην πληγείσα από τον σεισμό περιοχή. 	Ειδικής κατηγορίας
Βαθμός A	Κύριες δομές που έχουν λιγότερο σοβαρές επιπτώσεις από τις δομές του βαθμού S, ή κατασκευές οι οποίες αν υποστούν βλάβη είναι δύσκολο να επισκευαστούν.	Ειδικής κατηγορίας ή τάξης A
Βαθμός B	Τυπικές κατασκευές διαφορετικές από τους βαθμούς S, A και C	Τάξης A ή B
Βαθμός C	Μικρές εύκολα επισκευάσιμες κατασκευές	Τάξης B ή C

Πίνακας 2.3 : Βαθμοί επίδοσης σύμφωνα με τις κύριες κατηγορίες των λιμενικών έργων (PIANC, 2001).



Εικόνα 2.9: Καμπύλες αξιολόγησης των βαθμών επίδοσης S, A, B, C (PIANC, 2001).

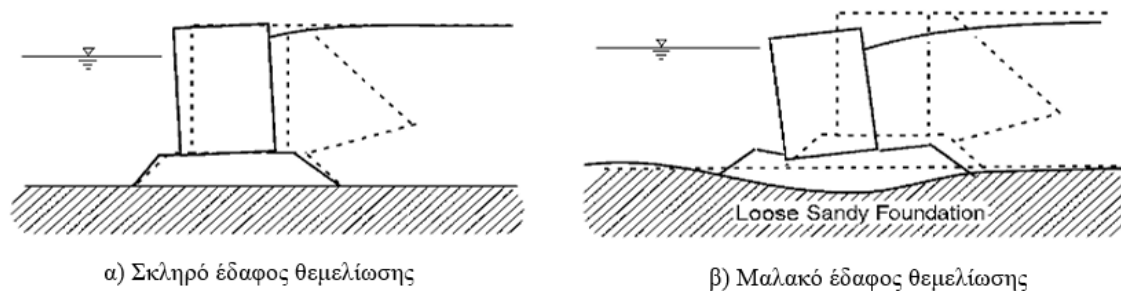
Οι τιμές στον κατακόρυφο άξονα των καμπυλών της *Εικόνας 2.9* σχετίζονται με παραμέτρους όπως η μετατόπιση και η τάση και ορίζονται από τα κριτήρια αστοχίας για τα οποία θα γίνει εκτενέστερη αναφορά στη συνέχεια. Συμπερασματικά, η χρήση των καμπυλών επιτρέπει τη σύγκριση μεταξύ της απαιτούμενης απόδοσης μιας κατασκευής έναντι του σεισμού και της πραγματικής δυναμικής απόκρισης της κατασκευής αυτής (PIANC, 2001).

2.6. Μορφές αστοχίας λιμενικών κρηπιδότοιχων

Η συμπεριφορά των λιμενικών κρηπιδότοιχων έναντι του σεισμού διαφέρει ανάλογα με το είδος και τον τρόπο κατασκευής τους. Παρακάτω αναλύονται οι μορφές αστοχίας για κρηπιδότοιχους βαρύτητας, λιμενικούς πασσαλότοιχους καθώς και κρηπιδότοιχους από κυψέλες οι οποίοι αποτελούν τους πιο συνήθεις τύπους τοίχων αντιστήριξης σε λιμένες. Επιπλέον, δίνονται παραδείγματα αντίστοιχων αστοχιών των εν λόγω κατασκευών που οφείλονται στην επίδραση ισχυρών σεισμικών διεγέρσεων οι οποίες προκάλεσαν μεγάλες καταστροφές στο παρελθόν.

2.6.1. Σεισμική απόκριση κρηπιδότοιχου βαρύτητας

Για έναν κρηπιδότοιχο βαρύτητας η ισορροπία έναντι ολίσθησης/ανατροπής λόγω των εδαφικών ωθήσεων στο πίσω μέρος του τοίχου διασφαλίζεται από το βάρος του τοίχου και την τριβή που δημιουργείται στη βάση του. Για τοίχο βαρύτητας θεμελιωμένο σε σκληρό εδαφικό υπόβαθρο οι τυπικές μορφές αστοχίας εξαιτίας της σεισμικής διέγερσης είναι η μετατόπιση προς τη θάλασσα καθώς και η κλίση της κατασκευής όπως αυτά παρουσιάζονται στο σχήμα (α) της *Εικόνας 2.10*. Αντίθετα, για μαλακά αμμώδη εδάφη θεμελίωσης η σεισμική δόνηση προκαλεί τη συνολική παραμόρφωση του εδαφικού υποβάθρου, μία συνέπεια η οποία συνεπάγεται μεγάλη μετατόπιση, κλίση και καθίζηση προς τη θάλασσα όπως φαίνεται στο σχήμα (β) της *Εικόνας 2.10*. Σημειώνεται ότι για τοίχους με μικρό λόγο πλάτους προς ύψος (μικρότερο του 0.75), η σεισμική αστοχία περιορίζεται στην κλίση του τοίχου και όχι σε οριζόντιες μετατοπίσεις (PIANC, 2001).



Εικόνα 2.10: Μορφές αστοχίας κρηπιδότοιχων βαρύτητας (PIANC, 2001).

Υπάρχουν διάφορες επιλογές που επιφέρουν αύξηση της ευστάθειας ενός τοίχου βαρύτητας. Αρχικά, ως μέτρο μείωσης των ωθήσεων μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένα υλικό επίχωσης με πολύ μεγάλη γωνία εσωτερικής τριβής. Επιπλέον, ιδιαίτερη προτίμηση στα λιμενικά έργα αποτελεί η λιθορριπή έδρασης και γενικά τα υλικά παρόμοιων ιδιοτήτων συγκριτικά με τη χρήση κάποιου είδους χαλαρής άμμου. Η χρήση υλικών αυτής της κατηγορίας στη θεμελίωση μπορεί να συμβάλλει σημαντικά στη μείωση των ολικών παραμορφώσεων και την αποτροπή της εμφάνισης προβλημάτων εξαιτίας του φαινομένου της ρευστοποίησης. Μία λύση που ενισχύει την ευστάθεια του τοίχου αποτελεί η ενίσχυση της βάσης της κατασκευής. Ως αποτέλεσμα αυτής της διαδικασίας, ο συντελεστής τριβής στη βάση του τοίχου αυξάνεται σημαντικά (PIANC, 2001). Οι βλάβες που παρουσιάστηκαν θεωρητικά φαίνονται στην *Εικόνα 2.11*, η οποία απεικονίζει έναν κρηπιδότοιχο στο λιμάνι Κόμπε της Ιαπωνίας μετά από τον μεγάλο σεισμό Hanshin το 1995. Στην περίπτωση αυτή επρόκειτο για ένα έργο βαρύτητας με χαλαρό έδαφος θεμελίωσης του οποίου η μετατόπιση αποτέλεσε τον κύριο παράγοντα αστοχίας (PIANC, 2001).



Εικόνα 2.11: Αστοχία κυψελωτού κρηπιδότοιχου βαρύτητας στο λιμάνι Kobe της Ιαπωνίας, από τον μεγάλο σεισμό Hanshin το 1995 (PIANC, 2001).

Σε ορισμένες περιπτώσεις, η οριζόντια μετατόπιση και η καθίζηση ενός τοίχου βαρύτητας ενδέχεται να μην επηρεάσουν σημαντικά την τελική ισορροπία και γενικά δύναται να δημιουργήσουν μία αποδεκτή από δομικής πλευράς κατάσταση. Παρόλα αυτά, η κλίση του τοίχου μπορεί να μειώσει σημαντικά την ευστάθεια της κατασκευής και αυτό να έχει ως αποτέλεσμα μία μη αποδεκτή τελική κατάσταση ισορροπίας. Σε διάφορες περιπτώσεις η εμφάνιση στρέψης των λιμενικών κρηπιδότοιχων μπορεί να οδηγήσει και στην κατάρρευσή

τους. Αυτό το είδος τοίχου γενικότερα απαιτεί προσεκτική μελέτη των κριτηρίων αστοχίας που αφορούν καταστάσεις ανατροπής ή και άλλου τύπου αστοχίες (PIANC, 2001).

Οι παράγοντες που είναι υπεύθυνοι για την αστοχία των τοίχων αντιστήριξης ποικίλουν ανάλογα με το είδος της κατασκευής. Η σεισμική απόκριση ενός τοίχου βαρύτητας μπορεί να προσδιοριστεί με βάση τη δυνατότητα επισκευής του. Σε αυτή περιλαμβάνονται τα ζητήματα ελλιμενισμού πλοίων, η ασφαλής λειτουργία οχημάτων, η διαχείριση φορτίων καθώς και οι συνθήκες πλημμύρας. Επιπλέον, ιδιαίτερη σημασία έχει και η επαναφορά της λειτουργικότητας του τοίχου η οποία ενδέχεται να είναι προβληματική εξαιτίας μετατοπίσεων και στροφών. Πιο συγκεκριμένα, οι παράμετροι που χρησιμοποιούνται για την αξιολόγηση της απόκρισης ενός λιμενικού έργου είναι η μετατόπιση, η καθίζηση (απλή ή διαφορική), η στρόφη/κλίση, καθώς και η διαφορική μετατόπιση κατά μήκος της πρόσωσης της κατασκευής. Τα προτεινόμενα κριτήρια βλάβης σύμφωνα με τις βασικές παραμέτρους αστοχίας παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.4 (PIANC, 2001).

Επίπεδο βλάβης		Επίπεδο I	Επίπεδο II	Επίπεδο III	Επίπεδο IV
Τοίχος βαρύτητας	Κανονικοποιημένη οριζόντια μετατόπιση $(d/H)^5$	< 1.5% ⁶	1.5-5%	5-10%	> 10%
	Παραμένουσα κλίση προς την θάλασσα	< 3°	3-5°	5-8°	> 8°
Προβλήτα	Διαφορική καθίζηση πάνω στην προβλήτα	< 0.03-0.1m	N/A ⁷	N/A	N/A
	Διαφορική καθίζηση μεταξύ προβλήτας και της περιοχής έκτος αυτής	< 0.3-0.7m	N/A	N/A	N/A
	Παραμένουσα κλίση προς τη θάλασσα	< 2-3°	N/A	N/A	N/A

Πίνακας 2.4 : Προτεινόμενα κριτήρια βλάβης για τοίχο βαρύτητας (PIANC, 2001).

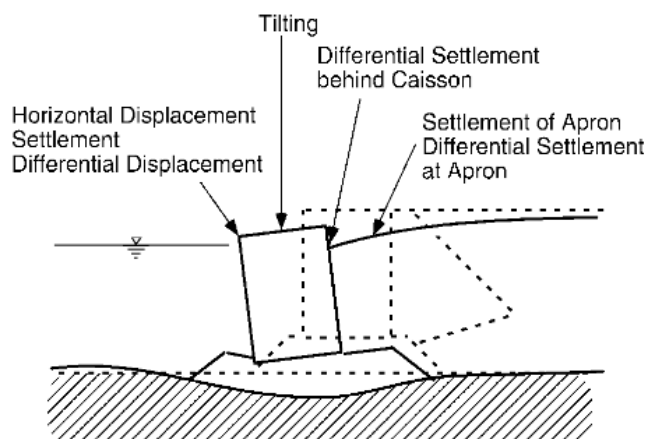
2.6.2. Σεισμική απόκριση λιμενικού πασσαλότοιχου

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, κρηπιδότοιχοι αυτού του τύπου αποτελούν κατασκευές με κύριο χαρακτηριστικό την εφαρμογή πασσαλοσανίδων με ή χωρίς αγκύρωση. Ως αποτέλεσμα, η σεισμική αντίδραση για τη διαφορετική αυτή κατηγορία κρηπιδότοιχων ποικίλει και εξαρτάται από τις γεωτεχνικές και δομικές συνθήκες του έργου (βλ. Εικόνα 2.12). Για το λόγο αυτό, περιλαμβάνει κυρίως δομικές αστοχίες και όχι μετατοπίσεις (PIANC, 2001).

⁵d: παραμένουσα οριζόντια μετατόπιση στην κορυφή του τοίχου (cm) · H: ύψος του τοίχου βαρύτητας (m)

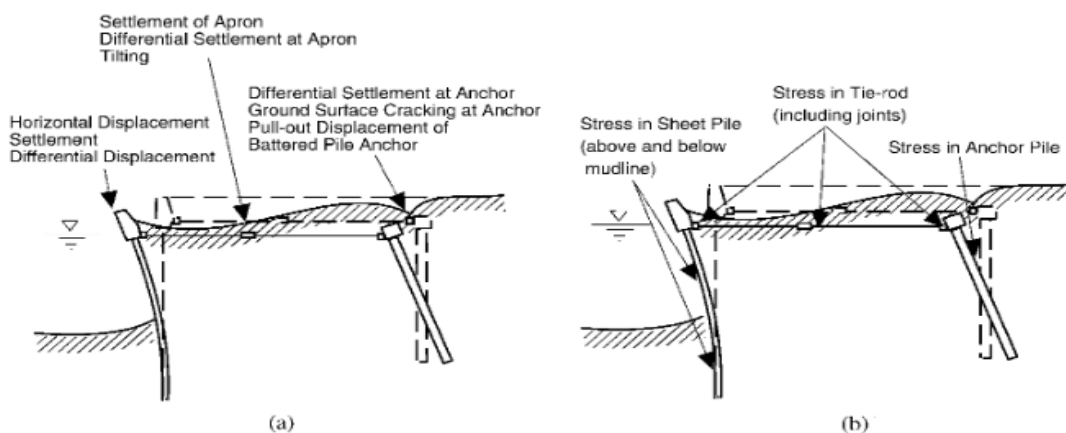
⁶ Ως εναλλακτικό κριτήριο σχετικά με τη διαφορική οριζόντια μετατόπιση προτείνεται η τιμή της να μην ξεπερνάει τα 30cm.

⁷ Δεν υπάρχει διαθέσιμη τιμή



Εικόνα 2.12: Μορφές αστοχίας λιμενικών πασσαλότοιχων (PIANC, 2001).

Οι δομικές αστοχίες για ένα πασσαλοκρηπίδομα οφείλονται κυρίως σε καταστάσεις παραμόρφωσης παρά μετατόπισης. Για αυτό, είναι σημαντικό να προσδιοριστεί κατάλληλα ο βαθμός αστοχίας της τελικής κατάστασης που πρόκειται να δημιουργηθεί από την δράση ενός σεισμικού φαινομένου. Η διαδικασία αυτή μπορεί να γίνει λαμβάνοντας υπόψη τις προτεινόμενες παραμέτρους αστοχίας του Πίνακα 2.3. Σημειώνεται ότι οι παράμετροι που ορίζονται στον Πίνακα 2.3 παρουσιάζονται σχηματικά στην Εικόνα 2.13. και περιλαμβάνουν την κανονικοποιημένη παραμένουσα οριζόντια μετατόπιση (d/H), την τελική κλίση προς την μεριά της θάλασσας καθώς και τη διαφορική καθίζηση της προβλήτας πάνω και γύρω από αυτή. (PIANC, 2001).



Εικόνα 2.13: Παράμετροι προσδιορισμού κριτηρίων αστοχίας για λιμενικούς πασσαλότοιχους (a) μετατοπίσεις, (b) τάσεις (PIANC, 2001).

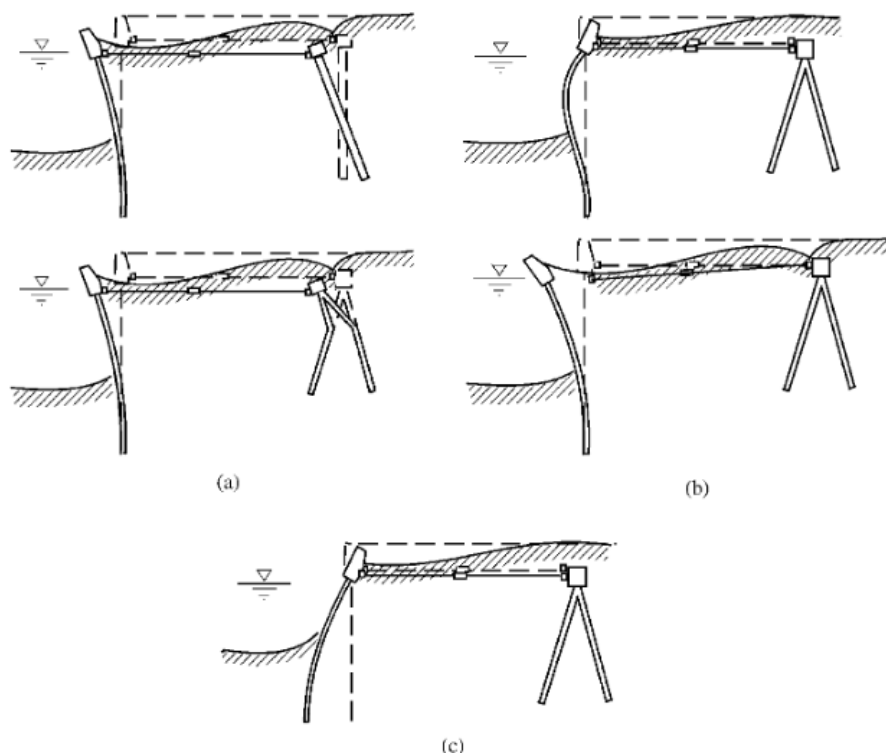
Επίπεδο βλάβης			Επίπεδο I	Επίπεδο II	Επίπεδο III	Επίπεδο IV
Παραμένουσα μετατόπιση	Πασσαλότοιχος	Κανονικοποιημένη παραμένουσα οριζόντια μετατόπιση (d/H) ⁸	< 1.5% ⁹	N/A ¹⁰	N/A	N/A
		Παραμένουσα κλίση προς τη θάλασσα	< 3°	N/A	N/A	N/A
Προβλήτα		Διαφορική καθίζηση στην προβλήτα	< 0.03-0.1 m	N/A	N/A	N/A
		Διαφορική καθίζηση μεταξύ της προβλήτας και την περιοχής έκτος προβλήτας	< 0.3-0.7m	N/A	N/A	N/A
		Παραμένουσα κλίση προς τη θάλασσα	< 2-3°	N/A	N/A	N/A
Μέγιστη απόκριση	Πασσαλότοιχος	Πάνω από την θεμελίωση	Ελαστικό	Πλαστικό (κάτω από τον συντελεστή πλαστιμότητας/ όριο παραμόρφωσης πάνω από την γραμμή λάσσης	Πλαστικό (κάτω από τον συντελεστή πλαστιμότητας/ όριο παραμόρφωσης πάνω από την γραμμή λάσσης	Πλαστικό (πάνω από τον συντελεστή πλαστιμότητας/ όριο παραμόρφωσης πάνω από την γραμμή λάσσης
		Κάτω από την θεμελίωση	Ελαστικό	Ελαστικό	Πλαστικό (κάτω από τον συντελεστή πλαστιμότητας/όριο παραμόρφωσης πάνω από την γραμμή λάσσης	Πλαστικό (πάνω από τον συντελεστή πλαστιμότητας/όριο παραμόρφωσης πάνω από την γραμμή λάσσης
	Ελκυστήρας (tie-rod)		Ελαστικό	Ελαστικό	Πλαστικό (κάτω από τον συντελεστή πλαστιμότητας/ όριο παραμόρφωσης πάνω από την γραμμή λάσσης	Πλαστικό (πάνω από τον συντελεστή πλαστιμότητας/ όριο παραμόρφωσης πάνω από την γραμμή λάσσης
	Αγκύριο		Ελαστικό	Ελαστικό	Πλαστικό (κάτω από τον συντελεστή πλαστιμότητας/ όριο παραμόρφωσης πάνω από την γραμμή λάσσης	Πλαστικό (πάνω από τον συντελεστή πλαστιμότητας/ όριο παραμόρφωσης πάνω από την γραμμή λάσσης

Πίνακας 2.5 : Προτεινόμενα κριτήρια βλάβης για λιμενικούς πασσαλότοιχους (PIANC, 2001).

⁸d: παραμένουσα οριζόντια επιτάχυνση στην κορυφή του τοίχου · H: ύψος του τοίχου βαρύτητας

⁹ Ως εναλλακτικό κριτήριο σχετικά με τη διαφορική οριζόντια μετατόπιση προτείνεται η τιμή της να μην ξεπερνάει τα 30cm.

¹⁰ Δεν υπάρχει διαθέσιμη τιμή



Εικόνα 2.14: Μορφές αστοχίας πασσαλότοιχων, (a) Αστοχία στην αγκύρωση, (b) Αστοχία στον πασσαλότοιχο, (c) Αστοχία στην έμψη των πασσάλων (PIANC, 2001).

Όπως και στην περίπτωση των κρηπιδότοιχων βαρύτητας, οι λιμενικοί πασσαλότοιχοι αξιολογούνται για την επίδοσή τους έναντι των σεισμικών διεγέρσεων με βάση τη δυνατότητα επισκευής τους αλλά και μέσα από κατάλληλες συσχετίσεις καταστάσεων πίεσης και μετατόπισης. Στην *Εικόνα 2.14* παρουσιάζονται σχηματικά οι τρεις βασικές μορφές αστοχίας στον εν λόγω τύπο κρηπιδότοιχων οι οποίες περιλαμβάνουν βλάβες στους πασσάλους, τη δομή του τοίχου ή στην έμψη των πασσαλοσανίδων (PIANC, 2001).

Ένα παράδειγμα βλάβης σε κρηπιδότοιχο με πασσαλοσανίδες αποτελεί αυτό της *Εικόνας 2.15*, από το σεισμό Nihonkai-Chubu το 1983 στο λιμάνι Ακίτα στην Ιαπωνία. Στην περίπτωση αυτή, η αστοχία προήλθε εξαιτίας των μεγάλων τάσεων του ρευστοποιημένου υλικού πλήρωσης προς τον πασσαλότοιχο. Ειδικότερα, η ροπή κάμψης του αυξήθηκε υπερβολικά με αποτέλεσμα τη δημιουργία ρωγμής στον κρηπιδότοιχο (PIANC, 2001).

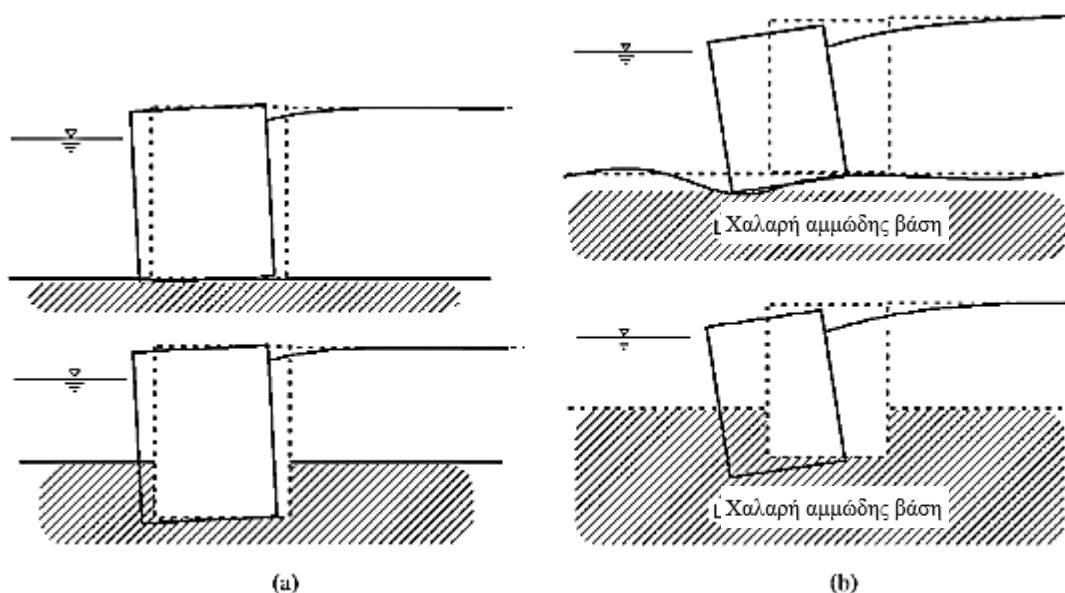


Εικόνα 2.15: Αστοχία λιμενικού πασσαλότοιχου στο λιμάνι Akita της Ιαπωνίας, από τον μεγάλο σεισμό Nihonkai-Chubu το 1983 (PIANC, 2001).

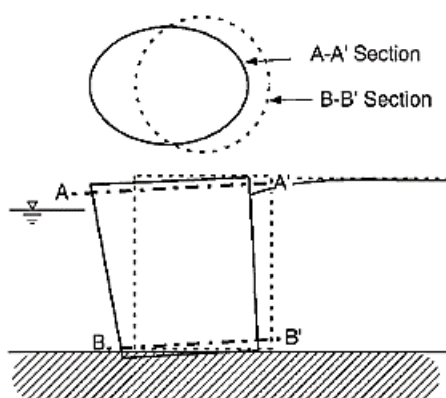
2.6.3. Σεισμική απόκριση κυψελοειδούς κρηπιδότοιχου

Οι κυψελωτοί κρηπιδότοιχοι κατασκευάζονται συνήθως είτε από πλάκες χάλυβα είτε από κελιά χαλύβδινων πασσάλων και πληρώνονται με άμμο ή κάποιο άλλο υλικό. Για κυψέλες από πασσάλους τύπου «cofferdam» που δεν πραγματοποιείται η έμπληξη τους στη θεμελίωση, οι δυνάμεις αδράνειας καθώς και οι ωθήσεις γαιών αντισταθμίζονται από την τριβή του υλικού πλήρωσης που βρίσκεται στη βάση τους (βλ. *Εικόνα 2.16*). Αντίθετα, οι κυψέλες οι οποίες έχουν τοποθετηθεί με τη διαδικασία έμπληξης ενισχύονται μέσα από την αντίσταση που δημιουργεί η ενσωμάτωσή τους με το έδαφος θεμελίωσης (*PIANC, 2001*).

Οι συνηθέστεροι τύποι αστοχίας που συναντώνται στους κυψελωτούς κρηπιδότοιχους αφορούν είτε μετατοπίσεις του κυρίως σκελετού είτε καταστάσεις έντονης καταπόνησης. Για παράδειγμα, ο σεισμός του Kobe το 1995 δημιούργησε ένα είδος δομικής αστοχίας ανάλογο της *Εικόνας 2.17*, στο οποίο παρατηρείται παραμόρφωση της οριζόντιας διατομής κατά μήκος της κυψέλης.



Εικόνα 2.16: Μορφές αστοχίας κυψελωτών κρηπιδότοιχων, (α) σε σκληρό/βραχώδες υπόβαθρο, (β) σε χαλαρό υπόβαθρο (PIANC, 2001).

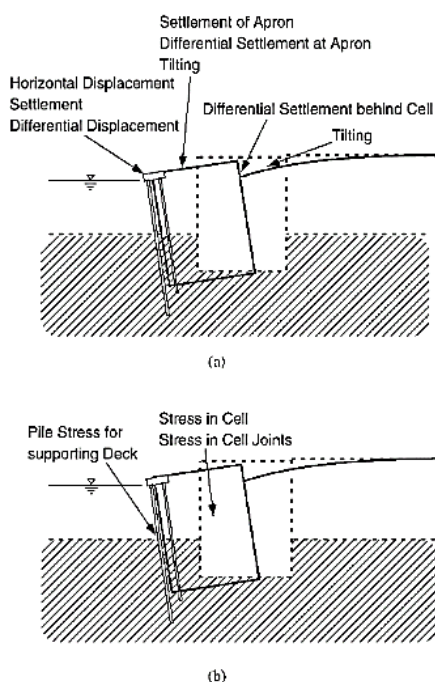


Εικόνα 2.17: Αστοχία κυψελωτών κρηπιδότοιχων εξαιτίας παραμορφώσεων της διατομής τους (PIANC, 2001).

Η σεισμική απόκριση των κρηπιδότοιχων από κυψέλες, όπως και στη περίπτωση των τοίχων βαρύτητας προσδιορίζεται με βάση τη δυνατότητα επισκευής τους. Συνεπώς, τα

κριτήρια αστοχίας είναι όμοια με αυτά που έχουν ήδη αναφερθεί και αφορούν τη μετατόπιση και τη δημιουργία κλίσης στην κατασκευή (βλ. *Εικόνα 2.18*). Οι προτεινόμενες τιμές τους σύμφωνα με την *PIANC¹¹ 2001* αναφέρονται στον *Πίνακα 2.6 (PIANC, 2001)*.

Πέρα από την PIANC, σύμφωνα με την έρευνα της οποίας έγινε η παραπάνω κατηγοριοποίηση των κριτηρίων αστοχίας στους αντίστοιχους βαθμούς βλάβης για τα βασικά είδη κρηπιδότοιχων, αξίζει να γίνει λόγος και σε κάποιες εξίσου αξιόπιστες πηγές οι οποίες περιέχουν αντίστοιχους πίνακες προσδιορισμού των κριτηρίων αστοχίας για τα λιμενικά έργα και τους κρηπιδότοιχους γενικά (βλ. *Πίνακα 2.7, 2.8, 2.9, 2.10*).



Εικόνα 2.18: Παράμετροι προσδιορισμού κριτηρίων αστοχίας για κυψελωτούς κρηπιδότοιχους, (a) μετατοπίσεις, (b) τάσεις (PIANC, 2001).

¹¹International Navigation Association

Επίπεδο βλάβης			Επίπεδο I	Επίπεδο II	Επίπεδο III	Επίπεδο IV
Παραμένουσα μετατόπιση	Κυψελωτός τοίχος	Κανονικοποιημένη παραμένουσα οριζόντια μετατόπιση $(d/H)^{12}$	$< 1.5\%^{13}$	1.5-5%	5-10%	$> 10\%$
		Παραμένουσα κλίση προς την θάλασσα	$< 3^\circ$	3-5°	5-8°	$> 8^\circ$
Προβλήτα	Προβλήτα	Διαφοροτική καθίζηση στην προβλήτα	$< 0.03-0.1 \text{ m}$	N/A	N/A	N/A
		Διαφοροτική καθίζηση μεταξύ της προβλήτας και την περιοχής έκτος προβλήτας	$< 0.3-0.7 \text{ m}$	N/A	N/A	N/A
		Παραμένουσα κλίση προς τη θάλασσα	$< 2-3^\circ$	N/A	N/A	N/A
Μέγιστη απόκριση	Κυψέλες		Ελαστικό	Ελαστικό	Πλαστικό (κάτω από το όριο παραμόρφωσης των κυψελών.	Πλαστικό (πάνω από το όριο παραμόρφωσης των κυψελών.
	Αρμός κυψελών		Ελαστικό	Πλαστικό (κάτω από το όριο παραμόρφωσης αρμού των κυψελών.	Πλαστικό (κάτω από το όριο παραμόρφωσης του αρμού των κυψελών.	Πλαστικό (πάνω από το όριο παραμόρφωσης του αρμού των κυψελών.

Πίνακας 2.6 : Προτεινόμενα κριτήρια αστοχίας για κυψελωτούς κρηπιδότοιχους (PIANC, 2001).

Επίπεδο βλάβης	Μόνιμη εδαφική μετακίνηση (PGD)	
	Μέση τιμή (m)	β
Μικρές βλάβες	0.13	0.5
Μέτριες βλάβες	0.3	0.5
Εκτεταμένες βλάβες	0.43	0.5
Καθολικές βλάβες	1.09	0.5

Πίνακας 2.7: Επίπεδο βλάβης ως προς τη μόνιμη εδαφική μετακίνηση PGD για λιμενικά έργα/κρηπιδότοιχους (HAZUS '04· Δημητρίου, 2008).

¹²d: παραμένουσα οριζόντια μετατόπιση στην κορυφή του τοίχου · H: ύψος του τοίχου βαρύτητας

¹³ Ως εναλλακτικό κριτήριο σχετικά με τη διαφοροτική οριζόντια μετατόπιση προτείνεται η τιμή της να μην ξεπερνάει τα 30cm.

Επίπεδο βλάβης	Κανονικοποιημένη μετακίνηση προς τη θάλασσα
ΒαθμόςI	1.5-5 %
ΒαθμόςII	5-10%
ΒαθμόςIII	10-15%
ΒαθμόςIV	>15%

Πίνακας 2.8: Επίπεδο βλάβης ως προς την κανονικοποιημένη εδαφική μετακίνηση για κρηπιδότοιχους (Ichii, 2003· Δημητρίου, 2008).

Τύπος τοίχου αντιστήριξης	Βάθος νερού	
	< 7.5m	> 7.5m
Κρηπιδότοιχος βαρύτητας	Οριζόντια μετατόπιση (m)	
Λειτουργικός χωρίς ανάγκη επισκευής	0.0 – 0.2	0.0 – 0.3
Επιτρέπεται η μερική επισκευή	0.2 – 0.5	0.3 – 1.0

Πίνακας 2.9: Επίπεδο βλάβης για κρηπιδότοιχους (OCDI¹⁴, 2002· Δημητρίου, 2008).

Επίπεδο βλάβης	Μέγιστη παραμένουσα μετατόπιση στην κορυφή του τοίχου (cm)	Μέση μόνιμη μετατόπιση στην κορυφή του τοίχου (cm)
0	0	0
1	< 25	< 25
2	25 - 70	25 - 40
3	70 - 200	40 - 200
4	> 200	> 200

Πίνακας 2.10: Επίπεδο βλάβης ως προς τη μετατόπιση της κορυφής των κρηπιδότοιχων (Uwabe, 1983· Δημητρίου, 2008).

¹⁴OCDI: Overseas Coastal Area Development Institute of Japan

2.7. Ο σεισμός του Kobe

Ένας από τους πιο καταστροφικούς σεισμούς στην Ιαπωνία ήταν αυτός του Kobe το 1995. Το μέγεθος σεισμικής ροπής του εν λόγω σεισμού εκτιμάται περίπου το $M_w^{15}=6.8$. Η ισχυρή αυτή σεισμική δόνηση αποτέλεσε την αιτία να χάσουν τη ζωή τους χιλιάδες άνθρωποι και σημείωσε εκτεταμένες καταστροφές, όπως κτηριακές βλάβες και καταρρεύσεις γεφυρών. Κομβικό σημείο αποτέλεσε η καταστροφή των συγκοινωνιακών δικτύων αλλά και του λιμένα της περιοχής. Η ζώνη του ρήγματος που προκάλεσε την σεισμική διέγερση προσδιορίστηκε με μήκος 45km και βάθος 20km και εκτεινόταν από το μέσο της νήσου Awaji έως και τα σύνορα Nishionomiya και Osaka, ενώ το επίκεντρο του βρισκόταν στα 20 km νοτιοδυτικά του Kobe. Η ένταση της σεισμικής διέγερσης χαρακτηρίστηκε εξαιρετικά μεγάλη καθώς η μέγιστη οριζόντια εδαφική επιτάχυνση που καταγράφηκε κατά μήκος της ρηξιγενούς ζώνης ήταν ίση με 0.85g. Ως προς την ένταση της εδαφικής διέγερσης σημειώνεται ότι επηρεάζεται σημαντικά από την απόσταση μίας περιοχής από τη ζώνη του ρήγματος και όχι τόσο σε τόσο μεγάλο βαθμό από την απόσταση από το επίκεντρο του σεισμού (Αργυρούλης, 2019).

2.7.1. Η κατολίσθηση της Nikawa

Στο σύνολο όλων αυτών των καταστροφών που έλαβαν χώρα εξαιτίας του σεισμού στο Hyogoken – Nambu (Kobe) περιλαμβάνονται και 400 κατολισθήσεις. Αν και η πλειοψηφία τους είχε μικρό μέγεθος, θεωρήθηκαν αναμενόμενες διότι την περίοδο αυτή επικρατούσαν αυξημένες συνθήκες ξηρασίας στην περιοχή. Εξαίρεση ως προς το μέγεθος των κατολισθήσεων αποτέλεσε αυτή της Nikawa η οποία θεωρήθηκε μία από τις πιο καταστροφικές κατολισθήσεις από σεισμό (βλ. *Εικόνα 2.5, 2.6, 2.7*). Η κίνηση που προκλήθηκε μέσα σε λίγα δευτερόλεπτα ξεπέρασε την απόσταση των 100 μέτρων και οδήγησε σε ολική καταστροφή 11 κατοικήσιμων κτηρίων και 34 θανάσιμων ατυχημάτων, ενώ το μέγεθος της κατολίσθησης έφτασε τα 110,000m³ (Sassa *et al.*, 1996 Gerolymos & Gazetas, 2007).

Όπως ήδη αναφέρθηκε, η περίοδος που έλαβε χώρα ο σεισμός χαρακτηριζόταν από έντονη ξηρασία καθώς είχε προηγηθεί ένα ιστορικά ξηρό καλοκαίρι το 1994. Αυτό είχε ως αποτέλεσμα τη μείωση του αριθμού των κατολισθήσεων εξαιτίας του σεισμού. Οι σημαντικότερες κατολισθήσεις όπως αυτή της Nikawa οφειλόταν σε μεγάλο βαθμό στο λεγόμενο «στρώμα σχηματισμού Osaka» το οποίο αποτελούσε μία σύνθεση λιμνωδών και θαλάσσιων αποθέσεων άμμου και αργίλου μικρής διαπερατότητας από το Πλειόκαινο¹⁶ έως τα μέσα του Πλειστόκαινου¹⁷. Τα στρώματα αυτά εξαιτίας της χαμηλής διαπερατότητας είχαν την δυνατότητα διατήρησης του νερού των πόρων παρά την ξηρασία που επικρατούσε. Συνεπώς, αν και οι πιο πολλές κατολισθήσεις αφορούσαν ακόρεστα εδάφη (για αυτό χαρακτηρίστηκαν

¹⁵ Κλίμακα μεγέθους σεισμικής ροπής.

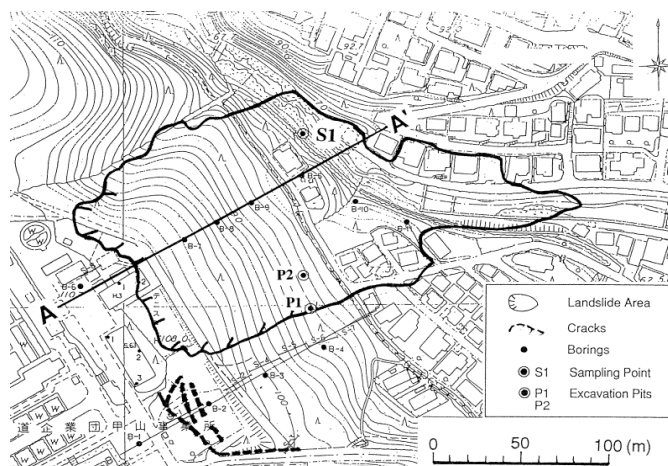
¹⁶ Η τελευταία εποχή της Τριτογενούς περιόδου, μεταξύ των εποχών Μειόκαινου και Πλειστόκαινου.

¹⁷ Η πρώτη εποχή της Τεταρτογενούς περιόδου, μεταξύ των εποχών Πλειόκαινου και Ολόκαινου.

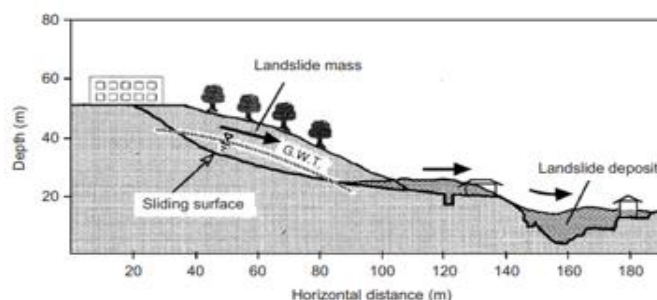
και μέτριου επιπέδου βλάβης), στην κατολίσθησή της Nikawa καθοριστική ήταν η ύπαρξη νερού στους εδαφικούς πόρους (Sassa et al., 1996· Gerolymos & Gazetas, 2007).



Εικόνα 2.5: Η κατολίσθηση της Nikawa στην πόλη Nishinomiya της Ιαπωνίας (Sassa, 1995).



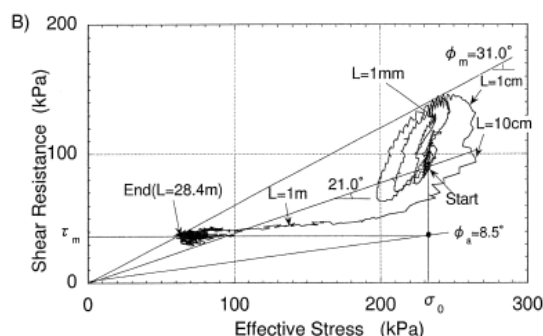
Εικόνα 2.6: Το σχέδιο της πλαγιάς πριν από την κατολίσθηση Nikawa και το περίγραμμα της κατολίσθησης (Sassa et al., 1996).



Εικόνα 2.7: Πλαγιά Nikawa (Sassa et al., 1996· Gerolymos & Gazetas, 2007).

Η απόσταση καθώς και η ταχύτητα της κατολίσθησης αποτέλεσαν παράγοντα έκπληξης καθώς, σύμφωνα με τους Sassa et al. (1996), η κλίση του πρανούς μόλις που ξεπερνούσε τις 20°, ο υδροφόρος ορίζοντας ήταν χαμηλός αλλά και το έδαφος της ολισθαίνουσας επιφάνειας αποτελούταν από πυκνή χονδρόκοκκη έως ιλυώδη άμμο η οποία δεν θεωρείται επιρρεπής στη ρευστοποίηση. Τέλος, σύμφωνα με εργαστηριακές δοκιμές που έγιναν σε δείγματα εδάφους

από τον πυθμένα της κινούμενης μάζας της κατολίσθησης, το έδαφος χαρακτηρίστηκε μερικώς κορεσμένο, αποκλείοντας την πιθανότητα σημαντικής ρευστοποίησης (Sassa *et al.*, 1996¹⁸ Gerolymos & Gazetas, 2007).



Εικόνα 2.8: Κατανομή τάσης αστράγγιστης δοκιμής διάτμησης δειγμάτων από την κατολίσθηση της Nikawa με κυκλικό δακτύλιο φόρτισης (Sassa *et al.*, 1996).

Η κλίση της μάζας κατολίσθησης όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως δεν ξεπέρασε τις 20° και ο αριθμός των κρούσεων (N_{SPT}) της κλασσικής δοκιμής διείσδυσης παρουσίαζε ποικιλία καθώς κυμαινόταν από 10 έως και 60 (απόρριψη¹⁸, στην Ιαπωνική κλίμακα). Δευτερεύοντα ιζηματογενή στρώματα και επιχώματα βρέθηκαν να υπερκαλύπτουν το σχηματισμό της Osaka. Σε 25-35m εντοπίστηκε γρανιτικό υπέδαφος. Οι Sassa *et al.* οι οποίοι πραγματοποίησαν δοκιμές κυκλικής φόρτισης, έδειξαν ότι τα στρώματα του εδάφους κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης διέθεταν την ικανότητα ρευστοποίησης. Πιο συγκεκριμένα, η εν λόγω έρευνα αναφέρει ότι η φαινομενική γωνία τριβής μετρήθηκε ίση με $\phi_a=8.5^\circ$ (συγκριτικά με την πραγματική γωνία τριβής $\phi'=30^\circ$, βλ. Εικόνα 2.8). Σημειώνεται πως την επόμενη μέρα από αυτή της κατολίσθησης, η βάση του εδαφικού σχηματισμού ανέβλυζε νερό (Sassa *et al.*, 1996¹⁸ Gerolymos & Gazetas, 2007).

Η μέγιστη καταγεγραμμένη εδαφική επιτάχυνση (PGA) έφτασε τα 0.60g σε εδαφικό επίπεδο πολύ κοντά στη Nikawa, καθώς βρισκόταν σε πολύ μικρή απόσταση από το Νοτιοανατολικό τμήμα της ρηξιγενούς ζώνης. Ο συνδυασμός εδαφικής και τοπογραφικής ενίσχυσης δύναται να αποτελέσαν καθαριστικούς παράγοντες, τουλάχιστον στην πρόκληση της κατολίσθησης. Σε μία τέτοια περίπτωση, η βασική κίνηση του ελεύθερου πεδίου θα μπορούσε να ενισχυθεί μέσα στην κυλιόμενη μάζα. Σε μία τέτοια διέγερση, οι αναπτυσσόμενες τάσεις θα μπορούσαν να οδηγήσουν σε κατάσταση ρευστοποίησης ακόμη και οριακά ευαίσθητα εδαφικά στρώματα. Όμως, ακόμη και με μία τόσο δυνατή πρόκληση, η μετατόπιση των 140 μέτρων δεν μπορεί να εξηγηθεί (Sassa *et al.*, 1996¹⁸ Gerolymos & Gazetas, 2007).

Η έκταση της απορροής σε συνδυασμό με την ταχεία φύση της, που δεν άφησε χρόνο αντίδρασης, οδήγησε τους Sassa *et al.* (1996) στην ανάπτυξη μιας υπόθεσης, τη λεγόμενη «ρευστοποίηση της επιφάνειας ολίσθησης». Στην κλασσική ρευστοποίηση της μάζας, η

¹⁸απόρριψη (refusal) : εάν ο δειγματολήπτης απαιτεί αριθμό κρούσεων πάνω από 50 για να οδηγηθεί σε βάθος 150mm, τότε θεωρείται άρνηση και η δοκιμή διακόπτεται.

απώλεια της αντοχής οφείλεται στην πίεση των πόρων του σχηματισμού που συστέλλονται εξαιτίας των εδαφικών τάσεων όταν αυτό υποβάλλεται σε διάτμηση. Επιπλέον, σε μία συμβατική περίπτωση ρευστοποίησης αποτελεί αποτέλεσμα της καταστροφής του μετασταθερού ιστού χαλαρής και ξηρής άμμου. Τέλος, σημειώνεται ότι η θραύση των πόρων δεν είναι απαραίτητη για την πραγματοποίηση του συγκεκριμένου γεγονότος. Αντίθετα, η ρευστοποίηση της κυλιόμενης επιφάνειας ακολουθεί ένα διαφορετικό μηχανισμό ανάπτυξης. Ειδικότερα, η ανάπτυξη διατμητικών δυνάμεων στο έδαφος μετά τη δημιουργία της επιφάνειας ολίσθησης, η θραύση των κόκκων της άμμου καθώς και η επακόλουθη αύξηση της έντασης των στερεών, αποτελούν τα βασικά στάδια αύξησης της πίεσης των πόρων που οδηγούν στην ανάπτυξη του φαινομένου της ρευστοποίησης σε μια επιφάνεια ολίσθησης (Sassa *et al.*, 1996· Gerolymos & Gazetas, 2007).

Οι Sassa *et al.* (1996) με τη χρήση μίας υψηλής ταχύτητας συσκευής δοκιμής διάτμησης δακτυλίου πραγματοποίησαν δοκιμές σε δείγματα εδάφους από τη Nikawa (βλ. Εικόνα 2.7). Οι ταχύτητες διάτμησης που εφαρμόστηκαν ήταν της τάξης του 0.3m/s. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα των δοκιμών αυτών, η σταδιακή αύξηση της πίεσης των πόρων καθώς και η αναμενόμενη στη συνέχεια πτώση της φαινόμενης γωνίας εσωτερικής τριβής στις 8.5° δεν παρουσίασαν κανένα σημάδι ρευστοποίησης, ενώ η θραύση των κόκκων έγινε αντιληπτή από την κατανομή του μεγέθους τους ως προς το μήκος της ζώνης διάτμησης (Sassa *et al.*, 1996· Gerolymos & Gazetas, 2007).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

Στατική και δυναμική καταπόνηση τοίχων αντιστήριξης

Η επίδραση του σεισμού πάνω σε έναν τοίχο αντιστήριξης καθορίζεται μέσα από τις συνολικές πλευρικές ωθήσεις γαιών που αναπτύσσονται κατά τη διάρκεια του σεισμού. Ο όρος συνολικές πλευρικές ωθήσεις γαιών περιλαμβάνει τόσο τις στατικές βαρυτικές ωθήσεις, οι οποίες προϋπάρχουν της σεισμικής διέγερσης, όσο και τις δυναμικές ωθήσεις οι οποίες αναπτύσσονται εξαιτίας μίας σεισμικής δόνησης (Kramer, 1996).

3.1. Μέθοδοι προσδιορισμού στατικών ωθήσεων

Όσον αφορά τις στατικές ωθήσεις αξίζει να σημειωθεί ότι εξαρτώνται από τις μετατοπίσεις του τοίχου και του εδάφους. Η διάκριση τους γίνεται ανάμεσα σε ενεργητικές και παθητικές στατικές ωθήσεις. Ως ενεργητικές ορίζονται αυτές που ασκεί το έδαφος αντιστήριξης στον τοίχο ενώ ως παθητικές ορίζονται οι ωθήσεις που δημιουργούνται μέσα από την αντίσταση του εδάφους κατά τη διάρκεια της κίνησης του τοίχου προς αυτό (Kramer, 1996).

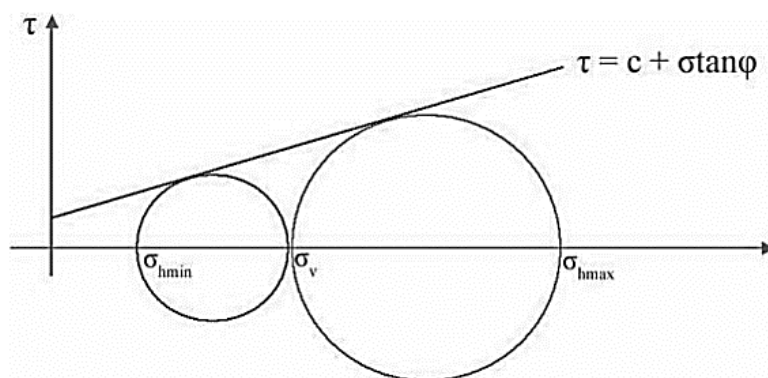
Δεδομένου ότι έστω και μία μικρή μετατόπιση των τοίχων αντιστήριξης είναι ικανή να δημιουργήσει τις ελάχιστες ενεργές ωθήσεις, ο σχεδιασμός τους γίνεται κυρίως με βάση τις ελάχιστες ενεργές τάσεις καθώς σπάνια γίνεται λόγος για τις προκαλούμενες παραμορφώσεις. Συνεπώς, ένας τυπικός σχεδιασμός ενός τοίχου αντιστήριξης περιλαμβάνει αρχικά τον υπολογισμό των δυνάμεων που ασκούνται πάνω σε αυτόν και στη συνέχεια τον καθορισμό ενός συντελεστή ασφαλείας ως προς τις παραμορφώσεις οι οποίες πρέπει να είναι οι ελάχιστες. Επιπλέον, σημαντικό είναι να γίνει διάκριση στο είδος των δυνάμεων που ασκούνται στον τοίχο, όπως στην περίπτωση της ύπαρξης νερού. Η παρουσία νερού καθορίζει αν οι υπολογισμοί που αναφέρθηκαν προηγουμένως θα γίνουν σε κορεσμένο ή ακόρεστο έδαφος, καθώς στην πρώτη περίπτωση συνυπολογίζεται κατά τον καθορισμό των δυνάμεων και η πίεση των πόρων του νερού (Kramer, 1996).

3.1.1. Μέθοδος Rankine

Η μέθοδος του Rankine (1857) πραγματεύεται το λόγο των δύο κύριων τάσεων όταν επέρχεται πλαστική ισορροπία, δηλαδή όταν το έδαφος φτάνει σε κατάσταση διατμητικής αστοχίας μέσα στη μάζα του. Η θεωρία αυτή εισάγει έναν απλοποιημένο τρόπο προσδιορισμού της ελάχιστης τιμής της ενεργητικής ώθησης και της μέγιστης τιμής της παθητικής ώθησης που αναπτύσσονται πάνω σε έναν τοίχο αντιστήριξης (Kramer 1996).

Υπολογισμός ενεργητικών ωθήσεων

Τονίζεται ότι σε κατάσταση ενεργητικής πίεσης η κατακόρυφη ενεργός τάση σ'_v αποτελεί τη μέγιστη κύρια τάση. Συνεπώς, με την απομάκρυνση του τοίχου από το έδαφος προκαλείται διαστολή του δεύτερου ως προς την οριζόντια διεύθυνση και κατ' αυτό τον τρόπο πραγματοποιείται η ενεργοποίηση του μεγαλύτερου μέρους της αντοχής του και ταυτόχρονα η μείωση της οριζόντιας τάσης στον τοίχο. Η διαδικασία αυτή προσδιορίζεται εύκολα μέσα από τον κύκλο του Mohr (Kramer, 1996).



Εικόνα 3.1: Κύκλος του Mohr (Κατσιράκης, 2021).

Όταν πλέον ενεργοποιείται η αντοχή αστοχίας του εδάφους η ελάχιστη οριζόντια τάση υποδηλώνει την ελάχιστη κύρια τάση και μετονομάζεται σε ελάχιστη πίεση. Ο υπολογισμός της γίνεται σύμφωνα με την Εξίσωση 3.1 όπως φαίνεται παρακάτω:

$$p_a = K_a \sigma'_v - 2c\sqrt{K_a} \quad (3.1)$$

όπου,

K_a : συντελεστής ελάχιστης ενεργού τάσης

c : συνοχή του εδάφους

Σημειώνεται ότι στην ιδανική συνθήκη οριζόντιου αντιστηριζόμενου εδάφους και λείου κατακόρυφου τοίχου που οι κύριες τάσεις λαμβάνονται ως κατακόρυφες και οριζόντιες και ο συντελεστής ενεργού τάσης μπορεί να προσδιοριστεί από την παρακάτω σχέση (Kramer, 1996):

$$K_a = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (3.2)$$

όπου:

K_a : συντελεστής ελάχιστης ενεργού τάσης

φ : γωνία εσωτερικής τριβής

Αντίθετα, στην περίπτωση μη συνεκτικού αντιστηριζόμενου εδάφους υπό γωνία β , για τον υπολογισμό του συντελεστή ενεργού τάσης χρησιμοποιείται η Εξίσωση 3.3 σύμφωνα με τους Terzaki και Taylor, η οποία ισχύει για $\beta \leq \varphi$. (Kramer, 1996).

$$K_a = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} = \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (3.3)$$

K_a : συντελεστής ελάχιστης ενεργού τάσης

φ : γωνία εσωτερικής τριβής

β : γωνία κλίσης πρανούς

Μία ακόμη περίπτωση είναι αυτή του ξηρού ομοιογενούς και μη-συνεκτικού εδάφους στην οποία σχηματίζεται τριγωνική κατανομή των τάσεων παράλληλη με τη διεπιφάνεια του εδάφους αντιστήριξης. Στο σημείο $H/3$ από την βάση του τοίχου με ύψος H , αναπτύσσεται η μέγιστη τιμή της συνισταμένης δύναμης P_a η οποία υπολογίζεται ως εξής (Kramer 1996):

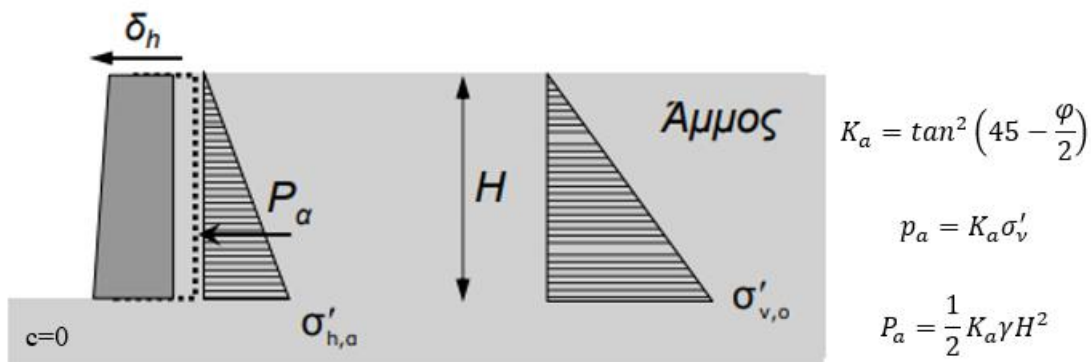
$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (3.4)$$

όπου,

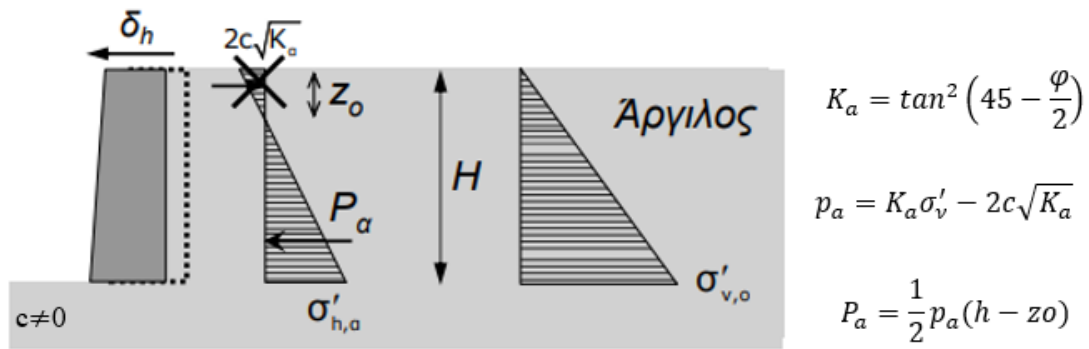
K_a : συντελεστής ελάχιστης ενεργού τάσης

γ : ειδικό βάρος

H : ύψος του τοίχου



Εικόνα 3.2: Ενεργητική πίεση κατά Rankine – συνεκτικό έδαφος (Κίρτας, 2010).



Εικόνα 3.3: Ενεργητική πίεση κατά Rankine – μη συνεκτικό έδαφος (Κίρτας 2010).

Υπολογισμός παθητικών ωθήσεων

Σε καθεστώς παθητικών τάσεων, η κατακόρυφη ενεργός τάση σ'_v είναι σταθερή, ενώ η οριζόντια τάση σ'_h αυξάνεται έως ότου επέλθει η πλαστική ισορροπία του εδάφους. Ακολουθώντας τη μέθοδο του Rankine οι εδαφικές τάσεις που προκαλούνται από τις μέγιστες παθητικές ωθήσεις υπολογίζεται από την Εξίσωση 3.5., όπου σ'_h η μέγιστη οριζόντια τάση ικανή να προκαλέσει αστοχία, η οποία μετονομάζεται σε παθητική πίεση και συμβολίζεται με P_p . Σε αντιστοιχία με τις ενεργητικές ωθήσεις, ορίζεται ο συντελεστής μέγιστης παθητικής πίεσης K_p (Kramer 1996).

$$\sigma'_h = P_p = \sigma'_v K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (3.5)$$

όπου,

$\sigma'_h \equiv P_p$: παθητική πίεση

σ'_v : κατακόρυφη ενεργός τάση

K_p : συντελεστής μέγιστης παθητικής πίεσης

c : συνοχή του εδάφους

Για λείο κατακόρυφο τοίχο αντιστήριξης και οριζόντιο έδαφος αντιστήριξης ο συντελεστής μέγιστης παθητικής πίεσης K_p υπολογίζεται από την Εξίσωση 3.6.

$$K_p = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (3.6)$$

όπου,

K_p : συντελεστής μέγιστης παθητικής πίεσης

φ : γωνία εσωτερικής τριβής

Αντίθετα, στην περίπτωση αντιστηριζόμενου εδάφους υπό γωνία β , για τον υπολογισμό του συντελεστή K_p χρησιμοποιείται η παρακάτω σχέση:

$$K_p = \cos\beta \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} = \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (3.7)$$

όπου,

β : γωνία κλίσης πρανούς

Όπως και με τις ενεργητικές ωθήσεις, μία ακόμη περίπτωση είναι αυτή του ξηρού ομοιογενούς και μη-συνεκτικού εδάφους στην οποία σχηματίζεται τριγωνική κατανομή των τάσεων παράλληλη με τη διεπιφάνεια του εδάφους αντιστήριξης. Στο σημείο με ύψος $H/3$ από την βάση του τοίχου αναπτύσσεται η μέγιστη τιμή της συνισταμένης δύναμης P_p η οποία υπολογίζεται σύμφωνα με την Εξίσωση 3.8. (Kramer 1996):

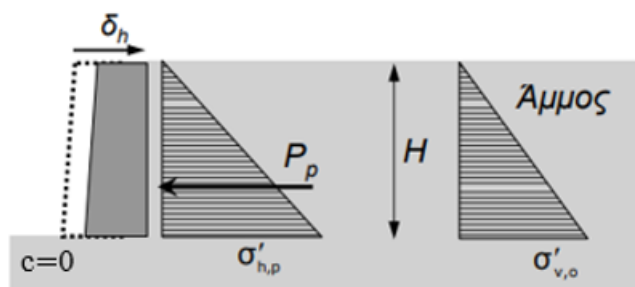
$$P_p = \frac{1}{2} K_b \gamma H^2 \quad (3.8)$$

όπου,

K_p : συντελεστής μέγιστης παθητικής πίεσης

γ : ειδικό βάρος

H : ύψος του τοίχου

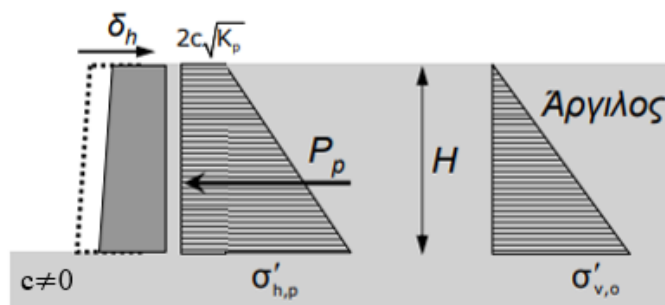


$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$p_p = K_p \sigma'_v$$

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2$$

Εικόνα 3.4: Παθητική πίεση κατά Rankine – συνεκτικό έδαφος με αντίσταση τριβής (Κίρτας, 2010)



$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$p_p = K_p \sigma'_v + 2c\sqrt{K_p}$$

$$P_p = \frac{1}{2} p_p 2 c \sqrt{K_p} H$$

Εικόνα 3.5: Παθητική πίεση κατά Rankine – μη συνεκτικό έδαφος (Κίρτας, 2010).

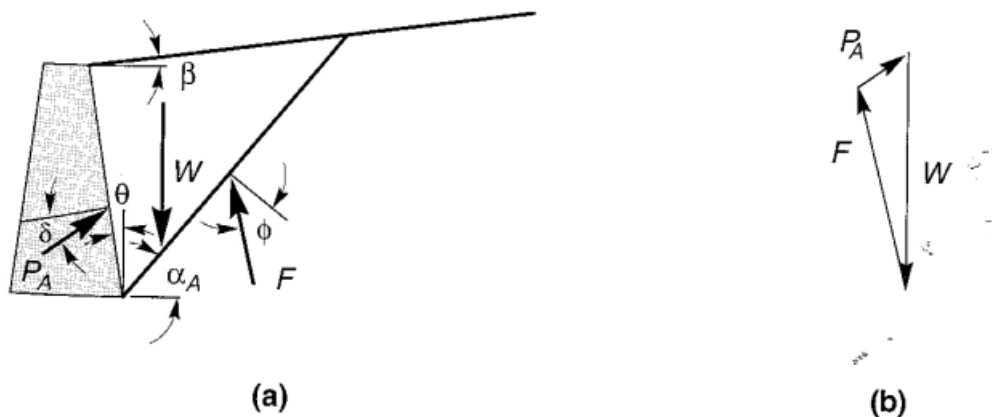
Ως επιστέγασμα των όσων ήδη αναφέρθηκαν, για την πλήρη ενεργοποίηση της ενεργητικής πίεσης αρκούν ακόμη και πολύ μικρές τιμές μετακινήσεων ενώ, για την ενεργοποίηση της πλήρους τιμής της παθητικής πίεσης είναι αναγκαία η ύπαρξη πολύ μεγάλης μετακίνησης του τοίχου αντιστήριξης. Επιπλέον, όσον αφορά το έδαφος αντιστήριξης, μεγαλύτερες ενεργητικές τάσεις καθώς και δυνάμεις ανατροπής σημειώνονται από μικρής συνεκτικότητας άμμους, ενώ πιο πυκνά αμμώδη εδάφη προκαλούν μικρότερες παθητικές τάσεις καθώς και δυνάμεις σταθεροποίησης. Τέλος, κύρια προϋπόθεση της θεωρίας του

Rankine είναι η εφαρμογή της τοπικής αυτής κατάστασης τάσεων μόνο μέσα σε μία σφηνοειδή επιφάνεια καθορισμένη από τη γωνία $90-\theta$ ως προς τον οριζόντιο άξονα (Kramer 1996).

3.1.2. Μέθοδος Coulomb

Η μέθοδος Coulomb (1776) αποτελεί την πρώτη μελέτη προσδιορισμού των πλευρικών τάσεων της Γης. Συγκριτικά με τη μέθοδο Rankine η θεωρία Coulomb αποτελεί μία «κινηματική» μέθοδο οριακής ισορροπίας (Φραγκοπούλου, 2017). Επιπλέον, η μέθοδος Coulomb λαμβάνει υπόψιν την κλίση και την επιφάνεια του εδάφους, καθώς και την τριβή που αναπτύσσεται στον τοίχο (Βασιλειάδης 2018).

Ειδικότερα, η διατύπωσή της προϋποθέτει ότι σύνολο των ωθήσεων που αναπτύσσονται σε έναν τοίχο αντιστήριξης οφείλεται στο βάρος W μίας σφήνας εδάφους, ονομαζόμενη «επιφάνεια θραύσης». Ο ορισμός αυτός προέρχεται από την αρχική θεώρηση ενός ισότροπου και ομοιογενούς εδάφους το οποίο υπακούει στο ομώνυμο κριτήριο θραύσης (Αβρανά 2006). Επιπρόσθετες παραδοχές της εν λόγω μεθόδου είναι η ομοιόμορφη κατά μήκος κατανομή των δυνάμεων τριβής επί της επιφάνειας θραύσης η οποία θεωρείται επίπεδη. Επιπλέον, όπως φαίνεται στην Εικόνα 3.6 η συνισταμένη δύναμη των ωθήσεων F_r δρα υπό κλίση δ ως προς την εσωτερική κατακόρυφη παρειά του τοίχου αντιστήριξης (Αβρανά 2006).



Εικόνα 3.6:(a) Εδαφική σφήνα βάρους W – θεωρία Coulomb, (b) πολύγωνο δυνάμεων ενεργητικής κατάστασης (Kramer 1996).

Μέσα από τις συνθήκες οριακής ισορροπίας που επικρατούν σε μία κατασκευή αντιστήριξης ο Coulomb ουσιαστικά πρότεινε μία μέθοδο υπολογισμού των μέγιστων παθητικών και των ελάχιστων ενεργητικών ωθήσεων γαιών που αναπτύσσονται στην εν λόγω κατασκευή.

Ενεργητική κατάσταση

Στην συνέχεια, στην Εξίσωση 3.9 παρουσιάζεται η ενεργή ώθηση που αναπτύσσεται σε κατάσταση ελάχιστης ενεργητικής πίεσης και δρα σε ύψος $1/3$ επί το ύψος H του τοίχου (Kramer 1996).

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (3.9)$$

όπου,

K_a : συντελεστής ελάχιστης ενεργού τάσης

γ : ειδικό βάρος

H : ύψος του τοίχου

Ο συντελεστής ελάχιστης ενεργού τάσης K_a υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\delta + \theta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \theta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cdot \cos(\beta - \theta)}}\right)^2} \quad (3.10)$$

όπου,

K_a : συντελεστής ελάχιστης ενεργού τάσης.

δ : γωνία μεταξύ διεπιφάνειας τριβής τοίχου – εδάφους.

φ : γωνία εσωτερικής τριβής.

θ, β : προσδιορίζονται γεωμετρικά σύμφωνα με την *Εικόνα 3.6*.

Στη συνέχεια, ο υπολογισμός της γωνίας κρίσιμης επιφάνειας αστοχίας με την οριζόντια επιφάνεια γίνεται με την *Εξίσωση 3.11*:

$$\alpha_A = \varphi + \tan^{-1} \frac{(\tan(\varphi - \beta) + C_1)}{C_2} \quad (3.11)$$

όπου,

φ : γωνία εσωτερικής τριβής.

β : προσδιορίζονται γεωμετρικά σύμφωνα με την *Εικόνα 3.6*.

$$C_1 = \sqrt{\tan(\varphi - \beta) \cdot [\tan(\varphi - \beta) + \cot(\varphi - \theta)] \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) + \cot(\varphi - \theta)]} \quad (3.12)$$

$$C_2 = 1 + \{\tan(\delta + \theta) \cdot [\tan(\varphi - \beta) + \cot(\varphi - \theta)]\} \quad (3.13)$$

Παθητική κατάσταση

Αντίστοιχα, με την ενεργητική, ορίζεται και η παθητική ώθηση σύμφωνα με τη σχέση:

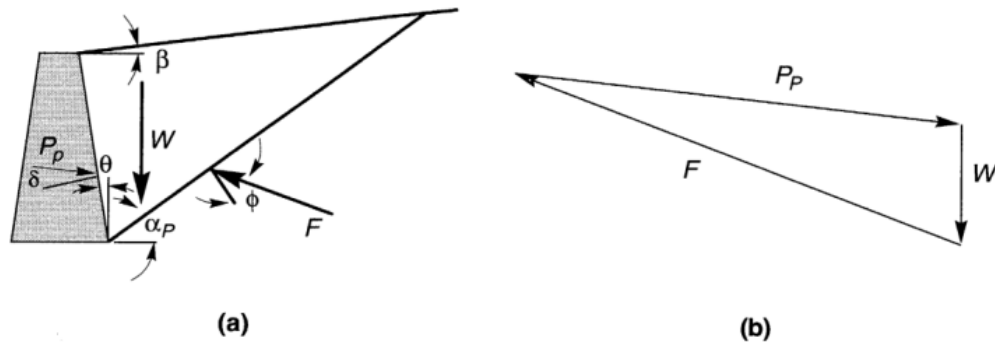
$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (3.14)$$

όπου,

K_p : συντελεστής μέγιστης παθητικής πίεσης.

γ : ειδικό βάρος.

H : ύψος του τοίχου.



Εικόνα 3.7: (α) Εδαφική σφήνα βάρους W – θεωρία Coulomb, (β) πολύγωνο δυνάμεων παθητικής κατάστασης (Kramer 1996).

Ο συντελεστής μέγιστης παθητικής πίεσης K_p υπολογίζεται από τη σχέση:

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\delta - \theta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cdot \cos(\beta - \theta)}}\right)^2} \quad (3.15)$$

όπου,

K_p : συντελεστής μέγιστης παθητικής πίεσης.

δ : γωνία μεταξύ διεπιφάνειας τριβής τοίχου – εδάφους.

φ : γωνία εσωτερικής τριβής.

θ, β : προσδιορίζονται γεωμετρικά σύμφωνα με την Εικόνα 3.7.

Στη συνέχεια, ο υπολογισμός της γωνίας κρίσιμης επιφάνειας αστοχίας με την οριζόντια επιφάνεια για την παθητική κατάσταση γίνεται όπως φαίνεται παρακάτω:

$$\alpha_b = -\varphi + \tan^{-1} \frac{(\tan(\varphi + \beta) + C_3)}{C_4} \quad (3.16)$$

όπου,

φ : γωνία εσωτερικής τριβής.

β : προσδιορίζονται γεωμετρικά σύμφωνα με την Εικόνα 3.7.

$$C_3 = \sqrt{\tan(\varphi + \beta) \cdot [\tan(\varphi + \beta) + \cot(\varphi + \theta)] \cdot [1 + \tan(\delta - \theta) + \cot(\varphi + \theta)]} \quad (3.17)$$

$$C_4 = 1 + \{\tan(\delta - \theta) \cdot [\tan(\varphi + \beta) + \cot(\varphi + \theta)]\} \quad (3.18)$$

3.1.3. Αναλυτικές μέθοδοι υπολογισμού δυναμικών ωθήσεων

Η δυναμική συμπεριφορά ενός τοίχου αντιστήριξης αποτελεί ένα πολύπλοκο φαινόμενο το οποίο καθορίζεται λαμβάνοντας υπόψιν τόσο τις μετακινήσεις του τοίχου όσο και τις πλευρικές τάσεις που ασκούνται πάνω σε αυτόν εξαιτίας του εδάφους. Για έναν πλήρη και

σφαιρικό προσδιορισμό της δυναμικής απόκρισης του συστήματος τοίχου – έδαφος δίνεται ιδιαίτερη σημασία στην απόκριση του εδάφους θεμελίωσης και του εδάφους αντιστήριξης, στην ευκαμψία ή δυσκαμψία του τοίχου αντιστήριξης αλλά και στις ιδιότητες της εκάστοτε σεισμικής διέγερσης (π.χ., ένταση, συχνότητα, κλπ.) (Αβρανά, 2004).

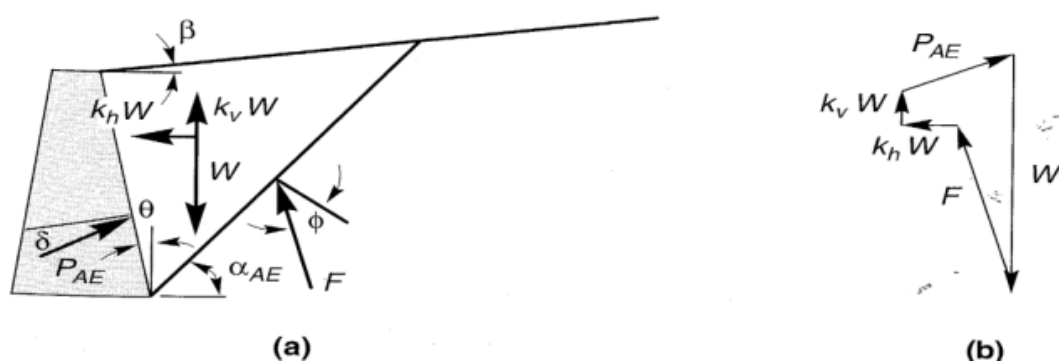
Οι αναλυτικές μέθοδοι υπολογισμού κατατάσσονται σε τρεις κατηγορίες, τις μεθόδους οριακής ισορροπίας, τις ανελαστικές και τις ελαστικές (Κλωνάρης, 1999). Στην εν λόγω υποπαράγραφο θα παρουσιαστούν οι μέθοδοι Mononobe – Okabe (1929) και Seed – Whitman (1970) που ανήκουν στην πρώτη κατηγορία καθώς και οι μέθοδοι Wood (1975) και Veletsos & Younan (1994, 1997) οι οποίες ανήκουν στην τελευταία κατηγορία αυτή των ελαστικών μεθόδων (Αβρανά, 2004).

3.1.4. Μέθοδος Mononobe – Okabe

Η μέθοδος Mononobe – Okabe (Okabe 1926, Mononobe & Matsuo 1929) αποτελεί ένα πολύτιμο εργαλείο για τους μηχανικούς. Όπως έχει ήδη αναφερθεί, ανήκει στις μεθόδους οριακής ισορροπίας και χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό των τιμών των εδαφικών ωθήσεων. Βασίζεται στην μέθοδο Coulomb υπολογίζοντας επιπλέον τις αδρανειακές δυνάμεις που ασκούνται στο σύστημα τοίχος – έδαφος. Η μέθοδος Mononobe – Okabe αναφέρεται σε ψευδοστατικές συνθήκες ανάλυσης και χρησιμοποιείται για εύκαμπτους τοίχους. Για τον υπολογισμό των εδαφικών ωθήσεων στην εν λόγω μέθοδο πραγματοποιείται εφαρμογή ψευδοστατικής επιτάχυνσης πάνω στην εδαφική σφήνα τόσο στον οριζόντιο (a_h) όσο και στον κατακόρυφο (a_v) άξονα. Η συνισταμένη ψευδοστατική δύναμη προκύπτει ως αποτέλεσμα της ισορροπίας των δυνάμεων που δρουν στην εδαφική σφήνα (Kramer 1996).

Όπως και στη μελέτη των στατικών πλευρικών τάσεων γίνεται λόγος για 2 διαφορετικές συνθήκες, των ενεργητικών και των παθητικών εδαφικών ωθήσεων.

Ενεργητικές ωθήσεις



Εικόνα 3.8: (α) Εδαφική ενεργητική σφήνα δυναμικών ωθήσεων - Mononobe-Okabe, (β) πολύγωνο δυνάμεων ενεργητικής κατάστασης - Mononobe-Okabe (Kramer 1996).

Όσον αφορά τις ενεργητικές τάσεις, για μη συνεκτικό και ξηρό έδαφος πάνω στο οποίο ασκούνται δυνάμεις, η ενεργητική εδαφική σφήνα πλέον δέχεται εκτός από τις στατικές ωθήσεις και επιπρόσθετες ψευδοστατικές ωθήσεις οι οποίες είναι δυνατό να προσδιοριστούν πολλαπλασιάζοντας το βάρος W της εδαφικής σφήνας με τις σεισμικές επιτάχυνσης για το οριζόντιο (a_h) και κατακόρυφο (a_v) επίπεδο αντίστοιχα. Η οριζόντια ψευδοστατική επιτάχυνση υπολογίζεται από την σχέση $a_h = k_h g$ ενώ τη κατακόρυφη από την σχέση $a_v = k_v g$. Παράλληλα,

ο υπολογισμός της συνισταμένης ενεργητικής ώθησης γίνεται σύμφωνα με τη σχέση (Kramer 1996):

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (3.19)$$

όπου,

P_{AE} : συνολική ενεργητική ώθηση

K_{AE} : συντελεστής δυναμικής ενεργητικής ώθησης

γ : ειδικό βάρος

H : ύψος του τοίχου

k_v : συντελεστής κατακόρυφης ψευδοστατική επιτάχυνσης

Στη συνέχεια, η Εξίσωση 3.20 προσδιορίζει την τιμή του συντελεστή δυναμικής ενεργητικής ώθησης K_{AE} :

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \psi)}{\cos\psi \cdot \cos^2\theta \cdot \cos(\delta + \theta + \psi) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi + \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cdot \cos(\beta - \theta)}}\right)^2} \quad (3.20)$$

$$\text{για } \varphi - \beta \geq \psi \text{ και } \gamma = \gamma_d$$

όπου,

K_{AE} : συντελεστής δυναμικής ενεργητικής ώθησης

δ : γωνία μεταξύ διεπιφάνειας τριβής τοίχου - εδάφους

φ : γωνία εσωτερικής τριβής

θ, β : προσδιορίζονται γεωμετρικά σύμφωνα με την Εικόνα 3.8

γ : ειδικό βάρος εδαφικής σφήνας

γ_d : φαινόμενο ειδικό βάρος

$$\psi = \tan^{-1} \frac{k_h}{1 - k_v} \quad (3.21)$$

Στη συνέχεια, ο υπολογισμός της γωνίας κρίσιμης επιφάνειας αστοχίας με την οριζόντια επιφάνεια για τη δυναμική ενεργητική κατάσταση γίνεται με τη σχέση:

$$\alpha_{AE} = \varphi - \psi + \tan^{-1} \frac{(-\tan(\varphi - \psi - \beta) + C_{1E})}{C_{2E}} \quad (3.22)$$

όπου,

φ : γωνία εσωτερικής τριβής

β : προσδιορίζονται γεωμετρικά σύμφωνα με την Εικόνα 3.8

$$C_{1E} = \sqrt{\tan(\varphi - \psi - \beta) \cdot [\tan(\varphi - \psi - \beta) + \cot(\varphi - \psi - \theta)] \cdot [1 + \tan(\delta + \psi + \theta) + \cot(\varphi - \psi - \theta)]} \quad (3.23)$$

$$C_{2E} = 1 + \{\tan(\delta + \psi + \theta) \cdot [\tan(\varphi - \psi - \beta) + \cot(\varphi - \psi - \theta)]\} \quad (3.24)$$

Συμπερασματικά, η συνολική ενεργητική ώθηση υπολογίζεται ως άθροισμα της στατικής και της αντίστοιχης δυναμικής ενεργητικής ώθησης:

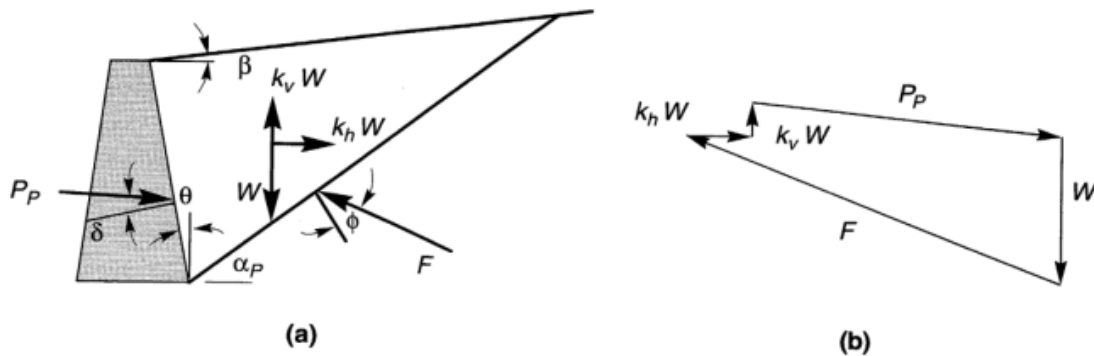
$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} \quad (3.25)$$

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει το σημείο δράσης της συνολικής ώθησης. Όπως αναφέρθηκε στην ανάλυση των στατικών πλευρικών τάσεων κατά Coulomb η στατική ώθηση δρα σε ύψος $1/3$ από τη βάση του τοίχου. Η αντίστοιχη δυναμική συνιστώσα σύμφωνα με τους Seed και Whitman ασκείται σε ύψος $0.6H$ από τη βάση τοίχου ύψους H . Συνεπώς, ο προσδιορισμός του σημείου στο οποίο ασκείται η συνολική ενεργητική ώθηση γίνεται είτε μέσω της Εξίσωσης 3.26, είτε θεωρώντας εμπειρικά μέσω αυτής της εξίσωσης ότι είναι περίπου ίσο με το μέσο του τοίχου (Kramer 1996).

$$h = \frac{P_A \cdot \frac{H}{3} + \Delta P_{AE} \cdot 0.6H}{P_{AE}} \quad (3.26)$$

Οι Seed και Whitman συμπέραναν ότι στην περίπτωση ενός τυπικού τοίχου αντιστήριξης είναι εφικτό να μη ληφθεί καθόλου υπόψη η κατακόρυφη επιτάχυνση a_v και για το λόγο αυτό στις πλείστες των περιπτώσεων θεωρείται ίση με το $1/2$ ή τα $2/3$ της οριζόντιας επιτάχυνσης a_h (Kramer 1996).

Παθητικές ωθήσεις



Εικόνα 3.9: (α) Εδαφική παθητική σφήνα δυναμικών ωθήσεων - Mononobe-Okabe, (β) πολύγωνο δυνάμεων παθητικής κατάστασης - Mononobe-Okabe (Kramer 1996).

Ο υπολογισμός της συνισταμένης παθητικής ώθησης γίνεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$P_{PE} = \frac{1}{2} K_{PE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (3.27)$$

όπου,

P_{PE} : συνολική παθητική ώθηση

K_{PE} : συντελεστής δυναμικής παθητικής ώθησης

γ : ειδικό βάρος

H : ύψος του τοίχου

k_v : κατακόρυφη ψευδοστατική επιτάχυνση

Στη συνέχεια, η *Εξίσωση 3.28* προσδιορίζει την τιμή του συντελεστή δυναμικής ενεργητικής ώθησης K_{PE} :

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi + \theta - \psi)}{\cos\psi \cdot \cos^2\theta \cdot \cos(\delta - \theta + \psi) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \theta) \cdot \sin(\varphi + \beta - \psi)}{\cos(\delta - \theta + \psi) \cdot \cos(\beta - \theta)}}\right)^2} \quad (3.28)$$

όπου,

K_{PE} : συντελεστής δυναμικής ενεργητικής ώθησης

δ : γωνία μεταξύ διεπιφάνειας τριβής τοίχου - εδάφους

φ : γωνία εσωτερικής τριβής

θ, β : προσδιορίζονται γεωμετρικά σύμφωνα με την *Εικόνα 3.9*

$$\psi = \tan^{-1} \frac{k_h}{1 - k_v} \quad (3.21)$$

Έπειτα, ο υπολογισμός της γωνίας κρίσιμης επιφάνειας αστοχίας με την οριζόντια επιφάνεια για τη δυναμική παθητική κατάσταση γίνεται ως εξής:

$$\alpha_{PE} = \psi - \varphi + \tan^{-1} \frac{(-\tan(\varphi + \psi + \beta) + C_{3E})}{C_{4E}} \quad (3.29)$$

όπου,

φ : γωνία εσωτερικής τριβής

β : προσδιορίζονται γεωμετρικά σύμφωνα με την *Εικόνα 2.9*

$$C_{3E} = \sqrt{\tan(\varphi + \beta - \psi) \cdot [\tan(\varphi + \beta - \psi) + \cot(\varphi + \theta - \psi)] \cdot [1 + \tan(\delta + \psi - \theta) + \cot(\varphi + \theta - \psi)]} \quad (3.30)$$

$$C_{2E} = 1 + \{\tan(\delta + \psi + \theta) \cdot [\tan(\varphi - \psi - \beta) + \cot(\varphi - \psi - \theta)]\} \quad (3.31)$$

Συνεπώς, η συνολική παθητική ώθηση υπολογίζεται ως άθροισμα της στατικής και της αντίστοιχης δυναμικής ώθησης όπως φαίνεται στη σχέση 3.32:

$$P_{PE} = P_P + \Delta P_{PE} \quad (3.32)$$

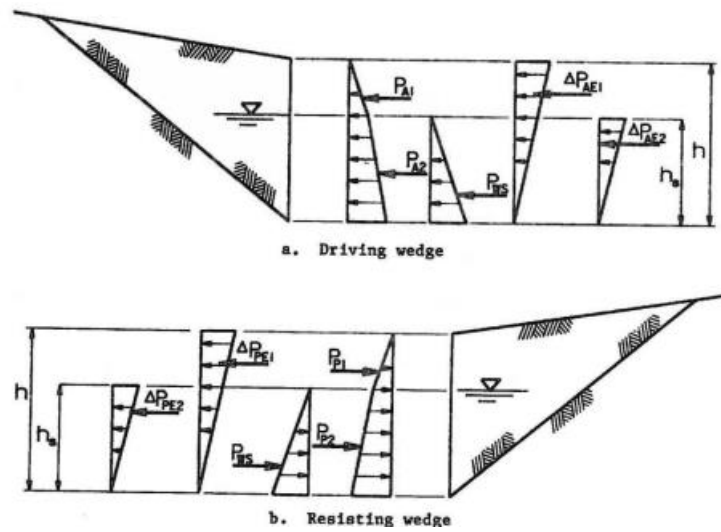
Όσον αφορά το σημείο δράσης της συνολικής παθητικής ώθησης, στην ανάλυση των στατικών πλευρικών τάσεων κατά Coulomb η στατική ώθηση δρα σε ύψος $H/3$ από τη βάση του τοίχου. Η αντίστοιχη δυναμική συνιστώσα σύμφωνα με τους Seed και Whitman ασκείται σε ύψος $0.6H$ από την βάση τοίχου ύψους H . Συνεπώς, ο προσδιορισμός του σημείου στο οποίο ασκείται η συνολική παθητική ώθηση γίνεται μέσω της *Εξίσωσης 3.33* με τη διαφορά ότι η δυναμική ώθηση δρα ως προς την αντίθετη κατεύθυνσή της στατικής (*Kramer 1996*):

$$h = \frac{P_P \cdot \frac{H}{3} - \Delta P_{PE} \cdot 0.6H}{P_{PE}} \quad (3.33)$$

3.1.5. Μέθοδος Seed – Whitman

Οι Seed και Whitman (1970) σε συνέχεια της μεθόδου Mononobe – Okabe όρισαν το συντελεστή δυναμικής ώθησης ίσο με την Εξίσωση 3.34 καθώς κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι ο συντελεστής ΔK_{AE} συνδέεται γραμμικά με την οριζόντια επιτάχυνση. Σημειώνεται ότι η θεώρηση αυτή προϋποθέτει την ισχύ των τυπικών τιμών της γωνίας εσωτερικής τριβής ϕ καθώς και την τιμή της οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης να είναι μικρότερη από 0.4g:

$$\Delta K_{AE} = \frac{3}{4} a_h \quad (3.34)$$



Εικόνα 3.10: Συνολικές δυναμικές ωθήσεις (Seed & Whitman, 1970).

Στη συνέχεια, αντικαθιστώντας στη σχέση 3.19, $P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v)$, τη σχέση 3.34 προκύπτει:

$$\Delta K_{AE} = \frac{1}{2} \Delta K_{AE} \gamma H^2 \cong \frac{3}{8} a_h \gamma H^2 \quad (3.35)$$

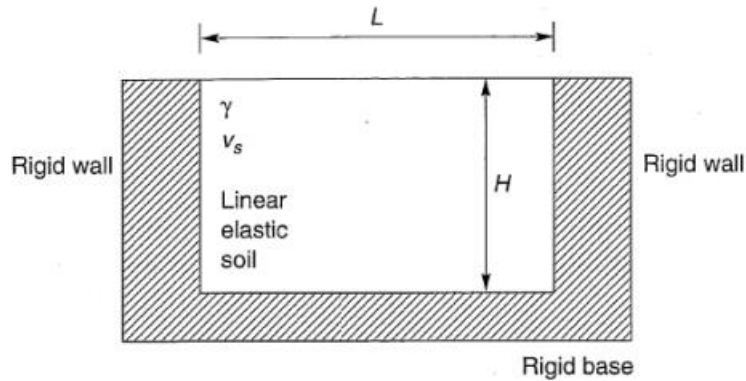
Τέλος, η συνισταμένη τιμή της ώθησης δρα σε ύψος το h το οποίο υπολογίζεται ως εξής:

$$h = \frac{P_A \cdot \frac{H}{3} + \Delta P_{AE} (0.6H)}{P_{AE}} \cong 0.4H \quad (3.36)$$

3.1.6. Μέθοδος Wood

Η μέθοδος Wood (1973) όπως έχει ήδη αναφερθεί ανήκει στην κατηγορία των ελαστικών μεθόδων. Η εφαρμογή της μεθόδου αφορά τον υπολογισμό δυναμικών ωθήσεων σε άκαμπτους τοίχους. Συνεπώς, για τον προσδιορισμό των συνολικών εδαφικών ωθήσεων πρέπει να στην τιμή των δυναμικών ωθήσεων που διεξάγεται από την μέθοδο του Wood να αθροιστούν οι προϋπάρχουσες στατικές ωθήσεις οι οποίες υπολογίζονται σαν τάσεις υπό συνθήκες εδαφικής

ηρεμίας (Kramer 1996). Ειδικότερα, ο Wood ασχολήθηκε με ένα σύστημα δύο άκαμπτων τοίχων μεταξύ των οποίων υπάρχει ένα ισότροπο – ομοιογενές ελαστικό εδαφικό υλικό. Στη βάση του συστήματος αντιστηριζόμενο έδαφος – τοίχοι αντιστήριξης υπάρχει άκαμπτη βάση η οποία συνδέει τους δύο τοίχους. Η ακριβής απεικόνιση παρουσιάζεται στην *Εικόνα 3.11* (Kramer 1996).



Εικόνα 3.11: Γεωμετρία συστήματος άκαμπτης βάσης – άκαμπτων τοίχων – αντιστηριζόμενου ελαστικού εδάφους κατά Wood (Kramer 1996).

Μέσα από την ανάλυση του παραπάνω συστήματος, ο Wood συμπέρανε ότι στην περίπτωση των δύο άκαμπτων τοίχων οι οποίοι απέχουν μία μετρήσιμη απόσταση μεταξύ τους, η παρουσία του ενός δεν θα επηρεάσει τις τάσεις που πρόκειται να αναπτυχθούν στον άλλο. Επιπρόσθετα, η έρευνα του Wood απέδειξε ότι σε σεισμικές διεγέρσεις μικρής συχνότητας η δυναμική ενίσχυση είναι αμελητέα (Kramer 1996). Πιο συγκεκριμένα, οι διεγέρσεις μικρής συχνότητας θεωρούνται αυτές με συχνότητα μικρότερη του μισού της ιδιοσυχνότητας του εδάφους, δηλαδή όταν ισχύει η σχέση $f/f_0 = 0.5$. Οι τάσεις που ασκούνται στον τοίχο στην περίπτωση των εν λόγω συχνοτήτων υπολογίζονται θεωρώντας το σύστημα ελαστικό με την εφαρμογή μίας οριζόντιας σταθερής και ομοιόμορφης ψευδοστατικής επιτάχυνσης. Σημειώνεται ότι ο υπολογισμός της ιδιοσυχνότητας του εδάφους δίνεται από (Kramer 1996):

$$f_0 = \frac{V_s}{4H} \quad (3.37)$$

όπου,

f_0 : η ιδιοσυχνότητα του εδάφους

V_s : η ταχύτητα των εγκάρσιων σεισμικών κυμάτων

H : το ύψος του τοίχου

Οι εξισώσεις 3.38 και 3.39 αναπτύχθηκαν από τον Wood (1973) για τον υπολογισμό των δυναμικών ωθήσεων και δυναμικών ροπών ανατροπής αντίστοιχα (Kramer 1996):

$$\Delta P_{eq} = \gamma H^2 \left(\frac{\alpha_h}{g} \right) F_p \quad (3.38)$$

$$\Delta M_{eq} = \gamma H^3 \left(\frac{\alpha_h}{g} \right) F_m \quad (3.39)$$

όπου,

ΔP_{eq} : συνολικές δυναμικές ωθήσεις

ΔM_{eq} : συνολικές δυνάμεις ροπών ανατροπής

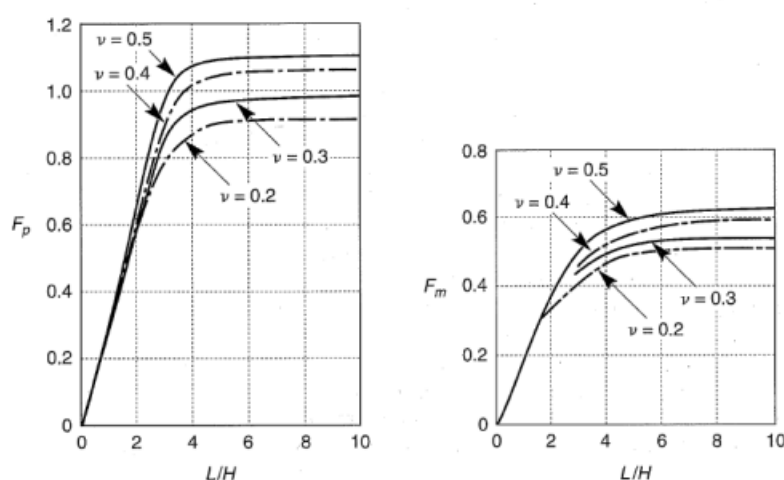
α_h : οριζόντια ψευδοστατική επιτάχυνση βάσης

γ : ειδικό βάρος εδάφους αντιστήριξης

F_p : αδιάστατος συντελεστής δυναμικής ώθησης

F_m : αδιάστατος συντελεστής ροπών

Οι συντελεστές F_p και F_m προσδιορίζονται από το διάγραμμα της Εικόνας 3.12.



Εικόνα 3.12: Διαγράμματα συντελεστών δυναμικών ωθήσεων (αριστερά) και ροπών ανατροπής (δεξιά) για διάφορες γεωμετρίες και λόγο Poisson κατά Wood (Kramer 1996).

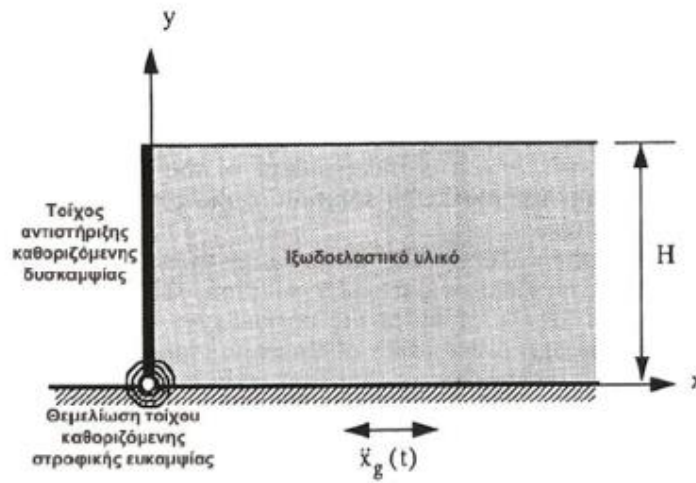
Τέλος, το σημείο εφαρμογής της δυναμικής ώθησης ορίζεται σύμφωνα με την σχέση (3.40), πάνω από τη βάση του τοίχου και είναι περίπου ίσο με $0.63H$ για τοίχο ύψους H (Kramer 1996):

$$h_{eq1} = \frac{\Delta M_{eq}}{\Delta P_{eq}} \quad (3.40)$$

3.1.7. Μέθοδος Veletsos & Younan

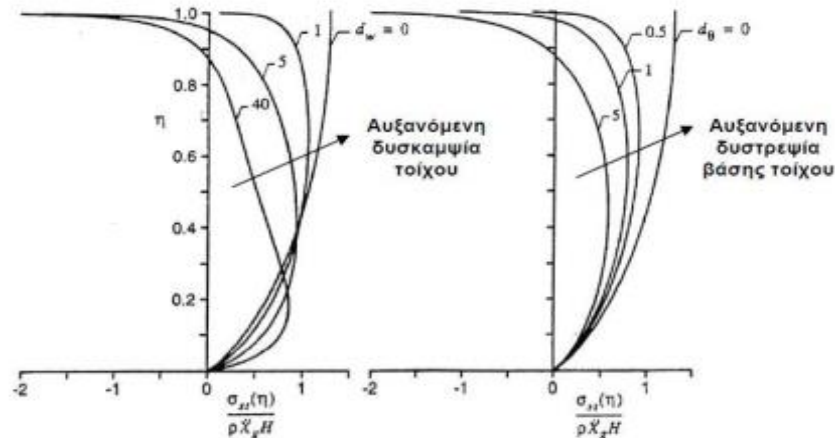
Μία ακόμα ελαστική μέθοδο αποτελεί η αναλυτική λύση από τους Veletsos & Younan (1994, 1997) οι οποίοι ασχολήθηκαν με την εκτίμηση του μεγέθους και της κατανομής των μετατοπίσεων και δυναμικών ωθήσεων που αναπτύσσονται εξαιτίας μίας οριζόντιας εδαφικής διέγερσης σε έναν τοίχο αντιστήριξης (Κατσιράκης 2021). Η συγκεκριμένη αναλυτική λύση αναφέρεται σε εύκαμπτο και ελαστικά δύστροπτο στη βάση τοίχο και περιλαμβάνει και τον έλεγχο της ευκαμψίας και της ευστροφίας του τοίχου στην απόκριση του. Η μέθοδος Veletsos & Younan (1994, 1997) ορίζεται για τοίχο καθορισμένης ευκαμψίας σαν μία κατακόρυφη δοκός και για μία ομοιογενής ισοδοελαστική εδαφική στρώση με σταθερή πυκνότητα και άπειρου μήκους ως προς την οριζόντια διεύθυνση. Το σύστημα τοίχου - εδαφικής στρώσης παρουσιάζεται στην Εικόνα 3.13. Τονίζεται, ότι η βάση του τοίχου και του εδάφους

διεγείρονται εξαιτίας μίας οριζόντιας κίνησης η οποία δεν παρουσιάζει χωρική μεταβολή (Κατσιράκης 2021).



Εικόνα 3.13: Σύστημα τοίχου – εδαφικής στρώσης αναλυτικής λύσης Veletsos & Younan (1994,1997).

Η συγκεκριμένη μελέτη πραγματοποιείται χαρακτηριστικά του τοίχου, της εδαφικής στρώσης καθώς επίσης και ιδιότητες της εδαφικής κίνησης. Η Εικόνα 3.14 παρουσιάζει τα διαγράμματα κατανομής των εδαφικών ωθήσεων που δρουν σε έναν τοίχο αντιστήριξης για τις διάφορες τιμές ευκαμψίας του (Κατσιράκης 2021).



Εικόνα 3.14: Σύστημα τοίχου – εδαφικής στρώσης αναλυτικής λύσης Veletsos & Younan (1994,1997) (Veletsos & Younan 1994,1997).

Στη συνέχεια καταθέτονται οι Εξισώσεις 3.41 και 3.42 που δίνουν το μέτρο ευκαμψίας d_w και στροφικής ευκαμψίας d_θ του τοίχου αντίστοιχα:

$$d_w = \frac{GH^3}{D_w} \quad (3.41)$$

$$d_\theta = \frac{GH^2}{R_\theta} \quad (3.42)$$

όπου:

d_w : η τιμή ευκαμψίας του τοίχου

d_θ : η τιμή στροφικής ευκαμψίας του τοίχου

G : το μέτρο διάτμησης του τοίχου (kPa)

H : το ύψος του τοίχου αντιστήριξης

D_w : το μέγεθος που εκφράζει τη δυσκαμψία του τοίχου ανά μονάδα μήκους του

R_θ : η σταθερά ισοδύναμου στροφικού ελατηρίου

Η δυσκαμψία του τοίχου ανά μονάδα μήκους D_w υπολογίζεται από την Εξίσωση 3.43 όπως φαίνεται παρακάτω:

$$D_w = \frac{E_w t_w^3}{12(1 - \nu_w^2)} \quad (3.43)$$

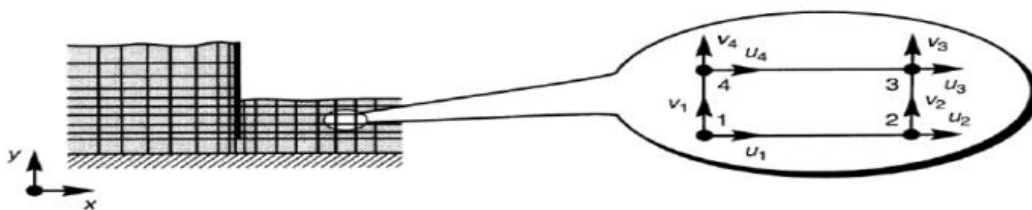
όπου,

t_w : το πάχος του τοίχου αντιστήριξης (m)

ν_w : ο λόγος Poisson του υλικού του τοίχου αντιστήριξης

3.1.8. Αριθμητικές μέθοδοι πεπερασμένων στοιχείων

Οι αναλυτικές μέθοδοι εφαρμόζονται για μονοδιάστατα προβλήματα στα οποία τα υλικά συμπεριφέρονται γραμμικά και αποτελούν μία αξιόπιστη μελέτη, ιδιαίτερα σε στατικές συνθήκες. Ωστόσο, σε πιο πολύπλοκα προβλήματα δυναμικών φορτίσεων είναι πιο απλή η χρήση κάποιας αριθμητικής μεθόδου η οποία εφαρμόζεται με την χρήση των κατάλληλων λογισμικών, χρησιμοποιώντας συνήθως τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.



Εικόνα 3.15: Διακριτοποίηση προσομοίωσης με πεπερασμένα στοιχεία (Kramer, 1996).

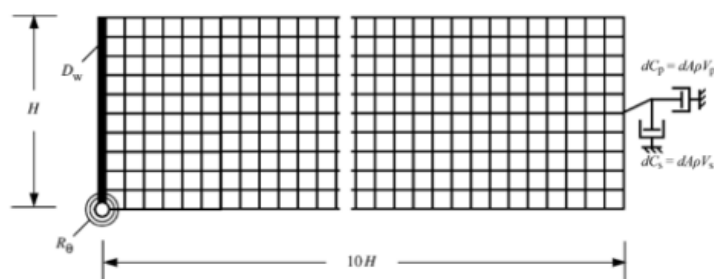
Η μέθοδος αυτή, είναι διαρκώς εξελισσόμενη καθώς αποτελεί προϊόν τεχνολογίας. Η χρήση της ξεκίνησε σε εφαρμογές και μελέτες αντοχής υλικών και αεροναυπηγικής μηχανικής και στη συνέχεια αποτέλεσε πολύτιμο εργαλείο και της γεωτεχνικής μηχανικής (Κατσιράκης 2021).

Κύριο χαρακτηριστικό της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων είναι η διακριτοποίηση του προσομοιώματος. Πιο συγκεκριμένα, η συνολική γεωμετρία μίας προσομοίωσης διαιρείται σε μικρότερες γεωμετρικές μονάδες, τα πεπερασμένα στοιχεία. Ως αποτέλεσμα, το αρχικό ανομοιογενές αλλά συνεχή μέσο αποτελείται πλέον από μικρότερα διακριτά τα οποία έχουν τις δικές τους μηχανικές ιδιότητες και αλληλοεπιδρούν πάνω σε κοινούς κόμβους. Τέλος, σημειώνεται ότι η μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων επιφέρει την ισορροπία κάθε

μεμονωμένου διακριτού στοιχείου αλλά και των συνολικών δράσεων επί των κοινών κόμβων (Κατσιράκης 2021).

Η χρήση αριθμητικών λύσεων με την εφαρμογή της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων οδήγησε στη δημιουργία ενός ευρέως φάσματος ερευνών για τους τοίχους αντιστήριξης. Ένα τέτοιο παράδειγμα αποτελεί η έρευνα των Psarropoulos et al. (2005) οι οποίοι ασχολήθηκαν με την επαλήθευση της αναλυτικής λύσης Veletsos&Younan με τη χρήση αριθμητικών αναλύσεων. Ειδικότερα, η εν λόγω έρευνα πραγματεύεται τη σύγκριση μεταξύ της αναλυτικής και της αριθμητικής μεθόδου ως προς των υπολογισμό των δυναμικών ωθήσεων που αναπτύσσονται σε έναν τοίχο. Αρχικά, για την αριθμητική ανάλυση χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό ABAQUS στο οποίο πραγματοποιήθηκαν οι κατάλληλες προσομοιώσεις με κώδικα πεπερασμένων στοιχείων. Στη γεωμετρία του προσομοιώματος προστέθηκε πάκτωση στη βάση καθώς επίσης και απορροφητικά όρια ανάκλασης των σεισμικών κυμάτων.

Στη συνέχεια, θεωρώντας συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης, καθορίστηκαν οι κατάλληλες παραδοχές. Αυτές, είναι ταυτόσημες της αντίστοιχης αναλυτικής λύσης Veletsos&Younan με εξαίρεση την προσθήκη μάζας ανά μονάδα επιφάνειας ίση με $\mu_w=2.5\text{tn/m}^2$ στον τοίχο σε αντίθεση με τον αβαρή τοίχο που είχε θεωρηθεί στην αναλυτική λύση. Τέλος, η προσομοίωση του τοίχου αντιστήριξης πραγματοποιήθηκε με στοιχεία δοκού και στη βάση του έγινε τοποθέτηση ενός ελατηρίου με σκοπό την προσομοίωση της στρωφικής του ευκαμψίας. Στην Εικόνα 3.16 παρουσιάζεται το εν λόγω προσομοίωμα τοίχου-αντιστηριζόμενου εδάφους, ενώ στην Εικόνα 3.17 η σύγκριση των αποτελεσμάτων των αναπτυσσόμενων δυναμικών ωθήσεων μεταξύ της αναλυτικής μεθόδου Veletsos – Younan και της αριθμητικής λύσης (Psarropoulos et al., 2005· Κατσιράκης, 2021).

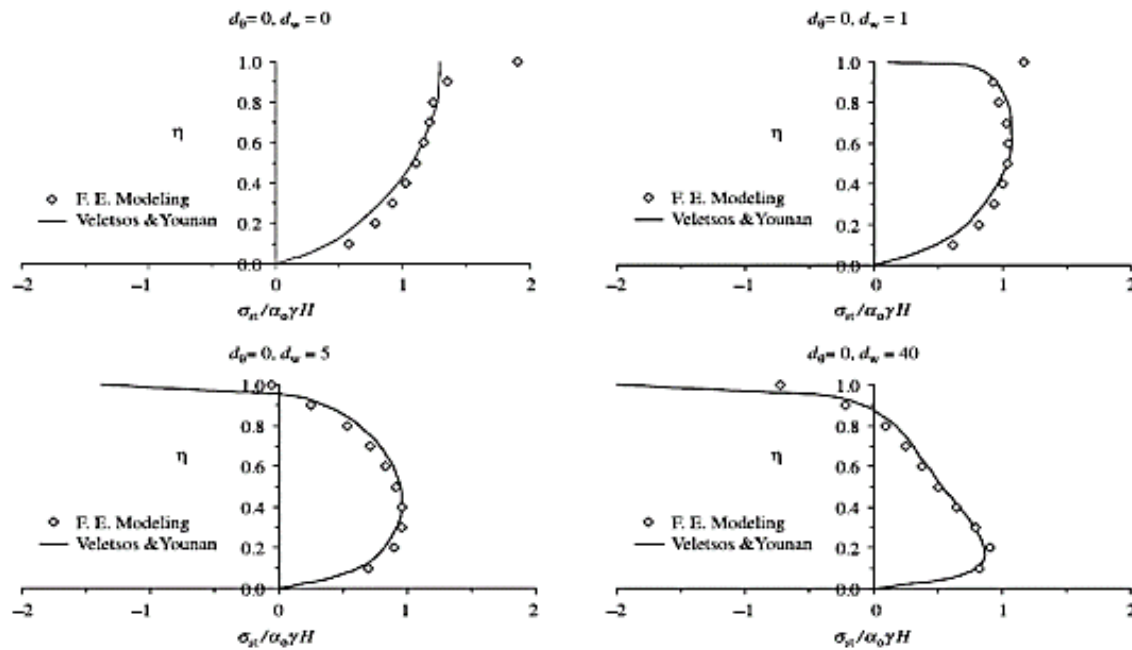


Εικόνα 3.16: Προσομοίωμα με την μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων του συστήματος τοίχου – αντιστηριζόμενο έδαφος (Psarropoulos et al., 2005).

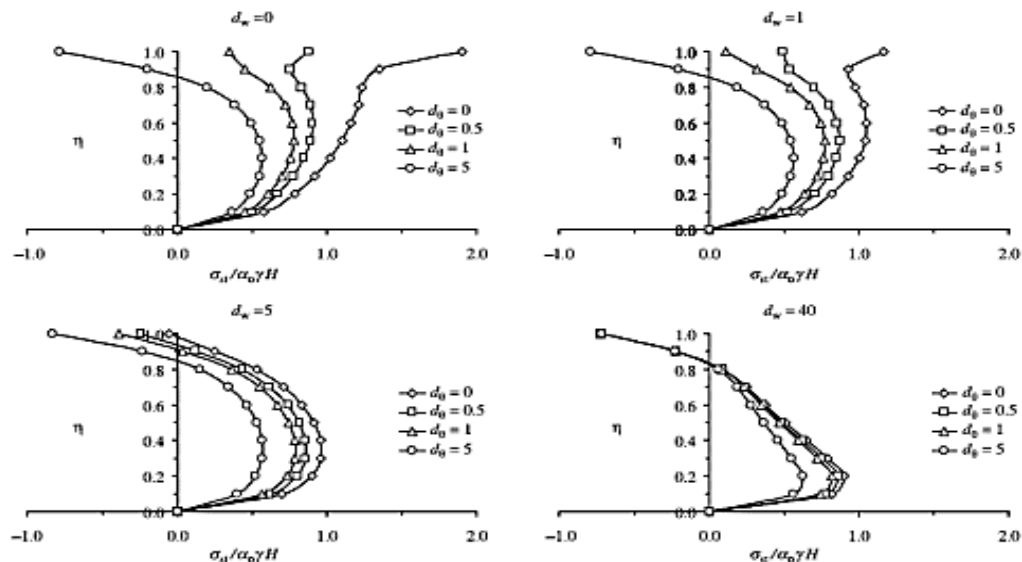
Οι παράμετροι που αποτέλεσαν το αντικείμενο της μελέτης ήταν η ευκαμψία του τοίχου, η ανομοιογένεια του εδάφους αντιστήριξης καθώς και η ενδοσιμότητα της θεμελίωσης. Ως αποτέλεσμα της έρευνας σημειώθηκε το γεγονός ότι η αύξηση της ευκαμψίας του τοίχου προκαλεί τη μείωση των δυναμικών ωθήσεων. Επιπλέον, η αύξηση της ευκαμψίας του τοίχου και της ενδοσιμότητας της θεμελίωσης οδηγεί στην τριγωνική κατανομή των ωθήσεων και συνεπώς στη μείωση του ενεργού ύψους και της ροπής ανατροπής (Psarropoulos et al., 2005· Κατσιράκης 2021).

Σε συνέχεια των αποτελεσμάτων της έρευνας, δεν θεωρήθηκε ρεαλιστική η παραδοχή ως προς τη συνάφεια του τοίχου και του εδάφους στις περιπτώσεις μεγάλων τιμών δυσκαμψίας του τοίχου και ενδοσιμότητας της θεμελίωσης καθώς, αναπτύχθηκαν εφελκυστικές τάσεις

στην κορυφή του τοίχου. Πιο συγκεκριμένα, το άθροισμα των εφελκυστικών τάσεων με τις γεωστατικές ήταν αρνητικό και κατά αυτό τον τρόπο προκλήθηκε αποκόλληση τοίχου – εδάφους καθώς είναι αδύνατο να εμφανιστεί ο εφελκυσμός (Psarropoulos *et al.*, 2005· Κατσιράκης 2021).



Εικόνα 3.17: Διαγράμματα σύγκρισης της αναλυτικής λύσης Veletsos&Younan και της αριθμητικής λύσης, ως προς τις ωθήσεις που αναπτύσσονται επί του τοίχου στην οινεί στατική φάση για διάφορες τιμές d_0 και d_w (Psarropoulos *et al.*, 2005).



Εικόνα 3.18: Διαγράμματα κατανομής ωθήσεων για οινεί στατική κατάσταση συναρτήσει της δυσκαμψίας και της ευστροφίας του τοίχου (Psarropoulos *et al.*, 2005).

Συνοπτικά, σε γενικές γραμμές σύμφωνα με την Εικόνα 3.18 υπάρχει μία καλή σύγκληση ανάμεσα στην αναλυτική λύση Veletsos&Younan (1994, 1997) και την αριθμητική λύση της

συγκεκριμένης έρευνας με εξαίρεση κάποιες μικρές αποκλίσεις στις δυναμικές ωθήσεις στην κορυφή των άκαμπτων τοίχων ($d_w=0$, $d_\theta=0$) (Κατσιράκης 2021).

3.2. Επίδραση νερού

Οι μέθοδοι υπολογισμού δυναμικής απόκρισης που αναλύθηκαν προηγουμένως αναφέρονται σε ξηρές εδαφικές συνθήκες. Όμως, στις περιπτώσεις παρουσίας υδάτινου στοιχείου όπως τα λιμενικά έργα το νερό αποτελεί έναν καθοριστικό παράγοντα και επιδρά σε μεγάλο βαθμό σε αστοχίες που δημιουργούνται από μία σεισμική διέγερση. Στην περίπτωση των λιμενικών τοίχων η επίδραση του νερού υφίσταται και στο μέτωπο του τοίχου αλλά και πίσω από αυτόν και για το λόγο αυτό, θεωρείται καταλυτική ως προς την ανάπτυξη στατικών και δυναμικών ωθήσεων. Τονίζεται ότι στους λιμενικούς τοίχους εξαιτίας της διαπερατότητας, το απόλυτο ύψος του εδαφικού νερού του αντιστηριζόμενο εδάφους βρίσκεται στο ίδιο επίπεδο με την υδάτινη μάζα που συγκρατεί ο τοίχος στο μέτωπό του.

Οι δύο μεγάλες κατηγορίες στις οποίες διακρίνονται οι δυνάμεις που αναπτύσσονται από το νερό στον τοίχο είναι οι υδροστατικές και υδροδυναμικές τάσεις. Η πρώτη κατηγορία αφορά δυνάμεις που παρουσιάζουν γραμμική αύξηση και εμφανίζονται τόσο σε στατικές όσο και σε σεισμικές συνθήκες. Αντίθετα, η δεύτερη κατηγορία αναφέρεται σε τάσεις που αναπτύσσονται εξαιτίας της δυναμικής απόκρισης του νερού.

3.2.1. Νερό εξωτερικά του κρηπιδότοιχου

Οι υδροδυναμικές τάσεις που αναπτύσσονται στους κρηπιδότοιχους εξαιτίας του νερού είναι δυνατό να υπολογιστούν σύμφωνα με τη λύση του Westergaard (1931). Ειδικότερα, η συγκεκριμένη προσέγγιση αφορά συμπαγείς κρηπιδότοιχους που συγκρατούν μία μάζα υγρού στοιχείου ημι-άπειρης διάστασης και δέχονται μία αρμονική διέγερση ως προς την οριζόντια διεύθυνση της βάσης τους. Στις περιπτώσεις που η ιδιοσυχνότητα του κορεσμένου εδάφους είναι μεγαλύτερη της σεισμικής διέγερσης ο Westergaard έδειξε ότι αύξηση των υδροδυναμικών τάσεων γίνεται ανά τετραγωνική ρίζα του βάθους του νερού. Η εξίσωση που πρότεινε ο Westergaard (1931) για τον υπολογισμό των υδροδυναμικών τάσεων παρουσιάζεται στη σχέση:

$$p_w = \frac{7}{8} \cdot \frac{a_h}{g} \gamma_w \sqrt{z_w H} \quad (3.44)$$

όπου,

a_h : η οριζόντια επιτάχυνση των σεισμικών κυμάτων

γ_w : το ειδικό βάρος νερού $\left(\frac{kN}{m^3}\right)$

z_w : το ύψος του νερού στο μέτωπο του τοίχου

H : το ύψος του νερού εντός του κορεσμένου εδάφους

Στη συνέχεια, ορίζεται η Εξίσωση 3.45 για τον υπολογισμό της προσπίπτουσας υδροδυναμικής ώθησης:

$$p_w = \frac{7}{12} \cdot \frac{a_h}{g} \gamma_w H^2 \quad (3.45)$$

όπου,

a_h : η οριζόντια επιτάχυνση των σεισμικών κυμάτων

γ_w : το ειδικό βάρος νερού

H : το ύψος του νερού εντός του κορεσμένου εδάφους

g : η επιτάχυνση της βαρύτητας

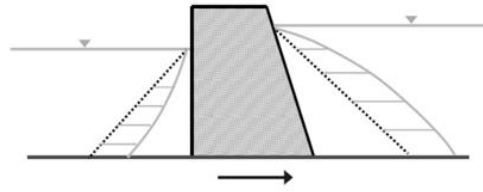
Δεδομένου ότι το άθροισμα των υδροδυναμικών και υδροστατικών δυνάμεων ισούται με τη συνολική πίεση του νερού πάνω στον τοίχο, η πλευρική ώθηση που ασκείται συνολικά μέσω του νερού πάνω στον κρηπιδότοιχο είναι το άθροισμα υδροστατικών και δυναμικών ωθήσεων. Επιπλέον, ο σχεδιασμός λιμενικών τοίχων πρέπει να γίνεται με βάση τις διάφορες μεταβολές στη στάθμη του θαλασσινού νερού που παρουσιάζονται ύστερα από ένα σεισμό. Σε θαλάσσιες περιοχές, η σεισμική διέγερση που διαπερνά μία μεγάλη μάζα νερού είναι δυνατό να οδηγήσει στη δημιουργία μεγάλης περιόδου κύματος τσουνάμι. Ως αποτέλεσμα της δράσης αυτών των κυμάτων, η στάθμη της θάλασσας μεταβάλλεται. Σημειώνεται πως η άνοδος της στάθμης συμβάλλει στη σταθεροποίηση του τοίχου ενώ η πτώση της συμβάλλει στην ανατροπή του τοίχου. Επιπλέον, τα κύματα τσουνάμι σε πολλές περιπτώσεις ενεργοποιούνται ακόμη και με πολύ μικρές αλλαγές της στάθμης του νερού εξαιτίας της ρευστοποίησης ευάλωτων εδαφικών σχηματισμών. Σε τέτοιες περιπτώσεις οι αστοχίες εντοπίζονται κυρίως στο έδαφος θεμελίωσης του λιμενικού τοίχου ή κοντά σε αυτό και πιο σπάνια στο αντιστηριζόμενο έδαφος στην πίσω παρειά του τοίχου.

3.2.2. Νερό στο έδαφος αντιστήριξης του κρηπιδότοιχου

Η παρουσία νερού στο αντιστηριζόμενο έδαφος παίζει πολύ σημαντικό ρόλο στους κρηπιδότοιχους. Υπάρχουν τρεις διαφορετικές αιτίες που εξηγούν την επίδραση του νερού στην σεισμική φόρτιση του κρηπιδότοιχου. Η πρώτη αφορά την διαφοροποίηση των αδρανειακών δυνάμεων εξαιτίας του νερού πίσω από τον κρηπιδότοιχο, ενώ η δεύτερη την ανάπτυξη υδροδυναμικών δυνάμεων στο σημείο αυτό. Η τρίτη αιτία ουσιαστικά είναι η ανάπτυξη υψηλών πιέσεων του πορικού νερού εξαιτίας των φορτίσεων που δέχεται το έδαφος αντιστήριξης από μία σεισμική δόνηση.

Οι μηχανικές ιδιότητες του εδάφους και κυρίως η διαπερατότητα (permeability) επηρεάζουν σημαντικά τις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται σε ένα κορεσμένο έδαφος αντιστήριξης. Συγκεκριμένα, μία τυπική τιμή για την περατότητα του εδάφους είναι η $k=10^{-3}$ cm/sec. Η τιμή αυτή χαρακτηρίζεται ως κρίσιμη καθώς σε εδάφη με μικρότερες τιμές περατότητας, δηλαδή για $k<10^{-3}$ cm/sec, το νερό των πόρων και το έδαφος κινούνται μαζί. Στην περίπτωση αυτή παρουσιάζεται αναλογία μεταξύ του ειδικού βάρους του αντιστηριζόμενου εδάφους (γ) και των αδρανειακών δυνάμεων. Αντίθετα, όταν πρόκειται για μεγάλες τιμές της περατότητας του εδάφους αντιστήριξης, η σχετική κίνηση του νερού των πόρων διαφέρει από αυτή του εδάφους, διότι το νερό, συγκριτικά με το έδαφος αντιστήριξης, εμφανίζει μεγαλύτερη σταθερότητα. Στην περίπτωση αυτή, παρουσιάζεται αναλογία μεταξύ των αδρανειακών δυνάμεων και του κορεσμένου ειδικού βάρους της εδαφικής στρώσης (γ_b). Επιπλέον, οι υδροδυναμικές τάσεις που δημιουργούνται στο στάδιο αυτό αθροίζονται με τις ήδη υπάρχοντες

υδροστατικές. Η κατάσταση αυτή κατά τη διάρκεια της οποίας το έδαφος κινείται μέσα από το νερό των πόρων, ονομάζεται «κατάσταση ελεύθερου νερού» (free water condition).



Εικόνα 3.19: Υδροδυναμικές πιέσεις κατά Westergard (Ψαρρόπουλος 2008).

Ο Matsuzawa (1985) τροποποίησε την μέθοδο Mononobe – Okabe εισάγοντας τη δράση του νερού των πόρων στο έδαφος αντιστήριξης. Η εξίσωση που τροποποιήθηκε ήταν η (2.19) $P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v)$ η οποία υπολογίζει την ενεργητική ώθηση. Ο λόγος της πίεσης των πόρων εισάγεται στην παραπάνω εξίσωση μέσω των σχέσεων 3.46 και 3.47:

$$\gamma = \gamma_b (1 - r_u) \quad (3.46)$$

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{\gamma_{sat} k_h}{\gamma_b (1 - r_u) (1 - k_v)} \right) \quad (3.47)$$

Έπειτα, στην εδαφική ώθηση προστίθεται και η ισοδύναμη υδροστατική πίεση του υγρού ειδικού βάρους $\gamma_{eq} = \gamma_w + r_u \gamma_b$ (3.48). Στην περίπτωση που ο λόγος πίεσης των πόρων είναι περίπου ίσος με τη μονάδα, το ειδικό βάρος του υγρού ισούται με το ειδικό βάρος του κορεσμένου εδάφους, δηλαδή $\gamma_{sat} = \gamma_{eq}$.

Σε καταστάσεις που τα εδάφη παρουσιάζουν μία μερική βύθιση οι εδαφικές ωθήσεις προσδιορίζονται με τη χρήση του μέσου ειδικού βάρους που προκύπτει από τις τιμές πάνω και κάτω του υδροφόρου ορίζοντα και στη συνέχεια αθροίζονται και οι υδροστατικές με τις υδροδυναμικές τάσεις. Στη σχέση 3.49 φαίνεται ο υπολογισμός του μέσου ειδικού βάρους:

$$\bar{\gamma} = \lambda^2 \gamma_{sat} + (1 - \lambda^2) \gamma_d \quad (3.49)$$

3.3. Αντισεισμικοί κανονισμοί

Στην ενότητα αυτή πρόκειται να αναλυθούν οι ισχύοντες κανονισμοί και οδηγίες που πρέπει να ακολουθηθούν για τον αντισεισμικό σχεδιασμό κατασκευών αντιστήριξης και εκτενέστερα λιμενικών κρηπιδότοιχων.

3.3.1. Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός 2000

Σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ 2000), ο στόχος μίας αντισεισμικής κατασκευής αντιστήριξης είναι να διατηρήσει την αριτιότητα της χωρίς σημαντική βλάβη τόσο κατά τη διάρκεια όσο και με το πέρας μίας σεισμικής διέγερσης. Οι κανόνες εφαρμογής που πρόκειται να παρουσιαστούν στη συνέχεια αφορούν τις συνήθεις περιπτώσεις τοίχων αντιστήριξης. Για τοίχους ύψους μεγαλύτερο από 10 m με μαλακή εδαφική θεμελίωση πάχους

πάνω από 30m είναι αναγκαίο να γίνει εξέταση ενδεχόμενης ενίσχυσης στη δρώσα σεισμική επιτάχυνση γαιών (EAK 2000).

Ο EAK 2000 διακρίνει τις αντιστηρίξεις σε τέσσερις κατηγορίες. Η πρώτη κατηγορία αναφέρεται σε τοίχους με ικανότητα μετακίνησης ή/και παραμόρφωσης, ενώ η δεύτερη κατηγορία αφορά ακλόνητους τοίχους. Στην συνέχεια, η τρίτη κατηγορία αφορά την περίπτωση κορεσμένου εδάφους που συνεπάγεται την ανάπτυξη υδροδυναμικής πίεσης. Τέλος, η τέταρτη κατηγορία αναφέρεται στις αγκυρώσεις.

Τοίχοι αντιστήριξης με δυνατότητα μετακινήσεως ή/και παραμορφώσεως

Με τον όρο δυνατότητα μετακίνησης ή/και παραμόρφωσης περιγράφονται οι τοίχοι που είναι επιρρεπείς σε καταστάσεις ολίσθησης/στροφής αλλά και οι παραμορφώσιμοι τοίχοι με μετακίνηση της κορυφής τουλάχιστον 0.1% του ύψους τους. Η εν λόγω κατηγορία επιτρέπει τον υπολογισμό των πρόσθετων ωθήσεων στη διάρκεια του σεισμού σύμφωνα με τη μέθοδο των Monopobe – Okabe όπως αυτή εξετάστηκε στην ενότητα 3.2.1. Η μέθοδος αυτή αναφέρεται σε επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης η οποία αντιστοιχεί σε μία επιπλέον οριζόντια $a_h W$ και μία επιπλέον κατακόρυφη – $a_v W$ δράση ως προς το κρίσιμο πρίσμα βάρους W . Η τιμή του οριζόντιου σεισμικού συντελεστή υπολογίζεται από την Εξίσωση 3.50 (EAK 2000):

$$\alpha_h = \frac{a}{q_w} \quad (3.50)$$

όπου,

α_h : ο οριζόντιος σεισμικός συντελεστής

a : η ανοιγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

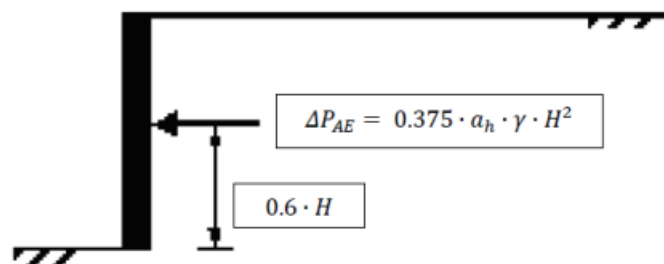
q_w : ο συντελεστής συμπεριφοράς

Ο συντελεστής συμπεριφοράς δέχεται τιμές σύμφωνα με τον πίνακα της Εικόνας 3.17 ανάλογα με το είδος του τοίχου.

Τύπος Τοίχου	Συντελεστής q_w
Τοίχος με δυνατότητα ολισθήσεως 300α (σε mm)	2.00
Τοίχος με δυνατότητα ολισθήσεως 200α (σε mm)	1.50
Τοίχος με αγκυρώσεις ή εύκαμπτος τοίχος εδραζόμενος σε βράχο ή πασσάλους	1.20
Άκαμπτος τοίχος εδραζόμενος σε βράχο ή πασσάλους	1.00
Τοίχοι αντιστηριζόμενοι με αντηρίδες (θλιπτήρες)	0.70

Πίνακας 3.1: Τυπικές τιμές σεισμικού συντελεστή σύμφωνα με τον τύπου του τοίχου (EAK 2000).

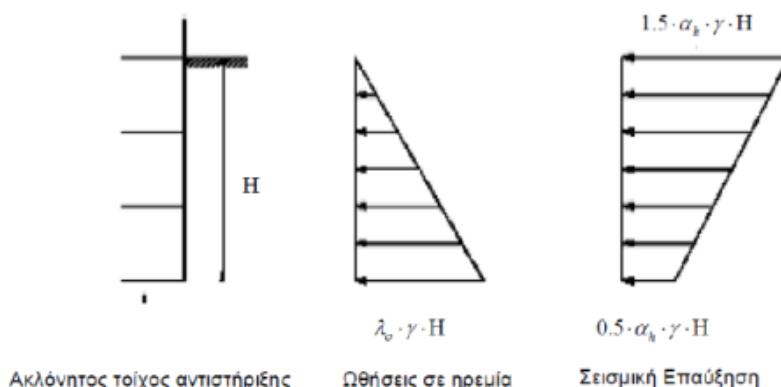
Όσον αφορά τον κατακόρυφο σεισμικό συντελεστή α_v , η τιμή του ισούται με 0.3α και λαμβάνει υπόψιν και την επίδραση της χωρικής επαλληλίας μέσω των συντελεστών $\mu=\lambda=0.3$. Οι εν λόγω σεισμικοί συντελεστές πρέπει να εφαρμοστούν στο βάρος του τοίχου αλλά και της επίχωσης η οποία φέρεται άμεσα της θεμελίου του όπως στην περίπτωση των τοίχων τύπου L. Σημειώνεται πως η γωνία εσωτερικής τριβής ϕ δεν πρέπει να ξεπερνά τα 2/3 της γωνίας διατμητικής αντοχής του εδάφους ϕ_d .



Εικόνα 3.20: Δυναμικές ωθήσεις εύκαμπτου τοίχου αντιστήριξης (Ψαρρόπουλος, 2005).

Τοίχοι χωρίς δυνατότητα ολίσθησης

Στη δεύτερη κατηγορία, αυτή των ακλόνητων τοίχων γίνεται αναφορά σε απαραμόρφωτους πρακτικά τοίχους με ακλόνητη θεμελίωση. Τέτοιου είδους παραδείγματα είναι οι τοίχοι φρεάτων, υπόγειων δεξαμενών κλπ. (ΕΑΚ 2000). Στην περίπτωση αυτή, στατικές ωθήσεις που αναπτύσσονται σε κατάσταση ηρεμίας αυξάνονται με μία σεισμική διέγερση γραμμικά έχοντας μάλιστα τη μέγιστη τιμή τους στην επιφάνεια τους εδάφους η οποία ισούται με $1.5 \cdot a_h \cdot \gamma \cdot H$ (Wood). Αντίθετα, η ελάχιστη τιμή δρα στο κατώτερο σημείο του τοίχου και ισούται με $0.5 \cdot a_h \cdot \gamma \cdot H$ (Wood), όπου γ το ειδικό βάρος του εδάφους και H το βάθος. Η κατανομή αυτή παρουσιάζεται σχηματικά στην Εικόνα 3.21.



Εικόνα 3.21: Στατικές και δυναμικές ωθήσεις ακλόνητου τοίχου αντιστήριξης (ΕΑΚ 2000).

Κορεσμένα εδάφη

Είναι γεγονός ότι η κίνηση του νερού που βρίσκεται κάτω από τον υπόγειο ορίζοντα δεν γίνεται να ανεξαρτητοποιηθεί από το έδαφος. Για τον λόγο αυτό, η σεισμική δράση λαμβάνεται στο σημείο εκείνο που αθροίζονται η μάζα του νερού και του εδάφους. Ως αποτέλεσμα στους παραμορφώσιμους τοίχους η σεισμική αύξηση στην τιμή των ωθήσεων υπολογίζεται από τη διαφορά των συντελεστών ώθησης $K_{AE}-K_A$ όπως αυτοί υπολογίζονται από τη μέθοδο Mononobe – Okabe. Στην επίχωση που είναι τοποθετημένη κάτω του υπόγειου ορίζοντα η διαφορά των δύο σεισμικών συντελεστών υπολογίζεται για το σύνολο της μάζας νερού – εδάφους για ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους γ_s .

Σε περιπτώσεις πολύ διαπερατών εδαφών με $k > 0.5 \cdot 10^{-3} \text{m/s}$ οι σεισμικές ωθήσεις υπολογίζονται ξεχωριστά για το έδαφος και το νερό και στη συνέχεια γίνεται επαλληλία στα αποτελέσματα που διεξήχθησαν. Σε τέτοιες καταστάσεις ο προσδιορισμός των ωθήσεων

γίνεται όπως και πριν χρησιμοποιώντας το μοναδιαίο ειδικό βάρος υπό άνωση και αθροίζοντας την υδροδυναμική πίεση του νερού:

$$p(z) = \pm \left(\frac{7}{8}\right) a_h \gamma_w \sqrt{Hz} \quad (3.51)$$

όπου,

H: το βάθος του τοίχου κάτω από την ελεύθερη επιφάνεια

z: το βάθος του εξεταζόμενου σημείου

γ_w : το μοναδιαίο βάρος του νερού

Αγκυρώσεις

Σκοπός των αγκυρώσεων είναι η εξασφάλιση της ηρεμίας του κρίσιμου πρίσματος ολισθήσεως κατά τη διάρκεια μίας σεισμικής διέγερσης. Όταν δεν είναι δυνατή πιο ακριβή εκτίμηση, η απόσταση από τον τοίχο έως και το κέντρο της αγκύρωσης θεωρείται ίση με την απόσταση που απαιτείται για στατική φόρτιση πολλαπλασιασμένη με τον συντελεστή 1+1.50α. Τέλος, με εδάφη τα οποία είναι επιρρεπή σε συνθήκες ρευστοποίησης απαιτείται να οριστεί συντελεστής έναντι της ρευστοποίησης του εδάφους τουλάχιστον ίσος με 2.00.

3.3.2 Ευρωκώδικας 8

Σκοπός του Ευρωκώδικα 8 είναι η ορθή λειτουργία των κατασκευών αντιστήριξης τόσο κατά την διάρκεια όσο και μετά τον σεισμό. Όταν οι μόνιμες παραμορφώσεις των κατασκευών ως προς την κλίση και την ολίσθηση πληρούν τις λειτουργικές και αισθητικές απαιτήσεις του κανονισμού θεωρούνται ανεκτές. Στον Ευρωκώδικα 8 γίνεται κατανοητό πως οποιαδήποτε μέθοδος είναι δοκιμασμένη και λαμβάνει υπόψιν τόσο τη δυναμική απόκριση του συστήματος εδάφους - κατασκευής όσο και την ασφάλεια του, είναι κατάλληλη για τον σχεδιασμό μίας κατασκευής αντιστήριξης. Σημειώνεται πως ο σωστός σχεδιασμός έργων αντιστήριξης πρέπει να περιλαμβάνει κάποιες βασικές παραμέτρους. Πρώτον, πρέπει να λαμβάνεται υπόψιν τη μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους όσο αυτό αλληλεπιδρά δυναμικά με την κατασκευή. Έπειτα, ιδιαίτερη σημασία πρέπει να δίνεται στις αδρανειακές βαρυτικές δυνάμεις τόσο του εδάφους όσο και ολόκληρης της κατασκευής. Τέλος, ειδικά στην περίπτωση των λιμενικών έργων είναι πολύ σημαντική η επίδραση των υδροδυναμικών πιέσεων εξαιτίας της ύπαρξης υγρού στοιχείου είτε στην εσωτερική είτε στην εξωτερική πλευρά του τοίχου.

Σε περιπτώσεις που γίνεται ψευδοστατική ανάλυση για το σχεδιασμό μία κατασκευής αντιστήριξης, ο κώδικας προϋποθέτει να γίνει προσομοίωση του συστήματος τοίχου αντιστήριξης – εδάφους θεμελίωσης με την εδαφική σφήνα στην πίσω πλευρά της παρειάς του τοίχου να είναι σε κατάσταση ενεργητικής ώθησης (για εύκαμπτους τοίχους). Στους άκαμπτους τοίχους η κατάσταση ενεργητικής ώθησης ουσιαστικά προϋποθέτει την κίνηση του τοίχου, δηλαδή την ολίσθηση ή/και περιστροφή του.

Συμπερασματικά, σε μία ανάλυση ψευδοστατικής φύσεως πρέπει να γίνει προσομοίωση των δυναμικών ωθήσεων με οριζόντιες και κατακόρυφες δυνάμεις ίσες με τη βαρύτητα γ επί έναν οριζόντιο k_h ή κατακόρυφο k_v σεισμικό συντελεστή. Παρακάτω φαίνεται ο υπολογισμός των εν λόγω συντελεστών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8:

$$k_h = a \frac{S}{r} \quad (3.52)$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h \gamma \alpha \frac{\alpha_{vg}}{a_g} > 0.6 \quad (3.53)$$

$$k_v = \pm 0.33 k_h \gamma \alpha \frac{\alpha_{vg}}{a_g} < 0.6 \quad (3.54)$$

όπου r είναι ο λόγος της επιτάχυνσης που δίνει τη μέγιστη μόνιμη μετατόπιση σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς προς την επιτάχυνση που αντιστοιχεί στην κατάσταση της οριακής ισορροπίας. Η τιμή του r δίνεται σύμφωνα με τον πίνακα της Εικόνας 3.20. Στην περίπτωση τοίχων που δύνανται να δεχθούν μεγαλύτερες μετατοπίσεις ο παράγοντας r παίρνει μεγαλύτερες τιμές (Ευρωκώδικας 8).

Type of retaining structure	r
Free gravity walls that can accept a displacement up to $d_r = 300 \alpha \cdot S$ (mm)	2
Free gravity walls that can accept a displacement up to $d_r = 200 \alpha \cdot S$ (mm)	1.5
Flexural reinforced concrete walls, anchored or braced walls, reinforced concrete walls founded on vertical piles, restrained basement walls and bridge abutments	1

Πίνακας 3.2: Τιμές του παράγοντα r (Ευρωκώδικας 8).

Για τους άκαμπτους τοίχους, που αποτελούν και το αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής, ο υπολογισμός της δυναμικής ώθησης γίνεται από τη σχέση 3.55 και εφαρμόζεται σε ύψος $H/2$:

$$\Delta P = \alpha \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (3.55)$$

όπου,

α : ο σχεδιαστικός συντελεστής επιτάχυνσης

S : ο εδαφικός συντελεστής

γ : το ειδικό βάρος του εδάφους

H : το ύψος του τοίχου

Η ύπαρξη νερού είτε εσωτερικά είτε εξωτερικά του τοίχου αλλάζει τα δεδομένα σχεδίασης καθώς εισάγει την υδροστατική και την υδροδυναμική ώθηση οι οποίες αναπτύσσονται εξαιτίας του νερού. Η συνολική δύναμη που ασκείται στον τοίχο υπολογίζεται από τη σχέση:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws} + E_{wd} \quad (3.56)$$

όπου,

γ^* : το ειδικό βάρος του εδάφους

E_{ws} : η υδροστατική ώθηση

E_{wd} : η υδροδυναμική ώθηση

Προκαταρτικές Αναλύσεις

4.1. Περιγραφή λογισμικού PLAXIS 2D

Για τις αριθμητικές αναλύσεις της παρούσας διπλωματικής εργασίας χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό PLAXIS 8.2. Η έκδοση αυτή, επιτρέπει τη δημιουργία δισδιάστατων προσομοιώσεων (2D). Το λογισμικό αυτό, παρέχει τη δυνατότητα επίλυσης στατικών και δυναμικών προβλημάτων με τη χρήση της αριθμητικής μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων η οποία αναλύθηκε στο κεφάλαιο 3.

Το PLAXIS 8.2 αποτελείται από τέσσερα στάδια επεξεργασίας δεδομένων:

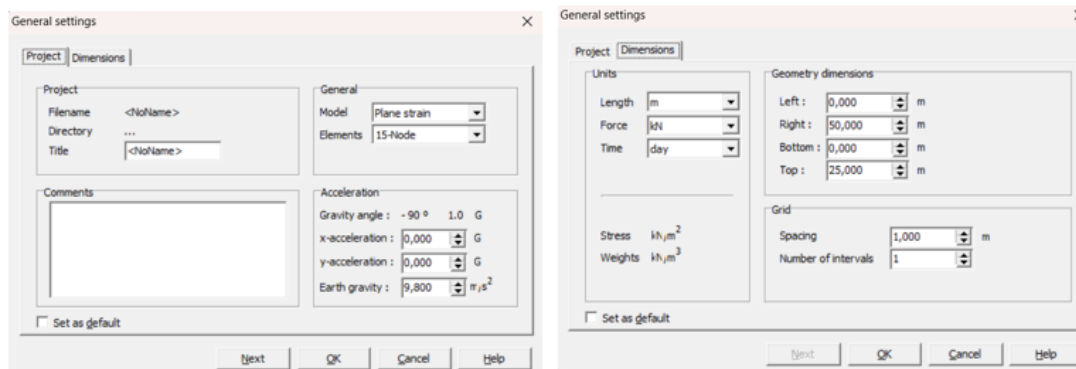
- 1) Input: στάδιο εισαγωγής δεδομένων
- 2) Calculation: στάδιο υπολογισμών
- 3) Output: στάδιο εξαγωγής αποτελεσμάτων
- 4) Curves: στάδιο δημιουργίας διαγραμμάτων-καμπυλών

4.1.1. Στάδιο εισαγωγής δεδομένων

Γενικές ρυθμίσεις

Στο στάδιο εισαγωγής δεδομένων (input) δημιουργείται η γεωμετρία του συστήματος που πρόκειται να προσομοιωθεί και εισάγονται οι αρχικές ιδιότητες των υλικών. Κατά την είσοδο στο παράθυρο του λογισμικού PLAXIS ο χρήστης καλείται να διαλέξει αν θα ανοίξει ένα προϋπάρχον αρχείο ή αν θα δημιουργήσει ένα νέο προσομοίωμα. Η ρύθμιση αυτή γίνεται στο παράθυρο «General settings» (γενικές ρυθμίσεις) το οποίο περιλαμβάνει δύο διαφορετικές στήλες εισαγωγής δεδομένων, την «Project» και τη «Dimensions». Στην πρώτη, εισάγονται ρυθμίσεις γενικού περιεχομένου όπως το όνομα του αρχείου και το είδος της προσομοίωσης. Στη συνέχεια, στη δεύτερη καρτέλα, καθορίζονται οι μονάδες μέτρησης και οι διαστάσεις του πλαισίου σχεδιασμού του προσομοιώματος (βλ. *Εικόνα 4.1*).

Σημειώνεται ότι το είδος του προσομοιώματος που μπορεί να αναλυθεί στο λογισμικό δύναται να είναι αξονοσυμμετρικό (axisymmetric model) ή επίπεδης παραμόρφωσης (plain strain model). Τα αξονοσυμμετρικά μοντέλα αφορούν κατά κύριο λόγο σφαιρικές κατασκευές φορτισμένες με έναν κύριο κεντρικό άξονα. Αντίθετα, τα προσομοιώματα επίπεδης παραμόρφωσης επιλέγονται σε κατασκευές με ομοιόμορφη διατομή και για τη μελέτη τους θεωρείται εξ αρχής ότι οι παραμορφώσεις και οι μετακινήσεις στη διεύθυνση που είναι κάθετη ως προς επίπεδο σχεδίασης (z – άξονας), είναι μηδέν.



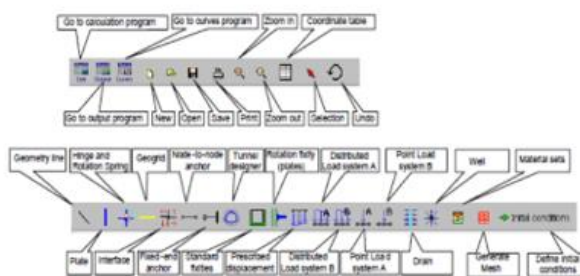
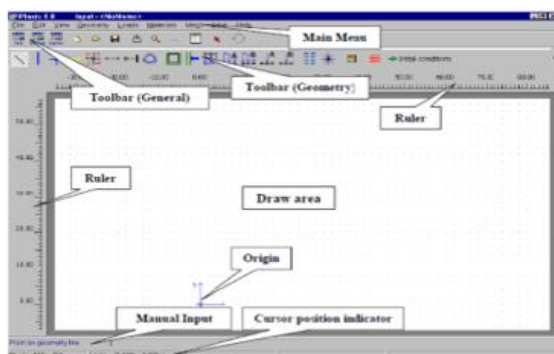
Εικόνα 4.1: Παράθυρο γενικών ρυθμίσεων του λογισμικού PLAXIS 8.2 .

Σχεδίαση - γεωμετρία

Τα γεωμετρικά στοιχεία που περιλαμβάνει το PLAXIS είναι τα σημεία, οι γραμμές και τα πολύγωνα. Αρχικά, τα σημεία καθορίζουν την αρχή και το τέλος των γραμμών. Επιπλέον, εφαρμόζονται και για την προσομοίωση σημειακών φορτίων ή και σημείων εφαρμογής αγκυρώσεων. Στη συνέχεια, οι γραμμές ορίζουν τα όρια μίας γεωμετρίας και συνεπώς ολόκληρου του προσομοιώματος. Για παράδειγμα, μία γραμμή μπορεί να αποτελεί τη διεπιφάνεια μεταξύ διαφορετικών στρωμάτων εδαφικού υλικού. Τέλος, τα πολύγωνα (Clusters) είναι οι εγκλεισμένες από τις γραμμές περιοχές μέσα στις οποίες εισάγονται οι ιδιότητες ενός υλικού.

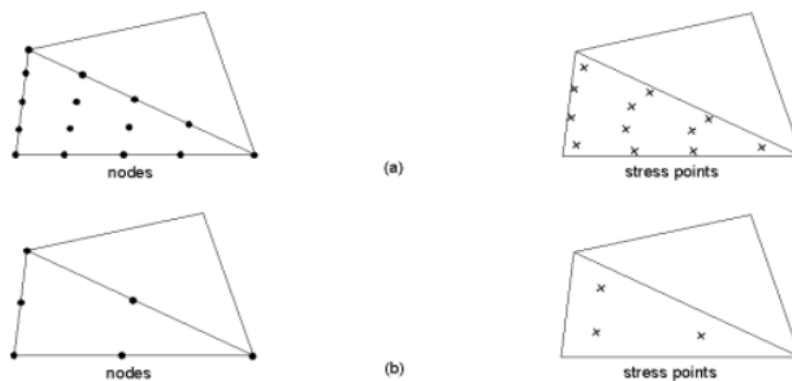
ΟΝΟΜΑΣΙΑ ΕΝΤΟΛΗΣ	ΧΡΗΣΗ ΕΝΤΟΛΗΣ
Geometry line	Εντολή σχεδίασης γραμμών
Plate	Εντολή σχεδίασης κατασκευών με μεγάλη καμπτική αντοχή (π.χ. διαφραγματικοί τοίχοι αντιστήριξης)
Geogrid	Εντολή σχεδίασης γεωπλέγματος σε υπό κατασκευή προσομοίωμα
Distributed loads	Εντολή σχεδίασης κατανεμημένου φορτίου
Point loads	Εντολή σχεδίασης σημειακού φορτίου
Interfaces	Εντολή ορισμού διεπιφάνειας

Πίνακας 4.1: Εντολές για την δημιουργία γεωμετρίας στο λογισμικό PLAXIS.



Εικόνα 4.2: Στοιχεία και γραμμή εργαλείων εισαγωγής δεδομένων.

Με την ολοκλήρωση της σχεδίασης της γεωμετρίας του συστήματος, το PLAXIS διακρίνει πέντε επιλογές πυκνωσης του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων χρησιμοποιώντας την εντολή «Generate mesh». Αφότου γίνει η επιλογή του κατάλληλου πλέγματος τα πολύγωνα χωρίζονται σε τριγωνικά εξακομβικά (6-node) ή δεκαπεντακομβικά (15-node) στοιχεία όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.3. Στο αριστερό τμήμα της Εικόνας 4.3 παρουσιάζονται τα σημεία τα οποία είναι οι κόμβοι των τριγωνικών στοιχείων και με αυτά υπολογίζονται οι μετακινήσεις του εδάφους (u_x και u_y). Αντίθετα, στο δεξί τμήμα της Εικόνας 4.3 φαίνονται τα σημεία εφαρμογής των τάσεων (stress points).



Εικόνα 4.3:α) Δεκαπεντακομβικό (δεξιά) και εξακομβικό (αριστερά) στοιχείο β) Σημεία υπολογισμού τάσεων.

Φορτία – Συνοριακές συνθήκες

Μετά την επιλογή πυκνωσης του πλέγματος των πεπερασμένων στοιχείων ακολουθεί ο ορισμός συνοριακών συνθηκών και φορτίων. Πιο συγκεκριμένα, το λογισμικό υπολογίζει τα φορτία βαρύτητας του κάθε υλικού σύμφωνα με το ειδικό βάρος που εισάγει ο χρήστης θεωρώντας τη διεύθυνση εφαρμογής τους στις -90° . Αντίθετα, οι φορτίσεις που αναφέρονται στο προσομοίωμα δύναται να είναι είτε επιφανειακές (Distributed load) και σχεδιάζονται πάνω σε στοιχεία γραμμής, είτε σημειακές (Point load) και σχεδιάζονται πάνω σε σημεία.

Οι συνοριακές συνθήκες αποτελούν εντολές που δίνουν την δυνατότητα στο χρήστη να έχει τον έλεγχο των επιβαλλόμενων μετατοπίσεων σε κάποια συγκεκριμένα τμήματα της γεωμετρίας του προσομοιώματος. Για το σκοπό αυτό, το PLAXIS επιτρέπει την εισαγωγή στηρίξεων άρθρωσης και κύλισης. Σε περιπτώσεις που μία μελέτη γίνεται με δυναμικές αναλύσεις χρησιμοποιώντας χρονοϊστορία, η εντολή που ορίζει τις εξαναγκασμένες μετακινήσεις είναι η «Prescribed displacement». Τέλος, για την αποφυγή δημιουργίας ανακλάσεων σε μία δυναμική ανάλυση, το PLAXIS περιλαμβάνει την εντολή εισαγωγής απορροφητικών ορίων «Absorbent boundaries».

Υλικά – Μηχανικές ιδιότητες

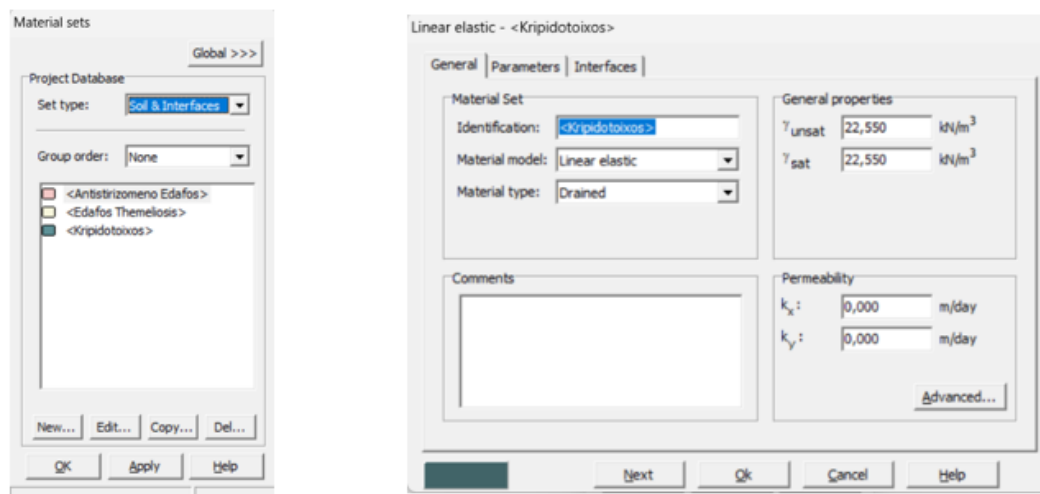
Στη συνέχεια, ο χρήστης καλείται να εισάγει τα υλικά του προσομοιώματος καθώς και τις μηχανικές του ιδιότητες. Το PLAXIS στη γραμμή εργαλείων περιλαμβάνει ένα παράθυρο που ονομάζεται «Material sets». Εκεί, ο χρήστης επιλέγει το είδος κάθε υλικού (π.χ. έδαφος) και εισάγει τις παραμέτρους συμπεριφοράς του.

ΕΙΔΗ ΥΛΙΚΩΝ (Set type)

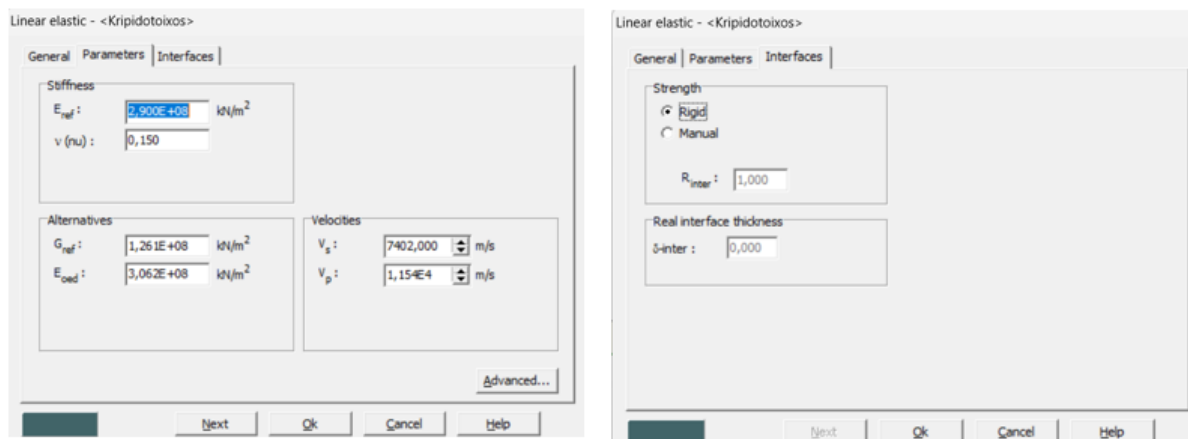
- Έδαφος και διεπιφάνεια
- Δοκός
- Γεωφάσματα
- Αγκύρια

Στο σημείο αυτό σημειώνεται ότι το PLAXIS διαθέτει και μία βιβλιοθήκη υλικών (Global) από την οποία ο χρήστης μπορεί να εισάγει αυτούσια ή με κάποια επεξεργασία ένα μεγάλο πλήθος υλικών. Στην περίπτωση όμως που ο χρήστης δεν επιθυμεί να ορίσει κάποιο υλικό από τη βιβλιοθήκη, καλείται να δημιουργήσει ένα νέο. Κατά την εισαγωγή των μηχανικών ιδιοτήτων στην καρτέλα «General» εμφανίζεται η στήλη «Material set» στην οποία εκτός του ονόματος ζητείται από το λογισμικό να οριστεί το κριτήριο αστοχίας του εν λόγω υλικού. Έπειτα, στο τμήμα «General properties» ορίζονται τα φαινόμενα βάρη (βλ. *Εικόνα 4.4*). Τέλος, η καρτέλα ολοκληρώνεται ορίζοντας τη διαπερατότητα (Permeability).

Η επόμενη καρτέλα ονομάζεται «Parameters» και σε αυτή ορίζονται όλες οι ιδιότητες του υλικού που απαιτούνται με βάση το κριτήριο αστοχίας που έχει επιλεγεί. Κάποιες από αυτές τις παραμέτρους είναι το μέτρο ελαστικότητας (E) και ο λόγος Poisson. Η τελευταία καρτέλα που υπάρχει στο παράθυρο εισαγωγής υλικών είναι η «Interfaces» η οποία χρησιμοποιείται για τον ορισμό των παραμέτρων στις διεπιφάνειες του προσομοιώματος (βλ. *Εικόνα 4.5*).



Εικόνα 4.4: Εισαγωγή υλικού με το κριτήριο ελαστικής συμπεριφοράς.



Εικόνα 4.5: Περιβάλλον εισαγωγής μηχανικών ιδιοτήτων στο λογισμικό PLAXIS.

Στον Πίνακα 4.2 παρουσιάζονται τα κριτήρια αστοχίας που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στο λογισμικό αυτό.

ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΥΛΙΚΩΝ

Mohr-Coulomb

Χρησιμοποιείται για την περιγραφή της ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς ενός εδαφικού υλικού και αποτελεί ένα ευρέως διαδεδομένο κριτήριο αστοχίας στον τομέα της εδαφομηχανικής.

Οι παράμετροι που ορίζονται για την εφαρμογή του στο λογισμικό είναι:

- Μέτρο ελαστικότητας (E)
- Λόγος Poisson (ν)
- Συνοχή (c)
- Γωνία εσωτερικής τριβής (φ)
- Γωνία διασταλτικότητας (ψ)

Jointed rock model

Χρησιμοποιείται για την ανάλυση ελαστοπλαστικών ανισότροπων στρωματοποιημένων εδαφών και λαμβάνει υπόψη και την διεύθυνση των ασυνεχειών. Η πλαστιμότητα ενός βραχώδους υλικού μπορεί να υπολογιστεί σε τρία επίπεδα με διαφορετική συνοχή και γωνία εσωτερικής τριβής για το καθένα από αυτά.

Hardening soil model	Αποτελεί ένα μη γραμμικό προσομοίωμα υπολογίζοντας την επίδραση του μέτρου ελαστικότητας στη φόρτιση. Συνεπώς η αύξηση του μέτρου ελαστικότητας συνεπάγεται την αύξηση της τάσης.
Soft soil creep model	Αποτελεί ένα προσομοίωμα ερπυσμού το οποίο βασίζεται στο ιξώδες του εδάφους. Η χρήση του αφορά καταστάσεις ερπυσμού ή/και μείωσης των τάσεων όπως συμβαίνει στην περίπτωση των μαλακών εδαφών (π.χ. στερεοποιημένες άργιλοι)
Soft soil model	Χρησιμοποιείται σε εδάφη που έχουν ιδιότητες παρόμοιες με μία στερεοποιημένη σε κανονικό επίπεδο άργιλο.
Linear elastic model	Χρησιμοποιείται για την προσομοίωση της γραμμικής συμπεριφοράς ενός εδαφικού υλικού.

Πίνακας 4.3:Κριτήρια αστοχίας υλικών στο λογισμικό PLAXIS.

Δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων

Αφού πραγματοποιηθεί και η εισαγωγή των υλικών του προσομοιώματος σειρά έχει η διακριτοποίηση της γεωμετρίας του. Η διαδικασία αυτή γίνεται με την εντολή «Generate mesh» που βρίσκεται στη γραμμή εργαλείων. Οι εξωτερικές διαστάσεις της γεωμετρίας του προσομοιώματος είναι αυτές που καθορίζουν την τριγωνοποίηση του σύμφωνα με την σχέση:

$$l_e = \sqrt{\frac{(x_{max} - x_{min})(y_{max} - y_{min})}{n_c}} \quad (4.1)$$

όπου,

l_e : η μέση τιμή του πλάτους κάθε τριγωνικού στοιχείου.

n_c : ο αριθμός που δηλώνει την πυκνότητα του δικτύου για την διακριτοποίηση του εκάστοτε προσομοιώματος.

$x_{min}, x_{max}, y_{max}, y_{min}$: εξωτερικές διαστάσεις της γεωμετρίας του προσομοιώματος.

Οι επιλογές ως προς την πύκνωση του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων είναι πέντε και κυμαίνονται από πολύ αραιό έως πολύ πυκνό πλέγμα. Η επιλογή αυτή καθορίζει το μέγεθος των στοιχείων του πλέγματος. Μεγαλύτερη πύκνωση προσφέρει και μεγαλύτερη ακρίβεια στα αποτελέσματα των αναλύσεων. Ωστόσο, ένα πυκνό δίκτυο συνεπάγεται και κάποιο αυξημένο υπολογιστικό κόστος συγκριτικά με ένα πιο αραιό. Σε πολλές περιπτώσεις προτείνεται και τοπική πύκνωση σε τμήματα του προσομοιώματος όπου υπάρχουν μεγάλες συγκεντρώσεις τάσεων.

Αρχική κατάσταση συστήματος (Initial conditions)

Τελευταίο βήμα για την ολοκλήρωση των ρυθμίσεων στο στάδιο «input» είναι ο ορισμός της αρχικής κατάστασης συστήματος (initial conditions), η εντολή του οποίου βρίσκεται στη γραμμή εργαλείων. Στο στάδιο αυτό, ο χρήστης πρέπει να ορίσει τις αρχικές υδροστατικές τάσεις (water condition mode) και το πεδίο των αρχικών ενεργών γεωστατικών τάσεων (geometry configuration mode). Με το άνοιγμα της συγκεκριμένης καρτέλας το λογισμικό ζητάει από το χρήστη να ρυθμίσει τις αρχικές τάσεις «initial stress generation» (K_0 procedure), οι οποίες εξαρτώνται από το βάρος και το ιστορικό του υλικού. Η διαδικασία αυτή αφορά τις αρχικές κατακόρυφες (σ_v) και οριζόντιες (σ_h) τάσεις οι οποίες εξαιτίας του συντελεστή ουδέτερων ωθήσεων K_0 ταυτίζονται.

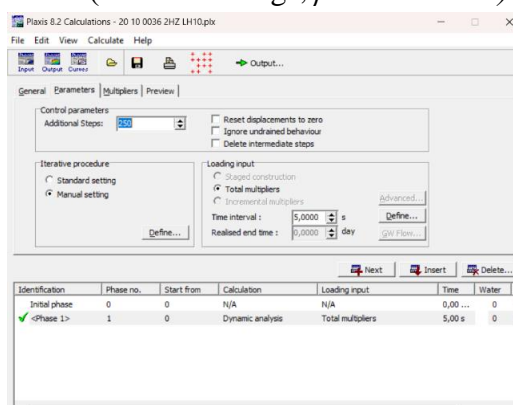
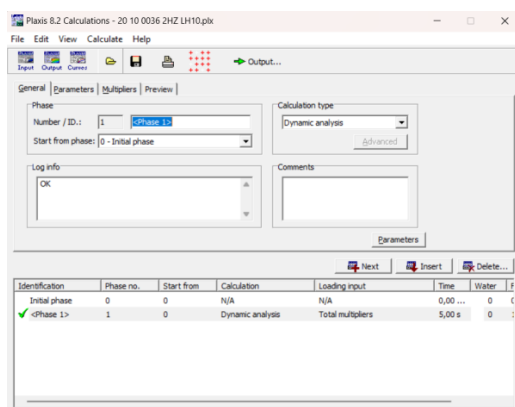
4.1.2. Στάδιο υπολογισμών

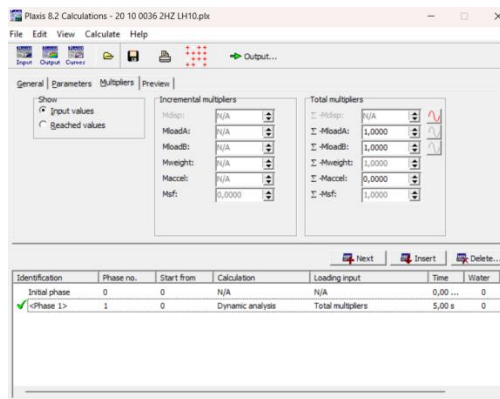
Το στάδιο υπολογισμών (Calculations) του λογισμικού PLAXIS παρέχει την δυνατότητα τεσσάρων διαφορετικών τύπων ανάλυσης οι οποίες παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.4. Με την έναρξη του εν λόγω σταδίου εμφανίζεται η καρτέλα «General» στην οποία ο χρήστης καλείται να διαλέξει τον τύπο της ανάλυσης και να διακρίνει τις φάσεις υπολογισμού (phases).

ΤΥΠΟΙ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ	
Πλαστική ανάλυση (Plastic calculation)	Χρησιμοποιείται σε περιπτώσεις ελαστοπλαστικής παραμόρφωσης, που δεν λαμβάνονται υπόψη μεγάλες τιμές παραμορφώσεων. Η συγκεκριμένη ανάλυση δεν συμπεριλαμβάνει το χρόνο στους υπολογισμούς.
Ανάλυση στερεοποίησης (Consolidation analysis)	Χρησιμοποιείται κυρίως σε αργίλους, όταν είναι απαραίτητο να γίνει εκτόνωση επιπρόσθετων πιέσεων του νερό συναρτήσει του χρόνου.
Ανάλυση διακριτοποιημένου κανάβου (Updated mesh analysis)	Πρόκειται για μία πλαστική ανάλυση η οποία χρησιμοποιείται σε περιπτώσεις μεγάλων παραμορφώσεων οι οποίες δύναται να αλλάξουν σημαντικά την γεωμετρία στο προσομοίωμα. Σημειώνεται ότι χρησιμοποιείται πιο σπάνια από την απλή πλαστική ανάλυση.
Δυναμική ανάλυση (Dynamic analysis)	Χρησιμοποιείται συνήθως σε γεωτεχνικές μελέτες για την διερεύνηση της σεισμικής καταπόνησης κατασκευών. Ακόμα, χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό αδρανειακών δυνάμεων και αναπτυσσόμενων επιταχύνσεων των κατασκευών που εδράζονται πάνω στο υπό μελέτη εδαφικό στοιχείο.

Πίνακας 4.3: Τύποι αναλύσεων στο λογισμικό PLAXIS.

Η αμέσως επόμενη καρτέλα στο στάδιο υπολογισμών είναι η «Parameters» στην οποία καθορίζονται ο αριθμός βημάτων της κάθε φάσης υπολογισμού και ο χρόνος (για όποιους τύπους ανάλυσης απαιτείται). Το εύρος στον αριθμό των βημάτων κυμαίνεται από 250 έως 1000. Επιπλέον, στην ίδια καρτέλα ρυθμίζονται οι παράμετροι που ελέγχουν την επαναληπτική υπολογιστική διαδικασία χρησιμοποιώντας είτε την επιλογή των γενικών ρυθμίσεων (general settings), είτε την επιλογή των τροποποιημένων ρυθμίσεων (manual settings, βλ. Εικόνα 4.6).





Εικόνα 4.6: Περιβάλλον υπολογισμών του λογισμικού PLAXIS.

Τέλος, η καρτέλα «Multipliers» δίνει τη δυνατότητα εισαγωγής φορτίσεων για τη δημιουργία στατικών, ψευδοστατικών ή δυναμικών αναλύσεων. Για δυναμικές αναλύσεις γίνεται εισαγωγή ενός αρχείου χρονοϊστορίας (βλ. Εικόνα 4.6). Οι υπόλοιπες τιμές που φαίνονται στην Εικόνα 4.6 αποτελούν πολλαπλάσια φορτίσεων από εξωτερικές δυνάμεις και ορίζονται ανάλογα με τις συνθήκες της κατάστασης που επιθυμεί να δημιουργήσει ο χρήστης.

4.1.3. Στάδιο εξαγωγής αποτελεσμάτων

Με το πέρας των υπολογισμών, γίνεται είσοδος στο στάδιο αποτελεσμάτων (output). Στο παράθυρο αυτό απεικονίζονται οι διάφορες παραμορφώσεις σε κόμβους των στοιχείων άλλα και οι μέγιστες τιμές των οριζόντιων επιταχύνσεων. Σημειώνεται ότι το λογισμικό προσφέρει ποικίλους τρόπους απεικόνισης των εξαγόμενων αποτελεσμάτων. Το συγκεκριμένο υποπρόγραμμα περιλαμβάνει τα αποτελέσματα κάθε φάσης υπολογισμού ξεχωριστά. Ο χρήστης, αφού ολοκληρωθεί το υπολογιστικό κομμάτι, καλείται να επιλέξει τη φάση που επιθυμεί και να πατήσει την ένδειξη «output». Η ενέργεια αυτή οδηγεί στην εμφάνιση μίας εικόνας με τα αποτελέσματα που αφορούν το τελευταίο βήμα της επιλεγμένης φάσης. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει η απεικόνιση των παραμορφώσεων στο δικτύωμα στοιχείων της προσομοίωσης (deformed mesh) το οποίο στη συνέχεια μπορεί να χρησιμοποιηθεί για σύγκριση με την αρχική γεωμετρία του προσομοιώματος. Σε περίπτωση δυναμικής ανάλυσης η οποία περιλαμβάνει ένα μεγάλο αριθμό βημάτων, η εξαγωγή των αποτελεσμάτων περιλαμβάνει τη δημιουργία μίας μικρού μήκους εικονοσειράς με την αναπαράσταση των αποτελεσμάτων κάθε βήματος καθ' όλη τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης.

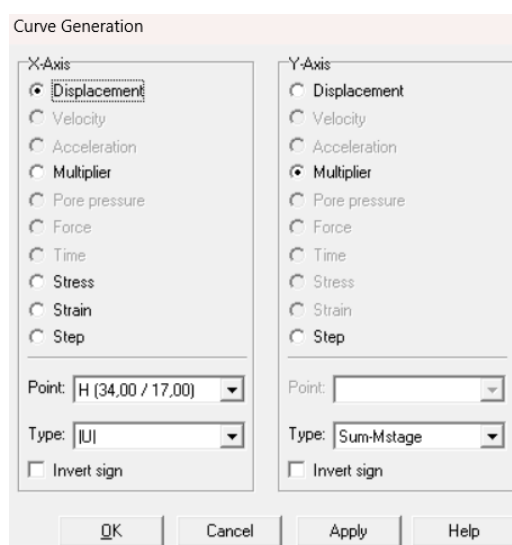
Ακόμη, πέρα από την απεικόνιση των παραμορφώσεων, το λογισμικό απεικονίζει και αποτελέσματα ως προς τις τάσεις, τις κατασκευές και τις διεπιφάνειες. Η απεικόνιση τους γίνεται είτε σχηματικά είτε αριθμητικά με πίνακες. Η σχηματική απεικόνιση ακολουθεί τη διαδικασία που περιγράφεται στην προηγούμενη παράγραφο. Αντίθετα, η δημιουργία πινάκων δίνει τη δυνατότητα περαιτέρω επεξεργασίας τους με την εξαγωγή τους σε άλλα προγράμματα (π.χ. Excel).

4.1.4. Στάδιο σχεδίασης καμπυλών

Αποτελεί το τελευταίο στάδιο της μελέτης με το συγκεκριμένο λογισμικό. Χρησιμοποιείται για τη δημιουργία διαγραμμάτων-καμπυλών (curves) που προκύπτουν από τα αποτελέσματα των αναλύσεων. Περιλαμβάνει ένα μεγάλο φάσμα παραμέτρων όπως π.χ. διαγράμματα χρόνου

συναρτήσει της επιτάχυνσης ή χρόνου συναρτήσει της μετατόπισης. Οι παράμετροι για την κατασκευή των διαγραμμάτων εξαρτώνται από το είδος της ανάλυσης και από τα σημεία που έχει ορίσει ο χρήστης στο στάδιο υπολογισμών (π.χ. σημεία που δηλώνουν μετατοπίσεις). Γενικά, οι καμπύλες που δημιουργεί το λογισμικό PLAXIS 2D αποτελούν μία καλή εικόνα για την μελέτη του αρχικού προσομοιώματος.

Το συγκεκριμένο στάδιο με την ενεργοποίηση του δίνει την δυνατότητα στο χρήστη να επιλέξει ένα νέο αρχείο ή κάποιο προϋπάρχουν. Η επιλογή αυτή οδηγεί στην εμφάνιση της καρτέλας «Curves Generation» (βλ. *Εικόνα 4.7*), στην οποία ο χρήστης καλείται να ορίσει τις παραμέτρους των αξόνων x και y του διαγράμματος, το σημείο για το οποίο θα δημιουργηθεί η καμπύλη και τον τύπο της καμπύλης (π.χ. μετατόπιση του σημείου ως προς τον x άξονα « u_x »).

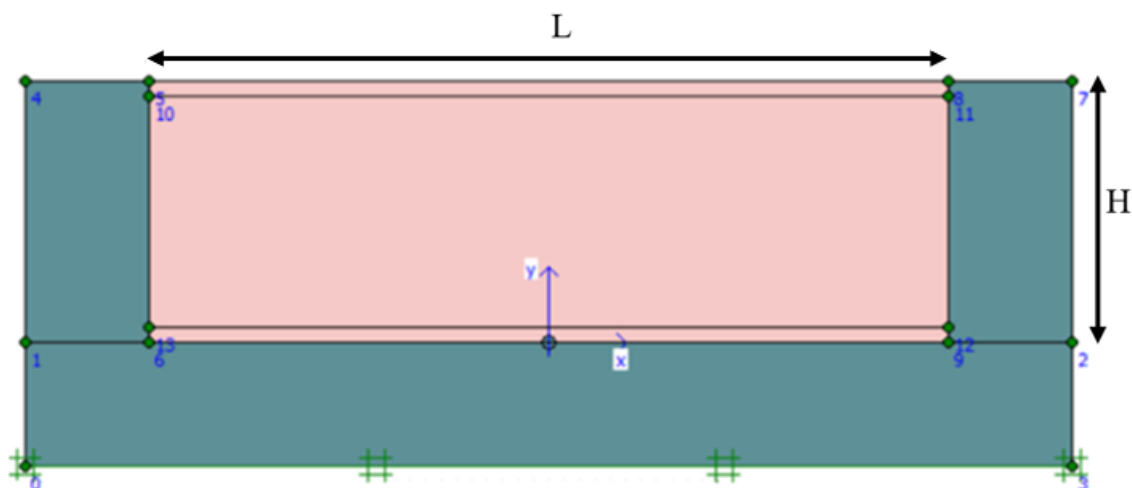


Εικόνα 4.7: Καρτέλα Curve Generation για τη δημιουργία διαγραμμάτων του λογισμικού PLAXIS.

4.2. Γεωμετρία και επαλήθευση προσομοιώματος

Μέθοδος Wood

Η γεωμετρία του προσομοιώματος το οποίο μελετά η παρούσα εργασία ακολουθεί το σύστημα που πρότεινε ο Wood, 1973 (§ 3.2.3). Πιο συγκεκριμένα, όπως φαίνεται και στην *εικόνα 4.8*, πρόκειται για ένα σύστημα που αποτελείται από 2 άκαμπτους τοίχους ενδιάμεσα των οποίων υπάρχει ισότροπο-ομοιογενές ελαστικό έδαφος και συνδέονται με μία άκαμπτη βάση.

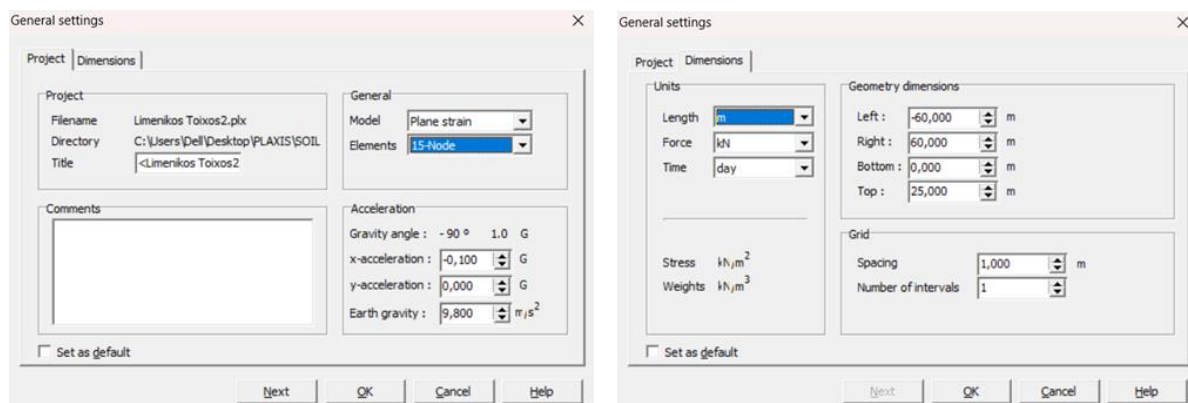


Εικόνα 4.8: Γεωμετρία προσομοιώματος κατά Wood (1973).

Σύμφωνα με τον Wood, 1973, στην περίπτωση που οι δύο άκαμπτοι τοίχοι οι οποίοι απέχουν μία σημαντική απόσταση μεταξύ τους, η παρουσία του ενός δε θα επηρεάσει τις τάσεις που πρόκειται να αναπτυχθούν στον άλλο. Με βάση αυτή τη συνθήκη, θεωρήθηκε αναγκαίο η επαλήθευση του εν λόγω προσομοιώματος να πραγματοποιηθεί για δύο διαφορετικές γεωμετρίες, αρχικά για λόγο μήκος/ύψος (L/H) ίσο με 3 και στη συνέχεια για λόγο μήκος/ύψος (L/H) ίσο με 10.

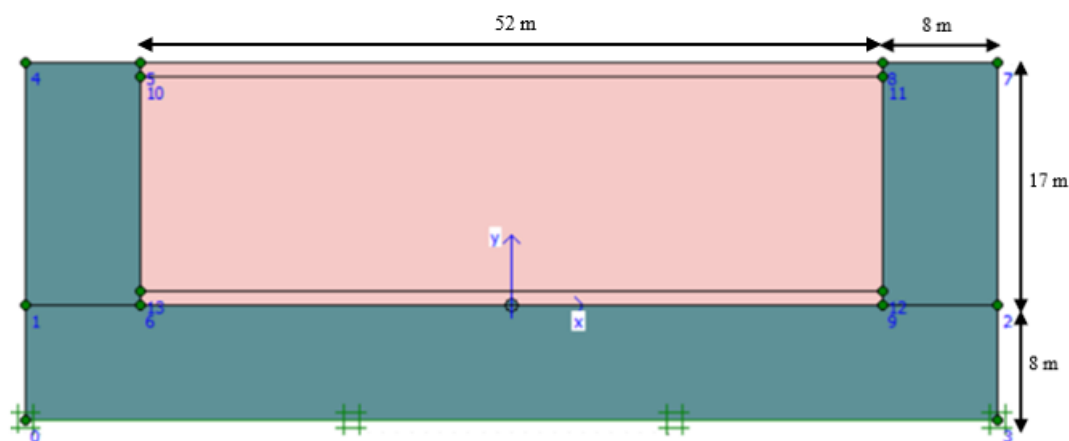
Επαλήθευση προσομοιώματος για $L/H=3$

Αρχικά, για τη δημιουργία και την επίλυση του προσομοιώματος επαλήθευσης με την αριθμητική μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό PLAXIS 2D. Κατά την έναρξη του υποπρογράμματος εισαγωγής δεδομένων έγιναν οι κατάλληλες γενικές ρυθμίσεις (βλ. Εικόνα 4.9). Στην καρτέλα «Project» στο πλαίσιο «elements» επιλέχθηκε η ανάλυση να πραγματοποιηθεί με την χρήση δεκαπεντακτομβικών στοιχείων (15-Node). Στη συνέχεια, στο πλαίσιο «acceleration» ορίστηκε οριζόντια ψευδοστατική επιτάχυνση ίση με $-0.10g$ καθώς και η επιτάχυνση της βαρύτητας η οποία ισούται με $9.80m/s^2$. Έπειτα, στην καρτέλα «Dimensions» καθορίστηκαν οι μονάδες σχεδίασης, οι γεωμετρικές διαστάσεις της επιφάνειας εργασίας και τα χαρακτηριστικά του πλέγματος.



Εικόνα 4.9: Εισαγωγή γενικών ρυθμίσεων του προσομοιώματος στο λογισμικό PLAXIS 2D.

Όσον αφορά τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των επιμέρους στοιχείων του συστήματος, αρχικά οι δύο αντικριστά τοποθετημένοι τοίχοι έχουν ύψος 17 m και πάχος 8 m. Στη συνέχεια, το έδαφος αντιστήριξης έχει ύψος 17 m ενώ το μήκος του, το οποίο αποτελεί και την απόσταση των δύο τοίχων είναι ίσο με 52m. Τέλος, το έδαφος θεμελίωσης έχει ύψος 8m και μήκος του έχει οριστεί ίσο με 68m ώστε να εκτείνεται σε όλο το προσομοίωμα αλλά στην πραγματικότητα είναι απειρομήκες (βλ. Εικόνα 4.10).

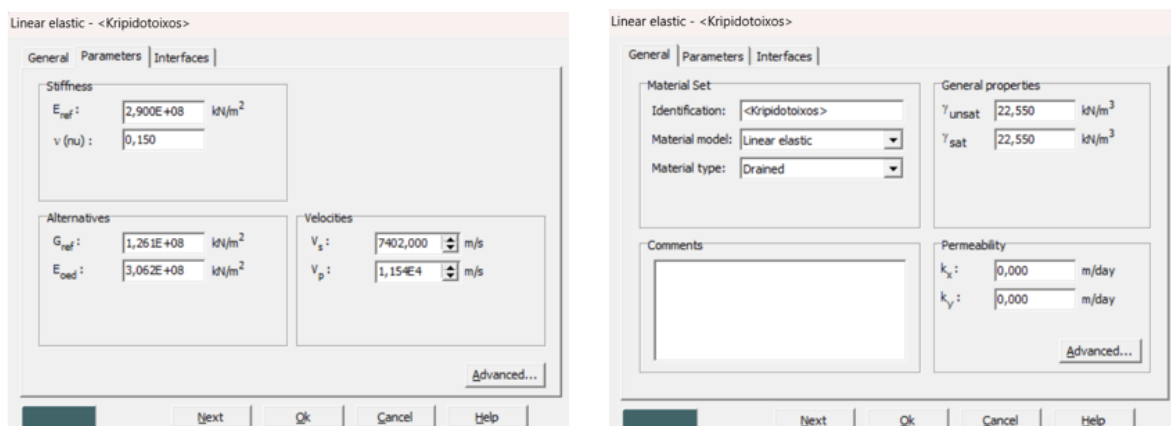


Εικόνα 4.10: Γεωμετρία προσομοιώματος επαλήθευσης κατά Wood με λόγο $L/H=3$ στο λογισμικό PLAXIS 2D.

Στο συγκεκριμένο προσομοίωμα δεδομένου ότι πρόκειται για δύο άκαμπτους τοίχους πάνω σε μία άκαμπτη βάση και με εκτενής έρευνα στη βιβλιογραφία ορίστηκαν οι ίδιες μηχανικές ιδιότητες για τα δύο αυτά υλικά. Αναλυτικότερα, το κριτήριο αστοχίας που χρησιμοποιήθηκε για τα επιμέρους στοιχεία είναι το «Linear elastic» το οποίο αφορά την ελαστική και γραμμική συμπεριφορά των υλικών. Συγκεντρωτικά, όλες οι ιδιότητες που χρησιμοποιήθηκαν για την κατασκευή του συστήματος έδαφος αντιστήριξης – άκαμπτοι τοίχοι – άκαμπτη βάση βρίσκονται στον Πίνακα 4.4. Για την προσομοίωση των άκαμπτων υλικών χρησιμοποιήθηκε μια πολύ μεγάλη τιμή ταχύτητας διάδοσης διατμητικών κυμάτων ($V_s=7400$ m/s). Η εισαγωγή των μηχανικών χαρακτηριστικών στο λογισμικό PLAXIS 2D έγινε με δημιουργία νέου υλικού όπως περιγράφεται στην ενότητα 4.1.1. (βλ. Εικόνα 4.11).

Υλικό	Προσομοίωμα	Ύψος (m)	Πλάτος (m)	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	E (kPa)	ν	V_s (m/s)
Κρηπιδότοιχος	Linear elastic	17.00	8.00	22.55	22.55	$2.90 \cdot 10^8$	0.15	7400
Έδαφος αντιστήριξης	Linear elastic	17.00	52.00	17.00	19.00	$4.12 \cdot 10^5$	0.30	300
Έδαφος θεμελίωσης	Linear elastic	8.00	68.00	22.55	22.55	$2.90 \cdot 10^8$	0.15	7400

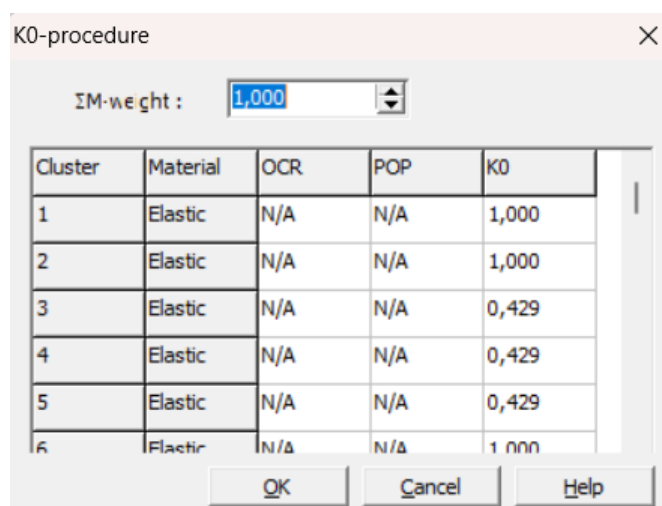
Πίνακας 4.4: Μηχανικά χαρακτηριστικά προσομοιώματος.



Εικόνα 4.11: Εισαγωγή μηχανικών ιδιοτήτων του κρηπιδότοιχου στο λογισμικό PLAXIS 2D.

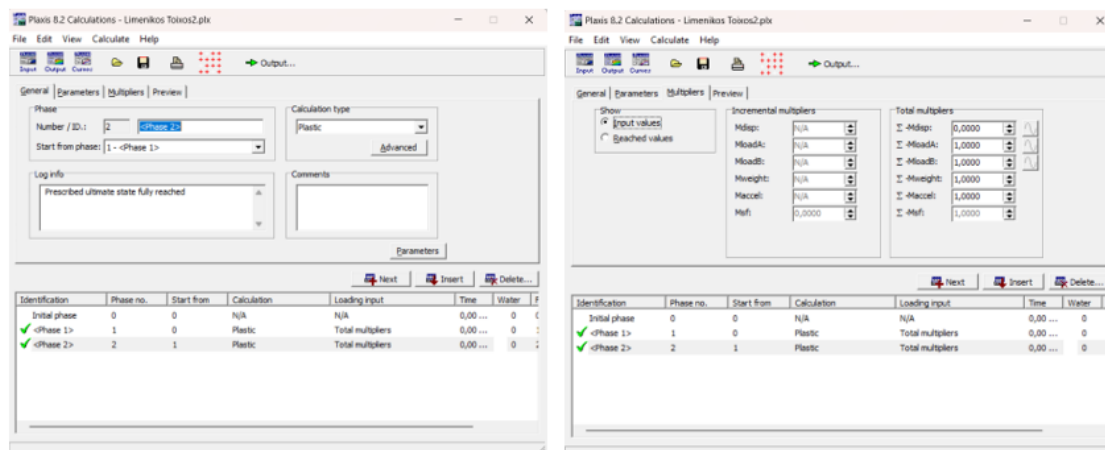
Πριν την έναρξη των υπολογισμών, στο υποπρόγραμμα input ορίστηκαν τα initial stresses (αρχικές τάσεις). Ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων k_o για το έδαφος αντιστήριξης υπολογίστηκε με τη χρήση του λόγου Poisson σύμφωνα με την Εξίσωση 4.2 ίσος με 0.429 (βλ. Εικόνα 4.12):

$$k_o = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (4.2)$$

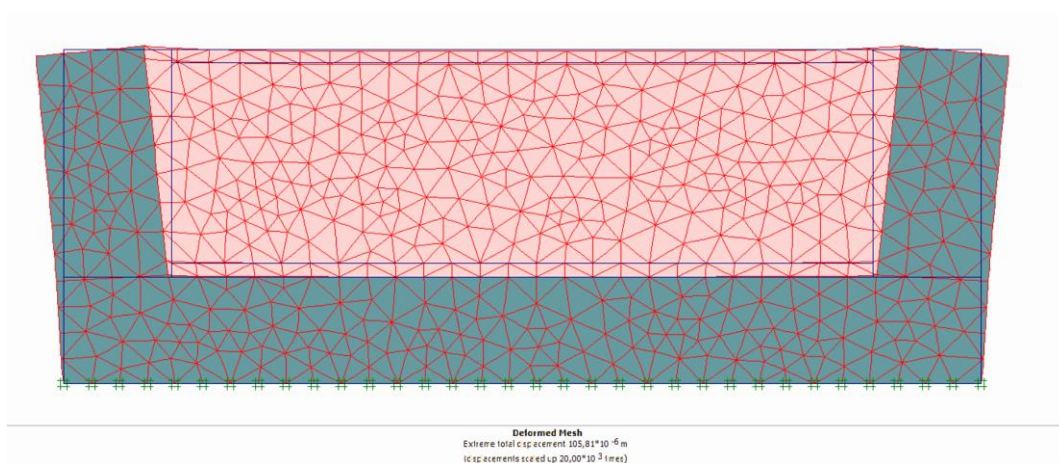


Εικόνα 4.12: Εισαγωγή βαρύτητας και συντελεστών k_o PLAXIS 2D.

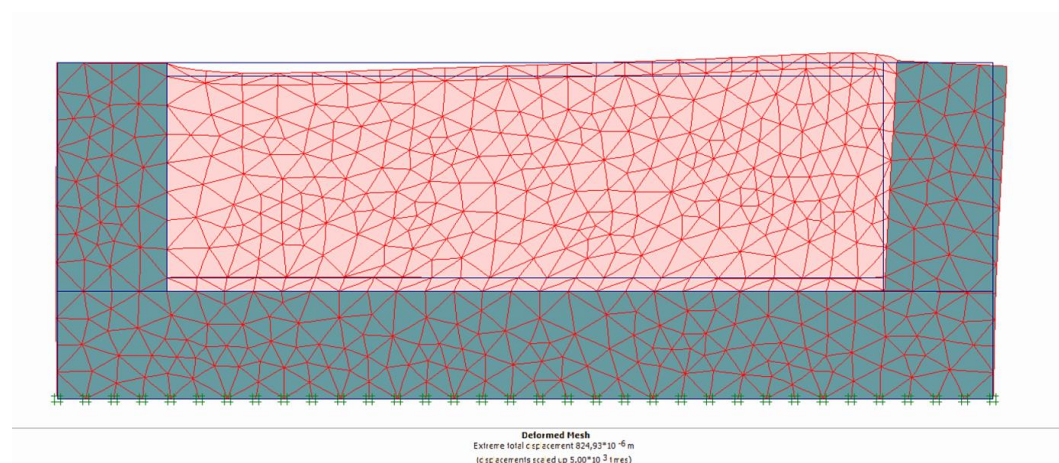
Επόμενο βήμα αποτέλεσε η ενεργοποίηση του προγράμματος «Calculations». Αρχικά στον τύπο ανάλυσης επιλέχθηκε το «Plastic» ενώ ως μέθοδος ανάλυσης ορίστηκε η «Total Multipliers» σύμφωνα με την οποία δημιουργήθηκαν δύο φάσεις. Η πρώτη φάση (Phase 1) αντιπροσωπεύει τη στατική ενώ η δεύτερη (Phase 2) την ψευδοστατική ανάλυση η οποία πρακτικά περιλαμβάνει την εφαρμογή μίας οριζόντιας σταθερής επιτάχυνσης ίση με -0.1g (βλ. Εικόνα 4.13). Με το πέρας και της ψευδοστατικής αυτής ανάλυσης προέκυψαν οι εικόνες παραμόρφωσης πλέγματος για τη στατική και τη δυναμική φόρτιση (βλ. Εικόνες 4.14, 4.15).



Εικόνα 4.13: Εισαγωγή βαρύτητας και συντελεστών k_o PLAXIS 2D.



Εικόνα 4.14: Παραμόρφωση πλέγματος εξαιτίας των στατικών φορτίσεων για προσομοίωμα με $L/H=3$ (με μεγέθυνση κατά $20 \cdot 10^3$).

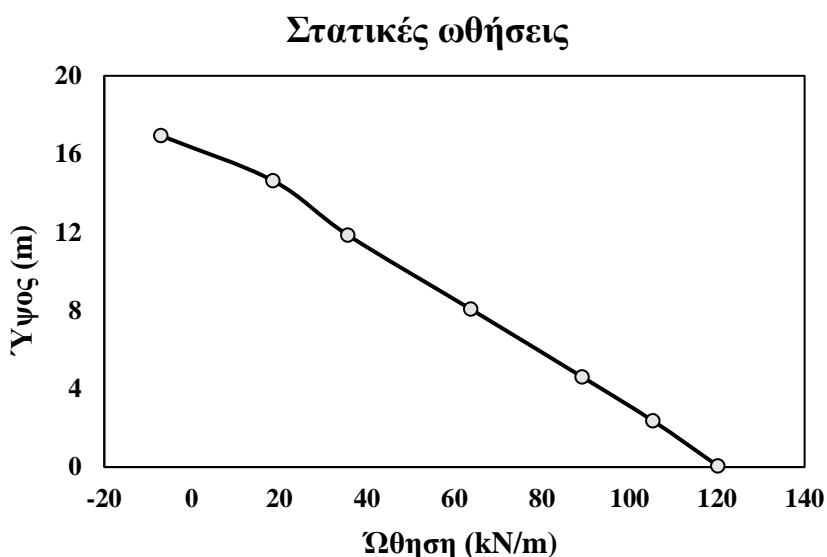


Εικόνα 4.15: Παραμόρφωση πλέγματος εξαιτίας των δυναμικών φορτίσεων για προσομοίωμα με $L/H=3$ (με μεγέθυνση κατά $5 \cdot 10^3$).

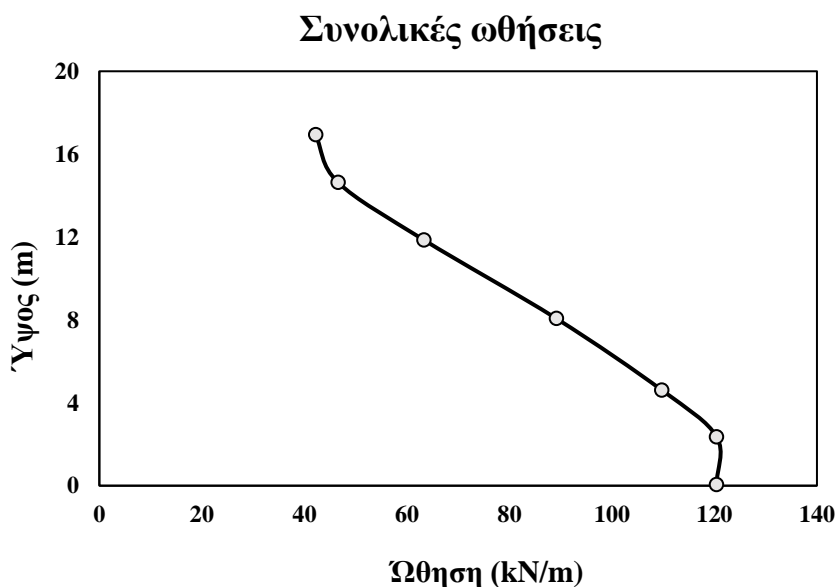
Τέλος, με τη χρήση του υποπρογράμματος «curves» δημιουργήθηκαν τα διαγράμματα του των ωθήσεων συναρτήσει του ύψους του δεξιού τοίχου. Σημειώνεται ότι ο τοίχος της δεξιάς πλευράς χρησιμοποιήθηκε για την επιλογή σημείων στο πίσω μέρος του καθώς η επιτάχυνση

που ορίστηκε εξαρχής (-0.1g) έχει αρνητική τιμή συνεπώς οι αδρανειακές δυνάμεις πρόκειται να δράσουν προς τη δεξιά πλευρά και ως αποτέλεσμα να δημιουργηθεί μεγαλύτερη παραμόρφωση στον τοίχο αυτής της πλευράς.

Τα αποτελέσματα της στατικής και ψευδό-στατικής ανάλυσης χρησιμοποιήθηκαν για τον υπολογισμό των σεισμικών ωθήσεων σύμφωνα με την σχέση: **Συνολικές ωθήσεις – Στατικές ωθήσεις = Σεισμικές ωθήσεις**. Στη συνέχεια, δημιουργήθηκαν τα αντίστοιχα διαγράμματα των ωθήσεων συναρτήσει του ύψους του τοίχου (βλ. Εικόνες 4.16, 4.17, 4.18).



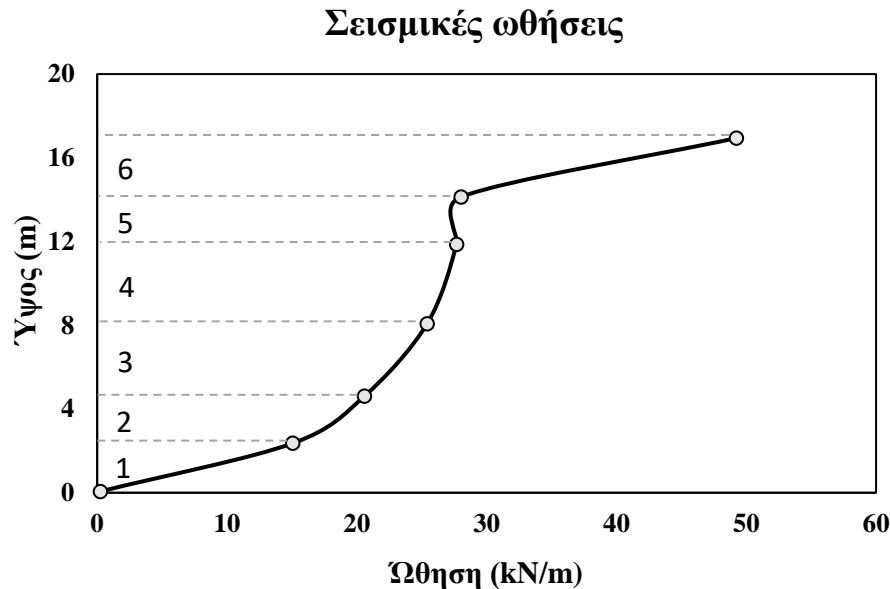
Εικόνα 4.16: Διάγραμμα στατικών ωθήσεων συναρτήσει του ύψους του κρηπιδότοιχου για προσομοίωμα με $L/H=3$.



Εικόνα 4.17: Διάγραμμα συνολικών (στατικές συν σεισμικές) ωθήσεων συναρτήσει του ύψους του κρηπιδότοιχου για προσομοίωμα με $L/H=3$.

Με τη βοήθεια του διαγράμματος των σεισμικών ωθήσεων καθ' ύψος του τοίχου, όπως φαίνεται και στην Εικόνα 4.18, δημιουργήθηκαν επιμέρους τραπέζια με σκοπό τον υπολογισμό

της συνολικής επιφάνειας που καλύπτει η συγκεκριμένη καμπύλη. Το εμβαδόν που αναλογεί στο διάγραμμα αυτό υποδηλώνει και την συνολική τιμή των δυναμικών ωθήσεων ΔP . Αθροίζοντας τα επιμέρους εμβαδά των τραπεζίων προέκυψε η τιμή του ΔP ίση με 409.56 kN/m η οποία στη συνέχεια πρόκειται να συγκριθεί με την αντίστοιχη τιμή κατά Wood.



Εικόνα 4.18: Διάγραμμα σεισμικών ωθήσεων συναρτήσει του ύψους του κρηπιδότοιχου για προσομοίωμα με $L/H=3$.

Αναλυτική λύση κατά Wood (1973)

Με την επίλυση της Εξίσωσης 2.36 η οποία αναπτύχθηκε από τον Wood (1973) για τον υπολογισμό των δυναμικών ωθήσεων προκύπτει η αναλυτική τιμή της του ΔP ίση με 417.61kN/m. Στον Πίνακα 4.5 φαίνονται οι παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν για τον αναλυτικό υπολογισμό των δυναμικών ωθήσεων στο εν λόγω προσομοίωμα:

$$\Delta P_{eq} = \gamma H^2 \left(\frac{\alpha_h}{g} \right) F_p \quad (2.36)$$

όπου:

ΔP_{eq} : συνολικές δυναμικές ωθήσεις

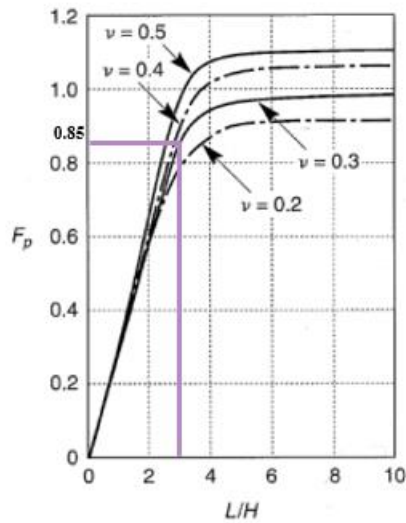
α_h : οριζόντια ψευδοστατική επιτάχυνση βάσης

γ : ειδικό βάρος εδάφους αντιστήριξης

F_p : αδιάστατος συντελεστής δυναμικής ώθησης

H : το ύψος του τοίχου

Ο συντελεστής $F_p = 0.85$ προσδιορίστηκε από το διάγραμμα της Εικόνας 4.19. για λόγο μήκους προς ύψος $L/H=3$ και λόγο Poisson $\nu=0.3$.



Εικόνα 4.19: Διάγραμμα συντελεστή δυναμικών ωθήσεων F_p για διάφορες γεωμετρίες και λόγο Poisson (Wood, 1973· Kramer 1996).

Παράμετρος εξίσωσης	Τιμή
γ	17kN/m ³
H	17 m
α_h	0.1g
F_p	0.85

Πίνακας 4.5: Παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν για τον αναλυτικό υπολογισμό των δυναμικών ωθήσεων.

Η ολοκλήρωση της επαλήθευσης του προσομοιώματος για λόγο μήκους προς ύψος $L/H=3$ πραγματοποιήθηκε με τον υπολογισμό της απόκλισης της αναλυτικής τιμής του ΔP από την αντίστοιχη αριθμητική, όπως φαίνεται παρακάτω.

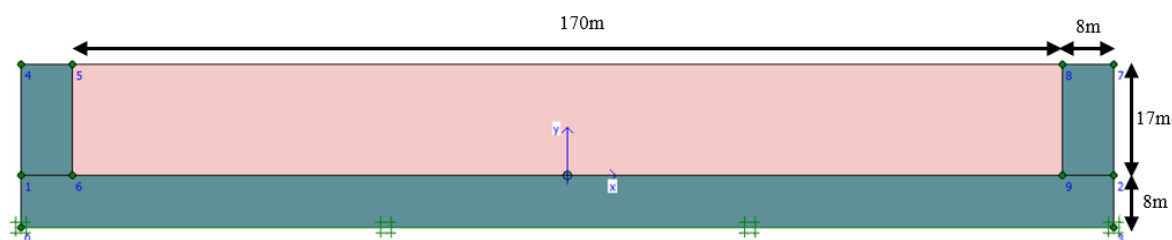
$$\% \text{ απόκλιση} = \left(\frac{\text{Αναλυτική τιμή}}{\text{Αριθμητική τιμή}} - 1 \right) \cdot 100\% \Rightarrow \% \text{ απόκλιση} = \left(\frac{417.61 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{409.56 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} - 1 \right) \cdot 100\% \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \% \text{ απόκλιση} = 1.96\%$$

Η απόκλιση των δύο τιμών ισούται με 1.96%, ένα ποσοστό το οποίο υποδηλώνει και επιβεβαιώνει ότι η αρχική προσομοίωση και η αριθμητική ανάλυση που προηγήθηκε με τη χρήση του λογισμικού PLAXIS 2D επαληθεύεται από τα αποτελέσματα της αναλυτικής λύσης. Συνεπώς, το προσομοίωμα του συστήματος έδαφος αντιστήριξης – άκαμπτοι τοίχοι – άκαμπτη βάση θεωρείται αξιόπιστο.

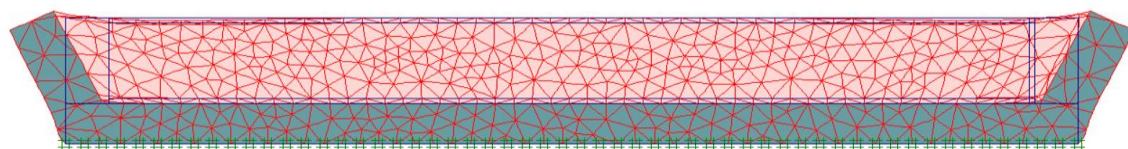
Επαλήθευση προσομοιώματος για $L/H=10$

Όπως ήδη προαναφέρθηκε η επαλήθευση του προσομοιώματος κατά ο Wood (1973) το οποίο πραγματεύεται η παρούσα διπλωματική¹ πραγματοποιήθηκε για δύο διαφορετικές γεωμετρίες. Για την επαλήθευση και της δεύτερης γεωμετρίας η οποία πραγματεύεται λόγο μήκους προς ύψος $L/H=10$, εφαρμόστηκε η ίδια ακριβώς διαδικασία που παρουσιάστηκε προηγουμένως για λόγο $L/H=3$. Πιο συγκεκριμένα, τα μηχανικά χαρακτηριστικά, οι συντελεστές ουδέτερων ωθήσεων k_0 καθώς και όλα τα βήματα για τη στατική και ψευδο-στατική ανάλυση του προσομοιώματος με $L/H=10$ ταυτίζονται με εκείνα της γεωμετρίας με $L/H=3$ (βλ. Εικόνες 4.11, 4.12, 4.13). Αρχικά, στην Εικόνα 4.20 φαίνεται σχηματικά η γεωμετρία της συγκεκριμένης προσομοίωσης όπως αυτή δημιουργήθηκε στο λογισμικό PLAXIS 2D.



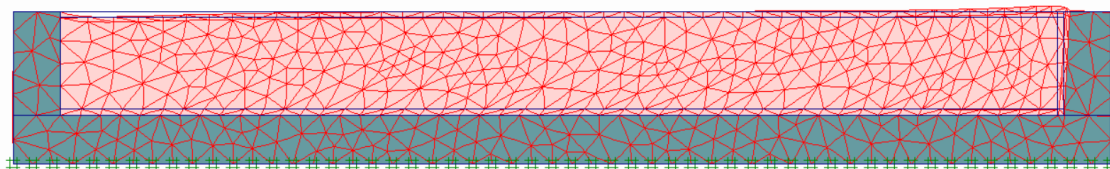
Εικόνα 4.20: Γεωμετρία προσομοιώματος επαλήθευσης κατά Wood με λόγο $L/H=10$ στο λογισμικό PLAXIS 2D.

Με την ολοκλήρωση των υπολογισμών, εξαχθήκαν οι παρακάτω εικόνες παραμόρφωσης του πλέγματος από το στάδιο εξαγωγής αποτελεσμάτων - output (βλ. Εικόνες 4.21, 4.22).



Deformed Mesh
Extreme total displacement: $106,17 \cdot 10^{-6}$ m
(displacements scaled up $100,00 \cdot 10^3$ times)

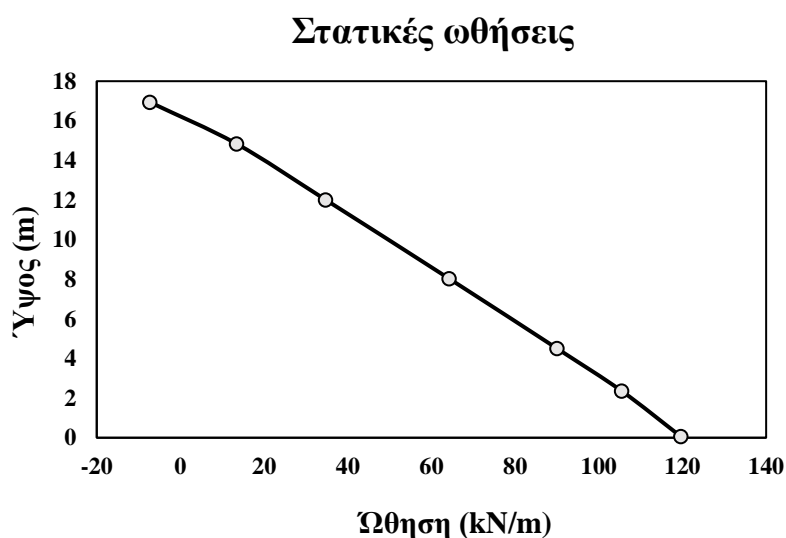
Εικόνα 4.21: Παραμόρφωση πλέγματος εξαιτίας των στατικών φορτίσεων για προσομοίωμα με $L/H=10$ (με μεγέθυνση κατά $100 \cdot 10^3$).



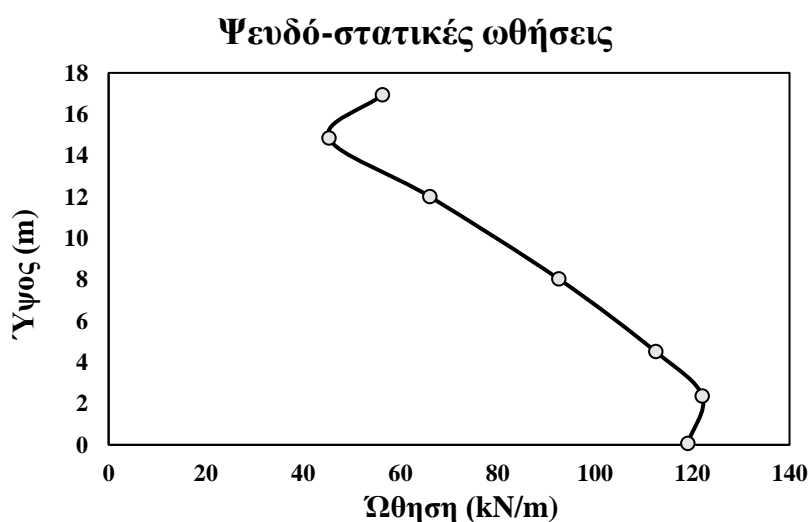
Deformed Mesh
Extreme total displacement: $1,52 \cdot 10^{-3}$ m
(displacements scaled up $5,00 \cdot 10^3$ times)

Εικόνα 4.22: Παραμόρφωση πλέγματος εξαιτίας των δυναμικών φορτίσεων για προσομοίωμα με $L/H=10$ (με μεγέθυνση κατά $5 \cdot 10^3$).

Στη συνέχεια, τα αποτελέσματα της στατικής και ψευδό-στατικής ανάλυσης χρησιμοποιήθηκαν για τον υπολογισμό των σεισμικών ωθήσεων (συνολικές/ψευδό-στατικές ωθήσεις – στατικές ωθήσεις = σεισμικές ωθήσεις). Τα διαγράμματα των ωθήσεων συναρτήσει του ύψους του δεξιού τοίχου του προσομοιώματος με λόγο μήκος προς ύψος $L/H=10$ φαίνονται στη συνέχεια (βλ. Εικόνες 4.23, 4.24, 4.25).



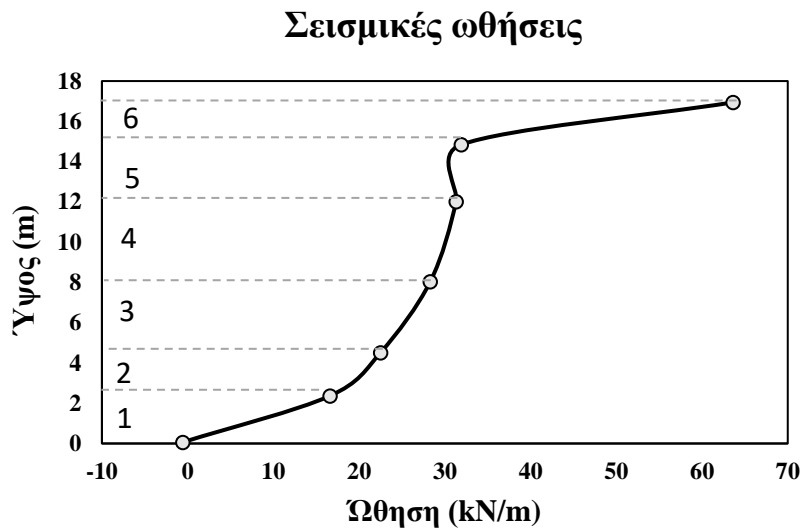
Εικόνα 4.23: Διάγραμμα στατικών ωθήσεων συναρτήσει του ύψους του κρηπιδότοιχου για προσομοίωμα με $L/H=10$.



Εικόνα 4.24: Διάγραμμα ψευδό-στατικών (στατικές συν σεισμικές) ωθήσεων συναρτήσει του ύψους του κρηπιδότοιχου για προσομοίωμα με $L/H=10$.

Με τη βοήθεια του διαγράμματος των σεισμικών ωθήσεων καθ' ύψος του τοίχου, όπως φαίνεται και στην Εικόνα 4.25, δημιουργήθηκαν επιμέρους τραπέζια με σκοπό τον υπολογισμό της συνολικής επιφάνειας που καλύπτει η συγκεκριμένη καμπύλη. Το εμβαδόν που αναλογεί στο διάγραμμα αυτό υποδηλώνει και τη συνολική τιμή των δυναμικών ωθήσεων ΔP .

Αθροίζοντας τα επιμέρους εμβαδά των τραπεζίων προέκυψε η τιμή του ΔP ίση με 458.81kN/m η οποία στη συνέχεια πρόκειται να συγκριθεί με την αντίστοιχη τιμή κατά Wood.



Εικόνα 4.25: Διάγραμμα σεισμικών ωθήσεων συναρτήσει του ύψους του κρηπιδότοιχου για προσομοίωμα με $L/H=10$.

Αναλυτική λύση κατά Wood (1973) για $L/H=10$

Με τη χρήση της Εξίσωσης 2.36 κατά Wood (1973) υπολογίστηκε η αναλυτική τιμή των δυναμικών ωθήσεων ΔP ίση με 476.56kN/m. Στον Πίνακα 4.10 φαίνονται οι παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν.

$$\Delta P_{eq} = \gamma H^2 \left(\frac{\alpha_h}{g} \right) F_p \quad (2.36)$$

όπου,

ΔP_{eq} : συνολικές δυναμικές ωθήσεις

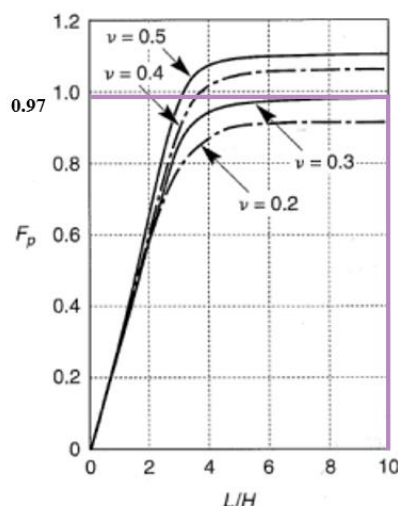
α_h : οριζόντια ψευδοστατική επιτάχυνση βάσης

γ : ειδικό βάρος εδάφους αντιστήριξης

F_p : αδιάστατος συντελεστής δυναμικής ώθησης

H : το ύψος του τοίχου

Ο συντελεστής $F_p = 0.97$ προσδιορίστηκε από το διάγραμμα της Εικόνας 4.26. για λόγο μήκος προς ύψος $L/H=10$ και λόγο Poisson $\nu=0.3$.



Εικόνα 4.26: Διάγραμμα συντελεστή δυναμικών ωθήσεων F_p για διάφορες γεωμετρίες και λόγο Poisson (Wood, 1973* Kramer 1996).

Παράμετρος εξίσωσης	Τιμή
γ	17kN/m ³
H	17 m
α_h	0.1g
F_p	0.97

Πίνακας 4.6: Παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν για τον αναλυτικό υπολογισμό των δυναμικών ωθήσεων.

Η ολοκλήρωση της επαλήθευσης του προσομοιώματος για λόγο μήκος προς ύψος $L/H=10$ πραγματοποιήθηκε με τον υπολογισμό της απόκλισης της αναλυτικής τιμής του ΔP από την αντίστοιχη αριθμητική, όπως φαίνεται παρακάτω:

$$\% \text{ απόκλιση} = \left(\frac{\text{Αναλυτική τιμή}}{\text{Αριθμητική τιμή}} - 1 \right) \cdot 100\% \Rightarrow \% \text{ απόκλιση} = \left(\frac{476.56 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{458.81 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} - 1 \right) \cdot 100\% \Rightarrow$$

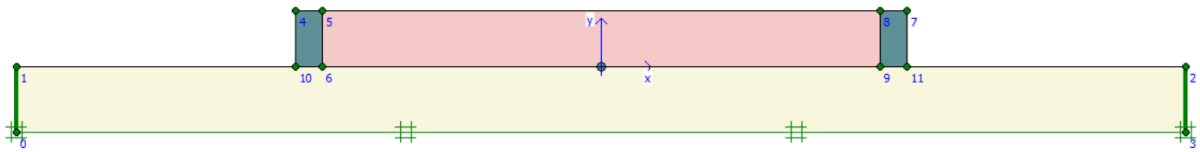
$$\Rightarrow \% \text{ απόκλιση} = 3.87\%$$

Η απόκλιση των δύο τιμών ισούται με 3.87%, ένα ποσοστό το οποίο και σε αυτήν την περίπτωση αποδεικνύει πως ο τρόπος προσομοίωσης του συστήματος έδαφος αντιστήριξης – άκαμπτοι τοίχοι – άκαμπτη βάση είναι αξιόπιστος.

Μέθοδος Mononobe – Okabe

Δεδομένου ότι η μέθοδος Wood αναφέρεται σε άκαμπτους τοίχους πάνω σε άκαμπτη βραχομάζα κρίθηκε απαραίτητο να επαληθευθεί και η περίπτωση δύο εύκαμπτων τοίχων πάνω σε μαλακή εδαφική στρώση θεμελίωσης καθώς οι λιμενικοί κρηπιδότοιχοι είναι επιρρεπείς σε αστοχία λόγω κάμψης. Ο έλεγχος αξιοπιστίας του λογισμικού PLAXIS 2D στην περίπτωση αυτή έγινε για το ίδιο προσομοίωμα με λόγο $L/H=10$ με τη διαφορά ότι στη στρώση της

θεμελίωσης εφαρμόστηκαν δύο διαφορετικοί τύποι μαλακού εδάφους με ταχύτητες εγκάρσιων κυμάτων $V_s=100\text{m/s}$ και $V_s=300\text{m/s}$, αντίστοιχα. Στην *Εικόνα 4.27* παρουσιάζεται η γεωμετρία του προσομοιώματος.



Εικόνα 4.27: Γεωμετρία προσομοιώματος επαλήθευσης κατά Monopobe-Okabe με λόγο $L/H=10$ στο λογισμικό PLAXIS 2D.

Επαλήθευση προσομοιώματος για $V_s=100\text{m/s}$

Η προκαταρκτική αυτή ανάλυση πραγματοποιήθηκε χρησιμοποιώντας ψευδοστατική οριζόντια επιτάχυνση $0.10g$. Η διαφορά σε σχέση με το προσομοίωμα κατά Wood εκτός, της αλλαγής του εδάφους θεμελίωσης, είναι το κριτήριο αστοχίας που χρησιμοποιήθηκε για το αντιστηριζόμενο έδαφος αλλά και την ίδια τη θεμελίωση το οποίο ακολουθεί το κριτήριο αστοχίας κατά Mohr – Coulomb. Στον *Πίνακα 4.7* δίνονται τα μηχανικά και γεωμετρικά χαρακτηριστικά που χρησιμοποιήθηκαν κατά την αριθμητική ανάλυση.

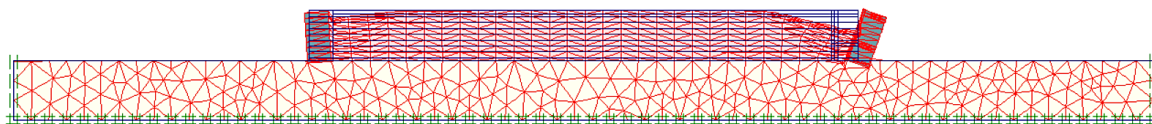
Υλικό	Προσομοίωμα	Ύψος (m)	Πλάτος (m)	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	E (kPa)	ν	ϕ (°)	c (kPa)	V_s (m/s)
Κρηπιδότοιχος	Linear elastic	17.00	8.00	22.55	22.55	$2.90 \cdot 10^8$	0.15	-	-	7400
Έδαφος αντιστήριξης	Mohr - Coulomb	17.00	170.00	17.00	19.00	$4.12 \cdot 10^5$	0.30	35	1	300
Έδαφος θεμελίωσης	Mohr - Coulomb	20.00	356.00	18.00	18.00	$4.88 \cdot 10^4$	0.33	35	1	100

Πίνακας 4.7: Μηχανικά και γεωμετρικά χαρακτηριστικά προσομοιώματος.

Πριν την έναρξη των υπολογισμών, στο υποπρόγραμμα input ορίστηκαν τα initial stresses (αρχικές τάσεις) σύμφωνα με την *Εξίσωση 4.3* ώστε να πληρείται το κριτήριο αστοχίας κατά Mohr - Coulomb. Ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων k_0 για τα εδάφη αντιστήριξης και θεμελίωσης υπολογίστηκε ίσος με 0.426:

$$k_0 = 1 - \sin \phi \quad (4.3)$$

Επόμενο βήμα αποτέλεσε η ενεργοποίηση του προγράμματος «Calculations». Αρχικά, στον τύπο ανάλυσης επιλέχθηκε η «Plastic» σύμφωνα με την οποία δημιουργήθηκαν δύο φάσεις. Η πρώτη φάση (Phase 1) αντιπροσωπεύει τη στατική ενώ η δεύτερη (Phase 2) την ψευδοστατική ανάλυση η οποία όπως και στην επαλήθευση κατά Wood προκύπτει από την εφαρμογή οριζόντιας σταθερής επιτάχυνσης ίση με $-0.1g$. Στην *Εικόνα 4.28* φαίνεται η τελική παραμόρφωση του πλέγματος με το πέρας της ψευδοστατικής ανάλυσης.

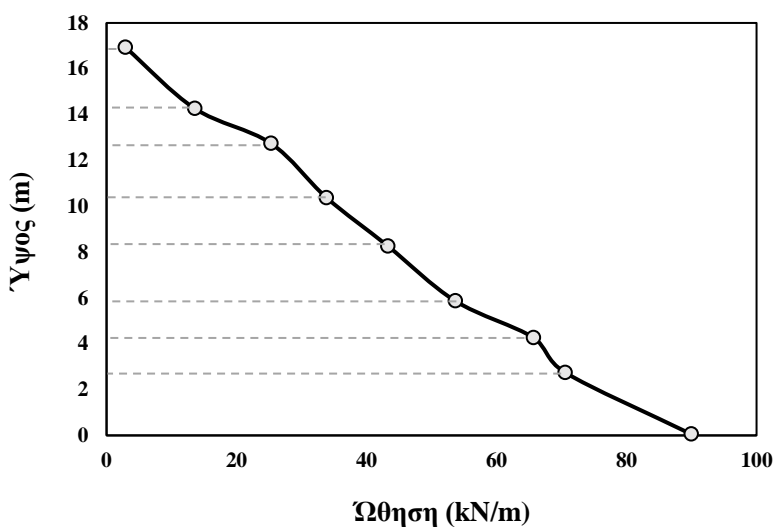


Deformed Mesh
Extreme total displacement 597,34*10⁻³ m
(displacements scaled up 20,00 times)

Εικόνα 4.28: Παραμόρφωση πλέγματος εξαιτίας των δυναμικών φορτίσεων για προσομοίωμα με $L/H=10$ (με μεγέθυνση κατά 20 φορές).

Τελευταίο βήμα για τον έλεγχο αξιοπιστίας του προσομοιώματος είναι η δημιουργία του διαγράμματος ωθήσεων συναρτήσει του ύψους του δεξιού τοίχου (βλ. *Εικόνα 4.29*). Σημειώνεται ότι ο τοίχος της δεξιάς πλευράς χρησιμοποιήθηκε για την επιλογή σημείων, καθώς η επιτάχυνση που ορίστηκε εξ αρχής ($-0.1g$) έχει αρνητική τιμή. Συνεπώς, οι αδρανειακές δυνάμεις πρόκειται να δράσουν προς τη δεξιά πλευρά και ως αποτέλεσμα να δημιουργηθεί μεγαλύτερη παραμόρφωση στον τοίχο αυτής της πλευράς.

Κατανομή συνολικών ωθήσεων



Εικόνα 4.29: Διάγραμμα συνολικών ωθήσεων συναρτήσει του ύψους του κρηπιδότοιχου για προσομοίωμα με $V_s=100m/s$.

Σύμφωνα με το διάγραμμα των συνολικών ωθήσεων καθ' ύψος του τοίχου, όπως φαίνεται και στην *Εικόνα 4.29*, δημιουργήθηκαν επιμέρους τραπέζια με σκοπό τον υπολογισμό της συνολικής επιφάνειας που καλύπτει η συγκεκριμένη καμπύλη. Το εμβαδόν που αναλογεί στο διάγραμμα αυτό υποδηλώνει και την συνολική τιμή της ώθησης P και είναι ίσο με 733.73 kN/m .

Αναλυτική λύση Mononobe - Okabe

Για τον προσδιορισμό της συνολικής τιμής P σύμφωνα με τη μέθοδο Mononobe – Okabe χρησιμοποιήθηκαν οι παράμετροι του *Πίνακα 4.8*. Αρχικά, υπολογίστηκε η σεισμική γωνία ψ

ίση με 5.71°, σύμφωνα με την Εξίσωση 2.21 (βλ. Κεφάλαιο 2). Στη συνέχεια, σύμφωνα με την Εξίσωση 2.20 προσδιορίστηκε ο δυναμικός συντελεστής ενεργητικής ώθησης $K_{AE}=0.304$ και τέλος, ο υπολογισμός της συνολικής ενεργητικής ώθησης πραγματοποιήθηκε με τη χρήση της σχέσης 2.19 και ισούται με 746.78 kN/m.

Παράμετρος	Τιμή
φ	35°
c	1 kPa
δ	$\varphi/2=17.5^\circ$
β	0°
θ	0°
k_h	0.1
k_v	0
γ	17kN/m

Πίνακας 4.8: Παράμετροι υπολογισμού συνολικής ενεργητικής ώθησης κατά Mononobe - Okabe.

Η ολοκλήρωση της επαλήθευσης πραγματοποιήθηκε με τον υπολογισμό της απόκλισης της αναλυτικής τιμής της συνολικής ώθησης P από την αριθμητική, όπως φαίνεται παρακάτω.

$$\% \text{ απόκλιση} = \left(\frac{\text{Αναλυτική τιμή}}{\text{Αριθμητική τιμή}} - 1 \right) \cdot 100\% \Rightarrow \% \text{ απόκλιση} = \left(\frac{746.78 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{733.73 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} - 1 \right) \cdot 100\% \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \% \text{ απόκλιση} = 1.78\%$$

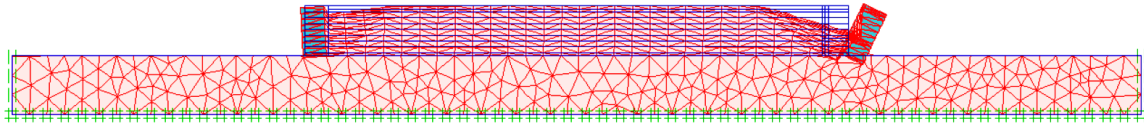
Η απόκλιση των δύο τιμών ισούται με 1.78%. Συνεπώς, η αριθμητική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε με το λογισμικό PLAXIS 2D επαληθεύεται και θεωρείται αξιόπιστη.

Επαλήθευση προσομοιώματος για $V_s=300\text{m/s}$

Η ίδια διαδικασία επαλήθευσης επαναλήφθηκε για έναν ακόμη τύπο μαλακού εδάφους με $V_s=300\text{m/s}$. Στον Πίνακα 4.9 δίνονται τα μηχανικά και γεωμετρικά χαρακτηριστικά που χρησιμοποιήθηκαν κατά την αριθμητική ανάλυση. Πριν την έναρξη των υπολογισμών, στο υποπρόγραμμα input ορίστηκαν τα initial stresses (αρχικές τάσεις) ώστε να πληρείται το κριτήριο αστοχίας κατά Mohr - Coulomb. Ο συντελεστής αρχικών ουδέτερων πιέσεων k_0 υπολογίστηκε σύμφωνα με την Εξίσωση 4.3 και παραμένει ίσος με 0.426. Στην Εικόνα 4.30 φαίνεται η τελική παραμόρφωση του πλέγματος με το πέρας της ψευδοστατικής ανάλυσης.

Υλικό	Προσομοίωση	Ύψος (m)	Πλάτος (m)	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	E (kPa)	ν	φ (°)	c (kPa)	V_s (m/s)
Κρηπίδοτοιχος	Linear elastic	17.00	8.00	22.55	22.55	$2.90 \cdot 10^8$	0.15	-	-	7400
Έδαφος αντιστήριξης	Mohr - Coulomb	17.00	170.00	17.00	19.00	$4.12 \cdot 10^5$	0.30	35	1	300
Έδαφος θεμελίωσης	Mohr - Coulomb	20.00	356.00	18.00	18.00	$4.88 \cdot 10^4$	0.33	35	1	300

Πίνακας 4.7: Μηχανικά και γεωμετρικά χαρακτηριστικά προσομοιώματος.

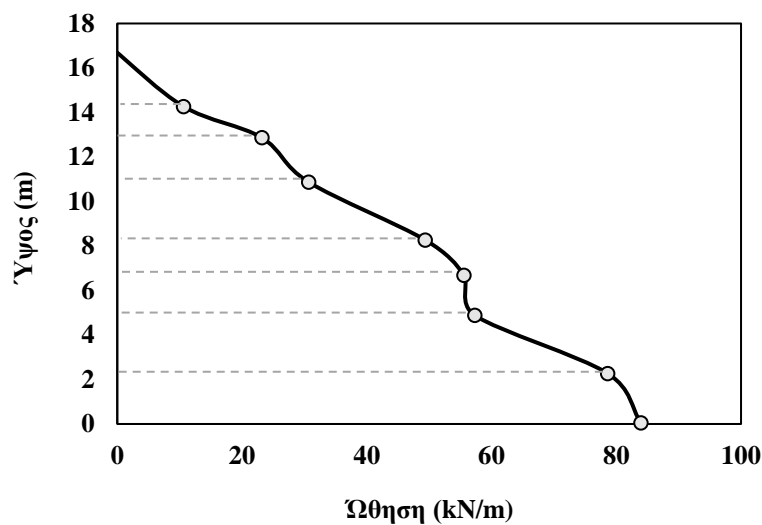


Deformed Mesh
Extreme total displacement 79,20*10⁻³ m
(displacements scaled up 200,00 times)

Εικόνα 4.30: Παραμόρφωση πλέγματος εξαιτίας των δυναμικών φορτίσεων για προσομοίωμα με $L/H=10$ (με μεγέθυνση κατά 200 φορές).

Ο έλεγχος αξιοπιστίας ολοκληρώνεται με τη δημιουργία του διαγράμματος ωθήσεων συναρτήσει του ύψους του δεξιού τοίχου (βλ. *Εικόνα 4.31*). Το εμβαδόν που αναλογεί στο διάγραμμα αυτό υποδηλώνει την συνολική τιμή της ώθησης P και είναι ίσο με 737.39kN/m.

Κατανομή συνολικών ωθήσεων



Εικόνα 4.29: Διάγραμμα συνολικών ωθήσεων συναρτήσει του ύψους του κρηπιδότοιχου για προσομοίωμα με $V_s=100\text{m/s}$.

Η ολοκλήρωση της επαλήθευσης πραγματοποιήθηκε με τον υπολογισμό της απόκλισης της αναλυτικής τιμής της συνολικής ώθησης P , η οποία προσδιορίστηκε προηγουμένως ίση με 746.78kN/m, από την αντίστοιχη αριθμητική λύση.

$$\% \text{ απόκλιση} = \left(\frac{\text{Αναλυτική τιμή}}{\text{Αριθμητική τιμή}} - 1 \right) \cdot 100\% \Rightarrow \% \text{ απόκλιση} = \left(\frac{746.78 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{737.39 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} - 1 \right) \cdot 100\% \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \% \text{ απόκλιση} = 1.27\%$$

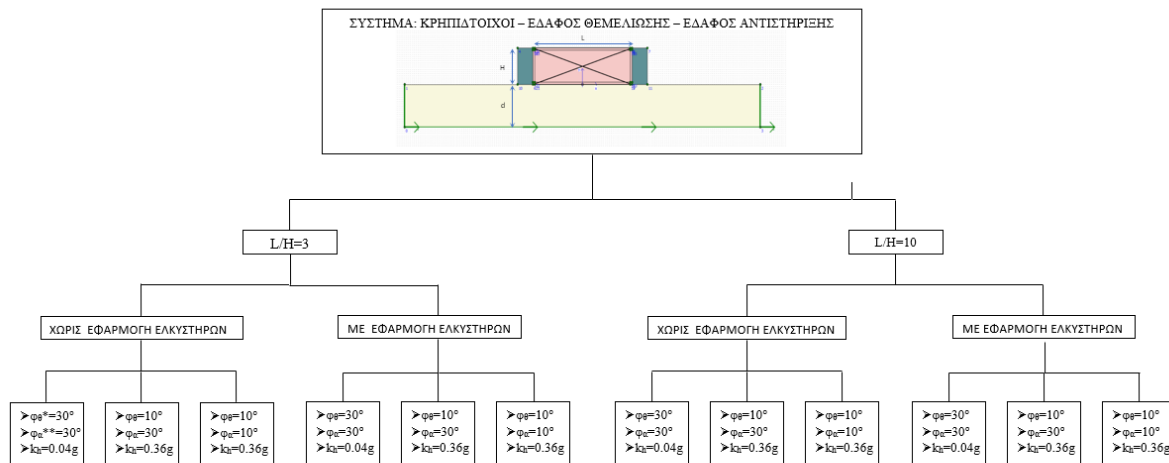
Η απόκλιση των δύο τιμών ισούται με 1.27%. Συνεπώς, και σε αυτήν την περίπτωση η αριθμητική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε με το λογισμικό PLAXIS 2D επαληθεύεται. Ολοκληρώνοντας, οι προκαταρκτικές αναλύσεις που έγιναν στο αρχικό αυτό στάδιο της μελέτης επιβεβαίωσαν τα αποτελέσματα των αναλυτικών λύσεων, συνεπώς οι προσομοιώσεις που πρόκειται να υλοποιηθούν στη συνέχεια θεωρούνται αξιόπιστες.

Παραμετρικές Αναλύσεις

5.1. Εισαγωγή

Αρχικά, οι αριθμητικές αναλύσεις του συστήματος κρηπιδότοιχοι – θεμελίωση – έδαφος αντιστήριξης πραγματοποιήθηκαν για δύο διαφορετικές γεωμετρίες οι οποίες ορίστηκαν με βάση το λόγο μήκος προς ύψος κατά Wood. Στην πρώτη περίπτωση, τα προσομοιώματα που δημιουργήθηκαν ακολουθούν τη γεωμετρία με $L/H=3$, ενώ στη συνέχεια η απόσταση μεταξύ των δύο τοίχων αυξήθηκε με το λόγο μήκος προς ύψος να ισούται με $L/H=10$. Για την αριθμητική ανάλυση των εξεταζόμενων συστημάτων χρησιμοποιήθηκαν δύο παλμοί Ricker των 6Hz και 2Hz. Μία ακόμη παράμετρος διάκρισης μεταξύ των αναλύσεων αποτέλεσε το έδαφος θεμελίωσης. Οι δοκιμές πραγματοποιήθηκαν σε δύο τύπους μαλακού εδάφους με $V_s=100\text{m/s}$ και $V_s=300\text{m/s}$.

Σε συνδυασμό με τις παραπάνω παραμέτρους εφαρμόστηκαν διάφορες τιμές της γωνίας τριβής τόσο για το έδαφος θεμελίωσης όσο και για το αντιστηριζόμενο έδαφος με σκοπό τη μελέτη της σεισμικής καταπόνησης του προσομοιώματος αρχικά σε ευνοϊκές εδαφικές συνθήκες (μεγάλη γωνία τριβής) και έπειτα σε πιο δυσμενείς καταστάσεις όπως συμβαίνει στο φαινόμενο της ρευστοποίησης (μικρή γωνία τριβής – απουσία διατμητικής αντοχής του εδαφικού υλικού). Τέλος, σημαντικό παράγοντα της εν λόγω διπλωματικής αποτελεί η εφαρμογή ελκυστήρων η οποία αποσκοπεί στην μείωση των παραμορφώσεων του υπό μελέτη συστήματος για όλες τις προαναφερθείσες περιπτώσεις αναλύσεων. Για την καλύτερη κατανόηση των υπό μελέτη παραγόντων παρατίθεται το διάγραμμα της *Εικόνας 5.1* στο οποίο φαίνονται όλες οι επιμέρους περιπτώσεις που αναλύθηκαν με τη χρήση δύο διαφορετικών παλμών Ricker (6Hz & 2Hz) καθώς και με την τοποθέτηση δύο διαφορετικών τύπων μαλακού εδάφους θεμελίωσης ($V_s=100\text{m/s}$ & $V_s=300\text{m/s}$). Κάθε περίπτωση εξετάστηκε αρχικά χωρίς κάποια μέθοδο ενίσχυσης και στη συνέχεια με την εφαρμογή διαγώνιων και οριζόντιων ελκυστήρων.



Εικόνα 5.1: Συνοπτική απεικόνιση παραμετρικών αναλύσεων¹⁹.

5.1.1 Υπολογιστική μελέτη κρηπιδότοιχων με $L/H=3$ σε εύκαμπτο έδαφος θεμελίωσης με $V_s=100\text{m/s}$

Για την αριθμητική ανάλυση του συστήματος κρηπιδότοιχοι – θεμελίωση – αντιστηριζόμενο έδαφος χρησιμοποιήθηκαν διάφορες τιμές της γωνίας τριβής. Πιο συγκεκριμένα, οι γωνίες τριβής της θεμελίωσης (ϕ_θ) και του εδάφους αντιστήριξης (ϕ_α) αρχικά ορίστηκαν ίσες με 30° και στη συνέχεια μειώθηκαν στις 10° ελαττώνοντας κατ' αυτό τον τρόπο τη διατμητική αντοχή του εκάστοτε εδάφους και αποσκοπώντας στην προσομοίωση συνθηκών ρευστοποίησης (βλ. Κεφάλαιο 2). Παρακάτω αναλύονται κατά σειρά οι περιπτώσεις των παραμετρικών αναλύσεων.

1^η περίπτωση: $\phi_\theta = \phi_\alpha = 30^\circ$ & $k_h = 0.04g$

➤ Γεωμετρία - μηχανικά χαρακτηριστικά - συνοριακές συνθήκες

Η πρώτη περίπτωση αφορά την αριθμητική ανάλυση σε ξηρές συνθήκες χωρίς την παρουσία συνθηκών ρευστοποίησης. Για αυτό το λόγο, με βάση τη βιβλιογραφία επιλέχθηκε μία σχετικά μεγάλη γωνία τριβής ίση με 30° τόσο για τη στρώση της θεμελίωσης όσο και για το αντιστηριζόμενο έδαφος. Οι δύο κρηπιδότοιχοι κατασκευάστηκαν με ύψος $H=17\text{m}$ και η μεταξύ τους απόσταση ορίστηκε ίση με 52m ώστε ο λόγος του μήκους προς ύψος να ισούται με $L/H=3$. Στη βάση της θεμελίωσης ασκήθηκαν διεγέρσεις με παλμό Ricker 6Hz και 2Hz κατά σειρά ορίζοντας μέσα από την εντολή «Prescribed displacements» $k_h=0.04g$. Στον Πίνακα 5.1 φαίνονται τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά που χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση των υλικών ως εδαφικά στοιχεία και στον Πίνακα 5.2 συνοψίζονται τα μηχανικά

¹⁹ * Γωνία τριβής εδάφους θεμελίωσης, **γωνία τριβής εδάφους αντιστήριξης.

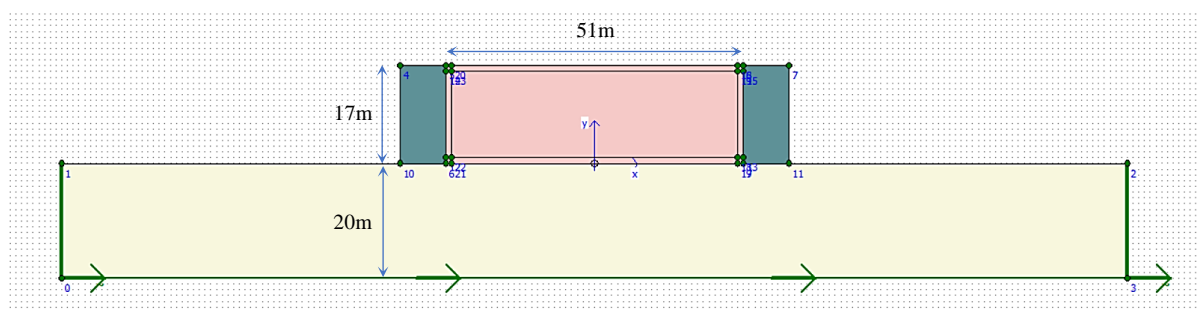
χαρακτηριστικά των ελκυστήρων. Στην *Εικόνα 5.2* παρουσιάζεται σχηματικά η υπό μελέτη προσομοίωση χωρίς ελκυστήρες ενώ στην *Εικόνα 5.3* φαίνεται η ίδια γεωμετρία με την εφαρμογή οριζόντιων και διαγώνιων ελκυστήρων. Σημειώνεται ότι η κατασκευή του παρακάτω προσομοιώματος έγινε με 15-κομβικά στοιχεία και οι συνοριακές συνθήκες που εφαρμόστηκαν ήταν οι «Standard fixities».

Υλικό	Προσομοίωμα	Ύψος (m)	Πλάτος (m)	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	E (kPa)	ν	ϕ (°)	c (kPa)	V_s (m/s)
Κρηπιδότοιχος	Linear elastic	17.00	8.00	22.55	22.55	$2.90 \cdot 10^8$	0.15	-	-	7400
Έδαφος αντιστήριξης	Mohr - Coulomb	17.00	51.00	17.00	19.00	$4.12 \cdot 10^5$	0.30	30	0.1	300
Έδαφος θεμελίωσης	Mohr - Coulomb	8.00	68.00	18.00	18.00	$4.88 \cdot 10^4$	0.33	30	0.1	100

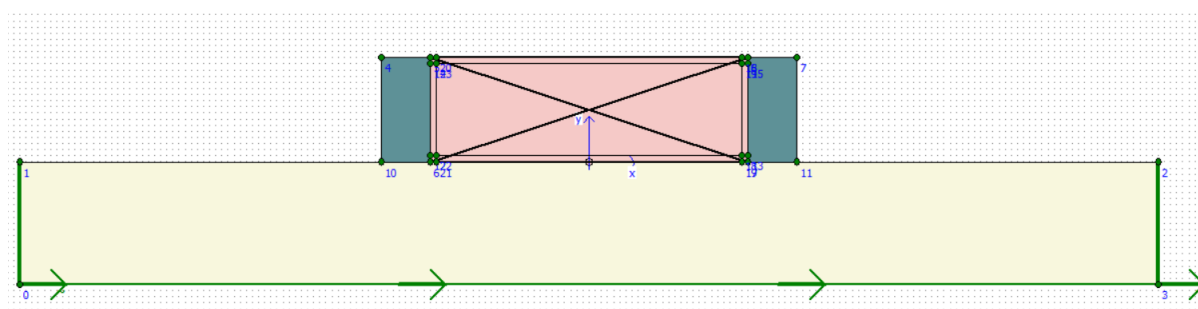
Πίνακας 5.1: Γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στοιχείων 1^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων.

Υλικό	Προσομοίωμα αγκύρωσης	Τύπος υλικού	Δυστένεια EA	Αποστάσεις (Lspacing)	Μέγιστη εφελκυστική δύναμη (Fmax,tens)	Μέγιστη θλιπτική δύναμη (Fmax,com)
Ελκυστήρες	Anchor rod	Ελαστοπλαστικό	$2 \cdot 10^8$ kN	1m	$1 \cdot 10^{15}$ kN	1 kN

Πίνακας 5.2: Μηχανικά και γεωμετρικά χαρακτηριστικά ελκυστήρων.



Εικόνα 5.2: Γεωμετρία και συνοριακές συνθήκες 1^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων.



Εικόνα 5.3: Γεωμετρία και συνοριακές συνθήκες 1^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων με εφαρμογή ελκυστήρων.

➤ Απόσβεση υλικών

Η απόσβεση της στρώσης θεμελίωσης καθώς και του αντιστηριζόμενου εδάφους θεωρήθηκε ίση με $\xi=5\%$. Ο ορισμός αυτής της τιμής στο λογισμικό PLAXIS 2D έγινε με τον υπολογισμό

των αριθμών Rayleigh α και β . Σύμφωνα με τον Kramer (1996) η νιοστή φυσική ιδιοσυχνότητα μίας εδαφικής στρώσης υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$\omega_v = \frac{V_s}{H} \left(\frac{\pi}{2} + v\pi \right) \quad (5.1)$$

Θέτοντας για $v=0$ προκύπτει η θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα του εδάφους (ω_0):

$$\omega_0 = \frac{\pi V_s}{2H} \quad (5.2)$$

Επιπλέον, με βάση τη βιβλιογραφία η δεσπόζουσα περίοδος κίνησης (T_s) που αντιστοιχεί στη θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα δίνεται από τη σχέση:

$$T_s = \frac{2\pi}{\omega_0} \quad (5.3)$$

Συνδυάζοντας τις Εξισώσεις 5.2 και 5.3 προκύπτει η δεσπόζουσα περίοδος κίνησης (T_s) συναρτήσει του ύψους (H) και της ταχύτητας εγκάρσιων κυμάτων (V_s) της εδαφικής στρώσης.

$$T_s = \frac{4H}{V_s} \quad (5.4)$$

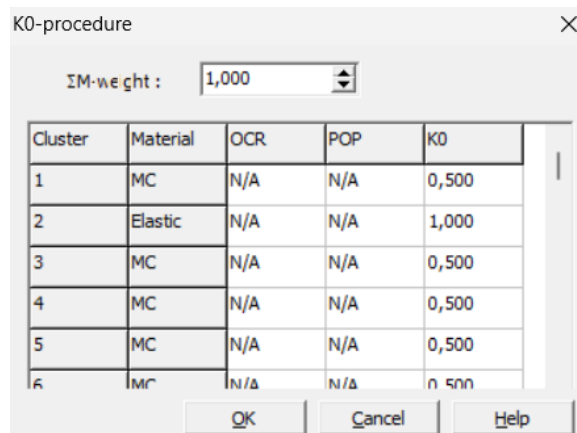
Δεδομένου ότι η ιδιοπερίοδος και η ιδιοσυχνότητα είναι αντίθετα μεγέθη η σχέση που δίνει την ιδιοσυχνότητα μίας εδαφικής στρώσης για μονοδιάστατη ανάλυση δίνεται από τον τύπο:

$$f_s = \frac{1}{T_s} = \frac{V_s}{4H} \quad (5.5)$$

Στο υπό μελέτη προσομοίωμα, για το έδαφος θεμελίωσης η ιδιοπερίοδος και η ιδιοσυχνότητα με βάση τις σχέσεις 5.4 και 5.5 υπολογίστηκαν ίσες με 0.68s και 1.47Hz αντίστοιχα. Με βάση αυτές τις τιμές προσδιορίστηκαν οι αριθμοί Rayleigh $\alpha=0.6$ και $b=0.004$. Ακολουθώντας την ίδια διαδικασία για το αντιστηριζόμενο έδαφος προέκυψαν η ιδιοπερίοδος και η ιδιοσυχνότητα ίσες με $T_s = 0.23$ s και $f_s = 4.44$ Hz και οι αριθμοί Rayleigh $\alpha=1.1$ και $b=0.00217$.

➤ Αρχικές τάσεις

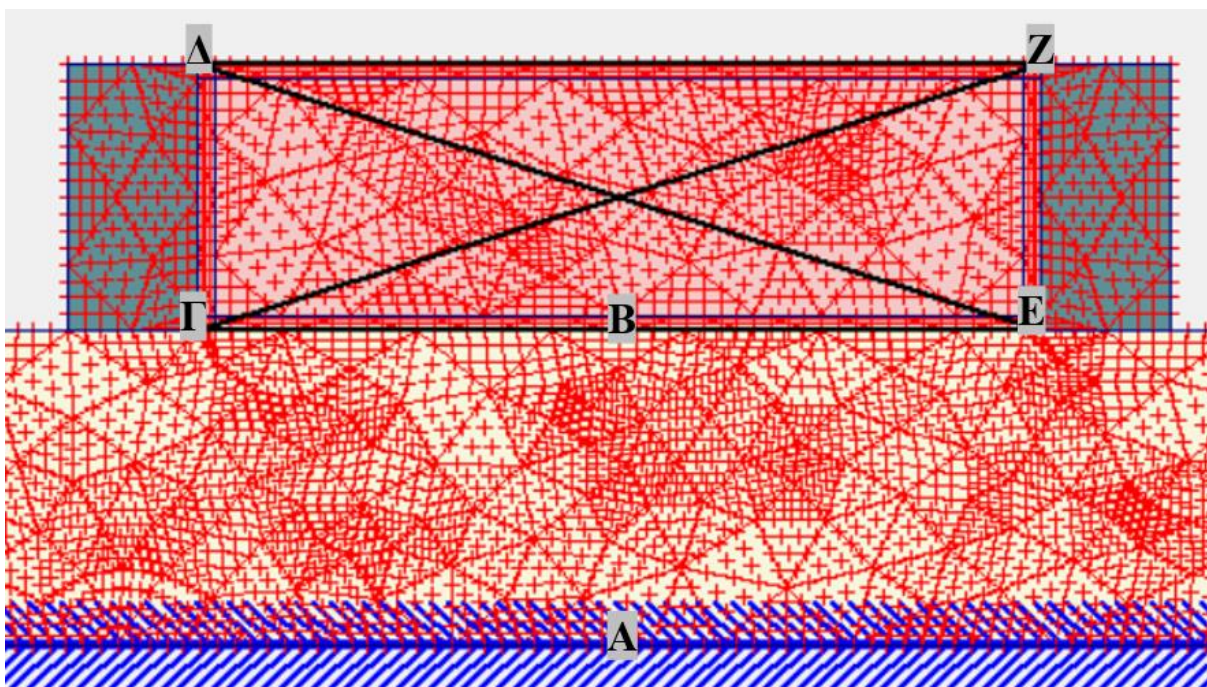
Στη συνέχεια, φαίνεται ο ορισμός του συντελεστή αρχικών τάσεων k_0 στην καρτέλα initial stresses (βλ. *Εικόνα 5.4*). Σημειώνεται ότι το k_0 υπολογίστηκε ίσο με 0.5 σύμφωνα με τη σχέση 4.3 ώστε να πληρείται το κριτήριο αστοχίας κατά Mohr - Coulomb:



Εικόνα 5.4: Εισαγωγή βαρύτητας και συντελεστή αρχικών ουδέτερων ωθήσεων K_0 .

➤ Υπολογισμοί

Στο στάδιο των υπολογισμών του λογισμικού PLAXIS 2D έγινε εισαγωγή μίας φάσης (phase) δυναμικής ανάλυσης με 250 βήματα και επιλέχθηκαν πέντε σημεία για τον υπολογισμό μετατοπίσεων τα οποία φαίνονται στην *Εικόνα 5.5*. Η διαδικασία υπολογισμού έγινε τόσο για παλμό Ricker 6Hz όσο και για Ricker 2Hz.

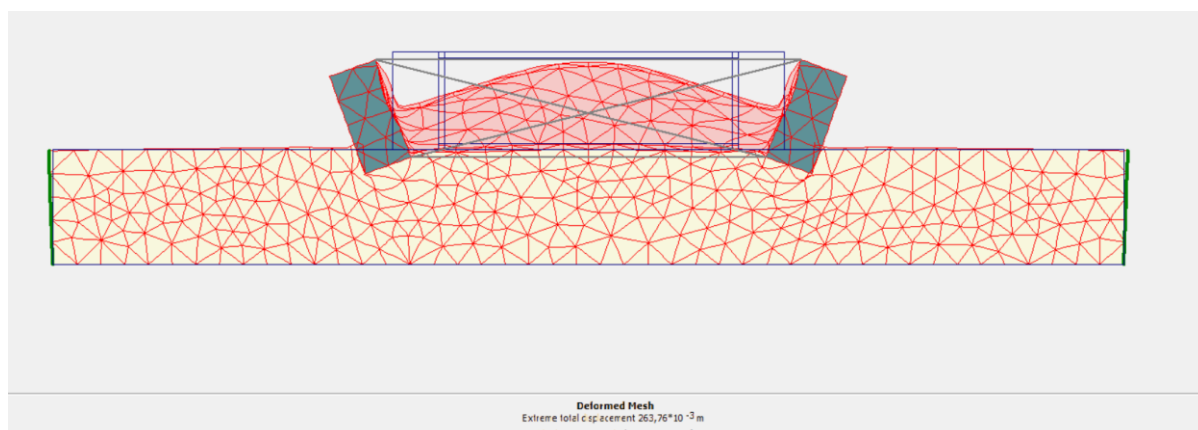


Εικόνα 5.5: Εισαγωγή σημείων υπολογισμού μετατόπισης.

➤ Εξαγωγή αποτελεσμάτων – παραμόρφωση πλέγματος

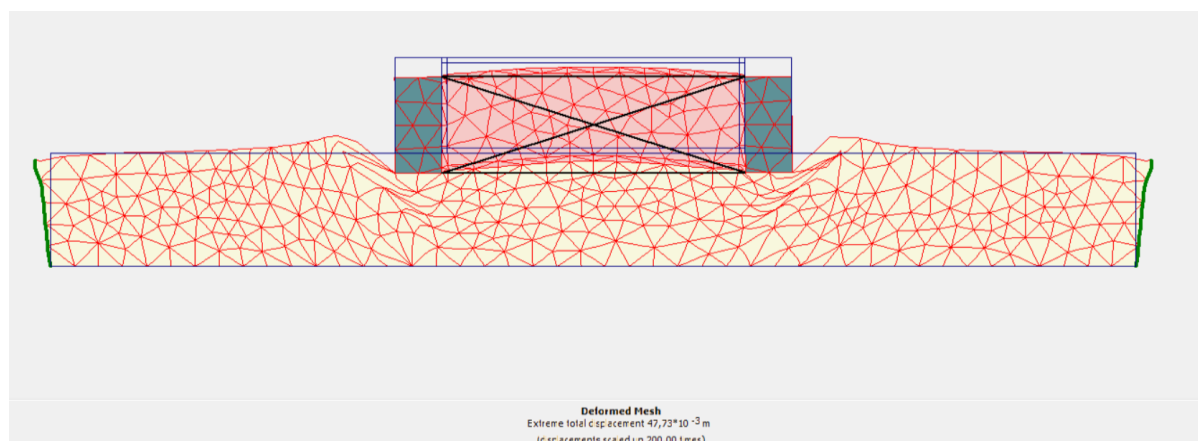
Η *Εικόνα 5.6* περιλαμβάνει την παραμόρφωση του πλέγματος του προσομοιώματος στο τελευταίο βήμα των υπολογισμών. Από την απεικόνιση αυτή, φαίνεται ότι οι δύο κρηπιδότοιχοι στρίβουν προς την εξωτερική τους πλευρά, δηλαδή ο αριστερός τοίχος στριβεί προς τα αριστερά και ο δεξιός προς τα δεξιά όπου δεν υπάρχει αντιστηριζόμενο έδαφος για τη

στήριξή τους. Επιπλέον, στην παραμόρφωση που υπέστησαν οι δύο τοίχοι παρατηρείται και μία μικρή καθίζηση μέσα στο έδαφος θεμελίωσης.



Εικόνα 5.6: Παραμόρφωση πλέγματος 1^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων (μεγεθυμένο κατά 50 φορές).

Στην Εικόνα 5.7, η οποία περιλαμβάνει την παραμόρφωση πλέγματος ύστερα από την εφαρμογή ελκυστήρων στο υπό μελέτη προσομοίωμα, παρατηρείται μία πιο μεγάλη καθίζηση των δύο τοίχων. Όμως, σημαντικό αποτέλεσμα της συγκεκριμένης ανάλυσης είναι το γεγονός ότι οι δύο κρηπιδότοιχοι φαίνεται να έχουν μηδενική παραμόρφωση ως προς τον οριζόντιο άξονα μετά την τοποθέτηση των ελκυστήρων. Συνεπώς, η χρήση αυτής της μεθόδου ενίσχυσης συμβάλλει σημαντικά στην διατήρηση της ευστάθειας τους.

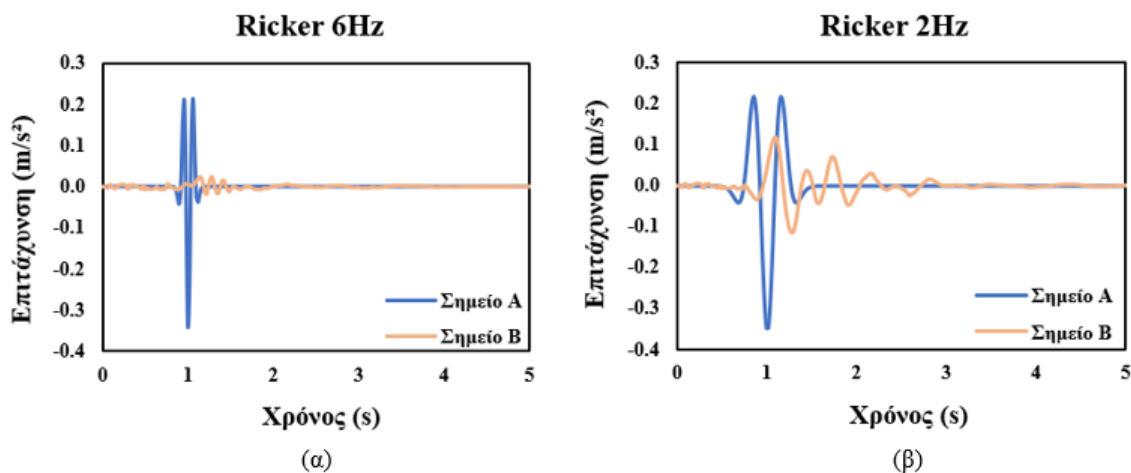


Εικόνα 5.7: Παραμόρφωση πλέγματος 1^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων (μεγεθυμένο κατά 200 φορές).

➤ Διαγράμματα

Τα διαγράμματα που δημιουργήθηκαν για τη μελέτη της συγκεκριμένης ανάλυσης βασίζονται στα σημεία μετατόπισης που ορίστηκαν στο στάδιο των υπολογισμών (βλ. Εικόνα 5.5) και περιλαμβάνουν: α) χρονοϊστορίες επιτάχυνσης, β) χρονοϊστορίες μετατόπισης, γ) χρονοϊστορίες στροφής και δ) χρονοϊστορίες απομάκρυνσης των δύο τοίχων.

Στην *Εικόνα 5.8* φαίνονται οι χρονοϊστορίες της επιτάχυνσης που προέκυψαν με διεγέρσεις παλμών Ricker 6 και 2 Hz. Τα διαγράμματα αυτά αφορούν τα σημεία Α και Β τα οποία βρίσκονται στην βάση και στη κορυφή του στρώματος θεμελίωσης αντίστοιχα. Συγκρίνοντας τα δύο διαγράμματα παρατηρείται αρχικά ότι και στις δύο περιπτώσεις η επιτάχυνση στο σημείο Β, που βρίσκεται στην κορυφή της εδαφικής στρώσης της θεμελίωσης, έχει μειωθεί σε σχέση με τις αντίστοιχες τιμές της αρχικής διέγερσης στη βάση του συστήματος. Αυτό, σαν αποτέλεσμα θεωρείται αναμενόμενο καθώς η σεισμική κίνηση όπως ήδη έχει αναφερθεί κινείται από τα κάτω προς τα πάνω και είναι λογικό τα σεισμικά κύματα να εξασθενούν διαπερνώντας μία τόσο μαλακή εδαφική στρώση όπως αυτή της συγκεκριμένης προσομοίωσης.

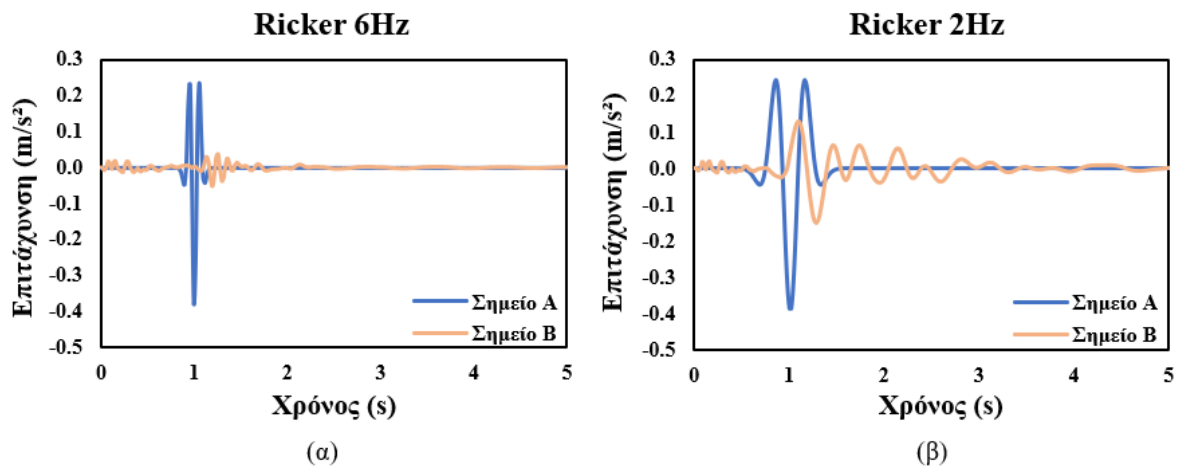


Εικόνα 5.8: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης 1^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Επιπλέον, διάκριση ανάμεσα στους δύο παλμούς Ricker αποτελεί το χρονικό διάστημα δράσης της σεισμικής διέγερσης. Στο αριστερό διάγραμμα ο παλμός Ricker 6Hz αποδίδει τιμές επιτάχυνσης διάφορες του μηδενός από τα 0.86s έως 1.14s. Αντίθετα, στο δεξί διάγραμμα, το χρονικό διάστημα δράσης της διέγερσης που προκύπτει από την εφαρμογή παλμού Ricker 2Hz, κυμαίνεται από 0.56s έως 1.46s. Συνέχεια της σύγκρισης των δύο αυτών χρονοϊστοριών αποτελεί το γεγονός ότι οι επιταχύνσεις του σημείου Β είναι πολύ μεγαλύτερες στην περίπτωση του Ricker 2Hz. Αυτό, οφείλεται στην πιο έντονη υψίσυχη δράση του παλμού αυτού συγκριτικά με τον Ricker των 6Hz. Συνεπώς, στο διάγραμμα (β) το οποίο προέκυψε εφαρμόζοντας διέγερση με παλμό Ricker 2Hz στη βάση του προσομοιώματος, η διέλευση των σεισμικών κυμάτων δια μέσου της εδαφικής στρώσης είναι πιο ισχυρή σε σχέση με την ροή της σεισμικής κίνησης που αποδίδεται με την εφαρμογή παλμού Ricker 6Hz.

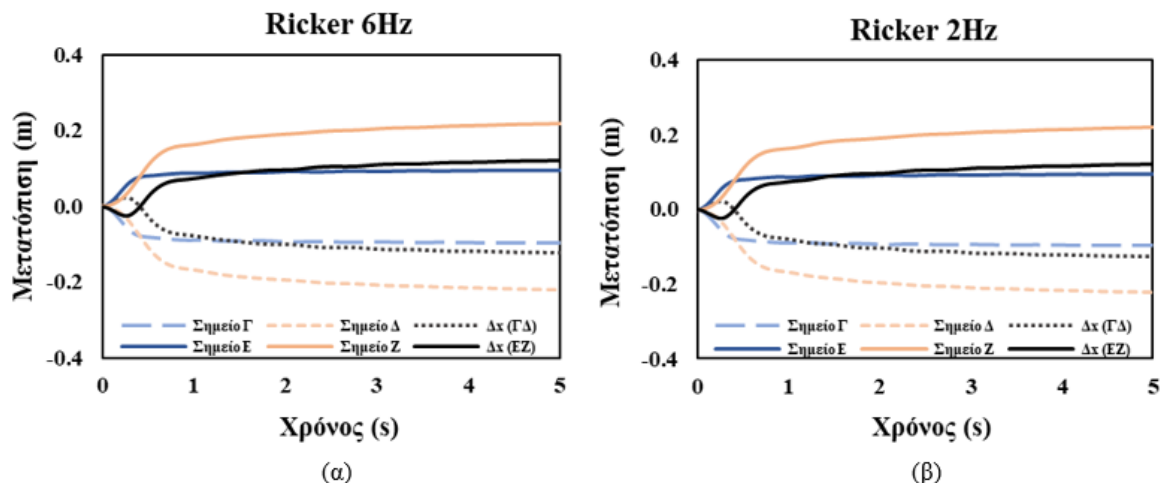
Στη συνέχεια, ακολουθούν τα διαγράμματα χρονοϊστοριών επιτάχυνσης που προέκυψαν από την ανάλυση της ίδιας γεωμετρίας ενισχύοντας τη με οριζόντιους και διαγώνιους ελκυστήρες (βλ. *Εικόνα 5.9*). Συγκριτικά με την *Εικόνα 5.8* δεν εντοπίζονται ιδιαίτερες διαφορές μεταξύ των διαγραμμάτων, σημειώνεται όμως, ότι οι μέγιστες τιμές των επιταχύνσεων του σημείου Β στην περίπτωση της ενίσχυσης με ελκυστήρες είναι αυξημένες κατά μέσο όρο 0.04m/s. Αυτή η διαφορά μπορεί να οφείλεται είτε στο γεγονός ότι έχει τοποθετηθεί ένας οριζόντιος ελκυστήρας στη διεπιφάνεια όπου βρίσκεται και το σημείο της

μέτρησης προκαλώντας κάποια αλλαγή στη γεωμετρία και κατά συνέπεια στην διέλευση της σεισμικής κίνησης, είτε πρόκειται για κάποιο υπολογιστικό σφάλμα δεδομένου ότι η διαφορά των τιμών είναι πολύ μικρή.



Εικόνα 5.9: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης $1^{ου}$ προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Επόμενο βήμα στην ανάλυση του υπό μελέτη προσομοιώματος αποτελεί ο έλεγχος των μετατοπίσεων που υπέστησαν οι δύο κρηπιδότοιχοι. Η **Εικόνα 5.10** περιλαμβάνει τις χρονοϊστορίες μετατόπισης των σημείων Γ, Δ, Ε, Ζ καθώς και τη μετατόπιση των δύο τοίχων ως προς τον οριζόντιο άξονα συναρτήσει του χρόνου. Η καμπύλη Δx (ΓΔ) σχηματίστηκε υπολογίζοντας την διαφορά των τιμών μετατόπισης μεταξύ των σημείων Γ και Δ και αναφέρεται στον αριστερό τοίχο. Αντίστοιχα, η καμπύλη Δx (ΕΖ) αναπαριστά τη χρονοϊστορία της διαφοράς της μετατόπισης των σημείων Ε και Ζ του δεξιού τοίχου.



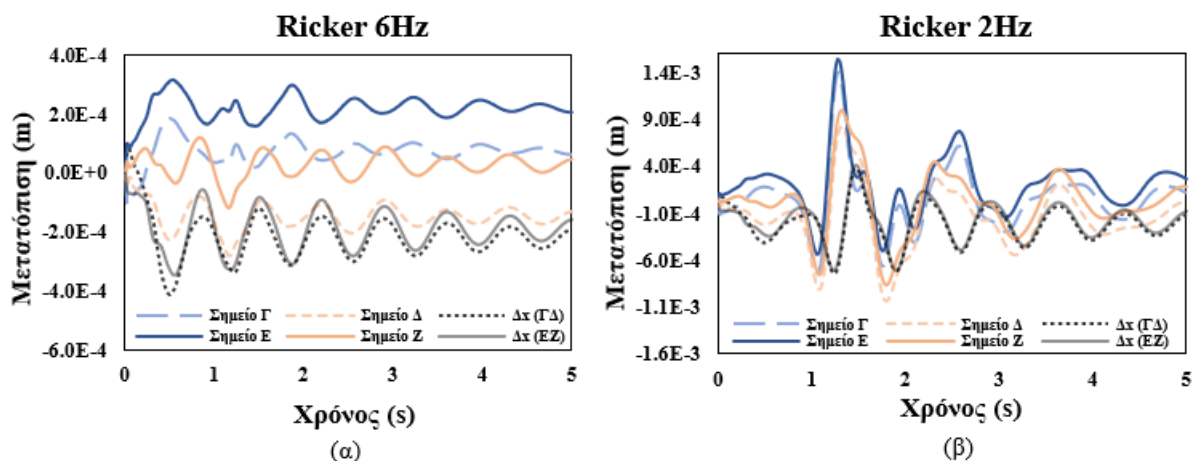
Εικόνα 5.10: Χρονοϊστορίες μετατόπισης $1^{ου}$ προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Ανάμεσα στα διαγράμματα (α) και (β) της **Εικόνας 5.10** δεν παρατηρούνται σημαντικές διαφορές καθώς είναι πανομοιότυπα. Ως αποτέλεσμα, οι διαφορές που συζητήθηκαν προηγουμένως ως προς τις χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων μεταξύ των δύο παλμών Ricker 6Hz και 2Hz φαίνεται να μην επηρεάζουν τη συμπεριφορά των δύο κρηπιδότοιχων ως προς τη

μετατόπιση τους κατά την οριζόντια διεύθυνση. Μία ακόμη παρατήρηση ως προς τα διαγράμματα αυτά είναι ότι οι δύο κρηπιδότοιχοι μετακινούνται σχεδόν ισόποσα αλλά προς αντίθετες κατευθύνσεις.

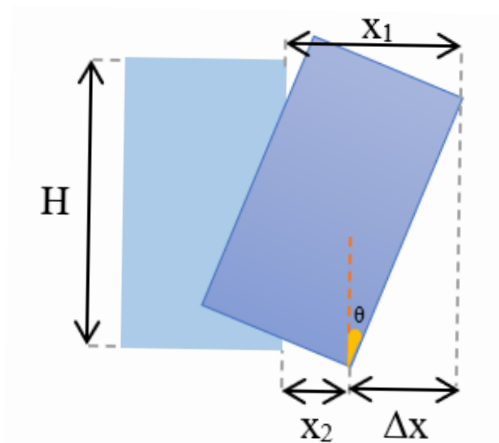
Για τον καθορισμό του επιπέδου βλάβης που υπέστη το εν λόγω προσομοίωμα υπολογίστηκε η μέγιστη τιμή της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης και συγκρίθηκε με τις τιμές του Πίνακα 2.4 από PIANC (2001). Η μέγιστη τιμή της μετατόπισης των σημείων Δ και Ζ, που αντιστοιχούν στις κορυφές του αριστερού και δεξιού τοίχου αντίστοιχα, είναι 0.22m και για τα δύο διαγράμματα α και β. Με βάση την τιμή αυτή υπολογίζεται η κανονικοποιημένη οριζόντια μετατόπιση ίση με $(0.22\text{m}/17\text{m}) \cdot 100\% = 1.3\%$ το οποίο είναι μικρότερο από 1.5%. Άρα, με βάση τον Πίνακα 2.4 η τελική βλάβη κατατάσσεται στο Επίπεδο Ι.

Η Εικόνα 5.11 περιλαμβάνει τις χρονοϊστορίες επιτάχυνσης για το ενισχυμένο με ελκυστήρες σύστημα. Παρά τη διαφορετική μορφή των διαγραμμάτων α και β είναι εύλογο ότι και στις δύο περιπτώσεις οι μετατοπίσεις με τη χρήση των ελκυστήρων είναι μηδενικές όπως τονίστηκε και κατά την διεξαγωγή της παραμόρφωσης του πλέγματος του προσομοιώματος (βλ. Εικόνα 5.7). Συνεπώς, για μικρές διεγέρσεις όπως αυτή που χρησιμοποιήθηκε στη συγκεκριμένη ανάλυση, η εφαρμογή ελκυστήρων στους δύο κρηπιδότοιχους επιφέρει σημαντικά αποτελέσματα στη διατήρηση της ευστάθειας τους.



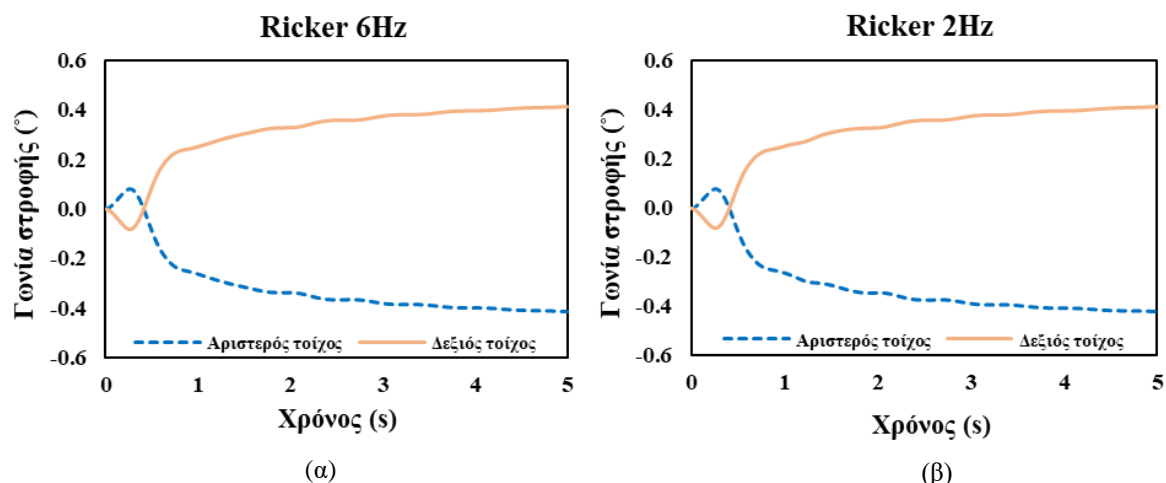
Εικόνα 5.11: Χρονοϊστορίες μετατόπισης $1^{ου}$ προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Ένας ακόμη σημαντικός παράγοντας στην αξιολόγηση της βλάβης ενός λιμενικού κρηπιδότοιχου αποτελεί η γωνία στροφής ή αλλιώς η παραμένουσα κλίση προς τη θάλασσα. Στην Εικόνα 5.13 βρίσκονται οι χρονοϊστορίες της γωνίας στροφής των δύο κρηπιδότοιχων για παλμούς Ricker 6Hz (α) και 2Hz (β). Η γωνία κλίσης για κάθε χρονική στιγμή υπολογίστηκε τριγωνομετρικά όπως φαίνεται στην Εικόνα 5.12 χρησιμοποιώντας τις τιμές της μετατόπισης των δύο κρηπιδότοιχων Δx (ΓΔ) και Δx (ΕΖ).



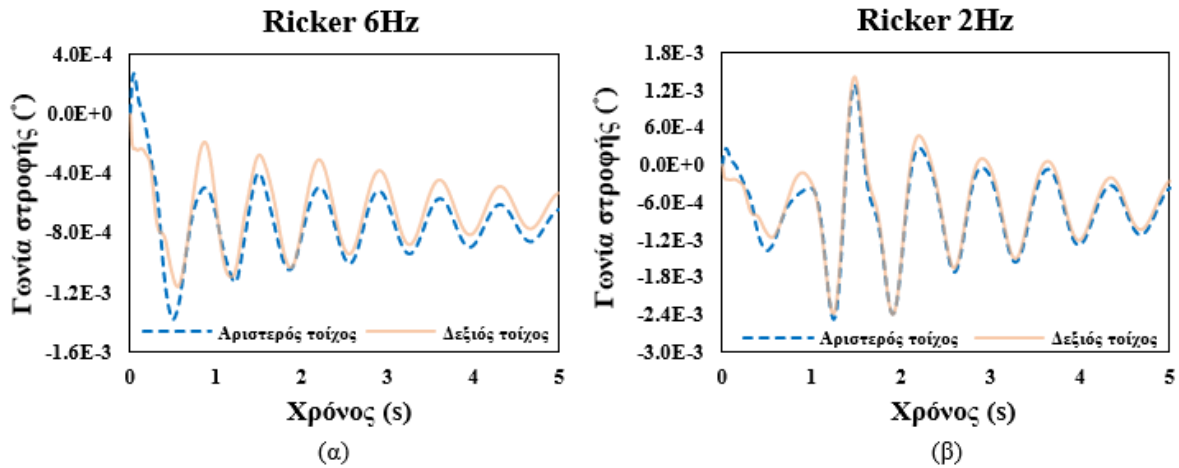
Εικόνα 5.12: Τριγωνομετρικός προσδιορισμός γωνίας κλίσης (θ) κρηπιδότοιχου.

Όπως και στην περίπτωση της Εικόνας 5.10 δεν παρατηρούνται διαφορές ανάμεσα στα δύο διαγράμματα α και β και οι δύο τοίχοι φαίνεται να κινούνται συμμετρικά προς αντίθετες όμως κατευθύνσεις. Οι γωνίες κλίσης που προκύπτουν από τα παρακάτω διαγράμματα είναι περίπου $0.41^\circ (< 3^\circ)$, τιμή η οποία υποδηλώνει για άλλη μία φορά ότι η βλάβη που δημιουργήθηκε στους κρηπιδότοιχους ανήκει στο Επίπεδο Ι του Πίνακα 2.4 κατά PIANC 2001.



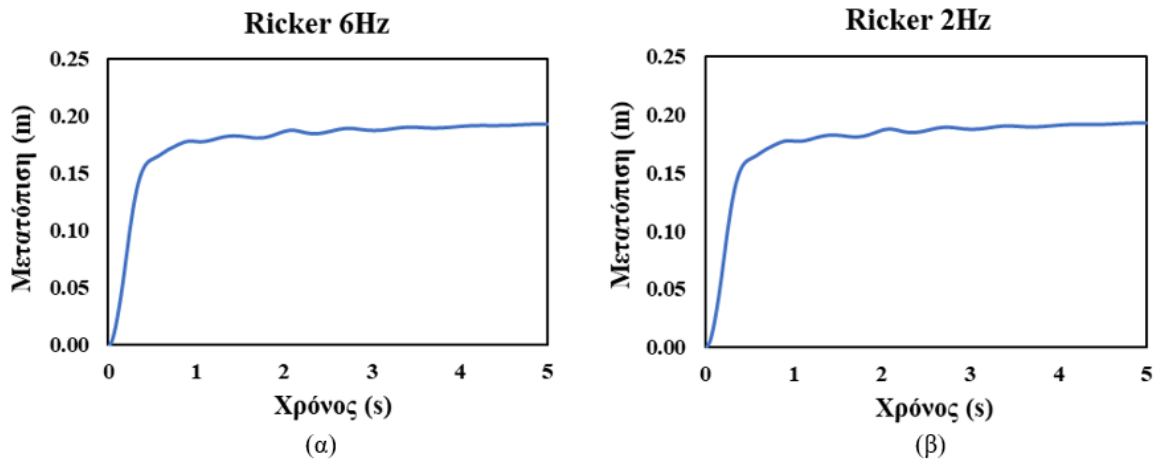
Εικόνα 5.13: Χρονοϊστορίες στροφής I^{00} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=100m/s$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Τα διαγράμματα της χρονοϊστορίας στροφής των δύο κρηπιδότοιχων με την εφαρμογή ελκυστήρων φαίνονται στην Εικόνα 5.14 και επιβεβαιώνουν για άλλη μια φορά ότι η παραμόρφωση του υπό μελέτη συστήματος είναι μηδενική.



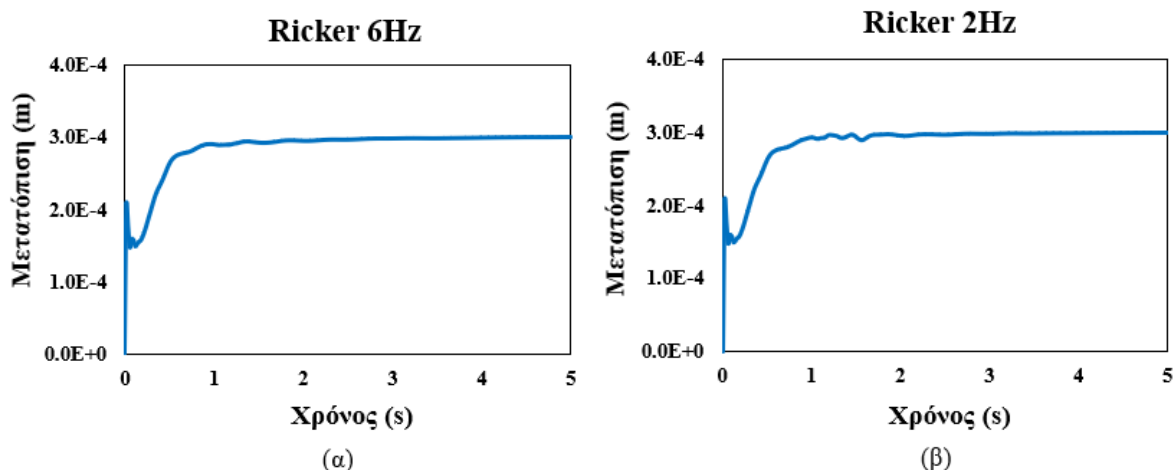
Εικόνα 5.14: Χρονοϊστορίες στροφή $1^{ου}$ προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων, (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Τελευταίο στάδιο στη μελέτη του συγκεκριμένου προσομοιώματος αποτελούν τα διαγράμματα χρονοϊστορίας της απομάκρυνσης των δύο κρηπιδότοιχων, καθώς όπως φάνηκε στην παραμόρφωση του πλέγματος (βλ. Εικόνα 5.7) οι δύο τοίχοι με τη διέλευση της σεισμικής διέγερσης απομακρύνονται μεταξύ τους. Τα διαγράμματα αυτά κατασκευάστηκαν με την πρόσθεση κατ' απόλυτη τιμή των μετατοπίσεων του κάθε τοίχου ώστε να βρεθεί η τιμή της απομάκρυνσης τους. Οι χρονοϊστορίες απομάκρυνσης των δύο τοίχων φαίνονται στην Εικόνα 5.15. Συγκρίνοντας τα δύο διαγράμματα, και σε αυτή τη περίπτωση φαίνεται πως η διαφορετικοί παλμοί Ricker που χρησιμοποιήθηκαν στην εκάστοτε περίπτωση δεν επιφέρουν αποκλίσεις στις τελικές τιμές καθώς και στις δύο περιπτώσεις η μέγιστη απομάκρυνση των δύο τοίχων είναι περίπου 0.20m.



Εικόνα 5.15: Χρονοϊστορίες απομάκρυνσης $1^{ου}$ προσομοιώματος μεταξύ των κρηπιδότοιχων χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων, (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Τέλος, η Εικόνα 5.16 περιλαμβάνει τα διαγράμματα της χρονοϊστορίας απομάκρυνσης των δύο κρηπιδότοιχων μετά την ενίσχυση τους με ελκυστήρες. Όπως είναι αναμενόμενο και στην περίπτωση αυτή οι τιμές της απομάκρυνσης των δύο τοίχων είναι σχεδόν μηδενικές και συνεπώς, η ενίσχυση του συστήματος με ελκυστήρες αποδίδει θετικά αποτελέσματα.



Εικόνα 5.16: Χρονοϊστορίες απομάκρυνσης 1^{ου} προσομοιώματος μεταξύ των κρηπιδότοιχων με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

2^η περίπτωση: $\varphi_0=10^\circ$, $\varphi_a=30^\circ$ & $k_h=0.36g$

➤ Γεωμετρία - μηχανικά χαρακτηριστικά - συνοριακές συνθήκες

Η γεωμετρία του προσομοιώματος παραμένει η ίδια όπως ορίστηκε εξ αρχής. Όπως και στην πρώτη περίπτωση οι αναλύσεις αρχικά πραγματοποιήθηκαν χωρίς κάποια μέθοδο ενίσχυσης (βλ. Εικόνα 5.2) της κατασκευής και στη συνέχεια έγινε εφαρμογή ελκυστήρων συνδέοντας τους δύο κρηπιδότοιχους μεταξύ τους (βλ. Εικόνα 5.3). Επόμενο βήμα της μελέτης στην παρούσα διπλωματική εργασία είναι η προσομοίωση συνθηκών ρευστοποίησης. Για το λόγο αυτό η γωνία τριβής του εδάφους θεμελίωσης μειώθηκε στο 1/3 της αρχικής της τιμής (βλ. Κεφάλαιο 2). Η μείωση της γωνίας τριβής αποσκοπεί στη μείωση της διατμητικής αντοχής του εδαφικού υλικού κάτι το οποίο καταλύεται από το φαινόμενο της ρευστοποίησης. Μία ακόμη παράμετρος που διαφέρει σε σχέση με την προηγούμενη περίπτωση είναι ο συντελεστής επιτάχυνσης των σεισμικών κυμάτων ο οποίος αυξήθηκε κατά μία τάξη μεγέθους. Η αλλαγή αυτή αποσκοπεί στη δημιουργία δυσμενέστερων συνθηκών διέγερσης ικανών να προκαλέσουν ρευστοποίηση του εδαφικού υποστρώματος.

Στη βάση της θεμελίωσης ασκήθηκαν διεγέρσεις με παλμό Ricker 6Hz και 2Hz κατά σειρά ορίζοντας μέσα από την εντολή «Prescribe displacements» $k_h=0.36g$. Στον Πίνακα 5.3 παρουσιάζονται τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά που χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση των υλικών ως εδαφικά στοιχεία. Σημειώνεται ότι τα μηχανικά χαρακτηριστικά των ελκυστήρων είναι όμοια με αυτά που ορίζονται στον Πίνακα 5.2. Όπως και στην 1^η περίπτωση η προσομοίωση του παρακάτω συστήματος έγινε με τη χρήση 15-κομβικών στοιχείων και οι συνοριακές συνθήκες που εφαρμόστηκαν ήταν οι «Standard fixities».

Υλικό	Προσομοίωμα	Ύψος (m)	Πλάτος (m)	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	E (kPa)	ν	φ (°)	c (kPa)	V_s (m/s)
-------	-------------	----------	------------	--	--	---------	-------	---------------	---------	-------------

Κρηπιδότοιχος	Linear elastic	17.00	8.00	22.55	22.55	$2.90 \cdot 10^8$	0.15	-	-	7400
Έδαφος αντιστήριξης	Mohr - Coulomb	17.00	51.00	17.00	19.00	$4.12 \cdot 10^5$	0.30	30	0.1	300
Έδαφος θεμελίωσης	Mohr - Coulomb	8.00	68.00	18.00	18.00	$4.88 \cdot 10^4$	0.33	10	0.1	100

Πίνακας 5.3: Γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στοιχείων 2^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων ($L/H=3$, $V_s=100m/s$).

➤ Απόσβεση υλικών

Η απόσβεση των υλικών παραμένει η ίδια με την 1^η περίπτωση και ίση με $\xi=5\%$. Δεδομένου ότι οι ταχύτητες των εγκάρσιων κυμάτων των εδαφικών υλικών δεν μεταβλήθηκαν μεταξύ των δύο περιπτώσεων οι παράμετροι Rayleigh ορίστηκαν και πάλι ίσες με $\alpha=0.6$ και $b=0.004$ για το έδαφος θεμελίωσης και $\alpha=1.1$ και $b=0.00217$ για το έδαφος αντιστήριξης.

➤ Αρχικές τάσεις

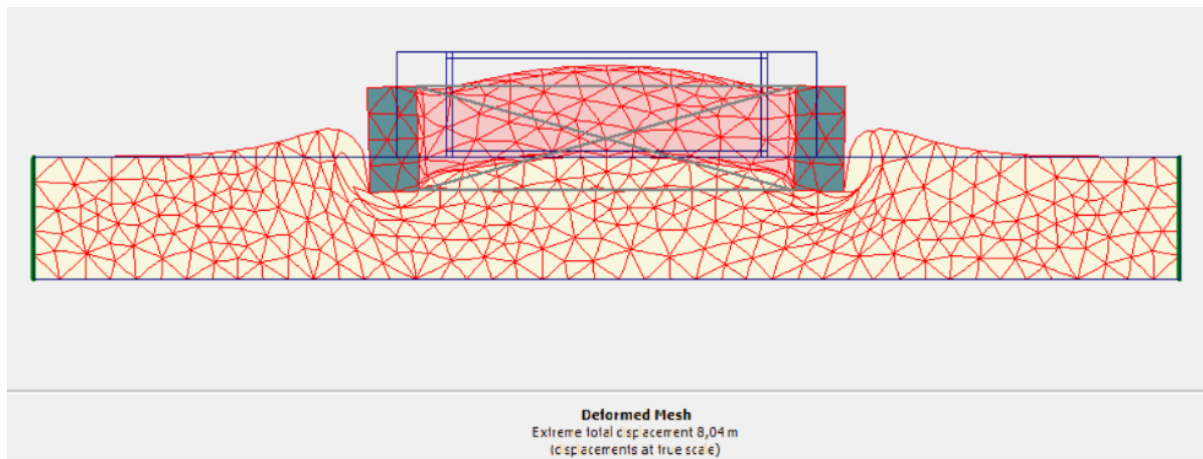
Ο ορισμός του συντελεστή αρχικών τάσεων k_0 στην καρτέλα initial stresses έγινε σύμφωνα με τη σχέση 4.3. Για το έδαφος αντιστήριξης με $\varphi_a=30^\circ$ ο συντελεστής k_0 υπολογίστηκε ίσο με 0.500, ενώ για το έδαφος θεμελίωσης με $\varphi_b=10^\circ$ υπολογίστηκε ίσο με 0.826.

➤ Υπολογισμοί

Οι υπολογισμοί είναι όμοιοι με αυτούς της πρώτης περίπτωσης. Αρχικά, έγινε εισαγωγή μίας φάσης (phase) δυναμικής ανάλυσης με 250 βήματα και επιλέχθηκαν πέντε σημεία για τον υπολογισμό μετατοπίσεων τα οποία φαίνονται στην *Εικόνα 5.5*. Στη συνέχεια, η διαδικασία υπολογισμού έγινε πρώτα για το απλό προσομοίωμα και έπειτα για το ενισχυμένο με ελκυστήρες. Για την εισαγωγή της διέγερσης χρησιμοποιήθηκαν παλμοί Ricker 6Hz και 2Hz.

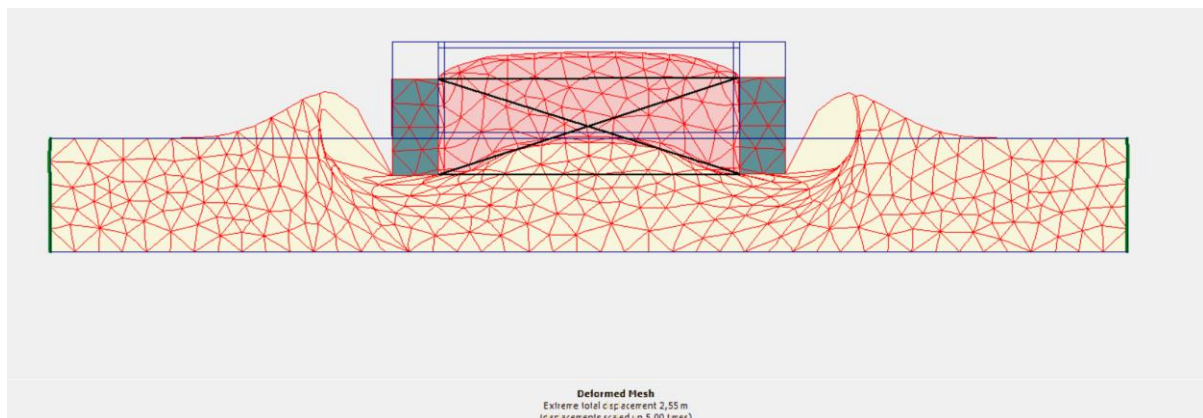
➤ Εξαγωγή αποτελεσμάτων – παραμόρφωση πλέγματος

Η συμπεριφορά των δύο τοίχων στο αρχικό απλό προσομοίωμα είναι όμοια με αυτή της 1^{ης} περίπτωσης. Στην *Εικόνα 5.16* φαίνεται η παραμόρφωση του πλέγματος του προσομοιώματος χωρίς ελκυστήρες στο τελευταίο βήμα των υπολογισμών. Στην απεικόνιση αυτή οι δύο κρηπιδότοιχοι στρίβουν προς την εξωτερική τους πλευρά, κάτι το οποίο ήταν αναμενόμενο με βάση τα προηγούμενα αποτελέσματα. Αυτό που διαφέρει στην δεύτερη περίπτωση, η οποία είναι δυσμενέστερη ως προς τις συνθήκες που επικρατούν συγκριτικά με την πρώτη, είναι οι τάξεις μεγέθους των παραμορφώσεων οι οποίες αυξάνονται.



Εικόνα 5.16: Παραμόρφωση πλέγματος 2^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων ($L/H=3$, $V_s=100\text{m/s}$) (σε κανονική κλίμακα).

Στην Εικόνα 5.17, η οποία περιλαμβάνει την παραμόρφωση πλέγματος στο προσομοίωμα με τους ελκυστήρες. Οι δύο κρηπιδότοιχοι, όπως και στην 1^η περίπτωση, φαίνεται να έχουν μηδενική στροφή μετά την τοποθέτηση των ελκυστήρων. Συνεπώς, παρά την δημιουργία συνθηκών ρευστοποίησης και την αύξηση της επιτάχυνσης των σεισμικών κυμάτων η χρήση ελκυστήρων διατηρεί και πάλι την ευστάθεια κάθε τοίχου μειώνοντας τις παραμορφώσεις στο ελάχιστο.

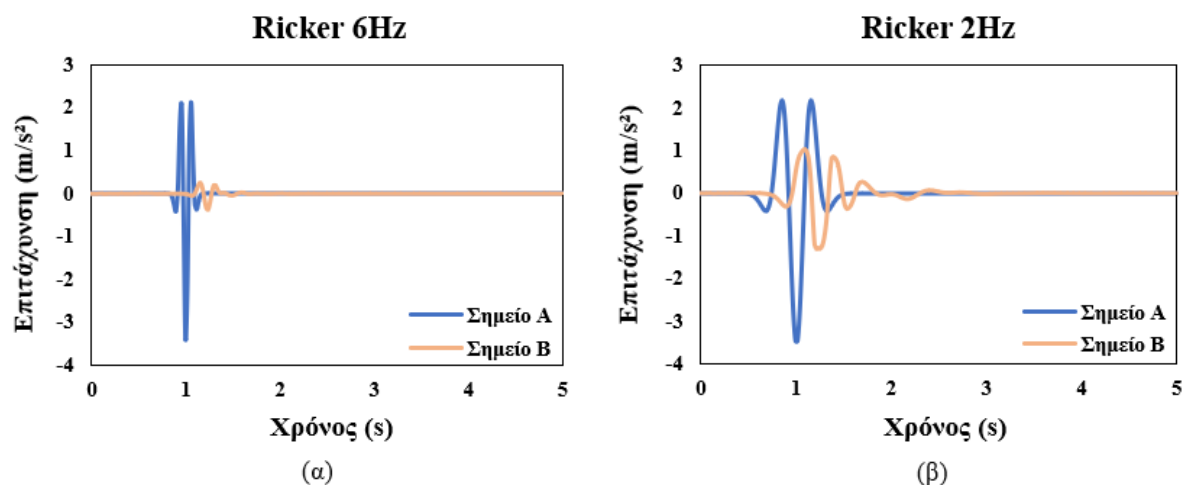


Εικόνα 5.17: Παραμόρφωση πλέγματος 2^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων ($L/H=3$, $V_s=100\text{m/s}$) (μεγεθυμένο κατά 5 φορές).

➤ Διαγράμματα

Η Εικόνα 5.18 περιλαμβάνει τα διαγράμματα με τις χρονοϊστορίες της επιτάχυνσης που προέκυψαν με διεγέρσεις παλμών Ricker 6 και 2 Hz. Τα σημεία A και B με βάση τα οποία κατασκευάστηκαν τα εν λόγω διαγράμματα βρίσκονται στην βάση και στη κορυφή του στρώματος θεμελίωσης αντίστοιχα. Όπως και στη 1^η περίπτωση, από τη σύγκριση των δύο διαγραμμάτων παρατηρείται ότι και στις δύο περιπτώσεις η επιτάχυνση στο σημείο B που βρίσκεται στην κορυφή της εδαφικής στρώσης της θεμελίωσης έχει μειωθεί σε σχέση με τις αντίστοιχες τιμές της αρχικής διέγερσης στη βάση του προσομοιώματος κάτι το οποίο όπως

ήδη αναφέρθηκε είναι αναμενόμενο λόγω της εξασθένησης της σεισμικής κίνησης κατά την μετάδοση της δια μέσου των πολύ μαλακών εδαφικών στρωμάτων.

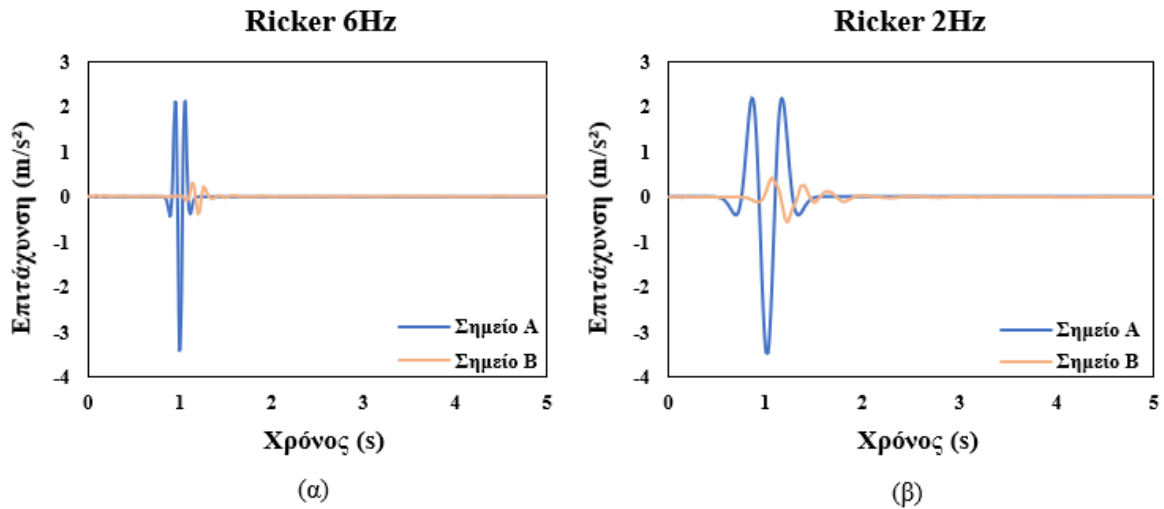


Εικόνα 5.18: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων, (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Επιπλέον, διάκριση ανάμεσα στους δύο παλμούς Ricker αποτελεί η περίοδος της σεισμικής διέγερσης καθώς στο αριστερό διάγραμμα είναι πολύ μικρότερη συγκριτικά με το δεξί διάγραμμα με παλμό Ricker 2Hz. Επιπλέον, όπως και στη πρώτη περίπτωση, οι επιταχύνσεις του σημείου B είναι πολύ μεγαλύτερες στην περίπτωση του Ricker 2Hz, κάτι το οποίο οφείλεται στην πιο έντονη υψίσυχη δράση του παλμού αυτού συγκριτικά με τη συχνότητα των 6Hz. Συνεπώς, στο διάγραμμα (β) το οποίο προέκυψε εφαρμόζοντας διέγερση με παλμό Ricker 2Hz στη βάση του προσομοιώματος, η διέλευση των σεισμικών κυμάτων δια μέσου της εδαφικής στρώσης είναι πιο ισχυρή σε σχέση με την ροή της σεισμικής κίνησης που αποδίδεται με την εφαρμογή παλμού Ricker 6Hz. Συγκρίνοντας τα διαγράμματα της Εικόνας 5.18 με τα αντίστοιχα διαγράμματα της Εικόνας 5.8 παρατηρείται ότι η επιτάχυνση είναι μεγαλύτερη κάτι το οποίο προκύπτει από την αύξηση του συντελεστή οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης κατά μία τάξη μεγέθους κατά τον ορισμό των παραμέτρων στο λογισμικό PLAXIS 2D στο 2ο προσομοίωμα.

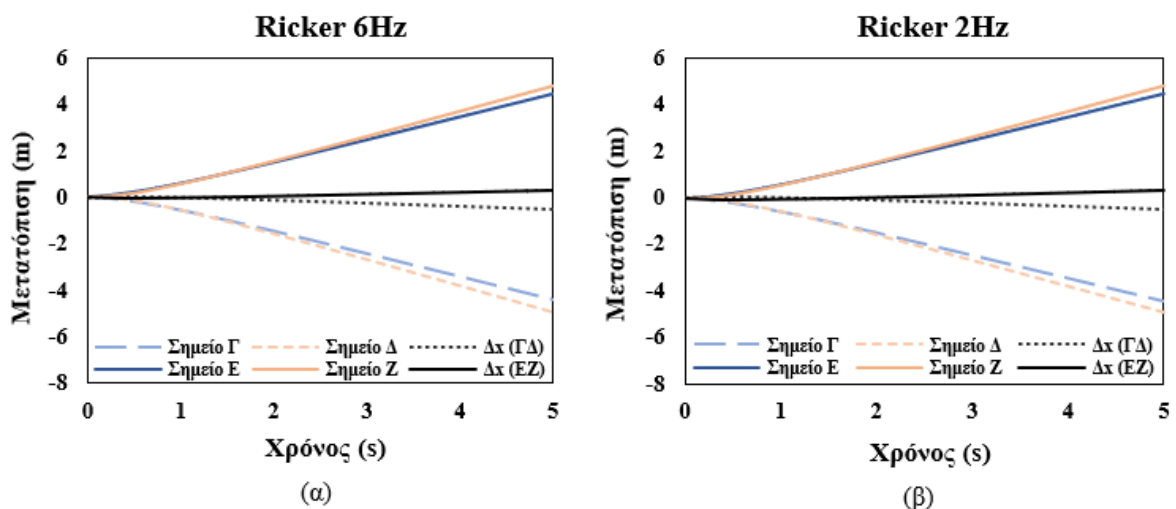
Στη συνέχεια, ακολουθούν τα διαγράμματα με τις χρονοϊστορίες της επιτάχυνσης που προέκυψαν από την ανάλυση του ενισχυμένου με ελκυστήρες προσομοιώματος (βλ. Εικόνα 5.19). Συγκριτικά με την Εικόνα 5.18 δεν εντοπίζονται ιδιαίτερες διαφορές μεταξύ των διαγραμμάτων, σημειώνεται όμως ότι οι μέγιστες τιμές των επιταχύνσεων του σημείου B στην περίπτωση της ενίσχυσης με ελκυστήρες είναι μικρότερες. Αυτή η διαφορά μπορεί να οφείλεται είτε στο γεγονός ότι έχει τοποθετηθεί ένας οριζόντιος ελκυστήρας στη διεπιφάνεια όπου βρίσκεται το σημείο της μέτρησης προκαλώντας κάποια αλλαγή στη γεωμετρία και κατά συνέπεια στην διέλευση της σεισμικής κίνησης. Ενδιαφέρον παρουσιάζει το γεγονός ότι στην 1^η περίπτωση (βλ. Εικόνα 5.9) οι τιμές αυτές ήταν ελαφρώς αυξημένες με την τοποθέτηση των ελκυστήρων ενώ στη δεύτερη περίπτωση όπως φαίνεται στα αποτελέσματα οι μέγιστες τιμές της επιτάχυνσης του σημείου B μειώνονται μετά την ενίσχυση των κρηπιδότοιχων. Συνεπώς, η ύπαρξη των ελκυστήρων και οι αλλαγές που επιφέρουν στη γεωμετρία των προσομοιωμάτων

φαίνεται πως επηρεάζει και την διέλευση των σεισμικών κυμάτων δια μέσου των εδαφικών στρωμάτων.



Εικόνα 5.19: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης 2^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Στη συνέχεια, όσον αφορά τον έλεγχο των μετατοπίσεων που υπέστησαν οι δύο κρηπιδότοιχοι, η Εικόνα 5.20 περιλαμβάνει τις χρονοϊστορίες μετατόπισης των σημείων Γ, Δ, Ε, Ζ καθώς και τη μετατόπιση των δύο τοίχων ως προς τον οριζόντιο άξονα συναρτήσει του χρόνου. Η καμπύλη Δx (ΓΔ) σχηματίστηκε υπολογίζοντας τη διαφορά των τιμών μετατόπισης μεταξύ των σημείων Γ και Δ και αναφέρεται στον αριστερό τοίχο. Αντίστοιχα, η καμπύλη Δx (ΕΖ) αναπαριστά τη χρονοϊστορία της διαφοράς της μετατόπισης των σημείων Ε και Ζ του δεξιού τοίχου.



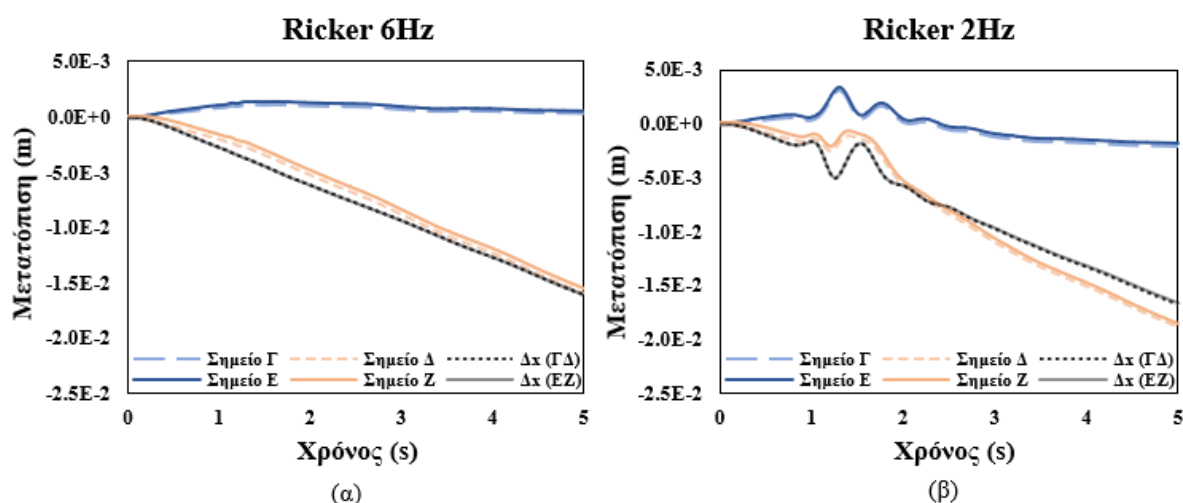
Εικόνα 5.20: Χρονοϊστορίες μετατόπισης χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Μεταξύ των διαγραμμάτων (α) και (β) της Εικόνας 5.20 δεν υπάρχουν σημαντικές διαφορές. Συνεπώς, όπως και στην 1^η περίπτωση, οι διαφορές που συζητήθηκαν προηγουμένως ως προς τις χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων μεταξύ των δύο παλμών Ricker 6Hz και 2Hz φαίνεται να

μην επηρεάζουν τη συμπεριφορά των δύο κρηπιδότοιχων ως προς τη μετατόπιση τους κατά την οριζόντια διεύθυνση.

Το επίπεδο βλάβης που υπέστη το εν λόγω προσομοίωμα υπολογίστηκε μέσα από τη μέγιστη τιμή της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης και συγκρίθηκε με τις τιμές του Πίνακα 2.4 από PIANC (2001). Η μέγιστη τιμή της μετατόπισης των σημείων Δ και Ζ, που αντιστοιχούν στις κορυφές του αριστερού και δεξιού τοίχου, είναι 4.93m και 4.80m αντίστοιχα. Με βάση αυτές τις τιμές, υπολογίστηκε η κανονικοποιημένη οριζόντια μετατόπιση για κάθε περίπτωση. Για τον αριστερό τοίχο η τιμή της προσδιορίστηκε ίση με $(4.93\text{m}/17\text{m}) \cdot 100\% = 29.6\%$. Συνεπώς, η τελική βλάβη στον κρηπιδότοιχο με βάση τον Πίνακα 2.4 κατατάσσεται στο Επίπεδο IV ($>10\%$). Ομοίως, για τον δεξιό τοίχο η ίδια παράμετρος υπολογίστηκε ίση με $(4.8\text{m}/17\text{m}) \cdot 100\% = 28.9\%$, άρα, και ο δεύτερος κρηπιδότοιχος υπέστη βλάβη Επιπέδου IV.

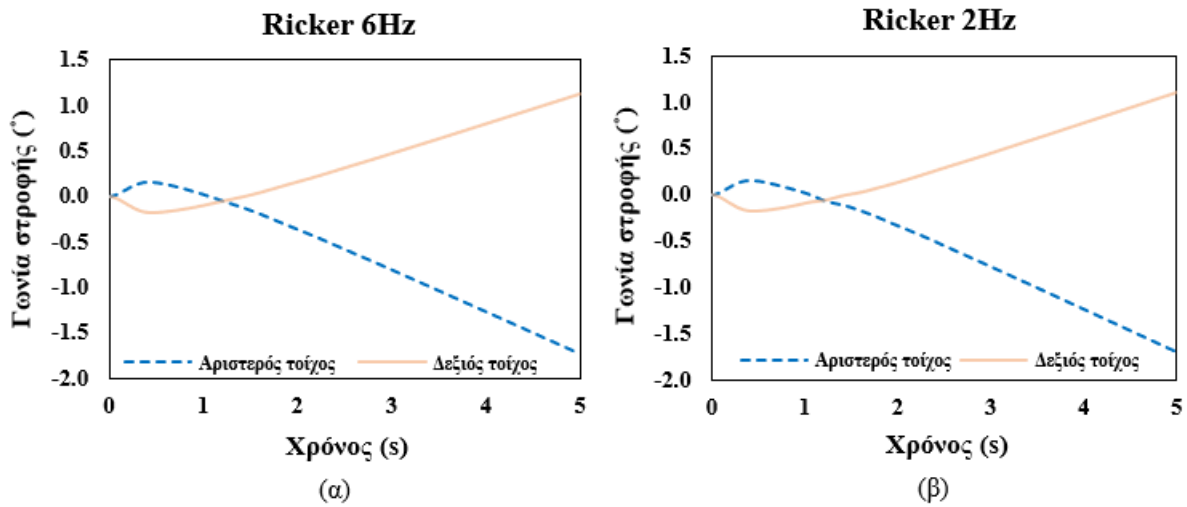
Η Εικόνα 5.21 περιλαμβάνει τις χρονοϊστορίες επιτάχυνσης για το ενισχυμένο με ελκυστήρες προσομοίωμα. Παρά τη διαφορετική μορφή των διαγραμμάτων α και β οι μετατοπίσεις με τη χρήση των ελκυστήρων είναι μηδενικές όπως τονίστηκε και κατά την διεξαγωγή της παραμόρφωσης του πλέγματος του προσομοιώματος (βλ. Εικόνα 5.17). Συνεπώς, για μεγάλες διεγέρσεις όπως αυτή που χρησιμοποιήθηκε στη συγκεκριμένη ανάλυση και για συνθήκες ρευστοποίησης του εδάφους θεμελίωσης, η εφαρμογή ελκυστήρων στους δύο κρηπιδότοιχους επιφέρει θετικά αποτελέσματα στη διατήρηση της ευστάθειας τους.



Εικόνα 5.21: Χρονοϊστορίες μετατόπισης 2^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

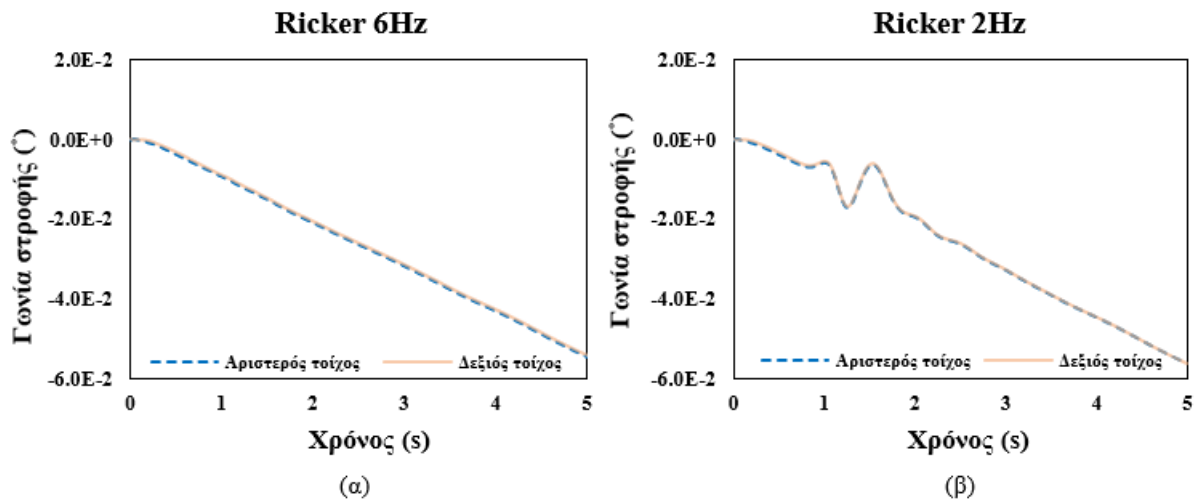
Στη συνέχεια, στην Εικόνα 5.22 βρίσκονται οι χρονοϊστορίες της γωνίας στροφής των δύο κρηπιδότοιχων για παλμούς Ricker 6Hz (α) και 2Hz (β). Η γωνία κλίσης για κάθε χρονική στιγμή υπολογίστηκε τριγωνομετρικά όπως φαίνεται στην Εικόνα 5.12, όμοια με την 1^η περίπτωση χρησιμοποιώντας τις τιμές της μετατόπισης των δύο κρηπιδότοιχων Δx (ΓΔ) και Δx (ΕΖ). Όπως και στην 1^η περίπτωση, στην Εικόνα 5.20 δεν παρατηρούνται διαφορές ανάμεσα στα δύο διαγράμματα α και β και οι δύο τοίχοι φαίνεται να κινούνται συμμετρικά προς αντίθετες όμως κατευθύνσεις. Η γωνία κλίσης σύμφωνα με τα παρακάτω διαγράμματα είναι περίπου $1.7^\circ (< 3^\circ)$ για τον αριστερό τοίχο και $1.1^\circ (< 3^\circ)$ για τον δεξιό. Με βάση τις

τιμές αυτές, η τελική βλάβη των δύο κρηπιδότοιχων κατατάσσεται στη Επίπεδο Ι του Πίνακα 2.4 κατά PIANC 2001.



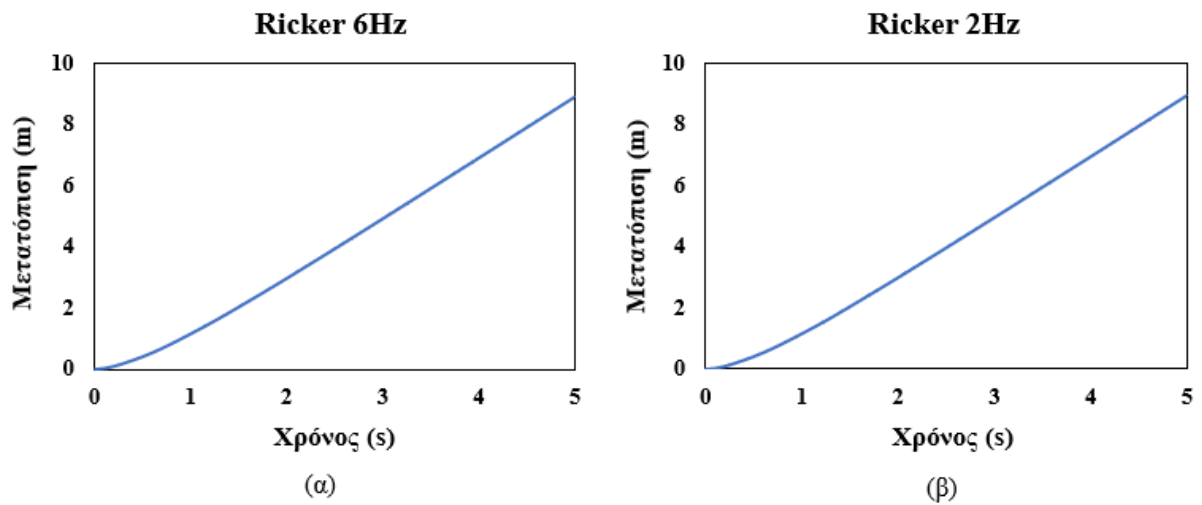
Εικόνα 5.22: Χρονοϊστορίες στροφής 2^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Για το προσομοίωμα με ελκυστήρες τα διαγράμματα της χρονοϊστορίας στροφής των δύο κρηπιδότοιχων φαίνονται στην **Εικόνα 5.23** και επιβεβαιώνουν για άλλη μια φορά ότι η παραμόρφωση του υπό μελέτη συστήματος είναι σχεδόν μηδενική μετά την ενίσχυση του.



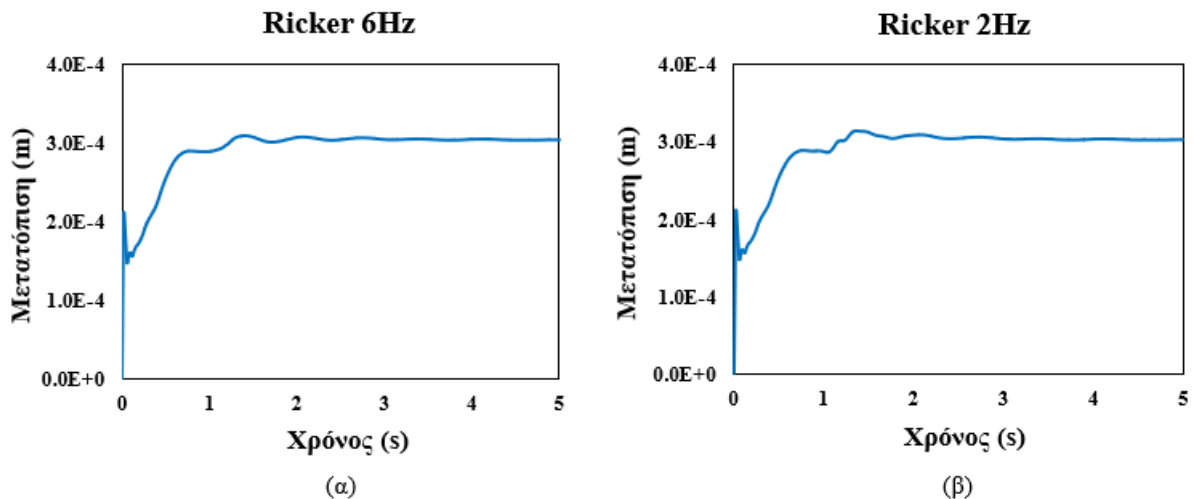
Εικόνα 5.23: Χρονοϊστορίες στροφής 2^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Τα διαγράμματα χρονοϊστορίας της απομάκρυνσης των δύο κρηπιδότοιχων, κατασκευάστηκαν με την πρόσθεση κατ' απόλυτη τιμή των μετατοπίσεων του κάθε τοίχου ώστε να βρεθεί η τιμή της απομάκρυνσης τους. Οι χρονοϊστορίες απομάκρυνσης των δύο τοίχων φαίνονται στην **Εικόνα 5.24**. Τα δύο διαγράμματα είναι πανομοιότυπα, κάτι το οποίο δηλώνει ότι και σε αυτή τη περίπτωση φαίνεται πως η διαφορετικοί παλμοί Ricker που χρησιμοποιήθηκαν δεν οδηγούν σημαντικές διαφορές στις τελικές τιμές καθώς και στις δύο περιπτώσεις η μέγιστη απομάκρυνση των δύο τοίχων είναι περίπου 9m.



Εικόνα 5.24: Χρονοϊστορίες απομάκρυνσης μεταξύ των κρηπιδότοιχων του 2^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Τέλος, η Εικόνα 5.25 περιλαμβάνει τα διαγράμματα της χρονοϊστορίας απομάκρυνσης των δύο κρηπιδότοιχων μετά την ενίσχυση τους με ελκυστήρες. Όπως και στη 1^η περίπτωση οι τιμές της απομάκρυνσης των δύο τοίχων είναι σχεδόν μηδενικές και συνεπώς η ενίσχυση του συστήματος με ελκυστήρες λειτουργεί αποτελεσματικά όχι μόνο για μικρές διεγέρσεις αλλά και για μεγαλύτερες όπως αυτή της συγκεκριμένης περίπτωσης.



Εικόνα 5.25: Χρονοϊστορίες απομάκρυνσης μεταξύ των κρηπιδότοιχων του 2^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

3^η περίπτωση: $\varphi_\theta=10^\circ$, $\varphi_\alpha=10^\circ$ & $k_h=0.36g$

➤ Γεωμετρία - μηχανικά χαρακτηριστικά - συνοριακές συνθήκες

Η γεωμετρία του προσομοιώματος παραμένει ίδια. Οι αναλύσεις όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις έγιναν αρχικά χωρίς κάποια μέθοδο ενίσχυσης των δύο

κρηπιδότοιχων και στη συνέχεια τοποθετώντας κεκλιμένους και οριζόντιους ελκυστήρες. Υπενθυμίζεται πως για την προσομοίωση της σεισμικής διέγερσης χρησιμοποιήθηκαν παλμοί Ricker 6Hz και 2Hz. Το 3^ο προσομοίωμα αποτελεί την δυσμενέστερη περίπτωση καθώς η ρευστοποίηση εκτείνεται και στο αντιστηριζόμενο έδαφος. Για τον λόγο αυτό οι γωνίες τριβής του εδάφους θεμελίωσης καθώς και του αντιστηριζόμενου εδάφους ορίστηκαν ίσες με 10° (βλ. Κεφάλαιο 2). Ο συντελεστής μέγιστης επιτάχυνσης ορίστηκε, όπως και στη 2^η περίπτωση, ίσος με 0.36g.

Ο Πίνακας 5.3 παρουσιάζει τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά που χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση των υλικών ως εδαφικά στοιχεία. Σημειώνεται ότι τα μηχανικά χαρακτηριστικά των ελκυστήρων είναι όμοια με αυτά που ορίζονται στον Πίνακα 5.2. Η προσομοίωση και σε αυτήν την περίπτωση έγινε με τη χρήση 15-κομβικών στοιχείων και οι συνοριακές συνθήκες που εφαρμόστηκαν ήταν οι «Standard fixities».

Υλικό	Προσομοίωμα	Υψος (m)	Πλάτος (m)	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	E (kPa)	ν	ϕ (°)	c (kPa)	V_s (m/s)
Κρηπιδότοιχος	Linear elastic	17.00	8.00	22.55	22.55	$2.90 \cdot 10^8$	0.15	-		7400
Έδαφος αντιστήριξης	Mohr - Coulomb	17.00	51.00	17.00	19.00	$4.12 \cdot 10^5$	0.30	10	0.1	300
Έδαφος θεμελίωσης	Mohr - Coulomb	8.00	68.00	18.00	18.00	$4.88 \cdot 10^4$	0.33	10	0.1	100

Πίνακας 5.3: Γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στοιχείων 3^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων ($L/H=3$, $V_s=100m/s$).

➤ Απόσβεση υλικών

Η απόσβεση των υλικών ισούται με $\xi=5\%$, όπως και στις δύο προηγούμενες περιπτώσεις. Οι αριθμοί Rayleigh σύμφωνα με τις σχέσεις 5.4 και 5.5 με $\alpha=0.6$ και $b=0.004$ για το έδαφος θεμελίωσης και $\alpha=1.1$ και $b=0.00217$ για το έδαφος αντιστήριξης

➤ Αρχικές τάσεις

Ο ορισμός του συντελεστή k_0 στην καρτέλα initial stresses έγινε σύμφωνα με τη σχέση 4.3. Το k_0 για το έδαφος αντιστήριξης και θεμελίωσης με $\phi_a=\phi_\theta=10^\circ$ υπολογίστηκε ίσο με 0.826.

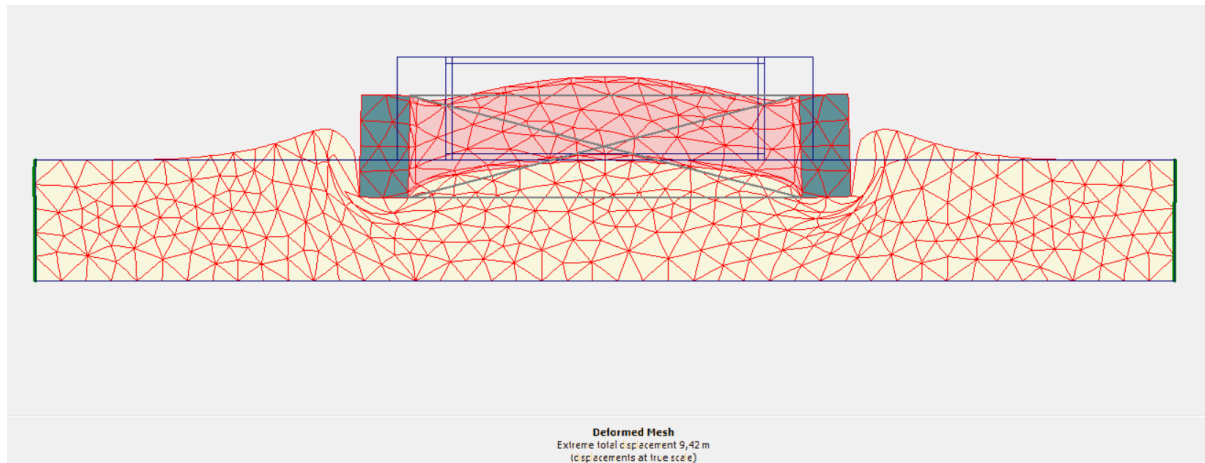
➤ Υπολογισμοί

Οι υπολογισμοί ακολούθησαν την ίδια διαδικασία που αναλύθηκε και στις προηγούμενες περιπτώσεις. Αρχικά, έγινε εισαγωγή μίας φάσης (phase) δυναμικής ανάλυσης με 250 βήματα και επιλέχθηκαν πέντε σημεία για τον υπολογισμό μετατοπίσεων τα οποία φαίνονται στην Εικόνα 5.5. Στη συνέχεια, η διαδικασία υπολογισμού έγινε πρώτα για το απλό προσομοίωμα και στη συνέχεια για το ενισχυμένο με ελκυστήρες. Για την προσομοίωση της σεισμικής διέγερσης χρησιμοποιήθηκαν οι παλμοί Ricker 6Hz και 2Hz.

➤ Εξαγωγή αποτελεσμάτων – παραμόρφωση πλέγματος

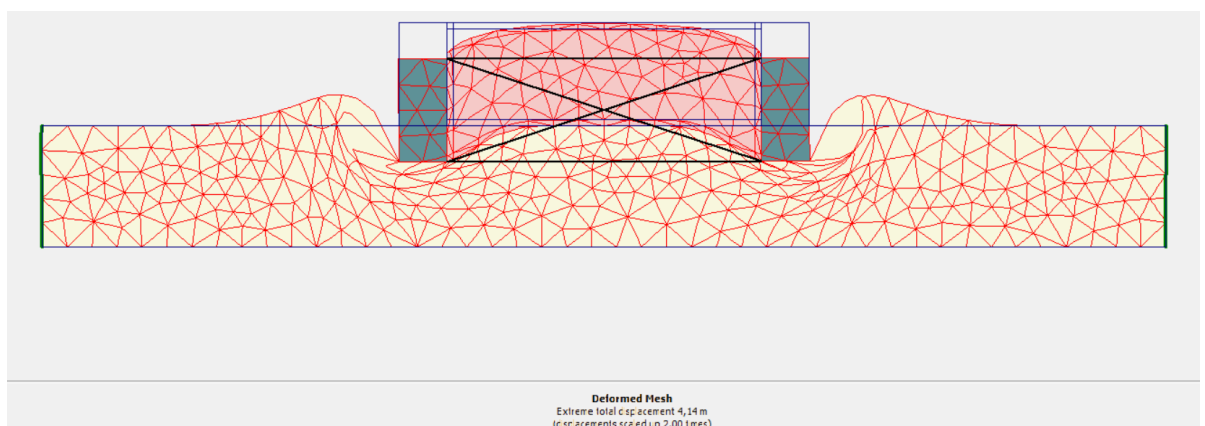
Στην περίπτωση αυτή όπως παρατηρείται από την εικόνα της παραμόρφωσης του πλέγματος για το τελευταίο βήμα της ανάλυσης (βλ. Εικόνα 5.26), η συμπεριφορά των δύο τοίχων στο αρχικό απλό προσομοίωμα διαφέρει συγκριτικά με τις προηγούμενες. Οι δύο κρηπιδότοιχοι

στρίβουν προς την εσωτερική τους πλευρά αυτή τη φορά, αποτέλεσμα το οποίο οφείλεται στην ελαχιστοποίηση της διατμητικής αντοχής όχι μόνο του εδάφους θεμελίωσης αλλά και του αντιστηριζόμενου. Το δύο εδάφη ρευστοποιούνται και για τον λόγο αυτό είναι αδύνατο να διατηρήσουν την ευστάθεια της δομής τους και κατά συνέπεια και των κρηπιδότοιχων.



Εικόνα 5.26: Παραμόρφωση πλέγματος 3^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $Vs=100m/s$)(σε κανονική κλίμακα).

Στην Εικόνα 5.27, η οποία περιλαμβάνει την παραμόρφωση πλέγματος στο προσομοίωμα με τους ελκυστήρες, οι δύο κρηπιδότοιχοι φαίνεται να έχουν μηδενική στροφή μετά την τοποθέτηση των ελκυστήρων και η μόνη τους παραμόρφωση να είναι η καθίζηση ολοκλήρου του συστήματος ως προς τον κατακόρυφο άξονα. Συνεπώς, παρά την δημιουργία συνθηκών εκτεταμένης ρευστοποίησης στα εδαφικά υλικά που περιβάλλουν τους δύο τοίχους αλλά και την αύξηση της επιτάχυνσης των σεισμικών κυμάτων, η χρήση ελκυστήρων διατηρεί και πάλι την ευστάθεια κάθε τοίχου μειώνοντας τις παραμορφώσεις ως προς τον οριζόντιο άξονα στο ελάχιστο.

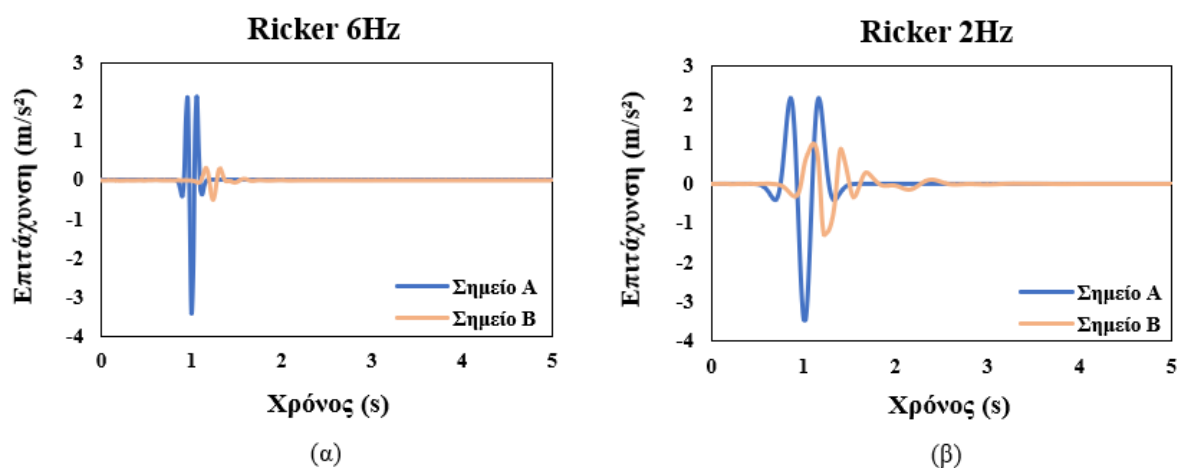


Εικόνα 5.27: Παραμόρφωση πλέγματος 3^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $Vs=100m/s$) (μεγεθυμένο κατά 2 φορές).

➤ Διαγράμματα

Κάθε μία από τις παρακάτω εικόνες περιλαμβάνει δύο διαγράμματα α και β τα οποία αντιστοιχούν σε αναλύσεις με παλμός Ricker 6 και 2Hz αντίστοιχα. Υπενθυμίζεται ότι τα σημεία Α, Β, Γ, Δ, Ε, Ζ με βάση τα οποία κατασκευάστηκαν τα εν λόγω διαγράμματα ορίστηκαν πριν την έναρξη των υπολογισμών όπως φαίνεται στην *Εικόνα 5.5*.

Η *Εικόνα 5.28* περιλαμβάνει τις χρονοϊστορίες της επιτάχυνσης του 3^{ου} προσομοιώματος χωρίς την εφαρμογή ελκυστήρων. Όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις η επιτάχυνση στο σημείο Β που βρίσκεται στη διεπιφάνεια της εδαφικής στρώσης της θεμελίωσης με το αντιστηριζόμενο έδαφος έχει μειωθεί σε σχέση με τις αντίστοιχες τιμές της αρχικής διέγερσης στη βάση του προσομοιώματος κάτι το οποίο όπως ήδη αναφέρθηκε είναι αναμενόμενο λόγω της εξασθένησης της σεισμικής κίνησης κατά τη μετάδοση της δια μέσου των μαλακών εδαφικών στρωμάτων.

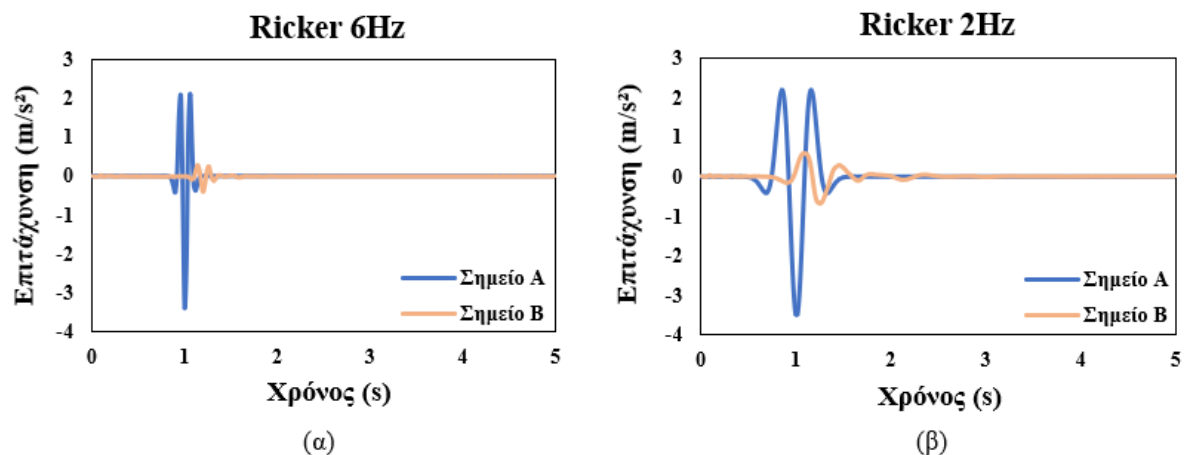


Εικόνα 5.28: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης 3^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Έπειτα, η περίοδος της διέγερσης όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις είναι μεγαλύτερη στο διάγραμμα (β) για παλμό Ricker 2Hz. Ακόμη, οι επιταχύνσεις στο σημείο Β είναι πολύ μεγαλύτερες στην περίπτωση του Ricker 2Hz, κάτι το οποίο όπως ήδη αναφέρθηκε οφείλεται στην πιο έντονη υψίσυχη δράση του παλμού αυτού συγκριτικά με τη συχνότητα των 6Hz. Συγκρίνοντας τα διαγράμματα της *Εικόνας 5.28* με τα αντίστοιχα διαγράμματα των *Εικόνων 5.8* και *5.18* παρατηρείται ότι η επιτάχυνση είναι μεγαλύτερη στο 2^ο και 3^ο προσομοίωμα. Αυτό οφείλεται στην αύξηση μίας τάξης μεγέθους του συντελεστή οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης κατά τον ορισμό των παραμέτρων στο λογισμικό PLAXIS 2D στις δύο τελευταίες αναλύσεις.

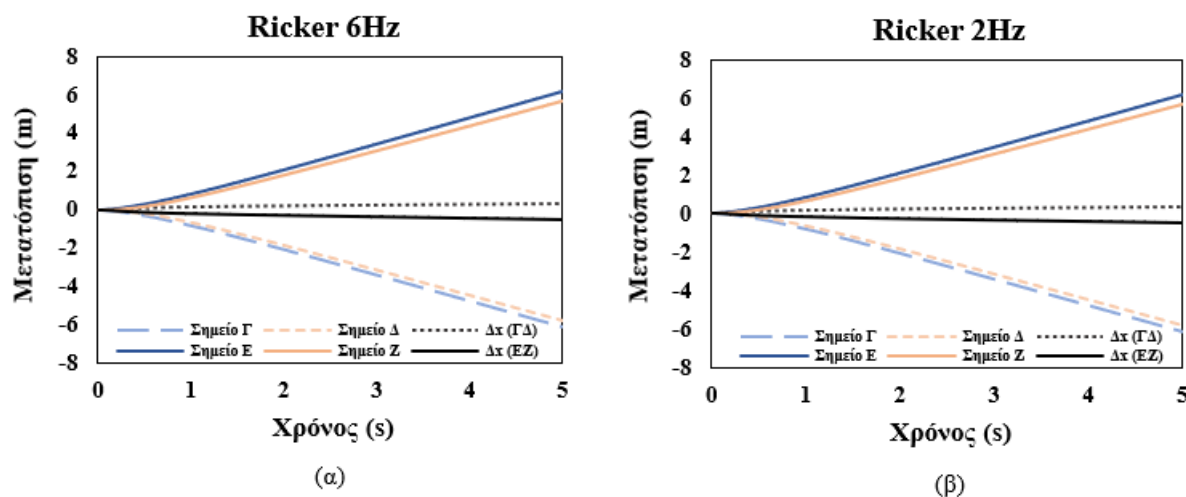
Ακολουθούν τα διαγράμματα χρονοϊστορίας της επιτάχυνσης που προέκυψαν από την ανάλυση του ενισχυμένου με ελκυστήρες προσομοίωμα (βλ. *Εικόνα 5.29*). Η διαφορά σε σχέση με τα αντίστοιχα διαγράμματα της *Εικόνας 5.27* είναι ότι η χρονοϊστορία επιτάχυνσης του σημείου Β στην περίπτωση της ενίσχυσης με ελκυστήρες έχει μικρότερες τιμές. Αυτή η διαφορά μπορεί να οφείλεται είτε στο γεγονός ότι έχει τοποθετηθεί ένας οριζόντιος

ελκυστήρας στη διεπιφάνεια όπου βρίσκεται και το σημείο της μέτρησης προκαλώντας κάποια αλλαγή στη γεωμετρία και κατά συνέπεια στην διέλευση της σεισμικής κίνησης.



Εικόνα 5.29: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης 3^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Για τον έλεγχο των μετατοπίσεων που υπέστησαν οι δύο κρηπιδότοιχοι δημιουργήθηκαν οι χρονοϊστορίες μετατόπισης των σημείων Γ, Δ, Ε, Ζ καθώς και οι χρονοϊστορίες μετατόπισης των δύο τοίχων ως προς τον οριζόντιο άξονα (βλ. Εικόνα 5.30). Τα σχήματα (α) και (β) της Εικόνας 5.30 είναι πανομοιότυπα. Ως αποτέλεσμα, οι όποιες διαφορές που τέθηκαν προς συζήτηση για τις χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων μεταξύ των δύο παλμών Ricker 6Hz και 2Hz δεν επηρεάζουν τη συμπεριφορά των δύο κρηπιδότοιχων ως προς τη μετατόπιση τους κατά την οριζόντια διεύθυνση.

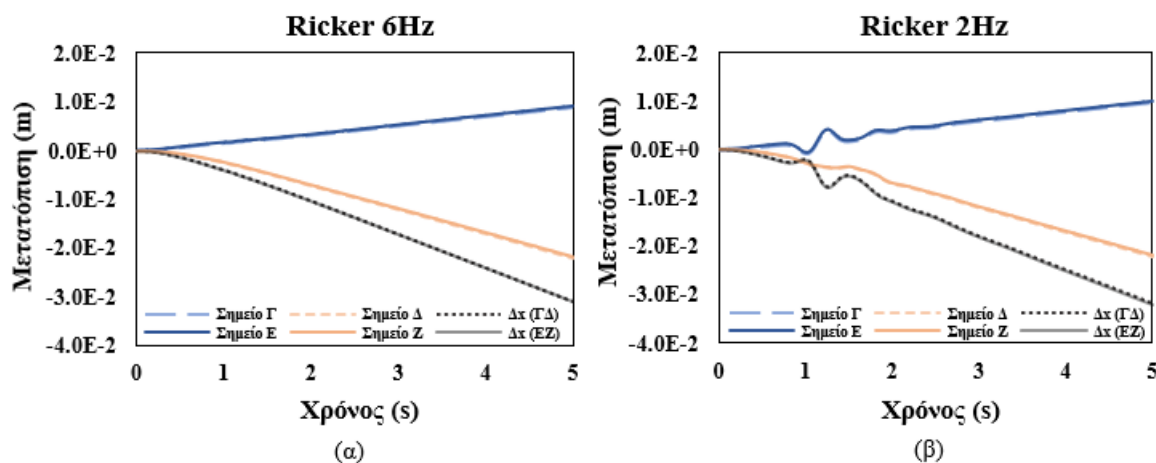


Εικόνα 5.30: Χρονοϊστορίες μετατόπισης 3^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων, (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Ο προσδιορισμός του επιπέδου βλάβης που υπέστησαν οι δύο κρηπιδότοιχοι έγινε με τη χρήση της μέγιστης τιμής της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης. Στη συνέχεια, η τιμή αυτή συγκρίθηκε με τις τιμές του Πίνακα 2.4 από PIANC (2001). Για τα σημεία Δ και Ζ, η μέγιστη τιμή της μετατόπισης είναι 5.80m και 5.70m αντίστοιχα. Με βάση αυτές τις τιμές αυτή υπολογίστηκε η κανονικοποιημένη οριζόντια μετατόπιση για κάθε περίπτωση. Για τον

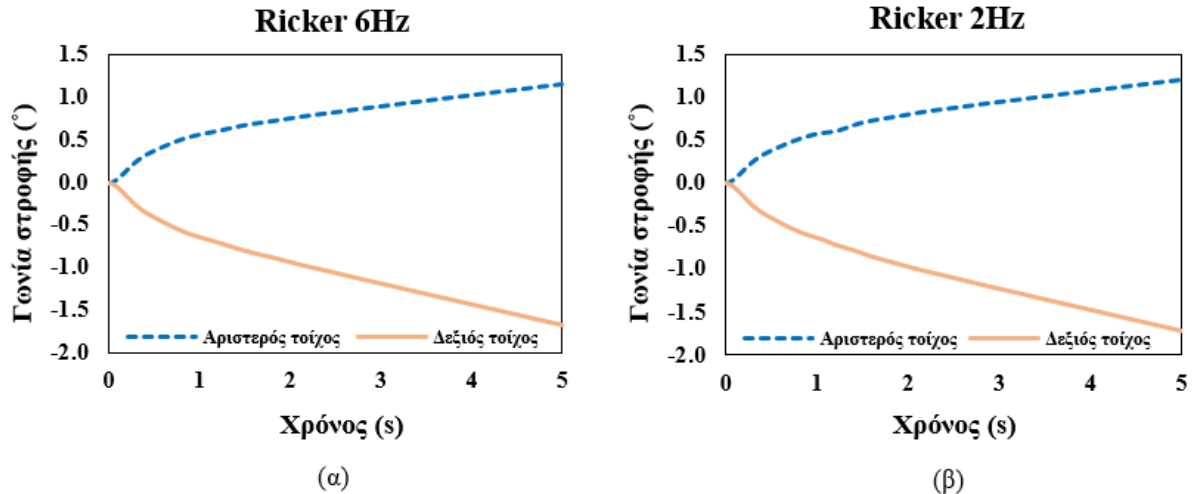
αριστερό τοίχο (σημείο Δ) η τιμή της προσδιορίστηκε ίση με $(5.80\text{m}/17\text{m}) \cdot 100\% = 34.1\%$ συνεπώς, η τελική βλάβη στον κρηπιδότοιχο με βάση τον Πίνακα 2.4 κατατάσσεται στο Επίπεδο IV ($>10\%$). Ομοίως για τον δεξιό τοίχο (σημείο Ζ) η ίδια παράμετρος υπολογίστηκε ίση με $(5.70\text{m}/17\text{m}) \cdot 100\% = 33.5\%$ άρα, και ο δεύτερος κρηπιδότοιχος υπέστη βλάβη Επιπέδου IV.

Στη συνέχεια, στην Εικόνα 5.31 περιλαμβάνονται οι χρονοϊστορίες μετατόπισης για το ενισχυμένο με ελκυστήρες προσομοίωμα. Παρατηρείται πως τα διαγράμματα α και β διαφέρουν μεταξύ τους, όμως σε καθένα από αυτά οι μετατοπίσεις με τη χρήση των ελκυστήρων είναι μηδενικές κάτι το οποίο φάνηκε και από την απεικόνιση της παραμόρφωσης του πλέγματος (βλ. Εικόνα 5.26). Συνεπώς, πάρα τη δημιουργία εκτεταμένης ρευστοποίησης που προκλήθηκε μέσα από την μείωση της γωνίας τριβής των εδαφικών στρωμάτων, η εφαρμογή ελκυστήρων στους δύο κρηπιδότοιχους συνεισφέρει αποτελεσματικά στη διατήρηση της ευστάθειας τους.



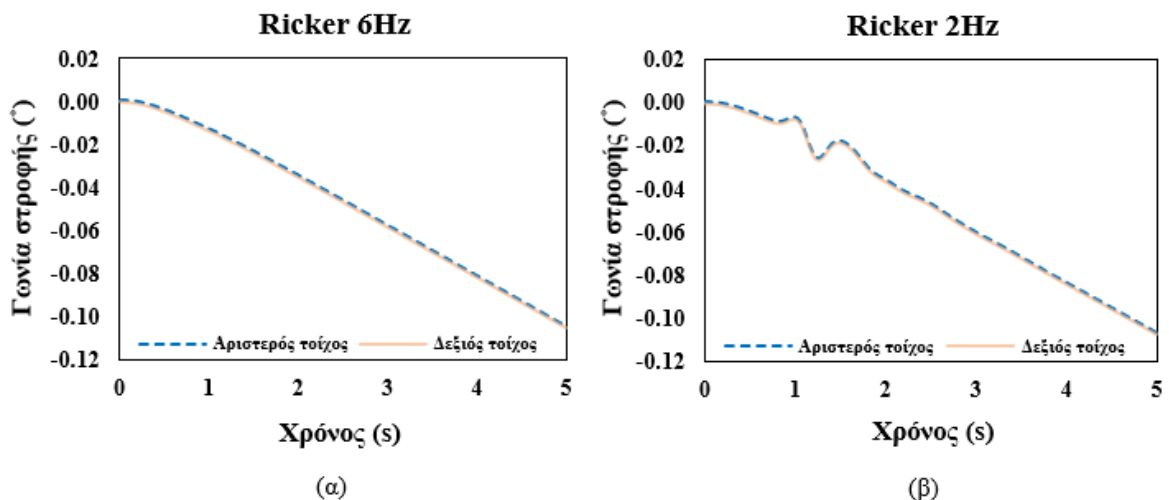
Εικόνα 5.31: Χρονοϊστορίες μετατόπισης 3^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων, (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Η Εικόνα 5.32 περιέχει τις χρονοϊστορίες της γωνίας στροφής των δύο κρηπιδότοιχων για παλμούς Ricker 6Hz (α) και 2Hz (β). Η γωνία κλίσης για κάθε χρονική στιγμή υπολογίστηκε, όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις, τριγωνομετρικά όπως φαίνεται στην Εικόνα 5.12 με βάση τις τιμές Δx (ΓΔ) και Δx (ΕΖ). Ανάμεσα στα δύο διαγράμματα δεν παρατηρούνται διαφορές. Οι κρηπιδότοιχοι, όπως φάνηκε και στην παραμόρφωση του πλέγματος (βλ. Εικόνα 5.26), στρέφονται προς αντίθετες κατευθύνσεις. Η κύρια διάκριση συγκριτικά με τις δύο προηγούμενες περιπτώσεις είναι ότι στο 3^ο προσομοίωμα η στροφή των δύο τοίχων είναι προς την εσωτερική τους πλευρά. Αυτό συμβαίνει διότι το έδαφος αντιστήριξης έχει πλέον πολύ μικρή διατμητική αντοχή και στην περίπτωση αυτή λειτουργεί ως ρευστό. Ως αποτέλεσμα, οι δύο κρηπιδότοιχοι δεν έχουν πλέον την απαραίτητη στήριξη και στρέφονται προς τις εσωτερικές τους πλευρές. Η γωνία κλίσης σύμφωνα με τα παρακάτω διαγράμματα είναι περίπου 1.16° ($< 3^\circ$) για τον αριστερό τοίχο και 1.67° ($< 3^\circ$) για τον δεξιό. Σύμφωνα με τον Πίνακα 2.4 κατά PIANC 2001, η τελική βλάβη των δύο κρηπιδότοιχων κατατάσσεται στο Επίπεδο I.



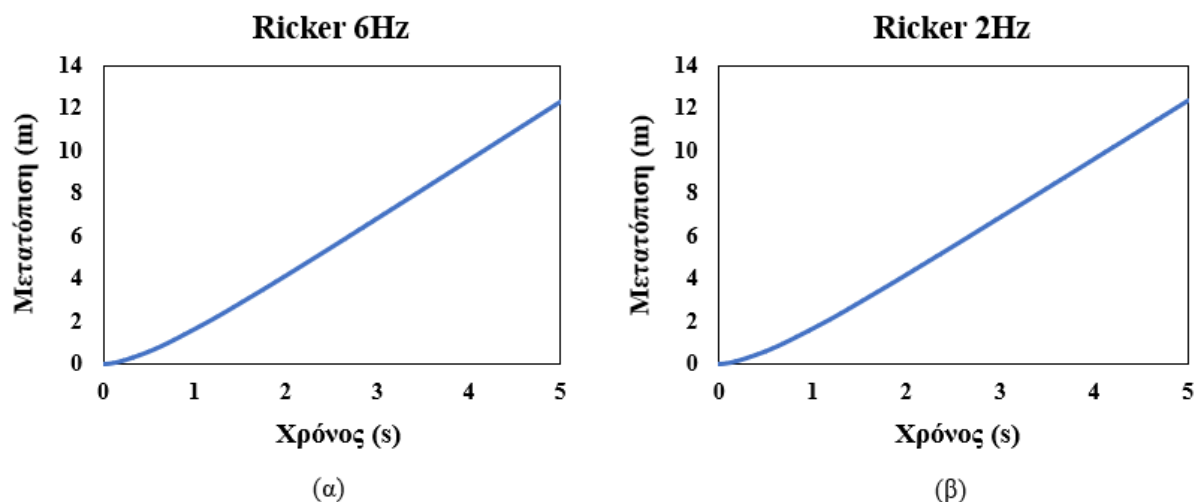
Εικόνα 5.32: Χρονοϊστορίες στροφής 3^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=100m/s$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Όσον αφορά το σύστημα με ελκυστήρες, η Εικόνα 5.33 περιλαμβάνει τα διαγράμματα της χρονοϊστορίας στροφής των δύο κρηπιδότοιχων και επιβεβαιώνει για άλλη μια φορά ότι η παραμόρφωση του υπό μελέτη συστήματος είναι σχεδόν μηδενική μετά την ενίσχυση του.



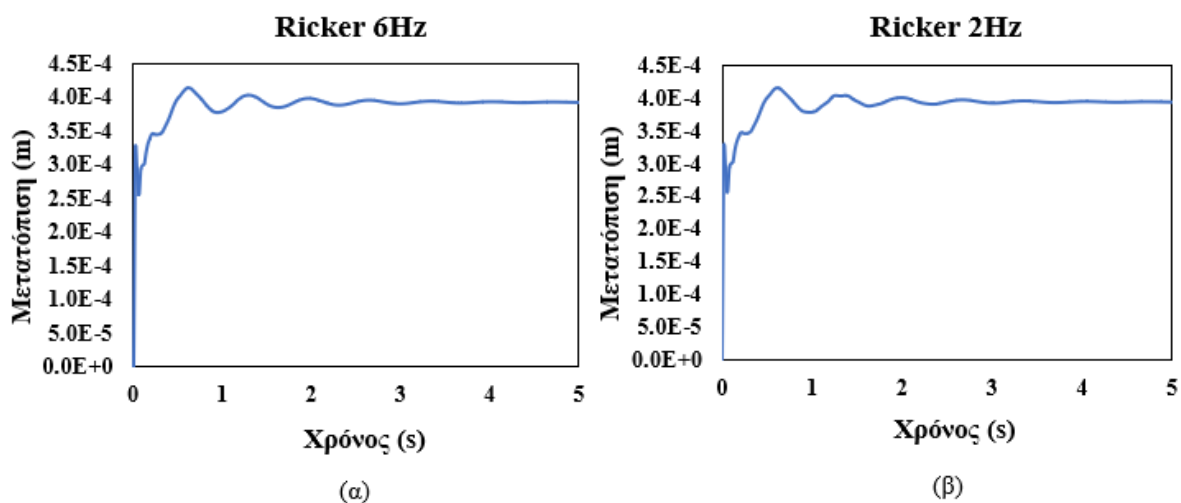
Εικόνα 5.33: Χρονοϊστορίες στροφής 3^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=100m/s$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Τέλος, κατασκευάστηκαν τα διαγράμματα χρονοϊστορίας της απομάκρυνσης των δύο κρηπιδότοιχων, τα οποία φαίνονται στην Εικόνα 5.34. Σημειώνεται πως η μορφή των δύο διαγραμμάτων είναι όμοια, συνεπώς οι διαφορετικοί παλμοί Ricker που χρησιμοποιήθηκαν δεν προκαλούν αποκλίσεις στις τελικές τιμές καθώς και στις δύο περιπτώσεις η μέγιστη τελική απομάκρυνση των δύο τοίχων είναι περίπου 12m.



Εικόνα 5.34: Χρονοϊστορίες απομάκρυνσης μεταξύ των κρηπιδότοιχων του 3^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Τα διαγράμματα της χρονοϊστορίας απομάκρυνσης των δύο κρηπιδότοιχων μετά την ενίσχυση τους με ελκυστήρες βρίσκονται στην Εικόνα 5.35. Η απομάκρυνση των δύο τοίχων είναι μηδενική και συνεπώς η τοποθέτηση των ελκυστήρων λειτουργεί αποτελεσματικά ακόμη και σε τόσο ακραίες συνθήκες ως προς την αντοχή του εδάφους.



Εικόνα 5.35: Χρονοϊστορίες απομάκρυνσης μεταξύ των κρηπιδότοιχων του 3^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

5.1.2 Υπολογιστική μελέτη κρηπιδότοιχων με $L/H=10$ σε εύκαμπτο έδαφος θεμελίωσης με $V_s=100\text{m/s}$

Οι αναλύσεις για τη γεωμετρία με λόγο μήκους προς ύψος $L/H=10$ πραγματοποιήθηκαν για τις τρεις περιπτώσεις που εξετάστηκαν και για το προσομοίωμα με λόγο $L/H=3$. Οι γεωμετρίες που κατασκευάστηκαν και σε αυτή την περίπτωση περιλαμβάνουν ένα απλό σύστημα δύο κρηπιδότοιχων (βλ. Εικόνα 5.36) και ένα ενισχυμένο με κεκλιμένους και οριζόντιους

ελκυστήρες. Σημειώνεται ότι για τους υπολογισμούς χρησιμοποιήθηκαν παλμοί Ricker των 6 και 2Hz. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται οι παραμετρικές ως προς τις γωνίες τριβής αναλύσεις.

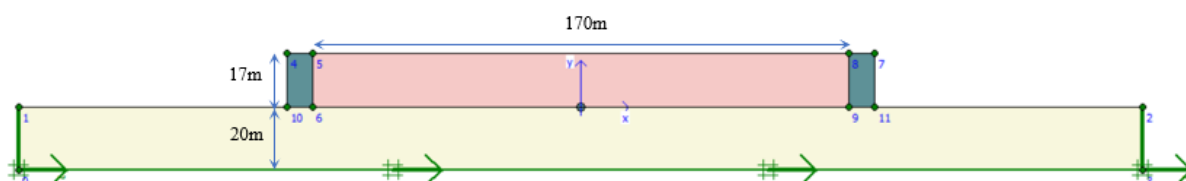
1^η περίπτωση: $\varphi_0 = \varphi_a = 30^\circ$ & $k_h = 0.04g$

➤ Γεωμετρία - μηχανικά χαρακτηριστικά - συνοριακές συνθήκες

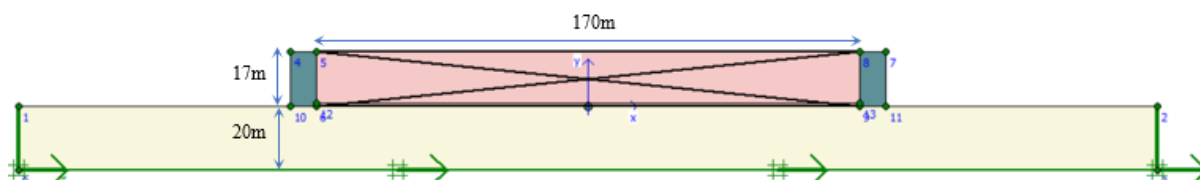
Στον Πίνακα 5.5 περιλαμβάνονται τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά των εδαφικών στοιχείων της προσομοίωσης στο PLAXIS 2D. Σημειώνεται ότι οι ιδιότητες των ελκυστήρων συνοψίζονται στον Πίνακα 5.2. Το ύψος των δύο κρηπιδότοιχων ισούται με $H=17\text{m}$ και η μεταξύ τους απόσταση ορίστηκε ίση με 170m ώστε ο λόγος μήκους προς ύψος να ισούται με $L/H=10$. Η σεισμική διέγερση προσομοιώθηκε με παλμούς Ricker 6Hz και 2Hz και μέσα από την εντολή «Prescribe displacements» ορίστηκε το $k_h=0.04g$. Σημειώνεται ότι η κατασκευή του παρακάτω προσομοιώματος έγινε με 15-κομβικά στοιχεία και οι συνοριακές συνθήκες που εφαρμόστηκαν ήταν οι «Standard fixities». Οι γεωμετρίες του απλού και του ενισχυμένου συστήματος παρουσιάζονται στην Εικόνα 5.36 & 5.37.

Υλικό	Προσομοίωμα	Ύψος (m)	Πλάτος (m)	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	E (kPa)	ν	φ (°)	c (kPa)	V_s (m/s)
Κρηπιδότοιχος	Linear elastic	17.00	8.00	22.55	22.55	$2.90 \cdot 10^8$	0.15	-	-	7400
Έδαφος αντιστήριξης	Mohr - Coulomb	17.00	170.00	17.00	19.00	$4.12 \cdot 10^5$	0.30	30	0.1	300
Έδαφος θεμελίωσης	Mohr - Coulomb	8.00	356.00	18.00	18.00	$4.88 \cdot 10^4$	0.33	30	0.1	100

Πίνακας 5.5: Γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στοιχείων 1^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων ($L/H=10$, $V_s=100\text{m/s}$).



Εικόνα 5.36: Γεωμετρία και συνοριακές συνθήκες 1^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=100\text{m/s}$).



Εικόνα 5.37: Γεωμετρία και συνοριακές συνθήκες 1^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=100\text{m/s}$).

➤ Απόσβεση υλικών

Η απόσβεση της στρώσης θεμελίωσης καθώς και του αντιστηριζόμενου εδάφους θεωρήθηκε ίση με $\xi=5\%$. Ο ορισμός αυτής της τιμής στο λογισμικό PLAXIS 2D έγινε με τον υπολογισμό των αριθμών Rayleigh α και β , σύμφωνα με τις Εξισώσεις 5.2 και 5.3. Για το έδαφος θεμελίωσης, η ιδιοπερίοδος και η ιδιοσυχνότητα υπολογίστηκαν ίσες με 0.68s και 1.47 Hz αντίστοιχα. Με βάση αυτές τις τιμές προσδιορίστηκαν οι αριθμοί Rayleigh $\alpha=0.6$ και $\beta=0.004$. Ακολουθώντας την ίδια διαδικασία για το αντιστηριζόμενο έδαφος προέκυψαν η ιδιοπερίοδος και η ιδιοσυχνότητα ίσες με $T_s = 0.23s$ και $f_s = 4.44 Hz$ και οι αριθμοί Rayleigh $\alpha=1.1$ και $\beta=0.00217$.

➤ Αρχικές τάσεις

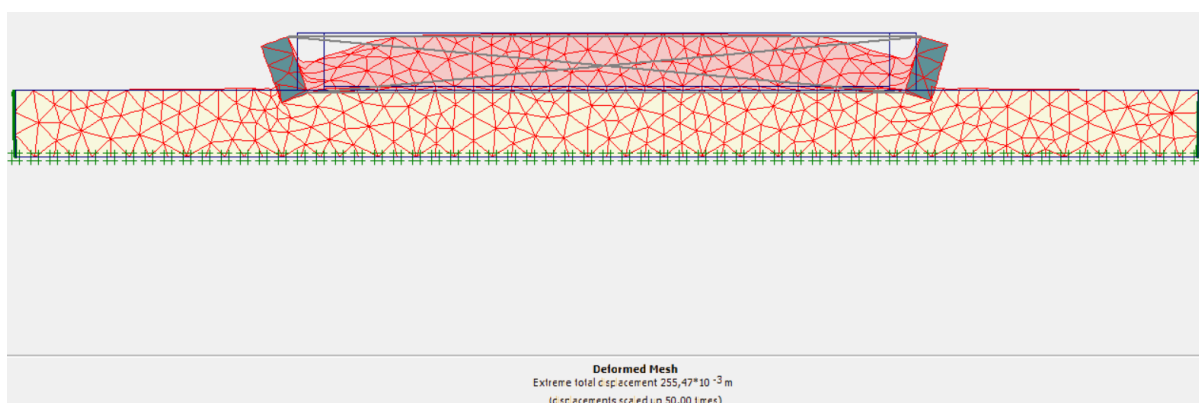
Το k_0 υπολογίστηκε ίσο με 0.5 σύμφωνα με τη σχέση 4.3 ώστε να πληρείται το κριτήριο αστοχίας κατά Mohr–Coulomb.

➤ Υπολογισμοί

Στο στάδιο των υπολογισμών του λογισμικού PLAXIS 2D έγινε εισαγωγή μίας φάσης (phase) δυναμικής ανάλυσης με 250 βήματα και επιλέχθηκαν πέντε σημεία για τον υπολογισμό μετατοπίσεων τα οποία φαίνονται στην *Εικόνα 5.5*. Η διαδικασία υπολογισμού έγινε τόσο για παλμό Ricker 6Hz όσο και για Ricker 2Hz.

➤ Εξαγωγή αποτελεσμάτων – παραμόρφωση πλέγματος

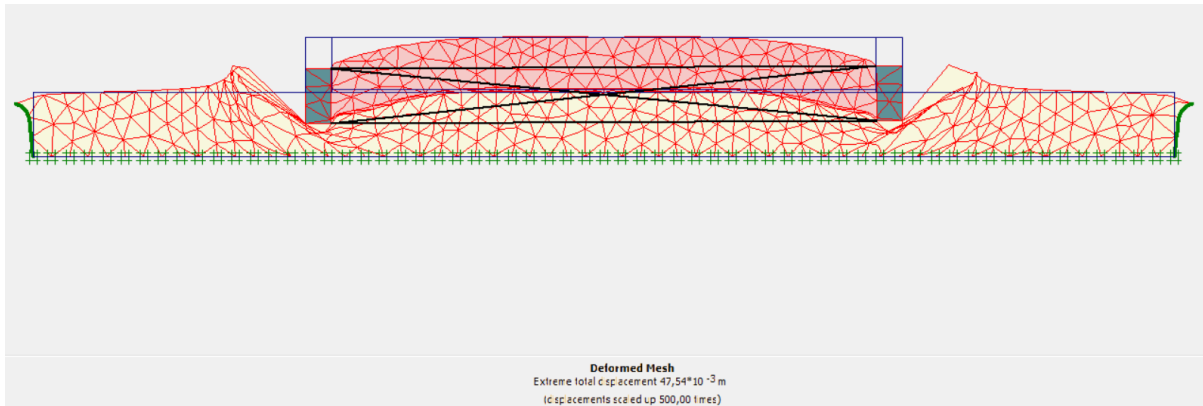
Η παραμόρφωση του πλέγματος του προσομοιώματος για τελευταίο βήμα των υπολογισμών φαίνεται στην *Εικόνα 5.38*. Η παραμόρφωση των δύο κρηπιδοτόιχων είναι η ίδια με αυτή του προσομοιώματος με γεωμετρία $L/H=3$, δηλαδή, παρατηρείται στροφή των τοίχων προς την εξωτερική τους πλευρά. Επιπλέον, στην παραμόρφωση που υπέστησαν οι δύο τοίχοι παρατηρείται και μία μικρή καθίζηση μέσα στο έδαφος θεμελίωσης.



Εικόνα 5.38: Παραμόρφωση πλέγματος 1^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδοτόιχων - $L/H=10$, $V_s=100m/s$ (μεγεθυμένο κατά 50 φορές).

Έπειτα, η *Εικόνα 5.39* περιλαμβάνει την παραμόρφωση πλέγματος του ενισχυμένου με ελκυστήρες προσομοιώματος. Συγκριτικά με την προηγούμενη εικόνα παρατηρείται μία πιο μεγάλη καθίζηση των δύο τοίχων και όπως και όπως σε όλες τις προηγούμενες αναλύσεις οι

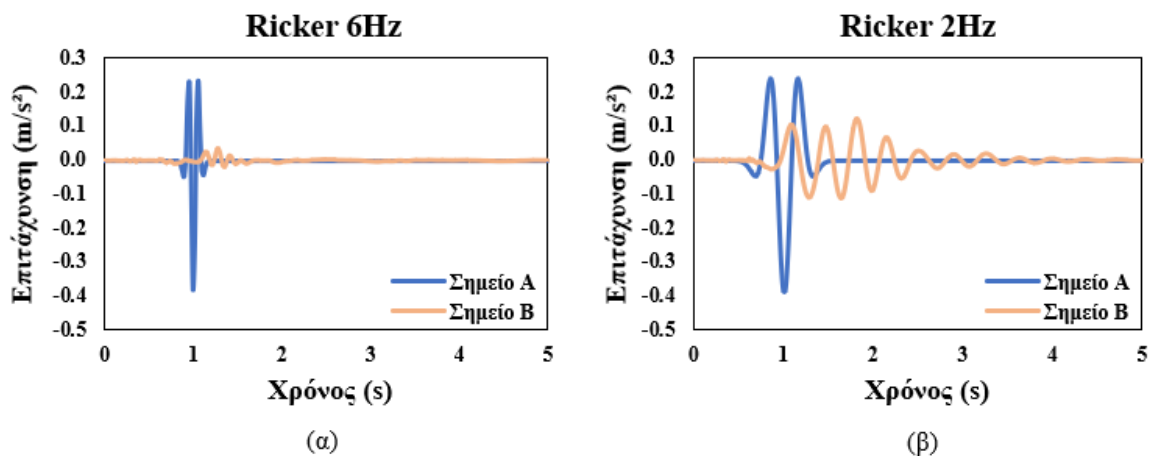
δύο κρηπιδότοιχοι φαίνεται να έχουν μηδενική στροφή μετά την τοποθέτηση των ελκυστήρων. Ως αποτέλεσμα, η χρήση αυτής της μεθόδου ενίσχυσης διατηρεί την ευστάθεια του προσομοιώματος.



Εικόνα 5.39: Παραμόρφωση πλέγματος 1^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων - $L/H=10$, $V_s=100\text{m/s}$ (μεγεθυμένο κατά 500 φορές).

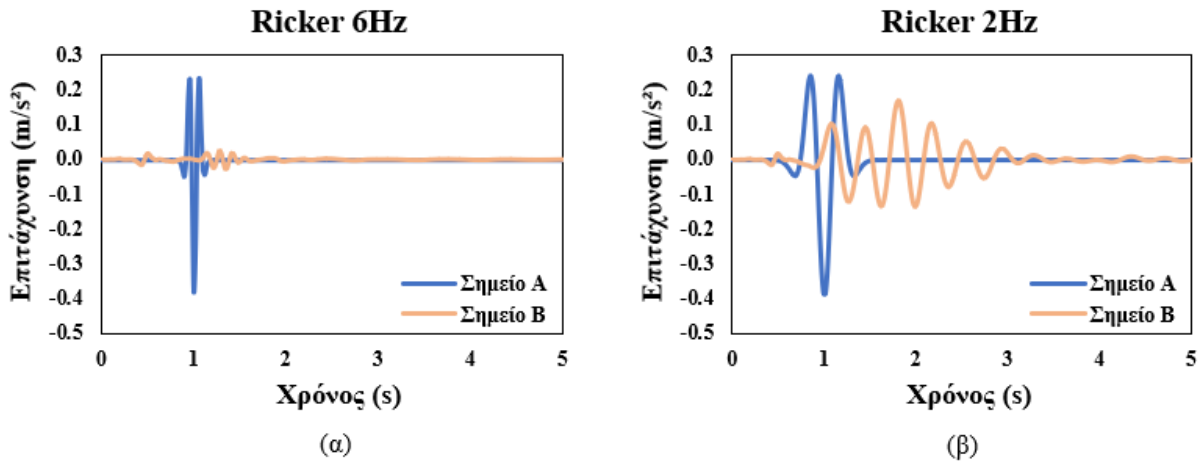
➤ Διαγράμματα

Η Εικόνα 5.40 περιλαμβάνει τις χρονοϊστορίες της επιτάχυνσης που προέκυψαν με διεγέρσεις παλμών Ricker 6 και 2 Hz για τα σημεία A και B. Συγκρίνοντας τα δύο διαγράμματα παρατηρείται ότι το (β) έχει μεγαλύτερη περίοδο ταλάντωσης συγκριτικά με το (α). Επιπλέον, οι τιμές της χρονοϊστορίας που αντιστοιχεί στο σημείο B του (β) διαγράμματος είναι μεγαλύτερες από αυτές του αντίστοιχου σημείου στην περίπτωση που χρησιμοποιήθηκε διεγέρση παλμού Ricker 6Hz. Αυτό, οφείλεται στην πιο έντονη υψίσυχη δράση των 2Hz έναντι του Ricker των 6Hz. Συνεπώς, στο διάγραμμα (β) το οποίο προέκυψε εφαρμόζοντας διεγέρση με παλμό Ricker 2Hz στη βάση του προσομοιώματος, η διέλευση των σεισμικών κυμάτων δια μέσου της εδαφικής στρώσης είναι πιο ισχυρή σε σχέση με την ροή της σεισμικής κίνησης που αποδίδεται με την εφαρμογή παλμού Ricker 6Hz.



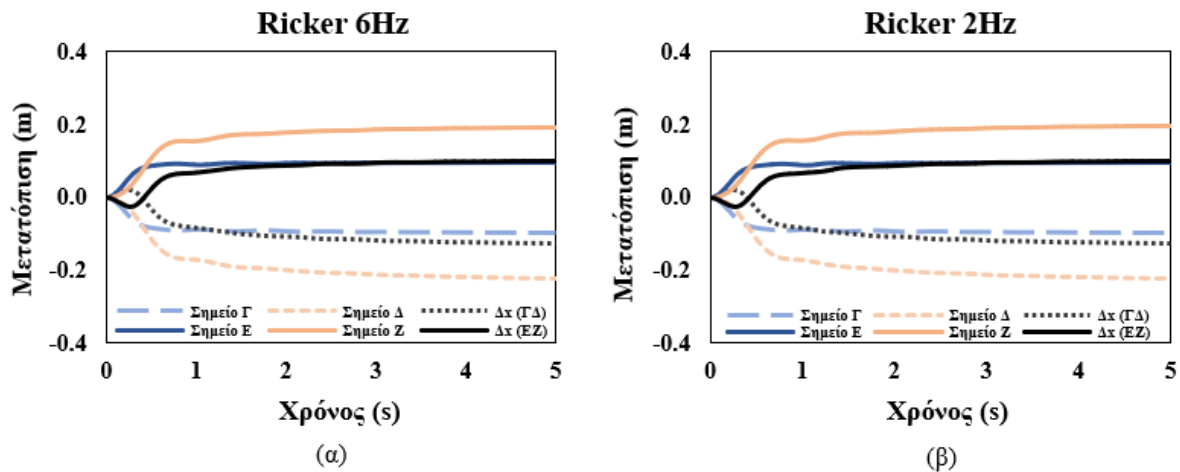
Εικόνα 5.40: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης 1^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων, (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Τα διαγράμματα χρονοϊστοριών επιτάχυνσης του ενισχυμένου προσομοιώματος με οριζόντιους και διαγώνιους ελκυστήρες φαίνονται στην *Εικόνα 5.41*. Συγκρίνοντας τα διαγράμματα των *Εικόνων 5.40 & 5.41* παρατηρείται ότι η τοποθέτηση των ελκυστήρων προκαλεί αποκλίσεις ως προς την διέλευση της σεισμικής κίνησης μεταξύ των δύο προσομοιωμάτων.



Εικόνα 5.41: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης $1^{ου}$ προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=100m/s$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Για τον έλεγχο των μετατοπίσεων που υπέστησαν οι δύο κρηπιδότοιχοι σχηματίστηκαν τα διαγράμματα της *Εικόνας 5.42* με τις χρονοϊστορίες μετατόπισης των σημείων Γ, Δ, Ε, Ζ καθώς και τη μετατόπιση των δύο τοίχων ως προς τον οριζόντιο άξονα συναρτήσει του χρόνου.

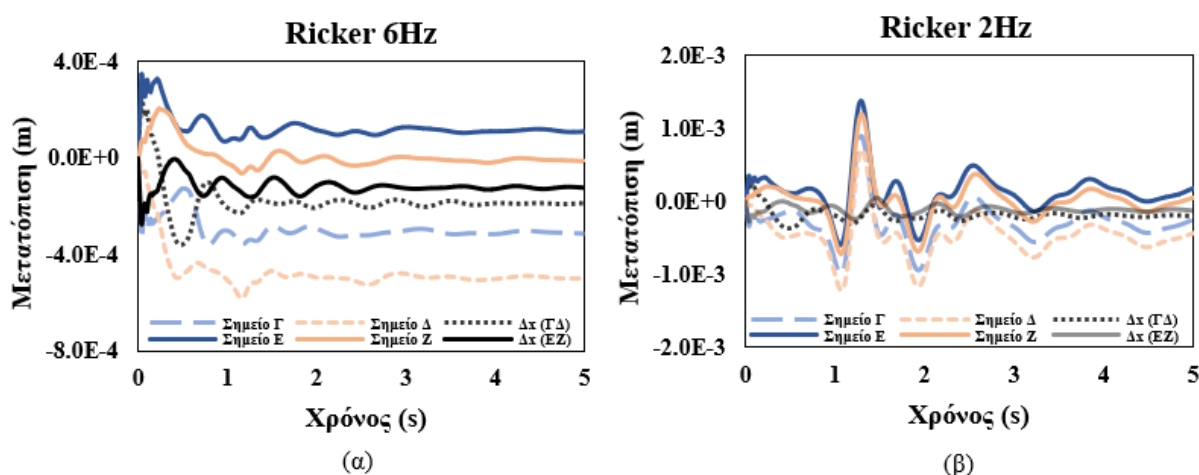


Εικόνα 5.42: Χρονοϊστορίες μετατόπισης $1^{ου}$ προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=100m/s$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Από τη σύγκριση των διαγραμμάτων της *Εικόνας 5.42* δεν παρατηρούνται σημαντικές διαφορές. Ως αποτέλεσμα, οι αποκλίσεις στις τιμές των επιταχύνσεων που προκύπτουν από τις εφαρμογές των δύο παλμών Ricker 6Hz και 2Hz φαίνεται να μην επηρεάζουν τη συμπεριφορά των δύο κρηπιδότοιχων ως προς τη μετατόπιση τους κατά την οριζόντια διεύθυνση. Επιπλέον, όπως φάνηκε και κατά την διεξαγωγή της παραμόρφωσης του πλέγματος του προσομοιώματος, οι δύο κρηπιδότοιχοι μετακινούνται σχεδόν ισόποσα αλλά προς αντίθετες κατευθύνσεις.

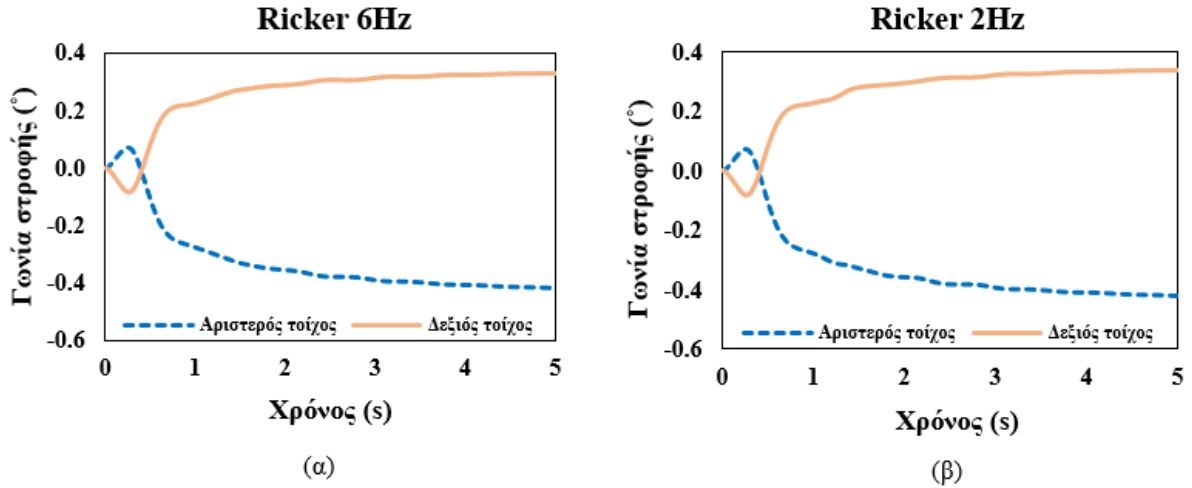
Στη συνέχεια, χρησιμοποιώντας την τιμή της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης προσδιορίζεται το επίπεδο βλάβης που υπέστη το εν λόγω προσομοίωμα. Η τιμή αυτή προσδιορίστηκε με βάση τη μέγιστη μετατόπιση που σημειώθηκε στα σημεία Δ και Ζ, τα οποία αντιστοιχούν στις κορυφές του αριστερού και δεξιού τοίχου αντίστοιχα. Η κανονικοποιημένη οριζόντια μετατόπιση για τον αριστερό τοίχο είναι ίση με $(0.22\text{m}/17\text{m}) \cdot 100\% = 1.3\%$, τιμή η οποία είναι μικρότερη από 1.5% οπότε με βάση τον Πίνακα 2.4 από PIANC (2001) η τελική βλάβη του κρηπιδότοιχου κατατάσσεται στο Επίπεδο Ι. Αντίστοιχα, για το δεξιό τοίχο η μέγιστη τιμή της μετατόπισης είναι ίση με 0.19m, συνεπώς η κανονικοποιημένη οριζόντια μετατόπιση είναι ίση με $(0.19\text{m}/17\text{m}) \cdot 100\% = 1.1\%$. Άρα, και ο δεξιός τοίχος έχει δεχτεί βλάβη Επιπέδου Ι.

Οι χρονοϊστορίες επιτάχυνσης για το ενισχυμένο με ελκυστήρες προσομοίωμα συνοψίζονται στην Εικόνα 5.43. Παρόλο που τα δύο διαγράμματα διαφέρουν μεταξύ τους οι τιμές των μετατοπίσεων και για τις δύο περιπτώσεις είναι μηδενικές. Συνεπώς, για μικρές διεγέρσεις σε ξηρές συνθήκες όπως αυτή που χρησιμοποιήθηκε στη συγκεκριμένη ανάλυση η εφαρμογή ελκυστήρων στους δύο κρηπιδότοιχους επιφέρει σημαντικά αποτελέσματα στη διατήρηση της ευστάθειας τους.



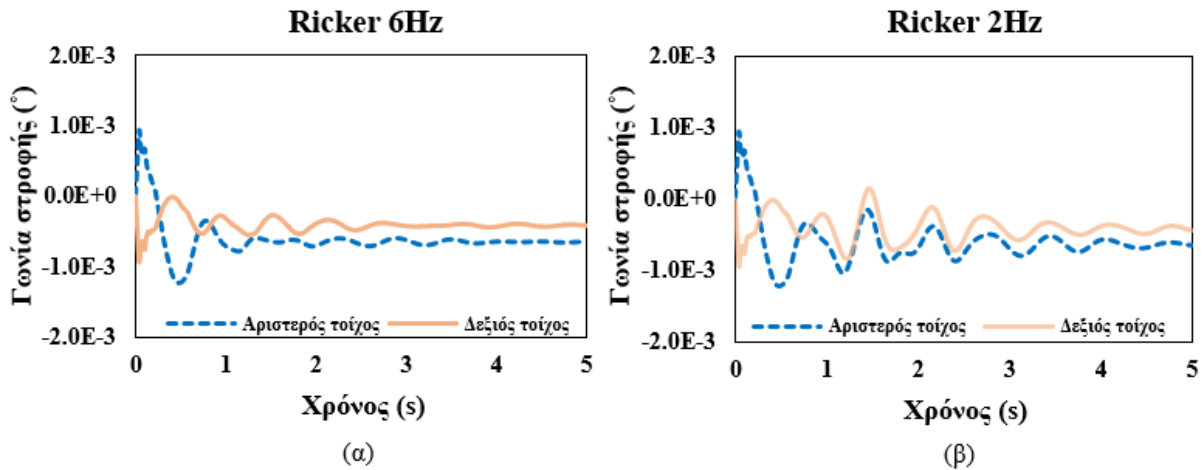
Εικόνα 5.43: Χρονοϊστορίες μετατόπισης 1^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Η αξιολόγηση της βλάβης του κάθε κρηπιδότοιχου μπορεί να γίνει και με την κλίση προς τη θάλασσα της εν λόγω κατασκευής. Στην Εικόνα 5.44 βρίσκονται οι χρονοϊστορίες της γωνίας στροφής των δύο κρηπιδότοιχων για παλμούς Ricker 6Hz (α) και 2Hz (β). Η γωνία κλίσης για κάθε χρονική στιγμή υπολογίστηκε τριγωνομετρικά όπως φαίνεται στην Εικόνα 5.12 χρησιμοποιώντας τις τιμές της μετατόπισης των δύο κρηπιδότοιχων Δx (ΓΔ) και Δx (ΕΖ). Μεταξύ των διαγραμμάτων α και β δεν παρατηρούνται ιδιαίτερες διαφορές. Οι δύο τοίχοι όπως διαπιστώθηκε και προηγουμένως κινούνται συμμετρικά προς αντίθετες όμως κατευθύνσεις καθένας προς την εξωτερική του πλευρά. Οι γωνίες κλίσης που προκύπτουν από στα παρακάτω διαγράμματα για τον αριστερό και δεξιό κρηπιδότοιχο είναι $0.42^\circ (< 3^\circ)$ και $0.33^\circ (< 3^\circ)$ αντίστοιχα. Οι τιμές αυτές είναι μικρότερες των 3° άρα, η βλάβη που δημιουργήθηκε στους κρηπιδότοιχους ως προς την παραμένονσα κλίση τους προς την θάλασσα ανήκει στο Επίπεδο Ι του Πίνακα 2.4 κατά PIANC 2001.



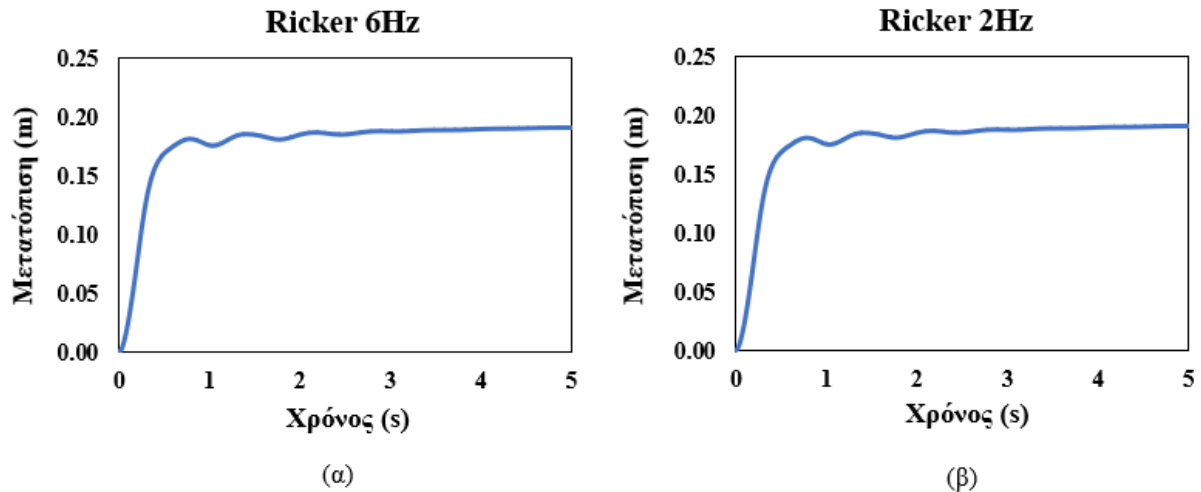
Εικόνα 5.44: Χρονοϊστορίες στροφής 1^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=100m/s$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Στην Εικόνα 5.45 φαίνονται τα διαγράμματα της χρονοϊστορίας στροφής των δύο κρηπιδότοιχων με την εφαρμογή ελκυστήρων τα οποία επιβεβαιώνουν για άλλη μια φορά ότι η παραμόρφωση του υπό μελέτη συστήματος είναι σχεδόν μηδενική.



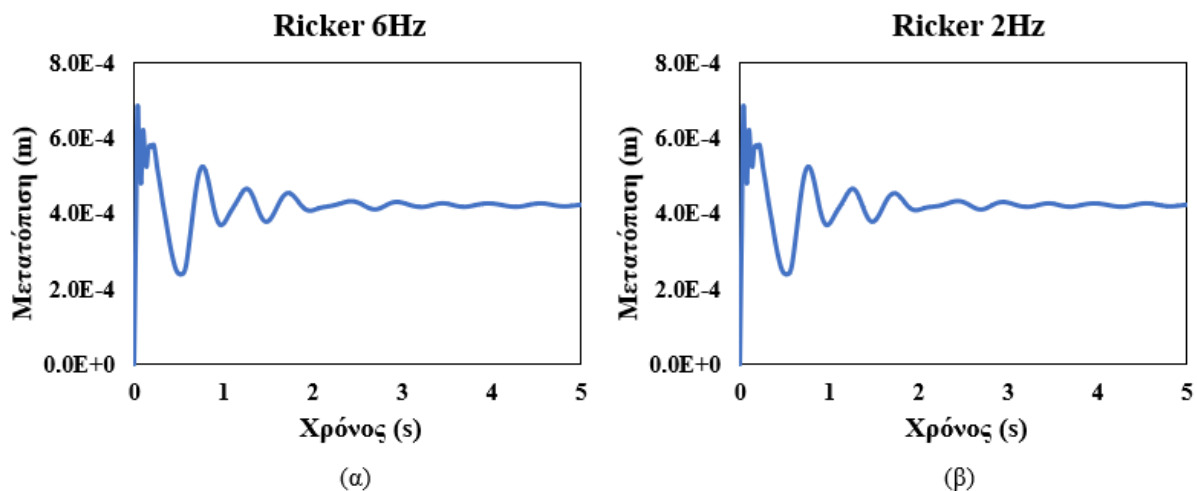
Εικόνα 5.45: Χρονοϊστορίες στροφής 1^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=100m/s$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Στην Εικόνα 5.46 σχεδιάστηκαν τα διαγράμματα χρονοϊστορίας της απομάκρυνσης των δύο κρηπιδότοιχων. Η κατασκευή τους πραγματοποιήθηκε προσθέτοντας κατ' απόλυτη τιμή τις μετατοπίσεις του κάθε τοίχου ώστε να βρεθεί η τιμή της απομάκρυνσης τους. Τα δύο διαγράμματα α και β είναι πανομοιότυπα. Σημειώνεται επίσης πως οι διαφορετικοί παλμοί Ricker που χρησιμοποιήθηκαν στην εκάστοτε περίπτωση δεν επιφέρουν αποκλίσεις στις τελικές τιμές.



Εικόνα 5.46: Χρονοϊστορίες απομάκρυνσης μεταξύ των κρηπιδότοιχων 1^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Τέλος, στην Εικόνα 5.47 βρίσκονται τα διαγράμματα της χρονοϊστορίας απομάκρυνσης των δύο κρηπιδότοιχων μετά την ενίσχυση τους με ελκυστήρες. Όπως είναι αναμενόμενο σύμφωνα με τα προηγούμενα αποτελέσματα οι τιμές της απομάκρυνσης των δύο τοίχων είναι σχεδόν μηδενικές. Συμπερασματικά, η ενίσχυση του συστήματος με ελκυστήρες αποδίδει θετικά αποτελέσματα ως προς την διατήρηση της θέσης των δύο κρηπιδότοιχων.



Εικόνα 5.47: Χρονοϊστορίες απομάκρυνσης μεταξύ των κρηπιδότοιχων 1^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

2^η περίπτωση: $\varphi_0=10^\circ$, $\varphi_a=30^\circ$ & $k_h=0.36g$

➤ Γεωμετρία - μηχανικά χαρακτηριστικά - συννοριακές συνθήκες

Η γεωμετρία του προσομοιώματος παραμένει η ίδια όπως ορίστηκε εξ αρχής. Οι παράμετροι που τροποποιήθηκαν στην συγκεκριμένη περίπτωση ήταν ο συντελεστής οριζόντιας επιτάχυνσης ο οποίος ορίστηκε ίσος με $0.36g$ και η γωνία τριβής του εδάφους θεμελίωσης η οποία μειώθηκε στις 10° . Όπως και στην πρώτη περίπτωση, οι αναλύσεις αρχικά

πραγματοποιήθηκαν χωρίς κάποια μέθοδο ενίσχυσης (βλ. *Εικόνα 5.36*) της κατασκευής και στη συνέχεια έγινε εφαρμογή ελκυστήρων συνδέοντας τους δύο κρηπιδότοιχους μεταξύ τους (βλ. *Εικόνα 5.37*). Στη βάση της θεμελίωσης ασκήθηκαν διεγέρσεις με παλμό Ricker 6Hz και 2Hz κατά σειρά. Στον *Πίνακα 5.6* παρουσιάζονται τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά που χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση των υλικών ως εδαφικά στοιχεία. Σημειώνεται ότι τα μηχανικά χαρακτηριστικά των ελκυστήρων είναι όμοια με αυτά που ορίζονται στον *Πίνακα 5.2*.

Υλικό	Προσομοίωμα	Ύψος (m)	Πλάτος (m)	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	E (kPa)	ν	ϕ (°)	c (kPa)	V_s (m/s)
Κρηπιδότοιχος	Linear elastic	17.00	8.00	22.55	22.55	$2.90 \cdot 10^8$	0.15	-	-	7400
Έδαφος αντιστήριξης	Mohr - Coulomb	17.00	170.00	17.00	19.00	$4.12 \cdot 10^5$	0.30	30	0.1	300
Έδαφος θεμελίωσης	Mohr - Coulomb	8.00	356.00	18.00	18.00	$4.88 \cdot 10^4$	0.33	10	0.1	100

Πίνακας 5.6: Γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στοιχείων 2^{ov} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων ($L/H=10$, $V_s=100m/s$).

➤ Απόσβεση υλικών

Η απόσβεση των υλικών παραμένει ίση με $\xi=5\%$. Συνεπώς, οι αριθμοί Rayleigh ορίστηκαν και πάλι ίσοι με $\alpha=0.6$ και $b=0.004$ για το έδαφος θεμελίωσης και $\alpha=1.1$ και $b=0.00217$ για το έδαφος αντιστήριξης.

➤ Αρχικές τάσεις

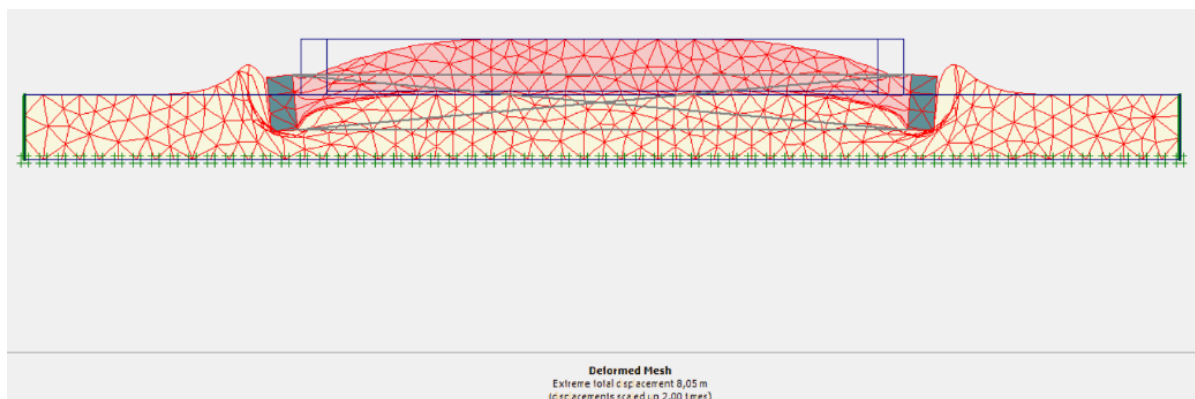
Ο ορισμός του συντελεστή αρχικών τάσεων k_0 στην καρτέλα initial stresses έγινε σύμφωνα με τη σχέση 4.3. Για το έδαφος αντιστήριξης με $\phi_a=30^\circ$ το k_0 υπολογίστηκε ίσο με 0.500 και το k_0 για το έδαφος θεμελίωσης με $\phi_b=10^\circ$ υπολογίστηκε ίσο με 0.826.

➤ Υπολογισμοί

Οι υπολογισμοί έγιναν με δυναμικές αναλύσεις για πέντε σημεία μετατοπίσεων τα οποία φαίνονται στην *Εικόνα 5.5*. Η διαδικασία υπολογισμού έγινε πρώτα για το προσομοίωμα και στη συνέχεια για το σύστημα με ελκυστήρες. Για την εισαγωγή της διέγερσης χρησιμοποιήθηκαν παλμοί Ricker 6Hz και 2Hz.

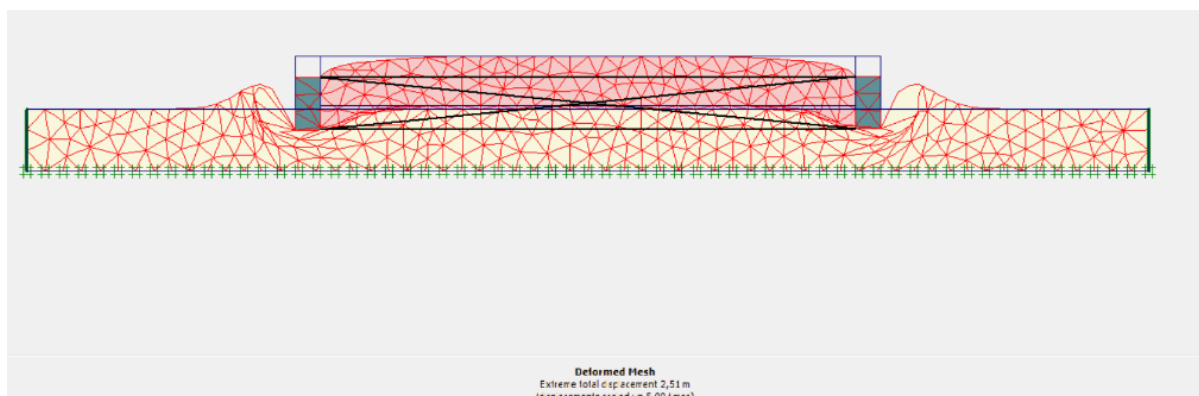
➤ Εξαγωγή αποτελεσμάτων – παραμόρφωση πλέγματος

Όπως προέκυψε και από την γεωμετρία με $L/H=3$ οι δύο κρηπιδότοιχοι στρίβουν προς την εξωτερική τους πλευρά. Στην *Εικόνα 5.48* φαίνεται η παραμόρφωση του πλέγματος του προσομοιώματος χωρίς ελκυστήρες στο τελευταίο βήμα των υπολογισμών. Διάκριση μεταξύ των δύο περιπτώσεων για το προσομοίωμα αυτό αποτελεί το γεγονός ότι στη δεύτερη περίπτωση, η οποία είναι δυσμενέστερη ως προς τις συνθήκες που επικρατούν συγκριτικά με την πρώτη, στις τιμές των παραμορφώσεων προκύπτουν μεγαλύτερες τάξεις μεγέθους.



Εικόνα 5.48: Παραμόρφωση πλέγματος 2^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων - $L/H=10$, $V_s=100\text{m/s}$ (μεγεθυμένο κατά 2 φορές).

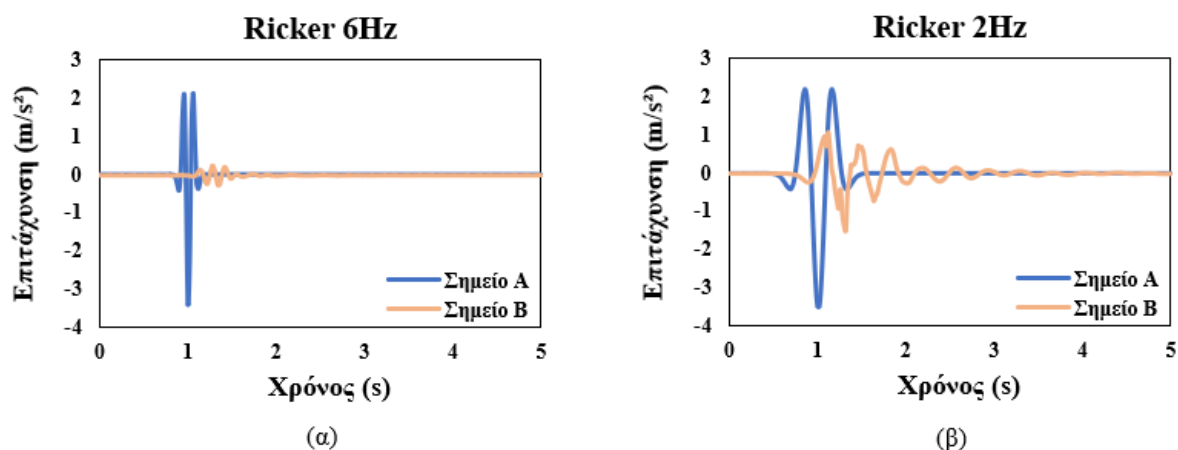
Στην Εικόνα 5.49, η οποία περιλαμβάνει την παραμόρφωση πλέγματος στο προσομοίωμα με τους ελκυστήρες, οι δύο κρηπιδότοιχοι όπως και στην 1^η περίπτωση φαίνεται να έχουν μηδενική στροφή μετά την τοποθέτηση των ελκυστήρων.



Εικόνα 5.49: Παραμόρφωση πλέγματος 2^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων - $L/H=10$, $V_s=100\text{m/s}$ (μεγεθυμένο κατά 5 φορές).

➤ Διαγράμματα

Η Εικόνα 5.50 περιλαμβάνει τα διαγράμματα με τις χρονοϊστορίες της επιτάχυνσης που προέκυψαν με διεγέρσεις παλμών Ricker 6 και 2 Hz. Συγκρίνοντας τα δύο διαγράμματα α και β παρατηρείται ότι και στις δύο περιπτώσεις η επιτάχυνση στο σημείο Β έχει μειωθεί σε σχέση με τις αντίστοιχες τιμές της αρχικής διεγέρσης στη βάση του προσομοιώματος κάτι το οποίο είναι αναμενόμενο λόγω της εξασθένησης της σεισμικής κίνησης κατά τη μετάδοση της δια μέσου των πολύ μαλακών εδαφικών στρωμάτων.

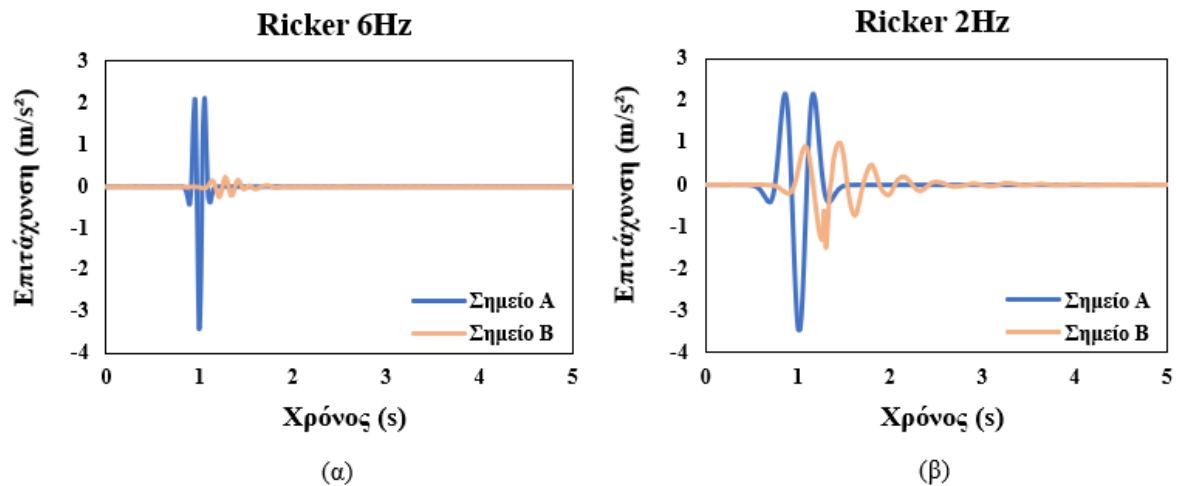


Εικόνα 5.50: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης 2^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

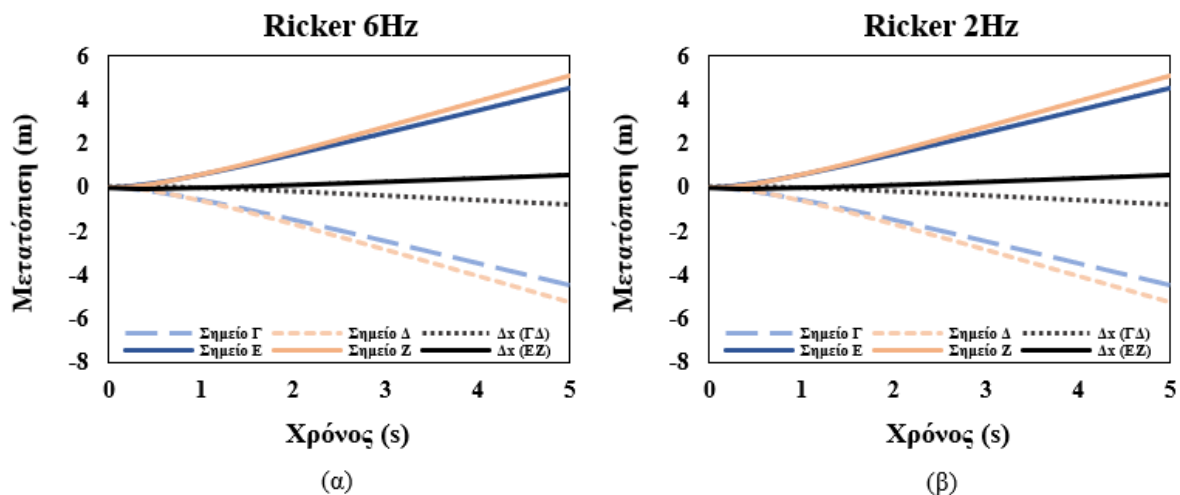
Επιπλέον, η περίοδος της σεισμικής διέγερσης στο αριστερό διάγραμμα με Ricker 6Hz είναι πολύ μικρότερη συγκριτικά με το δεξί διάγραμμα με παλμό Ricker 2Hz. Όπως και στη πρώτη περίπτωση οι επιταχύνσεις του σημείου B είναι πολύ μεγαλύτερες με την εφαρμογή του Ricker 2Hz, εξαιτίας της πιο υψίσυχνης δράσης του συγκριτικά με τη συχνότητα των 6Hz. Συγκρίνοντας τα διαγράμματα της Εικόνας 5.40 με τα αντίστοιχα διαγράμματα της Εικόνας 5.50 παρατηρείται ότι η επιτάχυνση είναι μεγαλύτερη στη 2^η περίπτωση κάτι το οποίο προκύπτει από την αύξηση του συντελεστή οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης κατά μία τάξη μεγέθους κατά τον ορισμό των παραμέτρων στο λογισμικό PLAXIS 2D στο προσομοίωμα αυτό.

Τα διαγράμματα με τις χρονοϊστορίες της επιτάχυνσης που προέκυψαν από την ανάλυση του ενισχυμένου με ελκυστήρες προσομοιώματος βρίσκονται στην Εικόνα 5.51. Συγκριτικά με την Εικόνα 5.50 δεν εντοπίζονται ιδιαίτερες διαφορές μεταξύ των διαγραμμάτων. Σημειώνεται όμως, ότι οι μέγιστες τιμές των επιταχύνσεων του σημείου B στην περίπτωση της ενίσχυσης με ελκυστήρες είναι μικρότερες από τις αντίστοιχες του απλού συστήματος πιθανώς λόγω της αλλαγών που προκάλεσαν οι ελκυστήρες στη γεωμετρία. Συνεπώς, η τοποθέτηση των ελκυστήρων επηρεάζει με κάποιον τρόπο την διέλευση των σεισμικών κυμάτων δια μέσου των εδαφικών στρωμάτων.

Ο έλεγχος των μετατοπίσεων που υπέστησαν οι δύο κρηπιδότοιχοι πραγματοποιήθηκε με την βοήθεια των διαγραμμάτων της Εικόνας 5.52, η οποία περιλαμβάνει τις χρονοϊστορίες μετατόπισης των σημείων Γ, Δ, Ε, Ζ καθώς και τη μετατόπιση των δύο τοίχων ως προς τον οριζόντιο άξονα συναρτήσει του χρόνου. Μεταξύ των διαγραμμάτων (α) και (β) της Εικόνας 5.52 δεν εντοπίζονται αποκλίσεις. Άρα, η χρήση των δύο διαφορετικών παλμών Ricker 6Hz και 2Hz δε δημιουργεί σημαντικές διαφορές, όσον αφορά τις χρονοϊστορίες επιτάχυνσης προς την παραμόρφωση τους κατά την οριζόντια διεύθυνση.



Εικόνα 5.51: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης 2^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

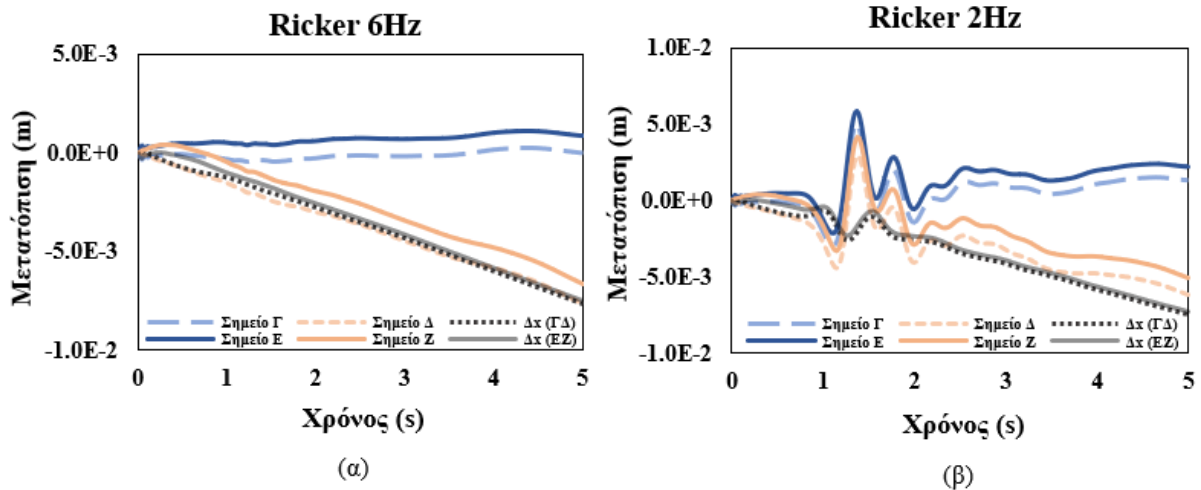


Εικόνα 5.52: Χρονοϊστορίες μετατόπισης 2^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Ο καθορισμός του επιπέδου βλάβης που υπέστη κάθε κρηπιδότοιχος προσδιορίστηκε από τη μέγιστη τιμή της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης σύμφωνα με τις τιμές του Πίνακα 2.4 από PIANC (2001). Η μέγιστη τιμή της μετατόπισης των σημείων Δ και Ζ, που αντιστοιχούν στις κορυφές του αριστερού και δεξιού τοίχου, είναι 5.25m και 5.11m αντίστοιχα. Με βάση αυτές τις τιμές υπολογίστηκε η κανονικοποιημένη οριζόντια μετατόπιση για κάθε περίπτωση. Για τον αριστερό τοίχο η τιμή αυτή προσδιορίστηκε ίση με $(5.25\text{m}/17\text{m}) \cdot 100\% = 30.9\%$ συνεπώς, η τελική βλάβη στον κρηπιδότοιχο με βάση τον Πίνακα 2.4 κατατάσσεται στο Επίπεδο IV ($>10\%$). Ομοίως, για τον δεξιό τοίχο η ίδια παράμετρος υπολογίστηκε ίση με $(5.11\text{m}/17\text{m}) \cdot 100\% = 30.1\%$, άρα, και ο δεύτερος κρηπιδότοιχος υπέστη βλάβη Επιπέδου IV.

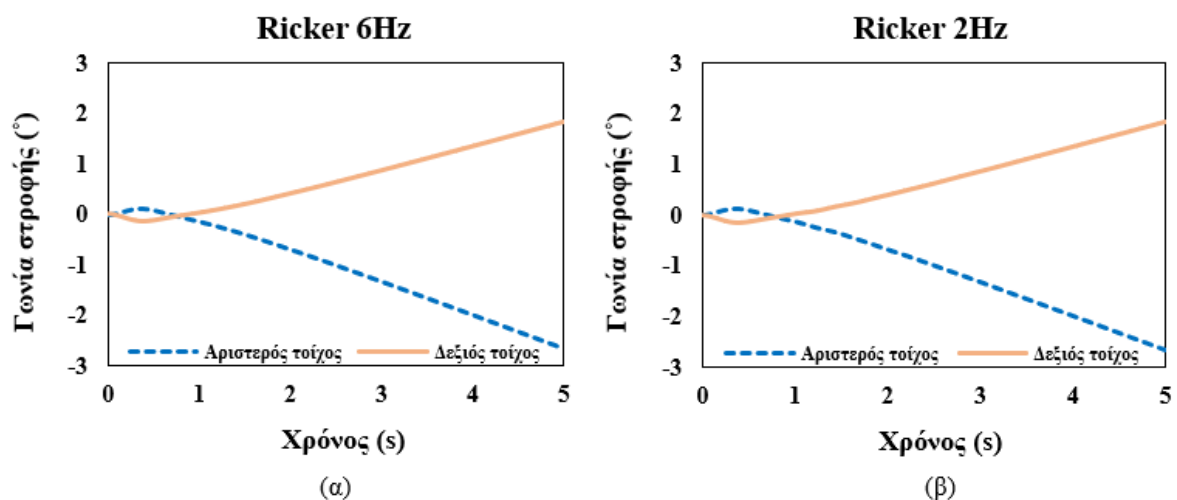
Στη συνέχεια, η Εικόνα 5.53 περιλαμβάνει τις χρονοϊστορίες επιτάχυνσης για το ενισχυμένο με ελκυστήρες σύστημα. Παρά τη διαφορετική μορφή των διαγραμμάτων α και β οι μετατοπίσεις με τη χρήση των ελκυστήρων είναι μηδενικές και σε αυτή την περίπτωση μετά

την τοποθέτηση των ελκυστήρων. Ως αποτέλεσμα, για μεγάλες διεγέρσεις όπως αυτή που χρησιμοποιήθηκε στη συγκεκριμένη ανάλυση και για συνθήκες ρευστοποίησης του εδάφους της θεμελίωσης, η ενίσχυση των κρηπιδότοιχων με ελκυστήρες συνεισφέρει καθοριστικά στη διατήρηση της ευστάθειας τους.



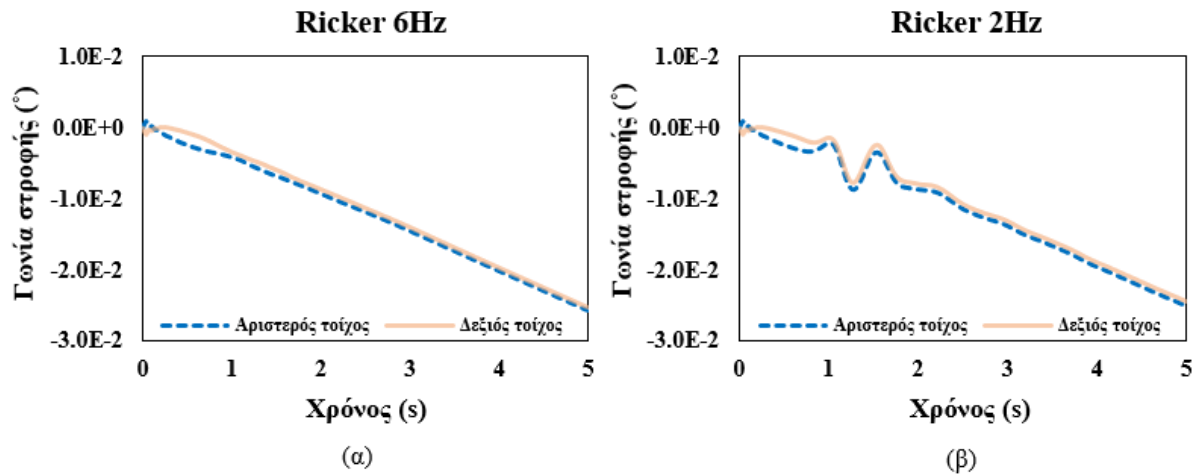
Εικόνα 5.53: Χρονοϊστορίες μετατόπισης 2^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Στη συνέχεια, η Εικόνα 5.54 περιλαμβάνει τις χρονοϊστορίες της γωνίας κλίσης των δύο κρηπιδότοιχων για παλμούς Ricker 6Hz (α) και 2Hz (β). Η γωνία κλίσης για κάθε χρονική στιγμή υπολογίστηκε τριγωνομετρικά όπως φαίνεται στην Εικόνα 5.12. Ανάμεσα στα δύο διαγράμματα α και β της Εικόνας 5.54 δεν εντοπίζονται αποκλίσεις, ενώ παράλληλα, οι δύο τοίχοι φαίνεται να κινούνται σχεδόν συμμετρικά προς αντίθετες όμως κατευθύνσεις στρεφόμενοι προς την εξωτερική τους πλευρά. Η γωνία κλίσης σύμφωνα με τα παρακάτω διαγράμματα είναι περίπου 2.7° ($< 3^\circ$) για τον αριστερό τοίχο και 1.8° ($< 3^\circ$) για τον δεξιό. Συνεπώς, η τελική βλάβη των δύο κρηπιδότοιχων κατατάσσεται στη Επίπεδο Ι του Πίνακα 2.4 κατά PIANC 2001.



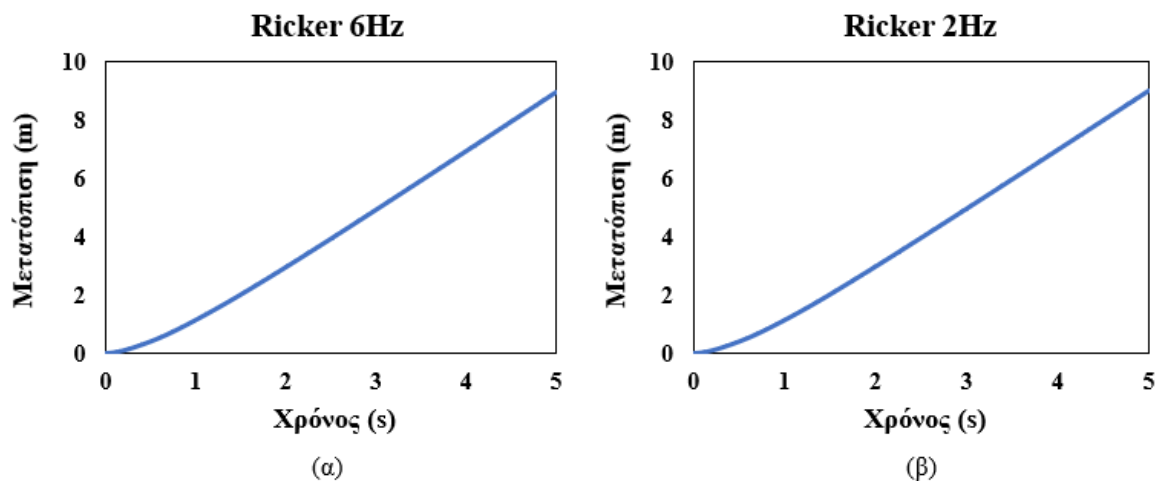
Εικόνα 5.54: Χρονοϊστορίες στροφής 2^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Για το προσομοίωμα με ελκυστήρες τα διαγράμματα της χρονοϊστορίας στροφής των δύο κρηπιδότοιχων φαίνονται στην *Εικόνα 5.55* και επιβεβαιώνουν ότι η παραμόρφωση του προσομοιώματος είναι σχεδόν μηδενική μετά την ενίσχυση των δύο κρηπιδότοιχων.



Εικόνα 5.55: Χρονοϊστορίες στροφή 2^ο προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

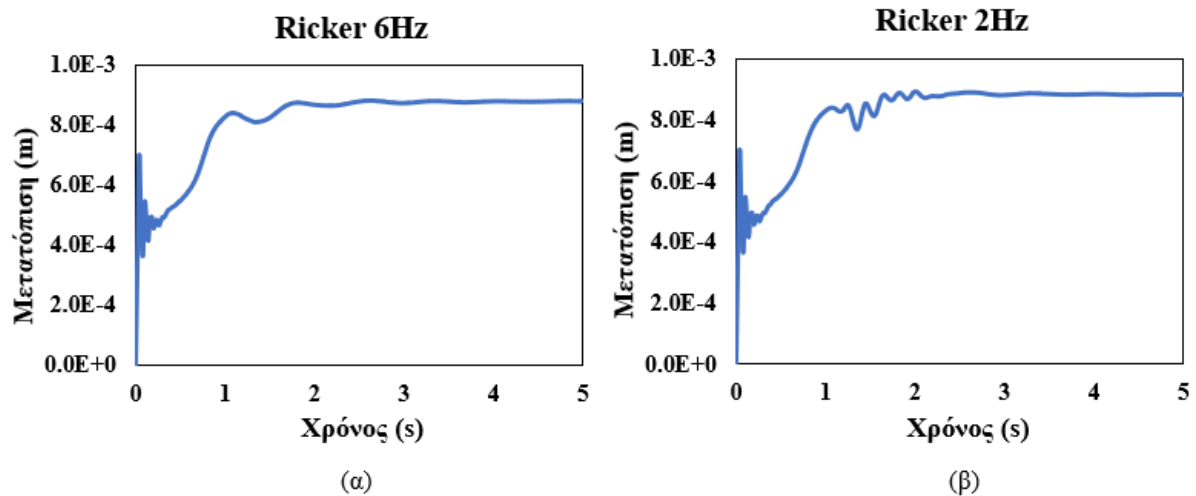
Τα διαγράμματα χρονοϊστορίας της απομάκρυνσης των δύο κρηπιδότοιχων, κατασκευάστηκαν με την πρόσθεση κατ' απόλυτη τιμή των μετατοπίσεων του κάθε τοίχου ώστε να βρεθεί η τιμή της απομάκρυνσης τους. Οι χρονοϊστορίες απομάκρυνσης των δύο τοίχων φαίνονται στην *Εικόνα 5.56*. Τα διαγράμματα δεν παρουσιάζουν διαφορές, συνεπώς, οι δύο παλμοί Ricker που χρησιμοποιήθηκαν δεν οδηγούν σε σημαντικές διαφορές στις τελικές τιμές καθώς και στις δύο περιπτώσεις η μέγιστη απομάκρυνση των δύο τοίχων είναι περίπου 9m.



Εικόνα 5.56: Χρονοϊστορίες απομάκρυνσης μεταξύ των κρηπιδότοιχων του 2^ο προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Τέλος, η *Εικόνα 5.57* περιλαμβάνει τα διαγράμματα της χρονοϊστορίας απομάκρυνσης των δύο κρηπιδότοιχων μετά την ενίσχυση τους με ελκυστήρες. Η απομάκρυνση των τοίχων είναι σχεδόν μηδενική. Συνεπώς, η ενίσχυση του συστήματος με ελκυστήρες λειτουργεί

αποτελεσματικά όχι μόνο για μικρές διεγέρσεις αλλά και για μεγαλύτερες όπως αυτή της συγκεκριμένης περίπτωσης.



Εικόνα 5.57: Χρονοϊστορίες απομάκρυνσης μεταξύ των κρηπιδότοιχων του 2^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

3^η περίπτωση: $\varphi_0=10^\circ$, $\varphi_a=10^\circ$ & $k_h=0.36g$

➤ Γεωμετρία - μηχανικά χαρακτηριστικά - συνοριακές συνθήκες

Η γεωμετρία και οι συνοριακές συνθήκες του προσομοιώματος ίδιες με τις αρχικές (βλ. *Εικόνες 5.36 & 5.37*). Το 3^ο προσομοίωμα, όπως και στην περίπτωση της γεωμετρίας με λόγο μήκος προς ύψος $L/H=3$, αποτελεί την δυσμενέστερη περίπτωση καθώς η ρευστοποίηση εκτείνεται και στο αντιστηριζόμενο έδαφος. Οι παράμετροι που τροποποιήθηκαν σε αυτή την περίπτωση είναι ο συντελεστής επιτάχυνσης των σεισμικών κυμάτων όπως και στη 2^η περίπτωση ο οποίος ορίστηκε ίσος με $0.36g$, καθώς και οι γωνίες τριβής του εδάφους θεμελίωσης και του αντιστηριζόμενο εδάφους οι οποίες ορίστηκαν ίσες με 10° (βλ. *Κεφάλαιο 2*).

Ο *Πίνακας 5.7* περιέχει τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά που χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση των υλικών ως εδαφικά στοιχεία. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των ελκυστήρων παραμένουν ίδια, όπως παρουσιάστηκαν στον *Πίνακα 5.2*.

Υλικό	Προσομοίωμα	Ύψος (m)	Πλάτος (m)	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	E (kPa)	ν	φ (°)	c (kPa)	V_s (m/s)
Κρηπιδότοιχος	Linear elastic	17.00	8.00	22.55	22.55	$2.90 \cdot 10^8$	0.15	-	-	7400
Έδαφος αντιστήριξης	Mohr - Coulomb	17.00	170.00	17.00	19.00	$4.12 \cdot 10^5$	0.30	10	0.1	300
Έδαφος θεμελίωσης	Mohr - Coulomb	8.00	356.00	18.00	18.00	$4.88 \cdot 10^4$	0.33	10	0.1	100

Πίνακας 5.7: Γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στοιχείων 3^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων ($L/H=10$, $V_s=100\text{m/s}$).

➤ Απόσβεση υλικών

Η απόσβεση των υλικών ισούται με $\xi=5\%$ όπως και στις δύο προηγούμενες περιπτώσεις. Οι αριθμοί Rayleigh σύμφωνα με τις σχέσεις 5.4 και 5.5 με $\alpha=0.6$ και $b=0.004$ για το έδαφος θεμελίωσης και $\alpha=1.1$ και $b=0.00217$ για το έδαφος αντιστήριξης.

➤ Αρχικές τάσεις

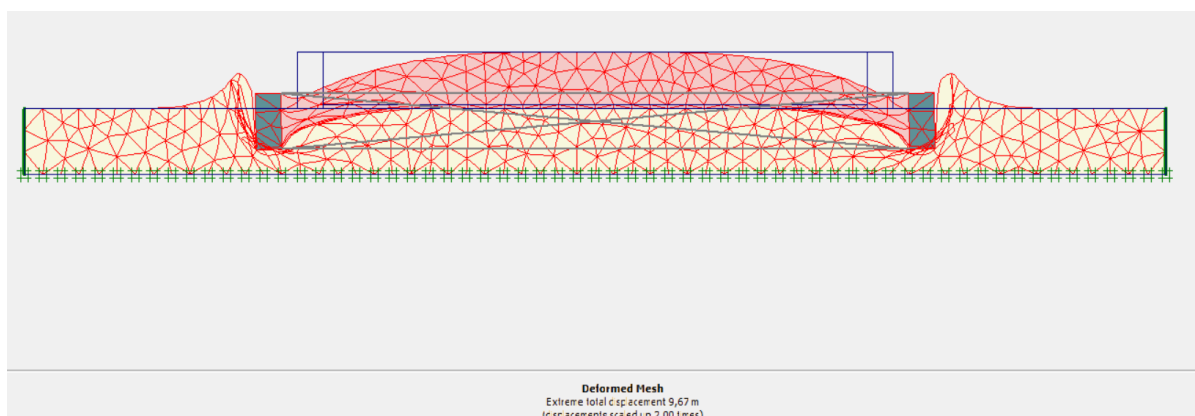
Ο ορισμός του συντελεστή ουδέτερων τάσεων k_0 στην καρτέλα initial stresses έγινε σύμφωνα με τη σχέση 4.3. Το k_0 για το έδαφος αντιστήριξης και τη θεμελίωση με $\varphi_a=\varphi_\theta=10^\circ$ υπολογίστηκε ίσο με 0.826.

➤ Υπολογισμοί

Στο στάδιο των υπολογισμών χρησιμοποιήθηκε μία φάση (phase) δυναμικής ανάλυσης με 250 βήματα και επιλέχθηκαν πέντε σημεία για τον υπολογισμό μετατοπίσεων τα οποία φαίνονται στην *Εικόνα 5.5*. Η διαδικασία αυτή πραγματοποιήθηκε πρώτα για το απλό προσομοίωμα και στη συνέχεια για το ενισχυμένο με ελκυστήρες. Για την διέγερση στη βάση του συστήματος επιλέχθηκαν όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις παλμοί Ricker 6Hz και 2Hz.

➤ Εξαγωγή αποτελεσμάτων – παραμόρφωση πλέγματος

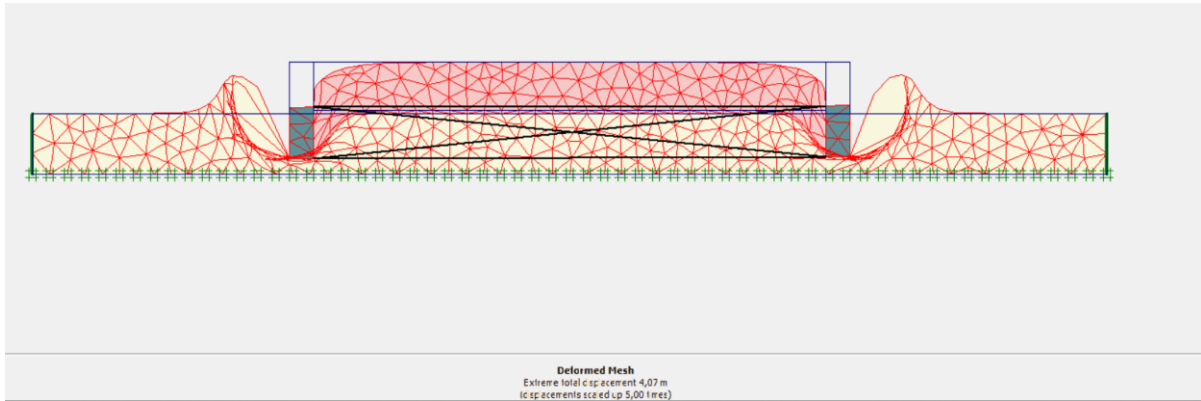
Η παραμόρφωση πλέγματος για το τελευταίο βήμα των υπολογισμών φαίνεται στην *Εικόνα 5.58*. Η παραμόρφωση των δύο κρηπιδότοιχων διαφέρει συγκριτικά με τις προηγούμενες καθώς διότι πλέον η στροφή τους γίνεται προς την εσωτερική τους πλευρά. Το αποτέλεσμα αυτό, οφείλεται στην ελαχιστοποίηση της διατμητικής αντοχής όχι μόνο του εδάφους θεμελίωσης αλλά και του αντιστηριζόμενου. Συνεπώς, οι δύο εδαφικές στρώσεις συμπεριφέρονται πλέον ως ρευστά και για το λόγο αυτό είναι αδύνατο να διατηρήσουν την ευστάθεια της δομής τους και κατά συνέπεια και των κρηπιδότοιχων.



Εικόνα 5.58: Παραμόρφωση πλέγματος 3^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων - $L/H=10$, $V_s=100\text{m/s}$ (μεγεθυμένο κατά 2 φορές).

Στη συνέχεια, η *Εικόνα 5.59* περιλαμβάνει την παραμόρφωση πλέγματος στο προσομοίωμα μετά την εφαρμογή των ελκυστήρων. Όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις, οι δύο κρηπιδότοιχοι φαίνεται να έχουν μηδενική στροφή και μετατόπιση μετά την ενίσχυση

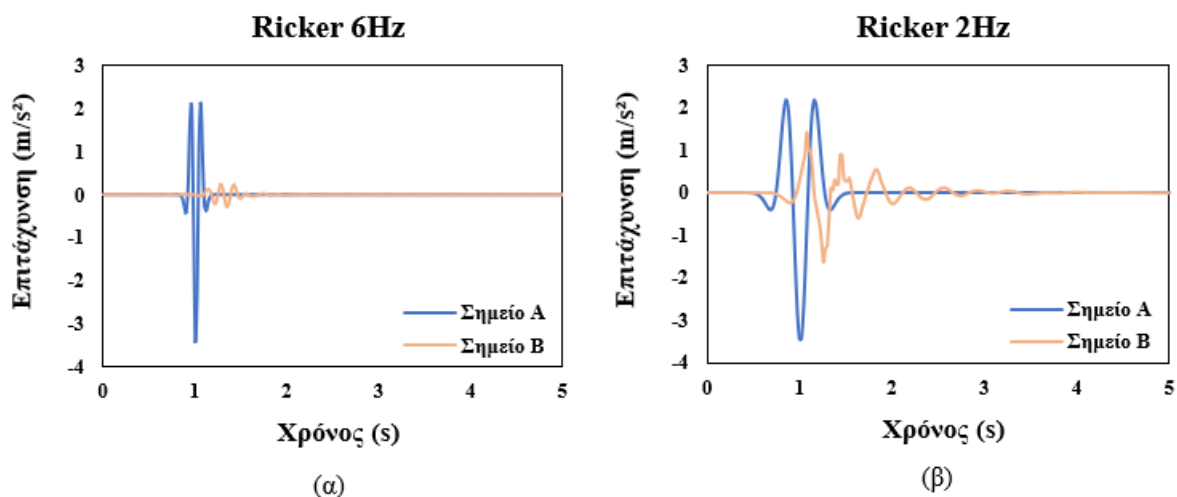
τους. Η μοναδική παραμόρφωση που παρατηρείται αφορά την καθίζηση ολοκλήρου του συστήματος ως προς τον κατακόρυφο άξονα. Συνεπώς, παρά την δημιουργία συνθηκών εκτεταμένης ρευστοποίησης στα εδαφικά υλικά που περιβάλλουν τους δύο τοίχους αλλά και την αύξηση της επιτάχυνσης των σεισμικών κυμάτων, η χρήση ελκυστήρων διατηρεί και πάλι την ευστάθεια κάθε τοίχου μηδενίζοντας τις παραμορφώσεις ως προς τον οριζόντιο άξονα στο ελάχιστο.



Εικόνα 5.59: Παραμόρφωση πλέγματος 3^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων με εφαρμογή ελκυστήρων - $L/H=10$, $V_s=100\text{m/s}$ (μεγεθυμένο κατά 5 φορές).

➤ Διαγράμματα

Η Εικόνα 5.60 περιλαμβάνει τα διαγράμματα με τις χρονοϊστορίες της επιτάχυνσης του 3^{ου} προσομοιώματος χωρίς την εφαρμογή ελκυστήρων. Συγκρίνοντας τα διαγράμματα α και β παρατηρείται ότι η επιτάχυνση στο σημείο Β που βρίσκεται στη διεπιφάνεια της εδαφικής στρώσης της θεμελίωσης με το αντιστηριζόμενο έδαφος είναι μικρότερη από την αυτή της αρχικής διέγερσης στη βάση του συστήματος.

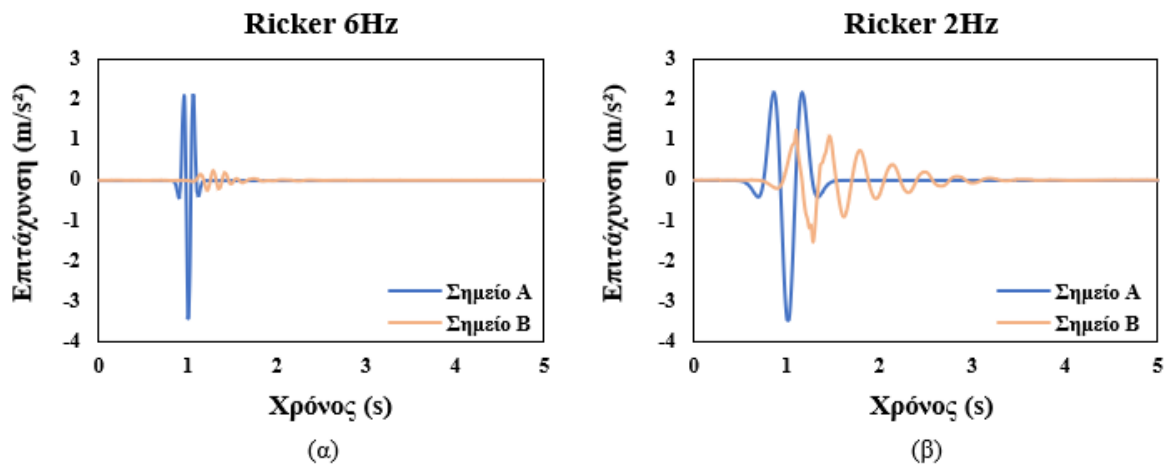


Εικόνα 5.60: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης 3^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Έπειτα, η περίοδος της διέγερσης όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις είναι μεγαλύτερη στο διάγραμμα (β) για παλμό Ricker 2Hz. Ακόμη, οι τιμές των επιταχύνσεων στο σημείο Β

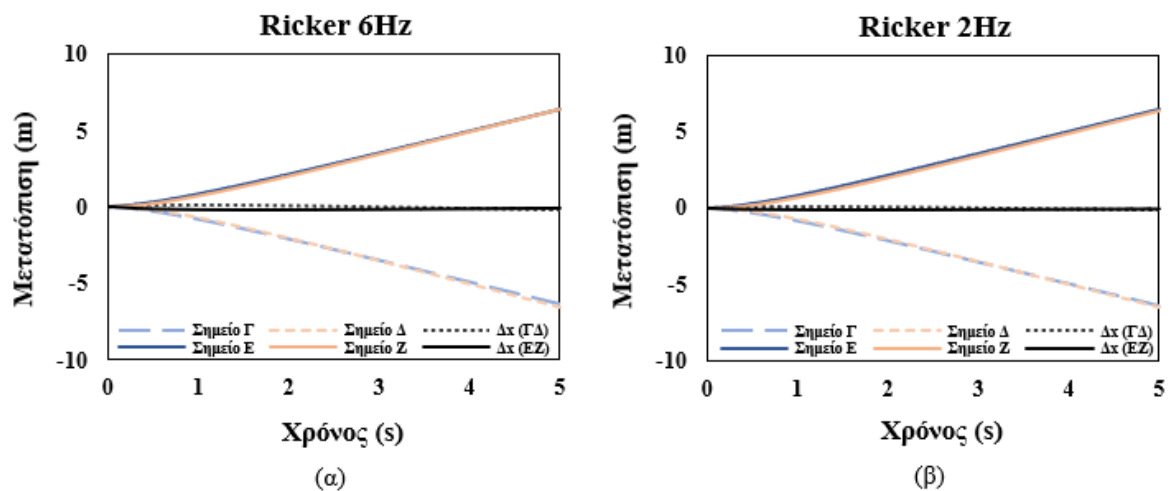
είναι πολύ μεγαλύτερες στην περίπτωση του Ricker 2Hz, κάτι το οποίο όπως ήδη αναφέρθηκε οφείλεται στην πιο έντονη υψίσυχη δράση του παλμού αυτού συγκριτικά με τη συχνότητα των 6Hz.

Τα διαγράμματα χρονοϊστορίας της επιτάχυνσης του ενισχυμένου με ελκυστήρες προσομοιώματος παρουσιάζονται στην *Εικόνα 5.61*. Ανάμεσα στα δύο συστήματα (ενισχυμένο και μη) δεν παρατηρούνται ιδιαίτερες διαφορές μεταξύ των τιμών της επιτάχυνσης. Ωστόσο, σε κάποιες χρονικές στιγμές η επιτάχυνση στην περίπτωση που εφαρμόζονται ελκυστήρες είναι μεγαλύτερη. Αυτό ενδεχομένως να οφείλεται στην αλλαγή της γεωμετρίας που προκύπτει από την τοποθέτηση ελκυστήρα στο σημείο όπου παίρνεται η μέτρηση.



Εικόνα 5.61: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης 3^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Για τον έλεγχο των μετατοπίσεων που υπέστησαν οι δύο κρηπιδότοιχοι δημιουργήθηκαν οι χρονοϊστορίες μετατόπισης των σημείων Γ, Δ, Ε, Ζ καθώς και οι χρονοϊστορίες της διαφοράς των σημείων ΓΔ και ΕΖ (βλ. *Εικόνα 5.62*).

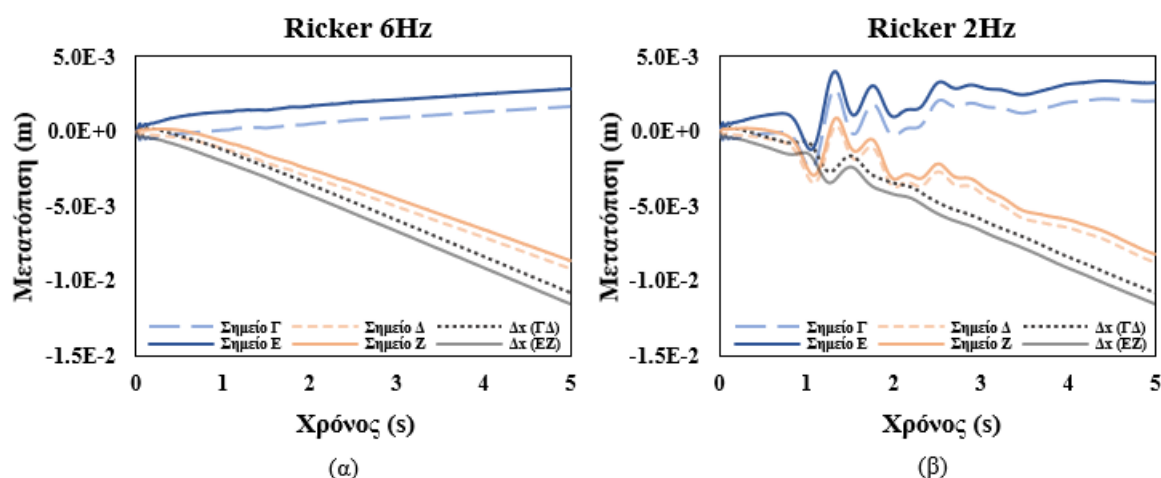


Εικόνα 5.62: Χρονοϊστορίες μετατόπισης 3^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Τα διαγράμματα της Εικόνας 5.62 δεν έχουν μεγάλες διαφορές. Συνεπώς, οι αποκλίσεις που δημιουργήθηκαν από την χρήση των δύο παλμών Ricker ως προς τις χρονοϊστορίες της επιτάχυνσης δεν επηρεάζουν την οριζόντια μετατόπιση των δύο τοίχων.

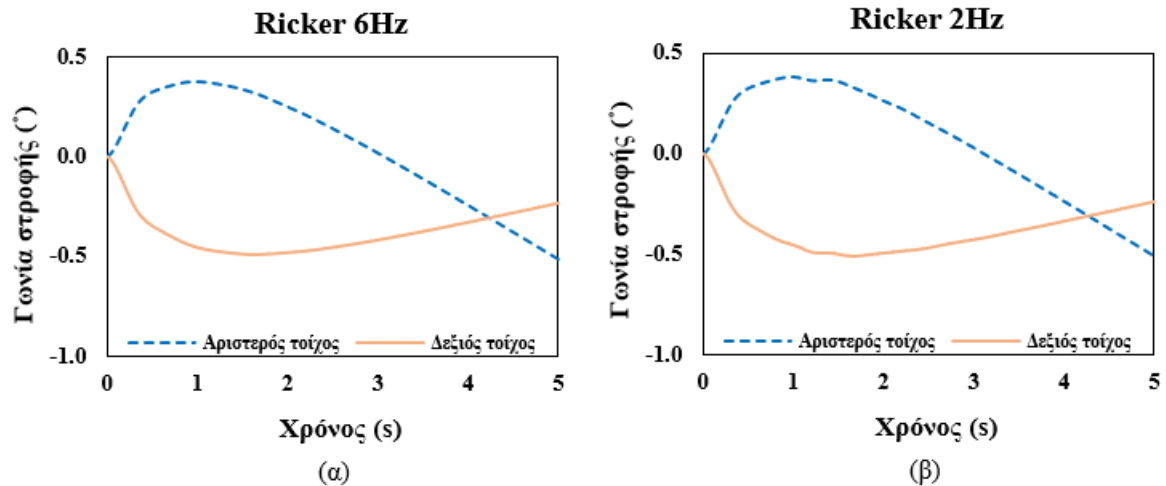
Ο προσδιορισμός του επιπέδου βλάβης που υπέστησαν οι δύο κρηπιδότοιχοι έγινε με τη χρήση της μέγιστης τιμής της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης η οποία συγκρίθηκε με τις τιμές του Πίνακα 2.4 από PIANC (2001). Για τα σημεία Δ και Ζ, η μέγιστη τιμή της μετατόπισης είναι 6.54 m και 5.35 m αντίστοιχα. Με βάση αυτές τις τιμές αυτή υπολογίστηκε η κανονικοποιημένη οριζόντια μετατόπιση για κάθε περίπτωση. Για τον αριστερό τοίχο (σημείο Δ) η τιμή αυτή προσδιορίστηκε ίση με $(6.54\text{m}/17\text{m}) \cdot 100\% = 38.5 \%$, συνεπώς η τελική βλάβη στον κρηπιδότοιχο με βάση τον Πίνακα 2.4 κατατάσσεται στο Επίπεδο IV ($>10\%$). Ομοίως, για τον δεξιό τοίχο (σημείο Ζ) η ίδια παράμετρος υπολογίστηκε ίση με $(6.35\text{m}/17\text{m}) \cdot 100\% = 37.4 \%$ άρα και ο δεύτερος κρηπιδότοιχος υπέστη βλάβη Επιπέδου IV.

Στη συνέχεια, στην Εικόνα 5.63 περιλαμβάνονται οι χρονοϊστορίες μετατόπισης για το ενισχυμένο με ελκυστήρες προσομοίωμα. Τα διαγράμματα α και β διαφέρουν μεταξύ τους, όμως και οι μετατοπίσεις με τη χρήση των ελκυστήρων είναι μηδενικές και στις δύο περιπτώσεις. Άρα, η τοποθέτηση των ελκυστήρων στους δύο κρηπιδότοιχους μηδενίζει τις παραμορφώσεις ως προς την οριζόντια διεύθυνση.



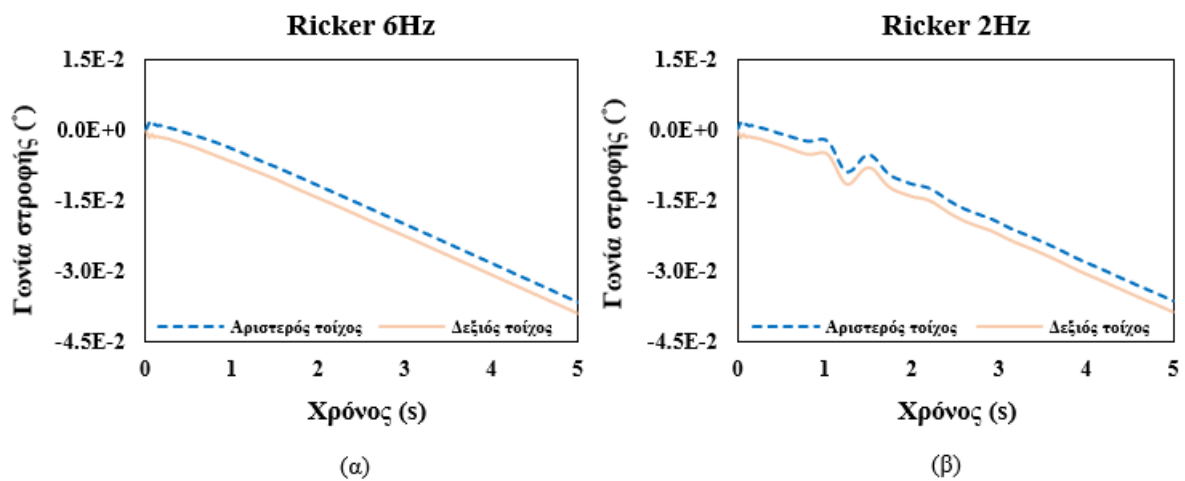
Εικόνα 5.63: Χρονοϊστορίες μετατόπισης 3^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Η Εικόνα 5.64 περιέχει τις χρονοϊστορίες της γωνίας στροφής των δύο κρηπιδότοιχων για παλμούς Ricker 6Hz (α) και 2Hz (β). Οι δύο κρηπιδότοιχοι στρέφονται προς αντίθετες κατευθύνσεις, όμως, σε αυτή την περίπτωση προς την εσωτερική τους πλευρά. Αυτό συμβαίνει διότι το έδαφος αντιστήριξης έχει πλέον πολύ μικρή διατμητική αντοχή και στην περίπτωση αυτή λειτουργεί ως ρευστό. Η γωνία κλίσης σύμφωνα με τα παρακάτω διαγράμματα είναι περίπου $0.5^\circ (< 3^\circ)$ για τον αριστερό τοίχο και $0.2^\circ (< 3^\circ)$ για τον δεξιό. Σύμφωνα με τον Πίνακα 2.4 κατά PIANC 2001, η τελική βλάβη των δύο κρηπιδότοιχων κατατάσσεται στο Επίπεδο I.



Εικόνα 5.64: Χρονοϊστορίες στροφής 3^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=100m/s$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Όσον αφορά το προσομοίωμα με ελκυστήρες, η Εικόνα 5.65 περιλαμβάνει τα διαγράμματα της χρονοϊστορίας στροφής των δύο κρηπιδότοιχων και επιβεβαιώνει για άλλη μια φορά ότι η παραμόρφωση του υπό μελέτη συστήματος είναι σχεδόν μηδενική μετά την ενίσχυση του.



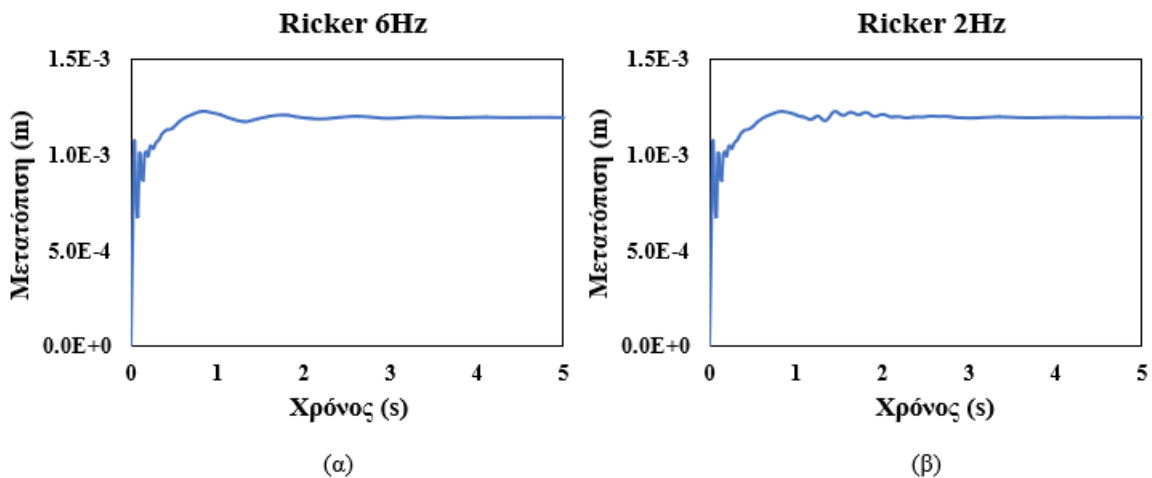
Εικόνα 5.65: Χρονοϊστορίες στροφής 3^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=100m/s$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Τέλος, κατασκευάστηκαν τα διαγράμματα χρονοϊστορίας της απομάκρυνσης των δύο κρηπιδότοιχων, τα οποία φαίνονται στην Εικόνα 5.66. Σημειώνεται πως η μορφή των δύο διαγραμμάτων είναι όμοια, συνεπώς, οι διαφορετικοί παλμοί Ricker που χρησιμοποιήθηκαν δεν προκαλούν αποκλίσεις στις τελικές τιμές καθώς και στις δύο περιπτώσεις η μέγιστη τελική απομάκρυνση των δύο τοίχων είναι περίπου 13m.



Εικόνα 5.66: Χρονοϊστορίες απομάκρυνσης μεταξύ των κρηπιδότοιχων του 3^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων, (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Τα διαγράμματα της χρονοϊστορίας απομάκρυνσης των δύο κρηπιδότοιχων μετά την ενίσχυση τους με ελκυστήρες βρίσκονται στην *Εικόνα 5.67*. Η απομάκρυνση των δύο τοίχων είναι μηδενική δηλώνοντας πως η τοποθέτηση των ελκυστήρων λειτουργεί αποτελεσματικά ακόμη και σε τόσο ακραίες συνθήκες αντοχής του εδάφους.



Εικόνα 5.67: Χρονοϊστορίες απομάκρυνσης μεταξύ των κρηπιδότοιχων του 3^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=100\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

5.1.3. Υπολογιστική μελέτη κρηπιδότοιχων με $L/H=3$ πάνω σε εύκαμπτο έδαφος θεμελίωσης με $V_s=300\text{m/s}$

Για την ολοκληρωμένη μελέτη του συστήματος των δύο κρηπιδότοιχων έγινε αλλαγή στο υλικό του εδαφικού υποβάθρου αυξάνοντας κατ' αυτό τον τρόπο την ταχύτητα εγκάρσιων κυμάτων στα 300m/s. Παρακάτω φαίνονται οι τρεις περιπτώσεις που τέθηκαν υπό εξέταση τροποποιώντας την γωνία εσωτερικής τριβής, τον λόγο μήκος προς ύψος (L/H) του προσομοιώματος, καθώς και τον συντελεστή οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης. Σε κάθε

περίπτωση πραγματοποιήθηκαν δύο διαφορετικές αναλύσεις. Η πρώτη αναφέρεται σε ένα απλό σύστημα χωρίς κάποια μέθοδο ενίσχυσης και η δεύτερη αφορά την προσθήκη οριζόντιων και διαγώνιων ελκυστήρων οι οποίοι συνδέουν τους δύο τοίχους μεταξύ τους. Σημειώνεται, πως όλες οι παραμετρικές δυναμικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν εφαρμόζοντας παλμούς Ricker 6 και 2Hz.

1^η περίπτωση: $\varphi_0 = \varphi_a = 30^\circ$ & $k_h = 0.04g$

➤ Γεωμετρία - μηχανικά χαρακτηριστικά - συνοριακές συνθήκες

Η γεωμετρία του συστήματος παραμένει ίδια με αυτή της 1^{ης} περίπτωσης για το προσομοίωμα με $V_s = 100\text{m/s}$ και $L/H = 3$ (βλ. *Εικόνα 5.2* & *Εικόνα 5.3*). Η πρώτη περίπτωση αφορά την αριθμητική ανάλυση σε ξηρές συνθήκες χωρίς την παρουσία συνθηκών ρευστοποίησης. Η γωνία τριβής του αντιστηριζόμενου εδάφους και της θεμελίωσης ορίστηκε ίση με 30° . Ο συντελεστής οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης στην καρτέλα «prescribe displacements» τέθηκε ίσος με $k_h = 0.04g$. Στον *Πίνακα 5.8* φαίνονται τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά που χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση των υλικών ως εδαφικά στοιχεία. Σημειώνεται πως τα μηχανικά χαρακτηριστικά των ελκυστήρων συνοψίζονται στον *Πίνακα 5.2*.

Υλικό	Προσομοίωμα	Ύψος (m)	Πλάτος (m)	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	E (kPa)	ν	φ (°)	c (kPa)	V_s (m/s)
Κρητιδότοιχος	Linear elastic	17.00	8.00	22.55	22.55	$2.90 \cdot 10^8$	0.15	-	-	7400
Έδαφος αντιστήριξης	Mohr - Coulomb	17.00	51.00	17.00	19.00	$4.12 \cdot 10^5$	0.30	30	0.1	300
Έδαφος θεμελίωσης	Mohr - Coulomb	8.00	68.00	18.00	18.00	$4.88 \cdot 10^4$	0.33	30	0.1	300

Πίνακας 5.8: Γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στοιχείων 1^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρητιδότοιχων ($L/H = 3$, $V_s = 300\text{m/s}$).

➤ Απόσβεση υλικών

Η απόσβεση της στρώσης θεμελίωσης καθώς και του αντιστηριζόμενου εδάφους θεωρήθηκε ίση με $\xi = 5\%$. Στο υπό μελέτη προσομοίωμα, η ιδιοπερίοδος και η ιδιοσυχνότητα με βάση τις σχέσεις 5.4 και 5.5 υπολογίστηκαν ίσες με $T_s = 0.23\text{s}$ και $f_s = 4.44\text{ Hz}$ αντίστοιχα, τόσο για το έδαφος θεμελίωσης όσο και για το αντιστηριζόμενο έδαφος. Με βάση αυτές τις τιμές υπολογίστηκαν οι αριθμοί Rayleigh $\alpha = 1.1$ και $\beta = 0.00217$.

➤ Αρχικές τάσεις

Ο συντελεστής k_0 ορίζεται στην καρτέλα initial stresses (βλ. *Εικόνα 5.4*). Σημειώνεται ότι το k_0 υπολογίστηκε ίσο με 0.5 σύμφωνα με τη σχέση 4.3 ώστε να πληρείται το κριτήριο αστοχίας κατά Mohr – Coulomb.

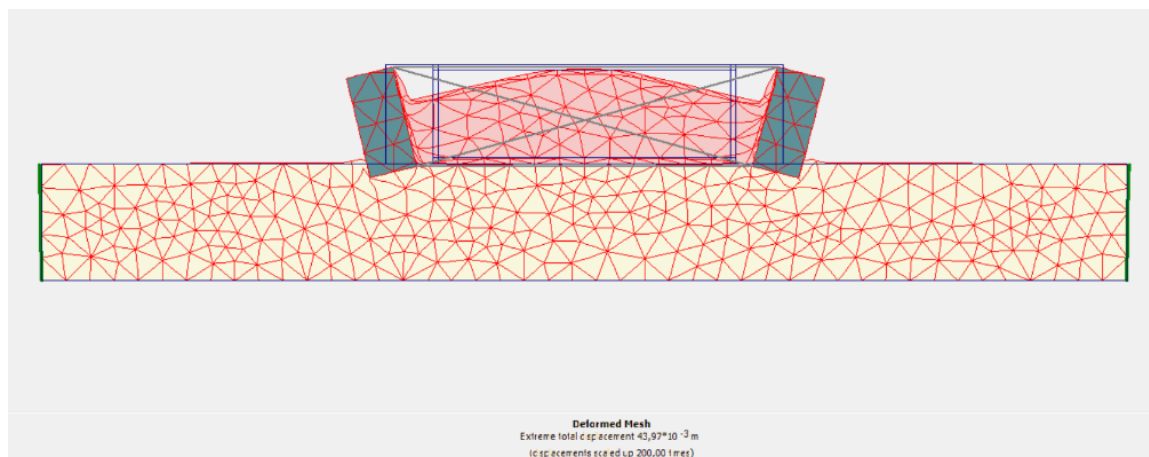
➤ Υπολογισμοί

Στο στάδιο των υπολογισμών του λογισμικού PLAXIS 2D έγινε εισαγωγή μίας φάσης (phase) δυναμικής ανάλυσης με 250 βήματα και επιλέχθηκαν πέντε σημεία για τον υπολογισμό

μετατοπίσεων τα οποία φαίνονται στην *Εικόνα 5.5*. Η διαδικασία υπολογισμού έγινε τόσο για παλμό Ricker 6Hz όσο και για Ricker 2Hz.

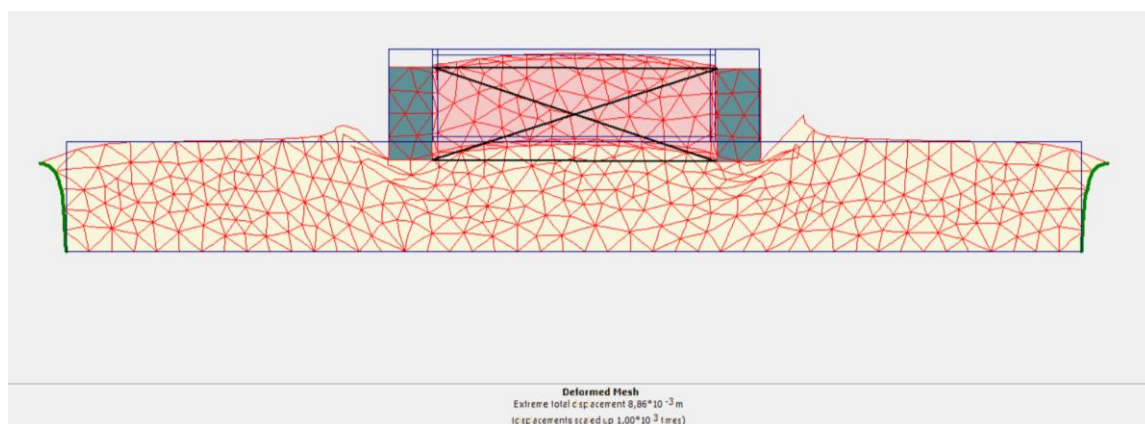
➤ Εξαγωγή αποτελεσμάτων – παραμόρφωση πλέγματος

Η *Εικόνα 5.68* περιλαμβάνει την παραμόρφωση του πλέγματος του προσομοιώματος στο τελευταίο βήμα των υπολογισμών. Από την απεικόνιση αυτή φαίνεται ότι οι δύο κρηπιδότοιχοι στρίβουν προς την εξωτερική τους πλευρά. Η ίδια συμπεριφορά παρατηρήθηκε και στην περίπτωση του πιο μαλακού εδάφους με $V_s=100\text{m/s}$.



Εικόνα 5.68: Παραμόρφωση πλέγματος 1^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων - $L/H=3$, $V_s=300\text{m/s}$ (μεγεθυμένο κατά 200 φορές).

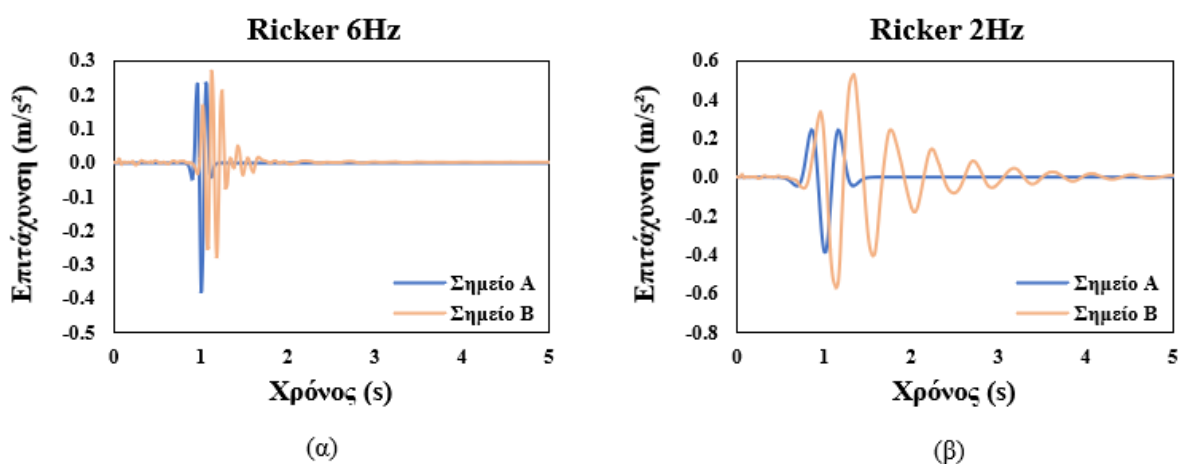
Στη συνέχεια, η *Εικόνα 5.69* περιλαμβάνει την παραμόρφωση πλέγματος του ενισχυμένου με ελκυστήρες προσομοιώματος. Μεταξύ των δύο Εικόνων (5.67 & 5.68) παρατηρείται ότι η τοποθέτηση των ελκυστήρων ελαχιστοποιεί και ουσιαστικά μηδενίζει τις παραμορφώσεις ως προς τον οριζόντιο άξονα, αλλά δημιουργεί μία καθίζηση του συστήματος κρηπιδότοιχοι – έδαφος αντιστήριξης ως προς την κάθετη διεύθυνση. Ως αποτέλεσμα, η χρήση αυτής της μεθόδου ενίσχυσης συμβάλλει σημαντικά στη διατήρηση της ευστάθειας του προσομοιώματος ως προς τις οριζόντιες παραμορφώσεις.



Εικόνα 5.69: Παραμόρφωση πλέγματος 1^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων - $L/H=3$, $V_s=300\text{m/s}$ (μεγεθυμένο κατά 1000 φορές).

➤ Διαγράμματα

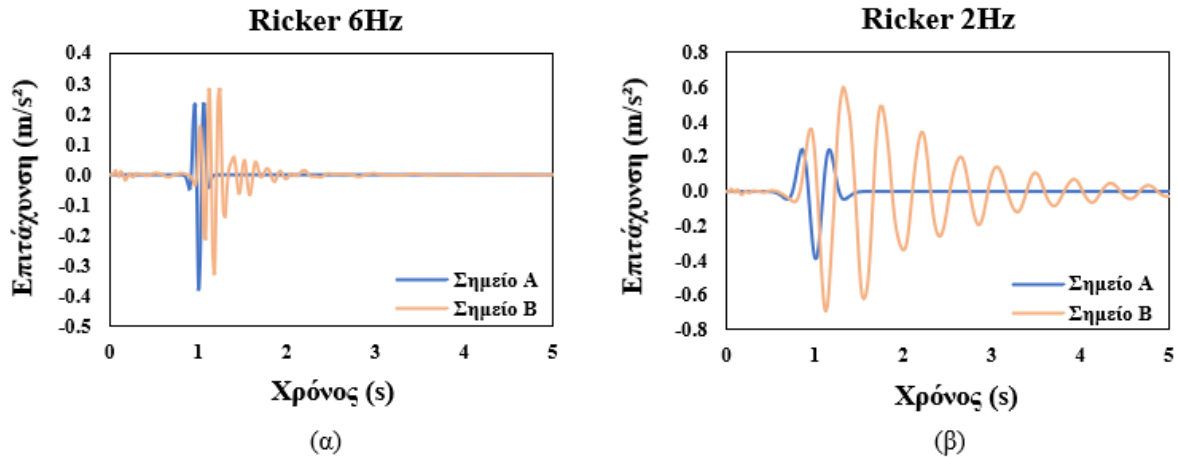
Στην *Εικόνα 5.70* φαίνονται οι χρονοϊστορίες της επιτάχυνσης για το υπό μελέτη προσομοίωμα. Συγκρίνοντας τα δύο διαγράμματα παρατηρούνται αποκλίσεις ως προς τις τιμές των επιταχύνσεων, καθώς στην περίπτωση των 2Hz εμφανίζονται αυξημένες τόσο για το Α όσο και για το Β σημείο. Επιπλέον, το διάγραμμα (β) περιλαμβάνει χρονοϊστορίες επιτάχυνσης με μεγαλύτερη περίοδο συγκριτικά με το (α). Αξίζει να σημειωθεί ότι η απόσβεση, ως προς την τιμή της επιτάχυνσης, που παρατηρήθηκε στην περίπτωση του προσομοιώματος με το πιο μαλακό έδαφος ($V_s=100\text{m/s}$) στα διαγράμματα της *Εικόνας 5.70* εκλείπει. Το αποτέλεσμα αυτό έχει να κάνει με την αλλαγή της ταχύτητας διάελευσης των σεισμικών κυμάτων V_s η οποία τριπλασιάστηκε. Γενικά, με βάση τη βιβλιογραφία όσο πιο μαλακό είναι ένα έδαφος αποκτά την ιδιότητα να λειτουργεί ως «φίλτρο» ως προς τη διάδοση του σεισμού από τα κατώτερα στα ανώτερα στρώματα.



Εικόνα 5.70: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης 1^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

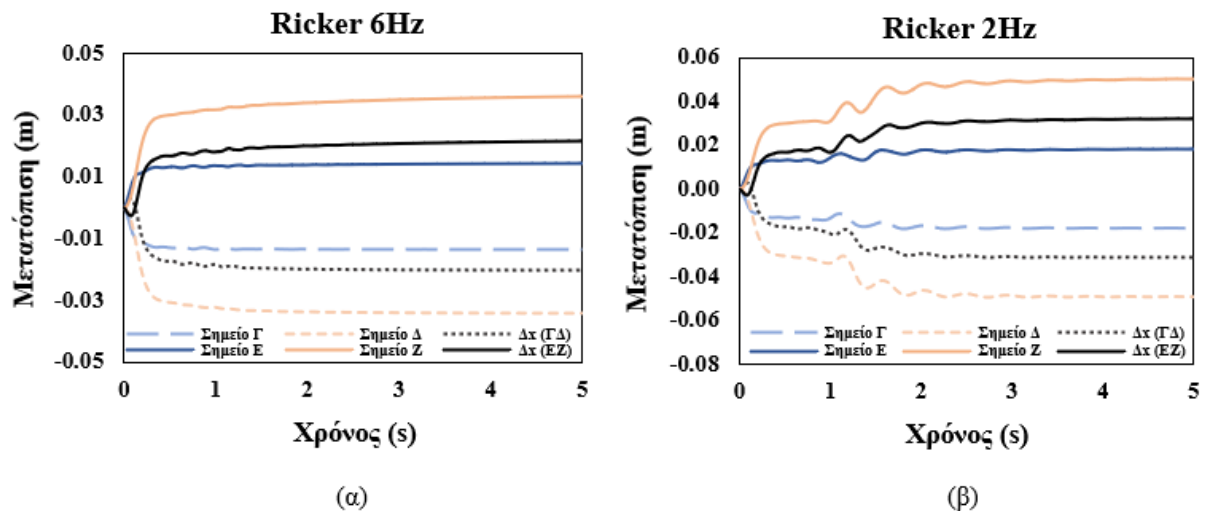
Συνεπώς, στην περίπτωση του εδάφους με $V_s=300\text{m/s}$, η διάελευση των σεισμικών κυμάτων δια μέσου της θεμελίωσης είναι πιο ισχυρή σε σχέση με την ροή της σεισμικής κίνησης που αποδίδεται στην περίπτωση του εδάφους με $V_s=100\text{m/s}$.

Στη συνέχεια, ακολουθούν τα διαγράμματα χρονοϊστοριών επιτάχυνσης που προέκυψαν από την ανάλυση της ίδιας γεωμετρίας ενισχύοντας τη με οριζόντιους και διαγώνιους ελκυστήρες (βλ. *Εικόνα 5.71*). Συγκριτικά με την *Εικόνα 5.70* δεν εντοπίζονται ιδιαίτερες διαφορές μεταξύ των διαγραμμάτων. Αντίθετα, μεταξύ της *Εικόνας 5.71* ($V_s=300\text{m/s}$) και της *Εικόνας 5.9* ($V_s=100\text{m/s}$) παρατηρείται μεγάλη διαφορά ως προς τις χρονοϊστορίες του σημείου Β καθώς η περίοδος και οι τιμές του ανά χρονική στιγμή είναι αυξημένες στην περίπτωση του πιο «σκληρού» εδάφους.



Εικόνα 5.71: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης $1^{ου}$ προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Επόμενο βήμα στην ανάλυση του υπό μελέτη προσομοιώματος αποτελεί ο έλεγχος των μετατοπίσεων που υπέστησαν οι δύο κρηπιδότοιχοι. Η Εικόνα 5.72 περιλαμβάνει τις χρονοϊστορίες μετατόπισης των σημείων Γ, Δ, Ε, Ζ καθώς και της διαφοράς των σημείων ΓΔ και ΕΖ.



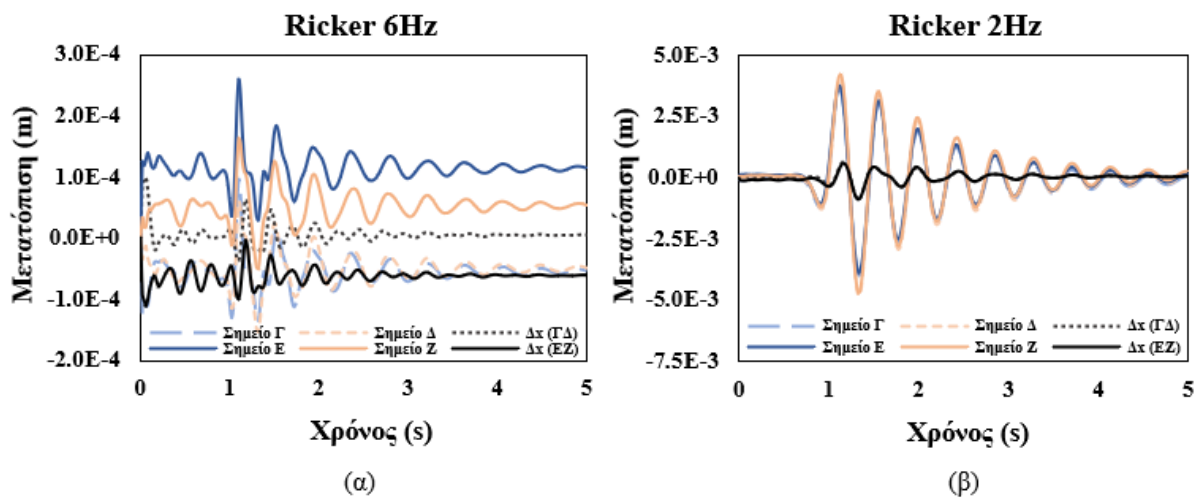
Εικόνα 5.72: Χρονοϊστορίες μετατόπισης $1^{ου}$ προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Σε αντίθεση με τα αντίστοιχα διαγράμματα της Εικόνας 5.10 ($V_s=100\text{m/s}$), τα διαγράμματα (α) και (β) της Εικόνας 5.72 διαφέρουν μεταξύ τους αλλά κυμαίνονται στις ίδιες κατά μέσο όρο τιμές μετατόπισης για κάθε ένα σημείο. Άρα, στην περίπτωση του εδάφους με ($V_s=300\text{m/s}$), η χρήση ενός πιο υψίσυχνου παλμού Ricker όπως αυτός των 2Hz επηρεάζει ελάχιστα την συμπεριφορά των κρηπιδότοιχων ως προς την οριζόντια μετατόπιση τους.

Για τον καθορισμό του επιπέδου βλάβης που υπέστη το εν λόγω προσομοίωμα υπολογίστηκε η μέγιστη τιμή της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης και συγκρίθηκε με τις τιμές του Πίνακα 2.4 από PIANC (2001). Η μέγιστη τιμή της μετατόπισης των σημείων Δ και Ζ, τα οποία αντιστοιχούν στις κορυφές του αριστερού και δεξιού τοίχου αντίστοιχα, είναι

0.05m. Με βάση την τιμή αυτή υπολογίζεται η κανονικοποιημένη οριζόντια μετατόπιση ίση με $(0.05\text{m}/17\text{m}) \cdot 100\% = 0.29\%$, τιμή η οποία είναι μικρότερη από 1.5%. Άρα με βάση τον Πίνακα 2.4 η τελική βλάβη κατατάσσεται στο Επίπεδο Ι.

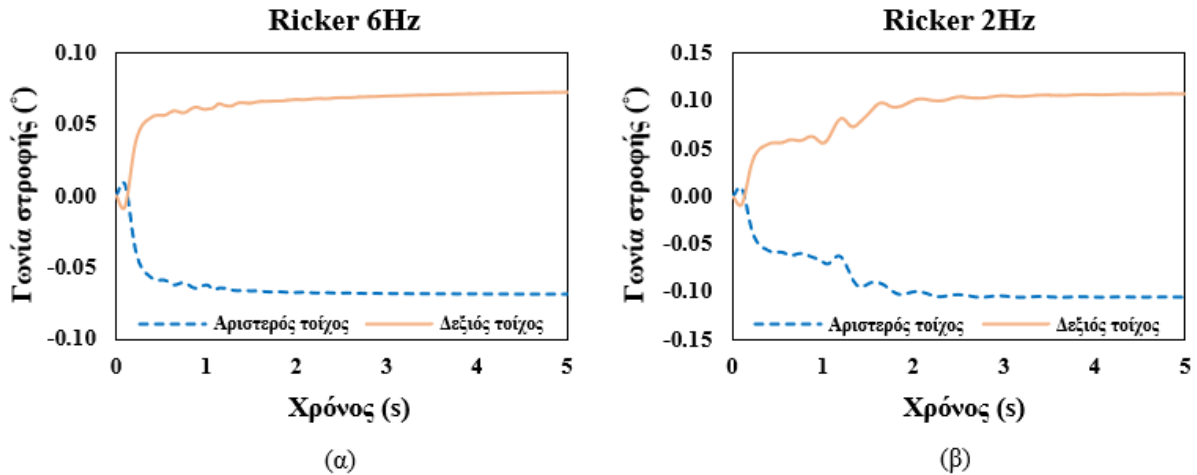
Η Εικόνα 5.73 περιλαμβάνει τις χρονοϊστορίες επιτάχυνσης για το ενισχυμένο με ελκυστήρες προσομοιώματος. Παρά τη διαφορετική μορφή των διαγραμμάτων α και β οι μετατοπίσεις ως προς τον οριζόντιο άξονα με τη χρήση των ελκυστήρων είναι μηδενικές όπως τονίστηκε και κατά την διεξαγωγή της παραμόρφωσης του πλέγματος του προσομοιώματος (βλ. Εικόνα 5.69). Συνεπώς, για μικρές διεγέρσεις όπως αυτή που χρησιμοποιήθηκε στη συγκεκριμένη ανάλυση, η εφαρμογή ελκυστήρων στους δύο κρηπιδότοιχους επιφέρει σημαντικά αποτελέσματα στη διατήρηση της ευστάθειας τους.



Εικόνα 5.73: Χρονοϊστορίες μετατόπισης I^{00} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

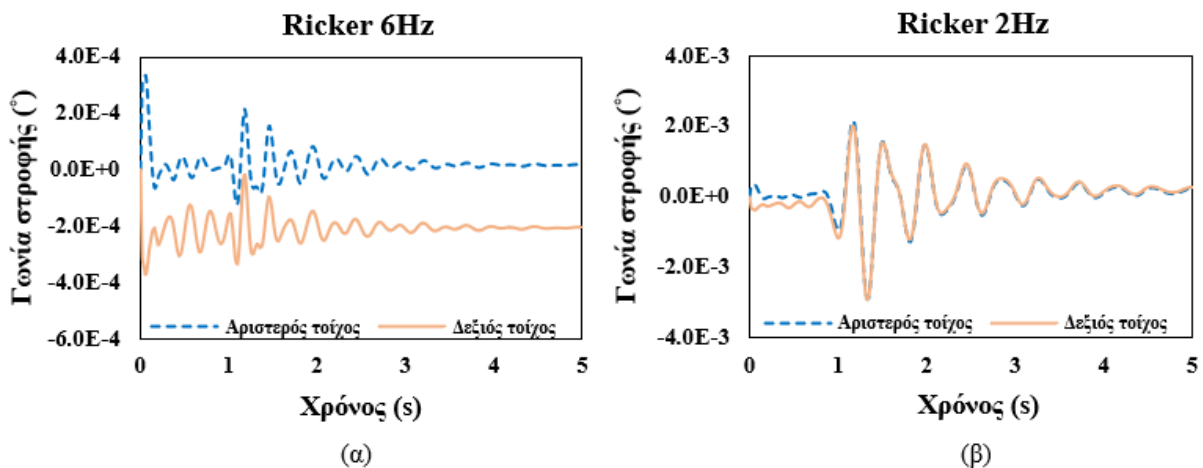
Ένας ακόμη σημαντικός παράγοντας στην αξιολόγηση της βλάβης ενός λιμενικού κρηπιδότοιχου αποτελεί η γωνία στροφής ή αλλιώς η παραμένουσα κλίση προς τη θάλασσα. Στην Εικόνα 5.74 βρίσκονται οι χρονοϊστορίες της γωνίας στροφής των δύο κρηπιδότοιχων για παλμούς Ricker 6Hz (α) και 2Hz (β).

Όπως και στην περίπτωση της Εικόνας 5.73 παρατηρούνται κάποιες μικρές διαφορές ανάμεσα στα δύο διαγράμματα α και β. Οι γωνίες κλίσης που προκύπτουν από τα παρακάτω διαγράμματα είναι $< 3^\circ$, συνεπώς, η βλάβη που δημιουργήθηκε στους κρηπιδότοιχους ανήκει στο Επίπεδο Ι του Πίνακα 2.4 κατά PIANC 2001.



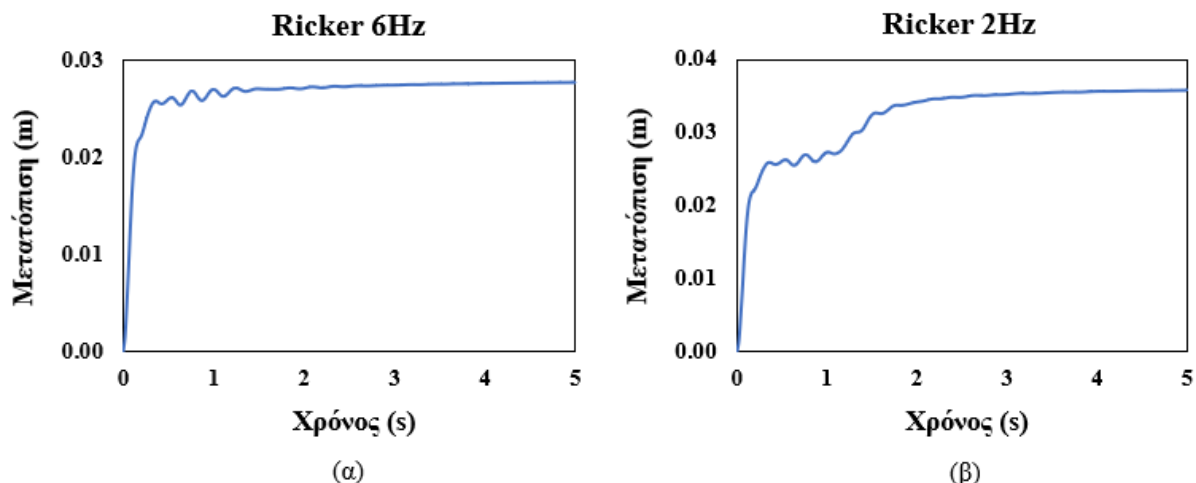
Εικόνα 5.73: Χρονοϊστορίες στροφής χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων, (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Τα διαγράμματα της χρονοϊστορίας στροφής των δύο κρηπιδότοιχων με την εφαρμογή ελκυστήρων φαίνονται στην **Εικόνα 5.74** και επιβεβαιώνουν για άλλη μια φορά ότι η παραμόρφωση του υπό μελέτη συστήματος είναι σχεδόν μηδενική μετά την ενίσχυση του συστήματος.



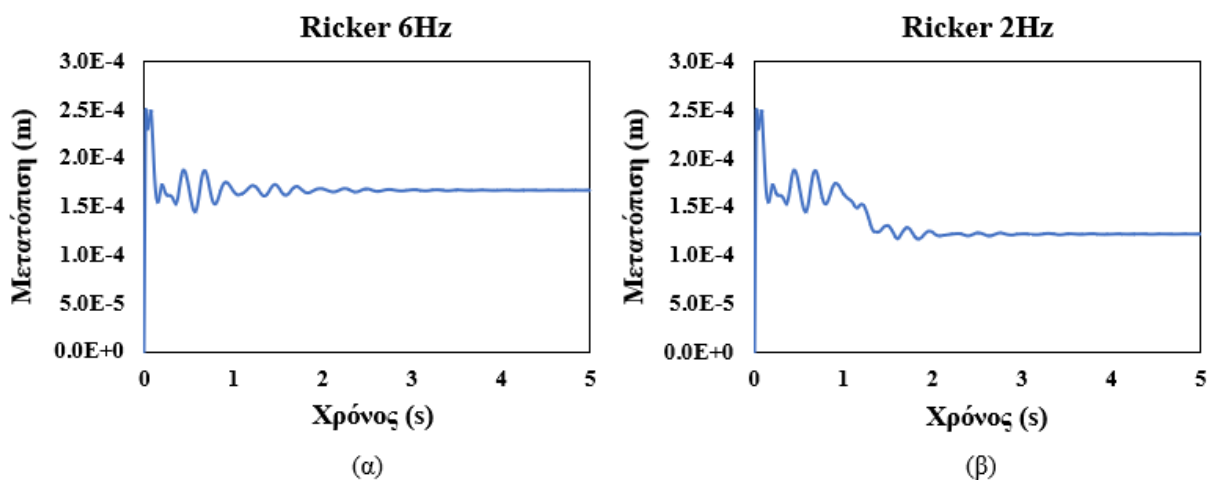
Εικόνα 5.74: Χρονοϊστορίες στροφή I^{00} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=300m/s$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Έπειτα, οι χρονοϊστορίες της απομάκρυνσης των δύο κρηπιδότοιχων φαίνονται στην **Εικόνα 5.75**. Συγκρίνοντας τα δύο διαγράμματα, παρατηρούνται μικρές διαφορές η οποίες προκύπτουν από την χρήση των δύο διαφορετικών παλμών Ricker.



Εικόνα 5.75: Χρονοϊστορίες απομάκρυνσης μεταξύ των κρηπιδότοιχων 1^ο προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Τέλος, η Εικόνα 5.76 περιλαμβάνει τα διαγράμματα της χρονοϊστορίας απομάκρυνσης των δύο κρηπιδότοιχων μετά την ενίσχυση τους με ελκυστήρες. Όπως είναι αναμενόμενο και στην περίπτωση αυτή οι τιμές της απομάκρυνσης των δύο τοίχων είναι σχεδόν μηδενικές και συνεπώς, η ενίσχυση του συστήματος με ελκυστήρες αποδίδει θετικά αποτελέσματα.



Εικόνα 5.76: Χρονοϊστορίες απομάκρυνσης μεταξύ των κρηπιδότοιχων 1^ο προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

2^η περίπτωση: $\varphi_0=10^\circ$, $\varphi_a=30^\circ$ & $k_h=0.36g$

➤ Γεωμετρία - μηχανικά χαρακτηριστικά - συνοριακές συνθήκες

Η γεωμετρία του προσομοιώματος παραμένει η ίδια όπως ορίστηκε εξ αρχής. Όπως και στην πρώτη περίπτωση οι αναλύσεις αρχικά πραγματοποιήθηκαν χωρίς κάποια μέθοδο ενίσχυσης (βλ. Εικόνα 5.2) της κατασκευής και στη συνέχεια έγινε εφαρμογή ελκυστήρων συνδέοντας τους δύο κρηπιδότοιχους μεταξύ τους (βλ. Εικόνα 5.3). Επόμενο βήμα αποτελεί η προσομοίωση συνθηκών ρευστοποίησης. Για το λόγο αυτό η γωνία τριβής του εδάφους

θεμελίωσης μειώθηκε στο 1/3 της αρχικής της τιμής (βλ. Κεφάλαιο 2). Η μείωση της γωνίας τριβής αποσκοπεί στη μείωση της διατμητικής αντοχής του εδαφικού υλικού κάτι το οποίο καταλύεται από το φαινόμενο της ρευστοποίησης. Μία ακόμη παράμετρος που διαφέρει σε σχέση με την προηγούμενη περίπτωση είναι ο συντελεστής επιτάχυνσης των σεισμικών κυμάτων ο οποίος αυξήθηκε κατά μία τάξη μεγέθους. Η αλλαγή αυτή αποσκοπεί στη δημιουργία δυσμενέστερων συνθηκών διέγερσης ικανών να προκαλέσουν ρευστοποίηση του εδαφικού υποστρώματος.

Στη βάση της θεμελίωσης ασκήθηκαν διεγέρσεις Ricker 6Hz και 2Hz κατά σειρά, ορίζοντας μέσα από την εντολή «Prescribed displacements» $k_h=0.36g$. Στον Πίνακα 5.10 παρουσιάζονται τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά που χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση των υλικών ως εδαφικά στοιχεία. Σημειώνεται ότι τα μηχανικά χαρακτηριστικά των ελκυστήρων είναι όμοια με αυτά που ορίζονται στον Πίνακα 5.2. Όπως και στην 1^η περίπτωση η παρακάτω προσομοίωση έγινε με τη χρήση 15-κομβικών στοιχείων και οι συνοριακές συνθήκες που εφαρμόστηκαν ήταν οι «Standard fixities».

Υλικό	Προσομοίωμα	Ύψος (m)	Πλάτος (m)	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	E (kPa)	ν	ϕ (°)	c (kPa)	V_s (m/s)
Κρηπιδότοχος	Linear elastic	17.00	8.00	22.55	22.55	$2.90 \cdot 10^8$	0.15	-	-	7400
Έδαφος αντιστήριξης	Mohr - Coulomb	17.00	51.00	17.00	19.00	$4.12 \cdot 10^5$	0.30	30	0.1	300
Έδαφος θεμελίωσης	Mohr - Coulomb	8.00	68.00	18.00	18.00	$4.88 \cdot 10^4$	0.33	10	0.1	300

Πίνακας 5.10: Γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στοιχείων 2^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοχων ($L/H=3$, $V_s=300m/s$).

➤ Απόσβεση υλικών

Η απόσβεση των υλικών παραμένει η ίδια με την 1^η περίπτωση και ίση με $\xi=5\%$. Δεδομένου ότι οι ταχύτητες των εγκάρσιων κυμάτων των εδαφικών υλικών δεν μεταβλήθηκαν μεταξύ των δύο περιπτώσεων οι αριθμοί Rayleigh ορίστηκαν και πάλι ίσοι $\alpha=1.1$ και $b=0.00217$ τόσο για το έδαφος θεμελίωσης όσο και για το έδαφος αντιστήριξης.

➤ Αρχικές τάσεις

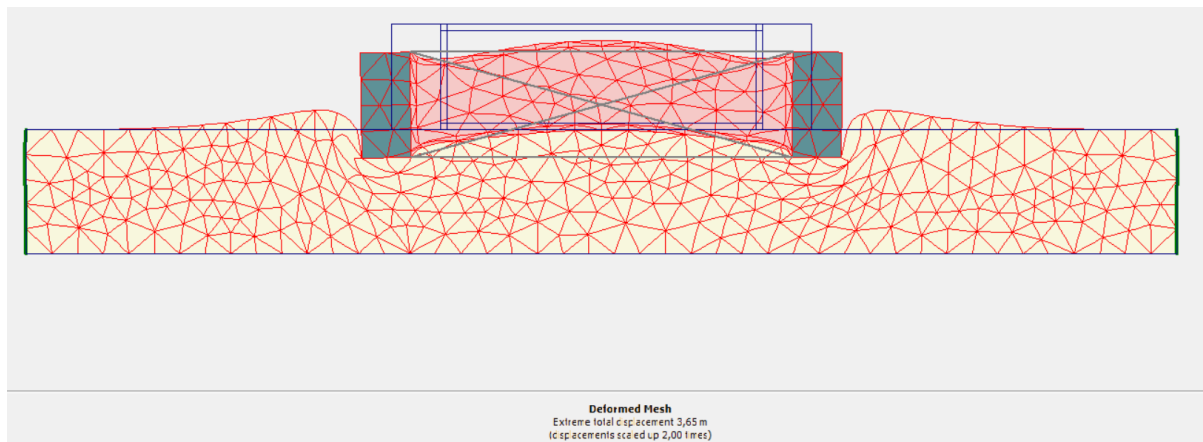
Ο ορισμός του συντελεστή ουδέτερων τάσεων k_0 στην καρτέλα initial stresses έγινε σύμφωνα με τη σχέση 4.3. Για το έδαφος αντιστήριξης με $\phi_a=30^\circ$ το k_0 υπολογίστηκε ίσο με 0.500 και το k_0 για το έδαφος θεμελίωσης με $\phi_\theta=10^\circ$ υπολογίστηκε ίσο με 0.826.

➤ Υπολογισμοί

Οι υπολογισμοί είναι όμοιοι με αυτούς της πρώτης περίπτωσης. Αρχικά, έγινε εισαγωγή μίας φάσης (phase) δυναμικής ανάλυσης με 250 βήματα και επιλέχθηκαν πέντε σημεία για τον υπολογισμό μετατοπίσεων τα οποία φαίνονται στην Εικόνα 5.5. Στη συνέχεια, η διαδικασία υπολογισμού έγινε πρώτα για το προσομοίωμα και στη συνέχεια για το ενισχυμένο με ελκυστήρες. Για την εισαγωγή της διέγερσης χρησιμοποιήθηκαν παλμοί Ricker 6Hz και 2Hz.

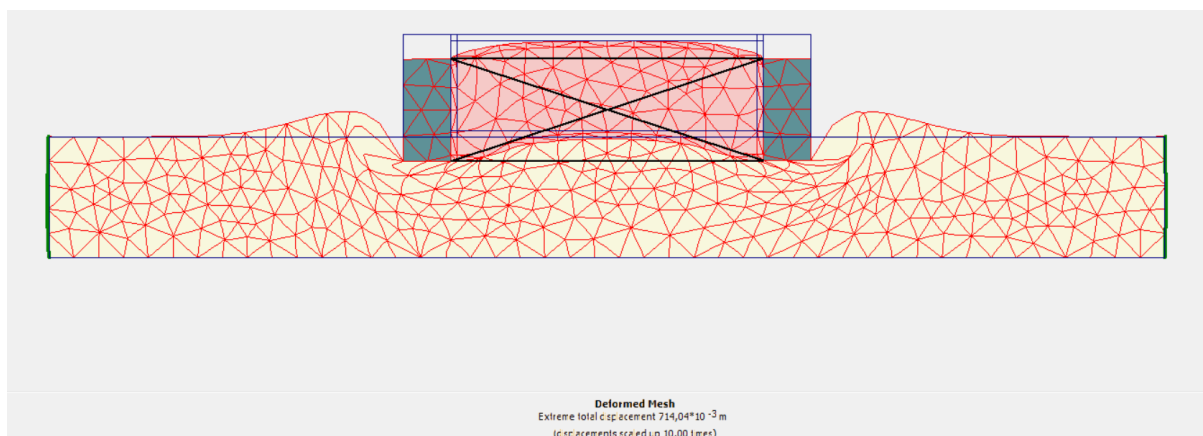
➤ Εξαγωγή αποτελεσμάτων – παραμόρφωση πλέγματος

Η συμπεριφορά των δύο τοίχων στο αρχικό απλό προσομοίωμα είναι όμοια με αυτή της 1^{ης} περίπτωσης. Στην *Εικόνα 5.77* φαίνεται η παραμόρφωση του πλέγματος του προσομοιώματος χωρίς ελκυστήρες στο τελευταίο βήμα των υπολογισμών. Στην απεικόνιση αυτή οι δύο κρηπιδότοιχοι στρίβουν προς την εξωτερική τους πλευρά, κάτι το οποίο ήταν αναμενόμενο με βάση τα προηγούμενα αποτελέσματα. Αυτό που διαφέρει στην δεύτερη περίπτωση, η οποία είναι δυσμενέστερη ως προς τις εδαφικές συνθήκες που επικρατούν συγκριτικά με την πρώτη, είναι οι τάξεις μεγέθους των παραμορφώσεων οι οποίες αυξάνονται.



Εικόνα 5.77: Παραμόρφωση πλέγματος 2^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων - ($L/H=3$, $V_s=300\text{m/s}$) (μεγεθυμένο κατά 2 φορές).

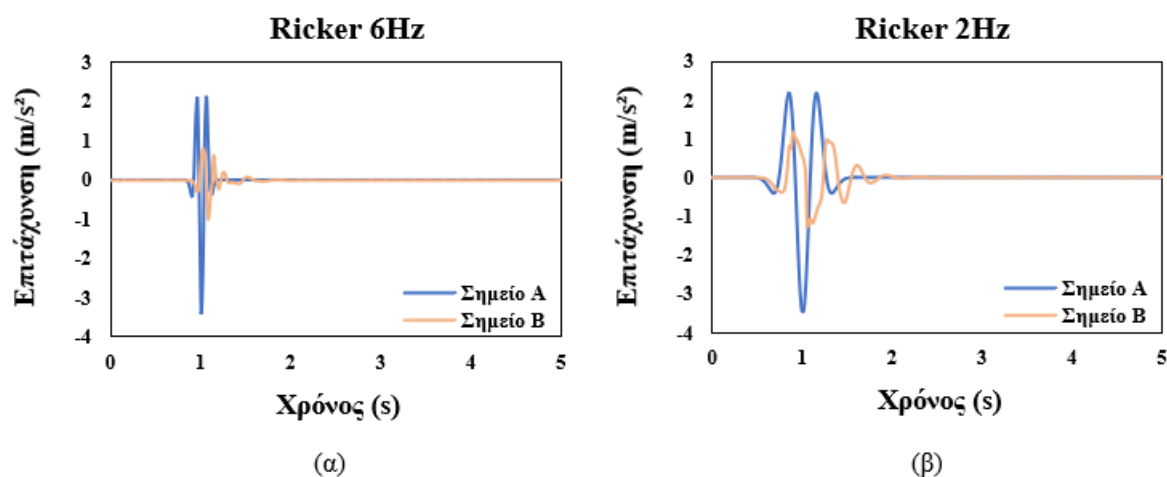
Η *Εικόνα 5.78* περιλαμβάνει την παραμόρφωση πλέγματος στο προσομοίωμα με τους ελκυστήρες. Οι δύο κρηπιδότοιχοι όπως και στην 1^η περίπτωση φαίνεται να έχουν μηδενική στροφή μετά την τοποθέτηση των ελκυστήρων. Συνεπώς, παρά τη μείωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους θεμελίωσης και την αύξηση της επιτάχυνσης των σεισμικών κυμάτων, η χρήση ελκυστήρων διατηρεί και πάλι την ευστάθεια κάθε τοίχου μειώνοντας τις παραμορφώσεις ως προς την οριζόντια διεύθυνση στο ελάχιστο.



Εικόνα 5.78: Παραμόρφωση πλέγματος 2^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων - $L/H=3$, $V_s=300\text{m/s}$ (μεγεθυμένο κατά 10 φορές).

➤ Διαγράμματα

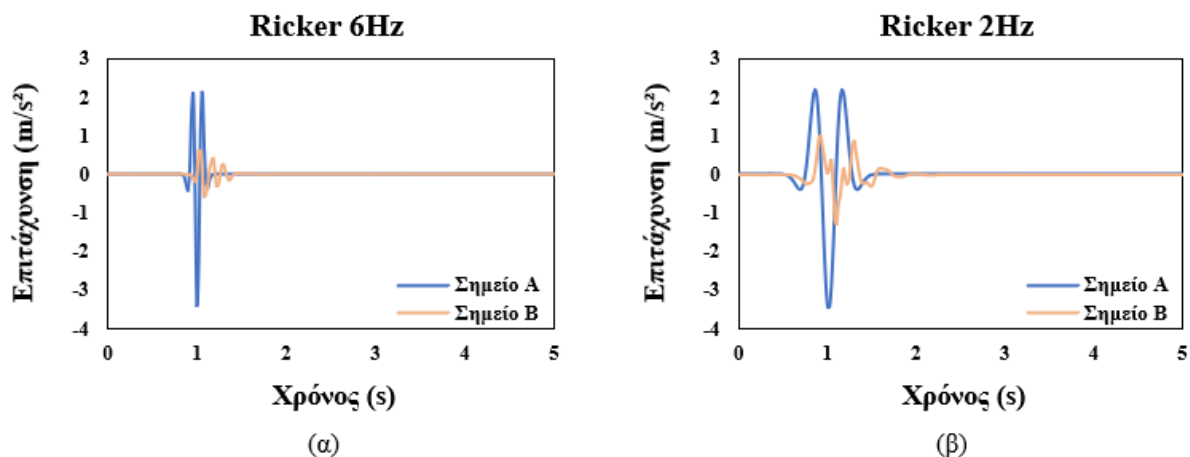
Η Εικόνα 5.79 περιλαμβάνει τα διαγράμματα με τις χρονοϊστορίες της επιτάχυνσης που προέκυψαν με διεγέρσεις παλμών Ricker 6 και 2 Hz. Συγκριτικά με την 1^η περίπτωση (βλ. Εικόνα 5.70) η χρονοϊστορίες του σημείο B παρουσιάζουν μειωμένες τιμές. Αυτό σαν αποτέλεσμα μπορεί να χαρακτηριστεί ως αναμενόμενο διότι ουσιαστικά με τη μείωση της διατμητικής αντοχής του εδαφικού υλικού το έδαφος πλέον συμπεριφέρεται σαν να βρίσκεται σε συνθήκες ρευστοποίησης και συνεπώς, η διέλευση των σεισμικών κυμάτων δια μέσου αυτού επηρεάζεται αρνητικά.



Εικόνα 5.79: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης 2^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

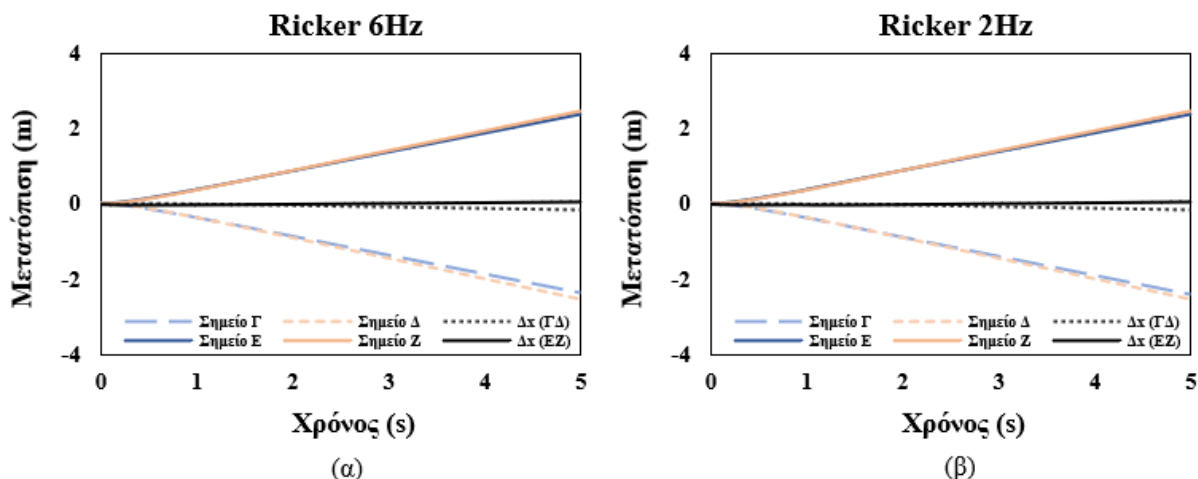
Επιπλέον, διάκριση ανάμεσα στους δύο παλμούς Ricker για τα διαγράμματα της Εικόνας 5.79 αποτελεί η περίοδος της σεισμικής διέγερσης καθώς στο αριστερό διάγραμμα με παλμό Ricker 6Hz είναι πολύ μικρότερη συγκριτικά με το δεξί διάγραμμα με παλμό Ricker 2Hz. Έπειτα, οι τιμές κατά μέσο όρο των επιταχύνσεων του σημείου B δεν διαφέρουν σημαντικά μεταξύ των διαγραμμάτων (α) και (β) κάτι το οποίο συμβαίνει στην περίπτωση του μαλακού εδάφους με $V_s=100\text{m/s}$.

Στη συνέχεια, ακολουθούν τα διαγράμματα με τις χρονοϊστορίες της επιτάχυνσης που προέκυψαν από την ανάλυση του ενισχυμένου με ελκυστήρες προσομοιώματος (βλ. Εικόνα 5.80). Συγκριτικά με την Εικόνα 5.79 εντοπίζονται κάποιες διαφορές μεταξύ των διαγραμμάτων, όμως οι τιμές της επιτάχυνσης στο σημείο B είναι κατά μέσο όρο ίσες. Οι διαφορές ως προς την μορφή των διαγραμμάτων φαίνεται να οφείλονται στο γεγονός ότι έχει τοποθετηθεί ένας οριζόντιος ελκυστήρας στη διεπιφάνεια όπου βρίσκεται και το σημείο της μέτρησης προκαλώντας κάποια αλλαγή στη γεωμετρία και κατά συνέπεια στην διέλευση της σεισμικής κίνησης. Συνεπώς, η ύπαρξη των ελκυστήρων και οι αλλαγές που επιφέρουν στη γεωμετρία των προσομοιωμάτων φαίνεται πως επηρεάζει και την διέλευση των σεισμικών κυμάτων δια μέσου των εδαφικών στρωμάτων.



Εικόνα 5.80: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης 2^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Στη συνέχεια, όσον αφορά τον έλεγχο των μετατοπίσεων που υπέστησαν οι δύο κρηπιδότοιχοι, η Εικόνα 5.80 περιλαμβάνει τις χρονοϊστορίες μετατόπισης των σημείων Γ, Δ, Ε, Ζ καθώς και της διαφοράς της μετατόπισης των σημείων ΓΔ και ΕΖ ως προς οριζόντιο άξονα. Μεταξύ των διαγραμμάτων (α) και (β) της Εικόνας 5.80 δεν υπάρχουν σημαντικές διαφορές. Συνεπώς, οι αποκλίσεις που συζητήθηκαν προηγουμένως ως προς τις χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων μεταξύ των δύο παλμών Ricker 6Hz και 2Hz, φαίνεται να μην επηρεάζουν τη συμπεριφορά των δύο κρηπιδότοιχων ως προς τη μετατόπιση τους κατά την οριζόντια διεύθυνση.

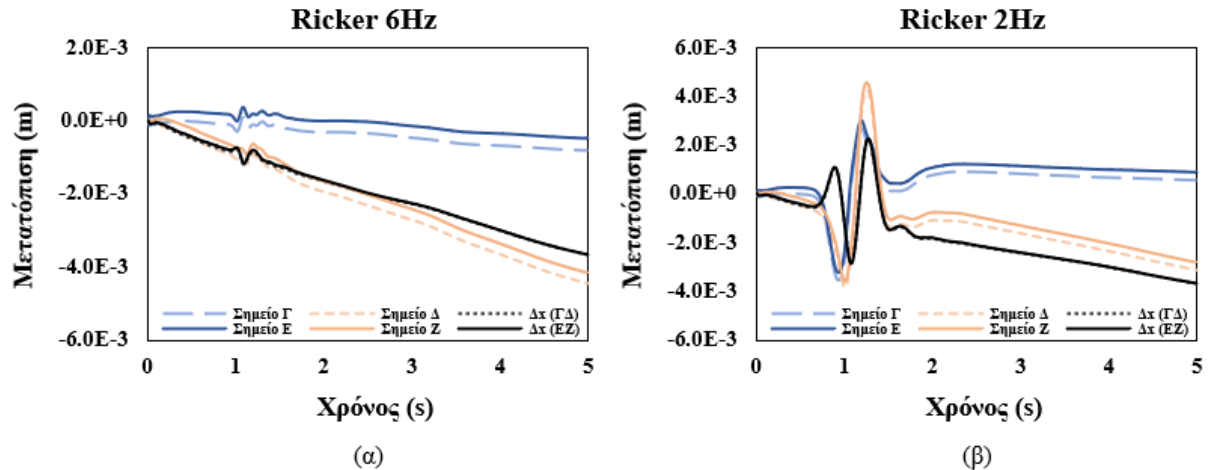


Εικόνα 5.80: Χρονοϊστορίες μετατόπισης 2^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Το επίπεδο βλάβης που υπέστη το εν λόγω προσομοίωμα προσδιορίστηκε από τη μέγιστη τιμή της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης και συγκρίθηκε με τις τιμές του Πίνακα 2.4 από PIANC (2001). Η μέγιστη τιμή της μετατόπισης των σημείων Δ και Ζ, που αντιστοιχούν στις κορυφές του αριστερού και δεξιού τοίχου, είναι 2.5m. Με βάση αυτή την τιμή υπολογίστηκε η κανονικοποιημένη οριζόντια μετατόπιση για κάθε περίπτωση ίση με

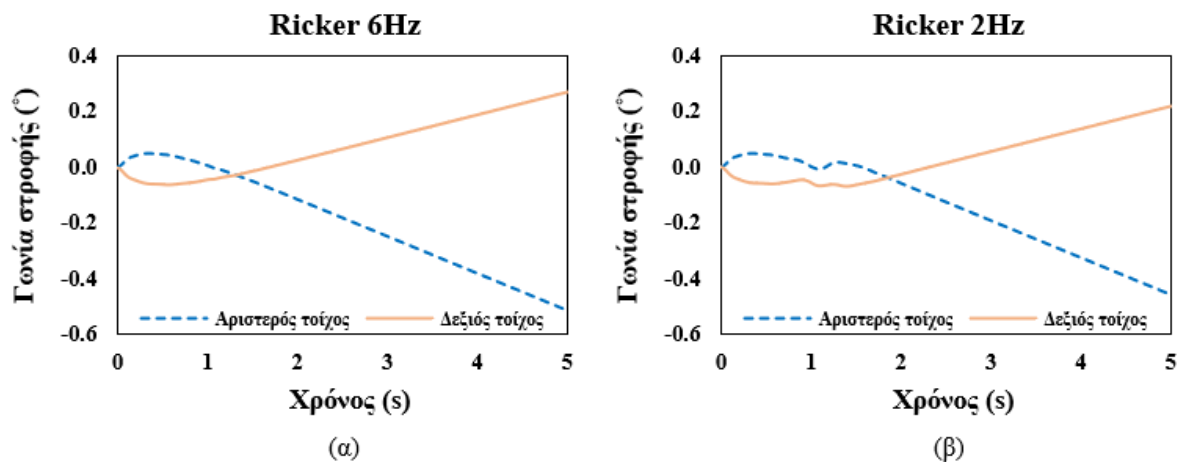
$(2.5\text{m}/17\text{m}) \cdot 100\% = 14.70\%$. Συνεπώς, η τελική βλάβη στους δύο κρηπιδότοιχους με βάση τον Πίνακα 2.4 κατατάσσεται στο Επίπεδο IV ($>10\%$).

Η Εικόνα 5.81 περιλαμβάνει τις χρονοϊστορίες επιτάχυνσης για το ενισχυμένο με ελκυστήρες σύστημα. Παρά τη διαφορετική μορφή των διαγραμμάτων α και β είναι εύλογο ότι και στις δύο περιπτώσεις οι μετατοπίσεις με τη χρήση των ελκυστήρων είναι μηδενικές. Συνεπώς, για μεγάλες διεγέρσεις όπως αυτή που χρησιμοποιήθηκε στη συγκεκριμένη ανάλυση και για συνθήκες ρευστοποίησης του εδάφους θεμελίωσης, η εφαρμογή ελκυστήρων στους δύο κρηπιδότοιχους επιφέρει θετικά αποτελέσματα στη διατήρηση της ευστάθειας τους.



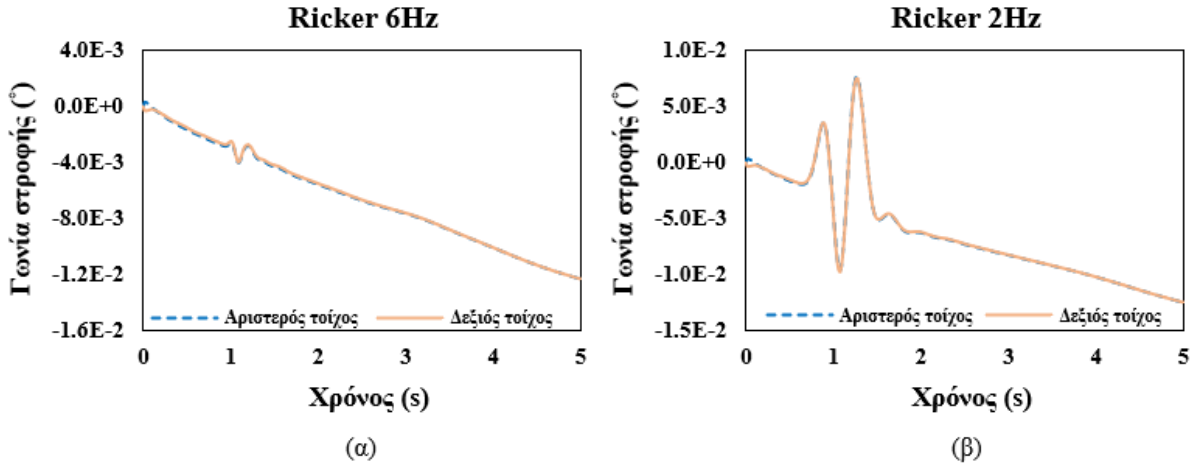
Εικόνα 5.81: Χρονοϊστορίες μετατόπισης 2^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Στη συνέχεια, στην Εικόνα 5.82 βρίσκονται οι χρονοϊστορίες της γωνίας στροφής των δύο κρηπιδότοιχων για παλμούς Ricker 6Hz (α) και 2Hz (β). Ανάμεσα στα δύο διαγράμματα α και β παρατηρούνται μικρές διαφορές στα πρώτα δευτερόλεπτα της χρονοϊστορίας. Αυτό σημαίνει ότι οι διαφορετικοί παλμοί Ricker επηρεάζουν ελάχιστα την παραμόρφωση των δύο κρηπιδότοιχων. Η γωνία κλίσης σύμφωνα με τα παρακάτω διαγράμματα είναι περίπου 0.46° ($< 3^\circ$) για τον αριστερό τοίχο και 0.22° ($< 3^\circ$) για τον δεξιό. Στην περίπτωση αυτή, η τελική βλάβη των δύο κρηπιδότοιχων κατατάσσεται στο Επίπεδο Ι του Πίνακα 2.4 κατά PIANC 2001.



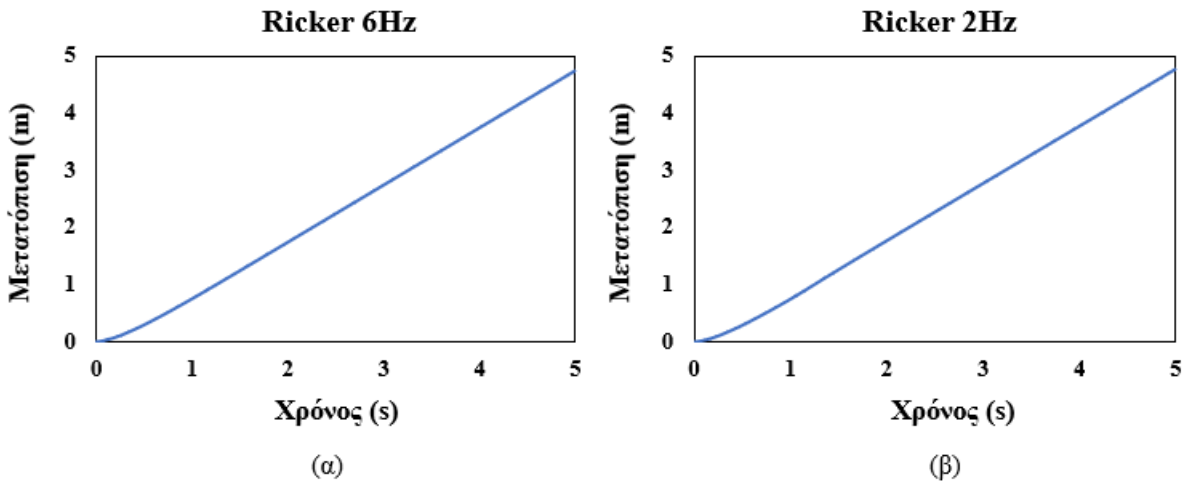
Εικόνα 5.82: Χρονοϊστορίες στροφής 2^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Για το προσομοίωμα με ελκυστήρες τα διαγράμματα της χρονοϊστορίας στροφής των δύο κρηπιδότοιχων φαίνονται στην *Εικόνα 5.83* και επιβεβαιώνουν για άλλη μια φορά ότι η παραμόρφωση του υπό μελέτη συστήματος είναι σχεδόν μηδενική μετά την ενίσχυση του.



Εικόνα 5.83: Χρονοϊστορίες στροφής 2^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

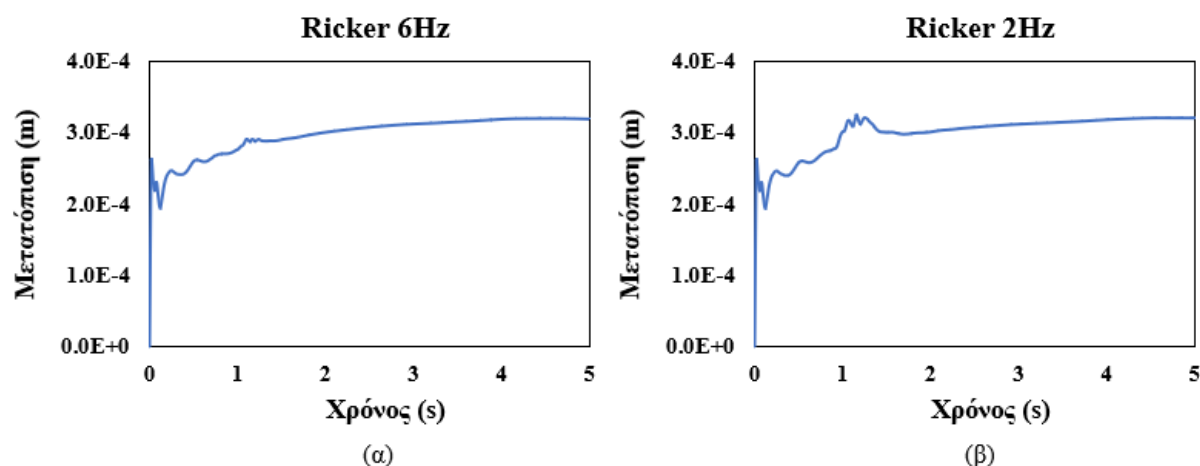
Οι χρονοϊστορίες απομάκρυνσης των δύο τοίχων φαίνονται στην *Εικόνα 5.84*. Τα δύο διαγράμματα είναι πανομοιότυπα, κάτι το οποίο δηλώνει ότι και σε αυτή τη περίπτωση φαίνεται πως οι διαφορετικοί παλμοί Ricker που χρησιμοποιήθηκαν δεν οδηγούν σε σημαντικές διαφορές στις τελικές τιμές καθώς και στις δύο περιπτώσεις η μέγιστη απομάκρυνση των δύο τοίχων είναι περίπου 4.5m.



Εικόνα 5.84: Χρονοϊστορίες απομάκρυνσης μεταξύ των κρηπιδότοιχων του 2^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων, (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Τέλος, η *Εικόνα 5.85* περιλαμβάνει τα διαγράμματα της χρονοϊστορίας απομάκρυνσης των δύο κρηπιδότοιχων μετά την ενίσχυση τους με ελκυστήρες. Όπως και στη 1^η περίπτωση

οι τιμές της απομάκρυνσης των δύο τοίχων είναι σχεδόν μηδενικές. Συνεπώς, η ενίσχυση του συστήματος με ελκυστήρες λειτουργεί αποτελεσματικά όχι μόνο για μικρές διεγέρσεις αλλά και για μεγαλύτερες όπως αυτή της συγκεκριμένης περίπτωσης.



Εικόνα 5.85: Χρονοϊστορίες απομάκρυνσης μεταξύ των κρηπιδότοιχων του 2^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων, (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

3^η περίπτωση: $\varphi_0=10^\circ$, $\varphi_a=10^\circ$ & $k_h=0.36g$

➤ Γεωμετρία - μηχανικά χαρακτηριστικά - συνοριακές συνθήκες

Η γεωμετρία του προσομοιώματος παραμένει ίδια. Οι αναλύσεις όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις έγιναν αρχικά χωρίς κάποια μέθοδο ενίσχυσης των δύο κρηπιδότοιχων και στη συνέχεια τοποθετώντας κεκλιμένους και οριζόντιους ελκυστήρες. Υπενθυμίζεται πως για την προσομοίωση της σεισμικής διέγερσης χρησιμοποιήθηκαν παλμοί Ricker 6Hz και 2Hz. Το 3^ο προσομοίωμα αποτελεί την δυσμενέστερη περίπτωση καθώς η ρευστοποίηση εκτείνεται και στο αντιστηριζόμενο έδαφος. Για το λόγο αυτό οι γωνίες τριβής του εδάφους θεμελίωσης καθώς και του αντιστηριζόμενου εδάφους ορίστηκαν ίσες με 10° (βλ. Κεφάλαιο 2). Ο συντελεστής επιτάχυνσης των σεισμικών κυμάτων όπως και στη 2^η περίπτωση ορίστηκε ίσος με 0.36g.

Ο Πίνακας 5.11 περιέχει τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά που χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση των υλικών ως εδαφικά στοιχεία. Σημειώνεται ότι τα μηχανικά χαρακτηριστικά των ελκυστήρων είναι όμοια με αυτά που ορίζονται στον Πίνακα 5.2. Η προσομοίωση και σε αυτή τη περίπτωση έγινε με τη χρήση 15-κομβικών στοιχείων και οι συνοριακές συνθήκες που εφαρμόστηκαν ήταν οι «Standard fixities».

Υλικό	Προσομοίωμα	Ύψος (m)	Πλάτος (m)	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	E (kPa)	ν	φ (°)	c (kPa)	V_s (m/s)
Κρηπιδότοιχος	Linear elastic	17.00	8.00	22.55	22.55	$2.90 \cdot 10^8$	0.15	-	-	7400
Έδαφος αντιστήριξης	Mohr - Coulomb	17.00	51.00	17.00	19.00	$4.12 \cdot 10^5$	0.30	10	0.1	300
Έδαφος θεμελίωσης	Mohr - Coulomb	8.00	68.00	18.00	18.00	$4.88 \cdot 10^4$	0.33	10	0.1	300

Πίνακας 5.11: Γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στοιχείων 3^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων ($L/H=3$, $V_s=300\text{m/s}$).

➤ Απόσβεση υλικών

Η απόσβεση των υλικών ισούται με $\xi=5\%$ όπως και στις δύο προηγούμενες περιπτώσεις. Οι αριθμοί Rayleigh σύμφωνα με τις σχέσεις 5.4 και 5.5 προσδιορίστηκαν ίσοι με $\alpha=1.10$ και $b=0.00217$.

➤ Αρχικές τάσεις

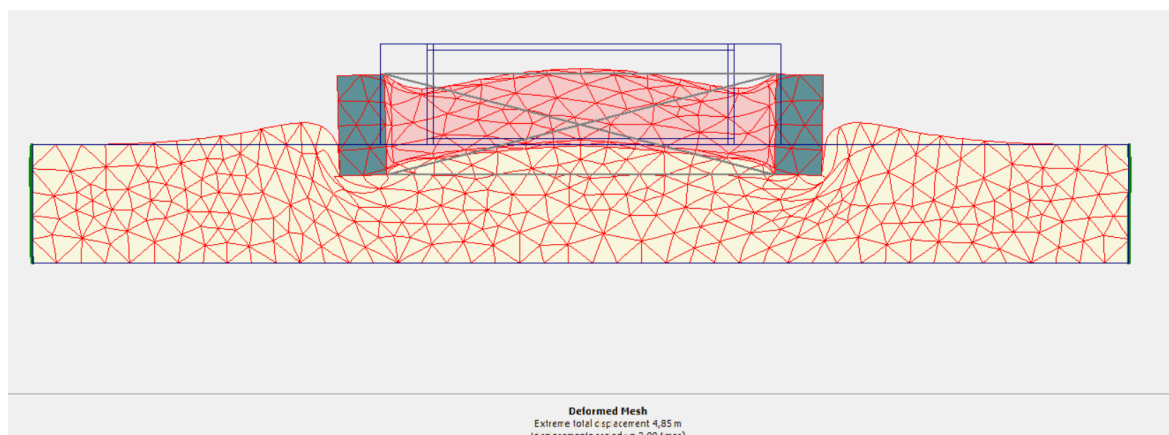
Ο ορισμός του συντελεστή k_0 στην καρτέλα initial stresses έγινε σύμφωνα με τη σχέση 4.3. Το k_0 για το έδαφος αντιστήριξης και τη θεμελίωση με $\varphi_a=\varphi_\theta=10^\circ$ υπολογίστηκε ίσο με 0.826.

➤ Υπολογισμοί

Οι υπολογισμοί ακολούθησαν την ίδια διαδικασία που αναλύθηκε και στις προηγούμενες περιπτώσεις. Αρχικά, έγινε εισαγωγή μίας φάσης (phase) δυναμικής ανάλυσης με 250 βήματα και επιλέχθηκαν πέντε σημεία για τον υπολογισμό μετατοπίσεων τα οποία φαίνονται στην Εικόνα 5.5. Στη συνέχεια, η διαδικασία υπολογισμού έγινε πρώτα για το απλό προσομοίωμα και στη συνέχεια για το σύστημα με ελκυστήρες. Για την προσομοίωση της σεισμικής διέγερσης χρησιμοποιήθηκαν παλμοί Ricker 6Hz και 2Hz.

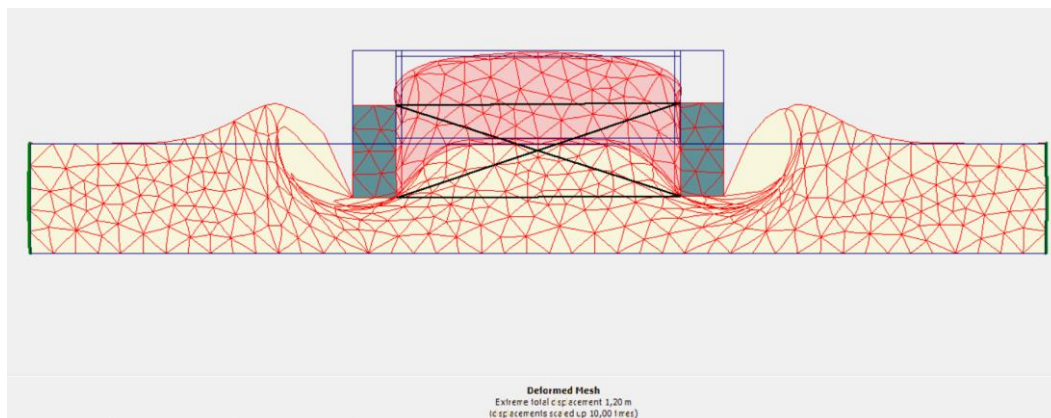
➤ Εξαγωγή αποτελεσμάτων – παραμόρφωση πλέγματος

Στην περίπτωση αυτή όπως παρατηρείται από την εικόνα της παραμόρφωσης του πλέγματος για το τελευταίο βήμα της ανάλυσης (βλ. Εικόνα 5.86), η συμπεριφορά των δύο τοίχων στο αρχικό απλό προσομοίωμα είναι όμοια με τις προηγούμενες. Οι δύο κρηπιδότοιχοι στρίβουν προς την εξωτερική τους πλευρά κάτι το οποίο έρχεται σε αντίθεση με τα αποτελέσματα της αντίστοιχης ανάλυσης του προσομοιώματος με $V_s=100\text{m/s}$. Η διαφορά αυτή οφείλεται στο γεγονός ότι το εδαφικό υλικό με $V_s=300\text{m/s}$ είναι πιο σκληρό συγκριτικά με το αρχικό με $V_s=100\text{m/s}$, και συνεπώς πιο ανθεκτικό σε όλες τις υπό μελέτη περιπτώσεις ακόμη και στην περίπτωση που ελαχιστοποιείται η διατμητική του αντοχή.



Εικόνα 5.86: Παραμόρφωση πλέγματος 3^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων - $L/H=3$, $V_s=300\text{m/s}$ (μεγεθυμένο κατά 2 φορές).

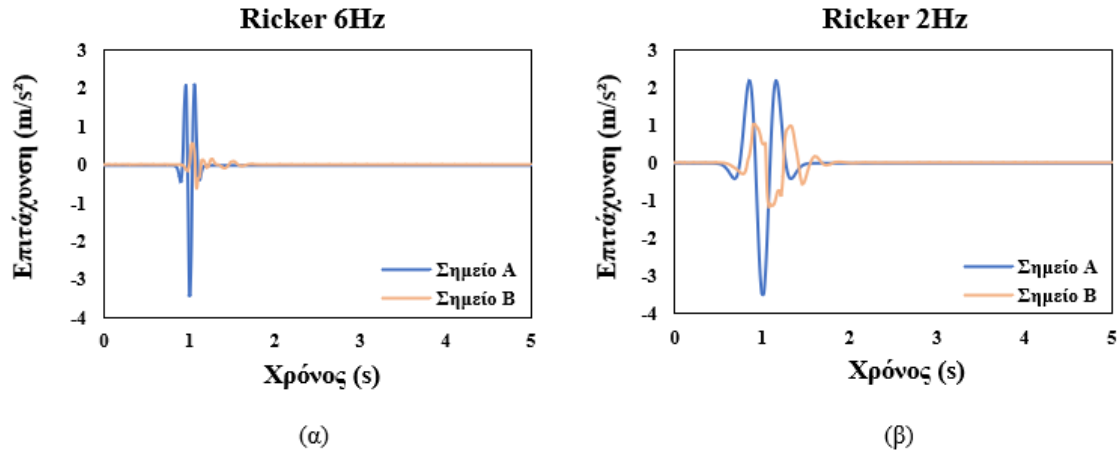
Στην *Εικόνα 5.87*, η οποία περιλαμβάνει την παραμόρφωση πλέγματος στο προσομοίωμα με τους ελκυστήρες, οι δύο κρηπιδότοιχοι φαίνεται να έχουν μηδενική στροφή μετά την τοποθέτηση των ελκυστήρων και η μόνη τους παραμόρφωση να είναι η καθίζηση ολοκλήρου του συστήματος ως προς τον κατακόρυφο άξονα. Συνεπώς, παρά την δημιουργία συνθηκών εκτεταμένης ρευστοποίησης στα εδαφικά υλικά που περιβάλλουν τους δύο τοίχους αλλά και την αύξηση της επιτάχυνσης των σεισμικών κυμάτων, η χρήση ελκυστήρων διατηρεί την ευστάθεια κάθε τοίχου μειώνοντας τις παραμορφώσεις ως προς τον οριζόντιο άξονα στο ελάχιστο.



Εικόνα 5.87: Παραμόρφωση πλέγματος 3^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων με εφαρμογή ελκυστήρων - $L/H=3$, $V_s=300\text{m/s}$ (μεγεθυμένο κατά 10 φορές).

➤ Διαγράμματα

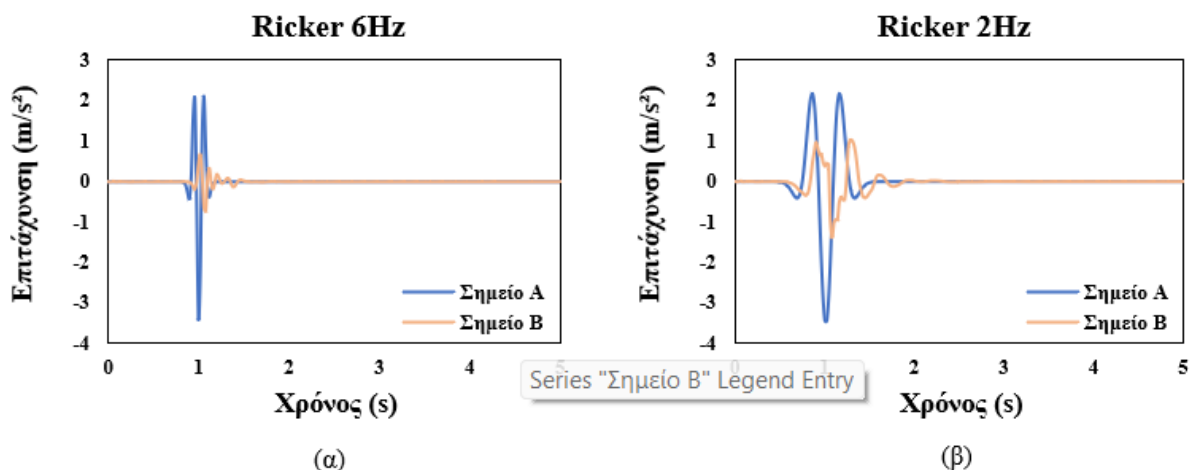
Η *Εικόνα 5.88* περιλαμβάνει τα διαγράμματα με τις χρονοϊστορίες της επιτάχυνσης του 3^{ου} προσομοιώματος χωρίς την εφαρμογή ελκυστήρων. Όπως και στη 2^η περίπτωση, η επιτάχυνση στο σημείο B που βρίσκεται στη διεπιφάνεια της εδαφικής στρώσης της θεμελίωσης με το αντιστηριζόμενο έδαφος έχει μειωθεί σε σχέση με τις αντίστοιχες τιμές της αρχικής διέγερσης στη βάση του συστήματος, γεγονός το οποίο οφείλεται στη μείωση της διατμητικής αντοχής της θεμελίωσης.



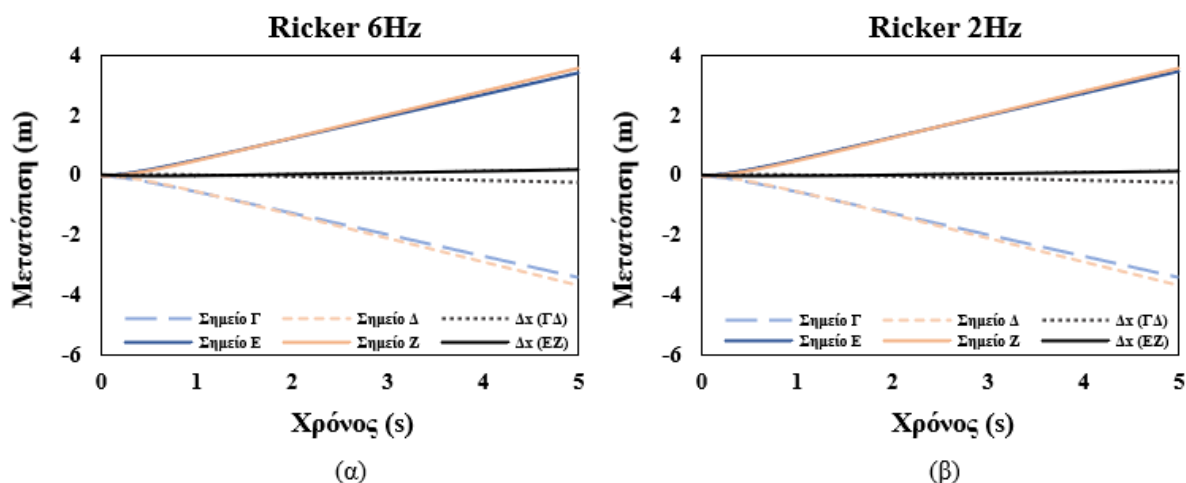
Εικόνα 5.88: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης 3^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Έπειτα, η περίοδος της διέγερσης όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις είναι μεγαλύτερη στο διάγραμμα (β) για παλμό Ricker 2Hz. Συγκρίνοντας τα διαγράμματα της Εικόνας 5.70 με τα αντίστοιχα διαγράμματα των Εικόνων 5.79 και 5.88 παρατηρείται ότι η επιτάχυνση είναι μεγαλύτερη στο 2^ο και 3^ο προσομοίωμα. Αυτό οφείλεται στην αύξηση μίας τάξης μεγέθους του συντελεστή οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης κατά τον ορισμό των παραμέτρων στο λογισμικό PLAXIS 2D στις δύο τελευταίες αναλύσεις.

Ακολουθούν τα διαγράμματα χρονοϊστορίας της επιτάχυνσης που προέκυψαν από την ανάλυση του ενισχυμένου με ελκυστήρες προσομοιώματος (βλ. Εικόνα 5.89). Τα διαγράμματα αυτά, δεν παρουσιάζουν μεγάλες αποκλίσεις με τα αντίστοιχα διαγράμματα της Εικόνας 5.88. Για τον έλεγχο των μετατοπίσεων που υπέστησαν οι δύο κρηπιδότοιχοι δημιουργήθηκαν οι χρονοϊστορίες μετατόπισης των σημείων Γ, Δ, Ε, Ζ καθώς και οι χρονοϊστορίες μετατόπισης των δύο τοίχων ως προς τον οριζόντιο άξονα (βλ. Εικόνα 5.90). Τα διαγράμματα (α) και (β) της Εικόνας 5.90 είναι πανομοιότυπα. Ως αποτέλεσμα, οι όποιες διαφορές που τέθηκαν προς συζήτηση για τις χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων μεταξύ των δύο παλμών Ricker 6Hz και 2Hz δεν επηρεάζουν τη συμπεριφορά των δύο κρηπιδότοιχων ως προς τη μετατόπιση τους κατά την οριζόντια διεύθυνση.



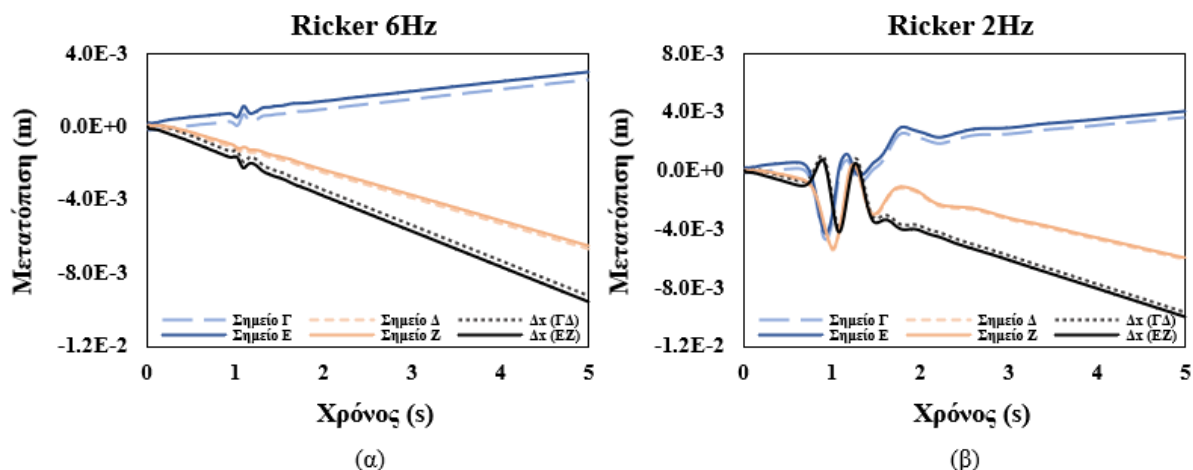
Εικόνα 5.89: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης $3^{ου}$ προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.



Εικόνα 5.90: Χρονοϊστορίες μετατόπισης $3^{ου}$ προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

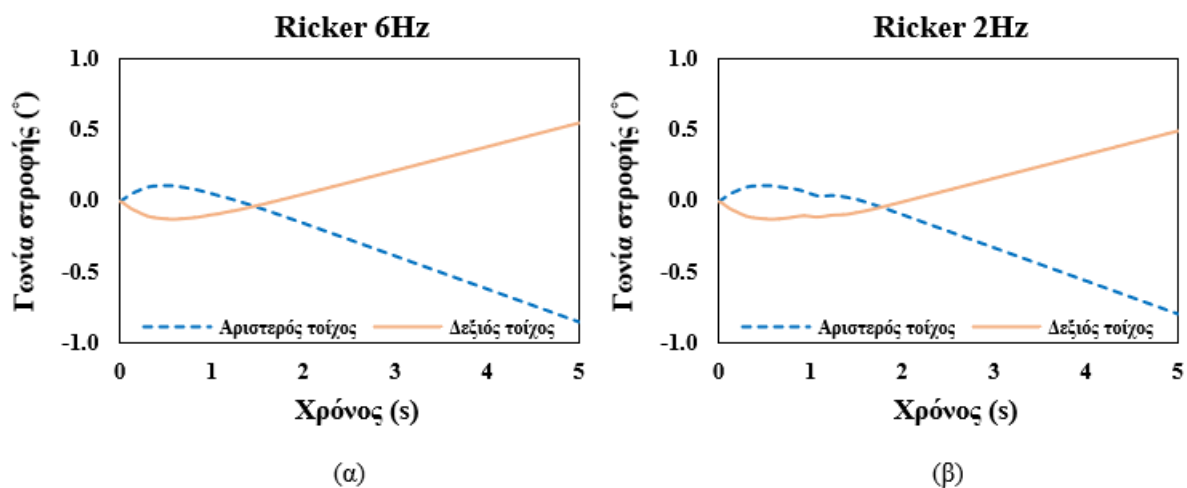
Ο προσδιορισμός του επιπέδου βλάβης που υπέστησαν οι δύο κρηπιδότοιχοι έγινε με τη χρήση της μέγιστης τιμής της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης. Στη συνέχεια, η τιμή αυτή συγκρίθηκε με τις τιμές του Πίνακα 2.4 από PIANC (2001). Για τα σημεία Δ και Ζ, η μέγιστη τιμή της μετατόπισης είναι 3.6m. Άρα, η κανονικοποιημένη οριζόντια μετατόπιση ίση με $(3.6\text{m}/17\text{m}) \cdot 100\% = 21.2\%$. Συνεπώς, η τελική βλάβη για τους δύο κρηπιδότοιχους με βάση τον Πίνακα 2.4 κατατάσσεται στο Επίπεδο IV ($>10\%$).

Στη συνέχεια, στην Εικόνα 5.91 περιλαμβάνονται οι χρονοϊστορίες μετατόπισης για το ενισχυμένο με ελκυστήρες προσομοίωμα. Παρατηρείται πως τα διαγράμματα α και β διαφέρουν μεταξύ τους, όμως και σε καθένα από αυτά, οι μετατοπίσεις με τη χρήση των ελκυστήρων είναι μηδενικές. Ως αποτέλεσμα, η δημιουργία εκτεταμένης ρευστοποίησης που προκλήθηκε μέσα από την μείωση της γωνίας τριβής των εδαφικών στρωμάτων, δεν προκαλεί βλάβη στους κρηπιδότοιχους στην περίπτωση που το σύστημα ενισχύεται με ελκυστήρες.



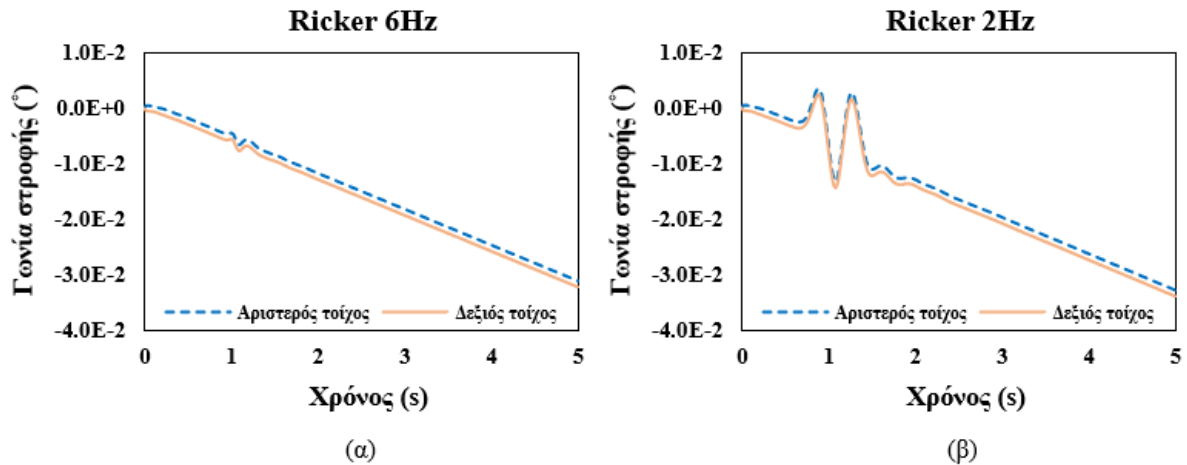
Εικόνα 5.91: Χρονοϊστορίες μετατόπισης $3^{ου}$ προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=300m/s$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Η Εικόνα 5.92 περιέχει τις χρονοϊστορίες της γωνίας στροφής των δύο κρηπιδότοιχων για παλμούς Ricker 6Hz (α) και 2Hz (β). Ανάμεσα στα δύο διαγράμματα δεν παρατηρούνται σημαντικές διαφορές. Οι τοίχοι στρέφονται προς αντίθετες κατευθύνσεις όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις. Η γωνία κλίσης σύμφωνα με τα παρακάτω διαγράμματα είναι περίπου $0.85^\circ (< 3^\circ)$ για τον αριστερό τοίχο και $0.55^\circ (< 3^\circ)$ για τον δεξί. Σύμφωνα με τον Πίνακα 2.4 κατά PIANC 2001, η τελική βλάβη των δύο κρηπιδότοιχων κατατάσσεται στο Επίπεδο I.



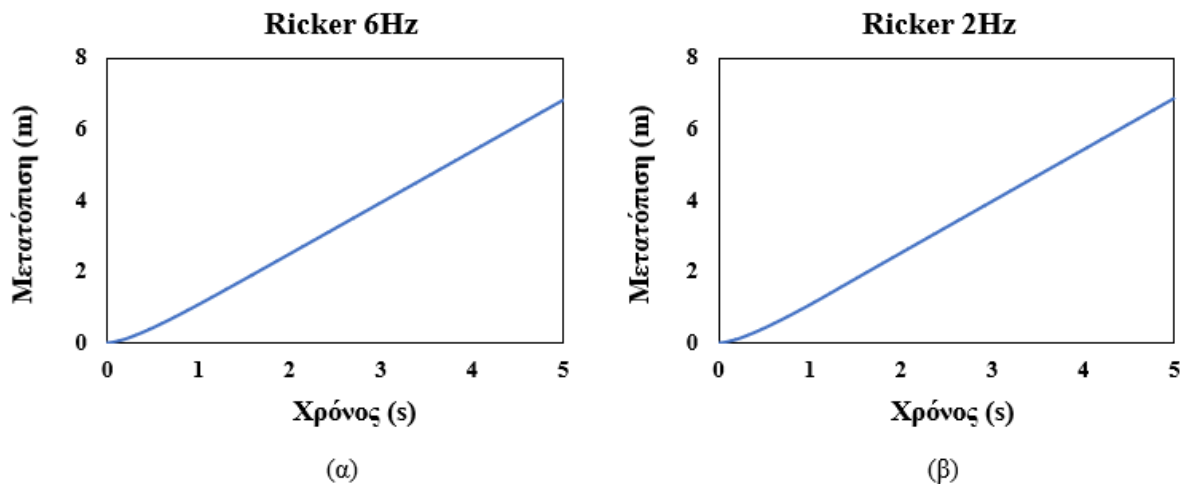
Εικόνα 5.32: Χρονοϊστορίες στροφής $3^{ου}$ προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=300m/s$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Όσον αφορά το προσομοίωμα με τους ελκυστήρες, η Εικόνα 5.93 περιλαμβάνει τα διαγράμματα της χρονοϊστορίας στροφής των δύο κρηπιδότοιχων και επιβεβαιώνει για άλλη μια φορά ότι η παραμόρφωση του υπό μελέτη συστήματος είναι σχεδόν μηδενική μετά την ενίσχυση του.

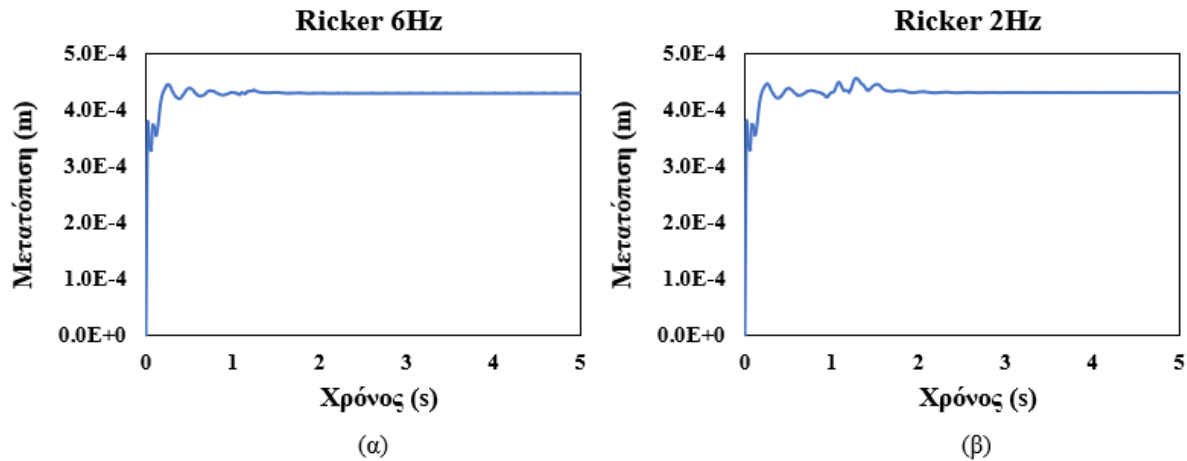


Εικόνα 5.93: Χρονοϊστορίες στροφής $3^{ου}$ προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=300m/s$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Τέλος, κατασκευάστηκαν τα διαγράμματα χρονοϊστορίας της απομάκρυνσης των δύο κρηπιδότοιχων, τα οποία φαίνονται στην *Εικόνα 5.94*. Σημειώνεται, πως η μορφή των δύο διαγραμμάτων είναι όμοια. Ως αποτέλεσμα, οι διαφορετικοί παλμοί Ricker που χρησιμοποιήθηκαν δεν προκαλούν αποκλίσεις στις τελικές τιμές, καθώς και στις δύο περιπτώσεις η μέγιστη τελική απομάκρυνση των δύο τοίχων είναι περίπου 7m. Τα διαγράμματα της χρονοϊστορίας απομάκρυνσης των δύο κρηπιδότοιχων μετά την ενίσχυση τους με ελκυστήρες βρίσκονται στην *Εικόνα 5.95*. Η απομάκρυνση των δύο τοίχων είναι μηδενική και συνεπώς η τοποθέτηση των ελκυστήρων λειτουργεί αποτελεσματικά ακόμη και σε τόσο ακραίες συνθήκες αντοχής του εδάφους.



Εικόνα 5.94: Χρονοϊστορίες απομάκρυνσης μεταξύ των κρηπιδότοιχων του $3^{ου}$ προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων, (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.



Εικόνα 5.95: Χρονοϊστορίες απομάκρυνσης μεταξύ των κρηπιδότοιχων του 3^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=3$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

5.1.4. Υπολογιστική μελέτη κρηπιδότοιχων με $L/H=10$ σε εύκαμπτο έδαφος θεμελίωσης με $V_s=300\text{m/s}$

Τα προσομοιώματα που κατασκευάστηκαν περιλαμβάνουν ένα απλό σύστημα δύο κρηπιδότοιχων (βλ. Εικόνα 5.36) και ένα ενισχυμένο με ελκυστήρες (βλ. Εικόνα 5.37). Σημειώνεται ότι για τους υπολογισμούς χρησιμοποιήθηκαν παλμοί Ricker των 6 και 2Hz. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται οι παραμετρικές ως προς τις γωνίες τριβής αναλύσεις και τον συντελεστή οριζόντιας επιτάχυνσης αναλύσεις.

1^η περίπτωση: $\varphi_0 = \varphi_a = 30^\circ$ & $k_h = 0.04g$

➤ Γεωμετρία - μηχανικά χαρακτηριστικά - συνοριακές συνθήκες

Στον Πίνακα 5.12 περιλαμβάνονται τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά των εδαφικών υλικών της προσομοίωσης στο PLAXIS 2D. Η σεισμική διέγερση προσομοιώθηκε με παλμούς Ricker 6Hz και 2Hz ορίζοντας μέσα από την εντολή «Prescribed displacements» $k_h = 0.04g$.

Υλικό	Προσομοίωμα	Ύψος (m)	Πλάτος (m)	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	E (kPa)	ν	φ (°)	c (kPa)	V_s (m/s)
Κρηπιδότοιχος	Linear elastic	17.00	8.00	22.55	22.55	$2.90 \cdot 10^8$	0.15	-	-	7400
Έδαφος αντιστήριξης	Mohr - Coulomb	17.00	170.00	17.00	19.00	$4.12 \cdot 10^5$	0.30	30	0.1	300
Έδαφος θεμελίωσης	Mohr - Coulomb	8.00	356.00	18.00	18.00	$4.88 \cdot 10^4$	0.33	30	0.1	300

Πίνακας 5.12: Γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στοιχείων 1^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων ($L/H=10$, $V_s=300\text{m/s}$).

➤ Απόσβεση υλικών

Η απόσβεση της στρώσης θεμελίωσης καθώς και του αντιστηριζόμενου εδάφους θεωρήθηκε ίση με $\xi=5\%$. Στο υπό μελέτη προσομοίωμα, η ιδιοπερίοδος και η ιδιοσυχνότητα με βάση τις σχέσεις 5.4 και 5.5 υπολογίστηκαν ίσες με $T_s=0.23\text{s}$ και $f_s=4.44\text{ Hz}$ τόσο για το έδαφος

θεμελίωσης όσο και για το αντιστηριζόμενο έδαφος. Με βάση αυτές τις τιμές υπολογίστηκαν οι αριθμοί Rayleigh $\alpha=1.1$ και $b=0.00217$.

➤ Αρχικές τάσεις

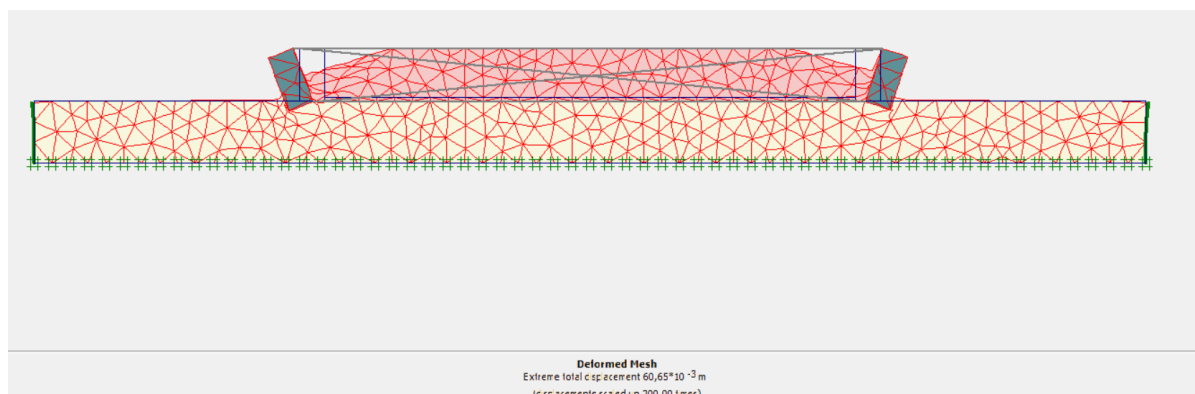
Στη συνέχεια, φαίνεται ο ορισμός του συντελεστή αρχικών τάσεων k_0 στην καρτέλα initial stresses (βλ. *Εικόνα 5.4*). Το k_0 υπολογίστηκε ίσο με 0.5 σύμφωνα με τη σχέση 4.3 ώστε να πληρείται το κριτήριο αστοχίας κατά Mohr–Coulomb.

➤ Υπολογισμοί

Στο στάδιο των υπολογισμών του λογισμικού PLAXIS 2D έγινε εισαγωγή μίας φάσης (phase) δυναμικής ανάλυσης με 250 βήματα και επιλέχθηκαν πέντε σημεία για τον υπολογισμό μετατοπίσεων τα οποία φαίνονται στην *Εικόνα 5.5*. Η διαδικασία υπολογισμού έγινε τόσο για παλμό Ricker 6Hz όσο και για Ricker 2Hz.

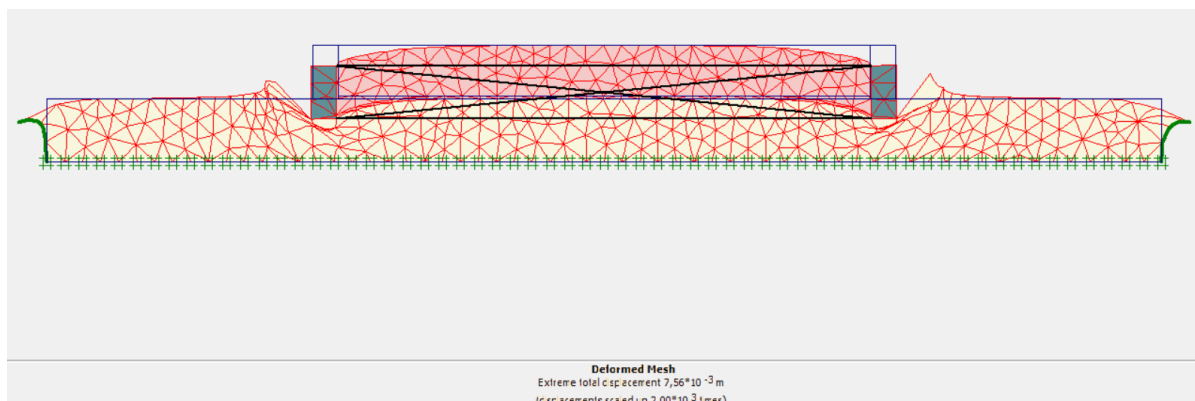
➤ Εξαγωγή αποτελεσμάτων – παραμόρφωση πλέγματος

Η παραμόρφωση του πλέγματος του προσομοιώματος για τελευταίο βήμα των υπολογισμών φαίνεται στην *Εικόνα 5.96*. Η παραμόρφωση των δύο κρηπιδότοιχων είναι η ίδια με αυτή του προσομοιώματος με γεωμετρία $L/H=3$, δηλαδή, παρατηρείται στροφή των τοίχων προς την εξωτερική τους πλευρά. Επιπλέον, στην παραμόρφωση που υπέστησαν οι δύο τοίχοι παρατηρείται και μία μικρή καθίζηση μέσα στο έδαφος θεμελίωσης. Σημειώνεται ότι η απόκριση των δύο τοίχων είναι όμοια και για τα δύο εδάφη που χρησιμοποιήθηκαν.



Εικόνα 5.96: Παραμόρφωση πλέγματος 1^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων - $L/H=10$, $V_s=300\text{m/s}$ (μεγεθυμένο κατά 200 φορές).

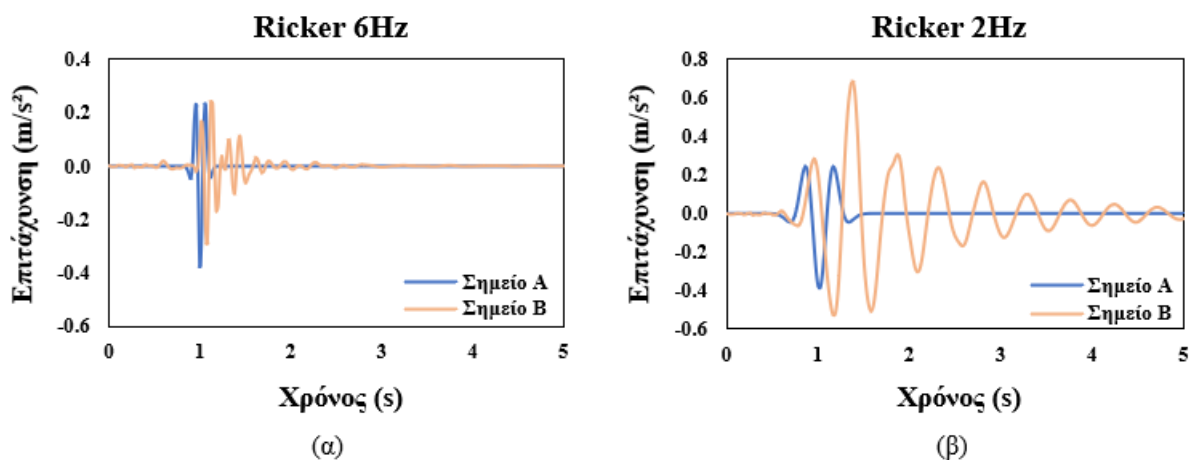
Έπειτα, η *Εικόνα 5.97* περιλαμβάνει την παραμόρφωση πλέγματος του ενισχυμένου με ελκυστήρες προσομοιώματος. Συγκριτικά με την προηγούμενη εικόνα παρατηρείται μία πιο μεγάλη καθίζηση των δύο τοίχων και όπως σε όλες τις προηγούμενες αναλύσεις οι δύο κρηπιδότοιχοι φαίνεται να έχουν μηδενική στροφή μετά την τοποθέτηση των ελκυστήρων. Ως αποτέλεσμα, η χρήση αυτής της μεθόδου ενίσχυσης διατηρεί την ευστάθεια του προσομοιώματος.



Εικόνα 5.97: Παραμόρφωση πλέγματος 1^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων $-L/H=10$, $V_s=300\text{m/s}$ (μεγεθυμένο κατά $2 \cdot 10^3$ φορές).

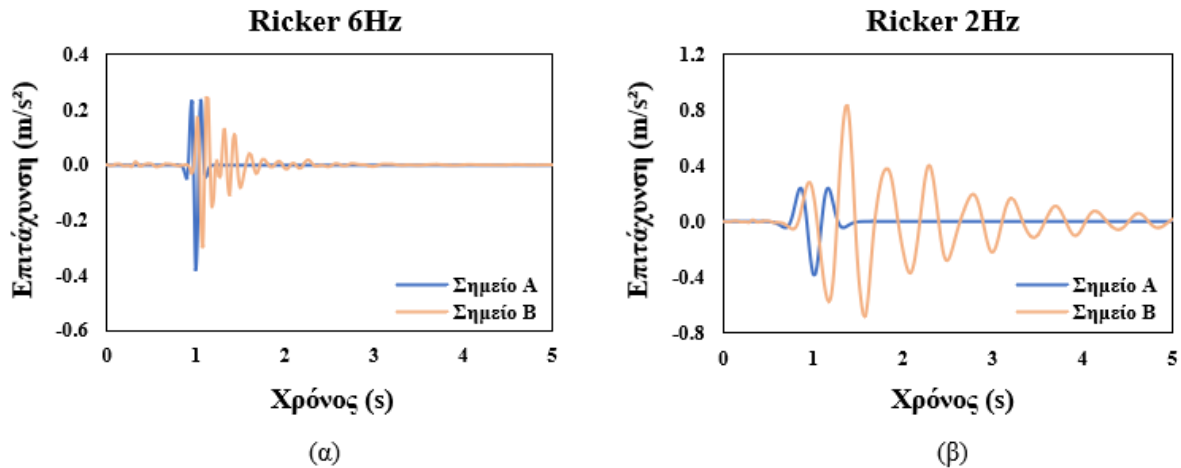
➤ Διαγράμματα

Η Εικόνα 5.98 περιλαμβάνει τις χρονοϊστορίες της επιτάχυνσης που προέκυψαν με διεγέρσεις παλμών Ricker 6 και 2 Hz για τα σημεία A και B. Συγκρίνοντας τα δύο διαγράμματα παρατηρείται ότι το (β) έχει μεγαλύτερη περίοδο ταλάντωσης συγκριτικά με το (α). Επιπλέον, οι τιμές της χρονοϊστορίας που αντιστοιχεί στο σημείο B του (β) διαγράμματος είναι μεγαλύτερες από αυτές του αντίστοιχου σημείου στην περίπτωση που χρησιμοποιήθηκε διεγέρση παλμού Ricker 6Hz. Αυτό, οφείλεται στην πιο έντονη υψίσυχη δράση των 2Hz έναντι του Ricker των 6Hz. Σε σύγκριση με τα αντίστοιχα διαγράμματα της ίδιας γεωμετρίας με πιο μαλακό εδαφικό υπόστρωμα ($V_s=100\text{m/s}$) παρατηρούνται σημαντικές διαφορές. Οι χρονοϊστορίες του σημείου B της Εικόνας 5.40 παρουσίαζαν μία μείωση κατά την πάροδο του χρόνου. Αντίθετα, στα διαγράμματα της Εικόνας 5.98 οι τιμές της επιτάχυνσης του σημείου B στα πρώτα δευτερόλεπτα αυξάνονται έως ότου να φτάσουν μία μέγιστη τιμή, μεγαλύτερη αυτών που απαντώνται στην χρονοϊστορία του σημείου A. Ως αποτέλεσμα, φαίνεται πως η αλλαγή του εδάφους της θεμελίωσης διευκολύνει της διέλευση των σεισμικών κυμάτων μέσα από αυτό, κάτι το οποίο οφείλεται στην αύξηση της ταχύτητας V_s .



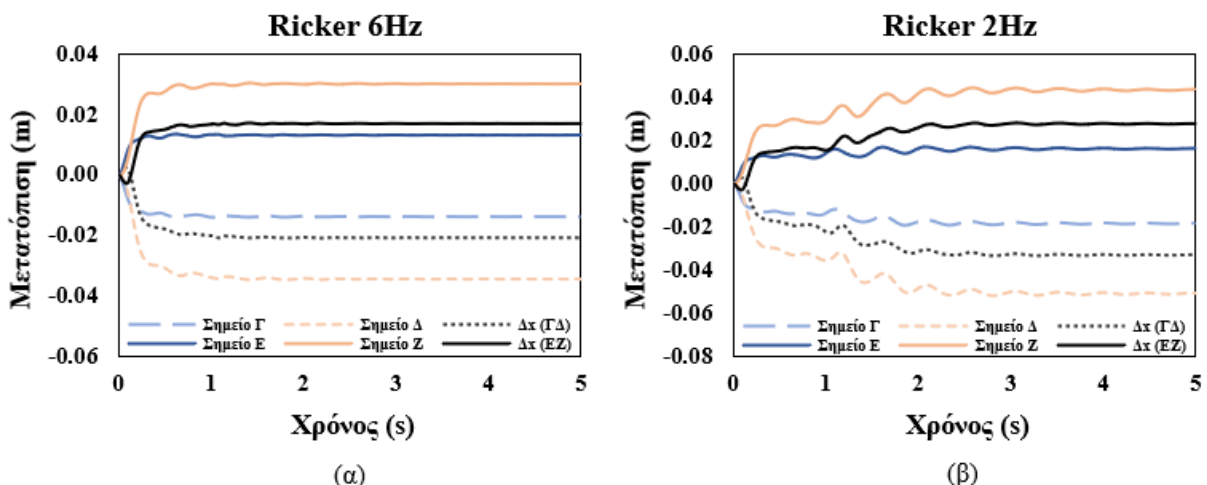
Εικόνα 5.98: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης 1^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Οι χρονοϊστορίες επιτάχυνσης του ενισχυμένου προσομοιώματος με οριζόντιους και διαγώνιους ελκυστήρες φαίνονται στην *Εικόνα 5.99*. Τα δύο διαγράμματα είναι πανομοιότυπα με τα αντίστοιχα της *Εικόνας 5.98* που αναφέρονται στο απλό σύστημα. Συνεπώς, η προσθήκη των ελκυστήρων φαίνεται να μην επηρεάζει ιδιαίτερα τις τιμές των επιταχύνσεων στη περίπτωση αυτή.



Εικόνα 5.99: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης 1^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Οι χρονοϊστορίες των μετατοπίσεων των κρηπιδότοιχων παρουσιάζονται στα διαγράμματα της *Εικόνας 5.100*. Από τη σύγκριση των διαγραμμάτων της *Εικόνας 5.100* παρατηρούνται κάποιες διαφορές στα πρώτα δευτερόλεπτα της σεισμικής δόνησης, όμως οι τιμές των μετατοπίσεων είναι κατά μέσο όρο ίσες και στις δύο περιπτώσεις. Αντίστοιχες ήταν και οι διαφορές στην περίπτωση της γεωμετρίας με λόγο $L/H=3$ και $V_s=300\text{m/s}$.

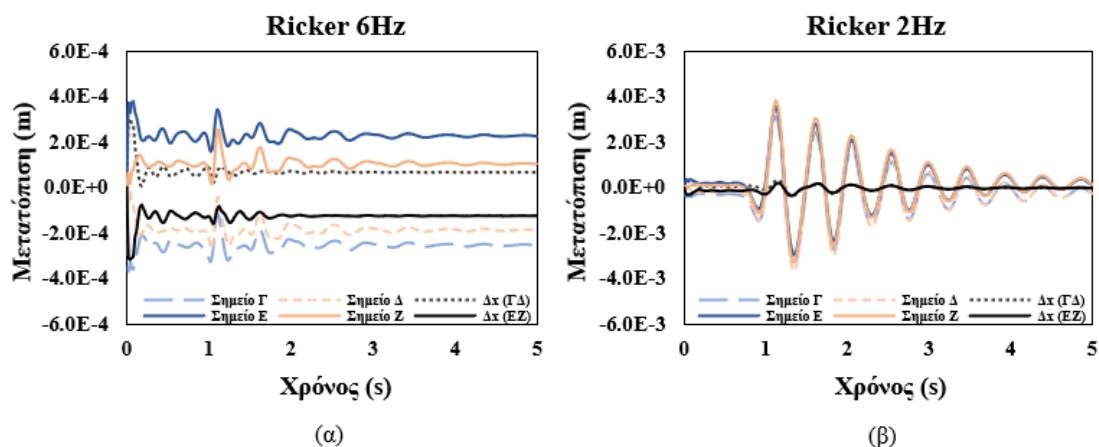


Εικόνα 5.100: Χρονοϊστορίες μετατόπισης 1^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Το επίπεδο βλάβης που υπέστη το εν λόγω προσομοίωμα προσδιορίζεται χρησιμοποιώντας την τιμή της μέγιστης τιμής της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης

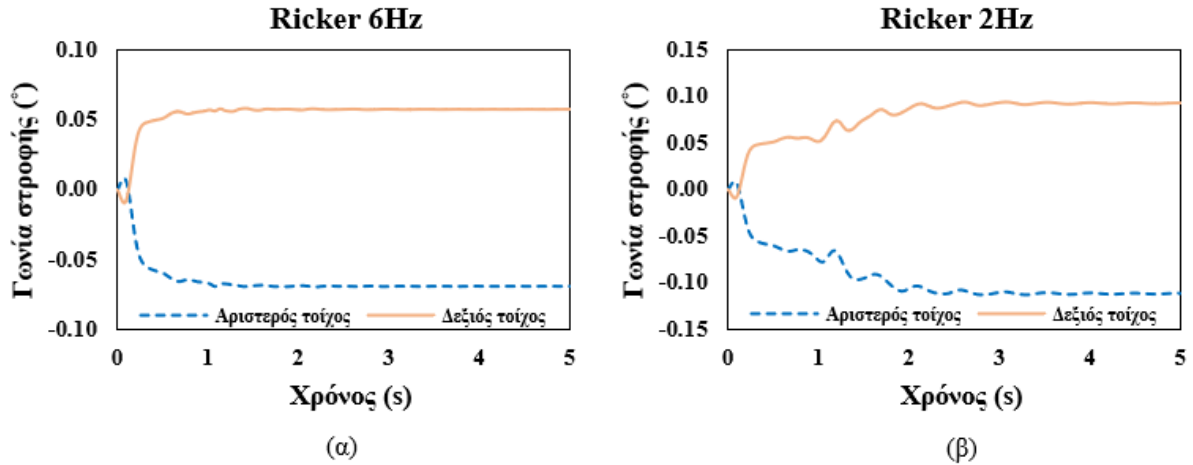
η οποία σημειώθηκε ίση με $(0.05\text{m}/17\text{m}) \cdot 100\% = 0.29\%$ και για τους δύο τοίχους. Η τιμή αυτή, είναι μικρότερη από 1.5% όποτε με βάση τον Πίνακα 2.4 από PIANC (2001) η τελική βλάβη του κρηπιδότοιχου κατατάσσεται στο Επίπεδο Ι.

Οι χρονοϊστορίες επιτάχυνσης για το ενισχυμένο με ελκυστήρες προσομοίωμα συνοψίζονται στην Εικόνα 5.101. Παρόλο που τα δύο διαγράμματα διαφέρουν μεταξύ τους οι τιμές των μετατοπίσεων και για τις δύο περιπτώσεις είναι μηδενικές. Συνεπώς, για μικρές διεγέρσεις σε ξηρές συνθήκες όπως αυτή που χρησιμοποιήθηκε στη συγκεκριμένη ανάλυση η εφαρμογή ελκυστήρων στους δύο κρηπιδότοιχους επιφέρει σημαντικά αποτελέσματα στη διατήρηση της ευστάθειας τους.



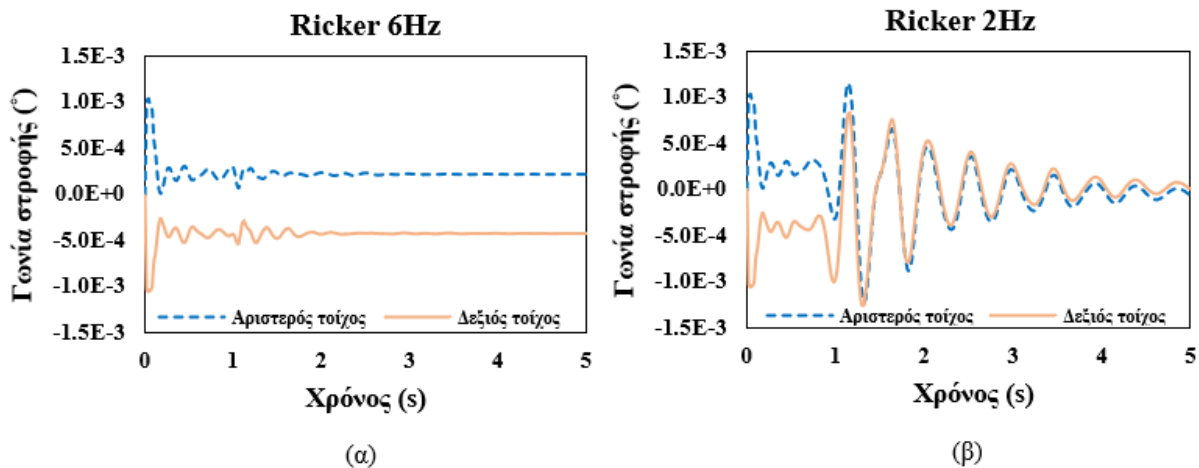
Εικόνα 5.101: Χρονοϊστορίες μετατόπισης $1^{ου}$ προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Η κλίση προς την θάλασσα των δύο κρηπιδότοιχων προσδιορίστηκε με σκοπό να γίνει κατάταξη της βλάβης σε ένα από τα προτεινόμενα επίπεδα. Στην Εικόνα 5.102 βρίσκονται οι χρονοϊστορίες της γωνίας στροφής των δύο κρηπιδότοιχων για παλμούς Ricker 6Hz (α) και 2Hz (β). Η γωνία κλίσης για κάθε χρονική στιγμή υπολογίστηκε τριγωνομετρικά όπως φαίνεται στην Εικόνα 5.12 χρησιμοποιώντας τις τιμές της μετατόπισης των δύο κρηπιδότοιχων Δx (ΓΔ) και Δx (ΕΖ). Μεταξύ των διαγραμμάτων α και β παρατηρούνται διαφορές στα πρώτα δευτερόλεπτα. Οι δύο τοίχοι, όπως διαπιστώθηκε και προηγουμένως, κινούνται συμμετρικά προς αντίθετες όμως κατευθύνσεις, καθένας προς την εξωτερική του πλευρά. Η γωνία κλίσης των δύο κρηπιδότοιχων ισούται με $0.1^\circ (< 3^\circ)$ άρα η βλάβη που δημιουργήθηκε στους κρηπιδότοιχους ως προς την παραμένουσα κλίση τους προς την θάλασσα ανήκει στο Επίπεδο Ι του Πίνακα 2.4 κατά PIANC 2001.



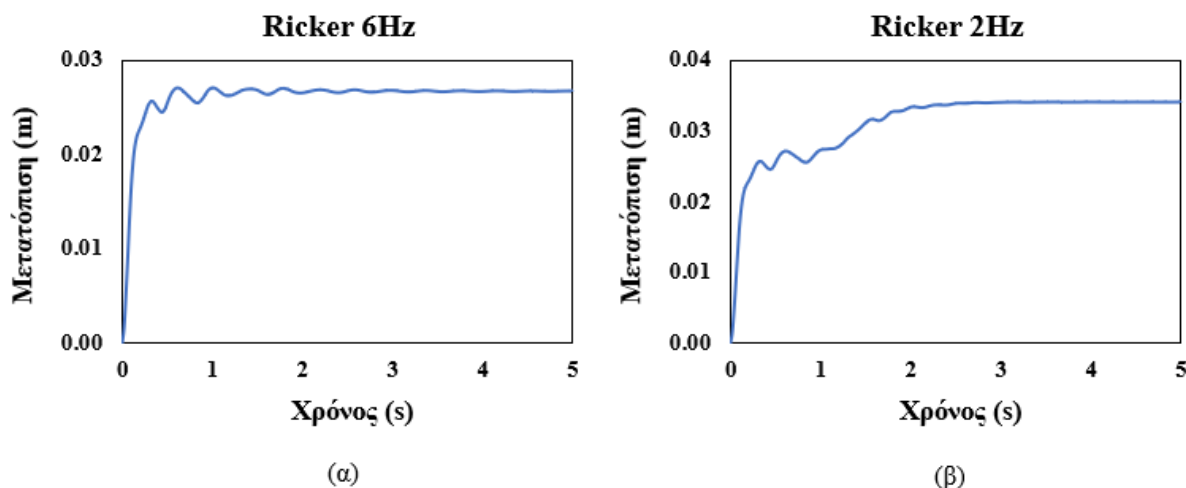
Εικόνα 5.102: Χρονοϊστορίες στροφής 1^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Στην Εικόνα 5.103 φαίνονται τα διαγράμματα της χρονοϊστορίας στροφής των δύο κρηπιδότοιχων με την εφαρμογή ελκυστήρων τα οποία επιβεβαιώνουν για άλλη μια φορά ότι η παραμόρφωση του υπό μελέτη συστήματος είναι σχεδόν μηδενική.



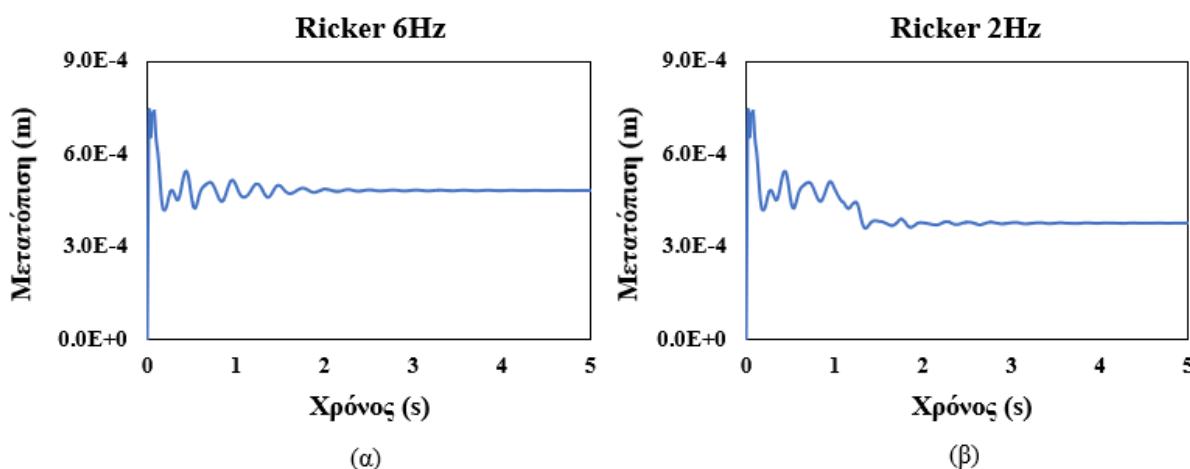
Εικόνα 5.103: Χρονοϊστορίες στροφή 1^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Στην Εικόνα 5.104 σχεδιάστηκαν τα διαγράμματα χρονοϊστορίας της απομάκρυνσης των δύο κρηπιδότοιχων. Η κατασκευή τους πραγματοποιήθηκε προσθέτοντας κατ' απόλυτη τιμή τις μετατοπίσεις του κάθε τοίχου ώστε να βρεθεί η τιμή της απομάκρυνσης τους. Τα δύο διαγράμματα όπως και τα προηγούμενα παρουσιάζουν κάποιες διαφορές στα πρώτα δευτερόλεπτα αλλά οι τιμές τους είναι κατά μέσο όρο οι ίδιες.



Εικόνα 5.104: Χρονοϊστορίες απομάκρυνσης μεταξύ των κρηπιδότοιχων 1^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Τέλος, στην Εικόνα 5.105 βρίσκονται τα διαγράμματα της χρονοϊστορίας απομάκρυνσης των δύο κρηπιδότοιχων μετά την ενίσχυση τους με ελκυστήρες. Όπως είναι αναμενόμενο σύμφωνα με τα προηγούμενα αποτελέσματα οι τιμές της απομάκρυνσης των δύο τοίχων είναι σχεδόν μηδενικές. Συμπερασματικά, η ενίσχυση του συστήματος με ελκυστήρες αποδίδει θετικά αποτελέσματα ως προς την διατήρηση της θέσης των δύο κρηπιδότοιχων.



Εικόνα 5.105: Χρονοϊστορίες απομάκρυνσης μεταξύ των κρηπιδότοιχων 1^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

2^η περίπτωση: $\varphi_\theta=10^\circ$, $\varphi_\alpha=30^\circ$ & $k_h=0.36g$

➤ Γεωμετρία - μηχανικά χαρακτηριστικά - συνοριακές συνθήκες

Η γεωμετρία του προσομοιώματος παραμένει η ίδια όπως ορίστηκε εξ αρχής. Οι παράμετροι που τροποποιήθηκαν στην συγκεκριμένη περίπτωση ήταν ο συντελεστής οριζόντιας επιτάχυνσης ο οποίος ορίστηκε ίσος με $0.36g$ και η γωνία τριβής του εδάφους θεμελίωσης η οποία μειώθηκε στις 10° . Όπως και στην πρώτη περίπτωση οι αναλύσεις αρχικά πραγματοποιήθηκαν χωρίς κάποια μέθοδο ενίσχυσης (βλ. Εικόνα 5.36) της κατασκευής και

στη συνέχεια έγινε εφαρμογή ελκυστήρων συνδέοντας τους δύο κρηπιδότοιχους μεταξύ τους (βλ. *Εικόνα 5.37*). Στη βάση της θεμελίωσης ασκήθηκαν διεγέρσεις με παλμό Ricker 6Hz και 2Hz κατά σειρά. Στον *Πίνακα 5.13* παρουσιάζονται τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά που χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση των υλικών ως εδαφικά στοιχεία. Σημειώνεται ότι τα μηχανικά χαρακτηριστικά των ελκυστήρων είναι όμοια με αυτά που ορίζονται στον *Πίνακα 5.2*.

Υλικό	Προσομοίωμα	Ύψος (m)	Πλάτος (m)	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	E (kPa)	ν	ϕ (°)	c (kPa)	V_s (m/s)
Κρηπιδότοιχος	Linear elastic	17.00	8.00	22.55	22.55	$2.90 \cdot 10^8$	0.15	-	-	7400
Έδαφος αντιστήριξης	Mohr - Coulomb	17.00	170.00	17.00	19.00	$4.12 \cdot 10^5$	0.30	30	0.1	300
Έδαφος θεμελίωσης	Mohr - Coulomb	8.00	356.00	18.00	18.00	$4.88 \cdot 10^4$	0.33	10	0.1	300

Πίνακας 5.13: Γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στοιχείων 2^ο προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων ($L/H=10$, $V_s=300\text{m/s}$).

➤ Απόσβεση υλικών

Η απόσβεση των υλικών παραμένει η ίδια με την 1^η περίπτωση και ίση με $\xi=5\%$. Δεδομένου ότι οι ταχύτητες των εγκάρσιων κυμάτων των εδαφικών υλικών δεν μεταβλήθηκαν μεταξύ των δύο περιπτώσεων, οι αριθμοί Rayleigh ορίστηκαν και πάλι ίσοι $\alpha=1.1$ και $b=0.00217$ τόσο για το έδαφος θεμελίωσης όσο και για το έδαφος αντιστήριξης.

➤ Αρχικές τάσεις

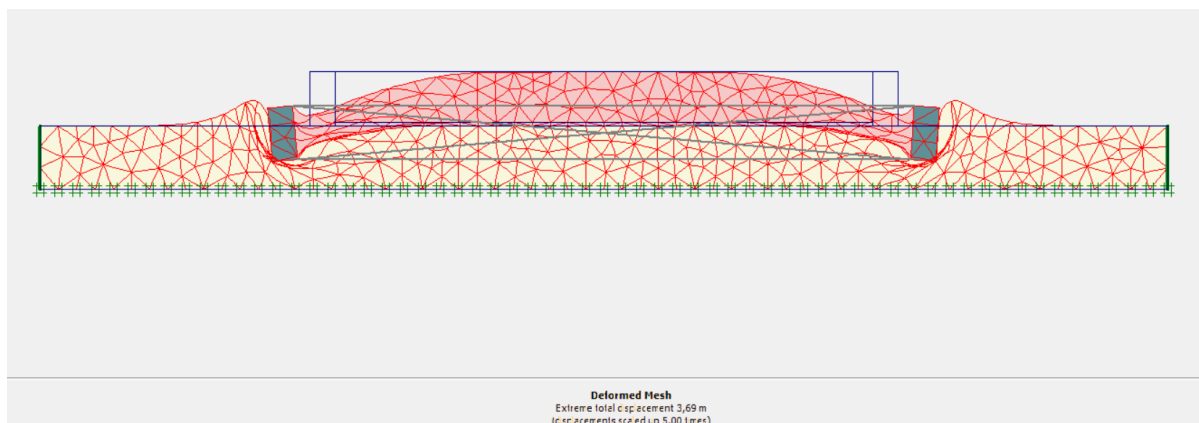
Ο ορισμός του συντελεστή k_0 στην καρτέλα initial stresses έγινε σύμφωνα με τη σχέση 4.3. Για το έδαφος αντιστήριξης με $\phi_a=30^\circ$ το k_0 υπολογίστηκε ίσο με 0.500 και το k_0 για το έδαφος θεμελίωσης με $\phi_\theta=10^\circ$ υπολογίστηκε ίσο με 0.826.

➤ Υπολογισμοί

Οι υπολογισμοί έγιναν με δυναμικές αναλύσεις για πέντε σημεία μετατοπίσεων τα οποία φαίνονται στην *Εικόνα 5.5*. Η διαδικασία υπολογισμού έγινε πρώτα για το απλό προσομοίωμα και στη συνέχεια για το ενισχυμένο με ελκυστήρες. Για την εισαγωγή της διέγερσης χρησιμοποιήθηκαν παλμοί Ricker 6Hz και 2Hz.

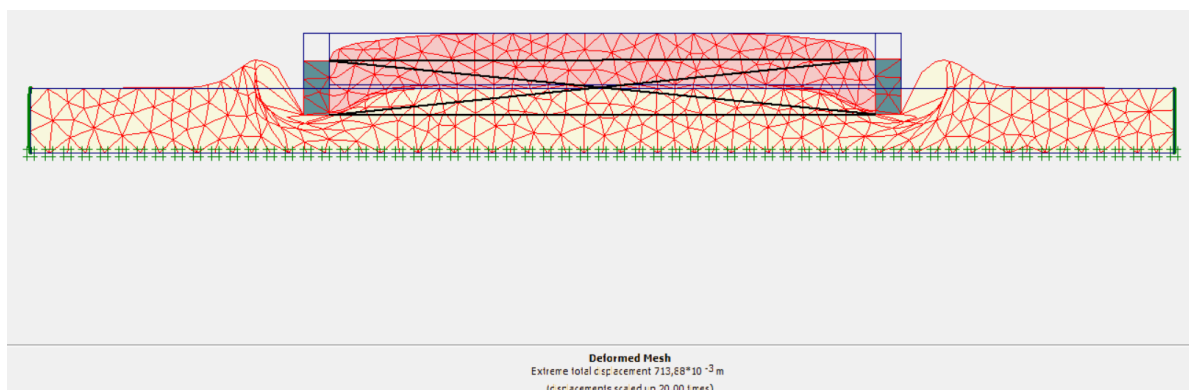
➤ Εξαγωγή αποτελεσμάτων – παραμόρφωση πλέγματος

Όπως προέκυψε και από τη γεωμετρία με $L/H=3$ αυτοί οι δύο κρηπιδότοιχοι στρίβουν προς την εξωτερική τους πλευρά. Στην *Εικόνα 5.106* φαίνεται η παραμόρφωση του πλέγματος του προσομοιώματος χωρίς ελκυστήρες στο τελευταίο βήμα των υπολογισμών.



Εικόνα 5.106: Παραμόρφωση πλέγματος 2^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων $-L/H=10$, $V_s=300\text{m/s}$ (μεγεθυμένο κατά 5 φορές).

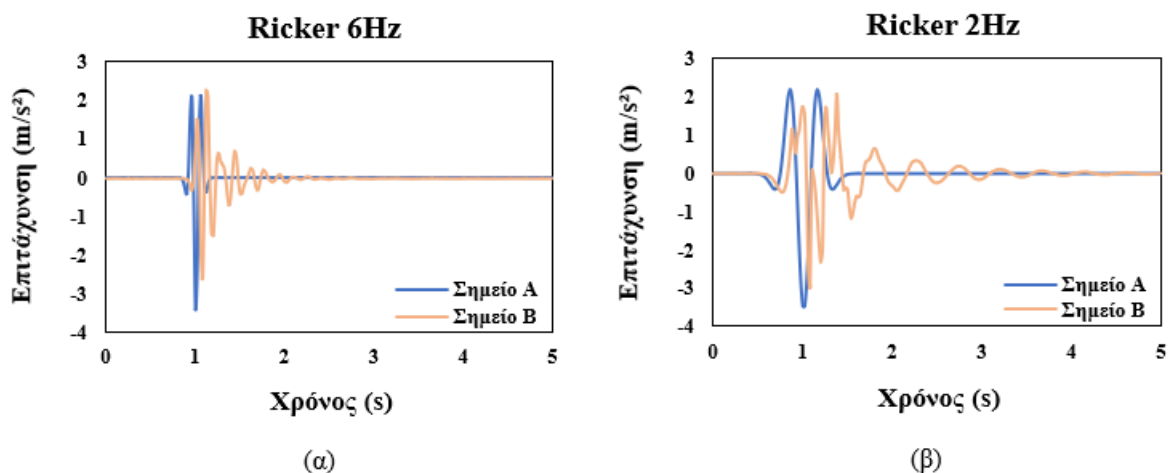
Στην Εικόνα 5.107, η οποία περιλαμβάνει την παραμόρφωση πλέγματος στο προσομοίωμα με τους ελκυστήρες, οι δύο κρηπιδότοιχοι όπως και στην 1^η περίπτωση φαίνεται να έχουν μηδενική στροφή μετά την τοποθέτηση των ελκυστήρων. Συνεπώς, παρά την δημιουργία συνθηκών ρευστοποίησης και την αύξηση της επιτάχυνσης των σεισμικών κυμάτων η χρήση ελκυστήρων διατηρεί και πάλι την ευστάθεια κάθε τοίχου μειώνοντας τις παραμορφώσεις στο ελάχιστο.



Εικόνα 5.107: Παραμόρφωση πλέγματος 2^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων $-L/H=10$, $V_s=300\text{m/s}$ (μεγεθυμένο κατά 20 φορές).

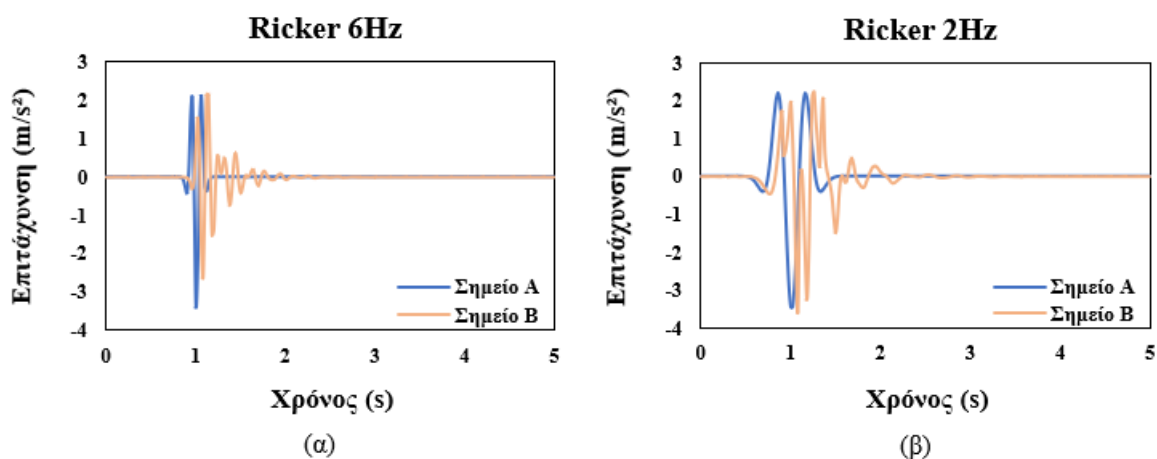
➤ Διαγράμματα

Η Εικόνα 5.108 περιλαμβάνει τα διαγράμματα με τις χρονοϊστορίες της επιτάχυνσης που προέκυψαν με διεγέρσεις παλμών Ricker 6 Hz και 2 Hz. Η μορφή των διαγραμμάτων είναι παρόμοια με αυτή της γεωμετρία $L/H=3$.



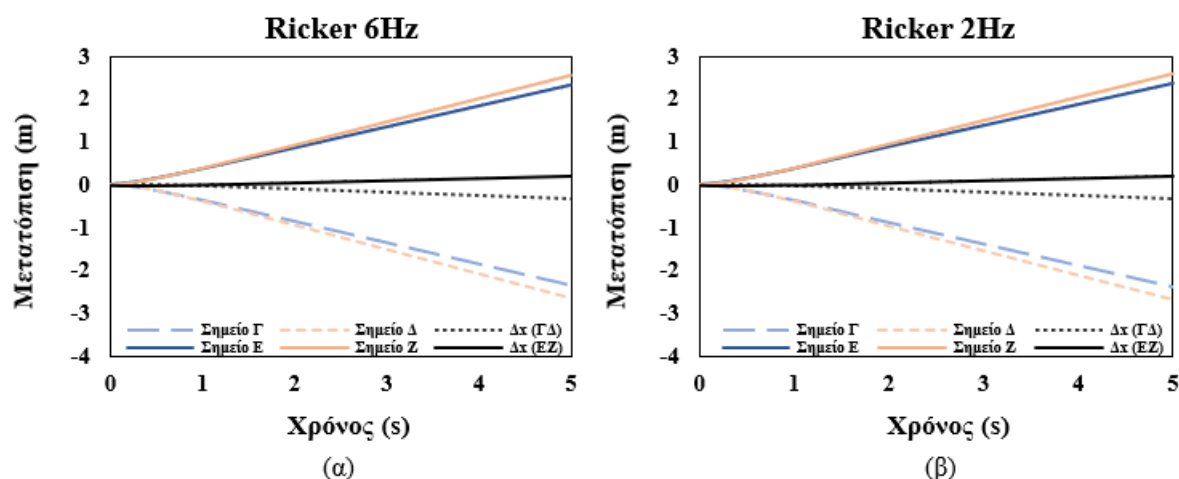
Εικόνα 5.108: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης 2^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Τα διαγράμματα με τις χρονοϊστορίες της επιτάχυνσης που προέκυψαν από την ανάλυση του ενισχυμένου με ελκυστήρες προσομοιώματος βρίσκονται στην *Εικόνα 5.109*. Συγκριτικά με την *Εικόνα 5.108* δεν εντοπίζονται ιδιαίτερες διαφορές μεταξύ των διαγραμμάτων. Σημειώνεται όμως ότι οι μέγιστες τιμές των επιταχύνσεων του σημείου B στην περίπτωση της ενίσχυσης με ελκυστήρες είναι ελάχιστα μικρότερες από τις αντίστοιχες του απλού συστήματος πιθανώς λόγω των αλλαγών που προκάλεσαν οι ελκυστήρες στη γεωμετρία. Συνεπώς, η τοποθέτηση των ελκυστήρων επηρεάζει ελάχιστα την διέλευση των σεισμικών κυμάτων δια μέσου των εδαφικών στρωμάτων.



Εικόνα 5.109: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης 2^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Ο έλεγχος των μετατοπίσεων που υπέστησαν οι δύο κρηπιδότοιχοι πραγματοποιήθηκε με την βοήθεια των διαγραμμάτων της *Εικόνας 5.110* η οποία περιλαμβάνει τις χρονοϊστορίες μετατόπισης των σημείων Γ, Δ, Ε, Ζ καθώς και της διαφοράς της μετατόπισης των σημείων Γ Δ και Ε Ζ.

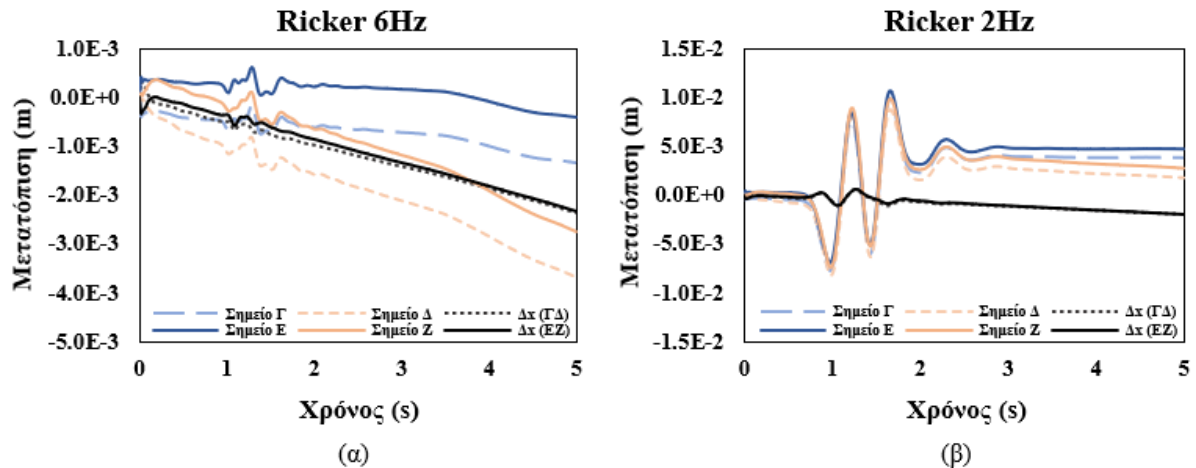


Εικόνα 5.110: Χρονοϊστορίες μετατόπισης 2^{ov} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=300m/s$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Μεταξύ των διαγραμμάτων (α) και (β) της Εικόνας 5.110 δεν εντοπίζονται αποκλίσεις. Ως αποτέλεσμα, οι διαφορές που συζητήθηκαν ανάμεσα στους δύο παλμούς Ricker 6Hz και 2Hz, όσον αφορά τις χρονοϊστορίες επιτάχυνσης, δεν επηρεάζουν τη συμπεριφορά των δύο κρηπιδότοιχων ως προς τη μετατόπιση τους κατά την οριζόντια διεύθυνση.

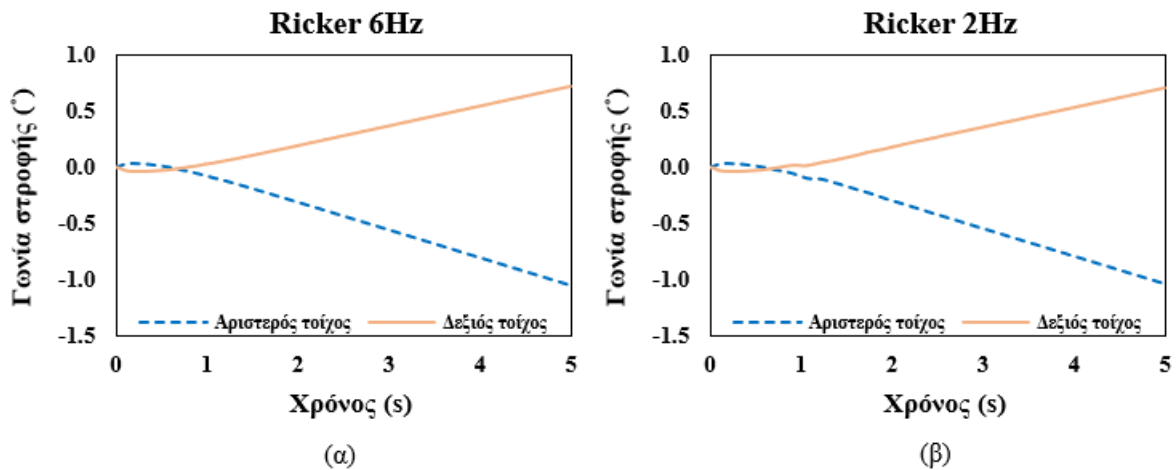
Ο καθορισμός του επιπέδου βλάβης που υπέστη κάθε κρηπιδότοιχος προσδιορίστηκε από τη μέγιστη τιμή της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης σύμφωνα με τις τιμές του Πίνακα 2.4 από PIANC (2001). Η μέγιστη τιμή της μετατόπισης των σημείων Δ και Ζ, που αντιστοιχούν στις κορυφές του αριστερού και δεξιού τοίχου, είναι 2.6m. Με βάση αυτή την τιμή υπολογίστηκε η κανονικοποιημένη οριζόντια μετατόπιση ίση με $(2.6m/17m) \cdot 100\% = 15.29\%$. Ως αποτέλεσμα, η τελική βλάβη των κρηπιδότοιχων με βάση τον Πίνακα 2.4 κατατάσσεται στο Επίπεδο IV ($>10\%$).

Στη συνέχεια, η Εικόνα 5.111 περιλαμβάνει τις χρονοϊστορίες επιτάχυνσης για το ενισχυμένο με ελκυστήρες προσομοίωμα. Παρά τη διαφορετική μορφή των διαγραμμάτων α και β οι μετατοπίσεις με τη χρήση των ελκυστήρων είναι μηδενικές και σε αυτή την περίπτωση μετά την τοποθέτηση των ελκυστήρων. Συνεπώς, για μεγάλες διεγέρσεις και συνθήκες ρευστοποίησης του εδάφους θεμελίωσης, η ενίσχυση των κρηπιδότοιχων με ελκυστήρες συνεισφέρει καθοριστικά στη διατήρηση της ευστάθειας τους.



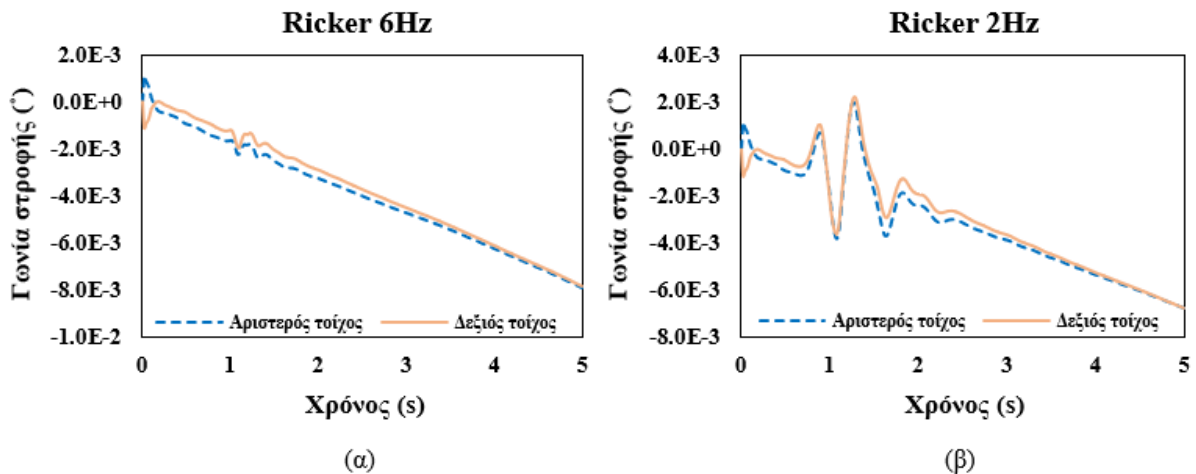
Εικόνα 5.111: Χρονοϊστορίες μετατόπισης 2^{οο} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Η Εικόνα 5.112 περιλαμβάνει τις χρονοϊστορίες της γωνίας κλίσης των δύο κρηπιδότοιχων για παλμούς Ricker 6Hz (α) και 2Hz (β). Ανάμεσα στα δύο διαγράμματα α και β της Εικόνας 5.112 δεν εντοπίζονται αποκλίσεις, ενώ παράλληλα, οι δύο τοίχοι φαίνεται να κινούνται σχεδόν συμμετρικά προς αντίθετες όμως κατευθύνσεις στρεφόμενοι προς την εξωτερική τους πλευρά. Η γωνία κλίσης σύμφωνα με τα παρακάτω διαγράμματα είναι περίπου 1.0° ($< 3^\circ$) για τον αριστερό τοίχο και 0.7° ($< 3^\circ$) για τον δεξιό. Συνεπώς, τελική βλάβη των δύο κρηπιδότοιχων κατατάσσεται στη Επίπεδο Ι του Πίνακα 2.4 κατά PIANC 2001.



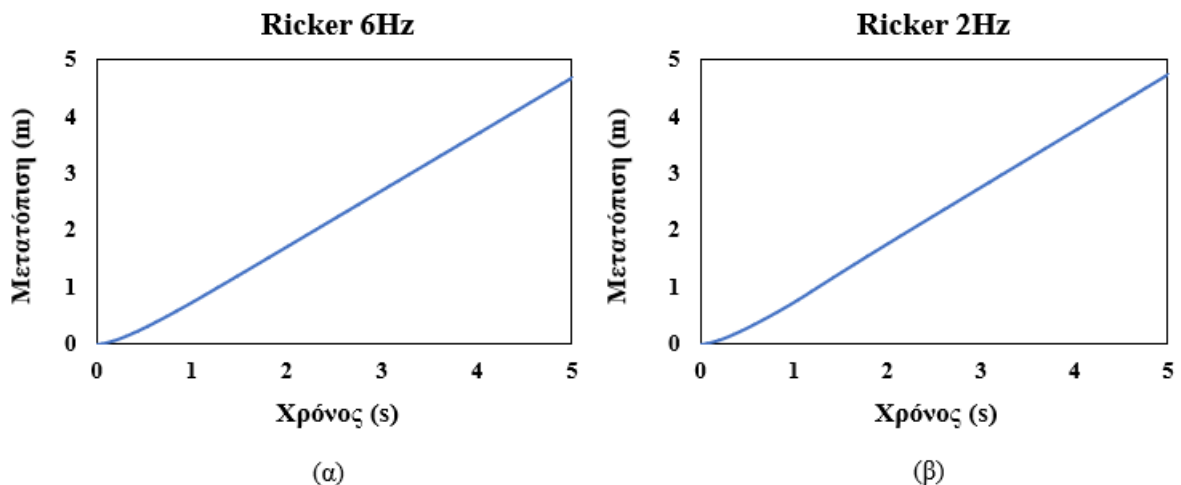
Εικόνα 5.112: Χρονοϊστορίες στροφής 2^{οο} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Για το προσομοίωμα με ελκυστήρες τα διαγράμματα της χρονοϊστορίας στροφής των δύο κρηπιδότοιχων φαίνονται στην Εικόνα 5.113 και επιβεβαιώνουν ότι η παραμόρφωση του προσομοιώματος είναι σχεδόν μηδενική μετά την ενίσχυση των δύο κρηπιδότοιχων.



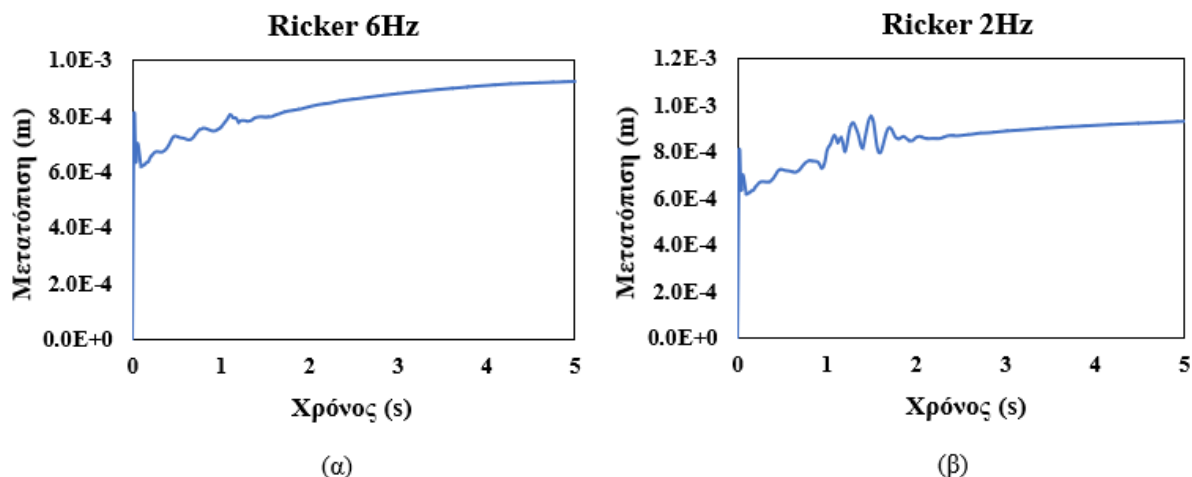
Εικόνα 5.113: Χρονοϊστορίες στροφή 2^ο προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=300m/s$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Οι χρονοϊστορίες απομάκρυνσης των δύο τοίχων φαίνονται στην *Εικόνα 5.114*. Τα δύο διαγράμματα δεν παρουσιάζουν διαφορές. Συνεπώς, οι διαφορετικοί παλμοί Ricker που χρησιμοποιήθηκαν δεν οδηγούν σημαντικές διαφορές στις τελικές τιμές καθώς και στις δύο περιπτώσεις η μέγιστη απομάκρυνση των δύο τοίχων είναι περίπου 4.5m.



Εικόνα 5.114: Χρονοϊστορίες απομάκρυνσης μεταξύ των κρηπιδότοιχων του 2^ο προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=300m/s$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Τέλος, η *Εικόνα 5.115* περιλαμβάνει τα διαγράμματα της χρονοϊστορίας απομάκρυνσης των δύο κρηπιδότοιχων μετά την ενίσχυση τους με ελκυστήρες. Η απομάκρυνση των τοίχων είναι σχεδόν μηδενική και συνεπώς, η ενίσχυση του συστήματος με ελκυστήρες λειτουργεί αποτελεσματικά όχι μόνο για μικρές διεγέρσεις αλλά και για μεγαλύτερες όπως αυτή της συγκεκριμένης περίπτωσης.



Εικόνα 5.115: Χρονοϊστορίες απομάκρυνσης μεταξύ των κρηπιδότοιχων του 2^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

3^η περίπτωση: $\varphi_\theta=10^\circ$, $\varphi_\alpha=10^\circ$ & $k_h=0.36g$

➤ Γεωμετρία - μηχανικά χαρακτηριστικά - συνοριακές συνθήκες

Η γεωμετρία και οι συνοριακές συνθήκες του προσομοιώματος παραμένουν οι ίδιες με τις αρχικές (βλ. *Εικόνες 5.36 & 5.37*). Το 3^ο προσομοίωμα, όπως και στην περίπτωση της γεωμετρίας με λόγο μήκους προς ύψος $L/H=3$, αποτελεί την δυσμενέστερη περίπτωση καθώς θεωρητικά η ρευστοποίηση εκτείνεται και στο αντιστηριζόμενο έδαφος. Οι παράμετροι που τροποποιήθηκαν σε αυτή την περίπτωση είναι ο συντελεστής επιτάχυνσης των σεισμικών κυμάτων όπως και στη 2^η περίπτωση ο οποίος ορίστηκε ίσος με 0.36g, καθώς και οι γωνίες τριβής του εδάφους θεμελίωσης και αντιστήριξης που ορίστηκαν ίσες με 10° (βλ. *Κεφάλαιο 2*).

Ο *Πίνακας 5.14* περιέχει τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά που χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση των υλικών ως εδαφικά στοιχεία. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των ελκυστήρων παραμένουν ίδια όπως αυτά παρουσιάστηκαν στον *Πίνακα 5.2*.

Υλικό	Προσομοίωμα	Ύψος (m)	Πλάτος (m)	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	E (kPa)	ν	φ (°)	c (kPa)	V_s (m/s)
Κρηπιδότοιχος	Linear elastic	17.00	8.00	22.55	22.55	$2.90 \cdot 10^8$	0.15	-	-	7400
Έδαφος αντιστήριξης	Mohr - Coulomb	17.00	170.00	17.00	19.00	$4.12 \cdot 10^5$	0.30	10	0.1	300
Έδαφος θεμελίωσης	Mohr - Coulomb	8.00	356.00	18.00	18.00	$4.88 \cdot 10^4$	0.33	10	0.1	100

Πίνακας 5.14: Γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στοιχείων 3^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων ($L/H=10$, $V_s=300\text{m/s}$).

➤ Απόσβεση υλικών

Η απόσβεση των υλικών ισούται με $\xi=5\%$ όπως και στις δύο προηγούμενες περιπτώσεις. Οι αριθμοί Rayleigh προσδιορίστηκαν ίσοι με $\alpha=1.1$ και $b=0.00217$.

➤ Αρχικές τάσεις

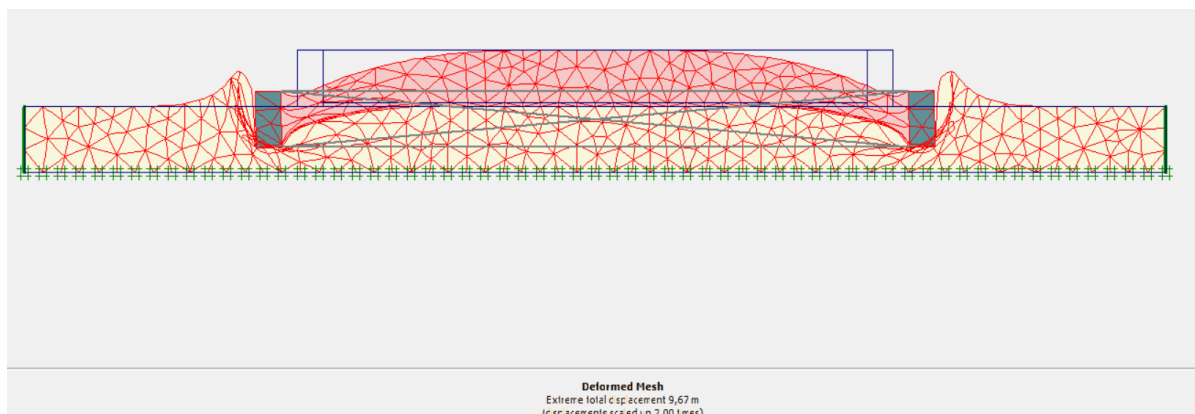
Ο ορισμός του συντελεστή k_0 στην καρτέλα initial stresses έγινε σύμφωνα με τη σχέση 4.3. Το k_0 για το έδαφος αντιστήριξης και τη θεμελίωση με $\varphi_\alpha = \varphi_\theta = 10^\circ$ υπολογίστηκε ίσο με 0.826.

➤ Υπολογισμοί

Στο στάδιο των υπολογισμών χρησιμοποιήθηκε μίας φάση (phase) δυναμικής ανάλυσης με 250 βήματα και επιλέχθηκαν πέντε σημεία για τον υπολογισμό μετατοπίσεων τα οποία φαίνονται στην *Εικόνα 5.5*. Η διαδικασία αυτή πραγματοποιήθηκε πρώτα για το απλό προσομοίωμα και στη συνέχεια για το ενισχυμένο με ελκυστήρες. Για την διέγερση στη βάση του συστήματος επιλέχθηκαν όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις παλμοί Ricker 6Hz και 2Hz.

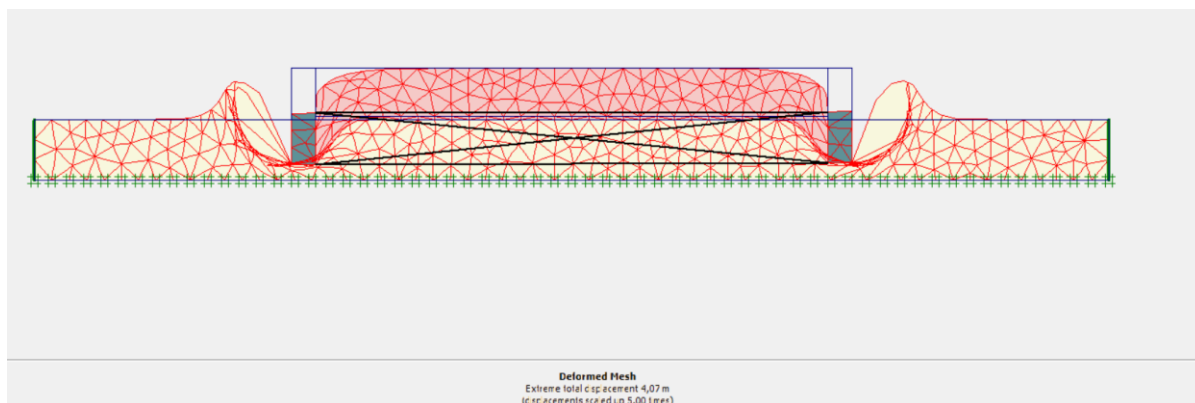
➤ Εξαγωγή αποτελεσμάτων – παραμόρφωση πλέγματος

Η παραμόρφωση πλέγματος για το τελευταίο βήμα των υπολογισμών φαίνεται στην *Εικόνα 5.116*. Η παραμόρφωση των δύο κρηπιδότοιχων είναι ίδια συγκριτικά με τις προηγούμενες. Δηλαδή οι τοίχοι απομακρύνονται και στρίβουν προς την εξωτερική τους πλευρά. Σημειώνεται ότι αυτό δεν συνέβη όταν η θεμελίωση είχε οριστεί με $V_s = 100\text{m/s}$, καθώς είδαμε ότι το έδαφος στην περίπτωση του τόσο μαλακού εδάφους συμπεριφέρονταν σαν ρευστό σε μία τόσο ακραία συνθήκη αντοχής του εδάφους.



Εικόνα 5.116: Παραμόρφωση πλέγματος 3^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων $-L/H=10$, $V_s=300\text{m/s}$ (μεγεθυμένο κατά 2 φορές).

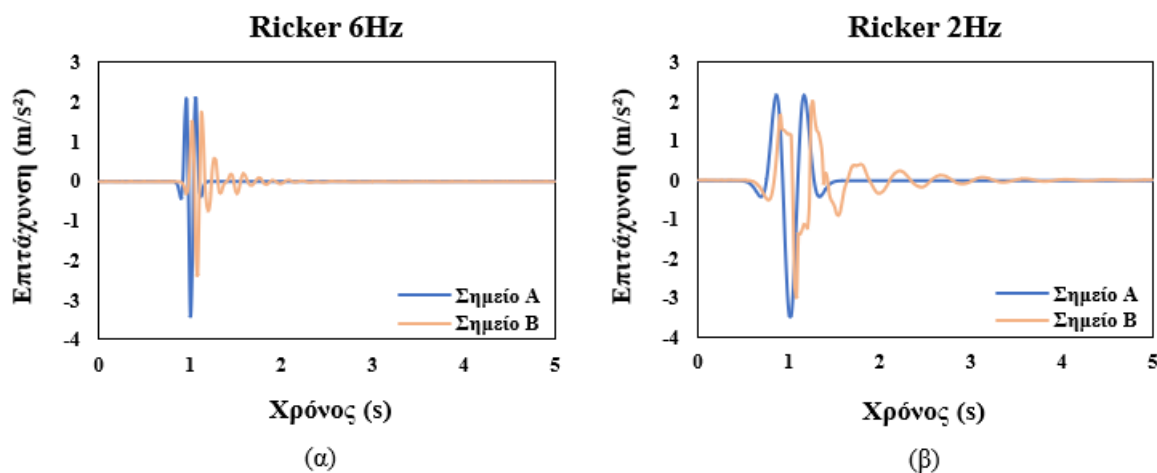
Στη συνέχεια, η *Εικόνα 5.116* περιλαμβάνει την παραμόρφωση πλέγματος στο προσομοίωμα μετά την εφαρμογή των ελκυστήρων. Όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις, οι δύο κρηπιδότοιχοι φαίνεται να έχουν μηδενική στροφή και μετατόπιση μετά την ενίσχυση τους. Η μοναδική παραμόρφωση που παρατηρείται αφορά την καθίζηση ολοκλήρου του συστήματος ως προς τον κατακόρυφο άξονα. Συνεπώς, παρά την δημιουργία συνθηκών εκτεταμένης ρευστοποίησης στα εδαφικά υλικά που περιβάλλουν τους δύο τοίχους αλλά και την αύξηση της επιτάχυνσης των σεισμικών κυμάτων, η χρήση ελκυστήρων διατηρεί και πάλι την ευστάθεια κάθε τοίχου μηδενίζοντας τις παραμορφώσεις ως προς τον οριζόντιο άξονα στο ελάχιστο.



Εικόνα 5.117: Παραμόρφωση πλέγματος 3^{ου} προσομοιώματος λιμενικών κρηπιδότοιχων με εφαρμογή ελκυστήρων - $L/H=10$, $V_s=300\text{m/s}$ (μεγεθυμένο κατά 5 φορές).

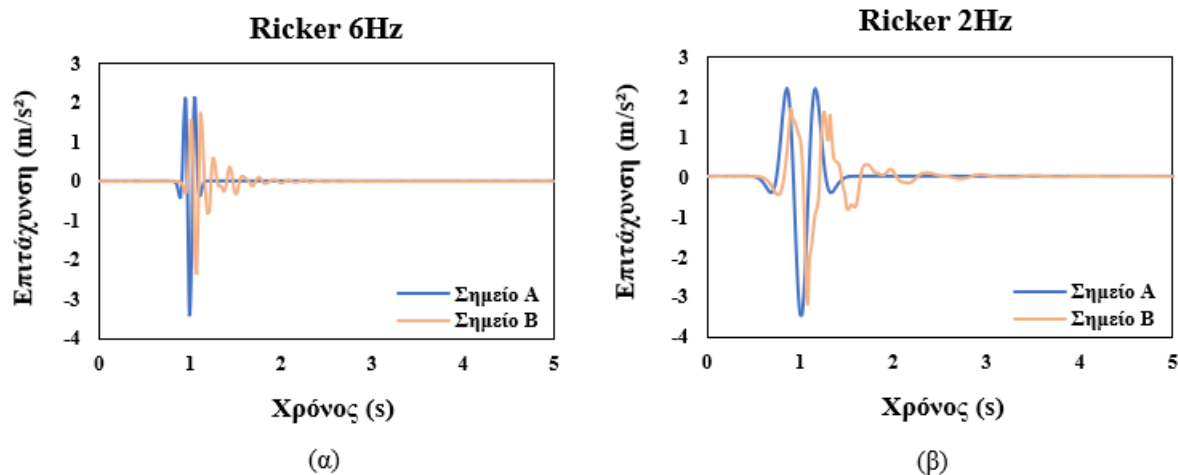
➤ Διαγράμματα

Η Εικόνα 5.118 περιλαμβάνει τα διαγράμματα με τις χρονοϊστορίες της επιτάχυνσης του 3^{ου} προσομοιώματος χωρίς την εφαρμογή ελκυστήρων. Η επιτάχυνση στο σημείο B, το οποίο βρίσκεται στη διεπιφάνεια της εδαφικής στρώσης της θεμελίωσης με το αντιστηριζόμενο έδαφος, έχει μειωθεί σε σχέση με τις αντίστοιχες τιμές της αρχικής διέγερσης στη βάση του προσομοιώματος, γεγονός το οποίο οφείλεται στη μείωση της διατμητικής αντοχής της θεμελίωσης. Η περίοδος της διέγερσης όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις είναι μεγαλύτερη στο διάγραμμα (β) για τον παλμό Ricker 2Hz.



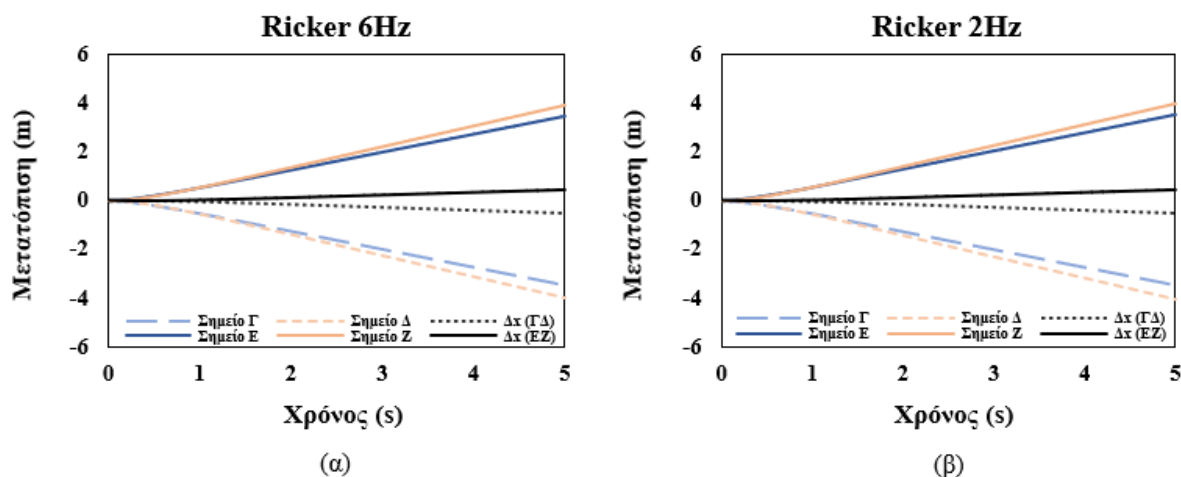
Εικόνα 5.118: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης 3^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων, (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Ακολουθούν τα διαγράμματα χρονοϊστορίας της επιτάχυνσης που προέκυψαν από την ανάλυση του ενισχυμένου με ελκυστήρες προσομοιώματος (βλ. Εικόνα 5.119). Τα διαγράμματα αυτά, δεν παρουσιάζουν μεγάλες αποκλίσεις με τα αντίστοιχα διαγράμματα της Εικόνας 5.118.



Εικόνα 5.119: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης 3^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Για τον έλεγχο των μετατοπίσεων που υπέστησαν οι δύο κρηπιδότοιχοι δημιουργήθηκαν οι χρονοϊστορίες μετατόπισης των σημείων Γ, Δ, Ε, Ζ καθώς και οι χρονοϊστορίες μετατόπισης των δύο τοίχων ως προς τον οριζόντιο άξονα (βλ. Εικόνα 5.120). Τα διαγράμματα της Εικόνας 5.120 δεν έχουν μεγάλες διαφορές. Συνεπώς, οι αποκλίσεις που δημιουργήθηκαν από την χρήση των δύο παλμών Ricker ως προς τις χρονοϊστορίες της επιτάχυνσης δεν επηρεάζουν την οριζόντια μετατόπιση των δύο τοίχων.

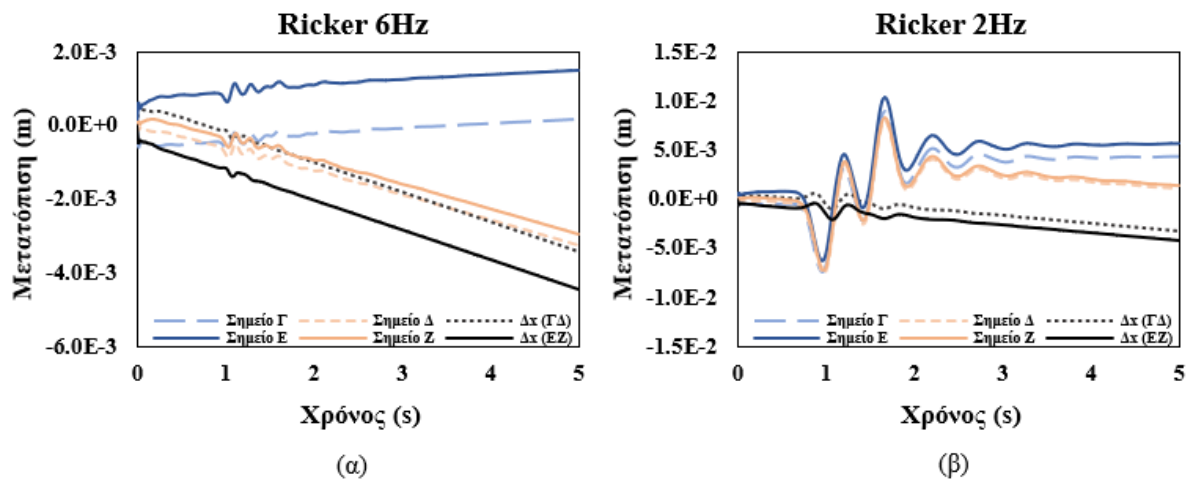


Εικόνα 5.120: Χρονοϊστορίες μετατόπισης 3^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Ο προσδιορισμός του επιπέδου βλάβης που υπέστησαν οι δύο κρηπιδότοιχοι έγινε με τη χρήση της μέγιστης τιμής της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης η οποία συγκρίθηκε με τις τιμές του Πίνακα 2.4 από PIANC (2001). Για τα σημεία Δ και Ζ, οι μέγιστες τιμές της μετατόπισης είναι 4.02m και 3.93m αντίστοιχα. Για τον αριστερό τοίχο (σημείο Δ) η τιμή της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης προσδιορίστηκε ίση με $(4.02\text{m}/17\text{m}) \cdot 100\% = 26.6\%$, συνεπώς, η τελική βλάβη στον κρηπιδότοιχο με βάση τον Πίνακα 2.4 κατατάσσεται στο Επίπεδο IV ($>10\%$). Ομοίως, για τον δεξιό τοίχο (σημείο Ζ), η ίδια παράμετρος

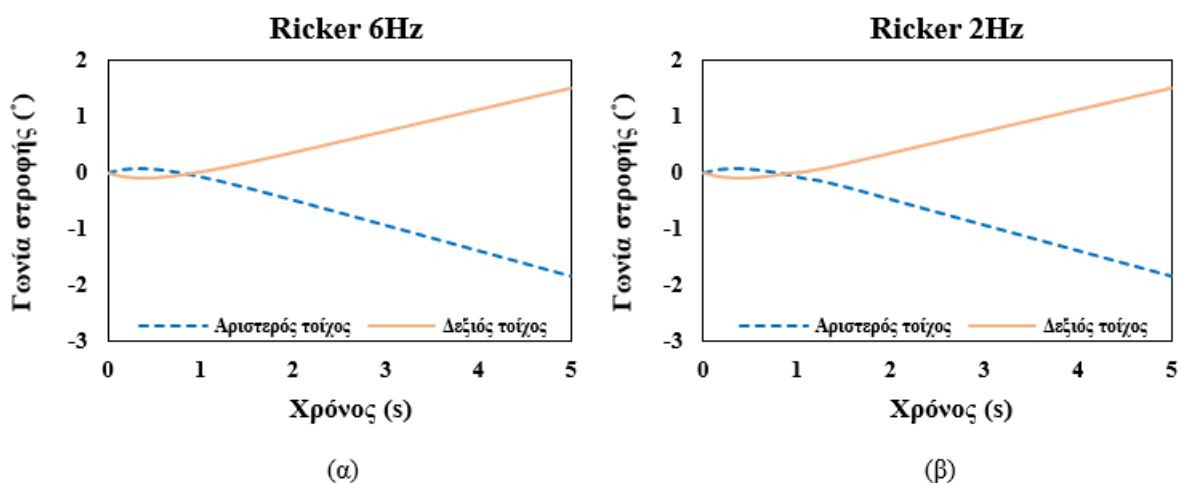
υπολογίστηκε ίση με $(3.93\text{m}/17\text{m}) \cdot 100\% = 23.1\%$ άρα και ο δεύτερος κρηπιδότοιχος υπέστη βλάβη Επιπέδου IV.

Στη συνέχεια, στην *Εικόνα 5.121* περιλαμβάνονται οι χρονοϊστορίες μετατόπισης για το ενισχυμένο με ελκυστήρες προσομοίωμα. Τα διαγράμματα α και β διαφέρουν μεταξύ τους, όμως οι μετατοπίσεις με τη χρήση των ελκυστήρων είναι μηδενικές και στις δύο περιπτώσεις. Συνεπώς, η τοποθέτηση των ελκυστήρων μηδενίζει τις παραμορφώσεις ως προς την οριζόντια διεύθυνση.



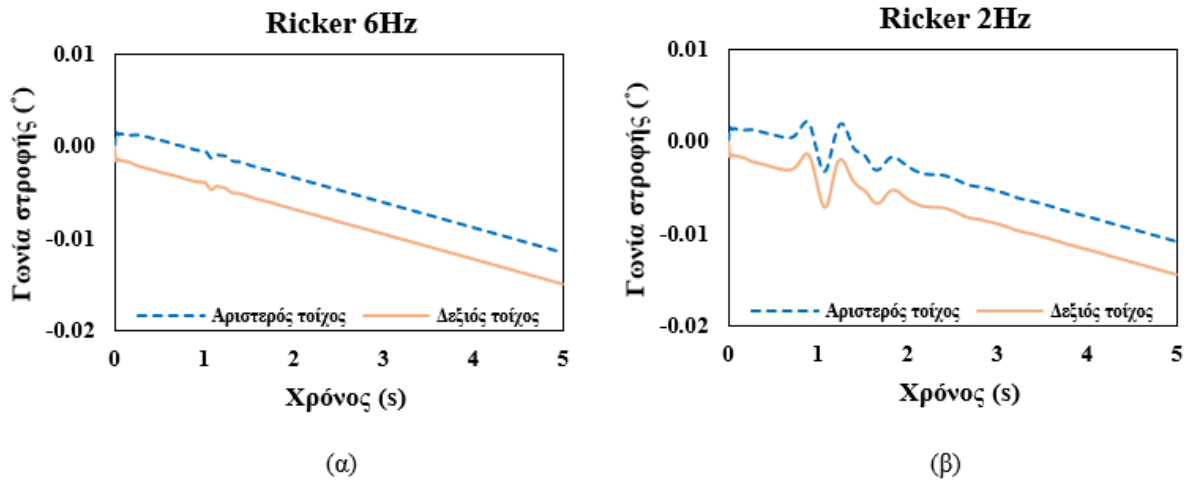
Εικόνα 5.121: Χρονοϊστορίες μετατόπισης 3^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Η *Εικόνα 5.122* περιέχει τις χρονοϊστορίες της γωνίας στροφής των δύο κρηπιδότοιχων για παλμούς Ricker 6Hz (α) και 2Hz (β). Ανάμεσα στα δύο διαγράμματα δεν παρατηρούνται σημαντικές διαφορές. Οι δύο κρηπιδότοιχοι στρέφονται προς αντίθετες κατευθύνσεις όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις. Η γωνία κλίσης σύμφωνα με τα παρακάτω διαγράμματα είναι περίπου $1.8^\circ (< 3^\circ)$ για τον αριστερό τοίχο και $1.5^\circ (< 3^\circ)$ για τον δεξιό. Σύμφωνα με τον Πίνακα 2.4 κατά PIANC 2001, η τελική βλάβη των δύο κρηπιδότοιχων κατατάσσεται στο Επίπεδο I.



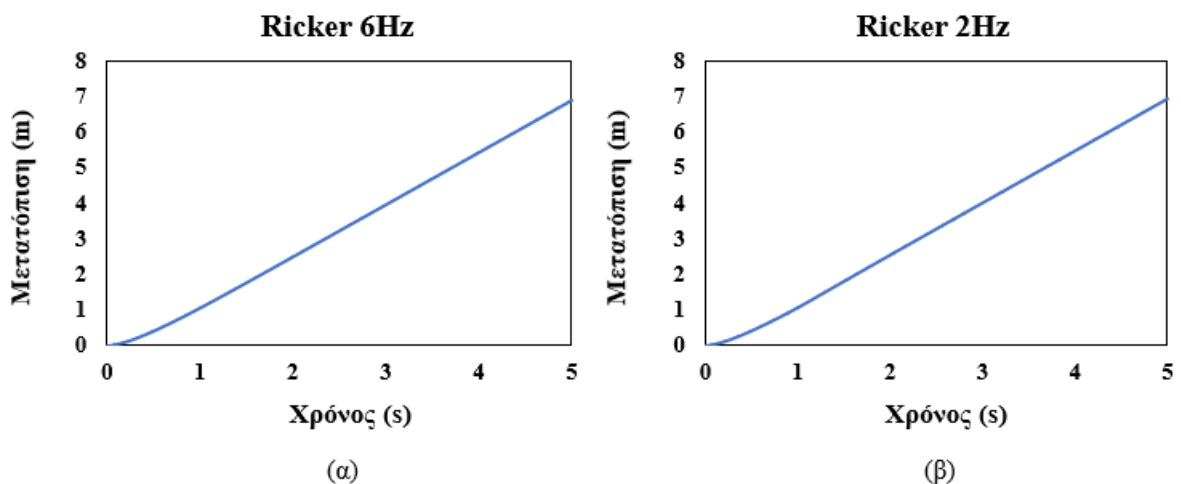
Εικόνα 5.122: Χρονοϊστορίες στροφής 3^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Όσον αφορά το προσομοίωμα με ελκυστήρες, η *Εικόνα 5.113* περιλαμβάνει τα διαγράμματα της χρονοϊστορίας στροφής των δύο κρηπιδότοιχων και επιβεβαιώνει για άλλη μια φορά ότι η παραμόρφωση του υπό μελέτη συστήματος είναι σχεδόν μηδενική μετά την ενίσχυση του.



Εικόνα 5.123: Χρονοϊστορίες στροφής 3^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

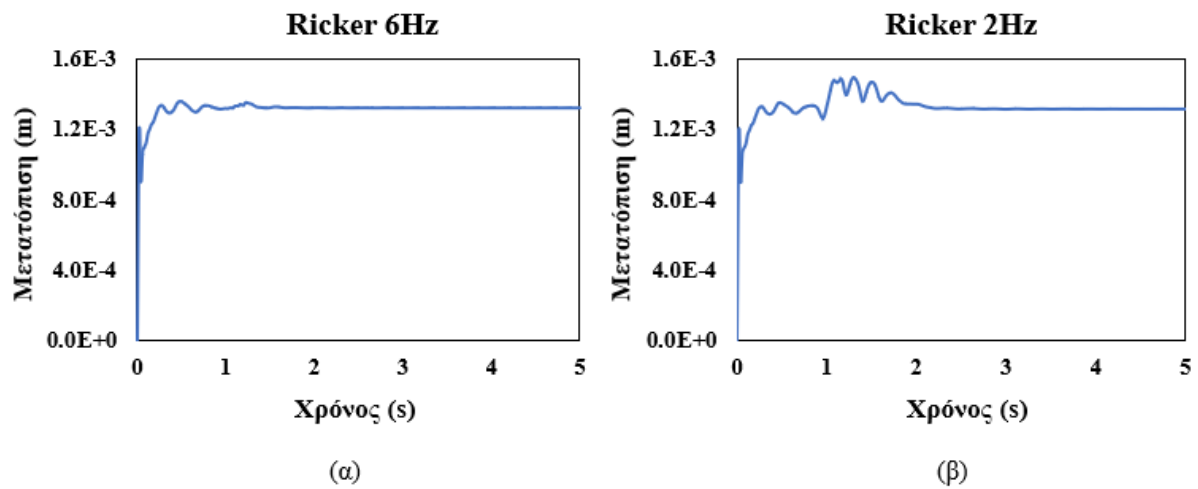
Τέλος, κατασκευάστηκαν τα διαγράμματα χρονοϊστορίας της απομάκρυνσης των δύο κρηπιδότοιχων, τα οποία φαίνονται στην *Εικόνα 5.124*. Σημειώνεται πως η μορφή των δύο διαγραμμάτων παρουσιάζει διαφορές στα πρώτα δευτερόλεπτα της διέγερσης. Ως αποτέλεσμα, οι διαφορετικοί παλμοί Ricker που χρησιμοποιήθηκαν προκαλούν μικρές αποκλίσεις, όμως, οι τελικές τιμές απομάκρυνσης για τα διαγράμματα α και β είναι κατά μέσο όρο ίσες.



Εικόνα 5.124: Χρονοϊστορίες απομάκρυνσης μεταξύ των κρηπιδότοιχων του 3^{ου} προσομοιώματος χωρίς εφαρμογή ελκυστήρων ($L/H=10$, $V_s=300\text{m/s}$), (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

Τα διαγράμματα της χρονοϊστορίας απομάκρυνσης των δύο κρηπιδότοιχων μετά την ενίσχυση τους με ελκυστήρες βρίσκονται στην *Εικόνα 5.125*. Η απομάκρυνση των δύο τοίχων

είναι μηδενική. Άρα, η τοποθέτηση των ελκυστήρων λειτουργεί αποτελεσματικά ακόμη και σε τόσο ακραίες συνθήκες αντοχής του εδάφους.



Εικόνα 5.125: Χρονοϊστορίες απομάκρυνσης μεταξύ των κρηπιδότοιχων του 3^{ου} προσομοιώματος με εφαρμογή ελκυστήρων: (α) για παλμό Ricker 6Hz, (β) για παλμό Ricker 2Hz.

6.1. Συμπεράσματα

Τα κύρια ζητήματα διερεύνησης της παρούσας διπλωματικής αποτέλεσαν αρχικά η σεισμική απόκριση λιμενικών κρηπιδότοιχων έναντι του σεισμού και στη συνέχεια η δοκιμή ενίσχυσης του υπό μελέτη προσομοιώματος με ελκυστήρες. Με το πέρας της εν λόγω έρευνας διεξήχθησαν κάποια γενικά συμπεράσματα ως προς την διαδικασία της διερεύνησης τα οποία παρουσιάζονται στη συνέχεια:

- Η μελέτη της δυναμικής συμπεριφοράς των λιμενικών κρηπιδότοιχων αποτελεί μία πολύπλοκη διαδικασία η οποία πραγματοποιείται στην πράξη ορίζοντας στοχευμένες παραδοχές και απλοποιήσεις με σκοπό την ορθότερη και πιο ρεαλιστικά δυνατή προσέγγιση με βάση τις σύγχρονες μεθόδους ανάλυσης και τις απαιτήσεις του αντισεισμικού κανονισμού.
- Η αλληλεπίδραση του εδάφους θεμελίωσης με την κατασκευή αντιστήριξης που εδράζεται πάνω σε αυτό έχει καθοριστικό ρόλο στη δυναμική της απόκριση κατά τη διάρκεια ενός σεισμού.
- Οι μηχανικές ιδιότητες του κρηπιδότοιχου και του εδάφους θεμελίωσης σε συνδυασμό με τη γεωμετρία της κατασκευής επηρεάζουν την ευκαμψία και κατά συνέπεια τη δυνατότητα παραμόρφωσης του τοίχου.
- Η επιλογή του κατάλληλου κριτηρίου αστοχίας για κάθε υλικό αποτελεί κομβικό σημείο και επηρεάζει σημαντικά τα αποτελέσματα.
- Η ενίσχυση/απομείωση των επιπέδων της επιτάχυνσης της επιβαλλόμενης διέγερσης εξαρτάται από τις εδαφικές ιδιότητες και το επίπεδο της σεισμικής έντασης.
- Οι δυναμικές ωθήσεις που ασκούνται στον τοίχο επηρεάζονται από τις ιδιότητες του αντιστηριζόμενου εδάφους, αλλά και της θεμελίωσης.

Πρώτο βήμα για την έναρξη της συγκεκριμένης μελέτης αποτέλεσαν οι προκαταρκτικές ψευδοστατικές αναλύσεις, σκοπός των οποίων ήταν ο έλεγχος αξιοπιστίας του λογισμικού PLAXIS 2D και κατ' επέκταση η χρήση της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων. Αυτές οι δοκιμές επαλήθευσης της διαδικασίας προσομοίωσης οδήγησαν στα εξής συμπεράσματα:

- Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων και η εφαρμογή της με το λογισμικό PLAXIS 2D οδηγούν σε αξιόπιστα αποτελέσματα, τα οποία είναι σχεδόν ταυτόσημα με αυτά των αναλυτικών μεθοδολογιών. Συνεπώς, η διαδικασία προσομοίωσης μπορεί να επεκταθεί και σε πιο σύνθετα προβλήματα, όπως αυτά που εξετάστηκαν, για τα οποία δεν υπάρχουν αναλυτικές λύσεις.
- Πιο συγκεκριμένα, οι σεισμικές ωθήσεις που αναπτύσσονται στο υπό μελέτη προσομοίωμα είναι ίδιες με αυτές που προκύπτουν από την αναλυτική λύση του Wood όταν οι τοίχοι εδράζονται σε βράχο, ενώ όταν η θεμελίωση είναι εύκαμπτη, οι τιμές των ωθήσεων ταυτίζονται με αυτές που υπολογίζονται κατά Mononobe – Okabe. Για τους άκαμπτους κρηπιδότοιχους χρησιμοποιείται ο συντελεστής K_0 . Αντίθετα, στη

δεύτερη περίπτωση, οι τιμές των ωθήσεων υπολογίζονται με βάση τον συντελεστή K_{AE} κατά Mononobe – Okabe.

Στη συνέχεια, πραγματοποιήθηκε μεγάλο πλήθος παραμετρικών αναλύσεων τροποποιώντας τη γεωμετρία του προσομοιώματος, τη διέγερση βάσης, τον συντελεστή οριζόντιας επιτάχυνσης, το έδαφος θεμελίωσης καθώς και τη γωνία εσωτερικής τριβής τόσο του αντιστηριζόμενου εδάφους όσο και της θεμελίωσης. Στο πλαίσιο της διερεύνησης μελετήθηκε με απλοποιητικό τρόπο - με απομείωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους θεμελίωσης και του αντιστηριζόμενου εδάφους - και η πιθανή επίδραση του φαινομένου της ρευστοποίησης. Από την επεξεργασία των αποτελεσμάτων προέκυψαν τα παρακάτω βασικά συμπεράσματα:

- Γενικά, για όλες τις περιπτώσεις που εξετάστηκαν, η χρήση των ελκυστήρων είναι μια αποτελεσματική μέθοδος ενίσχυσης λιμενικών κρηπιδότοιχων, αφού πρακτικά εκμηδενίζει τις οριζόντιες μετατοπίσεις/στροφές σε σύγκριση με τους συμβατικά κατασκευασμένους τοίχους. Η χρήση ελκυστήρων είναι αποτελεσματική ακόμη και σε συνθήκες έντονης απομείωσης της διατμητικής αντοχής τόσο της θεμελίωσης όσο και του αντιστηριζόμενου εδάφους.
- Η απομείωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους θεμελίωσης (λόγω ρευστοποίησης), οδηγεί σε αύξηση των οριζόντιων μετατοπίσεων/στροφών των τοίχων, όμως και σε αυτήν την περίπτωση η παρουσία των ελκυστήρων επιτρέπει τη διατήρηση της ευστάθειας του συστήματος.
- Η ευκαμψία του εδάφους θεμελίωσης επηρεάζει τα επίπεδα της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης. Η τοποθέτηση των ελκυστήρων δεν διαφοροποιεί τα αποτελέσματα.
- Η αύξηση των επιπέδων της επιτάχυνσης οδηγεί σε μεγαλύτερες τελικές παραμορφώσεις των τοίχων, ενώ στα πιο υψηλά επίπεδα η εφαρμογή των ελκυστήρων είναι ακόμα πιο ευεργετική.
- Με την απομείωση της διατμητικής αντοχής τόσο του εδάφους θεμελίωσης όσο και του αντιστηριζόμενου εδάφους, η διαρροή των εδαφικών υλικών προκύπτει πολύ πιο γρήγορα με αποτέλεσμα την αλλαγή της συμπεριφοράς των δύο κρηπιδότοιχων, ειδικά στην περίπτωση της πολύ εύκαμπτης θεμελίωσης.
- Η ελαχιστοποίηση της διατμητικής αντοχής του εδάφους θεμελίωσης, όπως συμβαίνει στην περίπτωση του φαινομένου της ρευστοποίησης, οδηγεί σε αύξηση της παραμένουσας κλίσης προς την θάλασσα και της οριζόντιας μετατόπισης των δύο τοίχων. Στην περίπτωση της μετατόπισης μάλιστα η βλάβη που δημιουργείται χαρακτηρίζεται μη επισκευάσιμη.
- Το πιο μαλακό εδαφικό υλικό θεμελίωσης, οδηγεί σε αύξηση του συντελεστή ενίσχυσης της επιτάχυνσης, αλλά και μείωση των παραμορφώσεων ως προς την οριζόντια διεύθυνση.
- Η αλλαγή της γεωμετρίας του προσομοιώματος ως προς την απόσταση των δύο κρηπιδότοιχων δε διαφοροποιεί τη συμπεριφορά τους, όμως αυξάνει τις παραμορφώσεις τους.
- Η χρήση ενός πιο υψίσυχνου παλμού Ricker ως διέγερση βάσης δεν επηρεάζει σημαντικά τις παραμορφώσεις των κρηπιδότοιχων.

- Η αλλαγή της γεωμετρίας του προσομοιώματος ως προς την απόσταση των δύο κρηπιδότοιχων δε διαφοροποιεί τη συμπεριφορά τους όμως επηρεάζει τις τελικές παραμορφώσεις.

6.2. Προτάσεις για μελλοντική έρευνα

Σε συνέχεια της παρούσας έρευνας, προτείνονται οι ακόλουθες πιθανές προεκτάσεις:

- Πιο ρεαλιστική μελέτη του φαινομένου της ρευστοποίησης με τη χρήση λογισμικού που επιτρέπει πιο ρεαλιστική προσομοίωση του.
- Διερεύνηση συμπεριφοράς των κρηπιδότοιχων όταν παρέχεται η δυνατότητα αποκόλλησης τους από το αντιστηριζόμενο έδαφος με τη χρήση κατάλληλων ρυθμίσεων στις διεπιφάνειες.
- Εξέταση διαφορετικών γεωμετρικών χαρακτηριστικών των κρηπιδότοιχων.
- Εφαρμογή εναλλακτικών προσομοιώσεων της ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς των εδαφικών υλικών, όπως για παράδειγμα τύπου «hardening soil».
- Διεξαγωγή δυναμικών αναλύσεων με χρήση πραγματικών καταγραφών.
- Εφαρμογή ελκυστήρων διαφορετικής γεωμετρίας και μηχανικών χαρακτηριστικών.
- Τεχνο-οικονομική μελέτη και εξέταση πρακτικών θεμάτων της εφαρμογής της προτεινόμενης μεθοδολογίας ενίσχυσης δίδυμων λιμενικών τοίχων.

Ελληνική βιβλιογραφία

- Αβρανά Β. (2006). «Μελέτη δυναμικής αλληλεπίδρασης τοίχων αντιστήριξης – Εδάφους - Κατασκευής». Μεταπτυχιακή Διατριβή. Γενικό Τμήμα. Πολυτεχνείο Κρήτης.
- Βασιλειάδης, Κ. (2018). «Τρωτότητα και βέλτιστος σχεδιασμός λιμενικών κρηπιδότοιχων υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες». Μεταπτυχιακή Διατριβή. Σχολή Ναυπηγών Μηχανολόγων Μηχανικών. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
- Βελέμης Γ. (2020). «Έργα κατασκευής λιμανιού». Πτυχιακή Εργασία. Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών. Πολυτεχνική Σχολή. Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης.
- Γερόλυμος Ν. & Γκαζέτας Γ. & Τασιοπούλου Π. «Δυναμική ανάλυση ενεργών τάσεων κρηπιδότοιχου βαρύτητας πολλαπλών τεμαχών: Εφαρμογή στον λιμένα Πειραιώς».
- Γεωργίου Δ. (2017). «Σεισμική τρωτότητα αντιστηρίξεων και λιμενικών κρηπιδότοιχων και εκτίμηση της δυναμικής καταπόνησής τους μέσω παραμετρικής υπολογιστικής προσομοίωσης με πεπερασμένα στοιχεία και νευρωνικά δίκτυα». Πτυχιακή Εργασία. Σχολή Αγρονόμων και Τοπογράφων Μηχανικών. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
- Γιαννακάκης Λ.Α. & Μανώλη Α. (2017). «Αντισεισμικός υπολογισμός λιμενικών κρηπιδότοιχων». Πτυχιακή Εργασία. Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε. Σχολή Τεχνολογικών Εφαρμογών. Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Δυτικής Ελλάδας.
- Γώγος Κ. (2017). «Αναβάθμιση υφιστάμενου κρηπιδότοιχου βαρύτητας». Πτυχιακή Εργασία. Σχολή Πολιτικών Μηχανικών. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
- Δημητρίου Ε. (2014). «Διαμόρφωση προσήνεμης παρειάς εξωτερικών έργων με κατακόρυφο απορροφητικό μέτωπο». Πτυχιακή Εργασία. Σχολή Πολιτικών Μηχανικών. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
- Δημητρίου Ι. (2008). «Μελέτη σεισμικής απόκρισης κρηπιδότοιχων και πρόταση καμπυλών τρωτότητας με χρήση αριθμητικών μεθόδων». Μεταπτυχιακή Διατριβή. Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών. Πολυτεχνική Σχολή. Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης.
- ΕΑΚ (2001). Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός. ΟΑΣΠ – ΣΠΜΕ, Αθήνα
- Κατσιράκης Ε. (2021). «Μελέτη της σεισμικής απόκρισης του περιμετρικού τείχους της Ακρόπολης και διερεύνηση μέτρων απομείωσης των δυναμικών ωθήσεων». Μεταπτυχιακή Διατριβή. Σχολή Αρχιτεκτόνων Μηχανικών. Πολυτεχνείο Κρήτης.

- Κρούπη Γ. (2019). «Σεισμική τραγικότητα λιμενικών κατασκευών λαμβάνοντας υπόψη και τη ρευστοποίηση του εδάφους. Μελέτη κρηπιδότοιχου βαρύτητας». Μεταπτυχιακή Διατριβή. Σχολή Πολιτικών Μηχανικών. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
- Ματσουλιάδης Π. (2019). «Αντισεισμικός έλεγχος διαφραγματικών τοίχων με τον EC8. Σύγκριση αποτελεσμάτων με αναλύσεις σε λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων». Πτυχιακή Εργασία. Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών. Πολυτεχνική Σχολή. Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης.
- Μέμος Κ. (2021). «Εισαγωγή στα λιμενικά έργα. Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα».
- Παμπουροπούλου Α. (2017). «Σεισμική απόκριση κρηπιδότοιχων στην κεντρική προβλήτα του λιμένα Βόλου». Πτυχιακή Εργασία. Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών. Πολυτεχνική Σχολή. Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης.
- Ποδαρά Π. (2018). «Παραμετρική μελέτη τοίχου αντιστήριξης με τη μέθοδο Mononobe - Okabe». Πτυχιακή Εργασία. Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε. Σχολή Τεχνολογικών Εφαρμογών. Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Δυτικής Ελλάδας
- Φραγκουλοπούλου Χ.Μ. (2017). «Σεισμική ανάλυση αστοχίας κρηπιδότοιχων Κεφαλονιάς». Πτυχιακή Εργασία. Σχολή Πολιτικών Μηχανικών. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.

Ξένη βιβλιογραφία

- Brinkgreve RBJ, Swolfs WM, Engin E, Waterman D, Chesaru A, Bonnier PG, Galavi V. (2010). PLAXIS 2D. User manual, Plaxis BV, The Netherlands.
- Chopra, AK, (2017). "Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering", 5th edn. Pearson, London, UK.
- Dakoulas, P, Gazetas, G. (2007). "Insight to seismic earth and water pressures against caisson quay walls, Geotechnique", Vol. 57, No. 10.
- EC8 (1994). Eurocode 8 - Part 5: Foundations, retaining structures, and geotechnical aspects. Brussels.
- EC8, (2004a). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings (EN 1998-1: 2004). CEN, Brussels, Belgium
- EC8, (2004b). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 5: foundations, retaining structures and geotechnical aspects (EN 1998-5: 2004). CEN, Brussels, Belgium.
- Gerolymos G. and Gazetas G. (2006). "A model for grain – crushing – induced landslides – Application to Nikawa, Kobe 1995".
- Kramer SL. (1996). "Geotechnical earthquake engineering". Prentice Hall, New Jersey, USA.
- Mononobe, N. and Matsuo, H. (1929). "On the Determination of Earth Pressure During Earthquakes". Proceeding of the World Engineering Congress, Tokyo, Vol. 9, pp. 179-185.

- Mylonakis, G., & Gazetas, G. (2000). "Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental". *Journal of Earthquake Engineering*, 4(3), 277-301.
- Okabe, S. (1926). "General Theory on Earth Pressure", *Journal of the Japanese Society of Civil Engineers Tokyo, Japan*, Vol. 12, No. 1.
- PIANC, (2001). "Seismic design guidelines for port structures", A.A. Balkema Publishers, The Netherlands.
- Psarropoulos, P. N, Tsompanakis, Y, Katsirakis, M, (2022). "Dynamic soil-structure interaction between retaining walls, retaining soil and retained structures". *Bulletin of Earthquake Engineering* (2022), <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01288-6>.
- Psarropoulos, P. N., Klonaris, G., & Gazetas, G. (2005). "Seismic earth pressures on rigid and flexible retaining walls". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25(7-10), 795-809.
- Richards, R. Jr. and Elms, D.G, (1979). "Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 105, No. GT4, pp. 449-464.
- Rankine, W.J.M. (1857). "On the Stability of Loose Earth", *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, Vol. 147, pp. 9 – 27.
- Sassa K., Fukuoka H. and Scarascia – Mugnozza G. (1996). "Earthquake – induced – landslides: Distribution, motion, and mechanisms".
- Sassa K., Fukuoka H., Wang G. and Wang F. "Undrained Stress – controlled Dynamic – loading Ring – shear Test to Simulate Initiation and Post – failure Motion of Landslides". Chapter 6.
- Seed, H.B. and Whitman, R.V. (1970). "Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads". *Proceedings, ASCE Speciality Conference on Lateral Stresses in the Ground and the Design of Earth Retaining Structures*, Cornell University, Ithaca, New York, pp.103-147.
- Veletsos, A. S. and Younan, A. H. (1994a). "Dynamic Soil Pressures on Rigid Vertical Walls", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 23(3), 275-301.
- Veletsos A. S. and Younan A. H. (1994b). "Dynamic Modeling and Response of Soil – Wall Systems". *J. Geotech. Engrg.*, 120(12), 2155-2179.
- Veletsos A. S. and Younan A. H. (1997). "Dynamic Response of Cantilever Retaining Walls", *Journal of Geotech. and Geoenvironmental Engrg*, Vol. 123, No. 2, pp.161- 172.
- Wood, J.H. (1973). "Earthquake-Induced Soil Pressures on Structures", EERL 73-05, *Earthquake Engineering Research Laboratory, California Inst. of Technology, Pasadena, CA*.

