



ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ  
ΣΧΟΛΗ ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΣΠΟΥΔΩΝ  
ΧΩΡΟΣ, ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ & ΔΟΜΗΜΕΝΟ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝ  
ΟΛΟΚΛΗΡΩΜΕΝΗ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΙΣΤΟΡΙΚΟΥ ΔΟΜΗΜΕΝΟΥ  
ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ ΜΕ ΠΡΟΗΓΜΕΝΕΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΕΣ & ΥΛΙΚΑ

## ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**«ΜΕΛΕΤΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΤΟΥ  
ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΟΥ ΤΕΙΧΟΥΣ ΤΗΣ ΑΚΡΟΠΟΛΗΣ ΚΑΙ  
ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΕΤΡΩΝ ΑΠΟΜΕΙΩΣΗΣ ΤΩΝ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ  
ΩΘΗΣΕΩΝ»**

ΕΜΜΑΝΟΥΗΛ Κ. ΚΑΤΣΙΡΑΚΗΣ



**Επιβλέπων: Καθηγητής ΙΩΑΝΝΗΣ ΤΣΟΜΠΑΝΑΚΗΣ**

Χανιά, Ιανουάριος 2021



Η παρούσα μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία με τίτλο «Μελέτη της σεισμικής απόκρισης του περιμετρικού τείχους της Ακρόπολης και διερεύνηση μέτρων απομείωσης των δυναμικών ωθήσεων», εκπονήθηκε στο Ερευνητικό Εργαστήριο Υπολογιστικής Δυναμικής και Ενέργειας (CODEN) του Πολυτεχνείου Κρήτης, υπό την επίβλεψη του καθηγητή κ. Ιωάννη Τσομπανάκη στο πλαίσιο της ολοκλήρωσης του μεταπτυχιακού προγράμματος σπουδών «Χώρος, σχεδιασμός και δομημένο περιβάλλον: Ολοκληρωμένη προστασία ιστορικού δομημένου περιβάλλοντος με προηγμένες τεχνολογίες και υλικά» της Σχολής Αρχιτεκτόνων Μηχανικών του Πολυτεχνείου Κρήτης.

Σε αυτό το σημείο θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα της μεταπτυχιακής διπλωματικής μου εργασίας καθηγητή κ. Ιωάννη Τσομπανάκη για την εμπιστοσύνη που μου δείχνει καθημερινά όλα τα χρόνια της άψογης συνεργασίας μας, για την αμέριστη στήριξη, το θάρρος και τις συμβουλές που μου δίνει προκειμένου να ξεπεραστούν όλα τα εμπόδια και οι δυσκολίες, καθώς και για τις πολύτιμες γνώσεις που μου προσέφερε και συνεχίζει να μου προσφέρει, βελτιώνοντάς με συνεχώς ως άνθρωπο και επιστήμονα. Ακόμα, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή κ. Κωνσταντίνο Προβιδάκη και την αναπληρώτρια καθηγήτρια κα. Μαρία Σταυρουλάκη για τη συμμετοχή τους στην εξεταστική επιτροπή της διπλωματικής μου εργασίας, αλλά και για την εξαιρετική συνεργασία και τις πολύτιμες γνώσεις που μου έδωσαν κατά τη διάρκεια του μεταπτυχιακού προγράμματος.

Ένα μεγάλο ευχαριστώ οφείλω στον Δρ. Πολιτικό Μηχανικό κ. Πρόδρομο Ψαρρόπουλο για τη μεγάλη βοήθεια που μου παρείχε, την άψογη συνεργασία μας, τη στήριξή του και τις πολύτιμες συμβουλές και γνώσεις που μου μετέδωσε. Η συμβολή του στάθηκε σημαντική για την ολοκλήρωση της διπλωματικής εργασίας και το άρτιο τελικό αποτέλεσμα. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους Υποψήφιους διδάκτορες του Πολυτεχνείου Κρήτης, κ. Αλέξανδρο Τσιπιανίτη και κ. Αλέξανδρο Λυρατζάκη, για τη βοήθεια και τις συμβουλές που μου έδωσαν για τη διεξαγωγή των δυναμικών αναλύσεων.

Τέλος, θα ήθελα να εκφράσω την ευγνωμοσύνη μου και ένα μεγάλο ευχαριστώ στην οικογένειά μου για την αμέριστη στήριξη και την εμπιστοσύνη που μου δείχνει καθημερινά.

Σας ευχαριστώ όλους θερμά,

Εμμανουήλ Κ. Κατσιράκης

Χανιά, Ιανουάριος 2021





Ο Λόφος της Ακρόπολης των Αθηνών αποτελεί έναν από τους σημαντικότερους αρχαιολογικούς χώρους παγκοσμίως. Στον χώρο αυτόν βρίσκονται σπουδαία μνημεία παγκόσμιας κληρονομιάς, όπως ο Παρθενώνας, τα Προπύλαια, ο ναός της Αθηνάς Νίκης και το Ερέχθειο. Στα μνημεία περιλαμβάνεται και το Περιμετρικό Τείχος του Λόφου, το οποίο λειτουργεί ως κατασκευή αντιστήριξης των επιχωματώσεων του Λόφου. Η παλαιά πετρόκτιστη δομή του Τείχους χαρακτηρίζεται από πολυπλοκότητα, καθώς -πέρα από τη φθορά από φυσικούς και ανθρωπογενείς παράγοντες- έχει δεχτεί διάφορες επεμβάσεις. Με βάση τα ιστορικά στοιχεία, αλλά και πρόσφατες ενόργανες καταγραφές και μελέτες, προκύπτει ότι ένας κρίσιμος παράγοντας για την καταπόνηση και τη δομική του ακεραιότητα -με ότι αυτό συνεπάγεται για τα υπόλοιπα δομήματα της Ακρόπολης- είναι ο σεισμικός κίνδυνος.

Στο πλαίσιο της παρούσας μεταπτυχιακής διπλωματικής εργασίας (Μ.Δ.Ε.) πραγματοποιήθηκε αρχικά μία αριθμητική μελέτη της σεισμικής απόκρισης του Περιμετρικού Τείχους της Ακρόπολης. Στη συνέχεια, έγινε διερεύνηση ενός αποτελεσματικού και ήπιου μέτρου απομείωσης των δυναμικών ωθήσεων. Για τη διασφάλιση της ορθότητας των αποτελεσμάτων πραγματοποιήθηκε μια σειρά από προκαταρκτικές δυναμικές αναλύσεις. Οι εν λόγω αναλύσεις αφορούσαν τη σεισμική απόκριση απλών οριζόντιων εδαφικών στρώσεων και τοίχων αντιστήριξης διαφορετικών διαστάσεων και δυσκαμψίας, με στόχο τη σταδιακή προσέγγιση του σύνθετου εξεταζόμενου προβλήματος.

Για την αριθμητική διερεύνηση του προβλήματος του περιμετρικού τείχους της Ακρόπολης δημιουργήθηκε κατάλληλο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων βασισμένο σε αρκετά ακριβείς αναπαραστάσεις της υφιστάμενης κατάστασης. Το προσομοίωμα που αναπτύχθηκε αφορά συγκεκριμένη θέση στο ψηλότερο τμήμα του νότιου τείχους. Η διερεύνηση αφορά τη δυσκαμψία του συστήματος τείχος-βραχώδες υπόβαθρο-επίχωση, την κατανομή αλλά και το μέγεθος των αναπτυσσόμενων των δυναμικών ωθήσεων. Στη συνέχεια, προστέθηκε στα προσομοιώματα γεωαφρός διογκωμένης πολυστερίνης (EPS) στη πίσω παρειά του τείχους, προκειμένου να διερευνηθεί η απομείωση των δυναμικών φορτίων. Η παραμετρική διερεύνηση που πραγματοποιήθηκε αφορούσε το εφαρμοζόμενο μέσο πάχος του γεωαφρού EPS, καθώς και τις ιδιότητες του. Επιπροσθέτως, μελετήθηκε η επίδραση του γεωαφρού EPS, αν αυτός τοποθετηθεί στο ανώτερο τμήμα του τείχους ή στο κατώτερο τμήμα του. Για το σύνολο της μελέτης έγινε χρήση τόσο πραγματικών σεισμικών καταγραφών όσο και απλούστερων ταλαντώσεων (παλμοί τύπου Ricker).

Η παρούσα εργασία αποτελείται από οκτώ κεφάλαια. Αρχικά, στο 1<sup>ο</sup> κεφάλαιο γίνεται εκτενής περιγραφή των διαφορετικών ειδών τοίχων αντιστήριξης, καθώς και των διαφορετικών μεθόδων υπολογισμού των στατικών και δυναμικών ωθήσεων σε αυτούς. Επιπλέον, περιγράφονται υπολογιστικές μέθοδοι με χρήση πεπερασμένων στοιχείων, ενώ γίνεται αναφορά και σε αντισεισμικούς κανονισμούς και οδηγίες για

τους τοίχους αντιστήριξης. Στη συνέχεια, στο 2<sup>ο</sup> κεφάλαιο περιγράφονται οι μηχανικές ιδιότητες, οι κατηγορίες του γεωαφρού EPS και τα κριτήρια επιλογής του, ενώ γίνεται αναφορά στις διαφορετικές εφαρμογές του σε γεωτεχνικά έργα και τοίχους αντιστήριξης. Στο 3<sup>ο</sup> κεφάλαιο παρουσιάζεται ο λόφος της Ακρόπολης και παρατίθενται ιστορικά στοιχεία για τα μνημεία του. Ακόμα, γίνεται ειδική αναφορά στα ιστορικά στοιχεία του περιμετρικού τείχους και στις επεμβάσεις που έχει δεχθεί.

Στο 4<sup>ο</sup> κεφάλαιο γίνεται περιγραφή των τεκτονικών και γεωλογικών χαρακτηριστικών του λόφου της Ακρόπολης. Αναφέρονται τα σημαντικότερα ρήγματα, καθώς και σημαντικές καταγραφές που επηρέασαν τα μνημεία του λόφου. Επίσης, γίνεται αναφορά στο δίκτυο επιταχυνσιογράφων του λόφου της Ακρόπολης, ενώ αναφέρονται και προγενέστερες μελέτες για τη στατική και δυναμική απόκριση του περιμετρικού τείχους. Ακολούθως, στο 5<sup>ο</sup> κεφάλαιο παρουσιάζονται το σύνολο των προκαταρκτικών αναλύσεων σε απλές εδαφικές στρώσεις που αντιστηρίζονται με διάφορους τοίχους αντιστήριξης. Στο 6<sup>ο</sup> κεφάλαιο παρουσιάζεται η μελέτη της σεισμικής απόκρισης του νοτίου περιμετρικού τείχους στην υφιστάμενη κατάσταση του, χωρίς τη χρήση γεωαφρού EPS. Στο 7<sup>ο</sup> κεφάλαιο παρουσιάζεται η εκτενής παραμετρική διερεύνηση για την επίδραση του γεωαφρού EPS στην απομείωση των δυναμικών φορτίων επί του τείχους. Τέλος, στο 8<sup>ο</sup> κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την παρούσα μελέτη, καθώς και προτάσεις για επέκταση της έρευνας επί του θέματος.

The Acropolis of Athens is one of the most prestigious monumental complexes in the world. On the hill of Acropolis great world heritage monuments are located, such as Parthenon, Propylaia, the temple of Athena Nike and the Erechtheion. One important part of Acropolis is the perimetric circuit wall, which functions as a retaining structure for the side fills of the hill. The ancient masonry structure is characterized by complexity, due to the damage by natural hazards and man-made damages and various interventions. Based on historical data as well as recent instrumental recordings and studies, it appears that a critical factor for its structural integrity is strong seismic excitations.

In the context of this master's thesis, a detailed numerical study of the dynamic response of the highest part of the circuit wall has been performed. In addition, an effective and appropriate mitigation scheme for reducing dynamic pressures has been investigated. Initially, a series of preliminary numerical dynamic analyses have been performed to investigate various aspects of soil response and retaining walls dynamic response, focusing on the special characteristics of the examined case. These analyses included the dynamic response of a simple horizontal soil layer and retaining walls of different dimensions and stiffness with either a horizontal or an inclined bedrock, aiming to gradually build an accurate computational model of the complex Acropolis circuit wall.

For the numerical investigation of the actual problem, a realistic finite element model has been developed, based on quite accurate representation of the existing wall conditions at the specific location of the highest part of the south wall. The model included a simplified representation of the geometry and properties of the wall-bedrock-backfill material system that enabled a quite accurate calculation of the magnitude and the distribution of the developed dynamic pressures on the wall. To ensure the accuracy of the numerical results available acceleration time-histories from two recent earthquakes measured at the bottom and at the top of the examined part of the wall have been used.

Subsequently, a detailed investigation has been carried out focusing on the reduction of the seismic pressures imposed on the wall for real seismic records and simpler Ricker pulses. The mitigation of dynamic pressures has been achieved via the application of expanded polystyrene (EPS) geofoam behind the wall. A parametric study regarding the thickness and the mechanical properties of the EPS has been conducted. In addition, the impact of EPS height has been studied, i.e., whether it is placed at the upper part or at the lower part of the wall. For this study, have been used.

This thesis consists of eight chapters. Initially, Chapter 1 presents a detailed description of the different types of retaining walls as well as the different methods for calculating the imposed static and dynamic pressures. In addition, computational approaches based on finite element method are described, while a brief overview of seismic norms and guidelines for retaining walls is also provided. Then, in Chapter 2,

the mechanical properties, the categories of EPS geofoam and selection criteria are described. Various successful applications of EPS in geotechnical projects and retaining walls are given. In Chapter 3, the hill of the Athenian Acropolis and historical data for its monuments are presented. Moreover, special reference is made to the Circuit Wall and the main interventions that have been carried out in several periods.

Chapter 4 highlights the geological and tectonic characteristics of the Acropolis hill. The most important faults of the wider region are described together with the most important seismic events that have affected the monuments of the hill. The modern network of accelerometers on the Acropolis hill is briefly presented, while previous studies on the static and dynamic response of the circuit wall are reported. In the sequence, Chapter 5 provides all the preliminary dynamic analyses of various types of retaining walls. Chapter 6 presents the study of the dynamic response of the south circuit wall at its current state (i.e., without any mitigation measures). Chapter 7 includes the results of the extensive parametric study of the impact of EPS geofoam on the reduction of dynamic pressures on the wall. Finally, Chapter 8 summarizes the current study, as it provides the conclusions that have been derived, as well as suggestions for further extending the research on this very interesting and important topic.

## Περιεχόμενα

Ευχαριστίες .....	iii
Περίληψη.....	v
Abstract .....	vii
Περιεχόμενα .....	ix
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ.....</b>	<b>1</b>
1.1 Εισαγωγή.....	1
1.2 Είδη τοίχων αντιστήριξης και μορφές αστοχίας.....	2
1.2.1 Είδη τοίχων αντιστήριξης.....	2
1.2.2 Μορφές αστοχίας .....	4
1.3 Στατικές ωθήσεις τοίχων αντιστήριξης .....	6
1.3.1 Μέθοδος Rankine .....	7
1.3.2 Μέθοδος Coulomb .....	9
1.4 Δυναμικές ωθήσεις τοίχων αντιστήριξης .....	12
1.4.1 Μέθοδος Mononobe-Okabe .....	13
1.4.2 Μέθοδος Seed-Whitman .....	16
1.5 Ελαστικές μέθοδοι δυναμικής ανάλυσης.....	17
1.6 Αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία .....	21
1.7 Μέθοδος επιτρεπόμενων μετακινήσεων.....	24
1.8 Αντισεισμικοί κανονισμοί και οδηγίες για τοίχους αντιστήριξης .....	26
1.8.1 Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός ΕΑΚ 2000 .....	26
1.8.2 Σεισμικές ζώνες στον ελλαδικό χώρο σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000 .....	28
1.8.3 Ευρωκώδικας 8.....	29
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ΧΡΗΣΗ ΤΟΥ ΓΕΩΑΦΡΟΥ EPS ΣΤΙΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ.....</b>	<b>33</b>
2.1 Γεωαφρός EPS.....	33
2.2 Κριτήρια επιλογής και μηχανικές ιδιότητες γεωαφρού EPS .....	34
2.2.1 Κριτήρια επιλογής.....	34
2.2.2 Τύποι και μηχανικές ιδιότητες EPS.....	35
2.3 Εφαρμογές EPS σε γεωτεχνικά έργα.....	37
2.3.1 Χρήση EPS σε επιχώματα οδοποιίας .....	37
2.3.2 Χρήση EPS σε ακρόβαθρα γεφυρών.....	39
2.3.3 Χρήση EPS για προστασία υπόγειων κατασκευών και αγωγών .....	40
2.3.4 Χρήση EPS σε ευστάθεια πρανών .....	41
2.3.5 Χρήση EPS για την ανάπλαση τοπίου.....	42
2.4 Χρήση και αποτελεσματικότητα EPS σε τοίχους αντιστήριξης.....	42

2.4.1 Υπολογισμός αποτελεσματικότητας EPS με χρήση αριθμητικών μεθόδων .....	44
2.4.2 Εργαστηριακές δοκιμές σε φυγοκεντριστή .....	51
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 ΙΣΤΟΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΙ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΣΤΗΝ ΑΚΡΟΠΟΛΗ .....</b>	<b>54</b>
3.1 Παρουσίαση του βράχου της Ακρόπολης .....	54
3.2 Μνημεία της Ακρόπολης.....	55
3.3 Το περιμετρικό τείχος της Ακρόπολης.....	60
3.3.1 Περιγραφή του περιμετρικού τείχους της Ακρόπολης.....	60
3.3.2 Προγενέστερες επεμβάσεις στο περιμετρικό τείχος.....	61
3.3.3 Φθορές του περιμετρικού τείχους και νεότερες επεμβάσεις .....	62
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΠΙΚΥΝΔΥΝΟΤΗΤΑ ΤΟΥ ΛΟΦΟΥ ΤΗΣ ΑΚΡΟΠΟΛΗΣ .....</b>	<b>65</b>
4.1 Γεωλογικά και τεκτονικά χαρακτηριστικά του βράχου.....	65
4.1.1 Γεωλογικά χαρακτηριστικά του βράχου της Ακρόπολης.....	65
4.1.2 Τεκτονικά χαρακτηριστικά του βράχου της Ακρόπολης .....	67
4.2 Ιστορικές σεισμικές καταγραφές της ευρύτερης περιοχής των Αθηνών .....	67
4.3 Αναλύσεις σεισμικής επικινδυνότητας.....	69
4.4 Δίκτυο οπτικών ινών και επιταχυνσιογράφων της Ακρόπολης.....	73
4.4.1 Δίκτυο οπτικών ινών της Ακρόπολης.....	73
4.4.2 Δίκτυο επιταχυνσιογράφων της Ακρόπολης.....	76
4.5 Περιμετρικό τείχος υπό σεισμική καταπόνηση .....	77
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΕΣ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΕΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΕΙΣ.....</b>	<b>86</b>
5.1 Εισαγωγή .....	86
5.2 Περιγραφή λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS 2D.....	87
5.2.1 Υποπρόγραμμα εισαγωγής δεδομένων.....	87
5.2.2 Υποπρόγραμμα υπολογισμών .....	92
5.2.3 Υποπρόγραμμα εξαγωγής αποτελεσμάτων .....	94
5.2.4 Υποπρόγραμμα σχεδιασμού διαγραμμάτων.....	95
5.3 Δυναμική ανάλυση εδαφικής στρώσης .....	95
5.3.1 Εδαφική στρώση με απόσβεση 5% .....	95
5.3.2 Εδαφική στρώση με απόσβεση 1% .....	99
5.4 Υπολογιστική ανάλυση τοίχου βαρύτητας.....	100
5.4.1 Ανάπτυξη προσομοιώματος τοίχου βαρύτητας.....	100
5.4.2 Επαλήθευση προσομοιώματος τοίχου βαρύτητας.....	102
5.5 Παραμετρική ανάλυση τοίχου αντιστήριξης ύψους 17 m.....	103
5.5.1 Γεωμετρία και μηχανικές ιδιότητες προσομοιώματος .....	103
5.5.2 Μελέτη άκαμπτου τοίχου αντιστήριξης .....	104
5.5.3 Μελέτη εύκαμπτου τοίχου αντιστήριξης .....	106
5.5.4 Μελέτη μέτρια δύσκαμπτου τοίχου αντιστήριξης.....	108

5.5.5 Σύγκριση των αναπτυσσόμενων δυναμικών ωθήσεων .....	110
5.6 Επίδραση του κεκλιμένου υποβάθρου.....	112
5.6.1 Περίπτωση άκαμπτου τοίχου αντιστήριξης.....	112
5.6.2 Περίπτωση εύκαμπτου τοίχου αντιστήριξης .....	114
5.6.3 Περίπτωση μέτρια δύσκαμπτου τοίχου αντιστήριξης .....	115
5.6.4 Επίδραση του κεκλιμένου υποβάθρου στις αναπτυσσόμενες δυναμικές ωθήσεις .....	117
5.7 Επίδραση της εφαρμογής γεωαφρού EPS σε τοίχο βαρύτητας.....	121
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΝΟΤΙΟΥ ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΟΥ ΤΕΙΧΟΥΣ ΑΚΡΟΠΟΛΗΣ.....</b>	<b>124</b>
6.1 Εισαγωγή .....	124
6.2 Ανάπτυξη προσομοιώματος νοτίου περιμετρικού τείχους της Ακρόπολης .....	125
6.3 Μηχανικές ιδιότητες προσομοιώματος νοτίου περιμετρικού τείχους Ακρόπολης.....	127
6.4 Έλεγχος προσομοιώματος νοτίου περιμετρικού τείχους Ακρόπολης .....	129
6.5 Φάσματα καταγραφών για το τείχος της Ακρόπολης.....	135
6.6 Προσδιορισμός των δυναμικών ωθήσεων επί του τείχους.....	137
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΟΥ ΓΕΩΑΦΡΟΥ EPS ΣΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΤΟΥ ΝΟΤΙΟΥ ΤΕΙΧΟΥΣ ΤΗΣ ΑΚΡΟΠΟΛΗΣ .....</b>	<b>141</b>
7.1 Εισαγωγή .....	141
7.2 Εφαρμογή γεωαφρού EPS συνολικό ύψος του τείχους.....	142
7.2.1 Περίπτωση εφαρμογής γεωαφρού τύπου EPS19 .....	142
7.2.2 Περίπτωση εφαρμογής γεωαφρού τύπου EPS39 .....	146
7.2.3 Σύγκριση της αποτελεσματικότητας εφαρμογής EPS19 και EPS39 .....	148
7.3 Εφαρμογή γεωαφρού EPS στο άνω τμήμα του τείχους .....	151
7.4 Εφαρμογή γεωαφρού EPS στο κάτω τμήμα του τείχους.....	155
7.4.1 Περίπτωση εφαρμογής γεωαφρού τύπου EPS19 .....	155
7.4.2 Περίπτωση εφαρμογής γεωαφρού τύπου EPS39 .....	159
7.5 Σύγκριση της επίδρασης του γεωαφρού EPS19 για την εφαρμογή του σε διαφορετικά τμήματα του τείχους.....	162
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΜΕΛΛΟΝΤΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ .....</b>	<b>171</b>
8.1 Συμπεράσματα.....	171
8.2 Προτάσεις για μελλοντική έρευνα.....	175
<b>Βιβλιογραφία.....</b>	<b>177</b>

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

## ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

---

### 1.1. Εισαγωγή

Οι κατασκευές εδαφικής αντιστήριξης αποτελούν μια σημαντική κατηγορία των έργων υποδομής πολιτικού μηχανικού. Γενικά, ως κατασκευές αντιστήριξης εδαφών ορίζονται τα έργα που επιτρέπουν την πραγματοποίηση μιας απότομης αλλαγής στη στάθμη της επιφάνειας της γης, με τέτοιο τρόπο ώστε το σύστημα έδαφος-κατασκευή να έχει περιορισμένες μετακινήσεις ή να συγκρατείται οριακά (Κωστόπουλος, 2003). Οι κατασκευές αυτές, αποσκοπούν στη μόνιμη ή στην προσωρινή συγκράτηση εδαφικών μαζών με κεκλιμένη ή κατακόρυφη επιφάνεια, όταν η διατμητική αντοχή του ίδιου του εδάφους δεν είναι ικανή να πετύχει συνθήκες ευστάθειας. Παραδείγματα τέτοιου είδους έργων αντιστήριξης είναι τα διαφράγματα πασσαλοσανίδων, τα ακρόβαθρα γεφυρών και κυρίως οι τοίχοι αντιστήριξης, οι οποίοι αποτελούν και τον πιο συνήθη τρόπο αντιστήριξης.

Κατά κύριο λόγο οι κατασκευές αντιστήριξης χρησιμοποιούνται στις περιπτώσεις όπου απαιτείται εκσκαφή κάτω από την υφιστάμενη εδαφική επιφάνεια (π.χ., βαθιές εκσκαφές). Παρόλα αυτά δεν είναι λίγες και οι περιπτώσεις όπου οι κατασκευές αυτές χρησιμοποιούνται και στις περιπτώσεις όπου επιβάλλεται υπερύψωση της στάθμης του εδάφους (π.χ., περιμετρικό τείχος της Ακρόπολης). Ακόμα χρησιμοποιούνται και για την αποφυγή φαινομένων κατολίσθησης μιας εδαφικής μάζας. Υπάρχουν δύο τρόποι για την κατασκευή μιας κατασκευής αντιστήριξης. Κατά τον πρώτο τρόπο πραγματοποιείται μια ανοικτή εκσκαφή, κατασκευάζεται η αντιστήριξη και στη συνέχεια ακολουθεί η επίχωση. Σε αυτήν την κατηγορία δόμησης ανήκουν οι τοίχοι αντιστήριξης. Κατά το δεύτερο τρόπο δόμησης η κατασκευή αντιστήριξης προηγείται της εκσκαφής. Στην κατηγορία αυτή εντάσσονται τα επί τόπου εγχυόμενα διαφράγματα (Αβρανά, 2006).

Η ανάγκη αντιμετώπισης προβλημάτων γεωτεχνικής μηχανικής που είχαν άμεση συσχέτιση με θέματα αντιστήριξης προέκυψε από την πρώτη επαφή του ανθρώπου με το έδαφος ως κατασκευαστικό υλικό. Έργα αντιστήριξης ξεκίνησαν να πραγματοποιούνται από τις πρώτες περιόδους της ιστορίας των έργων πολιτικού μηχανικού. Η αρχική μεθοδολογία αντιστήριξης ήταν οι κατακόρυφοι πάσσαλοι. Με την πάροδο των αιώνων οι μεθοδολογίες εξελίχτηκαν, φτάνοντας στις σημερινές τεχνικές αντιστήριξης (Αβρανά, 2006). Στις μέρες μας, κατά την κατασκευή ενός τέτοιου έργου, θα πρέπει κατά τον σχεδιασμό και διαστασιολόγησή του να λαμβάνονται υπόψη όχι μόνο οι στατικές ωθήσεις της εδαφικής μάζας στον τοίχο, αλλά και οι δυναμικές ωθήσεις στις σεισμογενείς περιοχές, όπως είναι η χώρα μας. Το μέγεθος των σεισμικών αυτών ωθήσεων αυξάνεται όσο μεγαλώνουν οι σεισμικές δράσεις σχεδιασμού. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα η σεισμική καταπόνηση να είναι ίση ή ακόμα και μεγαλύτερη από τις στατικές ωθήσεις (Σταθοπούλου, 2005)



Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζονται οι διάφοροι τύποι των τοίχων αντιστήριξης, που αποτελούν το αντικείμενο μελέτης της εργασίας, καθώς και οι διάφορες μορφές αστοχίας που παρουσιάζουν. Ακόμα, γίνεται εκτενείς αναφορά στις μεθόδους υπολογισμού των στατικών και σεισμικών ωθήσεων.

## 1.2. Είδη και μορφές αστοχίας τοίχων αντιστήριξης

### 1.2.1 Είδη τοίχων αντιστήριξης

Το πρόβλημα της αντιστήριξης του εδάφους αποτελεί ένα από τα παλαιότερα και σημαντικότερα προβλήματα της γεωτεχνικής μηχανικής. Οι τοίχοι αντιστήριξης, που αποτελούν δομικά στοιχεία ζωτικής σημασίας, χρησιμοποιούνται για την αντιμετώπιση του προαναφερθέντος προβλήματος. Η κατηγοριοποίηση των τοίχων αντιστήριξης λαμβάνει υπόψη τη δυσκαμψία του τοίχου, το βάρος του, αλλά και τις συνθήκες αγκύρωσης του. Οι βασικότερες κατηγορίες των τοίχων αντιστήριξης παρουσιάζονται στην Εικόνα 1.1 και είναι:

- Οι τοίχοι βαρύτητας (gravity walls).
- Οι τοίχοι πρόβολοι ή αυτοφερόμενα πετάματα (cantilever walls).
- Οι αγκυρωμένοι τοίχοι (braced walls).



**Εικόνα 1.1:** Τύποι τοίχων αντιστήριξης (Kramer, 1996).

Οι τοίχοι βαρύτητας ή άοπλοι τοίχοι (βλ. Εικόνα 1.2) αποτελούν τον παλαιότερο και απλούστερο τύπο τοίχου αντιστήριξης. Κύριο χαρακτηριστικό αυτών των τοίχων είναι το μεγάλο πάχος και η ακαμψία τους. Λόγω αυτών, δεν παρατηρείται λυγισμός στο σώμα του τοίχου, ενώ αντ' αυτού παρατηρείται ολίσθηση του άκαμπτου σώματος ή ακόμα και στροφή του. Οι τοίχοι αυτοί κατασκευάζονταν παλαιότερα από φυσικούς λίθους. Στις μέρες μας κατασκευάζονται από άοπλο σκυρόδεμα, τσιμεντόλιθους και σπανιότερα από λίθους. Στην κατηγορία αυτή ανήκουν και οι λιμενικοί κρηπιδότοιχοι, οι οποίοι αποτελούνται από σκυρόδεμα, μέταλλο ή ξύλο και πληρούνται από γαιώδη υλικά. Ένας ακόμη τύπος τοίχου, που ανήκει στην κατηγορία των τοίχων βαρύτητας, είναι και τα συρματοκυβώτια ή σαρζανέτ. Τα συρματοκυβώτια συντίθεται από

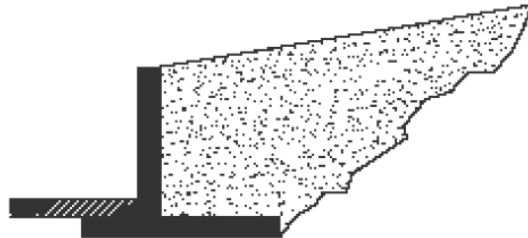
πρισματικά κουτιά γαλβανισμένου σύρματος και πληρούνται με πέτρες ή κροκάλες (Βασιλειάδης, 2018).

Οι τοίχοι βαρύτητας είναι συνήθως τραπεζοειδούς μορφής. Πρόκειται για αρκετά ογκώδεις, παχείς και δύσκαμπτες κατασκευές, που θεωρούνται πρακτικά απαραμόρφωτες. Η αντίσταση στις εδαφικές μάζες που συγκρατούν προέρχεται μόνο από το βάρος τους και έτσι παρουσιάζουν αυξημένη καταπόνηση στα σεισμικά φαινόμενα.



**Εικόνα 1.2:** Τυπική διατομή τοίχου βαρύτητας (Kramer, 1996).

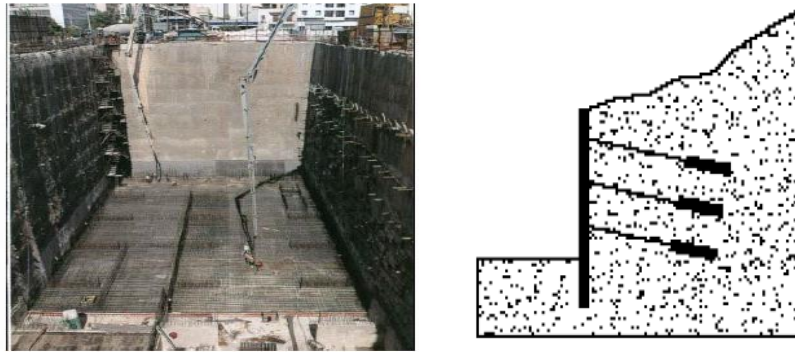
Η δεύτερη κατηγορία τοίχων αντιστήριξης είναι οι λεγόμενοι τοίχοι πρόβολου (βλ. Εικόνα 1.3), οι οποίοι παρουσιάζουν λεπτότερη διατομή από τους τοίχους βαρύτητας και συνήθως κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα. Κύριο χαρακτηριστικό τους είναι ότι εκτός από την ολίσθηση και την περιστροφή, σε αυτούς παρατηρείται και κάμψη. Η επίδραση των πλευρικών εδαφικών τάσεων σε αυτόν τον τύπο τοίχου αντιστήριξης καθορίζεται από τη σχετική δυσκαμψία και την παραμόρφωση τόσο του τοίχου, όσο και του εδάφους (Βασιλειάδης, 2018).



**Εικόνα 1.3:** Τυπική διατομή τοίχου προβόλου (Kramer, 1996).

Στην τρίτη κατηγορία τοίχων ανήκουν οι αγκυρωμένοι τοίχοι (braced walls). Αυτοί παρουσιάζουν λεπτότερη διατομή από τους τοίχους βαρύτητας και κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα. Στην περίπτωση αυτή, οι άμεσες εδαφικές επιταχύνσεις περιορίζονται με τη χρήση αγκυριών (βλ. Εικόνα 1.4). Τα αγκύρια αυτά μπορεί να είναι προεντεταμένα ή μη και γενικά λειτουργούν ως ελκυστήρες (Αβρανά, 2006). Οι αγκυρωμένοι πασσαλότοιχοι (tieback walls) και οι τοίχοι με προεντεταμένα αγκύρια (anchored bulkheads) περιορίζουν τις ωθήσεις γαιών με τη χρήση εμπηγνυόμενων αγκυριών, πίσω από τον τοίχο αντιστήριξης. Σημαντικό πλεονέκτημα αυτού του τρόπου κατασκευής είναι η δραστική μείωση των καμπτικών ροπών του τοίχου αντιστήριξης (Βασιλειάδης, 2018). Αξίζει να σημειωθεί ότι η συγκεκριμένη κατηγορία

τοίχων αντιστήριξης χρησιμοποιείται κυρίως σε εκσκαφές εντός κατοικημένων περιοχών, προκειμένου να στηρίζουν παρακείμενες κατασκευές.



**Εικόνα 1.4:** Εύκαμπτο πέτασμα με πολλαπλές αγκυρώσεις (αριστερά) και τυπική διατομή αγκυρωμένου τοίχου (δεξιά) (Μπουκουβάλας, 2006 & Kramer, 1996).

### 1.2.2 Μορφές αστοχίας

Κατά τον σχεδιασμό ενός τοίχου αντιστήριξης, κρίσιμος παράγοντας είναι η διερεύνηση των πιθανών αστοχιών του τοίχου και κάτω από ποιες συνθήκες θα δημιουργηθούν αυτές. Σε έναν τοίχο αντιστήριξης υπό στατικές συνθήκες δρουν δυνάμεις που σχετίζονται με το ίδιο βάρος του τοίχου, οι εδαφικές ωθήσεις, υδροστατικές δυνάμεις, αλλά και άλλες εξωτερικές δυνάμεις, όπως για παράδειγμα κατανεμημένα και σημειακά φορτία. Σκοπός του αποτελεσματικού σχεδιασμού ενός τοίχου είναι να επιτευχθεί ισορροπία στις δυνάμεις αυτές χωρίς να προκληθούν διατμητικές τάσεις που θα υπερβαίνουν τη διατμητική αντοχή του εδάφους. Κατά τη διάρκεια όμως ενός σεισμού αναπτύσσονται και αδρανειακές δυνάμεις, ενώ παρατηρούνται και αλλαγές στη διατμητική αντοχή του εδάφους. Οι αλλαγές αυτές επιφέρουν μεταβολές στην εξίσωση των δυνάμεων και προκαλούν μόνιμες παραμορφώσεις στον τοίχο. Οι τελικές αστοχίες παρατηρούνται όταν οι μόνιμες παραμορφώσεις από αιτίες όπως η ολίσθηση, η κλίση και η κάμψη υπερβούν κάποια όρια (Kramer, 1996).

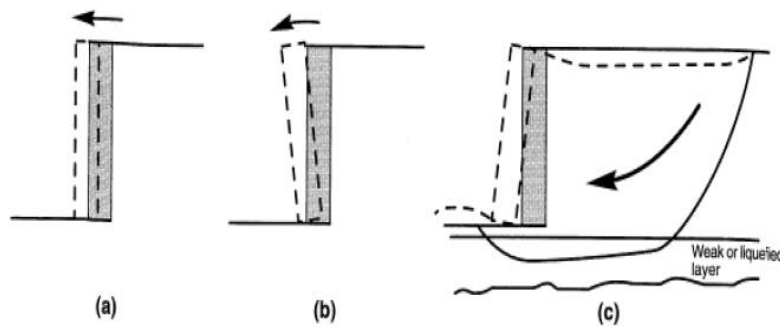


**Εικόνα 1.5:** Τυπικές αστοχίες τοίχων αντιστήριξης από τον σεισμό του Chi Chi στην Ταϊβάν το 1999 (Fang et al., 2003).

### Μορφές αστοχίας άκαμπτων τοίχων

Οι άκαμπτοι τοίχοι βαρύτητας αστοχούν λόγω της δράσης των μηχανισμών άκαμπτου σώματος. Τέτοιοι μηχανισμοί είναι η ολίσθηση και η ανατροπή και προκαλούνται από την αστάθεια του ίδιου του τοίχου και του εδάφους θεμελίωσης. Ένας τοίχος αντιστήριξης ολισθαίνει λόγω των υψηλών οριζόντιων εδαφικών ωθήσεων που ασκούνται σε αυτόν. Αντίστοιχα, ένας τοίχος αντιστήριξης αστοχεί λόγω ανατροπής όταν δεν επαρκούν οι ροπές ευστάθειας. Στην ανατροπή ενός τοίχου σημαντική επίδραση μπορεί να έχει και η αστάθεια του εδάφους θεμελίωσής του.

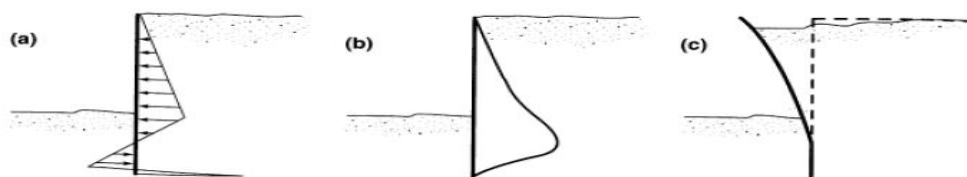
Ένας ακόμα συνήθης μηχανισμός αστοχίας για άκαμπτους τοίχους είναι η γενικευμένη αστάθεια που λαμβάνει χώρα σε πιο εκτεταμένη μορφή από τις προηγούμενες μορφές αστοχίας. Ο μηχανισμός αυτός σχετίζεται τόσο με το αντιστηριζόμενο έδαφος, όσο και με το έδαφος έδρασης του τοίχου. Τέτοιου είδους αστοχίες αντιμετωπίζονται ως αστάθειες πρανών, οι οποίες περιλαμβάνουν τοίχο αντιστήριξης. Σε πιο σύνθετους τοίχους συναντώνται μορφές αστοχίας όπου συμπεριλαμβάνονται διατμητικές και εφελκυστικές αστοχίες διαφόρων τμημάτων και στοιχείων του τοίχου (Βασιλειάδης, 2018).



**Εικόνα 1.6:** Μηχανισμοί αστοχίας τοίχου βαρύτητας: α) ολίσθηση (sliding) β) ανατροπή (overturning) γ) γενικευμένη αστάθεια (gross instability failure) (Kramer, 1996).

### Μορφές αστοχίας εύκαμπτων τοίχων

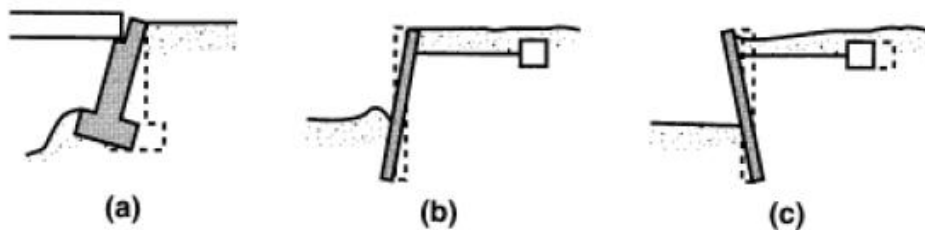
Οι διαφραγματικοί τοίχοι (ή τοίχοι πρόβολοι) υπόκεινται στους ίδιους μηχανισμούς αστοχίας με τους τοίχους βαρύτητας κα επιπρόσθετα στους μηχανισμούς αστοχίας λόγω κάμψης (βλ. Εικόνα 7.1). Τόσο οι εδαφικές, όσο και οι καμπτικές ροπές των διαφραγματικών τοίχων εξαρτώνται από τη γεωμετρία, την ακαμψία και την αντοχή του συστήματος εδάφους-τοίχου. Στην περίπτωση όπου οι καμπτικές ροπές ξεπεράσουν τη σχετική αντοχή (flexural strength) του τοίχου, τότε προκύπτει καμπτική αστοχία.



**Εικόνα 1.7:** Μηχανισμοί αστοχίας διαφραγματικών τοίχων: α) κατανομή εδαφικών τάσεων β) καμπτικές ροπές γ) αστοχία λόγω κάμψης (Kramer, 1996).

Μορφές αστοχίας αγκυρωμένων τοίχων

Οι αγκυρωμένοι τοίχοι υπόκεινται ως επί το πλείστο σε αστοχία γενικευμένης αστάθειας, αστοχία λόγω καμπτικής παραμόρφωσης, αλλά και αστοχία των αγκυριών (βλ. Εικόνα 1.8). Ένας αγκυρωμένος τοίχος μπορεί να ανατραπεί, δηλαδή να περιστρέφει, γύρω από το σημείο εφαρμογής του όποιου περιορισμού μετακίνησης. Για παράδειγμα, τα ακρόβαθρα γεφυρών περιστρέφονται γύρω από την κορυφή τους. Αντίστοιχα όπως και στην περίπτωση των εύκαμπτων τοίχων, οι αγκυρωμένοι τοίχοι μπορούν να αστοχήσουν λόγω κάμψης. Ακόμα, η αστοχία ενός αγκυρωμένου τοίχου περιλαμβάνει και τυχόν εξόλκευση του αγκυρίου, αστοχία του συστήματος αγκύρωσης, ή λυγισμό. Οι καθιζήσεις του αντιστηριζόμενου εδάφους μπορούν επίσης να προκαλέσουν επιπρόσθετες αξονικές και εγκάρσιες τάσεις στα τμήματα του συστήματος αγκύρωσης του τοίχου (Kramer, 1996).



**Εικόνα 1.8:** Μηχανισμοί αστοχίας αγκυρωμένων τοίχων: α) περιστροφή ακρόβαθρου γεφυρας περί την κορυφή του β) περιστροφή λόγω μικρών παθητικών τάσεων, γ) αστοχία λόγω μειωμένης τάσης αγκύρωσης (Kramer, 1996).

### 1.3. Στατικές ωθήσεις τοίχων αντιστήριξης

Για τον τυπικό σχεδιασμό ενός τοίχου αντιστήριξης υπό στατικές συνθήκες είναι αναγκαίο να γίνει ορθός υπολογισμός των δυνάμεων που ασκούνται πάνω στον τοίχο. Κατόπιν, να πραγματοποιηθεί ο σχεδιασμός του τοίχου έτσι ώστε να αντιστέκεται σε αυτές τις δυνάμεις με ένα αρκετά μεγάλο συντελεστή ασφαλείας έτσι ώστε να προκύπτουν αποδεκτές παραμορφώσεις. Σημαντικό είναι ακόμα να καθοριστεί η μορφή των δυνάμεων που αναπτύσσονται σε ένα τοίχο, όπως για παράδειγμα η παρουσία νερού στο αντιστηριζόμενο έδαφος, δηλαδή αν το έδαφος είναι κορεσμένο ή ακόρεστο. Στην περίπτωση κορεσμένου εδάφους συμπεριλαμβάνεται στους υπολογισμούς των ωθήσεων και η πίεση του νερού των πόρων.

Στη συνέχεια, αναλύονται οι βασικές απλοποιημένες μέθοδοι της εδαφομηχανικής για τον υπολογισμό των στατικών ωθήσεων σε ένα τοίχο αντιστήριξης. Οι στατικές ωθήσεις στις κατασκευές αντιστήριξης είναι αποτέλεσμα της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής. Υπάρχουν δύο κατηγορίες ωθήσεων: οι ενεργητικές και οι παθητικές ωθήσεις. Ως ενεργητικές ωθήσεις ορίζονται οι θετικές πιέσεις όπου ασκεί το έδαφος αντιστήριξης στον τοίχο, ενώ ως παθητικές ωθήσεις οι τάσεις αντίστασης του εδάφους κατά την ώθηση του τοίχου προς αυτό.

### 1.3.1 Μέθοδος Rankine

Ο Rankine (1857) ανέπτυξε μια απλοποιημένη μέθοδο υπολογισμού της ελάχιστης τιμής της ενεργητικής ώθησης και της μέγιστης τιμής της παθητικής ώθησης που ασκούνται σε ένα τοίχο αντιστήριξης. Η συγκεκριμένη θεωρία εξετάζει το λόγο των δύο κύριων τάσεων όταν το έδαφος έρχεται σε κατάσταση διατμητικής αστοχίας μέσα στη μάζα του (πλαστική ισορροπία). Κατά την κατάσταση ενεργητικής πίεσης, η μέγιστη κύρια τάση είναι η κατακόρυφη ενεργός τάση  $\sigma'_v$ . Κατά την απομάκρυνση του τοίχου από το έδαφος, αυτό διαστέλλεται κατά την οριζόντια διεύθυνση, ενεργοποιείται το μεγαλύτερο μέρος της αντοχής του και μειώνεται η οριζόντια τάση στον τοίχο (που προσδιορίζεται εύκολα από τον κύκλο του Mohr). Όταν ενεργοποιείται η αντοχή αστοχίας του εδάφους, η ελάχιστη οριζόντια τάση που αναπτύσσεται γίνεται η ελάχιστη κύρια τάση και ονομάζεται ελάχιστη πίεση  $P_a$  (Kramer, 1996) και ορίζεται ως εξής:

$$P_a = K_a \sigma'_v - 2c\sqrt{K_a} \quad (1.1)$$

Στην παραπάνω εξίσωση ως  $K_a$  ορίζεται ο συντελεστής της ελάχιστης ενεργού τάσης, ενώ  $c$  είναι η συνοχή του εδάφους. Στην περίπτωση ενός ιδανικού λείου κατακόρυφου τοίχου με οριζόντιο αντιστηριζόμενο έδαφος, που εξετάζει η μεθοδολογία του Rankine, οι κύριες τάσεις λαμβάνονται ως κατακόρυφες και οριζόντιες και ο συντελεστής της ελάχιστης ενεργού τάσης δίνεται από:

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.2)$$

Στην περίπτωση όπου το αντιστηριζόμενο μη-συνεκτικό έδαφος βρίσκεται υπό γωνία  $\beta$  με το οριζόντιο επίπεδο, η εξίσωση η οποία χρησιμοποιείται για την εύρεση του συντελεστή  $K_a$  είναι η ακόλουθη (Terzaghi, 1943; Taylor, 1948):

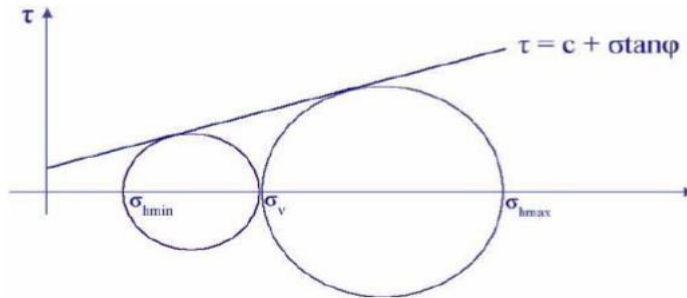
$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (1.3)$$

Ο παραπάνω τύπος ισχύει για  $\beta \leq \varphi$ . Αξίζει επίσης να σημειωθεί ότι οι εξισώσεις 1.2 και 1.3 είναι ίσες στην περίπτωση όπου  $\beta=0$ . Στην περίπτωση ξηρού, ομογενούς και μη-συνεκτικού εδάφους και με βάση τη θεωρία του Rankine, δημιουργείται τριγωνική κατανομή τάσεων, προσανατολισμένη παράλληλα στη διεπιφάνεια του αντιστηριζόμενου εδάφους με τον τοίχο αντιστήριξης. Σε αυτήν την περίπτωση, η μέγιστη τιμή της συνισταμένης  $P_a$  δρα στο ύψος  $H/3$  από τη βάση του τοίχου και δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (1.4)$$

Σύμφωνα με τη θεωρία του Rankine, κάτω από μέγιστες παθητικές πιέσεις αναπτύσσονται εδαφικές τάσεις που περιγράφονται από τον παρακάτω τύπο:

$$\sigma'_H = p_p = \sigma'_v K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (1.5)$$



**Εικόνα 1.9:** Κύκλος Mohr, θεώρημα Mohr-Coulomb.

Όταν ενεργούν οι παθητικές πιέσεις, η κατακόρυφη ενεργός τάση  $\sigma'_v$  παραμένει σταθερή, ενώ η οριζόντια τάση  $\sigma'_H$  αυξάνεται έως ότου το έδαφος να βρεθεί σε κατάσταση πλαστικής ισορροπίας. Η μέγιστη  $\sigma'_H$  που απαιτείται για να προκαλέσει αστοχία του εδάφους ονομάζεται παθητική πίεση  $P_p$ .  $K_p$  ονομάζεται ο συντελεστής της μέγιστης παθητικής πίεσης και στην περίπτωση οριζώντιου εδάφους αντιστήριξης με λείο κατακόρυφο τοίχο δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

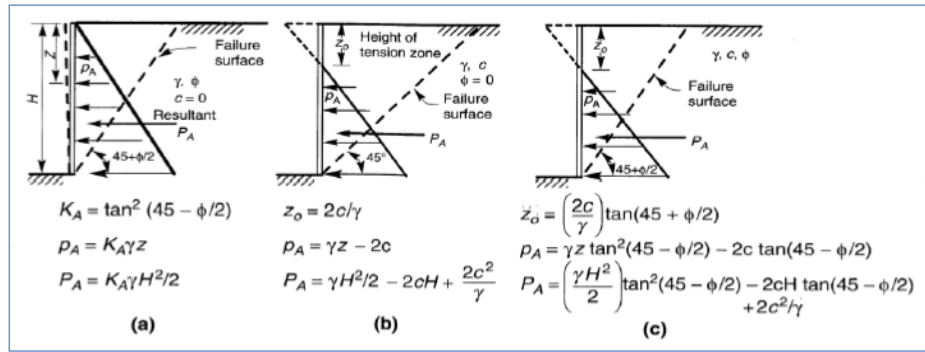
$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.6)$$

Στην περίπτωση που το αντιστηριζόμενο μη-συνεκτικό έδαφος βρίσκεται υπό γωνία  $\beta$  με το οριζόντιο επίπεδο, η εξίσωση η οποία χρησιμοποιείται για την εύρεση του συντελεστή  $K_p$  είναι η ακόλουθη:

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (1.7)$$

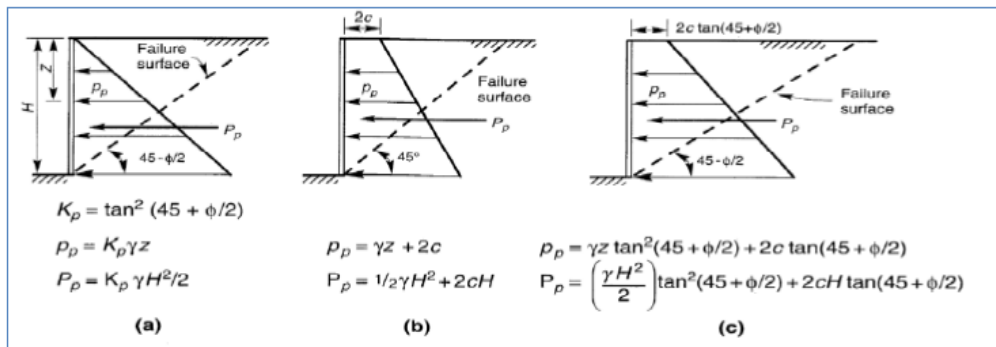
Όπως και η ενεργητική πίεση, έτσι και η παθητική συνισταμένη  $P_p$  δρα στο ύψος  $H/3$  από τη βάση του τοίχου και δίνεται από τον τύπο:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (1.8)$$



**Εικόνα 1.10:** Ενεργητική πίεση κατά Rankine: α) μη-συνεκτικό έδαφος με αντίσταση τριβής, β) συνεκτικό έδαφος χωρίς αντίσταση τριβής, γ) συνεκτικό έδαφος με αντίσταση τριβής (Kramer, 1996).

Στην περίπτωση κατά την οποία το αντιστηριζόμενο έδαφος είναι κορεσμένο, δεν μπορεί να αμεληθεί κατά τον σχεδιασμό του τοίχου αντιστήριξης η παρουσία του υδατικών πιέσεων. Το νερό των πόρων επηρεάζει σημαντικά τις ενεργές τάσεις και κατ' επέκταση τις οριζόντιες δυνάμεις που δέχεται ο τοίχος. Σε αυτήν την περίπτωση, η υδροστατική δύναμη που αναπτύσσεται λόγω της παρουσίας του νερού των πόρων πρέπει να προστεθεί στην οριζόντια δύναμη που δέχεται ο τοίχος λόγω των εδαφικών ωθήσεων.



**Εικόνα 1.11:** Παθητική πίεση κατά Rankine: α) μη-συνεκτικό έδαφος με αντίσταση τριβής, β) συνεκτικό έδαφος χωρίς αντίσταση τριβής, γ) συνεκτικό έδαφος με αντίσταση τριβής (Kramer, 1996).

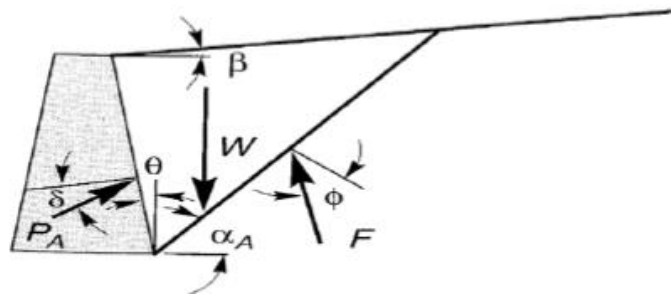
Για την ενεργοποίηση της πλήρους τιμής της παθητικής πίεσης απαιτείται πολύ μεγαλύτερη μετακίνηση του τοίχου. Αντίθετα, για την ενεργοποίηση της μέγιστης τιμής της ενεργητικής πίεσης απαιτούνται πολύ μικρότερες μετακινήσεις του τοίχου αυτού. Αναφορικά με το εδαφικό υλικό του αντιστηριζόμενου εδάφους, έχει παρατηρηθεί, ότι οι άμμοι μικρής συνεκτικότητας δίνουν μεγαλύτερες ενεργητικές πιέσεις και δυνάμεις ανατροπής. Αντίθετα, οι πυκνές άμμοι δίνουν μικρότερες παθητικές πιέσεις και δυνάμεις ευστάθειας (Kramer, 1996).

### 1.3.2 Μέθοδος Coulomb



Η αρχαιότερη θεωρία που έχει διατυπωθεί για τον υπολογισμό των ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων των γαιών πάνω σε τοίχους αντιστήριξης είναι η θεωρία του Coulomb (1776). Η θεωρία αυτή εφαρμόζεται ακόμα και σήμερα σε ορισμένες περιπτώσεις. Η βασική παραδοχή αυτής της θεωρίας και ταυτόχρονα η διαφορά της με τη θεωρία του Rankine, είναι ότι λαμβάνει υπόψη την επίδραση της τριβής του τοίχου αντιστήριξης, της κλίσης του και την κλίση στην επιφάνεια του εδάφους (Kramer, 1996).

Στη θεωρία του Coulomb, την μετακίνηση του τοίχου από το έδαφος ακολουθεί ως απόλυτο στερεό μια εδαφική μάζα, η οποία αποχωρίζεται από το υπόλοιπο έδαφος και ολισθαίνει κατά μήκος μιας επιφάνειας θραύσης (Εικόνα 1.12). Το έδαφος αστοχεί κατά μήκος αυτής της επιφάνειας. Η επιφάνεια θραύσης σχηματίζει μαζί με τη διεπιφάνεια μετώπου-εδάφους και την ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους μια σφήνα. Ο Coulomb υπολόγισε τη συνισταμένη των ωθήσεων  $P_A$  από τη θεώρηση της ισορροπίας του σφηνοειδούς αυτού χωρίου. Ακόμα μια παραδοχή της μεθοδολογίας Coulomb είναι ότι η επιφάνεια θραύσης θεωρείται επίπεδη και οι δυνάμεις τριβής κατανέμονται ομοιόμορφα κατά μήκος της επιφάνειας αυτής. Το εδαφικό πρίσμα θεωρείται ότι κινείται σε σχέση με το τραχύ μέτωπο του τοίχου, με αποτέλεσμα οι ωθήσεις να μην αναπτύσσονται κάθετα σε αυτό αλλά η συνισταμένη των ωθήσεων να παρουσιάζει κλίση  $\delta$  με την κάθετο στην εσωτερική παρειά του τοίχου (Αβρανά, 2006).



**Εικόνα 1.12:** Θεωρία Coulomb-Εδαφική σφήνα (Kramer, 1996).

Η εδαφική σφήνα χαρακτηρίζεται από βάρος  $W$ . Η πλήρης διατμητική αντοχή του εδάφους ενεργοποιείται καθώς η βαρύτητα ωθεί τη σφηνοειδή επιφάνεια να μετακινηθεί προς τα κάτω. Το γεγονός αυτό ενεργοποιεί το επίπεδο αστοχίας αλλά και την τριβή στο μέτωπο του τοίχου. Σε συνθήκες ελάχιστης ενεργητικής πίεσης, για την κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας, η ενεργή ώθηση προσδιορίζεται από τον τύπο:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (1.9)$$

όπου το  $K_a$  υπολογίζεται με βάση τον τύπο:

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

$$(1.10)$$

όπου  $\delta$  η γωνία μεταξύ της διεπιφάνειας τριβής-τοίχου-εδάφους. Η γωνία της κρίσιμης επιφάνειας αστοχίας με την οριζόντια επιφάνεια δίνεται από τη σχέση:

$$\alpha = \varphi + \tan^{-1} \left[ \frac{\tan(\varphi - \beta) + C_1}{C_2} \right] \quad (1.11)$$

όπου:

$$C_1 = \sqrt{\tan(\varphi - \beta)[\tan(\varphi - \beta) + \cot(\varphi - \theta)][1 + \tan(\delta + \theta) \cot(\varphi - \theta)]} \quad (1.12)$$

Και

$$C_2 = 1 + \{\tan(\delta + \theta)[\tan(\varphi - \beta) + \cot(\varphi - \theta)]\} \quad (1.13)$$

Η ενεργητική ώθηση  $P_a$  ασκείται σε ύψος  $H/3$  από τη βάση του τοίχου.

Η παθητική ώθηση σύμφωνα με τη θεωρία του Coulomb υπολογίζεται με βάση τον τύπο:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (1.14)$$

όπου:

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta - \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (1.15)$$

Η γωνία της κρίσιμης επιφάνειας αστοχίας για την παθητική σφήνα υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\alpha = -\varphi + \tan^{-1} \left[ \frac{\tan(\varphi + \beta) + C_3}{C_4} \right]$$

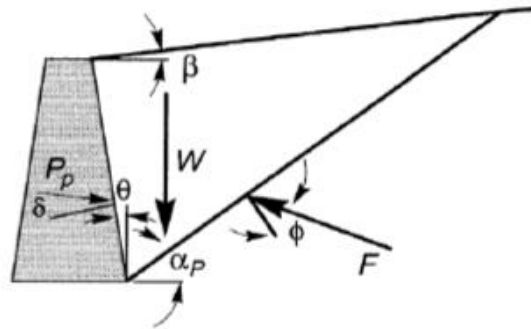
$$(1.16)$$

όπου:

$$C_3 = \sqrt{\tan(\varphi + \beta)[\tan(\varphi + \beta) + \cot(\varphi + \theta)][1 + \tan(\delta - \theta) \cot(\varphi + \theta)]} \quad (1.17)$$

και:

$$C_4 = 1 + \{\tan(\delta - \theta)[\tan(\varphi + \beta) + \cot(\varphi + \theta)]\} \quad (1.18)$$



**Εικόνα 1.13:** Τριγωνική παθητική σφηνοειδής επιφάνεια (Kramer, 1996).

Αξιοσημείωτο είναι ότι για την εφαρμογή της θεωρίας του Coulomb, η βασικότερη παραδοχή είναι ότι οι επιφάνειες αστοχίας θεωρούνται επίπεδες. Αυτό ισχύει τόσο για την ενεργητική, όσο και για την παθητική κατάσταση. Στην πραγματικότητα οι επιφάνειες αστοχίας καμπυλώνονται στα κατώτερα τμήματά τους λόγω της τριβής του τοίχου (Βασιλειάδης, 2018).

#### 1.4. Δυναμικές ωθήσεις τοίχων αντιστήριξης

Η σεισμική συμπεριφορά μιας κατασκευής αντιστήριξης εξαρτάται άμεσα από τις πλευρικές ωθήσεις που δέχεται κατά τη διάρκεια μιας σεισμικής διέγερσης. Οι ωθήσεις αυτές περιλαμβάνουν τις γεωστατικές τάσεις, που προϋπάρχουν του σεισμικού γεγονότος, αλλά και τις δυναμικές που αναπτύσσονται κατά τη διάρκεια αυτού, ενώ και οι δύο κατηγορίες τάσεων έχουν σημαντικό ρόλο στην απόκριση ενός τοίχου αντιστήριξης. Κατά την επιβολή μιας σεισμικής διέγερσης παρατηρείται μεταβολή των εδαφικών πιέσεων στον τοίχο αντιστήριξης. Σε ένα τοίχο βαρύτητας οι εδαφικές πιέσεις αυξάνονται. Το 1929 αναπτύχθηκε η μέθοδος Mononobe-Okabe, μια αναλυτική μέθοδο υπολογισμού της εδαφικής απόκρισης των τοίχων αντιστήριξης. Πρόκειται για μια ψευδοστατική μέθοδο, η οποία βασίζεται στη θεωρία του Coulomb και λαμβάνει υπόψη τις αδρανειακές δυνάμεις που ασκούνται στον τοίχο από το έδαφος. Μια παρόμοια μέθοδος είναι αυτή των Seed & Whitman (1970).

### 1.4.1 Μέθοδος Mononobe-Okabe

Ο Okabe (1926) και οι Mononobe & Matsuo (1929) ανέπτυξαν μια μεθοδολογία ψευδοστατικής ανάλυσης, η οποία εκτιμά τις σεισμικές ωθήσεις σε ένα τοίχο αντιστήριξης. Η μέθοδος αυτή έγινε γνωστή ως μέθοδος Mononobe-Okabe (M-O) και εφαρμόζεται ακόμα και στις μέρες μας. Πρόκειται ουσιαστικά για μια προέκταση της στατικής μεθόδου Coulomb σε ψευδοστατικές συνθήκες, όπου εφαρμόζονται ψευδοστατικές επιταχύνσεις πάνω στην εδαφική σφήνα, τόσο στον οριζόντιο ( $a_h$ ), όσο και στον κατακόρυφο ( $a_v$ ) άξονα. Οπότε, και σε αυτήν τη μέθοδο εξετάζονται οι περιπτώσεις των ενεργών εδαφικών τάσεων και των παθητικών εδαφικών τάσεων (Kramer, 1996).

Κατά τις συνθήκες ενεργών εδαφικών τάσεων, οι δυνάμεις θεωρείται ότι ασκούνται σε μια ενεργητική εδαφική σφήνα μη συνεκτικού εδάφους. Στην περίπτωση αυτή ασκούνται οι στατικές δυνάμεις της περίπτωσης της μεθόδου Coulomb και επιπλέον οι ψευδοστατικές δυνάμεις  $a_h=k_h g$  και  $a_v=k_v g$ . Η συνολική ενεργητική ώθηση, η οποία εκφράζεται παρόμοια με αυτή για στατικές συνθήκες, δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (1.19)$$

όπου  $K_{AE}$  είναι ο συντελεστής της δυναμικής ενεργητικής ώθησης και δίνεται από τον τύπο:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \psi)}{\cos\psi \cos^2\theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (1.20)$$

Για τον παραπάνω τύπο ισχύει ότι  $\varphi - \beta \geq \psi$ , όπου η γωνία  $\psi$  υπολογίζεται από τη σχέση  $\psi = \tan^{-1}[k_h/(1 - k_v)]$ , ενώ το ειδικό βάρος της εδαφικής σφήνας ισούται με το φαινόμενο ειδικό βάρος  $\gamma=\gamma_d$ . Η κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας και σε αυτήν την περίπτωση, όπως και στη στατική, είναι κεκλιμένη και υπολογίζεται από τον ακόλουθο τύπο:

$$a_{AE} = \varphi - \psi + \tan^{-1} \left[ \frac{-\tan(\varphi - \psi - \beta) + C_{1E}}{C_{2E}} \right] \quad (1.21)$$

όπου:

$$C_{1E} = \sqrt{\tan(\varphi - \psi - \beta)[\tan(\varphi - \psi - \beta) + \cot(\varphi - \psi - \theta)][1 + \tan(\delta + \psi + \theta) \cot(\varphi - \psi - \theta)]} \quad (1.22)$$

και:

$$C_{2E} = 1 + \{\tan(\delta + \psi + \theta)[\tan(\varphi - \Psi - \beta) + \cot(\varphi - \Psi - \theta)]\} \quad (1.23)$$

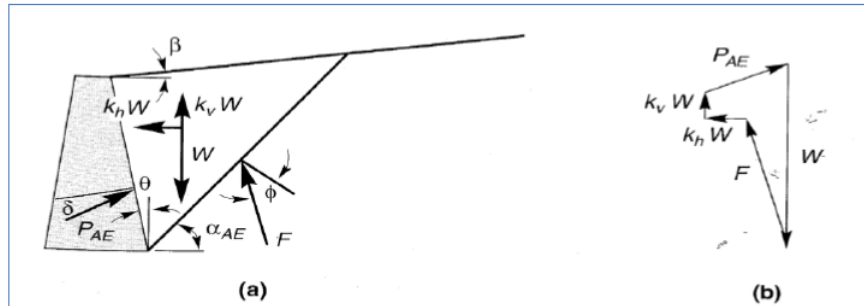
Η συνολική ενεργητική ώθηση μπορεί να αναλυθεί σε δύο επιμέρους συνιστώσες, τη στατική και τη δυναμική, όπως φαίνεται στη παρακάτω σχέση:

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} \quad (1.24)$$

Παρότι η στατική ώθηση θεωρείται ότι ασκείται σε ύψος  $H/3$  από τη βάση του τοίχου, πειραματικές δοκιμές έδειξαν ότι ασκείται λίγο ψηλότερα. Οι Seed & Whitman (1970) υπέδειξαν ότι η συνολική δυναμική συνιστώσα  $\Delta P_{AE}$  δρα κατά προσέγγιση σε ύψος  $0.6H$  από τη βάση του τοίχου. Συγκεκριμένα, το ύψος υπολογίζεται από τον τύπο:

$$h = \frac{P_A \frac{H}{3} + \Delta P_{AE}(0.6H)}{P_{AE}} \quad (1.25)$$

Το ύψος αυτό προσδιορίζεται περί το μέσο του τοίχου. Ακόμα, οι Seed & Whitman κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι σε μια τυπική περίπτωση σχεδιασμού τοίχου αντιστήριξης δεν είναι απαραίτητο να ληφθεί υπόψη η κατακόρυφη επιτάχυνση  $a_v$ .



**Εικόνα 1.14:** α) Ασκούμενες δυνάμεις στην ενεργητική σφήνα Mononobe-Okabe, β) Δυναμοπολύγωνο Mononobe-Okabe (Kramer, 1996).

Η συνολική παθητική ώθηση σε ένα τοίχο αντιστήριξης με ξηρό και μη-συνεκτικό αντιστηριζόμενο έδαφος δίνεται από τη σχέση:

$$P_{PE} = \frac{1}{2} K_{PE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (1.26)$$

όπου ο συντελεστής  $K_{PE}$  είναι ίσος με:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi + \theta - \psi)}{\cos\psi \cos^2\theta \cos(\delta - \theta + \psi) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \beta - \psi)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (1.27)$$

Η κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας δίνεται αντίστοιχα από τη σχέση:

$$a_{AE} = \psi - \varphi + \tan^{-1} \left[ \frac{-\tan(\varphi + \psi + \beta) + C_{3E}}{C_{4E}} \right] \quad (1.28)$$

όπου:

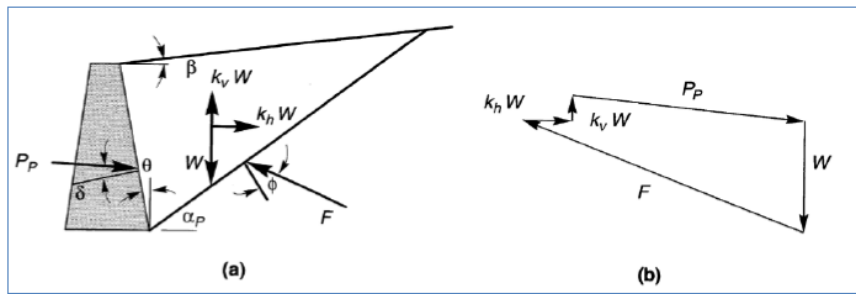
$$C_{3E} = \sqrt{\tan(\varphi + \beta - \psi)[\tan(\varphi + \beta - \psi) + \cot(\varphi + \theta - \psi)][1 + \tan(\delta + \psi - \theta) \cot(\varphi + \theta - \psi)]} \quad (1.29)$$

και:

$$C_{4E} = 1 + \{\tan(\delta + \psi - \theta)[\tan(\varphi + \beta - \psi) + \cot(\varphi + \theta - \psi)]\} \quad (1.30)$$

Η ολική παθητική ώθηση διακρίνεται σε στατική και δυναμική σύμφωνα με τον παρακάτω τύπο:

$$P_{PE} = P_P + \Delta P_{PE} \quad (1.31)$$



**Εικόνα 1.15:** α) Ασκούμενες δυνάμεις στην παθητική εδαφική σφήνα, β) Δυναμοπολύγωνο παθητικών και στατικών δυνάμεων (Kramer, 1996).

Η μέθοδος Mononobe-Okabe μπορεί να εφαρμοστεί με σχετικά καλή ακρίβεια για τον υπολογισμό των ωθήσεων σε ένα τοίχο αντιστήριξης. Στην περίπτωση όπου η ψευδοστατική επιτάχυνση έχει θετική διεύθυνση, η συνολική ώθηση ξεπερνά τη στατική. Αντίθετα, όταν η ψευδοστατική επιτάχυνση έχει αρνητική διεύθυνση, τότε η συνολική ώθηση γίνεται μικρότερη της στατικής, και αυτό διότι η παθητική ώθηση ενισχύει την ευστάθεια του τοίχου. Όταν αυξάνει η ενεργητική ώθηση, τότε η

ευστάθεια του τοίχου μειώνεται και οι σεισμικές ωθήσεις που εκτιμώνται από αυτήν τη μέθοδο καθίσταται ιδιαίτερα σημαντικές για την τελική ευστάθεια του τοίχου, ακόμα σημαντικότερες από ότι οι στατικές.

#### 1.4.2 Μέθοδος Seed-Whitman

Στις περιπτώσεις όπου ισχύουν τυπικές τιμές της γωνίας εσωτερικής τριβής ( $\phi$ ), οι Seed & Whitman (1970), βασιζόμενοι στη θεωρία των Mononobe-Okabe, θεώρησαν ότι ο συντελεστής της δυναμικής ώθησης ισούται με:

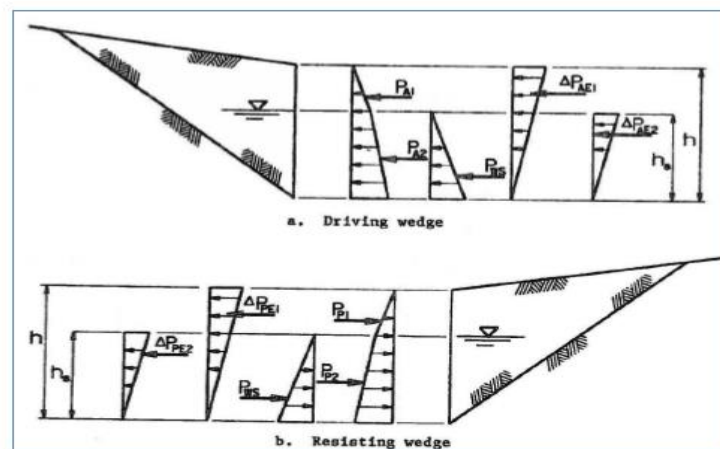
$$\Delta K_{AE} = \frac{3}{4} a_h \quad (1.32)$$

Η σχέση του συντελεστή  $\Delta K_{AE}$  και της οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης είναι σχεδόν γραμμική. Αντικαθιστώντας τη σχέση αυτή στη σχέση της συνολικής ενεργητικής ώθησης (1.19), προκύπτει η ακόλουθη σχέση:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (K_A + \frac{3}{4} a_h) \quad (1.33)$$

Τελικά, η δυναμική ώθηση προκύπτει ίση με:

$$\Delta P_{AE} = \frac{1}{2} \Delta K_{AE} \gamma H^2 \cong \frac{3}{8} a_h \gamma H^2 \quad (1.34)$$



**Εικόνα 1.16:** Συνολικές σεισμικές ωθήσεις αποτελούμενες από τις συνιστώσες και δυναμικές ωθήσεις (Seed & Whitman, 1970).

Το σημείο εφαρμογής της συνολικής ώθησης σύμφωνα με τη μέθοδο των Seed & Whitman είναι:

$$h = \frac{P_A \frac{H}{3} + \Delta P_{AE}(0.6H)}{P_{AE}} \approx 0.4H \quad (1.35)$$

### 1.5. Ελαστικές μέθοδοι δυναμικής ανάλυσης

Μια σημαντική κατηγορία μεθόδων ανάλυσης, για την εκτίμηση των ωθήσεων γαιών σε τοίχους αντιστήριξης, είναι οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης. Οι μέθοδοι αυτοί εφαρμόζονται για μη ενδόσιμους τοίχους (non-yielding walls), εφόσον δέχονται ως βασική παραδοχή τις μικρές μετακινήσεις του τοίχου. Για τον λόγο αυτό, το έδαφος θεωρείται ότι έχει ελαστικές παραμορφώσεις. Έχει αποδειχθεί, ότι η μέθοδος Mononobe-Okabe είναι αποτελεσματική για τις περιπτώσεις όπου οι μετακινήσεις του τοίχου παίρνουν αρκετά μεγάλες τιμές, έτσι ώστε να επιβάλλουν μη αναστρέψιμες παραμορφώσεις στο αντιστηριζόμενο έδαφος (Psarropoulos et al., 2005). Για τον λόγο αυτόν, σε ορισμένες κατασκευές αντιστήριξης, όπως οι τοίχοι των υπογείων και τα ακρόβαθρα γεφυρών, η μέθοδος Mononobe-Okabe δεν μπορεί να εφαρμοσθεί. Στις περιπτώσεις αυτές, δεν είναι δυνατόν να αναπτυχθούν συνθήκες οριακής ισορροπίας. Οι κινηματικοί περιορισμοί που επιβάλλονται στην κορυφή του τοίχου δεν επιτρέπουν σε αυτόν να δεχτεί μεγάλες μετακινήσεις και συνεπώς να προκαλέσει στο έδαφος μη αναστρέψιμες πλαστικές παραμορφώσεις.

Οι διάφορες ελαστικές μέθοδοι ξεκίνησαν να εφαρμόζονται για αυτές τις περιπτώσεις όπου οι δυναμικές εδαφικές ωθήσεις είναι αρκετά μεγάλες και δεν υπολογίζονται με τις μεθόδους οριακής ισορροπίας. Οι ωθήσεις που υπολογίζονται από αυτές τις μεθόδους είναι 2.5 με 3 φορές μεγαλύτερες από ότι με τις μεθόδους οριακής ισορροπίας. Για τον λόγο αυτό χαρακτηρίζονται και ως συντηρητικές μέθοδοι, οπότε δεν είναι κατάλληλες για πρακτικές εφαρμογές.

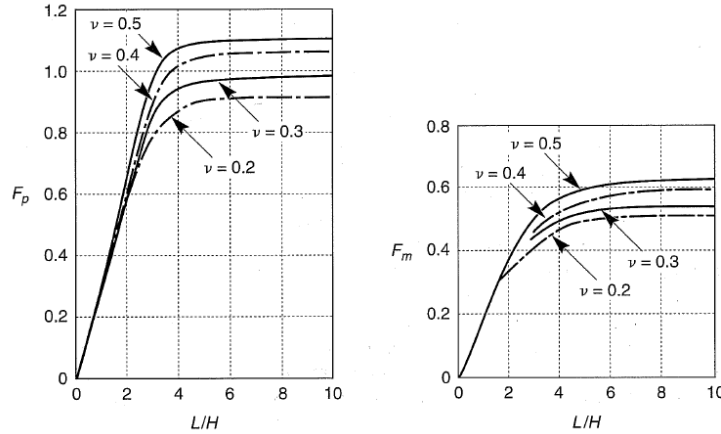
Για ένα μεγάλο χρονικό διάστημα, οι μέθοδοι οριακής ισορροπίας επικρατούσαν των ελαστικών μεθόδων. Ωστόσο, αυτό άλλαξε όταν το 1994 οι Veletsos & Younan απέδειξαν ότι οι μεγάλες εδαφικές ωθήσεις των ελαστικών μεθόδων οφείλονταν στην παραδοχή του άκαμπτου και πακτωμένου στη βάση τοίχου. Απέδειξαν ακόμα ότι το μέγεθος αλλά και η κατανομή των εδαφικών πιέσεων σχετίζονται άμεσα με την ευκαμψία του τοίχου αλλά και του εδάφους θεμελίωσης. Ένα εξίσου σημαντικό συμπέρασμα ήταν το ότι αν δοθούν ρεαλιστικές τιμές στις δύο αυτές παραμέτρους, οι δυναμικές ωθήσεις θα είναι κατά πολύ μικρότερες από τις αντίστοιχες για τις οποίες ο τοίχος θεωρείται άκαμπτος και πακτωμένος στη βάση του (Veletsos & Younan, 1994).

#### Μέθοδος Wood

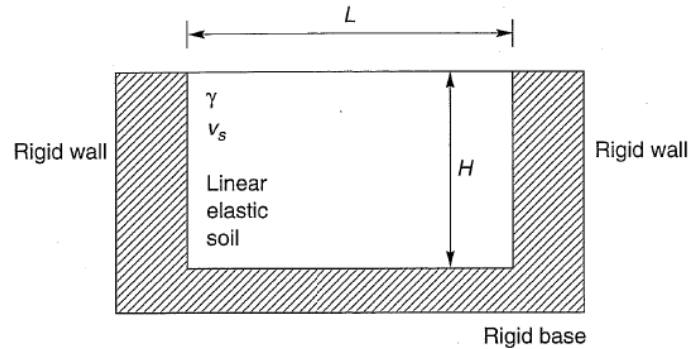
Ο Wood (1973) ανέλυσε την απόκριση ενός ισότροπου-ομογενούς ελαστικού εδάφους, το οποίο βρίσκεται ανάμεσα σε δύο άκαμπτους τοίχους αντιστήριξης και οι οποίοι συνδέονται με μια άκαμπτη βάση. Η μελέτη αυτή έδειξε ότι αν οι δύο τοίχοι βρίσκονται σε σημαντική απόσταση μεταξύ τους, τότε οι τάσεις που θα ασκηθούν στον



ένα δεν θα επηρεαστούν σημαντικά από την παρουσία του άλλου. Ένα ακόμα συμπέρασμα από την μελέτη του Wood ήταν ότι η δυναμική ενίσχυση είναι αμελητέα για σεισμικές διεγέρσεις μικρής συχνότητας, δηλαδή για διεγέρσεις μικρότερες του μισού της ιδιοσυχνότητας του εδάφους ( $f_0 = V_s/4H$ ). Η επιθυμητή λοιπόν συνθήκη είναι η εξής:  $f_0/f \leq 0.5$ . Για αυτά τα φάσματα συχνοτήτων, οι τάσεις οι οποίες ασκούνται στον τοίχο μπορούν να υπολογισθούν θεωρώντας το σύστημα ελαστικό και εφαρμόζοντας μια ομοιόμορφη, σταθερή και οριζόντια ψευδοστατική επιτάχυνση.



**Εικόνα 1.17:** Διάγραμμα συντελεστή δυναμικής ώθησης για διάφορες γεωμετρίες και λόγο Poisson (αριστερά) και όμοιο, συντελεστή ροπών ανατροπής (δεξιά), Wood(1973) (Kramer, 1996).



**Εικόνα 1.18:** Γεωμετρία μοντέλου συστήματος βάσης-μη παραμορφώσιμου τοίχου κατά Wood (1973) (Kramer, 1996).

Οι εξισώσεις που ανέπτυξε ο Wood για τον προσδιορισμό των δυναμικών ωθήσεων και των δυναμικών ροπών ανατροπής περί της βάσης του τοίχου είναι οι ακόλουθες:

$$\Delta P_{eq} = \gamma H^2 \frac{a_h}{g} F_p \quad (1.36)$$

και:

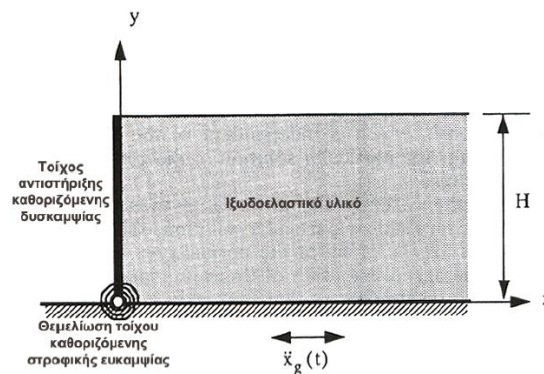
$$\Delta M_{eq} = \gamma H^3 \frac{a_h}{g} F_m \quad (1.37)$$

Στις παραπάνω εξισώσεις το  $a_h$  είναι το μέγεθος της επιτάχυνσης της βάσης και οι  $F_p$  και  $F_m$  είναι οι αδιάστατοι συντελεστές της δυναμικής ώθησης και των ροπών αντίστοιχα. Τα διαγράμματα άντλησης των συντελεστών αυτών παρουσιάζονται στην Εικόνα 1.17. Το σημείο εφαρμογής της δυναμικής ώθησης βρίσκεται στο ύψος (πάνω από τη βάση του τοίχου):

$$h_{eq} = \frac{\Delta M_{eq}}{\Delta M_{eq}} \quad (1.38)$$

#### Αναλυτική λύση Veletsos & Younan

Οι Veletsos & Younan (1994, 1997) προσπάθησαν να εκτιμήσουν το μέγεθος και την κατανομή των δυναμικών ωθήσεων και μετατοπίσεων που επιβάλλονται από οριζόντια εδαφική διέγερση σε ένα τοίχο αντιστήριξης. Ο τοίχος θεωρείται εύκαμπτος και ελαστικά δύστροπος στη βάση. Επιπλέον, έγινε αξιολόγηση της ευκαμψίας και της ευστροφίας του τοίχου ως παράμετροι που επηρεάζουν την απόκρισή του. Το έδαφος θεωρήθηκε ως ομοιογενής ισοδοελαστική στρώση, σταθερής πυκνότητας και άπειρης έκτασης στην οριζόντια διεύθυνση. Ο τοίχος θεωρήθηκε ως μια κατακόρυφη δοκός καθορισμένης ευκαμψίας (βλ. Εικόνα 1.19). Η βάση του τοίχου και της εδαφικής στρώσης διεγείρονται από μία οριζόντια κίνηση που δεν μεταβάλλεται χωρικά.



**Εικόνα 1.19:** Προσομοίωμα συστήματος τοίχου-εδάφους (Veletsos & Younan, 1994, 1997)

Οι παράμετροι που διερευνήθηκαν έχουν σχέση με τα χαρακτηριστικά της εδαφικής κίνησης, αλλά και τα χαρακτηριστικά της εδαφικής στρώσης και του τοίχου. Στην Εικόνα 1.20 παρουσιάζεται η κατανομή των αναπτυσσόμενων σεισμικών εδαφικών ωθήσεων για τοίχο αντιστήριξης, για διαφορετικές τιμές ευκαμψίας του τοίχου και στρωφικής ευκαμψίας της βάσης έδρασής του. Οι τιμές της ευκαμψίας και της στρωφικής ευκαμψίας του τοίχου δίνονται από τις σχέσεις 1.39 και 1.40 αντίστοιχα:

$$d_w = \frac{GH^3}{D_w} \quad (1.39)$$

$$d_{\theta} = \frac{GH^2}{R_{\theta}} \quad (1.40)$$

όπου:

$dw$ = Η τιμή ευκαμψίας του τοίχου.

$d\theta$ = Η τιμή στροφικής ευκαμψίας του τοίχου.

$Dw$ = Το μέγεθος, όπου εκφράζει τη δυσκαμψία του τοίχου ανά μονάδα μήκους του.

$G$ = Το μέτρο διάτμησης του τοίχου (kPa)

$H$ = Το ύψος του τοίχου αντιστήριξης (m).

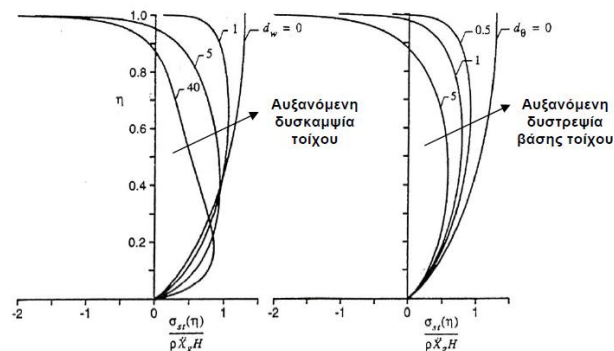
Η τιμή  $Dw$  υπολογίζεται με βάση την σχέση:

$$D_w = \frac{E_w t_w^3}{12(1 - \nu_w^2)} \quad (1.41)$$

όπου:

$t_w$ = Το πάχος του τοίχου αντιστήριξης (m).

$\nu_w$ = Ο λόγος Poisson για το υλικό του τοίχου αντιστήριξης.

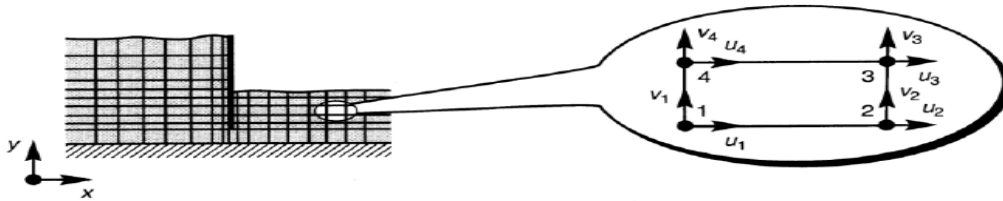


**Εικόνα 1.20:** Διαγράμματα κατανομής εδαφικών ωθήσεων σε συστήματα τοίχων αντιστήριξης-εδάφους για διαφορετικές τιμές  $dw$  και  $d\theta$  και για  $\nu=1/3$  (αριστερά:  $d\theta=0$ , δεξιά:  $dw=0$ ) (Veletsos & Younan, 1994, 1997).

## 1.6. Αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία

Οι αναλυτικές μέθοδοι είναι συνήθως εύχρηστες, δεν απαιτούν μεγάλο χρόνο ενώ θεωρούνται και αρκετά αξιόπιστες, κυρίως για στατικές συνθήκες. Παρόλα αυτά,

χρησιμοποιούνται μόνο όταν η συμπεριφορά των υλικών θεωρείται γραμμική και μόνο για μονοδιάστατα προβλήματα. Όταν αντιμετωπίζεται μια περίπτωση σύνθετης κατάστασης δυναμικής φόρτισης, τότε η χρήση αναλυτικών λύσεων είναι μια αρκετά δύσκολη διαδικασία. Σε αυτές τις περιπτώσεις γίνεται χρήση αριθμητικών μεθόδων με τη βοήθεια κατάλληλων λογισμικών, συνήθως με εφαρμογή της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων (Finite Element Method).



**Εικόνα 1.21:** Διακριτοποίηση προσομοιώματος με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων (Kramer, 1996).

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων αναπτύχθηκε κατά τη διάρκεια της δεκαετίας του 1950 και εκ τότε συνεχώς εξελίσσεται λόγω και της τεχνολογικής ανάπτυξης των ηλεκτρονικών υπολογιστών. Αρχικά χρησιμοποιήθηκε για προβλήματα αεροναυπηγικής και αντοχής των υλικών, όμως σε σύντομο χρονικό διάστημα η χρήση επεκτάθηκε και στα προβλήματα γεωτεχνικής μηχανικής (Αβρανά, 2006).

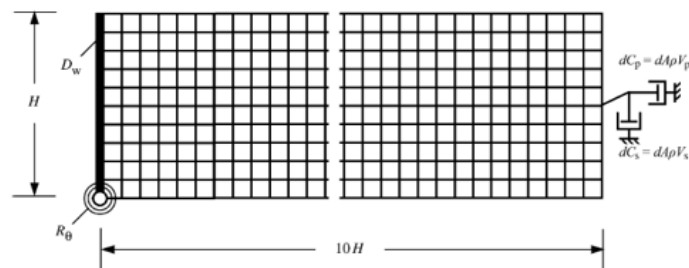
Η θεμελιώδης αρχή της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων βασίζεται στην διακριτοποίηση του προβλήματος. Η αρχική γεωμετρία του προβλήματος διαχωρίζεται σε γεωμετρικές μονάδες μικρότερων διαστάσεων, οι οποίες ονομάζονται πεπερασμένα στοιχεία. Με τον τρόπο αυτό ένα ανομοιογενές συνεχές μέσο μετατρέπεται σε ένα διακριτό μέσο, το οποίο αποτελείται από μικρότερα στοιχεία, καθένα από τα οποία έχει τις δικές του μηχανικές ιδιότητες. Τα στοιχεία αυτά αλληλοεπιδρούν μεταξύ τους μέσω των κοινών κόμβων. Στην Εικόνα 1.21 παρουσιάζεται η διακριτοποίηση ενός προσομοιώματος εδάφους-τοίχου αντιστήριξης με τετραπλευρικά στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης. Αξίζει να σημειωθεί, ότι για τους τοίχους αντιστήριξης, παρόλο που πρόκειται για τριδιάστατα προβλήματα, χρησιμοποιούνται διδιάστατες αναλύσεις επίπεδης παραμόρφωσης (plain strain), επειδή έχουν τη δυνατότητα να επιτυγχάνουν καλή ακρίβεια και μικρότερο κόστος.

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων βοήθησε σημαντικά αρκετούς ερευνητές να παρουσιάσουν κάποιες αριθμητικές ελαστικές λύσεις για τους τοίχους αντιστήριξης. Ο Scoot (1973), προκειμένου να προσομοιώσει τη σεισμική δράση ενός αντιστηριζόμενου εδάφους, κατασκεύασε ένα απλό προσομοίωμα. Στο προσομοίωμα αυτό, ο τοίχος αντιστήριξης συνδέεται με ελατήρια τύπου Winkler, με κατακόρυφη μονοδιάστατη διατμητική δοκό που αντιπροσωπεύει τη δράση του εδάφους στο ελεύθερο πεδίο. Το προσομοίωμα όμως αυτό αγνοούσε την απόσβεση της ακτινοβολίας αλλά και τη μεταφορά των διατμητικών δυνάμεων. Η έρευνα των Veletsos & Younan (1994) έδειξε ότι το προσομοίωμα του Scoot δεν περιέγραφε ικανοποιητικά την απόκριση του συστήματος καθώς χαρακτηριζόταν από σημαντικά σφάλματα (Σταθοπούλου, 2005).

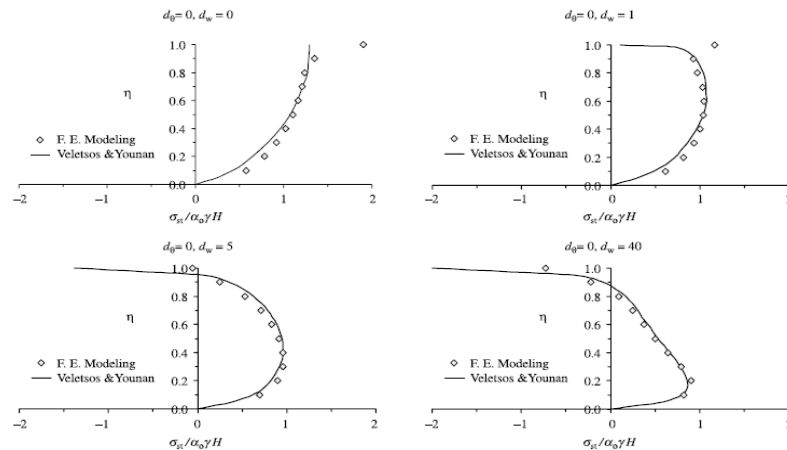
Οι Arias et al. (1981) κατασκεύασαν ένα απλοποιημένο προσομοίωμα εδάφους που λειτουργούσε ως ελαστικό μέσο και κατέληξαν σε κάποιες εκφράσεις σχετικά με τις εδαφικές ωθήσεις. Το ελαστικό αντιστηριζόμενο έδαφος προσομοιώθηκε χρησιμοποιώντας μια παραλλαγή του συμβατικού προσομοιώματος διατμητικής δοκού. Στη συνέχεια, ανέπτυξαν εκφράσεις για την απόκριση του τοίχου, τόσο για αρμονικές, όσο και για σεισμικές διεγέρσεις. Το προσομοίωμα των Arias et al., είναι αυτό που χρησιμοποίησαν και οι Veletsos & Younan (1995) για την ανάλυση άκαμπτων τοίχων με πεπερασμένου μήκους αντιστηριζόμενο έδαφος.

Παρόμοια έρευνα με προσομοίωμα διατμητικής δοκού, το οποίο είναι εφαρμόσιμο σε ημιαπείρος εκτεινόμενο έδαφος, όσο και σε πεπερασμένου μήκους έδαφος, πραγματοποιήθηκε και από τους Wu & Finn (1996). Σημειώνεται πως και ο Wood στη έρευνα που πραγματοποίησε, συνόδεψε τα αναλυτικά του αποτελέσματα με αριθμητικές λύσεις για την απόκριση άκαμπτων τοίχων, οι οποίοι αντιστηρίζουν ομοιογενές ελαστικό έδαφος πεπερασμένου μήκους που υπόκειται σε αρμονική διέγερση στη βάση του.

Οι Psarropoulos et al. (2005) πραγματοποίησαν μελέτη αριθμητικών αναλύσεων προκειμένου να επαληθεύσουν την αναλυτική λύση των Veletsos & Younan. Ο κύριος στόχος ήταν ουσιαστικά η σύγκριση των αποτελεσμάτων που προκύπτουν για δύο διαφορετικές μεθόδους υπολογισμού των δυναμικών ωθήσεων σε έναν τοίχο, την αναλυτική και την αριθμητική. Για τον σκοπό αυτό αναπτύχθηκαν κατάλληλα προσομοιώματα στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS. Η βάση τους θεωρήθηκε πακτωμένη, ενώ στην έτερη κατακόρυφη πλευρά της εδαφικής στρώσης τοποθετούνται κατάλληλα απορροφητικά όρια για την ανάκλαση των σεισμικών κυμάτων. Αφού θεωρήθηκαν συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης, πραγματοποιήθηκαν οι ίδιες παραδοχές με την αναλυτική λύση των Veletsos & Younan. Η μοναδική διαφορά ήταν ότι θεωρήθηκε πως ο τοίχος είχε μάζα ανά μονάδα επιφάνειας  $\mu_w=2.5 \text{ t/m}^2$ , ενώ η αναλυτική λύση θεωρούσε αβαρή τοίχο αντιστήριξης. Ο τοίχος προσομοιώθηκε με στοιχεία δοκού, ενώ στη βάση του τοποθετήθηκε στροφικό ελατήριο για την προσομοίωση της στροφικής ευκαμψίας του.

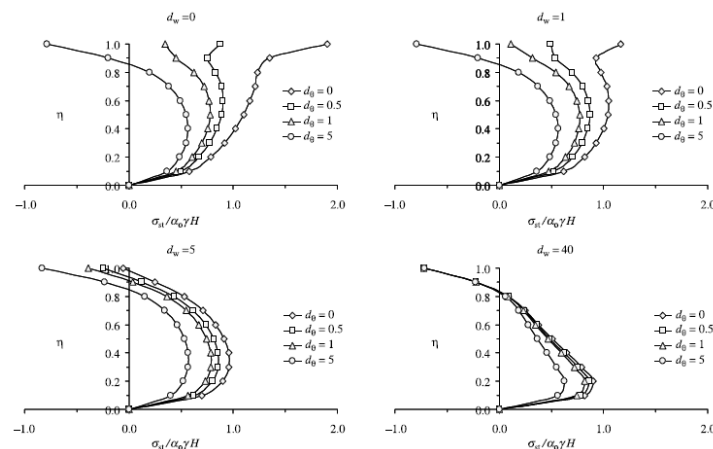


**Εικόνα 1.22:** Προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων τοίχου-αντιστηριζόμενου εδάφους (Psarropoulos et al., 2005).



**Εικόνα 1.23:** Συγκριτικά αποτελέσματα της αναλυτικής λύσης των Veletsos & Younan και της αριθμητικής λύσης, για τις αναπτυσσόμενες ωθήσεις επί του τοίχου στην οινεί στατική φάση για διάφορα  $d_w$  και  $d_\theta$  (Psarropoulos et al., 2005).

Οι αναλύσεις που έγιναν αφορούσαν τη μελέτη της επίδρασης παραμέτρων όπως η ευκαμψία του τοίχου, η ενδοσιμότητα της θεμελίωσης και η ανομοιογένεια του αντιστηριζόμενου εδάφους. Βασικό συμπέρασμα από την έρευνα αυτήν είναι ότι η αύξηση της ευκαμψίας του τοίχου οδηγεί στη μείωση των δυναμικών ωθήσεων. Ακόμα, η αύξηση της ευκαμψίας του τοίχου και της ενδοσιμότητας της θεμελίωσης έχει ως επακόλουθο την κατανομή των ωθήσεων σε σχεδόν τριγωνική μορφή με αποτέλεσμα τη μείωση του ενεργούς ύψους και κατ' επέκταση της ροπής ανατροπής.



**Εικόνα 1.24:** Κατανομή ωθήσεων για οινεί στατική κατάσταση συναρτήσει της δυσκαμψίας και της ευστρεφίας του τοίχου (Psarropoulos et al., 2005).

Για μεγάλες τιμές της δυσκαμψίας του τοίχου και της ενδοσιμότητας της θεμελίωσης, δεν θεωρήθηκε ρεαλιστική η παραδοχή της συνάφειας μεταξύ τοίχου και εδάφους, λόγω του ότι προέκυψαν εφελκυστικές τάσεις στην κορυφή του τοίχου. Το άθροισμα αυτών με τις γεωστατικές παρέμενε αρνητικό και είχε ως αποτέλεσμα την αποκόλληση τοίχου-εδάφους, αφού ο εφελκυσμός δεν είναι δυνατόν να εμφανιστεί.

Γενικά, παρατηρείται με βάση την Εικόνα 1.23 καλή συμφωνία μεταξύ των αριθμητικών λύσεων και των αναλυτικών λύσεων από τους Veletsos & Younan (1994, 1997). Μικρή απόκλιση υπάρχει στις τιμές των δυναμικών ωθήσεων στην κορυφή του τοίχου, κυρίως για τους άκαμπτους τοίχους αντιστήριξης ( $d_w=0$ ,  $d_\theta=0$ ). Αντίστοιχες

μελέτες με αυτή έχουν πραγματοποιηθεί και από άλλους μελετητές, όπως για παράδειγμα τους Λαγγούση & Μυλωνάκη (2006) και τον Γιαρλέλη (2001).

### 1.7. Μέθοδος επιτρεπόμενων μετακινήσεων

Σε πολλές από τις μεθόδους ανάλυσης της δυναμικής απόκρισης ενός τοίχου αντιστήριξης δεν λαμβάνεται υπόψη η αδράνεια του τοίχου αλλά και το μέγεθος της μετακίνησής του. Αυτές οι παράμετροι ελήφθησαν υπόψη από τους Richards & Elms (1979). Αυτοί χρησιμοποίησαν το προσομοίωμα του ολισθαίνοντος πρίσματος του Newmark (1965) για τον προσδιορισμό των μόνιμων μετακινήσεων ενός πρανούς που υπόκειται σε μια εδαφική κίνηση. Ακόμα, χρησιμοποίησαν τη λύση των Franklin & Chang (1977) για τον προσδιορισμό του άνω ορίου μόνιμων μετακινήσεων, για διαφορετικές και σύνθετες εδαφικές κινήσεις. Ουσιαστικά συνέδεσαν τη μετακίνηση του τοίχου με το επίπεδο της σεισμικής έντασης.

Στη περίπτωση των τοίχων βαρύτητας, προκειμένου να εξασφαλισθεί επαρκής ασφάλεια έναντι του κινδύνου ολίσθησης, είναι απαραίτητο να ληφθούν υπόψη και οι αδρανειακές δυνάμεις της μάζας του τοίχου. Σε αντίθεση με τις στατικές συνθήκες, όπου η μάζα συμβάλει στην ευστάθεια του τοίχου, στις δυναμικές συνθήκες επιδεινώνει την κατάσταση λόγω των αδρανειακών δυνάμεων που αναπτύσσονται. Οι οριζόντιες δυνάμεις προσθαφαιρούνται στις σεισμικές ενεργητικές ωθήσεις, ενώ οι κατακόρυφες συντελούν στην αυξομείωση των δυνάμεων τριβής στη βάση. Οι Richards and Elms (1979) καταλήγουν στο συμπέρασμα ότι οι οριζόντιες αδρανειακές δυνάμεις που ασκούνται σε ένα τοίχο μπορεί να είναι ίδιας τάξης μεγέθους με τις αντίστοιχες που προβλέπονται από τη μέθοδο Mononobe-Okabe. Με τη μέθοδο αυτή, μπορούν να σχεδιαστούν τοίχοι αντιστήριξης για ελεγχόμενη μετακίνηση και σε συνδυασμό με τη ψευδοστατική μέθοδο ανάλυσης, αποτελεί τη βάση των κανονισμών για τον σχεδιασμό ευμετακινήτων τοίχων (Σταθοπούλου, 2005).

Σύμφωνα λοιπόν με τη μέθοδο των Richards & Elms (1979), θεωρείται ότι ο τοίχος αντιστήριξης υπόκειται σε σεισμική διέγερση στη βάση του με τη μορφή χρονικά εξαρτώμενης επιτάχυνσης  $a_h = k_h(t)g$ . Σε δεδομένη χρονική στιγμή, η σεισμική αυτή διέγερση θα προκαλέσει οριζόντια αδρανειακή δύναμη,  $k_h W_w$ , όπου  $W_w$  το βάρος του τοίχου αντιστήριξης. Η οριακή τιμή της αδρανειακής δύναμης (εξαρτώμενη της επιτάχυνσης), δηλαδή η ελάχιστη ψευδοστατική επιτάχυνση που απαιτείται για να προκληθεί αστάθεια στο σύστημα τοίχου-αντιστηριζόμενου εδάφους και συνεπώς ολίσθηση, προκύπτει από τη σχέση:

$$a_{hc} 0.106 \ln \left[ \frac{37V^2}{a_{ho}gd} \right] \quad (1.42)$$

όπου:

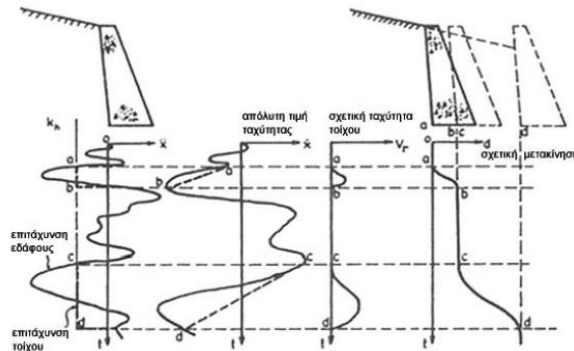
$V$ = Η μέγιστη τιμή της ταχύτητας ταλάντωσης στη βάση.

$d$ = Η επιτρεπόμενη μετακίνηση έναντι ολίσθησης του τοίχου αντιστήριξης.

$g = H$  επιτάχυνση της βαρύτητας.

$\alpha_{h0} = H$  μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης σχεδιασμού του τοίχου αντιστήριξης.

Αξιοσημείωτο είναι πως η εξίσωση 1.41 περιέχει την επίδραση των αβεβαιοτήτων που εμφανίζονται κατά την προσομοίωση του συστήματος τοίχου-αντιστηριζόμενο έδαφος (Whitman & Liao, 1984). Οι αβεβαιότητες αφορούν τους κινηματικούς περιορισμούς που χρησιμοποιούνται, την εδαφική σεισμική διέγερση και τις παραμέτρους αντοχής του εδάφους.



**Εικόνα 1.25:** Τρόπος αστοχίας του συστήματος τοίχου-εδάφους (ολίσθηση) λόγω της κίνησης της βάσης έδρασης (Richards & Elms, 1979).

Για τη διασφάλιση της ευστάθειας του συστήματος τοίχου-αντιστηριζόμενου εδάφους, επιλέγεται η τιμή ενός συντελεστή ασφαλείας έναντι ολίσθησης του τοίχου ίσος με 1.1. Με τον τρόπο αυτό δίνεται η δυνατότητα υπολογισμού του απαιτούμενου βάρους του τοίχου  $M_w$  και κατ' επέκταση των αντίστοιχων διαστάσεών του από την παρακάτω σχέση:

$$M_w = \frac{0.5\rho H^2[\cos(\delta + \theta) - \sin(\delta + \theta)\tan\phi_b]}{\tan\phi_b - \tan\psi} \quad (1.42)$$

όπου:

$$\psi = \tan^{-1} \left[ \frac{k_h}{(1 - k_v)} \right] \quad (1.43)$$

και:

$\Phi_b = H$  γωνία τριβής μεταξύ της βάσης του τοίχου αντιστήριξης και του εδάφους θεμελίωσης.

$H =$  Το ύψος του τοίχου αντιστήριξης.

$\rho = H$  πυκνότητα του εδαφικού επιχώματος.

$\theta = H$  γωνία της παρειάς του τοίχου ως προς την κατακόρυφο.



$\delta$ = Η γωνία τριβής στη διεπιφάνεια τοίχου και αντιστηριζόμενου εδάφους (επιχώματος).

$k_h$ = Ο σεισμικός συντελεστής οριζόντιας επιτάχυνσης.

$k_v$ = Ο σεισμικός συντελεστής κατακόρυφης επιτάχυνσης.

Σημειώνεται ότι οι Richards & Elms (1979), διερευνώντας τους παράγοντες που επηρεάζουν τη συνολική συνισταμένη δύναμη, διαπίστωσαν ότι η κατακόρυφη επιτάχυνση  $a_v$ , όπως και η γωνία τριβής στην διεπιφάνεια τοίχου-επιχώματος  $\delta$ , αποτελούν σχετικά ασήμαντους παράγοντες. Παρατηρήθηκε ακόμα ότι η σημασία τους μειώνεται καθώς αυξάνεται η ένταση του σεισμού. Οι Seed & Whitman (1970) είχαν καταλήξει σε παρόμοιο συμπέρασμα σε ότι αφορά την κατακόρυφη συνιστώσα. Αντίθετα, διαπιστώθηκε ότι η γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους,  $\phi$ , αλλά και η κλίση της επιφάνειας του αντιστηριζόμενου εδάφους,  $\beta$ , έχουν σημαντικότερο ρόλο. Συγκεκριμένα, η μείωση  $5^\circ$  της γωνίας  $\phi$  συνεπάγεται 30% αύξηση της δυναμικής ώθησης (για οριζόντια επιφάνεια), ενώ μια επιφανειακή κλίση  $\beta=10^\circ$  για  $a_h=0.3$ , σχεδόν διπλασιάζει τη δυναμική ώθηση.

## 1.8. Αντισεισμικοί κανονισμοί και οδηγίες για τοίχους αντιστήριξης

### 1.8.1 Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός

Σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ε.Α.Κ. 2000), στόχος της σχεδίασης των τοίχων αντιστήριξης είναι η επίτευξη του σκοπού τους κατά τη διάρκεια αλλά και μετά το πέρας της σεισμικής διέγερσης. Σύμφωνα με τον Ψαρρόπουλο (2001), τόσο η πολυπλοκότητα της δυναμικής απόκρισης του συστήματος εδάφους-κατασκευής, όσο και το ενδεχόμενο της εμφάνισης μη-γραμμικών φαινομένων κάνουν δύσκολο τον καθορισμό του μεγέθους της μετακίνησης και της παραμόρφωσης που οριοθετούν τις κατηγορίες μεθόδων υπολογισμού των δυναμικών ωθήσεων. Ο Ε.Α.Κ. 2000 διακρίνει τους τοίχους αντιστήριξης σε δύο μεγάλες κατηγορίες:

- Τοίχους που διαθέτουν δυνατότητα μετακίνησης και παραμόρφωσης.
- Ακλόνητους τοίχους.

Στη κατηγορία των ευμετακινήτων τοίχων ανήκουν αυτοί που έχουν τη δυνατότητα ολίσθησης και στροφής στην έδραση, ή η αναμενόμενη μετακίνηση στην κορυφή τους είναι τουλάχιστον 0.10% του ύψους τους. Η μέθοδος, η οποία προτείνει ο συγκεκριμένος κανονισμός είναι αυτή της οριακής ισορροπίας Mononobe-Okabe, όπου παρουσιάστηκε στη παράγραφο 1.4. Στην Εικόνα 1.26 παρουσιάζεται ένας τυπικός τοίχος αντιστήριξης και η συνολική ενεργητική ώθηση  $E_{AE}$ , σύμφωνα με τη μέθοδο Mononobe-Okabe. Σύμφωνα με τη μέθοδο Mononobe-Okabe, η οποία αποτελεί προέκταση της μεθόδου Coulomb, στο ολισθαίνουν εδαφικό πρίσμα, επιπρόσθετα των δυνάμεων που ασκούνται υπό στατικές συνθήκες, αναπτύσσονται και λόγω του σεισμού, η οριζόντια δύναμη  $a_h W$  και η κατακόρυφη  $a_v W$ . Ο οριζόντιος σεισμικός συντελεστής  $a_h$ , λαμβάνεται από τη σχέση:

$$\alpha_h = \frac{a}{q_w} \quad (1.44)$$

όπου:

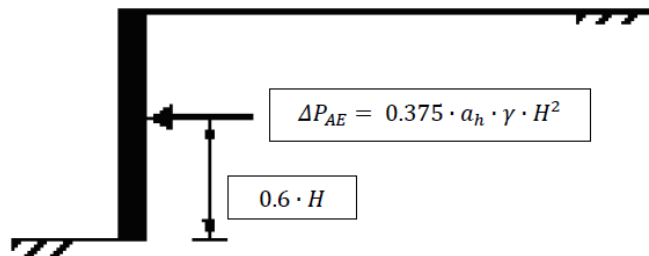
$\alpha$ = Η ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους.

$q_w$ = Ο συντελεστής συμπεριφοράς του οποίου οι τιμές δίνονται στον Πίνακα 1.1

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

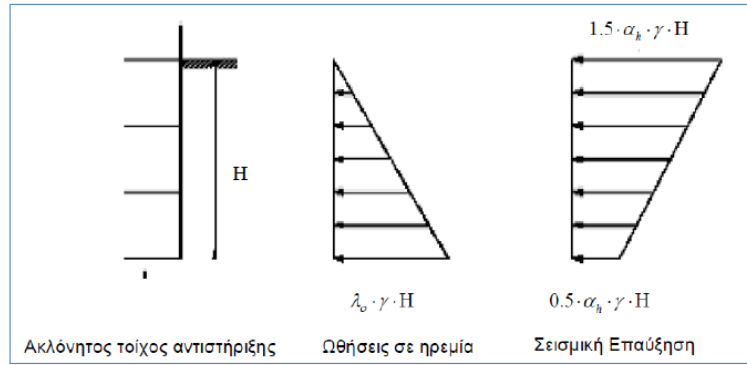
**Πίνακας 1.1:** Τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς για τοίχους αντιστήριξης (Ε.Α.Κ. 2000).

Ο κατακόρυφος συντελεστής  $\alpha_v$ , σύμφωνα με τον αντισεισμικό κανονισμό, λαμβάνεται ίσος με 0.3α. Ακόμα, σύμφωνα με τον αντισεισμικό κανονισμό που περιγράφεται, η γωνία τριβής τοίχου-αντιστηριζόμενου εδάφους στην ωθούμενη παρειά του τοίχου, δε μπορεί να λαμβάνεται μεγαλύτερη από  $(2/3)\phi_d$ , όπου  $\phi_d$  είναι η γωνία διατμητικής αντοχής του εδάφους.

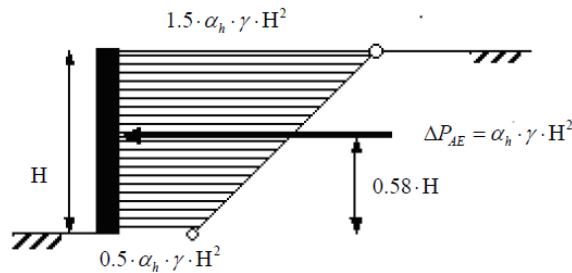


**Εικόνα 1.26:** Δυναμικές ωθήσεις σε εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης (Ψαρρόπουλος, 2005).

Στη δεύτερη κατηγορία εντάσσονται οι τοίχοι που πρακτικά θεωρούνται ακλόνητοι. Συγκεκριμένα ανήκουν οι τοίχοι που θεωρούνται απαραμόρφωτοι και ακλόνητοι στη βάση τους. Τέτοιοι τοίχοι είναι για παράδειγμα οι περιμετρικοί τοίχοι υπογείων που είναι συνδεδεμένοι με τις πλάκες ενός κτιρίου, τοίχοι φρεάτων και τοίχοι υπόγειων δεξαμενών. Σε αυτήν τη περίπτωση, οι στατικές ωθήσεις ηρεμίας επαυξάνονται κατά τη διάρκεια ενός σεισμού από γραμμικό διάγραμμα πρόσθετων οριζόντιων πιέσεων, το οποίο παρουσιάζει μέγιστη τιμή στην επιφάνεια του εδάφους ίση με  $1.50 \cdot \alpha_h \cdot \gamma \cdot H$  και ελάχιστη τιμή ίση προς  $0.50 \cdot \alpha_h \cdot \gamma \cdot H$ . στη βάση του τοίχου, όπως φαίνεται στην Εικόνα 1.27.



**Εικόνα 1.27:** Στατικές και δυναμικές ωθήσεις ακλόνητου τοίχου (ΕΑΚ 2000).



**Εικόνα 1.28:** Δυναμικές ωθήσεις ακλόνητου τοίχου αντιστήριξης (Psarropoulos et al., 2005).

Όπως συμπεραίνεται από τις ισχύουσες διατάξεις του Ε.Α.Κ. 2000, είναι ότι ο κανονισμός αυτός μελετά το σύστημα τοίχου-εδάφους. Η μελέτη γίνεται με απλοποιητικούς τρόπους, στους οποίους αγνοείται η παρουσία κτιρίων που εδράζονται επάνω στο αντιστηριζόμενο έδαφος. Στην πραγματικότητα πολλές περιπτώσεις είναι περισσότερο σύνθετες. Στις περιπτώσεις αυτές, το πρόβλημα της αλληλεπίδρασης τοίχου-εδάφους-κατασκευής γίνεται περίπλοκο καθώς η δυναμική απόκριση του ενός επηρεάζει σημαντικά τη δυναμική απόκριση του άλλου. Η δυναμική απόκριση ενός κτιρίου, το οποίο βρίσκεται κοντά στον τοίχο, αναμένεται να επηρεάσει τις εδαφικές ωθήσεις που θα ασκηθούν σε αυτόν κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Ακόμα, η δυναμική αλληλεπίδραση μεταξύ του θεμελιωμένου κτιρίου στο αντιστηριζόμενο έδαφος και του εδάφους μπορεί να είναι ευεργετική για το κτίριο, μπορεί όμως να είναι και επιβλαβής για αυτό (Αβρανά, 2006).

### 1.8.2 Σεισμικές ζώνες σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ. 2000

Για την κατασκευή ενός τοίχου αντιστήριξης, θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη και το τεκτονικό υπόβαθρο της συγκεκριμένης περιοχής όπου θα δομηθεί. Η έντονη σεισμικότητα του ελλαδικού χώρου καθιστά τον αντισεισμικό κανονισμό βασική εργαλείο σχεδιασμού μιας κατασκευής. Ο Ε.Α.Κ. 2000 διαιρεί την Ελλάδα σε 3 ζώνες ανάλογα με τη σεισμική επικινδυνότητα. Ακόμα χωρίζει το έδαφος σε 5 κατηγορίες. Η υποδιαίρεση των εδαφών γίνεται διότι το είδος του εδάφους έχει σημαντικό ρόλο στην απόκριση μιας κατασκευής σε μια σεισμική διέγερση. Για το ίδιο μέγεθος σεισμού μπορεί να υπάρξει διαφοροποίηση στη σεισμική απόκριση ανάλογα με το είδος του εδάφους.

Οι κατηγορίες εδαφών σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ. 2000 είναι η κατηγορία Α, Β, Γ, Δ και Χ. Η κατηγορία Α αφορά εδάφη βραχώδη και ημιβραχώδη. Η κατηγορία Β

περιλαμβάνει έντονα αποσαθρωμένα βραχώδη εδάφη. Η κατηγορία Γ περιλαμβάνει εδάφη από στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας. Η κατηγορία Δ περιλαμβάνει μαλακές αργίλους, ενώ η κατηγορία Χ χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοϊλώδη εδάφη επιρρεπή στη ρευστοποίηση.



**Εικόνα 1.29:** Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ. 2000.

Σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ. 2000, η Ελλάδα χωρίζεται σε 3 σεισμικές ζώνες, όπως προαναφέρθηκε (βλ. Εικόνα 1.29). Η ζώνη 1 χαρακτηρίζεται ως μια χαμηλής έντασης ζώνη, η οποία εμφανίζει επιταχύνσεις ίσες με 0.16g. Η ζώνη 2 καταλαμβάνει το μεγαλύτερο μέρος του ελλαδικού χώρου και εμφανίζει επιταχύνσεις ίσες με 0.24g. Η σεισμική ζώνη 3 παρουσιάζεται κυρίως στις περιοχές που δρα το οριζοντιολισθητικό ρήγμα της Δ.Ζ.Κ.Ε (Διατμητική Ζώνη Κεντρικής Ελλάδος) και ο Ε.Α.Κ. 2000 ορίζει τη μέγιστη επιτάχυνση ίση με 0.36g. Η ένταση των σεισμικών διεγέρσεων σχεδιασμού καθορίζεται από την επιτάχυνση σχεδιασμού,  $A$ . Το μέτρο της επιτάχυνσης σχεδιασμού εξαρτάται από τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η εδαφική επιτάχυνση  $A$  κλιμακώνεται ανάλογα με τη κατηγορία σπουδαιότητας του έργου, μέσω των τιμών του γινομένου  $\gamma \cdot A$ , όπως ορίζεται από τον κανονισμό.

### 1.8.3 Ευρωκώδικας 8

Ο Ευρωκώδικας 8 έχει ως στόχο την ικανοποιητική λειτουργία των κατασκευών αντιστήριξης, τόσο κατά τη διάρκεια, όσο και μετά από μια σεισμική διέγερση. Οι μόνιμες μετακινήσεις που ενδέχεται να εμφανιστούν ως συνδυασμός ολίσθησης και στροφής, λόγω των μόνιμων παραμορφώσεων του εδάφους θεμελίωσης, θεωρούνται ανεκτές εάν είναι συμβατές με τις λειτουργικές αλλά και αισθητικές απαιτήσεις.

Ο Ευρωκώδικας 8 (EC8) ορίζει ότι ο μηχανικός μπορεί να χρησιμοποιήσει οποιαδήποτε εγκεκριμένη και δοκιμασμένη μέθοδο για τον σχεδιασμό της κατασκευής αντιστήριξης, η οποία να περιλαμβάνει τις παραμέτρους της δυναμικής απόκρισης του συστήματος εδάφους-κατασκευής και να εξασφαλίζει την ασφάλεια αυτής. Επίσης, ο μηχανικός πρέπει να λαμβάνει υπόψη τις εξής παραμέτρους:

- Τη μη-γραμμική συμπεριφορά του εδάφους κατά τη δυναμική αλληλεπίδραση του με τον φορέα αντιστήριξης.

- Την επίδραση των αδρανειακών δυνάμεων που σχετίζονται με τη μάζα του εδαφικού υλικού της κατασκευής, αλλά και όλων των άλλων βαρυτικών δυνάμεων που συμμετέχουν στην αλληλεπίδραση του συστήματος εδάφους-κατασκευής.
- Τις υδροδυναμικές δράσεις, οι οποίες προκύπτουν από τυχόν παρουσία νερού στην πίσω πλευρά του τοίχου, στο αντιστηριζόμενο έδαφος ή και στην εξωτερική πλευρά του τοίχου με τη μορφή εξωτερικού νερού (π.χ λιμενικά έργα).
- Τη συμβατότητα μεταξύ των παραμορφώσεων του εδάφους, του τοίχου και των αγκυρώσεών του, όπου υπάρχουν.

Σε ότι αφορά τη προσομοίωση κατά EC8, αυτή πρέπει να αποτελείται από τον φορέα αντιστήριξης με τη θεμελίωσή του και την εδαφική σφήνα, η οποία πρέπει να βρίσκεται σε κατάσταση ενεργητικής ώθησης (εφόσον ο τοίχος είναι αρκετά εύκαμπτος). Ακόμα το προσομοίωμα πρέπει να περιλαμβάνει οποιοδήποτε επιβεβλημένο φορτίο που δρα στην εδαφική σφήνα και τυχόν εδαφική μάζα επί του πεδίου του τοίχου, που θεωρείται ότι βρίσκεται σε κατάσταση παθητικής ισορροπίας. Προκειμένου να επιτευχθεί η κατάσταση αυτή, είναι απαραίτητο η κατασκευή να παρουσίαση μια κίνηση. Στην περίπτωση των άκαμπτων τοίχων, η κίνηση αυτή μεταφράζεται σε ολίσθηση ή περιστροφή. Η ανάλυση πραγματοποιείται με ψευδοστατική μέθοδο, με βάση οριζόντιες και κατακόρυφες σεισμικές δυνάμεις. Οι σεισμικοί συντελεστές για την οριζόντια και κατακόρυφη σεισμική δράση,  $a_h$  και  $a_v$  αντίστοιχα, δίνονται από τις σχέσεις:

$$k_h = a \frac{s}{r} \quad (1.45)$$

Εάν ο λόγος  $a_v/a_g$  είναι μεγαλύτερος του 0.6, τότε:

$$k_v = \pm 0.5k_h \quad (1.46)$$

αλλιώς:

$$k_v = \pm 0.33k_h \quad (1.47)$$

Στη σχέση 1.45, ο παράγοντας  $r$  είναι ο λόγος μεταξύ της τιμής της επιτάχυνσης, η οποία προκαλεί την μέγιστη μόνιμη μετατόπιση συμβατή με τους υπάρχοντες περιορισμούς, και της τιμής όπου αντιστοιχεί στην κατάσταση οριακής ισορροπίας (εκκίνηση μετατοπίσεων), η οποία παίρνει τιμές από τον Πίνακα 1.2. Για τοίχους που μπορούν να αντέξουν μεγαλύτερες μετατοπίσεις, η παράμετρος αυτή μπορεί να λάβει μεγαλύτερες τιμές από αυτές που παρουσιάζονται στον πίνακα.

Τύπος Φορέα Αντιστήριξης	r
Ελεύθεροι τοίχοι βαρύτητας με αποδεκτή οριζόντια μετακίνηση μέχρι $d_r = 300 \alpha \cdot S$ (mm)	2
Ελεύθεροι τοίχοι βαρύτητας με αποδεκτή οριζόντια μετακίνηση μέχρι $d_r = 200 \alpha \cdot S$ (mm)	1,5
Καμπτόμενοι τοίχοι οπλισμένου σκυροδέματος, τοίχοι αγκυρωμένοι η με αντηρίδες, τοίχοι οπλισμένου σκυροδέματος εδραζόμενοι σε κατακόρυφους πασσάλους, τοίχοι υπογείων και ακρόβαθρα γεφυρών με εμποδιζόμενη μετακίνηση	1

**Πίνακας 1.2:** Τιμές του παράγοντα r για τον υπολογισμό του οριζόντιου σεισμικού συντελεστή (EC8).

Σε ότι αφορά τους ακλόνητους τοίχους, όπου μελετώνται και στη διπλωματική αυτήν, ο Ευρωκώδικας 8 προτείνει για την εύρεση των δυναμικών ωθήσεων τη σχέση:

$$\Delta P_d = a S \gamma H^2 \quad (1.48)$$

όπου:

$\alpha$ = Ο σχεδιαστικός συντελεστής επιτάχυνσης.

$S$ = Ο εδαφικός συντελεστής.

Το σημείο εφαρμογής της δυναμικής ώθησης θεωρείται σε ύψος  $H/2$  από τη βάση.

Όταν το αντιστηριζόμενο έδαφος περιέχει νερό ή υπάρχει παρουσία νερού στην εξωτερική πλευρά του τοίχου αντιστήριξης, τότε στην συνολική δύναμη που δέχεται ο τοίχος προστίθεται η υδροστατική και υδροδυναμική ώθηση που δέχεται από αυτό. Ο Ευρωκώδικας 8, για την περίπτωση αυτή, δίνει την εξής σχέση:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma (1 - k_v) K H^2 + E_{ws} + E_{wd} \quad (1.49)$$

όπου:

$E_{ws}$ = Η υδροστατική ώθηση.

$E_{wd}$ = Η υδροδυναμική ώθηση.

Ανάλογα με τη φύση του εδάφους, μέσα στο οποίο βρίσκεται το νερό, διαφοροποιούνται οι δυνάμεις που τελικά ασκούνται σε έναν τοίχο. Κύριος παράγοντας της διαφοροποίησης αυτής είναι η φύση του εδάφους ως προς τη διαπερατότητά του. Στη περίπτωση που το έδαφος είναι ξηρό, δεν υφίσταται η υδροδυναμική και υδροστατική ώθηση. Όταν το έδαφος είναι διαπερατό κάτω από την επιφάνεια του υδροφόρου ορίζοντα, τότε το ειδικό βάρος του εδάφους ισούται με  $\gamma^* = \gamma - \gamma_w$  και στον τοίχο ασκούνται τόσο οι υδροδυναμικές, όσο και οι υδροστατικές δυνάμεις ( $E_{ws}$ ,  $E_{wd} \neq 0$ ). Όταν το έδαφος είναι κορεσμένο κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα,

χαρακτηρίζεται από μικρή διαπερατότητα και ουσιαστικά είναι αδιαπέρατο. Το ειδικό βάρος του εδάφους προκύπτει ίδιο, όπως ακριβώς και στο διαπερατό, μόνο που στη περίπτωση αυτή δεν ασκούνται οι υδροστατικές πιέσεις ( $E_{ws}=0$ ,  $E_{wd} \neq 0$ ).

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

### ΧΡΗΣΗ ΤΟΥ ΓΕΩΑΦΡΟΥ EPS ΣΤΙΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

---

#### 2.1. Γεωαφρός EPS

Ο γεωαφρός EPS (Expanded Polystyrene) ή διαφορετικά η Ελαστική Διογκωμένη Πολυστερίνη, όπως είναι το πλήρες όνομα του υλικού (Εικόνα 2.1), αποτελεί ένα βιομηχανικό προϊόν το οποίο κατατάσσεται στα γεωσυνθετικά δομικά υλικά. Το σχήμα του είναι ορθογώνιο παραλληλεπίπεδο, ενώ η δομή του αποτελείται από πολυεδρικές κυψέλες διογκωμένου πολυστυρενίου θερμικά συγκολλημένες μεταξύ τους. Ως υλικό αποτελείται από 98% αέρα ( 80% N<sub>2</sub> και 18% O<sub>2</sub>) και 2% κυψελωτή δομή.



**Εικόνα 2.1:** Γεωαφρός EPS (Bartlet, 2014).

Η χρήση του γεωαφρού EPS ως γεωτεχνικό υλικό ξεκίνησε τη δεκαετία του 1970 με τη μορφή πρισμάτων, ενώ έως τότε χρησιμοποιούνταν μόνο ως θερμομονωτικό υλικό. Στα γεωτεχνικά έργα χρησιμοποιήθηκε κυρίως ως υλικό πλήρωσης αλλά και προστασίας έναντι επιβαλλόμενων παραμορφώσεων. Το κύριο πλεονέκτημά του είναι το εξαιρετικά μικρό ειδικό βάρος του και η μικρή πυκνότητά του που κυμαίνεται μεταξύ 12 και 60 kg/m<sup>3</sup>. Ο γεωαφρός EPS ζυγίζει περίπου το 1% του βάρους ενός συμβατικού επιχώματος, γεγονός που μειώνει αισθητά τα φορτία καθώς και τις διαδικασίες βελτίωσης του φυσικού εδάφους και έτσι το καθιστά ως ένα αξιόπιστο και αποτελεσματικό υλικό. Η χρήση του συνιστάται κυρίως για μαλακά εδάφη με προβλήματα καθιζήσεων, τα οποία και ελαχιστοποιεί (EPS Industry Alliance, 2012).



Γενικότερα η χρήση του μειώνει το κόστος κατασκευής ενός έργου αλλά και το κόστος συντήρησής του. Ένα πρόσθετο σημαντικό πλεονέκτημα του συγκεκριμένου υλικού είναι η εύκολη και γρήγορη τοποθέτησή του, η οποία δεν απαιτεί τη χρήση ειδικού εξοπλισμού. Το γεγονός αυτό συμβάλει θετικά και στο χρονοδιάγραμμα του έργου (ΠΣΔΠ, 2010). Κάποια ακόμα πλεονεκτήματα της χρήσης του γεωαφρού EPS είναι τα εξής:

- Ανθεκτικότητα στην υγρασία.
- Διάρκεια εφ' όρου ζωής αφού δεν αποσυντίθεται και δεν αποδομείται.
- Ευέλικτες μηχανικές ιδιότητες (ανάλυση στη ενότητα 2.2).
- Είναι διαθέσιμο σε μεγάλη ποικιλία τύπων και διαστάσεων.
- Αποτελεί μια αξιόπιστη και τεχνο-οικονομικά συμφέρουσα λύση.
- Εύκολη μεταφορά.
- Φιλικό προς το περιβάλλον και την υγεία των ανθρώπων.

## 2.2. Κριτήρια επιλογής και μηχανικές ιδιότητες γεωαφρού EPS

### 2.2.1. Κριτήρια επιλογής

Το EPS μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε πολλά διαφορετικά γεωτεχνικά έργα, καθένα από τα οποία χαρακτηρίζεται από συγκεκριμένες προδιαγραφές και απαιτήσεις. Οι κατηγορίες του EPS στην αγορά διαφέρουν ανάλογα με την πυκνότητα του EPS, αλλά και την αντοχή του. Η επιλογή του γεωαφρού γίνεται έπειτα από αξιολόγηση ορισμένων κριτηρίων που καθορίζουν την καταλληλότητά του για το εκάστοτε έργο. Τα κριτήρια αυτά είναι:

- Ερπυσμός: Κατά τη μελέτη μιας κατασκευής, είναι αναγκαίο να προβλέπονται οι παραμορφώσεις σε όλη τη διάρκεια λειτουργίας της. Για τον προσδιορισμό της ερπυστικής συμπεριφοράς του EPS έχει χρησιμοποιηθεί η αρχή της επαλληλίας χρόνου – θερμοκρασίας και έχει εξαχθεί το συμπέρασμα ότι στην περίπτωση όπου το επιβαλλόμενο φορτίο προκαλεί παραμόρφωση 0.5%, τότε ο γεωαφρός αναμένεται να παρουσιάσει γραμμική συμπεριφορά για τα επόμενα 100 χρόνια από τη φόρτισή του (Πατενιώτης, 2010).
- Τα μηχανικά χαρακτηριστικά του γεωαφρού: Το κριτήριο αυτό αποτελεί και το βασικότερο για την επιλογή του κατάλληλου τύπου EPS στο εκάστοτε έργο. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά είναι αναγκαίο να είναι γνωστά τόσο για ανεμπόδιστη όσο και για τριαξονική θλίψη. Ανάλογα με τα μηχανικά χαρακτηριστικά κάθε τύπου EPS προκύπτει και διαφορετική αξονική παραμόρφωση του υλικού.
- Η αλληλεπίδραση του γεωαφρού με τα άλλα δομικά υλικά: Για το κάθε έργο είναι σημαντικό να εξασφαλιστεί η αντίσταση στην ολίσθηση του γεωαφρού σε σχέση με οποιοδήποτε άλλο δομικό υλικό έρχεται σε επαφή. Συνεπώς είναι σημαντικό να εξασφαλίζεται η αντίσταση με το υποκείμενο έδαφος, τα γεωσυνθετικά υλικά αλλά και το σκυρόδεμα σε περιπτώσεις κατασκευών αντιστήριξης (ΠΣΔΠ, 2010).

Βασικό στοιχείο για τη χρήση οποιουδήποτε γεωσυνθετικού υλικού για μια κατασκευή είναι ο προσδιορισμός των λειτουργιών που αναμένεται να επιτελέσει. Ο γεωαφρός μπορεί να χρησιμοποιηθεί με τους παρακάτω τρόπους:

- Ως ελαφροβαρές υλικό πλήρωσης σε επιχώματα (κυρίως οδικά).
- Ως συμπιεστό παρέμβλημα σε έργα όπου υπάρχει αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής (π.χ., τοίχοι αντιστήριξης, ακρόβαθρα γεφυρών, τοίχοι υπογείων, βαθιά υπόγεια έργα, σήραγγες, έδραση πλακών σκυροδέματος επί εδάφους, κ.λπ.)
- Ως μονωτικό παρέμβλημα για την απομείωση θορύβων και ταλαντώσεων μικρού πλάτους (ΠΕΤΕΠ 02-07-07-00, 2017).

### 2.2.2. Τύποι και μηχανικές ιδιότητες EPS

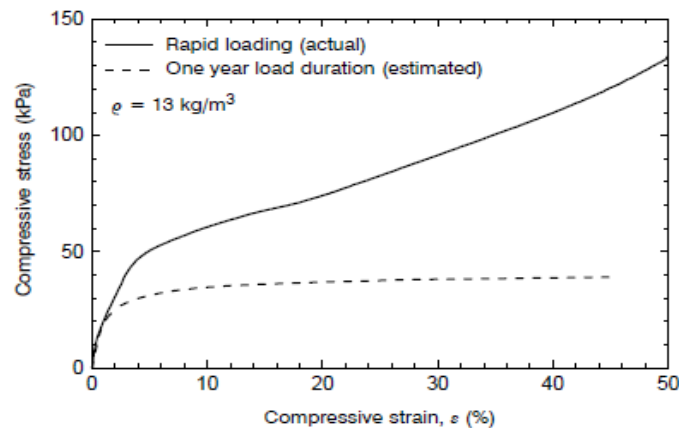
Οι διάφοροι τύποι του γεωαφρού EPS, με βάση τις οδηγίες (ΠΕΤΕΠ 02-07-07-00, 2017), βασίζονται στην ονομαστική θλιπτική αντοχή του  $\sigma_{10}$  (ή CS10), η οποία αντιστοιχεί σε παραμόρφωση  $\varepsilon=10\%$ . Για παράδειγμα το EPS100 χαρακτηρίζεται από ονομαστική αντοχή 100 kPa. Άξιο αναφοράς είναι ότι η κατηγοριοποίηση μπορεί να γίνει και με τις ονομαστικές θλιπτικές αντοχές  $\sigma_5$  (ή CS5),  $\sigma_2$  (ή CS2) και  $\sigma_1$  (ή CS1). Οι κατηγορίες του EPS παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.1. (ΠΕΤΕΠ 02-07-07-00, 2017).

Παραμόρφωση	10%	5%	2%	1%	Πυκνότητα
Κατηγορία	Θλιπτική αντοχή (kPa)				(kg/m <sup>3</sup> )
<b>EPS 40</b>	40	35	30	15	11.0
<b>EPS 50</b>	50	40	35	20	12.0
<b>EPS 60</b>	60	50	45	23	14.0
<b>EPS 70</b>	70	60	50	25	15.0
<b>EPS 80</b>	80	70	60	30	16.0
<b>EPS 90</b>	90	80	65	33	17.5
<b>EPS 100</b>	100	90	75	37	19.0
<b>EPS 110</b>	110	95	80	40	20.0
<b>EPS 120</b>	120	100	90	45	21.0
<b>EPS 130</b>	130	110	95	48	22.0
<b>EPS 140</b>	140	120	105	52	23.5
<b>EPS 150</b>	150	130	110	55	25.0
<b>EPS 200</b>	200	170	150	75	29.0
<b>EPS 250</b>	250	215	190	95	33.0
<b>EPS 270</b>	270	230	200	100	35.0
<b>EPS 280</b>	280	240	205	105	36.0

**Πίνακας 2.1:** Κατηγορίες EPS και αντίστοιχες ονομαστικές θλιπτικές αντοχές.

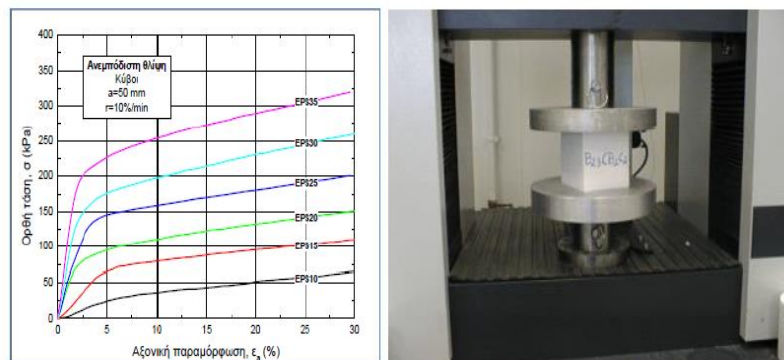
### Καμπύλες τάσης-παραμόρφωσης

Για τον υπολογισμό της παραμόρφωσης του γεωαφρού έχουν πραγματοποιηθεί εργαστηριακές έρευνες από πολλούς επιστήμονες. Ο Hovarth (1995) πραγματοποίησε κάποια πειράματα γρήγορης συμπίεσης γεωαφρού EPS με πυκνότητα  $\rho=13 \text{ kg/m}^3$ . Τα αποτελέσματα συγκρίθηκαν με τα αντίστοιχα για συμπίεση στη διάρκεια ενός χρόνου, τα οποία αντιστοιχούν στο φαινόμενο του ερπυσμού. Η γρήγορη συμπίεση πραγματοποιήθηκε με ένα ρυθμό αύξησης της τάσης 10% ανά λεπτό. Τα αποτελέσματα της έρευνας φαίνονται στο διάγραμμα της Εικόνας 2.2.



**Εικόνα 2.2:** Καμπύλες παραμόρφωσης γεωαφρού για γρήγορη και αργή μονοαξονική συμπίεση (Hovarth, 1997).

Ο Πατενιώτης (2010) πραγματοποίησε πειράματα ανεμπόδιστης θλίψης σε διαφορετικούς τύπους γεωαφρού EPS εξετάζοντας την μεταβολή της αξονικής τους παραμόρφωσης ( $\epsilon_a$ ). Τα στοιχεία της έρευνας καθώς και τα αποτελέσματα παρατίθενται στην Εικόνα 2.3.



**Εικόνα 2.3:** Διάγραμμα μεταβολής αξονικής παραμόρφωσης ( $\epsilon_a$ ) για διαφορετικούς τύπους EPS (αριστερά) και μηχανήμα δοκιμών ανεμπόδιστης θλίψης (δεξιά) (Πατενιώτης, 2010).

### Μέτρο ελαστικότητας

Αντίστοιχα, και για το μέτρο ελαστικότητας, είναι αρκετές οι μαθηματικές εκφράσεις που προσπαθούν να το υπολογίσουν και οι οποίες έχουν προκύψει ύστερα από εργαστηριακές δοκιμές για διάφορους τύπους γεωαφρού. Σύμφωνα με τον Hovarth (1995), ο γεωαφρός παρουσιάζει γραμμική συμπεριφορά για χαμηλές παραμορφώσεις

έως και 1%. Το μέτρο ελαστικότητας ( $E_{ti}$ ) σε αυτήν την περίπτωση μπορεί να προσδιοριστεί με βάση την εκάστοτε πυκνότητα του γεωαφρού (Σχέση 2.1). Τα δύο μεγέθη παρουσιάζουν μια γραμμική σχέση, καθώς όσο αυξάνει η πυκνότητα, αυξάνει και το μέτρο ελαστικότητας:

$$E_{ti} = 0.45\rho - 3 \quad (2.1)$$

Ο Dyskon (1997) χρησιμοποιώντας δεδομένα από εργαστηριακές δοκιμές, πρότεινε την ακόλουθη πολυωνμική μαθηματική έκφραση για τον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας:

$$E_{ti} = 16.431 - 1.645\rho + 0.061\rho^2 \quad (2.2)$$

Η έκφραση αυτή εξαρτάται και πάλι με την πυκνότητα του γεωαφρού και ισχύει, όπως και η προηγούμενη, για παραμορφώσεις έως 1%, αφού και ο Dyskon υποστήριξε ότι για μεγαλύτερες παραμορφώσεις η συμπεριφορά του γεωαφρού μετατρέπεται σε μη γραμμική, με το μέτρο ελαστικότητας να μειώνεται καθώς αυξάνεται η τάση.

#### Λόγος Poisson

Αρκετοί ερευνητές έχουν υπολογίσει τον λόγο Poisson μέσω εργαστηριακών δοκιμών σε δείγματα διαφόρων τύπων γεωαφρών. Γενικότερα, από τη διεθνή βιβλιογραφία προκύπτει ότι ο λόγος Poisson για τον γεωαφρό EPS είναι μικρότερος από τον αντίστοιχο για το έδαφος και έχει πολύ μικρές τιμές. Ο Hovarth (1995) προτείνει ότι όταν το EPS λειτουργεί στην ελαστική περιοχή, ο λόγος του Poisson μπορεί να εκτιμηθεί από την παρακάτω εμπειρική σχέση:

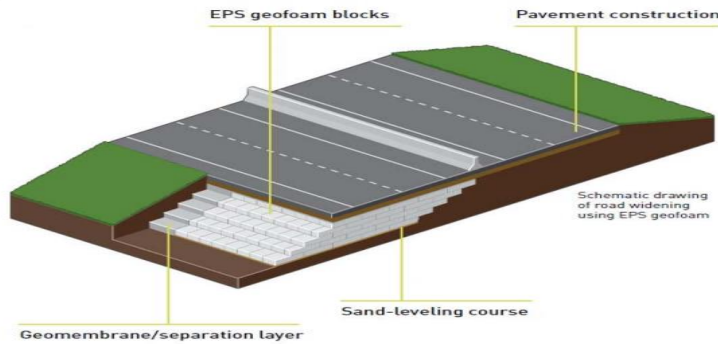
$$\nu = 0.056\rho + 0.0024 \quad (2.3)$$

### **2.3. Εφαρμογές EPS σε γεωτεχνικά έργα**

#### **2.3.1 Χρήση EPS σε επιχώματα οδοποιίας**

Σε αρκετές περιπτώσεις η κατασκευή έργων οδοποιίας γίνεται πάνω από μαλακές και ασταθείς εδαφικές στρώσεις (βλ. Εικόνα 2.4). Στη περίπτωση αυτή η χρήση του EPS μπορεί να αντικαταστήσει τη διαδικασία προφόρτισης του εδάφους και να οδηγήσει τη μείωση των φορτίων στις υποκείμενες εδαφικές στρώσεις και υπόγεια τεχνικά έργα. Πρόκειται για την πλέον συνηθισμένη χρήση του EPS και έχει τα παρακάτω πλεονεκτήματα:

- Μειώνει το κόστος της κατασκευής και συντήρησης του κατά τη λειτουργία του έργου.
- Μειώνει το βάρος της κατασκευής.
- Μειώνει τον χρόνο αποπεράτωσης του έργου καθώς αποφεύγονται οι εργασίες στερεοποίησης του εδάφους και η κατασκευή επιχώματος προφόρτισης.



**Εικόνα 2.4:** Χρήση EPS σε επίχωμα οδοποιίας (Bartlet, 2014).

Ένα από τα σημαντικότερα γεωτεχνικά έργα με εφαρμογή EPS σε επίχωμα οδοποιίας είναι αυτό της διαπολιτειακής οδού I15 στο Salt Lake City της Utah των Ηνωμένων Πολιτειών Αμερικής (βλ. Εικόνα 2.5). Στο συγκεκριμένο έργο οι δυσκολίες εντοπίστηκαν στη υπερβολική συμπίεστικότητα του εδάφους, αλλά και στην ύπαρξη ευαίσθητων υπόγειων αγωγών ύδρευσης, φυσικού αερίου και τηλεπικοινωνιών. Μία πρόσθετη πρόκληση ήταν το χρονοδιάγραμμα για την αποπεράτωσή του έργου. Ύστερα από μελέτες που πραγματοποιήθηκαν, προτάθηκε η κατασκευή επιχώματος από γεωαφρό EPS ως η καταλληλότερη λύση. Συνολικά στο έργο χρησιμοποιήθηκαν 107000 m<sup>3</sup> γεωαφρού EPS για τη κατασκευή ενός επιχώματος ύψους 8.3 m με κατακόρυφα πρηνή. Ο τύπος του EPS που χρησιμοποιήθηκε ήταν αυτός με πυκνότητα  $\rho=20 \text{ kg/m}^3$ . Τα αποτελέσματα της χρήσης του EPS ήταν ιδιαίτερα ενθαρρυντικά αφού:

- Ελαχιστοποιήθηκαν οι καθιζήσεις.
- Μειώθηκε ο χρόνος κατασκευής του έργου.



**Εικόνα 2.5:** Επίχωμα γεωαφρού EPS κατά την κατασκευή της διαπολιτειακής οδού I15 στο Salt Lake City (EPS Industry Alliance, 2012).

Πρόσφατα κατασκευάστηκαν και στην Ελλάδα δύο μεγάλα οδικά επιχώματα στον Αυτοκινητόδρομο ΠΑΘΕ στην περιοχή των Θερμοπύλων. Πρόκειται για την πρώτη ευρείας κλίμακας εφαρμογή EPS στον ελλαδικό χώρο σε οδικά επιχώματα. Στην περίπτωση αυτή, ύστερα από μελέτες, κρίθηκε απαραίτητη η χρήση EPS για να ελαχιστοποιηθούν τα επιβαλλόμενα φορτία σε ένα ιδιαίτερα μαλακό και συμπίεστο έδαφος. Αξίζει επίσης να σημειωθεί ότι το EPS χρησιμοποιείται και για τη διαπλάτυνση σιδηροδρομικών επιχωμάτων. Η ικανότητα αυτοευστάθειάς του καθιστά μη αναγκαία την κατασκευή τοίχου αντιστήριξης, εντούτοις όμως θα χρειαστεί κάποιος τοίχος πρόσοψης ή επικάλυψη με εκτοξευμένο σκυρόδεμα (ΠΕΤΕΠ 02-07-07-00, 2017).



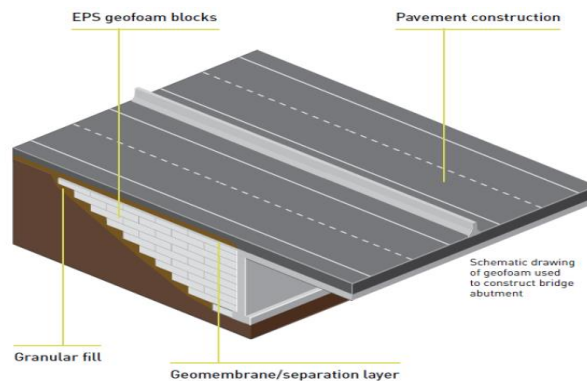
**Εικόνα 2.6:** Χρήση γεωαφρού EPS σε μεταβατικό οδικό επίχωμα στην περιοχή των Θεσσαλονίκων (ΠΙΕΤΕΠ 02-07-07-00, 2017).

### 2.3.2 Χρήση EPS σε ακρόβαθρα γεφυρών

Μια ακόμη σημαντική εφαρμογή του EPS είναι στα ακρόβαθρα και τα μεταβατικά επιχώματα των γεφυρών (βλ. Εικόνα 2.7 και Εικόνα 2.8). Η χρήση και σε αυτήν την περίπτωση γίνεται κυρίως όταν το έδαφος χαρακτηρίζεται από μεγάλη συμπιεστότητα και παρουσιάζονται μεγάλα προβλήματα από καθιζήσεις. Τα κυριότερα πλεονεκτήματα για τη χρήση γεωαφρού σε αυτήν την κατηγορία έργων είναι:

- Μείωση του ίδιου βάρους της κατασκευής.
- Πρόκληση πολύ μικρών καθιζήσεων σε σχέση με ένα συμβατικό επίχωμα.
- Ικανότητα διαμόρφωσης των κατακόρυφων παρειών.
- Έντονη μείωση των επιβαλλόμενων φορτίων στο ακρόβαθρο της γέφυρας.

Αξίζει να σημειωθεί ότι το ακρόβαθρο μιας γέφυρας λειτουργεί ουσιαστικά ως κατασκευής αντιστήριξης, που είναι και το ευρύτερο αντικείμενο της παρούσας εργασίας.



**Εικόνα 2.7:** Χρήση EPS σε μεταβατικό επίχωμα γέφυρας (EPS Industry Alliance, 2012).

Ένα παράδειγμα της χρήσης του EPS σε μεταβατικό επίχωμα και ακρόβαθρο γέφυρας είναι αυτό της γέφυρας Hjelmungen στη Νορβηγία. Στην περίπτωση του συγκεκριμένου έργου, παρατηρήθηκε ύστερα από την αποπεράτωσή του, υπερβολική συμπιεστότητα του εδάφους καθώς και καθιζήσεις των μεταβατικών επιχωμάτων. Ακόμα ένα πρόβλημα που έκανε την εμφάνισή του ήταν η εγκάρσια εξώθηση του υπεδάφους και η δυσλειτουργία των ακροβάθρων.



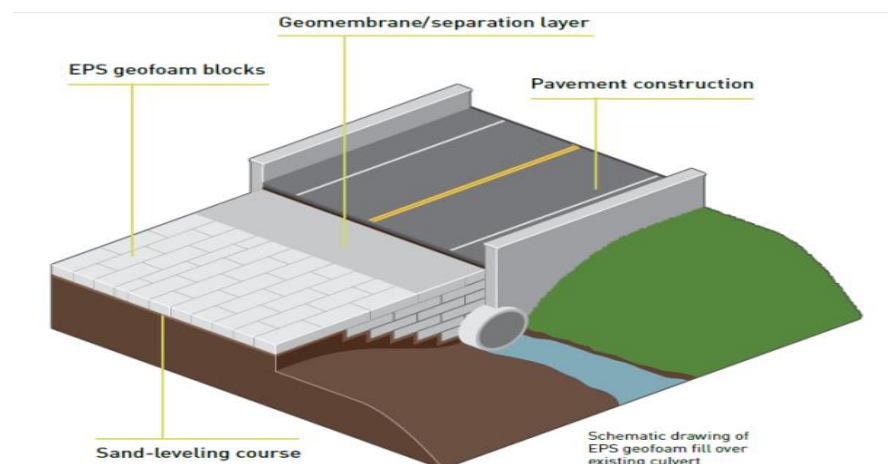
Το σύνολο των παραπάνω ζητημάτων λύθηκε μετά την αντικατάσταση των τυπικών επιχωμάτων πρόσβασης και των ακροβάθρων με αντίστοιχα από γεωαφρό EPS. Για το έργο αυτό έγινε χρήση 2500 m<sup>3</sup> γεωαφρού EPS, τριών διαφορετικών τύπων, με πυκνότητες 20, 25 και 35 kg/m<sup>3</sup>. Το αποτέλεσμα της χρήσης ήταν η δραστική μείωση των συνολικών και διαφορικών καθιζήσεων αλλά και η λειτουργικότητα της γέφυρας.



**Εικόνα 2.8:** Χρήση γεωαφρού EPS σε ακρόβαθρο γέφυρας (Πατενιώτης, 2020).

### 2.3.3 Χρήση EPS για προστασία υπόγειων κατασκευών και αγωγών

Συχνά η κάλυψη υπόγειων αγωγών πραγματοποιείται μέσω επίχωσης με εδαφικά υλικά. Ιδιαίτερα σε περιπτώσεις όπου ο αγωγός βρίσκεται σε μεγάλο βάθος, η επίχωση αυτή μπορεί να προκαλέσει σημαντικές καταπονήσεις σε αυτόν. Οι τάσεις και οι παραμορφώσεις που θα δημιουργηθούν πιθανόν να μην έχουν ληφθεί επαρκώς υπόψη κατά τον σχεδιασμό του αγωγού. Λύση στο συγκεκριμένο πρόβλημα είναι η αφαίρεση μέρους της επίχωσης και η αντικατάστασή του με γεωαφρό EPS. Ακόμα, ο γεωαφρός μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε περιοχές από τις οποίες περνάει ο αγωγός και το έδαφος είναι επιρρεπές στην καθίζηση, αλλά και στη διασταύρωση ενός αγωγού με ένα ενεργό σεισμικό ρήγμα (ΠΕΤΕΠ 02-07-07-00).



**Εικόνα 2.9:** Χρήση EPS για την προστασία υπόγειου αγωγού (EPS Industry Alliance, 2012).

Γενικότερα, το EPS χρησιμοποιείται και για την προστασία υπόγειων έργων. Στην πόλη Dusseldorf της Γερμανίας και συγκεκριμένα πάνω από τερματικό σταθμό του μετρό, η στάθμη του εδάφους ήταν απαραίτητο να υψωθεί κατά 5m (βλ. Εικόνα 2.10).

Για να εξασφαλιστεί μικρή επιφόρτιση της υπάρχουσας κατασκευής, κρίθηκε απαραίτητη η χρήση  $2165 \text{ m}^3$  γεωαφρού πυκνότητας 15 και  $20 \text{ kg/m}^3$ . Μετά τη χρήση δεν ήταν απαραίτητη η λήψη πρόσθετων μέτρων για την υπάρχουσα κατασκευή.

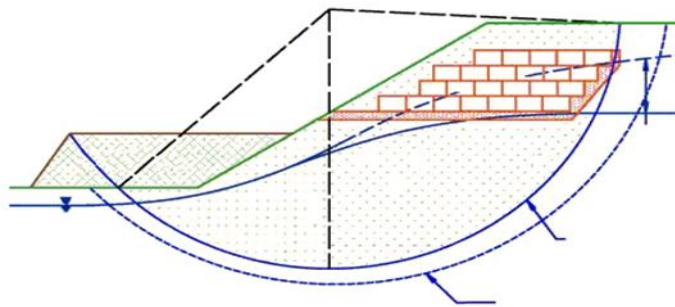


**Εικόνα 2.10:** Χρήση EPS σε επίχωμα πάνω από το σταθμό του μετρό στο Dusseldorf.

#### 2.3.4 Χρήση EPS σε ευστάθεια πρανών

Μια σημαντική χρήση του γεωαφρού EPS είναι αυτή για τη βελτίωση της ευστάθειας (σταθεροποίηση) εδαφικών πρανών (βλ. Εικόνα 2.11 και Εικόνα 2.12). Σε τέτοιου είδους έργα, πραγματοποιείται αφαίρεση της κορυφής του πρανού και αντικατάστασή της με το ελαφροβαρές υλικό EPS. Σκοπός είναι να μειωθεί ο κίνδυνος της αστοχίας τύπου κυκλικής ολίσθησης του πρανού. Τα πλεονεκτήματα συνεπώς της χρήσης EPS στην ευστάθεια πρανών είναι (ΠΕΤΕΠ 02-07-07-00, 2017).

- Μείωση της δρώσας μάζας ολίσθησης.
- Δυνατότητα κατασκευής κατακόρυφου μετώπου.
- Μείωση του χρόνου αποκατάστασης οδών που έχουν υποστεί καθιζήσεις.



**Εικόνα 2.11:** Αστοχία τύπου κυκλικής ολίσθησης πρανού (ΠΕΤΕΠ 02-07-07-00, 2017).

Στην περιοχή Schoharie της Νέας Υόρκης χρησιμοποιήθηκε γεωαφρός για την αποκατάσταση ολισθαίνοντος πρανού. Στο έργο χρειάστηκαν περίπου  $2800 \text{ m}^3$  γεωαφρού πυκνότητας  $20 \text{ kg/m}^3$ . Ως αποτέλεσμα, ήταν η αύξηση του συντελεστή ασφαλείας του πρανού καθώς και η μείωση του βάρους του.





**Εικόνα 2.12:** Εφαρμογή EPS για ευστάθεια πρανούς (Πατενιώτης, 2020).

### 2.3.5 Χρήση EPS για την ανάπλαση τοπίου

Ο γεωαφρός EPS παρουσιάζει ευρεία χρήση σε έργα ανάπλασης και διαμόρφωσης τοπίου. Ευνοεί τη διαμόρφωση επιχωμάτων με μικρή επιφόρτιση, παρέχει ευελιξία στον σχεδιασμό, ενώ προστατεύει και τις σήραγγες από τυχόν καταπτώσεις βράχων σε ανάλογα έργα. Ιδιαίτερο παράδειγμα ανάπλασης τοπίου με EPS είναι αυτό στην πόλη του Αμβούργου στη Γερμανία όπου πραγματοποιήθηκε αποκατάσταση του τοπίου επάνω από μια σήραγγα αυτοκινητόδρομου με  $2100\text{m}^3$  γεωαφρού πυκνότητας  $15\text{kg/m}^3$  και ύψους επιχώματος 6m αλλά και επικάλυψη με δενδροφύτευση.



**Εικόνα 2.13:** Χρήση EPS στην ανάπλαση τοπίου στο Αμβούργο.

## 2.4.Χρήση και αποτελεσματικότητα EPS σε τοίχους αντιστήριξης

Οι κατασκευές εδαφικής αντιστήριξης αποτελούν σημαντικό τμήμα πολλών έργων πολιτικού μηχανικού. Ο γεωαφρός EPS μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως υλικό επίχωσης πίσω από μια κατασκευή αντιστήριξης, προκειμένου να μειώσει τις ασκούμενες ωθήσεις προς αυτήν (βλ. Εικόνα 2.14). Επειδή οι οριζόντιες πιέσεις που ασκούνται σε ένα τοίχο αντιστήριξης εξαρτώνται από το βάρος της επίχωσης, η αντικατάσταση του συμβατικού εδαφικού υλικού επίχωσης με γεωαφρό συμβάλει στην προστασία τους από τα στατικά φορτία. Ακόμα, η τοποθέτηση γεωαφρού πίσω από κατασκευές αντιστήριξης συμβάλλει και στον περιορισμό των επιπρόσθετων οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων. Σε λιμενικούς κρηπιδότοιχους, οι οποίοι λειτουργούν ως κατασκευές

αντιστήριξης, η χρήση του γεωαφρού μειώνει σημαντικά και τις επιβαλλόμενες υδροστατικές πιέσεις (EPS Industry Alliance, 2012).



**Εικόνα 2.14:** Εφαρμογή EPS σε τοίχο αντιστήριξης σκυροδέματος (Πατενιώτης, 2020).

Τις τελευταίες δεκαετίες γίνονται από πολλούς επιστήμονες προσπάθειες να μελετηθεί η χρήση του EPS και συγκεκριμένα η αποδοτικότητά του σε κατασκευές αντιστήριξης. Οι συγκεκριμένες μελέτες πραγματοποιούνται τόσο εργαστηριακά, όσο και υπολογιστικά με τη χρήση μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων (finite element method). Αρχικά, οι περισσότερες έρευνες που είχαν ως αντικείμενο μελέτης την αποτελεσματικότητα του EPS έναντι των οριζόντιων σεισμικών ωθήσεων είχαν επικεντρωθεί στην κατηγορία των τοίχων τύπου προβόλου. Οι πρώτες έρευνες διεξάχθηκαν από τους Hovarth (1995), Partos & Kazaniwsky (1987), Karpurapu & Bathurst, 1992, Tsukamoto et al., 2002 McGown et al., 1988 και Hovarth (2004). Οι έρευνες αυτές κινούνταν ως προς δύο διαφορετικές κατευθυντήριες γραμμές σε ότι αφορά το EPS. Στην πρώτη κατηγορία κατατάσσονται οι έρευνες που χρησιμοποίησαν αριθμητικές αναλύσεις με χρήση της οριακής στατικής προσέγγισης και υπολογιστικών εργαλείων. Η διεξαγωγή τους έγινε με χρήση προσομοιωμάτων πεπερασμένων στοιχείων. Στις αναλύσεις αυτές η συμπεριφορά του αντιστηριζόμενου εδάφους θεωρήθηκε ως ελαστοπλαστική ή ισοδύναμα στατική (π.χ., Inglis et al., 1996 και Athanasopoulos et al., 2007, κ.α.).

Η δεύτερη κατηγορία αφορά τις έρευνες όπου χρησιμοποιήθηκε σεισμική τράπεζα με φυσικά δοκίμια μικρής κλίμακας προκειμένου να προσδιοριστεί η σεισμική αποτελεσματικότητα του EPS σε κατασκευές αντιστήριξης. Με βάση τα εργαστηριακά αποτελέσματα, ο γεωαφρός EPS θεωρήθηκε ως ένα καθαρά συνεκτικό ή ως ένα ισοδύναμο γραμμικό υλικό. Στη συνέχεια, με βάση τα πειράματα και τα αποτελέσματα πολλών παραμετρικών αναλύσεων, προέκυψε ότι η αποτελεσματικότητα ως προς τις εδαφικές ωθήσεις (δηλαδή η αναλογία της μείωσης των σεισμικών φορτίων λόγω της «κατακόρυφης μόνωσης» του τοίχου με το EPS, ως προς την τιμή των σεισμικών φορτίων χωρίς αυτήν) εξαρτάται από τις ακόλουθες παραμέτρους:

- Διατομή του συμπιεστού παρεμβλήματος.
- Πυκνότητα του γεωαφρού EPS.
- Κανονικοποιημένο πάχος του συμπιεστού παρεμβλήματος.
- Σχετική συχνότητα διέγερσης.
- Ένταση δόνησης.

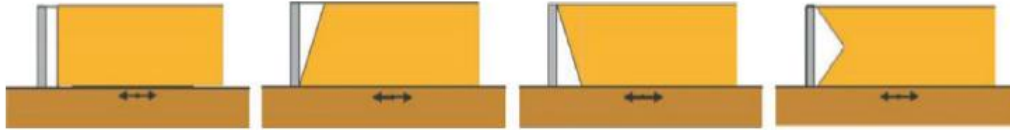
- Ύψος και δυσκαμψία τοίχου.

Γενικότερα οι εργαστηριακές δοκιμές βοηθούν στην επιβεβαίωση των αριθμητικών αναλύσεων και στην επικύρωση της αξιοπιστίας των αποτελεσμάτων. Παρόλα αυτά, ένας συνήθης περιορισμός στις εργαστηριακές δοκιμές είναι το μέγεθος των περισσότερων κατασκευών. Το πρόβλημα αυτό γίνεται εντονότερο στις εφαρμογές γεωτεχνικής μηχανικής όπως, π.χ., τους τοίχους αντιστήριξης. Για τον λόγο αυτόν, σε ότι αφορά τις εφαρμογές γεωτεχνικής μηχανικής, οι δοκιμές αυτές πραγματοποιούνται σε φυγοκεντρίστη. Κατά τη φυγοκέντρωση εκτελούνται δοκιμές σε μικρότερης κλίμακας προσομοιώματα χωρίς να υπάρχουν προβλήματα οριακών επιδράσεων. Το βάρος των φυσικών υλικών αυξάνεται τεχνητά με φυγόκεντρο δύναμη, και έτσι η μικρής κλίμακας κατασκευή συμπεριφέρεται ως κανονική. Αξίζει να αναφερθεί ότι οι δοκιμές φυγοκέντρωση παρέχουν αντιπροσωπευτικά αποτελέσματα σε αντίθεση με τις δοκιμές μικρής κλίμακας (1g) της σεισμικής τράπεζας, όπου η απόκριση εξαρτάται από την κλίμακα του προσομοιώματος.

#### 2.4.1 Υπολογισμός αποτελεσματικότητας EPS με χρήση αριθμητικών μεθόδων

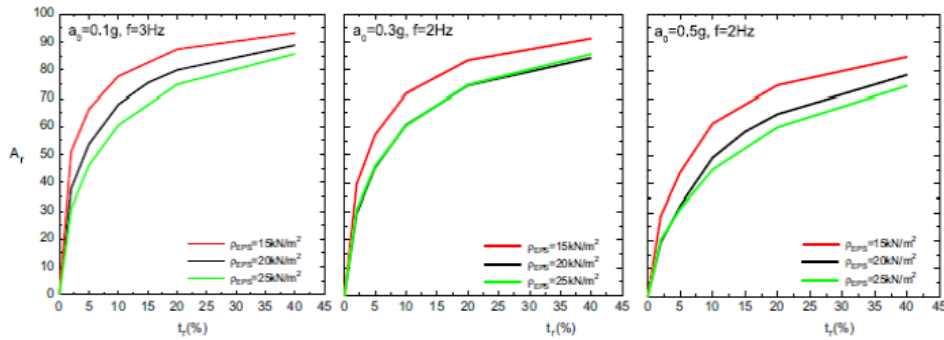
Όπως προαναφέρθηκε, πολλές είναι οι μελέτες που έχουν πραγματοποιηθεί με τη χρήση αριθμητικών μεθόδων, μέσω λογισμικών πεπερασμένων στοιχείων, για την σεισμική αποδοτικότητα του EPS. Μια σημαντική έρευνα που έχει γίνει και η οποία επικυρώνει τα εργαστηριακά αποτελέσματα παρόμοιων ερευνών, είναι αυτή των Athanasopoulos-Zekos (2012) και παρουσιάζεται εκτενώς στη συνέχεια. Σκοπός της συγκεκριμένης μελέτης ήταν η διερεύνηση της μείωσης των σεισμικών ωθήσεων και των μετακινήσεων μετά την τοποθέτηση EPS σε κατασκευές αντιστήριξης. Η μελέτη αφορούσε ενδόσιμους τοίχους, ενώ πραγματοποιήθηκε και σύγκριση με μη-ενδόσιμους τοίχους (non-yielding walls).

Σύμφωνα με την μελέτη των Athanasopoulos et al. (2007), σημαντική παράμετρος για τις αναλύσεις είναι το σχήμα της τομής του γεωαφρού (Εικόνα 2.15), καθώς και το κανονικοποιημένο πάχος ( $t_r$ ) ως προς το ύψος του τοίχου. Από την εν λόγω μελέτη προέκυψε ότι αποδοτικότερη μορφή είναι το ανάστροφο τρίγωνο. Παρόλα αυτά στις περισσότερες μελέτες χρησιμοποιείται ορθογωνική μορφή, επειδή οι διαφορές είναι αμελητέες. Σημαντική επίσης παράμετρος, η οποία επηρεάζει την αποδοτικότητα του EPS, είναι η πυκνότητά του, δηλαδή ο τύπος του γεωαφρού που χρησιμοποιείται. Σύμφωνα με τα πειράματα, η μείωση της πυκνότητας του EPS,  $\rho_{EPS}$ , μειώνει τη σεισμική αποτελεσματικότητα (isolation efficiency) του γεωαφρού. Ακόμα επισημάνθηκε πως παρόλο που και το ελαφρύτερο EPS προσφέρει σημαντική μείωση των ωθήσεων, μπορεί να προκαλέσει ανεπιθύμητες παραμορφώσεις και μετακινήσεις στο έδαφος αντιστήριξης. Για τον λόγο αυτόν ο τύπος EPS που συνήθως προτείνεται είναι αυτό με πυκνότητα  $\rho=20\text{kg/m}^3$  σύμφωνα με το BS 14933 (2009), δηλαδή η χρήση του EPS100.

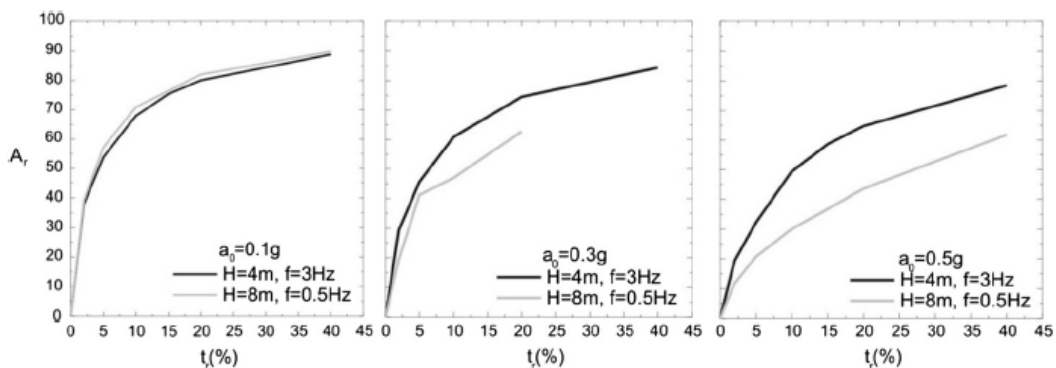


**Εικόνα 2.15:** Διαφορετικά σχήματα γεωαφρού EPS πίσω από τοίχο αντιστήριξης (Athanasopoulos-Zekos et al., 2012).

Μια ακόμα σημαντική παράμετρος, όπως προαναφέρθηκε, για τη διερεύνηση της σεισμικής αποτελεσματικότητας ( $A_r$ ) του EPS που ερευνήθηκε από τους Athanasopoulos et al. (2012) ήταν και το κανονικοποιημένο πάχος του γεωαφρού EPS (Εικόνα 2.16). Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της έρευνάς τους και σε συμφωνία με τα αποτελέσματα των Zarnani και Bathrust (2007, 2009), προέκυψε γραμμική αύξησης της αποτελεσματικότητας για ένα κανονικοποιημένο πάχος  $t_r$  έως και 5%. Για μεγαλύτερα πάχη η σχέση αυτή γίνεται μη-γραμμική.



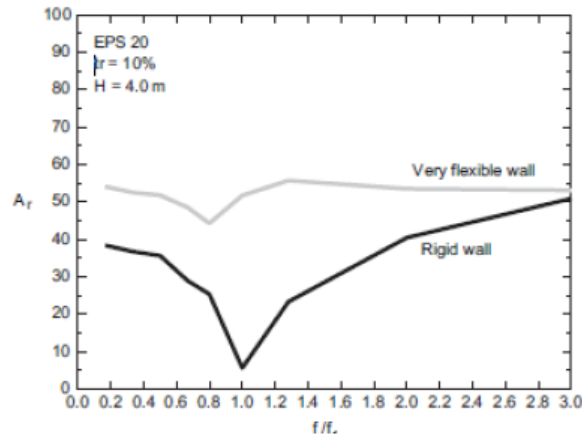
**Εικόνα 2.16:** Διαγράμματα αποτελεσματικότητα μόνωσης ( $A_r$ ) σε σχέση με το κανονικοποιημένο πάχος για διαφορετικές πυκνότητες EPS και σεισμικές εντάσεις (Athanasopoulos-Zekos et al., 2012).



**Εικόνα 2.17:** Επίδραση του ύψους του τοίχου αντιστήριξης και της σεισμικής διέγερσης στη σεισμική αποτελεσματικότητα του EPS100 (Athanasopoulos-Zekos et al., 2012).

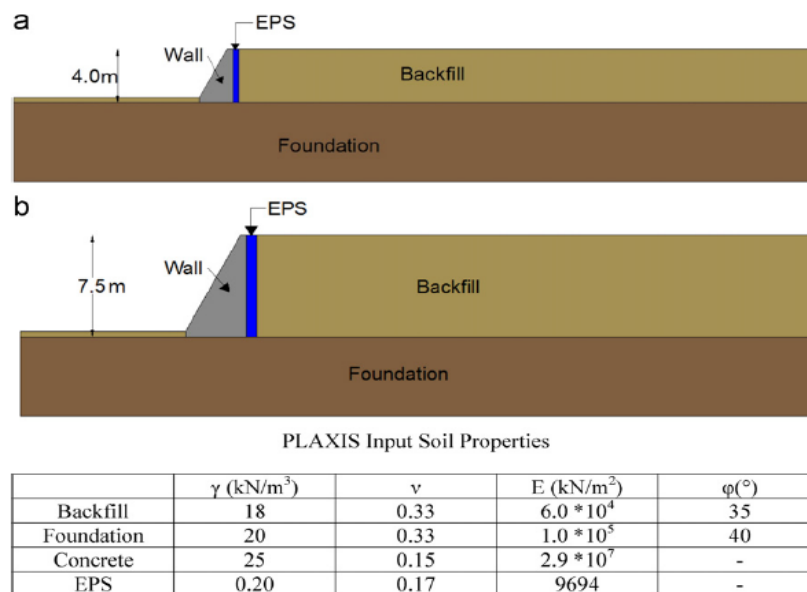
Ακόμα ένα συμπέρασμα των ερευνών σχετικά με την εφαρμογή του EPS σε τοίχους αντιστήριξης σύμφωνα με την παραπάνω μελέτη, είναι ότι όταν ο λόγος της συχνότητας διέγερσης προς την ιδιοσυχνότητα του εδάφους  $f/f_0$  είναι μικρότερος του

0.3 ή μεγαλύτερος του 2, τότε η επίδραση του συντονισμού λόγω της συχνότητας διέγερσης που ασκείται στο σύστημα είναι αμελητέα.



**Εικόνα 2.18:** Επίδραση της συχνότητας διέγερσης στη αποτελεσματικότητα μόνωσης για εύκαμπτο και άκαμπτο τοίχο (Athanasopoulos-Zekos et al., 2012).

Στη μελέτη των Athanasopoulos-Zekos et.al. (2012) διερευνήθηκε η αποτελεσματικότητα μόνωσης ( $A_r$ ) ενός τοίχου αντιστήριξης τύπου βαρύτητας με ενδοσιμότητα (yielding wall), στον οποίο έχει τοποθετηθεί γεωαφρός EPS. Το προσομοίωμα δημιουργήθηκε με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS 2D και απεικονίζεται στην Εικόνα 2.19. Η διερεύνηση έγινε για δύο διαφορετικά ύψη τοίχου, 4m και 7.5m. Ανάμεσα στον τοίχο αντιστήριξης και το αντιστηριζόμενο έδαφος τοποθετήθηκε συμπιεστό παρέμβλημα γεωαφρού τύπου EPS100, του οποίου το κανονικοποιημένο πάχος ( $t_r$ ) ως προς το ύψος του ποικίλει. Το μέτρο δυστημσίας του EPS είναι ίσο με  $G=4.1\text{MPa}$ . Το προσομοίωμα της κατασκευής αντιστήριξης και του αντιστηριζόμενου εδάφους εδράζεται σε βραχώδες υπόβαθρο ύψους 5m.



**Εικόνα 2.19:** Προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων και μηχανικές ιδιότητες υλικών (Athanasopoulos-Zekos et al., 2012).

Η σεισμική ένταση στο προσομοίωμα κυμάνθηκε μεταξύ 0.05g και 0.5g μέγιστη επιτάχυνση στη βάση του. Αντίστοιχα, στη βάση του τοίχου παρατηρήθηκαν τιμές μέγιστης επιτάχυνσης από 0.06g έως και 0.82g. Το εύρος συχνοτήτων του συζευγμένου συστήματος τοίχου-εδάφους αντιστήριξης-βραχώδους υποβάθρου κυμαίνεται από 0.3Hz έως και 20Hz. Για τον τοίχο ύψους 4m η ιδιοσυχνότητα είναι 7Hz, ενώ για τον τοίχο ύψους 7m είναι 3.5Hz. Τρία βασικά μεγέθη που μελετώνται κατά τη διάρκεια δυναμικών αναλύσεων σε τοίχους αντιστήριξης στους οποίους έχει τοποθετηθεί EPS είναι:

- 1) Η μείωση της συνολικής σεισμικής ώθησης  $\Delta P$  στον τοίχο.
- 2) Η μείωση της μετατόπισης  $\Delta d$  στον τοίχο.
- 3) Η μείωση της ευστρεψίας  $\Delta \psi$  του τοίχου.

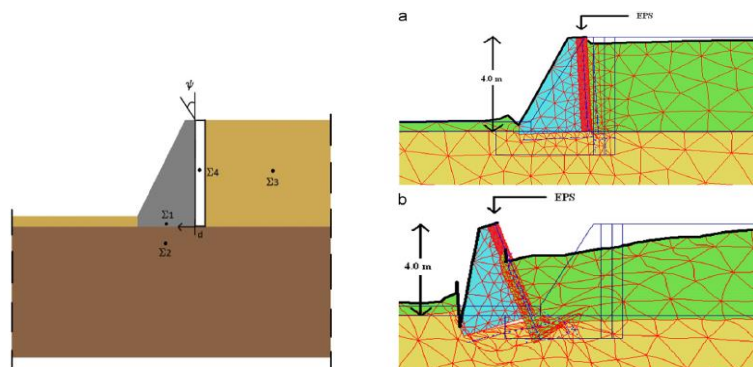
Τα παραπάνω μεγέθη προκύπτουν με βάση τους ακόλουθους συντελεστές:

$$Ap = \frac{\Delta p \text{ (με EPS)}}{P \text{ (χωρίς EPS)}} \quad (2.4)$$

$$Ad = \frac{\Delta d \text{ (με EPS)}}{d \text{ (χωρίς EPS)}} \quad (2.5)$$

$$A\psi = \frac{\Delta \psi \text{ (με EPS)}}{\psi \text{ (χωρίς EPS)}} \quad (2.6)$$

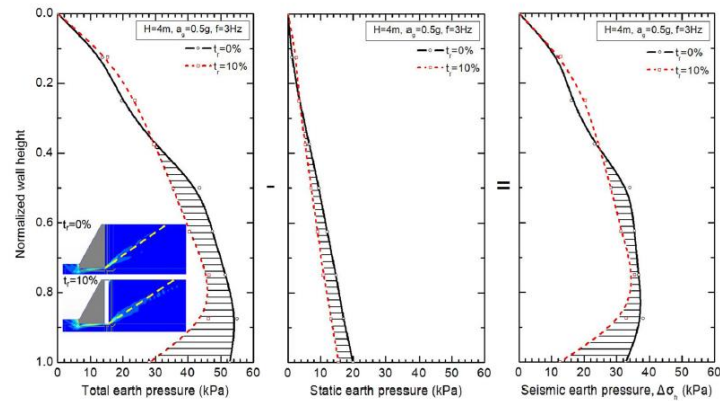
Η αποτελεσματικότητα έναντι των σεισμικών ωθήσεων ( $A_T$ ) ισούται με τη σεισμική ώθηση και υπολογίζεται ως η διαφορά της συνολικής (σεισμικής και στατικής) ώθησης σε ένα σημείο ως προς τη στατική ώθηση στο σημείο αυτό. Η αποδοτικότητα  $A_d$  υπολογίζεται ως η διαφορά μεταξύ των οριζόντιων μετακινήσεων στα σημεία  $\Sigma 1$  και  $\Sigma 2$  (βλ. Εικόνα 2.20). Η αποδοτικότητα  $A_\psi$  έναντι περιστροφής (κλίση τοίχου) υπολογίζεται από τη διαφορά μεταξύ των οριζόντιων μετατοπίσεων της βάσης (σημείο  $\Sigma 1$ ) και της στέγης του τοίχου, διαιρεμένο με το ύψος του τοίχου.



**Εικόνα 2.20:** Σημεία υπολογισμού μετακινήσεων και περιστροφής (αριστερά) και μετακίνηση και περιστροφή τοίχου (δεξιά) (Athanasopoulos-Zekos et al., 2012).

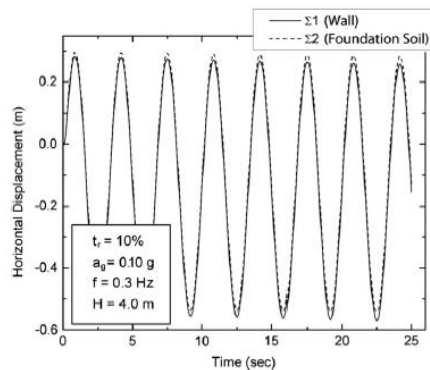


Τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων της εργασίας των Athanasopoulos-Zekos et al. (2012) παρουσιάζονται στην Εικόνα 2.21. Παρατηρείται η επίδραση του EPS στη μείωση των δυναμικών ωθήσεων στον τοίχο αντιστήριξης. Η μείωση παρατηρείται και για τις στατικές φορτίσεις, αλλά και για τις σεισμικές. Οι τιμές των στατικών και δυναμικών ωθήσεων σε κάθε σημείο προκύπτουν από τη μέγιστη τιμή της χρονοϊστορίας των ορθών τάσεων καθ' ύψος του τοίχου κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης που χρησιμοποιήθηκε.



**Εικόνα 2.21:** Διαγράμματα εδαφικών τάσεων για τοίχο αντιστήριξης ύψους 4m με EPS ( $t_r=10\%$ ) (Athanasopoulos-Zekos et al., 2012).

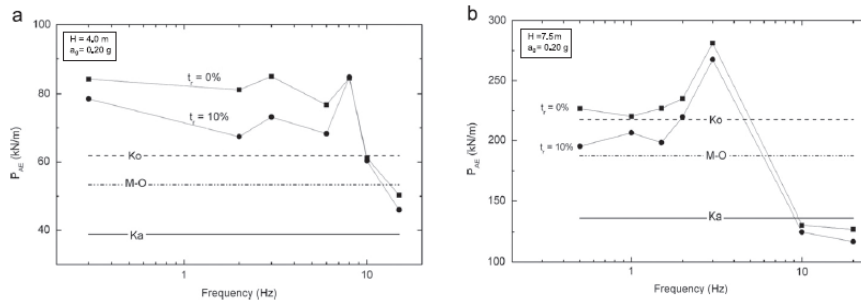
Η διερεύνηση που πραγματοποιήθηκε αφορούσε και τη συνολική μετακίνηση του τοίχου αντιστήριξης κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης. Ο υπολογισμός πραγματοποιήθηκε αφαιρώντας τη μετακίνηση του σημείου 1 από την αντίστοιχη για το σημείο 2. Οι χρονοϊστορίες των μετακινήσεων για τα δύο σημεία αναφοράς παρουσιάζονται στην Εικόνα 2.22.



**Εικόνα 2.22:** Σχετικές μετακινήσεις τοίχου για τα σημεία  $\Sigma 1$  και  $\Sigma 2$  (Athanasopoulos-Zekos et al., 2012).

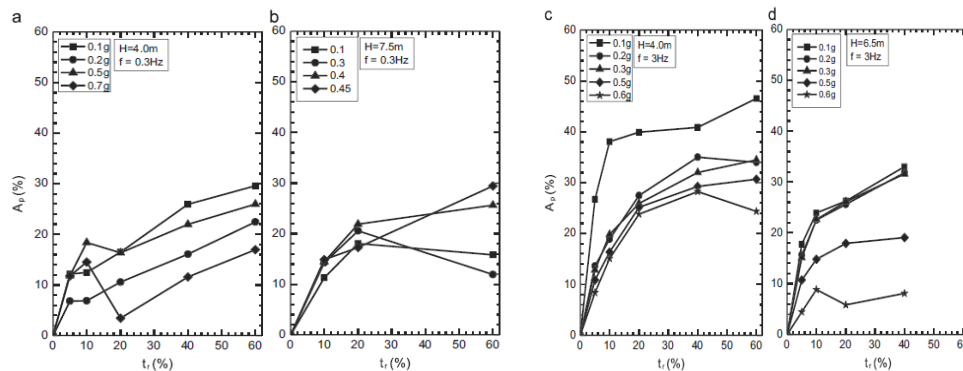
Μερικές ακόμη παράμετροι που εξετάστηκαν, είναι η εξάρτηση της αποτελεσματικότητας του EPS με το κανονικοποιημένο πάχος ( $t_r$ ), η μέγιστη επιτάχυνση της σεισμικής διέγερσης  $a_g$ , το ύψος του τοίχου  $H$  και η συχνότητα της διέγερσης  $f$ . Σε ότι αφορά το ύψος του τοίχου, η έρευνα έδειξε ότι η μείωση των ωθήσεων λόγω της εφαρμογής EPS επέρχεται και στα δύο προσομοιώματα για ύψος τοίχου 4m και 7.5m αντίστοιχα. Το ίδιο ισχύει και για την συχνότητα της σεισμικής διέγερσης. Μείωση επέρχεται σε όλο το εύρος συχνοτήτων, από 0.3Hz έως και 20Hz,

και για σεισμική ένταση με μέγιστη επιτάχυνση  $a_g=0.2g$ . Για τις συχνότητες συντονισμού, προέκυψε από τις αναλύσεις, ότι η μείωση που επέρχεται στις δυναμικές ωθήσεις είναι αρκετά μικρή. Τα αποτελέσματα αυτά παρατηρούνται στα διαγράμματα της Εικόνας 2.23.

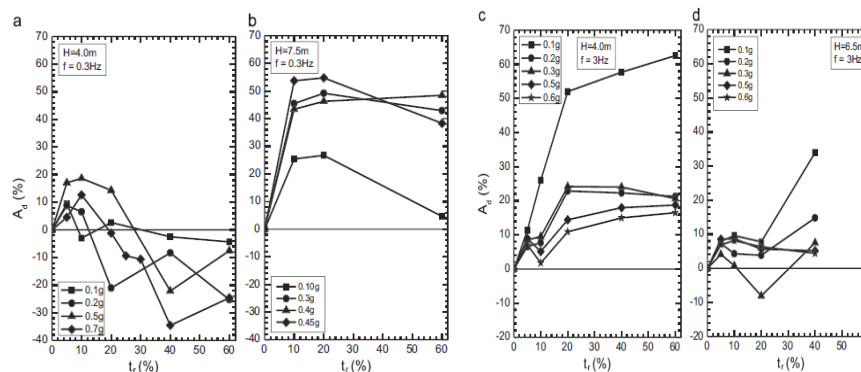


**Εικόνα 2.23:** Στατική και σεισμική ώθηση σε σχέση με τη συχνότητα διέγερσης  $f$  για τους δύο εξεταζόμενους τοίχους (Athanasopoulos-Zekos et al., 2012).

Η αποτελεσματικότητα του EPS ως προς τις σεισμικές ωθήσεις,  $A_p$ , για τον τοίχο με ύψος 4m αυξάνεται με την αύξηση του κανονικοποιημένου πάχους  $t_r$ . Αντίθετα, για την περίπτωση του τοίχου με ύψος 7.5m αυξάνει, έως ότου φτάσει σε μια μέγιστη τιμή με ένα κανονικοποιημένο πάχος το οποίο προσεγγίζει τις τιμές 20-25%. Για περαιτέρω αύξηση του πάχους δεν παρατηρείται αύξηση της αποτελεσματικότητας, λόγω της ενδοσιμότητας του τοίχου και κατ' επέκταση της δυνατότητας ολίσθησης του.



**Εικόνα 2.24:** Επίδραση του πάχους  $t_r$  του EPS στην αποτελεσματικότητα του (Athanasopoulos-Zekos et al., 2012).



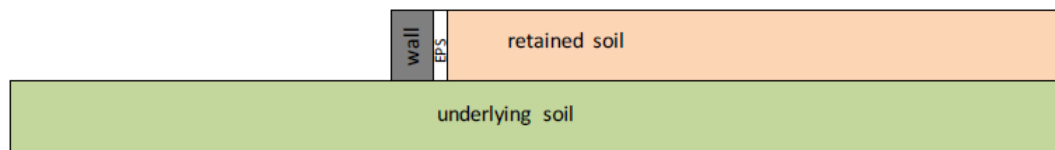
**Εικόνα 2.25:** Επίδραση του πάχους  $t_r$  του EPS στη αποδοτικότητα ως προς την οριζόντια μετακίνηση (Athanasopoulos-Zekos et al., 2012).



Η αποδοτικότητα ως προς την οριζόντια μετακίνηση Ad είναι διαφορετική για τα δύο προσομοιώματα. Για τον τοίχο ύψους 4m, φτάνει περίπου το 20% για  $tr=10\%$  και στη συνέχεια μειώνεται για μεγαλύτερα πάχη. Για τον τοίχο ύψους 7.5m, αυξάνει γραμμικά μέχρι το πάχος  $tr=10\%$ , φτάνοντας μέχρι και 50% σαν μέγιστη τιμή. Από εκεί και πέρα δεν προκύπτει αύξηση.

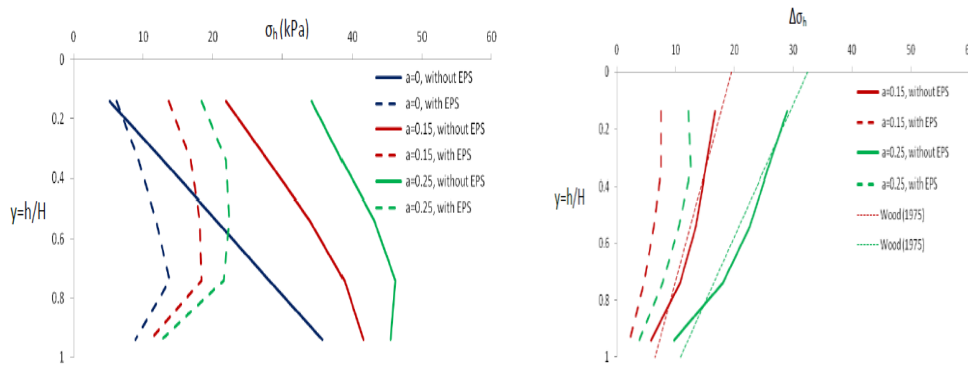
Παρόμοια έρευνα διεξάχθηκε και από τους Ψαρρόπουλος & Πατενιώτης (2018), οι οποίοι μελέτησαν επίσης ένα τοίχο αντιστήριξης ύψους 5m και διερεύνησαν την αποτελεσματικότητα του EPS στη μείωση των δυναμικών φορτίων. Ο τοίχος θεωρήθηκε πακτωμένος στο βραχώδες υπόβαθρο, ενώ εφαρμοστήκαν σε αυτόν ψευδοστατικές διεγέρσεις με επιταχύνσεις  $a_g=0.15g$  και  $a_g=0.25g$ . Η διερεύνηση πραγματοποιήθηκε όχι μόνο για τα σεισμικά φορτία αλλά και για τα στατικά, ενώ πραγματοποιήθηκε και σύγκριση των αποτελεσμάτων με τις αναλυτικές λύσεις του Wood (1975). Τα μηχανικά χαρακτηριστικά καθώς και το προσομοίωμα στο λογισμικό PLAXIS 2D παρατίθενται στη συνέχεια.

	retained soil	underlying soil	underlying rock	wall (concrete)	EPS
unit weight, $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18	20	25	25	0.2
modulus of elasticity, E (kPa)	$6 \cdot 10^4$	$1 \cdot 10^5$	$2.9 \cdot 10^7$	$2.9 \cdot 10^7$	9694
Poisson's ratio, $\nu$ (-)	0.33	0.33	0.15	0.15	0.17
angle of friction, $\phi$ (°)	35	40	-	-	-



**Εικόνα 2.26:** Μηχανικές ιδιότητες προσομοιώματος και προσομοίωμα τοίχου αντιστήριξης (Ψαρρόπουλος & Πατενιώτης, 2018).

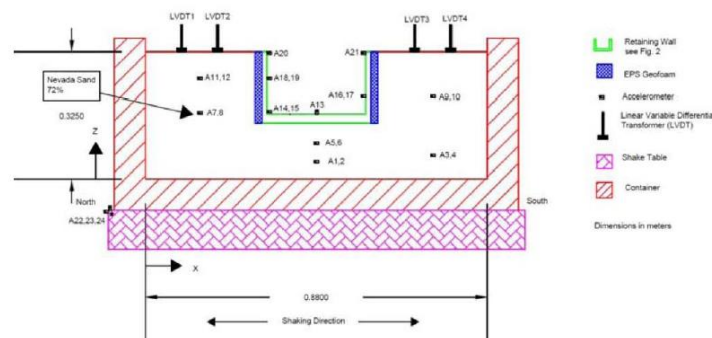
Στην Εικόνα 2.27 παραθέτονται τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων με το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS 2D για το προσομοίωμα που κατασκευάστηκε. Τα αποτελέσματα αυτά αφορούν αρχικά τις συνολικές ωθήσεις που δέχεται ο τοίχος (στατικές και σεισμικές) για τις διεγέρσεις  $a_g=0.15g$  και  $a_g=0.25g$ , αλλά και για τη στατική φόρτιση. Στη συνέχεια, γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων όταν παρεμβάλλεται γεωαφρός EPS μεταξύ τοίχου και αντιστηριζόμενου εδάφους και όταν δεν παρεμβάλλεται. Παρόμοια διερεύνηση πραγματοποιήθηκε και για τις σεισμικές οριζόντιες εδαφικές πιέσεις για τον ακλόνητο τοίχο συγκρίνοντας και πάλι τα αποτελέσματα με αυτά όπου γίνεται χρήση γεωαφρού EPS. Σε ότι αφορά τα συνολικά δυναμικά φορτία και τις οριζόντιες σεισμικές εδαφικές τάσεις παρατηρείται μείωση τους όταν γίνεται τη χρήση του EPS. Συγκεκριμένα, για τις οριζόντιες σεισμικές εδαφικές τάσεις υπάρχει μια καλή σύγκλιση με τις αναλυτικές λύσεις του Wood (1975).



**Εικόνα 2.27:** Συνολικές εδαφικές ωθήσεις (αριστερά) και οριζόντιες σεισμικές ωθήσεις (δεξιά) (Ψαρρόπουλος & Πατενιώτης, 2018).

#### 2.4.2 Εργαστηριακές δοκιμές σε φυγοκεντρηστή

Οι Athanasopoulos-Zekos et al. (2012) πραγματοποίησαν δοκιμές σε φυγοκεντρηστή για τοίχο αντιστήριξης προκειμένου να επικυρώσουν τα αποτελέσματα αριθμητικών αναλύσεων. Όπως έχει αναφερθεί, οι δοκιμές σε φυγοκεντρηστή επιτρέπουν την ορθή προσομοίωση της συμπεριφοράς του εδάφους και τη σωστή εκτίμηση των εδαφικών ωθήσεων. Με βάση αυτού του είδους μελέτες μπορούν να οριστούν οι παράμετροι που επηρεάζουν περισσότερο την αποτελεσματικότητα μόνωσης των παρεμβλημάτων EPS.



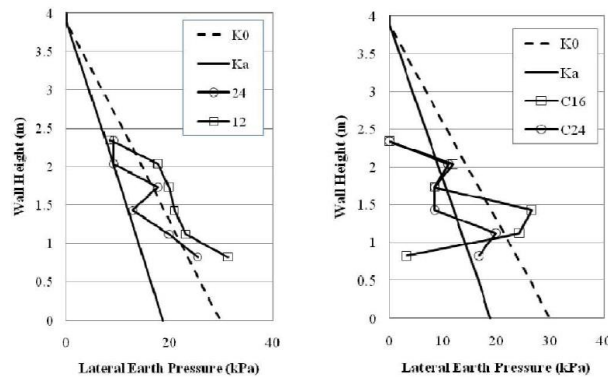
**Εικόνα 2.28:** Πειραματική διάταξη δοκιμών σε φυγοκεντρηστή (Athanasopoulos-Zekos et al., 2012).

Τα πειράματα πραγματοποιήθηκαν στη δυναμική φυγόκεντρο στο Κέντρο Προσομοίωσης Σεισμικής Μηχανικής (CEES) στο Πολυτεχνικό Ινστιτούτο RPI της Νέας Υόρκης. Ο φυγοκεντριστής είχε ονομαστική ακτίνα 2.7m, μέγιστο ωφέλιμο φορτίο 1.5 τόνους και διαθέσιμη χωρητικότητα καλαθιού 1m<sup>2</sup>. Η ικανότητα φυγοκέντρισης σε μέγιστη επιτάχυνση πολλαπλασιαζόμενη από το μέγιστο ωφέλιμο φορτίο είναι 150g-tonne. Η μιας διάστασης (1D) μάζα ωφέλιμο φορτίου ισούται με 250kg και η μέγιστη επιτάχυνση φυγοκέντρισης με 100g. Συνολικά διεξήχθησαν δύο πειράματα. Το πρώτο πείραμα αφορούσε προσομοίωμα ομοιόμορφης πυκνότητας άμμου (Εικόνα 2.28). Το προσομοίωμα αποτελείται από δύο ακρόβαθρα εύκαμπτων τοίχων αντιστήριξης ύψους 4m που καλύπτουν το πλάτος του φορέα. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά αντιστοιχούν σε τοίχους οπλισμένου σκυροδέματος. Το προσομοίωμα

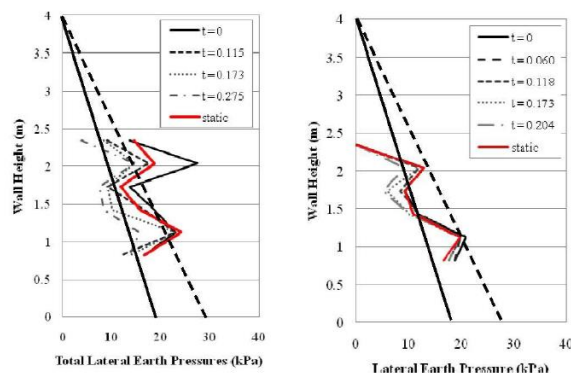
είναι τοποθετημένο πάνω σε 3.5m ξηρής άμμου μεσαίας πυκνότητας ( $Dr=71\%$ ), ενώ η θεμελίωση των τοίχων θεωρείται άκαμπτη.

Το δεύτερο πείραμα φυγοκέντρισης διεξήχθη με την ίδια ακριβώς σύνθεση. Η διαφορά ήταν ότι τοποθετήθηκε συμπίεστο παρέμβλημα γεωαφρού EPS μεταξύ των τοίχων αντιστήριξης και του εδαφικού επιχώματος. Το πάχος του EPS ήταν  $t_r=10\%$  και ίσο με 4m σε πρότυπη κλίμακα. Η άμμος που χρησιμοποιήθηκε και στα δύο πειράματα ήταν τύπου Νεβάδας με μέσο μέγεθος κόκκων 0.14-0.17mm, συντελεστή ομοιομορφίας 1.67, ειδικό βάρος 2.67 και σκόνη λιγότερο από 5%. Οι εύκαμπτοι τοίχοι αντιστήριξης ήταν κατασκευασμένοι από πλάκα αλουμινίου. Τα σχήματος U ακρόβαθρα κατασκευάστηκαν από τρεις πλάκες σε διαμόρφωση τύπου σήραγγας.

Στα δύο πειράματα φυγοκέντρισης το προσομοίωμα δονήθηκε στα 22.21g και στη συνέχεια με μια αρμονική ημιτονοειδή κίνηση για διάφορα εύρη και συχνότητες. Η δόνηση εφαρμόστηκε παράλληλα με τις μεγάλες πλευρές του φορέα και κάθετα στους τοίχους αντιστήριξης. Συνολικά εφαρμόστηκαν 10 δονήσεις για το κάθε προσομοίωμα με εύρη 0.05g, 0.1g, 0.3g και 0.35g, σε συχνότητες 2Hz και 3Hz.



**Εικόνα 2.29:** Στατικές οριζόντιες εδαφικές πιέσεις για το προσομοίωμα χωρίς EPS (αριστερά), με EPS (δεξιά) (Athanasopoulos-Zekos et al., 2012)



**Εικόνα 2.30:** Σύνολο πλευρικών ωθήσεων για εσωτερική επιτάχυνση 0.2g σε συχνότητα 2Hz χωρίς EPS (αριστερά), με EPS (δεξιά) (Athanasopoulos-Zekos et al., 2012).

Στην Εικόνα 2.29 παρουσιάζονται τα διαγράμματα στατικής πλευρικής κατανομής της εδαφικής ώθησης, όπως προέκυψαν από τα πειράματα σε φυγοκεντριστή. Παράλληλα πραγματοποιείται σύγκριση με τον συντελεστή ενεργών ωθήσεων  $K_a$  κατά Rankine και τον συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων  $K_0$ . Όπως παρατηρείται, υπάρχει μια αρκετά καλή σύγκλιση μεταξύ των μετρούμενων από τα πειράματα τιμών και των

αριθμητικών λύσεων. Οι μετρούμενες τιμές συμφωνούν καλύτερα με τη συνθήκη  $K_0$ , διότι οι τοίχοι δεν μετακινούνται αρκετά έτσι ώστε να κινητοποιηθούν πλήρως οι ενεργές συνθήκες. Από το δεξί διάγραμμα της Εικόνας 2.28, προκύπτει ότι οι στατικές οριζόντιες ωθήσεις μειώθηκαν εξαιτίας του EPS. Το έδαφος είναι δυνατόν να παραμορφώσει περισσότερο το EPS και για αυτόν τον λόγο κινητοποιούνται οι ενεργές ωθήσεις σε μεγαλύτερο βαθμό, με τις μετρήσεις να συμφωνούν με την κατάσταση ενεργών ωθήσεων  $K_a$ . Οι μειώσεις εξαιτίας της χρήσης του EPS κυμαίνονται μεταξύ 5% και 30% καθ' ύψος του τοίχου.

Στα διαγράμματα της Εικόνας 2.30 παρουσιάζεται η χρονική διακύμανση της συνολικής κατανομής των πλευρικών εδαφικών ωθήσεων για μισό κύκλο φόρτισης με επιτάχυνση 0.2g σε συχνότητα 2Hz. Η συνολική εγκάρσια ώθηση σε ορισμένες χρονικές περιόδους γίνεται μεγαλύτερη από τη στατική, κυρίως κοντά στο μέσον του ύψους του τοίχου. Στη περίπτωση που γίνεται χρήση γεωαφρού EPS, παρατηρείται μείωση των συνολικών πλευρικών ωθήσεων, καθώς και μικρότερες διακυμάνσεις των εδαφικών ωθήσεων στη διάρκεια του μισού κύκλου φόρτισης. Η μείωση αυτή κυμαίνεται μεταξύ 5% και 50% καθ' ύψος του τοίχου, όπου η τιμή 50% αφορά το μέσον του τοίχου αντιστήριξης.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

### ΙΣΤΟΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΙ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΣΤΗΝ ΑΚΡΟΠΟΛΗ

---

#### 3.1. Παρουσίαση του βράχου της Ακρόπολης

Ο λόφος της ακρόπολης των Αθηνών (βλ. Εικόνα 3.1) αποτελεί έναν από τους σημαντικότερους αρχαιολογικούς χώρους σε ολόκληρο τον κόσμο. Στον λόφο αυτόν, που δεσπόζει στο κέντρο της σύγχρονης Αθήνας, βρίσκονται σπουδαία μνημεία παγκόσμιας εμβέλειας. Μερικά από αυτά είναι τα Προπύλαια, ο Ναός της Αθηνάς Νίκης, το Ερέχθειο και κυρίως ο Παρθενώνας. Με τον ιερό αυτό χώρο σχετίζονται πολλοί σημαντικοί μύθοι, θρησκευτικές τελετές, παλιότερες λατρείες της πόλης αλλά και πολλά ιστορικά γεγονότα. Τα μνημεία που αναφέρθηκαν αποτελούν μοναδικά αριστουργήματα της αρχαίας αρχιτεκτονικής. Οι πρωτοποριακοί συσχετισμοί ρυθμών και τάσεων της κλασικής τέχνης, που εκφράζουν τα μνημεία αυτά, επηρέασαν την πνευματική και καλλιτεχνική δημιουργία για πολλούς αιώνες. Η Ακρόπολη του 5<sup>ου</sup> αιώνα π.Χ., εκφράζει τον πλούτο και την ακμή της Αθήνας κατά τον χρυσό αιώνα του Περικλή (Βενιέρη, 2012).

Ο λόφος της Ακρόπολης, από τα προϊστορικά κιόλας χρόνια, αποτελούσε καταφύγιο και μέρος προστασίας για τους κατοίκους της περιοχής. Ο λόγος είναι, ότι ο βράχος από όλες τις πλευρές του είναι οχυρωμένος και απρόσιτος, με εξαίρεση την δυτική πλευρά. Η μορφολογία της περιοχής βοήθησε αρκετά στο να επιτευχθεί μια φυσική οχύρωση. Κατά τη μυκηναϊκή περίοδο κατασκευάστηκαν και τα περιμετρικά τείχη, γνωστά ως “Κυκλώπεια”, προκειμένου να ενισχυθεί περισσότερο ή προστασία που παρείχε ήδη ο λόφος. Τα τείχη αυτά περικύκλωναν την κορυφή του λόφου, επισκευάστηκαν και ενισχύθηκαν αρκετές φορές και προστάτευαν το λόφο μέχρι και το 480 π.Χ. Στο οχυρωματικό τείχος που κατασκευάστηκε κατά την τελευταία επέμβαση τον 3 αιώνα μ.Χ., μετά την επιδρομή των Ερούλων, ανοίχτηκαν δύο πύλες. Η μια πύλη βρισκόταν κάτω από τον πύργο του ναού της Αθηνάς Νίκης, όμως δεν διασώζεται μέχρι σήμερα. Η κεντρική είσοδος στο βράχο και η κεντρική πύλη της Ακρόπολης, είναι η πύλη Beule, που σώζεται μέχρι σήμερα και ονομάζεται προς τιμήν του Γάλλου αρχαιολόγου που πραγματοποίησε τις έρευνες στον χώρο κατά τον 19<sup>ο</sup> αιώνα (Βενιέρη, 2012).

Τα προπύλαια αποτελούν την είσοδο στον κυρίως ιερό χώρο της Ακρόπολης, δηλαδή στην κορυφή του λόφου. Σε κεντρικό σημείο του λόφου βρίσκεται ο Παρθενώνας, που είναι το σημαντικότερο μνημείο. Κατά μήκος του νοτίου τείχους, ανάμεσα στα προπύλαια και τον Παρθενώνα, βρίσκονται ίχνη από δύο κτίρια που δεν

σώζονται. Τα κτίρια αυτά χρονολογούνται τον 5<sup>ο</sup> αιώνα π.Χ. και είναι το κτίριο του Βραυρωνίου και η Χαλκοθήκη. Το κτίριο του Βραυρωνίου ήταν ένα ιερό αφιερωμένο στη Βραυρώνια Αρτέμιδα, ενώ η Χαλκοθήκη ήταν το κτίριο όπου φυλάσσονταν τα χάλκινα αφιερώματα. Στα ανατολικά του Παρθενώνα βρίσκεται ένας μικρός κυκλικός ναός αφιερωμένος στον αυτοκράτορα Αύγουστο και στη Ρώμη. Στην ανατολική πλευρά του λόφου διακρίνονται κάποια λαξεύματα που ανήκουν στο ιερό του Διός Πολιέως, ναός ο οποίος δεν έχει σωθεί. Το Ερέχθειο, με τη γνωστή πρόσταση των Καρυάτιδων, είναι ναός ιωνικού ρυθμού και βρίσκεται στη βόρεια πλευρά του βράχου και σχετικά στα μέσα του. Κατά μήκος του βόρειου τείχους της Ακρόπολης και βορειοδυτικά του Ερεχθείου, βρισκόταν το Αρρηφόριο, ένα μικρό τετράγωνο κτίσμα.

Ο ιερός βράχος της Ακρόπολης ήταν αφιερωμένος στη θεά Αθηνά, ωστόσο στις πλαγιές του υπήρχαν χώροι λατρείας και για άλλους θεούς. Στη βόρεια απόκρημνη πλευρά του, υπάρχουν κάποια σπήλαια που χρησιμοποιούνταν ως ιερά. Τα ιερά αυτά ήταν προσβάσιμα από ένα στενό δρόμο περίπου ενός χιλιομέτρου που ακολουθούσε την περιφέρεια του βράχου και οδηγούσε στη νότια κλιτύ της Ακρόπολης, όπου υπάρχουν και άλλοι ιεροί χώροι καθώς και αξιόλογα μνημεία (Βενιέρη, 2012). Ο βράχος της Ακρόπολης αποτελεί από το 1987 Μνημείο Παγκόσμιας Κληρονομιάς της UNESCO.



**Εικόνα 3.1:** Άποψη της Ακρόπολης των Αθηνών (Νότια πλευρά) (el.wikipedia.org).

### 3.2. Μνημεία της Ακρόπολης

Τα τέσσερα σημαντικότερα οικοδομήματα που κτίστηκαν στον βράχο της Ακρόπολης ήταν τα Προπύλαια, ο Ναός της Αθηνάς Νίκης, το Ερέχθειο και ο Παρθενώνας. Τα κτίσματα αυτά, εξέφραζαν την καλλιτεχνική βούληση των πολιτών μιας πόλης, που είχε κατακτήσει τα πρωτεία στον πολιτισμό ολόκληρης της αρχαιότητας. Η κατασκευή των κτιρίων ήταν εξ ολοκλήρου από λευκό μάρμαρο. Ήδη από την αρχαιότητα, τα μνημεία αυτά έγιναν αντικείμενο θαυμασμού, επηρέασαν και άλλα μνημεία και επηρεάζουν ακόμα και σήμερα μεγάλα αρχιτεκτονικά έργα.



### Προπύλαια

Τα Προπύλαια (βλ. Εικόνα 3.2) κτίστηκαν στη δυτική πλευρά του βράχου, στη θέση όπου τοποθετήθηκε και η πύλη της Ακρόπολης. Αρχικά, ο χώρος αποτελούσε ιερό αφιερωμένο στη θεά Αθηνά και τότε χτίστηκε και το πρώτο πρόπυλο. Στη συνέχεια κατασκευάστηκαν και άλλα πρόπυλα. Τα οικοδομήματα αυτά καταστράφηκαν κατά τη διάρκεια των περσικών πολέμων το 480 π.Χ. και οικοδομήθηκαν ξανά από τον Θεμιστοκλή και τον Κίμωνα. Τα μνημειώδη Προπύλαια των κλασικών χρόνων (κτίστηκαν μεταξύ 437- 432 π.Χ.), που βλέπει σήμερα ο επισκέπτης, αποτελούν μέρος του οικοδομικού προγράμματος που έλαβε μέρος στην Ακρόπολη, κατά την εποχή του Περικλή. Αρχιτέκτονας του έργου ήταν ο Μνησικλής.

Το οικοδόμημα έχει κατασκευαστεί από πεντελικό μάρμαρο και χωρίζεται σε τρία τμήματα. Το πρώτο τμήμα είναι το κεντρικό, που αποτελείται από δύο εξάστυλες στοές δωρικού ρυθμού ανατολικά και δυτικά, μεταξύ των οποίων παρεμβάλλεται εγκάρσιος τοίχος με πέντε θύρες. Στο εσωτερικό του περιλαμβάνει δύο ιωνικές κιονοστοιχίες από τρεις κίονες η κάθε μια. Στα βορειοδυτικά και νοτιοδυτικά, υπάρχουν δύο πτέρυγες με προστάσεις δωρικού ρυθμού. Το μνημείο αυτό δεν ολοκληρώθηκε ποτέ λόγω του Πελοποννησιακού πολέμου. Το κεντρικό οικοδόμημα ακολουθεί την ανωφέρεια του εδάφους, καθώς η ανατολική στοά βρίσκεται ψηλότερα από τη δυτική. Το ίδιο συμβαίνει και στο εσωτερικό του, όπου υπάρχουν βαθμίδες του κτιρίου στη πρόσοψη και στον εγκάρσιο τοίχο. Στις άλλες δύο πτέρυγες του κτιρίου εικάζεται από κάποιους μελετητές ότι υπήρχαν κλίνες, καθώς και ένα δωμάτιο γνωστό ως πινακοθήκη, λόγω των ζωγραφικών πινάκων που περιείχε.



**Εικόνα 3.2:** Προπύλαια Ακρόπολης Αθηνών (Ντινούδη, 2015).

Η νοτιοδυτική πτέρυγα των προπυλαίων είχε μετατραπεί σε μονόχωρη χριστιανική βασιλική εκκλησία, κατά την παλαιοχριστιανική περίοδο (6<sup>ος</sup> αιώνας μ.Χ.). Στη μεσαιωνική περίοδο τα προπύλαια λειτούργησαν ως ανάκτορο για τους Φράγκους και Φλωρεντινούς ηγεμόνες. Το 1645 μια πτώση κεραυνού προκάλεσε την ανατίναξη της πυρίτιδας, που βρισκόταν αποθηκευμένη μέσα στο κτίριο και προκάλεσε μεγάλες ζημιές. Μετά την απελευθέρωση από τους Τούρκους, κατεδαφίστηκαν όλες οι μεσαιωνικές και τουρκικές προσθήκες στο διάστημα μεταξύ των ετών 1836 και 1838. Το 1875 κατεδαφίστηκε και ο φράγκικος πύργος που είχε οικοδομηθεί επάνω από την

νοτιοδυτική πτέρυγα. Αναστηλωτικές επεμβάσεις στο μνημείο πραγματοποιήθηκαν από το έτος 1909 μέχρι το 1917 από τον μηχανικό Νικόλαο Μπαλάνο. Η σύγχρονη αποκατάσταση των Προπυλαίων ξεκίνησε το 1982, στα πλαίσια του συνολικού αναστηλωτικού προγράμματος της Ακρόπολης. Το πρόγραμμα αυτό ξεκίνησε το 1975 από την Υπηρεσία Αναστήλωσης Μνημείων Ακροπόλεως (ΥΣΜΑ) σε συνεργασία με την Α' Εφορεία Προϊστορικών και Κλασικών Αρχαιοτήτων και υπό την επίβλεψη της Επιτροπής Συντήρησης Μνημείων Ακροπόλεως (ΕΣΜΑ) (Βενιέρη, 2012).

### Ναός της Αθηνάς Νίκης

Ο Ναός της Αθηνάς Νίκης (βλ. Εικόνα 3.3) βρίσκεται στη νοτιοδυτική πλευρά του ιερού βράχου της Ακρόπολης. Ο κλασικός ναός χτίστηκε μεταξύ των ετών 427 και 424 π.Χ., από τον αρχιτέκτονα Καλλικράτη. Ο ναός είναι ιωνικού ρυθμού, αμφιπρόστυλος και αντικατέστησε έναν παλαιότερο πώρινο ναΐσκο της θεάς, όπου αποκαλύφθηκε το 1936 κάτω από τον μαρμάρινο αυτό ναό. Περιέχει μια σειρά από τέσσερις μονολιθικούς κίονες σε κάθε στενή πλευρά. Δεν έχει πρόναο, αλλά μόνο μικρό σηκό, του οποίου οι πλαϊνοί τοίχοι καταλήγουν σε παραστάδες, ανάμεσα στους οποίους υπάρχουν δύο πεσσοί. Ο πώρινος ναΐσκος σώζεται μέχρι σήμερα μαζί με τον μυκηναϊκό πύργο, πάνω στον οποίο είναι κτισμένος ο ναός.



**Εικόνα 3.3:** Ναός της Αθηνάς Νίκης ([www.hellenicaworld.com](http://www.hellenicaworld.com)).

Το 1686 κατεδαφίστηκε το μεγαλύτερο μέρος του ναού από του Τούρκους, προκειμένου τα μέλη του να χρησιμοποιηθούν ως οχυρωματικό υλικό στην είσοδο του βράχου. Ο ναός χρησιμοποιούνταν από αυτούς και ως πυριτιδαποθήκη. Τον 5<sup>ο</sup> αιώνα μ.Χ. χρησιμοποιήθηκε και ως εκκλησία. Η πρώτη αναστήλωση του ναού διενεργήθηκε το 1835, ενώ αναστηλωτικές εργασίες έλαβαν χώρα και στο διάστημα μεταξύ των ετών 1935 και 1940 από τον Ν. Μπαλάνο και τον Α. Ορλάνδο. Οι εργασίες αυτές αφορούσαν τμήμα του μνημείου που είχε κατεδαφιστεί τον 17<sup>ο</sup> αιώνα, καθώς και τον μηνυναϊκό πύργο (Ντινούδη, 2015). Το 1994 δημοσιεύθηκε η μελέτη αποκατάστασης του ναού και το 1998 μεταφέρθηκε στο μουσείο η ζωοφόρος του. Από το 2000 εκτελούνται εργασίες αναστήλωσης από την ΥΣΜΑ υπό την επίβλεψη της ΕΣΜΑ (Βενιέρη, 2012).

### Ερέχθαιο

Το Ερέχθαιο, το οποίο αποτελεί ένα κομψό οικοδόμημα με ιδιαίτερο χαρακτήρα και αρχιτεκτονική, βρίσκεται στη βόρεια πλευρά του βράχου της Ακρόπολης.



Οικοδομήθηκε μεταξύ των ετών 421 και 406 π.Χ., αντικαθιστώντας έναν πρώιμο αρχαίο ναό. Αποτελέσε χώρο λατρείας της θεάς Αθηνάς Πολιάδας και του θεού Ποσιδώνα-Ερεχθέα. Το οικοδόμημα έχει κατασκευαστεί από πεντελικό μάρμαρο, εκτός από τη ζωοφόρο πέτρα όπου είναι φτιαγμένη από ελευσινιακή πέτρα. Η ιδιόμορφη μορφή του οφείλεται στη διαμόρφωση του εδάφους, όπου είναι 3 μέτρα ψηλότερη στην ανατολική πλευρά. Στο δυτικό τμήμα της νότιας πλευράς, διαμορφώνεται η περίφημη πρόσταση των Καρυάτιδων (Εικόνα 3.4). Στο δυτικό τμήμα του ναού, όπου βρίσκεται σε χαμηλότερο επίπεδο, η είσοδος γινόταν από ένα πρόπυλο σε σχήμα Π, στη βόρεια πλευρά, με τέσσερις ιωνικούς κίονες στην πρόσοψη και από έναν σε κάθε πλευρά. Η δυτική πλευρά έχει ακόμα τέσσερις κίονες επάνω σε υψηλό στυλοβάτη, οι οποίοι ενώνονταν με χαμηλό τοίχο και κιγκλιδώματα.



**Εικόνα 3.4:** Ερέχθειο Ακρόπολης Αθηνών ([www.mixanitouxronou.gr](http://www.mixanitouxronou.gr), [www.crashonline.gr](http://www.crashonline.gr)).

Τον 1<sup>ο</sup> αιώνα π.Χ. το κτίριο υπέστη εκτεταμένη καταστροφή από βαρβαρικές επιδρομές και λόγω πυρκαγιάς, ενώ στη συνέχεια έγιναν επισκευές και τροποποιήσεις. Κατά τους πρώιμους χριστιανικούς χρόνους, μετατράπηκε σε εκκλησία της Θεομήτορος, ενώ κατά την εποχή της Φραγκοκρατίας (1204 -1456) χρησιμοποιήθηκε ως παλάτι. Στις αρχές του 19<sup>ου</sup> αιώνα μια από τις Καρυάτιδες και ένας κίονας αποσπάστηκαν κατά τη διάρκεια της αρπαγής των μαρμάρων του Παρθενώνα από τον λόρδο Έλγιν. Το κτίριο ανατινάχτηκε κατά τη διάρκεια των απελευθερωτικών αγώνων κατά της τουρκοκρατίας. Προσπάθειες για την αποκατάστασή του έγιναν αμέσως μετά την απελευθέρωση. Το Ερέχθειο ήταν το πρώτο από τα μνημεία της Ακρόπολης, του οποίου ολοκληρώθηκε η αναστήλωση κατά τη διάρκεια των ετών 1979 με 1987, στο πλαίσιο των αναστηλωτικών εργασιών που εκτελούνται στο χώρο της Ακρόπολης. Η αναστήλωσή του βραβεύθηκε από την Europa Nostra (Βενιέρη, 2012).

### Παρθενώνας

Ο Παρθενώνας (βλ. Εικόνα 3.5) αποτελεί το λαμπρότερο μνημείο και δημιούργημα της αθηναϊκής δημοκρατίας στην περίοδο της μεγάλης ακμής της. Αποτελεί ένα ναό, ο οποίος ήταν αφιερωμένος στην προστάτιδα της πόλης, θεά Αθηνά. Αρχιτέκτονες του μεγαλεπήβολου αυτού οικοδομήματος ήταν ο Ικτίνος και ο Καλλικράτης, ενώ γλύπτης του ναού ήταν ο Φειδίας. Το οικοδόμημα κατασκευάστηκε κατά τα έτη 447 με 438 π.Χ. και πάλι στο πλαίσιο του οικοδομικού προγράμματος του Περικλή.

Ο ναός είναι κατασκευασμένος σε δωρικό ρυθμό και παρουσιάζει ιδιαίτερα αρχιτεκτονικά στοιχεία. Αποτελείται από τον κυρίως ναό, ένα οπίσθιο διαμέρισμα στα δυτικά, πρόσταση στη δυτική και ανατολική πλευρά, καθώς και πτερό με 8 κίονες στη στενή πλευρά και 17 στη μακριά. Το εσωτερικό του ναού συνδυάζει παλαιότερα και νέα αρχιτεκτονικά στοιχεία εκείνης της εποχής. Μπαίνοντας από τα ανατολικά, υπήρχε το σηκό, όπου κοσμούσαν από μια δίτονη δωρική κιονοστοιχία σε σχήμα Π και στο βάθος του ήταν τοποθετημένο το περίφημο χρυσελεφάντινο άγαλμα της θεάς Αθηνάς. Στο δυτικό τμήμα φυλασσόταν ο θησαυρός της πόλης και ήταν τοποθετημένοι 4 κίονες ιωνικού ρυθμού. Η στέγη του ναού ήταν δίρριχτη και καλυμμένη με μαρμάρινα κεραμίδια. Στις άκρες των μεγάλων πλευρών υπήρχαν μαρμάρινα ακροκέραμα, ενώ στις γωνίες υπήρχαν υδρορροές. Τα αετώματα του ναού κοσμούσαν από γλυπτές συνθέσεις με θέμα τη ζωή της θεάς Αθηνάς, ενώ στις γωνίες των αετωμάτων είχαν τοποθετηθεί αγάλματα ως ακρωτήρια. Επάνω από το επιστύλιο της εξωτερικής κιονοστοιχίας τού ναού και κάτω από το γείσο, εναλλάσσονται 92 μετόπες κοσμημένες με τρίγλυφα.



**Εικόνα 3.5:** Άποψη του Παρθενώνα ([www.cretepuls.gr](http://www.cretepuls.gr)).

Το μνημείο διατήρησε τη μορφή του και παρέμεινε άθικτο για πολλούς αιώνες έως και τον 5<sup>ο</sup> αιώνα μ.Χ., οπότε και είχε μετατραπεί σε χριστιανική εκκλησία αφιερωμένη στην Αγία Σοφία. Το 1687 το μνημείο υπέστη σοβαρότατες ζημιές αφού ανατινάχτηκε από μια βόμβα των Ενετών, κατά την πολιορκία της Ακρόπολης από τον Μοροζίνι. Το μεγαλύτερο μέρος του ναού, ύστερα από την επίθεση αυτή, κατέρρευσε. Στις αρχές του 19<sup>ου</sup> αιώνα, έγινε λεηλασία του γλυπτού διακόσμου και άλλων γλυπτών από τον λόρδο Έλγιν. Οι πρώτες προσπάθειες για την αναστήλωση του μνημείου πραγματοποιήθηκαν το έτος 1896 μέχρι και το 1900. Το δεύτερο πρόγραμμα αναστήλωσης πραγματοποιήθηκε το έτος 1922 μέχρι το 1933. Οι δύο αυτές φάσεις της αναστήλωσης πραγματοποιήθηκαν από τον Ν. Μπαλάνο και έδωσαν στο μνημείο τη σημερινή του μορφή. Στις μέρες μας βρίσκονται σε εξέλιξη έργα συντήρησης και αποκατάστασης του Παρθενώνα, στο πλαίσιο του ευρύτερου αναστηλωτικού προγράμματος στην Ακρόπολη που πραγματοποιείται από το 1975 από τον ΥΣΜΑ, υπό την επιτήρηση της Α' Εφορείας Προϊστορικών και Κλασικών Αρχαιοτήτων και την ΕΣΜΑ (Βενιέρη, 2012).

### 3.3. Το περιμετρικό τείχος της Ακρόπολης

#### 3.3.1 Περιγραφή του περιμετρικού τείχους της Ακρόπολης

Η ακρόπολη της Αθήνας θεωρείται ως ένα από τα σημαντικότερα αρχαία ελληνικά μνημειακά συγκροτήματα που εξακολουθούν να υπάρχουν στην εποχή μας. Εκτός από τα βασικά οικοδομήματα που περιγράφηκαν ήδη, σημαντικό οικοδόμημα αποτελεί και το περιμετρικό τείχος του ιερού λόφου, που καλύπτει μήκος 740 μέτρων. Το τείχος αυτό, πέρα από τον οχυρωματικό του χαρακτήρα, εξυπηρετεί και ένα αμιγώς γεωτεχνικό σκοπό. Ο σκοπός αυτός είναι η αντιστήριξη της επίχωσης που σχηματίζει τον περίγυρο της Ακρόπολης (Ψαρρόπουλος κ.α., 2019).



**Εικόνα 3.6:** Μερική άποψη του βόρειου τείχους (ΥΣΜΑ, 2017).

Η Ακρόπολη λόγω της γεωμορφολογίας, αποτέλεσε χώρο καταφυγής των κατοίκων της περιοχής ήδη από τους προϊστορικούς χρόνους. Κατά τη μυκηναϊκή περίοδο (1200 π.Χ.) κατασκευάστηκε το πρώτο οχυρωματικό τείχος, γνωστό και ως «Κυκλώπειο», που περίβαλε την κορυφή του λόφου (Βενιέρη, 2012). Τα σημερινά τείχη περιέβαλαν τα προϋπάρχοντα αυτά «Κυκλώπεια» ή «Πελασιγικά». Σε ορισμένα σημεία, τμήματα των αρχαίων αυτών τειχών είναι ακόμα ορατά. Ύστερα από τη μάχη των Πλαταιών (479 π.Χ.) κατασκευάστηκε το βόρειο τείχος, γνωστό και ως «Θεμιστόκλειο» (Εικόνα 3.6). Στο ανατολικό τμήμα του τείχους και μπροστά στην περιοχή του Ερεχθείου είναι εντειχισμένοι 26 αράβδωτοι σπόνδυλοι, όπου αποτελούν κομμάτια παλαιών κτισμάτων. Ακόμα, υπάρχουν εντειχισμένα και τα μάρμαρα της κρηπίδας του κατεστραμμένου προ-Παρθενώνα αλλά και πώρινα κιονόκρανα του αρχαίου αυτού ναού, τα οποία είναι τοποθετημένα ανατολικότερα. Στο δυτικό τμήμα του βόρειου τείχους έχουν εντειχιστεί αρχιτεκτονικά μέλη του θριγκού του προγενέστερου αυτού ναού, επιστύλια, τρίγλυφα, μετόπες και γείσα. Έως και σήμερα διατηρείται το μεγαλύτερο μέρος του τείχους και μόνο τμηματικά έχει αποκατασταθεί από αργολιθοδομή.

Περίπου 3 δεκαετίες αργότερα, περί το 467 π.Χ., αναγείρεται και το νότιο τείχος, γνωστό και ως «Κιμώνειο» (Εικόνα 3.7). Η δομή του τείχους στη νότια πλευρά είναι εντελώς διαφορετική σε σχέση με τη βόρεια. Το νότιο τείχος είναι κτισμένο από ορθογώνιες λιθοπλίνθους από πωρόλιθο λατομείου, κατά το ισόδρομο σύστημα, με

αναχρησιμοποιημένο δομικό υλικό. Σημαντικές αλλοιώσεις έχει υποστεί η εξωτερική του επιφάνεια, λόγω νεότερων επεμβάσεων από σύμμεικτες αργολιθοδομές, μάρμαρα και πέτρες χτισμένες με κονιάματα. Οι προσθήκες αυτές, αποτέλεσαν είτε επενδύσεις αρχαίων τμημάτων του τείχους, είτε συμπληρώσεις σε σημεία όπου είχαν καταρρεύσει. Παρόλα αυτά, ο πυρήνας έχει παραμείνει αυτούσιος, όπως και η γενική εικόνα της μορφής του.



**Εικόνα 3.7:** Μερική άποψη του νότιου τείχους (Ψαρρόπουλος κ.α., 2019).

Η εξωτερική επιφάνεια του τείχους διαμορφώνεται με βαθμιδωτές υποχωρήσεις, ενώ είναι κεκλιμένη προς τα έσω. Το ύψος του τείχους διαφέρει από σημείο σε σημείο και σε κάποιες περιοχές ξεπερνά τα 18 μέτρα. Σε ότι αφορά το πάχος, οι χαμηλότερες στρώσεις υπολογίζεται ότι ξεπερνούν τα 5 μέτρα, ενώ σε αυτές έχουν ενσωματωθεί και αρχιτεκτονικά μέλη, επιστύλια, λιθόπλινθοι των τοίχων του σηκού και σπόνδυλοι από τον προ-Παρθενώνα. Τα τείχη αυτά ακολουθούν γενικότερα μια πολυγωνική κάτοψη και έχουν ως απόληξη στο μεγαλύτερο τμήμα τους ένα απλό χαμηλό οριζόντιο στηθαίο (ΥΣΜΑ, 2017).

### 3.3.2 Προγενέστερες επεμβάσεις στο περιμετρικό τείχος

Από την εποχή που η Ακρόπολη αποτελούσε ακόμα κάστρο, τα τείχη της επαυξήθηκαν με επικτίσματα, επάλξεις και προσκτίσματα. Στη συνέχεια, νεότερα τείχη προστέθηκαν κατά καιρούς στο δυτικό μέρος, στους πρόποδες του βράχου. Από αυτές τις προσθήκες λίγες σώζονται μέχρι σήμερα. Στη Ρωμαϊκή και Μεσαιωνική περίοδο, οι προσθήκες και οι επεμβάσεις στα τείχη ήταν περιορισμένες. Το 1705, πιθανότατα από ισχυρό σεισμό, κατακρημνίζονται τμήματα του ανατολικού και βόρειου τείχους. Πιθανολογείται ότι κατά την ανακατασκευή τους προστέθηκαν και οι αντηρίδες.

Από το 1843 και έπειτα η Ακρόπολη ορίστηκε ως αρχαιολογικός χώρος. Το 1865 πραγματοποιήθηκε η καθαίρεση των επάλξεων του νότιου τείχους από τον Παρθενώνα έως και την νοτιοανατολική γωνία, αλλά και επάλξεων στην ανατολική πλευρά. Στη συνέχεια, καθαιρέθηκαν και ερειπωμένα τμήματα πύργων στη βορειοανατολική γωνία και με κατάλληλες επεμβάσεις έγινε η μετασκευή τους στο σημερινό Belvedere. Το 1875 και 1977 κατεδαφίστηκαν και άλλες επάλξεις στα ανατολικά και στο νοτιοδυτικό προμαχώνα, καθώς και η πυριτιδαποθήκη βορειοανατολικά του Ερεχθείου. Με αυτές τις επεμβάσεις τα τείχη πήραν την σημερινή τους μορφή. Στο βόρειο τείχος εκτεταμένες προσθήκες έγιναν μετά τον 17<sup>ο</sup> αιώνα.



Πολλές επισκευές και προσθήκες πραγματοποιήθηκαν κατά την περίοδο της Φραγκοκρατίας. Την περίοδο εκείνη, κατασκευάστηκαν δύο υψηλοί πύργοι, ο κατεδαφισμένος σήμερα Κουλάς στη νότια πλευρά και ο Belvedere στην ανατολική. Προστέθηκαν ακόμα αντηρίδες στη νότια πλευρά του τείχους, 8 στενές στην ανατολική πλευρά και 3 πλατύτερες στο κεντρικό τμήμα (βλ. Εικόνα 3.8). Οι επισκευές με επενδύσεις πάνω στο τείχος, αποτελούν νεότερες επεμβάσεις. Οι πρώτες επεμβάσεις εντάχθηκαν στο πρώτο αναστηλωτικό πρόγραμμα της Ακρόπολης τον 19<sup>ο</sup> αιώνα, οπότε και απομακρύνθηκαν πρόσθετες οχυρώσεις, κατεδαφίστηκαν οι επάλξεις και κατασκευάστηκε το στηθαίο. Την περίοδο 1899 έως και 1940 ο Ν. Μπαλάνος εκτέλεσε στερεωτικές εργασίες με συμπληρώσεις από τσιμεντοκονιάματα και κατασκευή μεγάλων αντηρίδων από λιθοδομή σε προβληματικά σημεία του νότιου τείχους (ΥΣΜΑ, 2017).



**Εικόνα 3.8:** Άποψη των τριών μεγάλων αντηρίδων που προστέθηκαν από τον Ν. Μπαλάνο (ΥΣΜΑ, 2017).

### 3.3.3 Φθορές του περιμετρικού τείχους και νεότερες επεμβάσεις

Η μορφή και η εικόνα που παρουσιάζει το τείχος σήμερα είναι αποτέλεσμα της επίδρασης διάφορων παραγόντων. Τέτοιοι παράγοντες είναι η επίδραση του χρόνου, οι επιβαλλόμενες φορτίσεις, το μεταβαλλόμενο φυσικοχημικό περιβάλλον, αλλά και οι πολλαπλές ανθρώπινες επεμβάσεις. Ύστερα από ιστορικές καταρρεύσεις τμημάτων και συνεχών επεμβάσεων στερέωσης των τειχών, εξήχθη το συμπέρασμα ότι αυτά παρουσίαζαν στατικά προβλήματα κάτω από ισχυρές καταπονήσεις (από σεισμούς και ωθήσεις γαιών). Ακόμα, σε πολλά σημεία έχουν υποστεί έντονες παραμορφώσεις, με πιο χαρακτηριστική αυτή της απόκλισης προς τα έξω του νοτίου τείχους στη ΝΔ γωνία του Παρθενώνα. Οι νεότερες επεμβάσεις αφορούσαν προσθήκες αντηρίδων και εξωτερικών επενδύσεων του τείχους, για την αντιμετώπιση των στατικών προβλημάτων.

Μια ακόμη φθορά που παρατηρείται είναι οι παραμορφώσεις και τα φουσκώματα των τειχών. Το γεγονός αυτό οφείλεται κυρίως στις ωθήσεις γαιών. Παρατηρείται ακόμα αποκόλληση των νεότερων επενδύσεων, λόγω προβλημάτων στη θεμελίωση του τείχους (ολίσθηση, υπερφόρτωση). Ένας σημαντικός παράγοντας φθοράς των

τειχών είναι τα όμβρια ύδατα που λιμνάζουν στην επιφάνεια του λόφου και στη συνέχεια μεγάλες ποσότητες εισέρχονται στις επιχώσεις, με αποτέλεσμα την αύξηση των ωθήσεων. Επίσης, το νερό εισέρχεται και στην τοιχοποιία και μετά την εξάτμισή του προκαλεί διάβρωση σε αυτή. Τέλος, σημαντικά προβλήματα προκαλεί και στη θεμελίωση του τείχους.



**Εικόνα 3.9:** Σημαντικές βλάβες του νοτίου τείχους κατά το παρελθόν και εργασίες νεότερων επεμβάσεων (Ψαρρόπουλος, 2019).

Φθορές στο τείχος παρουσιάζουν και οι ίδιοι οι πωρόλιθοι, αφού παρατηρούνται ρηγματώσεις στη μάζα τους αλλά και στην επιφάνειά τους. Ο κύριος λόγος που παρατηρείται αυτή η φθορά είναι οι υπερφορτίσεις, που προκαλούν αλλοιώσεις, σύνθλιψη του δομικού ιστού και κενά. Ύστερα από διάνοιξη διατρημάτων, διαπιστώθηκε ότι η μηχανική αντοχή των πωρόλιθων διέφερε από σημείο σε σημείο. Άλλοι πωρόλιθοι παρουσίαζαν μηχανική αντοχή έως και 15MPa, ενώ άλλοι ήταν αρκετά εύθρυπτοι. Γενικότερα παρατηρήθηκε ότι σε περιοχές όπου οι πωρόλιθοι έχουν διαβρωθεί και αποσαθρωθεί παρουσιάζουν μικρότερες μηχανικές ιδιότητες. Το αποτέλεσμα είναι ορισμένα τμήματα από αυτά να καταρρεύσουν. Στη συνέχεια αποκαταστάθηκαν με νέες δομές και χρήση μικρότερων λίθων αλλά και κονιαμάτων. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι το τείχος στην εξωτερική του όψη παρουσιάζει διάφορες τεχνοτροπίες, υλικά δόμησης αλλά και διαφορές στη γεωμετρία.

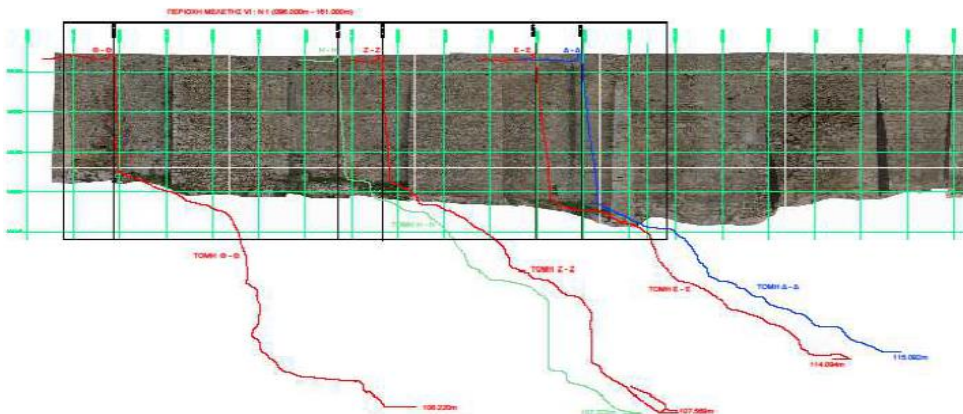


**Εικόνα 3.10:** Άποψη των διαφορετικών τεχνοτροπιών στο βόρειο τείχος ύστερα από μεταγενέστερες επεμβάσεις (ΥΣΜΑ, 2017).

Κατά τις μεγάλες αναστηλωτικές εργασίες, που πραγματοποιήθηκαν από τον Ν. Μπαλάνο, χρησιμοποιήθηκαν και στην περίπτωση του τείχους λίθοι μικρών διαστάσεων και κονίαμα ως συνδετικό υλικό. Η αλλοίωση του κονιάματος αυτού, έχει ως αποτέλεσμα το εξωτερικό συμπλήρωμα στη νότια πλευρά να βρίσκεται σε ορισμένα σημεία υπό οριακή κατάσταση ισορροπίας και έτοιμο να καταρρεύσει. Η κατάρρευση

αυτή μπορεί να οδηγήσει σε αλυσιδωτή κατάπτωση των υπερκείμενων δομών και σε γενικότερα προβλήματα ευστάθειας του τείχους. Ακόμα, για τον ίδιο λόγο, έχουν δημιουργηθεί προβλήματα σύνδεσης των νεότερων συμπληρώσεων με το αρχαίο τείχος. Στις σημερινές επεμβάσεις, οι αντικαταστάσεις λίθων με νέους είναι σχετικά περιορισμένες.

Η προστασία των τειχών της Ακρόπολης θεωρήθηκε από την ΕΣΜΑ ένα πολύ σημαντικό ζήτημα και ως αποτέλεσμα είναι η πραγματοποίηση σχετικών μελετών από μηχανικούς και επιστήμονες άλλων ειδικοτήτων. Για τη διαμόρφωση στρατηγικής και προγραμματισμού διεπιστημονικής αντιμετώπισης των προβλημάτων του περιμετρικού τείχους, κρίθηκε αναγκαίο να γίνει μια προσπάθεια συστηματικής συγκέντρωσης πληροφοριών για αυτό. Προσδιορίστηκε ακόμα η ανάγκη τεκμηρίωσης της υπάρχουσας μορφής και της κατάστασης του τείχους. Για τον λόγο αυτόν έγιναν δειγματοληψίες και εργαστηριακές δοκιμές, για τον προσδιορισμό της σύνθεσης και των μηχανικών χαρακτηριστικών των κονιαμάτων. Στο πλαίσιο αυτού του σχεδίου, πραγματοποιήθηκαν και γεωτεχνικές μελέτες στο βράχο της Ακρόπολης, έργα διευθέτησης όμβριων, εισηγήσεις για στατικές και σεισμικές μελέτες και εισηγήσεις για απομάκρυνση σαθρών κονιαμάτων και λίθων αλλά και αντικατάστασή τους με νέα υλικά σύγχρονης τεχνολογίας.



**Εικόνα 3.11:** Ορθοφωτομωσαϊκό του νότιου τείχους της Ακρόπολης (ΥΣΜΑ, 2017).

Η ανάγκη της γεωμετρικής τεκμηρίωσης του μνημείου και του λόφου της Ακρόπολης υπό ένα ενιαίο σύστημα αναφοράς, παρέμενε επί σειρά ετών ένα μείζον ζήτημα. Η τεκμηρίωση της μορφής και της κατάστασης του τείχους αποτελεί υπόβαθρο πληροφοριών για την ιστορική και αρχιτεκτονική τεκμηρίωση των διάφορων φάσεων στο τείχος, αλλά και τα υπόλοιπα μνημεία. Σημαντική επίσης θα ήταν η βοήθεια της τεκμηρίωσης αυτής για τη σύνταξη μελετών στατικής επάρκειας και αντισεισμικών μελετών. Για τους λόγους που προαναφέρθηκαν, δημιουργήθηκε από ομάδα επιστημόνων με επικεφαλής την τοπογράφο μηχανικό Δ. Μαυρομάτη, φωτογραμμετρικό-τοπογραφικό υπόβαθρο ολόκληρου του λόφου. Όλα τα δεδομένα για τον λόφο της Ακρόπολης, τα μνημεία και το περιμετρικό τείχος, έχουν εισαχθεί σε ένα ενιαίο σύστημα αναφοράς μεταξύ τους και έχουν ενταχθεί σε μια βάση δεδομένων με χρήση λογισμικού γεωγραφικού συστήματος πληροφοριών (GIS) (Μαυρομάτη & Μούλου, 2009). Τα γεωτεχνικά, γεωμετρικά, μηχανικά, κ.λπ. δεδομένα από τις υφιστάμενες μελέτες αξιοποιήθηκαν και στην παρούσα εργασία.

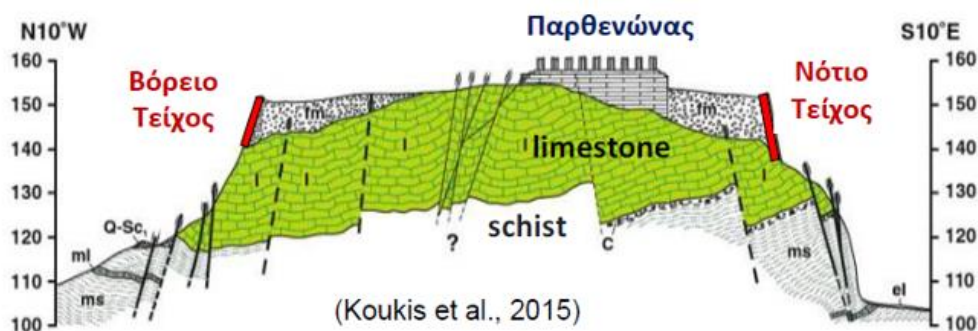
## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

### ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑ ΤΟΥ ΛΟΦΟΥ ΤΗΣ ΑΚΡΟΠΟΛΗΣ

#### 4.1. Γεωλογικά και τεκτονικά χαρακτηριστικά του βράχου

##### 4.1.1 Γεωλογικά χαρακτηριστικά του βράχου της Ακρόπολης

Η περιοχή της Ακρόπολης παρουσιάζει μια σχετικά απλή λιθολογική δομή και σύσταση, όπου συναντώνται κυρίως συστήματα των Αθηναϊκών σχιστόλιθων και ασβεστόλιθων (βλ. Εικόνα 4.1). Οι Αθηναϊκοί σχιστόλιθοι βρίσκονται σε μια σχετικά χαμηλή ζώνη, στη βάση των πρανών του λόφου. Αποτελούνται κατά κύριο λόγο από σχιστοψαμμιτομαργαϊκή φάση και ψαμμίτες, ενώ υπάρχουν σε μικρότερο βαθμό και αργιλικοί σχιστόλιθοι. Συγκεκριμένα, οι ψαμμίτες είναι τεφτοπράσινοι, κυρίως μεσόκοκκοι έως λεπτόκοκκοι, επιφανειακά μέτρια έως ισχυρά αποσαθρωμένοι και έντονα διερρηγμένοι. Η μαργαϊκή φάση αποτελείται κυρίως από ψαμμιτομάργα τέφρας φαιοκίτρινου ή υποπράσινου χρώματος, συνήθως αποσαθρωμένη. Αποτελείται ακόμα από υποκίτρινους μαργαϊκούς ασβεστόλιθους λεπτοπλακώδεις και έντονα διερρηγμένους.



**Εικόνα 4.1:** Γεωλογική τομή του λόφου της Ακρόπολης (Koukis et al., 2015).

Ο λόφος της Ακρόπολης, στα ανώτερα τμήματά του, αποτελείται κυρίως από ασβεστόλιθο, ο οποίος υπέρκειται του Αθηναϊκού σχιστόλιθου. Το πάχος του ασβεστόλιθου δεν υπερβαίνει τα 40 μέτρα. Ο ασβεστόλιθος είναι ορατός στην κύρια είσοδο του αρχαιολογικού χώρου και λιγότερο σε άλλες θέσεις. Είναι ακόμα ορατός σε διάφορες θέσεις του λόφου, όταν δεν καλύπτεται από τα εδαφικά υλικά επίχωσης που χρησιμοποιήθηκαν στο παρελθόν για να δημιουργηθεί η επίπεδη επιφάνεια στον λόφο και τα οποία αντιστηρίζονται από το περιμετρικό τείχος. Τα εδαφικά υλικά της επίχωσης παρουσιάζουν μεγαλύτερο πάχος στη νότια πλευρά και όπως προαναφέρθηκε αντιστηρίζονται από το τείχος.



Σε διάφορες θέσεις του ασβεστόλιθου εμφανίζονται διαρρήξεις, των οποίων η πυκνότητα είναι μεγάλη. Σημαντική είναι η διεύρυνση των ρωγμών και η σχετικά μεγάλη έκταση των επιφανειών ασυνέχειας. Έχει παρατηρηθεί καρστικοποίηση του ασβεστόλιθου, που έχει οδηγήσει σε κοιλότητες οι οποίες διευκολύνουν τη ροή του νερού στο λόφο και κατ' επέκταση την περαιτέρω διάβρωση του, αλλά και φαινόμενα βραχοπτώσεων. Αξίζει να αναφερθεί ότι τα πρανή του λόφου είναι σχεδόν κατακόρυφα ή με πολύ μεγάλη κλίση και με κυμαινόμενο ύψος έως και 25 μέτρα. Επιπροσθέτως, ο λόφος της Ακρόπολης φορτίζεται και από το περιμετρικό τείχος, το οποίο εδράζεται πάνω σε αυτόν, αλλά και από τις επιχώσεις. Περιμετρικά του λόφου, στο ύψος όπου βρίσκεται ο ασβεστόλιθος, υπάρχουν αρκετά σπήλαια επί των πρανών (σπήλαια Απόλλωνος και Πανός, σπήλαιο Αγλαύρου, κ.α.), μερικά από τα οποία χαρακτηρίζονται από αρκετά μεγάλες διαστάσεις (Andronopoulos & Koukis 1976, Koukis et al., 2015).



**Εικόνα 4.2:** Άποψη του λόφου της Ακρόπολης (Ψαρρόπουλος, 2019).

Τα εδαφικά υλικά επίχωσης έχουν εκτιμηθεί με βάση διαθέσιμες μαρτυρίες μακροσκοπικής περιγραφής των ανασκαφικών εργασιών της Ακρόπολης κατά τα τέλη του 19<sup>ου</sup> αιώνα. Οι τεχνητές αυτές επιχώσεις περιγράφονται ως αργιλοαμμώδη υλικά με πολλούς χάλικες, κροκάλες και μεγάλα θραύσματα από δομικά υλικά (π.χ., μαργαϊκοί πορόλιθοι, μάρμαρο, δομολίτης κ.λπ.). Οι μακροσκοπικές αυτές παρατηρήσεις από τους Καββαδίας & Kawerau (1907), έρχονται σε συμφωνία με τις αντίστοιχες του Δ. Εγγλέζου κατά την επίβλεψη των εργασιών αποχωμάτωσης του Αρρηφορίου Οίκου. Από γεωτεχνικής άποψης μπορούν να χαρακτηριστούν ως αργιλώδεις-αμμώδεις χάλικες (GC), καθώς συμπτυκνωμένες (Εγγλέζος & Μούλλου, 2010).

#### Επεμβάσεις επί του λόφου

Μετά το 1977 πραγματοποιήθηκαν κάποιες βραχομηχανικές μελέτες με υπολογιστικές μεθόδους, όπου συμπεριελήφθησαν οι ιδιότητες κάποιων υλικών στερέωσης που χρησιμοποιήθηκαν. Ιδιαίτερη σημασία δόθηκε στη μέθοδο ενίσχυσης του λόφου με αγκύρια. Μελέτες πραγματοποιήθηκαν για τη διάμετρο των διατρημάτων στα αγκύρια από μονόκλωνες ράβδους, ειδικού κράματος, νευρώδους χάλυβα, με ειδικό διαστελλόμενο άκρο και στο κονίαμα πλήρωσης των διατρημάτων και των ασυνεχειών του λόφου. Άλλες μέθοδοι αποκατάστασης της βραχομάζας του λόφου

είναι τα ενέματα και τα αρμολογήματα που χρησιμοποιήθηκαν σε διάφορα σημεία του λόφου. Γενικότερα, βραχομηχανικές διερευνήσεις και μέτρα στερέωσης της βραχομάζας πραγματοποιήθηκαν στα εξής σημεία του λόφου (ΥΣΜΑ, 2017):

- Νότιο πρανές – ανατολικό τμήμα.
- Νότιο πρανές – δυτικό τμήμα.
- Βόρειο πρανές – δυτικό τμήμα.
- Ανατολικό πρανές.

#### 4.1.2 Τεκτονικά χαρακτηριστικά του βράχου της Ακρόπολης

Η συμπίκνωση και η ομοιόμορφη δομή των ασβεστόλιθων και των υποκείμενων σχιστοψαμμιτών, αποτελεί βασικό στοιχείο για την τεκτονική του λόφου της Ακρόπολης. Η σημερινή εικόνα του λόφου οφείλεται εν μέρει και στη δράση των μεταπτώσεων. Οι μεταπτώσεις εκδηλώθηκαν περιφερειακά του λόφου, έχοντας εντονότερη δράση στη βόρεια και νότια πλευρά. Το αποτέλεσμα των μεταπτώσεων ήταν η πρόκληση μικρής σχετικά κλίμακας μετατόπισης των ασβεστολιθικών μαζών σε σχέση με τους υποκείμενους σχιστοψαμμίτες.

Οι διαρρήξεις των ασβεστολιθικών στρωμάτων πραγματοποιούνται κατά κύριο λόγο στον άξονα Α-Δ και παρατηρούνται κυρίως στη βόρεια και νότια πλευρά του λόφου, με επέκταση προς τον Άρειο Πάγο. Συμπεραίνεται, ότι πρόκειται για επιμήκειες ή διαγώνιες διαρρήξεις. Ένα ακόμα σύστημα διάρρηξης που παρατηρείται, έχει εγκάρσια διάρρηξη με κατεύθυνση εκατέρωθεν του άξονα Β-Ν. Το συγκεκριμένο σύστημα διάρρηξης εκτιμάται πως είναι μεταγενέστερο του προηγούμενου. Πρέπει, επίσης, να σημειωθεί πως τα ρήγματα (διαρρήξεις) που παρατηρήθηκαν στο λόφο δεν ευθύνονται για την πρόκληση σοβαρών μετακινήσεων των υποκείμενων στρωμάτων.

Άξιο αναφοράς είναι ακόμα το γεγονός ότι στην άνω επιφάνεια του λόφου της Ακρόπολης παρατηρούνται ως επί το πλείστον τα ίχνη ασήμαντων μάλλον διαρρήξεων, κυρίως κατά τη κατεύθυνση Α-Δ. Σημαντική διάρρηξη εντοπίστηκε στο βόρειο ακραίο τμήμα και συνδέεται με το σύστημα του βόρειου πρανούς. Αντίθετα, στο νότιο τμήμα δεν παρατηρείται κανένα σημαντικό επιφανειακό ρήγμα (Andronopoulos & Koukis, 1976).

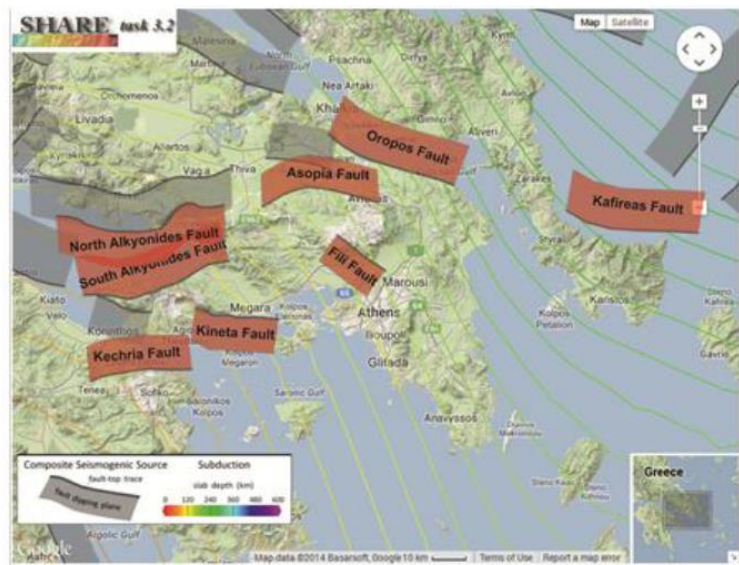
## 4.2. Ιστορικές σεισμικές καταγραφές της ευρύτερης περιοχής των Αθηνών

Με τη θεώρηση ότι σημαντικότερο ρόλο στις αστοχίες του περιμετρικού τείχους, αλλά και των υπόλοιπων μνημείων διαδραματίζει ο σεισμικός κίνδυνος, πραγματοποιήθηκαν έρευνες προκειμένου να συλλεχθούν και να καταγραφούν τα ιστορικά σεισμικά γεγονότα που επηρέασαν τον βράχο. Τα στοιχεία των ιστορικών αυτών καταγραφών αφορούν το επίκεντρο, την απόσταση από το λόφο, το μέγεθος, και

τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA). Το μέγεθος εκτιμήθηκε ύστερα από μακρσεισμικές παρατηρήσεις και με βάση αυτό καθορίστηκε η μέγιστη τιμή εδαφικής επιτάχυνσης (PGA). Η έρευνα αυτή πραγματοποιήθηκε από τους Kalogeras & Egglezos (2013) και λήφθηκαν υπόψη σε αυτή στοιχεία από τη βιβλιογραφική έρευνα των Galanopoulos (1960), Papazachos & Papazachou (2003). Ο υπολογισμός της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (PGA) έγινε με βάση τη σχέση των Skarlatoudis et al., 2003. Τα αποτελέσματα της καταγραφής των ιστορικών σεισμών παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.1.

Χρονολογία	Τοποθεσία	Απόσταση (km)	Μέγεθος (M)	PGA (cm/s <sup>2</sup> )	Βλάβες
426 π.Χ.	Αταλάντη	140	?	?	Παρθενώνας
1705	Ωρωπός	35	≥6.0	45	Νότιο τείχος
1785	Ωρωπός	40	≥6.0	40	Βόρειο τείχος
1805	Ωρωπός	40	?	40	Παρθενώνας, Βόρειο τείχος
1874	Αθήνα	?	?	60(?)	Βόρειο τείχος
1894	Αταλάντη	100	6.9	30	Παρθενώνας
1938	Ωρωπός	37	6.1	40	Νότιο τείχος
1981	Κόρινθος	77	6.7	30	Παρθενώνας
1999	Αθήνα	20	5.9	65	Προπύλαια

**Πίνακας 4.1:** Ιστορικοί σεισμοί που επηρέασαν τον λόφο της Ακρόπολης (Kalogeras & Egglezos, 2013).



**Εικόνα 4.3:** Σεισμικά ρήγματα της ευρύτερης περιοχής των Αθηνών (Ντινούδη, 2015).

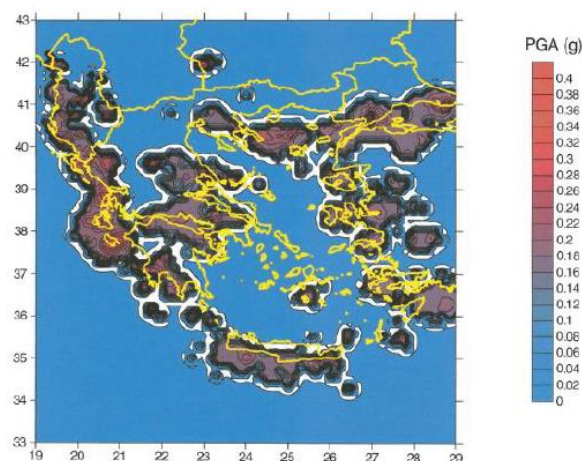
Με βάση τα στοιχεία του Πίνακα 4.1, εκτιμάται ότι ο μεγαλύτερος σεισμός που επηρέασε τον λόφο της Ακρόπολης ήταν της Αταλάντης το 1894. Η απόστασή του ήταν περίπου στα 100 km από τον λόφο και το μέγεθός του εκτιμήθηκε στα 6.9. Η εδαφική επιτάχυνση υπολογίστηκε περίπου στα 30 cm/s<sup>2</sup>, ενώ σύμφωνα με την έρευνα από τον σεισμό αυτό προκλήθηκαν σημαντικές βλάβες στο μνημείο του Παρθενώνα. Από τον συγκεκριμένο πίνακα, παρατηρείται ακόμα ότι σημαντικά σεισμικά μεγέθη δίνει το ρήγμα του Ωρωπού. Τα έτη 1705, 1785 και 1938, εκτιμάται ότι υπήρξαν σεισμικά

μεγέθη μεγαλύτερα από 6.0. Οι σεισμοί που προέρχονται από αυτό το ρήγμα είναι κατά κύριο λόγο μεγάλοι σε μέγεθος, με μεγάλες μέγιστες εδαφικές επιταχύνσεις και είναι αυτοί που επηρεάζουν περισσότερο το περιμετρικό τείχος και προκαλούν σημαντικές βλάβες σε αυτό.

Ο πρόσφατος σεισμός της Αθήνας το 1999, είχε μέγεθος 5.9 και μέγιστη εδαφική επιτάχυνση  $65 \text{ cm/s}^2$ , ενώ η απόστασή του από τον λόφο ήταν 20 km. Ο συγκεκριμένος σεισμός δεν προκάλεσε ιδιαίτερες βλάβες στο περιμετρικό τείχος, όμως προκλήθηκαν βλάβες στα Προπύλαια. Γενικότερα, οι μεγαλύτερες βλάβες στο πέρασμα του χρόνου, με βάση τα ιστορικά σεισμικά γεγονότα που αναφέρθηκαν, προκλήθηκαν στον Παρθενώνα και το βόρειο και νότιο τείχος σε σύγκριση με τα υπόλοιπα μνημεία του βράχου.

### 4.3. Αναλύσεις σεισμικής επικινδυνότητας

Για την εξαγωγή αποτελεσμάτων σεισμικής επικινδυνότητας για τον ελλαδικό χώρο χρησιμοποιείται ως οδηγός ο χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας του ΕΑΚ 2000 (βλ. Εικόνα 1.27). Στον χάρτη αυτό δίνονται οι τιμές της επιτάχυνσης σχεδιασμού για τον αντισεισμικό σχεδιασμό κτιριακών και άλλων τεχνικών έργων. Οι τιμές αυτές έχουν πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια, δηλαδή μέση περίοδο επανάληψης 475 χρόνια. Ο χάρτης αυτός είναι αρκετά γενικός και δεν λαμβάνει υπόψη τις τοπικές εδαφικές συνθήκες σε κάθε περιοχή. Γνωρίζοντας ότι η συμβολή των τοπικών εδαφικών συνθηκών στην επιρροή ενός σεισμικού γεγονότος σε ένα έργο είναι εξαιρετικά σημαντική, είναι ανάγκη ο μελετητής να προσαρμόζει κατάλληλα τις τιμές αυτές ανάλογα με τις τοπικές εδαφικές συνθήκες σε κάθε έργο. Σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000, η Ακρόπολη ανήκει στην περιοχή της Αττικής που κατατάσσεται στη Ζώνη Ι με επιτάχυνση σχεδιασμού ίση με  $0.16g$ .

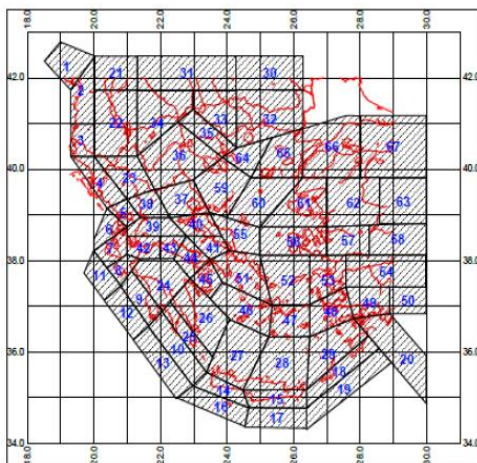


**Εικόνα 4.4:** Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας του ελλαδικού χώρου με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (Tsapanos et al., 2004).

Κατά τις τελευταίες δεκαετίες πολλοί μελετητές πραγματοποίησαν αναλύσεις σεισμικής επικινδυνότητας για την Ελλάδα, λαμβάνοντας υπόψη τις τοπικές εδαφικές

συνθήκες. Μια τέτοια μελέτη είναι των Tsapanos et al. (2004), όπου πραγματοποιήθηκε για 7 μεγάλες πόλεις της Ελλάδας, ανάμεσά τους και η Αθήνα. Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε για πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια και στηρίχθηκε στις σχέσεις των Kijko και Graham (1998, 1999), καθώς και των Margaris et al. (2001). Για την πόλη της Αθήνας και κατ' επέκταση και για την περιοχή της Ακρόπολης, προέκυψε επιτάχυνση σχεδιασμού ίση με 0.24g (βλ. Εικόνα 4.4).

Μια πρόσφατη μελέτη σεισμικής επικινδυνότητας, η οποία πραγματοποιήθηκε ειδικά για τον λόφο της Ακρόπολης έγινε από το Γεωδυναμικό Ινστιτούτο του Εθνικού Αστεροσκοπείου Αθηνών. Η μελέτη αυτή έγινε από τον Σταυρακάκη (2009) και βασίστηκε σε πιθανοτική προσέγγιση. Το μοντέλο σεισμικών ζωνών που χρησιμοποιήθηκε στη μελέτη αυτή, περιγράφεται από τους Παραϊοαννου and Papazachos (2000) και είναι αρκετά σύγχρονο αφού περιέχει όλα τα νέα δεδομένα σεισμικότητας. Ο χάρτης των σεισμικών πηγών που χρησιμοποιήθηκαν παρουσιάζεται στην Εικόνα 4.5.



**Εικόνα 4.5:** Διαίρεση ελλαδικού χώρου σε επιφανειακές σεισμικές πηγές (Παραϊοαννου and Papazachos, 2000).

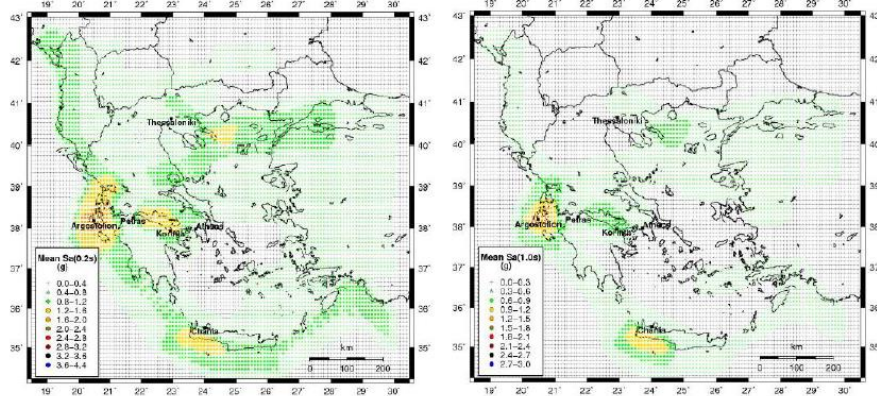
Οι μέγιστες τιμές της σεισμικής επιτάχυνσης που υπολογίστηκαν από τον Σταυρακάκη (2009) για το σεισμικό υπόβαθρο της περιοχής μελέτης, εκτιμήθηκαν για τρεις διαφορετικούς σεισμούς σχεδιασμού. Οι τρεις σεισμοί είχαν περίοδο επανάληψης 72, 475 και 949 αντίστοιχα. Ο πρώτος σεισμός αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης 30% στα 25 χρόνια, ο δεύτερος σε πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια και ο τρίτος σε πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 100 χρόνια. Για την περιοχή της Ακρόπολης, χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς τα σεισμικά δεδομένα για τις ζώνες 40, 41, 44, 45 και 51 της Εικόνας 4.1.

Οι μέσες τιμές για τις μέγιστες σεισμικές επιταχύνσεις (PGA) που προτείνει ο Σταυρακάκης (2009) είναι:

- Για περίοδο επανάληψης 72 χρόνια:  $PGA=0.14g$ .
- Για περίοδο επανάληψης 475 χρόνια:  $PGA=0.22g$ .
- Για περίοδο επανάληψης 949 χρόνια:  $PGA=0.30g$ .

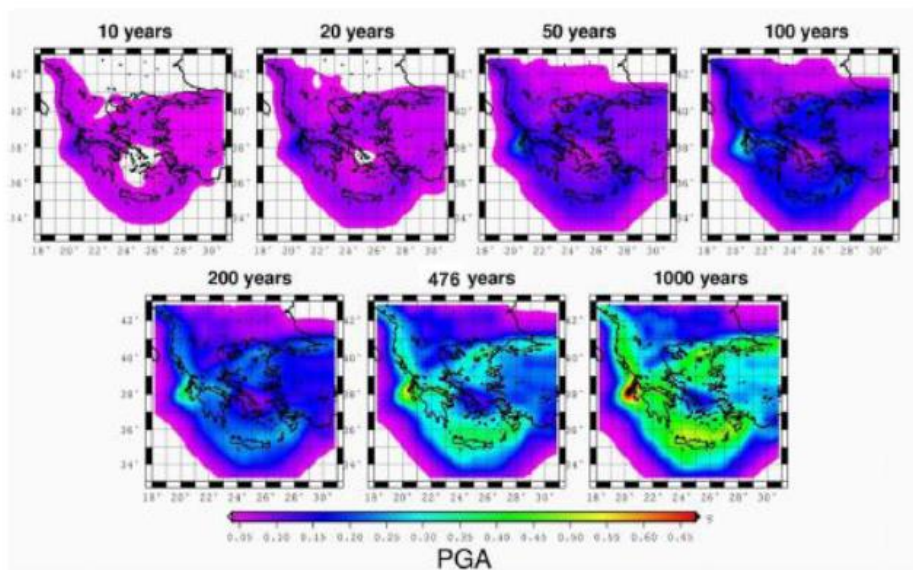


Οι Tselentis et al. (2010) δημοσίευσαν μία μελέτη πιθανοτικής ανάλυσης σεισμικής επικινδυνότητας για τον ελλαδικό χώρο (βλ. Εικόνα 4.6). Η πιθανότητα υπέρβασης ήταν και πάλι 10% στα 50 χρόνια. Κατά τη μελέτη αυτή λήφθηκε υπόψη η αβεβαιότητα των εδαφικών συνθηκών. Οι χάρτες που παρουσιάστηκαν αναφέρονταν σε φασματική επιτάχυνση για 0.2s και 1s. Για τη περιοχή της Ακρόπολης εκτιμήθηκε ότι βρίσκεται στο εύρος τιμών 0-0.4g για περίοδο 0.2s και 0-0.3g για περίοδο 1s.



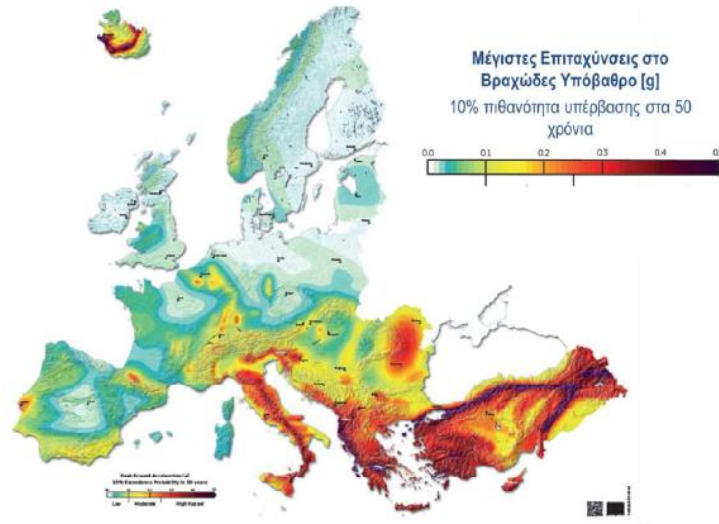
**Εικόνα 4.6:** Χάρτες σεισμικής επικινδυνότητας φασματικής επιτάχυνσης για περιόδους 0.2s και 1s (Tselentis et al., 2010).

Ο Vamvakaris (2010), στο πλαίσιο της διδακτορικής του διατριβής, πραγματοποίησε μια σχετική μελέτη για τον ελλαδικό χώρο. Η Ελλάδα χωρίστηκε σε 113 ζώνες, με την Ακρόπολη να ανήκει στη ζώνη N-F12. Σύμφωνα με αυτή τη μελέτη, το μέγιστο σεισμικό μέγεθος που ενδέχεται να προκύψει για την περιοχή της Ακρόπολης είναι 6.0 με μια περίοδο επανάληψης περί τα 300 χρόνια. Η μελέτη περιλαμβάνει περιόδους επαναφοράς 10, 20, 50, 100, 200, 476 και 1000 χρόνια με πιθανότητα υπέρβασης 63.2%.

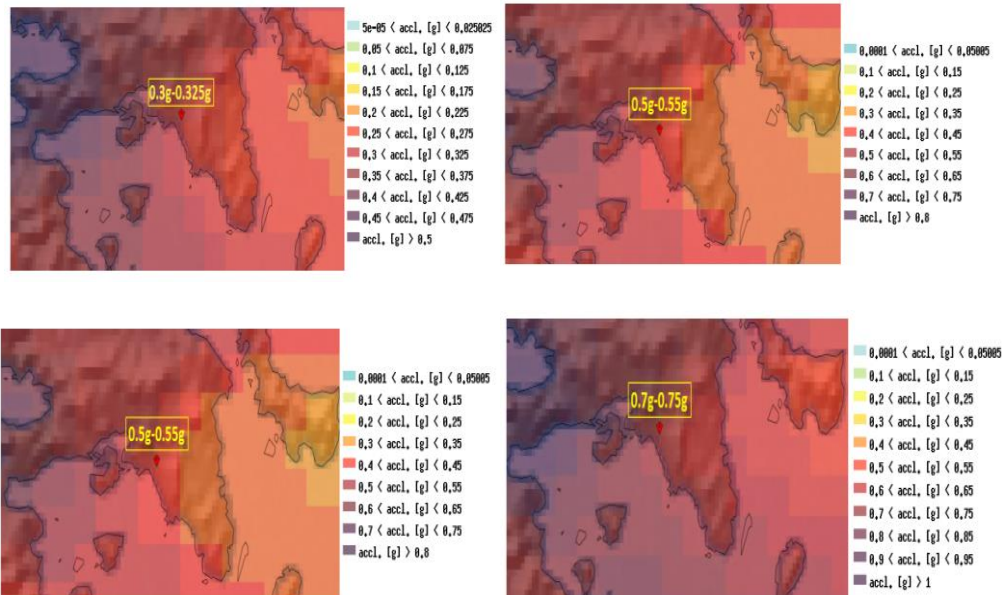


**Εικόνα 4.7:** Μέγιστη αναμενόμενη εδαφική επιτάχυνση, PGA, για 7 διαφορετικές περιόδους επαναφοράς και πιθανότητα υπέρβασης 63.2% (Vamvakaris, 2010).

Η πιο πρόσφατη επανεκτίμηση της σεισμικής επικινδυνότητας του ελλαδικού χώρου πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια του Ευρωπαϊκού Ερευνητικού Προγράμματος SHARE (2010-2014, [www.efehr.org](http://www.efehr.org)). Το ερευνητικό αυτό πρόγραμμα είχε ως στόχο την επανεκτίμηση της σεισμικής επικινδυνότητας ολόκληρου του ευρωπαϊκού χώρου, με ομοιόμορφο τρόπο και χωρίς να λαμβάνονται υπόψη τα γεωγραφικά σύνορα των χωρών. Με βάση τους υπολογισμούς που πραγματοποιήθηκαν με τα πλέον σύγχρονα εργαλεία, προέκυψε ο χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας της Εικόνας 4.8. Στο χάρτη παρουσιάζεται η κατανομή των τιμών της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης σε βραχώδες υπόβαθρο για πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια.



**Εικόνα 4.8:** Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας του ευρωπαϊκού χώρου (SHARE, 2013).



**Εικόνα 4.9:** Χάρτες κατανομής της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης για την ευρύτερη περιοχή των Αθηνών και για περίοδο επανάλληψης 475, 975, 2475 και 4975 (από πάνω προς τα κάτω και από αριστερά προς δεξιά) (SHARE, 2013).

Στην Εικόνα 4.9 παρουσιάζονται χάρτες της επιμέρους περιοχής των Αθηνών και κατ' επέκταση της Ακρόπολης, με την κατανομή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (PGA) για περίοδο επανάληψης 475, 975, 2475 και 4975 χρόνια αντίστοιχα. Στον κάθε χάρτη αναγράφεται και η εκτιμώμενη PGA για την περιοχή της Ακρόπολης των Αθηνών.

#### 4.4. Δίκτυο οπτικών ινών και επιταχυνσιογράφων της Ακρόπολης

##### 4.4.1 Δίκτυο οπτικών ινών της Ακρόπολης

Τις τελευταίες δεκαετίες έχει αναπτυχθεί ιδιαίτερα η τεχνολογία στο πεδίο της παρακολούθησης της δομικής ακεραιότητας των κατασκευών (Structural Health Monitoring ή SHM). Ο σκοπός της παρακολούθησης αυτής είναι ο έλεγχος ύπαρξης ατελειών, η επίβλεψη των επιβαλλόμενων φορτίσεων, αλλά και ο έλεγχος για πιθανές αστοχίες. Για την υλοποίηση του στην πράξη τοποθετούνται σε ορισμένα σημεία της κατασκευής ειδικοί αισθητήρες (βλ. Εικόνα 4.10). Οι αισθητήρες τοποθετούνται κυρίως σε κρίσιμες περιοχές, δηλαδή σε περιοχές όπου υπάρχει συγκέντρωση τάσεων. Με τη χρήση των αισθητήρων παρέχονται πληροφορίες σχετικά με τη συμπεριφορά της κατασκευής, όταν σε αυτή ασκούνται στατικά, αλλά και δυναμικά φορτία (Astreinidis & Egglezos, 2008).



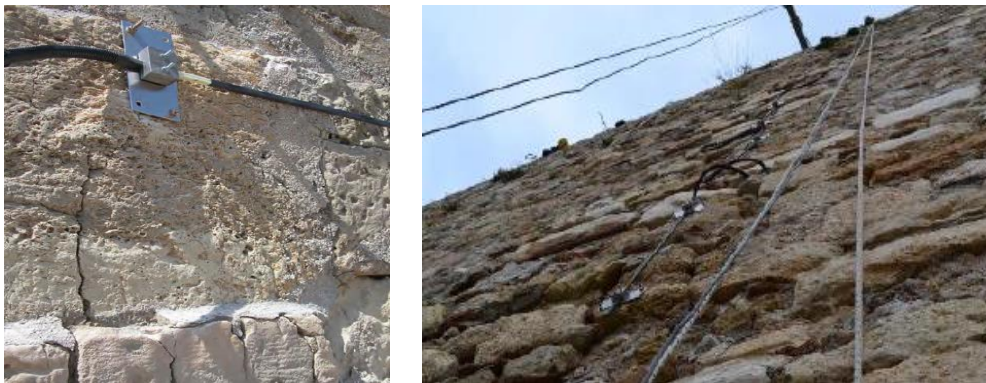
**Εικόνα 4.10:** Τυπική διάταξη αισθητήρων επί του τείχους (αριστερά) και αγκύρωση αισθητήρα με ανοξείδωτη αγκυρόπλακα (δεξιά) (Astreinidis & Egglezos, 2008).

Η συγκεκριμένη μέθοδος εφαρμόζεται όλο και περισσότερο στην περίπτωση της προστασίας και διαχείρισης των μνημειακών κατασκευών. Αφορά την παρακολούθηση των μνημείων σε περίπτωση φυσικών καταστροφών αλλά και γενικότερα την παρακολούθηση της δομικής τους ακεραιότητας. Μετατρέπει έτσι τις μνημειακές κατασκευές σε “έξυπνες” από την άποψη της δομικής τους προστασίας (Karogianni et al., 2019). Στο πλαίσιο της διερεύνησης της δομικής συμπεριφοράς του περιμετρικού τείχους, η ΥΣΜΑ εγκατέστησε ένα δίκτυο αισθητήρων οπτικών ινών αρχικά στη νότια πλευρά του και στη συνέχεια και σε άλλες περιοχές του βόρειου και ανατολικού τείχους. Οι αισθητήρες που χρησιμοποιήθηκαν είναι τύπου Fibre Bragg Gratings Sensors (FBG) και τοποθετήθηκαν σε καθορισμένες από μελέτη θέσεις του τείχους. Οι θέσεις έχουν επιλεγεί με τρόπο ώστε να είναι δυνατή η παρακολούθηση των υφιστάμενων ρωγμών.



Ένας αισθητήρας FBG αποτελείται από ειδικά επεξεργασμένο τμήμα οπτικής ίνας, το οποίο έχει την ιδιότητα σε εισερχόμενη ακτινοβολία ευρέος φάσματος να λειτουργεί σαν οπτικό φίλτρο. Έτσι, γίνεται αντανάκλαση μιας ελάχιστης ποσότητας του ευρυζωνικού σήματος, επιτρέποντας παράλληλα στο υπόλοιπο φως να συνεχίσει την πορεία του μέσα στην ίνα. Αυτή η τροποποιημένη περιοχή είναι ευαίσθητη στις τάσεις εφελκυσμού και θλίψης, στις μεταβολές θερμοκρασίας και στις μεταβολές της επιτάχυνσης (Ψαρρόπουλος κ.α., 2019).

Οι αισθητήρες των οπτικών ινών είναι ενσωματωμένοι σε ειδικές ράβδους με μήκος περί το ένα μέτρο. Οι ράβδοι αυτοί ονομάζονται SMARTRODS. Οι θέσεις και ο προσανατολισμός των ράβδων έχει επιλεγεί με τέτοιο τρόπο ώστε να ελέγχεται το εντατικό πεδίο στην περιοχή του άκρου της ρωγμής ή να γεφυρώνουν τις ρωγμές, ώστε να ελέγχουν το άνοιγμά τους (Αστρεινίδης & Εγγλέζος, 2008). Στο περιμετρικό τείχος και συγκεκριμένα στη νότια πλευρά έχουν τοποθετηθεί 8 αισθητήρες καταγραφής παραμόρφωσης, 2 αισθητήρες καταγραφής θερμοκρασιακής μεταβολής και ένας αισθητήρας καταγραφής επιτάχυνσης. Το δίκτυο διαμορφώθηκε παράλληλα και σε σειρά και καταγράφει δεδομένα σε πραγματικό χρόνο (Karogianni et al., 2019, Karogianni et al., 2016).



**Εικόνα 4.11:** Αισθητήρες οπτικών ινών επί του τείχους σε οριζόντια και κατακόρυφη διάταξη (Astreinidis & Egglezos, 2008, Ψαρρόπουλος κ.α., 2019).

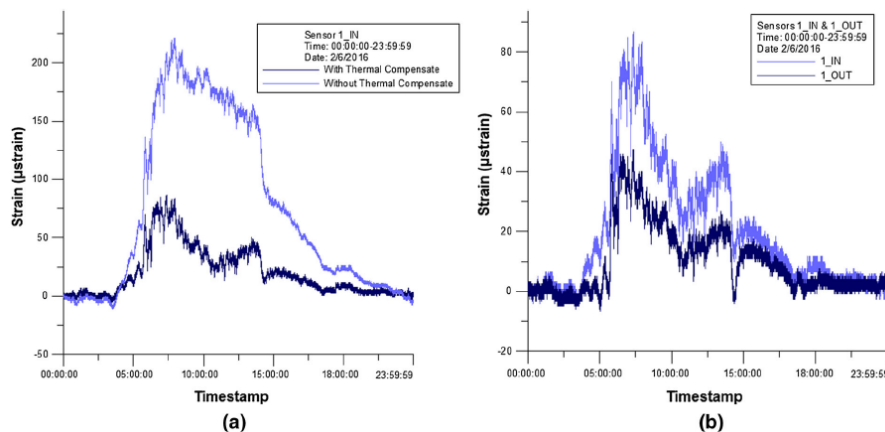
Οι εργασίες στερέωσης πραγματοποιήθηκαν με τρόπο όπου δεν διαταράχθηκε η δομική ακεραιότητα του τείχους. Η τοποθέτηση ξεκίνησε από την εξωτερική παρειά του τείχους και έγινε με βλήτρα από ανοξείδωτο χάλυβα. Κάθε SMARTROD στερεώθηκε με 2 αγκυρόπλακες και ανοξείδωτα αγκύρια (βλ. Εικόνα 4.11). Σε ορισμένες περιπτώσεις δεν μπορούσε να πραγματοποιηθεί η διάτρηση λόγω της σαθρότητας του υποστρώματος.

Στο ανατολικό τείχος, όπου εντοπίζεται μια σημαντική κύρτωση της εξωτερικής επιφάνειας προς τα έξω, καταβλήθηκαν προσπάθειες κάλυψης της κύρτωσης αυτής με τα SMARTRODS. Λόγω της ευκαμψίας των αισθητήρων κατέστη δυνατή η συγκεκριμένη εφαρμογή και η κύρτωση του τείχους παρακολουθείται από τους αισθητήρες. Στο νότιο τείχος τοποθετήθηκαν 4 σειρές SMARTRODS. Στη περιοχή κοντά στην ακμή του νότιου-ανατολικού τείχους τοποθετήθηκαν 2 σειρές, ενώ μια σειρά τοποθετήθηκε μετά την πρώτη αντηρίδα (βλ. Εικόνα 4.12). Στο βόρειο τείχος,

όπου το πάχος του κυμαίνεται από 1m έως 2m στη βάση και 0.5m έως 1m στη στέψη και το ύψος του κυμαίνεται από 4m έως και 6m, έχουν τοποθετηθεί 2 σειρές SMARTRODS. Η πρώτη σειρά περιέχει 7 αισθητήρες στην εσωτερική πλευρά και η δεύτερη 5 αισθητήρες στην εξωτερική. Σε επιλεγμένο σημείο έχει τοποθετηθεί και ένα SMARTROD με τέσσερις αισθητήρες. Κύριος στόχος είναι η καταγραφή και παρακολούθηση της κλίσης στο βόρειο τείχος (Astreinidis & Egglezos, 2008).



**Εικόνα 4.12:** Διατάξεις SMARTRODS επί της βάσης του ανατολικού (αριστερά) και νότιου (δεξιά) τείχους (Astreinidis & Egglezos, 2008).



**Εικόνα 4.13:** (α) Μέγιστη κατανεμημένη παραμόρφωση με και χωρίς της επιρροή της θερμοκρασίας, για χρονική περίοδο 24 ωρών, και (β) χαρακτηριστικές συνεχόμενες καταγραφές για χρονική περίοδο 10 ημερών (Karogianni et al., 2019).

Ο λόφος της Ακρόπολης και το περιμετρικό τείχος επηρεάζονται συνεχώς από διάφορα φυσικά φαινόμενα. Τέτοια φαινόμενα είναι οι υψηλές ή πολύ χαμηλές θερμοκρασίες, οι εκτεταμένες βροχοπτώσεις, οι σεισμοί κ.α. Το δίκτυο οπτικών ινών στοχεύει στην ποσοτικοποίηση της επίδρασης τους πάνω στο μνημείο. Στην Εικόνα 4.13(α) παρουσιάζεται η μέγιστη παραμόρφωση με και χωρίς να ληφθεί υπόψη η επιρροή της θερμοκρασίας (temperature compensation), για χρονική διάρκεια 24 ωρών. Από το διάγραμμα αναδεικνύεται η σημασία των αισθητήρων καταγραφής της θερμοκρασίας, οι οποίοι δρουν συμπληρωματικά στους αισθητήρες παραμόρφωσης. Στην Εικόνα 4.13(β) παρουσιάζονται χαρακτηριστικές συνεχόμενες καταγραφές για διάστημα 10 ημερών. Από το διάγραμμα αυτό παρατηρείται ότι οι μέγιστες τιμές

παρουσιάζονται από το πρωί έως και το μεσημέρι κάθε ημέρας (Karogianni et al., 2019).

#### 4.4.2 Δίκτυο επιταχυνσιογράφων της Ακρόπολης

Τα τελευταία χρόνια, και συγκεκριμένα από το 2006 έως σήμερα, εγκαταστάθηκαν στο λόφο της Ακρόπολης 10 υψηλής ποιότητας επιταχυνσιόμετρα (τύπου Guralp CMG-5TD) (βλ. Εικόνα 4.15) σε συγκεκριμένες θέσεις του λόφου, από το Γ.Ι./Ε.Α.Α και την ΥΣΜΑ. Ο σκοπός του δικτύου αυτού είναι η συνεχής καταγραφή και η μετάδοση δεδομένων σε πραγματικό χρόνο (Kalogeras et al., 2012). Τα όργανα εγκαταστάθηκαν λαμβάνοντας υπόψη τις τοπικές γεωτεχνικές συνθήκες, καθώς και το ενδιαφέρον της ΥΣΜΑ για συγκεκριμένες θέσεις μνημείων πάνω στο λόφο (π.χ., Παρθενώνας, Τείχος, κ.α.). Στην Εικόνα 4.14 παρουσιάζονται οι θέσεις των 10 επιταχυνσιογράφων στον λόφο της Ακρόπολης.



**Εικόνα 4.14:** Θέσεις των εγκατεστημένων επιταχυνσιογράφων στο λόφο της Ακρόπολης (Ψαρρόπουλος κ.α., 2019).



**Εικόνα 4.15:** Σύστημα εγκατεστημένου επιταχυνσιογράφου (Karogianni et al., 2019).

Στον Πίνακα 4.2 παρουσιάζονται όλες οι θέσεις των 10 επιταχυνσιογράφων, το υψόμετρο, οι γεωγραφικές συντεταγμένες καθώς και η γεωλογία της περιοχής. Κάποια γενικά συμπεράσματα που έχουν προκύψει ύστερα από την ανάπτυξη του δικτύου επιταχυνσιογράφων στο λόφο της Ακρόπολης είναι τα εξής:

- ✓ Γενικότερα οι μέγιστες τιμές επιτάχυνσης κυμαίνονται από  $15 \text{ cm/s}^2$  έως και λιγότερο από  $1 \text{ cm/s}^2$ . Οι τεχνικές προδιαγραφές των οργάνων μπορούν να



καταγράφουν ασθενείς σεισμούς στο κοντινό πεδίο (<50 km) αλλά και ισχυρότερους σεισμούς από μεγάλες αποστάσεις (100-400 km).

- ✓ Σε σεισμούς κοντινού πεδίου, οι καταγραφές για κάθε σημείο του λόφου είναι διαφορετικές, λόγω των τοπικών εδαφικών συνθηκών. Γενικά, οι μικρότερες τιμές επιτάχυνσης παρατηρούνται στη θέση ACRI, ενώ οι υψηλότερες στη θέση ACRD. Στις υπόλοιπες θέσεις παρουσιάζονται ενδιάμεσες τιμές.
- ✓ Για τους σεισμούς μακρινού πεδίου (> 150 km), οι καταγραφές παρουσιάζουν ομοιομορφία με εξαίρεση τις οριζόντιες συνιστώσες στη θέση του επιστυλίου του Παρθενώνα. Στη συγκριμένη θέση έχουν παρουσιαστεί ακόμα και 10 φορές υψηλότερες τιμές επιτάχυνσης σε σύγκριση με άλλες θέσεις (Ψαρρόπουλος κ.α., 2019).

Σταθμός	Γεωγραφικό πλάτος	Γεωγραφικό μήκος	Υψόμετρο	Θέση	Γεωλογία
ACRA	37.9716 °N	23.7277 °E	154 m	Αρχαιολογικός χώρος	Κρητιδικός ασβεστόλιθος
ACRB	37.9716 °N	23.7265 °E	156 m	Παρθενώνας	Ασβεστόλιθος
ACRC	37.9716 °N	23.7265 °E	174 m	Παρθενώνας-μαρμάρινος κίονας	-
ACRD	37.9712 °N	23.7272 °E	147 m	Νότιο τείχος-κορυφή	Ανθρωπογενείς αποθέσεις
ACRE	37.9718 °N	23.7279 °E	155 m	Ανατολικό τείχος	Ασβεστόλιθος
ACRF	37.9723 °N	23.7262 °E	126 m	Βόρειο τείχος	Ασβεστόλιθος
ACRG	37.9721 °N	23.7249 °E	114 m	Αρχαιολογικός χώρος	Αθηναϊκός σχιστόλιθος
ACRH	37.9719 °N	23.7249 °E	134 m	Προπύλαια-βάση	Ασβεστόλιθος
ACRI	37.9714 °N	23.7266 °E	156 m	Παρθενώνας-νότια κιονοστοιχία-βάση	Ασβεστόλιθος
ACRJ	37.9711 °N	23.7273 °E	130 m	Νότιο τείχος-βάση	Ασβεστόλιθος

**Πίνακας 4.2:** Χαρακτηριστικά επιταχυνσιογράφων του λόφου της Ακρόπολης (Γεωδυναμικό Ινστιτούτο του Εθνικού Αστεροσκοπείου Αθηνών (<http://accelnet.gein.noa.gr/>)).

#### 4.5. Περιμετρικό τείχος υπό σεισμική καταπόνηση

Τα τελευταία χρόνια έχουν πραγματοποιηθεί πολλές μελέτες που αφορούν τη σεισμική καταπόνηση στα μνημεία της Ακρόπολης και γενικότερα τη σεισμική συμπεριφορά του λόφου. Λίγες από αυτές τις μελέτες αφορούν και το περιμετρικό τείχος για διάφορα σημεία ειδικού ενδιαφέροντος. Οι μελέτες αφορούν κυρίως προσομοιώσεις του τείχους και αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία, προκειμένου να προσδιοριστεί η σεισμική του απόκριση, αλλά και να προβλεφθούν τυχόν βλάβες σε ένα σεισμικό γεγονός. Επίσης, έχει γίνει προσπάθεια να προβλεφθεί ο μηχανισμός αστοχίας σε διάφορα σημεία του τείχους, με χρήση υπολογιστικών εργαλείων, για να επεξηγηθούν υφιστάμενες βλάβες.

Οι Εγγλέζος και Μούλλου (2010) μελέτησαν τη σεισμική απόκριση συγκεκριμένης περιοχής του βόρειου τείχους. Συγκεκριμένα, έγιναν προσπάθειες να ερμηνευτεί η δομική αστοχία στην περιοχή αυτή. Η αστοχία αυτή συνέβη σύμφωνα με ιστορικά αλλά και αρχαιολογικά στοιχεία στο τέλος του 18<sup>ου</sup> αιώνα έως τις αρχές του 19<sup>ου</sup>.

Χρονολογείται δηλαδή περίπου πριν τις αρχές της Ελληνικής Επανάστασης. Στη δομική αστοχία που ερευνάται περιλαμβάνονται τα εξής:

- 1) Η κατάρρευση του ανώτερου τμήματος του τείχους στην εξεταζόμενη περιοχή (δηλαδή της στέψης του τείχους), η οποία ήταν κατασκευασμένη από αρχιτεκτονικά μέλη του θριγκού του αρχαίου ναού της Αθηνάς.
- 2) Η σημαντική προς τα έξω απόκλιση 7 εκατοστών από την κατακόρυφο του υπόλοιπου κατώτερου τμήματος (δηλαδή του υποκείμενου της στέψης όπου κατέρρευσε).
- 3) Η στροφή του τείχους περίπου 1°.



**Εικόνα 4.16:** Περιοχή της μελέτης στο βόρειο τείχος (Εγγλέζος & Μούλλου, 2010).

Ο κύριος στόχος της συγκεκριμένης μελέτης ήταν η εφαρμογή μιας ορθής προσομοίωσης, καθώς και η βαθμονόμηση των μηχανικών παραμέτρων που χρησιμοποιήθηκαν για την ερμηνεία της δομικής αστοχίας του τείχους. Για τις ανάγκες της μελέτης έγινε χρήση ιστορικών και αρχαιολογικών στοιχείων, τοπογραφικών, σεισμολογικών, γεωτεχνικών και γεωλογικών δεδομένων. Τα γεωλογικά δεδομένα για τη μελέτη προέρχονται από το ΙΓΜΕ, αλλά και από εργαστηριακές δοκιμές σε γεωυλικά. Το υπόβαθρο όπου εδράζεται το τείχος χαρακτηρίζεται ως ασβεστολιθικό και το εδαφικό υλικό επίχωσης απαρτίζεται από αργιλοαμμώδες υλικό με πολλούς χάλικες, κροκάλες και μεγάλα θραύσματα από δομικά υλικά (π.χ., πωρόλιθοι, μάρμαρο, δομολίτης, κ.λπ.) Οι δομικοί λίθοι θεωρούνται ορθογώνιοι μαλακού Πειραϊκού μαργαϊκού ασβεστόλιθου. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών καθώς και της διεπιφάνειας των λίθων της μελέτης παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.3.

	ASI*	c (kPa)	$\varphi^{(o)}$	c <sub>r</sub> (kPa)	$\varphi_{r}^{(o)}$	E (MPa)	$\nu$	q <sub>u</sub> (MPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
ΔΟΜΙΚΟΙ ΛΙΘΟΙ (ΜΑΡΓΑ ΠΕΙΡΑΙΑ)	20	100	40	0	35	460	0.2	12	24
ΑΣΒΕΣΤΟΛΙΘΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ	50-70	-	-	-	-	7000	0.2	40	26
ΕΠΙΧΩΣΗ (GC)	-	5	42	0	32	100	0.3	-	20
ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΛΙΘΩΝ	-	0	25						

**Πίνακας 4.3:** Μηχανικά χαρακτηριστικά υλικών (Εγγλέζος & Μούλλου, 2010).

Με τη θεώρηση ότι το πιθανότερο αίτιο της δομικής αστοχίας του τείχους ήταν κάποιο σεισμικό γεγονός, συλλέχθηκαν ιστορικά σεισμολογικά στοιχεία και για κάθε ένα από αυτά καθορίστηκε η πιθανότερη τιμή της μέγιστης επιτάχυνσης. Οι καταγραφές αυτές χρησιμοποιήθηκαν στις γεωτεχνικές σεισμικές αναλύσεις της μελέτης και προέρχονται από τον Papazachos (2002). Οι σεισμικές δράσεις στήριζονται στα εξής:

- Η εκτιμώμενη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) υπολογίζεται με βάση τις σχέσεις των Scarlatoudis et al. (2003).
- Για σεισμούς M6.5 και απόσταση 40 km προβλέπεται PGA ίση με 0.093g.
- Βάση προβλέψεων του παλαιού ΕΑΚ (1953-1984), η σεισμική δράση για την περιοχή των Αθηνών είναι  $A=0.04-0.07g$ .
- Θεώρηση ενεργού επιτάχυνσης  $A_{eff} = 2/3 A_{max}$ , για τις αναλύσεις.
- Εφαρμογή προβλέψεων του EC8 για τοπογραφική επιδείνωση σε βραχώδες πρανές:  $A = A_{max} * 1.20$ .

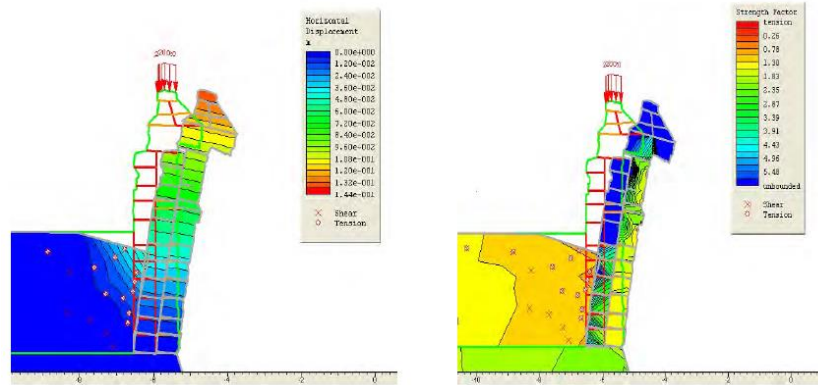
ΕΤΟΣ	ΕΠΙΚΕΝΤΡΟ	ΑΠΟΣΤΑΣΗ (km)	ΜΕΓΕΘΟΣ (ML)	ΕΝΤΑΣΗ (MMI)	ΕΚΤΙΜΗΣΗ $A_{MAX}^{(1)}$	ΕΚΤΙΜΗΣΗ $A_{MAX}^{(2)}$	ΕΚΤΙΜΗΣΗ $A_{MAX}^{(3)}$	ΒΛΑΒΕΣ
1705	ΩΡΩΠΟΣ	45	$\geq 6.0$	?	?	0.062	0.058	NAI
1785	ΩΡΩΠΟΣ	45	$\geq 6.0$	VI?	0.07	0.062	0.058	?
1805	ΩΡΩΠΟΣ	45	?	VI?	0.07	-	-	NAI
1853	ΘΗΒΑ	65	6.5	VIII	?	0.056	0.054	?
1874	ΑΘΗΝΑ	?	?	VI?	0.06?	?	?	?
500 B.C - 1999	ΔΙΑΦΟΡΑ	70-150	6.0-7.0	?	-	0.055-0.065	0.055 -0.065	

(<sup>1</sup>) Βάσει MMI, (<sup>2</sup>) Scarlatoudis (2003), (<sup>3</sup>) Rinaldis, (1998)

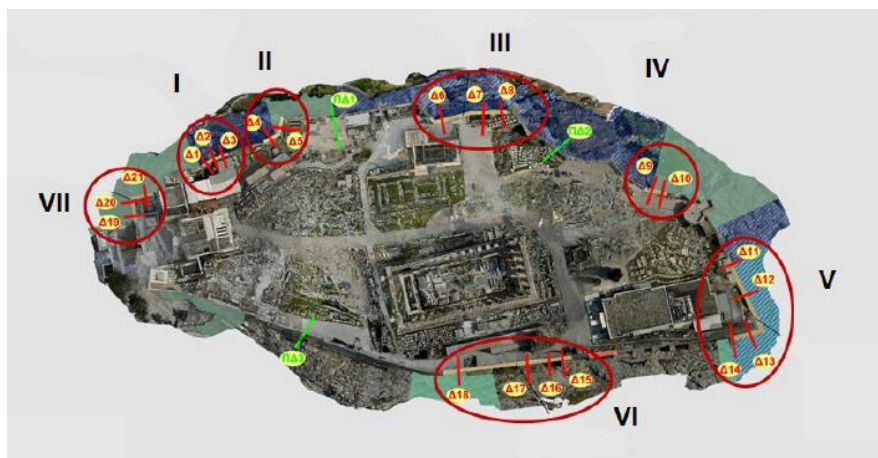
**Πίνακας 4.4:** Ιστορικά σεισμολογικά δεδομένα για τη μελέτη (Εγγλέζος & Μούλλου, 2010).

Προκειμένου να διεξαχθούν οι αναλύσεις χρειάστηκε να γίνουν κάποιες παραδοχές. Αρχικά, το περιμετρικό τείχος θεωρήθηκε ότι αποτελεί τυπική περίπτωση αντιστηρίζοντος τοίχου βαρύτητας. Η δομή του τείχους προσομοιάστηκε με την περίπτωση βραχομάζας με σύστημα οριζόντιων και καθέτων ασυνεχειών. Κρίθηκε ακόμα επαρκής η χρήση 2-Δ ελαστοπλαστικής ανάλυσης επίπεδης παραμόρφωσης, για την προσομοίωση και την επίλυση του συγκεκριμένου προβλήματος. Η αρχική γεωμετρία για τη διατομή που μελετήθηκε, λαμβάνεται με βάση τη γειτονική διατομή, για την οποία υπάρχουν διαθέσιμα αρχιτεκτονικά δεδομένα και στοιχεία για τη μορφολογία της περιοχής. Σημειώνεται ότι η σεισμική δράση στην οποία προκύπτει δομική αστοχία, επιβάλλεται ψευδοστατικά. Για τις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων PHASE2.

Από τις αναλύσεις προκύπτει ότι η οριζόντια μετακίνηση στη στέψη του τείχους ισούται με 15 cm, η οποία σε συνδυασμό με τη γεωμετρία και την επιφόρτιση από νέα τοιχοποιία, ερμηνεύει την ανατροπή του και σε συνδυασμό με προγενέστερες ίσως μετακινήσεις ή στροφές. Κάτω από το γείσο η υπολογιζόμενη οριζόντια μετακίνηση δεν υπερβαίνει τα 8 cm. Η συγκεκριμένη τιμή βρίσκεται σε καλή συμφωνία με την παρατηρούμενη μετακίνηση των 7 cm. Με τη διερεύνηση που πραγματοποιήθηκε για τον δείκτη αντοχής (εφελκυστικής και θλιπτικής), προκύπτει η εικόνα ρηγμάτωσης στην εξωτερική όψη της εξεταζόμενης διατομής.



**Εικόνα 4.17:** Αποτελέσματα της ανάλυσης για οριζόντια μετακίνηση (αριστερά) και δείκτη αντοχής (δεξιά) (Εγγλέζος & Μούλλου, 2010).



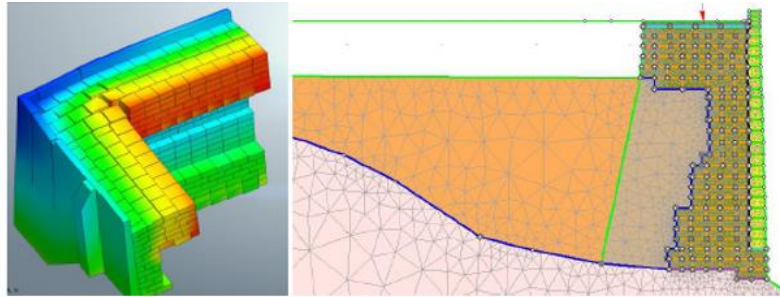
**Εικόνα 4.18:** Θέσεις αποτίμησης της ευστάθειας του περιμετρικού τείχους της Ακρόπολης (Εγγλέζος κ.α., 2019).

Οι Εγγλέζος κ.α. (2019) μελέτησαν επίσης τη σεισμική συμπεριφορά του περιμετρικού τείχους της Ακρόπολης κάνοντας μια αποτίμηση της υφιστάμενης κατάστασης του τείχους και προτείνοντας κάποιους τρόπους για τη βελτίωση της σεισμικής απόκρισης. Στο πλαίσιο αυτής της έρευνας εξετάστηκαν επιλεγμένες θέσεις του τείχους, οι οποίες θεωρήθηκαν περισσότερο ευπαθείς. Η διερεύνηση πραγματοποιήθηκε για καθορισμένα σενάρια φόρτισης όπως γεωστατικές συνθήκες, μόνιμα και κινητά φορτία, συνθήκες υψηλής υδροφορίας και σεισμική δράση. Στην Εικόνα 4.18 παρουσιάζονται οι εξεταζόμενες θέσεις του τείχους.

Για την αποτίμηση της σεισμικής απόκρισης του τείχους, πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις αλληλεπίδρασης τείχους-βραχώδους υποβάθρου-αντιστηριζόμενων επιχώσεων. Η προσομοίωση έγινε με χρήση πεπερασμένων στοιχείων σε δύο και τρεις διαστάσεις, ανάλογα με την εξεταζόμενη θέση του τείχους. Για τα γεωυλικά θεωρήθηκε ελαστοπλαστική συμπεριφορά με τους κατάλληλους καταστατικούς νόμους (Hoek-Brown για τον βράχο και Mohr-Coulomb για τους λίθους και τις διεπιφάνειες). Οι έλεγχοι σε κάθε θέση πραγματοποιήθηκαν με βάση κριτηρίων επιτελεσματικότητας για την περίπτωση ελεύθερα ιστάμενου τοίχου και τοίχου αντιστήριξης. Οι αναλύσεις των ελεύθερα ιστάμενων τοίχων έγιναν ψευδοστατικά, ενώ



των τοίχων αντιστήριξης με χρήση χρονοϊστοριών επιταχύνσεων. Τα προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων παρουσιάζονται στην Εικόνα 4.19, ενώ τα μηχανικά χαρακτηριστικά των γεωυλικών στον Πίνακα 4.5.



Εικόνα 4.19: Προσομοιώματα τείχους 3-Δ και 2-Δ (Εγγλέζος κ.α., 2019).

ΥΛΙΚΑ	$V_s(\sigma_{ref})$	$\rho$	$\nu$	$G_0$	$E_0$	$E_{50}$	$\xi$
	m/s	Mg/m <sup>3</sup>		MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>		(%)
ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΣ	700	2.5	0.2	1225	2940		5
ΑΣΒΕΣΤΟΛΙΘΟΣ	1350	2.4	0.25	4374	10935		5
ΕΠΙΚΩΣΕΙΣ	250	2.05	0.3	128	333	33	5
ΤΕΙΧΟΣ	600	2.3	0.25	828	2070		5

Πίνακας 4.5: Μηχανικά χαρακτηριστικά γεωυλικών (Εγγλέζος κ.α., 2019).

Οι σεισμικές δράσεις καθορίστηκαν με βάση το κανονιστικό πλαίσιο του EC8. Για τις δυναμικές αναλύσεις με χρονοϊστορίες χρησιμοποιήθηκαν καταγραφές από τον σεισμό της Αθήνας (καταγραφή Συντάγματος, 1999), της Κοζάνης (καταγραφή κτιρίου νομαρχίας, 1995) και του Northridge (καταγραφή LA, Wonderland Ave., 1994). Οι στάθμες επιτελεστικότητας που ορίστηκαν σε συνδυασμό με τα διάφορα σεισμικά σενάρια (βλ. Πίνακα 4.6) ήταν οι ακόλουθες:

- Σ1: Οιονεί πλήρης λειτουργικότητα.
- Σ2: Περιορισμένες βλάβες.
- Σ3: Σημαντικές βλάβες.
- Σ4: Οιονεί κατάρρευση.

Σεισμική Ένταση	Σεισμική Επιτάχυνση Βάσης (g) Κατηγορία Εδάφους Α		Σεισμική Επιτάχυνση Βάσης (g) Κατηγορία Εδάφους Β		Στάθμη Επιτελεστικότητας Οριακή Κατάσταση Ελέγχου
	Χωρίς Τοπογραφική Επιδείνωση	Με Τοπογραφική Επιδείνωση [ $S_T=1,20$ ]	Χωρίς Τοπογραφική Επιδείνωση	Με Τοπογραφική Επιδείνωση [ $S_T=1,20$ ]	
Λίαν Συχνός Σεισμός [ $T_R=25$ years]	0,06	0,072	0,06	0,072	Σ1 Οιονεί Πλήρης Λειτουργικότητα
Συχνός Σεισμός [ $T_R=100$ years]	0,09	0,108	0,09	0,108	Σ2 Περιορισμένες Βλάβες
Σπάνιος Σεισμός [ $T_R=475$ years]	0,15+0,16	0,180+0,192	0,180+0,192	0,216+0,230	Σ3 Σημαντικές Βλάβες
Ακραίος Σεισμός [ $T_R=1300$ years]	0,210+0,224	0,252+0,269	0,252+0,269	0,302+0,323	Σ4 Οιονεί Κατάρρευση

Πίνακας 4.6: Σενάρια σεισμικού κινδύνου και στάθμες επιτελεστικότητας (Εγγλέζος κ.α., 2019).



ΨΕΥΔΟΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ						2-Δ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ			3-Δ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ
ΠΕΡΙΟΧΗ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΔΟΜΙΚΗ ΤΥΠΟΛΟΓΙΑ	ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ	Μέγιστη σεισμική επιτάχυνση κατά EC-8 (g)	Ψευδοστατική Επιτελεστική απόκριση <sup>1</sup>	Ψευδοστατική σεισμική επιτάχυνση αστοχίας (g)	ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (BISACCIA)	ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (ΚΟΖΑΝΗ)	ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (ΣΥΝΤΑΓΜΑ)
							Δmax=0.27g	Δmax=0.27g	Δmax=0.27g
I	Δ1	Ελευθέρως Ιστάμενο Τμήμα Τείχους							
	Δ2								
	Δ3-ανω λεπτότοχο τμήμα						ΑΣΤΟΧΙΑ	ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ	ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ
	Δ3-κάτω κυρίως τοίχος						ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ	ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ	ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ
II	Δ4	TA	A	0.27	Σ2	>0.27			
	Δ5-εσω	TA	A	0.27	Σ3	>0.27			
III	Δ5-εξω	Ελευθέρως Ιστάμενο Τμήμα Τείχους					ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ	ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ	ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ
	Δ6								
	Δ7								
	Δ8-εσω	TA <sup>2</sup>	A	0.27	ΑΣΤΟΧΙΑ	0.27			
IV	Δ8-εξω	TA	A	0.27	ΑΣΤΟΧΙΑ	0.27			
	Δ9	TA	A	0.27	Σ4	>0.27			
	Δ10	TA	A	0.27	Σ3	>0.27			

**Πίνακας 4.7:** Αποτελέσματα αναλύσεων υφιστάμενης κατάστασης του τείχους (ελεύθερα ιστάμενα τμήματα) (Εγγλέζος κ.α., 2019).

ΨΕΥΔΟΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ						
ΠΕΡΙΟΧΗ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΔΟΜΙΚΗ ΤΥΠΟΛΟΓΙΑ	ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ	Μέγιστη σεισμική επιτάχυνση κατά EC-8 (g)	Ψευδοστατική Επιτελεστική απόκριση <sup>3</sup>	Ψευδοστατική σεισμική επιτάχυνση αστοχίας (g)
V (Ανταπολικό)	Δ11	TA	B	0.325	Σ2	>0.325
	Δ12	TA	A	0.27	Σ1	>0.325
V (NA γωνία)	Δ13	TA	B	0.325	ΑΣΤΟΧΙΑ	0.22
	Δ14	TA	B	0.325	Σ2	>0.325
VI	Δ15	TA	B	0.325	ΑΣΤΟΧΙΑ	0.20
	Δ16	TA	B	0.325	ΑΣΤΟΧΙΑ	0.12
	Δ17	TA	B	0.325	ΑΣΤΟΧΙΑ	0.18
	Δ18	TA	B	0.325	ΑΣΤΟΧΙΑ	0.16
VII	Δ19	TA	B	0.325	Σ3	>0.325
	Δ20	TA	B	0.325	Σ4	>0.325
	Δ21	TA	B	0.325	Σ4	>0.325

**Πίνακας 4.8:** Αποτελέσματα αναλύσεων υφιστάμενης κατάστασης τείχους (λειτουργία αναλήμματος) (Εγγλέζος κ.α., 2019).

Τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων για τις εξεταζόμενες θέσεις του περιμετρικού τείχους παρουσιάζονται στους Πίνακες 4.7 και 4.8. Βάσει των αναλύσεων προκύπτει η ευστάθεια του τείχους έναντι κανονικών γεωστατικών συνθηκών φόρτισης. Από τις σεισμικές αναλύσεις προέκυψαν κάποιες υπερβάσεις των σταθμών επιτελεστικότητας για ορισμένες θέσεις του τείχους.

Οι προτάσεις των επεμβάσεων για την εκπλήρωση των επιτελεστικών στόχων, αναφορικά με τη σεισμική ένταση αλλά και τις περιβαλλοντικές φθορές, κατατάχθηκαν σε δύο σενάρια, το ήπιο και το πιο δραστικό. Το ήπιο σενάριο αποτελείται από τρεις δέσμες ενίσχυσης του δομικού φορέα έναντι του σεισμικού κινδύνου. Οι δέσμες αυτές είναι οι εξής:

- Δέσμη Α: Αντικαταστάσεις ή και συμπληρώσεις με νέο υλικό κατόπιν αξιολόγησης, για αντιμετώπιση της χαλάρωσης της αρχαίας δομής.
- Δέσμη Β: Αποκαταστάσεις με νέο κονίαμα και λίθους, για αντιμετώπιση της χαλάρωσης των μεταγενέστερων δομών και επενδύσεων.
- Δέσμη Γ: Τοπικές επεμβάσεις αποκατάστασης, ενσφραγίσεις του αρμού ποδός/θεμελίωσης με βαθύ αρμολόγημα, ενεματώσεις με ενέσιμο κονίαμα

πλήρωσης και ενσφηνώσεις νέων λίθων για την εξασφάλιση δεσμού υψηλής αντοχής και συνοχής-τριβής με τον υποκείμενο βράχο.

Το δραστικό σενάριο επεμβάσεων περιλαμβάνει το ήπιο σενάριο με την προσθήκη όμως μιας τέταρτης δέσμης. Η τέταρτη δέσμη περιλαμβάνει την εφαρμογή μερικής αποχωμάτωσης όπισθεν του αναλήμματος και επανεπίχωση με αυτοφερόμενη γεωκατασκευή (οπλισμένο επίχωμα με γεωπλέγμα). Η διαδικασία αυτή εξασφαλίζει τη μείωση των ωθήσεων αλλά και τη διαχείριση των ομβρίων με τον κατάλληλο σχεδιασμό στραγγιστικών διατάξεων. Το δραστικό σενάριο εξασφαλίζει τον απόλυτο έλεγχο των εδαφικών ωθήσεων και επιτρέπει την εφαρμογή μέτρων προστασίας στο εσωτερικό του τείχους. Ακόμα, προσφέρει σημαντικά υψηλότερους δείκτες βελτίωσης της σεισμικής απόκρισης έναντι του ηπίου σεναρίου. Στον Πίνακα 4.9 παρουσιάζεται η ποσοτική αποτίμηση των μέτρων επεμβάσεων για τη βελτίωση της απόκρισης, για καθορισμένες θέσεις του τείχους. Συμπεραίνεται, ότι στις εξεταζόμενες θέσεις είναι αναγκαίο να γίνει επέμβαση με το ήπιο και δραστικό σενάριο, προκειμένου να εξασφαλιστεί η επιθυμητή επιτελεστική συμπεριφορά του τείχους για τις μελετώμενες στάθμες σεισμικής έντασης.

		Στάθμη Σεισμικής Δράσης $a_k(g)=0,26$			
Περιοχή	Διατομή	Κατηγορία Εδάφους	ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ : <2%=Σ1, 2-5%=Σ2, 5-10%=Σ3, 10-15%=Σ4		
			Υφιστάμενη Κατάσταση	Ήπιο Σενάριο Επεμβάσεων	Δραστικό Σενάριο Επεμβάσεων
II	Δ4	A	Κριτήριο K1 %	11,27	6,33
			Στάθμη $Σ_i$	Σ4	Σ2
Βελτίωση ως προς την Υφιστάμενη Κατάσταση				43,83%	69,83%

		Στάθμη Σεισμικής Δράσης $a_k(g)=0,26$			
Περιοχή	Διατομή	Κατηγορία Εδάφους	ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ : <2%=Σ1, 2-5%=Σ2, 5-10%=Σ3, 10-15%=Σ4		
			Υφιστάμενη Κατάσταση	Ήπιο Σενάριο Επεμβάσεων	Δραστικό Σενάριο Επεμβάσεων
IV	Δ9	A	Κριτήριο K1 %	14,56	11,78
			Στάθμη $Σ_i$	Σ4	Σ2
Βελτίωση ως προς την Υφιστάμενη Κατάσταση				19,09%	74,38%

		Στάθμη Σεισμικής Δράσης $a_k(g)=0,22$			
Περιοχή	Διατομή	Κατηγορία Εδάφους	ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ : <2%=Σ1, 2-5%=Σ2, 5-10%=Σ3, 10-15%=Σ4		
			Υφιστάμενη Κατάσταση	Ήπιο Σενάριο Επεμβάσεων	Δραστικό Σενάριο Επεμβάσεων
V	Δ13	B	Κριτήριο K1 %	19,32	12,78
			Στάθμη $Σ_i$	>Σ4	Σ2
Βελτίωση ως προς την Υφιστάμενη Κατάσταση				33,85%	79,19%

		Στάθμη Σεισμικής Δράσης $a_k(g)=0,12$			
Περιοχή	Διατομή	Κατηγορία Εδάφους	ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ : <2%=Σ1, 2-5%=Σ2, 5-10%=Σ3, 10-15%=Σ4		
			Υφιστάμενη Κατάσταση	Ήπιο Σενάριο Επεμβάσεων	Δραστικό Σενάριο Επεμβάσεων
VI	Δ16	B	Κριτήριο K1 %	23,45	10,15
			Στάθμη $Σ_i$	>Σ4	Σ1
Βελτίωση ως προς την Υφιστάμενη Κατάσταση				56,72%	99,91%

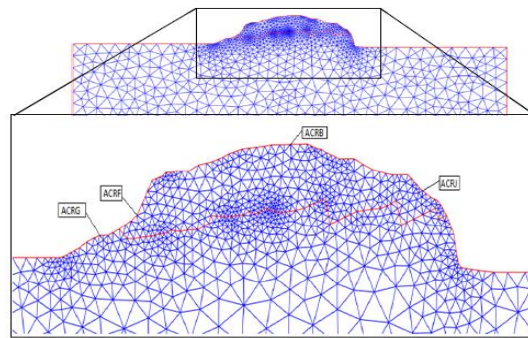
		Στάθμη Σεισμικής Δράσης $a_k(g)=0,16$			
Περιοχή	Διατομή	Κατηγορία Εδάφους	ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ : <2%=Σ1, 2-5%=Σ2, 5-10%=Σ3, 10-15%=Σ4		
			Υφιστάμενη Κατάσταση	Ήπιο Σενάριο Επεμβάσεων	Δραστικό Σενάριο Επεμβάσεων
VI	Δ18	B	Κριτήριο K1 %	19,17	10,29
			Στάθμη $Σ_i$	>Σ4	Σ1
Βελτίωση ως προς την Υφιστάμενη Κατάσταση				46,32%	92,64%

**Πίνακας 4.9:** Ποσοτική αποτίμηση των μέτρων επέμβασης για τη βελτίωση της επιτελεστικής απόκρισης του τείχους σε επιλεγμένες θέσεις (Εγγλέζος κ.α., 2019).

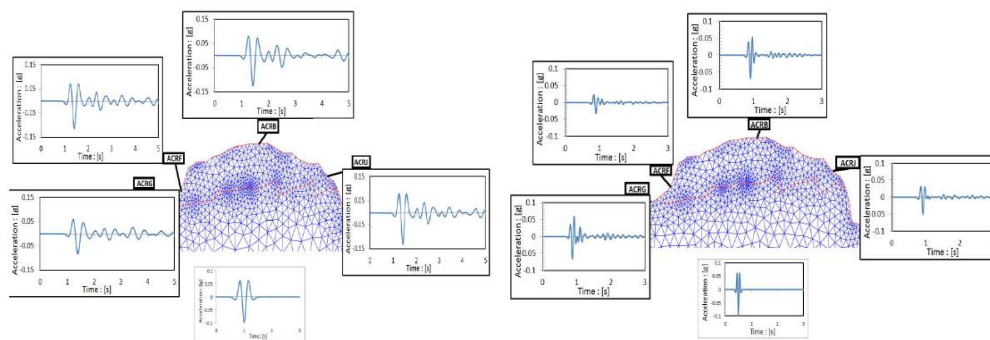
Οι Psarropoulos et al. (2018) πραγματοποίησαν μια διδιάστατη μελέτη της εδαφικής απόκρισης του λόφου της Ακρόπολης, η οποία σχετίζεται και με το νότιο τείχος. Προκειμένου να γίνει μια μελέτη της σεισμικής απόκρισης του νοτίου τείχους, κρίθηκε αναγκαίο να μελετηθεί αρχικά η εδαφική απόκριση ολόκληρου του λόφου και να γίνει έτσι η διερεύνηση των επιπτώσεων των τοπικών εδαφικών συνθηκών. Με τον όρο τοπικές συνθήκες οι μελετητές όρισαν όχι μόνο τη στρωματογραφία του εδάφους αλλά και το σχήμα του σεισμικού υποβάθρου και τις τοπογραφικές συνθήκες

(γεωμορφολογία). Πριν την πραγματοποίηση της μελέτης, θεωρήθηκε ότι τα επίπεδα ενίσχυσης του σεισμικού σήματος στο λόφο της Ακρόπολης αναμενόταν να είναι μικρά, λόγω της μορφολογίας του ασβεστόλιθου, ο οποίος εδράζεται στον μαλακό σχετικά σχιστόλιθο.

Προκειμένου να μελετηθούν τα φαινόμενα ενίσχυσης και να επαληθευτούν οι διαθέσιμες καταγραφές, αναπτύχθηκε κατάλληλο αριθμητικό προσομοίωμα (βλ. Εικόνα 4.20) χωρίς την ύπαρξη του Παρθενώνα, των τειχών και των λοιπών μνημείων του βράχου αλλά και των υλικών επίχωσης. Το προσομοίωμα του λόφου και οι αναλύσεις εδαφικής απόκρισης έγιναν με τη βοήθεια του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων QUAD4M (Hudson et al., 1994). Η συμπεριφορά του εδάφους θεωρήθηκε γραμμική για τις αναλύσεις, λόγω των χαμηλών επιπέδων της επιτάχυνσης και της υψηλής δυστημσίας των γεωυλικών.



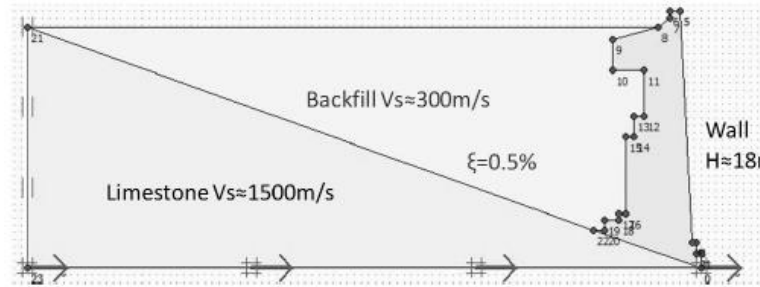
**Εικόνα 4.20:** 2-Δ προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων του λόφου της Ακρόπολης (Psarropoulos et al., 2018).



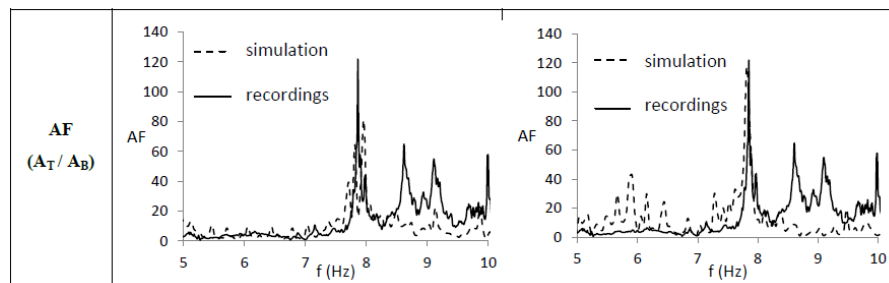
**Εικόνα 4.21:** Σεισμική απόκριση χαμηλόσυχνης παλμικής διέγερσης (αριστερά) και υψίσυχνης παλμικής διέγερσης (δεξιά) (Psarropoulos et al., 2018).

Το προσομοίωμα του λόφου διεγείρεται αρχικά με δύο παλμούς Ricker. Ένας παλμός Ricker χαρακτηρίζεται από ένα ομαλό φάσμα Fourier, το οποίο καλύπτει ένα ορισμένο εύρος συχνοτήτων. Ο πρώτος παλμός που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις, αποτελεί μια διέγερση χαμηλής συχνότητας και είναι αντιπροσωπευτικός των σεισμών μακρινού πεδίου. Αντίθετα, ο δεύτερος παλμός έχει υψηλή συχνότητα και είναι αντιπροσωπευτικός των σεισμών κοντινού πεδίου. Όπως μπορεί να παρατηρηθεί από την Εικόνα 4.21, στην περίπτωση της χαμηλόσυχνης διέγερσης, η σεισμική απόκριση

είναι σχεδόν ομοιόμορφη κατά μήκος της επιφάνειας του εδάφους. Στην περίπτωση της υψίσυχνης διέγερσης, υπάρχουν αποκλίσεις σε ορισμένες θέσεις. Το φαινόμενο αυτό επαληθεύεται και από διαθέσιμες καταγραφές στις συγκεκριμένες θέσεις.



**Εικόνα 4.22:** 2-Δ αριθμητικό προσομοίωμα νότιου τείχους (Psarropoulos et al., 2018).



**Εικόνα 4.23:** Συγκρίσεις μεταξύ των καταγεγραμμένων και των εκτιμώμενων συντελεστών ενίσχυσης AF (Psarropoulos et al., 2018).

Στη συνέχεια, αναπτύχθηκε αριθμητικό προσομοίωμα σε συγκεκριμένη τομή του νοτίου τείχους με το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS (βλ. Εικόνα 4.22). Με βάση τις διαθέσιμες καταγραφές έγινε εκτίμηση του λόγου των φασμάτων Fourier των σταθμών ACRD και ACRJ στην περίπτωση διέγερσης κοντινού πεδίου. Ο λόγος αυτός όρισε ουσιαστικά τον συντελεστή ενίσχυσης AF. Όπως παρατηρείται από την Εικόνα 4.23, τα αριθμητικά αποτελέσματα ταιριάζουν ικανοποιητικά με τις διαθέσιμες καταγραφές, καθώς οι οποίες διαφορές παρατηρούνται λόγω αβεβαιοτήτων (γεωμετρικών, μηχανικών, κ.α.) που υπεισέρχονται στο προσομοίωμα.

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5**

### **ΠΡΟΚΑΤΑΚΤΙΚΕΣ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΕΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΕΙΣ**

---

#### **5.1. Εισαγωγή**

Στην παρούσα μελέτη, το σύνολο των προσομοιώσεων και δυναμικών αναλύσεων πραγματοποιήθηκε με τη χρήση του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS 2D (Version 8.2). Το συγκεκριμένο λογισμικό, χρησιμοποιώντας τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την επίλυση στατικών και δυναμικών προβλημάτων και περιλαμβάνει τα εξής υποπρογράμματα:

- Υποπρόγραμμα για την εισαγωγή των δεδομένων (input).
- Υποπρόγραμμα για τους υπολογισμούς (calculation).
- Υποπρόγραμμα για την εξαγωγή αποτελεσμάτων (output).
- Υποπρόγραμμα για τον σχεδιασμό διαγραμμάτων (curves).

Το κεφάλαιο αυτό περιλαμβάνει κάποια απαραίτητα προκαταρκτικά προσομοιώματα και τις σχετικές δυναμικές αναλύσεις τους. Οι αναλύσεις αυτές διεξάγονται προκειμένου να διασφαλιστεί ότι λειτουργεί ορθά το προσομοίωμα του νοτίου περιμετρικού τείχους της Ακρόπολης που θα κατασκευαστεί στη συνέχεια -το οποίο χαρακτηρίζεται από μεγάλη πολυπλοκότητα- και ότι εξάγονται αξιόπιστα αποτελέσματα από αυτό. Οι αναλύσεις που παρουσιάζονται στο κεφάλαιο αυτό αρχικά αφορούν μια οριζόντια απειρομήκη εδαφική στρώση, χωρίς δηλαδή την παρουσία κάποιου τοίχου αντιστήριξης. Στη συνέχεια, αναπτύσσεται ένα προσομοίωμα τοίχου βαρύτητας και περιγράφεται η διαδικασία επαλήθευσης με βάση τα αριθμητικά αποτελέσματα των Psarropoulos et al. (2005) και τις αναλυτικές λύσεις των Veletsos & Younan (1994).

Επιπροσθέτως, γίνεται παραμετρική ανάλυση ενός μεγάλου τοίχου αντιστήριξης ύψους 17 m, αντίστοιχου με το ύψος του νοτίου περιμετρικού τείχους της Ακρόπολης που θα εξεταστεί στη συνέχεια. Η παραμετροποίηση αφορά τη δυσκαμψία του τοίχου, αλλά και την κλίση του βραχώδους σεισμικού υποβάθρου, κατ' αντιστοιχία με τις συνθήκες που υφίστανται στον λόφο της Ακρόπολης. Έγιναν αναλύσεις για εύκαμπτο, δύσκαμπτο και σχετικά δύσκαμπτο τοίχο, τόσο για οριζόντιο όσο και για κεκλιμένο βραχώδες υπόβαθρο. Αξίζει να αναφερθεί ότι όλες οι παραπάνω αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για απόσβεση 1% αλλά και 5%, που αντιστοιχούν για απόκριση σε μικρές και ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις. Τέλος, παρουσιάζεται το προσομοίωμα του τοίχου βαρύτητας στο οποίο έχουν τοποθετηθεί στην εσωτερική κατακόρυφη πλευρά του τοίχου πρίσματα γεωαφρού EPS για τη μείωση των στατικών και δυναμικών ωθήσεων, σύμφωνα με τα όσα αναφέρθηκαν στο 2<sup>ο</sup> κεφάλαιο.

## 5.2. Περιγραφή λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS 2D

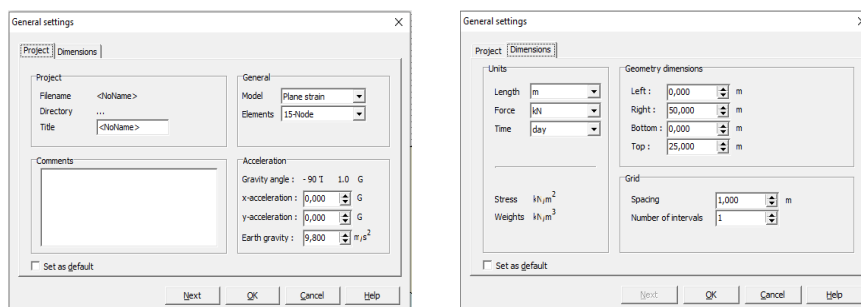
Όπως προαναφέρθηκε, το σύνολο των αναλύσεων πραγματοποιήθηκε με τη χρήση του λογισμικού PLAXIS (Version 8.2). Το εν λόγω λογισμικό βασίζεται στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και εφαρμόζεται σε ένα ευρύ φάσμα προβλημάτων της γεωτεχνικής μηχανικής. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται συνοπτικά τα βασικά υποπρογράμματα του λογισμικού, καθώς και τα βασικά στοιχεία του καθενός, σύμφωνα με το εγχειρίδιο χρήσης (Brinkgreve et al., 2002).

### 5.2.1 Υποπρόγραμμα εισαγωγής δεδομένων

Για την επίλυση ενός στατικού ή δυναμικού προβλήματος, είναι απαραίτητη η διακριτοποίηση του προβλήματος, ο ορισμός των μηχανικών ιδιοτήτων των υλικών, των φορτίων, κλπ. Όλα τα προαναφερθέντα ορίζονται στο PLAXIS από το υποπρόγραμμα εισαγωγής δεδομένων: *input*. Στη συγκεκριμένη ενότητα του PLAXIS, περιλαμβάνονται τα βασικά εργαλεία για τον σχεδιασμό της γεωμετρίας ενός προσομοιώματος, τη δημιουργία του δικτύου πεπερασμένων στοιχείων, καθώς και τον ορισμό των αρχικών συννοριακών συνθηκών και των συνθηκών φόρτισης.

#### Γενικές ρυθμίσεις

Με την έναρξη του λογισμικού PLAXIS, στην αρχή της δημιουργίας του προσομοιώματος, εμφανίζεται ένα παράθυρο διαλόγου στο οποίο ο χρήστης επιλέγει αν θα επεξεργαστεί ένα υφιστάμενο προσομοίωμα ή θα δημιουργήσει ένα νέο. Κατά την επιλογή για τη δημιουργία ενός νέου προσομοιώματος, εμφανίζεται στην οθόνη κατάλληλο παράθυρο διαλόγου γενικών ρυθμίσεων (βλ. Εικόνα 5.1). Οι γενικές ρυθμίσεις αφορούν το όνομα του αρχείου, τον τύπο του προσομοιώματος, αλλά και το είδος των πεπερασμένων στοιχείων που θα χρησιμοποιηθούν. Οι ρυθμίσεις αυτές γίνονται στην καρτέλα *Project*, ενώ στη καρτέλα *Dimensions* καθορίζονται οι μονάδες του μήκους, της δύναμης και του χρόνου, καθώς και οι διαστάσεις της περιοχής σχεδιασμού.

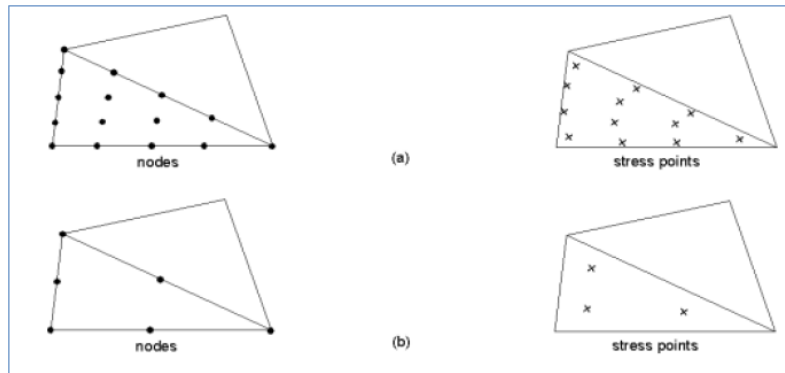


Εικόνα 5.1: Καρτέλες γενικών ρυθμίσεων του λογισμικού PLAXIS.

Σε ότι αφορά τον τύπο της ανάλυσης του προσομοιώματος που μπορεί να επιλεγεί, το PLAXIS παρέχει τη δυνατότητα διδιάστατων είτε αξονοσυμμετρικών (axisymmetric model), είτε προσομοιωμάτων επίπεδης παραμόρφωσης (plain strain model). Τα αξονοσυμμετρικά προσομοιώματα επιλέγονται κυρίως για κυκλικές κατασκευές, οι



οποίες φορτίζονται γύρω από ένα κεντρικό άξονα. Αντίθετα, τα προσομοιώματα επίπεδης παραμόρφωσης εφαρμόζονται για τη μελέτη κατασκευών ομοιόμορφης διατομής (αυτή του επιπέδου σχεδίασης), όπου γίνεται η παραδοχή μηδενικών παραμορφώσεων και μετακινήσεων στη κάθετη στο επίπεδο σχεδίασης διεύθυνση, δηλαδή στη διεύθυνση z.



**Εικόνα 5.2:** 15-κομβικό (a) και 6-κομβικό στοιχείο (b) και τα σημεία υπολογισμού των τάσεων.

Σε ότι αφορά το είδος των πεπερασμένων στοιχείων, ο χρήστης έχει δύο επιλογές. Η πρώτη επιλογή είναι τα τριγωνικά εξακομβικά στοιχεία, ενώ η δεύτερη είναι τα τριγωνικά δεκαπεντακομβικά στοιχεία. Το τριγωνικό εξακομβικό στοιχείο έχει έξι κόμβους υπολογισμού των μετατοπίσεων, ενώ αντίστοιχα το δεκαπεντακομβικό έχει δεκαπέντε κόμβους. Επίσης, οι κόμβοι αυτοί είναι διαφορετικοί από τα σημεία υπολογισμού των τάσεων ή αλλιώς “τασικά σημεία” (stress points). Το εξακομβικό τριγωνικό στοιχείο περιέχει τρία τασικά σημεία, ενώ αντίστοιχα το δεκαπεντακομβικό, δώδεκα (βλ. Εικόνα 5.2). Γενικότερα, τα δεκαπεντακομβικά τριγωνικά στοιχεία δίνουν μεγαλύτερη ακρίβεια αποτελεσμάτων, όμως απαιτούν σημαντικά μεγαλύτερο υπολογιστικό κόστος σε σχέση με τα εξακομβικά. Το λογισμικό δίνει επίσης δυνατότητες για την πύκνωση του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων, όπου αυτό κρίνεται απαραίτητο από τον χρήστη.

### Γεωμετρία προσομοιώματος

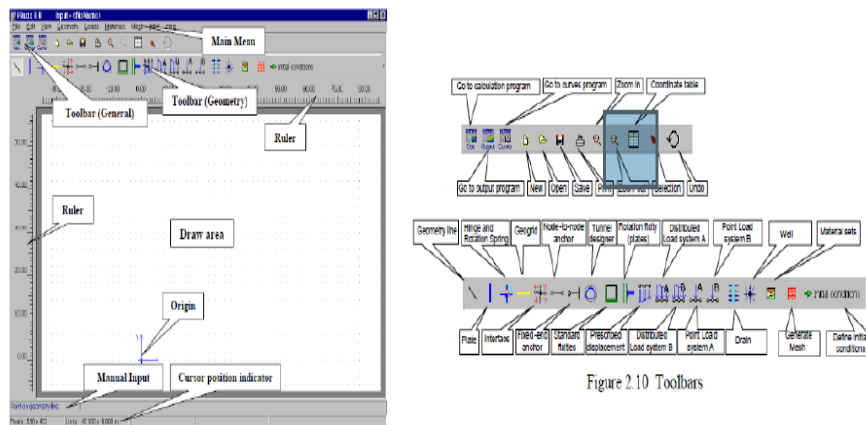
Ένα διδιάστατο γεωμετρικό προσομοίωμα στο PLAXIS περιλαμβάνει τρεις κατηγορίες γεωμετρικών στοιχείων:

- Τα σημεία: Οριοθετούν την αρχή και το τέλος μιας γραμμής. Ακόμα, μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να περιγράψουν και άλλες εφαρμογές όπως για παράδειγμα τα σημειακά φορτία, τα σημεία εφαρμογής αγκυρώσεων, κ.α.
- Τις γραμμές: Χρησιμοποιούνται για τον καθορισμό των ορίων της γεωμετρίας ενός προσομοιώματος αλλά και των ασυνεχειών σε αυτήν, όπως για παράδειγμα στις διεπιφάνειες μεταξύ των εδαφικών στρώσεων ή μεταξύ εδάφους-κατασκευής.
- Τις επιφάνειες ή πολύγωνα (clusters): Αποτελούν τις περιοχές που είναι εγκλεισμένες από γραμμές. Οι ιδιότητες ενός εδάφους ή ενός υλικού είναι ομογενείς μέσα σε αυτές τις περιοχές.



Η δημιουργία ενός γεωμετρικού προσομοιώματος με τα γεωμετρικά στοιχεία που αναφέρθηκαν στο λογισμικό PLAXIS πραγματοποιείτε με τις παρακάτω εντολές:

- **Geometry line:** Δημιουργία γραμμών για τη βασική γεωμετρία του προσομοιώματος.
- **Plate:** Δημιουργία κατασκευής με μεγάλη καμπτική αντοχή, όπως για παράδειγμα εύκαμπτες θεμελιώσεις και διαφραγματικοί τοίχοι αντιστήριξης.
- **Geogrid:** Εισαγωγή γεωπλέγματος στο υπό κατασκευή προσομοίωμα.
- **Distributed loads, Point loads:** Εισαγωγή επιφανειακού κατανεμημένου ή σημειακού φορτίου.
- **Interfaces:** Ορισμός διεπιφάνειας. Πρόκειται ουσιαστικά για εικονικό πάχος που χαρακτηρίζει τις εδαφικές ιδιότητες της διεπιφάνειας.



**Εικόνα 5.3:** Περιβάλλον εισαγωγής γεωμετρίας και συνοριακών συνθηκών στο PLAXIS.

## Φορτία και συνοριακές συνθήκες

Όταν ο χρήστης ολοκληρώσει τη γεωμετρία του προσομοιώματος, είναι απαραίτητο να ορίσει τα φορτία και τις συνοριακές συνθήκες. Σε ότι αφορά τα φορτία βαρύτητας, η διεύθυνση είναι ορισμένη στις  $-90^\circ$  και αντιστοιχεί στο αρνητικό τμήμα του άξονα  $y$ . Για κάθε υλικό η βαρύτητα του υπολογίζεται με βάση το ειδικό βάρος που ορίζεται για το καθένα από το χρήστη. Οπότε, δεν είναι υποχρεωτικό να οριστεί η επιτάχυνση της βαρύτητας. Όσον αφορά στις φορτίσεις του προσομοιώματος, ο χρήστης έχει και πάλι δύο επιλογές. Η πρώτη αφορά την επιβολή επιφανειακής φόρτισης (Distributed load), ενώ η δεύτερη την επιβολή σημειακής φόρτισης (Point load). Στην πρώτη περίπτωση το φορτίο εισάγεται σε γεωμετρικό στοιχείο γραμμής, ενώ στη δεύτερη σε σημείο.

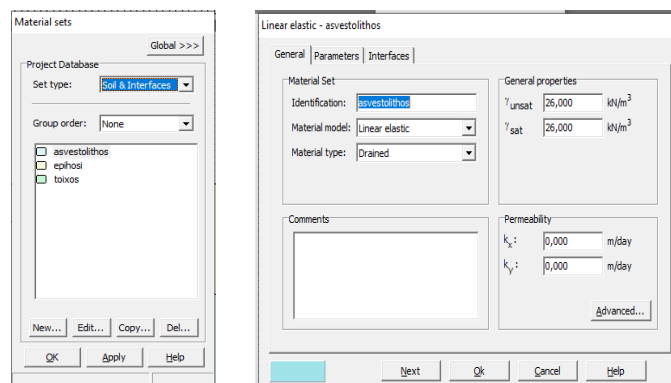
Αναφορικά με τις συνοριακές συνθήκες, οι επιβαλλόμενες μετατοπίσεις στο υπό κατασκευή προσομοίωμα αποτελούν ειδικές συνθήκες που μπορούν να επιβληθούν από τον χρήστη σε τμήματα των συνόρων του γεωμετρικού προτύπου, στα οποία αυτός επιθυμεί να είναι ελεγχόμενες. Κατά τη διάρκεια των υπολογισμών, εισάγονται οι αντιδράσεις των στηρίξεων που αντιστοιχούν στις επιβαλλόμενες παραμορφώσεις στις διευθύνσεις  $x$  και  $y$ . Γενικότερα, το PLAXIS παρέχει στηρίξεις τύπου άρθρωσης και

κύλισης. Στην περίπτωση δυναμικών αναλύσεων με χρονοϊστορία, όπως για παράδειγμα στη μελέτη αυτή, οι κάθε καταγραφή εισάγεται με μορφή εξαναγκασμένης μετακίνησης με την κατάλληλη εντολή “*Prescribed displacement*”. Ακόμα, το PLAXIS παρέχει τη δυνατότητα χρήσης απορροφητικών ορίων (Absorbent boundaries) για τυχόν ανακλάσεις των σεισμικών κυμάτων σε περίπτωση δυναμικής ανάλυσης.

#### Μηχανικές ιδιότητες υλικών

Αφού ολοκληρωθεί η γεωμετρία του προσομοιώματος, ο χρήστης πρέπει να ορίσει τις μηχανικές ιδιότητες των υλικών. Αυτό επιτυγχάνεται από την επιλογή *Material Sets* από τη γραμμή εργαλείων (βλ. Εικόνα 5.4). Στη συνέχεια, εμφανίζεται σχετική καρτέλα όπου ο χρήστης μπορεί να εμπλουτίσει ή να επεξεργαστεί τη βιβλιοθήκη υλικών (Global). Μπορούν δηλαδή να χρησιμοποιηθούν υπάρχοντα υλικά, τα οποία έχουν δημιουργηθεί παλαιότερα ή να δημιουργηθούν νέα. Τα υλικά που δημιουργούνται μπορούν να ενταχθούν σε τέσσερις βασικές κατηγορίες ανάλογα με το είδος τους:

- Εδάφη και διεπιφάνειες
- Δοκοί
- Γεωφάσματα
- Αγκύρια



**Εικόνα 5.4:** Ορισμός μηχανικών ιδιοτήτων των υλικών με το κριτήριο της ελαστικής συμπεριφοράς.

Η εισαγωγή των μηχανικών ιδιοτήτων και παραμέτρων των υλικών που εισήχθησαν γίνεται σε ξεχωριστή καρτέλα. Τα χαρακτηριστικά για κάθε εδαφικό υλικό χωρίζονται σε τρεις κατηγορίες: στα γενικά χαρακτηριστικά, στις παραμέτρους του υλικού και στις παραμέτρους των διεπιφανειών. Στην καρτέλα γενικών χαρακτηριστικών *General* ορίζεται ο τύπος του εδαφικού προτύπου, ο τύπος της εδαφικής συμπεριφοράς και οι γενικές εδαφικές ιδιότητες (φαινόμενα βάρη και διαπερατότητα). Στην καρτέλα των παραμέτρων *Parameters* ορίζονται οι παράμετροι του υλικού, όπως το μέτρο ελαστικότητας, ο λόγος Poisson, το μέτρο διάτμησης, η ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων, κ.α. Στην καρτέλα διεπιφανειών *interfaces* ορίζονται οι παράμετροι των διεπιφανειών.

Κατά την εισαγωγή των γενικών χαρακτηριστικών στις μηχανικές ιδιότητες των υλικών, το PLAXIS δίνει τη δυνατότητα στον χρήστη να ορίσει το μοντέλο αστοχίας και συμπεριφοράς του υλικού αυτού. Στις ιδιότητες των υλικών μπορεί να επιλεγεί και να χρησιμοποιηθεί ένα από τα παρακάτω μοντέλα αστοχίας:

- **Mohr-Coulomb:** Πρόκειται για το ευρέως διαδεδομένο κριτήριο αστοχίας της εδαφομηχανικής, το οποίο χρησιμοποιείται για να περιγράψει την ελαστοπλαστική συμπεριφορά ενός εδαφικού υλικού. Περιλαμβάνει τις παραμέτρους: μέτρο ελαστικότητας (E), λόγο Poisson (ν), τη συνοχή του εδάφους (c), τη γωνία εσωτερικής τριβής (φ) και τη γωνία διασταλτικότητας (ψ).
- **Jointed rock model:** Πρόκειται για ένα ελαστοπλαστικό ανισότροπο μοντέλο αστοχίας, ειδικά διαμορφωμένο για να μελετά τη συμπεριφορά βραχωδών σχηματισμών, περιλαμβάνοντας τη στρωμάτωση και τη διεύθυνση των ασυνεχειών. Έχει τη δυνατότητα υπολογισμού της πλαστιμότητας του βράχου σε τρία επίπεδα, καθένα από τα οποία μπορεί να έχει διαφορετικές παραμέτρους c και φ. Σε περίπτωση άθικτου βράχου θεωρεί ότι συμπεριφέρεται πλήρως ελαστικά με σταθερό μέτρο ελαστικότητας και λόγο Poisson.
- **Hardening soil model:** Το συγκεκριμένο μη γραμμικό μοντέλο προσομοιάζει την εδαφική συμπεριφορά. Σε αντίθεση με το κριτήριο Mohr-Coulomb, υπολογίζει την επίδραση της φόρτισης στο μέτρο ελαστικότητας. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα το μέτρο ελαστικότητας να αυξάνει με την αύξηση της τάσης.
- **Soft soil creep model:** Στο συγκεκριμένο μοντέλο ερπυσμού λαμβάνονται υπόψη η επίδραση τοι ιξώδους στο έδαφος. Χρησιμοποιείται σε περιπτώσεις ερπυσμού και μειώσεις των τάσεων κυρίως για μαλακά εδάφη, όπως για παράδειγμα στερεοποιημένες άργιλοι, τύρφη και λάσπη.
- **Soft soil model:** Το μοντέλο αφορά εδάφη με ιδιότητες κοντινές με μια στερεοποιημένη σε κανονικό επίπεδο άργιλο.
- **Linear elastic model:** Στο συγκεκριμένο γενικό μοντέλο το υλικό ορίζεται να παρουσιάζει γραμμική συμπεριφορά καθ' όλη τη διάρκεια της φόρτισής του.

#### Δημιουργία δικτύου πεπερασμένων στοιχείων

Μετά την ολοκλήρωση της διαδικασίας εισαγωγής των υλικών στο προσομοίωμα, επόμενο βήμα από το χρήστη είναι ο καθορισμός του πλέγματος (mesh) πεπερασμένων στοιχείων, δηλαδή η διακριτοποίηση της εξεταζόμενης γεωμετρίας. Η διαδικασία αυτή πραγματοποιείται αυτόματα από το PLAXIS με την εντολή *Generate mesh* από τη γραμμή εργαλείων. Η τριγωνοποίηση της επιφάνειας του προσομοιώματος υπολογίζεται με βάση τις εξωτερικές διαστάσεις του και δίνεται από τη παρακάτω σχέση:

$$l_e = \sqrt{\frac{(x_{max} - x_{min})(y_{max} - y_{min})}{n_c}} \quad (5.1)$$

όπου:

$l_e$  = το μέσο πλάτος κάθε τριγωνικού στοιχείου,

$n_c$  = ο αριθμός που αντιπροσωπεύει την πυκνότητα του δικτύου που χρησιμοποιείται για τη διακριτοποίηση του εξεταζόμενου μοντέλου,

$X_{max}$ ,  $X_{min}$ ,  $Y_{max}$ ,  $Y_{min}$  = οι εξωτερικές διαστάσεις του γεωμετρικού προσομοιώματος.

Ο χρήστης μπορεί να επιλέξει ανάμεσα σε πέντε επίπεδα πύκνωσης του δικτύου. Τα επίπεδα αυτά είναι το πολύ αραιό, το αραιό, μέσης πυκνότητας, το πυκνό και το πολύ πυκνό. Το μέγεθος των στοιχείων εξαρτάται άμεσα από το επίπεδο πύκνωσης που επιλέγει ο χρήστης. Γενικότερα, όσο πιο πυκνό είναι το δίκτυο, τόσο ακριβέστερα αποτελέσματα προκύπτουν στην ανάλυση. Προφανώς, ένα πιο πυκνό δίκτυο έχει μεγαλύτερο υπολογιστικό κόστος σε σχέση με ένα αραιότερο. Το PLAXIS παρέχει τη δυνατότητα στο χρήστη για τοπική πύκνωση του δικτύου. Η τοπική πύκνωση του δικτύου ενδείκνυται κυρίως σε περιοχές με μεγάλη συγκέντρωση τάσεων.

### Αρχικές συνθήκες

Πριν τη μετάβαση στο υποπρόγραμμα υπολογισμών, ο χρήστης καθορίζει την αρχική κατάσταση του συστήματος (initial conditions). Αυτό πραγματοποιείται από το τμήμα ορισμού των αρχικών συνθηκών του υποπρογράμματος εισαγωγής δεδομένων. Συγκεκριμένα, ο χρήστης καλείται να καθορίσει δύο συνθήκες:

- Τη δημιουργία των αρχικών πιέσεων του νερού των πόρων (water conditions mode).
- Τον προσδιορισμό της διαμόρφωσης της αρχικής γεωμετρίας του προσομοιώματος και της δημιουργίας του πεδίου των αρχικών ενεργών γεωστατικών τάσεων (geometry configuration mode).

Από τη συγκεκριμένη καρτέλα ρυθμίζεται η δημιουργία αρχικών τάσεων ‘initial stress generation’ ( $K_o$ -procedure), που περιλαμβάνει τον υπολογισμό των αρχικών τάσεων του εδαφικού προφίλ. Οι τάσεις αυτές επηρεάζονται από το βάρος του υλικού και το ιστορικό του σχηματισμού του. Το καθεστώς αυτό των τάσεων περιλαμβάνει τις αρχικές κατακόρυφες τάσεις  $\sigma_{vo}$  και τις αρχικές οριζόντιες τάσεις  $\sigma_{ho}$ , όπου σχετίζονται με τις κατακόρυφες μέσω του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων  $K_o$ .

### **5.2.2 Υποπρόγραμμα υπολογισμών**

Μόλις ολοκληρωθεί η δημιουργία του προσομοιώματος και οριστούν οι αρχικές συνθήκες, ακολουθεί η εκτέλεση της υπολογιστικής διαδικασίας. Αρχικά, ορίζεται ο τύπος της ανάλυσης που θα πραγματοποιηθεί. Η υπολογιστική διαδικασία μπορεί να χωριστεί σε διάφορες φάσεις επίλυσης, ανάλογα με το κάθε πρόβλημα. Κάθε φάση αποτελείται από ένα πλήθος υπολογιστικών βημάτων που καθορίζεται από τον χρήστη.

### Τύπος αναλύσεως

Οι τύποι των αναλύσεων που υποστηρίζει το PLAXIS είναι οι εξής:

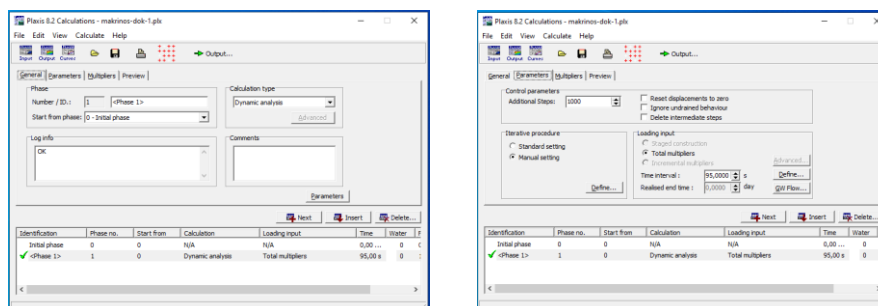
- **Πλαστική ανάλυση (Plastic calculation):** Η ανάλυση αυτή επιλέγεται σε περίπτωση ελαστοπλαστικών παραμορφώσεων, όπου δεν λαμβάνονται υπόψη

μεγάλες παραμορφώσεις. Η πλαστική ανάλυση δεν λαμβάνει υπόψη την επίδραση του χρόνου. Πρόκειται ουσιαστικά για μια ανάλυση υπό στατικές συνθήκες φόρτισης, με εξαίρεση την περίπτωση που χρησιμοποιείται μοντέλο ερπυσμού μαλακού εδάφους (soft soil creep model).

- **Ανάλυση στερεοποίησης (Consolidation analysis):** Η ανάλυση αυτή επιλέγεται σε περίπτωση όπου είναι απαραίτητη η ανάλυση ανάπτυξης και εκτόνωσης πρόσθετων πιέσεων του νερού σε συνάρτηση με τον χρόνο, κυρίως σε αργιλώδη εδάφη.
- **Ανάλυση διακριτοποιημένου κανάβου (Updated mesh analysis):** Η ανάλυση αυτή αποτελεί μια πλαστική ανάλυση, η οποία λαμβάνει υπόψη τις συνέπειες μεγάλων παραμορφώσεων. Χρησιμοποιείται κυρίως, όταν εκτιμάται ότι οι παραμορφώσεις θα επηρεάσουν σημαντικά την γεωμετρία του μοντέλου. Γενικότερα η χρήση της είναι σπάνια, επειδή η κανονική πλαστική ανάλυση κρίνεται επαρκής στην πλειοψηφία των περιπτώσεων.
- **Δυναμική ανάλυση (Dynamic analysis):** Η ανάλυση αυτή χρησιμοποιείται κυρίως σε γεωτεχνικές κατασκευές που υπόκεινται σε σεισμική καταπόνηση. Η δυναμική ανάλυση χρησιμοποιείται ακόμα για τον προσδιορισμό των αναπτυσσόμενων επιταχύνσεων και των αδρανειακών δυνάμεων για τις κατασκευές που εδράζονται στην εξεταζόμενη εδαφική τομή.

#### Παράμετροι υπολογισμών

Από την καρτέλα *Parameters* επιλέγονται από τον χρήστη όλες οι παράμετροι της ανάλυσης. Αρχικά, για τις δυναμικές αναλύσεις που χρησιμοποιούνται και στην παρούσα μελέτη, καθορίζονται τα υπολογιστικά βήματα, όπου μπορεί να είναι από 1 έως και 1000. Στη συνέχεια, ορίζεται και ο χρόνος της ανάλυσης (time interval), όπου εισάγεται ο συνολικός χρόνος της σεισμικής καταγραφής που χρησιμοποιείται. Είναι απαραίτητο ακόμα να οριστούν οι παράμετροι ελέγχου της επαναληπτικής διαδικασίας. Ο χρήστης έχει τη δυνατότητα να επιλέξει είτε τις καθορισμένες από το ίδιο το πρόγραμμα ρυθμίσεις (standard settings), είτε την επιλογή τροποποιημένων ρυθμίσεων (manual settings). Οι ρυθμίσεις του προγράμματος λειτουργούν αρκετά καλά στις περισσότερες περιπτώσεις. Όταν ο χρήστης επιλέξει τις τροποποιημένες ρυθμίσεις, μπορεί να επιλέξει ένα πλήθος παραμέτρων της δυναμικής ανάλυσης (βλ. Εικόνα 5.5).



**Εικόνα 5.5:** Καρτέλα γενικών ρυθμίσεων ανάλυσης (αριστερά) και καρτέλα παραμέτρων ανάλυσης (δεξιά).

### Εισαγωγή δεδομένων φόρτισης

Στην καρτέλα Multipliers ο χρήστης μπορεί να εισάγει την ιστορία του σεισμικού μεγέθους σε περίπτωση δυναμικής ανάλυσης. Γενικότερα το PLAXIS δέχεται τη φόρτιση με τη μορφή αύξησης ή μείωσης των εξωτερικών δυνάμεων, η οποία ενεργοποιείται με την εφαρμογή των αντίστοιχων πολλαπλασιαστών, δηλαδή της επιβαλλόμενης ιστορίας της διέγερσης στη βάση του προσομοιώματος.

#### **5.2.3 Υποπρόγραμμα εξαγωγής αποτελεσμάτων**

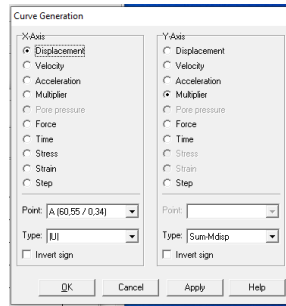
Μόλις ολοκληρωθεί η υπολογιστική διαδικασία, τα κύρια αποτελέσματα της ανάλυσης, όπως οι παραμορφώσεις στους κόμβους των στοιχείων και οι μέγιστες οριζόντιες επιταχύνσεις μπορούν να απεικονισθούν με διάφορους τρόπους στο υποπρόγραμμα εξαγωγής αποτελεσμάτων. Κατά την επιλογή ενός αρχείου, εμφανίζονται στο ίδιο παράθυρο διαλόγου όλες οι υπολογιστικές φάσεις που ορίστηκαν για την ανάλυση. Μόλις επιλεγεί η υπολογιστική φάση που ο χρήστης θέλει να εμφανίσει, το πρόγραμμα ανοίγει καρτέλα με όλα τα αποτελέσματα του τελευταίου βήματος της φάσης αυτής.

Στο υποπρόγραμμα εξαγωγής αποτελεσμάτων, το PLAXIS παρέχει τη δυνατότητα να απεικονιστούν οι παραμορφώσεις, οι τάσεις, οι κατασκευές και οι διεπιφάνειες. Τα αποτελέσματα απεικονίζονται σε σχετικούς πίνακες ή σε διαγράμματα τομών του προσομοιώματος. Ακόμα, δίνεται η δυνατότητα απεικόνισης του παραμορφωμένου δικτύωματος των στοιχείων του προσομοιώματος (deformed mesh), όπως αυτό μετατρέπεται μετά την υπολογιστική ανάλυση, σε αντιπαράθεση με την αρχική γεωμετρία. Οι πίνακες με τις σχετικές παραμορφώσεις, μετακινήσεις και τάσεις του εδάφους και των κατασκευών που προσομοιώνονται μπορούν να αποθηκευτούν και να επεξεργαστούν από άλλα προγράμματα (π.χ., Excel). Για την εξαγωγή των πινάκων που αντιστοιχούν στις μετακινήσεις ή τις επιταχύνσεις, πρέπει να επιλέγεται και να εμφανίζεται το αντίστοιχο προσομοίωμα των μετακινήσεων ή επιταχύνσεων αντίστοιχα.

#### **5.2.4 Υποπρόγραμμα σχεδιασμού διαγραμμάτων**

Το υποπρόγραμμα σχεδιασμού διαγραμμάτων καλείται με την εντολή *Curves* και χρησιμοποιείται για τον σχεδιασμό διαφορετικών διαγραμμάτων (π.χ., χρόνου-επιτάχυνσης, χρόνου-μετατόπισης, κ.α.) των αποτελεσμάτων της ανάλυσης του εξεταζόμενου προσομοιώματος. Τα διαγράμματα που μπορούν να αναπαραχθούν εξαρτώνται και από το είδος της ανάλυσης που έχει επιλεγεί για το προσομοίωμα. Με βάση τα εξαχθέντα διαγράμματα, ο χρήστης παίρνει μια καλή εικόνα της απόκρισης του εξεταζόμενου προσομοιώματος.

Κατά την έναρξη του προγράμματος ο χρήστης επιλέγει για ποιο προσομοίωμα θέλει να εξάγει διαγράμματα. Στη συνέχεια, εμφανίζεται κατάλληλο παράθυρο διαλόγου στο οποίο επιλέγει ποια μεταβλητή θα απεικονιστεί στον άξονα x και ποια μεταβλητή στον άξονα y. Ο αριθμός των σημείων της κάθε καμπύλης που εξάγεται εξαρτάται αντιστοιχεί στον αριθμό των βημάτων που έχει επιλεγεί κατά την υπολογιστική διαδικασία.



Εικόνα 5.6: Καρτέλα καθορισμού μεταβλητών διαγράμματος.

### 5.3. Δυναμική ανάλυση εδαφικής στρώσης

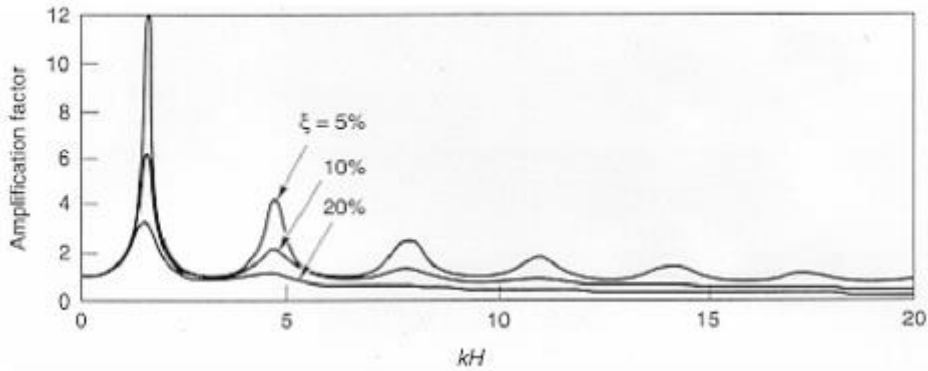
#### 5.3.1. Εδαφική στρώση με απόσβεση 5%

Αρχικά, για τη μελέτη της απόκρισης μιας απειρομήκου εδαφικής στρώσης σε διάφορες επιβαλλόμενες σεισμικές διεγέρσεις, εξετάστηκε ένα απλό εδαφικό προσομοίωμα χωρίς την παρουσία τοίχου αντιστήριξης. Το εν λόγω προσομοίωμα αποτελείται από μια ομογενή ιξωδοελαστική εδαφική στρώση, ελεύθερη στην άνω επιφάνεια, η οποία εδράζεται σε ένα οριζόντιο βραχώδες υπόβαθρο. Τόσο το βραχώδες υπόβαθρο, όσο και η εδαφική στρώση θεωρείται ότι εκτείνονται σε άπειρη έκταση κατά την οριζόντια διεύθυνση. Η θεώρηση αυτή ανάγει ουσιαστικά το πρόβλημα σε μια διάσταση (συνθήκες 1-D).

Για τη δυναμική απόκριση μιας εδαφικής στρώσης έχουν πραγματοποιηθεί κατά καιρούς διάφορες μελέτες από πολλούς ερευνητές. Ως αποτέλεσμα, έχουν δημοσιευτεί αναλυτικές λύσεις που αφορούν κυρίως την ημιτονοειδή διέγερση (αρμονική διέγερση) μιας εδαφικής στρώσης για την οποία υπάρχει και κλειστή αναλυτική λύση (Kramer 1996). Οι περισσότερες από αυτές τις μελέτες έχουν επικεντρωθεί στη διάδοση των σεισμικών κυμάτων και την εδαφική κίνηση στην ελεύθερη επιφάνεια της εδαφικής στρώσης με καθορισμένη απόσβεση. Η αρμονική κίνηση στην οριζόντια διεύθυνση δημιουργεί διάδοση κατακόρυφων εγκάρσιων κυμάτων στην εδαφική στρώση. Οι μελέτες έχουν δείξει ότι το πλάτος της εδαφικής κίνησης στην ελεύθερη επιφάνεια είναι ίσο ή μεγαλύτερο από το αντίστοιχο στο βραχώδες υπόβαθρο. Ο συντελεστής ενίσχυσης ή μεγέθυνσης (Amplification factor-AF) του μέγιστου πλάτους εδαφικής κίνησης στη ελεύθερη επιφάνεια της εδαφικής στρώσης, αποτελεί παράγοντα που εξαρτάται άμεσα από την συχνότητα του εδάφους.

Στην Εικόνα 5.7 φαίνεται το διάγραμμα της επίδρασης της συχνότητας της επιβαλλόμενης κίνησης στην απόκριση μιας εδαφικής στρώσης με απόσβεση. Όπως γίνεται αντιληπτό, ο συντελεστής ενίσχυσης έχει μέγιστες τιμές όταν το γινόμενο  $kH$  τείνει στο  $\pi/2 + n\pi$ , όπου στη συγκεκριμένη περίπτωση δεν απειρίζεται διότι ο παρονομαστής είναι πάντα μεγαλύτερος του μηδενός. Οι συχνότητες που αντιστοιχούν στις τοπικές μέγιστες τιμές του συντελεστή ενίσχυσης είναι οι φυσικές συχνότητες του εδάφους.





**Εικόνα 5.7:** Επίδραση της συχνότητας της επιβαλλόμενης κίνησης στην απόκριση γραμμικά ελαστικής εδαφικής στρώσης με απόσβεση (Kramer, 1996).

Σύμφωνα με τον Kramer (1996), η νιοστή φυσική συχνότητα της εδαφικής στρώσης δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$\omega_n = \frac{V_s}{H} \left( \frac{\pi}{2} + n\pi \right) \quad (5.2)$$

όπου:

$V_s$ = ταχύτητα εγκάρσιων κυμάτων, και

$H$ = ύψος εδαφικής στρώσης.

Η εδαφική στρώση παρουσιάζει μέγιστο συντελεστή ενίσχυσης για την θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα του εδάφους, η οποία δίνεται από την παρακάτω σχέση:

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

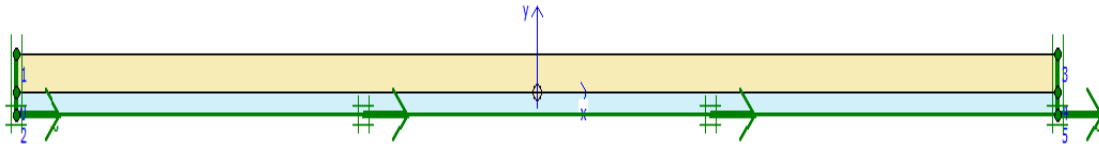
Η δεσπόζουσα περίοδος κίνησης που αντιστοιχεί στη θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα της εδαφικής στρώσης δίνεται από τις εξής σχέση:

$$T_s = \frac{2\pi}{\omega_0} = \frac{4H}{V_s} \quad (5.4)$$

οπότε, εύκολα συμπεραίνεται ότι η δεσπόζουσα περίοδος σε μια εδαφική στρώση εξαρτάται μόνο από το ύψος της και την ταχύτητα των εγκάρσιων κυμάτων.

Στην Εικόνα 5.8 παρουσιάζεται το προσομοίωμα της εδαφικής στρώσης που αναπτύχθηκε για την προκαταρκτική μελέτη, για την περίπτωση όπου η απόσβεση εδάφους είναι ίση με 5%, που αντιστοιχεί σε καταπόνηση από ισχυρές διεγέρσεις. Αντίστοιχα, στον Πίνακα 5.1 παρατίθενται οι μηχανικές ιδιότητες του βραχέδους υποβάθρου αλλά και της εδαφικής στρώσης. Στο πλευρικά όρια του προσομοιώματος έχουν τοποθετηθεί απορροφητικά όρια για την αποφυγή των ανακλάσεων των

σεισμικών κυμάτων. Σημειώνεται ότι είναι σύνηθες να εφαρμόζονται σε τέτοιες εδαφικές αναλύσεις διδιάστατα προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων επίπεδης παραμόρφωσης (plane strain) (Psarropoulos et al., 2005, Εγγλέζος κ.α., 2019).



Εικόνα 5.8: Προσομοίωμα εδαφικής στρώσης στο λογισμικό PLAXIS.

Μηχανικές ιδιότητες βράχου και εδαφικής στρώσης		
	Βράχος	Εδαφική στρώση
Μοντέλο	Ελαστικό	Ελαστικό
Ειδικό βάρος $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	25	18
Ταχύτ. διατ. κυμάτων $V_s$ (m/s)	2800	100
Μέτρο ελαστικότητας $E$ (kPa)	$5 \cdot 10^7$	$4.88 \cdot 10^4$
Λόγος Poisson $\nu$	0.250	0.33

Πίνακας 5.1: Μηχανικές ιδιότητες προσομοιώματος.

Για τη μελέτη της απόκρισης της εδαφικής στρώσης στις επιβαλλόμενες διεγέρσεις επιλέχθηκαν δύο σημεία, ένα στη βάση (στον βράχο), όπου και εισάγεται η διέγερση και ένα στην επιφάνεια της εδαφικής στρώσης. Ως διεγέρσεις χρησιμοποιήθηκαν μια απλή αρμονική διέγερση (ημιτονοειδής διέγερση) και ένας παλμός Ricker. Η διάρκεια της αρμονικής διέγερσης επιλέχθηκε έτσι ώστε να υπάρχουν συνθήκες μόνιμης ταλάντωσης (steady state conditions) για απόσβεση 5%.

Η σεισμική απόκριση μιας εδαφικής στρώσης μεγιστοποιείται όταν η τιμή της κυκλικής συχνότητας της σεισμικής διέγερσης,  $\omega$ , προσεγγίζει τη θεμελιώδη κυκλική συχνότητα της εδαφικής στρώσης  $\omega_1$ . Στη συγκεκριμένη περίπτωση δημιουργούνται συνθήκες συντονισμού. Στην περίπτωση του συντονισμού, σύμφωνα με τις αναλυτικές λύσεις του Kramer (1996), η ενίσχυση του σεισμικού σήματος προκύπτει με βάση την παρακάτω σχέση:

$$AF = \frac{2}{\pi \xi} \cdot \frac{1}{2n + 1} \quad (5.5)$$

όπου:

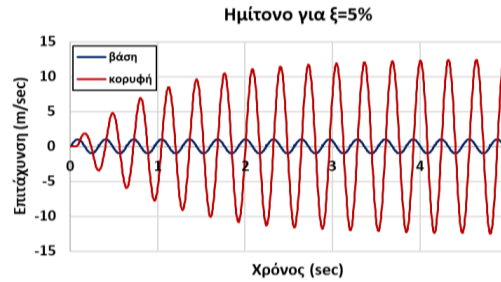
$\xi$ = ο συντελεστής απόσβεση (ίσος με 5%),

$n$ = ο αριθμός της ιδιοσυχνότητας.

Για τη θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα όπου  $n=0$ , ο συντελεστής ενίσχυσης  $AF$  λαμβάνει την τιμή 12.7.

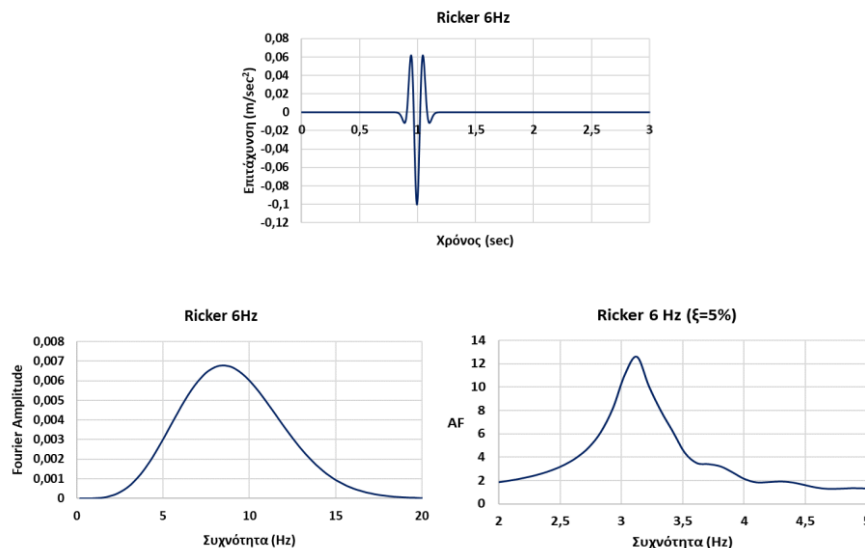
Σημαντικό ρόλο στη συγκεκριμένη μελέτη έχει η επίδραση του πλάτους του προσομοιώματος αλλά και η διακριτοποίησή του. Δεδομένου ότι επιλέχθηκε εδαφική

στρώση ύψους 8 m, πραγματοποιήθηκαν διάφορες δοκιμές για διαφορετικά πλάτη εδαφικής στρώσης έως ότου βρεθεί το βέλτιστο ως προς την επίτευξη των μονοδιάστατων συνθηκών, αλλά και ως προς το υπολογιστικό κόστος. Η διακριτοποίηση πραγματοποιήθηκε με τριγωνικά δεκαπεντακομβικά στοιχεία (15-nodes elements) με ένα πολύ πυκνό (very fine) δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων. Γενικότερα παρατηρήθηκε ότι για πλάτος εδαφικής στρώσης μεγαλύτερο από 400m, η ενίσχυση δεν μεταβάλλεται σημαντικά. Στο μέσον της εδαφικής στρώσης (200m), όπου ελήφθησαν τα δύο σημεία μετρήσεων, επιτυγχάνονται οι μονοδιάστατες συνθήκες.



**Εικόνα 5.9:** Διάγραμμα ενίσχυσης της επιτάχυνσης για αρμονική διέγερση.

Στην Εικόνα 5.9, παρατίθεται το διάγραμμα της ενίσχυσης της επιτάχυνσης από τη βάση του βράχου στην ελεύθερη επιφάνεια της εδαφικής στρώσης, για την αρμονική διέγερση στην περίπτωση του συντονισμού. Στην περίπτωση αυτή, η οριζόντια επιτάχυνση, με μέγιστη τιμή  $a_k = 1.0 \text{ m/sec}^2$ , ενισχύεται σημαντικά φτάνοντας στην επιφάνεια την τιμή  $12.6 \text{ m/sec}^2$ . Επομένως, ο συντελεστής ενίσχυσης AF ισούται με 12.6, τιμή που είναι σχεδόν ίση με τη θεωρητική (12.7). Το γεγονός αυτό καθιστά το προσομοίωμα και τη διαδικασία προσομοίωσης αξιόπιστα.



**Εικόνα 5.10:** Φάσμα Fourier παλμού Ricker 6 Hz (αριστερά) και διάγραμμα ενίσχυσης της επιτάχυνσης (δεξιά).

Ο παλμός Ricker, σε αντίθεση με την αρμονική διέγερση, περιλαμβάνει πολλές συχνότητες και αντιστοιχεί με μια κανονική σεισμική διέγερση. Πρόκειται ουσιαστικά για τη δεύτερη αρνητική παράγωγο της συνάρτησης Gauss. Η επιβαλλόμενη οριζόντια διέγερση προέκυψε από τον ακόλουθο παλμό Ricker:

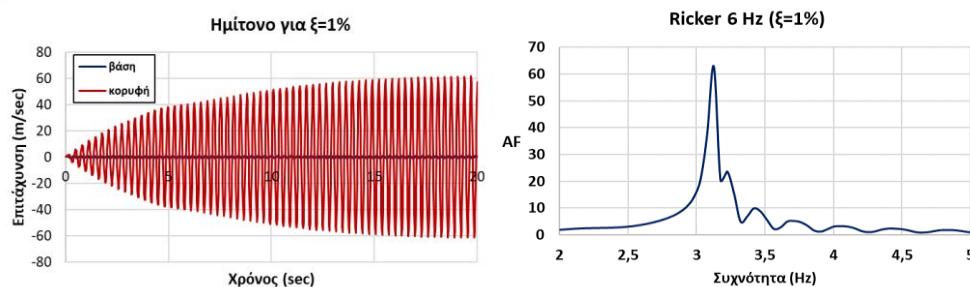
$$A(t) = [-6b + 24b^2(t - t_0)^2 - 8b^3(t - t_0)^4]e^{-b(t-t_0)^2} \quad (5.6)$$

όπου  $A(t)$ , η σεισμική επιτάχυνση τη χρονική στιγμή  $t$ ,  $t_0$  η παράμετρος η οποία καθορίζει τη χρονική στιγμή που παρουσιάζει μέγιστο ο παλμός και  $b$  η παράμετρος που καθορίζει τη δεσπόζουσα συχνότητα  $f$  του παλμού σύμφωνα με τη σχέση  $b=(\pi f)^2$ .

Χαρακτηριστικό του συγκεκριμένου παλμού είναι η ιδιότητα να παράγει ένα φάσμα Fourier με μορφή καμπάνας, με μέγιστο την κεντρική του συχνότητα και εύρος ίσο με τρεις φορές αυτήν. Στη συγκεκριμένη περίπτωση, έγινε χρήση παλμού Ricker 6 Hz. Ο συντελεστής ενίσχυσης προέκυψε από τη διαίρεση των φασμάτων Fourier της χρονοϊστορίας της επιτάχυνσης στη βάση του προσομοιώματος, με το αντίστοιχο στη κορυφή της εδαφικής στρώσης. Όπως φαίνεται στην Εικόνα 5.10, ο συντελεστής AF προκύπτει και πάλι ίσος με 12.6, παρουσιάζοντας πολύ καλή σύγκλιση με τη θεωρητική τιμή. Σημειώνεται ότι το διάγραμμα ενίσχυσης καθώς και τα φάσματα Fourier όλων των προσομοιωμάτων της παρούσας διερεύνησης, κατασκευάστηκαν με τη βοήθεια του λογισμικού Seismosignal της εταιρίας Seismosoft.

### 5.3.2. Εδαφική στρώση με απόσβεση 1%

Αντίστοιχες αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν και για απόσβεση 1% της εδαφικής στρώσης. Η συγκεκριμένη απόσβεση επιλέχθηκε να μελετηθεί επειδή αντιστοιχεί σε μικρές σεισμικές διεγέρσεις. Το προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε ήταν το ίδιο με αυτό για την περίπτωση για απόσβεση 5%. Πραγματοποιήθηκαν και πάλι διάφορες δοκιμές έως ότου βρεθεί το βέλτιστο πλάτος της εδαφικής στρώσης. Η διακριτοποίηση έγινε και πάλι με δεκαπεντακομβικά τριγωνικά πεπερασμένα στοιχεία σε ένα πολύ πυκνό δίκτυο. Η διάρκεια της αρμονικής διέγερσης επιλέχθηκε έτσι ώστε να υπάρχουν συνθήκες μόνιμης ταλάντωσης (steady state conditions) για απόσβεση 1%.



**Εικόνα 5.10:** Διαγράμματα ενίσχυσης της επιτάχυνσης για αρμονική διέγερση (αριστερά) και παλμό Ricker (δεξιά) για απόσβεση 1%.

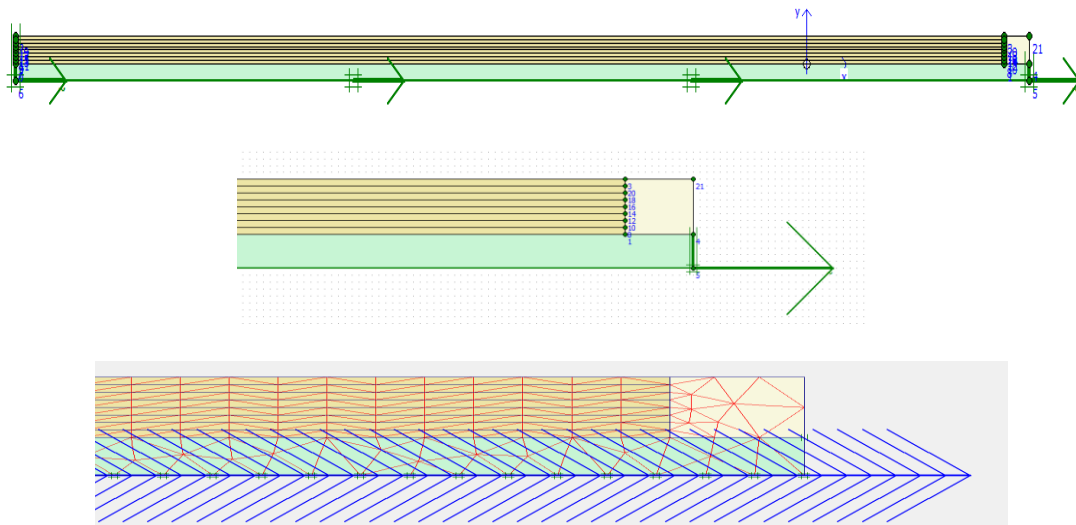
Με βάση τη Σχέση 5.5 (Kramer,1996), η θεωρητική τιμή του συντελεστή ενίσχυσης AF σε μια στρώση εδάφους για απόσβεση 1% είναι ίση με 63.6. Στην Εικόνα 5.10,

παραθέτονται τα διαγράμματα ενίσχυσης της επιτάχυνσης για την αρμονική διέγερση και τον παλμό Ricker. Στη περίπτωση της αρμονικής διέγερσης η επιτάχυνση φτάνει την τιμή 63.3, ενώ ο συντελεστής ενίσχυσης στη περίπτωση του παλμού Ricker είναι ίσος με 63.0. Είναι πολύ θετικό το γεγονός ότι και δύο τιμές σχεδόν ταυτίζονται με την αντίστοιχη θεωρητική τιμή.

## 5.4. Υπολογιστική ανάλυση τοίχου βαρύτητας

### 5.4.1. Ανάπτυξη προσομοιώματος τοίχου βαρύτητας

Προκειμένου να διασφαλιστεί η ορθή λειτουργία του προσομοιώματος της Ακρόπολης που θα αναπτυχθεί στη συνέχεια, πραγματοποιήθηκε μια σειρά από προκαταρκτικές αναλύσεις για τοίχους αντιστήριξης. Αρχικά, αναπτύσσεται το προσομοίωμα ενός τοίχου βαρύτητας, ύψους 8m (Εικόνα 5.11). Ο τοίχος είναι όμοιος με αυτόν που μελετήθηκε από τους Veletsos & Younan (1994, 1997) με αναλυτικές μαθηματικές σχέσεις, οι οποίες στη συνέχεια επαληθεύτηκαν και αριθμητικά από τους Psarropoulos et al. (2005) με χρήση του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS.



**Εικόνα 5.11:** Προσομοίωμα τοίχου βαρύτητας ύψους 8 m στο λογισμικό PLAXIS.

Ο συγκεκριμένος τοίχος θεωρείται άκαμπτος. Για να διασφαλιστεί η ακαμψία του, το πάχος θεωρήθηκε ίσο με 10 m. Ο τοίχος εδράζεται πάνω σε βραχώδες υπόβαθρο ύψους 5 m και θεωρείται πακτωμένος σε αυτό. Η εδαφική στρώση, καθώς και το βραχώδες υπόβαθρο εκτείνονται σε απόσταση 400 m από τον τοίχο, με βάση την ανάλυση της εδαφικής στρώσης που προηγήθηκε στην ενότητα 5.3 για απόσβεση 5%. Η συγκεκριμένη απόσταση που ορίστηκε καλύπτει και τη συνθήκη που προτείνει ο Wood (1974), όπου η εδαφική στρώση πρέπει να εκτείνεται τουλάχιστον 10 φορές ( $L=10 \cdot H$ ) το ύψος του τοίχου, προκειμένου να αποφεύγονται φαινόμενα αλληλεπίδρασης και ανάκλασης κυμάτων.

Η προσομοίωση του τοίχου καθώς και των εδαφικών υλικών πραγματοποιήθηκε με χρήση στοιχείων εδάφους. Η επιλογή στοιχείων εδάφους έναντι στοιχείων δοκού στην προσομοίωση του τοίχου έγινε για δύο βασικούς λόγους.

- 1) Για τη διασφάλιση της ακαμψίας του τοίχου.
- 2) Προκειμένου να αναδειχτεί η ορθότητα του συγκεκριμένου τρόπου προσομοίωσης ενός τοίχου μέσα από τη διαδικασία της βαθμονόμησης του προσομοιώματος.

Στο εν λόγω προσομοίωμα χρησιμοποιήθηκαν απορροφητικά όρια (absorbent boundaries) στο αριστερό ελεύθερο άκρο του, καθώς και στο δεξί άκρο του βραχώδους υποβάθρου, κάτω από τον τοίχο αντιστήριξης, για την αποφυγή ανακλάσεων των κυμάτων. Στα άκρα του προσομοιώματος δόθηκε η δυνατότητα μόνο κατακόρυφων κινήσεων. Στη βάση του βραχώδους υποβάθρου δόθηκε η δυνατότητα εξαναγκασμένης κίνησης (Prescribed displacement) για την εφαρμογή των διεγέρσεων. Για τη διακριτοποίησή του χρησιμοποιήθηκαν τριγωνικά δεκαπεντακομβικά στοιχεία με την εφαρμογή ενός πολύ πυκνού (very fine) δικτύου. Οι μηχανικές ιδιότητες των υλικών φαίνονται στον Πίνακα 5.2.

<b>Μηχανικές ιδιότητες υλικών – προσομοίωμα τοίχου βαρύτητας ύψους 8m</b>			
	<b>Βράχος</b>	<b>Υλικό επίχωσης</b>	<b>Τοίχος</b>
<b>Μοντέλο</b>	Ελαστικό	Ελαστικό	Ελαστικό
<b>Ειδικό βάρος <math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	25	18	25
<b>Ταχύτ. διατμ. κυμάτων Vs (m/s)</b>	2800	100	2800
<b>Μέτρο ελαστικότητας E (kPa)</b>	$5 \cdot 10^7$	$4.88 \cdot 10^4$	$5 \cdot 10^7$
<b>Λόγος Poisson <math>\nu</math></b>	0.250	0.33	0.250

**Πίνακας 5.11:** Μηχανικές ιδιότητες υλικών για το απλό προσομοίωμα τοίχου βαρύτητας.

Πέραν από τη βασική διαφορά της χρήσης των εδαφικών στοιχείων έναντι του στοιχείου δοκού στο προσομοίωμα που αναπτύχθηκε σε σχέση με αυτό των Psarropoulos et al. (2005), υπάρχουν ακόμα δύο διαφορές που δύνανται να επηρεάσουν τα αποτελέσματα της βαθμονόμησης. Αρχικά στο λογισμικό ABAQUS γίνεται χρήση τετρακομβικών πεπερασμένων στοιχείων. Στο PLAXIS, όπως προαναφέρθηκε χρησιμοποιήθηκαν τριγωνικά δεκαπεντακομβικά στοιχεία, τα οποία χαρακτηρίζονται από μεγαλύτερη αξιοπιστία επειδή το τρίγωνο σαν σχήμα προσαρμόζεται ευκολότερα σε πιο σύνθετες γεωμετρικές επιφάνειες. Επομένως, τα στοιχεία του ABAQUS αφήνουν περιθώριο για μεγαλύτερες αβεβαιότητες. Αντίθετα όμως, στο ABAQUS τα απορροφητικά όρια που χρησιμοποιούνται για την αποφυγή των ανακλάσεων είναι πιο αποτελεσματικά σε σχέση με το PLAXIS, γεγονός που μπορεί να επηρεάσει σημαντικά τα αποτελέσματα.

#### 5.4.2. Επαλήθευση προσομοιώματος τοίχου βαρύτητας

Ο κύριος στόχος της ανάπτυξης του προσομοιώματος ενός τοίχου αντιστήριξης ύψους 8 m και η επαλήθευσή του, είναι ναδειχθεί ότι ο συγκεκριμένος τρόπος



προσομοίωσής είναι ορθός και εξάγονται σωστά αποτελέσματα. Παράλληλα είναι αναγκαίο να δειχθεί και η αξιοπιστία του λογισμικού PLAXIS αλλά και της συνολικής διαδικασίας ανάπτυξης ενός προσομοιώματος δυναμικής ανάλυσης ενός τοίχου αντιστήριξης.

Όπως προαναφέρθηκε, η επαλήθευση του προσομοιώματος έγινε με βάση τα αποτελέσματα των Veletsos & Younan (1994, 1997) και των Psarropoulos et al. (2005). Τονίζεται ότι η συγκεκριμένη διαδικασία στοχεύει στον υπολογισμό των ωθήσεων που αναπτύσσονται σε ένα άκαμπτο και πακτωμένο τοίχο ( $d_w=0$ ,  $d_\theta=0$ ) για μια αρμονική ημιτονοειδή διέγερση σε οιονεί στατική κατάσταση (practically static case). Η απόσβεση  $\xi$  του εδαφικού υλικού θεωρήθηκε ίση με 5%. Οι Psarropoulos et al. (2005) μελέτησαν και τις ωθήσεις που αναπτύσσονται σε κατάσταση συντονισμού (resonance). Η αρμονική διέγερση που χρησιμοποιήθηκε είναι της μορφής:

$$A = A_0 \sin \omega t, \quad A_0 = 1m/s \quad (5.7)$$

όπου:

$A$ = Η επιτάχυνση συναρτήσει του χρόνου.

$A_0$  = Η μέγιστη τιμή της αρμονικής διέγερσης (πλάτος διέγερσης).

$\omega$  = Η ανακυκλική συχνότητα της αρμονικής διέγερσης.

Στην παραπάνω σχέση, η μεταβλητή που διαφοροποιείται είναι η ανακυκλική συχνότητα της αρμονικής διέγερσης, η οποία παίρνει τις εξής τιμές με βάση τη Σχέση 5.3:

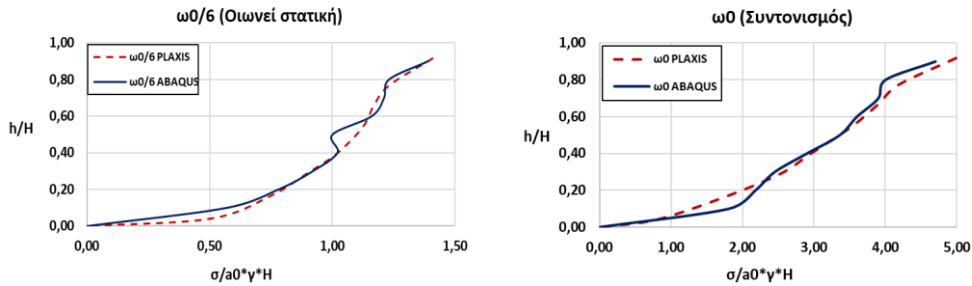
- $\omega_0/6$  (οιονεί στατική κατάσταση).
- $\omega_0$  (συντονισμός).

Με βάση τη Σχέση 5.3 και τις μηχανικές ιδιότητες του προσομοιώματος που αναφέρθηκαν, οι ανακυκλικές συχνότητες που χρησιμοποιήθηκαν για τις αρμονικές διεγέρσεις παραθέτονται στον Πίνακα 5.3. Η απόσβεση εκφράζεται με βάση τους συντελεστές Reyleigh  $\alpha$  και  $\beta$ . Οι συντελεστές αυτοί αλλάζουν με βάση την ανακυκλική συχνότητα, έτσι ώστε η απόσβεση να ισούται με 5% για κάθε μια από αυτές.

$\omega_0/6$	3.272 rad/s
$\omega_0$	<b>19.634 rad/s</b>

**Πίνακας 5.3:** Τιμές ανακυκλικών συχνοτήτων των αρμονικών διεγέρσεων

Στα διαγράμματα της Εικόνας 5.11 παρουσιάζονται οι δυναμικές ωθήσεις που αναπτύσσονται πίσω από τον τοίχο σε σχέση με το κανονικοποιημένο ύψος του τοίχου ( $h/H$ ) για το προσομοίωμα που κατασκευάστηκε στο λογισμικό PLAXIS. Στα ίδια διαγράμματα παραθέτονται και τα αντίστοιχα αποτελέσματα των Psarropoulos et al (2005), τα οποία προέκυψαν από το λογισμικό ABAQUS για την οιονεί στατική ταλάντωση αλλά και την ταλάντωση που αντιστοιχεί στον συντονισμό.



**Εικόνα 5.11:** Συγκριτικά διαγράμματα των δυναμικών ωθήσεων σε άκαμπτο και άστρεπτο τοίχο ( $dw=0$ ,  $d\theta=0$ ).

Όπως παρατηρείται, η σύγκλιση των αποτελεσμάτων κρίνεται απόλυτα ικανοποιητική τόσο για τη στατική κατάσταση, όσο και για τον συντονισμό. Οι μικρές αποκλίσεις που παρατηρούνται σε ορισμένα σημεία του τοίχου πιθανώς να οφείλονται στον διαφορετικό τρόπο προσομοίωσης, αλλά και στη χρήση διαφορετικού λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων. Με βάση τα ικανοποιητικά αυτά αποτελέσματα, η βαθμονόμηση του προσομοιώματος και κατ' επέκταση ο τρόπος προσομοίωσης του τοίχου αντιστήριξης που γίνεται στην παρούσα διερεύνηση κρίνονται ως αποδεκτά.

## 5.5. Παραμετρική ανάλυση τοίχου αντιστήριξης ύψους 17 m

### 5.5.1. Γεωμετρία και μηχανικές ιδιότητες προσομοιώματος

Στην παρούσα ενότητα παρουσιάζεται η μελέτη της δυναμικής απόκρισης ενός τοίχου αντιστήριξης ύψους 17 m, στη περίπτωση που είναι άκαμπτος, εύκαμπτος και μέτρια δύσκαμπτος, για απόσβεση 1% και 5%. Η επιλογή του συγκεκριμένου ύψους παραπέμπει στο ύψος του τείχους της Ακρόπολης, το οποίο θα εξεταστεί εκτενώς στα επόμενα κεφάλαια. Κρίθηκε αναγκαίο να εξεταστούν όλες οι προαναφερθείσες περιπτώσεις προκειμένου να βγουν πιο ασφαλή συμπεράσματα σχετικά με τον τρόπο ανάπτυξης των προσομοιωμάτων.

Μηχανικές ιδιότητες υλικών – Προσομοίωμα τοίχου ύψους 17 m			
	Βράχος	Υλικό επίχωσης	Τοίχος
<b>Μοντέλο</b>	Ελαστικό	Ελαστικό	Ελαστικό
<b>Ειδικό βάρος <math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	26	20	24
<b>Ταχύτ. διατ. κυμάτων <math>V_s</math> (m/s)</b>	1091	300	1091
<b>Μέτρο ελαστικότητας <math>E</math> (kPa)</b>	$1.6 \cdot 10^7$	$4.8 \cdot 10^7$	$7.9 \cdot 10^6$
<b>Λόγος Poisson <math>\nu</math></b>	0.20	0.30	0.25

**Πίνακας 5.4:** Μηχανικές ιδιότητες προσομοιωμάτων τοίχου ύψους 17 m.

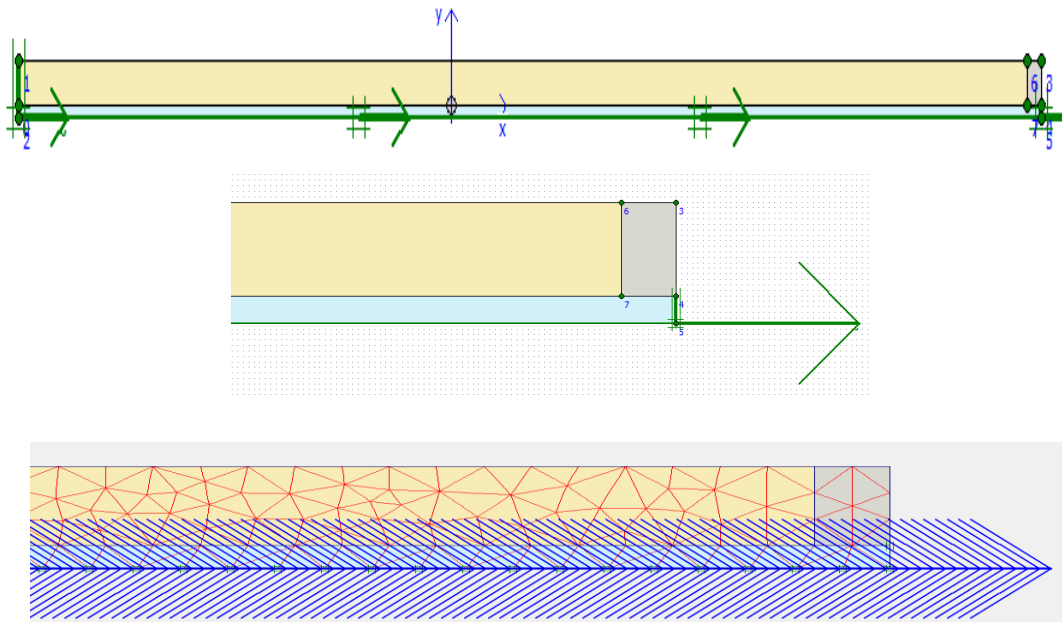
Οι μηχανικές ιδιότητες των προσομοιωμάτων που αναπτύχθηκαν για τις τρεις περιπτώσεις τοίχων αντιστήριξης παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.4. Η ευκαμψία του

τοίχου ορίζεται με βάση το πάχος του. Για την περίπτωση του άκαμπτου τοίχου ορίζεται πάχος ίσο με 10 m. Για τη περίπτωση του μέτρια δύσκαμπτου τοίχου το πάχος είναι ίσο με 5 m, ενώ για τη περίπτωση του εύκαμπτου τοίχου το πάχος ορίστηκε στα 3 m. Σε όλα τα προσομοιώματα το πάχος του βραχώδους σεισμικού υποβάθρου είναι ίσο με 5 m. Στο ελεύθερο άκρο του προσομοιώματος έχουν τοποθετηθεί απορροφητικά όρια για την αποφυγή των ανακλάσεων των σεισμικών κυμάτων.

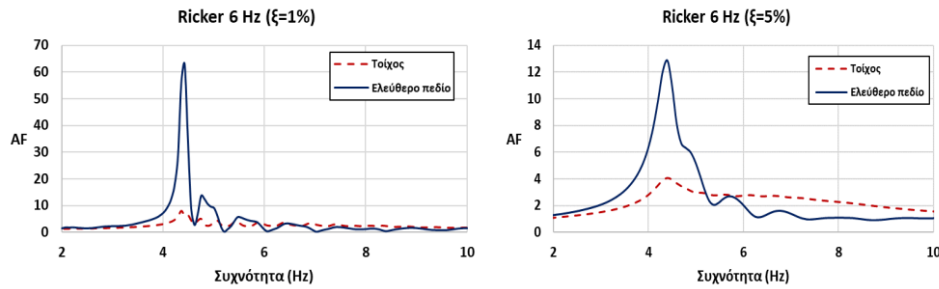
Στα τρία προσομοιώματα που αναπτύχθηκαν πραγματοποιήθηκαν δοκιμές έτσι ώστε να επιλεγεί το σωστό πλάτος εδαφικής στρώσης, όπου στο μέσο του θα πληρούνται οι μονοδιάστατες συνθήκες. Αξίζει να αναφερθεί ότι οι μηχανικές ιδιότητες που χρησιμοποιήθηκαν για τη μελέτη του τοίχου των 17 m, τόσο για το βραχώδες υπόβαθρο, όσο και για το υλικό επίχωσης αλλά και τον τοίχο αντιστήριξης είναι παρόμοιες με αυτές του νότιου τείχους της Ακρόπολης που θα εξεταστεί στη συνέχεια. Στη διακριτοποίηση όλων των προσομοιωμάτων έγινε χρήση δεκαπεντακομβικών τριγωνικών στοιχείων και πολύ πυκνό δίκτυο. Ως διέγερση βάσης χρησιμοποιήθηκε παλμός Ricker 6 Hz.

### 5.5.2. Μελέτη άκαμπτου τοίχου αντιστήριξης

Αρχικά, πραγματοποιήθηκε η μελέτη ενός άκαμπτου τοίχου (rigid wall) ύψους 17 m. Για την εξασφάλιση της μεγάλης ακαμψίας το πάχος του ορίστηκε ίσο με 10 m. Σύμφωνα με τη Σχέση 1.39, το  $d_w$  του τοίχου είναι ίσο με 0.12. Στην Εικόνα 5.12 παρουσιάζεται το προσομοίωμα του άκαμπτου τοίχου.



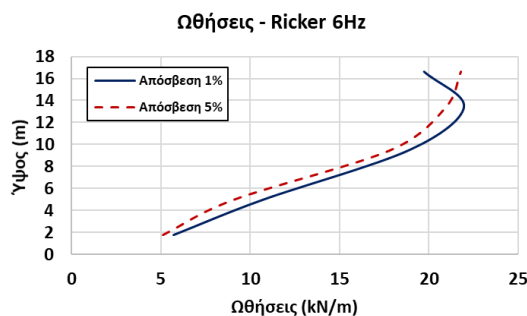
**Εικόνα 5.12:** Προσομοίωμα άκαμπτου τοίχου ύψους 17 m στο λογισμικό PLAXIS.



**Εικόνα 5.13:** Διαγράμματα ενίσχυσης της επιτάχυνσης του άκαμπτου τοίχου για απόσβεση 1% και 5%.

Στη μελέτη που πραγματοποιήθηκε ελήφθησαν υπόψη δύο χαρακτηριστικά σημεία του προσομοιώματος. Το πρώτο σημείο αφορά ένα σημείο ακριβώς πίσω από τον τοίχο στην επιφάνεια της εδαφικής στρώσης. Το δεύτερο σημείο είναι στο μέσον της εδαφικής στρώσης, όπου μπορεί να θεωρηθεί ότι πληρούνται οι μονοδιάστατες συνθήκες. Από τα διαγράμματα της Εικόνας 5.13, παρατηρείται ότι ο συντελεστής ενίσχυσης της επιτάχυνσης πίσω από τον τοίχο κυμαίνεται σε χαμηλές τιμές, κάτι που είναι αναμενόμενο, καθώς όσο πιο δύσκαμπτος γίνεται ο τοίχος, τόσο η συγκεκριμένη τιμή τείνει προς τη μονάδα. Η τιμή του AF δεν είναι ακριβώς ίση με τη μονάδα, επειδή ο τοίχος έχει μια ελάχιστη ευκαμψία, εφόσον το  $d\omega$  δεν είναι ακριβώς 0 αλλά 0.1. Ακόμα, με βάση το συγκεκριμένο διάγραμμα συμπεραίνεται ότι η ιδιοσυχνότητα του συστήματος τοίχος-επίχωση-βράχος είναι ίση με 4.4 Hz.

Στην περίπτωση όπου η απόσβεση της εδαφικής στρώσης είναι ίση με 1%, ο συντελεστής ενίσχυσης AF είναι ίσος με 7.9. Αντίστοιχα για τη μέτρηση στο ελεύθερο πεδίο η τιμή αυτή φτάνει της 63.5, τιμή ίση με τη θεωρητική για μονοδιάστατες συνθήκες. Στην περίπτωση κατά την οποία η απόσβεση της εδαφικής στρώσης είναι ίση με 5%, ο συντελεστής ενίσχυσης πίσω από τον τοίχο ισούται με 4. Η αντίστοιχη τιμή στο ελεύθερο πεδίο είναι ίση με 12.8, τιμή εξαιρετικά κοντά με τη θεωρητική. Όπως είναι αναμενόμενο, οι τιμές του συντελεστή ενίσχυσης για απόσβεση εδαφικής στρώσης 1% είναι μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες για απόσβεση εδαφικής στρώσης ίση με 5%.

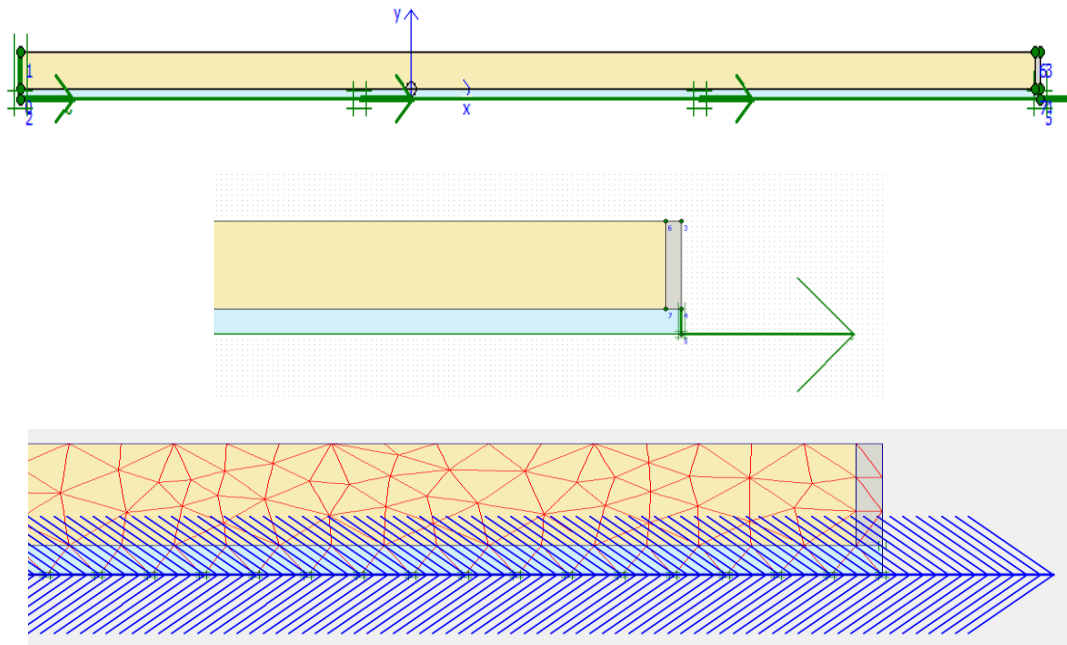


**Εικόνα 5.14:** Κατανομή ωθήσεων στον άκαμπτο τοίχο για απόσβεση 1% και 5%.

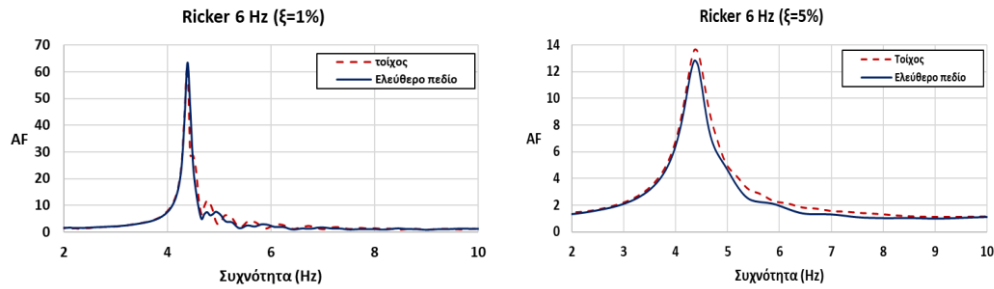
Σε ότι αφορά τις μέγιστες ωθήσεις που αναπτύσσονται επί του τοίχου, αυτές είναι μεγαλύτερες στο ανώτερο μέρος του. Γενικά, παρουσιάζουν μια τραπεζοειδής κατανομή με την ελάχιστη τιμή κοντά στη βάση του άκαμπτου τοίχου. Οι τιμές κυμαίνονται μεταξύ 5 και 22 kN/m. Ακόμα, όπως είναι φανερό από την Εικόνα 5.14, οι ωθήσεις που αναπτύσσονται για απόσβεση 1% εμφανίζονται ελαφρώς μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες για απόσβεση ίση με 5%. Τα αποτελέσματα της κατανομής των εδαφικών ωθήσεων επί του άκαμπτου τοίχου παρουσιάζουν μεγάλη ομοιότητα με τα αντίστοιχα των Psarropoulos et al. (2005) για άκαμπτο και πακτωμένο τοίχο με  $d_w=0$  και  $d_\theta=0$ , τα οποία παρουσιάζονται στην Εικόνα 1.24. Βέβαια, δεν μπορεί να θεωρηθεί ότι επιτυγχάνεται απολύτως η πλήρης πάκτωση, αλλά ότι εξασφαλίζεται σε μεγάλο βαθμό. Αυτός είναι και ο λόγος για τις μικρές διαφορές που παρουσιάζονται ως προς την κατανομή των ωθήσεων.

### 5.5.3. Μελέτη εύκαμπτου τοίχου αντιστήριξης

Στη συνέχεια, πραγματοποιήθηκε η υπολογιστική μελέτη ενός αρκετά εύκαμπτου τοίχου (flexible wall). Η ευκαμψία του ορίστηκε και πάλι με βάση το πάχος του, το οποίο τέθηκε ίσο με 3 m. Οι μηχανικές ιδιότητες του τοίχου καθώς και του υλικού επίχωσης παρέμειναν σταθερές και ίσες με αυτές που ορίστηκαν για τον δύσκαμπτο τοίχο. Με βάση τη συγκριμένη τιμή του πάχους του τοίχου, το  $d_w$  είναι περίπου ίσο με 5 σύμφωνα με τη Σχέση 1.39. Το προσομοίωμα του εύκαμπτου τοίχου παρουσιάζεται στην Εικόνα 5.15.



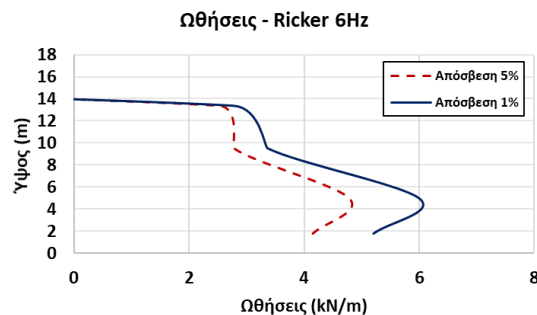
**Εικόνα 5.15:** Προσομοίωμα εύκαμπτου τοίχου ύψους 17 m στο λογισμικό PLAXIS.



**Εικόνα 5.16:** Διαγράμματα ενίσχυσης της επιτάχυνσης του εύκαμπτου τοίχου για απόσβεση 1% και 5%.

Όπως και στη περίπτωση του άκαμπτου τοίχου, έτσι και στη συγκεκριμένη περίπτωση επελέγησαν δύο σημεία μετρήσεων. Το πρώτο επιλέχθηκε πίσω από τον τοίχο στην επιφάνεια της εδαφικής στρώσης και το δεύτερο στο ελεύθερο πεδίο. Από την Εικόνα 5.16, μπορεί να παρατηρηθεί ότι για έναν εύκαμπτο τοίχο ο συντελεστής ενίσχυσης πίσω από τον τοίχο κυμαίνεται στις ίδιες περίπου τιμές με αυτές για το ελεύθερο πεδίο. Συμπεραίνεται λοιπόν ότι όσο μεγαλύτερη είναι η ευκαμψία του τοίχου τόσο ο συντελεστής ενίσχυσης πίσω από αυτόν τείνει να γίνει ίσος με τον συντελεστή ενίσχυσης στο ελεύθερο πεδίο, όπου επικρατούν μονοδιάστατες συνθήκες. Η ιδιοσυχνότητα του συστήματος δεν επηρεάζεται από την ευκαμψία του τοίχου και παραμένει ίση με 4.4 Hz.

Στην περίπτωση όπου η εδαφική απόσβεση είναι ίση με 1%, ο συντελεστής ενίσχυσης της επιτάχυνσης, AF, στο ελεύθερο πεδίο ισούται με 63.5, πρακτικά ίση με τη θεωρητική τιμή (63.6). Την ίδια ακριβώς τιμή λαμβάνει ο συντελεστής AF πίσω ακριβώς από τον τοίχο αντιστήριξης. Όταν η απόσβεση είναι ίση με 5%, όπως είναι αναμενόμενο για τη μέτρηση στο ελεύθερο πεδίο, η τιμή του συντελεστή AF αγγίζει τις 12.7. Στη μέτρηση πίσω ακριβώς από τον τοίχο παρατηρείται μια ελάχιστη αύξηση του συντελεστή AF που ισούται με 13. Πιθανότατα αυτή η ελάχιστη αύξηση να οφείλεται στο ότι ο τοίχος δεν μπορεί να θεωρηθεί πλήρως πακτωμένος στη βάση και έτσι σε αυτήν -και μόνο- τη περίπτωση εμφανίζεται ένα μικρό σφάλμα της τάξης του 2%.



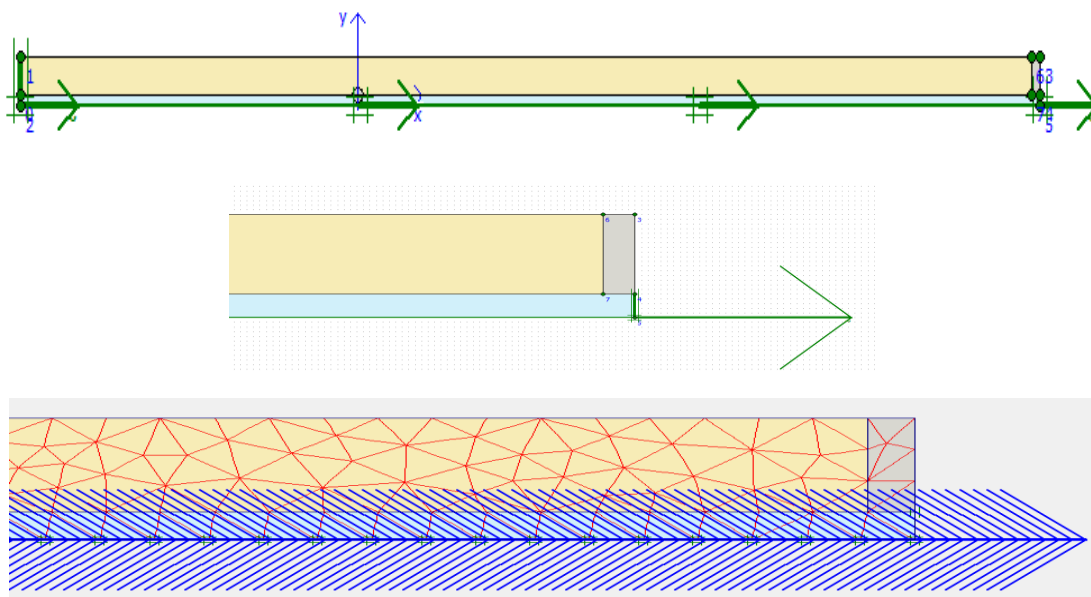
**Εικόνα 5.17:** Κατανομή ωθήσεων στον εύκαμπτο τοίχο για απόσβεση 1% και 5%.



Στην Εικόνα 5.17 παρουσιάζονται οι ωθήσεις που αναπτύσσονται επί του εύκαμπτου τοίχου. Όπως μπορεί να παρατηρηθεί, η κατανομή των ωθήσεων σε αυτήν την περίπτωση διαφέρει από την περίπτωση του άκαμπτου τοίχου. Οι ωθήσεις στον εύκαμπτο τοίχο παρουσιάζονται μεγαλύτερες στο κατώτερο τμήμα του τοίχου, ενώ στα ανώτερα τμήματα ελαττώνονται και από ένα ύψος και πάνω εμφανίζονται εφελκυστικές τάσεις. Η εμφάνιση εφελκυστικών τάσεων στους εύκαμπτους τοίχους έχει διαπιστωθεί και από άλλους ερευνητές σε αντίστοιχες αριθμητικές μελέτες. Στην πραγματικότητα δεν μπορούν να εμφανιστούν εφελκυστικές τάσεις, όμως οι θλιπτικές που ασκούνται από το έδαφος στον τοίχο σχεδόν μηδενίζονται. Όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 1.24, η κατανομή είναι αντίστοιχη με αυτήν για εύκαμπτο τοίχο με  $d_w=5$  των Psarropoulos et al. (2005). Εφελκυστικές τάσεις παρατηρούνται από τα 14 μέτρα και πάνω, έως την επιφάνεια της εδαφικής στρώσης. Όπως είναι λογικό, οι ωθήσεις για απόσβεση 1% εμφανίζονται μεγαλύτερες από αυτές για απόσβεση 5%.

#### 5.5.4. Μελέτη μέτρια δύσκαμπτου τοίχου

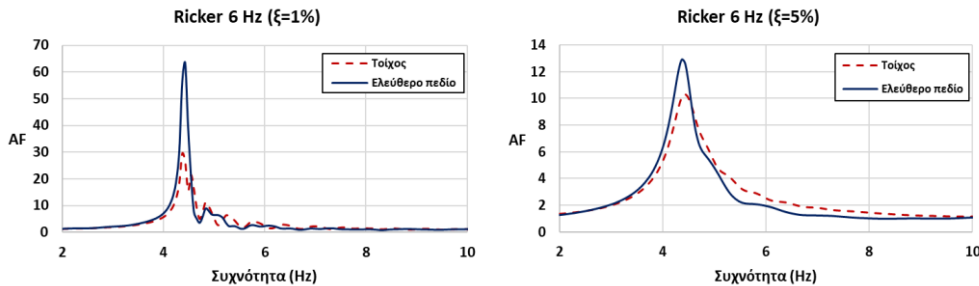
Κρίθηκε αναγκαίο να διερευνηθεί και η περίπτωση ενός μέτρια δύσκαμπτου τοίχου αντιστήριξης (semi-rigid wall). Ο συγκεκριμένος τοίχος χαρακτηρίζεται από μια ενδιάμεση δυσκαμψία ( $d_w=1$ ) σε σχέση με τις προηγούμενες περιπτώσεις και το πάχος του ορίστηκε στα 5 m. Η επιλογή του συγκεκριμένου πάχους δεν ήταν τυχαία, καθώς και το νότιο τείχος της Ακρόπολης που θα μελετηθεί στη συνέχεια χαρακτηρίζεται από ένα μέσο πάχος 5 m. Στην Εικόνα 5.17 παρουσιάζεται το προσομοίωμα του μέτρια δύσκαμπτου τοίχου.



**Εικόνα 5.18:** Προσομοίωμα σχετικά δύσκαμπτου τοίχου ύψους 17 m στο λογισμικό PLAXIS.

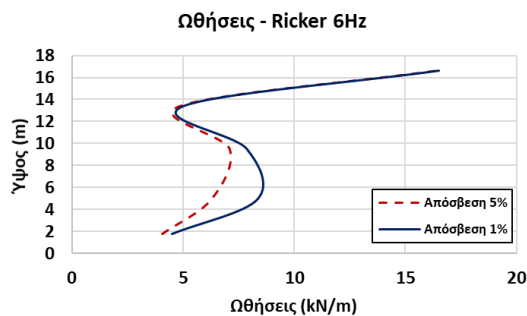
Όπως παρατηρείται στην Εικόνα 5.19, στην περίπτωση που ο τοίχος αντιστήριξης είναι μέτρια δύσκαμπτος, ο συντελεστής ενίσχυσης της επιτάχυνσης AF λαμβάνει τιμή, η οποία είναι μεγαλύτερη της μονάδας αλλά μικρότερη του συντελεστή ενίσχυσης AF στο ελεύθερο πεδίο. Η ακριβής τιμή του συντελεστή AF, εξαρτάται από την απόσβεση

του εδάφους και την ευκαμψία του τοίχου, δηλαδή το πάχος και τις μηχανικές του ιδιότητες. Όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις που μελετήθηκαν, η ιδιοσυχνότητα του συστήματος παραμένει σταθερή και ίση με 4.4 Hz.



**Εικόνα 5.19:** Διαγράμματα ενίσχυσης της επιτάχυνσης του μέτρια δύσκαμπτου τοίχου για απόσβεση 1% και 5%.

Για την περίπτωση όπου η εδαφική απόσβεση είναι ίση με 1%, ο συντελεστής ενίσχυσης AF της επιτάχυνσης πίσω ακριβώς από τον τοίχο, στην επιφάνεια του εδάφους, φτάνει τις 29.4 σε σχέση με το 63.6 του ελεύθερου πεδίου. Αντίθετα, στη περίπτωση όπου η απόσβεση του εδάφους είναι ίση με 5%, ο συντελεστής AF πίσω από τον τοίχο είναι ίσος με 10.3. Στην ίδια περίπτωση ο συντελεστής για το ελεύθερο πεδίο είναι ίσος με 12.7, τιμή που είναι ίση με την θεωρητική.



**Εικόνα 5.20:** Κατανομή ωθήσεων στον μέτρια δύσκαμπτο τοίχο για απόσβεση 1% και 5%.

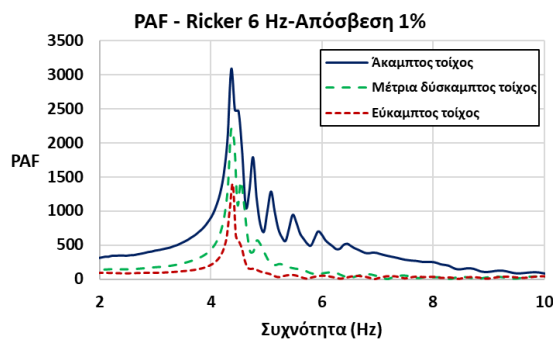
Στην Εικόνα 5.20 φαίνονται οι ωθήσεις που αναπτύσσονται στον μέτρια δύσκαμπτο τοίχο αντιστήριξης. Οι ωθήσεις ακολουθούν κατανομή της μορφής τελικού σίγματος. Στα ανώτερα τμήματα του τοίχου εμφανίζονται μεγαλύτερες. Αρκετά μεγάλες ωθήσεις εμφανίζονται και στο μέσον του τοίχου. Αξίζει να αναφερθεί ότι τα αποτελέσματα ως προς τη μορφή της κατανομής στον σχετικά δύσκαμπτο τοίχο που μελετήθηκε, συμπίπτουν σε μεγάλο βαθμό με τα αντίστοιχα των Psarropoulos et al. (2005) για τοίχο με  $d_w=1$  και  $d_\theta=0$  (βλ. Εικόνα 1.24). Όπως είναι αναμενόμενο, οι ωθήσεις για απόσβεση 1% είναι μεγαλύτερες σε σχέση με τις αντίστοιχες για 5% για το μεγαλύτερο τμήμα του τοίχου. Στα ανώτερα τμήματα του τοίχου οι ωθήσεις εμφανίζονται ίσες και για τις δύο τιμές απόσβεσης της εδαφικής στρώσης.

### 5.5.5. Σύγκριση των αναπτυσσόμενων δυναμικών ωθήσεων

Στην προηγούμενη ενότητα παρουσιάστηκε η κατανομή των δυναμικών ωθήσεων για κάθε μια περίπτωση τοίχου αντιστήριξης. Η κατανομή αυτή καθορίστηκε με βάση τις μέγιστες δυναμικές ωθήσεις σε κάθε σημείο μέτρησης πάνω στον τοίχο. Στη παρούσα ενότητα θα πραγματοποιηθεί μια σύγκριση των συνολικών δυναμικών ωθήσεων που ασκούνται στον τοίχο για τις τρεις διαφορετικές περιπτώσεις. Η σύγκριση αυτή μπορεί να πραγματοποιηθεί με βάση το διάγραμμα ενίσχυσης των εδαφικών ωθήσεων επί του τοίχου. Το διάγραμμα αυτό δείχνει την μεταβολή του συντελεστή ενίσχυσης της πίεσης (Pressure Amplification Factor-PAF) στο πεδίο των συχνοτήτων και προκύπτει με βάση την εξής σχέση:

$$PAF = \frac{FFT[\Delta P_{AE}(t)]}{FFT[A(t)]} \quad (5.8)$$

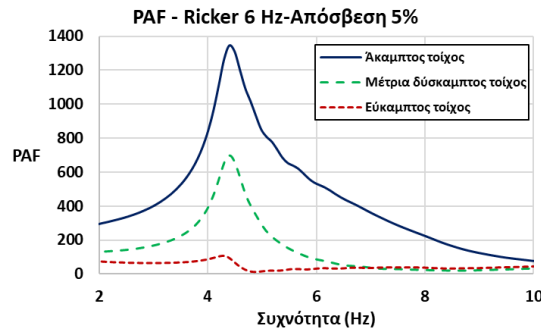
όπου,  $FFT[\Delta P_{AE}(t)]$  είναι το φάσμα Fourier της χρονοϊστορίας της κανονικοποιημένης δυναμικής ώθησης,  $\Delta P_{AE}(t)$ , που δέχεται ο τοίχος αντιστήριξης και  $FFT[A(t)]$  είναι το φάσμα Fourier της χρονοϊστορίας της επιτάχυνσης του παλμού Ricker που χρησιμοποιήθηκε. Σημειώνεται ότι η χρονοϊστορία της κανονικοποιημένης δυναμικής ώθησης προκύπτει από το άθροισμα των κανονικοποιημένων χρονοϊστοριών των δυναμικών ωθήσεων σε κάθε σημείο μέτρησης επί του τοίχου. Ο συντελεστής PAF αντικατοπτρίζει ουσιαστικά το μέγεθος των αναπτυσσόμενων ωθήσεων επί του τοίχου στο πεδίο των συχνοτήτων.



**Εικόνα 5.21:** Συγκριτικό διάγραμμα συντελεστή ενίσχυσης δυναμικών ωθήσεων (PAF) για απόσβεση 1%.

Στην Εικόνα 5.21 παρουσιάζεται το συγκριτικό διάγραμμα PAF για εδαφική απόσβεση 1% στον άκαμπτο, μέτρια δύσκαμπτο και εύκαμπτο τοίχο. Όπως φαίνεται από το διάγραμμα, οι μέγιστες τιμές του συντελεστή ενίσχυσης PAF παρουσιάζονται για τη συχνότητα συντονισμού του συστήματος βράχου-εδάφους-τοίχου, δηλαδή στα 4.4 Hz και για τις τρεις εξεταζόμενες περιπτώσεις. Ο συντελεστής PAF εμφανίζεται μεγαλύτερος στην περίπτωση του άκαμπτου τοίχου για ολόκληρο το φάσμα των συχνοτήτων, φτάνοντας την τιμή 3081. Αντίστοιχα, στην περίπτωση του εύκαμπτου τοίχου εμφανίζεται ο μικρότερος συντελεστής PAF για τη συχνότητα συντονισμού αλλά και γενικότερα για ολόκληρο το εξεταζόμενο φάσμα συχνοτήτων. Για τον

εύκαμπτο τοίχο, ο συντελεστής φτάνει την τιμή 1385 στη συχνότητα συντονισμού. Η περίπτωση του μέτρια δύσκαμπτου τοίχου εμφανίζεται ως μια ενδιάμεση περίπτωση, όπου ο συντελεστής PAF στη συχνότητα 4.4 Hz είναι ίσος με 2196.



**Εικόνα 5.22:** Συγκριτικό διάγραμμα συντελεστή ενίσχυσης δυναμικών ωθήσεων (PAF) για απόσβεση 5%.

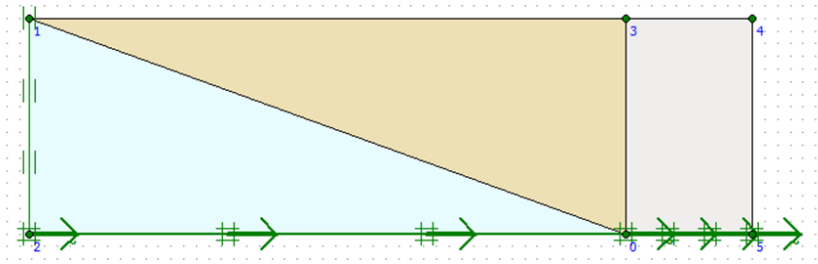
Στην περίπτωση όπου η εδαφική απόσβεση είναι ίση με 5% (Εικόνα 5.22), διαπιστώνεται ότι και πάλι οι μεγαλύτερες τιμές του συντελεστή PAF και στους τρεις τοίχους παρουσιάζονται όπως ήταν αναμενόμενο στη συχνότητα συντονισμού (4.4 Hz). Σε όλο το εύρος των συχνοτήτων ο άκαμπτος τοίχος παρουσιάζει μεγαλύτερες δυναμικές ωθήσεις, ενώ ο εύκαμπτος τις μικρότερες. Οι δυναμικές ωθήσεις στον σχετικά δύσκαμπτο τοίχο χαρακτηρίζονται από ενδιάμεσες τιμές. Παρατηρείται λοιπόν μια όμοια συμπεριφορά όπως και για εδαφική απόσβεση ίση με 1%. Για τον άκαμπτο τοίχο στη συχνότητα συντονισμού ο συντελεστής PAF ισούται με 1055, για τον σχετικά δύσκαμπτο τοίχο με 694, ενώ για τον εύκαμπτο τοίχο με 107.

Συμπερασματικά, μπορεί να ειπωθεί πως για την περίπτωση του οριζόντιου βραχώδους υποβάθρου, όσο πιο δύσκαμπτος είναι ο τοίχος αντιστήριξης, τόσο μεγαλύτερος είναι ο συντελεστής ενίσχυσης PAF των δυναμικών ωθήσεων. Επομένως, όσο αυξάνει η δυσκαμψία του τοίχου, τόσο μεγαλύτερες είναι οι δυναμικές ωθήσεις. Επίσης, οι δυναμικές ωθήσεις για απόσβεση 1% είναι μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες για απόσβεση ίση με 5% για κάθε περίπτωση τοίχου αντιστήριξης.

## 5.6. Επίδραση του κεκλιμένου υποβάθρου

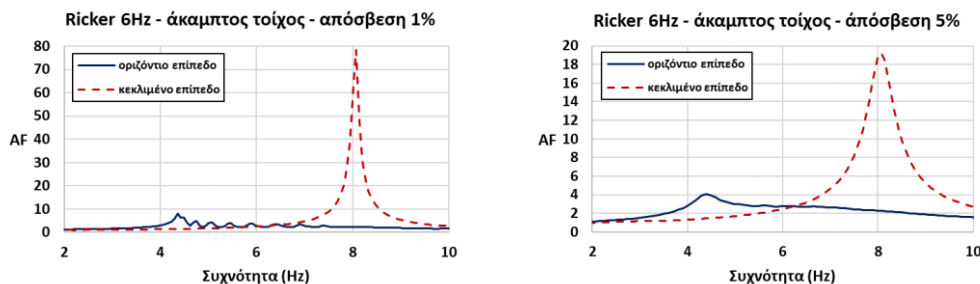
### 5.6.1. Περίπτωση άκαμπτου τοίχου αντιστήριξης

Στη συνέχεια της μελέτης εξετάστηκε η επίδραση της ύπαρξης ενός κεκλιμένου υποβάθρου στα υπολογιστικά προσομοιώματα του άκαμπτου, του εύκαμπτου και του μέτρια δύσκαμπτου τοίχου αντιστήριξης. Η κλίση του βραχώδους υποβάθρου και των τριών προσομοιωμάτων ορίστηκε ίση με 21°. Η επιλογή αυτή παραπέμπει στην κλίση του βραχώδους υποβάθρου που χαρακτηρίζει το σημείο μελέτης του νοτίου περιμετρικού τείχους της Ακρόπολης, το οποίο θα μελετηθεί στα επόμενα κεφάλαια.



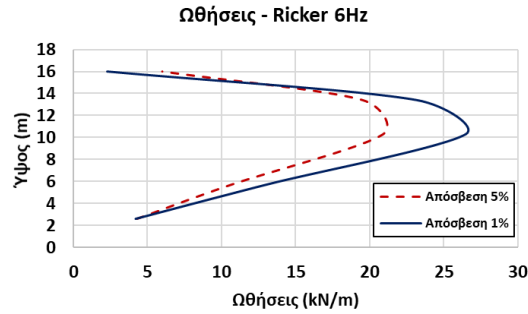
**Εικόνα 5.23:** Προσομοίωμα άκαμπτου τοίχου αντιστήριξης σε κεκλιμένο βραχώδες υπόβαθρο.

Στην Εικόνα 5.23 παρουσιάζεται το προσομοίωμα του άκαμπτου τοίχου αντιστήριξης όταν η αντιστηριζόμενη εδαφική στρώση εδράζεται σε κεκλιμένο βραχώδες υπόβαθρο. Οι μηχανικές ιδιότητες των υλικών του προσομοιώματος παραμένουν ίδιες με αυτές που παρατέθηκαν στην ενότητα 5.5. Αντίστοιχα, ίδια παρέμεινε και η γεωμετρία του τοίχου αντιστήριξης, όπου και πάλι το πάχος του ορίστηκε ίσο με 10 m. Λόγω της κλίσης του βραχώδους υποβάθρου, δεν κρίνεται αναγκαία η επέκταση της εδαφικής στρώσης πέρα από το σημείο που εμφανίζεται στην επιφάνεια, στα 47.4 m από τον τοίχο. Ακόμα, επειδή στο βραχώδες υλικό δεν ανακλώνται τα σεισμικά κύματα, δεν τοποθετούνται απορροφητικά όρια στο αριστερό άκρο του προσομοιώματος. Η διακριτοποίηση του προσομοιώματος έγινε και πάλι με χρήση τριγωνικών δεκαπεντακομβικών στοιχείων και πυκνό δίκτυο.



**Εικόνα 5.24:** Διαγράμματα ενίσχυσης της επιτάχυνσης του άκαμπτου τοίχου σε κεκλιμένο υπόβαθρο για απόσβεση 1% και 5%.

Από το διάγραμμα ενίσχυσης της επιτάχυνσης παρατηρείται ότι η ύπαρξη του κεκλιμένου υποβάθρου ενισχύει τη δυσκαμψία του συστήματος βράχου-επίχωσης-τοίχου. Ως αποτέλεσμα, προκύπτει η αύξηση της ιδιοσυχνότητας του συστήματος από τα 4.4 Hz στα 8.1 Hz τόσο για εδαφική απόσβεση 1%, όσο και για απόσβεση 5%. Το σημείο μέτρησης και για το οριζόντιο υπόβαθρο αλλά και για το κεκλιμένο υπόβαθρο επιλέχθηκε πίσω από τον τοίχο αντιστήριξης. Επομένως, η ύπαρξη του κεκλιμένου υποβάθρου φαίνεται να συμβάλει στην αύξηση του συντελεστή ενίσχυσης της επιτάχυνσης, AF, πίσω από τον τοίχο. Για εδαφική απόσβεση 1%, η αύξηση αυτή προκύπτει μεγαλύτερη σε σύγκριση με την περίπτωση της εδαφικής απόσβεσης 5%. Στην πρώτη περίπτωση ο συντελεστής AF από τιμή ίση με 7.9 αυξάνεται σημαντικά σε 78.3. Αντίστοιχα, στη δεύτερη περίπτωση, από την τιμή 4 αυξάνεται σε 19.1.

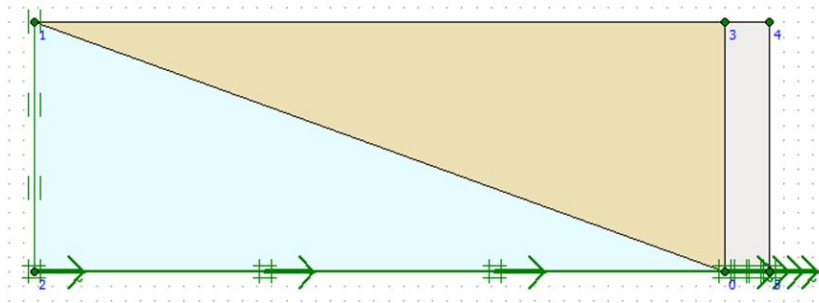


**Εικόνα 5.25:** Κατανομή ωθήσεων στον άκαμπτο τοίχο εδραζόμενο σε κεκλιμένο υπόβαθρο για απόσβεση 1% και 5%.

Όπως φαίνεται στο διάγραμμα κατανομής των ωθήσεων στην Εικόνα 5.25, αυτές εμφανίζονται σαφώς μεγαλύτερες στο κεντρικό τμήμα του τοίχου αντιστήριξης. Αντίθετα, στα ανώτερα και κατώτερα τμήματα εμφανίζονται αρκετά μειωμένες. Επίσης, οι ωθήσεις για απόσβεση ίση με 1% είναι μεγαλύτερες σε σύγκριση με τις αντίστοιχες για απόσβεση 5%. Το φαινόμενο αυτό είναι πιο έντονο στο κεντρικό τμήμα του τοίχου αντιστήριξης, ενώ στα άκρα η διαφορά είναι πολύ μικρή.

### 5.6.2. Περίπτωση εύκαμπτου τοίχου αντιστήριξης

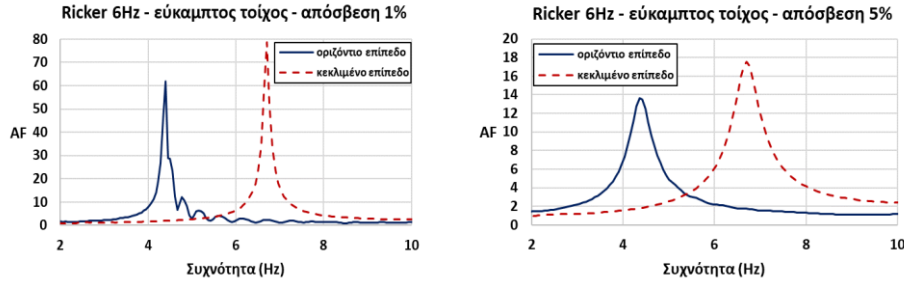
Στην Εικόνα 5.26 παρουσιάζεται το προσομοίωμα του εύκαμπτου τοίχου που εδράζεται σε κεκλιμένο υπόβαθρο. Στην περίπτωση του εύκαμπτου τοίχου αντιστήριξης που εδράζεται σε κεκλιμένο σεισμικό υπόβαθρο, όπως και στον άκαμπτο τοίχο, οι μηχανικές ιδιότητες και η γεωμετρία του τοίχου παρέμειναν ίδιες με τη περίπτωση του οριζοντίου υποβάθρου.



**Εικόνα 5.26:** Προσομοίωμα εύκαμπτου τοίχου εδραζόμενο σε κεκλιμένο σεισμικό υπόβαθρο.

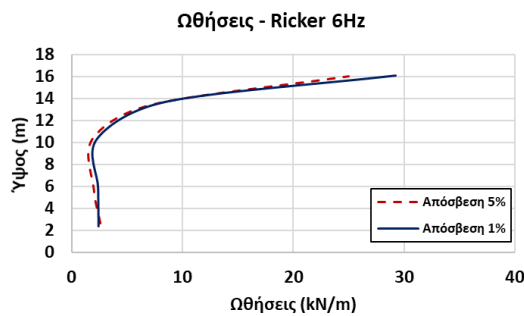
Όπως παρατηρείται από τα διαγράμματα ενίσχυσης της επιτάχυνσης για τον εύκαμπτο τοίχο, η επίδραση του κεκλιμένου επιπέδου στην αύξηση της δυσκαμψίας του συστήματος είναι φανερή και σε αυτήν την περίπτωση. Η δυσκαμψία και κατ' επέκταση και η ιδιοσυχνότητα του συστήματος αυξάνεται τόσο στην περίπτωση που η απόσβεση ισούται με 1%, όσο και για 5%. Βέβαια, αξίζει να σημειωθεί ότι σε σύγκριση με τον άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης, η αύξηση της ιδιοσυχνότητας είναι αρκετά μικρότερη.





**Εικόνα 5.27:** Διαγράμματα ενίσχυσης της επιτάχυνσης του εύκαμπτου τοίχου σε κεκλιμένο υπόβαθρο, για απόσβεση 1% και 5%.

Στην περίπτωση του εύκαμπτου τοίχου η ιδιοσυχνότητα από τα 4.4 Hz σε οριζόντιο υπόβαθρο, αυξάνει στα 6.7 Hz. Ακόμα, παρατηρείται και πάλι αύξηση του συντελεστή ενίσχυσης AF και στις δύο περιπτώσεις αποσβέσεων. Για απόσβεση 1%, ο συντελεστής αυξάνει από 63.5 σε 78.6. Αντίστοιχα, για απόσβεση 5%, ο συντελεστής AF φτάνει τιμή 17.5 από 13. Όπως αναμενόταν, η αύξηση του συντελεστή AF για απόσβεση 1% είναι μεγαλύτερη σε σχέση με την αύξηση του συντελεστή για απόσβεση 5%.

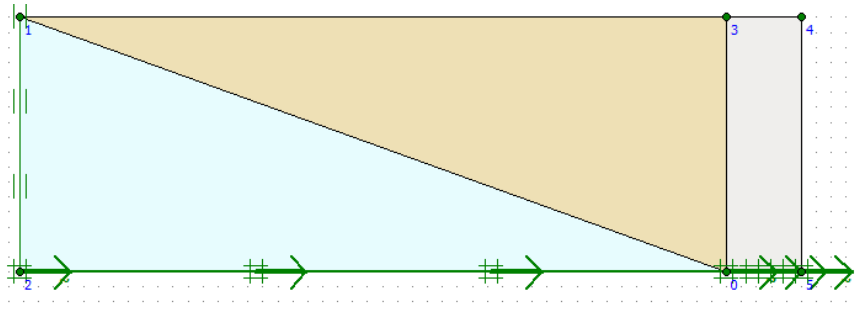


**Εικόνα 5.28:** Κατανομή ωθήσεων στον εύκαμπτο τοίχου εδραζόμενο σε κεκλιμένο υπόβαθρο για απόσβεση 1% και 5%.

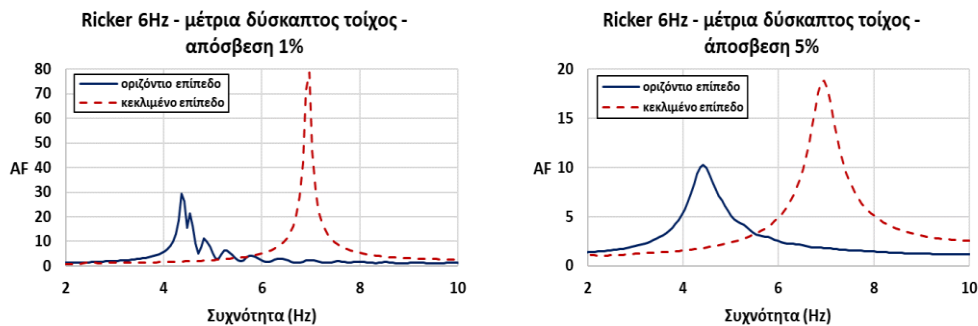
Στην περίπτωση του εύκαμπτου τοίχου που εδράζεται σε κεκλιμένο σεισμικό υπόβαθρο, η κατανομή των ωθήσεων ακολουθεί διαφορετική μορφή σε σύγκριση με τον άκαμπτο. Οι μεγαλύτερες ωθήσεις εμφανίζονται στα ανώτερα τμήματα του τοίχου, ενώ οι μικρότερες στα κεντρικά τμήματα. Γενικά, εμφανίζονται αρκετά μειωμένες σε σύγκριση με την περίπτωση του άκαμπτου τοίχου αντιστήριξης. Επίσης, όπως φαίνεται και στην Εικόνα 5.28, οι διαφορές στο μέγεθος των ωθήσεων για απόσβεση 1% και 5% είναι αρκετά μικρές σε όλο το ύψος του τοίχου.

### 5.6.3. Περίπτωση μέτρια δύσκαμπτου τοίχου αντιστήριξης

Στη συνέχεια, εξετάστηκε η περίπτωση του μέτρια δύσκαμπτου τοίχου αντιστήριξης, ο οποίος εδράζεται σε κεκλιμένο βραχώδες υπόβαθρο. Οι μηχανικές ιδιότητες καθώς και η γεωμετρία του τοίχου αντιστήριξης είναι όμοια με τη περίπτωση του οριζόντιου υπόβαθρου. Στην Εικόνα 5.29 απεικονίζεται το σχετικό προσομοίωμα.



**Εικόνα 5.29:** Προσομοίωμα μέτρια δύσκαμπτου τοίχου εδραζόμενο σε κεκλιμένο σεισμικό υπόβαθρο.



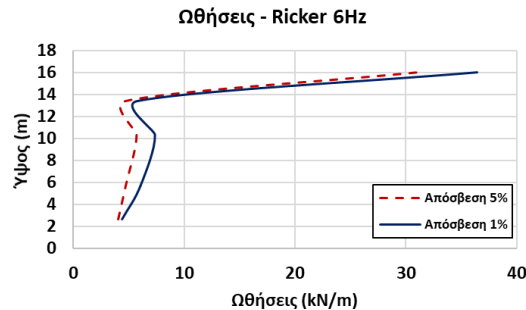
**Εικόνα 5.30:** Διαγράμματα ενίσχυσης της επιτάχυνσης του μέτρια δύσκαμπτου τοίχου σε κεκλιμένο υπόβαθρο, για απόσβεση 1% και 5%.

Στην περίπτωση του σχετικά δύσκαμπτου τοίχου αντιστήριξης παρατηρείται και πάλι μια αύξηση της δυσκαμψίας του συστήματος όταν αυτός εδράζεται σε κεκλιμένο σεισμικό υπόβαθρο. Συγκεκριμένα, η ιδιοσυχνότητα του συστήματος αυξάνεται από τα 4.4 Hz στα 6.9 Hz και για τις δύο περιπτώσεις απόσβεσης. Όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις (άκαμπτου και εύκαμπτου) τοίχων αντιστήριξης, έτσι και σε αυτήν παρατηρείται αύξηση στον συντελεστή AF. Για απόσβεση 1%, ο συντελεστής αυξάνεται από 29.4 σε 78.7. Αντίστοιχα, για απόσβεση 5%, ο συντελεστής AF από τιμή 10.3 αυξάνεται σε 18.8. Παρατηρείται και πάλι μεγαλύτερη αύξηση του συντελεστή AF για απόσβεση 1%.

Γενικότερα, μπορεί να παρατηρηθεί από τις παραπάνω αναλύσεις, ότι για απόσβεση 1% στους τοίχους που εδράζονται σε κεκλιμένο υπόβαθρο, ο συντελεστής AF είναι για όλες τις περιπτώσεις περίπου ίσος με 78 μονάδες. Το φαινόμενο αυτό παρατηρείται και για απόσβεση ίση με 5%, όπου και πάλι η διαφορά στη τιμή του συντελεστή AF για τις τρεις περιπτώσεις τοίχων αντιστήριξης είναι ελάχιστη. Προκύπτει επομένως το συμπέρασμα ότι η αύξηση του συντελεστή AF στο κεκλιμένο υπόβαθρο δεν επηρεάζεται σημαντικά από τη δυσκαμψία του τοίχου αντιστήριξης. Η τιμή του συντελεστή αυτού εξαρτάται άμεσα από την κλίση του σεισμικού υποβάθρου και τις μηχανικές ιδιότητες του αντιστηριζόμενου εδάφους.

Επιπροσθέτως, παρατηρείται ότι όσο πιο δύσκαμπος είναι ο τοίχος, τόσο μεγαλύτερη είναι η επίδραση του κεκλιμένου υποβάθρου στην αύξηση της δυσκαμψίας του συστήματος και κατ' επέκταση στην αύξηση της ιδιοσυχνότητάς του. Η

μεγαλύτερη αύξηση της ιδιοσυχνότητας του συστήματος παρουσιάζεται για την περίπτωση του άκαμπτου τοίχου, φτάνοντας τα 8.1 Hz. Ακολουθεί η περίπτωση του σχετικά δύσκαμπτου τοίχου, όπου η ιδιοσυχνότητα είναι ίση με 6.9 Hz. Η μικρότερη αύξηση παρουσιάζεται για τη περίπτωση του εύκαμπτου τοίχου με την ιδιοσυχνότητα να είναι ίση με 6.7 Hz.



**Εικόνα 5.31:** Κατανομή ωθήσεων στον μέτρια δύσκαμπτο τοίχο εδραζόμενο σε κεκλιμένο υπόβαθρο για απόσβεση 1% και 5%.

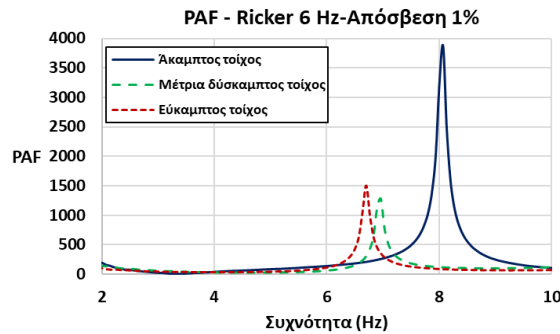
Στην Εικόνα 5.31, παρουσιάζεται η κατανομή των ωθήσεων στη περίπτωση του μέτρια δύσκαμπτου τοίχου που εδράζεται σε κεκλιμένο υπόβαθρο. Οι μεγαλύτερες σεισμικές ωθήσεις εμφανίζονται και πάλι στα ανώτερα τμήματα του τοίχου αντιστήριξης. Η κατανομή ακολουθεί τη μορφή τελικού σίγμα και είναι παρόμοια με τη περίπτωση του οριζόντιου βραχώδους υποβάθρου. Επίσης, στα ανώτερα τμήματα του τοίχου αντιστήριξης οι μέγιστες ωθήσεις σε κάθε σημείο εμφανίζονται μεγαλύτερες στο κεκλιμένο υπόβαθρο σε σύγκριση με το οριζόντιο υπόβαθρο. Ακόμα, είναι φανερό πως για εδαφική απόσβεση 1%, οι ωθήσεις εμφανίζονται ελαφρώς μεγαλύτερες.

#### 5.6.4. Επίδραση του κεκλιμένου υποβάθρου στις αναπτυσσόμενες δυναμικές ωθήσεις

Όπως και στην περίπτωση του οριζόντιου υποβάθρου, έτσι και σε αυτήν του κεκλιμένου, οι κατανομές των δυναμικών ωθήσεων καθορίστηκαν με βάση τις μέγιστες δυναμικές ωθήσεις σε κάθε σημείο μέτρησης πάνω στον τοίχο. Η μελέτη των συνολικών αναπτυσσόμενων δυναμικών ωθήσεων στον τοίχο αντιστήριξης για κάθε περίπτωση, θα εξεταστεί και πάλι με βάση τα διαγράμματα ενίσχυσης PAF, όπως αυτά αναφέρθηκαν στην ενότητα 5.5.5.

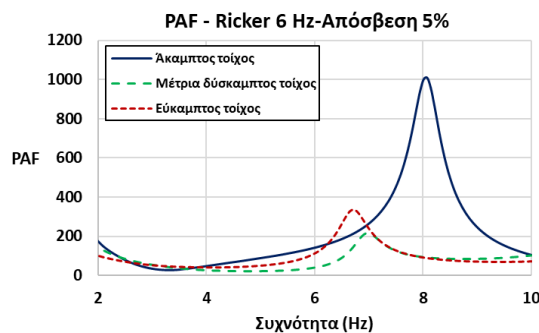
Με βάση το διάγραμμα ενίσχυσης των εδαφικών ωθήσεων, παρατηρείται ότι για κάθε μελετώμενη περίπτωση τοίχου αντιστήριξης, ο μέγιστος συντελεστής PAF προκύπτει για την εκάστοτε ιδιοσυχνότητα του συστήματος. Ο μέγιστος συντελεστής PAF για τον άκαμπτο τοίχο εμφανίζεται στα 8.1 Hz και είναι ίσος με 3869. Για τον μέτρια δύσκαμπτο τοίχο ο μέγιστος συντελεστής PAF εμφανίζεται στα 6.9 Hz και

φτάνει τις 1279, ενώ για τον εύκαμπτο τοίχο εμφανίζεται στα 6.7 Hz και ισούται με 1508.



**Εικόνα 5.32:** Συγκριτικό διάγραμμα συντελεστή ενίσχυσης δυναμικών ωθήσεων (PAF) για απόσβεση 1% στο κεκλιμένο υπόβαθρο.

Από το διάγραμμα της Εικόνας 5.32 προκύπτει ότι για συχνότητες από 6.2 μέχρι και 6.8 Hz, οι μεγαλύτερες ωθήσεις παρουσιάζονται στον εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης. Στο εύρος συχνοτήτων 6.8 με 7.1 Hz, ο σχετικά δύσκαμπτος τοίχος παρουσιάζει εμφανώς μεγαλύτερες ωθήσεις, ενώ για το εύρος συχνοτήτων 7.1 έως και 10 Hz στον άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης αναπτύσσονται αρκετά μεγαλύτερες ωθήσεις σε σύγκριση με τον εύκαμπτο και τον σχετικά δύσκαμπτο τοίχο αντιστήριξης.



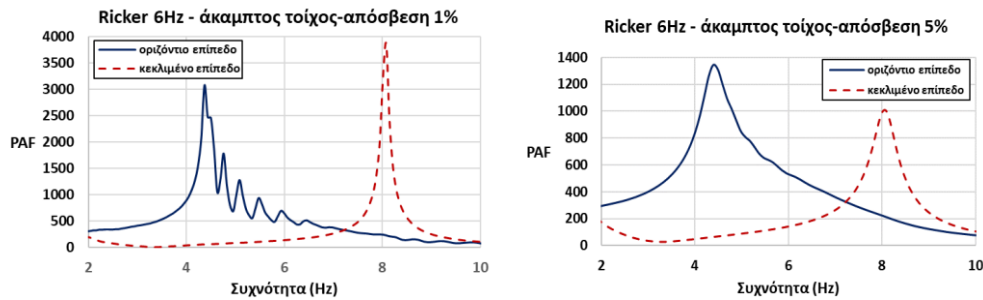
**Εικόνα 5.33:** Συγκριτικό διάγραμμα συντελεστή ενίσχυσης δυναμικών ωθήσεων (PAF) για απόσβεση 5% στο κεκλιμένο υπόβαθρο.

Στην περίπτωση του κεκλιμένου σεισμικού υποβάθρου, όπου η απόσβεση είναι ίση με 5%, οι μέγιστες τιμές του συντελεστή PAF εμφανίζονται και πάλι για τη συχνότητα συντονισμού του κάθε συστήματος. Ο μέγιστος συντελεστής PAF στην περίπτωση του άκαμπτου τοίχου αντιστήριξης φτάνει την τιμή 958.6 για συχνότητα 8.1 Hz. Στη συχνότητα συντονισμού του σχετικά δύσκαμπτου τοίχου, που ισούται με 6.9 Hz, ο συντελεστής PAF είναι ίσος με 225.3. Τέλος, στον εύκαμπτο τοίχο ο συντελεστής αυτός είναι ίσος με 325.5 για συχνότητα 6.7 Hz.

Από το διάγραμμα της Εικόνας 5.33 συμπεραίνεται ότι γενικότερα οι μεγαλύτερες σεισμικές ωθήσεις ασκούνται στον άκαμπτο τοίχο και ιδιαίτερα στις συχνότητες περίπου στα 8 Hz, με εξαίρεση το εύρος από 6.2 έως 6.8, όπου ο συντελεστής PAF εμφανίζεται μεγαλύτερος για τον εύκαμπτο τοίχο. Συγκρίνοντας τα διαγράμματα της

ενίσχυσης της εδαφικής ώθησης για το οριζόντιο και το κεκλιμένο υπόβαθρο, παρατηρείται η μεγάλη επίδραση της κλίσης του εδάφους στη διαμόρφωση των δυναμικών ωθήσεων, η οποία άλλοτε είναι ευεργετική και άλλοτε δυσμενής για τον εκάστοτε τοίχο αντιστήριξης. Στη συνέχεια, παρατίθενται τα συγκριτικά διαγράμματα ενίσχυσης της εδαφικής ώθησης για κάθε περίπτωση τοίχου αντιστήριξης για απόσβεση 1% και 5%.

#### Άκαμπτος τοίχος αντιστήριξης



**Εικόνα 5.34:** Συγκριτικά διαγράμματα PAF για τον άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης, για απόσβεση 1% και 5%.

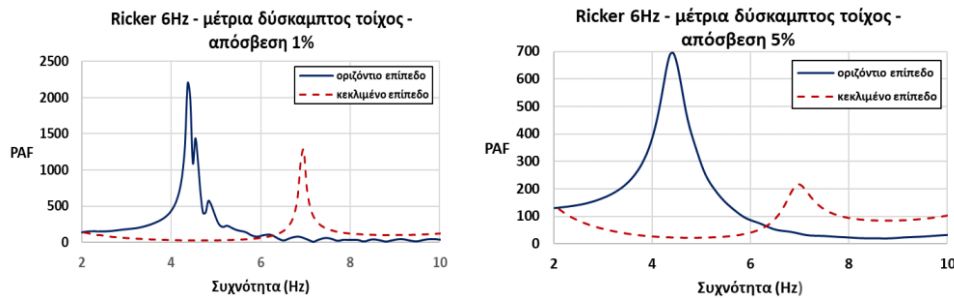
Στην Εικόνα 5.34 παρουσιάζονται τα συγκριτικά διαγράμματα PAF για την περίπτωση του άκαμπτου τοίχου στο οριζόντιο και κεκλιμένο σεισμικό υπόβαθρο. Όπως είναι φανερό, για απόσβεση 1%, οι ωθήσεις στο κεκλιμένο επίπεδο για τη συχνότητα συντονισμού εμφανίζονται μεγαλύτερες απ' ό,τι στο οριζόντιο επίπεδο. Το γεγονός αυτό μπορεί να οφείλεται στο ότι τα σεισμικά κύματα δεν αποσβένονται γρήγορα, λόγω της μικρής έκτασης της αντιστηριζόμενη εδαφικής στρώσης αλλά και της μικρής εδαφικής απόσβεσης. Συνεπώς, προκαλούνται συνεχώς ανακλάσεις σεισμικών κυμάτων που μεγαλώνουν τις αναπτυσσόμενες ωθήσεις στον τοίχο. Πιθανό αίτιο για τις ανακλάσεις αυτές είναι η μεγάλη αντίθεση στη δυσκαμψία μεταξύ του τοίχου και του βραχώδους υποβάθρου στο δεξί άκρο του προσομοιώματος. Ο τοίχος χαρακτηρίζεται από εξαιρετικά μεγάλη δυσκαμψία σε σχέση με το βραχώδες υπόβαθρο που αποτελείται από ασβεστόλιθο, ο οποίος είναι σχετικά μαλακό βραχώδες υλικό.

Αντίθετη εικόνα παρουσιάζεται για εδαφική απόσβεση ίση με 5%. Στην περίπτωση αυτή, στο οριζόντιο επίπεδο εμφανίζονται μεγαλύτερες ωθήσεις για τη συχνότητα συντονισμού σε σύγκριση με το κεκλιμένο επίπεδο. Όταν η εδαφική απόσβεση στη περίπτωση του άκαμπτου τοίχου ισούται με 5%, τότε τα σεισμικά κύματα αποσβένονται σχετικά γρήγορα και δεν δημιουργούνται ανακλάσεις. Το γεγονός αυτό οδηγεί στην ευεργετική επίδραση του κεκλιμένου επιπέδου, οπότε μειώνονται οι αναπτυσσόμενες ωθήσεις.

#### Μέτρια δύσκαμπτος τοίχος

Όπως μπορεί να παρατηρηθεί από τα συγκριτικά διαγράμματα ενίσχυσης PAF για τον μέτρια δύσκαμπτο τοίχο όταν εδράζεται σε οριζόντιο επίπεδο οι αναπτυσσόμενες ωθήσεις εμφανίζονται μεγαλύτερες απ' ό,τι στην περίπτωση του κεκλιμένου επιπέδου.

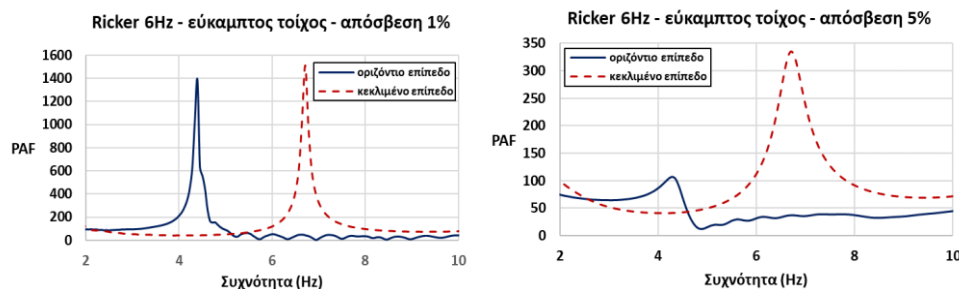
Το γεγονός αυτό προκύπτει και για τις δύο διαφορετικές τιμές αποσβέσεις 1% και 5%. Για απόσβεση 1% η αύξηση των ωθήσεων εμφανίζεται αρκετά μεγαλύτερη σε σχέση με την απόσβεση 5%. Για τον μέτρια δύσκαμπτο τοίχο αντιστήριξης, παρατηρείται ότι η επίδραση του κεκλιμένου επιπέδου είναι ευεργετική και για τα δύο ποσοστά απόσβεσης. Αυτό συμβαίνει διότι δεν υπάρχει μεγάλη αντίθεση στη δυσκαμψία του τοίχου και του βραχώδους υποβάθρου. Επομένως, δεν δημιουργούνται πρόσθετες ανακλάσεις σεισμικών κυμάτων εντός της εδαφικής στρώσης που να αυξάνουν τις εδαφικές ωθήσεις.



**Εικόνα 5.35:** Συγκριτικά διαγράμματα PAF για τον μέτρια δύσκαμπτο τοίχο αντιστήριξης, για απόσβεση 1% και 5%.

#### Εύκαμπτος τοίχος

Στην Εικόνα 5.36 παρατίθεται το συγκριτικό διάγραμμα PAF για το οριζόντιο και το κεκλιμένο υπόβαθρο, για τον εύκαμπτο τοίχο. Σε αυτήν την περίπτωση, παρουσιάζεται αύξηση των εδαφικών ωθήσεων για το κεκλιμένο επίπεδο στη συχνότητα συντονισμού, τόσο για απόσβεση 1%, όσο και για απόσβεση 5%. Η διαφοροποίηση στη δυσκαμψία του βραχώδους υποβάθρου και του εύκαμπτου τοίχου είναι μικρότερη σε σύγκριση με τον άκαμπτο τοίχο. Συνεπώς, παρατηρείται ότι για απόσβεση 1%, παρόλο που στο κεκλιμένο επίπεδο παρουσιάζονται μεγαλύτερες ωθήσεις λόγω των ανακλάσεων των σεισμικών κυμάτων, η διαφορά είναι πολύ μικρή συγκριτικά με το οριζόντιο επίπεδο.



**Εικόνα 5.36:** Συγκριτικά διαγράμματα PAF για τον μέτρια δύσκαμπτο τοίχο αντιστήριξης, για απόσβεση 1% και 5%.

Στην περίπτωση της απόσβεσης 5%, η αύξηση των εδαφικών ωθήσεων στο κεκλιμένο επίπεδο, οφείλεται κατά κύριο λόγο στο γεγονός ότι ο τοίχος αντιστήριξης, λόγω της ευκαμψίας του, ανακλά τα σεισμικά κύματα εντός της εδαφικής στρώσης.

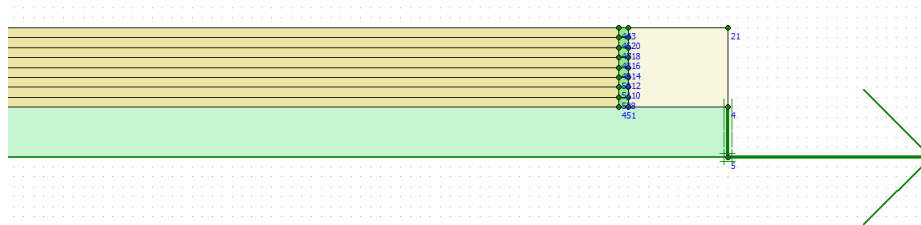


Επομένως, οι προκαλούμενες ανακλάσεις σεισμικών κυμάτων στην «κοιλάδα» της εδαφικής στρώσης μεταξύ του τοίχου και του βράχου, είναι η αιτία της αύξησης των εδαφικών ωθήσεων στον τοίχο και κατ' επέκταση της μη ευεργετικής δράσης του κεκλιμένου υποβάθρου. Το φαινόμενο αυτό δεν παρατηρείται στην περίπτωση της εδαφικής απόσβεσης 5% για τον άκαμπτο τοίχο, καθώς αυτός -λόγω της μεγάλης του δυσκαμψίας- δεν ανακλά τα σεισμικά κύματα.

Συμπεραίνεται λοιπόν ότι η επίδραση του κεκλιμένου σεισμικού υποβάθρου σε κάθε έναν από τους τοίχους αντιστήριξης που εξετάστηκαν είναι άλλοτε δυσμενής και άλλοτε ευεργετική. Το πόσο δυσμενής ή ευεργετική είναι η δράση του κεκλιμένου υποβάθρου εξαρτάται άμεσα από τη δυσκαμψία του τοίχου, δηλαδή τις μηχανικές του ιδιότητες και τη γεωμετρία του. Ακόμα ένας σημαντικός παράγοντας που επηρεάζει την επίδραση του κεκλιμένου επιπέδου στις αναπτυσσόμενες εδαφικές ωθήσεις στον τοίχο αντιστήριξης είναι η απόσβεση του υλικού επίχωσης. Γενικά, το κεκλιμένο υπόβαθρο δρα ευεργετικά κυρίως για μεγάλες αποσβέσεις και για τοίχους αντιστήριξης με μεγάλη δυσκαμψία.

### 5.7. Επίδραση της εφαρμογής γεωαφρού EPS σε τοίχο βαρύτητας

Για την αξιοπιστία των αποτελεσμάτων τα οποία εξάγονται από το λογισμικό PLAXIS, δημιουργήθηκε αρχικά ένα προσομοίωμα τοίχου αντιστήριξης με γεωαφρό EPS. Το προσομοίωμα που δημιουργήθηκε είναι όμοιο με το αντίστοιχο προσομοίωμα του τοίχου βαρύτητας ύψους 8 m που αναλύθηκε στη ενότητα 5.4, με τη διαφορά ότι στην πίσω πλευρά του τοίχου υπάρχει τοποθετημένος γεωαφρός EPS.



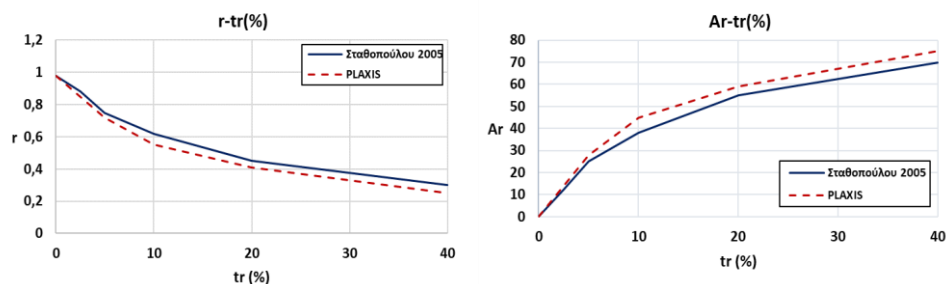
**Εικόνα 5.37:** Προσομοίωμα τοίχου αντιστήριξης με προσθήκη γεωαφρού EPS ( $\tau_r=10\%$ ).

Για τη διερεύνηση της επίδρασης του υλικού EPS, χρησιμοποιήθηκε και πάλι μια ημιτονοειδής αρμονική διέγερση με πλάτος  $A_0=1\text{m/s}$  και ανακυκλική συχνότητα ίση με  $\omega_0/6$ . Οι μηχανικές ιδιότητες του EPS θεωρήθηκαν όμοιες με αυτές της Σταθοπούλου (2005) για λόγους σύγκρισης και δίνονται στον Πίνακα 5.5. Ακόμα, θεωρήθηκε ότι το EPS έχει απόσβεση 1%, (Ξενάκη, 2005).

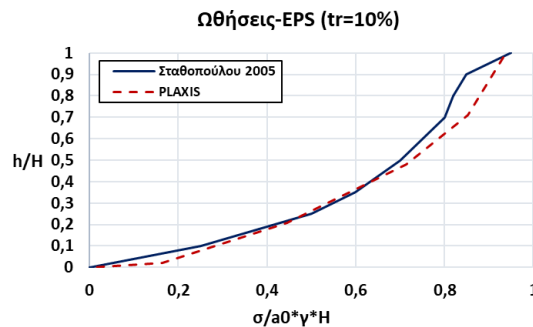
Πυκνότητα $\rho$ ( $\text{kg/m}^3$ )	<b>20</b>
Μέτρο ελαστικότητας $E$ (MPa)	8.520
Λόγος Poisson	0.07

**Πίνακας 5.5:** Μηχανικές ιδιότητες EPS του προσομοιώματος (Σταθοπούλου, 2005).

Στη συνέχεια, παρουσιάζεται το συγκριτικό διάγραμμα του λόγου μείωσης της σεισμικής ώθησης (σεισμικής προσαύξησης),  $r$ , σε σχέση με το κανονικοποιημένο πάχος του EPS (Εικόνα 5.38). Το EPS θεωρείται ότι τοποθετήθηκε σε ορθογωνικό μορφή καθ' ύψος του τοίχου, ενώ η διερεύνηση έγινε για πάχη  $tr=5\%$ ,  $tr=10\%$ ,  $tr=20\%$  και  $tr=40\%$  ως προς το πάχος του τοίχου αντιστήριξης. Όπως μπορεί να παρατηρηθεί, τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται έχουν μια αρκετά καλή σύγκλιση με τα αντίστοιχα της Σταθοπούλου (2005). Οι διαφορές που εντοπίζονται αποδίδονται στον διαφορετικό τρόπο προσομοίωσης του τοίχου αντιστήριξης (εδαφικά στοιχεία έναντι στοιχείου δοκού). Παράλληλα, εξάγεται το αναμενόμενο συμπέρασμα της μείωσης του λόγου  $r$  με την αύξηση του πάχους του παρεμβλήματος EPS. Παρόμοια αποτελέσματα παρουσιάζονται και για το διάγραμμα του συντελεστή αποτελεσματικότητας  $Ar$  ως προς το κανονικοποιημένο πάχος του EPS ( $tr\%$ ).



**Εικόνα 5.38:** Διάγραμμα λόγου μείωσης των σεισμικών ωθήσεων προς το κανονικοποιημένο πάχος του EPS (αριστερά) και διάγραμμα αποτελεσματικότητας της σεισμικής μόνωσης προς το κανονικοποιημένο πάχος του EPS (δεξιά).



**Εικόνα 5.39:** Συγκριτικό διάγραμμα σεισμικών ωθήσεων για αρμονική διέγερση με συχνότητα  $\omega_0/6$ .

Στην Εικόνα 5.39 παρουσιάζεται το συγκριτικό διάγραμμα των σεισμικών ωθήσεων που αναπτύσσονται στην πίσω παρειά του τοίχου, όπου έχει τοποθετηθεί ο γεωαφρός, σε σχέση με το κανονικοποιημένο ύψος του. Όπως παρατηρείται, και σε αυτό το διάγραμμα υπάρχει ικανοποιητική σύγκλιση των αποτελεσμάτων σε σχέση με τα αντίστοιχα της Σταθοπούλου (2005). Μικρές διαφορές παρατηρούνται στο ύψος κοντά στη κορυφή του τοίχου που παρόλα αυτά δεν θεωρούνται σημαντικές. Από τα παραπάνω διαγράμματα συμπεραίνεται η σωστή λειτουργία του προσομοιώματος στο λογισμικό PLAXIS και με την προσθήκη του EPS, οπότε μπορεί να γίνει εξαγωγή

ασφαλών συμπερασμάτων στις πιο σύνθετες αναλύσεις όπου γίνεται χρήση του υλικού αυτού στο τείχος της Ακρόπολης, όπως παρουσιάζεται στο 7<sup>ο</sup> κεφάλαιο.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

### ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΝΟΤΙΟΥ ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΟΥ ΤΕΙΧΟΥΣ ΑΚΡΟΠΟΛΗΣ

---

#### 6.1. Εισαγωγή

Το παρόν κεφάλαιο επικεντρώνεται στη μελέτη της σεισμικής απόκρισης του περιμετρικού τείχους της Ακρόπολης μέσα από μια σειρά 2Δ δυναμικών αναλύσεων. Η μελέτη αυτή αφορά ένα τμήμα του νότιου περιμετρικού τείχους της, το οποίο χαρακτηρίζεται από το μέγιστο ύψος των 17 m. Αρχικά, αναπτύσσεται το προσομοίωμα του τείχους στη θέση μελέτης με βάση τη γεωμετρία που απεικονίζεται στην υπάρχουσα αρχιτεκτονική αποτύπωση (Τρικκαλινός, 1977). Οι μηχανικές ιδιότητες των υλικών επίχωσης, του βράχου και του τείχους επιλέχθηκαν με βάση τη συναφή βιβλιογραφία (Psarropoulos et al., 2018). Στη συνέχεια, πραγματοποιείται η διαδικασία της επαλήθευσης (verification) του προσομοιώματος. Η διαδικασία αυτή πραγματοποιήθηκε με βάση δύο πραγματικές σεισμικές καταγραφές, μία κοντινού πεδίου (near-fault) και μία μακρινού πεδίου (far-fault) από το δίκτυο επιταχυνσιογράφων του λόφου της Ακρόπολης για τη συγκεκριμένη θέση μελέτης. Η διαδικασία της επαλήθευσης σχετίζεται και με την απόσβεση του εδαφικού υλικού της επίχωσης.

Επιπροσθέτως, παρουσιάζονται τα φάσματα των δύο πραγματικών σεισμικών καταγραφών από το δίκτυο επιταχυνσιογράφων του βράχου, βάσει των οποίων πραγματοποιήθηκε ο έλεγχος του αριθμητικού προσομοιώματος της εξεταζόμενης θέσης. Τα φάσματα παρουσιάζονται και για τις τρεις διευθύνσεις, δηλαδή τις δύο οριζόντιες N-S (βορρά-νότου), E-W (ανατολής-δύσης) και την κατακόρυφη συνιστώσα Z, τόσο στη βάση όσο και στην κορυφή του τείχους. Σκοπός της κατασκευής των φασμάτων απόκρισης είναι η εκτενέστερη μελέτη της σεισμικής απόκρισης του τείχους

Τέλος, πραγματοποιείται δυναμική ανάλυση του προσομοιώματος με έναν κατάλληλο παλμό Ricker 6 Hz, ο οποίος καλύπτει το εύρος των επιθυμητών συχνοτήτων, και γίνεται εκτενής διερεύνηση προκειμένου να προσδιοριστούν και να σχολιαστούν:

- Η δυσκαμψία και η ιδιοσυχνότητα του συστήματος βράχος-επίχωση-τείχος.
- Η κατανομή των ωθήσεων επί του τείχους.
- Ο συντελεστής ενίσχυσης των αναπτυσσόμενων ωθήσεων στο πεδίο των συχνοτήτων.

## 6.2. Ανάπτυξη προσομοιώματος νοτίου περιμετρικού τείχους της Ακρόπολης

Σκοπός της συγκεκριμένης μελέτης, όπως έχει ήδη προαναφερθεί, είναι η ακριβής αποτίμηση της σεισμικής απόκρισης του περιμετρικού τείχους της Ακρόπολης. Η αποτίμηση αυτή θα πραγματοποιηθεί μέσω δυναμικών αναλύσεων σε ένα προσομοίωμα 2Δ. Η χρήση υπολογιστικών τεχνικών βασισμένων σε 2Δ προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων επίπεδης παραμόρφωσης (plain strain) αποτελεί συνήθης πρακτική για τέτοιου είδους μελέτες (Psarropoulos et al., 2012, Εγγλέζος κ.α., 2018).

Είναι προφανές ότι δεν μπορεί αναπτυχθεί ένα προσομοίωμα για να μελετηθεί ολόκληρο το περιμετρικό τείχος. Για κάθε θέση του τείχους θα πρέπει να αναπτυχθούν επιμέρους προσομοιώματα και η συμπεριφορά του να μελετηθεί σε πιο τοπικό επίπεδο στα σημεία με μεγαλύτερο ενδιαφέρον και επικινδυνότητα, όπως αυτό που επιλέχθηκε στην παρούσα διερεύνηση. Βασική προϋπόθεση για τη μελέτη του περιμετρικού τείχους είναι η γνώση των γεωμετρικών χαρακτηριστικών και των μηχανικών ιδιοτήτων σε καθεμία θέση μελέτης, προκειμένου να εξαχθούν ορθά και ασφαλή συμπεράσματα.



**Εικόνα 6.1:** Περιοχή μελέτης νότιου περιμετρικού τείχους Ακρόπολης.

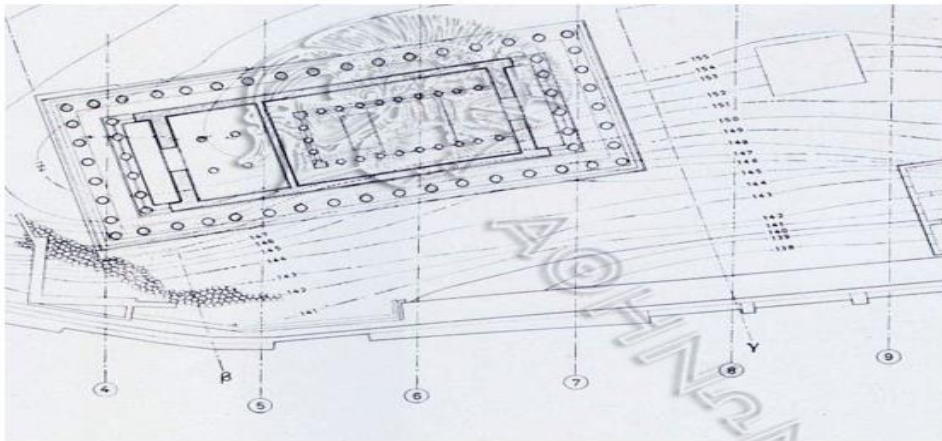
Στη μελέτη αυτή εξετάζεται η θέση της Εικόνας 6.1 (θέση 8 κάτοψης, Εικόνα 6.2) του νότιου περιμετρικού τείχους της Ακρόπολης. Η επιλογή της συγκεκριμένης θέσης καθορίστηκε από τους εξής παράγοντες:

- Τη γνώση της γεωμετρίας στη θέση αυτή.
- Το μεγάλο ύψος του τείχους στην εν λόγω θέση. Το περιμετρικό τείχος στη θέση αυτή χαρακτηρίζεται από το μέγιστο ύψος του και αντίστοιχα από το μέγιστο ύψος και όγκο επιχώσεων. Το γεγονός αυτό προσδίδει μεγάλο ενδιαφέρον για τη μελέτη

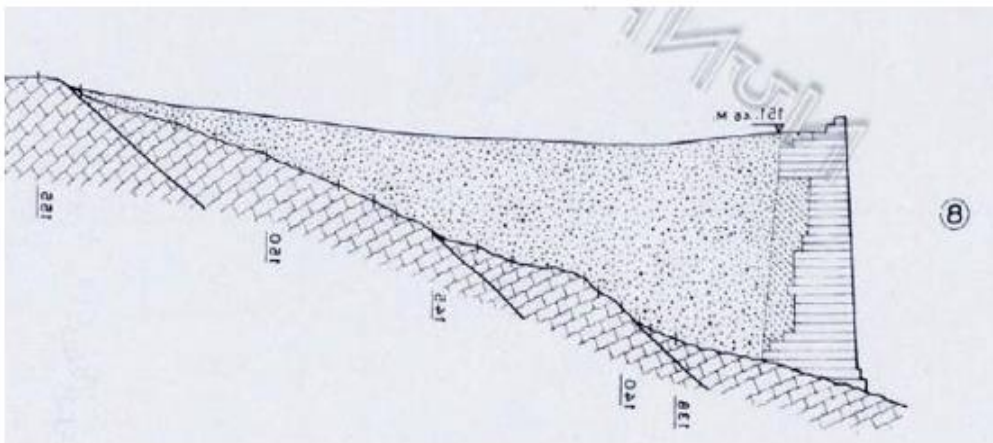
των στατικών και δυναμικών ωθήσεων που αναπτύσσονται και οι οποίες είναι σαφώς μεγαλύτερες από άλλες θέσεις με μικρότερο ύψος τείχους.

- Την ύπαρξη εγκατεστημένων επιταχυνσιογράφων (ACRJ, ACRD) στη βάση και στην κορυφή του τείχους στη θέση αυτή, για την επαλήθευση του αριθμητικού προσομοιώματος με χρήση πραγματικών σεισμικών καταγραφών.

Η γεωμετρία του προσομοιώματος αναπτύχθηκε με βάση τα σχέδια της τομή του Τρικκαλινού (1972) με μεγάλη ακρίβεια σχεδίασης (5 cm). Το ύψος του τείχους ανέρχεται σε 18 m. Τα 17 m αποτελούν το κυρίως τείχος, ενώ το 1 μέτρο αποτελεί το στηθαίο πάνω από την επίχωση. Το πάχος του τείχους διαφέρει καθ' όλο το ύψος του. Στη βάση του φτάνει σχεδόν τα 5 m, ενώ το λεπτότερο σημείο έχει πάχος 3m. Όπως παρατηρείται στην Εικόνα 6.3, το βραχώδες υπόβαθρο του λόφου της Ακρόπολης πάνω στο οποίο εδράζεται το περιμετρικό τείχος στη θέση αυτή είναι κεκλιμένο με κλίση 21°.



**Εικόνα 6.2:** Κάτοψη του βράχου της Ακρόπολης στην περιοχή μελέτης (Τρικκαλινός, 1972).

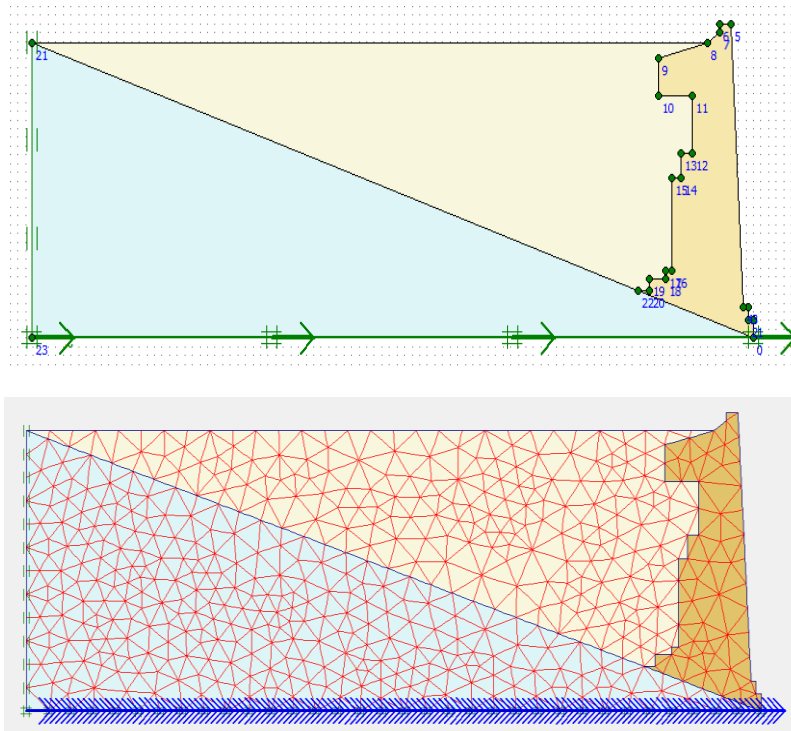


**Εικόνα 6.3:** Τομή νοτίου τείχους Ακρόπολης στη θέση 8 (Τρικκαλινός, 1972).

Το σύνολο των εδαφικών υλικών αλλά και του περιμετρικού τείχους προσομοιώθηκε με πεπερασμένα στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης. Ο λόγος επιλογής των στοιχείων για το περιμετρικό τείχος, ήταν η ορθότερη επιλογή για την προσομοίωσή του, καθώς με στοιχεία δοκού το συγκεκριμένο εγχείρημα ήταν αδύνατο



λόγω της υφιστάμενης γεωμετρίας. Με τα συγκεκριμένα στοιχεία προσομοιώνεται ορθότερα τόσο η γεωμετρία, όσο και η δυσκαμψία του. Οι επιχώσεις θεωρούνται ότι εκτείνονται σε πλάτος 47.4 m από την πίσω παρειά του τείχους.



**Εικόνα 6.4:** Προσομοίωμα νοτίου περιμετρικού τείχους Ακρόπολης στο λογισμικό PLAXIS.

Για τη διακριτοποίηση του προσομοιώματος χρησιμοποιήθηκαν τριγωνικά δεκαπεντακομβικά πεπερασμένα στοιχεία με ένα πολύ πυκνό (very fine) δίκτυο που προσφέρει ως επιλογή το λογισμικό PLAXIS. Στη βάση του προσομοιώματος δόθηκε η δυνατότητα εξαναγκασμένης κίνησης (Prescribed displacement) για την εφαρμογή των διεγέρσεων. Στο ελεύθερο αριστερό άκρο του προσομοιώματος δόθηκε δυνατότητα μόνο κατακόρυφης κίνησης, καθώς δεν κρίθηκε αναγκαίο να εισαχθούν απορροφητικά όρια των σεισμικών κυμάτων, λόγω της ύπαρξης του βράχου.

### 6.3. Μηχανικές ιδιότητες προσομοιώματος νοτίου περιμετρικού τείχους Ακρόπολης

Προφανώς, λόγω των έντονων διαφοροποιήσεων, υπάρχει η ανάγκη για μια πλήρη γεωτεχνική έρευνα σε κάθε θέση μελέτης, προκειμένου να βρεθούν οι ακριβείς μηχανικές ιδιότητες βράχου και υλικού επίχωσης. Το ίδιο ισχύει και για το υλικό του τείχους, όπου υπεισέρχονται ακόμα περισσότερες αβεβαιότητες. Για την ανάπτυξη του προσομοιώματος του νότιου περιμετρικού τείχους της Ακρόπολης στη συγκεκριμένη θέση, χρησιμοποιήθηκε ως βραχώδες υπόβαθρο ο ασβεστόλιθος που εδράζεται πάνω από τον αθηναϊκό σχιστόλιθο στον λόφο της Ακρόπολης, όπως έχει αναφερθεί στο 4<sup>ο</sup> κεφάλαιο 4. Οι μηχανικές ιδιότητες του ασβεστόλιθου αλλά και των υπολοίπων υλικών είναι παρόμοιες με τις αντίστοιχες που χρησιμοποιήθηκαν από τους Psarropoulos et al.



(2018) που εξέτασαν την ίδια θέση του νότιου περιμετρικού τείχους της Ακρόπολης. Πιο συγκεκριμένα, το μέτρο ελαστικότητας ( $E$ ) του ασβεστόλιθου είναι ίσο με  $1.6 \cdot 10^7$  kPa, ενώ ο λόγος Poisson ( $\nu$ ) είναι ίσος με 0.3. Το ειδικό βάρος ( $\gamma$ ) του ασβεστόλιθου ορίζεται ίσο με  $26 \text{ kN/m}^3$ . Η ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων ( $V_s$ ) είναι ίση με  $1500 \text{ m/s}$ .

Σε ότι αφορά το εδαφικό υλικό επίχωσης, χαρακτηρίζεται από μέτρο ελαστικότητας ( $E$ ) ίσο με  $4.8 \cdot 10^5$  kPa και λόγο Poisson ( $\nu$ ) ίσο με 0.30. Η ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων στο υλικό αυτό προκύπτει ίση με  $300 \text{ m/s}$ . Ακόμα, το ειδικό βάρος του υλικού τέθηκε ίσο με  $20 \text{ kN/m}^3$ . Η συμπεριφορά του υλικού επίχωσης θεωρείται γραμμική ελαστική, όπως ακριβώς και του ασβεστόλιθου. Πρέπει να σημειωθεί πως όλες οι τιμές των μηχανικών ιδιοτήτων του ασβεστόλιθου και του εδαφικού υλικού επίχωσης περιέχουν ένα βαθμό αβεβαιότητας, λόγω των περιορισμένων γεωτεχνικών δεδομένων για το λόφο της Ακρόπολης (Psarropoulos et al., 2018).

<b>Μηχανικές ιδιότητες υλικών – Προσομοίωμα νότιου τείχους Ακρόπολης</b>			
	<b>Ασβεστόλιθος</b>	<b>Υλικό επίχωσης</b>	<b>Περιμετρικό τείχος</b>
<b>Μοντέλο</b>	Ελαστικό	Ελαστικό	Ελαστικό
<b>Ειδικό βάρος <math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	26	20	26
<b>Ταχύτητα διατμ. κυμ. <math>V_s</math> (m/s)</b>	1500	300	1091
<b>Μέτρο ελαστικότητας <math>E</math> (kPa)</b>	$1.6 \cdot 10^7$	$4.8 \cdot 10^5$	$7.9 \cdot 10^6$
<b>Λόγος Poisson <math>\nu</math></b>	0.3	0.3	0.250

**Πίνακας 6.1:** Μηχανικές ιδιότητες υλικών προσομοιώματος νότιου περιμετρικού τείχους Ακρόπολης.

Η γεωμετρία και τα υλικά του περιμετρικού τείχους της Ακρόπολης χαρακτηρίζονται από πολλές αβεβαιότητες γιατί έχουν προηγηθεί κατά τη διάρκεια ζωής του αρκετές οικοδομικές φάσεις και παρεμβάσεις, με πολλά και διαφορετικά υλικά και ποικίλους τρόπους δόμησης. Το γεγονός αυτό προσδίδει μια πολυπλοκότητα ως προς την εκτίμηση των γεωμετρικών και μηχανικών του ιδιοτήτων, καθώς αυτές αλλάζουν από θέση σε θέση, αλλά και τοπικά καθ' ύψος της ίδιας τομής.

Στο πλαίσιο της παρούσας μελέτης έγινε η παραδοχή ότι το τείχος είναι μονολιθικό και πακτωμένο στη βάση του. Η πάκτωση αυτή δεν του επιτρέπει να ολισθαίνει και να ανατρέπεται ως στερεό σώμα. Βέβαια, η μονολιθικότητα του τείχους δεν είναι απόλυτα ορθή από τη στιγμή που αυτό αποτελείται από ορθογωνικούς κι άλλου λίθους, όσο και από διάφορα κονιάματα και άλλα υλικά που έχουν χρησιμοποιηθεί και επηρεάζουν σημαντικά την αντοχή και τη δυναμική του απόκριση. Σημαντικό ρόλο παίζουν επίσης η έκταση και η ποιότητα των επισκευών που έχει δεχτεί κατά καιρούς αλλά και οι τυχόν αστοχίες που μπορεί να παρουσιάζει στην εσωτερική του πλευρά. Τα στοιχεία αυτά όμως είναι δύσκολο να συνυπολογισθούν με απόλυτη ακρίβεια κι έτσι αναγκαστικά πρέπει να γίνουν κάποιες παραδοχές και απλουστεύσεις (Psarropoulos et al., 2018).

Με βάση τα προαναφερθέντα, το μέτρο ελαστικότητας ( $E$ ) του νοτίου τείχους για τη θέση όπου μελετάται τέθηκε ίσο με  $7.9 \cdot 10^6$  kPa και ο λόγος Poisson ίσος με 0.25. Η ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων ( $V_s$ ) είναι ίση με 1091 m/s. Ακόμα, το ειδικό βάρος του τείχους θεωρήθηκε ίσο με  $26 \text{ kN/m}^3$ . Τέλος, το τείχος θεωρείται ότι συμπεριφέρεται γραμμικά ελαστικά, όπως και τα υπόλοιπα υλικά (επίχωση και βράχος).

#### 6.4. Έλεγχος προσομοιώματος νοτίου περιμετρικού τείχους Ακρόπολης

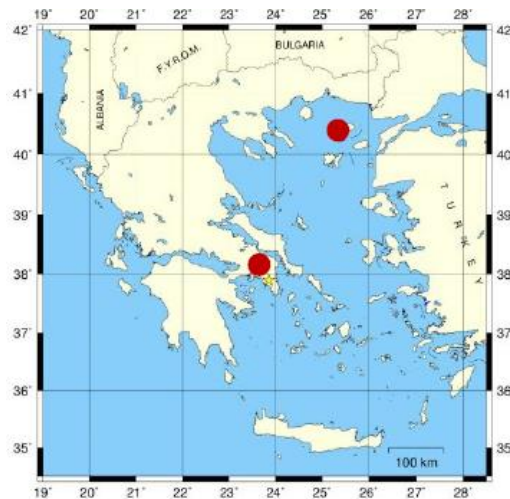
Όπως αναπτύχθηκε στην προηγούμενη ενότητα, το προσομοίωμα της Ακρόπολης αποτελείται από τρία υλικά: το βραχώδες υπόβαθρο, το υλικό επίχωσης και το υλικό του τείχους. Αρχικά, κρίθηκε αναγκαίο να πραγματοποιηθεί έλεγχος των αριθμητικών αποτελεσμάτων του προσομοιώματος, προκειμένου να επαληθευτούν οι εκτιμώμενες μηχανικές ιδιότητες που αναφέρθηκαν στην ενότητα 6.3 για τα υλικά του προσομοιώματος.



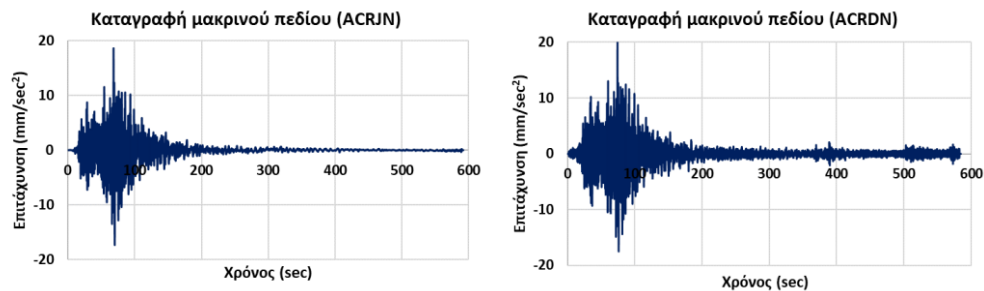
**Εικόνα 6.5:** Θέσεις εγκατεστημένων επιταχυνσιογράφων ACRJ και ACRD στην περιοχή μελέτης του νοτίου τείχους της Ακρόπολης (Ψαρρόπουλος κ.α., 2019).

Για τον έλεγχο του προσομοιώματος έγινε χρήση δύο πραγματικών καταγραφών, οι οποίες έχουν εξασφαλισθεί από το Εθνικό Αστεροσκοπείο Αθηνών και αναφέρονται σε πραγματικές σεισμικές διεγέρσεις. Οι συγκεκριμένες καταγραφές αφορούν επιταχυνσιογραφήματα από το δίκτυο επιταχυνσιογράφων του λόφου της Ακρόπολης, και συγκεκριμένα από τις θέσεις ACRJ (βάση του τείχους) και ACRD (κορυφή του τείχους) για την περιοχή μελέτης, όπως φαίνεται και στην Εικόνα 6.5. Οι καταγραφές αφορούν:

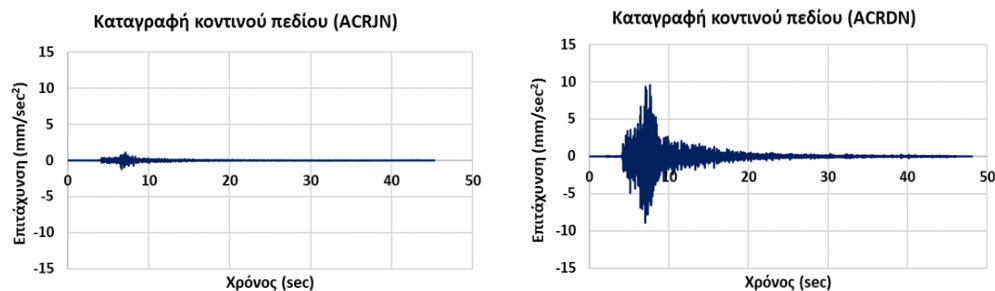
- Ένα ασθενές υψίσυχο σεισμικό γεγονός κοντινού πεδίου, κοντά στην Αθήνα (σε απόσταση 17 km βορειοδυτικά), με μέγεθος  $M_L=2.4$  και εστιακό βάθος 18.4 km, που πραγματοποιήθηκε στις 05/12/2014.
- Ένα ισχυρό χαμηλόσυχο περιφερειακό σεισμικό γεγονός (μακρινού πεδίου), 300 km από την Αθήνα (περιοχή Σαμοθράκης στο βόρειο Αιγαίο), με μέγεθος  $M_L=6.3$  και εστιακό βάθος 28.3 km, που έλαβε χώρα στις 24/05/2014.



**Εικόνα 6.6:** Γεωγραφική θέση των δύο εξεταζόμενων σεισμικών γεγονότων (Ψαρρόπουλος κ.α., 2019).



**Εικόνα 6.7:** Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης καταγραφής μακρινού πεδίου.

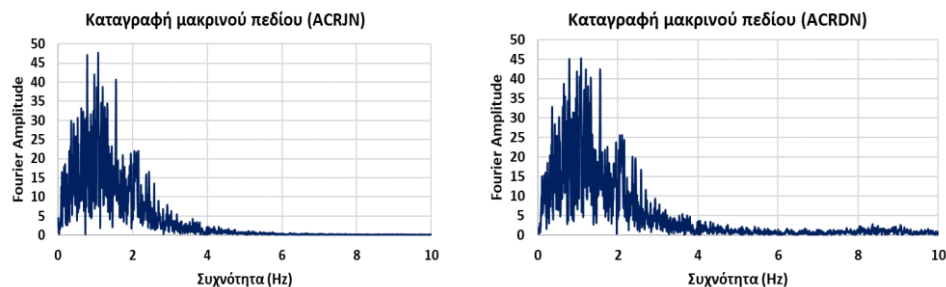


**Εικόνα 6.8:** Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης καταγραφής κοντινού πεδίου.

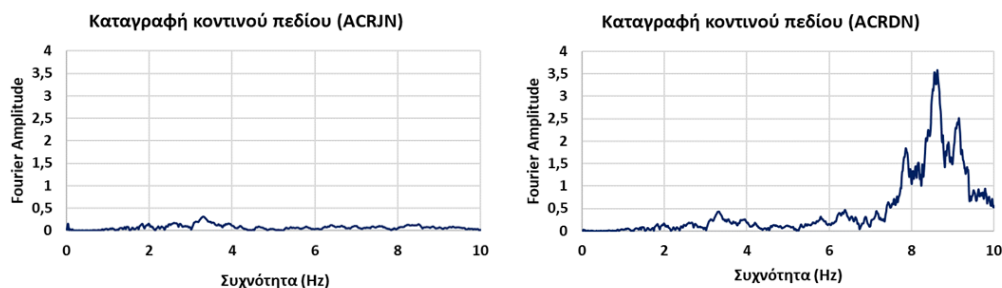
Στα διαγράμματα των Εικόνων 6.7 και 6.8 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες των δύο σεισμικών γεγονότων για τις θέσεις ACRJ και ACRD (στη βάση και στην κορυφή του τείχους, αντίστοιχα). Αξίζει να αναφερθεί ότι οι παραπάνω καταγραφές αναφέρονται στη διεύθυνση Βορρά-Νότου (συνιστώσα N-S). Επιλέχθηκε η συγκεκριμένη διεύθυνση λόγω του προσανατολισμού της τομής του τείχους που μελετάται, η οποία έχει αυτήν τη διεύθυνση. Από τις χρονοϊστορίες των σεισμικών καταγραφών παρατηρείται ότι στην περίπτωση του χαμηλόσυχνου σεισμού μακρινού πεδίου δεν υπάρχει ενίσχυση του σήματος από τη βάση στην κορυφή του τείχους. Αντίθετα, για τον υψίσυχνου σεισμό κοντινού πεδίου παρουσιάζεται μια σημαντική ενίσχυση του σήματος από τη βάση στην κορυφή. Είναι ακόμα προφανές, ότι το

ασθενές σεισμικό γεγονός χαρακτηρίζεται από χαμηλά επίπεδα επιτάχυνσης εδάφους (με χαμηλή μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA)) και σύντομη χρονική διάρκεια. Το σεισμικό γεγονός μακρινού πεδίου χαρακτηρίζεται από υψηλότερα επίπεδα επιτάχυνσης εδάφους και μεγαλύτερη χρονική διάρκεια.

Για τη διαδικασία της επαλήθευσης αξιοποιήθηκαν τα φάσματα Fourier των διεγέρσεων και των αποτελεσμάτων σε διάφορες θέσεις ελέγχου. Μια σεισμική διέγερση περιλαμβάνει ένα μεγάλο εύρος συχνοτήτων, όπου άλλες συχνότητες είναι πιο κυρίαρχες και άλλες λιγότερο. Με την ανάλυση Fourier εντοπίζεται πιο είναι το παραπάνω εύρος συχνοτήτων κάθε σεισμικής διέγερσης, καθώς και ποιες συγκεκριμένες συχνότητες είναι οι δεσπόζουσες. Για την κατασκευή των φασμάτων Fourier χρησιμοποιήθηκε, όπως και στο 5<sup>ο</sup> κεφάλαιο, το λογισμικό Seismosignal. Το λογισμικό αυτό έχει τη δυνατότητα εισαγωγής μιας χρονοϊστορίας και δημιουργίας του αντίστοιχου φάσματος Fourier.



**Εικόνα 6.9:** Φάσματα Fourier καταγραφής μακρινού πεδίου.

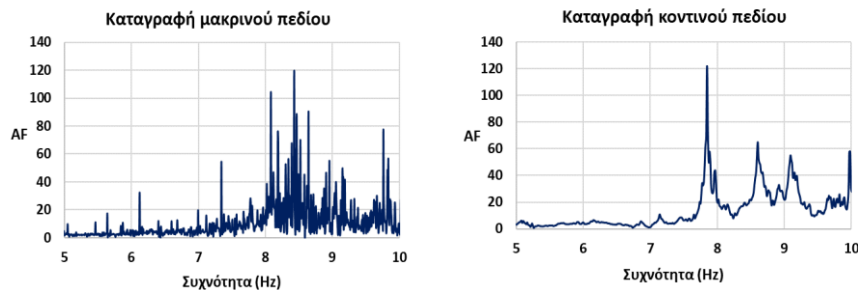


**Εικόνα 6.10:** Φάσματα Fourier καταγραφής κοντινού πεδίου.

Στις Εικόνες 6.9 και 6.10 παρουσιάζονται τα φάσματα Fourier για τις σεισμικές καταγραφές μακρινού και κοντινού πεδίου για τη βάση και την κορυφή του τείχους. Από τα φάσματα Fourier των καταγραφών παρατηρείται ότι το συχνотικό περιεχόμενο του σεισμού μακρινού πεδίου ουσιαστικά μηδενίζεται μετά τα 4 Hz, ενώ οι μέγιστες τιμές εμφανίζονται περίπου στο 1 Hz με μια τάξη μεγέθους της ενίσχυσης ίση περίπου 45. Ακόμα, είναι εύκολο να παρατηρηθεί ότι τα διαγράμματα Fourier για τη βάση και την κορυφή του τείχους ταυτίζονται. Αντιθέτως, στην καταγραφή κοντινού πεδίου, παρουσιάζονται διαφορετικά φάσματα στη βάση και την κορυφή. Οι μέγιστες τιμές στη βάση εμφανίζονται γύρω στα 3 Hz σε τιμές ενίσχυσης της τάξης του 0.3, ενώ στη κορυφή γύρω στα 8 Hz σε τιμές ενίσχυσης της τάξης του 3.5. Η μορφή των φασμάτων

για τη βάση και τη κορυφή για τον σεισμό κοντινού πεδίου καταδεικνύει και την ενίσχυση του σήματος που αναφέρθηκε στις χρονοϊστορίες επιτάχυνσης.

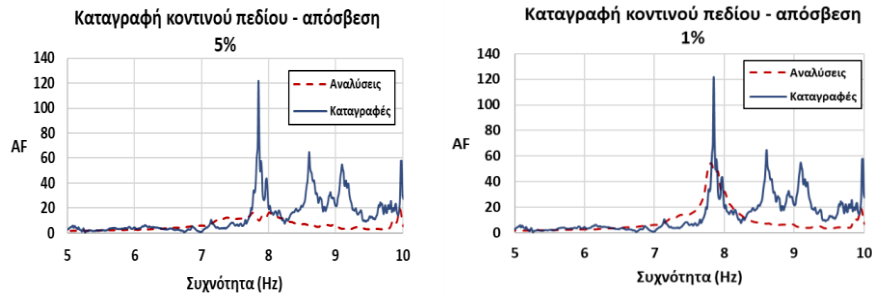
Στη συνέχεια, παράχθηκαν τα διαγράμματα ενίσχυσης (Amplification Factor - AF) της επιτάχυνσης για την κάθε καταγραφή. Τα διαγράμματα αυτά είναι ουσιαστικά η διαίρεση του φάσματος Fourier της κορυφής του τείχους προς το φάσμα Fourier της βάσης του τείχους. Χαρακτηριστικό των διαγραμμάτων ενίσχυσης AF είναι ότι με βάση αυτά είναι δυνατή η επαλήθευση του προσομοιώματος.



**Εικόνα 6.11:** Διαγράμματα ενίσχυσης AF για τις καταγραφές μακρινού και κοντινού πεδίου.

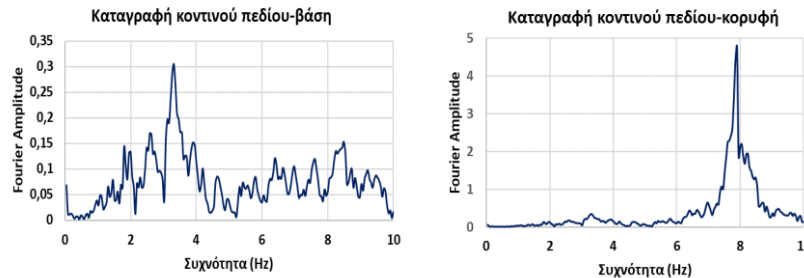
Στην Εικόνα 6.11 παρουσιάζονται τα διαγράμματα ενίσχυσης για τις δύο καταγραφές. Με βάση τα διαγράμματα αυτά, προσδιορίζεται και ο στόχος των αναλύσεων επαλήθευσης που ακολουθούν με το λογισμικό PLAXIS: να επαληθευτούν τα αποτελέσματα αυτά χρησιμοποιώντας το προσομοίωμα που έχει κατασκευαστεί με τις αντίστοιχες μηχανικές ιδιότητες που εκτιμήθηκαν στην ενότητα 6.3. Στη βάση του προσομοιώματος εφαρμόστηκε η κάθε μία από τις δύο σεισμικές καταγραφές στη θέση αυτή, στη συνέχεια από τις χρονοϊστορίες στη βάση και την κορυφή κατασκευάστηκαν τα αντίστοιχα φάσματα Fourier από την διαίρεση των οποίων προέκυψε το διάγραμμα ενίσχυσης AF, όπως έγινε προηγουμένως για τις πραγματικές χρονοϊστορίες. Από τη σύγκριση των διαγραμμάτων ενίσχυσης AF των καταγραφών και των αντίστοιχων αριθμητικών αναλύσεων μπορεί να ελεγχθεί η ορθότητα της υπολογιστικής προσομοίωσης. Για τη διαδικασία της σύγκρισης πρέπει να ληφθεί υπόψη ότι η θέση των χαρακτηριστικών κορυφών στον οριζόντιο άξονα οφείλεται στη δυσκαμψία του συστήματος τείχος-αντιστηριζόμενο έδαφος, ενώ το μέγεθος των κορυφών στον κατακόρυφο άξονα εξαρτάται από τις τιμές της απόσβεσης των υλικών. Στη συνέχεια, παρατίθεται η προαναφερθείσα διαδικασία για την καταγραφή κοντινού πεδίου.

Πέρα από τις άλλες ιδιότητες των υλικών, χρειάστηκε να εκτιμηθεί και να οριστικοποιηθεί η απόσβεση που χαρακτηρίζει το υλικό επίχωσης. Για τη διαδικασία αυτή χρειάστηκε να γίνουν αρκετές δοκιμές με το PLAXIS για διαφορετικές τιμές απόσβεσης αλλά και εύρη συχνοτήτων. Αρχικά, έγιναν δοκιμές για τιμές απόσβεσης εδάφους 5% και 1%, όμως η επαλήθευση των αποτελεσμάτων δεν κρίθηκε ικανοποιητική και για τον λόγο αυτό επιλέχθηκε μικρότερη τιμή απόσβεσης ίση με 0.5%. Για τη συγκεκριμένη τιμή απόσβεσης τα αποτελέσματα του προσομοιώματος ήταν πιο κοντά σε αυτά με των καταγραφών, γεγονός που οφείλεται στο πολύ χαμηλό επίπεδο σεισμικής έντασης -και κατ' επέκταση και απόσβεσης- των συγκεκριμένων διεγέρσεων στην περιοχή μελέτης.



**Εικόνα 6.12:** Διαγράμματα ενίσχυσης AF για εδαφικές αποσβέσεις 5% και 1%.

Στην Εικόνα 6.13 παρατίθενται τα φάσματα Fourier για τη βάση και την κορυφή του τείχους, για την καταγραφή από το σεισμικό γεγονός κοντινού πεδίου, τα οποία προέκυψαν από τις αναλύσεις. Στην Εικόνα 6.14 παρουσιάζεται το συγκριτικό διάγραμμα των συντελεστών ενίσχυσης AF, το οποίο προκύπτει από τα φάσματα των καταγραφών και τα αντίστοιχα των αναλύσεων, όπου και παρατηρείται μία πολύ ικανοποιητική προσέγγιση, ειδικά στη δεσπόζουσα συχνότητα των 8 Hz.



**Εικόνα 6.13:** Φάσμα Fourier αναλύσεων για τη βάση και την κορυφή του τείχους.



**Εικόνα 6.14:** Συγκριτικό διάγραμμα ενίσχυσης AF καταγραφών και αναλύσεων για απόσβεση 0,5% .

Πιο αναλυτικά, όπως μπορεί να παρατηρηθεί από το συγκριτικό διάγραμμα ενισχύσεων της Εικόνας 6.14, η σύγκλιση και κατ' επέκταση η επαλήθευση κρίνεται αρκετά ικανοποιητική μεταξύ των καταγραφών και των δυναμικών αναλύσεων με το PLAXIS. Επομένως, η εκτίμηση των μηχανικών ιδιοτήτων και η κατασκευή του προσομοιώματος είναι γενικά αρκετά ρεαλιστική και αξιόπιστη. Η ταύτιση των τιμών για τις συχνότητες περί τα 8 Hz, καθώς και τις μικρότερες συχνότητες είναι εμφανής. Παρόλα αυτά υπάρχουν σημαντικές αποκλίσεις σε μεγαλύτερες συχνότητες, κυρίως περί τα 9 Hz. Το γεγονός αυτό πιθανώς να οφείλεται σε αβεβαιότητες των μηχανικών



ιδιοτήτων, αλλά και του τρόπου δόμησης του τείχους (γεωμετρικές αβεβαιότητες), τα οποία είναι αρκετά δύσκολο να προσδιοριστούν και να προσομοιωθούν. Ακόμα, μπορεί να οφείλεται στην ύπαρξη κάποιου μέρους προγενέστερης τοιχοποιίας (παλαιότερο τείχος), πίσω από το υπάρχον σε χαμηλό ύψος, όπως έχουν καταδείξει παλαιότερες αρχιτεκτονικές τομές.

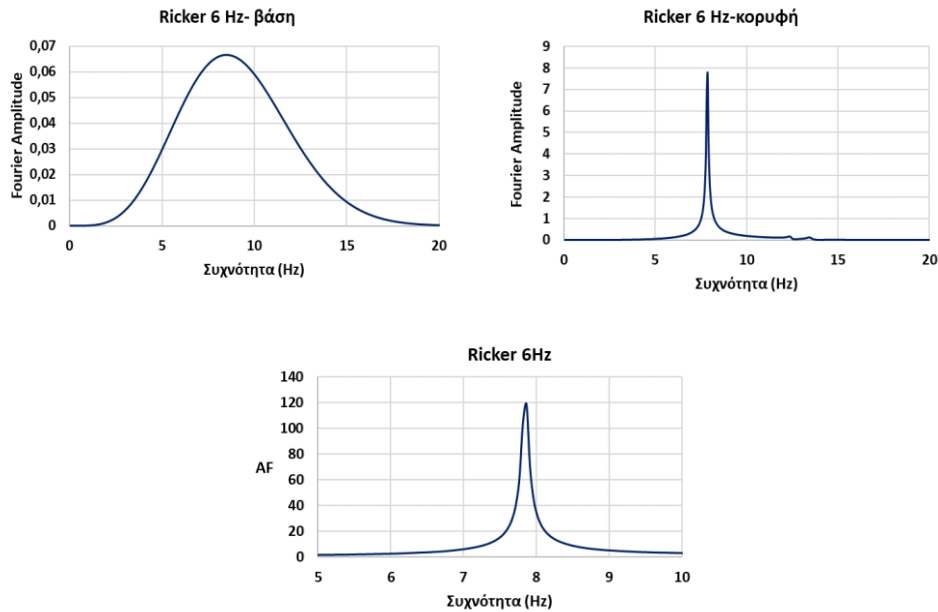
Ένα σημαντικό εύρημα είναι ο προσδιορισμός της δυσκαμψίας του συστήματος. Με βάση τα διαγράμματα που παρουσιάστηκαν, η ιδιοπερίοδος του συστήματος βράχου-επίχωσης-τείχους προσδιορίζεται στα 7.8 Hz. Η τιμή της ιδιοπεριόδου είναι σημαντική και για τις υπόλοιπες αναλύσεις που θα πραγματοποιηθούν, αλλά και γενικότερα για την μελέτη της σεισμικής απόκρισης του τείχους. Όπως γίνεται αντιληπτό, το τείχος επηρεάζεται σε μεγαλύτερο βαθμό από υψίσυχνα σεισμικά γεγονότα έναντι χαμηλόσυχων.



**Εικόνα 6.15:** Χρονοϊστορία παλμού Ricker 6 Hz.

Η εκτίμηση της σχετικής δυσκαμψίας του μελετώμενου συστήματος επιλέχθηκε να εξακριβωθεί περαιτέρω και με τη χρήση ενός παλμού Ricker. Ο παλμός Ricker μπορεί να δώσει μια καλύτερη εικόνα της σεισμικής απόκρισης μιας κατασκευής, διότι περιλαμβάνει ένα μεγάλο εύρος συχνοτήτων, που μπορεί να μην ισχύει για μια συγκεκριμένη σεισμική διέγερση. Για την παρούσα μελέτη χρειάστηκε να επιλεγεί η κεντρική συχνότητα του παλμού Ricker που προσαρμόζεται καλύτερα στο συχνοτικό περιεχόμενο της σεισμικής διέγερσης κοντινού πεδίου. Με βάση τις προαναφερθείσες δυναμικές αναλύσεις, επιλέχθηκε η κεντρική συχνότητα του παλμού Ricker να ισούται με 6 Hz.

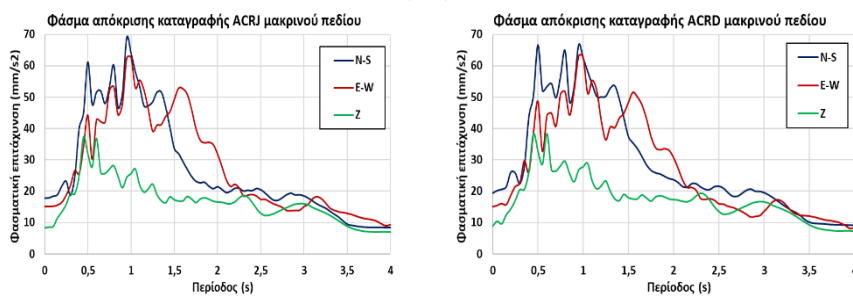
Στην Εικόνα 6.16 απεικονίζονται τα φάσματα Fourier του παλμού Ricker 6Hz για τη βάση και την κορυφή του τοίχου, αλλά και το διάγραμμα ενίσχυσης που προκύπτει από την διαίρεσή τους. Από το διάγραμμα ενίσχυσης επαληθεύεται η ιδιοσυχνότητα του συστήματος βράχου-επίχωσης-τείχους, η οποία όπως προαναφέρθηκε είναι ίση με 7.8 Hz. Ακόμα, παρατηρείται και πάλι ότι τα διαγράμματα ενίσχυσης AF είναι ανεξάρτητα από την επιβαλλόμενη διέγερση, καθώς ο συντελεστής ενίσχυσης AF είναι ίσος με περίπου 120, όπως ακριβώς και στην προαναφερθείσα περίπτωση της σεισμικής διέγερσης κοντινού πεδίου.



**Εικόνα 6.16:** Φάσματα Fourier στη βάση και στην κορυφή και διάγραμμα ενίσχυσης AF για παλμό Ricker 6 Hz.

## 6.5. Φάσματα καταγραφών για το τείχος της Ακρόπολης

Προκειμένου να γίνει περισσότερο κατανοητή η σεισμική συμπεριφορά του νοτίου περιμετρικού τείχους της Ακρόπολης κρίθηκε απαραίτητο να κατασκευαστούν τα φάσματα απόκρισης των δύο πραγματικών καταγραφών που παρουσιάστηκαν στην ενότητα 6.4. Τα φάσματα αφορούν όλες τις διευθύνσεις της κάθε διέγερσης. Τα φάσματα απόκρισης που θα παρουσιαστούν στη συνέχεια κατασκευάστηκαν με βάση τις χρονοϊστορίες των δύο σεισμικών γεγονότων μακρινού και κοντινού πεδίου από τους δύο επιταχυνσιογράφους στη βάση του τείχους (ACRJ) και στην κορυφή του (ACRD).

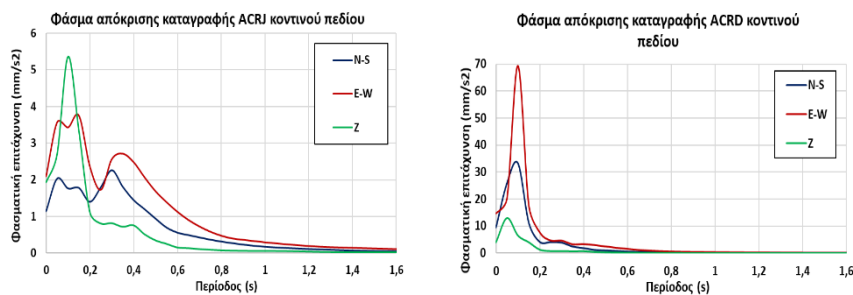


**Εικόνα 6.17:** Φάσματα απόκρισης καταγραφής μακρινού πεδίου.

Στην Εικόνα 6.17 παρουσιάζονται τα φάσματα απόκρισης της καταγραφής μακρινού πεδίου για τη βάση και την κορυφή του τείχους και αφορούν την οριζόντια συνιστώσα N-S (βορρά-νότου), την συνιστώσα E-W (ανατολή-δύση) και την κατακόρυφη συνιστώσα Z της διέγερσης. Όπως μπορεί να παρατηρηθεί, η απόκριση από τη βάση στην κορυφή δεν αλλάζει. Το γεγονός αυτό παρατηρείται και για τις τρεις

συνιστώσες. Ακόμα, παρατηρείται ότι η συνιστώσα με τη μεγαλύτερη φασματική επιτάχυνση είναι η N-S.

Η ιδιοπερίοδο της καταγραφής αυτής είναι ίση με 1 sec. Συνεπώς, η ιδιοσυχνότητα είναι ίση με 1 Hz. Η ιδιοσυχνότητα του συστήματος τείχος-βραχώδης υπόβαθρο-υλικό επίχωσης έχει υπολογισθεί προηγουμένως στα 7.8 Hz. Γίνεται επομένως και πάλι αντιληπτό ότι οι μακρινές καταγραφές, που συνήθως χαρακτηρίζονται από χαμηλές συχνότητες, δεν είναι ικανές να προκαλέσουν ιδιαίτερη καταπόνηση στο τείχος και επομένως να προκαλέσουν σημαντικές βλάβες σε αυτό. Το γεγονός αυτό οφείλεται στο ότι οι ιδιοσυχνότητες των διεγέρσεων αυτών απέχουν από τις συχνότητες συντονισμού του τείχους.



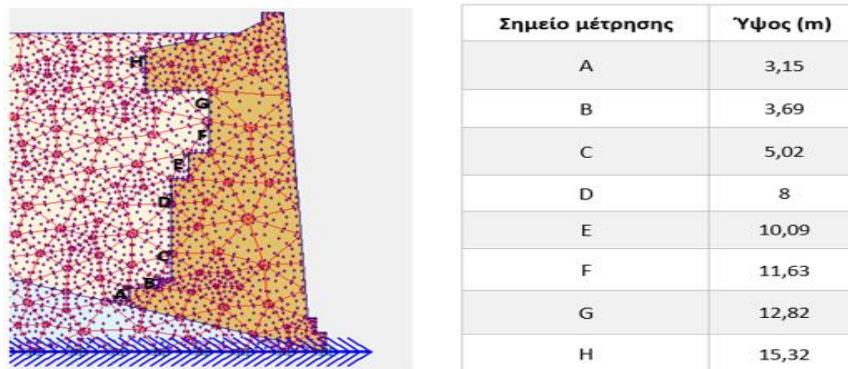
**Εικόνα 6.18:** Φάσματα απόκρισης καταγραφής κοντινού πεδίου.

Στην Εικόνα 6.18 παρουσιάζονται τα φάσματα απόκρισης της καταγραφής κοντινού πεδίου για τη βάση και την κορυφή του τείχους. Όπως και στην περίπτωση της καταγραφής μακρινού πεδίου έτσι και σε αυτήν την περίπτωση, αφορούν τις συνιστώσες N-S, E-W και την κατακόρυφη συνιστώσα Z του σεισμικού γεγονότος. Η διαφοροποίηση των φασμάτων απόκρισης μεταξύ της βάσης και της κορυφής είναι εμφανής. Σε ότι αφορά τη βάση του τείχους, οι φασματικές επιταχύνσεις κυμαίνονται σε χαμηλά επίπεδα, τα οποία ενισχύονται σημαντικά στην κορυφή του τείχους για όλες τις συνιστώσες. Ακόμα, παρατηρείται ότι η ιδιοπερίοδος στη κορυφή του τείχους παρουσιάζει μια ελάχιστη μείωση σε σχέση με τη βάση του. Η μείωση αυτή είναι εντονότερη στην περίπτωση της συνιστώσας N-S, όπου μειώνεται από 0.3 sec στα 0.2 sec. Όπως φαίνεται από την Εικόνα 6.18, τη μεγαλύτερη φασματική επιτάχυνση την έχει η συνιστώσα E-W. Παρόλα αυτά, η συνιστώσα αυτή διεγείρει το τείχος εντός επιπέδου και δεν προκαλεί τόση καταπόνηση όσο η συνιστώσα N-S.

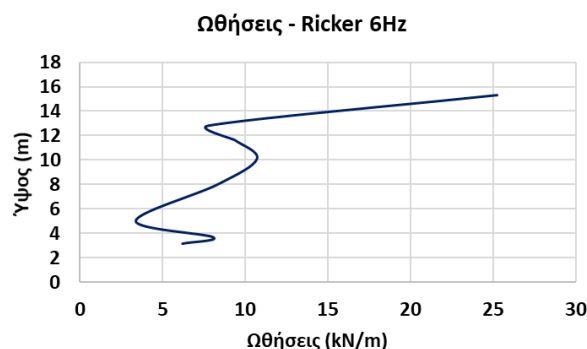
Συγκρίνοντας τα φάσματα της καταγραφής μακρινού και κοντινού πεδίου, προκύπτει ότι σε σεισμούς κοντινού πεδίου οι ιδιοσυχνότητες είναι υψηλότερες (υψίσυχνοι σεισμοί) σε σύγκριση με τους σεισμούς μακρινού πεδίου. Οπότε, εξαιτίας του γεγονότος ότι η ιδιοσυχνότητα του συστήματος τείχους-βραχώδους υποβάθρου-υλικού επίχωσης ισούται με 7.8 Hz, οι σεισμοί κοντινού πεδίου είναι ικανοί να προκαλέσουν πιο σημαντικές βλάβες στο τείχος, ανάλογα βέβαια και το επίπεδο της σεισμικής διέγερσης στην περιοχή του λόφου της Ακρόπολης, που για τις συγκεκριμένες καταγραφές ήταν πολύ χαμηλό.

## 6.6. Προσδιορισμός των δυναμικών ωθήσεων επι του τείχους

Όπως είναι εύκολο αντιληπτό, ένας πολύ κρίσιμος παράγοντας καταπόνησης του τείχους είναι ο σεισμικός κίνδυνος. Οι σεισμικές διεγέρσεις εντείνουν τις εδαφικές ωθήσεις που δρουν στο τείχος, με αποτέλεσμα να μπορεί να προκληθούν σοβαρά προβλήματα στην ακεραιότητα του, καθώς και των υπόλοιπων δομημάτων του λόφου της Ακρόπολης. Η μελέτη των εδαφικών ωθήσεων πραγματοποιήθηκε μετά από ελαστική δυναμική ανάλυση με χρήση του παλμού Ricker 6 Hz. Στην Εικόνα 6.19 παρουσιάζονται τα σημεία των μετρήσεων στην πίσω παρειά του νοτίου τείχους. Για την κατασκευή του διαγράμματος της κατανομής των ωθήσεων επιλέχθηκαν οκτώ σημεία ελέγχου. Τα σημεία ελέγχου επιλέχθηκαν έτσι ώστε να ληφθούν μετρήσεις σε ολόκληρο το ύψος του τείχους, αλλά και στα διαφορετικά πάχη που παρουσιάζει από τη βάση έως την κορυφή.



Εικόνα 6.19: Σημεία ελέγχου δυναμικών ωθήσεων καθ' ύψος του τείχους.



Εικόνα 6.20: Διάγραμμα κατανομής μέγιστων ωθήσεων επι του νοτίου τείχους της Ακρόπολης.

Στην Εικόνα 6.20 παρουσιάζεται το διάγραμμα της κατανομής των μέγιστων ωθήσεων επί του νοτίου τείχους. Αρχικά, μπορεί να παρατηρηθεί ότι η κατανομή των ωθήσεων στο νότιο τείχος της Ακρόπολης ακολουθεί όμοια μορφή με την αντίστοιχη κατανομή των δυναμικών ωθήσεων για ένα μερικώς δύσκαμπτο τοίχο (βλ. Εικόνα 5.31). Η κατανομή αυτή έχει τη χαρακτηριστική μορφή ενός τελικού σίγματος. Προφανώς, οι όποιες διαφορές στη μορφή της κατανομής, αλλά και στις τιμές των δυναμικών

ωθήσεων μεταξύ των δύο περιπτώσεων οφείλεται στην περίπλοκη γεωμετρία του τείχους έναντι του απλού τοίχου αντιστήριξης.

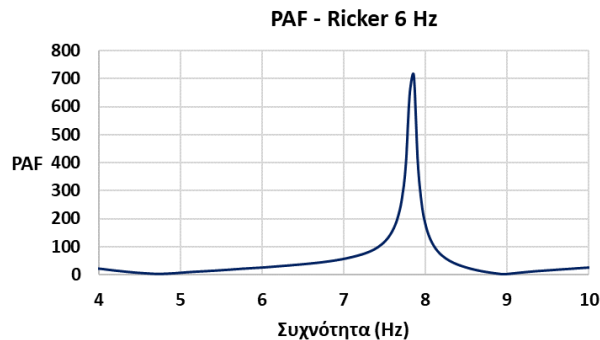
Μέγιστες τιμές εδαφικών ωθήσεων – Ricker 6 Hz		
Σημεία ελέγχου	Ύψος (m)	Ωθήσεις (kN/m)
A	3.15	6.18
B	3.69	8.03
C	5.02	3.36
D	8.00	8.31
E	10.09	10.69
F	11.63	9.36
G	12.82	7.76
H	15.32	25.23

**Πίνακας 6.1:** Μέγιστες τιμές εδαφικών ωθήσεων επί του νοτίου τείχους της Ακρόπολης για τον παλμό Ricker 6Hz.

Όπως παρατηρείται, στη βάση οι ωθήσεις παρουσιάζουν σχετικά χαμηλές τιμές. Οι χαμηλότερες ωθήσεις παρουσιάζονται στο σημείο ελέγχου C, όπου φτάνουν τα 3.36 kN/m. Στο μεσαίο τμήμα του τείχους, οι ωθήσεις εμφανίζονται σαφώς μεγαλύτερες σε σύγκριση με το κατώτερο τμήμα, φτάνοντας ακόμα και τα 10.69 kN/m στο σημείο ελέγχου E. Τα σημεία ελέγχου G και F έχουν τοποθετηθεί στο σημείο του τείχους με το μικρότερο πάχος. Στα σημεία αυτά, οι εδαφικές ωθήσεις παρουσιάζουν μια αισθητή μείωση σε σύγκριση με το μεσαίο τμήμα του τείχους. Το γεγονός αυτό καταδεικνύει το σημαντικό ρόλο του πάχους του τείχους στη διαμόρφωση της κατανομής των δυναμικών ωθήσεων. Αντίθετα, στο σημείο ελέγχου H, όπου το τείχος χαρακτηρίζεται από το μέγιστο πάχος, οι ωθήσεις εμφανίζονται αρκετά αυξημένες, φτάνοντας τα 25.23 kN/m.

Συμπερασματικά, μπορεί να ειπωθεί ότι οι δυναμικές ωθήσεις παρουσιάζονται μεγαλύτερες στο άνω τμήμα του τείχους σε σύγκριση με το μεσαίο και το κατώτερο. Το γεγονός αυτό οφείλεται κυρίως στην επίδραση του κεκλιμένου υποβάθρου του βράχου της Ακρόπολης που έχει ως συνέπεια το πάχος του υλικού επίχωσης πίσω από το ανώτερο τμήμα του τείχους να είναι μεγαλύτερο και επομένως να δημιουργεί και μεγαλύτερες εδαφικές ωθήσεις. Σημαντικό ρόλο στη διαμόρφωση της κατανομής των εδαφικών ωθήσεων έχει και η γεωμετρία του τείχους. Με βάση τα ανώτερο τμήμα του τείχους, όπου το πάχος του υλικού επίχωσης είναι περίπου ίδιο για τα σημεία ελέγχου, προκύπτει ότι στα σημεία όπου το τείχος χαρακτηρίζεται από μεγάλο πάχος, οι ωθήσεις εμφανίζονται αρκετά μεγάλες. Αντίθετα, στο τμήμα του τείχους με το μικρότερο πάχος, οι ωθήσεις είναι μικρότερες. Οι μικρές δυναμικές ωθήσεις που εμφανίζονται στο κατώτερο τμήμα είναι αποτέλεσμα του μικρού πάχους του υλικού επίχωσης στο τμήμα αυτό. Επομένως, η κατανομή των ωθήσεων εξαρτάται τόσο από το πάχος του υλικού επίχωσης και κατ' επέκταση τις κλίσεις του βραχώδους υποβάθρου, όσο και από τη γεωμετρία του τείχους.

Η μελέτη της κατανομής των εδαφικών ωθήσεων πραγματοποιήθηκε με βάση τις τιμές των μέγιστων ωθήσεων σε κάθε σημείο ελέγχου. Για τη μελέτη των συνολικών εδαφικών ωθήσεων στο πεδίο των συχνοτήτων, κατασκευάστηκε το διάγραμμα ενίσχυσης των εδαφικών ωθήσεων (PAF) για τη συγκεκριμένη θέση μελέτης του νοτίου περιμετρικού τείχους της Ακρόπολης. Στην Εικόνα 6.21 παρουσιάζεται το διάγραμμα PAF για τον παλμό Ricker 6 Hz, το οποίο κατασκευάστηκε με τη διαδικασία που παρουσιάστηκε στο 5<sup>ο</sup> κεφάλαιο.



**Εικόνα 6.21:** Διάγραμμα ενίσχυσης εδαφικών ωθήσεων PAF νοτίου τείχους Ακρόπολης.

Όπως παρατηρείται από το διάγραμμα ενίσχυσης των εδαφικών ωθήσεων για το νότιο τείχος της Ακρόπολης, ο μεγαλύτερος συντελεστής PAF εμφανίζεται για τη συχνότητα συντονισμού στα 7.8 Hz. Στη συχνότητα αυτή η τιμή του συντελεστή PAF φτάνει την τιμή 711. Αξίζει να σημειωθεί ότι η τιμή του συντελεστή βρίσκεται σε υψηλά επίπεδα για όλες τις συχνότητες που βρίσκονται κοντά στη συχνότητα συντονισμού. Επομένως, ένα σεισμικό γεγονός το οποίο χαρακτηρίζεται από τις συγκεκριμένες συχνότητες θα συντονίσει το σύστημα τείχος-βραχώδες υπόβαθρο-επίχωση και θα προκαλέσει ισχυρές δυναμικές ωθήσεις στο τείχος. Αντίθετα, ο συντελεστής PAF χαρακτηρίζεται από χαμηλές τιμές στις συχνότητες μέχρι και 6 Hz, αλλά και σε αυτές που είναι μεγαλύτερες από τα 8.5 Hz. Οι τιμές του συντελεστή PAF στα συγκεκριμένα εύρη συχνοτήτων κυμαίνονται από 1 έως και 25.

Κατά συνέπεια, με βάση τη γεωμετρία και τις μηχανικές ιδιότητες τόσο του τείχους όσο και του υλικού επίχωσης, προκύπτει το συμπέρασμα ότι το νότιο τείχος της Ακρόπολης, δέχεται μεγαλύτερες ωθήσεις σε σεισμικές διεγέρσεις με υψηλές συχνότητες. Οι υψίσυχνες διεγέρσεις είναι υπεύθυνες για την δημιουργία μεγάλων εδαφικών ωθήσεων κυρίως στο ανώτερο τμήμα του τείχους. Το γεγονός αυτό μπορεί να επαληθευτεί και από τις χρονοϊστορίες βάσης και κορυφής της υψίσυχνης διέγερσης που παρουσιάστηκε στην ενότητα 6.4 αλλά και τα φάσματα απόκρισης που κατασκευάστηκαν στην ενότητα 6.5. Για τη διέγερση αυτή παρουσιάστηκε σημαντική ενίσχυση του σεισμικού σήματος από τη βάση στη κορυφή, γεγονός που καταδεικνύει τη σημαντική επίδραση της στο τείχος.

Οι χαμηλόσυχνες σεισμικές διεγέρσεις είναι αυτές που προκαλούν τις μικρότερες εδαφικές ωθήσεις στο τείχος. Το γεγονός αυτό επαληθεύεται από την καταγραφή μακρινού πεδίου της ενότητας 5.4. Στην περίπτωση αυτή το σεισμικό σήμα δεν



ενισχύθηκε από τη βάση στη κορυφή και η επιρροή της συγκεκριμένης σεισμικής διέγερσης στο τείχος ήταν πολύ μικρή. Πρέπει να τονισθεί ότι σημαντικό ρόλο στη διαμόρφωση του συντελεστή PAF έχει η κλίση του βραχώδους υποβάθρου, καθώς εάν αυτό ήταν οριζόντιο, η απόκριση του τείχους σε ότι αφορά τον συντελεστή εδαφικών ωθήσεων θα ήταν πολύ διαφορετική.

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7**

### **ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΓΕΩΑΦΡΟΥ EPS ΣΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΤΟΥ ΝΟΤΙΟΥ ΤΕΙΧΟΥΣ ΤΗΣ ΑΚΡΟΠΟΛΗΣ**

---

#### **7.1. Εισαγωγή**

Στο κεφάλαιο αυτό πραγματοποιείται μια εκτενής παραμετρική διερεύνηση, η οποία αφορά την τοποθέτηση γεωαφρού EPS στην πίσω παρειά του τείχους της Ακρόπολης, προκειμένου να μελετηθεί εάν επιτυγχάνονται σημαντικές μειώσεις στις αναπτυσσόμενες δυναμικές ωθήσεις. Η τοποθέτηση γεωαφρού EPS μπορεί να χαρακτηριστεί ως ένα οικονομοτεχνικά εφαρμόσιμο, σύγχρονο, αλλά ταυτόχρονο ήπιο και αναστρέψιμο, μέτρο προστασίας του τείχους από τις σεισμικές διεγέρσεις, οι οποίες αποτελούν τον μεγαλύτερο κίνδυνο για την πρόκληση βλαβών και κατ' επέκταση την κατάρρευση τμημάτων του τείχους. Παράλληλα, αποτελεί μια επέμβαση που δεν αλλοιώνει οπτικά το μνημείο και σέβεται απόλυτα τον ιστορικό και πολιτισμικό του χαρακτήρα, αφού τοποθετείται εντός των επιχώσεων του τείχους και επικαλύπτεται από αυτές. Ακόμα, αποτελεί ένα τεχνολογικά προηγμένο υλικό, φιλικό προς το περιβάλλον που δεν εκπέμπει ρυπογόνες ουσίες στο έδαφος.

Η παραμετρική διερεύνηση που παρουσιάζεται αφορά τον τύπο του γεωαφρού EPS που χρησιμοποιείται, αλλά και το πάχος εφαρμογής του πίσω από το τείχος. Οι δύο τύποι γεωαφρού EPS που εξετάζονται είναι ο EPS19 (μαλακός γεωαφρός) και ο EPS39 (σκληρός γεωαφρός), σύμφωνα με τα αμερικανικά πρότυπα ASTM D6817. Λόγω της περίπλοκης γεωμετρίας του τείχους, το εφαρμοζόμενο πάχος του EPS δεν μπορεί να είναι ενιαίο σε κάθε στάθμη του ύψους του. Για τον λόγο αυτόν, γίνεται διερεύνηση με βάση το μέσο πάχος του γεωαφρού. Τα πάχη που μελετώνται είναι 2.4 m, 4.3 m και 6.3 m, για κάθε τύπο του EPS. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται τα διαγράμματα της ενίσχυσης της εδαφικής επιτάχυνσης (AF), της κατανομής των δυναμικών ωθήσεων και της ενίσχυσης των εδαφικών ωθήσεων (PAF) για το σύνολο των 2Δ δυναμικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν.

Επίσης, πραγματοποιείται διερεύνηση και εξαγωγή αντίστοιχων διαγραμμάτων για την εφαρμογή γεωαφρού EPS19 και EPS39 μόνο στο ανώτερο τμήμα του τείχους, αλλά και μόνο στο κατώτερο τμήμα του, για όλα τα εξεταζόμενα πάχη του υλικού. Ακολούθως, πραγματοποιείται σύγκριση των αποτελεσμάτων σε σχέση με τα αντίστοιχα για τοποθέτηση του συγκεκριμένου υλικού σε ολόκληρο το ύψος του τείχους.

## 7.2. Εφαρμογή γεωαφρού EPS στο συνολικό ύψος του τείχους

### 7.2.1. Περίπτωση εφαρμογής γεωαφρού τύπου EPS19

Αρχικά, προκειμένου να μελετηθεί η σεισμική απόκριση του τείχους και η απομείωση των δυναμικών ωθήσεων, χρησιμοποιήθηκε γεωαφρός τύπου EPS19 σύμφωνα με τα αμερικάνικα πρότυπα ASTM D6817 (βλ. Εικόνα 7.1). Το μέτρο ελαστικότητας (E) του συγκεκριμένου τύπου EPS είναι ίσο με 4000 kPa, η πυκνότητα του υλικού είναι 19 kg/m<sup>3</sup>, ενώ ο λόγος Poisson ισούται με 0.05. Γενικότερα, ο συγκεκριμένος τύπος EPS μπορεί να χαρακτηριστεί ως ένας μαλακός γεωαφρός. Το EPS προσομοιώνεται ως ένα γραμμικό ελαστικό υλικό. Η απόσβεσή του θεωρείται πολύ μικρή σύμφωνα (Ξενάκη, 2005).

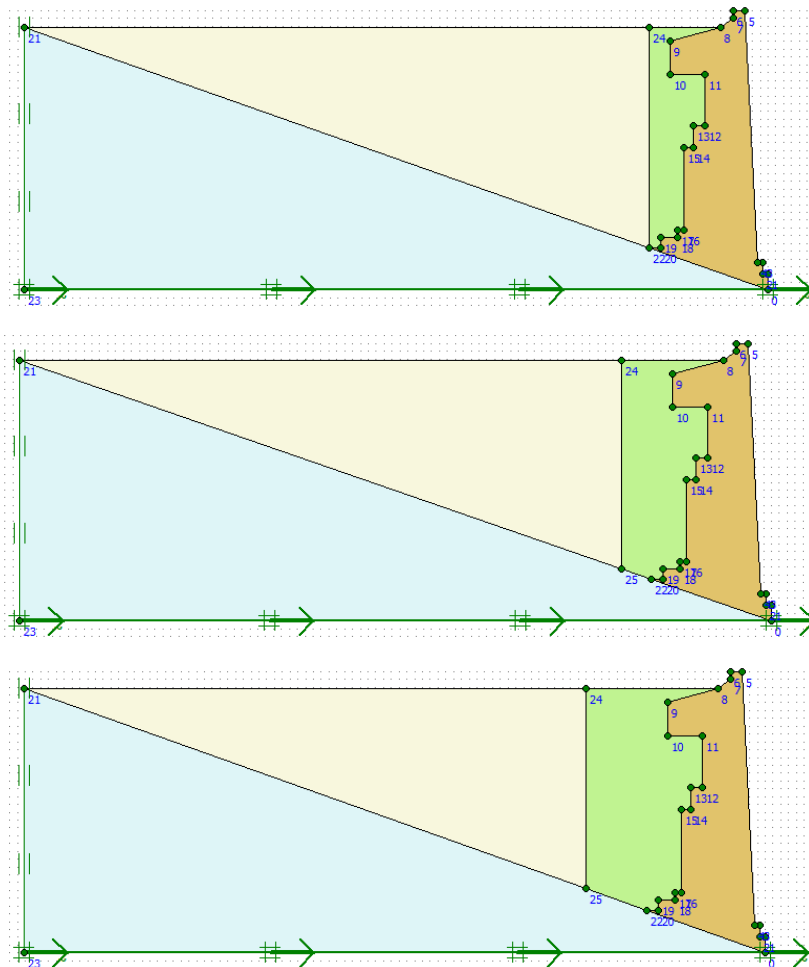
PRODUCT		FOAM-CONTROL GEOFOAM						
		12	15	19	22	29	39	46
Density <sup>1</sup> , min.	lb/ft <sup>3</sup> (kg/m <sup>3</sup> )	0.70 (11.2)	0.90 (14.4)	1.15 (18.4)	1.35 (21.6)	1.80 (28.8)	2.40 (38.4)	2.85 (45.7)
Compressive Resistance <sup>1,2</sup> @ 1% deformation, min.	psi psf (kPa)	2.2 320 (15)	3.6 520 (25)	5.8 840 (40)	7.3 1050 (50)	10.9 1570 (75)	15.0 2160 (103)	18.6 2680 (128)
Elastic Modulus, min	psi (kPa)	220 (1500)	360 (2500)	580 (4000)	730 (5000)	1090 (7500)	1500 (10300)	1860 (12800)
Flexural Strength <sup>1</sup> , min.	psi (kPa)	10.0 (69)	25.0 (172)	30.0 (207)	35.0 (240)	50.0 (345)	60.0 (414)	75.0 (517)
Water Absorption by total immersion, max.,	vol. %	4.0	4.0	3.0	3.0	2.0	2.0	2.0
Oxygen Index <sup>1</sup> , min.	vol. %	24	24	24	24	24	24	24
Buoyancy Force	lb/ft <sup>3</sup> (kg/m <sup>3</sup> )	61.7 (990)	61.5 (980)	61.3 (980)	61.1 (980)	60.6 (970)	60.0 (960)	59.5 (950)
ASTM D6817 Compliance, Type		EPS12	EPS15	EPS19	EPS22	EPS29	EPS39	EPS46

**Εικόνα 7.1:** Μηχανικές ιδιότητες των διαφορετικών τύπων EPS κατά ASTM D6817.

Στο πλαίσιο της παραμετρικής διερεύνησης, μελετήθηκε η απόκριση του τείχους και η απομείωση των δυναμικών ωθήσεων για τρία διαφορετικά πάχη εφαρμογής του γεωαφρού EPS. Λόγω της ιδιαίτερης γεωμετρίας του, τα πάχη εφαρμογής του γεωαφρού δεν ήταν δυνατόν να οριστούν ενιαία σε ολόκληρο το ύψος του. Έτσι, σε κάθε ύψος του τείχους και ανάλογα με τη γεωμετρία του, το πάχος του EPS είναι διαφορετικό. Επομένως, ορίστηκαν τρία μέσα πάχη διερεύνησης στα 2.4 m, 4.3 m και 6.3 m που αφορούν την τοποθέτηση του γεωαφρού σε ολόκληρο το ύψος του τείχους. Το προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε είναι όμοιο με αυτό που παρουσιάστηκε στη ενότητα 6.3. Για τη διακριτοποίηση του προσομοιώματος χρησιμοποιήθηκαν τριγωνικά δεκαπεντακομβικά πεπερασμένα στοιχεία σε ένα πολύ πυκνό δίκτυο, προκειμένου τα αποτελέσματα των αναλύσεων να χαρακτηρίζονται από μεγάλη ακρίβεια. Στην Εικόνα 7.2 παρουσιάζονται τα προσομοιώματα του τείχους με την προσθήκη του γεωαφρού EPS19 για τα τρία διαφορετικά μέσα πάχη διερεύνησης.

Το σύνολο των δυναμικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν για τις τρεις περιπτώσεις μελέτης ήταν 2Δ γραμμικές ελαστικές αναλύσεις με χρήση του παλμού

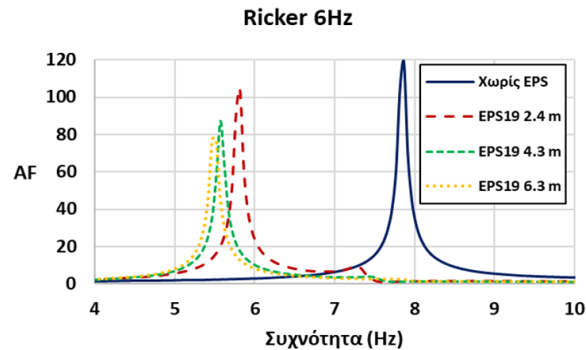
Ricker 6 Hz. Τα σημεία ελέγχου στα οποία λήφθηκαν οι μετρήσεις είναι τα ίδια με την περίπτωση του τείχους χωρίς γεωαφρό EPS (βλ. Εικόνα 6.19). Στην Εικόνα 7.3 παρουσιάζεται το διάγραμμα ενίσχυσης (AF) της επιτάχυνσης από τη βάση στη κορυφή για όλες τις περιπτώσεις μελέτης, καθώς και για την περίπτωση που δεν έχει τοποθετηθεί γεωαφρός EPS19. Όπως μπορεί να παρατηρηθεί, όσο αυξάνεται το πάχος εφαρμογής του γεωαφρού EPS19, τόσο περισσότερο εύκαμπτο γίνεται το σύστημα τείχος-βράχος-επίχωση και συνεπώς μειώνεται η ιδιοσυχνότητά του. Το φαινόμενο αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι το EPS χαρακτηρίζεται από πολύ μικρό βάρος σε σύγκριση με το υλικό επίχωσης. Οπότε, η ιδιοσυχνότητά του μειώνεται με την αφαίρεση μάζας από το σύστημα, από τη τοποθέτηση του EPS19 αντί εδαφικού υλικού πίσω από το τείχος.



**Εικόνα 7.2:** Προσομοιώματα νοτίου τείχους Ακρόπολης με προσθήκη γεωαφρού EPS19 για μέσο πάχος 2.4 m, 4.3 m και 6.3 m.

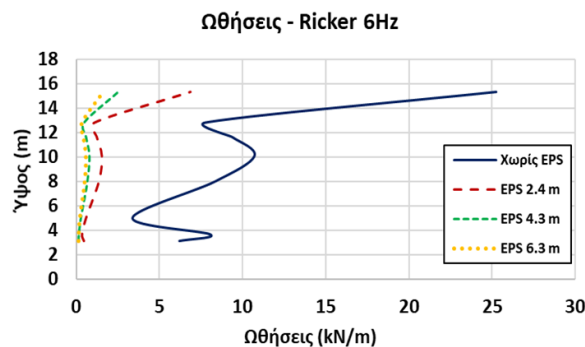
Μπορεί εύκολα να παρατηρηθεί ότι η μείωση της ιδιοσυχνότητας του συστήματος είναι πολύ μεγάλη από την αρχική κατάσταση, που δεν έχει τοποθετηθεί το EPS19 μέχρι την τοποθέτηση του EPS19 ακόμα και σε μικρό μέσο πάχος 2.4 m. Η αρχική ιδιοσυχνότητα του συστήματος, όπως αναφέρθηκε και στην ενότητα 6.4, είναι ίση με 7.8 Hz. Ύστερα από την τοποθέτηση του EPS μέσου πάχους 2.4 m, μειώνεται στα 5.8 Hz. Στη συνέχεια, όσο αυξάνεται το πάχος του EPS19, η περαιτέρω μείωση της

ιδιοσυχνότητας του συστήματος είναι όλο και μικρότερη. Η τοποθέτηση EPS19 σε μέσο πάχος 4.3 m οδηγεί σε ιδιοσυχνότητα του συστήματος στα 5.56 Hz. Αντίστοιχα, για πάχος εφαρμογής ίσο με 6.3 m, η ιδιοσυχνότητα ισούται με 5.51 Hz.



**Εικόνα 7.3:** Συγκριτικό διάγραμμα ενίσχυσης της επιτάχυνσης AF για τα διαφορετικά πάχη εφαρμογής του EPS19.

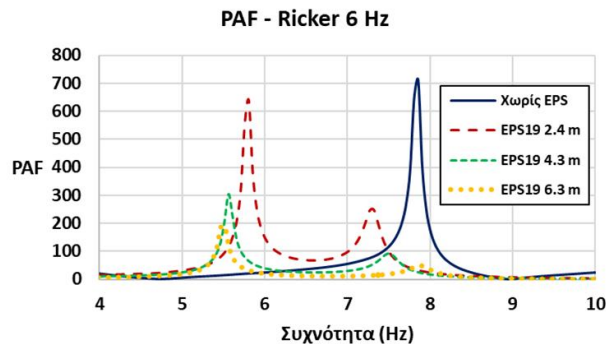
Παράλληλα, προκύπτει και μείωση του συντελεστή ενίσχυσης AF με την αύξηση του πάχους του EPS19. Αρχικά, ο συντελεστής AF για την περίπτωση που δεν έχει τοποθετηθεί EPS είναι ίσος με 118. Για μέσο πάχος εφαρμογής 2.4 m του γεωαφρού EPS19, ο συντελεστής μειώνεται και ισούται με 103. Για τα μέσα πάχη εφαρμογής 4.3 m και 6.3 m είναι ίσος με 87 και 77, αντίστοιχα. Γενικότερα, η μείωση της ιδιοσυχνότητας του συστήματος και του συντελεστή AF που επιφέρει η τοποθέτηση του EPS19, μπορεί να αποτρέψει σοβαρές βλάβες στο τείχος από τις κοντινές υψίσυχνες διεγέρσεις που έχουν αποδειχθεί πολύ επικίνδυνες για τις κατασκευές στον βράχο της Ακρόπολης.



**Εικόνα 7.4:** Συγκριτικό διάγραμμα κατανομής των μέγιστων ωθήσεων για τα διαφορετικά πάχη εφαρμογής του EPS19.

Στην Εικόνα 7.4 παρατίθεται το διάγραμμα της κατανομής των μέγιστων ωθήσεων για τα διαφορετικά πάχη εφαρμογής του EPS19, καθώς και η κατανομή των ωθήσεων στην περίπτωση που δεν έχει τοποθετηθεί ο γεωαφρός. Όπως γίνεται αντιληπτό, η μορφή της κατανομής δεν επηρεάζεται σημαντικά από την τοποθέτηση του EPS19 και εξακολουθεί να έχει το σχήμα τελικού σίγματος. Οι ωθήσεις παραμένουν μεγαλύτερες στο ανώτερο τμήμα του τείχους σε όλες τις περιπτώσεις των εξεταζόμενων παχών. Με την τοποθέτηση του γεωαφρού EPS19 επηρεάζονται σημαντικά οι μέγιστες ωθήσεις σε

ολόκληρο το ύψος του τείχους. Οι ωθήσεις εμφανίζονται μειωμένες σε σύγκριση με τις αρχικές, όπου δεν έχει τοποθετηθεί ο γεωαφρός και η μείωση αυτή φτάνει ακόμα το 90%. Επίσης, είναι εμφανές ότι με την αύξηση του πάχους του EPS, η μείωση είναι μεγαλύτερη. Παρόλα αυτά, παρατηρείται μικρή διαφορά στην περίπτωση των μέσων παχών 4.3 m και 6.3 m. Το γεγονός αυτό καταδεικνύει ότι όταν αυξηθεί πολύ το πάχος του EPS, η επιρροή του στην περεταίρω μείωση των ωθήσεων εξασθενεί. Συνεπώς, και από οικονομοτεχνική σκοπιά δεν ενδείκνυται η εφαρμογή μεγάλων ποσοτήτων γεωαφρού.



**Εικόνα 7.5:** Συγκριτικό διάγραμμα ενίσχυσης των εδαφικών ωθήσεων (PAF) για τα διαφορετικά πάχη εφαρμογής του EPS19.

Στην Εικόνα 7.5 παρουσιάζεται το συγκριτικό διάγραμμα ενίσχυσης των εδαφικών ωθήσεων (PAF) στο πεδίο των συχνοτήτων, για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις της παραμετρικής διερεύνησης με γεωαφρό EPS19. Αρχικά, στη περίπτωση που δεν χρησιμοποιείται γεωαφρός, ο συντελεστής ανέρχεται σε 711 για την ιδιοσυχνότητα 7.8 Hz. Με τη χρήση του EPS19 με μέσο πάχος εφαρμογής 2.4 m, ο μέγιστος συντελεστής PAF μειώνεται σε 638 για την (νέα) ιδιοσυχνότητα 5.8 Hz. Όπως μπορεί να παρατηρηθεί, ο μέγιστος συντελεστής PAF μειώνεται με τη χρήση του EPS19 στο πάχος αυτό, παρόλα αυτά σε συχνότητες μέχρι και 7.5 Hz ο συντελεστής βρίσκεται σε υψηλότερα επίπεδα σε σύγκριση με την αρχική περίπτωση. Γίνεται επομένως αντιληπτό, ότι η προσθήκη του EPS19 μειώνει τις ωθήσεις για υψηλές συχνότητες, όμως κοντά στις συχνότητες συντονισμού του συστήματος για το κάθε εξεταζόμενο πάχος, ο συντελεστής ενδέχεται να βρίσκεται σε υψηλότερα επίπεδα σε σύγκριση με τον αρχικό, όμως με αρκετά πιο χαμηλούς συντελεστές ενίσχυσης PAF όταν το πάχος του EPS είναι αρκετά μεγάλο.

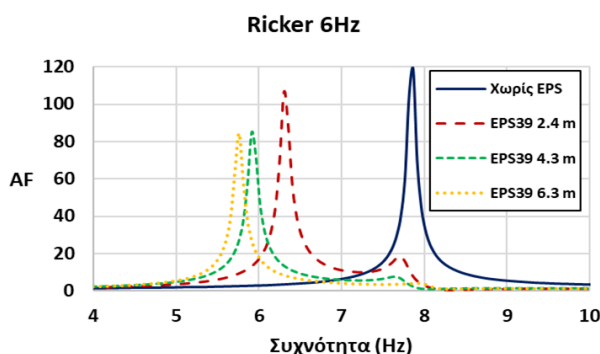
Όταν τοποθετείται EPS19 σε μέσο πάχος 4.3 m, η μείωση του μέγιστου συντελεστή PAF είναι ακόμα μεγαλύτερη, αφού ισούται μόλις με 303 για την (νέα) ιδιοσυχνότητα 5.56 Hz. Για μέσο πάχος εφαρμογής 6.3 m, ο μέγιστος συντελεστής ισούται μόλις 187 για τη συχνότητα 5.51 Hz. Αξίζει να αναφερθεί ότι, όπως αναμενόταν, ο μέγιστος συντελεστής PAF εμφανίζεται για τη βασική ιδιοσυχνότητα της κάθε περίπτωσης. Όταν χρησιμοποιείται το EPS ο συντελεστής PAF βρίσκεται σε υψηλότερα επίπεδα στις περιοχές της βασικής συχνότητας (7.8 Hz) του αρχικού προσομοιώματος του τείχους, όπως προαναφέρθηκε για το λεπτότερο πάχος EPS. Ο μέγιστος όμως



συντελεστής PAF μειώνεται ακόμα περισσότερο στις περιπτώσεις των δύο μεγαλύτερων εφαρμοζόμενων παχών EPS. Συμπερασματικά, σε ότι αφορά την τοποθέτηση του γεωαφρού EPS19, η χρήση του θεωρείται αρκετά αποδοτική στη μείωση των δυναμικών ωθήσεων για όλα τα πάχη. Ως βέλτιστο πάχος εφαρμογής μπορούν να θεωρηθούν τα 4.3 m καθώς παρουσιάζονται αρκετά μικροί συντελεστές ενίσχυσης στο πεδίο των συχνοτήτων σε σύγκριση με το λεπτότερο πάχος, ενώ δεν διαφέρουν σημαντικά με το παχύτερο. Οπότε, λαμβάνοντας υπόψη και τεchnοοικονομικά κριτήρια είναι καλύτερη η εφαρμογή του μέσου πάχους.

### 7.2.2. Περίπτωση εφαρμογής γεωαφρού τύπου EPS39

Στη συνέχεια, εξετάζεται η εφαρμογή ενός σκληρότερου τύπου γεωαφρού EPS, προκειμένου να διαπιστωθεί εάν η απόκριση του τείχους μπορεί να βελτιωθεί ακόμα περισσότερο όσον αφορά τη μείωση των δυναμικών ωθήσεων. Ο γεωαφρός που χρησιμοποιήθηκε είναι τύπου EPS39, σύμφωνα με τα αμερικανικά πρότυπα ASTM D617 (βλ. Εικόνα 7.1). Η επιμέρους μελέτη πραγματοποιήθηκε για τα ίδια πάχη εφαρμογής όπως και στην περίπτωση τοποθέτησης του EPS19. Τα προσομοιώματα που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις είναι όμοια με τα αντίστοιχα της ενότητας 7.2.1 με μοναδική διαφορά την τροποποίηση στις μηχανικές ιδιότητες του υλικού EPS.



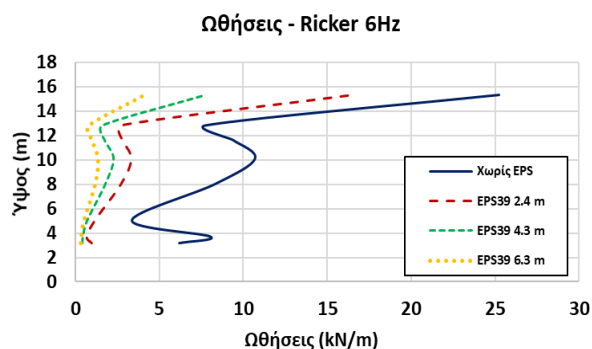
**Εικόνα 7.6:** Συγκριτικό διάγραμμα ενίσχυσης της επιτάχυνσης AF για τα διαφορετικά πάχη εφαρμογής του EPS39.

Στην Εικόνα 7.6 αποτυπώνεται το συγκριτικό διάγραμμα ενίσχυσης της επιτάχυνσης (AF) για την περίπτωση εφαρμογής του EPS39, για όλα τα εξεταζόμενα πάχη, καθώς και για την περίπτωση που δεν έχει τοποθετηθεί γεωαφρός. Όπως μπορεί να παρατηρηθεί, προκύπτει μείωση της ιδιοσυχνότητας του συστήματος τείχους-βράχους-επίχωση μετά την εφαρμογή του γεωαφρού. Όσο αυξάνεται το πάχος του EPS39, τόσο μικρότερη είναι η ιδιοσυχνότητα του συστήματος. Όμως, με την περαιτέρω αύξηση του πάχους, γίνεται ολοένα και μικρότερη η επιρροή του EPS στη μείωση της ιδιοσυχνότητας. Η μείωση της ιδιοσυχνότητας που επιφέρει η εφαρμογή του EPS39, βασίζεται στη μείωση του βάρους του αντιστηριζόμενου υλικού, όπως και στη περίπτωση που χρησιμοποιήθηκε γεωαφρός τύπου EPS19.

Όπως έχει αναφερθεί, η βασική συχνότητα του εξεταζόμενου τμήματος του τείχους χωρίς τη χρήση του γεωαφρού ισούται με 7.8 Hz. Με την εφαρμογή του EPS39 σε ένα μέσο πάχος 2.4 m η τιμή της μειώθηκε στα 6.4 Hz, ενώ με την αύξηση του μέσου

πάχους εφαρμογής του γεωαφρού στα 4.3 m ισούται 5.9 Hz, και για μέσο πάχος εφαρμογής 6.3 m είναι ίση με 5.8 Hz. Η μείωση της ιδιοσυχνότητας που επιφέρει η εφαρμογή του EPS και σε αυτήν την περίπτωση, είναι αποτρεπτική στα φαινόμενα συντονισμού που ενδέχεται να προκύψουν για σεισμικές διεγέρσεις με δεσπόζουσα ιδιοσυχνότητα μεγαλύτερη των 6.5 Hz.

Όπως φαίνεται στην Εικόνα 7.6, η εφαρμογή του EPS39 συμβάλει και στη μείωση του συντελεστή ενίσχυσης της επιτάχυνσης ΑF. Αρχικά, ο συντελεστής ενίσχυσης ΑF είναι ίσος με 118, ενώ έπειτα από την εφαρμογή του EPS39 σε ένα μέσο πάχος 2.4 m, ο συντελεστής αυτός μειώνεται σε 103. Για τα μέσα πάχη εφαρμογής 4.3 m και 6.3 m, ο συντελεστής ΑF είναι ίσος με 87 και 77, αντίστοιχα. Γίνεται και πάλι αντιληπτό, ότι όσο αυξάνεται το πάχος εφαρμογής του EPS39, τόσο περισσότερο εξασθενεί η θετική επίδραση του στη μείωση του συντελεστή ενίσχυσης ΑF. Γενικότερα, παρατηρείται ότι η εφαρμογή του γεωαφρού EPS39 μειώνει δραστικά τις επιταχύνσεις για υψίσυχνες διεγέρσεις με δεσπόζουσα ιδιοσυχνότητα άνω των 6.5 Hz.

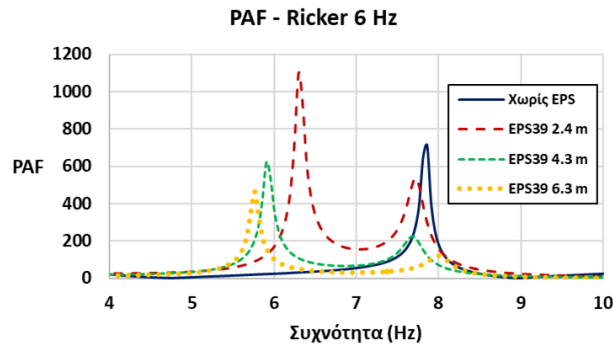


**Εικόνα 7.7:** Συγκριτικό διάγραμμα κατανομής των μέγιστων ωθήσεων για τα διαφορετικά πάχη εφαρμογής του EPS39.

Στην Εικόνα 7.7 παρουσιάζεται το συγκριτικό διάγραμμα της κατανομής των μέγιστων ωθήσεων καθ' ύψος του τείχους για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις με χρήση του γεωαφρού EPS39. Σε ότι αφορά τη μορφή της κατανομής, ουσιαστικά δεν επηρεάζεται σε μεγάλο βαθμό από την προσθήκη του EPS. Αυτό συμβαίνει για όλα τα εξεταζόμενα πάχη εφαρμογής. Οι μέγιστες ωθήσεις παρουσιάζονται και σε αυτήν την περίπτωση μεγαλύτερες στα ανώτερα τμήματα του τείχους και γίνονται μικρότερες προς τη βάση του. Όπως φαίνεται από το συγκριτικό διάγραμμα, η προσθήκη του EPS39 μειώνει αρκετά τις μέγιστες ωθήσεις σε ολόκληρο το ύψος του τείχους. Ακόμα, όσο μεγαλύτερο είναι το πάχος εφαρμογής, τόσο μεγαλύτερη είναι η μείωση των μέγιστων ωθήσεων, αλλά -όπως προέκυψε και για το EPS19- σταδιακά εξασθενεί. Παρόλα αυτά, παρατηρώντας τα διαγράμματα της Εικόνας 7.4 και τα αντίστοιχα της Εικόνας 7.5, φαίνεται ότι η επίδραση του EPS19 είναι μεγαλύτερη στη μείωση των μέγιστων ωθήσεων.

Από το διάγραμμα της Εικόνας 7.8 διακρίνεται ότι για μέσο πάχος εφαρμογής 2.4 m του EPS39, ο μέγιστος συντελεστής ενίσχυσης των εδαφικών ωθήσεων (PAF) παρουσιάζεται μεγαλύτερος σε σύγκριση με τον αρχικό. Η τιμή του συντελεστή PAF

πριν την τοποθέτηση του EPS ισούται με 711. Με την εφαρμογή του EPS39 για μέσο πάχος 2.4 m, ο συντελεστής αυτός αυξάνεται σε 1098. Αντίθετα, για τα μέσα πάχη εφαρμογής 4.3 m και 6.3 m του EPS39, ο συντελεστής PAF για την εκάστοτε βασική ιδιοσυχνότητα παρουσιάζεται μειωμένος σε σύγκριση με τον αρχικό. Για μέσο πάχος 4.3 m, ο συντελεστής είναι ίσος με 622, ενώ για μέσο πάχος 6.3 m μειώνεται σε 464.



**Εικόνα 7.8:** Συγκριτικό διάγραμμα ενίσχυσης των εδαφικών ωθήσεων (PAF) για τα διαφορετικά πάχη εφαρμογής του EPS19.

Γενικότερα, στην περιοχή της βασικής ιδιοσυχνότητας του αρχικού τείχους αλλά και στις συχνότητες κάτω από 7 Hz, για τα μέσα πάχη 4.3 m και 6.3 m, ο συντελεστής PAF έχει μεγαλύτερες τιμές από ότι στην αρχική περίπτωση χωρίς το EPS. Για την περίπτωση όπου το μέσο πάχος του γεωαφρού είναι ίσο με 2.4 m, εκτός από τη συχνότητα 7.8 Hz, ο συντελεστής PAF είναι αρκετά μεγαλύτερος σε όλο το εξεταζόμενο φάσμα συχνοτήτων. Συνυπολογίζοντας και τα ευρήματα από τα αποτελέσματα στα διαγράμματα των Εικόνων 7.6 και 7.7, προκύπτει ότι το βέλτιστο μέσο πάχος του EPS39 για την εξεταζόμενη περίπτωση είναι τα 6.3 m.

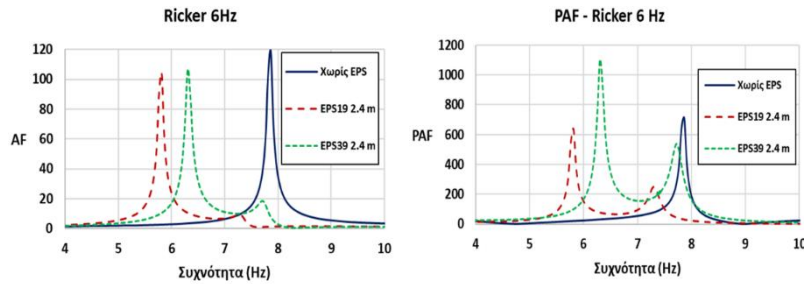
### 7.2.3. Σύγκριση της αποτελεσματικότητας εφαρμογής EPS19 και EPS39

Στην παρούσα ενότητα πραγματοποιείται μια σύγκριση της επίδρασης στο τείχος της ακρόπολης των διαφορετικών δύο τύπων γεωαφρού που εξετάστηκαν: EPS19 και EPS39. Η σύγκριση αφορά το κάθε εξεταζόμενο πάχος, για την περίπτωση που δεν έχει τοποθετηθεί γεωαφρός EPS, καθώς και για τις δύο περιπτώσεις με γεωαφρό EPS19 και EPS39 σε ολόκληρο το ύψος του τείχους. Σε κάθε περίπτωση παρατίθενται τα διαγράμματα ενίσχυσης της επιτάχυνσης (AF) και ενίσχυσης των εδαφικών ωθήσεων (PAF).

#### Μέσο πάχος εφαρμογής 2.4 m

Στην Εικόνα 7.9 παρουσιάζονται τα συγκριτικά διαγράμματα ενίσχυσης της επιτάχυνσης και των εδαφικών ωθήσεων στο πεδίο των συχνοτήτων για τους δύο διαφορετικούς τύπους EPS19 και EPS39 για το μέσο πάχος εφαρμογής 2.4 m. Σε ότι αφορά το συγκριτικό διάγραμμα ενίσχυσης της επιτάχυνσης μπορεί να παρατηρηθεί, ότι το EPS19 προφέρει μεγαλύτερη ευκαμψία στο σύστημα. Συνεπώς, η βασική ιδιοσυχνότητά του συστήματος γι' αυτόν τον τύπο γεωαφρού στα 5.8 Hz έναντι των 6.2 Hz για εφαρμογή του EPS39. Το γεγονός αυτό είναι αναμενόμενο καθώς το EPS39

έχει μεγαλύτερη πυκνότητα, άρα και μάζα. Ο συντελεστής ενίσχυσης AF είναι περίπου ίσος και για τους δύο διαφορετικούς τύπους EPS: ισούται με 103 για EPS19 και 106 για EPS39.

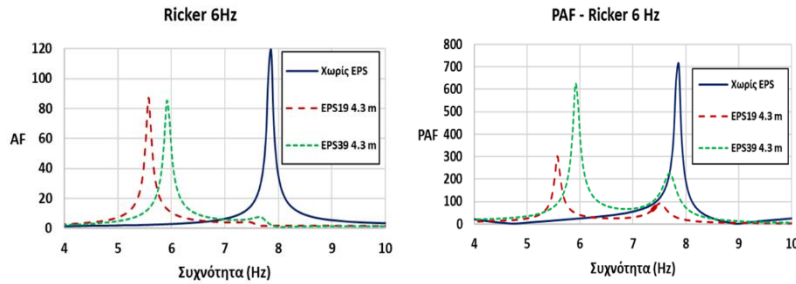


**Εικόνα 7.9:** Συγκριτικά διαγράμματα AF και PAF για τους διαφορετικούς τύπους EPS19 και EPS39, για μέσο πάχος εφαρμογής 2.4 m.

Στο διάγραμμα ενίσχυσης των εδαφικών ωθήσεων (PAF) παρατηρείται μεγάλη διαφορά μεταξύ της επίδρασης των δύο διαφορετικών τύπων EPS. Το EPS19 φαίνεται να μειώνει ελαφρώς τις εδαφικές ωθήσεις που δέχεται το τείχος στη βασική ιδιοσυχνότητα του αρχικού προσομοιώματος (7.8Hz). Αντίθετα, το EPS39 παρουσιάζει αρκετά αυξημένες ωθήσεις στην αντίστοιχη συχνότητα σε σύγκριση με την αρχική περίπτωση χωρίς την προσθήκη του γεωαφρού. Ακόμα, ο συγκεκριμένος τύπος EPS φαίνεται να παρουσιάζει γενικότερα μεγαλύτερους συντελεστές ενίσχυσης των εδαφικών ωθήσεων για σχεδόν ολόκληρο το εύρος των συχνοτήτων, σε σύγκριση με το EPS19. Γενικότερα, με βάση την εικόνα των παραπάνω διαγραμμάτων, η χρήση του EPS39 για μέσο πάχος 2.4 m δεν μπορεί να κριθεί ικανοποιητική καθώς επιφέρει πρόσθετες ωθήσεις στο τείχος. Από την άλλη πλευρά, το EPS19 για το συγκεκριμένο μέσο πάχος μειώνει τις επιβαλλόμενες ωθήσεις.

#### Μέσο πάχος εφαρμογής 4.3 m

Στην Εικόνα 7.10 παρατίθενται τα διαγράμματα ενίσχυσης της επιτάχυνσης και ενίσχυσης των εδαφικών ωθήσεων για τους δύο διαφορετικούς τύπους EPS, στη περίπτωση που το μέσο πάχος εφαρμογής είναι ίσο με 4.3 m. Όπως γίνεται αντιληπτό από το διάγραμμα ενίσχυσης της επιτάχυνσης, η βασική ιδιοσυχνότητα για το EPS19 εμφανίζεται κα πάλι μικρότερη και ίση με 5.56 Hz σε σύγκριση με την αντίστοιχη για EPS39 όπου ισούται με 5.9 Hz. Ο λόγος είναι και πάλι το μικρότερο βάρος του EPS19. Για το συγκεκριμένο μέσο πάχος εφαρμογής, οι ιδιοσυχνότητες και στους δύο τύπους EPS εμφανίζονται μικρότερες σε σχέση με το μέσο πάχος 2.4 m. Παρατηρείται και πάλι ότι ο συντελεστής ενίσχυσης και για τους δύο τύπους EPS είναι σχεδόν ίδιος και ισούται με 87 και 84, αντίστοιχα, για το EPS19 και το EPS39.

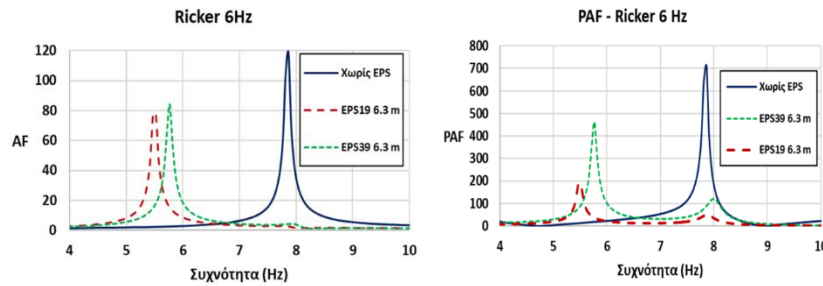


**Εικόνα 7.10:** Συγκριτικά διαγράμματα AF και PAF για τους διαφορετικούς τύπους EPS19 και EPS39, για μέσο πάχος εφαρμογής 4.3 m.

Στο διάγραμμα ενίσχυσης των εδαφικών ωθήσεων παρατηρείται μείωση του μέγιστου συντελεστή ενίσχυσης PAF για την ιδιοσυχνότητα 7.8 Hz, τόσο για την περίπτωση χρήσης του EPS19, όσο και για αυτήν του EPS39 σε σχέση με την αρχική τιμή χωρίς τη χρήση γεωαφρού. Πιο συγκεκριμένα, για την περίπτωση του EPS19, ο συντελεστής PAF μειώνεται σημαντικά από 711 σε 303, ενώ για τη περίπτωση του EPS39 μειώνεται πολύ λιγότερο, σε 622. Για το συγκεκριμένο πάχος μελέτης, η επιρροή του EPS19 στη μείωση των δυναμικών ωθήσεων είναι πολύ μεγαλύτερη από το EPS39 αφού τις μειώνει επιπλέον κατά 50% σε σύγκριση με τον σκληρότερο γεωαφρό. Επιπρόσθετα, οι συντελεστές ενίσχυσης των εδαφικών ωθήσεων με το EPS19 είναι πιο μικροί σχεδόν σε ολόκληρο το εύρος συχνοτήτων. Συμπερασματικά, προκύπτει ότι η χρήση και των δύο τύπων γεωαφρού EPS μειώνει τις εδαφικές ωθήσεις που δέχεται το τείχος για πιο υψίσυχνες διεγέρσεις. Παρόλα αυτά, η χρήση του EPS19 χαρακτηρίζεται περισσότερο αποδοτική, καθώς παρουσιάζει πολύ μεγαλύτερη μείωση σε όλο το εύρος συχνοτήτων σε σύγκριση με αυτή του EPS39.

#### Μέσο πάχος εφαρμογής 6.3 m

Όπως και για τα προηγούμενα δύο εξεταζόμενα μέσα πάχη, έτσι και σε αυτήν την περίπτωση, η βασική ιδιοσυχνότητα του συστήματος και για τους δύο διαφορετικούς τύπους EPS μειώνεται σε σχέση με την αρχική. Η μείωση για το EPS19 είναι και πάλι μεγαλύτερη, και είναι ίση με 5.5 Hz, ενώ για το EPS39 ισούται με 5.7 Hz. Σε σύγκριση με τα προηγούμενα εξεταζόμενα πάχη, προκύπτει και πάλι περαιτέρω μείωση της ιδιοσυχνότητας και για τους δύο τύπους γεωαφρού. Ο συντελεστής ενίσχυσης της επιτάχυνσης είναι και πάλι περίπου ίσος, καθώς ισούται με 77 για EPS19 και με 84 για EPS39. Ακόμα, παρατηρείται ότι ο συντελεστής αυτός δεν διαφέρει πολύ σε σύγκριση με τους αντίστοιχους για μέσο πάχος εφαρμογής 4.3 m. Το γεγονός αυτό, καταδεικνύει και πάλι ότι όσο αυξάνει το πάχος του EPS, οι διαφορές στην ιδιοσυχνότητα αλλά και το μέγεθος του συντελεστή ενίσχυσης AF απομειώνονται.



**Εικόνα 7.11:** Συγκριτικά διαγράμματα AF και PAF για τους διαφορετικούς τύπους EPS19 και EPS39, για μέσο πάχος εφαρμογής 6.3 m.

Από την Εικόνα 7.11 γίνεται φανερή η μεγάλη επίδραση και των δύο εξεταζόμενων τύπων EPS στη μείωση των εδαφικών ωθήσεων, για το μελετώμενο μέσο πάχος εφαρμογής. Η μείωση αυτή διακρίνεται κυρίως στις υψηλές συχνότητες πάνω από τα 6 Hz. Όπως και στην προηγούμενη περίπτωση έτσι και τώρα, το EPS19 οδηγεί σε μια μεγάλη μείωση των αρχικών ωθήσεων, με τον μέγιστο συντελεστή PAF να ισούται με 186 για τη βασική ιδιοσυχνότητα. Μεγάλη είναι και η μείωση που παρουσιάζει η προσθήκη του EPS39 για τη συχνότητα συντονισμού, με τον συντελεστή PAF να είναι ίσος με 464. Για το μελετώμενο μέσο πάχος, τόσο η προσθήκη του EPS19, όσο και αυτή του EPS39 φαίνεται να επιδρά σημαντικά στη μείωση των ωθήσεων. Αποτελεσματικότερη δράση φαίνεται να έχει και πάλι το EPS19, εφόσον παρουσιάζει πολύ χαμηλούς συντελεστές PAF σχεδόν σε ολόκληρο το εύρος των συχνοτήτων έναντι του EPS39.

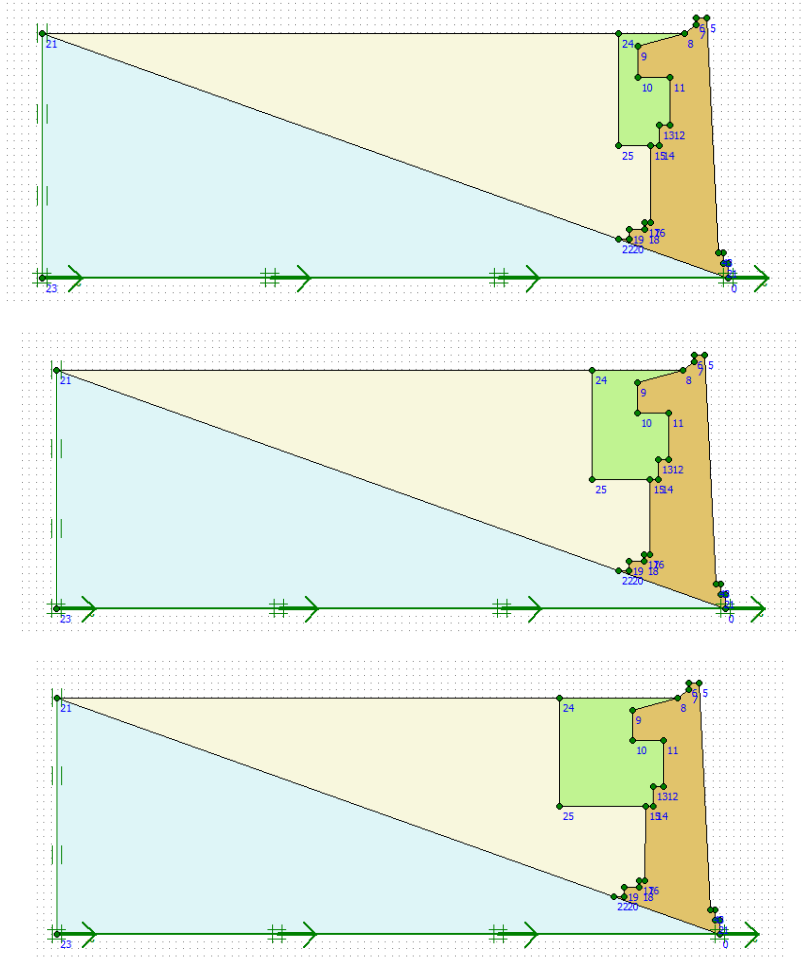
### 7.3. Εφαρμογή γεωαφρού EPS στο άνω τμήμα του τείχους

Στη συνέχεια, γίνεται διερεύνηση για την εφαρμογή γεωαφρού EPS19 (μαλακού γεωαφρού), το οποίο προέκυψε ότι υπερτερεί του EPS39 (σκληρού γεωαφρού), μόνο στο ανώτερο τμήμα του τείχους. Συγκεκριμένα, γίνεται η θεώρηση ότι ο γεωαφρός τοποθετείται έως και 7.9 m από την επιφάνεια του εδάφους καλύπτοντας έτσι το 46% του συνολικού ύψους του τείχους. Η διερεύνηση πραγματοποιήθηκε και πάλι για τα τρία μέσα πάχη εφαρμογής 2.4 m, 4.3 m και 6.3 m. Τα προσομοιώματα κατασκευάστηκαν με όμοιο τρόπο με αυτόν που παρουσιάστηκε στη ενότητα 7.2, με τη διαφορά ότι το ύψος του EPS προσαρμόστηκε κατάλληλα.

Ο λόγος της συγκεκριμένης διερεύνησης είναι η αποφυγή της τοποθέτησης γεωαφρού έως και τη βάση του τείχους, μειώνοντας έτσι τις βαθιές εκσκαφές που απαιτούνται, αλλά και την ποσότητα του γεωαφρού EPS που θα χρειαστεί. Η μείωση τόσο των εκσκαφών για την τοποθέτηση του υλικού, όσο και της ποσότητας του EPS που απαιτείται, μπορεί να οδηγήσει σε σημαντική μείωση του συνολικού κόστους και χρόνου ολοκλήρωσης του συγκεκριμένου έργου. Στην Εικόνα 7.12 αποτυπώνονται τα προσομοιώματα που κατασκευάστηκαν και με βάση τα οποία πραγματοποιήθηκαν οι δυναμικές ελαστικές αναλύσεις. Αξίζει επίσης να αναφερθεί, ότι τα σημεία ελέγχου και

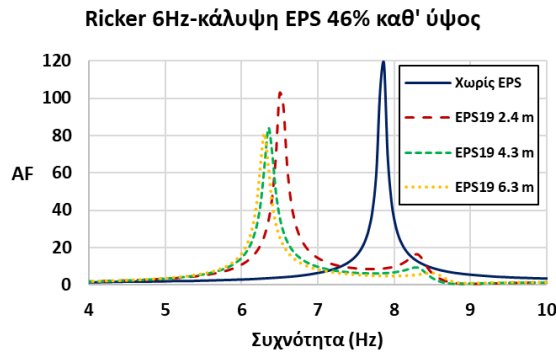


λήψης των μετρήσεων είναι ακριβώς τα ίδια με τις προηγούμενες περιπτώσεις (βλ. Εικόνα 6.19).



**Εικόνα 7.12:** Προσομοιώματα νοτίου τείχους Ακρόπολης με προσθήκη γεωαφρού EPS19 στο άνω τμήμα του τείχους, για μέσο πάχος 2.4 m, 4.3 m και 6.3 m.

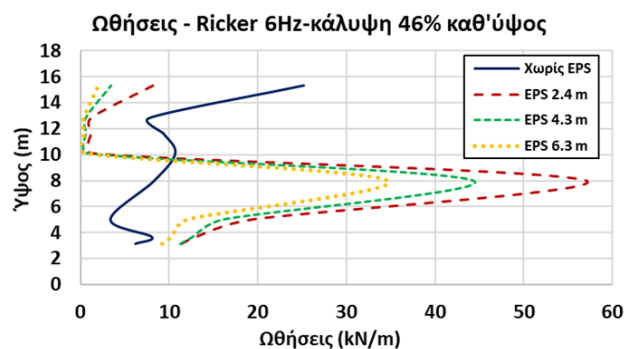
Στην Εικόνα 7.13 παρατίθεται το διάγραμμα ενίσχυσης (AF) της επιτάχυνσης από τη βάση στην κορυφή για όλα τα εξεταζόμενα πάχη, στη περίπτωση που ο γεωαφρός EPS19 έχει τοποθετηθεί στο ανώτερο τμήμα του τείχους. Ακόμα, απεικονίζεται και το διάγραμμα στη περίπτωση που δεν έχει γίνει προσθήκη του EPS, για λόγους σύγκρισης. Όπως μπορεί να παρατηρηθεί, για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις, η βασική ιδιοσυχνότητα του συστήματος μειώνεται, γεγονός που οφείλεται στην αντικατάσταση του υλικού επίχωσης με το ελαφρύτερο υλικό του γεωαφρού. Επομένως, και σε αυτήν την περίπτωση, το σύστημα τείχος-βράχος -επίχωση παρουσιάζει μεγαλύτερη ευκαμψία σε σχέση με την αρχική. Παρόλα αυτά, παρατηρώντας την Εικόνα 7.13 και συγκρίνοντας με την Εικόνα 7.3, οι τιμές της ιδιοσυχνότητας προκύπτουν μεγαλύτερες για το κάθε πάχος εφαρμογής σε σύγκριση με τις αντίστοιχες που το EPS19 έχει τοποθετηθεί σε ολόκληρο το ύψος του τείχους.



**Εικόνα 7.13:** Συγκριτικό διάγραμμα ενίσχυσης της επιτάχυνσης AF για τα διαφορετικά πάχη εφαρμογής του EPS19 κατά την εφαρμογή του στο ανώτερο μέρος του τείχους.

Όπως και στην περίπτωση που το ύψος του τείχους καλύπτεται στο σύνολο από τον γεωαφρό, έτσι και τώρα η μείωση της ιδιοσυχνότητας είναι πολύ μεγάλη από την αρχική κατάσταση χωρίς την προσθήκη του EPS, έως και την τοποθέτησή του σε ένα μέσο πάχος 2.4 m. Στη συνέχεια, μεταξύ των τριών μέσων παχών 2.4 m, 4.3 m και 6.3 m, η διαφορά στην ιδιοσυχνότητα είναι μικρή. Επομένως, από ορισμένο πάχος και έπειτα η επιρροή του EPS στην περεταίρω μείωση της ιδιοσυχνότητας είναι αμελητέα. Για μέσο πάχος εφαρμογής 2.4 m, η ιδιοσυχνότητα του συστήματος είναι ίση με 6.4 Hz, ενώ για 4.3 m και 6.3 m προκύπτει ίση με 6.3 Hz και 6.2 Hz, αντίστοιχα.

Παράλληλα, προκύπτει όπως στις προαναφερθείσες περιπτώσεις, μείωση του συντελεστή ενίσχυσης AF με την αύξηση του πάχους του γεωαφρού. Αρχικά, για την εφαρμογή του EPS19 σε μέσο πάχος 2.4 m, προκύπτει μείωση του συντελεστή από 118 σε 102. Για εφαρμογή του EPS19 σε μέσο πάχη 4.3 m και 6.3 m, ο συντελεστής μειώνεται περαιτέρω σε 84 και 81, αντίστοιχα. Παρατηρείται, ότι για μεγάλα πάχη εφαρμογής η επιρροή του EPS στην περεταίρω μείωση του συντελεστή ενίσχυσης AF είναι πολύ μικρή. Ακόμα, μπορεί να παρατηρηθεί ότι οι συντελεστές ενίσχυσης AF στη περίπτωση αυτή, παρουσιάζει πολύ μικρές διαφορές σε σύγκριση με τους αντίστοιχους όταν το EPS19 εφαρμόζεται σε ολόκληρο το ύψος του τείχους.

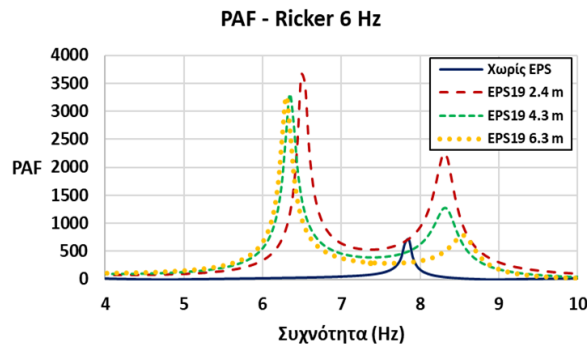


**Εικόνα 7.14:** Συγκριτικό διάγραμμα κατανομής των μέγιστων ωθήσεων για τα διαφορετικά πάχη εφαρμογής του EPS19, κατά την εφαρμογή του στο ανώτερο τμήμα του τείχους.

Στην Εικόνα 7.14, παρατίθεται το διάγραμμα της κατανομής των μέγιστων ωθήσεων για τα διαφορετικά πάχη μελέτης όταν το EPS19 καλύπτει το ανώτερο τμήμα

του τείχους. Ακόμα, απεικονίζεται και η κατανομή των ωθήσεων στην περίπτωση όπου δεν έχει τοποθετηθεί γεωαφρός EPS. Είναι προφανές ότι η μορφή της κατανομής επηρεάζεται σημαντικά όταν τοποθετείται γεωαφρός EPS19 στο ανώτερο τμήμα. Οι μέγιστες ωθήσεις μειώνονται σημαντικά στο ανώτερο τμήμα που επικαλύπτεται με το υλικό του γεωαφρού, με τη μείωση να φτάνει ακόμα και το 90% των αρχικών ωθήσεων. Αντίθετα, στο υπόλοιπο τμήμα του τείχους που δεν καλύπτεται με γεωαφρό, οι μέγιστες ωθήσεις παρουσιάζουν πολύ μεγάλη αύξηση. Οι μέγιστες αυξήσεις παρουσιάζονται κυρίως στο κεντρικό τμήμα του τείχους, σε ένα ύψος μεταξύ 6 m και 8 m από τη βάση του. Το φαινόμενο αυτό παρατηρείται για όλα τα εξεταζόμενα πάχη EPS.

Η μεγάλη αυτή αύξηση στο κεντρικό και κατώτερο τμήμα του τείχους αποδίδεται στη συσσώρευση των σεισμικών κυμάτων λόγω της τοποθέτησης του γεωαφρού στο άνω τμήμα. Δηλαδή, το τμήμα του τείχους το οποίο δεν καλύπτεται από τον γεωαφρό δέχεται πολύ μεγάλες ωθήσεις. Στο γεγονός αυτό συμβάλλει ιδιαίτερα και η γεωμετρία, καθώς δημιουργείται στο τμήμα αυτό μια μικρή κλειστή περιοχή-εσοχή όπου περικλείεται από το κεκλιμένο βραχώδες υπόβαθρο, το τείχος και τον γεωαφρό EPS στο ανώτερο τμήμα. Στην περιοχή αυτή, λόγω της ιδιαίτερα μικρής έκτασής της και του γεγονότος ότι περικλείεται από τα διάφορα υλικά που αναφέρθηκαν, δημιουργούνται συνεχώς ανακλάσεις των σεισμικών κυμάτων που εντείνουν τις εδαφικές ωθήσεις σε αυτήν την περιοχή του τείχους.



**Εικόνα 7.15:** Συγκριτικό διάγραμμα ενίσχυσης των εδαφικών ωθήσεων (PAF) για τα διαφορετικά πάχη εφαρμογής του EPS19 κατά την εφαρμογή του στο ανώτερο τμήμα.

Στην Εικόνα 7.15 παρουσιάζεται το συγκριτικό διάγραμμα ενίσχυσης των εδαφικών ωθήσεων (PAF) στο πεδίο των συχνοτήτων για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις της τοποθέτησης του EPS19 στο άνω τμήμα του τείχους. Στην περίπτωση που δεν έχει τοποθετηθεί γεωαφρός EPS, ο συντελεστής PAF, όπως ήδη έχει αναφερθεί ισούται με 711. Μετά την τοποθέτηση του γεωαφρού EPS19 παρατηρείται μια μεγάλη αύξηση του συντελεστή PAF για όλα τα εξεταζόμενα μέσα πάχη. Η αύξηση του συντελεστή PAF δεν αφορά μόνο τη βασική ιδιοσυχνότητα, που μεταβάλλεται σε κάθε περίπτωση, αλλά σχεδόν ολόκληρο το εύρος των συχνοτήτων και προκύπτει από τις μεγάλες ωθήσεις που δημιουργούνται στο κατώτερο τμήμα του τείχους που δεν καλύπτεται με γεωαφρό.

Στην περίπτωση που τοποθετείται στο άνω τμήμα του τείχους EPS19 με ένα μέσο πάχος 2.4 m, ο μέγιστος συντελεστής PAF ισούται με 3652. Για τα μέσα πάχη εφαρμογής 4.3 m και 6.3 m, ο αντίστοιχος συντελεστής ισούται με 3306 και 3264, αντίστοιχα. Ακόμα, παρατηρείται για συχνότητες μικρότερες από 6.5 Hz ότι για μέσο πάχος 2.4 m, οι ωθήσεις εμφανίζονται μικρότερες, ενώ οι μεγαλύτερες εμφανίζονται για μέσο πάχος 6.3 m. Για συχνότητες μεγαλύτερες των 6.5 Hz, παρατηρείται ακριβώς το αντίθετο, με τις μέγιστες ωθήσεις να εμφανίζονται για μέσο πάχος εφαρμογής 2.4 m και οι μεγαλύτερες για μέσο πάχος εφαρμογής 6.3 m. Συμπερασματικά, μπορεί να ειπωθεί ότι η επίδραση του EPS19 όταν τοποθετείται στο ανώτερο τμήμα του τείχους είναι αρνητική, καθώς γενικά προκαλεί πολύ μεγαλύτερες ωθήσεις στο τείχος. Για τη συγκεκριμένη περίπτωση εφαρμογής, δεν κρίνεται σκόπιμο να μελετηθεί η επίδραση του γεωαφρού EPS39, καθώς λόγω του μεγαλύτερου μέτρου ελαστικότητας θα εμφανιστούν ακόμα μεγαλύτερες εδαφικές ωθήσεις.

## **7.4. Εφαρμογή γεωαφρού EPS στο κάτω τμήμα του τείχους**

### **7.4.1. Περίπτωση εφαρμογής γεωαφρού τύπου EPS19**

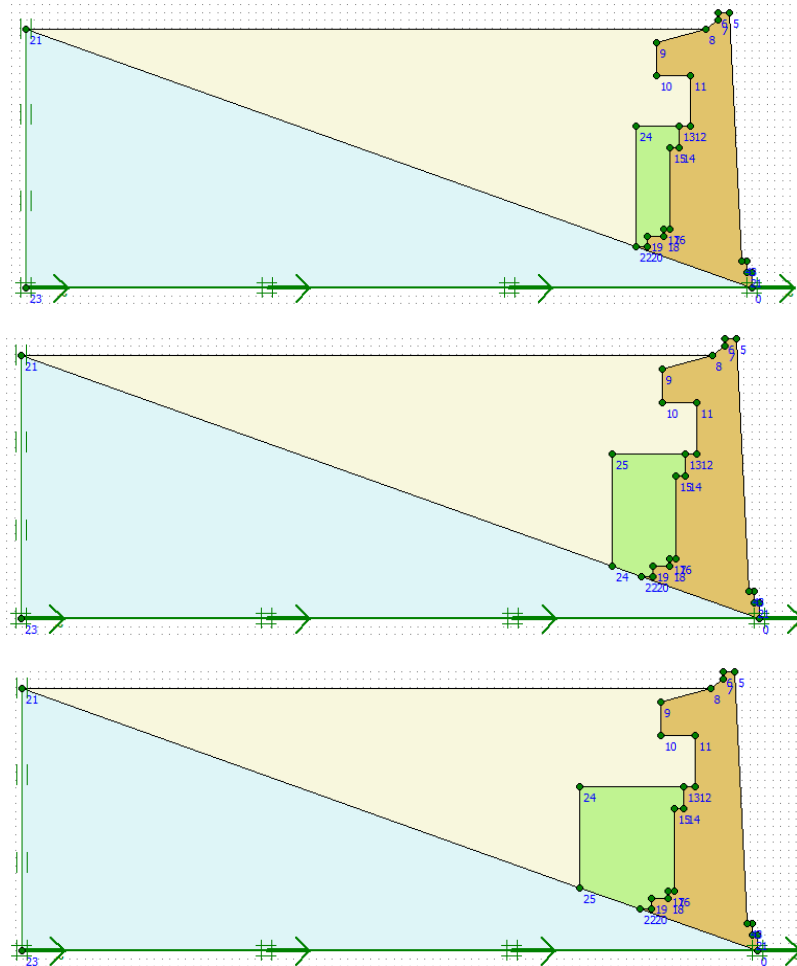
Ύστερα από τη μελέτη της επίδρασης του γεωαφρού EPS19, όταν αυτός τοποθετείται στο άνω τμήμα του τείχους, μελετήθηκε η περίπτωση όπου ο ίδιος τύπος EPS τοποθετείται στο μεσαίο και κατώτερο τμήμα του τείχους. Συγκεκριμένα, το EPS θεωρείται ότι φτάνει μέχρι και τα 10.6 m από το βραχώδες υπόβαθρο, καλύπτοντας έτσι το 62% του συνολικού ύψους του τείχους. Η διερεύνηση πραγματοποιήθηκε και πάλι για τα τρία μέσα πάχη εφαρμογής, 2.4 m, 4.3 m και 6.3 m. Τα προσομοιώματα που κατασκευάστηκαν είναι όμοια με τα αντίστοιχα της ενότητας 7.2, με τη διαφορά στην προσαρμογή του EPS στο κατάλληλο ύψος μελέτης.

Όπως αναφέρθηκε στην ενότητα 7.3, η τοποθέτηση του EPS στο ανώτερο τμήμα του τείχους, μπορεί να επιφέρει αρνητικές επιπτώσεις σε αυτό, καθώς προκαλεί μεγαλύτερες δυναμικές ωθήσεις. Για τον λόγο αυτό κρίθηκε σκόπιμο να εξετασθεί και η τοποθέτησή του στο μεσαίο και κατώτερο τμήμα. Το κόστος του έργου για την περίπτωση αυτή θα είναι ασφαλώς μεγαλύτερο, επειδή οι βαθιές εκσκαφές θα πρέπει να πραγματοποιηθούν για όλο το ύψος του τείχους, όπως και στην περίπτωση που το EPS καλύπτει το σύνολο του τείχους. Παρόλα αυτά, το τελικό κόστος θα είναι μικρότερο από την περίπτωση της συνολικής κάλυψης του ύψους με γεωαφρό, καθώς η ποσότητα EPS που θα απαιτηθεί θα είναι αρκετά μικρότερη.

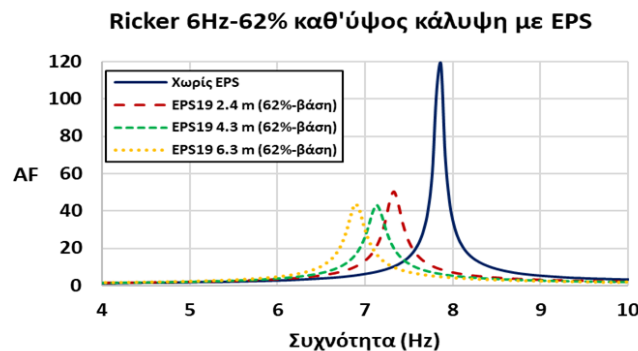
Στην Εικόνα 7.16 παρουσιάζονται τα προσομοιώματα του νοτίου τείχους της Ακρόπολης, όταν αυτό καλύπτεται με γεωαφρό στο μεσαίο και κατώτερο τμήμα, για όλα τα εξεταζόμενα πάχη. Τα σημεία ελέγχου και λήψης των μετρήσεων παραμένουν ίδια με αυτά των προηγούμενων περιπτώσεων (βλ. Εικόνα 6.19).

Στην Εικόνα 7.17 παρατίθεται το συγκριτικό διάγραμμα ενίσχυσης της επιτάχυνσης, όταν ο γεωαφρός EPS19 τοποθετείται στο μεσαίο και κατώτερο τμήμα του τείχους, για όλα τα εξεταζόμενα μέσα πάχη εφαρμογής. Με την τοποθέτηση του EPS19,

επέρχεται μείωση της ιδιοσυχνότητας του συστήματος για όλες τις μελετώμενες περιπτώσεις. Η μείωση εξαρτάται άμεσα από το πάχος του EPS19, καθώς όσο μεγαλύτερο είναι αυτό, τόσο μεγαλώνει η μείωση. Το γεγονός αυτό οφείλεται και πάλι στην ευκαμψία που προσφέρει ο γεωαφρός στο σύστημα, εφόσον και πάλι μέρος της επίχωσης αφαιρείται και αντικαθίσταται με ελαφρύτερο υλικό.

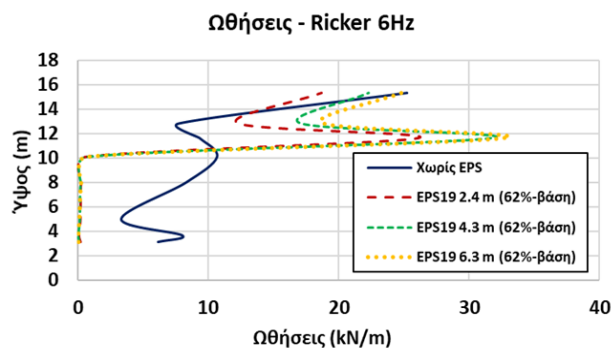


**Εικόνα 7.16:** Προσομοιώματα νοτίου τείχους Ακρόπολης με προσθήκη γεωαφρού EPS19 στο κάτω τμήμα του τείχους, για μέσο πάχος 2.4 m, 4.3 m και 6.3 m.



**Εικόνα 7.17:** Συγκριτικό διάγραμμα ενίσχυσης της επιτάχυνσης AF για τα διαφορετικά πάχη εφαρμογής του EPS19 κατά την εφαρμογή του στο κατώτερο μέρος του τείχους.

Με την τοποθέτηση του EPS19 στο κατώτερο μέρος του τείχους, η βασική ιδιοσυχνότητα του συστήματος μειώνεται από τα 7.8 Hz στα 7.3 Hz, για μέσο πάχος εφαρμογής 2.4 m. Παράλληλα, παρατηρείται εξαιρετικά μεγάλη μείωση και στον συντελεστή ενίσχυσης της επιτάχυνσης, από 711 σε 44. Για μέσο πάχος εφαρμογής 4.3 m του EPS19 η ιδιοσυχνότητα του συστήματος μειώνεται στα 7.1 Hz και ο συντελεστής ενίσχυσης AF ισούται με 38 (ελαφρά μειωμένος σε σύγκριση με το μέσο πάχος 2.4 m). Για την εφαρμογή του EPS19 σε ένα μέσο πάχος 6.3 m, η ιδιοσυχνότητα είναι ίση με 6.8 Hz και με τον συντελεστή ενίσχυσης AF ισούται 40 μονάδες. Μπορεί λοιπόν να παρατηρηθεί ότι για μεγάλα πάχη εφαρμογής, ο συντελεστής ενίσχυσης AF, και συνεπώς η ενίσχυση της επιτάχυνσης από τη βάση στην κορυφή του τείχους, παρουσιάζει πολύ μικρές διαφορές.



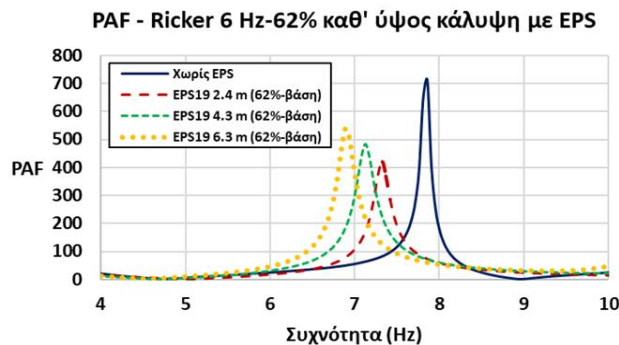
**Εικόνα 7.18:** Συγκριτικό διάγραμμα κατανομής των μέγιστων ωθήσεων για τα διαφορετικά πάχη εφαρμογής του EPS19, κατά την εφαρμογή του στο κατώτερο τμήμα του τείχους.

Η κατανομή των μέγιστων ωθήσεων στην περίπτωση όπου ο γεωαφρός τύπου EPS19 έχει τοποθετηθεί στο κατώτερο τμήμα του τείχους, παρουσιάζει μια πολύ διαφορετική μορφή σε σύγκριση με τις προηγούμενες περιπτώσεις μελέτης, όπως φαίνεται και από Εικόνα 7.18. Στο τμήμα όπου επικαλύπτεται με τον γεωαφρό, οι μέγιστες ωθήσεις προκύπτουν πολύ μειωμένες σε σύγκριση με τις αρχικές, σχεδόν μηδενίζονται για όλα τα πάχη μελέτης. Στο ανώτερο όμως τμήμα του τείχους όπου δεν έχει τοποθετηθεί το EPS19, παρουσιάζεται μια σημαντική αύξηση των μέγιστων ωθήσεων. Η αύξηση αυτή είναι μεγαλύτερη καθώς αυξάνει το πάχος του γεωαφρού που τοποθετείται. Αξιοσημείωτο είναι πως παρά τη μεγάλη αύξηση των ωθήσεων στο άνω τμήμα του τείχους, η μορφή της κατανομής τους σε αυτήν την περιοχή παραμένει παρόμοια με την αρχική περίπτωση που δεν έχει τοποθετηθεί το γεωυλικό.

Η αύξηση των μέγιστων ωθήσεων στο άνω τμήμα του τείχους οφείλεται και πάλι στις ανακλάσεις των σεισμικών κυμάτων που δημιουργούνται στην περιοχή αυτή, λόγω της γεωμετρίας που σχηματίζεται από το τείχος, το υλικό επίχωσης και το βραχώδες υπόβαθρο. Στην εσοχή που δημιουργείται από τα τρία υλικά, τα σεισμικά κύματα ουσιαστικά εγκλωβίζονται μεγαλώνοντας τις επιβαλλόμενες ωθήσεις στο τείχος. Ακόμα, φαίνεται πως η τοποθέτηση του EPS στο κατώτερο τμήμα οδηγεί τα σεισμικά κύματα στο τμήμα που δεν καλύπτει ο γεωαφρός.



Συγκρίνοντας τις τιμές των διαγραμμάτων της Εικόνας 7.18 με τις αντίστοιχες της Εικόνας 7.14, φαίνεται ότι η τοποθέτηση του EPS19 στο κατώτερο τμήμα του τείχους δημιουργεί μικρότερες αυξήσεις στις μέγιστες ωθήσεις του τμήματος που δεν καλύπτεται από γεωαφρό, σε σύγκριση με την περίπτωση που το EPS19 τοποθετείται στο ανώτερο μέρος. Το φαινόμενο αυτό αποδίδεται στην ύπαρξη παχύτερης στρώσης του υλικού επίχωσης στη συγκεκριμένη περίπτωση λόγω της γεωμετρίας του προσομοιώματος. Η στρώση αυτή συμβάλει στον απεγκλωβισμό των σεισμικών κυμάτων και την αποφυγή περισσότερων ανακλάσεων. Στην περίπτωση που το EPS έχει τοποθετηθεί στο άνω τμήμα, οι ανακλάσεις είναι περισσότερες καθώς το κεκλιμένο βραχώδες υπόβαθρο εμποδίζει τη διαφυγή των σεισμικών κυμάτων.



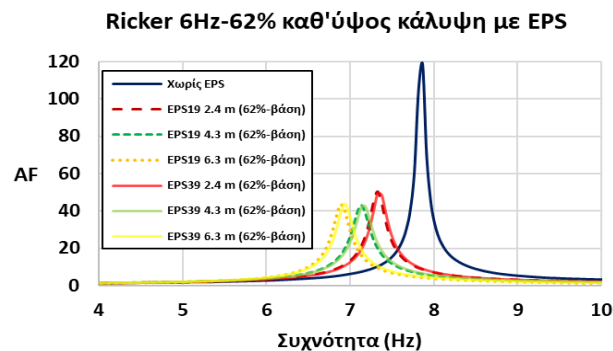
**Εικόνα 7.15:** Συγκριτικό διάγραμμα ενίσχυσης των εδαφικών ωθήσεων (PAF) για τα διαφορετικά πάχη εφαρμογής του EPS19 κατά την εφαρμογή του στο κατώτερο τμήμα.

Όπως φαίνεται στην Εικόνα 7.15, ο μέγιστος συντελεστής ενίσχυσης των εδαφικών ωθήσεων εμφανίζεται μικρότερος για όλα τα εξεταζόμενα μέσα πάχη εφαρμογής, σε σύγκριση με τον αρχικό χωρίς την προσθήκη του EPS19. Για την εφαρμογή του γεωαφρού σε μέσο πάχος 2.4 m, ο μέγιστος συντελεστής μειώνεται από 711 σε 419 μονάδες, ενώ για 4.3 m και 6.3 m ισούνται με 484 και 507, αντίστοιχα. Επίσης, οι εν λόγω μέγιστες τιμές του PAF εμφανίζονται σε μετατοπισμένες προς τα αριστερά ιδιοσυχνότητες, όπως και στις περιπτώσεις που εξετάστηκαν στις προηγούμενες ενότητες.

Όταν ο γεωαφρός τύπου EPS19 τοποθετείται στο κατώτερο τμήμα του τείχους, τότε η μεγαλύτερη επίδραση στη μείωση των εδαφικών ωθήσεων προκύπτει για το μέσο πάχος εφαρμογής 2.4 m. Με την αύξηση του μέσου πάχους του EPS19, ο συντελεστής PAF εμφανίζεται μεγαλύτερος σε ολόκληρο το εύρος των συχνοτήτων, με εξαίρεση τις περιοχές των μεγίστων των υπολοίπων περιπτώσεων. Το φαινόμενο αυτό οδηγεί στο συμπέρασμα ότι από ένα συγκεκριμένο μέσο πάχος εφαρμογής κι έπειτα, ο μέγιστος συντελεστής PAF θα προκύπτει μεγαλύτερος σε σύγκριση με τον αρχικό. Γενικότερα, η εφαρμογή του EPS19 στα εξεταζόμενα πάχη και στο συγκεκριμένο τμήμα του τείχους μπορεί να χαρακτηριστεί ευεργετική. Αυτό συνεπάγεται από το γεγονός ότι οι μέγιστοι συντελεστές PAF και κατ' επέκταση και οι ωθήσεις στο τείχος είναι μειωμένες σε σύγκριση με τις αντίστοιχες για το αρχικό προσομοίωμα του τείχους.

#### 7.4.2. Περίπτωση εφαρμογής γεωαφρού τύπου EPS39

Στην συνέχεια της μελέτης, εξετάστηκε η επίδραση της τοποθέτησης EPS39 στο μεσαίο και κατώτερο τμήμα του τείχους. Σκοπός της διερεύνησης αυτής είναι να διαπιστωθεί εάν η εφαρμογή ενός σκληρότερου τύπου γεωαφρού θα βοηθούσε στην περαιτέρω μείωση των δυναμικών ωθήσεων και στη βελτίωση της σεισμικής απόκρισης του τείχους. Η διερεύνηση πραγματοποιήθηκε και πάλι για τα εξεταζόμενα πάχη 2.4 m, 4.3 m και 6.3 m. Τα προσομοιώματα των ελαστικών δυναμικών αναλύσεων είναι όμοια με τα αντίστοιχα της ενότητας 7.4.1, με μόνη διαφορά τις μηχανικές ιδιότητες του EPS. Το EPS39 φτάνει έως και το 10.6 m από τη βάση του τείχους, καλύπτοντας το 62% της συνολικής επιφάνειας του ύψους του.



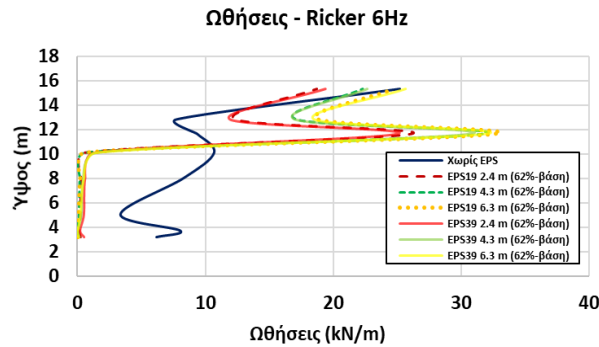
**Εικόνα 7.16:** Συγκριτικό διάγραμμα ενίσχυσης της επιτάχυνσης AF για τα διαφορετικά πάχη εφαρμογής του EPS19 και EPS39, κατά την εφαρμογή τους στο κατώτερο μέρος του τείχους.

Τιμές ιδιοσυχνοτήτων και συντελεστών ενίσχυσης AF για τοποθέτηση του EPS στο κατώτερο τμήμα του τείχους				
	EPS19		EPS39	
	$f_0$ (Hz)	AF	$f_0$ (Hz)	AF
<b>Χωρίς EPS</b>	7.8	120	7.8	120
<b>2.4 m</b>	7.37	50	7.37	48
<b>4.3 m</b>	7.12	43	7.12	42
<b>6.3 m</b>	6.88	43	6.88	44

**Πίνακας 7.1:** Τιμές ιδιοσυχνοτήτων και συντελεστών ενίσχυσης για τοποθέτηση EPS19 και EPS39 στο κατώτερο τμήμα του τείχους.

Στην Εικόνα 7.16 απεικονίζονται τα διαγράμματα ενίσχυσης της επιτάχυνσης, για όλα τα εξεταζόμενα πάχη και για τους δύο διαφορετικούς τύπους EPS19 και EPS39, όταν αυτό τοποθετείται στο κατώτερο τμήμα του τείχους. Όπως είναι φανερό, η τοποθέτηση του EPS39 δεν παρουσιάζει ουσιαστικές διαφορές σε σύγκριση με το EPS19, σε ότι αφορά τη βασική ιδιοσυχνότητα του συστήματος αλλά και τον συντελεστή ενίσχυσης AF. Το φαινόμενο αυτό ισχύει για ολόκληρο το εύρος των συχνοτήτων. Η παρατήρηση αυτή αφορά όλα τα εξεταζόμενα μέσα πάχη. Η διαφορές

που παρατηρούνται είναι ότι στην περίπτωση που τοποθετείται EPS39 η ιδιοσυχνότητα εμφανίζεται ελάχιστα μεγαλύτερη για όλα τα μέσα πάχη, ενώ ο συντελεστής ενίσχυσης AF προκύπτει ελάχιστα μικρότερος για 2.4 m και 4.3 m και κατά μια μονάδα μεγαλύτερος για 6.3m. Το γεγονός αυτό αποδίδεται στην ποιότητα του γεωαφρού, καθώς το EPS39 χαρακτηρίζεται από μεγαλύτερο βάρος και μέτρο ελαστικότητας. Συγκεντρωτικά, οι τιμές των βασικών ιδιοσυχνοτήτων ( $f_0$ ) και των συντελεστών ενίσχυσης (AF) που σχολιάστηκαν νωρίτερα για κάθε περίπτωση, παρουσιάζονται στον Πίνακα 7.1.

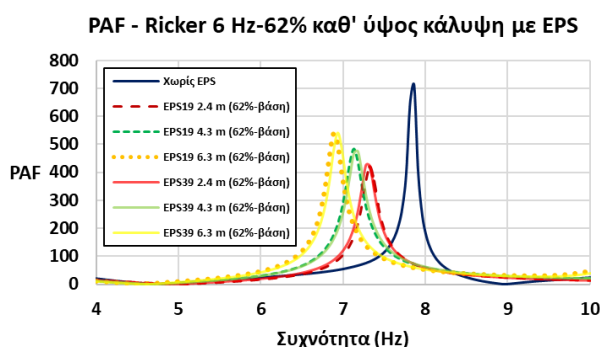


**Εικόνα 7.17:** Συγκριτικό διάγραμμα κατανομής των μέγιστων ωθήσεων για τα διαφορετικά πάχη εφαρμογής του EPS19 και EPS39, κατά την εφαρμογή τους στο κατώτερο τμήμα του τείχους.

Τιμές μέγιστων ωθήσεων για τοποθέτηση του EPS στο κατώτερο τμήμα του τείχους								
		Ωθήσεις (kN/m)						
Σημεία ελέγχου	Υψος (m)	Χωρίς EPS	Μέσο πάχος 2.4 m		Μέσο πάχος 2.4 m		Μέσο πάχος 2.4 m	
			EPS19	EPS39	EPS19	EPS39	EPS19	EPS39
A	3.15	6.18	0.22	0.54	0.08	0.18	0.04	0.1
B	3.69	8.03	0.1	0.22	0.02	0.04	0.02	0.05
C	5.02	3.36	0.21	0.52	0.13	0.32	0.1	0.25
D	8.00	8.31	0.26	0.62	0.2	0.47	0.23	0.54
E	10.09	10.69	0.57	1.38	0.61	1.48	0.61	1.51
F	11.63	9.36	26.1	25.06	31.8	30.76	32.7	32
G	12.82	7.76	12.3	11.94	17.1	16.99	18.8	18.52
H	15.32	25.23	18.7	19.41	22.3	22.66	24.8	25.68

**Πίνακας 7.2:** Τιμές μέγιστων ωθήσεων για τοποθέτηση EPS19 και EPS39 στο κατώτερο τμήμα του τείχους.

Όπως παρατηρείται από την Εικόνα 7.17, για κάθε μέσο πάχος εφαρμογής του γεωαφρού, η κατανομή και οι τιμές των μέγιστων ωθήσεων σχεδόν ταυτίζονται για τους δύο διαφορετικούς τύπους EPS. Οι διαφορές που εντοπίζονται τόσο στο τμήμα που καλύπτεται με τον γεωαφρό, όσο και στο τμήμα όπου δεν έχει τοποθετηθεί το γεωυλικό, είναι αμελητέες. Στο τμήμα που υπάρχει επικάλυψη με το EPS, οι μέγιστες ωθήσεις με τη χρήση του EPS19 εμφανίζονται ελαφρώς μειωμένες σε σύγκριση με τις αντίστοιχες για EPS39. Στο τμήμα όπου δεν υπάρχει επικάλυψη με το EPS, παρατηρείται ότι οι μέγιστες ωθήσεις στη περίπτωση του EPS39 είναι ελάχιστα μεγαλύτερες, με εξαίρεση την περιοχή κοντά στην επιφάνεια του υλικού επίχωσης. Οι τιμές των μέγιστων ωθήσεων για το κάθε σημείο ελέγχου πάνω στο τείχος και για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις του EPS19 και EPS39, όταν αυτά τοποθετούνται στο κατώτερο τμήμα του τείχους, παρουσιάζονται στον Πίνακα 7.2.



**Εικόνα 7.16:** Συγκριτικό διάγραμμα PAF για τα διαφορετικά πάχη εφαρμογής του EPS19 και EPS39, κατά την εφαρμογή τους στο κατώτερο μέρος του τείχους.

Στον Πίνακα 7.3 παρατίθενται οι μέγιστες τιμές του συντελεστή ενίσχυσης των εδαφικών ωθήσεων σε ολόκληρο το εύρος των συχνοτήτων και για όλα τα εξεταζόμενα πάχη. Στον συγκεκριμένο πίνακα αναγράφονται οι τιμές που προέκυψαν από τις δυναμικές αναλύσεις τόσο για το EPS19 όσο και για το EPS39, όταν αυτό τοποθετείται στο κατώτερο τμήμα του τείχους. Παρουσιάζονται ακόμα οι βασικές ιδιοσυχνότητες ( $f_0$ ) για τις οποίες εμφανίζονται οι μέγιστοι συντελεστές PAF.

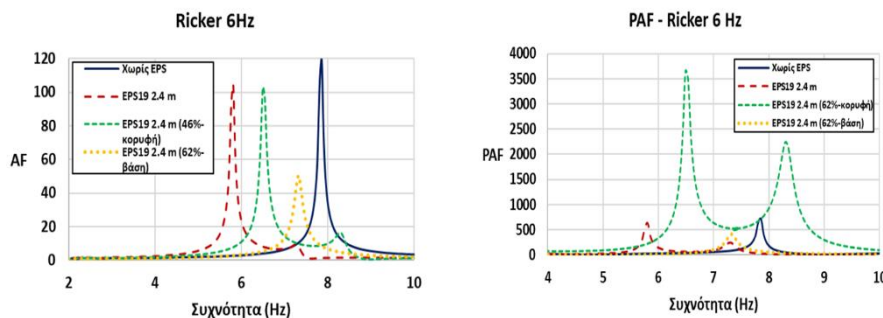
Μέγιστοι συντελεστές ενίσχυσης των εδαφικών ωθήσεων (PAF) για τοποθέτηση του EPS στο κατώτερο τμήμα του τείχους				
	EPS19		EPS39	
	$f_0$ (Hz)	PAF	$f_0$ (Hz)	PAF
<b>Χωρίς EPS</b>	7.8	711	7.8	711
<b>2.4 m</b>	7.37	419	7.37	423
<b>4.3 m</b>	7.12	484	7.12	476
<b>6.3 m</b>	6.88	537	6.88	542

**Πίνακας 7.3:** Μέγιστες τιμές των συντελεστών εδαφικής ενίσχυσης (PAF) για τοποθέτηση EPS19 και EPS39 στο κατώτερο τμήμα του τείχους.

Όπως είναι φανερό από το διάγραμμα της Εικόνας 7.16 και από τις μέγιστες τιμές του Πίνακα 7.3, η τοποθέτηση του EPS39 δεν επηρεάζει ουσιαστικά τον συντελεστή ενίσχυσης των εδαφικών ωθήσεων PAF σε σχέση με το EPS19. Η παρατήρηση αυτή αφορά το συνολικό εύρος των συχνοτήτων. Το γεγονός αυτό παρατηρείται για όλα τα εξεταζόμενα μέσα πάχη εφαρμογής του EPS. Οι διαφορές που παρατηρούνται δεν κρίνονται σημαντικές. Χαρακτηριστικά, για εφαρμογή του EPS σε μέσο πάχος 2.4 m, το EPS39 παρουσιάζει κατά 4 μονάδες μεγαλύτερο συντελεστή PAF, για τη βασική ιδιοσυχνότητα. Για μέσο πάχος 4.3 m, το EPS39 εμφανίζει κατά 8 μονάδες μικρότερο συντελεστή PAF για την αντίστοιχη βασική ιδιοσυχνότητα, ενώ για μέσο πάχος 6.3 m, εμφανίζει και πάλι μεγαλύτερο συντελεστή κατά 5 μονάδες για την αντίστοιχη βασική ιδιοσυχνότητα.

### 7.5. Σύγκριση της επίδρασης του γεωαφρού EPS19 για την εφαρμογή του σε διαφορετικά τμήματα του τείχους

Στην ενότητα 7.4.2 διαπιστώθηκαν οι μικρές διαφορές στη δυναμική απόκριση του τείχους της Ακρόπολης για τους δύο διαφορετικούς τύπους EPS όταν αυτοί τοποθετούνται στο κατώτερο τμήμα του. Σε προηγούμενη ενότητα, παρατηρήθηκε ότι η εφαρμογή του EPS39 σε ολόκληρο το ύψος του τείχους επιφέρει μεγαλύτερες ωθήσεις σε σύγκριση με το EPS19, για όλα τα εξεταζόμενα μέσα πάχη εφαρμογής. Επομένως, συμπεραίνεται ότι ο γεωαφρός τύπου EPS19 οδηγεί σε μια καλύτερη σεισμική απόκριση στο τείχος. Κρίνεται λοιπόν σκόπιμο να πραγματοποιηθεί μια σύγκριση της απόκρισης του τείχους για τις διαφορετικές περιπτώσεις εφαρμογής του γεωαφρού EPS19. Η σύγκριση που ακολουθεί αφορά την εφαρμογή του EPS19 σε ολόκληρο το ύψος του τείχους, στο ανώτερο και στο κατώτερο τμήμα του. Η σύγκριση πραγματοποιείται ξεχωριστά για κάθε μέσο πάχος εφαρμογής. Προφανώς, από οικονομική σκοπιά, το κόστος είναι μικρότερο όταν δεν τοποθετηθεί το υλικό σε μεγάλα πάχη και σε όλο το ύψος του τείχους.



**Εικόνα 7.17:** Συγκριτικά διαγράμματα AF και PAF για εφαρμογή του EPS19 σε μέσο πάχος 2.4 m.

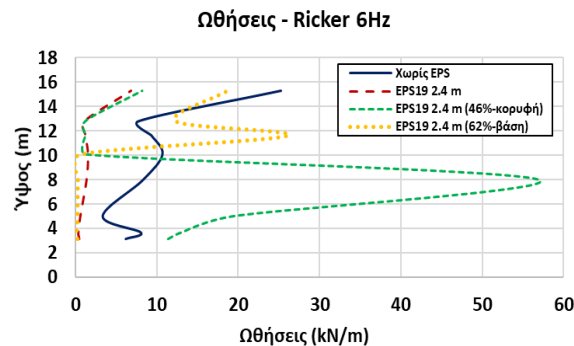
Μέσο πάχος εφαρμογής 2.4 m

Στην Εικόνα 7.17 απεικονίζονται συγκριτικά διαγράμματα ενίσχυσης της επιτάχυνσης (AF) και ενίσχυσης των εδαφικών ωθήσεων (PAF). Η σύγκριση αφορά τις διαφορετικές εφαρμογές του EPS19, οι οποίες μελετήθηκαν για ένα μέσο πάχος εφαρμογής 2.4 m. Στα διαγράμματα που ακολουθούν, με μπλε γραμμή απεικονίζεται η περίπτωση χωρίς την εφαρμογή του γεωαφρού. Με κόκκινη γραμμή απεικονίζεται η περίπτωση όπου ο γεωαφρός τοποθετείται σε ολόκληρο το ύψος του τείχους, με πράσινη όταν τοποθετείται στο άνω τμήμα, ενώ με κίτρινη στο κατώτερο τμήμα.

Μέγιστοι συντελεστές AF και PAF για τις διαφορετικές εφαρμογές του γεωαφρού EPS19-μέσο πάχος 2.4 m			
Εφαρμογή EPS	EPS19		
	f <sub>0</sub> (Hz)	AF	PAF
Χωρίς EPS	7.8	120	711
Συνολικό ύψος	5.81	103	638
Ανώτερο τμήμα	6.49	102	3652
Κατώτερο τμήμα	7.32	50	368

**Πίνακας 7.4:** Μέγιστες τιμές των συντελεστών AF και PAF για τις διαφορετικές εφαρμογές του γεωαφρού EPS19 σε μέσο πάχος 2.4 m.

Είναι φανερό με βάση τα διαγράμματα και τον Πίνακα 7.4, ότι το σύστημα τείχος-βράχος-επίχωση παρουσιάζεται περισσότερο εύκαμπτο όταν το EPS19 τοποθετείται σε ολόκληρο το ύψος του τείχους. Οπότε, στη συγκεκριμένη περίπτωση εμφανίζεται και ο μεγαλύτερος συντελεστής ενίσχυσης AF. Η τοποθέτηση του EPS19 στο ανώτερο τμήμα του τείχους μειώνει περισσότερο την ιδιοσυχνότητα του συστήματος σε σχέση με όταν αυτό τοποθετείται στο κατώτερο τμήμα. Στην περίπτωση όμως που ο γεωαφρός επικαλύπτει το τείχος στο κατώτερο τμήμα, ο συντελεστής ενίσχυσης των επιταχύνσεων εμφανίζεται πολύ μικρότερος.



**Εικόνα 7.18:** Συγκριτικά διαγράμματα μέγιστων ωθήσεων για εφαρμογή του EPS19 σε μέσο πάχος 2.4 m.



Από το διάγραμμα ενίσχυσης των εδαφικών ωθήσεων και τον Πίνακα 7.4, παρατηρείται ότι όταν το EPS19 τοποθετείται στο κατώτερο τμήμα του τείχους, ο μέγιστος συντελεστής PAF εμφανίζεται μικρότερος σε σύγκριση με τις άλλες περιπτώσεις για όλο το εύρος των συχνοτήτων. Μεγάλη αύξηση του συντελεστή σε σύγκριση με τις άλλες δύο περιπτώσεις για όλο το φάσμα των συχνοτήτων, εμφανίζεται όταν ο γεωαφρός τοποθετείται στο ανώτερο τμήμα. Η τοποθέτηση του EPS19 σε ολόκληρο το ύψος του τείχους μειώνει αισθητά τον συντελεστή ενίσχυσης των εδαφικών ωθήσεων για σχεδόν ολόκληρο το εύρος συχνοτήτων. Συμπερασματικά, θα μπορούσε να ειπωθεί ότι για την εφαρμογή του EPS19 σε ένα μέσο πάχος 2.4 m, η βέλτιστη σεισμική απόκριση του τείχους παρουσιάζεται όταν αυτό τοποθετείται στο κατώτερο τμήμα του.

Τιμές μέγιστων ωθήσεων για τοποθέτηση του EPS στο κατώτερο τμήμα του τείχους-μέσο πάχος 2.4 m					
		Ωθήσεις (kN/m)			
			Συνολικό ύψος	Ανώτερο τμήμα	Κατώτερο τμήμα
Σημεία ελέγχου	Ύψος (m)	Χωρίς EPS	EPS19	EPS19	EPS19
A	3.15	6.18	0,45	11,36	0,22
B	3.69	8.03	0,34	13	0,1
C	5.02	3.36	0,58	19,33	0,21
D	8.00	8.31	1,35	56,99	0,26
E	10.09	10.69	1,53	1,28	0,57
F	11.63	9.36	1,23	1,2	26,1
G	12.82	7.76	1,1	1,17	12,3
H	15.32	25.23	6,86	8,18	18,7

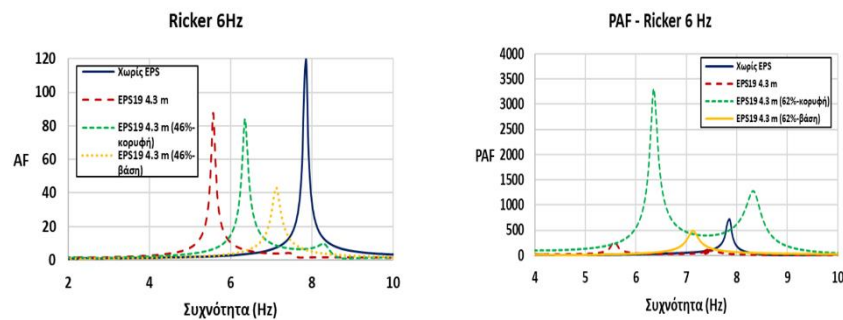
**Πίνακας 7.5:** Μέγιστες τιμές ωθήσεων για εφαρμογή του EPS19.

Στην Εικόνα 7.5 παρουσιάζονται τα διαγράμματα των μέγιστων ωθήσεων σε κάθε εξεταζόμενη περίπτωση, ενώ στον Πίνακα 7.5 παρατίθενται οι μέγιστες τιμές για κάθε σημείο ελέγχου. Είναι προφανές ότι η τοποθέτηση του EPS19 στο ανώτερο τμήμα επιφέρει πολύ μεγάλες μέγιστες ωθήσεις, ειδικότερα στο τμήμα που δεν καλύπτεται από τον γεωαφρό. Συγκρίνοντας τις μέγιστες ωθήσεις για τοποθέτηση του EPS19 σε ολόκληρο το ύψος και μόνο στο κατώτερο τμήμα, παρατηρείται ότι στη δεύτερη περίπτωση οι ωθήσεις είναι μικρότερες στο κατώτερο τμήμα, ενώ το αντίθετο ισχύει για το ανώτερο τμήμα του τείχους.

#### Μέσο πάχος εφαρμογής 4.3 m

Στην Εικόνα 7.19 απεικονίζονται συγκριτικά διαγράμματα ενίσχυσης της επιτάχυνσης (AF) και ενίσχυσης των εδαφικών ωθήσεων (PAF). Η σύγκριση αφορά

τις διαφορετικές εφαρμογές του EPS19 για ένα μέσο πάχος εφαρμογής 4.3 m. Όπως παρατηρείται από τα διαγράμματα της Εικόνας 7.19 αλλά και τον Πίνακα 7.6, και σε αυτήν την περίπτωση, η μικρότερη ιδιοσυχνότητα του συστήματος παρουσιάζεται όταν το EPS τοποθετείται σε ολόκληρο το ύψος του τείχους. Αντίθετα, η μικρότερη επίδραση στη μείωση της ιδιοσυχνότητας παρατηρείται όταν το EPS τοποθετείται στο κατώτερο τμήμα. Παρόλα αυτά, στην περίπτωση αυτή παρουσιάζεται ο μικρότερος συντελεστής AF. Η τοποθέτηση του EPS19 στο ανώτερο τμήμα δεν επιφέρει ουσιαστική αλλαγή στην τιμή του μέγιστου συντελεστή ενίσχυσης σε σύγκριση με την περίπτωση που ο γεωαφρός τοποθετείται σε ολόκληρο το ύψος.



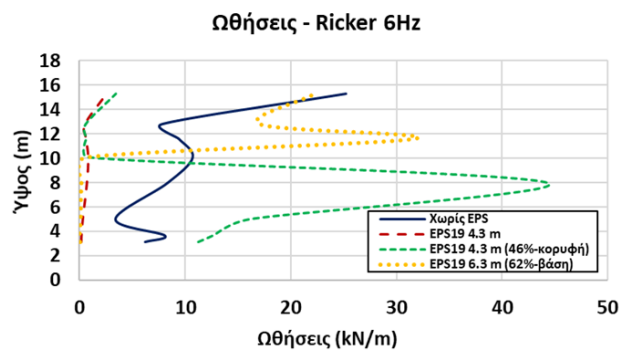
**Εικόνα 7.19:** Συγκριτικά διαγράμματα AF και PAF για εφαρμογή του EPS19 σε μέσο πάχος 4.3 m.

Μέγιστοι συντελεστές AF και PAF για τις διαφορετικές εφαρμογές του γεωαφρού EPS19-μέσο πάχος 4.3 m			
Εφαρμογή EPS	EPS19		
	$f_0$ (Hz)	AF	PAF
Χωρίς EPS	7.8	120	711
Συνολικό ύψος	5.56	87	248
Ανώτερο τμήμα	6.34	84	3306
Κατώτερο τμήμα	7.12	43	484

**Πίνακας 7.6:** Μέγιστες τιμές των συντελεστών AF και PAF για τις διαφορετικές εφαρμογές του γεωαφρού EPS19 σε μέσο πάχος 4.3 m.

Σε ότι αφορά τον συντελεστή ενίσχυσης των εδαφικών ωθήσεων PAF, η εικόνα είναι πολύ διαφορετική από την περίπτωση του μέσου πάχους 2.4 m. Στην εν λόγω περίπτωση, η μεγαλύτερη μείωση του συντελεστή PAF για τις περισσότερες συχνότητες, εμφανίζεται όταν το EPS19 εφαρμόζεται σε ολόκληρο το ύψος του τείχους. Μείωση του συντελεστή PAF επιτυγχάνεται και με την εφαρμογή του στο κατώτερο μέρος, όμως δεν είναι τόσο μεγάλη όσο προηγουμένως. Όταν το EPS19 εφαρμόζεται στο ανώτερο τμήμα του τείχους ο συντελεστής PAF αυξάνεται, σε σύγκριση με το αρχικό προσομοίωμα του τείχους χωρίς το EPS, για ολόκληρο σχεδόν το εύρος των συχνοτήτων.

Στην Εικόνα 7.20 απεικονίζονται τα διαγράμματα κατανομής των μέγιστων δυναμικών ωθήσεων για κάθε εξεταζόμενη περίπτωση. Στον Πίνακα 7.7 παρουσιάζονται οι μέγιστες τιμές των δυναμικών ωθήσεων που δέχεται το τείχος σε κάθε σημείο ελέγχου. Οι μέγιστες ωθήσεις εμφανίζονται και πάλι μικρότερες σε σχέση με τις περιπτώσεις που το EPS19 εφαρμόζεται σε ολόκληρο το ύψος του τείχους. Συγκρίνοντας τις μέγιστες ωθήσεις για τοποθέτηση του EPS19 σε ολόκληρο το ύψος και μόνο στο κατώτερο τμήμα, παρατηρείται και πάλι ότι στο κατώτερο τμήμα οι ωθήσεις εμφανίζονται μικρότερες στη δεύτερη περίπτωση. Το αντίθετο ισχύει για το ανώτερο τμήμα του τείχους. Η τοποθέτηση του EPS19 στο ανώτερο τμήμα επιφέρει πολύ μεγάλες μέγιστες ωθήσεις ειδικότερα στο τμήμα που δεν καλύπτεται από τον γεωαφρό.



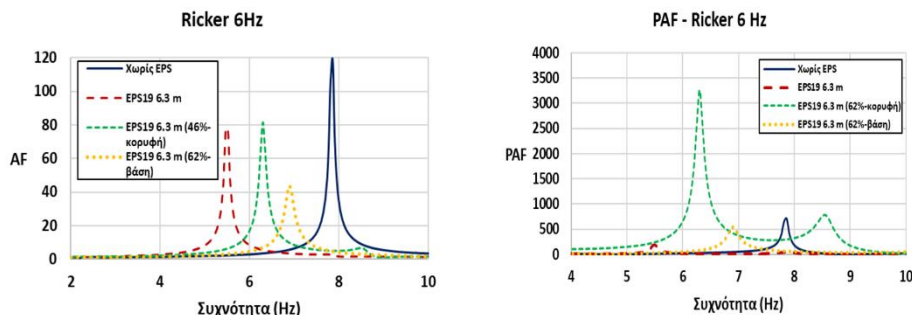
**Εικόνα 7.20:** Συγκριτικά διαγράμματα μέγιστων ωθήσεων για εφαρμογή του EPS19 σε μέσο πάχος 2.4 m.

Τιμές μέγιστων ωθήσεων για τοποθέτηση του EPS στο κατώτερο τμήμα του τείχους-μέσο πάχος 4.3 m					
		Ωθήσεις (kN/m)			
Σημεία ελέγχου	Ύψος (m)		Συνολικό ύψος	Ανώτερο τμήμα	Κατώτερο τμήμα
		Χωρίς EPS	EPS19	EPS19	EPS19
A	3.15	6.18	0,17	11,26	0,08
B	3.69	8.03	0,18	12,68	0,02
C	5.02	3.36	0,3	16,1	0,13
D	8.00	8.31	0,69	44,32	0,2
E	10.09	10.69	0,81	0,84	0,61
F	11.63	9.36	0,61	0,65	31,8
G	12.82	7.76	0,5	0,6	17,1
H	15.32	25.23	2,54	3,46	22,3

**Πίνακας 7.7:** Μέγιστες τιμές ωθήσεων για εφαρμογή του EPS19.

Μέσο πάχος εφαρμογής 6.3 m

Στην Εικόνα 7.21 απεικονίζονται συγκριτικά διαγράμματα ενίσχυσης της επιτάχυνσης (AF) και ενίσχυσης των εδαφικών ωθήσεων (PAF). Η σύγκριση αφορά τις διαφορετικές εφαρμογές του EPS19, οι οποίες μελετήθηκαν για ένα μέσο πάχος εφαρμογής 6.3 m.



**Εικόνα 7.21:** Συγκριτικά διαγράμματα AF και PAF για εφαρμογή του EPS19 σε μέσο πάχος 6.3 m.

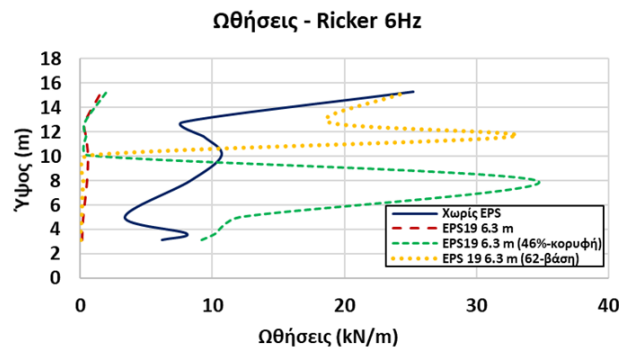
Μέγιστοι συντελεστές AF και PAF για τις διαφορετικές εφαρμογές του γεωαφρού EPS19-μέσο πάχος 6.3 m			
Εφαρμογή EPS	EPS19		
	$f_0$ (Hz)	AF	PAF
Χωρίς EPS	7.8	120	711
Συνολικό ύψος	5.51	77	187
Ανώτερο τμήμα	6.29	81	3264
Κατώτερο τμήμα	6.93	40	537

**Πίνακας 7.8:** Μέγιστες τιμές των συντελεστών AF και PAF για τις διαφορετικές εφαρμογές του γεωαφρού EPS19 σε μέσο πάχος 6.3 m.

Όπως παρατηρείται από τα διαγράμματα της Εικόνας 7.21 αλλά και τον Πίνακα 7.8, και σε αυτήν την περίπτωση, η μικρότερη ιδιοσυχνότητα του συστήματος παρουσιάζεται όταν το EPS τοποθετείται σε ολόκληρο το ύψος του τείχους. Αντίθετα, η μικρότερη επιρροή στη μείωση της ιδιοσυχνότητας επέρχεται όταν το EPS τοποθετείται στο κατώτερο τμήμα. Αντίστοιχα με προηγούμενως, στην περίπτωση αυτή παρουσιάζεται ο μικρότερος συντελεστής AF. Η τοποθέτηση του EPS19 στο ανώτερο τμήμα επιφέρει μικρή αύξηση στο μέγεθος του μέγιστου συντελεστή ενίσχυσης AF σε σύγκριση με την περίπτωση που ο γεωαφρός τοποθετείται σε ολόκληρο το ύψος. Η αύξηση αυτή θεωρείται αμελητέα.

Σε ότι αφορά τον συντελεστή ενίσχυσης των εδαφικών ωθήσεων PAF, η εικόνα είναι παρόμοια με την περίπτωση του μέσου πάχους 4.3 m. Η μεγαλύτερη μείωση του συντελεστή PAF για τις περισσότερες συχνότητες εμφανίζεται όταν το EPS19 εφαρμόζεται σε ολόκληρο το ύψος του τείχους. Μείωση του συντελεστή PAF επιτυγχάνεται και με την εφαρμογή του στο κατώτερο μέρος, όμως δεν είναι τόσο μεγάλη όσο στην περίπτωση στην οποία το EPS19 τοποθετείται σε ολόκληρο το ύψος.

Όταν το EPS19 εφαρμόζεται στο ανώτερο τμήμα του τείχους, ο συντελεστής PAF αυξάνεται σε σύγκριση με τον αρχικό χωρίς το EPS, για ολόκληρο σχεδόν το εύρος των συχνοτήτων.



**Εικόνα 7.22:** Συγκριτικά διαγράμματα μέγιστων ωθήσεων για εφαρμογή του EPS19 σε μέσο πάχος 6.3 m.

Στην Εικόνα 7.22 απεικονίζονται τα διαγράμματα κατανομής των μεγίστων δυναμικών ωθήσεων για κάθε εξεταζόμενη περίπτωση. Στον Πίνακα 7.9 παρουσιάζονται οι μέγιστες τιμές των δυναμικών ωθήσεων που δέχεται το τείχος σε κάθε σημείο ελέγχου.

Τιμές μέγιστων ωθήσεων για τοποθέτηση του EPS στο κατώτερο τμήμα του τείχους-μέσο πάχος 6.3 m					
		Ωθήσεις (kN/m)			
Σημεία ελέγχου	Ύψος (m)		Συνολικό ύψος	Ανώτερο τμήμα	Κατώτερο τμήμα
		Χωρίς EPS	EPS19	EPS19	EPS19
A	3.15	6.18	0,12	9,19	0,04
B	3.69	8.03	0,13	10,26	0,02
C	5.02	3.36	0,2	12,06	0,1
D	8.00	8.31	0,49	34,66	0,23
E	10.09	10.69	0,56	0,59	0,61
F	11.63	9.36	0,41	0,42	32,7
G	12.82	7.76	0,33	0,34	18,8
H	15.32	25.23	1,6	1,99	24,8

**Πίνακας 7.9:** Μέγιστες τιμές ωθήσεων για εφαρμογή του EPS19.

Αναφορικά με τη μορφή της κατανομής των ωθήσεων, σε όλες τις περιπτώσεις δεν διαφέρει από αυτή που τα μέσα πάχη είναι ίσα με 2.4 m και 4.3 m. Οι μέγιστες ωθήσεις

εμφανίζονται και πάλι μικρότερες σε σχέση με τις άλλες περιπτώσεις, όταν το EPS19 εφαρμόζεται σε ολόκληρο το ύψος του τείχους. Συγκρίνοντας τις μέγιστες ωθήσεις για τοποθέτηση του EPS19 σε ολόκληρο το ύψος και μόνο στο κατώτερο τμήμα, παρατηρείται και πάλι ότι στο κατώτερο τμήμα οι ωθήσεις εμφανίζονται μικρότερες στη δεύτερη περίπτωση, ενώ και πάλι το αντίθετο ισχύει για το ανώτερο τμήμα του τείχους. Η τοποθέτηση του EPS19 στο ανώτερο τμήμα επιφέρει πολύ μεγάλες μέγιστες ωθήσεις ειδικότερα στο τμήμα που δεν καλύπτεται από τον γεωαφρό.

Συμπερασματικά, με βάση την ανάλυση της παρούσας ενότητας, αλλά και των αποτελεσμάτων που σχολιάστηκαν στις προηγούμενες ενότητες, προκύπτει μια σημαντική επίδραση του γεωαφρού EPS στη μείωση της ιδιοσυχνότητας του συστήματος τείχους-βράχου-επίχωσης. Η μείωση αυτή προκύπτει για κάθε εξεταζόμενη περίπτωση που χρησιμοποιείται ο γεωαφρός τύπου EPS19. Η μεγαλύτερη μείωση παρατηρείται στην περίπτωση όπου το με EPS19 εφαρμόζεται σε ολόκληρο το ύψος του τείχους, λόγω της μεγαλύτερης μείωσης βάρους του συστήματος. Αντίθετα, η μικρότερη μείωση συμβαίνει για την περίπτωση που το EPS19 τοποθετείται στο κατώτερο τμήμα του τείχους. Το παραπάνω φαινόμενο παρουσιάζεται για όλα τα εξεταζόμενα πάχη. Προφανώς, όσο πιο μεγάλο είναι το πάχος του EPS19, τόσο μεγαλύτερη είναι η μείωση της ιδιοσυχνότητας.

Η τοποθέτηση του γεωαφρού EPS19 στο ανώτερο τμήμα του τείχους συνοδεύεται από μεγάλη αύξηση του συντελεστή ενίσχυσης των εδαφικών ωθήσεων (PAF), για ολόκληρο το εύρος των συχνοτήτων. Το γεγονός αυτό οδηγεί στην αύξηση των ωθήσεων στο τείχος, σε σύγκριση με τις αρχικές στο προσομοίωμα χωρίς τον γεωαφρό, για κάθε επιβαλλόμενη σεισμική διέγερση και για όλα τα εξεταζόμενα μέσα πάχη. Η τοποθέτηση του EPS19 στο κατώτερο τμήμα του τείχους οδηγεί σε σημαντική μείωση του συντελεστή ενίσχυσης PAF για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις. Η μεγαλύτερη μείωση προκύπτει κυρίως για μικρά πάχη εφαρμογής (π.χ., μέσο πάχος εφαρμογής 2.4 m), όπου είναι μεγαλύτερη από την περίπτωση που τοποθετείται ο γεωαφρός σε ολόκληρο το ύψος του τείχους. Η τοποθέτηση του EPS19 σε ολόκληρο το ύψος του τείχους επιφέρει τη μεγαλύτερη μείωση του συντελεστή PAF, στην πλειοψηφία των περιπτώσεων. Όπως προαναφέρθηκε, εξαίρεση αποτελούν τα μικρά πάχη εφαρμογής.

Όταν το EPS19 τοποθετείται στο σύνολο του ύψους του τείχους, όσο πιο μεγάλο είναι το πάχος εφαρμογής, τόσο μεγαλύτερες είναι οι μειώσεις που προσφέρει στις ωθήσεις. Οι μεγαλύτερες μειώσεις των εδαφικών ωθήσεων στο σύνολο των συχνοτήτων παρατηρούνται για τοποθέτηση του EPS19 σε ένα μέσο πάχος 6.3 m. Εξίσου μεγάλες είναι και οι μειώσεις για το μέσο πάχος εφαρμογής 4.3 m. Ως αποτελεσματικότερη λύση λοιπόν, προτείνεται η εφαρμογή EPS19 σε ένα πάχος 4.3 m (για μείωση και του κόστους εφαρμογής) με επικάλυψη ολόκληρου του τείχους ή η εφαρμογή του EPS19 με μέσο πάχος 2.4 m, με τοποθέτησή του μόνο στο κατώτερο τμήμα του. Στη δεύτερη περίπτωση, αν και οι ωθήσεις εμφανίζονται μεγαλύτερες σε σύγκριση με την πρώτη, το συνολικό κόστος του έργου θα είναι αρκετά μικρότερο. Πάντως, για τη βέλτιστη τεχνική λύση είναι αναγκαία η διερεύνηση των ιδιοσυχνοτήτων των σεισμικών καταγραφών που θα καταπονήσουν το τείχος. Με τον



τρόπο αυτόν, θα επιλεγεί το κατάλληλο μέσο πάχος εφαρμογής του EPS, καθώς και το κατάλληλο ύψος τοποθέτησης, έτσι ώστε να αποφευχθούν φαινόμενα συντονισμού του τείχους.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

### ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΜΕΛΛΟΝΤΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ

---

#### 8.1. Συμπεράσματα

Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας πραγματοποιήθηκαν ελαστικές δυναμικές αναλύσεις σε διδιάστατα προσομοιώματα, με σκοπό τη διερεύνηση και τη βελτίωση της σεισμικής απόκρισης του νότιου περιμετρικού τείχους της Ακρόπολης. Το τείχος αποτελεί μια κατασκευή αντιστήριξης των επιχώσεων του λόφου της Ακρόπολης. Λόγω της περιπλοκότητας του, ως προς τη γεωμετρία αλλά και τις μηχανικές του ιδιότητες, κρίθηκε αναγκαίο να πραγματοποιηθούν προκαταρκτικές μελέτες για απλούς τοίχους αντιστήριξης, με σκοπό τη σταδιακή προσέγγιση του προβλήματος. Η διερεύνηση πραγματοποιήθηκε με κατάλληλα προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων λαμβάνοντας υπόψη παραμέτρους που αφορούν τη δυσκαμψία του τοίχου, αλλά και την κλίση του βραχώδους υποβάθρου που υπάρχει και στην περίπτωση του τείχους στον λόφο της Ακρόπολης. Με βάση την επεξεργασία των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από τις αναλύσεις, αλλά και από τη μελέτη της υφιστάμενης συναφούς βιβλιογραφίας από αντίστοιχες έρευνες που έχουν πραγματοποιηθεί σχετικά με τη δυναμική απόκριση τοίχων αντιστήριξης, προέκυψαν τα εξής συμπεράσματα:

- Η σεισμική απόκριση ενός τοίχου αντιστήριξης αποτελεί ένα σύνθετο πρόβλημα δυναμικής αλληλεπίδρασης τοίχου και αντιστηριζόμενου εδάφους, το οποίο καλούνται να αντιμετωπίσουν οι μηχανικοί με υπεραπλουστευτικές μεθοδολογίες που προτείνουν οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί. Το πρόβλημα γίνεται ακόμα πιο σύνθετο, όταν υπάρχουν παρακείμενες κατασκευές πάνω στο αντιστηριζόμενο έδαφος.
- Η ιδιοσυχνότητα του συστήματος τοίχου-βράχου-επίχωσης, καθώς και τα ασκούμενα δυναμικά φορτία στον τοίχο, εξαρτώνται άμεσα από την ευκαμψία του τοίχου. Η ιδιοσυχνότητα του συστήματος τοίχου-βράχου-επίχωσης είναι ανεξάρτητη από την απόσβεση.
- Η ευκαμψία του τοίχου ορίζεται τόσο από τις μηχανικές ιδιότητες, όσο και από την γεωμετρία και τις συνθήκες έδρασης στη βάση του τοίχου.
- Γενικά, όσο περισσότερο δύσκαμπτος είναι ένας τοίχος, τόσο περισσότερο τείνει στη μονάδα ο συντελεστής ενίσχυσης της επιτάχυνσης από τη βάση στην κορυφή της επίχωσης σε κοντινή απόσταση από τον τοίχο, δηλαδή δεν διαφοροποιείται αισθητά η χρονοϊστορία της διέγερσης. Αντίθετα, για ένα εύκαμπτο τοίχο, ο συντελεστής ενίσχυσης της επιτάχυνσης πίσω από τον τοίχο είναι ίσος με τον αντίστοιχο του ελεύθερου πεδίου για συνθήκες μονοδιάστατης ανάλυσης (1-D).

- Επίσης, όσο περισσότερο δύσκαμπτος είναι ένας τοίχος αντιστήριξης, τόσο μεγαλύτερες εδαφικές ωθήσεις δέχεται. Αντίθετα, οι εύκαμπτοι τοίχοι δέχονται μικρότερες εδαφικές ωθήσεις. Το μέγεθος των ωθήσεων εξαρτάται άμεσα από το πλάτος της εδαφικής επίχωσης, αλλά και από την απόσβεση του υλικού.
- Η κατανομή των εδαφικών ωθήσεων στον τοίχο εξαρτάται από την ευκαμψία του.
- Η απόσβεση επηρεάζει τις αναπτυσσόμενες εδαφικές ωθήσεις σε έναν τοίχο αντιστήριξης. Για μικρές αποσβέσεις, οι δυναμικές ωθήσεις εμφανίζονται μεγαλύτερες.
- Η ύπαρξη κεκλιμένου βραχώδους υποβάθρου, αυξάνει τη δυσκαμψία του συστήματος και οδηγεί στην αύξηση της ιδιοσυχνότητάς του. Όσο πιο δύσκαμπτος είναι ο τοίχος, τόσο μεγαλύτερη είναι η αύξηση της ιδιοσυχνότητας.
- Η ύπαρξη κεκλιμένου βραχώδους υποβάθρου εντείνει την ενίσχυση της επιτάχυνσης στην επίχωση πίσω από τον τοίχο. Η αύξηση είναι μεγαλύτερη για μικρές αποσβέσεις, ενώ παρουσιάζεται μεγαλύτερη σε άκαμπτους τοίχους έναντι των εύκαμπτων.
- Στην περίπτωση κεκλιμένου βραχώδους υποβάθρου, οι εδαφικές ωθήσεις που δέχεται ο τοίχος αντιστήριξης είναι και πάλι μεγαλύτερες όταν αυτός χαρακτηρίζεται από μεγάλη δυσκαμψία. Σε αντίθεση με το οριζόντιο υπόβαθρο, οι μικρότερες ωθήσεις εμφανίζονται για μέτρια δύσκαμπτο τοίχο. Σημειώνεται ότι οι ωθήσεις εξαρτώνται σε μεγάλο βαθμό από το πλάτος της εδαφικής επίχωσης και την απόσβεση (μεγαλύτερες εδαφικές ωθήσεις προκύπτουν για μικρότερες αποσβέσεις).
- Σε έναν άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης και για μικρές αποσβέσεις, το κεκλιμένο υπόβαθρο αυξάνει τις εδαφικές ωθήσεις. Αντίθετα, το φαινόμενο αυτό δεν παρατηρείται για μεγάλες αποσβέσεις. Για έναν μέτρια δύσκαμπτο τοίχο, η ύπαρξη κεκλιμένου υποβάθρου γενικά μειώνει τις επιβαλλόμενες ωθήσεις, ενώ για εύκαμπτους τοίχους τις αυξάνει για κάθε τιμή απόσβεσης.

Στη συνέχεια της μελέτης διερευνήθηκε η σεισμική απόκριση του νοτίου περιμετρικού τείχους της Ακρόπολης. Το τείχος της Ακρόπολης χαρακτηρίζεται από μεγάλη πολυπλοκότητα και αβεβαιότητες των ιδιοτήτων των υλικών και της γεωμετρίας του. Η προστασία του τείχους από τον σεισμικό κίνδυνο είναι απαραίτητη, καθώς μπορεί να προκαλέσει μεγάλες βλάβες ακόμα και καταρρεύσεις τμημάτων του, με ό,τι αυτό συνεπάγεται για ολόκληρο το μνημειακό συγκρότημα του λόφου. Συνεπώς, η ανάγκη για την προστασία του είναι επιτακτική, καθώς αποτελεί ένα μνημείο παγκόσμιας πολιτιστικής κληρονομιάς. Το προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων του τείχους που κατασκευάστηκε βασίστηκε σε αρκετά ακριβείς αρχιτεκτονικές τομές για τη συγκεκριμένη θέση μελέτης. Με βάση τις ελαστικές δυναμικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν, πρόκυψαν τα εξής συμπεράσματα για το νότιο περιμετρικό τείχος της Ακρόπολης:

- Από τη μελέτη και αριθμητική επαλήθευση των πραγματικών καταγραφών από τους επιταχυνσιογράφους του Εθνικού Αστεροσκοπείου Αθηνών που είναι εγκατεστημένοι στην εξεταζόμενη περιοχή, παρατηρήθηκαν σημαντικές ενισχύσεις της επιτάχυνσης από τη βάση στην κορυφή του τείχους στην περίπτωση

της υψίσυχνης κοντινής διέγερσης. Αντίθετα, στη περίπτωση της χαμηλόσυχνης σεισμικής διέγερσης δεν παρατηρήθηκε ενίσχυση και η απόκριση στη βάση και στη κορυφή σχεδόν ταυτίζονται.

- Μέσω της διαδικασίας του ελέγχου του προσομοιώματος του νοτίου περιμετρικού τείχους της Ακρόπολης, επιτεύχθηκε η ικανοποιητική εξακρίβωση της σεισμικής απόκρισής του και ο ορθός προσδιορισμός της απόσβεσης του υλικού επίχωσης. Οι διαφορές στην επαλήθευση του προσομοιώματος οφείλονται στο ευρύ φάσμα συχνοτήτων των πραγματικών διεγέρσεων, με αποτέλεσμα την απόκλιση στις περιοχές εκτός του πεδίου συχνοτήτων που έχει οριστεί η επιλεγείσα τιμή απόσβεσης και σε άλλες παραδοχές της αριθμητικής προσομοίωσης.
- Η ιδιοσυχνότητα του συστήματος τείχος-βράχος-επίχωση εμφανίζεται αρκετά υψηλή και ισούται με 7.8 Hz. Αυτό συνεπάγεται ότι υπάρχει σημαντική επιρροή των υψίσυχνων κοντινών σεισμικών διεγέρσεων στην καταπόνηση του τείχους, εξαιτίας των συντονιστικών φαινομένων που ενδέχεται να προκύψουν.
- Προφανώς, οι εδαφικές ωθήσεις που ασκούνται στο τείχος αυξάνονται κατά πολύ όταν η συχνότητα της σεισμικής διέγερσης ταυτίζεται με την ιδιοσυχνότητα του συστήματος τείχος-βράχος-επίχωση.
- Γενικά, η κατανομή των εδαφικών ωθήσεων που ασκούνται καθ' ύψος του τείχους επηρεάζονται σημαντικά από τη γεωμετρία του. Στα σημεία όπου το τείχος χαρακτηρίζεται από μεγάλο πάχος, οι ωθήσεις φαίνεται να είναι αυξημένες.

Στη συνέχεια, διερευνήθηκε η επίδραση της τοποθέτησης γεωαφρού EPS για την απομείωση των ασκούμενων δυναμικών ωθήσεων στο τείχος και κατ' επέκταση τη βελτίωση της σεισμικής απόκρισής του. Η τοποθέτηση του EPS αποτελεί ένα ήπιο μέτρο προστασίας και επέμβασης στο τείχος, καθώς δεν αλλοιώνει την μορφή του και σέβεται απόλυτα τον μνημειακό χαρακτήρα και την πολιτιστική αξία της κατασκευής. Στη διερεύνηση μελετήθηκαν δύο είδη γεωαφρών, ένας μαλακός (EPS19) και ένας σκληρότερος (EPS39). Ακόμα, διερευνήθηκαν τρία διαφορετικά μέσα πάχη εφαρμογής 2.4 m, 4.3 m και 6.3 m. Με βάση τις ελαστικές δυναμικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν προέκυψαν τα εξής συμπεράσματα για τη χρήση του γεωαφρού EPS στο νότιο περιμετρικό τείχος της Ακρόπολης:

- Η τοποθέτηση γεωαφρού EPS σε ολόκληρο το ύψος του τείχους προσδίδει ευκαμψία στο σύστημα τείχος-βράχος-επίχωση και συνεπώς μειώνει την ιδιοσυχνότητά του. Όσο πιο μαλακός είναι ο τύπος του γεωαφρού, τόσο μεγαλύτερη είναι η μείωση της ιδιοσυχνότητας. Σημαντική επιρροή έχει επίσης και το πάχος εφαρμογής του EPS. Όσο μεγαλύτερο είναι το πάχος εφαρμογής, τόσο μεγαλύτερη είναι η μείωση της ιδιοσυχνότητας.
- Με την τοποθέτηση του EPS σε ολόκληρο το ύψος του τείχους επιτυγχάνεται μείωση των ασκούμενων ωθήσεων με εξαίρεση τα μικρά πάχη εφαρμογής για σκληρούς τύπους γεωαφρού (π.χ., μέσο πάχος εφαρμογής 2.4 m για EPS39). Όσο πιο μαλακός είναι ο τύπος του γεωαφρού, τόσο μεγαλύτερη είναι η μείωση των ασκούμενων ωθήσεων στο τείχος. Παράλληλα, επιτυγχάνεται και μείωση του συντελεστή ενίσχυσης της επιτάχυνσης πίσω από τον τοίχο.

- Η εφαρμογή του EPS σε ολόκληρο το ύψος του τείχους φαίνεται να μην επηρεάζει την μορφή της κατανομής των δυναμικών ωθήσεων σε αυτό.
- Η τοποθέτηση του EPS στο ανώτερο τμήμα του τείχους, συνοδεύεται με μείωση της ιδιοσυχνότητας του συστήματος τείχος-βράχος-επίχωση, η οποία όμως είναι μικρότερη σε σύγκριση με την περίπτωση όπου ο γεωαφρός τοποθετείται σε ολόκληρο το ύψος. Όσο μεγαλύτερο είναι το πάχος εφαρμογής στο ανώτερο τμήμα, τόσο μεγαλύτερη η μείωση της ιδιοσυχνότητας του συστήματος.
- Στην περίπτωση όπου το EPS τοποθετείται στο ανώτερο τμήμα του τείχους, η κατανομή των ασκούμενων ωθήσεων στο τείχος παρουσιάζεται διαφορετική σε σύγκριση με την περίπτωση όπου ο γεωαφρός τοποθετείται σε ολόκληρο το ύψος. Η παρουσία του EPS μόνο στο ανώτερο τμήμα του τείχους, επιδεινώνει τις ωθήσεις στο κατώτερο τμήμα που δεν τοποθετείται EPS.
- Με την τοποθέτηση του EPS στο ανώτερο τμήμα, επέρχεται σημαντική αύξηση των ασκούμενων ωθήσεων σε σύγκριση με τις αρχικές χωρίς το EPS, για όλα τα εξεταζόμενα μέσα πάχη εφαρμογής. Παρόλα αυτά, ο συντελεστής ενίσχυσης της επιτάχυνσης παρουσιάζει μείωση και κυμαίνεται στα ίδια επίπεδα με την περίπτωση κατά την οποία το EPS εφαρμόζεται σε ολόκληρο το ύψος.
- Από την άλλη πλευρά, η τοποθέτηση του EPS στο κατώτερο τμήμα του τείχους επιφέρει μείωση της ιδιοσυχνότητας του συστήματος σε σύγκριση με την αρχική χωρίς το EPS. Παρόλα αυτά, η μείωση είναι μικρότερη σε σύγκριση με την περίπτωση που ο γεωαφρός τοποθετείται είτε σε ολόκληρο το ύψος ή και μόνο στο ανώτερο τμήμα του.
- Η εφαρμογή του EPS στο κατώτερο τμήμα μειώνει τον συντελεστή ενίσχυσης της επιτάχυνσης πίσω από το τείχος. Τα επίπεδα μείωσης είναι μεγαλύτερα από τις προηγούμενες περιπτώσεις μελέτης για όλα τα εξεταζόμενα μέσα πάχη εφαρμογής.
- Η μορφή της κατανομής των ωθήσεων στην περίπτωση που το EPS τοποθετείται στο κατώτερο τμήμα, εμφανίζεται αρκετά διαφοροποιημένη σε σύγκριση με τις υπόλοιπες περιπτώσεις εφαρμογής του EPS. Οι ωθήσεις εμφανίζονται αυξημένες σε σχέση με τις αρχικές χωρίς το EPS, στο κομμάτι τμήμα που δεν καλύπτεται από γεωαφρό. Δηλαδή, προκύπτει ότι η παρουσία του EPS στο κατώτερο τμήμα ενισχύει τις ωθήσεις στο ανώτερο. Ακόμα, όσο μεγαλύτερο είναι το πάχος εφαρμογής, τόσο μεγαλύτερες είναι οι ωθήσεις που παρουσιάζονται στο τμήμα που δεν επικαλύπτεται με γεωαφρό.
- Με την τοποθέτηση του EPS στο κατώτερο τμήμα του τείχους, οι ασκούμενες εδαφικές ωθήσεις σε αυτό το τμήμα ελαττώνονται σε σύγκριση με τις αρχικές χωρίς το EPS. Οι μεγαλύτερες μειώσεις παρατηρούνται για μικρά πάχη, ενώ όσο το μέσο πάχος εφαρμογής μεγαλώνει, τόσο αυξάνονται και οι εδαφικές ωθήσεις που δέχεται το τείχος.
- Η τοποθέτηση σκληρότερου γεωαφρού EPS39 έναντι του πιο μαλακού EPS19, δεν οδηγεί σε ουσιαστική αλλαγή των αναπτυσσόμενων ωθήσεων, του συντελεστή ενίσχυσης της επιτάχυνσης πίσω από τον τοίχο, αλλά και της ιδιοσυχνότητας του συστήματος. Συνεπώς, το τείχος παρουσιάζει παρόμοια απόκριση και για τους δύο διαφορετικούς τύπους EPS.

- Για μικρά πάχη EPS, η τοποθέτηση του γεωαφρού (τόσο μαλακού, όσο και σκληρού) στο κατώτερο τμήμα του τείχους, οδηγεί σε απομείωση των ασκούμενων ωθήσεων σε αυτό. Η μείωση είναι μεγαλύτερη από την περίπτωση κατά την οποία το EPS τοποθετείται σε ολόκληρο το ύψος του τείχους.
- Γενικότερα, η βέλτιστη λύση για τη μέγιστη απομείωση των εδαφικών ωθήσεων στο τείχος, είναι η εφαρμογή γεωαφρού τύπου EPS19 (μαλακός τύπος) σε ένα μέσο πάχος 6.3 m στο σύνολο του ύψους του τείχους. Μεγάλη απομείωση παρατηρείται και για εφαρμογή EPS19 με ένα μέσο πάχος 4.3 m στο συνολικό ύψος του τείχους, αλλά και για εφαρμογή του ίδιου τύπου γεωαφρού με μέσο πάχος 2.4 m, μόνο στο κατώτερο τμήμα του.

## 8.2. Προτάσεις για μελλοντική έρευνα

Η πλήρης διερεύνηση της σεισμικής απόκρισης του τείχους της Ακρόπολης, καθώς και της διερεύνησης ενδεδειγμένων μέτρων απομείωσης των δυναμικών ωθήσεων που δέχεται, είναι προφανώς δύσκολο να καλυφθεί πλήρως στο πλαίσιο μιας διπλωματικής εργασίας. Για τον λόγο αυτόν, παρατίθενται κάποιες προτάσεις για περαιτέρω εξέταση του θέματος:

- Αρχικά, η παρούσα μελέτη θα μπορούσε να διεξαχθεί με χρήση σύνθετων προσομοιωμάτων πεπερασμένων στοιχείων, τα οποία θα προσομοιώνουν ξεχωριστά τους λίθους του τείχους και το κονίαμα, χωρίς να γίνει θεώρηση της μονολιθικότητας αυτού. Στη συνέχεια, μπορούν να γίνουν και οι δυναμικές αναλύσεις με χρήση του γεωαφρού EPS για τις περιπτώσεις εφαρμογής που αναφέρθηκαν.
- Επίσης, μπορεί να γίνουν περισσότερες δυναμικές αναλύσεις του προσομοιώματος με μία ομάδα κατάλληλα επιλεγμένων πραγματικών καταγραφών κοντινού και μακρινού πεδίου, υψίσυχνων και χαμηλόσυχνων, προκειμένου να διερευνηθεί η απόκριση του τείχους σε πραγματικά σεισμικά γεγονότα. Οι διεγέρσεις θα μπορούσαν να κλιμακωθούν σε διάφορα επίπεδα έντασης για να διερευνηθεί καλύτερα η δυναμική απόκριση του τείχους σε διαφορετικά σεισμικά σενάρια, λαμβάνοντας υπόψη και τις μη-γραμμική απόκριση των υλικών.
- Μελέτη της σεισμικής απόκρισης και σε άλλες διατομές του περιμετρικού τείχους της Ακρόπολης, με στόχο να εντοπιστούν πιθανά τρωτά τμήματά του και να προσδιοριστούν μέτρα για την ενίσχυση της στατικής του επάρκειας.
- Ακόμα, θα μπορούσαν να μελετηθούν διαφορετικά μέτρα προστασίας της δομικής ακεραιότητας και μείωσης της σεισμικής τρωτότητας του τείχους. Για παράδειγμα, θα μπορούσε να μελετηθεί η εφαρμογή μεταλλικών αγκυριών στο τείχος, κ.α.
- Μια ακόμα αντίστοιχη μελέτη ήπιας παρέμβασης που θα μπορούσε να εξετασθεί, είναι ο προσδιορισμός της επίδρασης της τοποθέτησης μίγματος εδάφους αναμειγμένο με τεμαχισμένα ανακυκλωμένα ελαστικά (Rubber Soil Mixture - RSM) αντί του γεωαφρού EPS, στη δυναμική συμπεριφορά του τείχους και αν μπορεί να οδηγήσει σε απομείωση των δυναμικών ωθήσεων σε αυτό, κατ’

αντίστοιχο τρόπο εφαρμογής με αυτόν που εξετάστηκε στην παρούσα εργασία με χρήση EPS.



## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

### 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.
- ΕΑΚ (2001). Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός. ΟΑΣΠ-ΣΠΜΕ, Αθήνα.
- Εγγλέζος, Δ. Ν., Μούλλου, Δ. (2010). Ανάδρομες αναλύσεις για την ερμηνεία δομικής αστοχίας σε περιοχή του Β. Τείχους της Ακρόπολης Αθηνών. 6ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής & Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής. Βόλος.
- Εγγλέζος, Δ. Ν., Παπαδόπουλος, Χ., Παπαβασιλείου, Β., Ιωαννίδου, Μ. (2019). Η σεισμική συμπεριφορά του περιμετρικού Τείχους της Ακρόπολης των Αθηνών: Αποτίμηση της υφιστάμενης κατάστασης και τρόποι βελτίωσης της σεισμικής απόκρισης. 4ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής Τεχνικής Σεισμολογίας. Αθήνα, 5-7 Σεπτεμβρίου.
- Κωστόπουλος Σ. (2003). *"Γεωτεχνικές Κατασκευές Ι, Ανάλυση των Αρχών Σχεδιασμού & Κατασκευής"*, Εκδοτικός Όμιλος ΙΩΝ, Αθήνα.
- Μαυρομάτη, Δ., Μούλλου, Δ. (2009). Εφαρμογή σύγχρονων μεθόδων αποτύπωσης και γεωμετρικής τεκμηρίωσης στην Ακρόπολη των Αθηνών. Ήπιες επεμβάσεις για την προστασία ιστορικών κατασκευών ( 3ο Εθνικό Συνέδριο). Θεσσαλονίκη, 9-11 Απριλίου.
- Ντινούδη, Ο. Π. (2015). Σεισμική απόκριση του βράχου της Ακρόπολης των Αθηνών και των Προπυλαίων. Μεταπτυχιακή Διατριβή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, ΑΠΘ.
- Πανελλήνιος Σύλλογος Διογκωμένης Πολυστερίνης, Πανεπιστήμιο Πατρών, *"Διογκωμένο Πολυστυρένιο σε Γεωτεχνικές Κατασκευές"*.
- Πατενιώτης Π. (2010). *"Εφαρμογές τις διογκωμένης πολυστερίνης σε έργα πολιτικού μηχανικού"*.
- Πατενιώτης Π. (2020). *"Η συμβολή του EPS στις κατασκευές"*.
- ΠΕΤΕΠ 02-07-07-00. (2017). *"Εφαρμογές Γεωαφρού Διογκωμένης Πολυστερίνης (EPS) σε έργα Πολιτικού Μηχανικού"*.

- Σταθοπούλου, Β. Δ., (2006). "Σεισμική Μόνωση Τοίχων Εδαφικής Αντιστήριξης με Γεωαφρό Διογκωμένης Πολυστερίνης – Παραμετρική Αριθμητική Ανάλυση", Μεταπτυχιακή Διατριβή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών.
- Σταυρακάκης Ν. Γ. (2009). "Μελέτη σεισμικής επικινδυνότητας στην περιοχή της Ακρόπολης", Γεωδυναμικό Ινστιτούτο Εθνικού Αστεροσκοπείου Αθηνών.
- Υπουργείο Πολιτισμού και Τουρισμού – Υπηρεσία Συντήρησης Μνημείων Ακρόπολης, 2011. "Η αναστήλωση των μνημείων της Αθηναϊκής Ακρόπολης". Διαθέσιμη ηλεκτρονική σελίδα: <http://ysma.gr/>.
- Βενιέρη, Ι. (2012). Υπουργείο Πολιτισμού και Αθλητισμού. Κόμβος "ΟΔΥΣΣΕΑΣ" του Υπουργείου Πολιτισμού της Ελλάδας. Διαθέσιμη ηλεκτρονική σελίδα: <http://odysseus.culture.gr/>.
- Υπουργείο Πολιτισμού και Τουρισμού – Υπηρεσία Συντήρησης Μνημείων Ακρόπολης, 2017. Τεύχος Τεχνικών Δεδομένων, "Γεωτεχνική-Στατική μελέτη των περιμετρικών τειχών της Ακρόπολης των Αθηνών και του βραχώδους υποβάθρου τους σε επιλεγμένες θέσεις άμεσης προτεραιότητας". Διαθέσιμη ηλεκτρονική σελίδα: <http://ysma.gr/>.
- Ψαρρόπουλος, Π. (2000). Αριθμητική εδαφοδυναμική προσομοίωση στην σεισμική ανάλυση βάθρων και ακροβάθρων γεφυρών. Διδ. Διατριβή. Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών. Τομέας Γεωτεχνικής. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
- Ψαρρόπουλος, Π., Καπόγιαννη, Ε., Καλογεράς, Ι., Σακελλαρίου, Μ. (2019). Σεισμική απόκριση του Λόφου και του Τείχους της Ακρόπολης: Ενόργανη Παρακολούθηση και Αριθμητική Προσομοίωση. 4ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής Τεχνικής Σεισμολογίας. Αθήνα, 5-7 Σεπτεμβρίου.

## Ξένη βιβλιογραφία

- Andronopoulos B., Koukis G. (1976). Geological and geotechnical study in the Acropolis region. Institute of Geology and Mineral Exploration of Athens.
- Arias, A., Sanchez-Sesma, F. J., & Ovando-Shelley, E. (1981). A simplified elastic model for seismic analysis of earth-retaining structures with limited displacements. Proceedings of the international conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics, vol. 1. St Louis, MO.
- Astreinidis, E., & Egglezos, D. (2008). Instrumented strain monitoring of the Acropolis wall with optical fibre sensors: comparison of the measurements to the analytical predictions. In Third national congress of earthquake engineering and seismology. Athens, Greece (pp. 1-3).
- Athanasopoulos-Zekkos, A., Lamote, K., & Athanasopoulos, G. A. (2012). Use of EPS geofoam compressible inclusions for reducing the earthquake effects on yielding earth retaining structures. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 41, 59-71.

- Brinkgrene, R.B.J., (2002).” PLAXIS: Finite Element Code for Soil and Rock analyses”, Manual, Professional Version 8.2, Balkema.
- Coulomb, C.A., (1776). "Essai sur une Application des Regles de Maximis et Minimis a Quelques Problemes de Statique Relatifs a l' Architecture". Memoires de Mathematiqueet de Physique, Presentes a l' Academie Royale des Sciences; Paris, Vol. 7, pp. 343-382.
- EPS Industry Alliance (2012). Expanded polystyrene (EPS) geofoam applications and technical data.
- EC8 (1994). Eurocode 8 - Part 5: Foundations, retaining structures, and geotechnical aspects. Brussels.
- Fang, Y. S., Chen, T. J., Yang, Y. C., & Tang, C. C. (2001). The behavior of retaining walls under 1999 Chi-Chi earthquake. In Proceedings of the 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, CA.
- Giardini, D., Woessner, J., Danciu, L., Crowley, H., Cotton, F., Grünthal, G., ... & Basili, R. (2013). Seismic Hazard Harmonization in Europe (SHARE): Online Data Resource, doi: 10.12686. SED-00000001-SHARE.
- Hazarika, H. (2001). Mitigation of Seismic Hazard on Retaining Structures-A Numerical Experiment. In The 11th International Offshore and Polar Engineering Conference. International Society of Offshore and Polar Engineers.
- Hazarika, H., Nakazawa, J., Matsuzawa, H., & Negussey, D. (2001). On the seismic earth pressure reduction against retaining structures using lightweight geofoam fill. International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics.
- Hovarth, J.S., 1995, "Geofoam Geosynthetic", Hovarth Engineering, P.C. Scarsdale, N.Y, U.S.A, 217p.
- Hudson M, Idriss IM, Beikae M (1994), QUAD4M: A computer program to evaluate the seismic response of soil structures using finite element procedures and incorporating a compliant base. Research Report, Department of Civil & Environmental Engineering, University of California, Davis.
- Kapogianni, E., Kalogeras, I., Psarropoulos, P. N., Giokaris, S., & Sakellariou, M. G. (2016). Structural health monitoring of the Athenian Acropolis' Walls via optical fibre sensors, accelerographs and numerical simulations. In 10th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions, Leuven, Belgium.
- Kapogianni, E., Kalogeras, I., Psarropoulos, P., Michalopoulou, D., Eleftheriou, V., & Sakellariou, M. (2019). Suitability of optical fibre sensors and accelerographs for the multi-disciplinary monitoring of a historically complex site: the case of the Acropolis Circuit Wall and Hill. Geotechnical and Geological Engineering, 37(5), 4405-4419.

- Kapogianni E., Kalogeras I., Psarropoulos P.N., Sakellariou M. (2017). Real-time Monitoring of the Athenian Acropolis Hill and Perimeter Wall with the use of Optical Fibre Sensors and Accelerographs, *Global Journal of Researches in Engineering*, 17 (2): 13-20.
- Kalogeras I., Egglezos D. (2013). Strong motion record processing for the Athenian Acropolis seismic response assessment. In Billota, Flora, Lirer and Viggiani (eds), *Proc. 2nd Int. Symp. Geotechnical Engineering for the Preservation of Monuments and Historic Sites*, TC301 IS Napoli, 30-31 May, Taylor & Francis group, London, pp. 483-492.
- Kalogeras I, Evangelidis C, Melis N, Boukouras K (2012), The Athens' Acropolis Strong Motion Array, *EGU General Assembly, Geophysical Research Abstracts*, vol. 12. EGU 1012-9523, Vienna, Austria.
- Kijko, A., & Graham, G. (1998). Parametric-historic procedure for probabilistic seismic hazard analysis Part I: estimation of maximum regional magnitude  $m_{max}$ . *Pure and Applied Geophysics*, 152(3), 413-442.
- Koukis G., Pyrgiotis L., Kouki A. (2015)., The Acropolis Hill of Athens: Engineering Geological Investigations and Protective Measures for the Preservation of the Site and the Monuments, *Engineering Geology for Society and Territory*, 8: 89-93.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Pearson Education India.
- Margaris, B., Papazachos, C., Papaioannou, C., Theodulidis, N., Kalogeras, I., & Skarlatoudis, A. (2001). Empirical attenuation relations for strong horizontal seismic motion of shallow earthquakes in Greece. In *Proc. 2nd Hell. Congress of Earthq. Engin. and Eng. Seismology* (Vol. 1, pp. 27-36).
- Matsuo, H. and Ohara, S. (1960). "Lateral Earth Pressure and Stability of Quay Walls During Earthquakes" *Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo and Kyoto, Japan, Vol. 1, pp. 165-181.
- 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.
- Newmark, N. M. (1965). "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments", *The Fifth Rankine Lecture, Geotechnique*, Vol. 15, No.2, pp. 137-161.
- Okabe, S. (1926). "General Theory on Earth Pressure", *Journal of the Japanese Society of Civil Engineers Tokyo, Japan*, Vol. 12, No. 1.
- Papaioannou, C. A., & Papazachos, B. C. (2000). Time-independent and time-dependent seismic hazard in Greece based on seismogenic sources. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 90(1), 22-33.

- Papazachos, C. B., Karakaisis, G. F., Savvaidis, A. S., & Papazachos, B. C. (2002). Accelerating seismic crustal deformation in the southern Aegean area. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 92(2), 570-580.
- Papazachos, B. C., & Papazachou, C. (2003). The earthquakes of Greece (in Greek).
- Psarropoulos, P., & Pateniotis, P. (2018). Seismic design of retaining structures with expanded polystyrene (EPS). 16th European Conference on Earthquake Engineering. Thessaloniki, 18-21 June 2018.
- 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.
- Rankine, W.J.M. (1857). "On the Stability of Loose Earth", *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, Vol. 147, pp. 9 – 27.
- 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.
- Skarlatoudis, A. A., Papazachos, C. B., Margaris, B. N., Theodulidis, N., Papaioannou, C., Kalogeras, I., ... & Karakostas, V. (2003). Empirical peak ground-motion predictive relations for shallow earthquakes in Greece. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 93(6), 2591-2603.
- Scott, R.F. (1973). "Earthquake-Induced Pressures on Retaining Walls", *Proc. of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Italy*, Vol. II, pp. 1611-1620.
- 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.
- Stark, T. D., Bartlett, S. F., & Arellano, D. (2012). Expanded polystyrene (EPS) geofoam applications and technical data. *The EPS Industry Alliance*, 1298, 1-36.
- Tsapanos, T. M., Mäntyniemi, P., & Kijko, A. (2004). A probabilistic seismic hazard assessment for Greece and the surrounding region including site-specific considerations. *Annals of Geophysics*, 47(6).
- Tselentis, G. A., Danciu, L., & Sokos, E. (2010). Probabilistic seismic hazard assessment in Greece–Part 2: Acceleration response spectra and elastic input energy spectra. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci*, 10, 41-49.
- Vamvakaris, D. A. (2010). Contribution to the study of the time dependant seismicity and the seismic hazard. Ph. D. thesis, Aristotle University of Thessaloniki, Greece.
- 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. (1994a). "Dynamic Soil Pressures on Rigid Vertical Walls", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 23(3), 275-301.
- 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.
- Wu, G., & Finn, W. L. (1996). Seismic pressures against rigid walls. In *Analysis and design of retaining structures against earthquakes* (pp. 1-18).

### **Ηλεκτρονική βιβλιογραφία**

[www.el.wikipedia.gr](http://www.el.wikipedia.gr)

[www.hellenicaworld.com](http://www.hellenicaworld.com)

[www.mixanitoyxronou.gr](http://www.mixanitoyxronou.gr)

[www. Crashonline.gr](http://www.Crashonline.gr)

[www.creteplus.gr](http://www.creteplus.gr)

