



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΑΓΡΟΝΟΜΩΝ ΚΑΙ ΤΟΠΟΓΡΑΦΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**Αριθμητική Προσομοίωση της Δυναμικής Καταπόνησης Τοίχων Αντιστήριξης
και Εφαρμογή στο Νότιο Τείχος της Ακρόπολης**

Γεώργιος Δημόπουλος

Επιβλέποντες : Μαρίνος Καττής, Αναπλ. Καθηγητής ΕΜΠ

Πρόδρομος Ψαρρόπουλος, ΕΔΙΠ/ΕΜΠ

Αθήνα, Οκτώβριος 2015



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΑΓΡΟΝΟΜΩΝ ΚΑΙ ΤΟΠΟΓΡΑΦΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**Αριθμητική Προσομοίωση της Δυναμικής Καταπόνησης Τοίχων Αντιστήριξης
και Εφαρμογή στο Νότιο Τείχος της Ακρόπολης**

Επιβλέποντες : Μαρίνος Καττής, Αναπλ. Καθηγητής ΕΜΠ

Πρόδρομος Ψαρρόπουλος, ΕΔΙΠ/ΕΜΠ

Εγκρίθηκε από την τριμελή εξεταστική επιτροπή την 23/10/2015

Καττής Μαρίνος

Τσομπανάκης Ιωάννης

Ψαρρόπουλος Πρόδρομος

Αθήνα Οκτώβριος 2015

Copyright © Γεώργιος Π. Δημόπουλος, 2015

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος. All rights reserved.

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση και διανομή της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό. Επιτρέπεται η ανατύπωση, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν τη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τον συγγραφέα.

Οι απόψεις και τα συμπεράσματα που περιέχονται σε αυτό το έγγραφο εκφράζουν τον συγγραφέα και δεν πρέπει να ερμηνευθεί ότι αντιπροσωπεύουν επίσημες θέσεις του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

στον Στέφανο

Περίληψη

Η διπλωματική αυτή εργασία έχει ως αντικείμενο τη μελέτη τοίχων αντιστήριξης, που όπισθεν αυτών βρίσκεται εδαφικός σχηματισμός εδραζόμενος επί κεκλιμένου σεισμικού υποβάθρου. Επίσης, σημαντικό κομμάτι της παρούσας εργασίας αποτελεί η μελέτη των ωθήσεων που δέχεται το νότιο τείχος της Ακρόπολης, περίπτωση που εμπίπτει στη παραπάνω κατηγορία τοίχου αντιστήριξης.

Οι μελέτες αυτές έχουν βασιστεί στην ελαστική θεωρία των Veletsos και Younan (1994, 1997) η οποία επιβεβαιώθηκε από τις αριθμητικές αναλύσεις που πραγματοποίησε ο Ψαρρόπουλος (2000). Οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν σε αυτή την εργασία έγιναν με την αριθμητική μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και χρησιμοποιήθηκε ο κώδικας πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS.

Αρχικά θεωρήθηκε σκόπιμο να γίνει μια σύντομη ανασκόπηση των μεθόδων που προσδιορίζουν τις δυναμικές ωθήσεις που ασκούνται στους τοίχους αντιστήριξης, οι οποίες χωρίζονται σε τρεις κατηγορίες: τις ψευδοστατικές, τις ελαστικές και σε αυτές που αναφέρονται στην ενδιάμεση περίπτωση. Στην συνέχεια, έγινε μια προσπάθεια να αναπαραχθούν τα αποτελέσματα των Κλωνάρη και Ψαρρόπουλου (1999) με σκοπό να δοκιμαστεί η αξιοπιστία του αριθμητικού προσομοιώματος. Αφού εξασφαλίστηκε ικανοποιητική σύγκλιση των αποτελεσμάτων, ακολούθησαν οι αναλύσεις στην περίπτωση του κεκλιμένου σεισμικού υποβάθρου από τις οποίες προέκυψαν κάποια ενδιαφέροντα αποτελέσματα.

Από την στιγμή που έγιναν οι αναλύσεις σε μια θεωρητική βάση ακολούθησαν οι αναλύσεις σε μια πραγματική περίπτωση όπως είναι αυτή του νότιου τείχους της Ακρόπολης για τις οποίες χρησιμοποιήθηκαν πραγματικές σεισμικές καταγραφές που παραχωρήθηκαν από το Γεωδυναμικό Ινστιτούτο του Εθνικού Αστεροσκοπείου Αθηνών. Για την περίπτωση της Ακρόπολης υπήρξαν ορισμένα ουσιαστικά προβλήματα, τόσο στη γεωμετρία του προσομοιώματος, για την οποία δεν υπήρχαν αρκετά δεδομένα, όσο και για τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν στο προσομοίωμα για τα οποία οι αναφορές ήταν ουσιαστικά ανύπαρκτες. Παρ' όλα αυτά έγιναν κάποιες παραδοχές, ενώ με την βοήθεια των καταγραφών και με αναλύσεις φασμάτων Fourier και συντελεστών ενίσχυσης έγινε δυνατή η βαθμονόμηση του προσομοιώματος σε ικανοποιητικό βαθμό. Στην βαθμονόμηση αυτή βοήθησε και η χρήση των παλμών Ricker οι οποίοι έχουν την ιδιότητα να καλύπτουν ένα συγκεκριμένο εύρος συχνοτήτων. Ολοκληρώνοντας τις αναλύσεις που αφορούν την περίπτωση της Ακρόπολης, υπολογίστηκαν στο βαθμονομημένο πια προσομοίωμα οι ωθήσεις που προκύπτουν οι οποίες και συγκρίθηκαν με αυτές που προκύπτουν από την ψευδοστατική μέθοδο.

Η εργασία ολοκληρώθηκε με ένα τελευταίο κεφάλαιο στο οποίο γίνεται αναφορά στα συμπεράσματα που προέκυψαν από τις παραπάνω μελέτες ενώ έγιναν και κάποιες προτάσεις για μελλοντική διερεύνηση.

Abstract

The subject of this thesis is the study of retaining walls supporting a soil layer founded on an inclined seismic bedrock. An important part of this work constitutes the study of the earth pressures acting on the south wall of the Acropolis of Athens, a case that falls under the same category of retaining wall.

This study has been based on the elasticity theory of Veletsos and Younan (1994, 1997) that has been verified by the numerical analyses conducted by Psarropoulos (2000). The analysis made in this work was performed with the numerical method of finite elements, such as in the case of Psarropoulos, and it was achieved using the finite element software PLAXIS.

Initially it was considered useful to make a short review of the theories that study the earth pressures applied on retaining walls, which can be divided in three categories: the pseudo-static, the elastic and those referring to the intermediate case. Subsequently the results of Klonaris and Psarropoulos (1999) were reproduced in order to verify the reliability of the created model. After ensuring a satisfactory convergence of the results, the analysis of the case of inclined seismic bedrock followed, which raised some interesting results.

After completing the analysis on a theoretical basis, the analysis of a real case followed. This case was that of the south wall of Acropolis. For this case real seismic records were used, granted by the National Observatory of Athens. For the case of Acropolis some important problems aroused regarding the geometry of the model, as there were not enough data, but also the materials used for the simulation because the references were almost nonexistent. Even though some assumptions were made, the satisfactory calibration of the model became possible by using the records and Fourier spectrum analysis of the amplification factors. For this calibration Ricker pulses were also used as they are characterized by a known spectrum at a given range of frequencies. After completing the analysis, the results were compared with those resulted from the pseudo-static method.

The work was completed with a last chapter where the results of the study were presented. Also some propositions were made for further investigation.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να εκφράσω τις ευχαριστίες μου σε όσους με βοήθησαν κατά τη διάρκεια της εκπόνησης της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Χωρίς την πολύτιμη βοήθειά τους, θα ήταν δύσκολη η ολοκλήρωσή της.

Ευχαριστώ θερμά τους κ. κ. Πρόδρομο Ψαρρόπουλο και Μαρίνο Καττή για την εμπιστοσύνη που μου έδειξαν με την ανάθεση αυτής της εξαιρετικά ενδιαφέρουσας εργασίας, καθώς και για την πολύτιμη καθοδήγησή τους.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κ. Μιχαήλ Σακελλαρίου που ήταν ο «ηθικός αυτουργός» αυτής της διπλωματικής εργασίας.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες θα ήθελα να απευθύνω στον κ. Ι. Καλογερά, Διευθυντή Ερευνών του Εθνικού Αστεροσκοπείου Αθηνών για την παραχώρηση των καταγραφών από το δίκτυο επιταχυνσιογράφων της Ακρόπολης, χωρίς τις οποίες δεν θα ήταν δυνατή η ολοκλήρωση της παρούσας εργασίας.

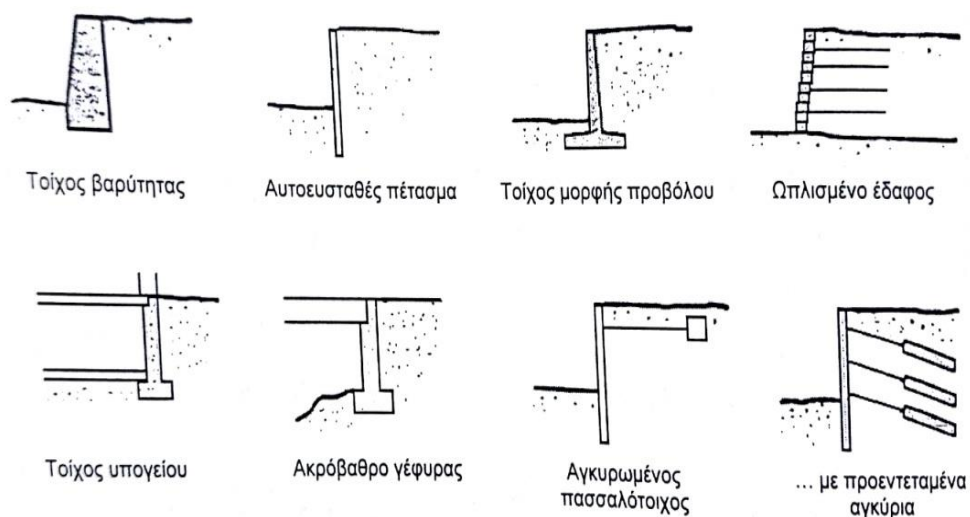
Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένειά μου για την πολύτιμη στήριξη της καθώς και τους φίλους και συμφοιτητές με τους οποίους δουλέψαμε και ζήσαμε μαζί αυτά τα μοναδικά χρόνια.

Περιεχόμενα

Περίληψη	6
Abstract.....	7
Ευχαριστίες	8
Κεφάλαιο 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	13
Κεφάλαιο 2 ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ.....	18
2.1 Στατικές μέθοδοι.....	18
2.2 Ψευδοστατικές αναλύσεις.....	20
2.3 Μέθοδος επιτρεπόμενων μετακινήσεων	23
2.4 Μέθοδος Steedman – Zeng.....	25
2.5 Ελαστικές Αναλύσεις.....	28
Κεφάλαιο 3 ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ.....	35
3.1 Μέθοδος Πεπερασμένων Στοιχείων.....	35
3.2 Δημιουργία προσομοιώματος με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS37	
3.3 Βαθμονόμηση του προσομοιώματος	42
3.4 Το προσομοίωμα αριθμητικής ανάλυσης.....	44
3.5 Ανάπτυξη του προσομοιώματος.....	46
3.6 Συγκριτικά αποτελέσματα	49
3.7 Η περίπτωση του κεκλιμένου σεισμικού υποβάθρου.....	52
Κεφάλαιο 4 Η ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΤΟΥ ΝΟΤΙΟΥ ΤΕΙΧΟΥΣ ΤΗΣ ΑΚΡΟΠΟΛΗΣ	60
4.1 Ιστορική αναδρομή	60
4.2 Προγενέστερη μελέτη για το βόρειο τείχος της Ακρόπολης	61
4.3 Διαθέσιμες σεισμικές καταγραφές.....	61
4.4 Ανάπτυξη του προσομοιώματος.....	64
4.5 Βαθμονόμηση του προσομοιώματος με τη χρήση σεισμικών καταγραφών	68
4.6 Προσδιορισμός δυναμικών ωθήσεων	78
Κεφάλαιο 5 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	82
Προτάσεις για περαιτέρω διερεύνηση	83
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	84

ΣΧΗΜΑ 1.1: ΤΑ ΔΙΑΦΟΡΑ ΕΙΔΗ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΩΝ	13
ΣΧΗΜΑ 1.2: ΔΙΑΦΟΡΑ ΕΙΔΗ ΤΩΝ ΑΣΤΟΧΙΩΝ : (Α) ΟΛΙΣΘΗΣΗ, (Β) ΑΝΑΤΡΟΠΗ, (Γ) ΟΛΙΚΗ ΑΣΤΑΘΕΙΑ	14
ΣΧΗΜΑ 2.1: ΤΟ ΜΟΝΤΕΛΟ ΠΡΙΣΜΑΤΟΣ ΣΤΟ ΟΠΟΙΟ ΒΑΣΙΖΕΤΑΙ Η ΘΕΩΡΙΑ COULOMB	19
ΣΧΗΜΑ 2.2 (Α) ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΠΟΥ ΕΝΕΡΓΟΥΝ ΣΤΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ Μ-Ο ΚΑΘΩΣ ΚΑΙ ΟΙ ΓΩΝΙΕΣ ΕΝΔΙΑΦΕΡΟΝΤΟΣ (Β) ΑΠΕΙΚΟΝΙΣΗ ΤΗΣ ΙΣΟΡΡΟΠΙΑΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΤΟΥ ΠΡΙΣΜΑΤΟΣ	21
ΣΧΗΜΑ 2.3 Ο ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΗΣ ΩΘΗΣΗΣ ΠΟΥ ΠΡΟΒΛΕΠΕΙ Η ΜΕΘΟΔΟΣ ΜΟΝΟΝΟΒΕ – ΟΚΑΒΕ ΚΑΙ Η ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΗ ΤΙΜΗ ΠΟΥ ΠΡΟΤΕΙΝΑΝ ΟΙ SEED ΚΑΙ WHITMAN (1970)	23
ΣΧΗΜΑ 2.4 ΜΗΧΑΝΙΚΟ ΑΝΑΛΟΓΟ ΤΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ ΤΟΥ ΟΛΙΣΘΑΙΝΟΝΤΟΣ ΠΡΙΣΜΑΤΟΣ (ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΟ ΑΠΟ WHITMAN & ΛΙΑΟ, 1985)	24
ΣΧΗΜΑ 2.5 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΑΣΤΟΧΙΑ ΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΤΟΙΧΟΥ-ΕΔΑΦΟΥΣ ΣΕ ΟΛΙΣΘΗΣΗ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΚΙΝΗΣΗΣ ΤΗΣ ΒΑΣΗΣ ΕΔΡΑΣΗΣ (ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΟ ΑΠΟ KRAMER, 1996)	24
ΣΧΗΜΑ 2.6: ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΑΤΑΝΟΜΩΝ ΚΑΝΟΝΙΚΟΠΟΙΗΜΕΝΩΝ ΤΙΜΩΝ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟΥΣ ΜΟΝΟΝΟΒΕ – ΟΚΑΒΕ ΚΑΙ STEEDMAN – ZENG ΓΙΑ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟ ΣΕΙΣΜΙΚΟ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ $k_H=0.2$ ΚΑΙ $H/\lambda=0.3$	27
ΣΧΗΜΑ 2.7: ΘΕΣΗ ΤΟΥ ΣΗΜΕΙΟΥ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΩΘΗΣΗΣ ΣΤΗΝ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΤΗΣ ΜΕΓΙΣΤΗΣ ΡΟΠΗΣ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ ΓΙΑ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟ ΣΕΙΣΜΙΚΟ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ $k_H=0.2$	28
ΣΧΗΜΑ 2.8: ΤΙΜΕΣ ΤΩΝ F_p, F_M ΓΙΑ ΔΙΑΦΟΡΕΣ ΓΕΩΜΕΤΡΙΕΣ ΚΑΙ ΤΙΜΕΣ ΤΟΥ ΛΟΓΟΥ ΤΟΥ POISSON ν	30
ΣΧΗΜΑ 2.9: ΤΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΤΟΙΧΟΥ ΚΑΙ ΕΔΑΦΟΥΣ ΤΩΝ VELETSOS ΚΑΙ YOUNAN	32
ΣΧΗΜΑ 2.10: ΚΑΤΑΝΟΜΕΣ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΣΤΑΤΙΚΩΣ ΔΙΕΓΕΙΡΟΜΕΝΗΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΜΕ ΜΕΤΑΒΛΙΤΕΣ ΤΙΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΕΣ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΚΑΙ ΤΗΣ ΠΕΡΙΣΤΡΟΦΗΣ ΣΤΗ ΒΑΣΗ ($N=1/3, M_w=0$): ΓΙΑ $D_0=0$ ΚΑΙ $D_w=0$ ΑΝΤΙΣΤΗΧΑ	33
3.1: ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΔΟΚΟΥ ΜΕ ΤΡΙΓΩΝΙΚΑ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΠΟΥ ΥΠΟΚΕΙΝΤΑΙ ΣΕ ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ	35
3.2: ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΔΟΚΟΥ ΔΙΑΚΡΙΤΟΠΟΙΗΜΕΝΗΣ ΜΕ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	37
ΣΧΗΜΑ 3.3: ΘΕΣΕΙΣ ΤΩΝ ΚΟΜΒΩΝ ΚΑΙ ΤΩΝ ΣΗΜΕΙΩΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΩΝ ΤΑΣΕΩΝ	39
ΣΧΗΜΑ 3.4: ΤΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΠΟΥ ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΗΣΑΝ ΟΙ VELETSOS ΚΑΙ YOUNAN	43
ΣΧΗΜΑ 3.5: ΤΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΚΑΙ ΟΙ ΑΝΑΚΛΑΣΤΗΡΕΣ ΟΠΩΣ ΕΧΟΥΝ ΤΟΠΟΘΕΤΗΘΕΙ.	45
ΣΧΗΜΑ 3.6: ΤΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΓΙΑ $DW = 0$	46
ΣΧΗΜΑ 3.7: ΤΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΓΙΑ $DW = 5$	47
ΣΧΗΜΑ 3.8: ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ ΑΠΟ ΤΟ ΔΙΚΤΥΟ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΠΟΥ ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΗΘΗΚΕ	48
ΣΧΗΜΑ 3.9: ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΓΙΑ ΓΩΝΙΑ ΚΛΗΣΗΣ 15^0 ΚΑΙ $DW = 0$	53
ΣΧΗΜΑ 3.10: ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΓΙΑ ΓΩΝΙΑ ΚΛΗΣΗΣ 30^0 ΚΑΙ $DW = 0$	53
ΣΧΗΜΑ 3.11: ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΓΙΑ ΓΩΝΙΑ ΚΛΗΣΗΣ 60^0 ΚΑΙ $DW = 0$	53
ΣΧΗΜΑ 3.12: ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΓΙΑ ΓΩΝΙΑ ΚΛΗΣΗΣ 15^0 ΚΑΙ $DW = 5$	56
ΣΧΗΜΑ 3.13: ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΓΙΑ ΓΩΝΙΑ ΚΛΗΣΗΣ 30^0 ΚΑΙ $DW = 5$	56
ΣΧΗΜΑ 3.14: ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΓΙΑ ΓΩΝΙΑ ΚΛΗΣΗΣ 60^0 ΚΑΙ $DW = 5$	56
ΣΧΗΜΑ 4.1: ΣΤΗΝ ΠΑΡΑΠΑΝΩ ΕΙΚΟΝΑ ΠΑΡΟΥΣΙΑΖΟΝΤΑΙ ΟΙ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΙΟΓΡΑΦΟΙ ΠΟΥ ΕΧΕΙ ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΕΙ ΤΟ ΕΘΝΙΚΟ ΑΣΤΕΡΟΣΚΟΠΕΙΟ ΑΘΗΝΩΝ ΠΑΝΩ ΣΤΟ ΛΟΦΟ ΤΗΣ ΑΚΡΟΠΟΛΗΣ	62
ΣΧΗΜΑ 4.2: ΤΟ ΔΙΚΤΥΟ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΠΟΥ ΔΗΜΙΟΥΡΓΗΘΗΚΕ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΤΗΣ ΑΚΡΟΠΟΛΗΣ	67
ΣΧΗΜΑ 4.3: ΤΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΒΑΘΜΟΝΟΜΗΣΗ.	78

Κατά τη δημιουργία ορυγμάτων, επιχωμάτων αλλά και άλλων εδαφικών κατασκευών, κομβικό ρόλο διαδραματίζει η κλίση των πρανών τους και αυτό γιατί αν υπερβαίνει μια συγκεκριμένη κρίσιμη τιμή (η οποία εξαρτάται από το εδαφικό υλικό) χάνει την ευστάθειά του και αστοχεί. Για να αποφευχθεί η παραπάνω αστοχία κατασκευάζονται τοίχοι συνήθως από οπλισμένο σκυρόδεμα που έχουν ως μόνη λειτουργία να συγκρατούν τα πρανή από την αστοχία. Οι τοίχοι αυτοί ονομάζονται «τοίχοι αντιστήριξης» και διαθέτουν διάφορες μορφές, όπως είναι οι βαρύτητας, τύπου προβόλου, αγκυρωμένοι πασσαλότοιχοι, ενώ σαν τέτοιοι λειτουργούν και κατασκευές όπως είναι η οπλισμένη γη, τα ακρόβαθρα γεφυρών και οι τοίχοι σε υπόγειες κατασκευές (βλ. Σχήμα 1.1).

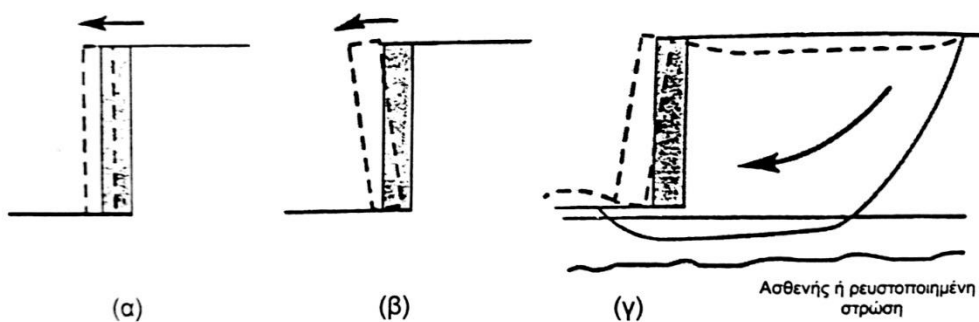


Σχήμα 1.1: Τα διάφορα είδη αντιστηρίξεων



Εικόνα 1.1: Χαρακτηριστική περίπτωση τοίχου αντιστήριξης

Το εδαφικό υλικό που αντιστηρίζεται από τον τοίχο ή οποιαδήποτε από τις άλλες μορφές αντιστηρίξεων έχει την προδιάθεση να ολισθήσει. Στο φαινόμενο της ολίσθησης - αστοχίας αντιστέκεται η κατασκευή που έχει τοποθετηθεί με αποτέλεσμα να δέχεται στατικές ωθήσεις οι οποίες μπορούν να προκαλέσουν αστοχίες. Οι αστοχίες αυτές περιλαμβάνουν την ολίσθηση, την ανατροπή, την υποχώρηση του θεμελίου (κυρίως σε περιπτώσεις τοίχων τύπου προβόλου), αλλά και η ολική αστάθεια που περιλαμβάνει έναν συνδυασμό δύο ή και των τριών από τις παραπάνω αστοχίες.



Σχήμα 1.2: Διάφορα είδη των αστοχιών: (α) ολίσθηση, (β) ανατροπή, (γ) ολική αστάθεια

Συνεπώς, ο σχεδιασμός ενός τοίχου αντιστήριξης πρέπει να λαμβάνεται πολύ σοβαρά υπόψη, από την στιγμή που στο πραινές που συγκρατεί μπορεί στην κορυφή ή στον πόδα του να εδράζονται κατασκευές μεγάλης σημασίας, όπως ένας αυτοκινητοδρόμος, κατοικίες, ένας αγωγός μεταφοράς αερίου ή και πετρελαίου, οι οποίες δεν έχουν τη δυνατότητα ανάληψης παραμορφώσεων, με ό,τι αυτό συνεπάγεται ως προς την ασφάλειά τους (βλ. Εικόνα 1.2, 1.3)



Εικόνα 1.2: Τοίχος αντιστήριξης στην Αττική οδό. Είναι προφανές ότι σε περίπτωση αστοχίας θα υπάρχουν εμφανή και εκτεταμένα προβλήματα



Εικόνα 1.3: Περίπτωση αντιστήριξης όπου ενδεχόμενη αστοχία εγκυμονεί κίνδυνο κατάρρευσης των κτιρίων

Το 1923 στο μεγάλο σεισμό του Kanto στην Ιαπωνία παρατηρήθηκε ότι πολλές κατασκευές αντιστήριξης είχαν αστοχήσει με αποτέλεσμα να δημιουργηθούν και πολλές παράπλευρες καταστροφές. Ο σεισμός αυτός με τις καταστροφές που προκάλεσε οδήγησε τους ερευνητές της εποχής να αρχίσουν να θεωρούν ότι οι δυναμικές διεγέρσεις που προκαλούνται από ένα σεισμό επηρεάζουν σημαντικά την συμπεριφορά των τοίχων αντιστήριξης. Μάλιστα έχουν υπολογιστεί περιπτώσεις όπου οι ωθήσεις που ασκούνται στον τοίχο αντιστήριξης είναι σημαντικά μεγαλύτερες από τις στατικές με αποτέλεσμα να πρέπει να αλλάξει άρδην η σχεδίαση του τοίχου. Τις τελευταίες δεκαετίες έχουν καταγραφεί πολλά περιστατικά αστοχίας αντιστηρίξεων λόγω σεισμού (βλ. Εικόνα 1.4).



Εικόνα 1.4: Αστοχία τοίχου αντιστήριξης κατά το σεισμό του El Salvador (2001)

Για την αντιμετώπιση του δυναμικού προβλήματος έχουν αναπτυχθεί διάφορες θεωρίες, οι σημαντικότερες εκ των οποίων είναι:

- α) η ψευδοστατική θεωρία, η οποία ήταν η πρώτη που διατυπώθηκε και βασίζεται σε συνθήκες οριακής ισορροπίας και
- β) η ελαστική θεωρία, η οποία θεωρεί ότι οι παραμορφώσεις που δέχεται ο τοίχος είναι εντός του εύρους που θεωρούνται ελαστικές.

Κατά καιρούς έχουν αναπτυχθεί και διάφορες ενδιάμεσες θεωρίες οι οποίες βασίζονται στη μια από τις δύο προαναφερθείσες και προσπαθούν να αντιμετωπίσουν κάποιο περιορισμό που εμφανίζει η αρχική θεωρία. Σε αυτή την κατηγορία θεωριών εμπίπτουν οι λεγόμενες ελαστοπλαστικές αναλύσεις. Η πιο ευρέως χρησιμοποιούμενη μέθοδος θεωρείται η ψευδοστατική όπως ορίσθηκε από τους Mononobe και Okabe το 1924 σε συνδυασμό με τις διάφορες νεώτερες διατυπώσεις της.

Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας έγινε μια προσπάθεια ανάλυσης τοίχων αντιστήριξης σε σεισμική φόρτιση με χρήση της ελαστικής θεωρίας και σε περιπτώσεις όπου όπισθεν του τοίχου δεν εμφανίζεται οριζόντια εδαφική στρώση, πρόβλημα το οποίο έχει μελετηθεί σε σημαντικό βαθμό, αλλά στρώση επί κεκλιμένου σεισμικού υποβάθρου. Θεωρητικά η περίπτωση αυτή είναι ευμενέστερη σε σχέση με την περίπτωση της οριζόντιας εδαφικής στρώσης, όμως, όπως θα αποδειχθεί και στις αναλύσεις που ακολουθούν προκύπτουν συνθήκες με εξαιρετικό ενδιαφέρον.

Για να αναδειχθεί η χρησιμότητα των παραπάνω αναλύσεων, παρατίθεται η εφαρμογή στο νότιο τείχος της Ακρόπολης (βλ. Εικόνα 1.5). Η περίπτωση της Ακρόπολης παρουσιάζει ιδιαίτερο ενδιαφέρον τόσο από μηχανικής άποψης, όσο και από ιστορικής. Τα τείχη που την περιβάλλουν αντιστηρίζουν σημαντικές ποσότητες εδαφικών υλικών (ανθρωπογενών επιχώσεων), ενώ έχουν παρατηρηθεί διάφορες αστοχίες στο πέρασμα των αιώνων, πολλές από τις οποίες ενδέχεται να σχετίζονται άμεσα με την σεισμικότητα που παρουσιάζει η περιοχή.



Εικόνα 1.5: Το νότιο τείχος της Ακρόπολης του οποίου εξετάζεται η σεισμική συμπεριφορά

Η παρούσα εργασία περιλαμβάνει τέσσερα κύρια κεφάλαια. Τα κεφάλαια αυτά κατά σειρά πραγματεύονται:

- α) τις μεθόδους υπολογισμού των δυναμικών ωθήσεων που έχουν αναπτυχθεί στο παρελθόν,
- β) την ανάλυση της περίπτωσης του κεκλιμένου σεισμικού υποβάθρου μέσω της αριθμητικής μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, αφού προηγουμένως έχει γίνει μια ανάλυση οριζόντιας εδαφικής στρώσης, η οποία έχει ήδη μελετηθεί με σκοπό να βαθμονομηθεί σωστά το προσομοίωμα που θα χρησιμοποιηθεί,
- γ) την ανάλυση της περίπτωσης του νότιου τείχους της Ακρόπολης, επίσης με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, και
- δ) τα συμπεράσματα που προέκυψαν από το σύνολο της παραπάνω μελέτης.

Στο κεφάλαιο αυτό πραγματοποιείται μια αναφορά στις διάφορες μεθόδους που έχουν διατυπωθεί για την ανάλυση τοίχων αντιστήριξης. Οι μέθοδοι αυτές χωρίζονται σε τρεις κύριες κατηγορίες:

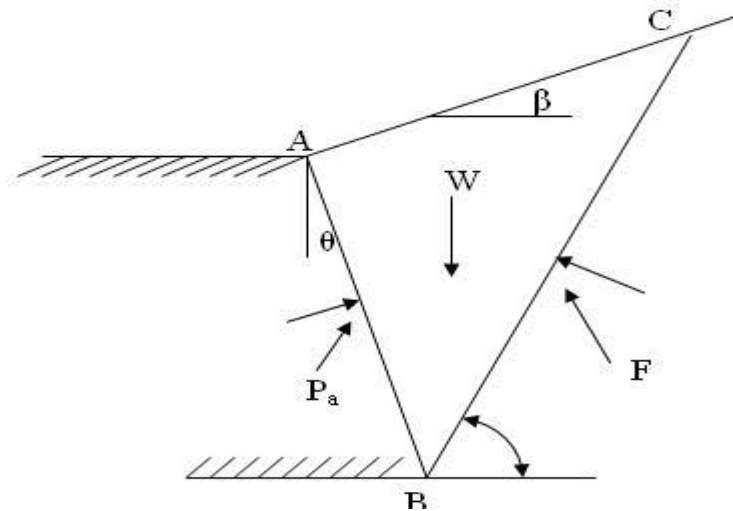
- α) η πρώτη θεωρεί ότι οι μετατοπίσεις του τοίχου και της επίχωσης είναι αρκετά μεγάλες με αποτέλεσμα να επιβάλλονται συνθήκες οριακής ισορροπίας,
- β) η δεύτερη θεωρεί ότι οι μετατοπίσεις του τοίχου είναι επαρκώς μικρές ώστε να θεωρούνται ελαστικές οι παραμορφώσεις, και
- γ) υπάρχουν και αυτές που καλύπτουν τις ενδιάμεσες καταστάσεις.

Εκτενέστερη θα είναι η αναφορά στην περίπτωση των ελαστικών αναλύσεων (δεύτερη περίπτωση) μιας και είναι αυτές που εφαρμόζονται στο πλαίσιο αυτής της εργασίας.

2.1 Στατικές μέθοδοι

Η πρώτη κατηγορία αναλύσεων που εμφανίστηκε ήταν αυτή των ψευδοστατικών οι οποίες, όπως θα περιγραφεί εκτενέστερα στη συνέχεια, βασίζονται στη στατική μέθοδο του Coulomb (1776), οπότε κρίνεται σκόπιμο να γίνει μια συνοπτική αναφορά.

Η θεωρία που ανέπτυξε ο Coulomb είναι η πρώτη που εφαρμόστηκε στην περίπτωση της μελέτης τοίχων αντιστήριξης και χρησιμοποιεί τη θεωρία της οριακής ισορροπίας του αντιστηριζόμενου πρίσματος. Η συγκεκριμένη θεωρία δέχεται ότι ανάντι του τοίχου, ο οποίος στην συγκεκριμένη περίπτωση θεωρείται τύπου βαρύτητας, δημιουργείται από το αντιστηριζόμενο έδαφος ένα πρίσμα του οποίου η ισορροπία δυνάμεων είναι αυτή που οδηγεί στον τελικό υπολογισμό της συνισταμένης των δυνάμεων που ασκείται από το εν λόγω πρίσμα στην κατασκευή. Στο σχήμα που ακολουθεί παρουσιάζεται το παραπάνω προσομοίωμα τοίχου – αντιστηριζόμενου εδάφους με εμφανές το πρίσμα που δημιουργείται. Η ισορροπία δυνάμεων του πρίσματος αναφέρεται στις δυνάμεις P_a , W και F , όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα, που αν προστεθούν ως διανύσματα, δημιουργούν ένα δυναμοτρίγωνο και πρέπει το διανυσματικό άθροισμά τους να ισούται με μηδέν.



Σχήμα 2.1: Το μοντέλο πρίσματος στο οποίο βασίζεται η θεωρία Coulomb

Με βάση το παραπάνω σχήμα μπορούν να οριστούν δύο κατηγορίες ωθήσεων που εφαρμόζονται στον τοίχο: οι ενεργητικές και οι παθητικές. Η διαφορά τους μπορεί να εντοπιστεί απλά στο γεγονός ότι στις ενεργητικές το έδαφος «ωθεί» τον τοίχο, ενώ στις παθητικές ο τοίχος «ωθεί» το έδαφος. Η σχέση που περιγράφει τόσο τις ενεργητικές όσο και τις παθητικές ωθήσεις που αναπτύσσονται είναι η ίδια, με τη μόνη διαφορά να έγκειται στον ορισμό του συντελεστή των ωθήσεων K . Η εν λόγω σχέση εμφανίζεται ακολούθως

$$P = \frac{1}{2} \gamma H^2 K \quad (2.1)$$

όπου :

P = η δύναμη που ασκείται στον τοίχο

γ = το ειδικό βάρος του εδάφους

H = το ύψος του τοίχου

K = συντελεστής ωθήσεων

Για τις ενεργητικές ωθήσεις ισχύει :

$$K_A = \frac{\sin^2(\theta + \varphi)}{\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.2)$$

ενώ για τις παθητικές ωθήσεις ισχύει:

$$K_p = \frac{\sin^2(\theta - \varphi)}{\sin^2\theta \sin(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\theta + \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2} \quad (2.3)$$

με:

φ = γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους

θ = γωνία της παρειάς του τοίχου ως προς την κατακόρυφο

β = γωνία που σχηματίζει η επιφάνεια του αντιστηριζόμενου εδάφους με την οριζόντιο

δ = γωνία τριβής της διεπιφάνειας τοίχου και αντιστηριζόμενου εδάφους

Αν στις παραπάνω σχέσεις θέσουμε $\beta = \delta = 0$ και $\theta = 90^\circ$, τότε καταλήγουμε στην σχέση:

$$K_A = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (2.4)$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (2.5)$$

2.2 Ψευδοστατικές αναλύσεις

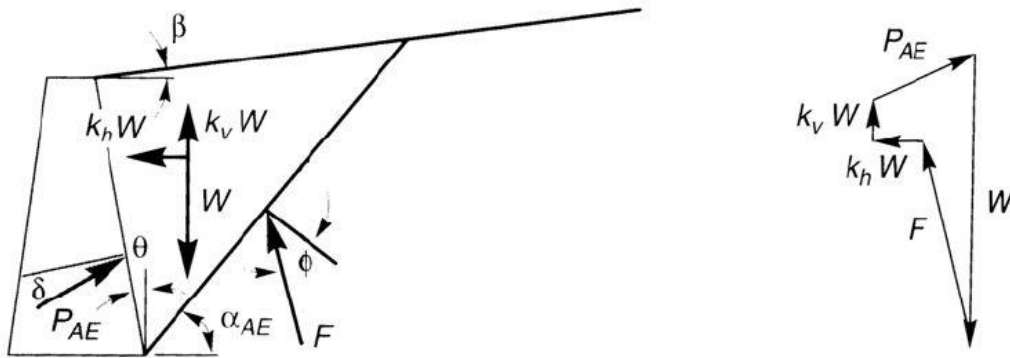
Μετά τον σεισμό του Kanto το 1923 στην Ιαπωνία, όπου υπήρξαν σημαντικές καταστροφές σε τοίχους αντιστήριξης, έγινε σαφές ότι πρέπει κατά την κατασκευή τους να λαμβάνονται υπόψη και οι επιπλέον ωθήσεις που προκαλούνται από τις σεισμικές διεγέρσεις. Η πρώτη ολοκληρωμένη μέθοδος υπολογισμού των δυναμικών ωθήσεων ονομάζεται Mononobe – Okabe και αποτελεί προέκταση της στατικής ανάλυσης του Coulomb.

Στην πρώτη αυτή κατηγορία αναλύσεων τα θεμέλια έχουν μπει από τους Okabe (1926) και Mononobe και Matsuo (1929), ενώ έχουν γίνει και διάφορες επεκτάσεις και παραλλαγές από τους Seed και Whitman (1970), Richard και Elms (1979) και Nadim και Whitman (1983), οι οποίες τυγχάνουν και ευρύτερης εφαρμογής στην πράξη. Η μέθοδος Mononobe – Okabe (MO) είναι η πρώτη που εφαρμόστηκε, η απλούστερη και η πιο συχνά χρησιμοποιούμενη. Όπως αναφέρθηκε, βασίζεται στην στατική λύση του Coulomb και ο υπολογισμός του φορτίου βασίζεται στην ισορροπία των δυνάμεων που ασκούνται στο πρισματικό σχηματισμό

που δημιουργείται κατά την ολίσθηση του τοίχου. Ο παραπάνω πρισματικός σχηματισμός ορίζεται από την διεπιφάνεια του τοίχου με το έδαφος και από την ευθύγραμμη επιφάνεια αστοχίας.

Η σεισμική δράση εξαρτάται από τις δύο ψευδοστατικές συνιστώσες δυνάμεων, οι οποίες εξαρτώνται από τις αντίστοιχες ψευδοστατικές συνιστώσες της επιτάχυνσης $\alpha_h=k_h g$ και $\alpha_v=k_v g$ (οριζόντια και κατακόρυφη αντίστοιχα). Η συνολική ενεργητική δύναμη (στατική και δυναμική) υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (2.6)$$



Σχήμα 2.2 (α) Δυνάμεις που ενεργούν στο προσομοίωμα M-O καθώς και οι γωνίες ενδιαφέροντος, (β) απεικόνιση της ισοροπίας δυνάμεων του πρίσματος

όπου:

γ = ειδικό βάρος του εδάφους

H = ύψος τοίχου αντιστήριξης

K_{AE} = συντελεστής ενεργητικών σεισμικών ωθήσεων

k_v = σεισμικός συντελεστής κατακόρυφης επιτάχυνσης

k_h = σεισμικός συντελεστής οριζόντιας επιτάχυνσης

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \psi)}{\cos\psi \cos^2\theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (2.7)$$

φ = γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους

θ = γωνία της παρειάς του τοίχου ως προς την κατακόρυφο

$\psi = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right)$ η γωνία εφαρμογής της συνισταμένης δύναμης

β = γωνία που σχηματίζει η επιφάνεια του αντιστηριζόμενου εδάφους με την οριζόντιο

δ = γωνία τριβής της διεπιφάνειας τοίχου και αντιστηριζόμενου εδάφους

Στην πράξη η συνολική ενεργητική δύναμη P_{AE} αναλύεται στην στατική της συνιστώσα P_A και στην δυναμική προσαύξηση ΔP_{AE}

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} \quad (2.8)$$

Πειράματα που διεξήχθησαν από τους Mononobe και Matsuo (1929), Jacobsen (1939), Matsuo (1941), Ishii et al (1960) και Sherif et al (1982) απέδειξαν ότι το μέγεθος των υπολογιζόμενων ωθήσεων είναι ορθό. Η διαφοροποίηση όμως που προέκυψε είναι στο σημείο εφαρμογής. Ενώ κατά τους Mononobe – Okabe το σημείο εφαρμογής της συνισταμένης δύναμης ορίζεται αυθαίρετα όπως και από την θεωρία του Coulomb στο $H/3$, όπου H το ύψος του τοίχου, τα πειράματα των Jacobsen (1939) και Matsuo (1941) εντόπισαν το σημείο εφαρμογής στο $0,67H$, ενώ οι Ishii et al. (1960) και Sherif et al. (1982) στο $0,40H$.

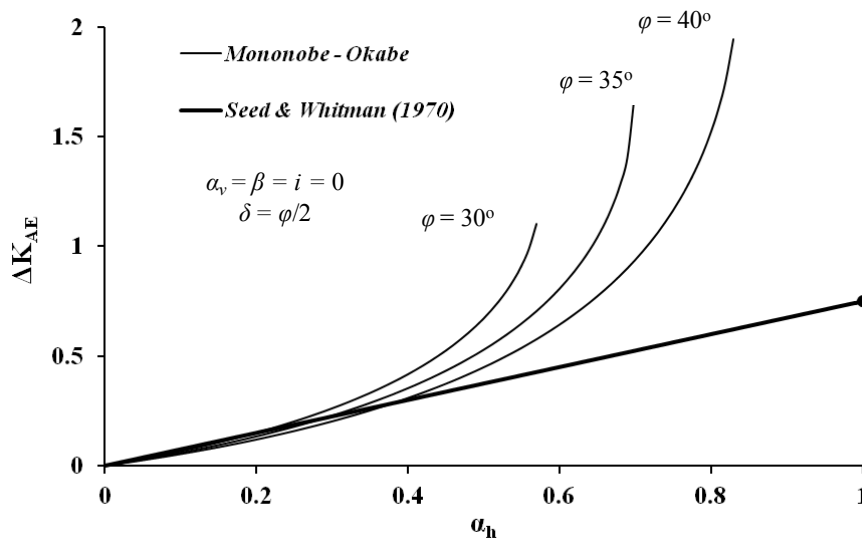
Στην πράξη η πλέον ευρέως χρησιμοποιούμενη είναι η τροποποιημένη μέθοδος Mononobe – Okabe των Seed και Whitman (1970), όπου θεωρούν το σημείο εφαρμογής στο $0,60H$. Συνεπώς, η συνισταμένη ενεργητική δύναμη εφαρμόζεται από τη βάση σε ύψος:

$$H = \frac{\frac{P_A H}{3} + \Delta P_{AE}(0,6H)}{P_{AE}} \quad (2.9)$$

Η παραπάνω τιμή επαληθεύτηκε και από την θεωρητική μελέτη των Prakash και Basavanna (1969) καθώς και από τις ελαστικές αναλύσεις του Wood (1973). Η τροποποιημένη αυτή μέθοδος των Seed και Whitman περιλαμβάνει και τον προσεγγιστικό υπολογισμό της δυναμικής προσαύξησης ΔP_{AE} μέσω της σχέσης:

$$\Delta P_{AE} = \frac{3}{8} a_h \gamma H^2 \cos \delta = \frac{1}{2} \Delta K_{AE} a_h \gamma H^2 \cos \delta \quad (2.10)$$

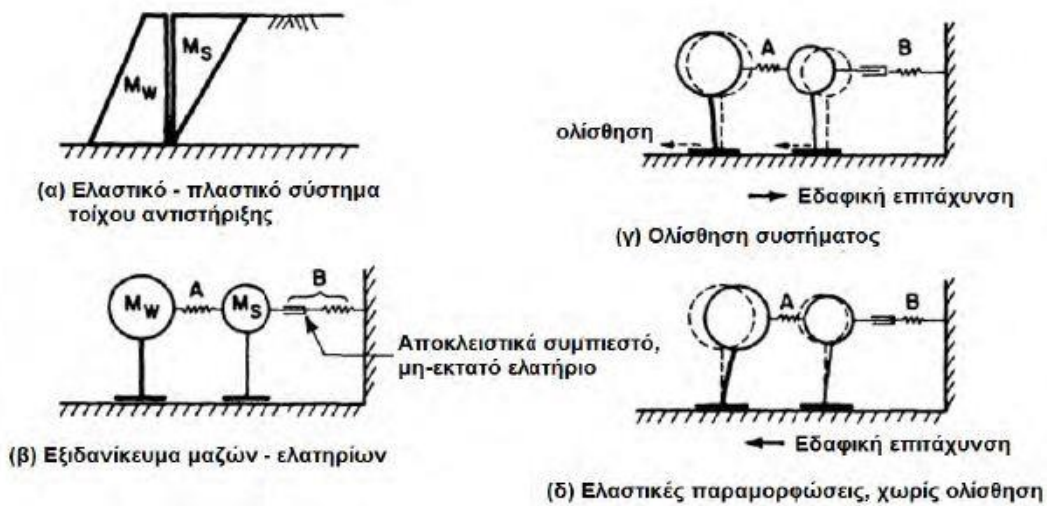
Από τον παραπάνω τύπο φαίνεται ότι απαλείφεται η κατακόρυφη συνιστώσα της επιτάχυνσης από τον υπολογισμό του σεισμικού συντελεστή ΔK_{AE} , γεγονός που οφείλεται στην παρατήρηση ότι ο k_v έχει πολύ μικρή επιρροή στον υπολογισμό της συνολικής ενεργητικής ώθησης (λιγότερο από 10%).



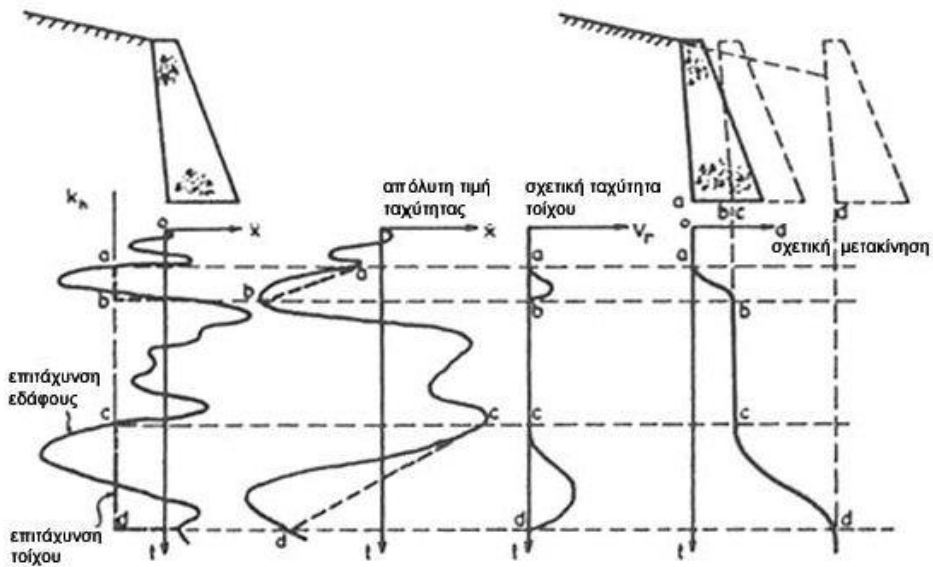
Σχήμα 2.3 Ο συντελεστής δυναμικής ενεργητικής ώθησης που προβλέπει η μέθοδος Mononobe – Okabe και η προσεγγιστική τιμή που πρότειναν οι Seed και Whitman (1970)

2.3 Μέθοδος επιτρεπόμενων μετακινήσεων

Οι ανελαστικές ψευδοδυναμικές μέθοδοι προσδιορίζουν το κρίσιμο φορτίο διαρροής, αλλά δεν εξετάζουν τη μετακίνηση του. Από την άλλη, οι ελαστικές λύσεις πολλές φορές αγνοούν την αδράνεια του ίδιου του τοίχου. Οι Richards και Elms (1979), λαμβάνοντας υπόψη τις παραπάνω παραμέτρους και χρησιμοποιώντας το μοντέλο του Newmark (1965), κατάφεραν να συνδυάσουν τη μετακίνηση του τοίχου με το επίπεδο της σεισμικής κίνησης. Οι Richards & Elms (1979) κατέληξαν στο ότι οι αδρανειακές δυνάμεις που ασκούνται στον τοίχο είναι της ίδιας τάξης μεγέθους με αυτήν που προκύπτει από τη μέθοδο Mononobe – Okabe. Συνδυάζοντας στη συνέχεια τη μέθοδο του Newmark (1965) με τα διαγράμματα των Franklin και Chang (1977), κατάφεραν να δημιουργήσουν μια μεθοδολογία για τον σχεδιασμό τοίχων αντιστήριξης για ελεγχόμενη μετακίνηση. Η μέθοδος θεωρεί τη σεισμική διέγερση που επιβάλλεται στη βάση του τοίχου αντιστήριξης με τη μορφή χρονικά εξαρτώμενης επιτάχυνσης $ah = k_h(t)g$. Όπως φαίνεται και από το μηχανικό ανάλογο του σχήματος 2.3, η ολίσθηση που σημειώνεται όταν η προς τα αριστερά αδρανειακή δύναμη ξεπερνάει την κρίσιμη τιμή της, υπολογίζεται με ολοκλήρωση της σχετικής επιτάχυνσης τοίχου και βάσης, όπως δείχνει το σχήμα 2.4



Σχήμα 2.4 Μηχανικό ανάλογο του μοντέλου του ολισθαίνοντος πρίσματος (τροποποιημένο από Whitman & Liao, 1985)



Σχήμα 2.5 Υπολογισμός της αστοχία του συστήματος τοίχου-εδάφους σε ολίσθηση λόγω της κίνησης της βάσης έδρασης (τροποποιημένο από Kramer, 1996)

Η ελάχιστη ψευδοστατική επιτάχυνση που απαιτείται για να προκληθεί αστάθεια και επομένως και ολίσθηση του συστήματος τοίχου και αντιστηριζόμενου εδάφους προκύπτει από την παρακάτω σχέση:

$$a_{hc} = 0.106 \ln \left[\frac{37V^2}{a_{h0}gd} \right] \quad (2.11)$$

όπου:

V = η μέγιστη τιμή της ταχύτητας ταλάντωσης της βάσης

d = η επιτρεπόμενη μετακίνηση έναντι ολίσθησης του τοίχου αντιστήριξης

g = η επιτάχυνση της βαρύτητας

a_{hc} = η μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης σχεδιασμού.

Πρέπει να σημειωθεί ότι η παραπάνω εξίσωση εμπεριέχει την επίδραση των αβεβαιοτήτων που εμφανίζονται κατά την προσομοίωση του συστήματος τοίχου – αντιστηριζόμενου εδάφους, όπως είναι οι κινηματικοί περιορισμοί που χρησιμοποιούνται, η εδαφική σεισμική διέγερση και οι παράμετροι αντοχής του εδάφους (Whitman & Liao, 1985).

Οι Whitman και Liao (1985) έχουν παρουσιάσει τις διάφορες εμπειρικές εξισώσεις που έχουν αναπτυχθεί για τον υπολογισμό των μόνιμων μετακινήσεων για την περίπτωση της ολίσθησης. Η περιστροφική ενδοσιμότητα των τοίχων περιγράφηκε αναλυτικά από τους Nadim (1980), Nadim και Whitman (1984) με τη μορφή συζευγμένων εξισώσεων κίνησης, οι οποίες καταστρώθηκαν πιο ολοκληρωμένα από τους Siddharthan et al. (1992) και Richards et al. (1996) ως μέθοδος σχεδιασμού έναντι της αναμενόμενης συμπεριφοράς του τοίχου σε ολίσθηση και περιστροφή. Ενώ οι Prakash et al. (1995) θεώρησαν το αντιστηριζόμενο εδαφικό υλικό ιξωδοελαστικό και χρησιμοποίησαν διαγράμματα για την εκτίμηση των μεταφορικών και στροφικών μετακινήσεων.

2.4 Μέθοδος Steedman – Zeng

Η μέθοδος Mononobe – Okabe ως ψευδοστατική λαμβάνει υπόψη της την επιρροή του δυναμικού φορτίου πολύ προσεγγιστικά. Οπότε, αν χρειάζεται να συμπεριληφθούν στη μελέτη τα δυναμικά χαρακτηριστικά του αντιστηριζόμενου εδάφους, όπως είναι η διαφορά φάσης και η εδαφική ενίσχυση, πρέπει να χρησιμοποιηθεί μία απλή ψευδοδυναμική μέθοδο ανάλυσης.

Σύμφωνα με αυτή την μέθοδο αν εφαρμόσουμε αρμονικές διεγέρσεις στην βάση πακτωμένου τοίχου, όπως του Σχήματος 2.5, πλάτους a_h , τότε η επιτάχυνση σε βάθος z από την κορυφή του τοίχου θα υπολογίζεται από τον τύπο:

$$\alpha(z,t) = a_h \sin\left[\omega\left(t - \frac{H-z}{V_s}\right)\right] \quad (2.12)$$

όπου:

H = ύψος τοίχου αντιστήριξης

γ = ειδικό βάρος

V_s = ταχύτητα διάδοσης εγκάρσιων κυμάτων στο αντιστηριζόμενο εδαφικό υλικό

a_h = πλάτος αρμονικής οριζόντιας επιτάχυνσης

ω = ανακυκλική συχνότητα της διέγερσης στη βάση του τοίχου

Αν υποθέσουμε ότι οι ωθήσεις που ασκούνται στον τοίχο προέρχονται από την τριγωνική σφήνα που δημιουργείται πίσω από τον τοίχο όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα, τότε η συνολική ενεργητική ώθηση (στατική και δυναμική) προκύπτει από την σχέση:

$$P_{AE} = \frac{Q_h(t) \cos(\alpha - \varphi) + W \sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \quad (2.13)$$

όπου:

α = γωνία που σχηματίζει η εδαφική τριγωνική σφήνα με την οριζόντιο

φ = γωνία εσωτερικής τριβής

δ = γωνία τριβής της διεπιφάνειας του τοίχου με το αντιστηριζόμενο έδαφος

W = το βάρος της εδαφικής σφήνας

$Q_h(t)$ = συνολική αδρανειακή δύναμη

$$Q_h(t) = \int_0^H m(z) a(z, t) dz = \frac{\lambda \gamma a_h}{4\pi^2 g \tan \alpha} [2\pi H \cos \omega] + \lambda (\sin \omega) - \sin \omega t \quad (2.14\alpha)$$

$$\lambda = \frac{2\pi V_s}{\omega} = \text{μήκος κύματος} \quad (2.14\beta)$$

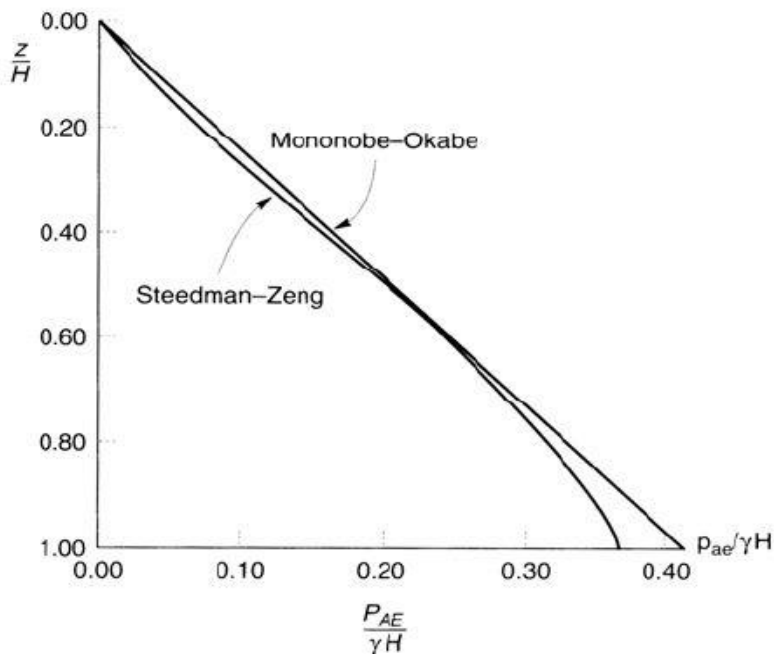
$$\zeta = t - \frac{H}{V} \quad (2.14\gamma)$$

$$m(z) = \frac{\gamma H - z}{g \tan \alpha} = \eta \text{ μάζα ενός στοιχείου της σφήνας} \quad (2.14\delta)$$

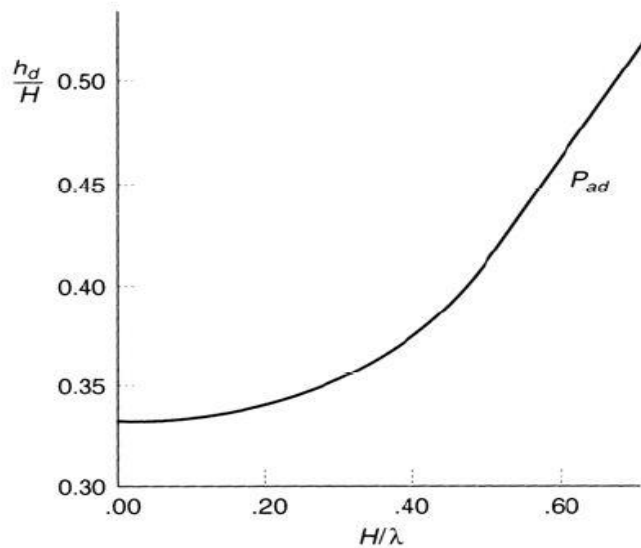
Το σημείο εφαρμογής της συνολικής ενεργητικής ώθησης έχει δύο συνιστώσες, την στατική όπου εφαρμόζεται στο $H/3$ όπως προκύπτει και από τις κλασικές στατικές μεθόδους, ενώ η δυναμική εξαρτάται από τον λόγο H/λ . Η δυναμική συνιστώσα εξαρτάται επίσης από τον χρόνο, με αποτέλεσμα το σημείο εφαρμογής της από την βάση του τοίχου να υπολογίζεται από τον παρακάτω τύπο:

$$h_d = H - \frac{2\pi^2 H^2 \cos \omega z + 2\pi \lambda H \sin \omega z - \lambda^2 (\cos \omega z - \cos \omega t)}{2\pi H \cos \omega z + \pi \lambda (\sin \omega z - \sin \omega t)} \quad (2.15)$$

Στα σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζονται μια σύγκριση των κανονικοποιημένων τιμών των ωθήσεων όπως υπολογίζονται με την μέθοδο Mononobe – Okabe και Steedman – Zeng καθώς και το πως κινείται το σημείο εφαρμογής των δυναμικών ωθήσεων καθ' ύψος.



Σχήμα 2.6: Σύγκριση κατανομών κανονικοποιημένων τιμών εδαφικών ωθήσεων για την μεθόδους Mononobe – Okabe και Steedman – Zeng για οριζόντιο σεισμικό συντελεστή $k_h=0.2$ και $H/\lambda=0.3$



Σχήμα 2.7: Θέση του σημείου εφαρμογής της δυναμικής ώθησης στην περίπτωση της μέγιστης ροπής ανατροπής για οριζόντιο σεισμικό συντελεστή $k_h=0.2$

2.5 Ελαστικές Αναλύσεις

Σε αυτή την κατηγορία αναλύσεων έχουν συνεισφέρει οι Matsuo και Ohara (1960), Wood (1973), Scott (1973) και οι Veletsos και Younan (1994, 1997). Οι πρωτοπόροι αυτής της μεθόδου, Matsuo και Ohara, παρατήρησαν μέσα από πειράματα που διεξήγαγαν ότι οι πιέσεις που ασκούνται κατά την σεισμική φόρτιση στον τοίχο είναι μεγαλύτερες κοντά στην επιφάνεια σε σχέση με την βάση σε αντίθεση με την θεωρία Mononobe – Okabe όπου θεωρούσαν ότι οι ωθήσεις αυξάνονται γραμμικά με το βάθος. Με αφορμή τα παραπάνω δημιούργησαν αναλυτικές σχέσεις για τον υπολογισμό των ωθήσεων τις οποίες επαλήθευσαν και με πειραματικές μεθόδους. Το μοντέλο που χρησιμοποίησαν ήταν δισδιάστατο με ακλόνητο τοίχο στο ένα άκρο και με δύο περιπτώσεις που εξαρτιόνταν από το αν υπήρχε ελευθερία στην μετατόπιση κατά τον άξονα y . Στη μελέτη τους αυτή ορίσανε δύο παραδοχές: η πρώτη ήταν το ότι ο τοίχος έπρεπε να είναι ακλόνητος και η δεύτερη το ότι δεν μπορεί να υπάρχει συντονισμός μεταξύ της κίνησης του έδαφους και των εδαφικών ωθήσεων, παράμετροι που είναι δύσκολο να ικανοποιούνται σε πραγματικές συνθήκες.

Ο Wood το 1973 χρησιμοποίησε ένα μοντέλο αποτελούμενο από δύο άκαμπτους τοίχους συνδεδεμένους με μια επίσης άκαμπτη βάση, ενώ το εδαφικό υλικό που περιεχόταν μεταξύ των τοίχων θεωρήθηκε ομογενές και γραμμικά ελαστικό. Ο Wood με το παραπάνω προσομοίωμα μελέτησε τις περιπτώσεις όπου εφαρμόζονται αρμονικές διεγέρσεις και

μάλιστα μικρής συχνότητας δηλαδή συχνότητες μικρότερες του 0,5ω, όπου το ω θεωρείται η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα της αντιστηριζόμενης εδαφικής στρώσης, για τις οποίες απέδειξε ότι η δυναμική ενίσχυση θεωρείται αμελητέα. Ο Wood υπολόγισε ότι, αν η απόσταση μεταξύ των δύο τοίχων του προσομοιώματος είναι μεγαλύτερη από δέκα φορές το ύψος του τοίχου, δεν υπήρχε αλληλεπίδραση στις ωθήσεις τους, οπότε μπορούμε να θεωρήσουμε την εδαφική στρώση ημιάπειρη. Με τις παραπάνω παραδοχές υπολόγισε τις δυναμικές ωθήσεις και ροπές ως:

$$\Delta P_{eq} = \gamma H^2 \frac{\alpha_h}{g} F_p \quad (2.16)$$

$$\Delta M_{eq} = \gamma H^3 \frac{\alpha_h}{g} F_m \quad (2.17)$$

όπου:

γ = ειδικό βάρος του εδάφους

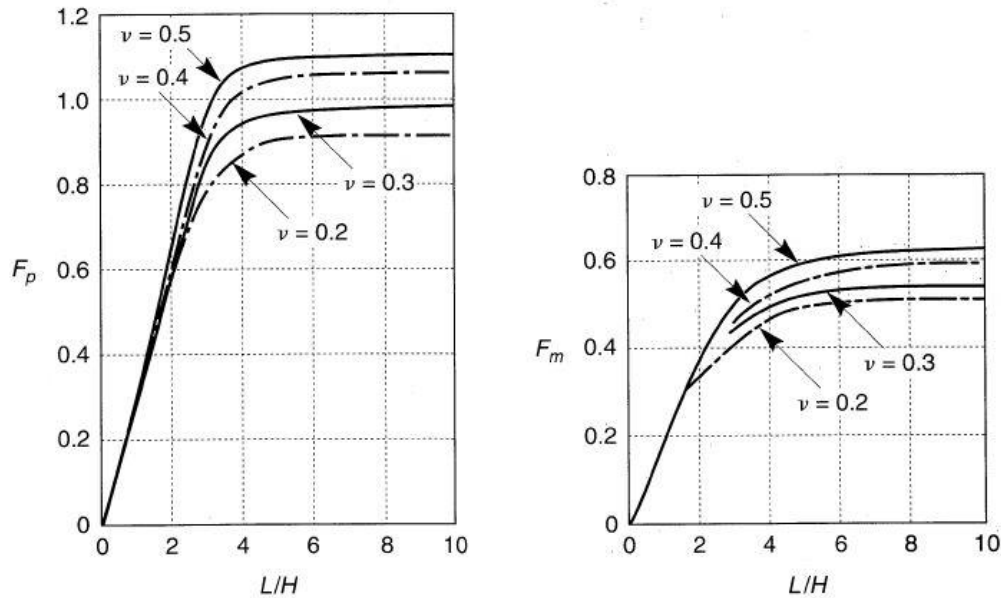
H = ύψος τοίχου

α_h = πλάτος αρμονικής οριζόντιας επιτάχυνσης

F_p, F_m = αδιάστατοι δυναμικοί συντελεστές των ωθήσεων και των ροπών αντίστοιχα που προκύπτουν από τα παρακάτω διαγράμματα του Σχήματος 2.8

Ενώ το σημείο εφαρμογής των ωθήσεων υπολογίζεται από τον τύπο:

$$h_{eq} = \frac{\Delta M_{eq}}{\Delta P_{eq}} \quad (2.18)$$



Σχήμα 2.8: Τιμές των F_p, F_m για διάφορες γεωμετρίες και τιμές του λόγου του Poisson ν

Το 1973 ο Scott ήταν ο πρώτος που προσπάθησε να προσομοιώσει την ευκαμψία του τοίχου, τοποθετώντας στο προσομοίωμα του στροφικά ελατήρια στη βάση. Στο παραπάνω προσομοίωμα δεν περιλαμβάνονται τόσο η απόσβεση όσο και οι διατμητικές δυνάμεις, με αποτέλεσμα, όπως κατέληξαν και οι Veletsos και Younan το 1994, να μην μπορεί να αναπαραστήσει σωστά την απόκριση του συστήματος.

Οι παραπάνω μέθοδοι ελαστικής ανάλυσης έχουν ως παραδοχή ότι ο τοίχος είναι άκαμπτος και ακλόνητος με αποτέλεσμα οι ωθήσεις που προκύπτουν από αυτές να είναι πολύ μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες των ψευδοστατικών μεθόδων. Ένα ακόμα πρόβλημα αποτελεί η πολυπλοκότητα της λύσης τους, με αποτέλεσμα να θεωρούνται δύσχρηστες αλλά και συντηρητικές με συνέπεια να μην βρίσκουν εφαρμογή στην πράξη.

Τα παραπάνω προβλήματα αντιμετωπίστηκαν κατά κύριο λόγο από την μελέτη που πραγματοποίησαν οι Veletsos και Younan (1994, 1997). Οι Veletsos και Younan είχαν ως στόχο την εκτίμηση των δυναμικών ωθήσεων, δυνάμεων και μετατοπίσεων που αναπτύσσονται σε τοίχους αντιστήριξης, καθώς και τον τρόπο που επηρεάζουν το σύστημα οι διάφοροι παράμετροι που υπεισέρχονται στο προσομοίωμα. Το προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε περιέγραφε την εδαφική στρώση ως ημιάπειρη, ιξωδο-ελαστική και με σταθερή πυκνότητα, ενώ ο τοίχος προσομοιώθηκε ως δοκός με οριζόμενη ευκαμψία και περιορισμένο στη βάση έναντι στροφής από στροφικό ελατήριο. Οι διεγέρσεις που χρησιμοποιήθηκαν ήταν τόσο αρμονικές, όσο και σεισμικές, ενώ θεωρούνταν οριζόντιες και χωρικά σταθερές.

Το πρόβλημα που περιγράφηκε πιο πάνω προσπάθησαν να λύσουν με αναλυτικές μεθόδους. Η ανάλυση που πραγματοποίησαν είχε μια βασική παραδοχή η οποία θεωρούσε ότι δεν αναπτύσσονταν πουθενά στο μέσο κατακόρυφες ορθές τάσεις, δηλαδή $\sigma_y=0$, για

οποιαδήποτε οριζόντια διέγερση. Μια δεύτερη παραδοχή της ανάλυσης αυτής ήταν ότι δεν θα είναι δυνατή η σχετική μετακίνηση μεταξύ του τοίχου και του εδάφους, και πιο συγκεκριμένα δεν μπορούσε να πραγματοποιηθεί ούτε αποκόλληση ούτε ολίσθηση. Η τελευταία παραδοχή αναφερόταν στις κατακόρυφες μετατοπίσεις για τις οποίες θεωρούσε ότι οι μεταβολές που προκαλούσαν στον οριζόντιο άξονα θεωρούνταν αμελητέες, με αποτέλεσμα να ισχύει η παρακάτω σχέση:

$$\tau_{xy} = G^* \left(\frac{\partial u}{\partial y} \right) \quad (2.19)$$

όπου:

$u = \eta$ οριζόντια μετατόπιση ενός αυθαίρετου σημείου ως προς την κινούμενη βάση

$G^* = G(1 + 2i\xi)$ = το μιγαδικό μέτρο διάτμησης

Η στιγμιαία τιμή της μετατόπισης ως προς την κινούμενη βάση ενός αυθαίρετου σημείου του τοίχου υπολογίζεται από την σχέση:

$$w(\eta, t) = \eta H \theta(t) + \sum_{j=1}^J \varphi_j(\eta) q_j(t) \quad (2.20)$$

όπου:

$w(\eta, t)$ = η στιγμιαία τιμή της μετατόπισης

$\eta = y/H$ = η αδιάστατη τεταγμένη

$\theta(t)$ = η στιγμιαία τιμή της στροφής στη βάση

$\varphi_j(\eta)$ = η j-οστή ιδιομορφή ταλάντωσης προβόλου

$q_j(t)$ = οι γενικευμένες συντεταγμένες που ορίζουν το ποσοστό συμμετοχής της κάθε ιδιομορφής οποιαδήποτε χρονική στιγμή

J = το πλήθος των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψιν

Ενώ τέλος για την εκτίμηση των γενικευμένων δυνάμεων, οι ιδιομορφές ταλάντωσης του τοίχου εκφράζονται από την σχέση:

$$\varphi_j(\eta) = \sum_{n=1}^N c_n \psi_n(\eta) = \sum_{n=1}^N c_n \sin\left[\frac{(2n-1)\pi}{2} \eta\right] \quad (2.21)$$

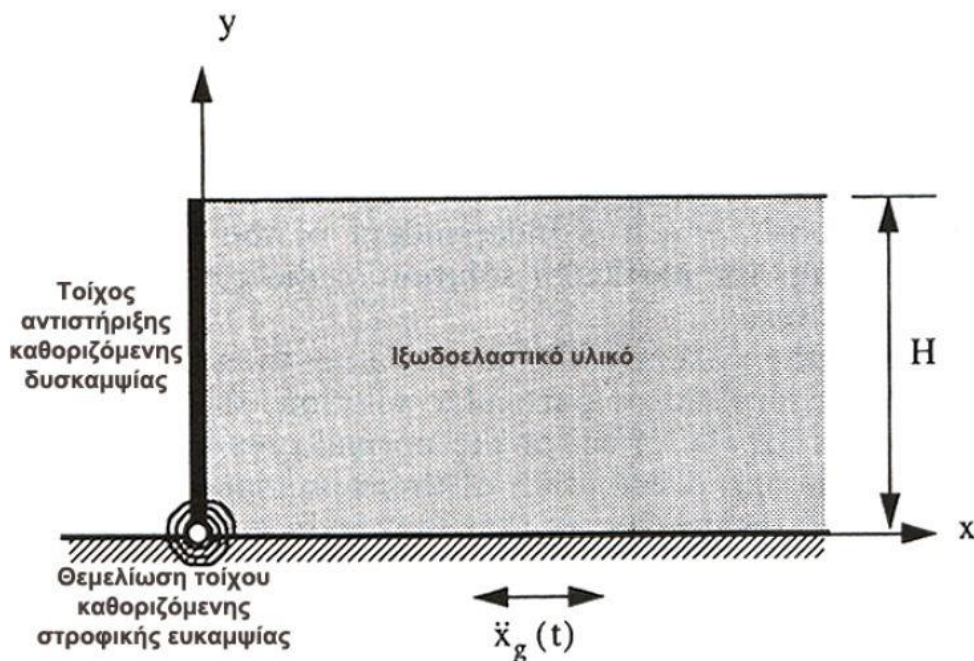
όπου:

c_n = αδιάστατοι συντελεστές συμμετοχής που ορίζονται από κατάλληλα ολοκληρώματα των ϕ_j και ψ_n

n = η τάξη της θεωρούμενης ιδιομορφής διατμητικής δοκού

N = επαρκώς μεγάλος ακέραιος

Οι παράμετροι που επηρεάζουν το σύστημα και επιδέχονται ανάλυσης είναι τα χαρακτηριστικά της εφαρμοζόμενης διέγερσης, τα χαρακτηριστικά του εδάφους και δυσκαμψίες του τοίχου και του στροφικού ελατηρίου στη βάση. Πιο συγκεκριμένα, τα χαρακτηριστικά της διέγερσης είναι το A_0 , δηλαδή η μέγιστη επιτάχυνση, και ω , η συχνότητα της αρμονικής συνάρτησης που εφαρμόζεται στη βάση του προσομοιώματος. Τα χαρακτηριστικά του τοίχου και του εδάφους είναι η πυκνότητα ρ , το μέτρο διάτμησης G , ο λόγος του Poisson ν και η απόσβεση ξ που είναι κοινά και στα δύο. Ο τοίχος χαρακτηρίζεται και από μερικά επιπλέον στοιχεία που είναι το πάχος t_w , την μάζα ανά μονάδα επιφάνειας μ_w και το μέτρο ελαστικότητας E_w . Οι δυσκαμψίες του τοίχου και του στροφικού ελατηρίου συμβολίζονται με D_w και R_θ αντίστοιχα.



Σχήμα 2.9: Το προσομοίωμα του συστήματος τοίχου και εδάφους των Veletsos και Younan

Σε αυτό το σημείο πρέπει να αναφερθεί ότι μια από τις πρωταρχικές παραμέτρους είναι η σχετική δυσκαμψία του τοίχου και του αντιστηριζόμενου εδάφους που ορίζεται ως

$$d_w = \frac{GH^3}{D_w} \quad (2.22)$$

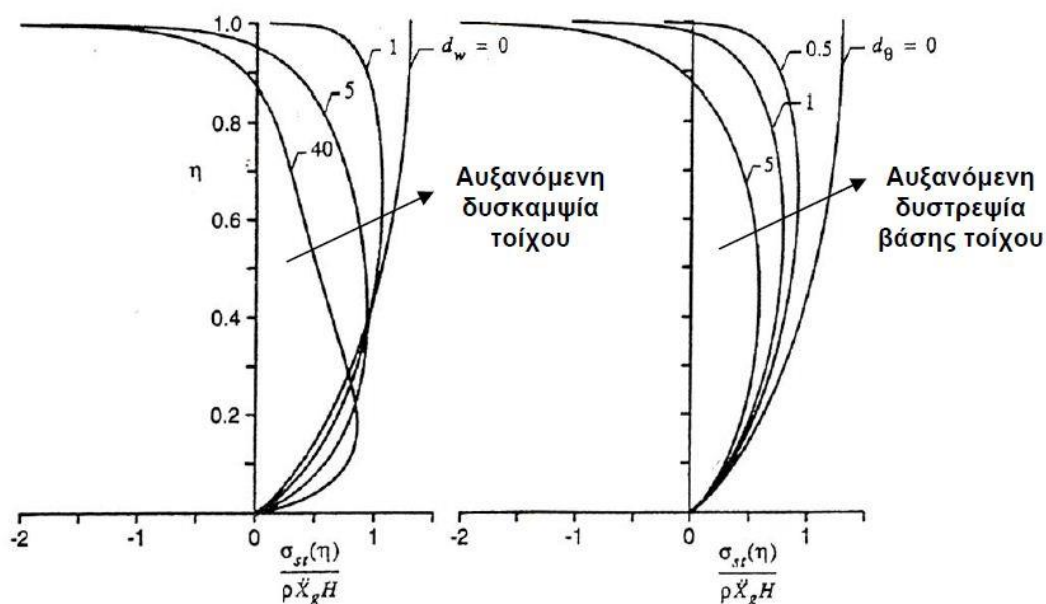
όπου:

$$D_w = \frac{E_w t_w^3}{12(1-\nu_w^2)} \text{ και έπαιρνε τιμές } d_w = 0, 1, 5, 40 \quad (2.23)$$

Αντίστοιχα η σχετική δυσκαμψία του στροφικού ελατηρίου ως προς το αντιστηριζόμενο έδαφος ορίζεται ως

$$d_\theta = \frac{GH^2}{R_\theta} \text{ όπου έπαιρνε τιμές } d_\theta = 0, 0.5, 1, 5 \quad (2.23)$$

Παρακάτω παρουσιάζονται κάποια πρώτα αποτελέσματα για τις διάφορες τιμές της σχετικής δυσκαμψίας τόσο του τοίχου όσο και του στροφικού ελατηρίου για δεσπόμενες συχνότητες πολύ μικρές σε σχέση με τη θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα της εδαφικής στρώσης.



Σχήμα 2.10: Κατανομές εδαφικών ωθήσεων για στατικώς διεγειρόμενης αντιστήριξης με μεταβλητές τις δυσκαμψίες του τοίχου και της περιστροφής στη βάση ($\nu=1/3$, $\mu_w=0$): για $d_\theta=0$ και $d_w=0$ αντίστοιχα

Τα αποτελέσματα στα οποία κατέληξαν οι Veletsos και Younan προσπάθησε να επαληθεύσει ο Ψαρρόπουλος (2000) χρησιμοποιώντας αριθμητικές μεθόδους πεπερασμένων στοιχείων. Ο κώδικας που χρησιμοποιήθηκε ήταν το ABAQUS, ενώ χρησιμοποιήθηκαν τα ίδια μοντέλα με αυτά των Veletsos και Younan, με τη διαφορά ότι πρόσθεσε βάρος ανά μονάδα επιφάνειας στον τοίχο αντιστήριξης. Τα συμπεράσματα που προκύπτουν από αυτή την μελέτη αποδεικνύουν ότι γενικά υπάρχει συμφωνία των αποτελεσμάτων και κατά συνέπεια επιβεβαίωση της αναλυτικής λύσης των Veletsos και Younan.

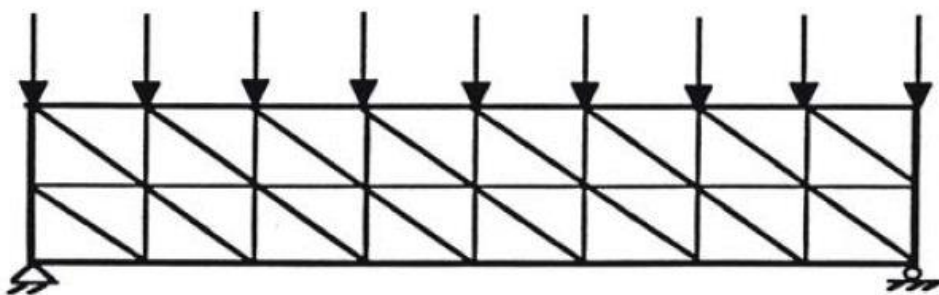
Κεφάλαιο 3

ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

Ο σκοπός αυτού του κεφαλαίου είναι να πραγματοποιηθούν αριθμητικές αναλύσεις για την περίπτωση τοίχου που αντιστηρίζει εδαφική στρώση η οποία εδράζεται σε κεκλιμένο σεισμικό υπόβαθρο. Για λόγους επαλήθευσης του αριθμητικού προσομοιώματος, πραγματοποιούνται αρχικά αναλύσεις με σκοπό την αναπαραγωγή των αποτελεσμάτων των δυναμικών αναλύσεων με αριθμητικές μεθόδους που πραγματοποίησαν οι Κλωνάρης και Ψαρρόπουλος (1999), βασιζόμενοι στην αναλυτική λύση των Veletsos και Younpan όπως αυτή περιγράφηκε στο Κεφάλαιο 2. Επίσης, για λόγους καλύτερης εποπτείας των παραπάνω θεμάτων θα γίνει αναφορά στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων ως η αριθμητική μέθοδος που επιλέχτηκε για να αντιμετωπιστεί το πρόβλημα που απασχολεί την παρούσα εργασία, ενώ θα γίνει αναφορά και στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS μέσω του οποίου πραγματοποιήθηκαν όλες οι αναλύσεις.

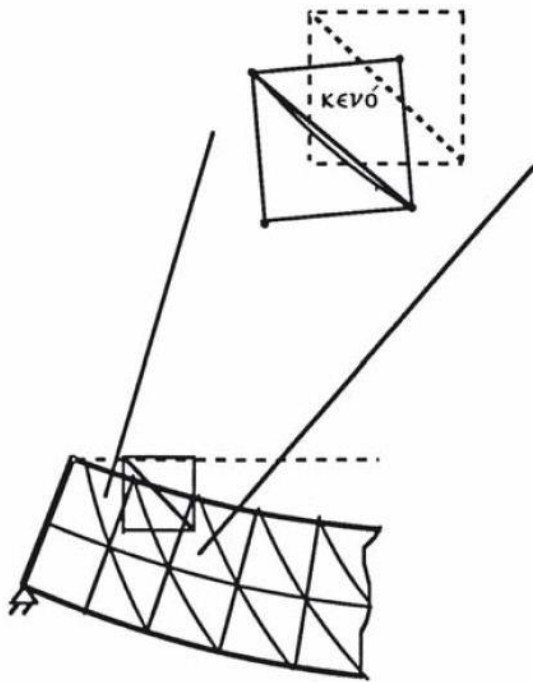
3.1 Μέθοδος Πεπερασμένων Στοιχείων

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων είναι, όπως έχει ήδη αναφερθεί, μια αριθμητική μέθοδος η οποία άρχισε να εφαρμόζεται στα μέσα του προηγούμενου αιώνα, χάρη στην ανάπτυξη των ηλεκτρονικών υπολογιστών, με σκοπό να λυθούν προσεγγιστικά οι πολύπλοκες μερικές διαφορικές εξισώσεις που προκύπτουν σε αναλύσεις προβλημάτων της μηχανικής.



3.1: Προσομοίωση δοκού με τριγωνικά πεπερασμένα στοιχεία που υπόκεινται σε καμπτική φόρτιση

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων είναι βασισμένη στην μητρική ανάλυση και έχει ως βασικό χαρακτηριστικό την αναπαράσταση συνεχών μέσων με τη χρήση δισδιάστατων ή και τρισδιάστατων στοιχείων. Η διακριτοποίηση αυτή είναι μια διαδικασία που πραγματοποιείται τεχνητά από τη στιγμή που δεν υπάρχουν συγκεκριμένα όρια εντός του συνεχούς μέσου που θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν ως οδηγοί για την δημιουργία των στοιχείων. Τα στοιχεία αυτά είναι συνήθως τετραγωνικά ή τριγωνικά και συνδέονται μεταξύ τους με κόμβους που βρίσκονται στις άκρες τους. Για να γίνει εφικτή η χρήση μητρικών αναλύσεων θα πρέπει να χρησιμοποιηθούν κάποιες μεταβλητές ως άγνωστες, οι οποίες αναφέρονται στους κόμβους και συνήθως είναι η μετατόπιση, καθώς και σε ορισμένες περιπτώσεις, η ταχύτητα και η επιτάχυνση. Οι άγνωστοι αυτοί παράμετροι μπορούν να υπολογιστούν με αριθμητικές (μητρικές) μεθόδους από τη στιγμή που αποτελούν πια ένα σύστημα γραμμικών εξισώσεων με πεπερασμένο αριθμό εξισώσεων ίσο με τον αριθμό των κόμβων. Όπως έχει αναφερθεί, η μέθοδος αυτή είναι προσεγγιστική. Οπότε, για να βελτιστοποιηθεί η λύση πρέπει να τηρούνται οι συνθήκες ισορροπίας και γεωμετρικής συμβατότητας τόσο στο εσωτερικό όσο και στα όρια των στοιχείων. Η μη τήρηση των παραπάνω συνθηκών μπορεί να δημιουργήσει προβλήματα στην συνέχεια όπως φαίνονται στο Σχήμα 3.2. Για να περιοριστούν όσο το δυνατόν τα παραπάνω προβλήματα είναι δυνατόν είτε να πυκνωθεί το δίκτυο με αποτέλεσμα να έχουμε μικρότερα σε μέγεθος στοιχεία, είτε να αυξηθεί ο αριθμός των κόμβων μέσω των οποίων επιβάλλονται οι παραπάνω περιορισμοί είτε βέβαια και τα δύο μαζί.



3.2: Παραμόρφωση δοκού διακριτοποιημένης με πεπερασμένα στοιχεία

Για την επίλυση προβλημάτων της μηχανικής που ανάγονται σε προβλήματα πεπερασμένων στοιχείων έχουν δημιουργηθεί λογισμικά μέσω των οποίων όλες οι παραπάνω διαδικασίες που περιγράφηκαν πραγματοποιούνται αυτόματα με τον χρήστη να έχει ανάλογα με το λογισμικό κυμαινόμενη δυνατότητα επέμβασης στον καθορισμό των παραμέτρων της ανάλυσης. Ένα τέτοιο λογισμικό είναι το PLAXIS το οποίο αναφέρεται κυρίως σε γεωτεχνικά προβλήματα και είναι και αυτό που χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα εργασία.

3.2 Δημιουργία προσομοιώματος με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS

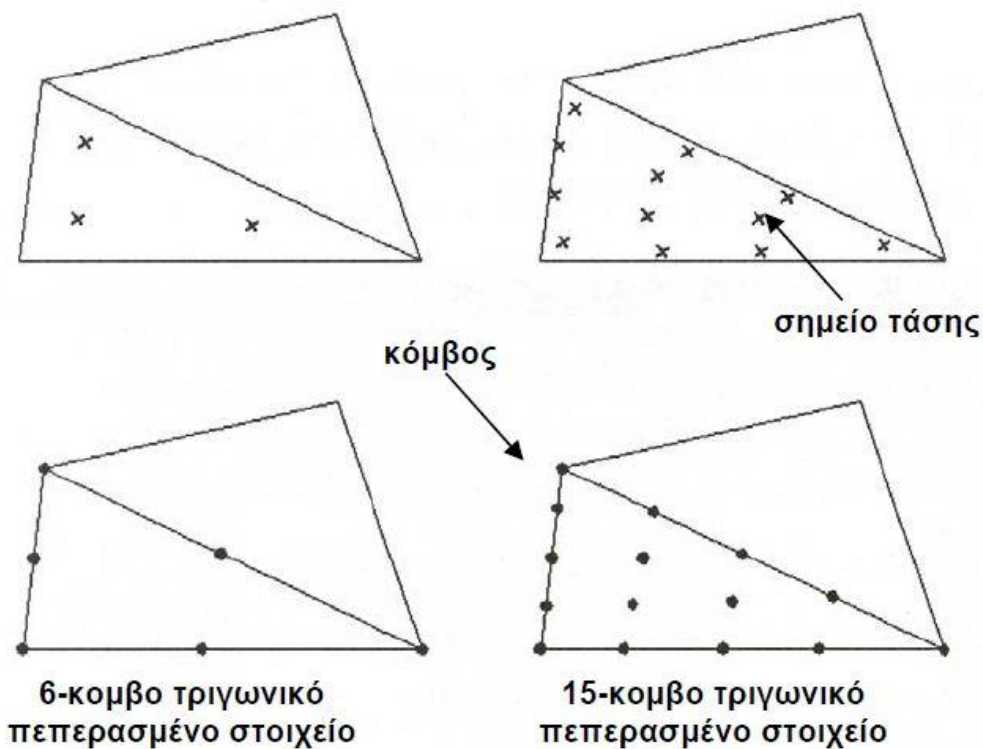
Όπως έχει αναφερθεί στην εισαγωγή αυτού του κεφαλαίου, σκοπός του είναι να αναπαραχθεί ένα ενδεικτικό μέρος των αποτελεσμάτων της ανάλυσης του Ψαρρόπουλου (2000). Για να επιτευχθεί αυτό χρησιμοποιήθηκε ο κώδικας πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS.

Το PLAXIS αποτελείται από τρία υποπρογράμματα που το καθένα τροφοδοτείται με πληροφορία από το προηγούμενο. Τα προγράμματα αυτά είναι τα INPUT, CALCULATE και OUTPUT. Το INPUT είναι ένα πρόγραμμα τύπου CAD και μέσω αυτού είναι δυνατή η σχεδίαση

του προσομοιώματος του οποίου πρέπει να γίνει η ανάλυση. Για να σχεδιαστεί το προσομοίωμα δεν χρειάζεται μόνο τα γεωμετρικά του χαρακτηριστικά, αλλά και πολλά επιπλέον στοιχεία που πρέπει να προσδιοριστούν, όπως είναι η εφαρμογή των φορτίων και ο προσδιορισμός του είδους των μετατοπίσεων, ο προσδιορισμός των υλικών που θα χρησιμοποιηθούν, η δημιουργία του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων, καθώς και οι αρχικές συνθήκες που επιβάλλονται για την ανάλυση. Στην συνέχεια, ενεργοποιείται το CALCULATE, το υπό-πρόγραμμα που είναι υπεύθυνο για την ανάλυση αυτή καθαυτή χρησιμοποιώντας τα στοιχεία που έχουν δοθεί από το INPUT. Σε αυτό το σημείο επιλέγεται το είδος της ανάλυσης, όπως για παράδειγμα δυναμική ή/και πλαστική, οι παράμετροι της ανάλυσης, όπως είναι χρόνος της προσομοίωσης και το βήμα υπολογισμού, το είδος της διέγερσης που θα εφαρμοστεί στο προσομοίωμα, ενώ μπορούν να οριστούν και τα σημεία στα οποία είναι επιθυμητό να υπολογιστούν οι μετατοπίσεις – ταχύτητες - επιταχύνσεις ή οι ωθήσεις, τα αποτελέσματα των οποίων μπορούν να παρουσιαστούν διαγραμματικά. Το τελευταίο στάδιο είναι το OUTPUT στο οποίο παρουσιάζεται το προσομοίωμα με τις παραμορφώσεις που έχει το προσομοίωμα στο τέλος της ανάλυσης (ως στιγμιότυπο), ενώ με χρήση ορισμένων εντολών είναι δυνατή η παρουσίαση, πάνω στο προσομοίωμα, των διάφορων παραμέτρων που μπορεί να ενδιαφέρουν τον μελετητή.

Μετά την συνοπτική παρουσίαση του τρόπου λειτουργίας του λογισμικού και τις διαδικασίες που πρέπει να ακολουθηθούν με σκοπό να εξαχθεί το επιθυμητό αποτέλεσμα, είναι σκόπιμο να γίνει αναφορά και στις παραμέτρους της παραπάνω διαδικασίας όπου πρέπει να προσεχθούν ιδιαίτερα καθώς μπορούν να επηρεάσουν σημαντικά το τελικό αποτέλεσμα.

Αρχικά το λογισμικό ζητάει την επιλογή κάποιων βασικών παραμέτρων όπως είναι το είδος της σχεδίασης του προσομοιώματος, αν θα είναι δηλαδή αξονοσυμμετρική για κυκλικές – κυλινδρικές κατασκευές, είτε δισδιάστατη επίπεδης παραμόρφωσης. Στην συνέχεια γίνεται η επιλογή της πυκνότητας του κανάβου σχεδιασμού, κάτι που καθορίζει την ακρίβεια της σχεδίασης και η επιλογή των κόμβων των πεπερασμένων στοιχείων μεταξύ 6 και 15, κάτι που επηρεάζει την ακρίβεια και την ποιότητα των αποτελεσμάτων, με τα 15κομβικά πεπερασμένα στοιχεία να υπερτερούν για τους λόγους που αναφέρθηκαν στην παράγραφο της ανάλυσης των πεπερασμένων στοιχείων. Σε αυτό το σημείο πρέπει να γίνει αναφορά στο γεγονός ότι οι τάσεις δεν υπολογίζονται στους κόμβους κάθε στοιχείου όπως η μετατόπιση με τις παραγώγους της, αλλά υπάρχουν επιπλέον σημεία τα οποία ονομάζονται σημεία Gauss τα οποία βρίσκονται στο εσωτερικό κάθε στοιχείου και είναι τρία στην περίπτωση των 6κομβικών στοιχείων και δώδεκα στην περίπτωση των 15κομβικών στοιχείων.



Σχήμα 3.3: Θέσεις των κόμβων και των σημείων υπολογισμού των τάσεων

Κατά τη δημιουργία του προσομοιώματος, το κυριότερο σχεδιαστικό εργαλείο που χρησιμοποιείται είναι οι λεγόμενες «γεωμετρικές γραμμές» (geometry lines) με τις οποίες γίνεται η σχεδίαση των εδαφικών υλικών που θα χρησιμοποιηθούν. Εκτός από τις απλές γραμμές των ορίων των εδαφικών υλικών, μπορούν να σχεδιαστούν και στοιχεία πλακών τα οποία δεν περιλαμβάνονται στην διακριτοποίηση με τα πεπερασμένα στοιχεία και χρησιμοποιούνται για την αναπαράσταση κατασκευών, όπως είναι οι τοίχοι αντιστήριξης.

Από την στιγμή που έχουν σχεδιαστεί τα όρια των εδαφικών υλικών, στη συνέχεια πρέπει να οριστεί το υλικό που θα χρησιμοποιηθεί. Το υλικό πρέπει να ορισθεί με βάση το προσομοίωμα που θα αναλυθεί (για παράδειγμα γραμμικά ελαστικό), καθώς και από τις τυπικές μεταβλητές του, όπως είναι η ειδικό βάρος (γ), το μέτρο ελαστικότητας (E) και ο λόγος Poisson (ν). Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στην απόσβεση ξ και στον τρόπο ορισμού της. Η απόσβεση είναι ένα μέγεθος το οποίο αναφέρεται σε δυναμικά φαινόμενα, έχει ως αποτέλεσμα να μειώνεται το μήκος κύματος με την απόσταση που διανύει εντός του εδαφικού υλικού και οφείλεται στις ιξώδεις ιδιότητες του υλικού, στην τριβή και στην πλαστικότητα του. Για τον υπολογισμό του μητρώου απόσβεσης «C» χρησιμοποιείται η παρακάτω σχέση:

$$C = a_R M + \beta_R K \quad (3.1)$$

όπου:

a_R = συντελεστής Rayleigh που αναφέρεται στην μάζα

β_R = συντελεστής Rayleigh που αναφέρεται στην δυσκαμψία

όπου αν στην παραπάνω σχέση βάλουμε την ποσοστιαία απόσβεση ξ τότε η σχέση μετατρέπεται στην :

$$\xi = \frac{1}{2\omega} a_R + \frac{\omega}{2} \beta_R \quad (3.2)$$

όπου:

$\omega = 2\pi f$ η συχνότητα ταλάντωσης που επιβάλλεται στην εδαφική στρώση από τη δυναμική διέγερση

f η συχνότητα της δυναμικής διέγερσης

και καταλήγουμε για τον υπολογισμό των συντελεστών Rayleigh να χρησιμοποιούμε τις παρακάτω εξίσωσεις για σταθερή τιμή του ξ που εφαρμόζεται σε ένα εύρος συχνοτήτων από ω_i έως ω_j .

$$a_R = \frac{2\xi\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad (3.3)$$

$$\beta_R = \frac{2\xi}{\omega_i + \omega_j} \quad (3.4)$$

Στη συνέχεια, για τον καθορισμό των στοιχείων πλακών πρέπει να οριστούν τα κρίσιμα μεγέθη τους, τα οποία είναι η δυσκαμψία EI η οποία συσχετίζεται με τον συντελεστή δυσκαμψίας κατά Veletsos και Younan D_w , η ατένεια EA και το πάχος της πλάκας $d=h$. Τα παραπάνω μεγέθη υπολογίζονται από τις σχέσεις :

$$EI = E \frac{h^3 b}{12} \quad (3.5)$$

$$EA = Eh \quad (3.6)$$

$$d = h = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad (3.7)$$

όπου:

E = μέτρο ελαστικότητας της πλάκας

h = πάχος πλάκας

b = μήκος της πλάκας, συνήθως $b = 1m$

Όπως έχει αναφερθεί, το PLAXIS έχει τη δυνατότητα χρήσης και δυναμικών φορτίσεων εκτός από τις τυπικές στατικές. Η σχέση που περιγράφει την δυναμική αυτή φόρτιση είναι η ακόλουθη:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F \quad (3.8)$$

όπου:

M = μητρώο μάζας

C = μητρώο απόσβεσης

K = μητρώο ακαμψίας

F = διάνυσμα φόρτισης

\ddot{u} = η επιτάχυνση της ταλάντωσης

\dot{u} = η ταχύτητα της ταλάντωσης

u = η μετατόπιση της ταλάντωσης

Τα παραπάνω μητρώα περιλαμβάνουν το σύνολο των αντίστοιχων στοιχείων που τα περιγράφουν για όλα τα υλικά που απαρτίζουν το προσομοίωμα και ενώ για τα μητρώα μάζας είναι προφανής ο τρόπος που υπολογίζονται, το μητρώο της απόσβεσης και αυτό της ακαμψίας υπολογίζονται σύμφωνα με τις αντίστοιχες σχέσεις που αναφέρθηκαν παραπάνω.

Η χρήση δυναμικών φορτίσεων οδηγεί σε έναν περιορισμό κατά τη δημιουργία του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων και ειδικότερα αναφέρεται στο μέσο μέγεθος του κάθε στοιχείου. Ο παραπάνω περιορισμός υφίσταται με σκοπό τον περιορισμό των σφαλμάτων που σχετίζονται με τη διάδοση των κυμάτων μέσα στον διακριτοποιημένο χώρο του προσομοιώματος και συνοψίζεται στην παρακάτω σχέση.

$$l_e < L/6 \quad (3.9)$$

όπου:

l_e = το μέσο μέγεθος του στοιχείου του διακριτοποιημένου χώρου

L = το μήκος κύματος της ταλάντωσης

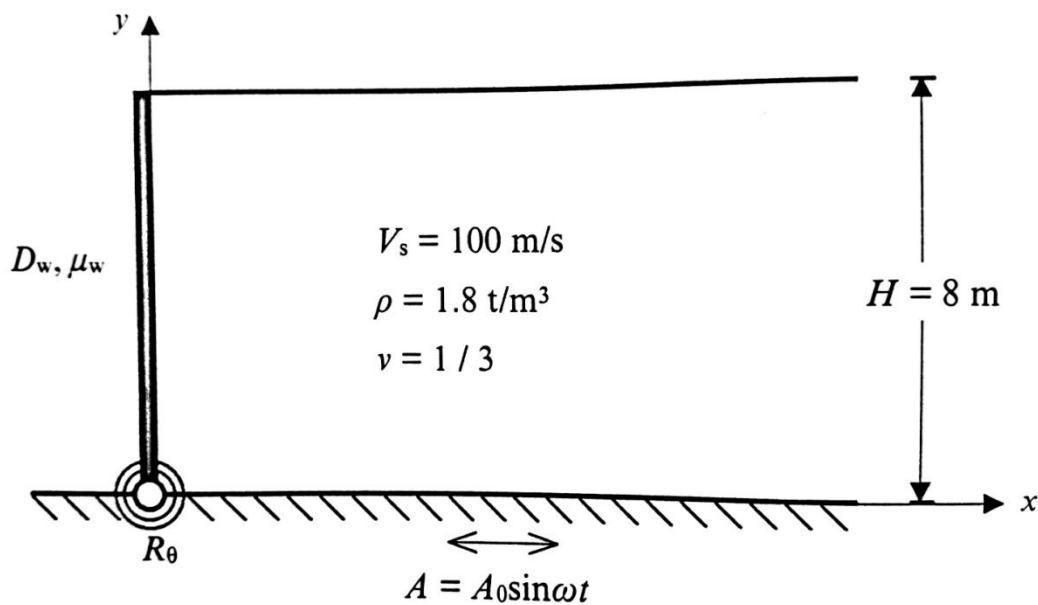
$$L = Vs/f$$

με Vs = η ταχύτητα διάδοσης των εγκάρσιων κυμάτων

f = η συχνότητα της ταλάντωσης της δυναμικής διέγερσης

3.3 Βαθμονόμηση του προσομοιώματος

Το προσομοίωμα που πρέπει να αναπαραχθεί πρώτο είναι αυτό που περιγράφεται από τους Veletsos και Younan (1994, 1997) και στη συνέχεια από τον Ψαρρόπουλο (2000). Σκοπός της δημιουργίας αυτού του προσομοιώματος είναι να χρησιμοποιηθεί ως μέσο σύγκρισης των αποτελεσμάτων που θα προκύψουν από το PLAXIS με αυτά από τις αναλύσεις των Κλωνάρη και Ψαρρόπουλου (1999) για να αποδειχθεί κατά πόσο οι αναλύσεις που θα γίνουν καταλήγουν σε παρεμφερή αποτελέσματα. Το προσομοίωμα αυτό αποτελείται από μία εδαφική στρώση θεωρούμενη ημίαιπειρη με μήκος $10 \cdot H$, μήκος το οποίο ο Wood (1973) απέδειξε ως ικανό ώστε να μην επηρεάζεται ο τοίχος από τυχόν ανακλάσεις του έτερου ορίου του προσομοιώματος, όπου H το ύψος του τοίχου, και έναν τοίχο σε μορφή δοκού. Η διέγερση που εφαρμόζεται στη βάση είναι αρμονική και οριζόντια.



Σχήμα 3.4: Το προσομοίωμα που χρησιμοποίησαν οι Veletsos και Younan

Στο παραπάνω σχήμα, πέρα από τα σταθερά στοιχεία που εμφανίζονται και είναι το ύψος του τοίχου, η ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων V_s , η οποία σχετίζεται άμεσα με το μέτρο ελαστικότητας της εδαφικής στρώσης, η πυκνότητα του εδάφους ρ η οποία μετατρέπεται εύκολα στο ειδικό του βάρος γ και το δείκτη του Poisson ν , οι τιμές των οποίων δεν θα αλλάξουν κατά την διάρκεια των αναλύσεων, υπάρχουν και τρία στοιχεία τα οποία δεν έχουν σταθερή τιμή και οι πιθανοί συνδυασμοί τους είναι αυτοί που θα μας δημιουργήσουν τις διαφορετικές προσομοιώσεις που θα πραγματοποιηθούν. Τα στοιχεία αυτά είναι η σχετική δυσκαμψία του τοίχου με το αντιστηριζόμενο έδαφος d_w , η σχετική δυσκαμψία του στρωφικού ελατηρίου R_θ και η συχνότητα της αρμονικής διέγερσης στη βάση ω .

Το πρώτο από τα μεταβαλλόμενα στοιχεία που αναφέρθηκαν παραπάνω και επηρεάζουν τις αναλύσεις, είναι η σχετική δυσκαμψία του τοίχου και του αντιστηριζόμενου εδάφους d_w , η οποία υπολογίζεται από την σχέση (2.19):

$$d_w = \frac{GH^3}{D_w}$$

όπου:

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

Οι τιμές που επιλέχθηκαν είναι:

α) $d_w = 0$, δηλαδή απόλυτα άκαμπτος τοίχος και

β) $d_w = 5$ που αντιπροσωπεύει έναν σχετικά εύκαμπτο τοίχο.

Το δεύτερο στοιχείο που αναφέρθηκε είναι η σχετική δυσκαμψία του στροφικού ελατηρίου R_θ , μεταβλητή που αγνοήθηκε στα πλαίσια της παρούσας εργασίας από τη στιγμή που επιλέχτηκε ο τοίχος να θεωρείται ως πακτωμένος.

Το τελευταίο από τα στοιχεία αυτά είναι η αρμονική διέγερση στη βάση. Όπως φαίνεται από το σχήμα η διέγερση αυτή είναι της μορφής:

$$A = A_0 \sin \omega t, \quad A_0 = 1 \text{ m/s} \quad (3.10)$$

όπου:

A = η επιτάχυνση συναρτήσει του χρόνου

A_0 = η μέγιστη τιμή της αρμονικής διέγερσης

ω = η ανακυκλική συχνότητα της αρμονικής διέγερσης

Στην παραπάνω σχέση η μεταβλητή που αλλάζει είναι η ανακυκλική συχνότητα της αρμονικής διέγερσης ω , η οποία παίρνει τιμές $\omega_0/6$, ω_0 , και $3\omega_0$, όπου ω_0 είναι η συχνότητα συντονισμού της εδαφικής στρώσης.

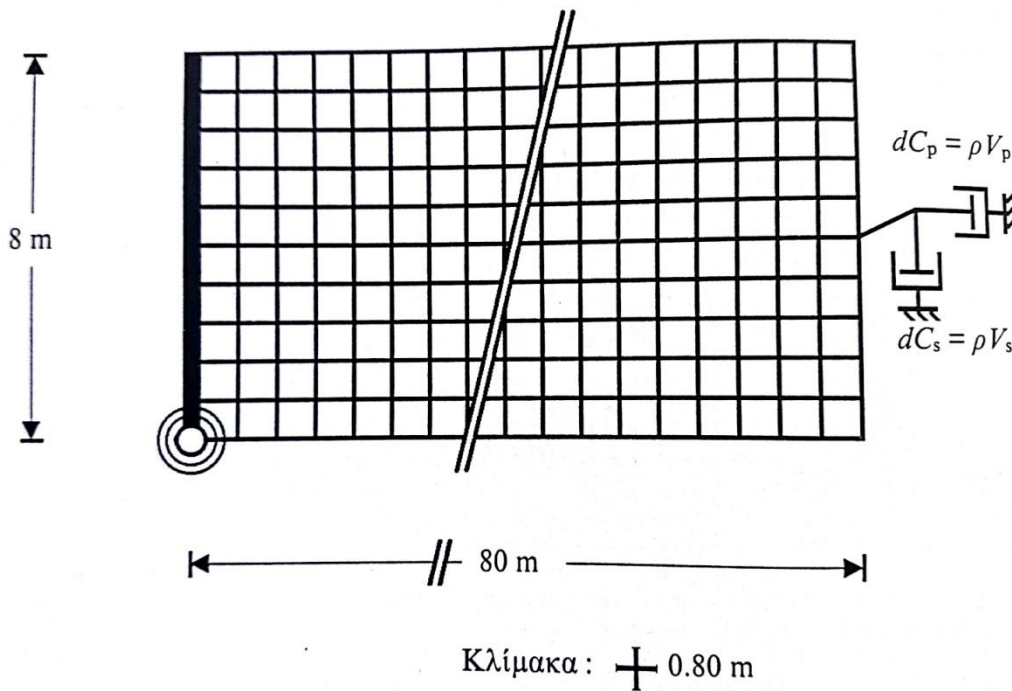
3.4 Το προσομοίωμα αριθμητικής ανάλυσης

Πέρα από το αναλυτικό προσομοίωμα των Veletsos και Younan, πρέπει να γίνει αναφορά και για τις ιδιαιτερότητες που παρουσιάζει το προσομοίωμα αριθμητικών αναλύσεων των Κλωνάρη και Ψαρρόπουλου (1999).

Το προσομοίωμα των Κλωνάρη και Ψαρρόπουλου (1999) είναι σχεδιασμένο στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS. Το δίκτυο των πεπερασμένων στοιχείων που δημιουργείται αποτελείται από τετράγωνα 4-κομβικά στοιχεία, σε αντίθεση με τα τρίγωνα 6-κομβικά στοιχεία που χρησιμοποιούνται στο PLAXIS. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να στοιχεία του ABAQUS να θεωρούνται λιγότερα αξιόπιστα από την στιγμή που είναι γνωστό ότι το τρίγωνο είναι ένα πιο σταθερό σχήμα, ενώ μπορεί να προσαρμοστεί και ευκολότερα σε οποιαδήποτε επιφάνεια σε σχέση με τα τετραγωνικά. Επίσης, σημαντικό ρόλο παίζει και το

γεγονός ότι τα στοιχεία είναι 4κομβικά, κάτι που αφήνει περιθώριο για μεγαλύτερες αβεβαιότητες σε σχέση με τα 6κομβικά, στην λογική που αναλύεται στην πρώτη παράγραφο του κεφαλαίου.

Η ανάλυση στο ABAQUS δίνει τη δυνατότητα ορισμού απορροφητικών ορίων τα οποία χρησιμοποιούνται για την αποφυγή ανακλάσεων κάτι που μπορεί να επηρεάσει τις τιμές των ωθήσεων σε σημαντικό βαθμό. Απορροφητικά όρια μπορούν να χρησιμοποιηθούν και στην περίπτωση του PLAXIS, η διαφορά όμως είναι ότι στο ABAQUS μπορούν να οριστούν πιο αποτελεσματικά.

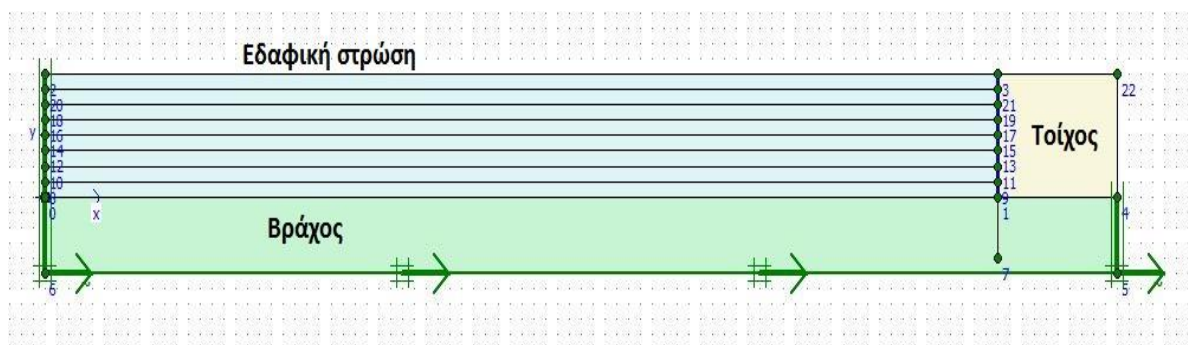


Σχήμα 3.5: το προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων και οι ανακλαστήρες όπως έχουν τοποθετηθεί.

Η τελευταία παρατήρηση για την ανάπτυξη του προσομοιώματος των Κλωνάρη και Ψαρρόπουλου (1999) έχει να κάνει με τον ορισμό της απόσβεσης της εδαφικής στρώσης. Σε αυτή την ανάλυση έγινε αποδεκτή η τιμή της απόσβεσης $\xi=5\%$ την οποία όμως υπολόγισαν μόνο για την περίπτωση της συχνότητας ω_0 , με αποτέλεσμα η ποσοστιαία απόσβεση ξ να είναι διάφορη του 5% στις περιπτώσεις $\omega_0/6$ και $3\omega_0$, τα αποτελέσματα της οποίας θα εντοπιστούν και αναλυθούν στη συνέχεια.

3.5 Ανάπτυξη του προσομοιώματος

Με βάση το προσομοίωμα των Κλωνάρη και Ψαρρόπουλου (1999) και τις επιλογές των παραμέτρων που περιγράφηκαν σε προηγούμενη παράγραφο, αναπτύχθηκαν δύο προσομοιώματα, ένα για την περίπτωση όπου το $d_w = 0$ και ένα όπου το $d_w = 5$, και παρουσιάζονται παρακάτω.



Σχήμα 3.6: Το προσομοίωμα για $d_w = 0$

Τα στοιχεία που περιγράφουν το παραπάνω σχήμα, πέρα από τα σταθερά που αναφέρθηκαν στην προηγούμενη παράγραφο, παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 3.1: Στοιχεία που περιγράφουν το προσομοίωμα για $d_w = 0$

Ύψος τοίχου	8m
Πάχος τοίχου	10m
Ειδικό βάρος τοίχου γ_w	25 kN/m ³
Μέτρο ελαστικότητας τοίχου E_w	$5 \cdot 10^7$ kN/m ²
Λόγος Poisson ν τοίχου	0,25
Μήκος βράχου έδρασης	90m
Πάχος βράχου έδρασης	5m
Ειδικό βάρος βράχου έδρασης γ	25 kN/m ³
Μέτρο ελαστικότητας βράχου έδρασης E	$5 \cdot 10^7$ kN/m ²
Λόγος Poisson ν βράχου έδρασης	0,25

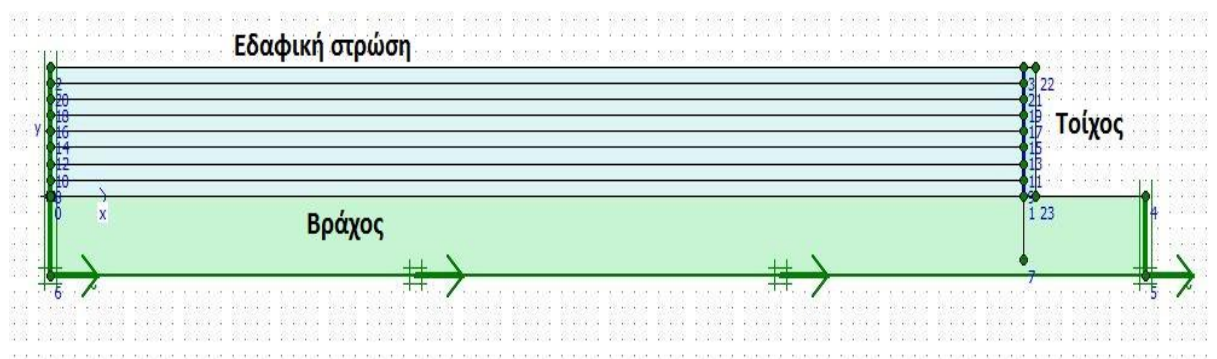
Αρχικά είχαν γίνει προσπάθειες να αναπαρασταθεί ο τοίχος ως δοκός, όμως δεν ήταν δυνατόν να εξασφαλιστεί η πλήρης πάκτωσή του στο έδαφος. Παρά τις διαφορετικές προσεγγίσεις που επιλέχθηκαν, η καλύτερη περίπτωση που προέκυψε ήταν να αναπαρασταθεί με στοιχεία εδάφους και να διακριτοποιηθεί με πεπερασμένα στοιχεία. Το

πρόβλημα που δημιουργήθηκε στην συνέχεια ήταν ότι η χρονική διάρκεια των αναλύσεων ήταν απαγορευτικά μεγάλη, λόγω της μεγάλης αντίθεσης των Vs και του μικρού μεγέθους του τοίχου, οπότε ως η πιο συμφέρουσα περίπτωση από άποψη χρόνου που να καλύπτει παράλληλα τις προδιαγραφές του $d_w = 0$ είναι αυτή με τα χαρακτηριστικά του να περιγράφονται στον πίνακα παραπάνω. Τα στοιχεία του βράχου είναι ανάλογα με αυτά του τοίχου για τον λόγο που αναφέρθηκε και παραπάνω, δηλαδή να αποφευχθούν όσο το δυνατόν οι διαφορές του Vs.

Πέρα από την γεωμετρική σχεδίαση του προσομοιώματος, έγιναν και ορισμένες επιπλέον επιλογές που το καθορίζουν.

- Η χρήση απορροφητικών ορίων στο αριστερό άκρο, με σκοπό την αποφυγή ανακλάσεων που μπορεί να επηρεάσουν τις ωθήσεις στο τοίχο.
- Η επιλογή, στη δημιουργία του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων, βκομβικών στοιχείων και υψηλής πυκνότητας, ώστε να καλύπτονται οι προδιαγραφές της σχεδίασης της.

Το προσομοίωμα για $d_w=5$ είναι το ακόλουθο:



Σχήμα 3.7: Το προσομοίωμα για $d_w=5$

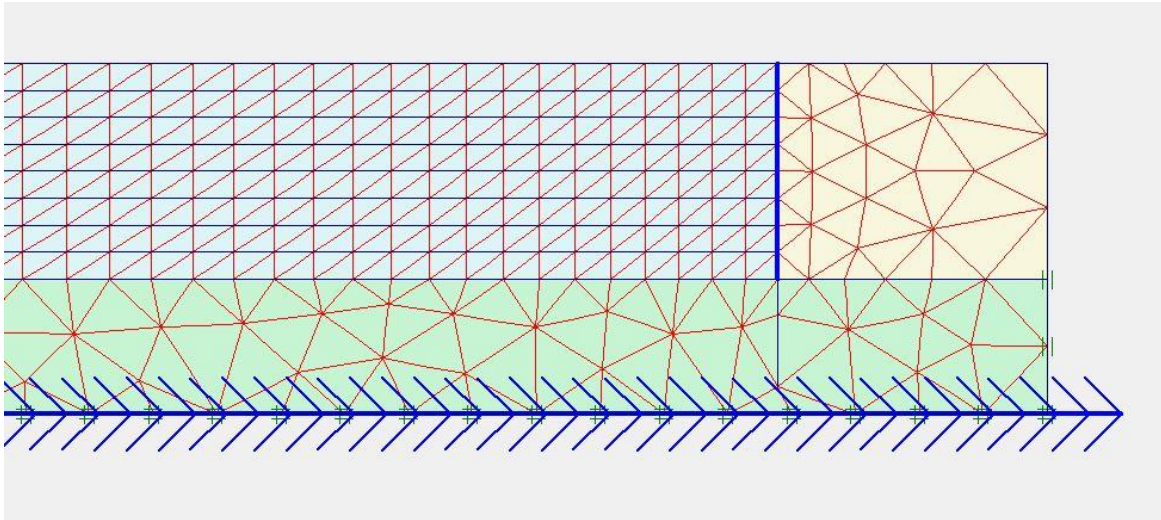
Με τα στοιχεία που το χαρακτηρίζουν να είναι τα :

Πίνακας 3.2: Στοιχεία που περιγράφουν το προσομοίωμα για $d_w=5$

Ύψος τοίχου	8m
Πάχος τοίχου	1m
Ειδικό βάρος τοίχου γ_w	25 kN/m ³
Μέτρο ελαστικότητας τοίχου E_w	$2,16 \cdot 10^7$ kN/m ²
Λόγος Poisson ν τοίχου	0,20
Μήκος βράχου έδρασης	90m
Πάχος βράχου έδρασης	5m
Ειδικό βάρος βράχου έδρασης γ	25 kN/m ³
Μέτρο ελαστικότητας βράχου έδρασης E	$2,16 \cdot 10^7$ kN/m ²
Λόγος Poisson ν βράχου έδρασης	0,20

Η επιλογή των παραπάνω στοιχείων έγινε με την ίδια λογική όπως και στην περίπτωση του προσομοιώματος με $dw = 0$.

Το δίκτυο των πεπερασμένων στοιχείων που δημιουργήθηκε με βάση τις προδιαγραφές που έχουν είδη αναφερθεί παρουσιάζεται στο σχήμα που ακολουθεί.



Σχήμα 3.8: Λεπτομέρεια από το δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιήθηκε

Στο παραπάνω σχήμα είναι εμφανές το γεγονός ότι ο τοίχος έχει ορισθεί ως εδαφικό υλικό και είναι διακριτοποιημένος με πεπερασμένα στοιχεία. Επίσης, οι οριζόντιες γραμμές που παρατηρούνται εντός της εδαφικής στρώσης έχουν σχεδιαστεί με σκοπό να εξαναγκάζουν το δίκτυο να έχει την κανονικοποιημένη μορφή που εμφανίζεται στο σχήμα κάτι που διευκολύνει τις αναλύσεις.

Το τελευταίο μέρος του ορισμού του προσομοιώματος αποτελεί την επιλογή των συχνοτήτων των αρμονικών διεγέρσεων που θα εφαρμοστούν στην βάση του προσομοιώματος.

Όπως έχει είδη αναφερθεί, οι συχνότητες που επιλέχθηκαν θα είναι οι $\omega_0/6$, ω_0 , $3\omega_0$. Οπότε, το μόνο που μένει να υπολογιστεί είναι το ω_0 , το οποίο για μια οριζόντια ομογενή εδαφική στρώση προκύπτει από την σχέση:

$$\omega_0 = \frac{\pi V_s}{2H} \quad (3.11)$$

όπου:

V_s = ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων

H = το πάχος της στρώσης

Από τον παραπάνω τύπο προκύπτει ότι οι τρεις συχνότητες που θα χρησιμοποιηθούν θα είναι οι :

Πίνακας 3.3: Τιμές της αρμονικής συχνότητας

$\omega_0/6$	3,272 rad/s
ω_0	19,634 rad/s
$3\omega_0$	58,905 rad/s

Σε αυτό το σημείο πρέπει να τονιστεί ότι η επιλογή και χρήση της κάθε μιας από τις παραπάνω συχνότητες επηρεάζουν την επιλογή της απόσβεσης από την στιγμή που η ποσοστιαία απόσβεση $\xi=5\%$ θεωρείται σταθερή για κάθε προσομοίωση. Για να επιτευχθεί αυτό πρέπει να επιλεγούν οι συντελεστές Rayleigh a_R , β_R από τις σχέσεις (3.3) και (3.4) για ω_i, ω_j πολύ κοντά στην περιοχή των παραπάνω συχνοτήτων, με τα αποτελέσματα να φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

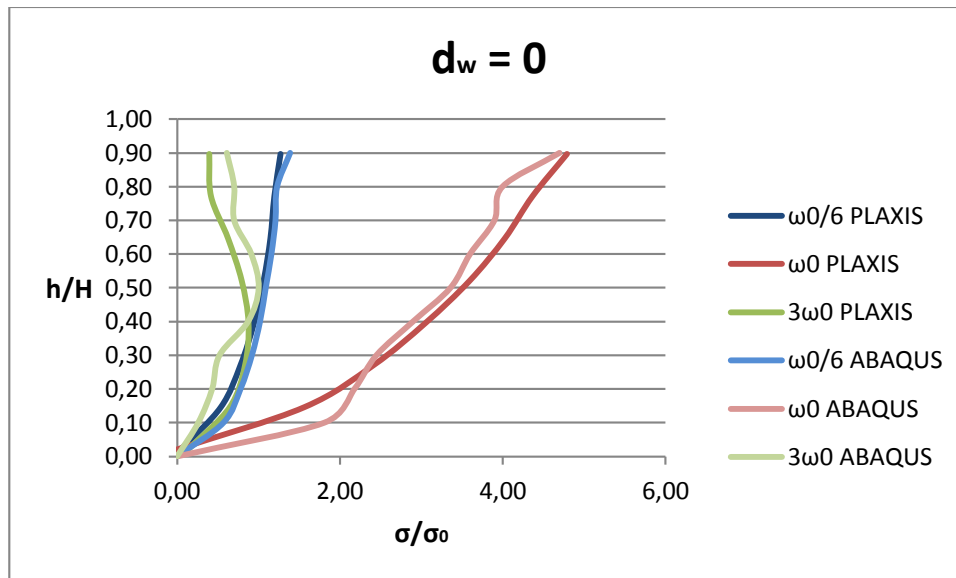
Πίνακας 3.4: Τιμές των συντελεστών Rayleigh a_R , β_R

		a_R	β_R
$\omega_0/6$	3,272 rad/s	0,1636	0,0153
ω_0	19,634 rad/s	0,9814	0,0025
$3\omega_0$	58,905 rad/s	2,9441	0,0008

3.6 Συγκριτικά αποτελέσματα

Τα παραπάνω δύο προσομοιώματα που δημιουργήθηκαν είχαν ως σκοπό την σύγκριση των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από αυτά, με τα αποτελέσματα στα οποία είχαν καταλήξει οι Κλωνάρης και Ψαρρόπουλος (1999). Η σύγκριση έγινε μέσω των μετρημένων ωθήσεων πίσω από τον τοίχο με τα αποτελέσματα να παρουσιάζονται κανονικοποιημένα, τόσο όσον αφορά τις ωθήσεις, όσο και τα σημεία υπολογισμού τους καθ' ύψος.

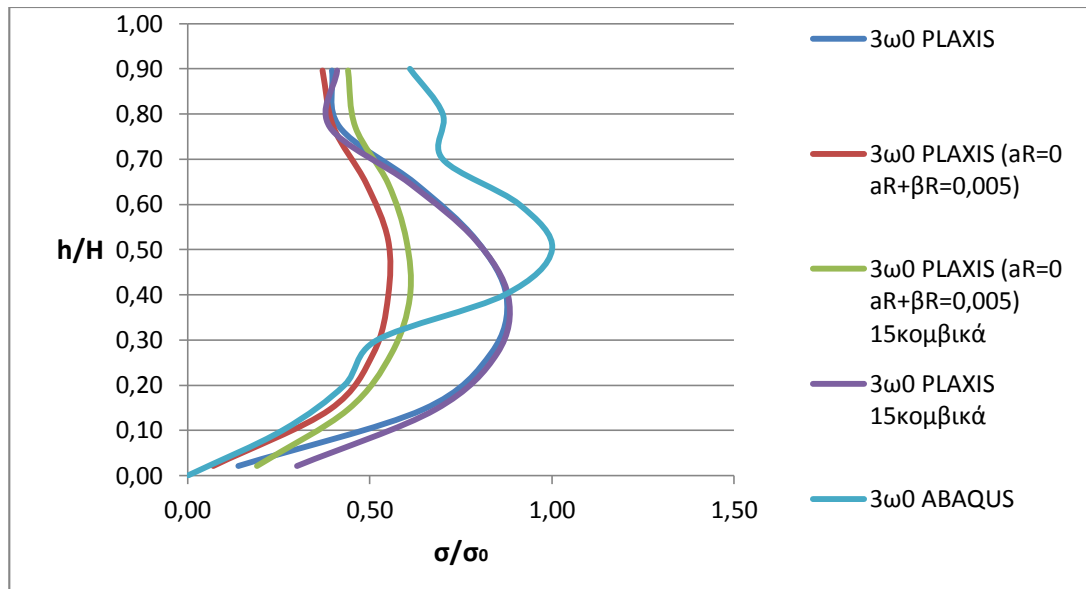
Αρχικά θα γίνει η σύγκριση των ωθήσεων στην περίπτωση όπου η σχετική δυσκαμψία του τοίχου με το αντιστηριζόμενο έδαφος ισούται με $d_w=0$.



Διάγραμμα 3.1: Σύγκριση των ωθήσεων που προέκυψαν για $d_w=0$

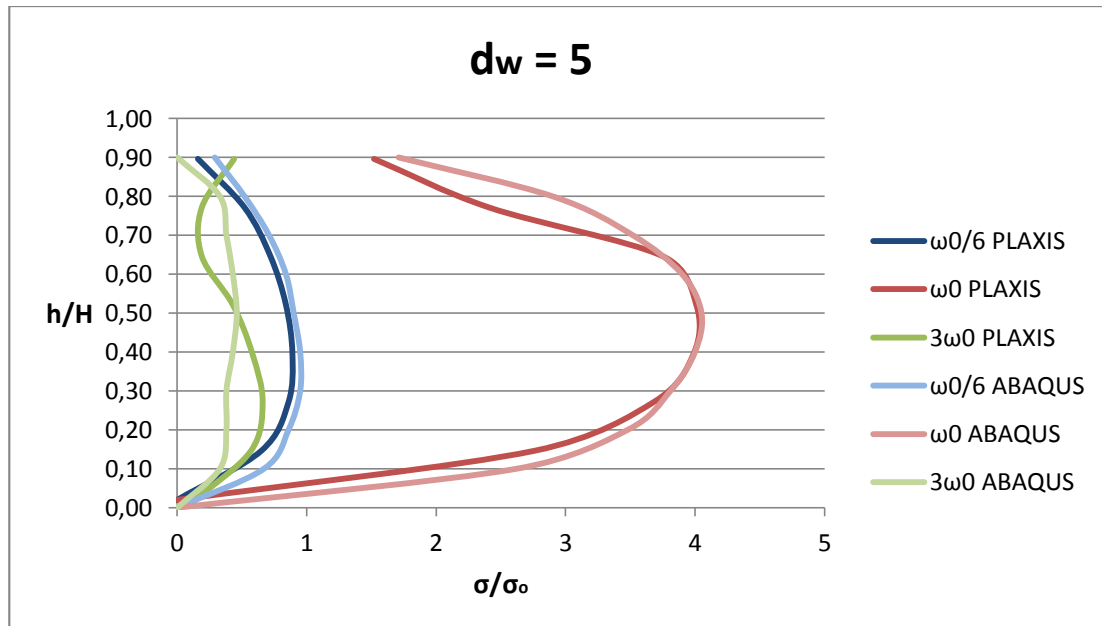
Όπως φαίνεται από το παραπάνω διάγραμμα, στις περιπτώσεις των κυκλικών συχνοτήτων $\omega_0/6$ και ω_0 , η προσέγγιση των καμπύλων των δύο διαφορετικών αναλύσεων κρίνεται ικανοποιητική, με αποτέλεσμα να θεωρείται ότι έχει επιτευχθεί σύγκλιση.

Στην περίπτωση όμως της πολύ υψηλής κυκλικής συχνότητας των $3\omega_0$, παρατηρείται ότι η καμπύλη είναι αρκετά διαφορετική. Η σημαντικότερη διαφορά εντοπίζεται στο γεγονός ότι στις αναλύσεις με το PLAXIS, το μέγιστο βρίσκεται αρκετά χαμηλότερα σε σχέση με τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν με το ABAQUS. Η διαφορά αυτή διερευνήθηκε διεξοδικά με την επανάληψη των αναλύσεων, ενώ έγινε και εκτίμηση των ωθήσεων αλλάζοντας την απόσβεση και χρησιμοποιώντας την τιμή που είχε χρησιμοποιηθεί στις αναλύσεις του ABAQUS. Οι αναλύσεις στο ABAQUS, όπως έχει ήδη αναφερθεί, είχαν σταθερή απόσβεση της τάξης του 5% η οποία όμως είχε υπολογιστεί μόνο για την περίπτωση του συντονισμού της εδαφικής στρώσης. Αποτέλεσμα των παραπάνω, είναι το γεγονός ότι στις περιπτώσεις των μεγαλύτερων αλλά και μικρότερων τιμών της συχνότητας, να έχουμε τελικά πολύ μεγαλύτερη και μικρότερη απόσβεση αντίστοιχα. Στην περίπτωση του $\omega_0/6$ φαίνεται από το διάγραμμα η μικρή μετατόπιση της καμπύλης που παρουσιάζει το PLAXIS σε σχέση με το ABAQUS. Με τη μεταβολή της απόσβεσης, οι αλλαγές περιορίζονται σε παράλληλες μετατοπίσεις, όπως στην παραπάνω περίπτωση. Οπότε, συμπεραίνεται ότι η αλλαγή που εμφανίζεται στο σχήμα στην περίπτωση της $3\omega_0$ δεν μπορεί να δικαιολογηθεί από την απόσβεση, αφού υπάρχει μεταβολή της κατανομής των ωθήσεων. Παρά τις πολλές προσπάθειες που έγιναν για να δικαιολογηθεί το συγκεκριμένο αποτέλεσμα, δεν προέκυψε κάποιο αξιόπιστο συμπέρασμα, οπότε θεωρείται ως πιο πιθανή περίπτωση να οφείλεται στις σημαντικές διαφορές κατά την σχεδίαση του προσομοιώματος αλλά και του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων. Στο παρακάτω διάγραμμα παρουσιάζεται η περίπτωση της $3\omega_0$ με τις διάφορες δοκιμές που περιγράφηκαν παραπάνω.



Διάγραμμα 3.2: Δοκιμές για την περίπτωση $3\omega_0$

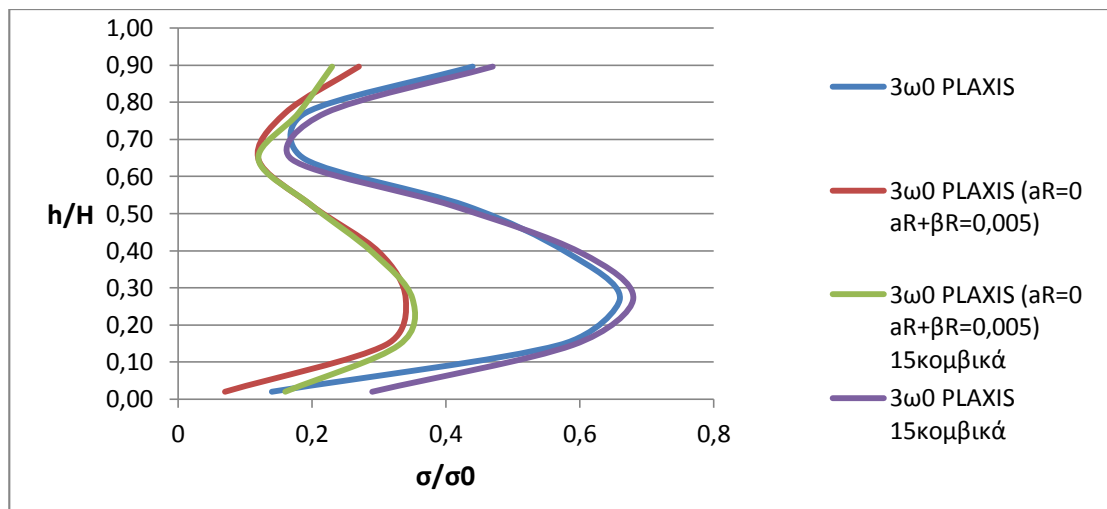
Στη συνέχεια πραγματοποιείται η σύγκριση των ωθήσεων στην περίπτωση όπου η σχετική δυσκαμψία του τοίχου με το αντιστηριζόμενο έδαφος ισούται με $d_w=5$.



Διάγραμμα 3.3: Σύγκριση των ωθήσεων που προέκυψαν για $d_w=5$

Όπως και στην περίπτωση του άκαμπτου τοίχου, για τις συχνότητες $\omega_0/6$ και ω_0 οι καμπύλες των δύο αναλύσεων πλησιάζουν σε ικανοποιητικό βαθμό, ενώ οι διαφορές που παρουσιάζονται στην περίπτωση του $\omega_0/6$ δικαιολογούνται σε σημαντικό βαθμό από την απόσβεση, η επιρροή της οποίας περιγράφηκε παραπάνω.

Ομοίως η διαφοροποίηση εντοπίζεται στην περίπτωση του $3\omega_0$ όπου και εδώ φαίνεται ότι έχουμε σημαντική διαφοροποίηση στο σχήμα και κατ' επέκταση και στην κατανομή των ωθήσεων. Μία τεκμηριωμένη εξήγηση δεν ήταν δυνατόν να δοθεί ούτε σε αυτή την περίπτωση, ενώ πραγματοποιήθηκαν και οι έλεγχοι που εφαρμόστηκαν και παραπάνω. Συμπερασματικά, και σε αυτή περίπτωση, η καλύτερη εικασία που μπορεί να γίνει, καταλήγει στο ότι ευθύνεται η διαφοροποίηση στη σχεδίαση του προσομοιώματος και του πλέγματος των πεπερασμένων στοιχείων. Στην συνέχεια παρουσιάζονται οι διαφορετικές προσεγγίσεις που δοκιμάστηκαν.



Διάγραμμα 3.4: Δοκιμές για την περίπτωση $3\omega_0$

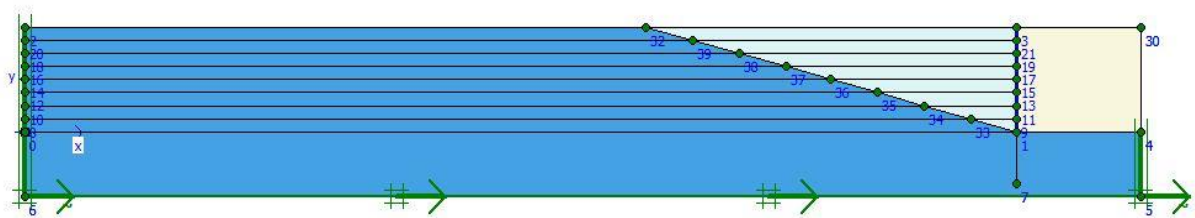
3.7 Η περίπτωση του κεκλιμένου σεισμικού υποβάθρου

Η δημιουργία των παραπάνω προσομοιωμάτων και η σύγκριση με τα αποτελέσματα των Κλωνάρη και Ψαρρόπουλου (1999) που περιγράφηκαν στις δύο προηγούμενες παραγράφους πραγματοποιήθηκαν ώστε να υπάρχει μία βάση αναφοράς για την μελέτη των ωθήσεων που αναπτύσσονται πίσω από τοίχο αντιστήριξης στην περίπτωση κεκλιμένου σεισμικού υποβάθρου.

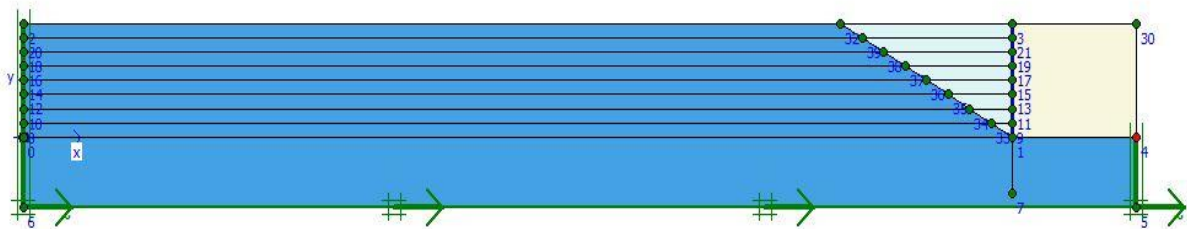
Οι γωνίες του κεκλιμένου σεισμικού υποβάθρου με την οριζόντιο που επιλέχθηκαν ήταν τρεις: 15° , 30° και 60° .

Τα προσομοιώματα που χρησιμοποιήθηκαν ακολουθούν την λογική και τα χαρακτηριστικά που περιγράφηκαν για την περίπτωση της οριζόντιας εδαφικής στρώσης. Οι περιπτώσεις που θα μελετηθούν θα είναι και εδώ δύο με $dw = 0$ και $dw = 5$.

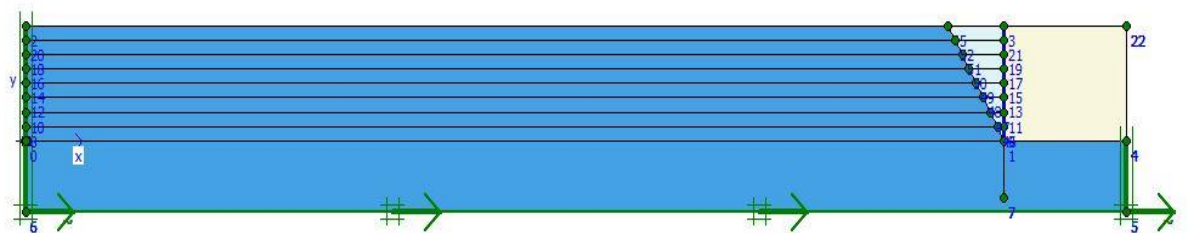
Αρχικά θα γίνει επεξεργασία των αποτελεσμάτων για $dw = 0$. Ξεκινώντας, παρουσιάζονται τα προσομοιώματα που εμπίπτουν σε αυτή την περίπτωση και για τις τρεις γωνίες που επιλέχθηκαν.



Σχήμα 3.9: Προσομοίωμα για γωνία κλίσης 15° και $dw = 0$



Σχήμα 3.10: Προσομοίωμα για γωνία κλίσης 30° και $dw = 0$



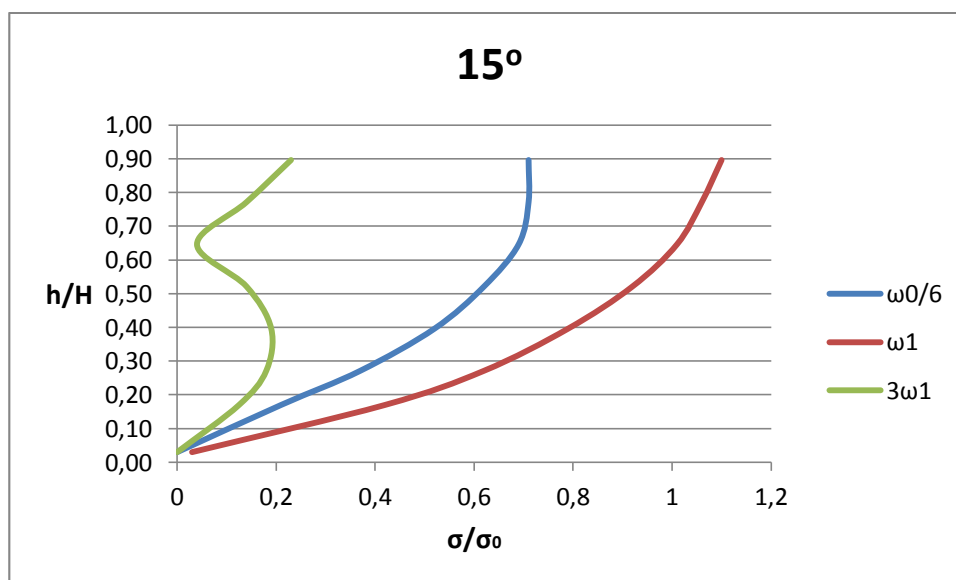
Σχήμα 3.11: Προσομοίωμα για γωνία κλίσης 60° και $dw = 0$

Τα χαρακτηριστικά των υλικών και της γεωμετρίας των παραπάνω προσομοιωμάτων συνοψίζονται στον Πίνακα 3.1, ο οποίος παρουσιάζεται εκ νέου παρακάτω για καλύτερη εποπτεία των τιμών των χαρακτηριστικών που έχουν επιλεγεί.

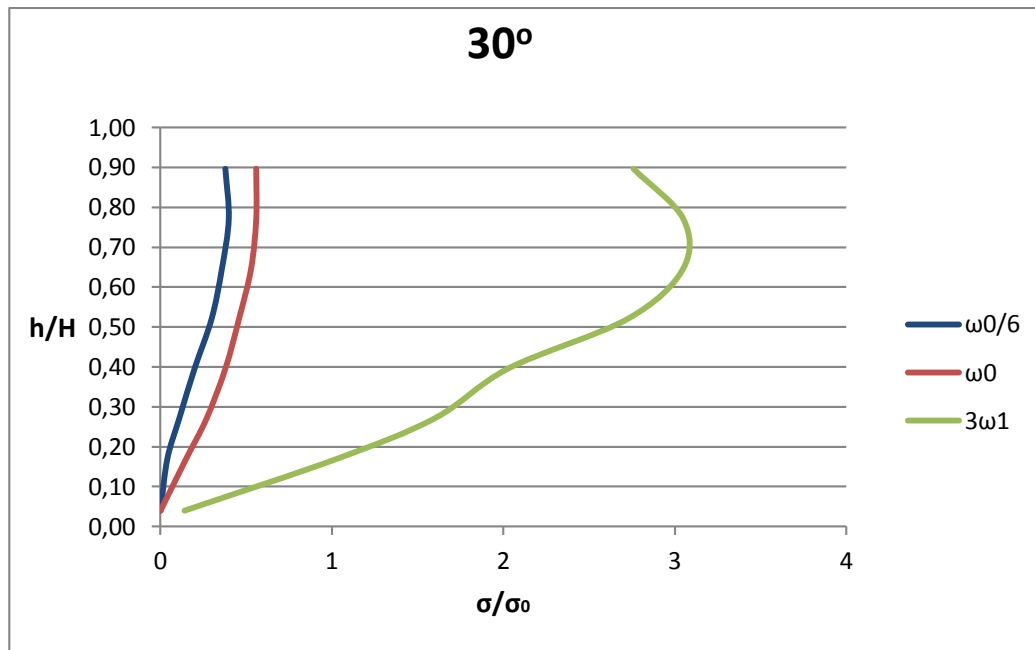
Ύψος τοίχου	8m
Πάχος τοίχου	10m
Ειδικό βάρος τοίχου γ_w	25 kN/m ³
Μέτρο ελαστικότητας τοίχου E_w	$5 \cdot 10^7$ kN/m ²
Λόγος Poisson ν τοίχου	0,25
Μήκος βράχου έδρασης	90m
Πάχος βράχου έδρασης	5m
Ειδικό βάρος βράχου έδρασης γ	25 kN/m ³
Μέτρο ελαστικότητας βράχου έδρασης E	$5 \cdot 10^7$ kN/m ²
Λόγος Poisson ν βράχου έδρασης	0,25

Από την γεωμετρία και μόνο του προσομοιώματος προκύπτει το συμπέρασμα ότι, όσο αυξάνεται η κλίση του σεισμικού υποβάθρου, αναμένεται να μειώνονται οι ωθήσεις που ασκούνται στον τοίχο. Επίσης, πρέπει να σημειωθεί ότι η αντιστηριζόμενη επίχωση δεν συντονίζεται για την περίπτωση συχνότητας ω_0 από την στιγμή που έχει διαφοροποιηθεί η γεωμετρία της. Παρ' όλα αυτά, οι τιμές των κυκλικών συχνοτήτων που θα χρησιμοποιηθούν θα είναι οι $\omega_0/6$, ω_0 , και $3\omega_0$ όπως και στην περίπτωση του οριζοντίου σεισμικού υποβάθρου για λόγους σύγκρισης των αποτελεσμάτων.

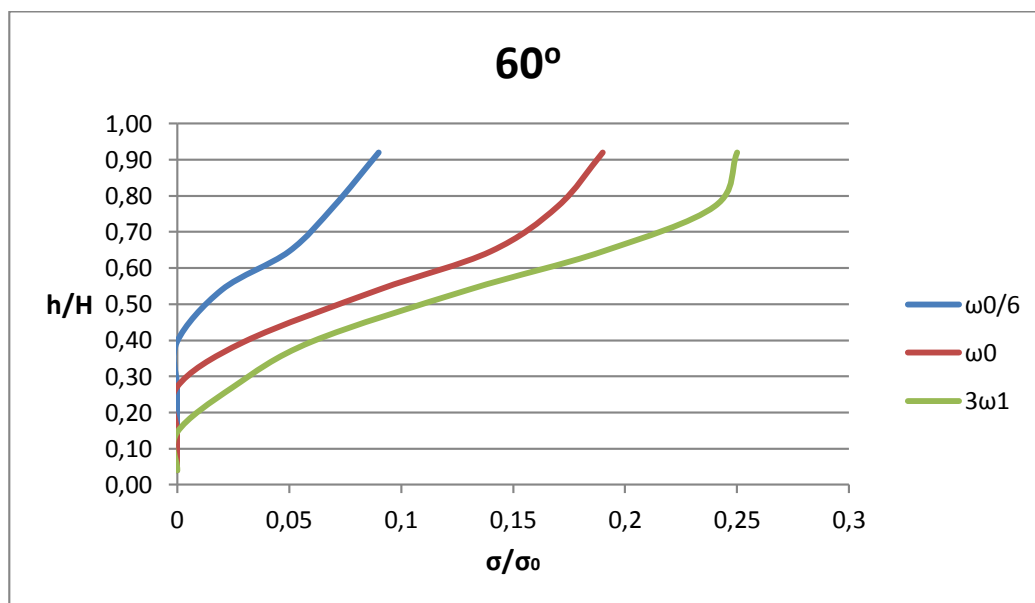
Στα διαγράμματα που ακολουθούν παρουσιάζονται οι κανονικοποιημένες τιμές των ωθήσεων που δρουν στον τοίχο αντιστήριξης για κάθε γωνία κλίσης και για τις τρεις περιπτώσεις αρμονικών διεγέρσεων, δηλαδή για $\omega = \omega_0/6$, ω_0 , $3\omega_0$



Διάγραμμα 3.5: Οι ωθήσεις που αναπτύσσονται στον τοίχο για την περίπτωση των 15°

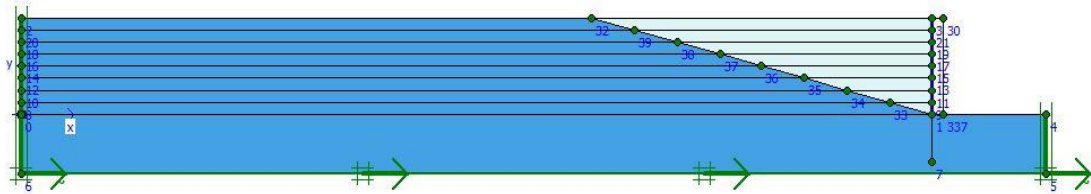


Διάγραμμα 3.6: Οι ωθήσεις που αναπτύσσονται στον τοίχο για την περίπτωση των 30°

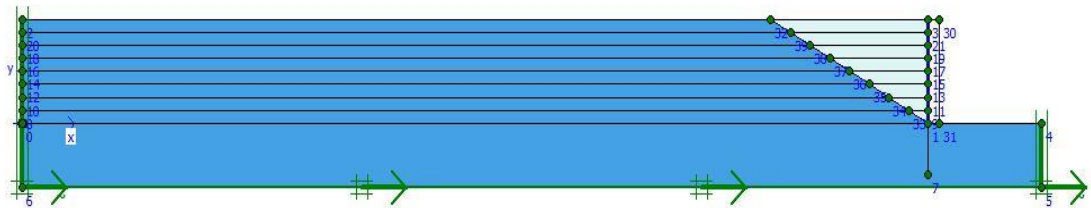


Διάγραμμα 3.7: Οι ωθήσεις που αναπτύσσονται στον τοίχο για την περίπτωση των 60°

Στη συνέχεια γίνεται επεξεργασία των αποτελεσμάτων για $dw=5$, ενώ παρουσιάζονται στην αρχή τα προσομοιώματα που εμπίπτουν σε αυτή την περίπτωση και για τις τρεις γωνίες που επιλέχθηκαν.



Σχήμα 3.12: Προσομοίωμα για γωνία κλήσης 15° και $dw = 5$



Σχήμα 3.13: Προσομοίωμα για γωνία κλήσης 30° και $dw = 5$

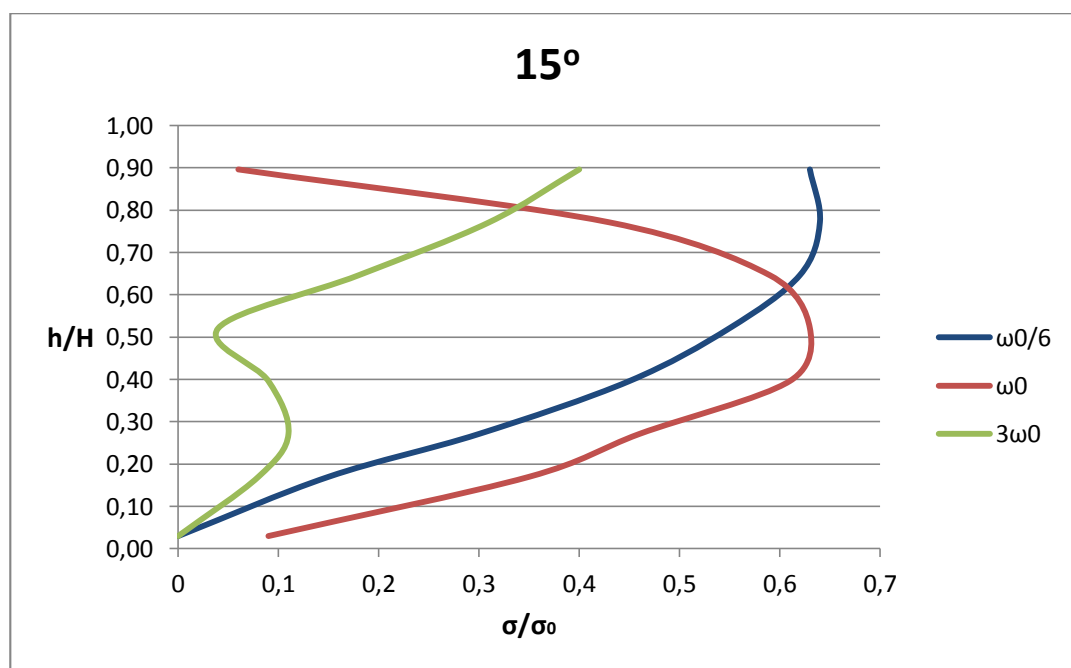


Σχήμα 3.14: Προσομοίωμα για γωνία κλήσης 60° και $dw = 5$

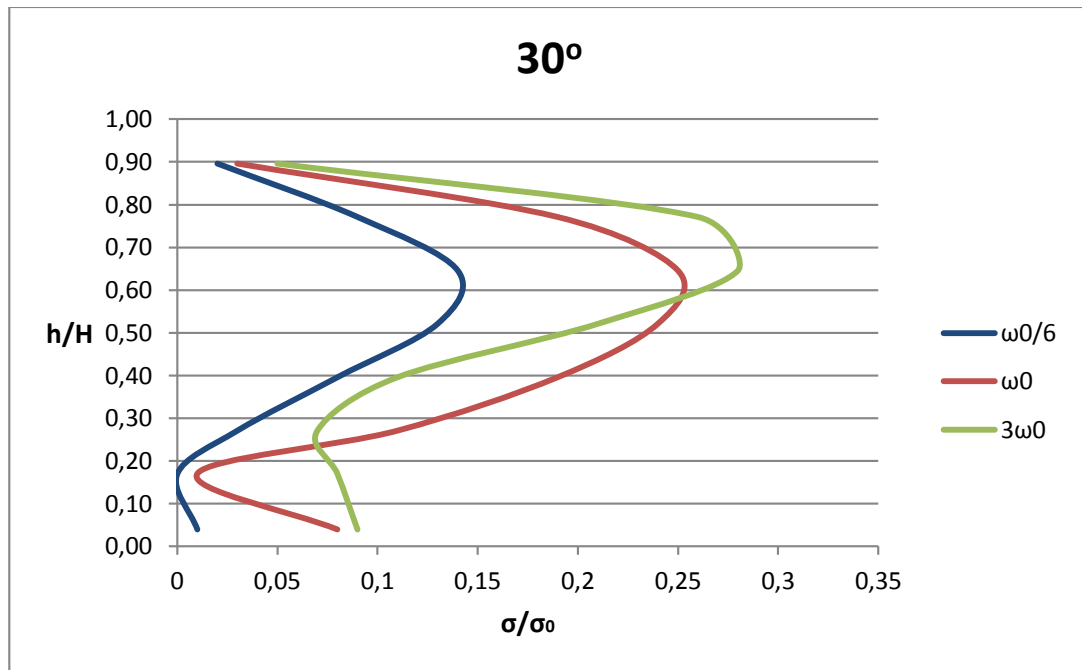
Τα στοιχεία που περιγράφουν τα παραπάνω προσομοιώματα είναι αυτά που χαρακτηρίζουν και την περίπτωση της οριζόντιας εδαφικής στρώσης και περιγράφονται από τον Πίνακα 3.2 που παρατίθεται και παρακάτω ώστε να είναι πιο εύκολη η εποπτεία τους.

Ύψος τοίχου	1m
Πάχος τοίχου	10m
Ειδικό βάρος τοίχου γ_w	25 kN/m ³
Μέτρο ελαστικότητας τοίχου E_w	2,16 · 10 ⁷ kN/m ²
Λόγος Poisson ν τοίχου	0,2
Μήκος βράχου έδρασης	90m
Πάχος βράχου έδρασης	5m
Ειδικό βάρος βράχου έδρασης γ	25 kN/m ³
Μέτρο ελαστικότητας βράχου έδρασης E	2,16 · 10 ⁷ kN/m ²
Λόγος Poisson ν βράχου έδρασης	0,2

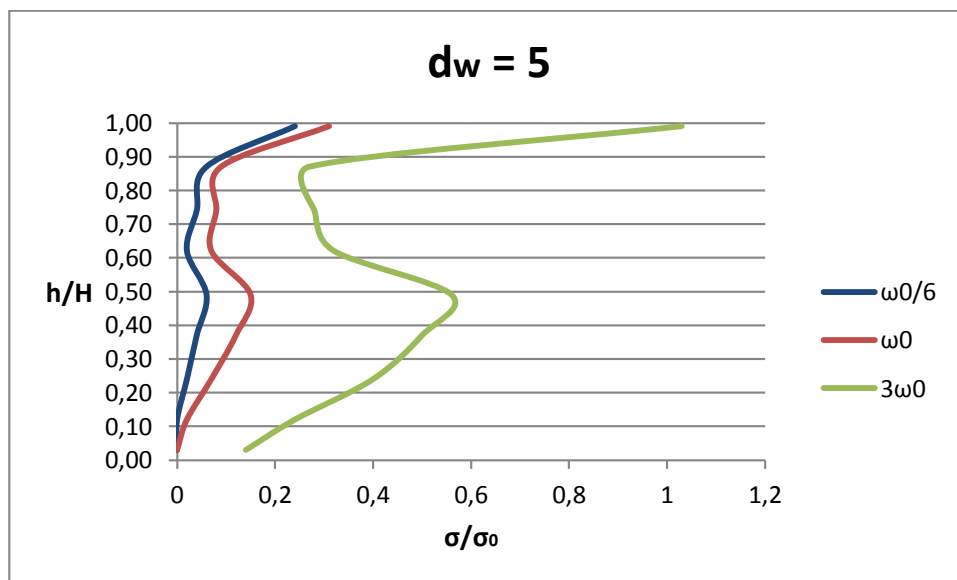
Στα διαγράμματα που ακολουθούν περιγράφονται οι ωθήσεις που προκύπτουν από τις αναλύσεις με την χρήση των παραπάνω προσομοιωμάτων. Τα αποτελέσματα που αναμένεται να προκύψουν θα έχουν ανάλογα μεγέθη με αυτά που προέκυψαν από τις αναλύσεις για $d_w=0$, ενώ θα έχουν την τάση να ελαττώνονται όσο αυξάνεται το ύψος.



Διάγραμμα 3.8: Οι ωθήσεις που αναπτύσσονται στον τοίχο για την περίπτωση των 15°



Διάγραμμα 3.9: Οι ωθήσεις που αναπτύσσονται στον τοίχο για την περίπτωση των 30°



Διάγραμμα 3.10: Οι ωθήσεις που αναπτύσσονται στον τοίχο για την περίπτωση των 60°

Από τα παραπάνω διαγράμματα προκύπτουν ορισμένα συμπεράσματα τα οποία παρουσιάζονται στην συνέχεια και συνοψίζονται στα εξής.

Όπως αναμενόταν, οι τιμές των ωθήσεων ήταν πολύ μειωμένες σε σχέση με τα αντίστοιχα αποτελέσματα για την οριζόντια εδαφική στρώση και μάλιστα στην περίπτωση της γωνίας 60° τείνουν να μηδενιστούν με τιμές που δεν ξεπερνούν το $0,25\sigma_0$.

Εντύπωση παρουσιάζει η περίπτωση της γωνίας των 30° , όπου οι τιμές για ανακυκλική συχνότητα $3\omega_0$ είναι πολύ υψηλές σε σχέση με αυτό που αναμενόταν και φτάνει το $3\sigma_0$. Μετά από ανάλυση των επιταχύνσεων προέκυψε ότι στην επιφάνεια οι αναπτυσσόμενες επιταχύνσεις έχουν μέγεθος μεγαλύτερο από δέκα φορές αυτών της βάσης, γεγονός που οδηγεί στο συμπέρασμα ότι υπάρχουν φαινόμενα συντονισμού διδιάστατης εδαφικής «κοιλιάδας» που δημιουργείται μεταξύ του βράχου και του αντιστηριζόμενου εδάφους.

Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται αναφορά στην Ακρόπολη με μια σύντομη ιστορική αναδρομή με έμφαση στο τείχος που την περιβάλλει. Στην συνέχεια περιγράφονται κάποιες μελέτες που έχουν πραγματοποιηθεί παλαιότερα, ενώ στο τέλος γίνεται η ανάπτυξη του προσομοιώματος του νότιου τείχους σε τομή. Επισημαίνεται ότι χρησιμοποιούνται οι διαθέσιμες καταγραφές από το Γεωδυναμικό Ινστιτούτο του Εθνικού Αστεροσκοπείου Αθηνών για να βαθμονομηθεί το προσομοίωμα, από τη στιγμή που δεν υπάρχουν επαρκή στοιχεία τόσο για το αντιστηριζόμενο έδαφος, όσο και για το τείχος.

4.1 Ιστορική αναδρομή

Η Ακρόπολη των Αθηνών αποτελεί το σημαντικότερο μνημείο της Ελλάδας και ένα από τα σημαντικότερα στον κόσμο. Ο λόφος της Ακρόπολης από τα προϊστορικά ακόμα χρόνια αποτελούσε καταφύγιο και μέρος προστασίας για τους κατοίκους της περιοχής λόγω της χαρακτηριστικής του μορφολογίας. Μάλιστα, στη Μυκηναϊκή περίοδο είχαν κατασκευαστεί τείχη για να ενισχυθεί η προστασία που ήδη παρείχε ο λόφος, τα οποία ονομάζονταν «Κυκλώπεια» και περικύκλωναν την κορυφή του λόφου. Από ιστορικές πηγές είναι γνωστό ότι τα τείχη αυτά με επισκευές και ενισχύσεις ήταν αυτά που προστάτευαν τον λόφο μέχρι και το 480 π.Χ. (Βενιέρη, 2012)

Σημαντικές αλλαγές στη μορφή και στη λειτουργία της Ακρόπολης που οδήγησαν σε μεγάλο βαθμό στην σημερινή μορφή ως μνημείο, έγιναν μετά τους περσικούς πολέμους, όπου και καταστράφηκε το παλαιότερο τείχος. Το πρώτο μέρος που κατασκευάστηκε ήταν το βόρειο, το οποίο και ονομάστηκε «Θεμιστόκλειο» για το κτίσιμο του οποίου χρησιμοποιήθηκαν υλικά από το προϋπάρχον τείχος, αλλά και από ναούς που προϋπήρχαν στο λόφο της Ακρόπολης. Το νότιο τείχος κατασκευάστηκε αργότερα, το 467 π.Χ., μετά την νίκη στον Ευρυμέδοντα ποταμό και ονομάστηκε «Κιμώνειο» για την κατασκευή του οποίου επίσης χρησιμοποιήθηκαν υλικά από το παλαιότερο τείχος, από τον προ-Παρθενώνα και άλλα μνημεία του λόφου που καταστράφηκαν από τους Πέρσες. Η κατασκευή του νότιου τείχους διεύρυνε την επιφάνεια του βράχου χάρη στην επίχωση που δημιουργήθηκε από υλικά μεταξύ του τείχους και του βράχου. Μεγάλο μέρος του θεμελίου του Παρθενώνα είναι εδραιωμένο εντός της εν λόγω επίχωσης (Βενιέρη, 2012).

Τον 3ο αιώνα μ.Χ. λόγω της επιδρομής των Ερούλων δημιουργήθηκαν νέα οχυρωματικά έργα και μετατράπηκε εκ νέου σε φρούριο χαρακτήρας που διατηρήθηκε μέχρι και τον 19ο αιώνα. Στο ενδιάμεσο έγιναν διάφορες επισκευές, όπως αυτή του νότιου τείχους κατά τον

Μεσαίωνα, ενώ οι τελευταίες πραγματοποιήθηκαν μετά το τέλος του Β' Παγκοσμίου Πολέμου (Βενιέρη, 2012).

4.2 Προγενέστερη μελέτη για το βόρειο τείχος της Ακρόπολης

Ο Εγγλέζος (2011) εκπόνησε μελέτη για τον υπολογισμό των ωθήσεων που δέχεται το βόρειο τείχος της Ακρόπολης, με αφορμή μια αστοχία που είχε υποστεί το τείχος κατά τα τέλη του 18^{ου} - αρχές 19^{ου} αιώνα, σύμφωνα με τις υπάρχουσες ιστορικές αναφορές. Η αστοχία αυτή περιλαμβάνει κατάρρευση μέρους του τείχους, σημαντική κλίση του τείχους της τάξης των 7 εκ. ως προς την κατακόρυφο και προς την εξωτερική πλευρά στο τμήμα που δεν κατέρρευσε, στροφή της τάξης της 1^ο και τέλος ρωγμές που έχουν δημιουργηθεί σε εκτεταμένο τμήμα της εξωτερικής όψης. Η παραπάνω αστοχία θεωρείται ότι προκλήθηκε από σεισμική δραστηριότητα, οπότε και χρησιμοποιήθηκαν διάφορες μέθοδοι δυναμικής ανάλυσης, οι οποίες ήταν : η ελαστοπλαστική σε δύο διαστάσεις, η ψευδοστατική επίσης σε δύο διαστάσεις, καθώς και ανάλυση χρονοϊστοριών σε 2D. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν από αυτή την ανάλυση ήταν πολύ ενθαρρυντικά από την στιγμή που προέκυψε ότι όλες οι αστοχίες που αναφέρθηκαν μπόρεσαν να προβλεφθούν με ικανοποιητική ακρίβεια για συνθήκες σεισμικής φόρτισης.

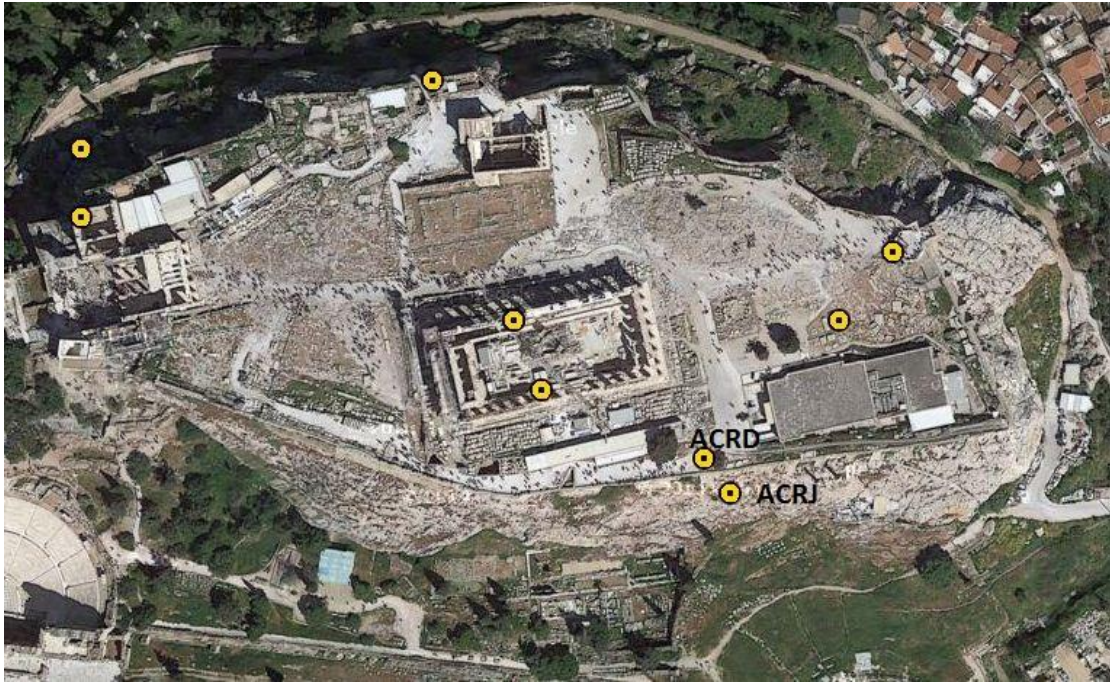
4.3 Διαθέσιμες σεισμικές καταγραφές

Στην παράγραφο αυτή θα γίνει μια πρώτη ανάλυση των καταγραφών που έχουν εξασφαλιστεί από το Γεωδυναμικό Ινστιτούτο του Εθνικού Αστεροσκοπείου Αθηνών και αναφέρονται σε καταγραφές σεισμικών δονήσεων. Οι σεισμοί που μελετήθηκαν στα πλαίσια της εργασίας ήταν δύο:

α) ένας μακρινός με μεγάλη διάρκεια και μέγεθος με επίκεντρο βόρεια της Λήμνου και μέγεθος $M_L = 6,3$, και

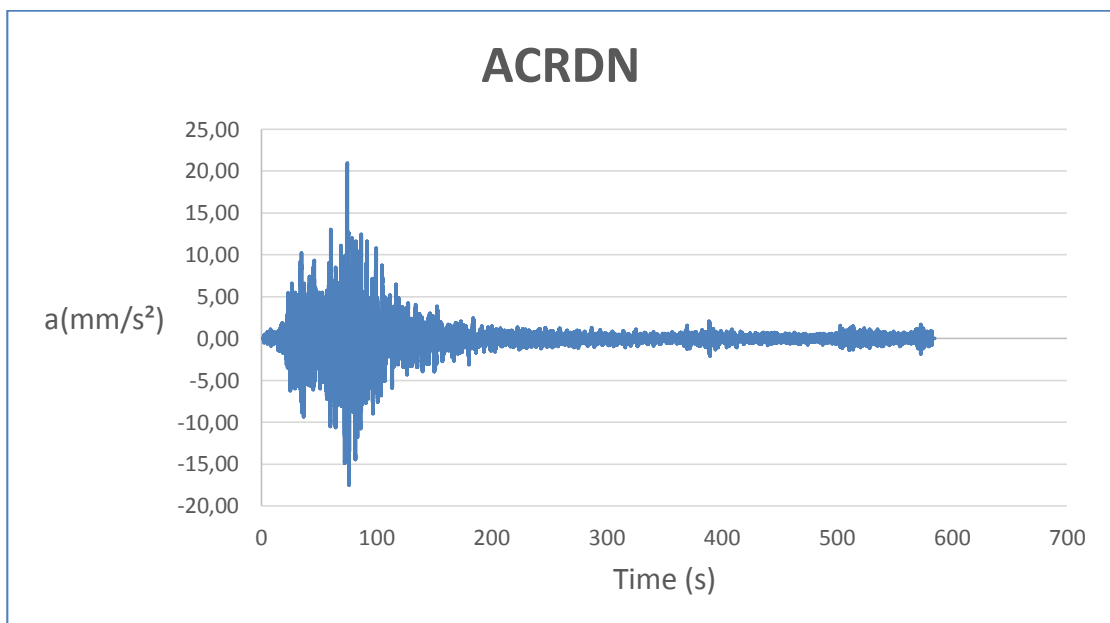
β) ένας κοντινός με μικρή διάρκεια και επίκεντρο την δυτική Αττική με μέγεθος $M_L = 2,4$.

Οι καταγραφές των σεισμών αυτών αποτελούν χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων που αναπτύχθηκαν στους επιταχυνσιογράφους που έχουν εγκατασταθεί επί και γύρω από τον λόφο της Ακρόπολης. Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται ο χάρτης με τις θέσεις των επιταχυνσιογράφων με σημειωμένους τους δύο που θα χρησιμοποιηθούν και αναφέρονται στο νότιο τείχος της Ακρόπολης.

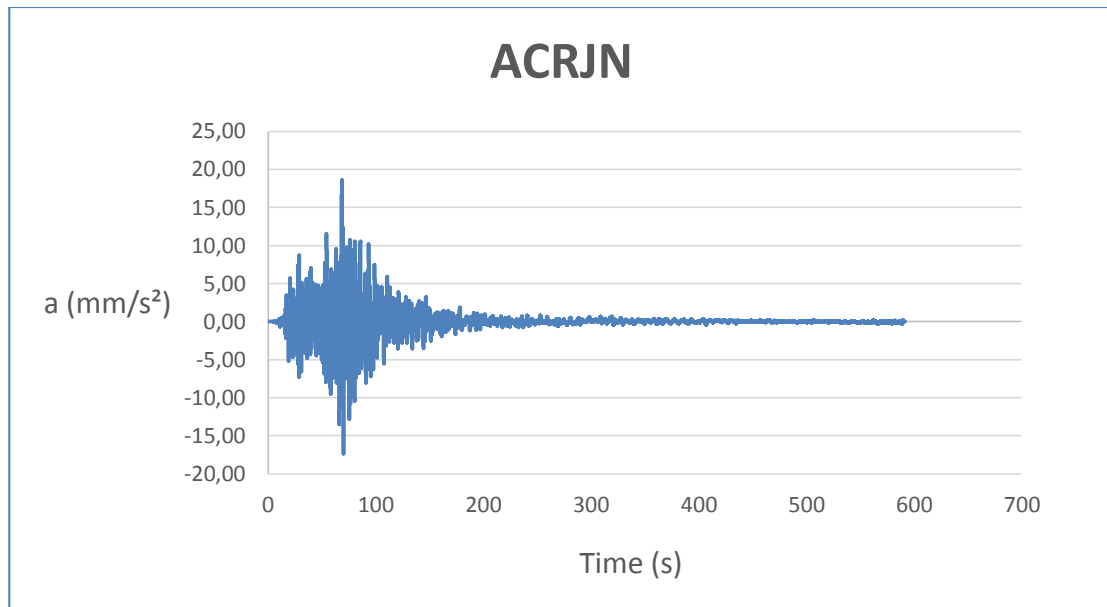


Σχήμα 4.1: Στην παραπάνω εικόνα παρουσιάζονται οι επιταχυνσιογράφοι που έχει τοποθετήσει το Εθνικό Αστεροσκοπείο Αθηνών πάνω στο λόφο της Ακρόπολης

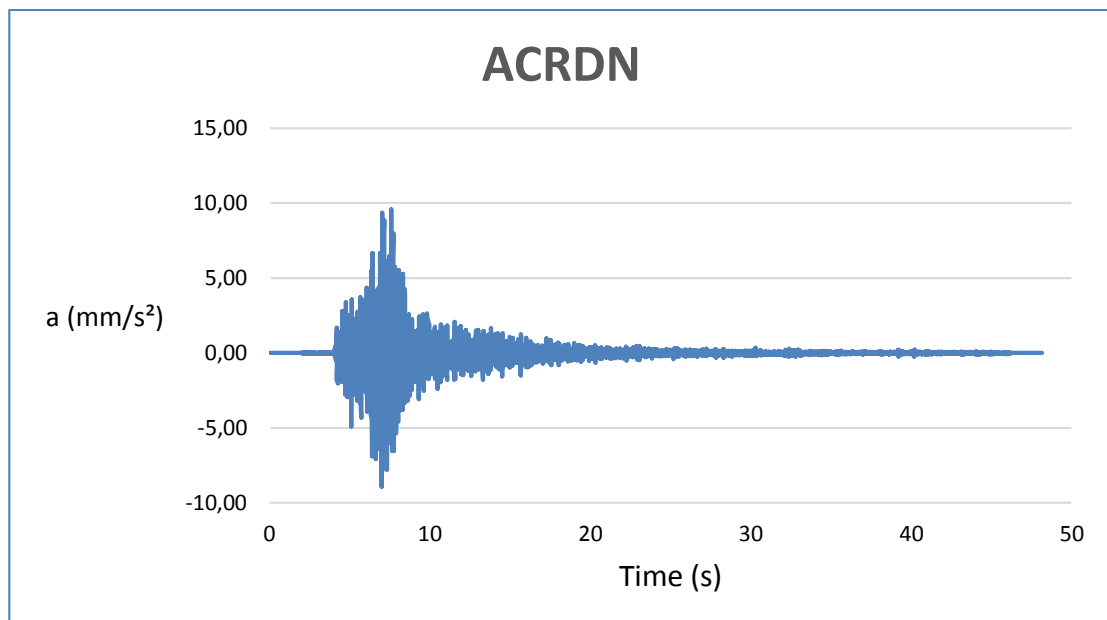
Στα διαγράμματα που ακολουθούν παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες των δύο σεισμών και για τους δύο επιταχυνσιογράφους.



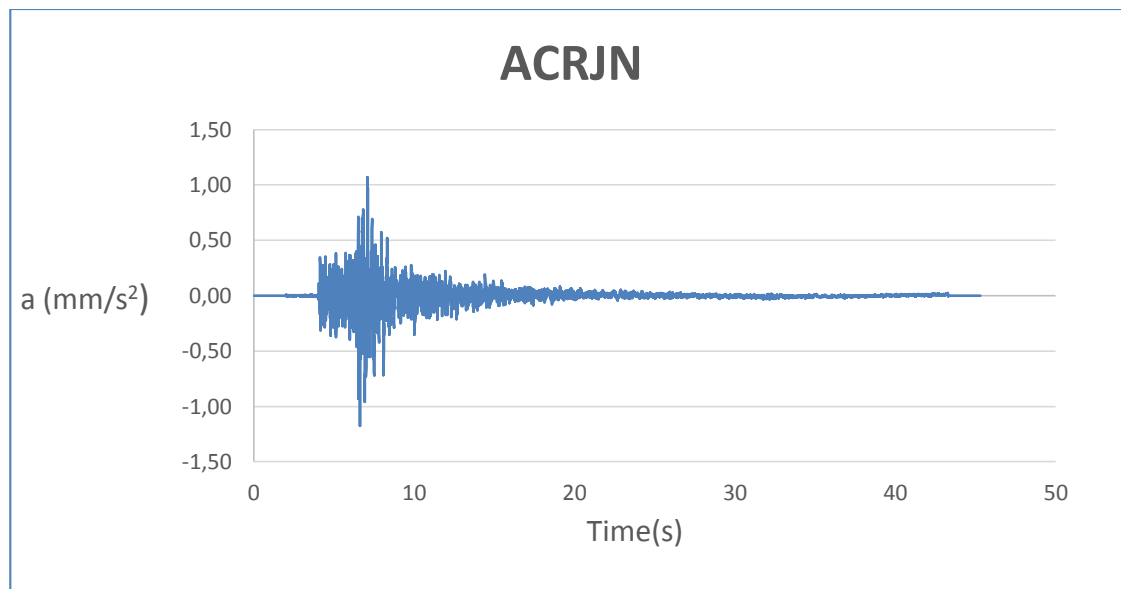
Διάγραμμα 4.1: Η χρονοϊστορία επιτάχυνσης στην περίπτωση του μακρινού σεισμού για την κορυφή του τοίχου



Διάγραμμα 4.2: Η χρονοϊστορία επιτάχυνσης στην περίπτωση του μακρινού σεισμού για την βάση του τοίχου



Διάγραμμα 4.3: Η χρονοϊστορία επιτάχυνσης στην περίπτωση του κοντινού σεισμού για την κορυφή του τοίχου



Διάγραμμα 4.4: Η χρονοϊστορία επιτάχυνσης στην περίπτωση του κοντινού σεισμού για την βάση του τείχους

Σε αυτό το σημείο πρέπει να επισημανθεί ότι οι παραπάνω χρονοϊστορίες αναφέρονται στη διεύθυνση Βορράς – Νότος. Οι καταγραφές που έχουν δοθεί περιλαμβάνουν και τις άλλες δύο διαστάσεις (Ανατολή - Δύση και στον κατακόρυφο άξονα Z) της κάθε διέγερσης, όμως η ανάλυση που πραγματοποιείται είναι δύο διαστάσεων και η διατομή που επιλέχτηκε έχει την διεύθυνση Βορρά – Νότου, οπότε και η αντίστοιχη συνιστώσα της διέγερσης ήταν αυτή που χρησιμοποιήθηκε.

Μια πρώτη παρατήρηση που μπορεί να προκύψει από την μελέτη των χρονοϊστοριών των δύο σεισμικών διεγέρσεων, είναι το γεγονός ότι στην περίπτωση του κοντινού υψίσυχνου σεισμού παρατηρείται σημαντική ενίσχυση της επιτάχυνσης στην κορυφή (επιταχυνσιογράφος ARCD) σε σύγκριση με την βάση (επιταχυνσιογράφος ARCJ). Αντίθετα, στην περίπτωση του μακρινού χαμηλόσυχνου σεισμού, οι χρονοϊστορίες ουσιαστικά ταυτίζονται.

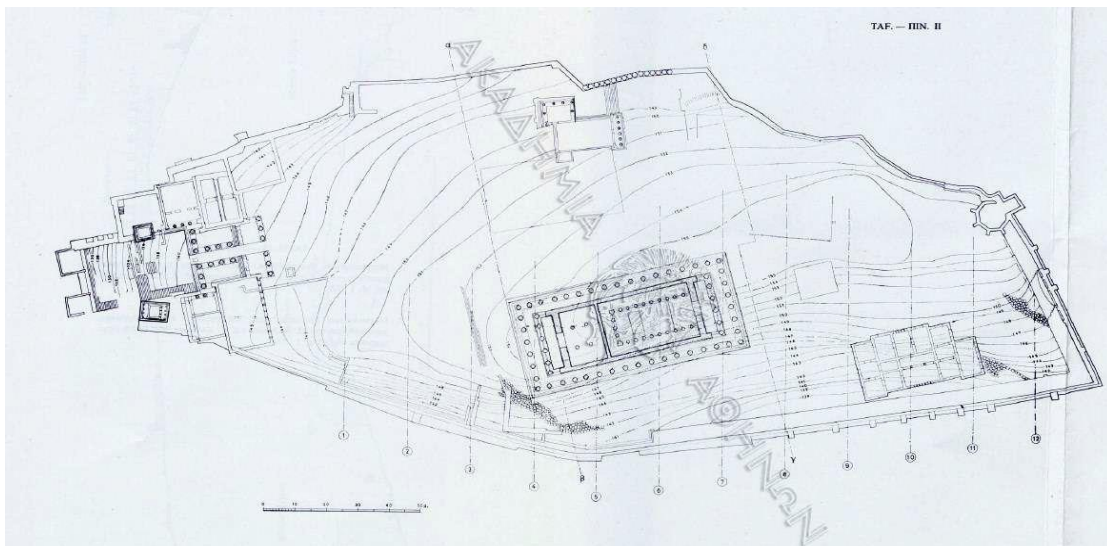
4.4 Ανάπτυξη του προσομοιώματος

Όπως και στο προηγούμενο κεφάλαιο, έτσι και τώρα ήταν αναγκαία η δημιουργία αριθμητικού προσομοιώματος το οποίο εισάγεται στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS, ώστε να είναι δυνατή η εκτίμηση των ωθήσεων επί του τείχους.

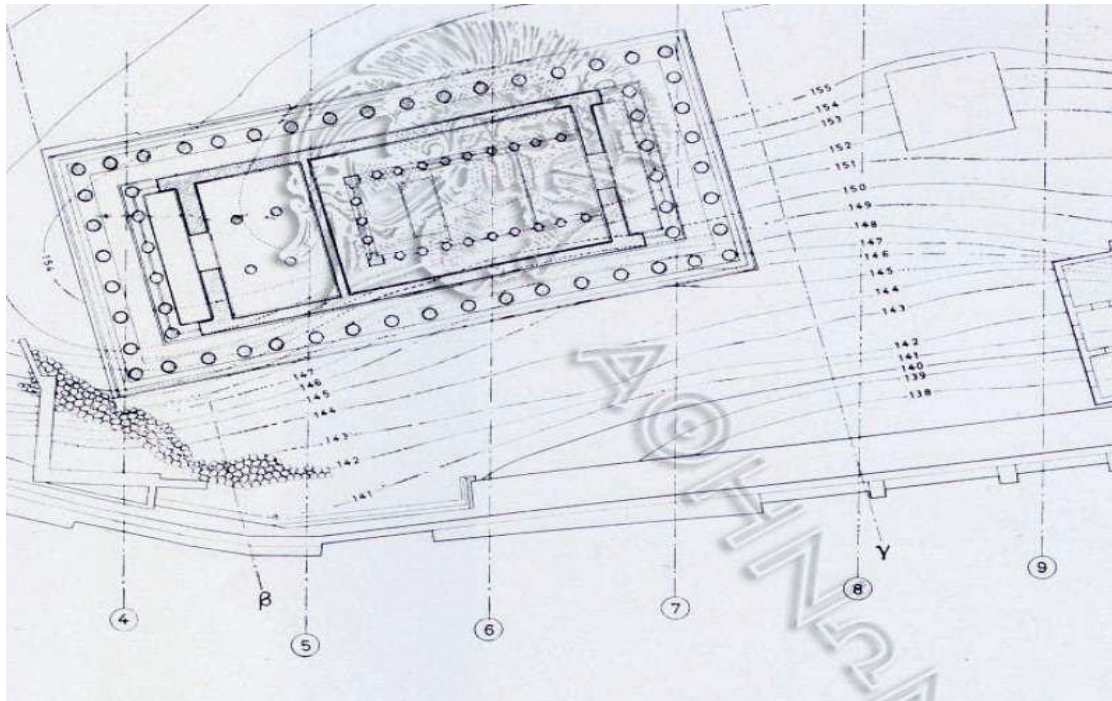
Το προσομοίωμα που έπρεπε να δημιουργηθεί ήταν δύο διαστάσεων και έπρεπε να επιλεγεί η διατομή αυτή που θα μας έδινε τις περισσότερες δυνατότητες ώστε το

προσομοίωμα να είναι όσο το δυνατόν πιο αξιόπιστο. Ένα από τα κρίσιμα στοιχεία που οδήγησε σε μεγάλο βαθμό στην επιλογή της διατομής είναι η ύπαρξη των καταγραφών των δύο διαφορετικών σεισμικών διεγέρσεων από επιταχυνσιογράφους που έχουν εγκατασταθεί στην Ακρόπολη από το Εθνικό Αστεροσκοπείο Αθηνών. Ο επιταχυνσιογράφος με κωδική ονομασία ACRD βρίσκεται στην κορυφή, ακριβώς πίσω από το τείχος, επί της επίχωσης, ενώ ο επιταχυνσιογράφος με κωδική ονομασία ACRJ βρίσκεται στη βάση του τείχους, επί του βράχου, όπως διακρίνεται και στο Σχήμα 4.1, οπότε οδήγησαν στην επιλογή του συγκεκριμένου τμήματος του νοτίου τείχους.

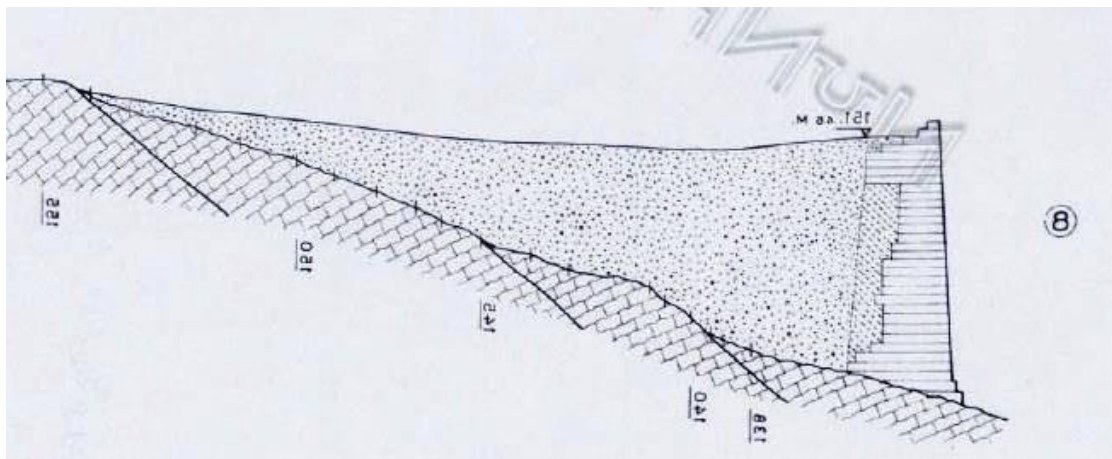
Στην συνέχεια, μέσω της εργασίας του Τρικκαλινού (1972) για την Ακρόπολη, στην οποία περιλαμβάνονται πληθώρα τοπογραφικών σχεδίων που απεικονίζουν τον λόφο τόσο σε κάτοψη όσο και σε τομές, ήταν δυνατή η όσο το δυνατόν πιο ακριβής επιλογή διατομής που αντιστοιχεί στο επιθυμητό τμήμα του τείχους. Στις εικόνες που ακολουθούν παρουσιάζονται τα τοπογραφικά διαγράμματα που αναφέρθηκαν, καθώς και η διατομή «8» που θεωρήθηκε ότι προσαρμόζεται καλύτερα στο τμήμα που έχουν εγκατασταθεί οι επιταχυνσιογράφοι.



Εικόνα 4.1: Η κάτοψη του βράχου της Ακρόπολης (Τρικκαλινός, 1972)

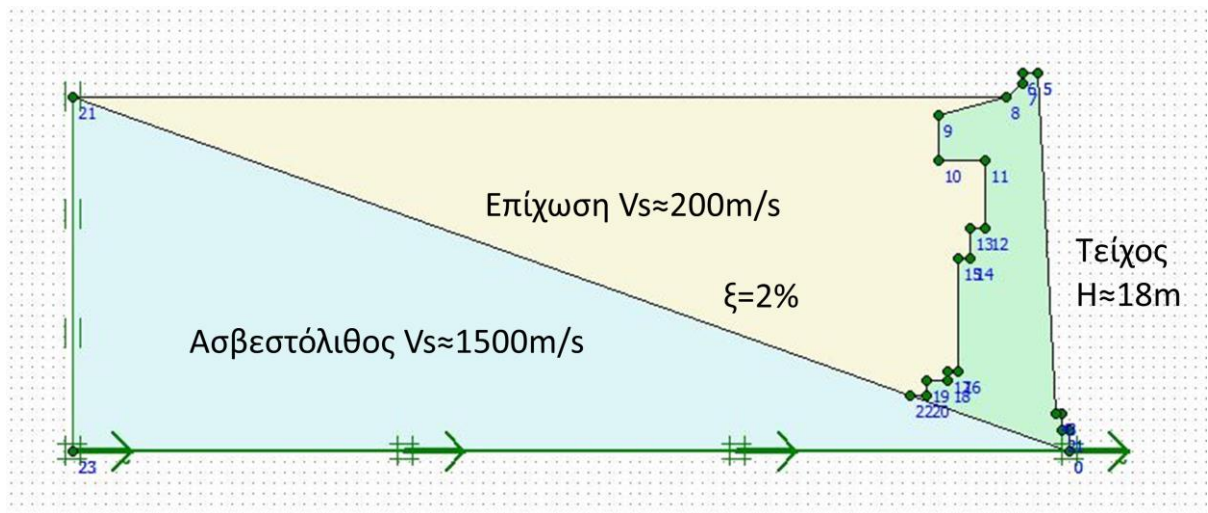


Εικόνα 4.2: Η κάτοψη του βράχου της ακρόπολης στην περιοχή ενδιαφέροντος (Τρικκαλινός, 1972)



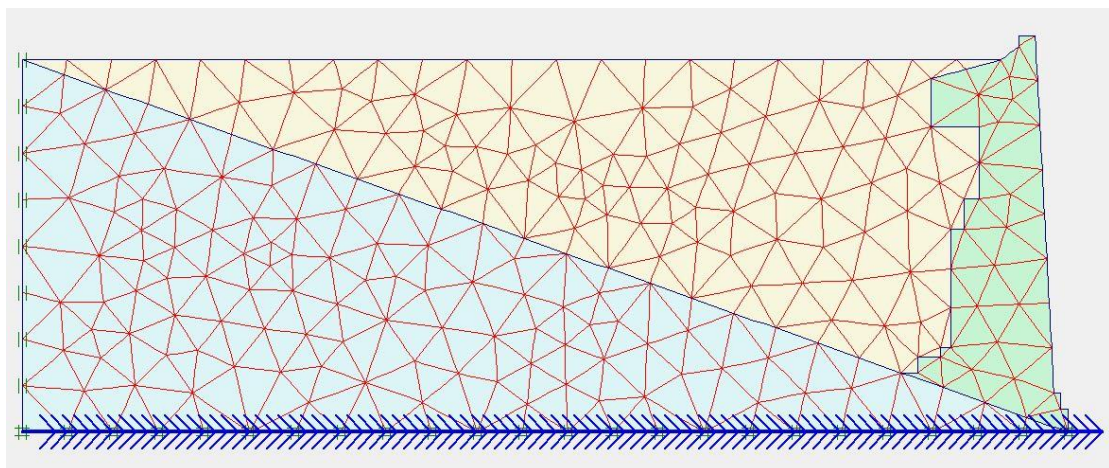
Εικόνα 4.3: Η τομή του νότιου τοίχους της Ακρόπολης που επιλέχτηκε (Τρικκαλινός, 1972)

Με βάση τα παραπάνω διαγράμματα δημιουργήθηκε το προσομοίωμα στο λογισμικό PLAXIS με ακρίβεια στην σχεδίαση της τάξης των 5 cm. Το εν λόγω προσομοίωμα με τα στοιχεία των υλικών που επιλέχθηκαν αρχικά, παρουσιάζεται στην εικόνα που ακολουθεί.



Εικόνα 4.4 Το προσομοίωμα του τείχους της Ακρόπολης όπως σχεδιάστηκε στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS

Το δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων που δημιουργήθηκε με βάση το παραπάνω προσομοίωμα, έχει τις ίδιες προδιαγραφές με αυτές που εφαρμόστηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο. Οι προδιαγραφές αυτές συνοψίζονται στο ότι χρησιμοποιήθηκαν δκομβικά στοιχεία και το δίκτυο ήταν υψηλής πυκνότητας. Τα στοιχεία που μόλις αναφέρθηκαν παρουσιάζονται στο σχήμα που ακολουθεί.



Σχήμα 4.2: Το δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων που δημιουργήθηκε με βάση το προσομοίωμα του τείχους της Ακρόπολης

4.5 Βαθμονόμηση του προσομοιώματος με τη χρήση σεισμικών καταγραφών

Όπως είναι εμφανές, το προσομοίωμα το οποίο αναπτύχθηκε στην προηγούμενη παράγραφο αποτελείται από τρία υλικά: το βραχώδες σεισμικό υπόβαθρο, η επίχωση και το υλικό του τείχους.

Ο βράχος έδρασης είναι γνωστό ότι αποτελείται από ασβεστόλιθο του οποίου τα χαρακτηριστικά γνωρίζουμε με σχετικά καλή ακρίβεια και τα οποία θα αναφερθούν στο τέλος της παραγράφου.

Στην συνέχεια πρέπει να υπολογιστούν τα στοιχεία που χαρακτηρίζουν την επίχωση για την οποία όμως δεν υπάρχουν αρκετά διαθέσιμα στοιχεία, με εξαίρεση τη μελέτη που έχει πραγματοποιηθεί από τον Εγγλέζο, για το βόρειο όμως τείχος (2011).

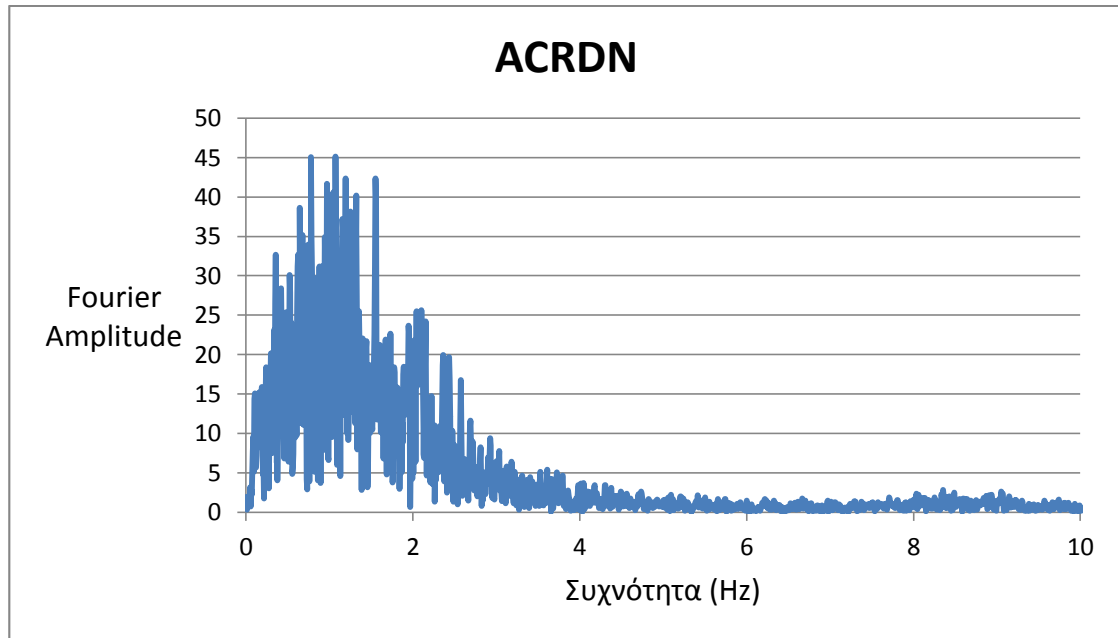
Η περίπτωση του τείχους ήταν αυτή που η επιλογή των χαρακτηριστικών στοιχείων του, ήταν η πιο δύσκολη από την στιγμή που δεν υπάρχει κάποια παλαιότερη εργασία που το επεξεργάζεται όπως η παρούσα. Στα πλαίσια της εργασίας έχει γίνει η παραδοχή ότι το τείχος είναι μονολιθικό και ότι θεωρείται πακτωμένο στη βάση του. Η πάκτωση είναι αυτή που δεν του επιτρέπει να ολισθαίνει και να ανατρέπεται ως στερεό σώμα. Τα προβλήματα που προκύπτουν είναι ότι, πέρα από τη μονολιθικότητα την οποία δεν είναι δυνατόν να αποδεχθεί απόλυτα, από την στιγμή που το τείχος στην πραγματικότητα αποτελείται από ξεχωριστούς ορθογωνικούς πωρόλιθους, υπάρχουν και άλλα δεδομένα που επηρεάζουν την αντοχή του τείχους, όπως είναι τα συνδεδεμένα υλικά-κονιάματα που έχουν χρησιμοποιηθεί, η έκταση και η ποιότητα των επισκευών που έχουν πραγματοποιηθεί κατά καιρούς, καθώς και οι αστοχίες που μπορεί να προϋπάρχουν στην εξωτερική πλευρά του τείχους.

Όπως φαίνεται από τα παραπάνω, δεν είναι γνωστή η πλειοψηφία των στοιχείων που χαρακτηρίζουν το προσομοίωμα, οπότε θα χρειαστεί να πραγματοποιηθεί βαθμονόμηση για την οποία θα χρησιμοποιηθούν οι καταγραφές που έχουν εξασφαλιστεί από το Εθνικό Αστεροσκοπείο Αθηνών.

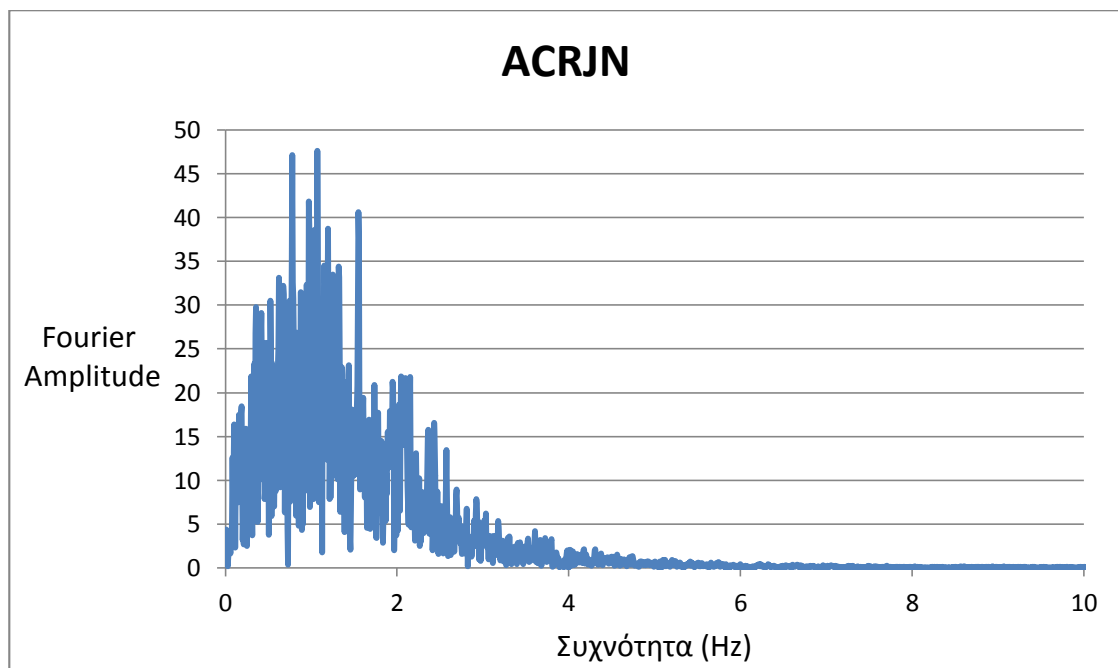
Για την αξιοποίηση των παραπάνω δεδομένων χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SeismoSignal. Το συγκεκριμένο λογισμικό έχει τη δυνατότητα εισαγωγής την χρονοϊστορίας οποιουδήποτε σεισμού και της δημιουργίας φάσματος Fourier και φάσματος απόκρισης.

Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας αξιοποιήθηκαν τα φάσματα Fourier. Με τον μετασχηματισμό Fourier μια τυχαία συνάρτηση μετατρέπεται σε μια σειρά από αρμονικές συναρτήσεις. Μέχρι τώρα, και συγκεκριμένα στο προηγούμενο κεφάλαιο, έχουν χρησιμοποιηθεί αποκλειστικά αρμονικές συναρτήσεις για τις διεγέρσεις που σημαίνει ότι είναι μια συνάρτηση ημιτόνου με συγκεκριμένη συχνότητα και συγκεκριμένο πλάτος. Μία σεισμική διέγερση όπως αυτές που περιγράφηκαν παραπάνω έχει ένα μεγάλο εύρος συχνοτήτων που εμφανίζονται άλλες πιο συχνά και άλλες λιγότερο. Με την ανάλυση Fourier

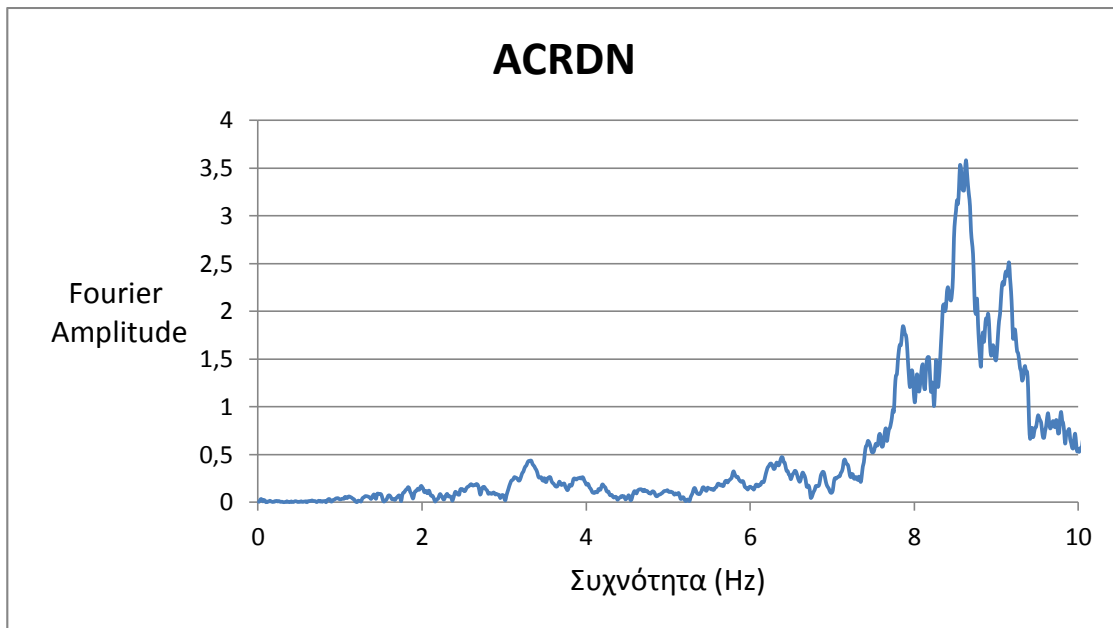
πετυχαίνουμε να εντοπίσουμε πιο είναι το παραπάνω εύρος των συχνοτήτων κάθε σεισμού που αναλύθηκε, καθώς και ποιες συχνότητες είναι οι δεσπόζουσες. Στα διαγράμματα που ακολουθούν παρουσιάζονται τα Fourier που προκύπτουν για κάθε μια από τις σεισμικές διεγέρσεις καθώς και για κάθε ένα επιταχυνσιογράφο που χρησιμοποιήθηκε (ACRD και ACRJ).



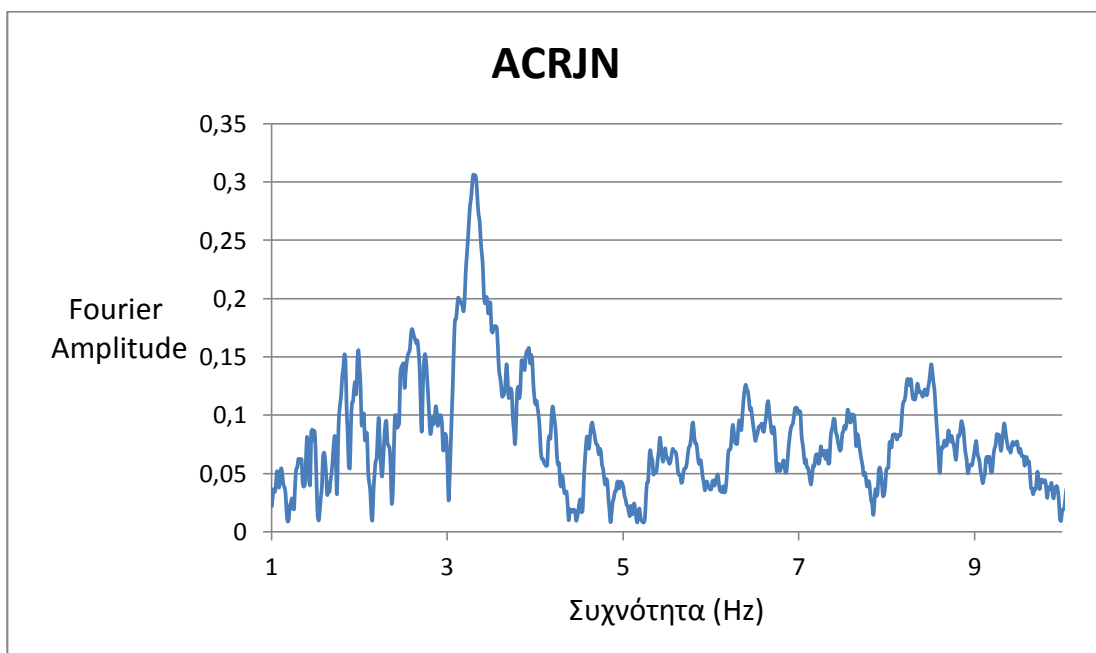
Διάγραμμα 4.5: Φάσμα Fourier για τον μακρινό σεισμό



Διάγραμμα 4.6: Φάσμα Fourier για τον μακρινό σεισμό



Διάγραμμα 4.7: Φάσμα Fourier για τον κοντινό σεισμό

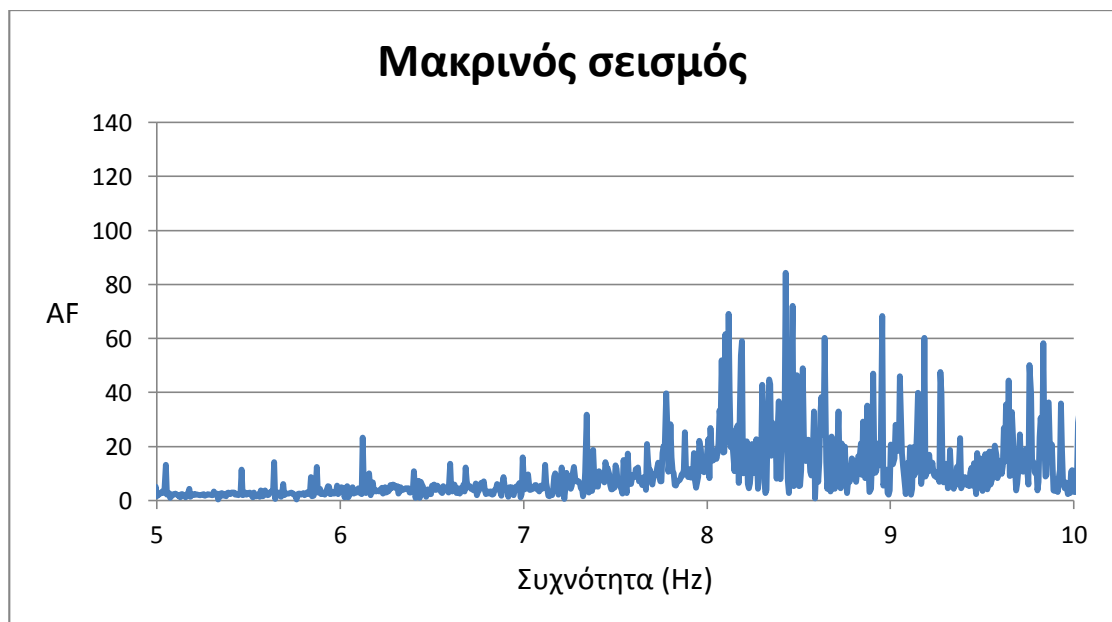


Διάγραμμα 4.8: Φάσμα Fourier για τον κοντινό σεισμό

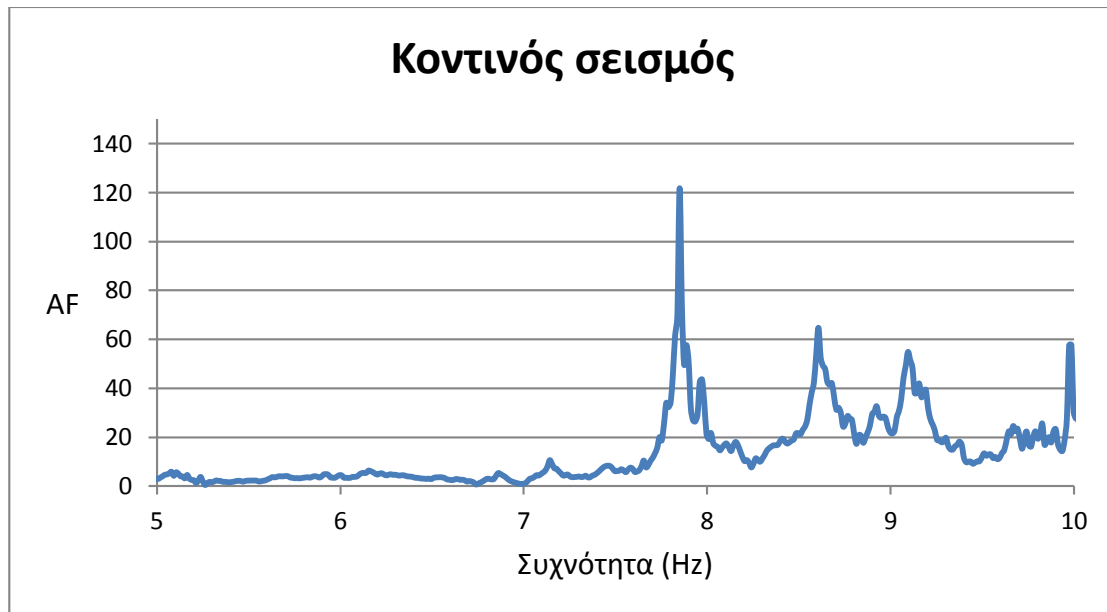
Από τα παραπάνω διαγράμματα μπορούμε να παρατηρήσουμε ότι το συχνοτικό περιεχόμενο του μακρινού σεισμού εξαντλείται μέχρι τα 6 – 7 Hz έχοντας ως μέγιστες τιμές γύρω από το 1 Hz. Να σημειωθεί σε αυτό το σημείο ότι η διάρκεια του μακρινού σεισμού δεν εξαντλείται στα 150 sec. όπως παρουσιάζεται στα αντίστοιχα διαγράμματα, αλλά συνεχίζει μέχρι και τα 592 sec. Όμως, η δυσκολία που παρουσίαζε η ανάλυση λόγω του μεγέθους του αρχείου οδήγησε στην επιλογή των πρώτων 150 sec από την στιγμή που μετά από το συγκεκριμένο χρονικό όριο η διέγερση απομειώνεται.

Αντίθετα, ο κοντινός σεισμός είναι πιο υψίσυχνος με μέγιστες τιμές γύρω στα 3 Hz. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει το γεγονός ότι οι μέγιστες τιμές του φάσματος Fourier στην περίπτωση του μακρινού σεισμού φτάνουν σε τιμές της τάξης του 45, ενώ στην περίπτωση του κοντινού μόλις το 0,3. Για το σύνολο των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν παρακάτω χρησιμοποιήθηκαν τα Fourier του κοντινού σεισμού λόγω του ότι είναι ένα πολύ μικρότερο αρχείο και κατ' επέκταση πιο εύκολα διαχειρίσιμο.

Από την στιγμή που δημιουργήθηκαν τα φάσματα Fourier έγινε δυνατή η εκμετάλλευση της ιδιότητάς τους να μπορούν να διαιρεθούν μεταξύ τους οδηγώντας στο διάγραμμα ενίσχυσης (AF) μεταξύ των καταγραφών στην κορυφή και στη βάση του τείχους. Τα διαγράμματα ενίσχυσης (AF) εξαρτώνται μόνο από τις ιδιότητες του προσομοιώματος (βράχος – επίχωση - τείχος) και μέσω αυτού είναι δυνατή η βαθμονόμηση του.



Διάγραμμα 4.9: Συντελεστής ενίσχυσης



Διάγραμμα 4.10: Συντελεστής ενίσχυσης

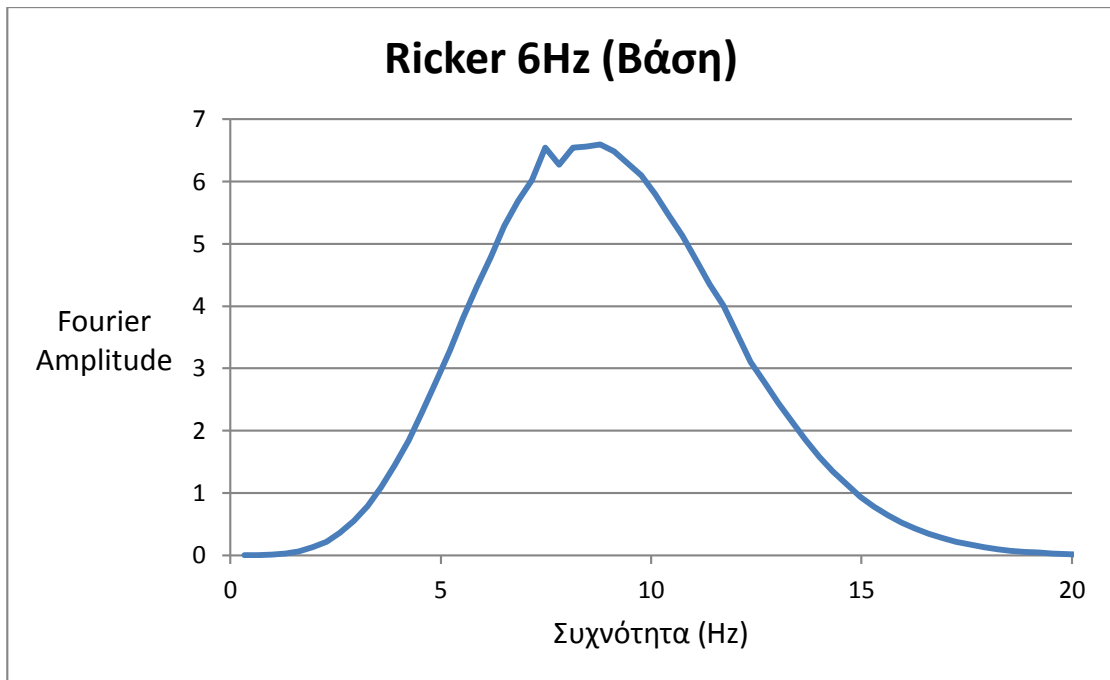
Χάρη στα διαγράμματα ενίσχυσης που φαίνονται παραπάνω έγινε δυνατό να προσδιοριστεί ο στόχος των αναλύσεων που ακολουθούν. Ο σκοπός ήταν να αναπαραχθούν με τον καλύτερο δυνατό τρόπο τα παραπάνω αποτελέσματα, χρησιμοποιώντας πια το προσομοίωμα που έχει δημιουργηθεί στο PLAXIS. Εφαρμόζοντας την σεισμική διέγερση στην βάση του, προκύπτει η χρονοϊστορία στην κορυφή, γίνεται η ανάλυση Fourier για τις νέες υπολογισμένες χρονοϊστορίες και διαιρώντας τα φάσματα Fourier που έχουν προκύψει προκύπτουν τα διαγράμματα (AF) τα οποία και συγκρίνουμε με τις καταγραφές. Για να γίνει η σύγκριση πρέπει να αξιοποιηθεί το γεγονός 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.

Για να γίνει μια πρώτη εκτίμηση της σχετικής δυσκαμψίας του συστήματος επιλέχτηκε για λόγους συντομίας και γενικότερης εξοικονόμησης χρόνου η χρήση του παλμού Ricker. Ο παλμός Ricker είναι η αρνητική δεύτερη παράγωγος της συνάρτησης Gauss και περιγράφεται από τη σχέση:

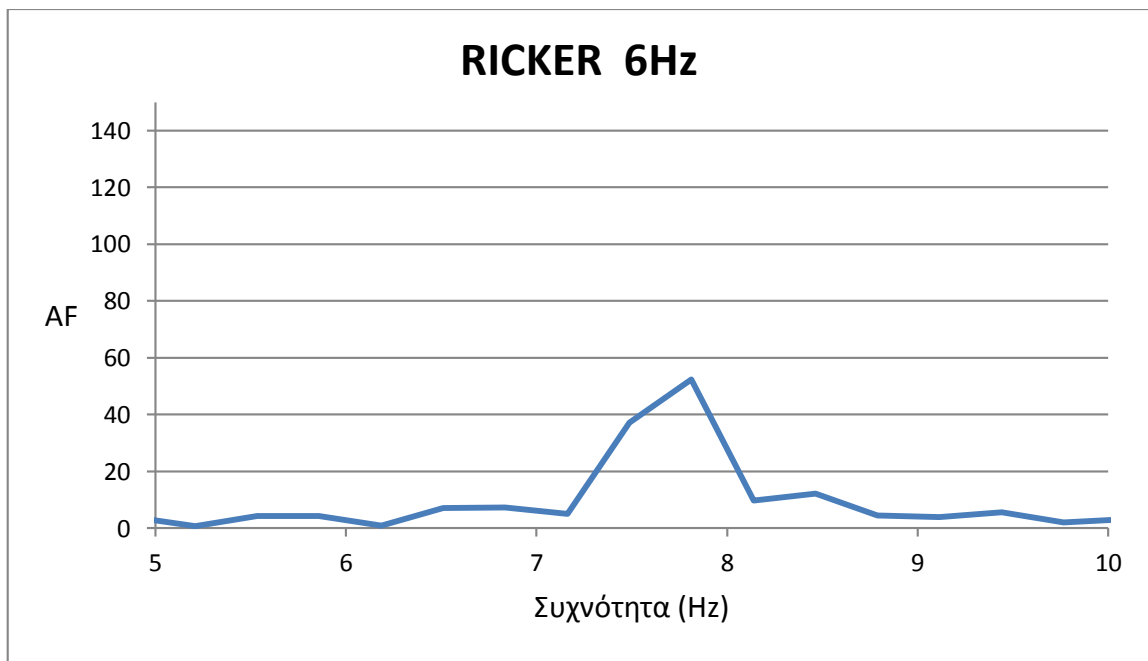
$$\psi(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma^3} \left(1 - \frac{t^2}{\sigma^2}\right) e^{-\frac{t^2}{2\sigma^2}} \quad (4.1)$$

Ο παλμός Ricker έχει την ιδιότητα να παράγει ένα φάσμα Fourier που έχει μορφή καμπάνας με μέγιστο στην κεντρική του συχνότητα και εύρος περίπου τρεις φορές την

κεντρική του συχνότητα. Για την ανάλυση με τους παλμούς Ricker χρειάστηκε αρχικά να επιλεγεί η κεντρική του συχνότητα που προσαρμόζεται καλύτερα στο συχνοτικό περιεχόμενο του σεισμού και στην συνέχεια να ακολουθηθεί η διαδικασία που περιγράφηκε παραπάνω.



Διάγραμμα 4.11: φάσμα Fourier

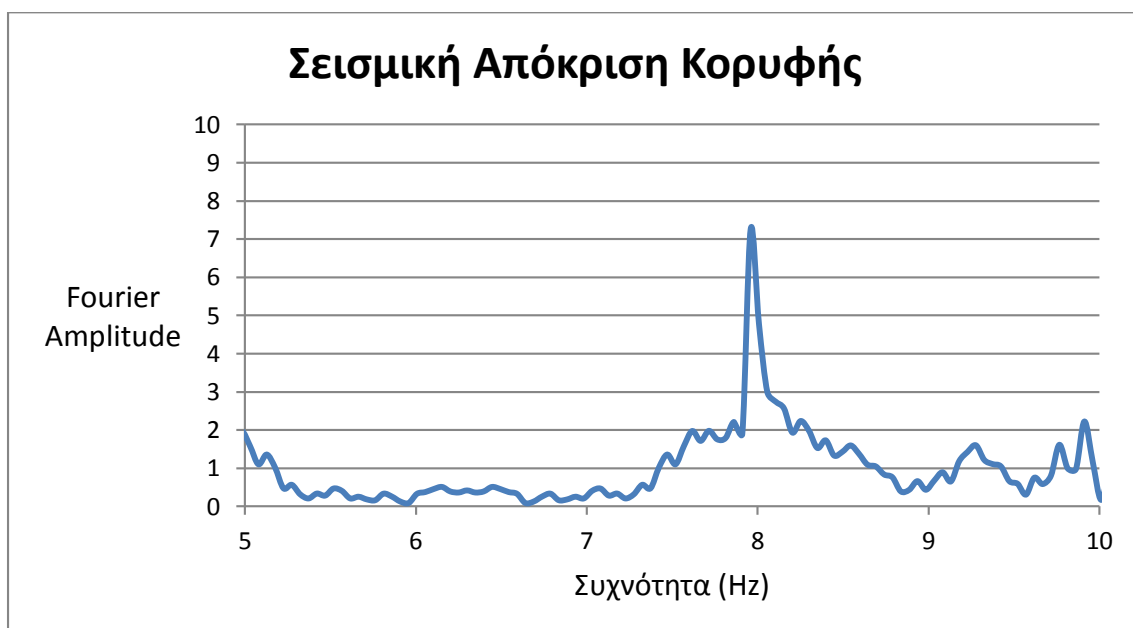


Διάγραμμα 4.12: Συντελεστής ενίσχυσης

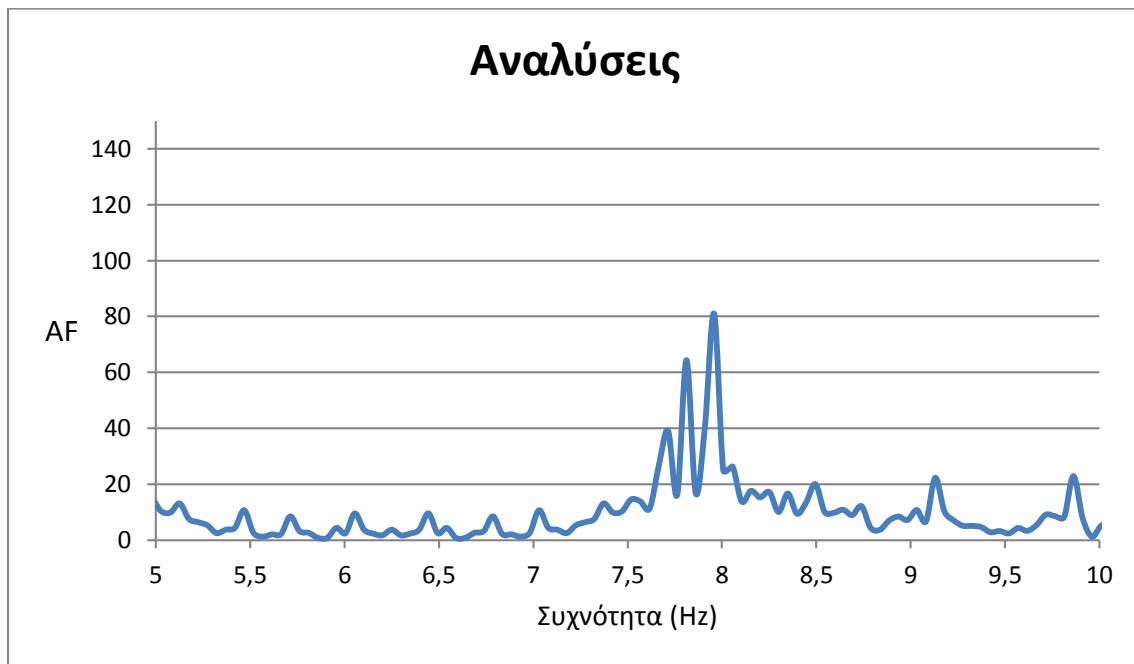
Στην συνέχεια για να οριστικοποιηθεί και η τιμή της απόσβεσης που χαρακτηρίζει την επίχωση έγιναν αναλύσεις (στο PLAXIS) των χρονοϊστοριών του σεισμού στη βάση (ACRIN). Χρησιμοποιήθηκε ο κοντινός σεισμός για οικονομία χρόνου, μιας και ο συντελεστής ενίσχυσης εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά των υλικών και όπως φαίνεται και από τα διαγράμματα που έχουν προηγηθεί οι δύο σεισμοί έχουν παρόμοια συμπεριφορά, με σκοπό να υπολογιστούν οι επιταχύνσεις στην κορυφή και με βάση τα φάσματα Fourier που προκύπτουν να υπολογιστεί ο συντελεστής ενίσχυσης.



Διάγραμμα 4.13: Φάσμα Fourier για τις αναλύσεις στο PLAXIS

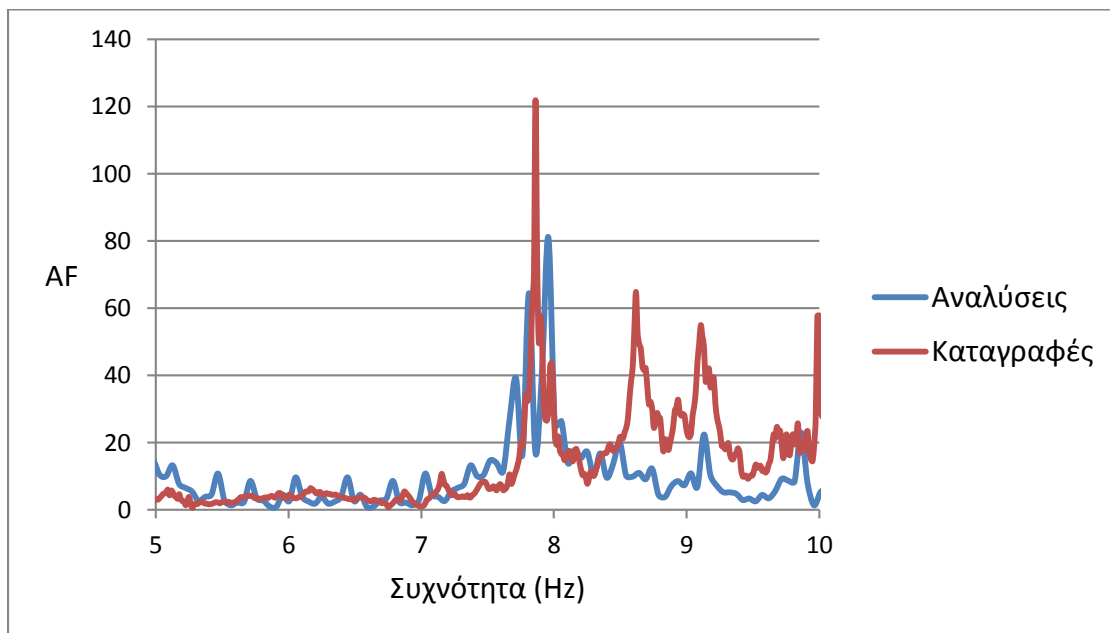


Διάγραμμα 4.14: Φάσμα Fourier για τις αναλύσεις στο PLAXIS



Διάγραμμα 4.15: Συντελεστής ενίσχυσης που προέκυψε μέσω του PLAXIS

Η σύγκριση των τελικών δοκιμών των συντελεστών ενίσχυσης από την ανάλυση στο PLAXIS και από των καταγραφών φαίνεται στο παρακάτω διάγραμμα.

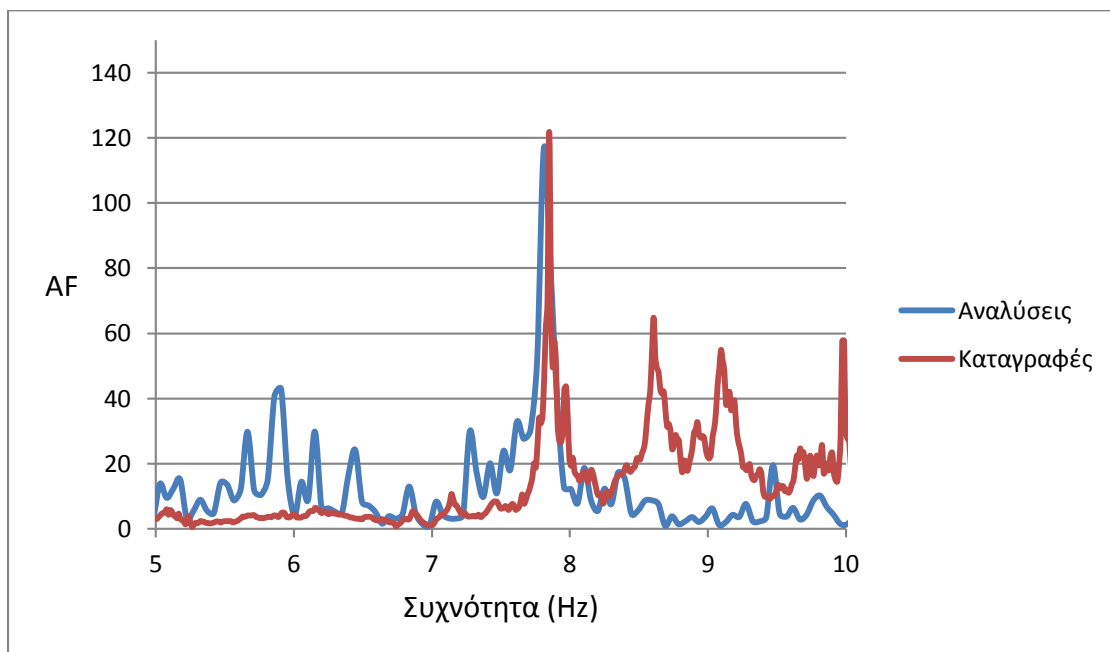


Διάγραμμα 4.16: Σύγκριση του συντελεστή ενίσχυσης που προέκυψε από το PLAXIS με τις καταγραφές

Τα παραπάνω διαγράμματα δεν μπορούν να θεωρηθούν ως η μόνη λύση του προβλήματος από την στιγμή που μπορεί να διαφοροποιηθούν μεταξύ τους λόγω της απόσβεσης. Η απόσβεση, όπως έχει ήδη επισημανθεί, αναφέρεται σε συγκεκριμένο εύρος συχνοτήτων και σε περιπτώσεις που οι συχνότητες ξεπερνούν τα συγκεκριμένα όρια η απόσβεση διαφοροποιείται.

Το διάγραμμα της σύγκρισης του συντελεστή ενίσχυσης που προηγήθηκε, παρουσιάζει την σύγκλιση με καλή ακρίβεια, των καμπύλων του σεισμού στο PLAXIS και των καταγραφών, μέχρι περίπου τα 7,5-8 Hz, ενώ από εκείνο το σημείο και μέχρι τα 10 Hz παρά το γεγονός ότι η καμπύλες έχουν παρεμφερές σχήμα, οι τιμές του PLAXIS είναι αρκετά χαμηλότερες. Αυτό συμβαίνει γιατί όπως αναφέρθηκε και πιο πάνω η απόσβεση υπερέβει τα όρια σχεδιασμού της με αποτέλεσμα να αυξηθούν οι τιμές της.

Στο διάγραμμα που ακολουθεί θα παρουσιαστεί μία ακόμα περίπτωση η οποία έγινε με ακριβώς το ίδιο προσομοίωμα, με τα ίδια στοιχεία υλικών και με την ίδια ποσοστιαία απόσβεση $\xi=0.5\%$, όμως με διαφορετικό εύρος ορισμού της.



Διάγραμμα 4.17: Σύγκριση του συντελεστή ενίσχυσης που προέκυψε από το PLAXIS με τις καταγραφές με διαφορετικό εύρος απόσβεσης.

Στο διάγραμμα που αναφέρεται στην δεύτερη περίπτωση είναι εμφανής η ταύτιση των καμπύλων για μεσαίες συχνότητες, όμως στα τμήματα με μικρότερες και μεγαλύτερες συχνότητες, έχουμε σημαντικές αποκλίσεις, τόσο σε σχέση με τις καταγραφές όσο και με την προηγούμενη περίπτωση που αναφέρθηκε.

Όπως έγινε φανερό από την ανάλυση που προηγήθηκε, είναι δυνατή η προσέγγιση του συντελεστή ενίσχυσης των καταγραφών με ικανοποιητική ακρίβεια, χρησιμοποιώντας τις τιμές των στοιχείων των υλικών που συμμετέχουν στο προσομοίωμα οι οποίες παρουσιάζονται στην συνέχεια.

Για την περίπτωση του βράχου, τα στοιχεία του ήταν γνωστά από την αρχή και είναι τα ακόλουθα.

Πίνακας 4.1: Χαρακτηριστικές ιδιότητες του ασβεστόλιθου

Ειδικό βάρος γ	26 kN/m ³
Μέτρο ελαστικότητας E	1,6·10 ⁷ kN/m ²
Λόγος Poisson ν	0,2

Οι καλύτερες τιμές, για την περίπτωση της επίχωσης, που προέκυψαν παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί.

Πίνακας 4.2: Χαρακτηριστικές ιδιότητες της επίχωσης

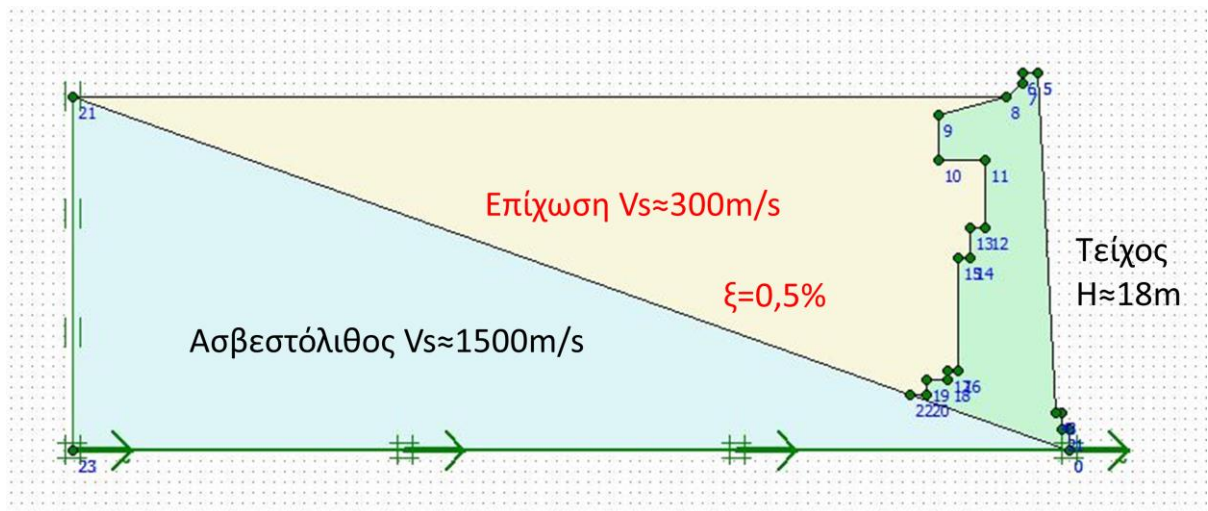
Ειδικό βάρος γ	20 kN/m ³
Μέτρο ελαστικότητας E	4,8·10 ⁷ kN/m ²
Λόγος Poisson ν	0,3

Τα αποτελέσματα της βαθμονόμησης για την περίπτωση του τείχους παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί.

Πίνακας 4.3: Χαρακτηριστικές ιδιότητες του τοίχου

Ειδικό βάρος γ	24 kN/m ³
Μέτρο ελαστικότητας E	7,9·10 ⁶ kN/m ²
Λόγος Poisson ν	0,25

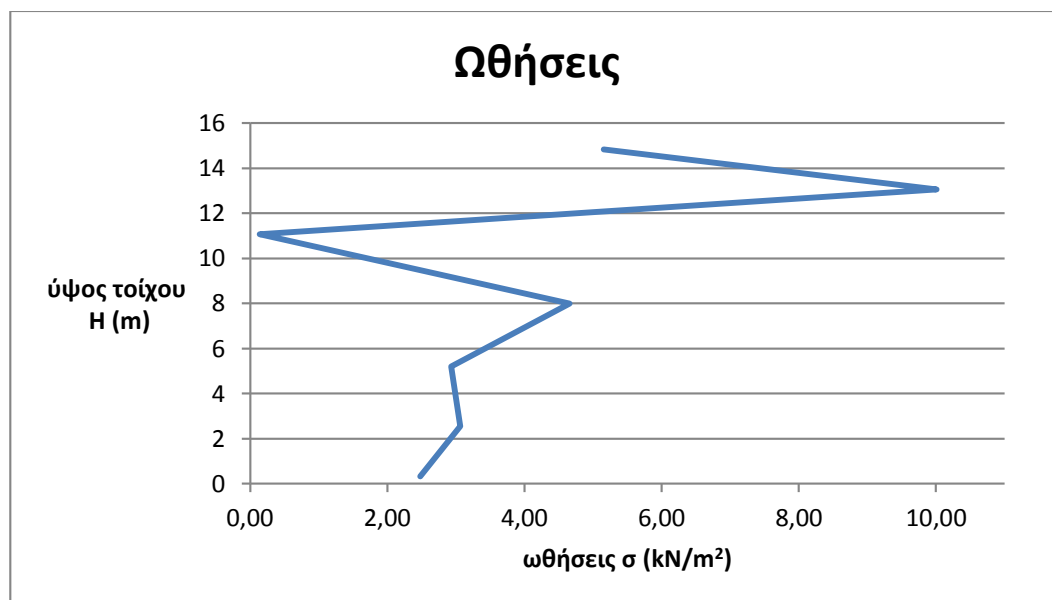
Το προσομοίωμα μετά την βαθμονόμηση θα έχει τα χαρακτηριστικά που εμφανίζονται στο σχήμα που ακολουθεί.



Σχήμα 4.3: Το προσομοίωμα μετά την βαθμονόμηση.

4.6 Προσδιορισμός δυναμικών ωθήσεων

Το τελικό στάδιο της μελέτης αποτελεί ο προσδιορισμός των δυναμικών ωθήσεων που δέχεται το νότιο τείχος της Ακρόπολης. Το προσομοίωμα που έχει χρησιμοποιηθεί είναι αυτό που προέκυψε μετά από την βαθμονόμηση όπως αυτή παρουσιάστηκε στη παράγραφο που προηγήθηκε. Για τον υπολογισμό των ωθήσεων, σε αντίθεση με τις περιπτώσεις του οριζόντιου, αλλά και του κεκλιμένου σεισμικού υποβάθρου που μελετήθηκαν στο Κεφάλαιο 3, δεν χρησιμοποιήθηκαν αρμονικές διεγέρσεις. Χρησιμοποιήθηκε ο παλμός Ricker με σκοπό να αξιοποιηθεί το μεγάλο εύρος συχνοτήτων που διαθέτει και όχι μεμονωμένες συχνότητες όπως στην περίπτωση των αρμονικών διεγέρσεων. Ο παλμός Ricker που χρησιμοποιήθηκε ήταν αυτός με κεντρική συχνότητα 6Hz με συχνοτικό περιεχόμενο που εκτίνεται από το 1Hz έως και τα 20Hz. Η κατανομή των ωθήσεων παρουσιάζεται στο διάγραμμα 4.19 που ακολουθεί.



Διάγραμμα 4.18: υπολογισμός των δυναμικών ωθήσεων που ασκούνται στο νότιο τείχος της Ακρόπολης

Από το παραπάνω διάγραμμα προκύπτουν ορισμένα συμπεράσματα. Το πρώτο αφορά την κατανομή των ωθήσεων η οποία όπως φαίνεται επηρεάζεται σημαντικά από την γεωμετρία του τείχους. Σε αυτό το σημείο πρέπει να σημειωθεί ότι τα σημεία υπολογισμού των ωθήσεων ήταν επιλεγμένα όσο το δυνατόν εγγύτερα στην διεπιφάνεια του τείχους με την επίχωση. Παρατηρείται ότι στην περίπτωση του μέγιστου πάχους του τείχους ασκούνται οι μεγαλύτερες ωθήσεις, ενώ στο σημείο με το ελάχιστο πάχος ελαχιστοποιούνται και οι ωθήσεις. Μια δεύτερη παρατήρηση έχει να κάνει με το μέγεθος των ωθήσεων που όπως παρατηρείται είναι αρκετά μικρές και συγκρίσιμες με αυτές που είχαν παρατηρηθεί στην περίπτωση του κεκλιμένου σεισμικού υποβάθρου που περιγράφηκε στο Κεφάλαιο 3.

Ενδιαφέρον παρουσιάζει και η περίπτωση σύγκρισης την συνισταμένης σεισμικής δύναμης που προκύπτει από το παραπάνω διάγραμμα για τις ελαστικές αναλύσεις, με την ψευδοστατική ανάλυση που χρησιμοποιείται ευρύτερα στην πράξη και είναι αυτή των Monopobe – Okabe.

Για τον υπολογισμό της συνισταμένης σεισμικής δύναμης στην περίπτωση της ελαστικής μεθόδου χρειάστηκε να γίνει ο υπολογισμός του εμβαδού που προκύπτει από το διάγραμμα των ωθήσεων 4.19. Το αποτέλεσμα που προκύπτει είναι ίσο με:

$$\Delta P_{AE} \approx 55,1 \text{ kN}$$

Για την περίπτωση όμως του Monopobe – Okabe η διαδικασία είναι πιο περίπλοκη και προκύπτει από την περιγραφή του Κεφαλαίου 2. Για τον υπολογισμό αυτό χρειάστηκε να πραγματοποιηθεί απλοποίηση της γεωμετρίας του τείχους έχοντας επιλέξει ένα μέσο πάχος και ύψος, ενώ και η εσωτερική πλευρά του τείχους θεωρήθηκε απολύτως κατακόρυφη όπως και η κλίση της επιφάνειας της επίχωσης που θεωρήθηκε οριζόντια. Τα στοιχεία της

γεωμετρίας του προσομοιώματος που χρησιμοποιήθηκε παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί.

Πίνακας 4.4: Τα στοιχεία γεωμετρίας του προσομοιώματος της ανάλυσης με την μέθοδο M - O

Πάχος	4m
Υψος	17m
$\phi(0)$	25°
c	0
α	90°
δ	12,5°
θ	0°
β	0°

Αρχικά πρέπει να υπολογιστεί με την στατική μέθοδο Coulomb οι στατικές δυνάμεις που ασκούνται από την επίκωση του στο τείχος όπως αυτές προκύπτουν από τους τύπους 2.1, 2.2:

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A$$

όπου:

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

Οπότε $P_A = 771,6$ kN

Στην συνέχεια υπολογίζεται η συνισταμένη ενεργητική δύναμη που ασκείται κατά την διάρκεια της σεισμικής διέγερσης η οποία προκύπτει από τους τύπους 2.8, 2.6 και 2.7:

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE}$$

Με:

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

Όπου:

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

Απ' όπου προκύπτει ότι:

$$P_{AE} = 1010,8 \text{ kN}$$

και

$$\Delta P_{AE} = 239,2 \text{ kN}$$

Η παραπάνω διαδικασία των Monopobe – Okabe, όπως έχει αναφερθεί και στο Κεφάλαιο 2, έχει απλοποιηθεί από τους Seed και Whitman οι οποίοι κατέληξαν στην σχέση υπολογισμού των σεισμικών δυνάμεων που ακολουθεί (Σχέση 2.10):

$$\Delta P_{AE} = \frac{3}{8} a_h \gamma H^2 \cos \delta$$

Απ' όπου προκύπτει ότι:

$$\Delta P_{AE} = 246,32 \text{ kN}$$

Από την ανάλυση των σεισμικών δυνάμεων που προηγήθηκε, είναι εμφανές ότι η μέθοδος M-O και Seed και Whitman καταλήγουν σε παρεμφερή αποτελέσματα χωρίς όμως να ταυτίζονται. Αξίζει να σημειωθεί ότι οι δύο προαναφερθείσες αναλύσεις αναφέρονται σε οριζόντιο σεισμικό υπόβαθρο, ενώ στην περίπτωση της Ακρόπολης το σεισμικό υπόβαθρο είναι κεκλιμένο. Η αλλαγή αυτή είναι υπεύθυνη για την μεγάλη διαφοροποίηση που προκύπτει στα αποτελέσματα των σεισμικών δυνάμεων μεταξύ ελαστικής και ψευδοστατικής ανάλυσης. Η διαφοροποίηση αυτή γίνεται εντονότερη και από το γεγονός ότι οι ψευδοστατικές μέθοδοι θεωρούνται ιδιαίτερα συντηρητικές σε σχέση με τις αντίστοιχες ελαστικές.

Οι τοίχοι αντιστήριξης είναι κατασκευές που χρησιμοποιούνται σε πληθώρα τεχνικών έργων. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να έχει ασχοληθεί με την ανάλυσή τους σημαντικός αριθμός ερευνητών με στόχο να βελτιστοποιήσουν την σχεδίαση τους.

Η σεισμική τους απόκριση και καταπόνηση είναι ένα σύνθετο πρόβλημα δυναμικής αλληλεπίδρασης τοίχου και αντιστηριζόμενου εδάφους. Τα τελευταία εκατό περίπου χρόνια έχουν δημοσιευτεί πλήθος μεθόδων προσπαθώντας να το προσεγγίσουν με τον βέλτιστο δυνατό τρόπο. Οι μέθοδοι αυτές διαχωρίζονται με βάση τον τρόπο επιβολής της φόρτισης σε δύο κύριες κατηγορίες, τις ψευδοστατικές και τις δυναμικές.

Παρά το γεγονός ότι παραδοσιακά γίνεται προσπάθεια τα προβλήματα της μηχανικής να περιγράφονται αναλυτικά, τα τελευταία χρόνια κερδίζουν έδαφος οι αριθμητικές αναλύσεις που αναπτύχθηκαν χάρη στην εξέλιξη των υπολογιστικών συστημάτων και προσεγγίζουν την λογική των πειραματικών μεθόδων. Στην περίπτωση των δυναμικών φορτίσεων τοίχων αντιστήριξης η μέθοδος αυτή βρίσκει ευρεία εφαρμογή, ενώ μπορεί να δώσει ικανοποιητικά αποτελέσματα σε περιπτώσεις που το προσομοίωμα έχει διαμορφωθεί με ακριβή γεωμετρικά και γεωτεχνικά δεδομένα.

Από την εκπόνηση της παρούσας εργασίας προκύπτουν τα παρακάτω κυριότερα συμπεράσματα:

- Για την επιβεβαίωση του προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων πραγματοποιήθηκε σύγκριση με την αναλυτική μέθοδο των Veletsos και Youniss καθώς και την αριθμητική επίλυση των Κλωνάρη και Ψαρρόπουλου. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν συνέκλιναν με τα αποτελέσματα των παραπάνω μελετών, παρά την χρήση διαφορετικού κώδικα πεπερασμένων στοιχείων, επιβεβαιώνοντας την αξιοπιστία του προσομοιώματος που αναπτύχθηκε.
- Κατά την μελέτη του κεκλιμένου σεισμικού υποβάθρου παρατηρήθηκε μια τάση μείωσης των ωθήσεων με την αύξηση της κλίσης του, γεγονός το οποίο θα μπορούσε να λαμβάνεται υπόψη κατά το σχεδιασμό αντιστηρίξεων ώστε να επιτυγχάνεται η βέλτιστη - οικονομικότερη επιλογή.
- Όταν η κλίση είναι μεγάλη (π.χ. υπερβαίνει τις 60°), οι ωθήσεις μειώνονται σημαντικά και τείνουν να μηδενιστούν. Συνεπώς, σε τέτοιες περιπτώσεις δεν κρίνεται αναγκαία η μελέτη του τοίχου αντιστήριξης για περιπτώσεις σεισμικών φορτίσεων.
- Ενδιαφέρον παρουσιάζει η περίπτωση σεισμικού υποβάθρου ήπιας κλίσης, όπου ενδέχεται να προκύψουν φαινόμενα συντονισμού ανάλογα με το συχνοτικό περιεχόμενο της διέγερσης. Η περίπτωση αυτή θα μπορούσε να χαρακτηριστεί ως πρόβλημα εδαφικής ενίσχυσης διδιάστατης κοιλάδας και χρήζει περαιτέρω διερεύνησης, ιδιαίτερα σε περιπτώσεις όπου οι τοίχοι αντιστήριξης σχετίζονται με εξαιρετικής σημασίας έργα υποδομής και πολιτιστικής κληρονομιάς.
- Κατά την μελέτη των σεισμικών καταγραφών από επιταχυνσιογράφους του Εθνικού Αστεροσκοπείου Αθηνών που είναι εγκατεστημένοι στο νότιο τείχος της

Ακρόπολης, παρατηρήθηκαν σημαντικές ενισχύσεις των επιταχύνσεων στην κορυφή, στη περίπτωση κοντινού υψίσυχνου σεισμού. Αντίθετα, στη περίπτωση μακρινού σεισμού χαμηλής συχνότητας δεν παρατηρήθηκε ουσιαστική ενίσχυση και οι χρονοϊστορίες της διέγερσης και της απόκρισης στην κορυφή ουσιαστικά ταυτίζονται.

- Μέσω της ανάλυσης ευαισθησίας που πραγματοποιήθηκε για τις μεταβλητές V_s (ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων) και ξ (ποσοστιαία απόσβεση) της επίχωσης, επιτεύχθηκε ικανοποιητική αναπαραγωγή της σεισμικής συμπεριφοράς του προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων του τείχους. Η απόκλιση που παρατηρείται σε τμήματα του φάσματος ενίσχυσης, οφείλεται στον τρόπο ορισμού της απόσβεσης, η οποία ορίζεται για περιορισμένο εύρος συχνοτήτων. Στις περιπτώσεις πραγματικών σεισμικών διεγέρσεων το φάσμα είναι εξαιρετικά ευρύ με αποτέλεσμα την απόκλιση στις περιοχές εκτός του πεδίου ορισμού της απόσβεσης.
- Η κατανομή των ωθήσεων που ασκούνται στο τείχος συναρτήσει του ύψους, φαίνεται να επηρεάζονται σημαντικά και από τη γεωμετρία του.
- Για τον υπολογισμό των σεισμικών ωθήσεων χρησιμοποιήθηκαν δύο διαφορετικές μέθοδοι ανάλυσης, η ελαστική και η ψευδοστατική των Monopobe – Okabe. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν παρουσιάζουν εντυπωσιακές διαφορές με αυτά της ελαστικής ανάλυσης να είναι σημαντικά χαμηλότερα. Η παραπάνω διαφοροποίηση μπορεί να δικαιολογηθεί τόσο από το γεγονός ότι η μέθοδος M – O αναφέρεται σε οριζόντιο σεισμικό υπόβαθρο, όσο και στο γεγονός ότι θεωρείται «συντηρητική».

Προτάσεις για περαιτέρω διερεύνηση

Η παρούσα διπλωματική εργασία αποτελεί μια προκαταρκτική μελέτη και τα αποτελέσματά της πρέπει να διερευνηθούν με περαιτέρω έρευνα, άξονες της οποίας μπορούν να θεωρηθούν οι:

- Ανάλυση με χρήση πεπερασμένων στοιχείων της περίπτωσης του κεκλιμένου σεισμικού υποβάθρου με ένταξη του συνόλου των παραμέτρων που μελετήθηκαν από τους Veletsos & Younan.
- Μελέτη της περίπτωσης συντονισμού στο εδαφικό πρίσμα που δημιουργείται από τον τοίχο αντιστήριξης και το κεκλιμένο σεισμικό υπόβαθρο.
- Προσδιορισμό με ακρίβεια των γεωμετρικών και μηχανικών ιδιοτήτων του συστήματος τείχους – επίχωσης που προκύπτει στην περίπτωση μελέτης του τείχους της Ακρόπολης. Σκοπός της μελέτης αυτής είναι να προκύψουν ουσιαστικά αποτελέσματα για τις ωθήσεις που δέχεται το τείχος ώστε να είναι δυνατός προσδιορισμός της στατικής του επάρκειας.
- Τέλος, θα μπορούσε να γίνει μελέτη των δυναμικών ωθήσεων που δέχεται το τείχος της Ακρόπολης σε επιπλέον διατομές με στόχο να εντοπιστούν πιθανά ευπαθή τμήματά του.

Ξενογλώσση:

- Brinkgrene, R.B.J., (2002). "PLAXIS: Finite Element Code for Soil and Rock analyses", Manuals, Professional Version 8.2, Balkema, Lisse
- 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.
- Egglezos, D., (2011). "Back-analysis Sheds Light on History of the Acropolis Wall: The Interpretation of a Permanent Structural Failure", In *Proceeding of the 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Amsterdam, pp. 1841- 1846
- Franklin, A.G. and Chang, F.K. (1977). "Permanent Displacements of Earth Embankments by Newmark Sliding Block Analysis", Report No. 5, Earthquake Resistance of Earth and Rockfill Dams; Miscellaneous Paper s-71-17, U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.
- Ishii, Y., Arai, H. and Tsuchida, H. (1960). "Lateral Earth Pressure in an Earthquake", In *Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, Japan. Vol. 1, pp. 211–230.
- Jacobsen, L.S. (1939). Described in Appendix D of "The Kentucky Project" Technical Report No. 13, Tennessee Valley Authority, 1951.
- Kramer, S. L. (1996). "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.
- Matsuo, H. and Ohara, S. (1960). "Lateral Earth Pressure and Stability of Quay Walls During Earthquakes" *Proceedings of the second World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo and Kyoto, Japan, Vol. 1, pp. 165-181.
- Matsuo, H. (1941). "Experimental Study on the Distribution of Earth Pressures Acting on a Vertical Wall During Earthquakes", *Journal of the Japanese Society of Civil Engineers*, Vol. 27, No. 2.
- 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.
- Nadim, F. (1980). "Tilting and Sliding of Gravity Retaining Walls", MS thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge.
- Nadim, F. and Whitman, R.V. (1983). "Seismically Induced Movements of Retaining Walls", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 109, No 7, July, 1983 , pp. 915-931
- Nadim, F. and Whitman, R.V. (1984). "Coupled Sliding and Tilting of Gravity Retaining Walls During Earthquakes", *Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering*, July 21-28, San Francisco, CA, Vol. III, pp.477-484.
- 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.
- Prakash, S. and Basavanna, B.M. (1969). "Effect of Size and Shape of Foundations on Elastic Coefficients of Layered Soil Mass", *Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile*.
- Prakash, S., Wu, Y. and Rafnsson, E.A. (1995). "On Seismic Design Displacements of Rigid Retaining Walls", *Proc. 3rd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, MO*, Vol. III, pp. 1183-1192.
- 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, April, pp. 449- 464.105:4, 449-464.
- Richards, R. Jr., Huang, C. and Fishman, K. L. (1999). "Seismic Earth Pressure on Retaining Structures", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125:9,771-778.
- 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.
- Seed, H. B. and Whitman, R.V. (1970). "Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads", *Proceedings of ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, Ithaca, N.Y., 22–24 June 1970. American Society of Civil Engineers (ASCE), New York*. pp. 103-147.
- Sherif, M. A., Ishibashi, I. and Lee, C. D. (1982). "Earth Pressures Against Rigid Retaining Walls", *Journal of the Geotech. Engineering Division*, Vol. 108, No. GT5, pp. 679- 695.
- Siddharthan, R., Ara, S. and Norris, G. (1992). "Simple Rigid Plastic Model For Seismic Tilting of Rigid Walls", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, pp. 469-487.
- Steedman, R.S. and Zeng, X. (1990). "The Influence of Phase on the Calculation of Pseudo-Static Earth Pressure on a Retaining Wall", *Geotechnique*, 40(1), 103-112.
- Steedman, R.S. and Zeng, X. (1996). "Rotation of Large Gravity Walls on Rigid Foundations under Seismic Loading", *GSP No.60, ASCE, Reston*, 38-56.
- Veletsos, A. S. and Younan, A. H. (1994a). "Dynamic Soil Pressures on Rigid Vertical Walls", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 23(3), 275-301.
- Veletsos A. S. and Younan A. H. (1994b). "Dynamic Modeling and Response of Soil – Wall Systems". *J. Geotech. Engrg.*, 120(12), 2155-2179.
- Veletsos A. S. and Younan A. H. (1997). "Dynamic Response of Cantilever Retaining Walls", *Journal of Geotech. and Geoenvironmental Engrg*, Vol. 123, No. 2, pp.161- 172.
- Whitman, R.V. and Liao, S. (1985). "Seismic Design of Gravity Retaining Walls", Dept. of Civil Engineering, MIT, Miscellaneous Paper, GL-85-1, US Army Corps of Engineers.

Wood, J.H. (1973). "Earthquake-Induced Soil Pressures on Structures", EERL 73-05, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Inst. of Technology, Pasadena, CA.

Ελληνική:

Κλουκίνας, Π., (2012). "Συμβολή στη Στατική και Δυναμική Ανάλυση Τοίχων Αντιστήριξης Μέσω Θεωρητικών και Πειραματικών Μεθόδων", Διδακτορική Διατριβή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών.

Κλωνάρης, Γ., Γκαζέτας, Γ., Ψαρρόπουλος, Π.,(1999). "Δυναμική Ανάλυση Ωθήσεων και Παραμορφώσεων Κατασκευών Αντιστηρίξεως", Διπλωματική Εργασία, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Σταθοπούλου, Β. Δ., (2006). "Σεισμική Μόνωση Τοίχων Εδαφικής Αντιστήριξης με Γεωαφρό Διογκωμένης Πολυστερίνης – Παραμετρική Αριθμητική Ανάλυση", Διατριβή για Μεταπτυχιακό Δίπλωμα Ειδίκευσης, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών.

Ψαρρόπουλος, Π. Ν., (2000). "Αριθμητική Εδαφομηχανική Προσομοίωση στην Σεισμική Ανάλυση Βάθρων και Ακροβάθρων Γεφυρών", Διδακτορική Διατριβή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.

Διαδικτυακοί Ιστότοποι :

<http://earthquake.usgs.gov>

<https://el.wikipedia.org>

<https://en.wikipedia.org>

<http://odysseus.culture.gr>