



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Αγρονόμων και Τοπογράφων Μηχανικών
Τομέας Έργων Υποδομής και Αγροτικής Ανάπτυξης



Επιβλέποντες: Μαρίνος Καττής, Αναπλ. Καθηγητής ΕΜΠ
Πρόδρομος Ψαρρόπουλος, ΕΔΙΠ/ΕΜΠ
Αναστάσιος Δουλάμης, Επικ. Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Ιούνιος 2017



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Αγρονόμων και Τοπογράφων Μηχανικών
Τομέας Έργων Υποδομής και Αγροτικής Ανάπτυξης

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Σεισμική τρωτότητα αντιστηρίξεων και λιμενικών κρηπιδότοιχων
και εκτίμηση της δυναμικής καταπόνησής τους
μέσω παραμετρικής υπολογιστικής προσομοίωσης
με πεπερασμένα στοιχεία και νευρωνικά δίκτυα

Δέσποινα Γεωργίου

Επιβλέποντες: Μαρίνος Καττής, Αναπλ. Καθηγητής ΕΜΠ
Πρόδρομος Ψαρρόπουλος, ΕΔΙΠ/ΕΜΠ
Αναστάσιος Δουλάμης, Επικ. Καθηγητής ΕΜΠ

Εγκρίθηκε από την τριμελή εξεταστική επιτροπή την

.....

Αθήνα, Απρίλιος 2017

Copyright © Δέσποινα Α. Γεωργίου, 2017

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 και το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν τη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς το συγγραφέα.

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

Στους γονείς μου

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Είναι γνωστό ότι τοίχοι αντιστήριξης και λιμενικοί κρηπιδότοιχοι αποτελούν μία από τις πιο συνηθισμένες κατηγορίες κατασκευών στη χώρα μας και πολλοί εξ αυτών θεωρούνται ως κρίσιμες υποδομές. Ο αντισεισμικός σχεδιασμός τους αποτελεί αντικείμενο ενασχόλησης των μηχανικών εδώ και πολλές δεκαετίες, στοχεύοντας φυσικά σε ασφαλείς και ακέραιες κατασκευές, που θα εξυπηρετούν το σκοπό κατασκευής και λειτουργίας τους. Σε μία χώρα με έντονη σεισμική δραστηριότητα, όπως η Ελλάδα, είναι αυτονόητο ότι μελέτες που αφορούν τον αντισεισμικό σχεδιασμό κατασκευών αντιστήριξης σε λιμένες πρέπει συνεχώς να βελτιώνονται και να αναβαθμίζονται.

Στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής εργασίας επιλέχθηκαν κατάλληλα λογισμικά για την αριθμητική προσομοίωση των εδαφικών ωθήσεων και των μόνιμων μετατοπίσεων που προκαλούν οι αντιστηριζόμενες εδαφικές στρώσεις σε τοίχους αντιστήριξης, ώστε τελικά να εκτιμηθεί με αριθμητικές μεθόδους η δυναμική καταπόνηση τοίχων αντιστήριξης και λιμενικών κρηπιδότοιχων κατά τη διάρκεια δυναμικών φαινομένων, όπως είναι οι σεισμοί. Μέσω της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων και νευρωνικών δικτύων, και με τη χρήση πολλών παραμέτρων που αφορούν τη γεωμετρία και την ευκαμψία του συστήματος, έγινε προσπάθεια για μία ρεαλιστική προσομοίωση τέτοιου είδους προβλημάτων.

ABSTRACT

It is well known that retaining walls and port quay walls are one of the most common types of construction in our country and many of them are regarded as critical infrastructure. Their seismic design has been the subject of engineers for decades, aiming obviously at safe and intact structures that will serve their purpose of construction and operation. In a country with intense seismic activity, such as Greece, it is evident that studies concerning the seismic design of retaining structures in ports must continually be improved and upgraded.

In the context of this diploma thesis, appropriate software was selected for the numerical simulation of the earth pressures and the permanent displacements caused by the retained soil layers to the retaining walls, so that the dynamic stress of retaining walls and port quay walls during dynamic phenomena, such as the earthquakes. Through the method of finite elements and neural networks, and using many parameters concerning geometry and system flexibility, an attempt has been made for a realistic simulation of such problems.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

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

Πρώτα από όλα θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τους κ.κ. Πρόδρομο Ψαρρόπουλο και Μαρίνο Καττή για την εμπιστοσύνη που μου έδειξαν με την ανάθεση αυτής της εξαιρετικά ενδιαφέρουσας και πρωτότυπης διπλωματικής εργασίας, καθώς και για την πολύτιμη καθοδήγησή τους σε όλη τη διάρκεια εκπόνησής τους.

Επιπρόσθετα τον κύριο Αναστάσιο Δουλάμη για τη συνεργασία μας πάνω στο κομμάτι των νευρωνικών δικτύων, καθώς και τον κύριο Ευύχιο Πρωτοπαπαδάκη για την βοήθεια και καθοδήγηση κατά τη διάρκεια της διπλωματικής εργασίας μου.

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

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο : ΕΙΣΑΓΩΓΗ	13
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο : ΣΕΙΣΜΟΙ ΚΑΙ ΛΙΜΕΝΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ	15
2.1 Βασικοί παράμετροι σχεδιασμού λιμένων	16
2.2 Σεισμική κίνηση	19
2.3 Αποτελέσματα της σεισμικής διέγερσης στην περιοχή μελέτης	23
2.3.1 Ρευστοποίηση	23
2.3.2 Κύματα Tsunami και Seiche	27
2.3.3 Δομικές αστοχίες	28
2.3.4 Βίαιες κατολισθήσεις	28
2.3.5 Βλάβες σε δίκτυα κοινής ωφέλειας	28
2.3.6 Αστοχίες αντιστηρίξεων	29
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο : ΤΟΙΧΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	30
3.1 Είδη τοίχων αντιστήριξης	30
3.2 Λιμενικοί κρηπιδότοιχοι (τοίχοι βαρύτητας)	32
3.3 Τεχνικές προδιαγραφές σχεδιασμού λιμενικών κρηπιδότοιχων	37
3.4 Αστοχία τοίχων αντιστήριξης	39
3.5 Χαρακτηριστικά παραδείγματα αστοχίας τοίχων βαρύτητας	43
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο : ΣΤΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ	47
ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ – ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	47
4.1 Στατικές πιέσεις	47
4.1.1 Θεωρία Coulomb	48
4.1.2 Θεωρία Rankine	50
4.2 Ψευδοστατικές αναλύσεις	51
4.2.1 Θεωρία Mononobe-Okabe (M-O)	52
4.2.2 Μέθοδος Steedman-Zeng	55
4.3 Ελαστικές μέθοδοι	58
4.3.1 Μέθοδος παραμενουσών μετακινήσεων	58
4.3.2 Άλλες Ελαστικές Μέθοδοι	60
4.3.3 Παρουσία του υδάτινου στοιχείου	63
4.4 Αναλυτικές μέθοδοι	65
4.5 Αριθμητικές μέθοδοι	70
4.6 Ευρωπαϊκός κανονισμός EN 1998 (EC 8)	71

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5° : ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	74
5.1 Προυπάρχον υπόβαθρο διερεύνησης	75
5.1.1 Αναλυτικές μέθοδοι.....	75
5.1.2 Αριθμητική ανάλυση.....	77
5.2 Δεδομένα του υπό εξέταση προβλήματος	82
5.3 Προσδιορισμός δυναμικών ωθήσεων	86
5.3.1 Περίπτωση οριζόντιου βραχύδους υποβάθρου	87
5.3.2 Περίπτωση Κεκλιμένου Υπόβαθρου.....	91
5.4 Ανάλυση απόκρισης του εδάφους	107
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6° : ΠΡΟΒΛΕΨΗ ΜΟΝΙΜΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ ΝΕΥΡΩΝΙΚΩΝ ΔΙΚΤΥΩΝ	118
6.1 Εκτίμηση παραμενουσών παραμορφώσεων	118
6.1.1 Μέθοδος των Richard–Elms.....	118
6.1.2 Προσομοίωση μέσω πεπερασμένων στοιχείων	120
6.2 Νευρωνικά δίκτυα	125
6.2.1 Δομή και λειτουργία νευρωνικών δικτύων	126
6.2.2 Αρχιτεκτονική τεχνητών νευρωνικών δικτύων.....	127
6.2.3 Διαδικασία εκπαίδευσης ΝΔ	128
6.2.4 Διαδικασία επιλογής κατάλληλου ΝΔ	132
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7° : ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ & ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ	141
7.1 Συμπεράσματα	141
7.2 Θέματα για περαιτέρω ανάλυση.....	143
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	144

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο : ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Τα σεισμικά φαινόμενα ανέκαθεν αποτελούσαν ένα φλέγον ζήτημα όχι μόνο για την Ελλάδα, αλλά για ολόκληρο τον κόσμο. Από την αρχαιότητα μέχρι και σήμερα έχουν γίνει αναρίθμητες αναφορές σε σεισμούς μεγάλης έντασης. Σήμερα, με τη βοήθεια κατάλληλων οργάνων ανιχνεύονται ετησίως περίπου 500 χιλιάδες σεισμοί, από τους οποίους μόνο το 1/5 περίπου μπορούν να γίνουν αισθητοί από τον άνθρωπο, ενώ δεν είναι λίγες οι φορές που σεισμοί έχουν προκαλέσει καταστροφικές απώλειες σε υποδομές και ανθρώπινες ζωές. Αυτό οδήγησε σταδιακά στην ανάπτυξη ενός επιστημονικού προβληματισμού για τη διερεύνηση της συμπεριφοράς των κατασκευών κατά τη διάρκεια δυναμικών φαινομένων, όπως είναι οι σεισμοί, και στη θέσπιση αντισεισμικών κανονισμών που να ανταποκρίνονται κάθε φορά στις συνθήκες της περιοχής μελέτης που εφαρμόζονται. Στις υποδομές χωρών με έντονη ναυτιλιακή δράση, μεγάλο μήκος ακτογραμμών και πλήθος νήσων, όπως η Ελλάδα, περιλαμβάνονται και οι λιμενικές εγκαταστάσεις, οι οποίες αποτελούν κρίσιμες εγκαταστάσεις και για το λόγο αυτό απαιτείται μια ανεπτυγμένη και εξελισσόμενη αντισεισμική θεωρία, προκειμένου να εξασφαλίζεται η ακεραιότητα των κατασκευών και να επιτυγχάνεται η ασφάλεια των ανθρώπων που αλληλοεπιδρούν σε αυτές.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία γίνεται μία προσπάθεια εκτίμησης της σεισμικής τρωτότητας των αντιστηρίξεων και των λιμενικών κρηπιδοτόχων, τα οποία αποτελούν δομικά στοιχεία των λιμενικών εγκαταστάσεων, καθώς και βάση αναφοράς για οποιοδήποτε λιμενικό έργο. Έχουν καταγραφεί αρκετά σεισμικά φαινόμενα που έχουν προκαλέσει ανυπολόγιστες καταστροφές κατά τη διάρκεια των ετών, γεγονός το οποίο οδήγησε στην ανάπτυξη υπολογιστικών προσομοιωμάτων για την εκτίμηση της τρωτότητας των αντιστηρίξεων. Παρόλα αυτά, η μελέτη της σεισμικής θεωρίας αποτελεί ένα πολύπλοκο και πολύπλευρο ζήτημα που είναι δύσκολο να εξεταστεί μέχρι και σήμερα και κάθε ανάλυση που πραγματοποιείται τείνει να απλουστεύει το εκάστοτε πρόβλημα με τη χρήση αναλυτικών ή αριθμητικών μεθόδων. Στη συγκεκριμένη μελέτη έγινε χρήση παραμετρικών αριθμητικών προσομοιώσεων για το σύστημα αντιστήριξης – εδάφους με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, ώστε να γίνει προσέγγιση της σεισμικής καταπόνησης και απόκρισης των αντιστηρίξεων με όσο το δυνατόν

πιστότερη προσέγγιση της πραγματικότητας. Στόχος της διερεύνησης είναι η εξέλιξη των παρουσών παραμετρικών και αριθμητικών αναλύσεων που χρησιμοποιούνται στην πρόβλεψη της σεισμικής τρωτότητας τοίχων αντιστήριξης, λαμβάνοντας υπόψη παραμέτρους όπως η γεωμετρία και η ευκαμψία του συστήματος, προκειμένου τα προσομοιώματα που θα χρησιμοποιηθούν για την εξαγωγή συμπερασμάτων να ανταποκρίνονται περισσότερο στην πραγματικότητα.

Στα δύο κεφάλαια που ακολουθούν γίνεται συνοπτική περιγραφή των βασικών χαρακτηριστικών των λιμενικών κατασκευών και των αντιστηρίξεων καθώς και της επίδρασης της σεισμικής δόνησης–διέγερσης σε αυτά. Στη συνέχεια πραγματοποιείται ιστορική αναδρομή στις μέχρι σήμερα θεωρίες και προσεγγίσεις που αφορούν την εκτίμηση της σεισμικής καταπόνησης και απόκρισης των αντιστηρίξεων. Ξεκινώντας από τις πιο απλουστευμένες μεθόδους και ακολουθώντας τη χρονική τους εξέλιξη, φθάνουμε μέχρι σήμερα και τις εξελιγμένες μεθόδους εκτίμησης της σεισμικής τρωτότητας. Στο πέμπτο κεφάλαιο παρουσιάζεται αναλυτικά η παραμετρική διερεύνηση που πραγματοποιήθηκε. Πιο συγκεκριμένα αναλύονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των παραγόμενων προσομοιωμάτων, καθώς και η μεθοδολογία που ακολουθήθηκε για τον υπολογισμό της δυναμικής καταπόνησης των τοίχων αντιστήριξης. Στο έκτο κεφάλαιο αναπτύσσεται μια μέθοδος πρόβλεψης της απόκρισης των αντιστηρίξεων μέσω νευρωνικών δικτύων. Στο έβδομο και τελευταίο κεφάλαιο γίνεται μία συνοπτική παρουσίαση των βασικών συμπερασμάτων και προτείνονται πιθανά ζητήματα για μελλοντική διερεύνηση.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο : ΣΕΙΣΜΟΙ ΚΑΙ ΛΙΜΕΝΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

Καθώς το αντικείμενο μελέτης της παρούσας εργασίας είναι οι λιμενικές κατασκευές θα ήταν σκόπιμο να ορίσουμε ως λιμενικές κατασκευές τις κατασκευές που χωροθετούνται σε θαλάσσιο περιβάλλον, συσχετίζονται όμως και με εκτενή παράκτια εξέλιξη, παρέχοντας πολλαπλές συνδέσεις μεταφοράς μεταξύ γης και θάλασσας. Κάθε λιμάνι θα πρέπει να μπορεί να φιλοξενεί από μικρά μέχρι πολύ μεγάλα πλεούμενα, ειδικές εγκαταστάσεις για το χειρισμό πιθανών επικίνδυνων υλικών καθώς και εγκαταστάσεις έκτακτης ανάγκης σε περίπτωση οποιουδήποτε καταστροφικού γεγονότος, όπως ενός σεισμού. Η σημασία των λιμένων σε μία χώρα σαν την Ελλάδα είναι τεράστια. Το μεγάλο ανάπτυγμα των ακτών (περίπου 13000 km) σε σχέση με την επιφάνεια της χώρας (περίπου 132000 km²) καθώς και η ύπαρξη πολλών νησιών (περί τα 3000, κάθε μεγέθους) δικαιολογούν τη σπουδαιότητα των λιμένων τόσο στο σύστημα μεταφορών, όσο και γενικότερα στην εθνική οικονομία. Αρχική αποστολή των λιμενικών έργων ήταν η προστασία και διευκόλυνση της εξυπηρέτησης σκαφών. Πρόσφατα όμως, με την ανάγκη ανάπτυξης και προστασίας παράκτιων ζωνών εμφανίσθηκαν και αναπτύχθηκαν τεχνολογικά έργα με άλλες αποστολές όπως, η αντιδιαβρωτική προστασία ακτών, η υποβρύχια διάθεση υγρών λυμάτων και αποβλήτων, η υποβρύχια δικτύωση μεταξύ ξηράς και νήσων για μεταφορά νερού, ηλεκτρισμού ή/και καυσίμων και η εντατική και η εκτατική ιχθυοκαλλιέργεια (βλέπε εικόνα 2.1).

Τα καταστροφικά αποτελέσματα των σεισμών είναι γνωστά εδώ και αιώνες. Παρόλα αυτά μέχρι τα μέσα του εικοστού αιώνα δεν υπήρξε καμία σεισμική πρόβλεψη για την υιοθέτηση κάποιας πρακτικής σχεδίασης. Το 1997, η Διεθνής Ένωση Πλοήγησης (International Navigation Association, PIANC) όρισε μία ομάδα εργασίας με σκοπό να επικεντρώσει την παγκόσμια προσοχή στα καταστροφικά αποτελέσματα των σεισμών στις λιμενικές εγκαταστάσεις. Πρωταρχικός στόχος ήταν η ανάπτυξη μίας σύμφωνης σειράς οδηγιών αντισεισμικού σχεδιασμού με ευρεία διεθνή υποστήριξη. Βέβαια, η μεγάλη διαφορετικότητα των λιμενικών κατασκευών οδήγησαν στην υιοθέτηση μιας

εξελικτικής στρατηγικής σχεδιασμού βασισμένη στην σεισμική απόκριση και στις απαιτήσεις συμπεριφοράς.



Εικόνα 2.1: Παραδείγματα λιμενικών κατασκευών

2.1 Βασικοί παράμετροι σχεδιασμού λιμένων

Μια σημαντική παράμετρος που λαμβάνεται υπόψη κατά το σχεδιασμό των λιμένων αφορά τα υλικά κατασκευής τους, τα οποία καθορίζονται από την ανθεκτικότητά τους στο εχθρικό περιβάλλον της θάλασσας. Παραδοσιακά, οι πρώτες ύλες προέρχονταν από λίθους γειτονικών λατομείων και κορμούς δέντρων ειδικά επεξεργασμένους ώστε να αντέξουν στη διάβρωση κυρίως από την ανάπτυξη μικροοργανισμών. Φυσικό επακόλουθο της τεχνολογικής εξέλιξης ήταν και η ανάπτυξη των υλικών κατασκευής των λιμενικών κατασκευών, με την εισαγωγή του άοπλου και του οπλισμένου σκυροδέματος. Ειδική τεχνολογία έγχυσης, προσθετικών μάζας για τη μείωση κενών και υδατοπερατότητας του

σκυροδέματος, προστασία οπλισμών με γαλβανισμό, επικαλυπτικές στρώσεις και χρήση οπλισμών από υαλονήματα και ανθρακονήματα είναι ορισμένες από τις τεχνικές που ακολουθούνται πλέον κατά την κατασκευή. Επιπρόσθετα, μεταλλικές πασσαλοσανίδες προστατευμένες από τη διάβρωση, γεωφάσματα και γεωμεμβράνες χρησιμοποιούνται για τη θεμελίωση ή τη διαμόρφωση ειδικών διατομών. Όσον αφορά τα πλωτά στοιχεία, μία καινοτομία αποτελεί η επιλογή GRP (Glass Reinforced Polyester) και άλλων πλαστικών. Γενικότερα όμως, ο πρωταρχικός στόχος σε κάθε περίπτωση κατασκευής είναι τα υλικά που χρησιμοποιούνται να είναι φιλικά προς το περιβάλλον της θάλασσας και μερικά από αυτά να συμβάλλουν και στην τοπική ανάπτυξη της θαλάσσιας χλωρίδας και πανίδας, καθώς και την οικολογική επανάκαμψη της περιοχής που συνήθως διαταράσσεται κατά την κατασκευή του έργου.

Παράλληλα η άρτια χάραξη και ο σχεδιασμός των λιμενικών έργων, από τεχνική και οικονομική άποψη, προϋποθέτει εκτεταμένη συλλογή στοιχείων περιβάλλοντος πολλά από τα οποία λαμβάνονται με επί τόπου μετρήσεις. Η συλλογή αυτών των στοιχείων πρέπει να γίνεται με μεγάλη προσοχή, με γνώση των συνθηκών λήψης των μετρήσεων και των ενδεχόμενων σφαλμάτων. Βέβαια σε αρκετές περιπτώσεις τα διαθέσιμα στοιχεία δεν είναι αρκετά για τη διαμόρφωση καθαρής εικόνας αναφορικά με ορισμένες παραμέτρους του συγκεκριμένου προβλήματος, όπως για παράδειγμα της δίαιτας των ρευμάτων ή της μεταφοράς ιζημάτων στην ευρύτερη περιοχή του έργου. Σε τέτοιες περιπτώσεις καταφεύγουμε σε μαθηματικά ή φυσικά προσομοιώματα, τα οποία κάτω από κατάλληλες προϋποθέσεις μπορούν να δώσουν πληροφορίες που θα ήταν πρακτικά αδύνατο να συλλεχθούν με επί τόπου μετρήσεις περιορισμένης χρονικής διάρκειας.

Τα σημαντικότερα στοιχεία που απαιτούνται για τη χάραξη και το σχεδιασμό των λιμενικών έργων, όπως αυτά της εικόνας 2.2 είναι επιγραμματικά:

(α) Χαρακτηριστικές Διαστάσεις Σκαφών: Βασική παράμετρος είναι τα στοιχεία των σκαφών που θα εξυπηρετούνται από τον εκάστοτε λιμένα και πιο συγκεκριμένα θα πρέπει να είναι γνωστά ο τύπος, το μέγεθος, οι απαιτήσεις ελιγμών του σκάφους, χειρισμού των φορτίων για φορτοεκφόρτωση, και τροφοδοσίας κατά την παράδοση των σκαφών.

(β) Μορφολογία του εδάφους: Απαιτείται η γνώση της τοπογραφίας του πυθμένα της περιοχής μελέτης καθώς και της αντίστοιχης χερσαίας ζώνης.

(γ) Μετεωρολογικές συνθήκες: Τα τοπικά χαρακτηριστικά του ανέμου, η ταχύτητά του σε όλες τις κλίμακες του χρόνου και η έντασή του, τα ατμοσφαιρικά κατακρημνίσματα, η θερμοκρασία και υγρασία του αέρα, η ορατότητα, η ατμοσφαιρική πίεση και η ηλιοφάνεια είναι οι βασικότερες μετεωρολογικές πληροφορίες που συνίσταται να συλλέγονται.

(δ) Ωκεανογραφική έρευνα: Αφορά τα στοιχεία των ανομοιογενών κυματισμών, τα θαλάσσια ρεύματα (όπως τα ωκεάνια, ανεμογενή και κυματογενή ρεύματα, τα ρεύματα λόγω παλίρροιας και ατμοσφαιρικής πίεσης) και τη στάθμη της θάλασσας

(ε) Μεταφορά ιζημάτων: Η διαδικασία της μεταφοράς ιζημάτων ορίζεται κυρίως από το μέγεθος των κόκκων του εδαφικού υλικού και τη διατμητική τάση που εξασκεί η ροή σε αυτό.

(στ) Γεωτεχνική έρευνα: Η πληροφορία για την ποιότητα και τα χαρακτηριστικά του εδάφους με κατάλληλο πρόγραμμα γεωτεχνικών ερευνών σχεδιασμένο για τις ανάγκες του συγκεκριμένου έργου. Περιλαμβάνει εργαστηριακές αναλύσεις σε δοκίμια και επί τόπου δοκιμές, έτσι ώστε να αποκτηθούν τελικά εδαφικές κατατομές ικανοποιητικής ακρίβειας.

(ζ) Σεισμική φόρτιση: Λιμενικά έργα που κατασκευάζονται σε σεισμογενείς περιοχές πρέπει να σχεδιάζονται κατάλληλα ώστε να ανταποκρίνονται ικανοποιητικά σε τέτοιοι είδους δυναμικές φορτίσεις. Επομένως θα πρέπει να συλλέγονται τα σχετικά στοιχεία αναφορικά με τις σεισμικές διεγέρσεις της περιοχής και σε συνδυασμό με τους εδαφικούς σχηματισμούς στη γειτονιά του έργου και την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμικού κραδασμού που συμβάλλει σημαντικά στην κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμικού κραδασμού, δίνουν τη σεισμική επιβάρυνση σε αυτό.

(η) Περίοδος επαναφοράς: Απαιτείται ο καθορισμός της διάρκειας ζωής σχεδιασμού του έργου με βάση τις συνθήκες που ισχύουν σε κάθε περίπτωση, αλλά και σύμφωνα με τους φυσικούς παράγοντες και διεργασίες που επηρεάζουν την επάρκεια του έργου. Μετά τον καθορισμό της ζωής σχεδιασμού του έργου,

θα πρέπει να πραγματοποιηθεί ανάλυση της επικινδυνότητας σε περίπτωση αστοχίας της κατασκευής, καθώς τα έργα δε σχεδιάζονται για να αντιμετωπίζουν ικανοποιητικά κάθε εξωτερική φόρτιση οποιουδήποτε μεγέθους.

Είναι αυτονόητο ότι σε κάθε περίπτωση σχεδιασμού λιμένα θα πρέπει να δίνεται βαρύτητα σε όσο το δυνατόν περισσότερες από τις προαναφερθείσες παραμέτρους σχεδιασμού. Στην παρούσα εργασία στόχος είναι η ανάλυση της δυναμικής–σεισμικής απόκρισης κατασκευών και κατά συνέπεια θα επικεντρωθούμε εξ ολοκλήρου στην παράμετρο της σεισμικής φόρτισης και τα αποτελέσματα που αυτή έχει πάνω στην κατασκευή.



Εικόνα 2.2: Λιμενικές εγκαταστάσεις

2.2 Σεισμική κίνηση

Κατά τη σεισμική ανάλυση και το σχεδιασμό των κατασκευών, οι δυνητικές κινήσεις του υποβάθρου της περιοχής μελέτης αποτελεί απαραίτητη παράμετρο της διαδικασίας, και περιγράφονται από τη λεγόμενη «σεισμική ανάλυση κινδύνων». Υποθέτοντας ένα συγκεκριμένο σενάριο σεισμού κατά την ανάλυση, η κίνηση του υποβάθρου ορίζεται νομοτελειακά από τις παραμέτρους της πηγής του σεισμού και των αποτελεσμάτων της διάδοσης των κυμάτων από το

επίκεντρο στην περιοχή. Πολύ συχνά βέβαια η κίνηση του υποβάθρου ορίζεται πιθανολογικά μέσω της ανάλυσης σεισμικού κινδύνου λαμβάνοντας υπόψη τυχόν αβεβαιότητες στη συχνότητα ύπαρξης και θέσης του σεισμού.

Κατά τη γένεση του σεισμού, τα σεισμικά κύματα παράγονται κατά μήκος της αστοχίας του φλοιού της γης και διαδίδονται δια μέσω του ανώτερου βραχώδους φλοιού, ταξιδεύοντας προς την επιφάνεια. Στη συνέχεια, η κίνηση σε κάθε σημείο διαδίδεται στα γύρω εδαφικά σημεία προσεγγίζοντας την επιφάνεια του εδάφους και επηρεάζοντας τις κατασκευές. Ανάλογα με την ένταση της διέγερσης και τις παρούσες συνθήκες του εδάφους μπορούν να προκύψουν διάφορες μορφές αστοχίας, οι οποίες, εκτός των άλλων, ασκούν επιρροή και στις ίδιες τις λιμενικές κατασκευές. Για παράδειγμα, ενδεχόμενος σεισμός μπορεί να προκαλέσει το φαινόμενο της ρευστοποίησης του εδάφους που βρίσκεται κοντά στο επίκεντρό του. Επίσης, αν υπάρξει κίνηση ρήγματος με κάθετη τεκτονική μετατόπιση σε θαλάσσιο περιβάλλον υπάρχει πιθανότητα δημιουργίας τσουνάμι. Όλες αυτές οι πτυχές των φαινομένων αποτελούν ιδιαίτερα σημαντικές πληροφορίες από την πλευρά του μηχανικού, καθώς συντελούν στην περεταίρω αξιολόγηση των σεισμικών παρενεργειών στις λιμενικές κατασκευές.

Η επίδραση των τοπικών γεωλογικών και εδαφολογικών συνθηκών στην ένταση της εδαφικής διέγερσης και του τελικού βαθμού καταστροφής λόγω του σεισμού είναι επίσης γνωστή εδώ και πολλά χρόνια. Ο MacMurdo (1824) για το σεισμό του 1819 στο Cutch της Ινδίας ανέφερε ότι «κατασκευές που βρίσκονται σε βράχο δεν επηρεάζονται σε καμία περίπτωση τόσο όσο αυτές των οποίων η θεμελίωση δε φτάνει στη βάση του εδάφους». Στην αναφορά του για το σεισμό Neopolitan το 1857, ο Mallet (1862) σημείωσε την επίδραση των τοπικών γεωλογικών συνθηκών στην καταστροφή. Οι Wood (1908) και Reid (1910) απέδειξαν ότι η ένταση της εδαφικής διέγερσης στο σεισμό του San Francisco το 1906, σχετιζόταν με τις τοπικές εδαφολογικές και γεωλογικές συνθήκες. Τέλος, ο Gutenberg (1927) ανέπτυξε, με τη βοήθεια καταγραφών μικροσεισμών σε περιοχές με διαφορετικές συνθήκες υπεδάφους, συντελεστές ενίσχυσης ανάλογα με την περιοχή. Σύμφωνα με τις παραπάνω αναφορές, αλλά και πολλές άλλες πιο σύγχρονες (βλέπε Kramer, 1996) είναι εμφανές ότι τα αποτελέσματα των τοπικών συνθηκών στις κινήσεις του εδάφους παρουσιάζονται σε σεισμούς ανά τον κόσμο. Πλέον με την ανάπτυξη εξελιγμένων οργάνων για την μέτρηση των

κινήσεων, δίνεται η δυνατότητα ποσοτικής εκτίμησης των τοπικών παρενεργειών, που προκαλούνται από το σεισμό.

Επιπρόσθετα, τα εδαφικά ιζήματα μιας περιοχής μπορούν να τροποποιήσουν την εδαφική κίνηση, μεταβάλλοντας το μέγεθος, το συχνотικό περιεχόμενο και τη διάρκειά της. Κάτι τέτοιο οφείλεται στα χαρακτηριστικά δυναμικής απόκρισης του εδάφους και έχει οριστεί ως «τοπικές συνθήκες της περιοχής», οι οποίες και εξαρτώνται από τις ιδιότητες των υλικών στο υπέδαφος και τα χαρακτηριστικά της έντασης και συχνότητας της κίνησης του υποβάθρου. Καθώς η έντονη κίνηση του εδάφους διαδίδεται προς τα πάνω και κατά μήκος της επιφάνειας, η μείωση της αντοχής και της ακαμψίας των εδαφικών ιζημάτων τείνει να ενισχύει τις κινήσεις. Ανάλογα με το βάθος και τις ιδιότητες, μαλακά εδαφικά στρώματα μπορούν να ενισχύσουν έντονα συγκεκριμένες συχνότητες. Για πολύ μαλακά εδάφη η διέγερση μπορεί να εξασθενεί και να αναπτύσσονται μεγάλες τάσεις όταν οι επιβαλλόμενες κυκλικές διατμητικές τάσεις προσεγγίζουν την αντοχή των ιζημάτων. Πάντοτε βέβαια, πρέπει να δίνεται η ανάλογη προσοχή ώστε η ανάλυση απόκρισης που θα χρησιμοποιηθεί να είναι κατάλληλη για τα επίπεδα τάσεων του εδάφους.

Η γη δονείται συνεχώς με ταλαντώσεις το πλάτος και η περίοδος των οποίων κυμαίνεται από νανόμετρα σε μέτρα και από χιλιοστά του δευτερολέπτου σε μέρες αντίστοιχα. Οι αντισεισμικοί μηχανικοί ενδιαφέρονται κυρίως για τις ισχυρές εδαφικές δονήσεις, δηλαδή δονήσεις που έχουν αρκετή ισχύ ώστε να μπορούν να επηρεάζουν τον ανθρώπινο πληθυσμό και το περιβάλλον του. Όλες οι υπόλοιπες δονήσεις θεωρούνται ασθενείς. Για να εκτιμηθούν τα αποτελέσματα των σεισμών σε ένα συγκεκριμένο σημείο χρειάζεται η ανάπτυξη αντικειμενικών ποσοτικών μεθόδων για να διακρίνουν την ισχυρή εδαφική δόνηση από την ασθενή. Τις περισσότερες φορές οι μετρήσεις αφορούν τρεις συνιστώσες μετακινήσεων ορθογώνιες μεταξύ τους και σπάνια τις στροφικές συνιστώσες. Μια από τις βασικές παραμέτρους της πρακτικής σχεδιασμού είναι η ένταση της κίνησης του υποστρώματος σε όρους κορυφαίας οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης (PGA), κορυφαίας οριζόντιας εδαφικής ταχύτητας (PGV) και κορυφαίας οριζόντιας εδαφικής μετακίνησης (PGD). Αυτά τα μεγέθη αποτελούν χαρακτηριστικά της εδαφικής δόνησης στο πεδίο του χρόνου και χρησιμοποιούνται με τη «λογική» ότι επειδή είναι οι μέγιστες ποσότητες κάποιων

κινηματικών μεγεθών μπορούν να παρέχουν πληροφορία και για τη μέγιστη καταπόνηση των κατασκευών. Από τις τρεις χρονοϊστορίες (επιτάχυνση, ταχύτητα, μετακίνηση) μόνο μια καταγράφεται από σειсмоγραφικά όργανα και οι άλλες δύο προκύπτουν έμμεσα από παραγώγιση ή ολοκλήρωση. Η ολοκλήρωση των επιταχύνσεων σε ταχύτητες και ακολούθως σε μετακινήσεις συνεπάγεται μία ομαλοποίηση των πρώτων. Έτσι η ταχύτητα εμφανίζει ουσιαστικά χαμηλότερες συχνότητες μεταβολής από την επιτάχυνση και παρομοίως, η μετατόπιση σε σχέση με την ταχύτητα. Αυτές οι παράμετροι χρησιμοποιούνται είτε μόνες τους, είτε για να ιεραρχήσουν χαρακτηριστικά της εδαφικής κίνησης, συμπεριλαμβανομένου του φάσματος απόκρισης και των χρονοϊστοριών. Η κορυφαία οριζόντια εδαφική επιτάχυνση είναι το πιο ευρέως χρησιμοποιούμενο μέγεθος για να περιγράψει το πλάτος μιας συγκεκριμένης εδαφικής κίνησης. Επίσης, λόγω του ότι το συχνοτικό περιεχόμενο της χρονοϊστορίας της βρίσκεται σε περιοχή χαμηλότερων συχνοτήτων από το αντίστοιχο της επιτάχυνσης, μπορεί να παρέχει μια πολύ πιο ακριβή ένδειξη καταπόνησης που υφίστανται οι κατασκευές (ψηλά ή εύκαμπτα κτήρια, γέφυρες κλπ.) σε σύγκριση με τη μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση. Επιπρόσθετα, η μέγιστη επιτάχυνση, αν και είναι μία χρήσιμη παράμετρος, δεν παρέχει πληροφορία για το συχνοτικό περιεχόμενο ή τη διάρκεια της σεισμικής κίνησης.

Στην πιθανολογική σεισμική ανάλυση κινδύνων, το επίπεδο της κίνησης του υποβάθρου ορίζεται ως συνάρτηση μιας περιόδου επαναφοράς ή μιας πιθανότητας υπέρβασης ενός προκαθορισμένου χρόνου. Τα αποτελέσματά της εξαρτώνται από το βαθμό γνώσης του τοπικού τεκτονικού περιβάλλοντος, την ποιότητα των δεδομένων του σεισμού στη βάση καθώς και στις πιθανολογικές μεθόδους που θα εφαρμοσθούν. Για τους παραπάνω λόγους οι σεισμικές μελέτες αναβαθμίζονται συνεχώς βασιζόμενες σε πιο πρόσφατες έρευνες. Η κίνηση του υποβάθρου για μια προκαθορισμένη περίοδο επαναφοράς ορίζεται από κώδικες και σταθερές της περιοχής.

Στην πράξη, η εκτίμηση των επιπτώσεων ενός σεισμού σε τοπικό επίπεδο πραγματοποιείται με τη χρήση προκαθορισμένων συντελεστών ενίσχυσης που προκύπτουν από στατιστική ανάλυση μιας βάσης δεδομένων ή, με ανάλυση απόκρισης της συγκεκριμένης περιοχής. Οι συντελεστές ενίσχυσης της περιοχής τις περισσότερες φορές καθορίζονται από κώδικες και πρότυπα και στοχεύουν

στην ταξινόμηση της κορυφαίας εδαφικής επιτάχυνσης και ταχύτητας του υποβάθρου ώστε να εξασφαλισθούν οι αντίστοιχες τιμές στην επιφάνεια του εδάφους αλλά και για την ταξινόμηση του φάσματος απόκρισης του υποβάθρου για να καθορίσουν το φάσμα απόκρισης της επιφάνειας του εδάφους. Η ανάλυση απόκρισης των οριζόντιων στρώσεων του υπεδάφους πραγματοποιείται, συνήθως, χρησιμοποιώντας ένα προσομοίωμα μίας διάστασης για την εξαγωγή χρονοϊστοριών που περιγράφουν την κίνηση της επιφάνειας του εδάφους. Η μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους καθώς δε μπορεί να αντιστοιχίσει με ένα καθορισμένο μαθηματικό προσομοίωμα συχνά περιγράφεται από το αντίστοιχο γραμμικό προσομοίωμα, στο οποίο οι παράμετροι του υλικού που υπεισέρχεται η διάτμηση, όπως η απόσβεση ή το μέτρο διάτμησης καθορίζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να προσεγγίζουν τη μη γραμμική συμπεριφορά του υλικού.

2.3 Αποτελέσματα της σεισμικής διέγερσης στην περιοχή μελέτης

Οι ακόλουθοι σεισμικοί κίνδυνοι προκύπτουν από τη δόνηση ή την παραμόρφωση του εδάφους και αφορούν το σύνολο των περιπτώσεων αστοχίας που μπορούν να εμφανιστούν, συμπεριλαμβανομένων και των λιμενικών κατασκευών. Η αξιολόγηση και οι τρόποι αντιμετώπισής τους αποτελούν αντικείμενο της Γεωτεχνικής Σεισμικής Μηχανικής (Geotechnical Earthquake Engineering).

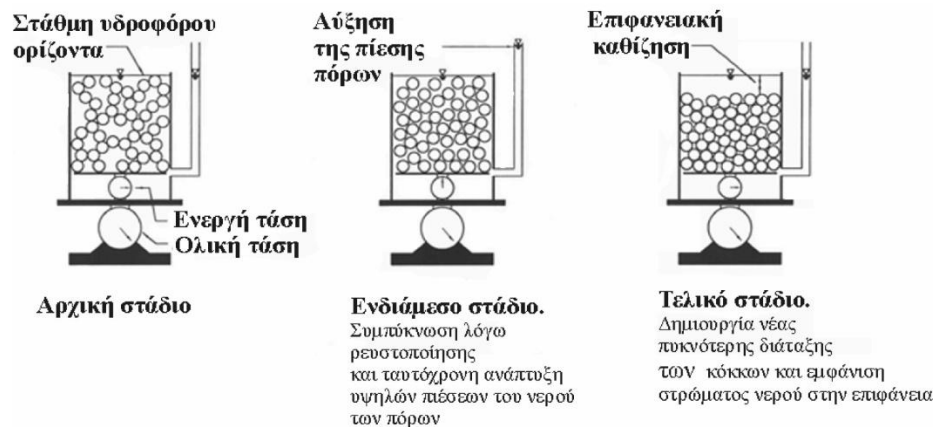
2.3.1 Ρευστοποίηση

Το φαινόμενο της ρευστοποίησης, αποτελεί ένα από τα συνηθέστερα αποτελέσματα μιας σεισμικής διέγερσης. Πρόκειται για έναν ιδιαίτερα πολύπλοκο μηχανισμό που απασχολεί ακόμα και σήμερα την αντισεισμική μηχανική. Με τον όρο ρευστοποίηση εννοούμε τη διαδικασία κατά την οποία τα εδαφικά στρώματα μετατρέπονται από τη στερεή στην υγρή φάση. Πιο συγκεκριμένα, οι μη συνεκτικοί κορεσμένοι εδαφικοί σχηματισμοί έχουν την τάση όταν υπόκεινται σε άμεση φόρτιση κάτω από αστράγγιστες συνθήκες να τείνουν προς συμπύκνωση, όμως λόγω της αδυναμίας μεταβολής του όγκου τους παρουσιάζεται αύξηση της πίεσης του νερού των πόρων τους με ταυτόχρονη μείωση (έως και μηδενισμό)

της διατμητικής αντοχής τους. Καθώς τα κορεσμένα ιζήματα κινούνται μπροστά και πίσω κατά τη διέγερση, η πίεση του νερού στους πόρους του εδάφους αρχίζει να αυξάνει. Σε χαλαρά, κορεσμένα χωρίς συνοχή εδάφη, η πίεση των πόρων του νερού μπορεί να αυξηθεί ραγδαία και να φτάσει ένα τέτοιο επίπεδο που τα στοιχεία να διαχωριστούν, και να χαθεί προσωρινά η αντοχή και η ακαμψία του εδάφους. Βασικό ρόλο στην πρόκληση της ρευστοποίησης διαδραματίζουν οι συνθήκες κάτω από τις οποίες συναντώνται στη φύση οι εν λόγω εδαφικοί σχηματισμοί.

Τα φαινόμενα ρευστοποίησης διακρίνονται με βάση το μηχανισμό γένεσης σε δύο γενικές κατηγορίες: την εδαφική ροή (flow failure) και την ανακυκλική συχνότητα (cyclic mobility). Μολονότι η εδαφική ροή παρουσιάζει λιγότερες πιθανότητες εμφάνισης από την ανακυκλική συχνότητα, οι επιπτώσεις της είναι αρκετά πιο σοβαρές. Η ανακυκλική συχνότητα, η οποία χαρακτηρίζεται από μεγαλύτερη συχνότητα εμφάνισης, μπορεί να προκληθεί σε περιοχές χωρίς ή με μικρή κλίση (έως 3°) ενώ οι επιπτώσεις αυτής χαρακτηρίζονται ελαφριές έως πολύ σοβαρές. Όταν ένας κοκκώδης εδαφικός σχηματισμός υπόκειται σε ανακυκλική δόνηση, όπως στην περίπτωση ενός σεισμού, τότε επιδεικνύει τάση συμπίκνωσης δηλαδή μεταβολής του όγκου. Συγκεκριμένα οι κόκκοι από τους οποίους αποτελείται το εδαφικό υλικό μετακινούνται έχοντας ως στόχο την μείωση των μεταξύ τους κενών. Όμως η παρουσία νερού σε αυτά τα κενά, στην περίπτωση κορεσμένων χαλαρών εδαφών σε αστράγγιστες συνθήκες εμποδίζει αυτήν την μετατόπιση. Αυτή η πίεση που μεταφέρεται στο νερό των πόρων λόγω των αστράγγιστων συνθηκών δε μπορεί να εκτονωθεί με συνέπεια την απότομη αύξηση της πίεσης των πόρων. Η συνεχιζόμενη αύξηση της πίεσης των πόρων αντιστοιχεί σε μείωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους έως και την πλήρη απώλεια αυτής. Στο στάδιο αυτό, το οποίο ονομάζεται ολική ρευστοποίηση, η πίεση του νερού των πόρων, το οποίο δεν έχει απεγκλωβιστεί από το εδαφικό στρώμα ανταποκρίνεται στην πίεση που ασκούν τα υπερκείμενα στρώματα διατηρώντας τον όγκο του σχηματισμού. Παράλληλα οι δυνάμεις σύνδεσης μεταξύ των κόκκων, ο δομικός ιστός του εδάφους έχει καταρρεύσει με αποτέλεσμα αυτό να συμπεριφέρεται πλέον σαν ρευστό. Η εκτόνωση της πίεσης του νερού των πόρων στη συνέχεια θα προκαλέσει αύξηση της πυκνότητας του εδάφους και την ταυτόχρονη μείωση του όγκου του. Η ποσότητα του νερού που

παρέμεινε εγκλωβισμένη στο ίζημα, θα διοχετευτεί προς την επιφάνεια λόγω της μεγάλης υδραυλικής κλίσης παρασέρνοντας εδαφικό υλικό. Η διάρκεια αυτής της ροής προς την επιφάνεια εξαρτάται από το χρόνο που χρειάζεται για να αποκατασταθεί η υδραυλική ισορροπία στην εδαφική στήλη. Έτσι λοιπόν, είναι σύνηθες φαινόμενο η συνέχιση της ροής αυτής και μετά το πέρας του σεισμού (εικόνα 2.3).



Εικόνα 2.3.: Αναδιάταξη κόκκων εδαφικού σχηματισμού λόγω ρευστοποίησης (τροποποιημένο από Obermeier et al., 2005)

Η στερεότητα του εδάφους είναι αποτέλεσμα της τριβής και της σύμπλεξης μεταξύ των στοιχείων του εδάφους. Σε οποιοδήποτε βάθος του εδάφους, πριν το σεισμό, το βάρος του εδάφους και άλλες φορτίσεις πάνω από αυτό μεταφέρονται σε δυνάμεις μεταξύ των στοιχείων του εδάφους και εν μέρει από τους πόρους του νερού. Όταν διεγείρεται χαλαρό έδαφος τείνει να πυκνώσει ή γίνει συμπαγές. Η παρουσία νερού, το οποίο πρέπει να στραγγιστεί για να πραγματοποιηθεί η σύμπτυξη, αποτρέπει το να συμβεί αυτό αμέσως. Σαν συνέπεια όλο και περισσότερο από το από πάνω βάρος μεταφέρεται στους υδάτινους πόρους και οι δυνάμεις μεταξύ των στοιχείων του εδάφους μειώνονται. Τελικά οι υδάτινες πιέσεις φτάνουν σε τέτοιο επίπεδο που προκαλούν τη διαρροή του νερού στα υπερκείμενα στρώματα και όλο το βάρος των υπερκείμενων υλικών μεταφέρεται στους πόρους του νερού. Σε αυτήν την κατάσταση το ρευστοποιημένο έδαφος συμπεριφέρεται ως τελείως ρευστό και μπορούν να προκύψουν τεράστιες

εδαφικές μετατοπίσεις. Η ρευστοποίηση μπορεί να συνεχιστεί έως ότου οι υψηλές πιέσεις των πόρων του νερού αποστραγγιστούν ξανά και αποκατασταθεί η σύνδεση μεταξύ των στοιχείων του εδάφους. Ως αποτέλεσμα αυτής της διαδικασίας κάποιες στρώσεις στο έδαφος θα συμπυκνωθούν και θα παρατηρηθεί συμπύκνωση του εδάφους, ενώ άλλες στρώσεις θα παραμείνουν στην χαλαρή κατάσταση, έτοιμα να ρευστοποιηθούν ξανά σε ενδεχόμενο μελλοντικό σεισμό. Γενικότερα, η πιθανότητα ρευστοποίησης λόγω σεισμού σχετίζεται με την αντίσταση του εδάφους στη δημιουργία υπέρμετρων πιέσεων πόρων και στο μέγεθος και τη διάρκεια της κυκλικής διάτμησης στην οποία υπόκειται (εικόνα 2.4).

Προκειμένου να εκτιμηθεί σωστά η ευαισθησία του εδάφους στο φαινόμενο της ρευστοποίησης, θα πρέπει να εξεταστούν τόσο η κυκλική αντίσταση του υλικού όσο και οι σεισμικές δράσεις που προκαλούνται στο έδαφος από τις κινήσεις του σεισμού. Οι δυναμικές πιέσεις των πόρων λόγω σεισμού αποτελούν σημαντική πληροφορία καθώς συντελούν στην ανάπτυξη υδραυλικών κλίσεων στη μάζα του υλικού. Σαν αποτέλεσμα οι πόροι του νερού αρχίζουν να αποδημούν και να κινούνται γρήγορα προς στραγγισμένες επιφάνειες. Αυτή η μορφή ρευστοποίησης οφείλεται στα στοιχεία ρευστοποίησης του εδάφους που παρουσιάζονται όπως η κινούμενη άμμος, σε πηγές νερού ή σε θραύσεις οπών.



Εικόνα 2.4: Περιπτώσεις αστοχίας λόγω ρευστοποίησης κατά το σεισμό του Kobe της Ιαπωνίας (1995)

2.3.2 Κύματα Tsunami και Seiche

Τα τσουνάμι είναι θαλάσσια κύματα μεγάλης διάρκειας που δημιουργούνται από την κάθετη κίνηση του πυθμένα. Συχνά σχετίζονται με σεισμικά ρήγματα και παροδικά με υποθαλάσσιες κατολισθήσεις. Παρόλο που τα μεγέθη των κυμάτων μπορεί να είναι μικρά σε ανοιχτό ωκεανό το ύψος τους αυξάνεται καθώς το τσουνάμι προσεγγίζει χαμηλότερα βάθη, και παροδικά προσεγγίζει την ακτή με μορφή δεκάδων μέτρων. Η κυρίαρχη περίοδος των κυμάτων αυτών ποικίλλει από πέντε έως δέκα λεπτά κατά προσέγγιση, όταν προκαλούνται από σεισμούς. Μπορούν εύκολα να διασχίσουν μεγάλες αποστάσεις όπως ο Ειρηνικός Ωκεανός. Στην περίπτωση αυτή η κυρίαρχη περίοδος κύματος τυπικά κινείται ανάμεσα σε σαράντα λεπτά με δύο ώρες. Ο χρόνος άφιξης τοποθετείται στα πέντε λεπτά για τσουνάμι δημιουργημένα σε τοπικό επίπεδο έως και μία μέρα για τα απομακρυσμένα που διασχίζουν ολόκληρο ωκεανό. Οι δυνάμεις που τελικά ασκούνται από τα τσουνάμι έχουν καταστροφικό χαρακτήρα. Για παράδειγμα, τσουνάμι που δημιουργήθηκαν το 1993 από το σεισμό Hokkaido-Nansei-oki στην Ιαπωνία, έφτασε στην ακτή μέσα σε πέντε λεπτά στοιχίζοντας τη ζωή 200 ανθρώπων (εικόνα 2.5).



Εικόνα 2.5: Καταστροφή της ακτογραμμής στο Isobe της Ιαπωνίας λόγω τσουνάμι

Οι προσεγγίσεις των μηχανικών για να αντιμετωπίσουν καταστροφές που προκαλούνται από τσουνάμι βασίζονται είτε στην έκδοση προειδοποιήσεων σχετικά με την ύπαρξή τους είτε εισάγοντας μετρητικά όργανα στις ακτογραμμές και στα άκρα των κόλπων.

Τα κύματα Seiche δημιουργούνται μέσα σε έναν υδάτινο σχηματισμό, όπως για παράδειγμα σε μία δεξαμενή γεμάτη με νερό ή μια λίμνη, λόγω της ταλάντωσης του κατά τη διάρκεια ενός σεισμού.

2.3.3 Δομικές αστοχίες

Οι δομικές αστοχίες αφορούν κυρίως κτήρια ή συγκροτήματα αυτών. Όταν επέρχεται αστοχία η κατασκευή είτε παύει να είναι λειτουργική είτε καταρρέει.

2.3.4 Βίαιες κατολισθήσεις

Είναι η περίπτωση που έχουμε αστάθεια και μετακίνηση των υπερκείμενων εδαφών, που δεν αντιστηρίζονται με κάποιο τρόπο κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Σε μικρή κλίμακα προκαλούν αμελητέες ζημιές αλλά όταν η έκτασή τους είναι μεγάλη μπορούν να καλύψουν ολόκληρα χωριά. Μεγάλο μέρος των κατολισθήσεων αυτών συμβαίνει λόγω ρευστοποίησης του εδάφους.

2.3.5 Βλάβες σε δίκτυα κοινής ωφέλειας

Δίκτυα κοινής ωφέλειας ονομάζονται τα δίκτυα που εξυπηρετούν το εμπόριο ή προσφέρουν παντός είδους ανέσεις στον ανθρώπινο πληθυσμό (π.χ. καλώδια ρεύματος και τηλεφώνου, δρόμοι, σιδηρόδρομοι, υδρεύσεις, αποχετεύσεις κ.α.), (εικόνα 2.6).



Εικόνα 2.6: Βλάβες σε δίκτυα κοινής ωφέλειας

2.3.6 Αστοχίες αντιστηρίξεων

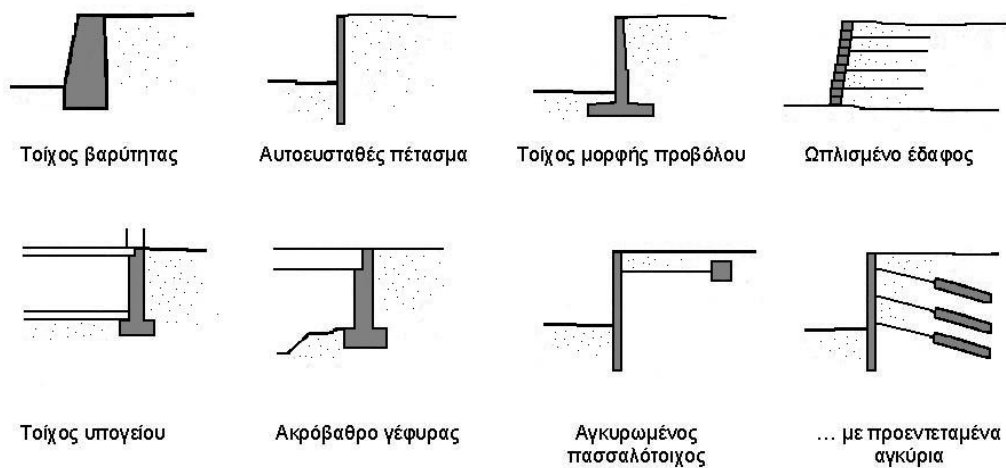
Αντιστηρίξεις ονομάζονται οι κατασκευές που συγκρατούν υπερκείμενα εδάφη όπως είναι οι τοίχοι αντιστήριξης, οι προβλήτες των λιμανιών κ.α. Στα κεφάλαια που ακολουθούν θα επικεντρωθούμε ακριβώς σε αυτήν την κατηγορία προβλημάτων κατά τη σεισμική διέγερση.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο : ΤΟΙΧΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Οι κατασκευές αντιστήριξης γαιών αφορούν κατασκευές, όπως οι τοίχοι αντιστήριξης, ακρόβαθρα γεφυρών, κρηπιδότοιχοι, αγκυρωμένα διαφράγματα, ενισχυμένες εκσκαφές, και μηχανικά σταθεροποιημένοι τοίχοι, χρησιμοποιούνται σε σεισμικά ενεργές περιοχές. Συχνά αντιπροσωπεύουν συστατικά στοιχεία λιμένων, συστημάτων μεταφοράς ή άλλες εγκαταστάσεις. Πολλοί ιστορικοί σεισμοί έχουν προκαλέσει μόνιμες παραμορφώσεις σε κατασκευές αντιστήριξης. Σε κάποιες περιπτώσεις οι καταστροφές αυτές ήταν εξαιρετικά μικρές χωρίς καμία ουσιαστική επιρροή, ενώ σε άλλες προκλήθηκαν αξιοσημείωτες βλάβες. Μάλιστα δεν είναι λίγες οι φορές πλήρους κατάρρευσης των αντιστηρίξεων με καταστροφικές φυσικές αλλά και οικονομικές επιπτώσεις.

3.1 Είδη τοίχων αντιστήριξης

Ένα από τα βασικότερα προβλήματα που καλείται να επιλύσει η γεωτεχνική μηχανική είναι η αντιστήριξη του εδάφους. Για το λόγο αυτό, ορισμένες από τις αρχαιότερες και θεμελιώδεις αρχές της μηχανικής του εδάφους αναπτύχθηκαν ώστε να εξυπηρετούν ρεαλιστικά το σχεδιασμό των τοίχων αντιστήριξης. Χαρακτηριστικά παραδείγματα χρήσης αντιστηρίξεων είναι σε οδικά έργα, για σταθεροποίηση φυσικών ή τεχνητών πρανών, σε λιμενικά έργα και σε βαθιές εκσκαφές (υπόγεια, σταθμοί μετρό κλπ.). Ανάμεσα στο εύρος των διαφορετικών προσεγγίσεων που αφορούν τη στήριξη του εδάφους, αυτές που έχουν αναπτυχθεί πιο πρόσφατα αφορούν μεταλλικό, πολυμερές ή με γεωύφασμα οπλισμό, καθιστώντας το μηχανισμό σταθεροποίησης των συστημάτων αντιστήριξης γαιών ιδιαίτερα καινοτόμο. Οι συνηθέστεροι τύποι συστημάτων αντιστήριξης παρουσιάζονται στο παρακάτω σχήμα (εικόνα 3.1):



Εικόνα 3.1: Κύρια είδη τοίχων αντιστήριξης

Το συνηθέστερο κριτήριο κατηγοριοποίησης ενός τοίχου αντιστήριξης γίνεται με βάση τη σχετική μάζα, την ευκαμψία ή τις συνθήκες αγκύρωσης του. Ο παλαιότερος και απλούστερος τύπος τοίχου αντιστήριξης είναι ο τοίχος βαρύτητας, αρκετά παχύς ώστε να μην κάμπτεται, επομένως η κίνησή του οφείλεται σε μετατόπιση ή στροφή του άκαμπτου σώματός του. Συγκεκριμένοι τύποι σύνθετων τοίχων, όπως οι μηχανικά σταθεροποιημένοι τοίχοι, έχουν τέτοιο πάχος ώστε να κάμπτονται ελάχιστα και κατά συνέπεια συχνά κατασκευάζονται όπως οι τοίχοι βαρύτητας, δίνοντας βάση στην αδρανειακή ισορροπία. Από την άλλη, αρθρωτοί τοίχοι με την ιδιότητα να κάμπτονται, να μετακινούνται και να στρέφονται, βασίζουν τη λειτουργία τους στην ελαστικότητα που παρουσιάζουν έναντι των πλευρικών ωθήσεων από το έδαφος. Η πραγματική κατανομή των πλευρικών ωθήσεων σε αυτό το είδος τοίχων επηρεάζεται από τη σχετική δυσκαμψία και παραμόρφωση τόσο του τοίχου όσο και του εδάφους. Τοίχοι με οπλισμό που εκτείνεται στο έδαφος περιορίζονται σε ορισμένες κινήσεις, ακριβώς λόγω της ύπαρξης εξωτερικών στοιχείων οπλισμού. Στην περίπτωση τοίχων υπογείου και ακρόβαθρων γεφυρών, οι πλευρικές κινήσεις της κορυφής των τοίχων μπορεί να περιορίζεται από τις κατασκευές που υποστηρίζουν. Τέλος, αγκυρωμένοι πασσαλότοιχοι και τοίχοι με προεντεταμένα αγκύρια περιορίζουν την κίνησή τους λόγω των αγκυρίων που εμπείγνυνται στο έδαφος που βρίσκεται πίσω από τον τοίχο. Γενικότερα, η πρόνοια τοποθέτησης πλευρικής (αντι)στήριξης σε κατάλληλα σημεία ενός οπλισμένου τοίχου μπορεί να κρατήσει

το βαθμό κάμψης σε τόσο χαμηλά επίπεδα ώστε να χρησιμοποιούνται σχετικά εύκαμπτες δομικές τομές.



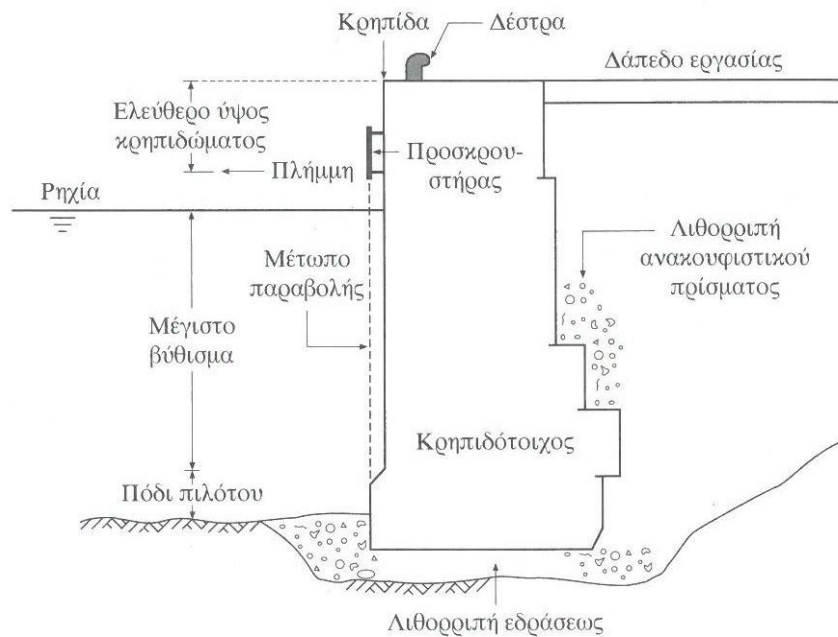
Εικόνα 3.2: Χαρακτηριστικά παραδείγματα τοίχων αντιστήριξης

Από την περιγραφή των παραπάνω χαρακτηριστικών των τοίχων αντιστήριξης, αυτοί χωρίζονται σε εύκαμπτους και δύσκαμπτους, με τους πρώτους να μπορούν να παίρνουν παραμορφώσεις λόγω των φορτίσεων που δέχονται ενώ οι δεύτεροι όχι.

3.2 Λιμενικοί κρηπιδότοιχοι (τοίχοι βαρύτητας)

Στο παρόν κεφάλαιο θα εξεταστούν οι λιμενικοί κρηπιδότοιχοι ή αλλιώς τοίχοι βαρύτητας, δηλαδή οι κατασκευές αντιστήριξης που βρίσκονται στο εσωτερικό των λιμένων και ως εκ τούτου δε δέχονται σημαντικές δράσεις από τους κυματισμούς. Σε αυτούς διαμορφώνεται ένα υπαρκτό ή νοητό κατακόρυφο μέτωπο, το μέτωπο προβολής, το οποίο συνήθως οριοθετεί τη λιμενολεκάνη και το υδάτινο στοιχείο ενώ παράλληλα συγκρατεί τις γαίες που διαμορφώνουν τους

χερσαίους χώρους του λιμένα και το δάπεδο εργασίας των κρηπιδότοιχων. Όπως αναφέρεται παρακάτω ένας διαδεδομένος τύπος έργου παραβολής αφορά τη διαμόρφωση του κατακόρυφου μετώπου μέσω προκατασκευασμένων ογκόλιθων που τοποθετούνται ο ένας επί του άλλου. Επειδή ο τρόπος αυτός δόμησης είναι όμοιος με κατασκευή τοιχοποιίας το έργο αυτό συνήθως ονομάζεται κρηπιδότοιχος (εικόνα 3.6).



Εικόνα 3.3: Βασική ονοματολογία κρηπιδότοιχου

Η προβολή της ακμής του κρηπιδότοιχου στο οριζόντιο επίπεδο ονομάζεται κρηπίδα. Το απαιτούμενο βάθος νερού μπροστά από το κατακόρυφο μέτωπο παραβολής εξαρτάται άμεσα από το μέγιστο βύθισμα του τυπικού σκάφους σχεδιασμού για την κάθε περίπτωση, αλλά και ένα ποσοστό ασφαλείας ώστε να αντιμετωπίζονται οι κατακόρυφες κινήσεις του σκάφους λόγω κυματικής αναταραχής. Το πόδι πιλότου είναι γενικά της τάξεως του 1m και εξαρτάται από το μέγεθος των σκαφών, την ποιότητα του πυθμένα και τη δίαιτα απόθεσης ιζημάτων. Όσο πιο σκληρός είναι ο πυθμένας και όσο πιο αυξημένη η απόθεση ιζημάτων, τόσο μεγαλύτερο ποσό ασφαλείας πρέπει να θεωρούμε, το οποίο τελικώς θα κυμαίνεται έως και 1,5-2m. Το υψόμετρο της στέψης του έργου εξαρτάται επίσης από το είδος των σκαφών που εξυπηρετεί και από την

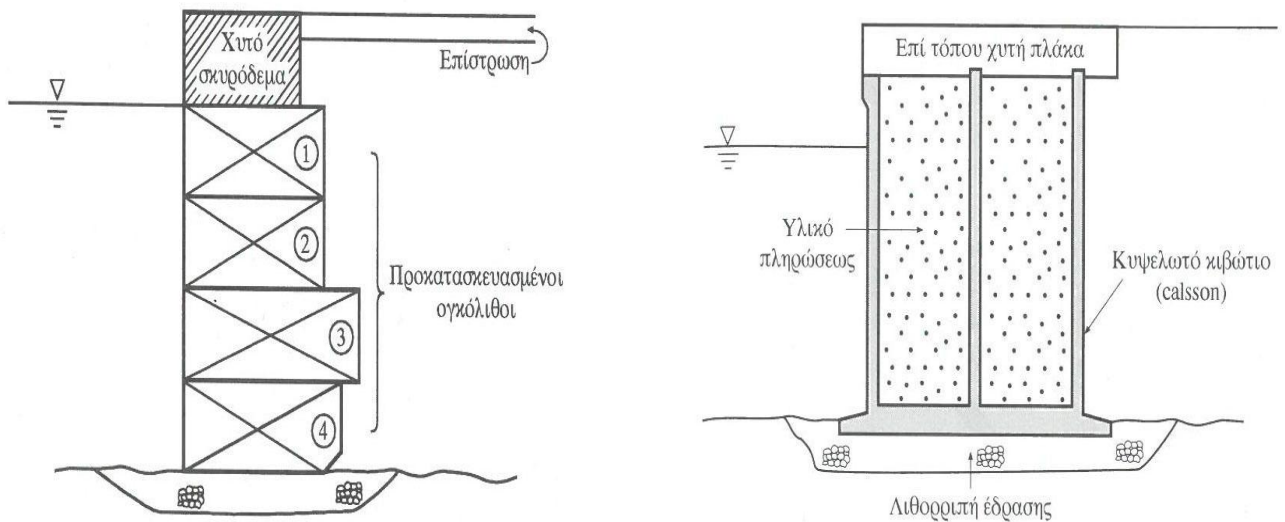
παλίρροια που επικρατεί στην λιμενολεκάνη. Συνηθέστερα για εμπορικούς λιμένες ένα ελεύθερο ύψος περίπου 2m πάνω από τη στάθμη της θάλασσας είναι αποδεκτό. Το ύψος αυτό πρέπει να λαμβάνεται πάνω από την άνω στάθμη της θάλασσας ώστε να εξασφαλίζονται ομαλές συνθήκες λειτουργίας και για τις περιόδους πλήμμης, ενώ αν το εύρος της παλίρροιας είναι αυξημένο το ελεύθερο ύψος μπορεί να μειωθεί στο 1,5m. Τα κρηπιδώματα εξοπλίζονται συνήθως με προσκρουστήρες για την απορρόφηση κρουστικής ενέργειας κατά την παραβολή των σκαφών, με δέστρες για την ακινητοποίηση τους μέσω των κάβων, με δίκτυα παροχών για την εξυπηρέτηση των σκαφών με γεραμούς για την φορτοεκφόρτωση των εμπορευμάτων. Επίσης τα κρηπιδώματα εφοδιάζονται κατά περίπτωση με κλίμακες, κρίκους πρόσδεσης και άλλα εξαρτήματα.

Ανάλογα με τη μορφή και τη λειτουργία τους, οι κυριότεροι τύποι κρηπιδότοιχων είναι:

- (α) Έργα βαρύτητας
- (β) Εύκαμπτα διαφράγματα
- (γ) Κρηπιδότοιχοι ανοικτού τύπου

Γενική διάταξη λιμενικών κρηπιδότοιχων

Η ονομασία των έργων βαρύτητας έχουν δοθεί λόγω της ιδιότητας τους να αντιμετωπίζουν τις ωθήσεις γαιών κυρίως μέσω του ίδιου βάρους τους και της συνεπαγόμενης αντίστασης σε ολίσθηση. Πρόκειται για ογκώδεις κατασκευές στις οποίες εφαρμόζεται εκτεταμένα η κατασκευή εκ των προτέρων. Δύο τυπικοί εκπρόσωποι της κατηγορίας αυτής είναι ο κλασσικός κρηπιδότοιχος με προκατασκευασμένους συμπαγείς ογκόλιθους από σκυρόδεμα, που τοποθετούνται ο ένας πάνω από τον άλλο (εικόνα 3.4α), και τα προκατασκευασμένα κιβώτια με αδρανή υλικά, όπως σκυρόδεμα ή διάφορα αδρανή υλικά από τη γύρω περιοχή (εικόνα 3.4β). Οι ογκόλιθοι αυτοί μεγάλων διαστάσεων μπορούν να εδράζονται σε περιοχές με πυθμένα ή χωρίς. Εναλλακτικά οι κυψέλες μπορεί να διαμορφωθούν με μεταλλικές πασσαλοσανίδες που εμπήγνουνται επί τόπου του έργου και συμπληρώνονται με αδρανή υλικά.



Εικόνα 3.4α: Κρηπιδότοιχος από προκατασκευασμένους ογκόλιθους
Εικόνα 3.4β: Προκατασκευασμένα κιβώτια με αδρανή υλικά

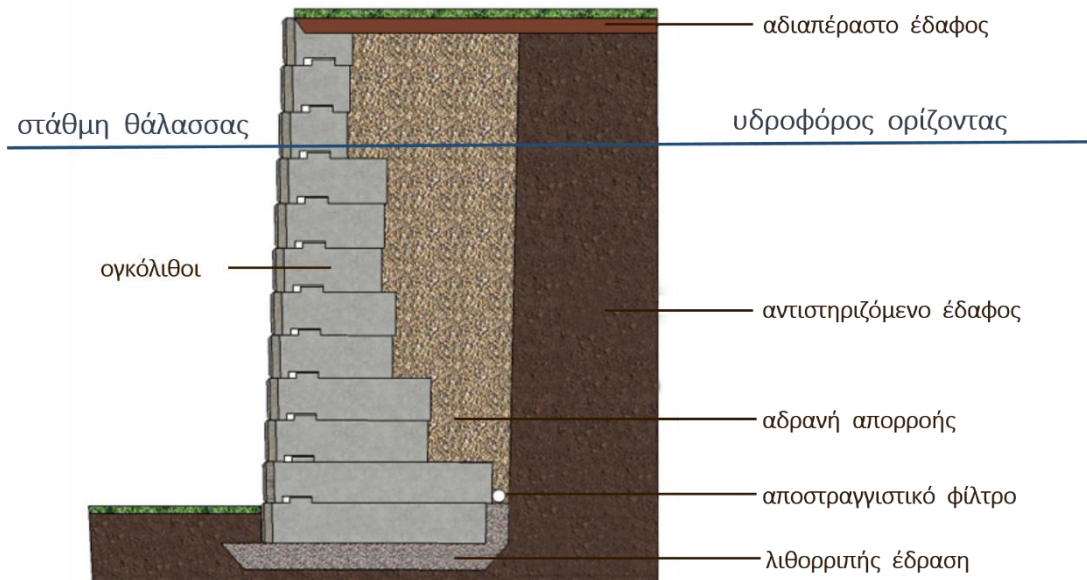
Η μόρφωση του κρηπιδότοιχου βαρύτητας μπορεί να γίνει και με έγχυτο σκυρόδεμα αν και αποτελεί πρακτική με μεγαλύτερη εφαρμογή στο παρελθόν. Ακραία εκδοχή αυτού του τρόπου κατασκευής αποτελεί η επένδυση ανθεκτικού κατά το μάλλον ή ήττον εδάφους που δεν μεταδίδει ωθήσεις γαιών. Τα διαφράγματα αναλαμβάνουν τις οριζόντιες ωθήσεις μέσω της ακαμψίας των κατακόρυφων στοιχείων της λεπτής διατομής και μορφώνονται είτε με συστοιχία μεταλλικών πασσαλοσανίδων, είτε από προκατασκευασμένες πασσαλοσανίδες οπλισμένου σκυροδέματος. Εκτός από προκατασκευασμένα στοιχεία για τη μόρφωση του έργου μπορεί να χρησιμοποιηθεί έγχυτο σκυρόδεμα, ο γνωστός διαφραγματικός τοίχος.

Ανάλογα με τον τρόπο κατασκευής μπορούμε να διακρίνουμε τρεις τύπους κρηπιδότοιχων βαρύτητας:

- i) αυτούς που κατασκευάζονται εν υγρώ
- ii) όσους κατασκευάζονται εν ξηρώ πίσω από πρόσκαιρο ανάχωμα ή σε όρυγμα

- iii) τύπου διαφράγματος, με κατασκευή από την επιφάνεια του εδάφους και μετέπειτα αφαίρεση του εδάφους εμπρός από το κατακόρυφο μέτωπο.

Οι λιμενικοί κρηπιδότοιχοι ανήκουν στην κατηγορία εν υγρώ, καθώς κατασκευάζονται λαμβάνοντας υπόψη και την παρουσία του υδάτινου στοιχείου. Εδώ θα πρέπει να γίνει σαφές ότι η στάθμη της θάλασσας δεν οροθετείται στο σημείο που αρχίζει ο τοίχος, αλλά η παρουσία του εκτείνεται πίσω από αυτόν. Η γενικότερη διάταξη ενός λιμενικού κρηπιδότοιχου παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα:



Εικόνα 3.5: Στοιχεία κρηπιδότοιχου βαρύτητας

Οι κρηπιδότοιχοι βαρύτητας προτιμώνται όταν το έδαφος θεμελίωσης είναι υγιές ή μπορεί εύκολα να εξυγιανθεί μέσω στρώσης λιθορριπής έδρασης. Η στέψη τους διαμορφώνεται συνήθως με επί τόπου σκυρόδεμα που εξασφαλίζει οριζοντιότητα ή δεδομένη ρύση του τελικού δαπέδου εργασίας και όπου ενσωματώνονται τα κανάλια των αγωγών τροφοδοσίας, σιδηροτροχιές, δέστρες κτλ. Το χυτό αυτό σκυρόδεμα πρέπει να διαστρώνεται αφού ολοκληρωθούν οι αρχικές καθιζήσεις της λοιπής κατασκευής. Θα πρέπει να λαμβάνεται πρόνοια

ώστε να μη διαφεύγει λεπτόκοκκο υλικό στη θάλασσα από τους κατακόρυφους αρμούς μεταξύ των στηλών του κρηπιδότοιχου, το οποίο συνήθως επιτυγχάνεται μέσω ειδικών φίλτρων. Επίσης, διαφυγή υλικού μέσω της θεμελίωσης και υποσκαφή του ποδός που προκαλούν οι έλικες των πλοίων, μπορεί να αποφευχθεί με χρήση σταθεροποιητικού μανδύα από λιθορριπή ικανού πλάτους εμπρός από τον πόδα του κρηπιδότοιχου ή με ειδικές προκατασκευασμένες πλάκες σκυροδέματος.

3.3 Τεχνικές προδιαγραφές σχεδιασμού λιμενικών κρηπιδότοιχων

Κατά τη σεισμική απόκριση των λιμενικών κρηπιδότοιχων υπάρχει το λεγόμενο πρόβλημα αλληλεπίδρασης εδάφους–κατασκευής υπό στατικές ή και δυναμικές συνθήκες. Όλες οι μετακινήσεις–παραμορφώσεις ενός τοίχου επηρεάζουν την απόκριση του εδάφους και αντιστρόφως, θέτοντας αναγκαία την ύπαρξη τεχνικών προδιαγραφών για το σχεδιασμό και την κατασκευή του, ώστε να εξασφαλίζεται η απαιτούμενη σταθερότητα της κατασκευής. Στο σχεδιασμό της συμπεριφοράς το αποδεκτό όριο αστοχίας δηλαδή τα κριτήρια αστοχίας καθορίζονται σε τεχνικούς όρους ως μετατοπίσεις, οριακή κατάσταση πίεσης και όριο ευπλαστότητας, τα οποία βασίζονται στη λειτουργία και τη σεισμική απόκριση της κατασκευής.

Ένας τοίχος βαρύτητας αποτελείται από ένα κουτί ή άλλη κατασκευή βαρύτητας στον πυθμένα της θάλασσας. Η σταθερότητα έναντι των εδαφικών πιέσεων από το έδαφος επίχωσης πίσω από τον τοίχο, επιτυγχάνεται από τη μάζα και την τριβή στο κάτω μέρος του τοίχου. Όταν η θεμελίωση του τοίχου γίνεται σε σταθερό υπόβαθρο τυπικά είδη αστοχίας κατά τη διάρκεια σεισμού είναι μετακινήσεις προς τη θάλασσα και ανατροπή (κλίση). Αντίθετα, για χαλαρό υπέδαφος ή φυσικά χαλαρή αμμώδη θεμελίωση, τα είδη αστοχίας περιλαμβάνουν ολική παραμόρφωση της θεμελίωσης πίσω από τον τοίχο με αποτέλεσμα μετατόπιση προς τη θάλασσα, ανατροπή και καθιζήσεις. Ένας τοίχος με σχετικά μικρή αναλογία πάχους-ύψους, τυπικά μικρότερο από 0.75, θα παρουσιάσει επικρατέστερα αστοχία λόγω κλίσης παρά οριζόντιες μετακινήσεις.

Σε επίπεδο σχεδιασμού διατίθενται αρκετές επιλογές για το πώς θα αυξηθεί η σταθερότητα αυτών των κατασκευών. Ένα σημαντικό μέτρο μείωσης των εδαφικών ωθήσεων που ασκούνται στον τοίχο είναι μέσω της χρήσης υλικού επίχωσης με μεγάλη γωνία τριβής ή εσωτερικής τριβής, ενώ βραχώδη ή παρεμφερή υλικά χρησιμοποιούνται κυρίως σε χαλαρά αμμώδεις περιοχές. Μέσω τέτοιων πρακτικών ελαχιστοποιείται τόσο το ρίσκο της ολικής ανατροπής όσο και της ρευστοποίησης. Άλλος τρόπος αύξησης της σταθερότητας σε τοίχους βαρύτητας αφορά την έλξη του κέντρου μάζας του τοίχου προς το έδαφος, μειώνοντας έτσι το βαθμό βαρυτικής αστάθειας. Αυτό μπορεί να πραγματοποιηθεί επιτρέποντας κατάλληλες μετατοπίσεις των προκατασκευασμένων κουτιών κατά την κατακόρυφη διεύθυνση της πρόσοψης της κατασκευής ή γεμίζοντας τα οπίσθια κελιά των κουτιών με βαριά υλικά, όπως σκυρία μετάλλου. Τέλος εξασφάλιση υψηλού βαθμού σταθερότητας επιτυγχάνουμε θέτοντας υψηλότερο συντελεστή τριβής ανάμεσα στη βάση και το επίπεδο θεμελίωσης χρησιμοποιώντας ασφαλτο ή κάλυμμα καουτσούκ κάτω από τον τοίχο. Εναλλακτικά αυτό μπορεί να γίνει και παρέχοντας μια πλάκα θεμελίωσης σκυροδέματος με ειδικό αντιολισθητικό σχήμα ή σχεδιάζοντας περισσότερο για διεπιφάνειες επαφής της θεμελίωσης με κλίση παρά οριζόντιες.

Οι οριζόντιες μετατοπίσεις και οι ομοιόμορφες κάθετες εδράσεις των λιμενικών κρηπιδότοιχων μπορεί να μη μειώνουν σημαντικά την υπολειπόμενη κατάσταση σταθερότητας και γενικά μπορεί να είναι αποδεκτές από ένα κατασκευαστικό επίπεδο και πλέον. Επιπρόσθετα, η κλίση του τοίχου μπορεί να μειώσει την υπολειπόμενη σταθερότητα καταλήγοντας σε μη αποδεκτές κατασκευαστικές συνθήκες ισορροπίας. Χαρακτηριστικές περιπτώσεις αστοχίας δείχνουν ανατροπή ή καταστροφή των τσιμεντένιων τμημάτων όταν υπάρχει κλίση του τοίχου. Τοίχοι τέτοιου τύπου απαιτούν προσεκτική διερεύνηση κατά τον καθορισμό των κριτηρίων αστοχίας όσον αφορά την κατάσταση ανατροπής και κατάρρευσης.

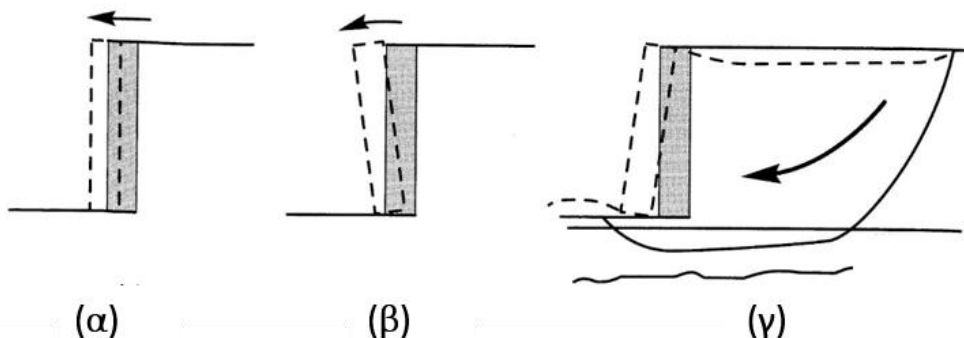
Τα συμπεράσματα που προκύπτουν για τη σεισμική συμπεριφορά των λιμενικών κρηπιδότοιχων, καθορίζονται με βάση εκτιμήσεις συντήρησης όπως ασφαλής ελλιμενισμός, ασφαλής λειτουργία οχημάτων, πλημμύρες, καθώς και στο επίπεδο κατασκευαστικής αστοχίας στο επίπεδο μετατοπίσεων και κλίσεων, συμπεριλαμβανομένων και των σχετικών μετατοπίσεων ανάμεσα στα διάφορα

τμήματα που απαρτίζουν τον τοίχο. Οι παράμετροι που μπορούν να συμπεριληφθούν για τον καθορισμό των κριτηρίων αστοχίας περιλαμβάνουν τις μετατοπίσεις, τις εδράσεις, την κλίση, τις διαφορικές μετατοπίσεις κατά μήκος της γραμμής πρόσοψης του τοίχου, αλλά και τις παραμορφώσεις στην ποδιά του, οι οποίες αφορούν τη διαφορική έδραση και κλίση πίσω αλλά και πάνω στην ποδιά. Τα κριτήρια αστοχίας θα πρέπει να εξασφαλισθούν επιλέγοντας και καθορίζοντας κατάλληλες παραμέτρους, όπως αυτές που αναφέρθηκαν παραπάνω.

3.4 Αστοχία τοίχων αντιστήριξης

Απαραίτητη προϋπόθεση για το σχεδιασμό ενός τοίχου αντιστήριξης είναι ο προσδιορισμός της ενδεχόμενης αστοχίας του. Υπό στατικές συνθήκες οι τοίχοι αντιστήριξης επηρεάζονται από δυνάμεις κορμού που σχετίζονται με τη μάζα του τοίχου, τις ωθήσεις του εδάφους καθώς και από εξωτερικές δυνάμεις, όπως αυτές που μεταβιβάζονται από τα αγκύρια. Ένας κατάλληλα σχεδιασμένος τοίχος επιτυγχάνει ισορροπία μεταξύ αυτών των δυνάμεων χωρίς να εισάγονται διατμητικές τάσεις που να προσεγγίζουν τη διατμητική τάση του εδάφους. Όμως κατά τη διάρκεια δυναμικών φαινομένων, όπως στην περίπτωση σεισμού, αδρανειακές δυνάμεις και μεταβολές στην συνοχή του εδάφους δύνανται να διαταράξουν την ισορροπία του συστήματος προκαλώντας μόνιμες παραμορφώσεις στον τοίχο. Λέγοντας «έδαφος» νοείται τόσο το έδαφος που αντιστηρίζεται όσο και το έδαφος θεμελίωσης. Συνήθως κάθε τοίχος αντιστήριξης έχει πεπλατυσμένη θεμελίωση που σχηματίζει το λεγόμενο «πόδα» του τοίχου, έτσι οι τοίχοι για τη θεμελίωσή τους έχουν σχήμα L. Η αστοχία, είτε με μορφή ολίσθησης, κλίσης, κάμψης ή και συνδυασμό των προηγούμενων (ολική αστάθεια), προκύπτει όταν το μέτρο των μόνιμων παραμορφώσεων ξεπεραστεί κατά πολύ. Βέβαια σχεδόν πάντα οι μετακινήσεις των τοίχων οφείλονται σε συνδυασμό των παραπάνω περιπτώσεων και όχι εξ ολοκλήρου σε μία. Το κριτήριο το οποίο ορίζει αν μία τέτοια παραμόρφωση έχει ξεπεραστεί κατά πολύ δεν είναι συγκεκριμένο, αλλά κάθε φορά προσδιορίζεται ανάλογα με την περιοχή μελέτης.

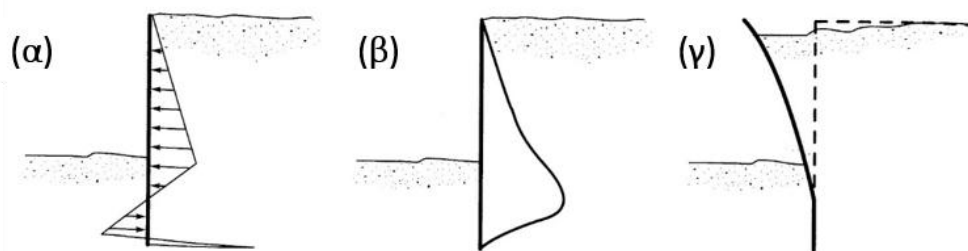
Συνήθως οι δύσκαμπτοι τοίχοι βασίζονται στη βαρύτητά τους για να αντισταθούν στις ωθήσεις που δέχονται από το έδαφος, και αυτοί ονομάζονται τοίχοι βαρύτητας. Πιο συγκεκριμένα, οι αστοχίες που μπορούν να παρουσιάσουν οι τοίχοι βαρύτητας οφείλονται σε ολίσθηση, ανατροπή ή ολική έλλειψη ισορροπίας του συστήματος. Ολίσθηση έχουμε όταν δεν εξασφαλίζεται η ισορροπία δυνάμεων κατά την οριζόντια διεύθυνση, όπως για παράδειγμα όταν οι πλευρικές ωθήσεις στο πίσω μέρος του τοίχου δημιουργούν ωθήσεις που υπερβαίνουν την δεδομένη αντίσταση έναντι ολίσθησης που εξασφαλίζει η βάση του τοίχου. Αστοχίες ανατροπής του τοίχου προκύπτουν όταν δεν ικανοποιείται η ισορροπία των ροπών, ενώ αναπτύσσονται και αστοχίες κάμψης της βάσης του τοίχου. Ολική έλλειψη ισορροπίας πίσω και πάνω από το έδαφος αποτελούν επίσης πιθανές μορφές αστοχίας και μπορούν να θεωρηθούν οι αστοχίες ισορροπίας πρανών που περικλείουν τον τοίχο. Σύνθετα συστήματα τοίχων, όπως οι τοίχοι αποθηκών μπορούν να εμφανίσουν αντίστοιχες μορφές αστοχίας ή ένα πλήθος εσωτερικών μηχανισμών που περιλαμβάνουν διάτμηση, έλξη προς τα έξω, ή εντατική αστοχία διαφόρων στοιχείων του τοίχου.



Εικόνα 3.6: Τυπικοί μηχανισμοί αστοχίας για (δύσκαμπτους) τοίχους βαρύτητας: (α) ολίσθηση, (β) ανατροπή, (γ) ολική κατάρρευση

Οι εύκαμπτοι τοίχοι βασίζονται στην ευκαμψία τους για να αντιστηρίζουν τα υπερκείμενα εδάφη. Οι δυνατότητες μετακίνησης εύκαμπτων τοίχων σχήματος L είναι η δομική ευκαμψία, περιστροφή στη βάση, ελαστική μετακίνηση βάσης όπου στη διεπιφάνεια βάσης και εδάφους δεν παρουσιάζεται ολίσθηση, και ανελαστική μετακίνηση βάσης στην αντίθετη περίπτωση. Οι μορφές αστοχίας τους περιλαμβάνουν όλες τις παραπάνω μορφές και επιπλέον τη θραύση λόγω ροπών καθ' ύψος του τοίχου. Ένα χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελούν οι αρθρωτοί

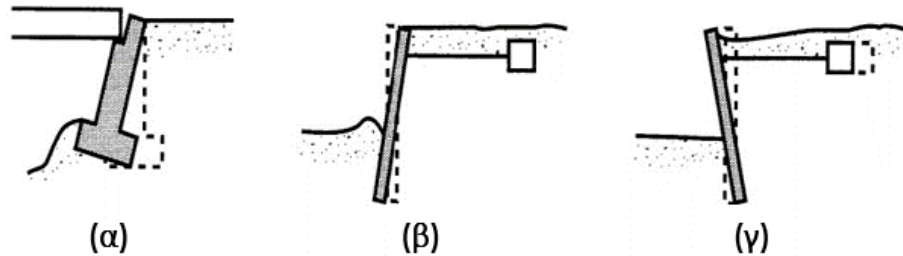
τοίχοι, οι οποίοι υπόκεινται στους ίδιους μηχανισμούς αστοχίας με τους τοίχους βαρύτητας. Οι εδαφικές ωθήσεις και η καμπτική τους ροπή εξαρτώνται από τη γεωμετρία, την ακαμψία και τη δύναμη του συστήματος τοίχου-εδάφους. Αν η καμπτική ροπή που απαιτείται για την επίτευξη της ισορροπίας του συστήματος υπερβεί την καμπτική αντοχή του τοίχου, μπορεί να προκληθεί αστοχία έναντι κάμψης. Επιπρόσθετα, από αυτήν την αστοχία έναντι κάμψης είναι δυνατόν να επηρεαστεί και η δομική ευπλαστικότητα του ίδιου του τοίχου σε επίπεδο παραμόρφωσης.



Εικόνα 3.7: (α) Ωθήσεις γαιών, (β) καμπτική ροπή, (γ) μηχανική αστοχία κάμψης για εύκαμπτους τοίχους

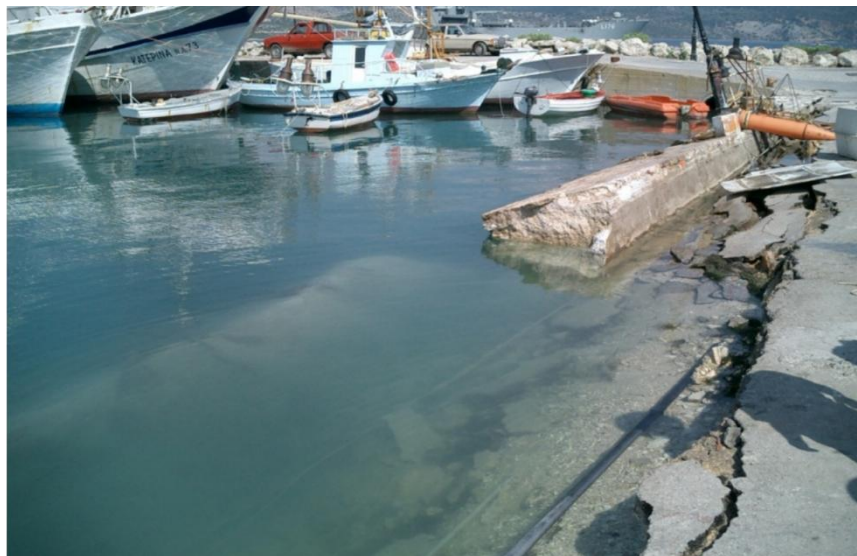
Πέραν όμως από τις δύο αυτές κατηγορίες τοίχων, συχνά οι τοίχοι αντιστήριξης ενισχύονται με κινηματικές δεσμεύσεις στην κορυφή τους ή κοντά σε αυτή. Τέτοια παραδείγματα είναι τα ακρόβαθρα γεφυρών, οι περιμετρικοί τοίχοι υπογείων, και κάθε είδους αγκυρωμένοι τοίχοι. Οι μορφές αστοχίας που παρουσιάζουν τέτοιοι τοίχοι οφείλονται συνήθως σε ολική ανισορροπία, κλίση, κάμψη αλλά και αστοχία των στοιχείων ενίσχυσης. Η κλίση αυτών των τοίχων αφορά περιστροφή στο σημείο που το στηρίγμα εφαρμόζει στον τοίχο και συχνά στην κορυφή του τοίχου, όπως στις περιπτώσεις υπόγειων τοίχων ή τοίχων που υποστηρίζουν γέφυρες. Τοίχοι με ανεπαρκή καταπόνηση μπορούν να αποκτήσουν κλίση ασκώντας δύναμη από τον κορμό στο κάτω μέρος τους. Όπως και με τους εύκαμπτους τοίχους έτσι και οι ενισχυμένοι μπορούν να αστοχήσουν λόγω κάμψης, παρόλο που το σημείο αστοχίας (μέγιστη καμπτική ροπή) είναι πιθανό να είναι διαφορετικό. Η αστοχία των στηριγμάτων περιλαμβάνει την αποβολή του στηρίγματος, τη διάβρωσή του ή κάμψη της γέφυρας. Τέλος και το έδαφος θεμελίωσης μπορεί να συντελέσει στην αστοχία του συστήματος, εισάγοντας

επιπρόσθετες αξονικές και εγκάρσιες φορτίσεις στα στοιχεία ενίσχυσης, όπως οι ραβδώσεις.



Εικόνα 3.8: Πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας για αγκυροβολημένους τοίχους
 (α) στροφή της κορυφής του στηρίγματος της γέφυρας,
 (β) στροφή της εμπηγμένης ράβδου λόγω έλλειψης παθητικής αντίστασης στον πόδα του τοίχου, (γ) έλλειψη επαρκούς ύπαρξης αγκυριών

Συνοψίζοντας, οι αστοχίες αντιστηρίξεων μπορούν να συμβούν είτε σε στατικές συνθήκες, πράγμα σπάνιο βέβαια, είτε σε δυναμικές (σεισμικές συνθήκες), που παρατηρείται συχνότερα. Η αστοχία των τοίχων σε στατικές συνθήκες οφείλεται συνήθως σε μη αποδεκτές παραμορφώσεις, ενώ υπό δυναμικές συνθήκες οι αστοχίες παρατηρούνται περισσότερο σε λιμενικά έργα (κρηπιδοτόχοι), όπου η αστοχία οφείλεται κατά κύριο λόγο εξαιτίας της ύπαρξης του νερού.



Εικόνα 3.9: Ολική κατάρρευση μικρού κρηπιδοτόχου κατά το σεισμό της Λευκάδας (2003)

3.5 Χαρακτηριστικά παραδείγματα αστοχίας τοίχων βαρύτητας

Όπως αναλύθηκε στις προηγούμενες παραγράφους οι τοίχοι βαρύτητας αποτελούνται από ένα ή περισσότερα κουτιά και άλλες δομές αντιστήριξης που τοποθετούνται στον πυθμένα της θάλασσας και η ισορροπία έναντι των εδαφικών ωθήσεων διατηρείται από τη μάζα του τοίχου και από την τριβή στο κάτω μέρος του.

Η μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης αστοχίας σε λιμενικό κρηπιδότοιχο προέρχεται συνήθως από την παραμόρφωση σημαντικής ποσότητας μαλακού ή ρευστοποιήσιμου εδαφικού ιζήματος στο σημείο κατασκευής. Επομένως όταν εξετάζουμε περιοχές με πιθανό το φαινόμενο της ρευστοποίησης, όπως συμβαίνει στην περίπτωση λιμένων με τον υδροφόρο ορίζοντα να εκτείνεται κατά μήκος όλης της κατασκευής, η εφαρμογή κατάλληλων μετρήσεων αποκατάστασης έναντι ρευστοποίησης μπορεί να αποτελέσει μια αποτελεσματική προσέγγιση στην βελτίωση της συμπεριφοράς της κατασκευής κατά το σεισμό. Η ανατροπή ή κατάρρευση των τσιμεντένιων μπλοκ του τοίχου, λόγω ρευστοποίησης ή άλλων παραγόντων, είναι πιθανό να προκύψουν όταν η κλίση τους είναι πολύ μεγάλη. Επομένως λιμενικοί κρηπιδότοιχοι τέτοιου τύπου απαιτούν προσεκτική μελέτη σχετικά με την επιλογή των κριτηρίων για την κατάσταση ανατροπής ή ολικής κατάρρευσης.

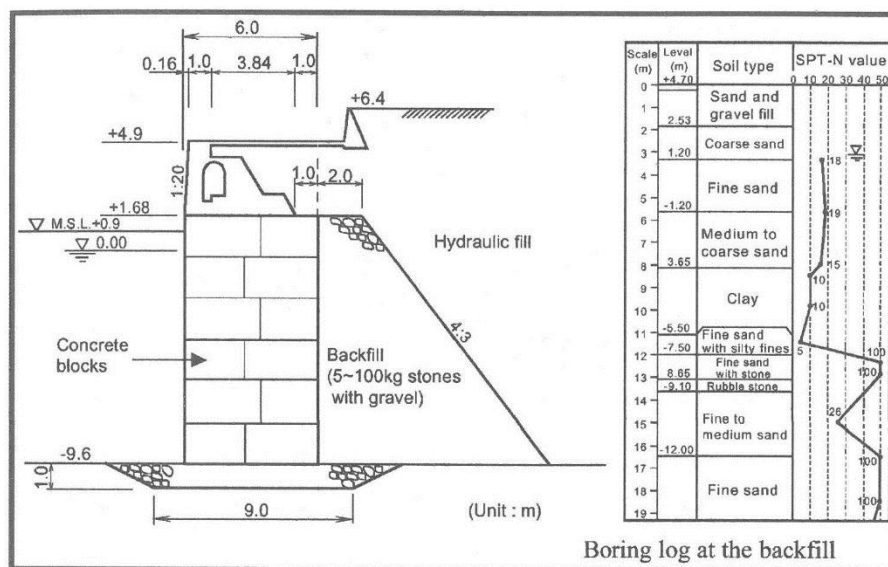
Εντούτοις, στην πράξη η πλειοψηφία των αστοχιών είναι απόρροια υπέρμετρων παραμορφώσεων και όχι ολικής κατάρρευσης, επομένως μέθοδοι σχεδιασμού που βασίζονται στις μετατοπίσεις και στις απόλυτες καταστάσεις πίεσεων είναι επιθυμητές για τον καθορισμό της σεισμικής συμπεριφοράς.

Χαρακτηριστικά παραδείγματα αστοχίας λιμενικών κρηπιδότοιχων μετά από μερικούς από τους πιο καταστροφικούς σεισμούς παρουσιάζονται παρακάτω:

- Λιμάνι San Antonio, Χιλή, 1985

Ο βασικός σεισμός μεγέθους 7,8 R συνέβη στις 03/03/1985 και στα σεισμολογικά αρχεία καταγράφηκαν δύο σημαντικές δονήσεις με διαφορά 11 δευτερολέπτων μεταξύ τους, προκαλώντας βίαιη διέγερση διάρκειας 2 λεπτών, η οποία έγινε

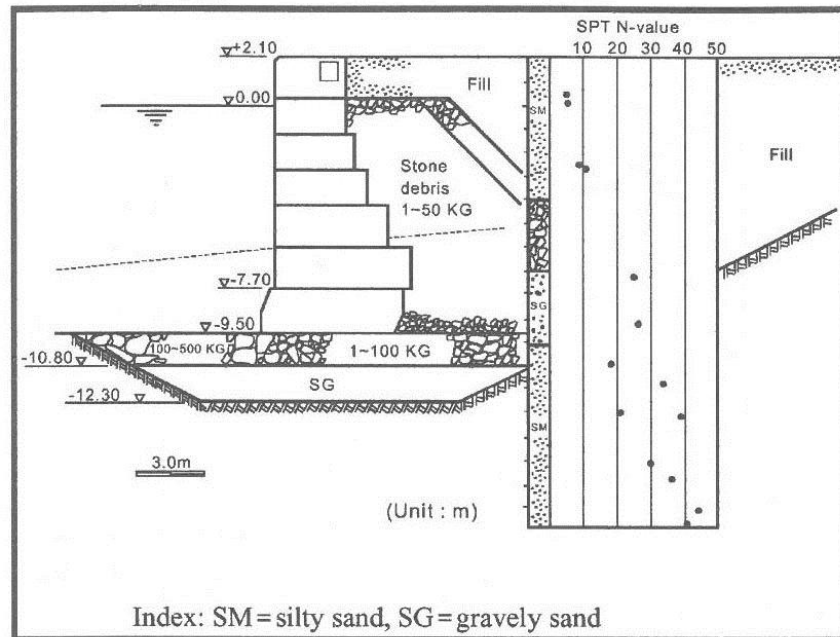
αισθητή ως ενιαία διέγερση. Αν και τα αποτελέσματα του σεισμού έγιναν αισθητά σε ακτίνα μήκους πάνω από 1500 χιλιόμετρα από την Χιλή, οι βασικές καταστροφές περιλαμβάνουν την υποχώρηση του βασικού λιμένα, δευτερεύουσες κατολισθήσεις σε τομές δρόμων και πλημμύρες λόγω κατάρρευσης λίθινων τοίχων αντιστήριξης. Εδώ παρατίθεται η τομή ενός μπλοκ τοίχου βαρύτητας, ύψους 4,9 μέτρων, ενώ η καταστροφή αφορούσε κατάρρευση πάνω από 60% του τοίχου λόγω της δυνατής σεισμικής κίνησης και της ρευστοποίησης της επίχωσης. Η καταστροφή μείωσε την λειτουργικότητα του λιμένα κατά 50%.



Εικόνα 3.10: Περίπτωση μπλοκ τοίχου βαρύτητας, San Antonio

- Λιμάνι Καλαμάτας, Ελλάδα, 1986

Αυτός ο σεισμός μεγέθους 6,2 R προκάλεσε βαριές ζημιές με τις καταγραφές των επιταχύνσεων σε απόσταση 9km από το επίκεντρο του κυρίως σεισμού και σε απόσταση 1km από το επίκεντρο του κυρίως μετασεισμού. Οι καταγραφές χαρακτηρίζονται από υψηλές φασματικές επιταχύνσεις, αιτία και των καταστροφικών αποτελεσμάτων της συγκεκριμένης σεισμικής δόνησης. Η τομή ενός μπλοκ τοίχου βαρύτητας κατασκευασμένου σε σταθερή θεμελίωση, ύψους 2,1 μέτρων παρουσιάζεται παρακάτω. Η μετατόπιση προς τη θάλασσα ήταν της τάξης των $0,15 \pm 0,05m$, με την επίχωση να σταθεροποιείται 20cm πίσω από τον τοίχο και κλίση του μετά τη σεισμική δόνηση ήταν της τάξης των 4-5 βαθμών. Παρόλα αυτά παρέμεινε λειτουργικό και ικανό να εξυπηρετεί.



Εικόνα 3.11: Περίπτωση μπλοκ τοίχου βαρύτητας, Καλαμάτα

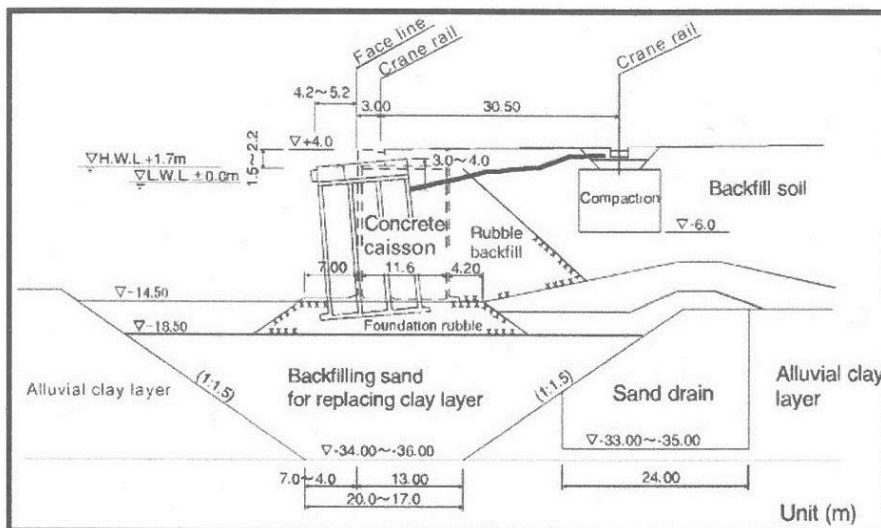
- Λιμάνι Kobe, Ιαπωνία, 1995

Πρόκειται για μια από τις πιο θεαματικές αστοχίες κρηπιδότοιχου κατά τη διάρκεια σεισμού. Ο σεισμός του Kobe το 1995, ήταν ένας ιδιαίτερα καταστροφικός σεισμός καθώς είχε ρηχό επίκεντρο παρόλο που η περιοχή του Kobe θεωρούνταν ανενεργή σεισμικά περιοχή. Σε όλες τις εγκαταστάσεις η κύρια αιτία της καταστροφής οφειλόταν στο φαινόμενο της ρευστοποίησης. Η σεισμική διέγερση είχε ένταση 7,2R και διάρκεια περίπου 20 δευτερολέπτων και το επίκεντρο του ήταν λιγότερο από 20km κάτω από το Awaji-shima, ένα νησί της Ιαπωνίας. Αξίζει να επισημανθεί ότι οι τερματικοί στο λιμάνι Kobe είναι εξαπλωμένοι σε τρία τεχνητά νησιά.



Εικόνα 3.12: Καταστροφή λιμένα στο Kobe

Στο παρακάτω παράδειγμα, ένας από τους κρηπιδότοιχους που παρουσίασε αστοχία, ύψους 4m στο νησί Rokko. Το χαλαρό έδαφος θεμελίωσης κάτω από τον τοίχο προκάλεσε σημαντική μετατόπιση προς τη θάλασσα και πιο συγκεκριμένα στην οριζόντια διεύθυνση της τάξης των 4,2-5,2m και στην κατακόρυφη 1,5-2,2m και κλίση 4-5 βαθμούς. Η οριζόντια μετατόπιση των τοίχων βαρύτητας είναι άμεσα συσχετισμένη με το πάχος της χαλαρής θεμελίωσης.



Εικόνα 3.13: Αστοχία λιμενικού κρηπιδότοιχου στο νησί Rokko

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο : ΣΤΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ – ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Οι μέθοδοι ανάλυσης της συμπεριφοράς των αντιστηρίξεων και κατ' επέκταση και των κρηπιδότοιχων βαρύτητας, αποτέλεσε θέμα διερεύνησης από τις αρχές του 18^{ου} αιώνα. Με την πάροδο του χρόνου αναπτύχθηκε μια πληθώρα θεωριών με στόχο την, όσο το δυνατόν, ρεαλιστικότερη προσέγγιση της πραγματικής καταπόνησης τέτοιων κατασκευών, κάτω από στατικές αλλά και δυναμικές συνθήκες. Παρακάτω γίνεται μια συνοπτική παρουσίαση των βασικότερων μεθόδων ανάλυσης που συνέβαλαν στην αντισεισμική επιστήμη, ώστε να γίνει κατανοητή η αναγκαιότητα ανάπτυξης νέων προσεγγίσεων για αυτό το φλέγον ζήτημα.

4.1 Στατικές πιέσεις

Για την εκτίμηση της στατικής καταπόνησης των τοίχων αντιστήριξης πρέπει να υπολογιστούν οι στατικές ωθήσεις. Για αυτόν τον υπολογισμό έχουν αναπτυχθεί κυρίως δύο θεωρίες: η θεωρία Coulomb και η θεωρία Rankine. Οι στατικές ωθήσεις επηρεάζονται σε μεγάλο βαθμό από τις μετακινήσεις (ή παραμορφώσεις) του εδάφους και του τοίχου. Αυτές διακρίνονται στις ενεργητικές και στις παθητικές εδαφικές ωθήσεις. Οι ενεργητικές εδαφικές ωθήσεις αναπτύσσονται καθώς ο τοίχος απομακρύνεται από το αντιστηριζόμενο έδαφος προκαλώντας εφελκυστικές παραμορφώσεις στο έδαφος, ενώ οι παθητικές εδαφικές ωθήσεις καθώς ο τοίχος κινείται προς το έδαφος που αντιστηρίζει, προκαλώντας θλιπτικές παραμορφώσεις σε αυτό. Στην περίπτωση που ο τοίχος δεν παραμορφώνεται καθόλου σε σχέση με την αρχική του γεωμετρία, λέμε ότι αναπτύσσονται ουδέτερες εδαφικές τάσεις.

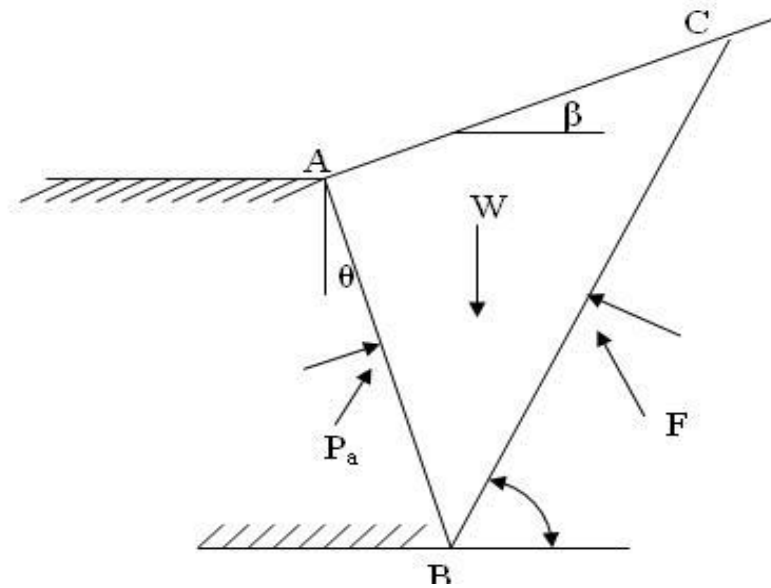
Ακόμα και κάτω από στατικές συνθήκες, η πρόβλεψη των πραγματικών στατικών ωθήσεων και παραμορφώσεων για τον σύστημα του εδάφους–τοίχου αποτελεί

ένα περίπλοκο πρόβλημα. Η συνηθέστερη προσέγγιση πραγματοποιείται με την εκτίμηση των ωθήσεων που ασκούνται στον τοίχο και στη συνέχεια σχεδιασμό του τοίχου έτσι ώστε να αντιστέκεται σε αυτές τις δυνάμεις, μέσω ενός συντελεστή ασφαλείας αρκετά υψηλό, ώστε οι παραγόμενες παραμορφώσεις να κινούνται μέσα σε επιτρεπόμενα πλαίσια.

4.1.1 Θεωρία Coulomb

Ο Coulomb (1776) έκανε την πρώτη απόπειρα να εξετάσει το πρόβλημα των πλευρικών ωθήσεων στις κατασκευές αντιστήριξης. Αποτέλεσε βάση για την μετέπειτα ανάπτυξη των ψευδο-στατικών αναλύσεων, επομένως κρίνεται σκόπιμο να γίνει μια συνοπτική αναφορά.

Η θεωρία που ανέπτυξε στηρίζεται στη βασική παραδοχή ότι, την μετακίνηση του τοίχου ακολουθεί ως στερεό μια εδαφική μάζα, η οποία αποχωρίζεται από το υπόλοιπο έδαφος και ολισθαίνει κατά μήκος μίας επίπεδης επιφάνειας αστοχίας, εκφράζοντας με λίγα λόγια τη θεωρία της οριακής ισορροπίας. Η συγκεκριμένη θεωρία δέχεται ότι στο πίσω μέρος του τοίχου, όπου στη συγκεκριμένη περίπτωση θεωρείται ότι είναι τύπου βαρύτητας, δημιουργείται ένα πρίσμα (αντιστηριζόμενου) εδάφους. Ο τελικός υπολογισμός της συνισταμένης των δυνάμεων, που ασκείται από το εν λόγω πρίσμα στην κατασκευή, προκύπτει από την ισορροπία δυνάμεων στο σύστημα πρίσμα–τοίχος. Στο σχήμα που ακολουθεί παρουσιάζεται το προσομοίωμα που περιγράφηκε προηγουμένως με εμφανές το δημιουργούμενο πρίσμα. Η ισορροπία δυνάμεων του συστήματος 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 τους άθροισμά να μηδενίζεται.



Εικόνα 4.1: Το πρίσμα της θεωρίας Coulomb

Η σχέση που περιγράφει τόσο τις ενεργητικές όσο και τις παθητικές ωθήσεις που αναπτύσσονται είναι της ίδιας μορφής με τη μόνη διαφορά να έγκειται στον ορισμό του συντελεστή των ωθήσεων K . Πιο συγκεκριμένα με τον K_A συμβολίζεται ο συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων ενώ με K_P ο συντελεστής παθητικών ωθήσεων.

$$P = \frac{1}{2} \gamma H^2 K \quad (4.1), \text{ όπου:}$$

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:

$$K_A = \frac{\sin^2(\theta + \varphi)}{\sin^2\theta \sin(\theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (4.2)$$

ενώ για τις παθητικές ωθήσεις ισχύει:

$$K_p = \frac{\sin^2(\theta - \varphi)}{\sin^2\theta \sin(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\theta + \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2} \quad (4.3), \text{ με:}$$

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 οριζόντια διεύθυνση

δ = γωνία τριβής της διεπιφάνειας τοίχου και αντιστηριζόμενου εδάφους

Η θεωρία του Coulomb δεν προβλέπει αποκλειστικά την κατανομή των ενεργών ωθήσεων, αλλά είναι τριγωνική για γραμμικές επιφάνειες επίχωσης χωρίς φόρτιση στην επιφάνεια. Σε αυτές τις περιπτώσεις η P_A εφαρμόζεται σε ύψος $H/3$ από τη βάση τοίχου ύψους H .

4.1.2 Θεωρία Rankine

Έχοντας ως βάση τη θεωρία Coulomb, ο Rankine (1857) ανέπτυξε μια πιο απλή διαδικασία για τον υπολογισμό των ελάχιστων ενεργών και μέγιστων παθητικών εδαφικών ωθήσεων. Κάνοντας παραδοχές για τις εντατικές συνθήκες και το αντιστηριζόμενο έδαφος, μπορούσε απευθείας να υπολογίσει τις στατικές εδαφικές ωθήσεις που ασκούνται σε τοίχους αντιστήριξης. Η προϋποθέσεις εφαρμογής της συγκεκριμένης θεωρίας αφορούν τέσσερα σημεία: επίπεδη επιφάνεια εδάφους, γεωστατική και ομοιόμορφη αρχική εντατική κατάσταση, κατακόρυφη και λεία επιφάνεια τοίχου (μηδενικές διατμητικές τάσεις), στροφή του τοίχου περί τη βάση του.

Στην πραγματικότητα αυτή η θεωρία αποτελεί μια απλουστευμένη μορφή της θεωρίας Coulomb. Αν στις παραπάνω σχέσεις θέσουμε $\beta = \delta = 0$ και $\theta = 90^\circ$, δηλαδή προσομοιώνοντας την απλούστερη περίπτωση της οριζόντιας μονοδιάστατης

στρώσης με λείο και κατακόρυφο τοίχο, οι δύο θεωρίες ταυτίζονται και καταλήγουμε στις σχέσεις:

$$K_A = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (4.4)$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (4.5)$$

Συγκρίνοντας τις δύο μεθόδους, καταλήγουμε ότι η θεωρία Coulomb μπορεί να χρησιμοποιηθεί στην πρόβλεψη εδαφικών ωθήσεων για τοίχους με ανώμαλη κλίση, συγκεντρωμένα φορτία σε αυτόν και δυνάμεις διαρροής. Θεωρώντας το έδαφος πάνω από την πιθανή επιφάνεια αστοχίας σαν ελεύθερο σώμα και περιλαμβάνοντας δυνάμεις λόγω συγκεντρωμένων φορτίων, υδροστατικές πιέσεις στα όρια κτλ., μπορεί να υπολογιστεί εύκολα το μέγεθος των τελικών εδαφικών ωθήσεων.

4.2 Ψευδοστατικές αναλύσεις

Μετά τον σεισμό του Kanto στην Ιαπωνία (1923), όπου υπήρξαν σημαντικές καταστροφές σε τοίχους αντιστήριξης, έγινε σαφές ότι κατά την κατασκευή τους πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και οι (επιπλέον) ωθήσεις που προκαλούνται από τις σεισμικές διεγέρσεις. Η πρώτη ολοκληρωμένη μέθοδος υπολογισμού των δυναμικών ωθήσεων είναι ευρέως γνωστή ως Mononobe–Okabe και αποτελεί γενίκευση της στατικής ανάλυσης του Coulomb. Τα θεμέλια έχουν μπει από τους Okabe (1926) και Mononobe και Matsuo (1929), όμως 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 συνηθέστερη προσέγγιση για το σχεδιασμό του τοίχου είναι η αρχική εκτίμηση των φορτίων που ασκούνται στον τοίχο κατά τη διάρκεια του σεισμού και στη συνέχεια η επιβεβαίωση ότι ο τοίχος μπορεί να αντισταθεί σε αυτές τις φορτίσεις. Καθώς η πραγματική φόρτιση των τοίχων αντιστήριξης κατά τη σεισμική διέγερση είναι εξαιρετικά περίπλοκη, οι παραπάνω μέθοδοι ενεργούν απλουστευτικά ώστε να υπολογιστούν κατά προσέγγιση οι σεισμικές πιέσεις.

Οι μέθοδοι υπολογισμού των ψευδοστατικών ωθήσεων που αναπτύσσονται πίσω από τους τοίχους χωρίζονται στις εξής κατηγορίες:

- **Ελαστικές λύσεις** (αδυναμία παραμόρφωσης/μετακίνησης τοίχου—ελαστική συμπεριφορά υλικού)
- **Ανελαστικές αναλύσεις** (περιορισμένη παραμόρφωση/μετακίνηση τοίχου—ανελαστική συμπεριφορά υλικού)
- **Λύσεις οριακής ισορροπίας** (μεγάλη παραμόρφωση/μετακίνηση τοίχου—αστοχία εδαφικού υλικού)

4.2.1 Θεωρία Mononobe-Okabe (M-O)

Ο Okabe (1926) και οι Mononobe και Matsuo (1929) ήταν οι πρώτοι που ανέπτυξαν τη θεωρία της ψευδοστατικής ανάλυσης για τις σεισμικές ωθήσεις σε κατασκευές αντιστήριξης, η οποία έγινε γνωστή ως μέθοδος Mononobe-Okabe (M-O). Βασική παραδοχή της μεθόδου είναι ότι κατά τη διάρκεια σεισμικής διέγερσης δημιουργείται στο αντιστηριζόμενο έδαφος μια συνεχής επιφάνεια ολίσθησης. Έτσι ο κρηπιδότοιχος μαζί με το αντιστηριζόμενο εδαφικό πρίσμα μετακινούνται ως απολύτως στερεό σώμα με ομοιόμορφη καθ' ύψος επιτάχυνση ίση με την επιτάχυνση στη βάση του τοίχου. Ως αποτέλεσμα του σεισμού, τόσο στο αντιστηριζόμενο πρίσμα όσο και στον κρηπιδότοιχο αναπτύσσονται ψευδοστατικές αδρανειακές δυνάμεις. Κατά τη διαδικασία επίλυσης εφαρμόζονται ψευδοστατικές επιταχύνσεις στην ενεργητική ή παθητική σφήνα του Coulomb και στη συνέχεια η ψευδοστατική ώθηση του εδάφους προσδιορίζεται από την συνθήκη ισορροπίας της σφήνας. Το μέγεθος των δυνάμεων αυτών είναι ανάλογο της μάζας του τοίχου, της πρίσματος και της επιτάχυνσης του σεισμικού κραδασμού στη βάση του τοίχου. Η σεισμική δράση εξαρτάται από τις δύο ψευδοστατικές συνιστώσες δυνάμεων, οι οποίες εξαρτώνται από τις αντίστοιχες ψευδοστατικές συνιστώσες της επιτάχυνσης a_h και a_v , οριζόντια και κατακόρυφη αντίστοιχα, όπου:

$$a_h = k_h * g \quad \text{και} \quad a_v = k_v * g \quad (4.6 - 4.7)$$

Η συνολική ενεργητική δύναμη (στατική και δυναμική) υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} * \gamma * H^2 * (1 - k_v) \quad (4.8) \quad \text{όπου:}$$

γ = ειδικό βάρος του εδάφους

H = ύψος τοίχου αντιστήριξης

K_{AE} = συντελεστής ενεργητικών σεισμικών ωθήσεων

k_v, k_h = σεισμικός συντελεστής κατακόρυφης και οριζόντιας επιτάχυνσης

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \psi)}{\cos\psi \cos^2\theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (4.9)$$

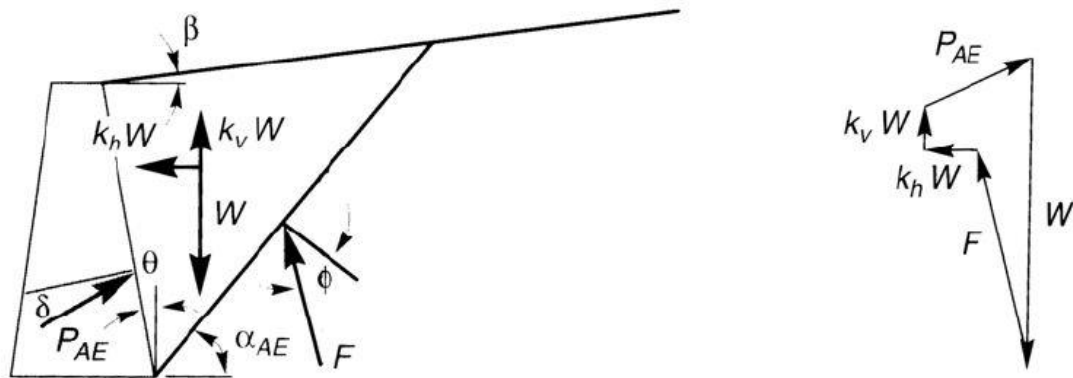
φ = γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους

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 οριζόντια διεύθυνση

δ = γωνία τριβής της διεπιφάνειας τοίχου και αντιστηριζόμενου εδάφους



Εικόνα 4.2: Δυνάμεις που ενεργούν στο προσομοίωμα M-O και απεικόνιση της ισοροπίας δυνάμεων του πρίσματος

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

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} \quad (4.10)$$

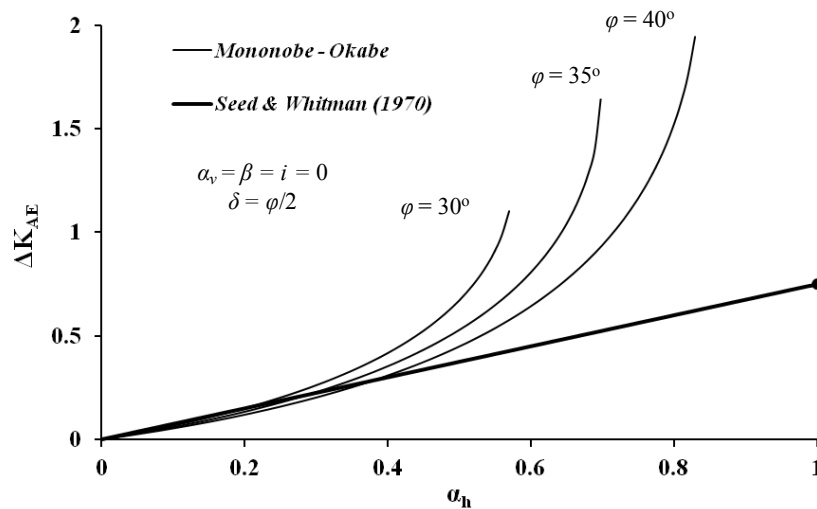
Η διαφοροποίηση της μεθόδου M-O σε σχέση με τις υπόλοιπες έγκειται στο σημείο εφαρμογής της συνολικής ενεργής ώθησης που ασκείται στον τοίχο. Ενώ σύμφωνα με τους Mononobe–Okabe το σημείο εφαρμογής της συνισταμένης δύναμης ορίζεται αυθαίρετα (όπως και στη θεωρία Coulomb) στο $H/3$, όπου H το ύψος του τοίχου, περαιτέρω πειραματικές αναλύσεις κάτω από συνθήκες δυναμικής φόρτισης εντόπισαν το σημείο εφαρμογής σε υψηλότερο σημείο. Στην πράξη, η πλέον ευρέως χρησιμοποιούμενη ανάλυση είναι η τροποποιημένη μέθοδος των M–O κατά Seed και Whitman (1970), όπου θεωρούν το σημείο εφαρμογής της συνολικής ενεργής ώθησης που ασκείται στον τοίχο σε ύψος $0,60H$. Τελικά, η συνισταμένη ενεργητική δύναμη που εφαρμόζεται προκύπτει ως απόρροια των δύο παραπάνω προσεγγίσεων ως:

$$H = \frac{\frac{P_A H}{3} + \Delta P_{AE}(0.6H)}{P_{AE}} \quad (4.11)$$

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

$$\Delta P_{AE} = \frac{3}{8} a_h * \gamma * H^2 * \cos \delta = \frac{1}{2} \Delta K_{AE} a_h \gamma H^2 \cos \delta \quad (4.12)$$

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



Εικόνα 4.3 : Σύγκριση συντελεστή δυναμικής ενεργητικής ώθησης των Μ–Ο με την προσεγγιστική τιμή των Seed–Whitman

Εν κατακλείδι η μέθοδος των Mononobe–Okabe αποτελεί μια αρκετά απλή ανάλυση στην εκτίμηση των σεισμικών φορτίσεων τοίχων αντιστήριξης. Καθώς η σταθερότητα του τοίχου μειώνεται με την αύξηση της ενεργούς ώθησης ή τη μείωση της παθητικής, η μέθοδος Μ–Ο παράγει σεισμικά φορτία υψηλότερα από τη στατική περίπτωση. Επιπρόσθετα υπόκειται σε όλους τους περιορισμούς τόσο των ψευδο-στατικών αναλύσεων όσο και της μεθόδου Coulomb, αφού όπως προαναφέρθηκε αποτελεί γενίκευσή της. Τελικά και οι δύο θεωρίες δίνουν πολύ μεγαλύτερες τιμές για την συνολική παθητική ώθηση σε σχέση με την πραγματικότητα και θα πρέπει να χρησιμοποιούνται με σύνεση.

4.2.2 Μέθοδος Steedman-Zeng

Η μέθοδος Μ–Ο ως ψευδοστατική υπολογίζει την επιρροή του δυναμικού φορτίου προσεγγιστικά, οπότε, αν απαιτείται να συμπεριληφθούν στη μελέτη τα δυναμικά χαρακτηριστικά του αντιστηριζόμενου εδάφους, όπως η διαφορά φάσης και η εδαφική ενίσχυση, πρέπει να χρησιμοποιηθεί μία απλή ψευδοδυναμική μέθοδος ανάλυσης. Σύμφωνα με αυτή την μέθοδο αν εφαρμόσουμε αρμονικές διεγέρσεις στην βάση πακτωμένου τοίχου, πλάτους a_h , τότε η επιτάχυνση σε βάθος z από την κορυφή του τοίχου θα υπολογίζεται από τον τύπο:

$$a(z,t) = a_h \sin\left[\omega\left(t - \frac{H-z}{V_s}\right)\right] \quad (4.13), \text{ όπου:}$$

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

Υποθέτοντας ότι οι ωθήσεις που ασκούνται στον τοίχο προέρχονται από την τριγωνική σφήνα που δημιουργείται πίσω από αυτόν, τότε η συνολική ενεργητική ώθηση (στατική και δυναμική) προκύπτει από την σχέση:

$$P_{AE} = \frac{Q_h(t) \cos(\alpha - \varphi) + W \sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \quad (4.14), \text{ όπου:}$$

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

$$Q_h(t) = \int_0^H m(z) a(z, t) dz = \frac{\lambda \gamma a_h}{4\pi^2 g \tan \alpha} [2\pi H \cos \omega] + \lambda(\sin \omega) - \sin \omega t] \quad (4.15\alpha)$$

$$\lambda = \frac{2\pi V_s}{\omega} = \text{μήκος κύματος} \quad (4.15\beta)$$

$$\zeta = t * \frac{H}{V} \quad (4.15\gamma)$$

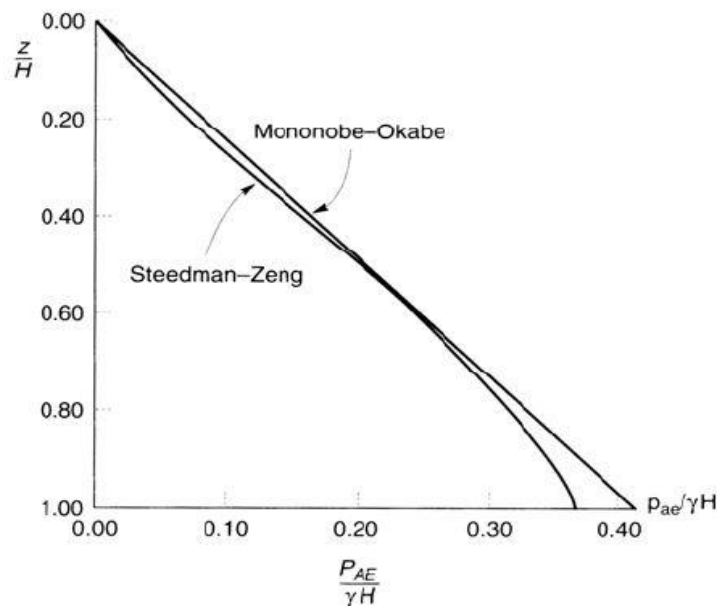
$$m(z) = \frac{\gamma H - z}{g \tan \alpha} = \text{μάζα στοιχείου της σφήνας} \quad (4.15\delta)$$

Το σημείο εφαρμογής της συνολικής ενεργητικής ώθησης έχει δύο συνιστώσες, την στατική όπου εφαρμόζεται στο $H/3$, όπως προκύπτει και από τις κλασικές

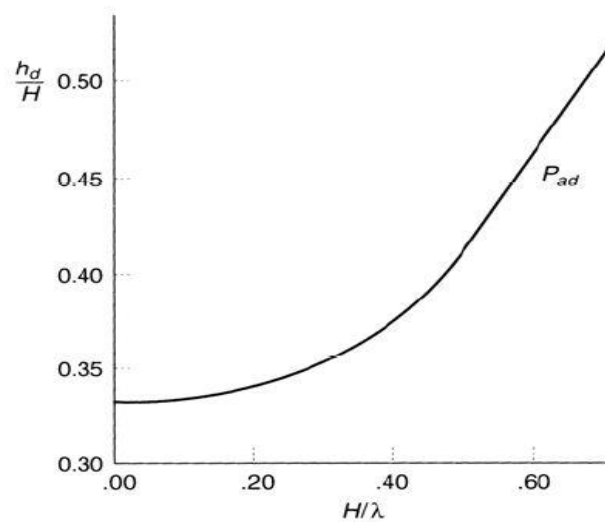
στατικές μεθόδους, και τη δυναμική, η οποία εξαρτάται από το λόγο H/λ . Η δυναμική συνιστώσα εξαρτάται επίσης από τον χρόνο, με αποτέλεσμα το σημείο εφαρμογής από τη βάση του τοίχου να υπολογίζεται από τον τύπο:

$$h_d = H - \frac{2\pi^2 H^2 \cos \omega z + 2\pi \lambda H \sin \omega z - \lambda^2 (\cos \omega z - \cos \omega t)}{2\pi H \cos \omega z + \pi \lambda (\sin \omega z - \sin \omega t)} \quad (4.16)$$

Στα παρακάτω σχήματα συγκρίνονται οι κανονικοποιημένες τιμές των ωθήσεων καθώς και το πως κινείται το σημείο εφαρμογής των δυναμικών ωθήσεων καθ' ύψος, όπως προκύπτει από τις μεθόδους Mononobe–Okabe και Steedman–Zeng



Εικόνα 4.4: Σύγκριση εδαφικών ωθήσεων για την μεθόδους M–O και Steedman–Zeng για οριζόντιο σεισμικό συντελεστή $k_h=0.2$ και $H/\lambda=0.3$



Εικόνα 4.5: Θέση του σημείου εφαρμογής της δυναμικής ώθησης –περίπτωση της μέγιστης ροπής ανατροπής για οριζόντιο σεισμικό συντελεστή $k_h=0.2$

4.3 Ελαστικές μέθοδοι

Για πολλές δεκαετίες, η σεισμική ανάλυση των τοίχων αντιστήριξης βασίζονταν στην απλή γενίκευση της οριακής ισορροπίας του Coulomb, γνωστή ως μέθοδο Mononobe–Okabe αλλά και την τροποποιημένη και απλουστευμένη μέθοδο των Seed και Whitman. Αυτές επικράτησαν κυρίως λόγω της απλουστευμένης τους μορφής αλλά και της εξοικείωσης των μηχανικών με τη μέθοδο. Πειραματικές έρευνες τις δεκαετίες του 1960 και 1970, με χρήση μικρής κλίμακας δονούμενων επιτραπέζιων τεστ, απέδειξαν ότι σε πολλές περιπτώσεις η μέθοδος M–O ήταν αρκετά ρεαλιστική, τουλάχιστον όταν η προς τα έξω μετατόπιση του τοίχου (λόγω μετακίνησης, στροφής ή κάμψης) ήταν αρκετά μεγάλη ώστε να προκαλέσει το σχηματισμό μιας επιφάνειας τριβής του αντιστηριζόμενου εδάφους (όπως στην περίπτωση του Coulomb).

4.3.1 Μέθοδος παραμενουσών μετακινήσεων

Μια σημαντική εξέλιξη της θεωρίας των M–O έγινε από τους Richards και Elms (1979), για την αντιμετώπιση παραμενουσών (ανελαστικών) μετατοπίσεων προς τα έξω, μέσω της χρήσης του ολισθαίνοντος μπλοκ κατά τη θεωρία του Newmark

(1965). Η ανάγκη διατύπωσης αυτής της νέας μεθόδου ήταν επιτακτική για δύο βασικούς λόγους. Καταρχήν σύμφωνα με τη μέθοδο ψευδοστατικών δυνάμεων, όταν ο συντελεστής ασφάλειας είναι μικρότερος της μονάδας τότε επέρχεται αστοχία στον κρηπιδότοιχο, χωρίς αυτό να σημαίνει πάντα την καταστροφή του. Λόγω της φύσης του φαινομένου του σεισμού, πτώση της τιμής του συντελεστή ασφαλείας κάτω από τη μονάδα κατά τη διάρκεια του κραδασμού μπορεί απλώς να σημαίνει μια παραμένουσα μετατόπιση, την οποία αδυνατεί να προσδιορίσει η ψευδοστατική μέθοδος, ή περιστροφή του τοίχου. Επιπρόσθετα ο αντισεισμικός σχεδιασμός ενός κρηπιδότοιχου με την επιβολή συντελεστών ασφαλείας και απαγορεύοντας οποιαδήποτε παραμόρφωση (μέσω της ψευδοστατικής μεθόδου) οδηγούσε σε αντισεισμικές κατασκευές. Πράγματι, για να δώσει ένας κρηπιδότοιχος που κατασκευάζεται σε περιοχή υψηλής σεισμικότητας «δυναμικό» συντελεστή ασφαλείας ίσο με τη μονάδα πρέπει ο αντίστοιχος στατικός να είναι ίσος με 3 ή μεγαλύτερος, που συνεπάγεται κατασκευή κρηπιδότοιχων τεραστίων διαστάσεων.

Οι Richards και Elms τροποποίησαν την αρχική θεωρία του Newmark εισάγοντας ένα καινούριο μέγεθος, την «κρίσιμη» (οριακή) επιτάχυνση, την οποία όρισαν ως την ελάχιστη οριζόντια εδαφική επιτάχυνση που απαιτείται για να αρχίσει η ολίσθηση και που προφανώς αντιστοιχεί σε συντελεστή ασφαλείας ίσο με τη μονάδα. Έτσι κάθε φορά που η σεισμική επιτάχυνση ξεπερνάει την οριακή, ο κρηπιδότοιχος ολισθαίνει με σταθερή επιτάχυνση ίση με την οριακή. Η διολίσθηση σταματάει όταν έδαφος και τοίχος αποκτήσουν ξανά ίσες ταχύτητες. Προφανώς κατά τη διάρκεια της διέγερσης το φαινόμενο που περιγράφηκε επαναλαμβάνεται πολλές φορές και επομένως η τελική μετακίνηση του τοίχου μπορεί να υπολογισθεί ως άθροισμα των επιμέρους διολισθήσεων. Μια πρώτη εκτίμηση της μετατόπισης αποτελεί η σχέση:

$$\Delta = 0.087 (V_{\max})^2 (A_{\max})^3 / (A_c)^4 \quad (4.17), \text{ όπου:}$$

A_c η κρίσιμη επιτάχυνση και A_{\max} η μέγιστη τιμή της σεισμικής επιτάχυνσης κραδασμού και V_{\max} η μέγιστη τιμή της σεισμικής ταχύτητας.

Από την άλλη οι Whitman & Liao προτείνουν μία σχέση που δίνει 50% πιθανότητα υπέρβασής της, ενώ οι Cai & Bathurst προτείνουν μία λιγότερο συντηρητική μέθοδο από εκείνη των Richards & Elms και που ταυτόχρονα έχει μικρότερη

πιθανότητα υπέρβασης από αυτή των Whitman & Liao, υπολογίζοντας μία μέση μέγιστη τιμή μετακίνησης. Οι σχέσεις αντίστοιχα είναι:

$$\Delta = 37 [(V_{\max})^2 / (A_{\max})] \exp (-9.4 A_c / A_{\max}) \quad (4.18)$$

$$\Delta = 35 [(V_{\max})^2 / (A_{\max})] \exp (-6.91 A_c / A_{\max}) (A_c / A_{\max})^{-0.38} \quad (4.19)$$

Όταν $(A_c / A_{\max}) > 0,3$ τότε οι παραπάνω σχέσεις δίνουν παραπλήσιες τιμές για τη μετατόπιση, ενώ όταν $(A_c / A_{\max}) < 0,3$ η σχέση των Richard & Elms εμφανίζεται αρκετά συντηρητική. Η σχέση των Whitman & Liao πρέπει να χρησιμοποιείται με προσοχή γιατί μπορεί να υποεκτιμήσει τη μετατόπιση.

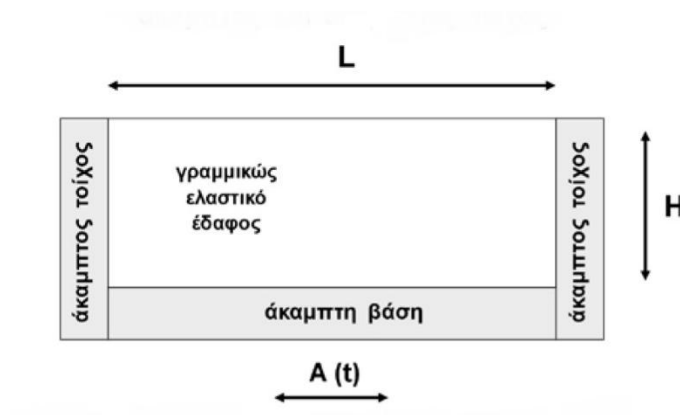
Συμπερασματικά, η μέθοδος των παραμενουσών μετατοπίσεων επιτρέπει το σχεδιασμό ενός κρηπιδότοιχου με βάση το σκεπτικό ότι η παραμένουσα διολίσθησή του (μετά το τέλος του σεισμικού κραδασμού) πρέπει να είναι μικρότερη από μία κρίσιμη τιμή. Η εκτίμηση της κρίσιμης αυτής τιμής δεν είναι εύκολη υπόθεση, συχνά δε μάλιστα δε δίνεται από τους υφιστάμενους κανονισμούς.

4.3.2 Άλλες Ελαστικές Μέθοδοι

Παρόλα αυτά σε πολλές πραγματικές περιπτώσεις (τοίχοι υπογείου, αγκυρωμένοι τοίχοι, παραπετάσματα γεφυρών κ.λπ.) οι κινηματικοί περιορισμοί που τέθηκαν για το αντιστηριζόμενο σύστημα δεν οδηγούσαν στην εξέλιξη των συνθηκών οριακής ισορροπίας, με αποτέλεσμα να προκύπτουν αυξημένες δυναμικές πιέσεις. Γενικότερα, οι δύο κατηγορίες μεθόδων που αναφέρθηκαν έως τώρα (ελαστική και οριακής ισορροπίας) καλύπτουν μόνο τις δύο ακραίες περιπτώσεις. Οι ελαστικές μέθοδοι λαμβάνουν το έδαφος ως μία ημι-ελαστική συνέχεια, ενώ η μέθοδοι οριακής ισορροπίας θεωρούν άκαμπτη πλαστική συμπεριφορά. Οι προσπάθειες γεφύρωσης αυτού του χάσματος των δύο μεθόδων σημειώθηκε από τον Whitman και τους συνεργάτες του, σε αναλύσεις που συνδύαζαν κυματική διάδοση σε ένα ημι-ελαστικό μέσο με συγκεντρωμένη πλαστική παραμόρφωση σε μία επιφάνεια αστοχίας.

Σε αυτή την κατηγορία αναλύσεων μεταξύ άλλων 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 ενός τοίχου 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 προσομοίωμα 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 ότι, ο τοίχος έπρεπε να είναι ακλόνητος και η δεύτερη ότι, δε μπορεί να υπάρχει συντονισμός μεταξύ της κίνησης του εδάφους και των εδαφικών ωθήσεων, παραδοχές που είναι δύσκολο να ικανοποιούνται και σε πραγματικές συνθήκες.

Ο Wood το 1973 χρησιμοποίησε ένα προσομοίωμα αποτελούμενο από δύο άκαμπτους τοίχους συνδεδεμένους με μια επίσης άκαμπτη βάση, και με το εδαφικό υλικό που περιεχόταν μεταξύ των τοίχων ομογενές και γραμμικά ελαστικό. Με το παραπάνω προσομοίωμα μελέτησε τις περιπτώσεις όπου εφαρμόζονται αρμονικές διεγέρσεις και μάλιστα μικρής συχνότητας, δηλαδή συχνότητες μικρότερες του $0,5\omega$, όπου το ω θεωρείται η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα της αντιστηριζόμενης εδαφικής στρώσης, για τις οποίες απέδειξε ότι η δυναμική ενίσχυση θεωρείται αμελητέα.



Σχήμα 4.6: Προσομοίωμα Wood

Ο Wood υπολόγισε ότι αν η απόσταση μεταξύ των δύο τοίχων του προσομοιώματος είναι μεγαλύτερη από το δεκαπλάσιο του ύψους του τοίχου, δεν υπήρχε αλληλεπίδραση στις ωθήσεις τους, οπότε η εδαφική στρώση μπορούσε να θεωρηθεί ημίαιρη. Με τις παραπάνω παραδοχές υπολόγισε τις δυναμικές ωθήσεις και ροπές ως:

$$\Delta P_{eq} = \gamma H^2 \frac{\alpha_h}{g} F_p \quad (4.20)$$

$$\Delta M_{eq} = \gamma H^3 \frac{\alpha_h}{g} F_m \quad (4.21), \quad \text{όπου:}$$

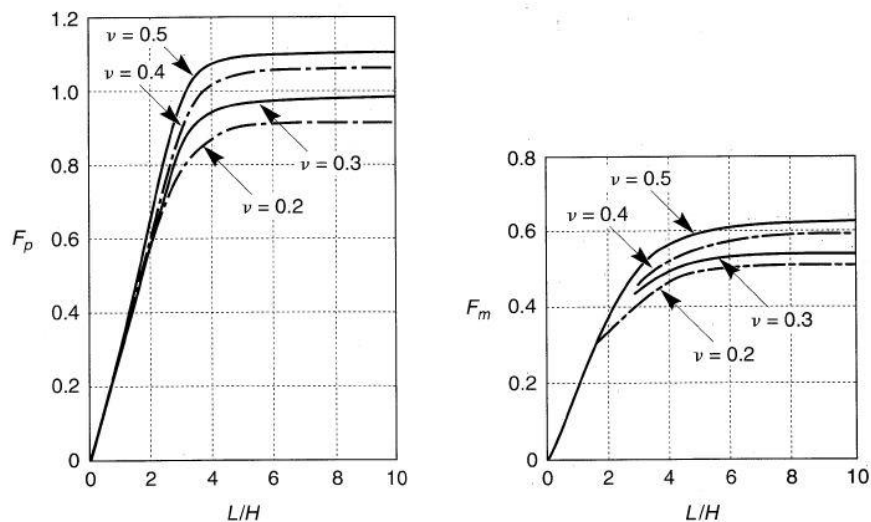
γ = ειδικό βάρος του εδάφους

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 4.8., ενώ το σημείο εφαρμογής των ωθήσεων υπολογίζεται από τον τύπο:

$$h_{eq} = \frac{\Delta M_{eq}}{\Delta P_{eq}} \quad (4.22)$$



Σχήμα 4.7: Τιμές των F_p , F_m για διάφορες γεωμετρίες και τιμές του λόγου του Poisson ν

Καθώς η λύση του Wood αναφέρεται σε έναν πλήρως άκαμπτο τοίχο πακτωμένο στη βάση του, οι παραγόμενες ελαστικές δυναμικές εδαφικές ωθήσεις είναι τουλάχιστον δύο φορές υψηλότερες από αυτές που προκύπτουν από τις μεθόδους οριακής ισορροπίας. Το παραπάνω γεγονός σε συνδυασμό με την έλλειψη αστοχιών τόσο μεγάλης κλίμακας κατά τη διάρκεια σεισμών, οδήγησε στη γενικότερη θεώρηση ότι οι ελαστικές μέθοδοι είναι υπερβολικά συντηρητικές και ακατάλληλες για πρακτική χρήση, αλλά και ο λόγος που πλέον χρησιμοποιείται κατ' αποκλειστικότητα η μέθοδος των Mononobe–Okabe (και Seed–Whitman) σε οποιαδήποτε εφαρμογή στην πράξη.

Το 1973 ο Scott ήταν ο πρώτος που προσπάθησε να προσομοιώσει την ευκαμψία του τοίχου, τοποθετώντας στροφικά ελατήρια στη βάση του προσομοίωμα. Στο παραπάνω προσομοίωμα δε λαμβάνονται υπόψη τόσο η απόσβεση όσο και οι διατμητικές δυνάμεις, με αποτέλεσμα, όπως κατέληξαν και οι Veletsos και Younan το 1994, να μη μπορεί να αναπαραστήσει σωστά την απόκριση του συστήματος. Εντούτοις, και αυτός ο τρόπος συμπεριφοράς του συστήματος τοίχου–εδάφους δεν αντιπροσωπεύει την πραγματικότητα, καθώς οι υποθέσεις της μεθόδου δεν είναι ρεαλιστικές, μη βρίσκοντας έτσι πρακτική εφαρμογή.

Τα αποτελέσματα των ελαστικών μεθόδων θεωρήθηκαν αντιοικονομικά και συνεπώς βρήκαν περιορισμένη εφαρμογή σε σύγκριση με αυτά των ψευδοστατικών μεθόδων.

4.3.3 Παρουσία του υδάτινου στοιχείου

Πέρα από τον προσδιορισμό των εδαφικών ωθήσεων βασικό στοιχείο που διαφοροποιεί τη μελέτη της συμπεριφοράς ενός λιμενικού κρηπιδότοιχου σε σχέση με ένα απλό τοίχο αντιστήριξης είναι η παρουσία νερού τόσο στην εξωτερική όσο και στην εσωτερική του πλευρά. Η ύπαρξη νερού συνεπάγεται ανάπτυξη υδροδυναμικών υποπίεσεων στην εξωτερική πλευρά του κρηπιδότοιχου, με το μέτρο τους να εκτιμάται με βάση τη σχέση του Westergaard:

$$u_{hd}(z) = (7/8) \varepsilon \gamma_w (z/H)^{1/2} \quad (4.23)$$

Η συνισταμένη υδροδυναμική δύναμη εφαρμοζόμενη σε βάθος $H/2$ υπολογίζεται με ολοκλήρωση της ανωτέρω σχέσης και για ύψος H του κρηπιδοτόιχου είναι:

$$P_{hd} = (7 / 12) \varepsilon \gamma_w H^2 \quad (4.24)$$

Στις παραπάνω σχέσεις, ε είναι ο σεισμικός συντελεστής και γ_w το ειδικό βάρος του νερού.

Το νερό των πόρων του αντηστηριζόμενου εδάφους άλλοτε κινείται με τον εδαφικό ιστό και άλλοτε ανεξάρτητα από αυτόν, ανάλογα από τη διαπερατότητα του εδάφους. Στην περίπτωση σχετικώς λεπτόκοκκων υλικών, δηλαδή υλικών μικρής διαπερατότητας, γίνεται δεκτό ότι το έδαφος κινείται μαζί με το νερό ως σώμα, ενώ στην περίπτωση λιθορριπής (μεγάλη διαπερατότητα) έδαφος και νερό κινούνται ανεξάρτητα. Στην πρώτη περίπτωση διαπιστώνεται ότι η ύπαρξη νερού μειώνει δραστικά τη δύναμη της τριβής που αναπτύσσεται στην επιφάνεια ολίσθησης λόγω μείωσης του βάρους του πρίσματος από το ολικό σε ενεργό. Ταυτόχρονα η αναπτυσσόμενη αδρανειακή ψευδοστατική δύναμη είναι ανάλογη της συνολικής μάζας εδαφικού σκελετού και νερού.

Οι σχέσεις των Mononobe–Okabe μπορούν να χρησιμοποιηθούν και για τον υπολογισμό των ωθήσεων των γαιών κάτω από τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα, με αντικατάσταση του σεισμικού συντελεστή ε από έναν «φαινόμενο» ισοδύναμο συντελεστή ε' , ο οποίος ορίζεται ως εξής:

$$\varepsilon' = \varepsilon (W_{ev} / W_{ολ}) \quad (4.25)$$

Στην περίπτωση υλικών μεγάλης διαπερατότητας η ανεξάρτητη κίνηση εδάφους και νερού δημιουργεί αναμφίβολα πρόσθετες υδροδυναμικές υποπιέσεις στην εσωτερική πλευρά του τοίχου. Επιπλέον η αδρανειακή δύναμη είναι ανάλογη μόνο προς τη μάζα του εδαφικού ιστού. Και στην περίπτωση αυτή χρησιμοποιούνται οι σχέσεις των M–O αντικαθιστώντας το σεισμικό συντελεστή ε με έναν ισοδύναμο ε' ώστε:

$$\varepsilon' = \varepsilon (W_{ξηρ} / W_{ολ}) \quad (4.26)$$

Ωστόσο επειδή η χρονική μεταβολή των υδροδυναμικών υποπιέσεων και υπερπιέσεων είναι εν γένει τελείως διαφορετική από τη χρονική μεταβολή της επιτάχυνσης του εδάφους η επαλληλία αυτή εδαφικών και υδροδυναμικών ωθήσεων ίσως είναι υπερβολικά συντηρητική.

Σημαντικό είναι να επισημανθεί ότι οι υδροστατικές πιέσεις αλληλοαναιρούνται καθώς το νερό υπάρχει και στις δύο πλευρές του κρηπιδότοιχου.

Μετά τον προσδιορισμό των δυνάμεων που επενεργούν στον κρηπιδότοιχο κατά τη διάρκεια του σεισμικού κραδασμού (αδρανειακές, εδαφικές ωθήσεις, υδροδυναμικές υποπιέσεις, δυνάμεις τριβής) είναι δυνατή η εξέταση της ευστάθειάς του. Όπως στο αντίστοιχο στατικό πρόβλημα έτσι και εδώ χρησιμοποιούνται συντελεστές ασφαλείας για τον υπολογισμό του κινδύνου αστοχίας του κρηπιδότοιχου σε ολίσθηση ή ανατροπή.

Ο συντελεστής ασφάλειας έναντι ολίσθησης ορίζεται ως ο λόγος της συνισταμένης δύναμης που αντιστέκεται στην ολίσθηση προς τη συνισταμένη που υποκινεί την ολίσθηση. Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ανατροπής ορίζεται ως ο λόγος της συνισταμένης ροπής ως προς τυχόν σημείο που εμποδίζει την ανατροπή προς συνισταμένη ροπή ανατροπής ως προς το ίδιο σημείο, το οποίο συνήθως είναι σημείο της βάσης του τοίχου. Αυτοί οι «δυναμικοί» συντελεστές ασφαλείας έχουν τιμή μικρότερη από τους αντίστοιχους στατικούς λόγω του τυχηματικού χαρακτήρα του φαινομένου του σεισμού, με συνηθέστερες τιμές τις $Y = 1.0 - 1.2$ για ολίσθηση και $Y = 1.2 - 1.4$ για ανατροπή.

Τελικά ως αποτέλεσμα της μεθόδου που προαναφέρθηκε, όταν η τιμή του εκάστοτε συντελεστή ασφαλείας γίνει μικρότερη της ελάχιστης τιμής που ορίζει ο κανονισμός, τότε επέρχεται αστοχία του κρηπιδότοιχου.

4.4 Αναλυτικές μέθοδοι

Τα προβλήματα που προέκυψαν από τις προηγούμενες προσεγγίσεις αντιμετωπίστηκαν κατά κύριο λόγο από την μελέτη που πραγματοποίησαν οι Veletsos και Younan (1994, 1997), οι οποίοι κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι οι αρκετά υψηλές δυναμικές ωθήσεις που προκύπτουν από τις ελαστικές μεθόδους αποδίδονται στη θεώρηση του άκαμπτου και πλήρως πακτωμένου τοίχου, μια υπεραπλούστευση της πραγματικότητας. Για να ξεπεράσουν αυτόν τον περιορισμό, ανέπτυξαν μια αναλυτική λύση που με συνιστώσες τη δομική

ευκαμψία του τοίχου καθώς και τη στροφική συμμόρφωσή στη βάση του με την εισαγωγή ενός στροφικού ελατηρίου (στη βάση του). Χρησιμοποίησαν δηλαδή μαθηματικές μεθόδους κλειστού τύπου προκειμένου να εξετάσουν το ζήτημα από μία νέα σκοπιά και να συγκρίνουν τα αποτελέσματα που θα προκύψουν με τα ήδη υπάρχοντα. Το συμπέρασμα της διερεύνησης αυτής είναι ότι οι δυναμικές ωθήσεις εξαρτώνται σε μεγάλο βαθμό από την ευκαμψία του τοίχου όσο και από την στροφική ευκαμψία της θεμελίωσης, και ότι για ρεαλιστικές τιμές αυτών των παραμέτρων οι δυναμικές ωθήσεις είναι ουσιαστικά χαμηλότερες από τις ωθήσεις που ασκούνται σε έναν άκαμπτο και πλήρως πακτωμένο τοίχο. Στην πραγματικότητα απέδειξαν ότι τιμές των δυναμικών ωθήσεων μπορούν να μειωθούν τόσο ώστε να φτάσουν στο επίπεδο των τιμών που προκύπτει από τη λύση των Monopobe–Okabe, αν ο τοίχος ή η ευκαμψία της βάσης είναι ουσιώδη. Η μεθοδολογία τους εμπεριέχει τα αποτελέσματα των Wood και Seed&Whitman ως δύο ακραίες περιπτώσεις, η μία για τελείως δύσκαμπτο τοίχο και ($d_w=0$) και η άλλη για εύκαμπτο τοίχο ($d_w=40$)

Πιο αναλυτικά οι Veletsos και Younan είχαν ως στόχο την εκτίμηση των δυναμικών ωθήσεων, των δυνάμεων και παραμορφώσεων που αναπτύσσονται σε τοίχους αντιστήριξης, καθώς και τον τρόπο που επηρεάζουν το σύστημα οι διάφοροι παράμετροι που υπεισέρχονται στο προσομοίωμα. Η εδαφική στρώση χαρακτηριζόταν ως ημιάπειρη, ιξωδο-ελαστική και με σταθερή πυκνότητα, ενώ ο τοίχος προσομοιώθηκε ως δοκός με οριζόμενη ευκαμψία και περιορισμένος στη βάση έναντι στροφής από στροφικό ελατήριο. Οι διεγέρσεις που χρησιμοποιήθηκαν ήταν τόσο αρμονικές, όσο και σεισμικές, ενώ θεωρούνταν οριζόντιες και χωρικά σταθερές. 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:

$$\tau_{xy} = G^* \left(\frac{\partial u}{\partial y} \right) \quad (4.27), \text{ όπου:}$$

u = η 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:

$$w(\eta, t) = \eta H\Theta(t) + \sum_{j=1}^J \varphi_j(\eta) q_j(t) \quad (4.28), \text{ όπου:}$$

$w(\eta, t)$ = 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

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

$$\varphi_j(\eta) = \sum_{n=1}^N c_n \psi_n(\eta) = \sum_{n=1}^N c_n \sin\left[\frac{(2n-1)\pi}{2} \eta\right] \quad (4.29), \text{ όπου:}$$

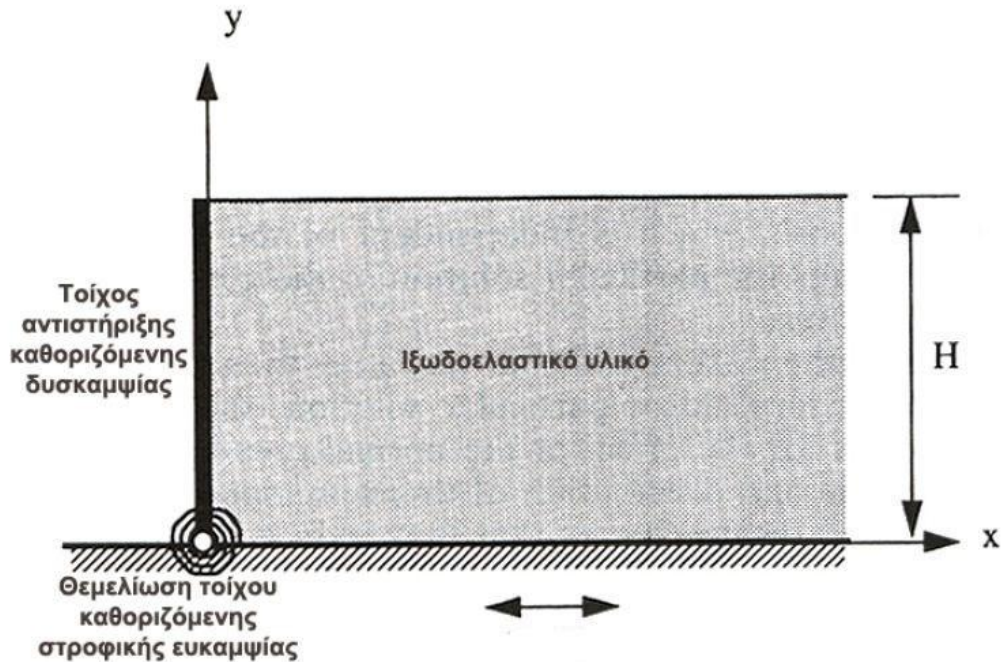
c_n = αδιάστατοι συντελεστές συμμετοχής που ορίζονται από κατάλληλα ολοκληρώματα των φ_j και ψ_n

n = η τάξη της θεωρούμενης ιδιομορφής διατμητικής δοκού

N = επαρκώς μεγάλος ακέραιος

Οι παράμετροι που επηρεάζουν το σύστημα και επιδέχονται ανάλυση είναι τα χαρακτηριστικά της εφαρμοζόμενης διέγερσης, τα χαρακτηριστικά του εδάφους και η δυσκαμψία του τοίχου και η στρεψιμότητα του στροφικού ελατηρίου στη βάση του τοίχου. Πιο συγκεκριμένα, τα χαρακτηριστικά της διέγερσης είναι τα 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 ελατήριου συμβολίζονται με D_w και R_θ αντίστοιχα.



Σχήμα 4.8: Το προσομοίωμα του συστήματος τοίχου και εδάφους των Veletsos&Younan

Σε αυτό το σημείο πρέπει να αναφερθεί ότι στις πρωταρχικές παραμέτρους που επηρεάζουν την απόκριση του συστήματος συγκαταλέγονται η σχετική δυσκαμψία του τοίχου και του αντιστηριζόμενου εδάφους αλλά και ο συντελεστής της σχετικής ευκαμψίας της στρεφόμενης βάσης και του αντιστηριζόμενου εδάφους που ορίζονται από τις ακόλουθες σχέσεις:

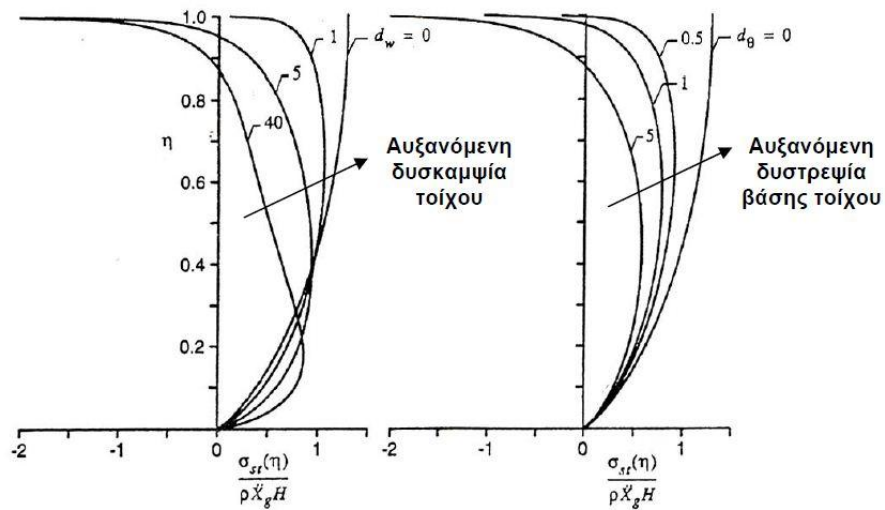
$$d_w = \frac{GH^3}{D_w} \quad (4.30)$$

$$d_\theta = \frac{GH^2}{R_\theta} \quad (4.31),$$

όπου ως D_w στην εξίσωση (4.30) ορίζεται η ευκαμψία του τοίχου ανά μονάδα μήκους ως:

$$D_w = \frac{E_w t^3 w}{12(1-\nu_w^2)} \quad (4.31)$$

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



Σχήμα 4.9: Κατανομές εδαφικών ωθήσεων στατικώς διεγερόμενης αντιστήριξης με $d_\theta=0$ και $d_w=0$ αντίστοιχα

Καθώς οι αναλυτικές λύσεις βασίζονται στην παραδοχή του ομογενούς αντιστηριζόμενου εδάφους, αρκετοί ερευνητές υποστηρίζουν ότι η πιθανή εδαφική ομοιογένεια μπορεί να οδηγήσει σε σημαντικές αλλαγές στο μέγεθος και στην κατανομή των δυναμικών εδαφικών ωθήσεων. Καθώς η παρουσία των εδαφικών επιπέδων θεμελίωσης κάτω από το αντιστηριζόμενο σύστημα αντιπροσωπεύονται μόνο μέσω της στρεφόμενης πηγής, αυτές οι αναλύσεις δεν ισχύουν για την πιθανή οριζόντια μετακίνηση της βάσης του τοίχου, στην οποία μπορεί γενικότερα να υπεισέρχονται τόσο ελαστικές όσο και ανελαστικές (μέσω της ολίσθησης) συνιστώσες.

4.5 Αριθμητικές μέθοδοι

Τα αποτελέσματα στα οποία κατέληξαν οι Veletsos & Younan προσπάθησε να επαληθεύσει ο Ψαρρόπουλος et al. (2000) χρησιμοποιώντας αριθμητικές μεθόδους πεπερασμένων στοιχείων. Γενικότερα οι αριθμητικές μέθοδοι περιλαμβάνουν κώδικες πεπερασμένων στοιχείων, πεπερασμένων διαφορών, κλπ. Το συγκεκριμένο προσομοίωμα επιλύθηκε με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS, ενώ χρησιμοποιήθηκαν τα ίδια προσομοιώματα με αυτά των Veletsos & Younan. Η ευελιξία που δίνει η εφαρμογή της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων έγκειται στην δυνατότητα εισαγωγής ρεαλιστικότερων παραμέτρων που αδυνατούν να εισαχθούν κατά τις αναλυτικές λύσεις. Επομένως οι διαφορές των τελευταίων προσομοιωμάτων σε σχέση με αυτά των Veletsos & Younan αφορούσαν την εδαφική ανομοιογένεια του αντιστηριζόμενου εδάφους, την ευελιξία μετακίνησης της θεμελίωσης του τοίχου αλλά και την εισαγωγή του βάρους ανά μονάδα επιφάνειας για τον τοίχο αντιστήριξης.

Τα συμπεράσματα που προέκυψαν από τη μελέτη τους απέδειξαν ότι γενικά υπάρχει συμφωνία στα αποτελέσματα των δύο προσεγγίσεων (αναλυτικών και αριθμητικών) και κατά συνέπεια επιβεβαίωση της αναλυτικής λύσης των Veletsos & Younan με μερικές μικρές διαφορές που οφείλονται στη λεπτομερέστερη δόμηση του προσομοιώμα. Τα αποτελέσματα δείχνουν ότι η ανομοιογένεια του αντιστηριζόμενου εδάφους οδηγεί σε μειωμένες ωθήσεις στο πάνω μέρος του τοίχου και ιδιαίτερα στην περίπτωση των πολύ εύκαμπτων τοίχων. Επίσης συμπεραίνεται ότι η ευκαμψία της βάσης δε μπορεί να σχεδιαστεί εύκολα μόνο με τη χρήση μίας στροφικής πηγής λόγω των φαινομένων διάδοσης κυμάτων. Παράλληλα η επίδραση της συχνότητας διέγερσης είναι εμφανής. Κατά το συντονισμό ($f=f_1$) οι ωθήσεις είναι πάντα μεγαλύτερες σε σχέση με αυτές της οιονεί στατικής διέγερσης ($f=f_1/6$). Η διέγερση ονομάζεται οιονεί στατική επειδή έχοντας μικρή συχνότητα είναι σαν να υπόκειται το προσομοίωμα σε σταθερή οριζόντια επιτάχυνση. Για συχνότητες που απέχουν πολύ από την ιδιοσυχνότητα ταλάντωσης του προσομοιώματος (είτε προς τα πάνω είτε προς τα κάτω) η καταπόνηση του τοίχου δεν είναι μεγάλη σε σχέση με αυτή που δέχεται κατά το συντονισμό.

Στην πραγματικότητα όμως οι πολύ μεγάλες τιμές ωθήσεων που αναλύθηκαν δεν υφίστανται στην πράξη διότι στη φύση δε συναντώνται αρμονικές διεγέρσεις αλλά μόνο συνδυασμός αυτών, συνεπώς είναι απίθανος ο απόλυτος συντονισμός ($f=f_1$ ή $f=f'_1$). Επίσης σπάνια συναντώνται μονοδιάστατες στρώσεις επί βράχου. Συνήθως τα κατώτερα εδαφικά στρώματα δεν είναι τελείως ανένδοτα, συνεπώς εμπεριέχεται η απόσβεση ακτινοβολίας. Η ανομοιογενής εδαφική κατανομή (προφίλ) επηρεάζει τις καταπονήσεις που υπολογίστηκαν διότι το μη σταθερό ύψος της εδαφικής στρώσης δημιουργεί τοπικές ενισχύσεις και όχι καθολικές όπως υπέθεσαν στο εξεταζόμενο προσομοίωμα. Τέλος η απόκριση του εδάφους δεν είναι ελαστική στην πλειονότητα των περιπτώσεων εκτός από σπάνιες. Συμβατικά έγινε η υπόθεση γραμμικής ελαστικής συμπεριφοράς του εδάφους, όμως στην πράξη υπάρχει ανελαστική εδαφική απόκριση, η οποία επηρεάζοντας την τιμή της δυσκαμψίας μετατοπίζει την ιδιοσυχνότητα του προσομοιώματος σε μικρότερες τιμές και έτσι η συχνότητα διέγερσης δεν είναι πλέον και η συχνότητα συντονισμού του προσομοιώματος.

Με κατάλληλες προσαρμογές του προσομοίωμου ώστε να ανταποκρίνεται στην πραγματικότητα, υπολογίστηκε η επίδραση των υπερκείμενων στρώσεων, ως παράγοντες απόσβεσης ακτινοβολίας. Παρατηρήθηκε ότι για μεταβαλλόμενο μέτρο διάτμησης (G) καθ' ύψος έχουμε μικρότερες ωθήσεις πίσω από τον τοίχο, επομένως η ανομοιογένεια του εδάφους δρα ευνοϊκά στην καταπόνηση του τοίχου. Όσον αφορά την επίδραση της ανελαστικότητας του αντιστηριζόμενου εδάφους εκτός από την περίπτωση της στατικής φόρτισης, οι υπόλοιπες φορτίσεις κατά το μεγαλύτερο μέρος τους έχουν χαμηλότερες τιμές από αυτές που εισάγει η λύση του Wood, η οποία βασίζεται στην εξ' ολοκλήρου ελαστική συμπεριφορά του αντιστηριζόμενου εδάφους. Συνεπώς και η ανελαστικότητα του εδάφους μετριάξει τις ασκούμενες ωθήσεις.

4.6 Ευρωπαϊκός κανονισμός EN 1998 (EC 8)

Η Ευρωπαϊκή Ένωση μέσω ενός αναγνωρισμένου οργανισμού, της Comité Européen de Normalisation (CEN), εξέδωσε ένα σύνολο κανονισμών σχεδιασμού, τους Ευρωπαϊκούς Κανονισμούς ή Ευροκώδικες. Ανάμεσα στις

κράτη –μέλη του CEN συγκαταλέγεται η Νορβηγία και η Ισλανδία. Οι κανονισμοί αυτοί έχουν στόχο την παροχή ενός βασικού συνόλου κανονισμών σχεδιασμού στα πλαίσια της Ευρώπης που θα ακολουθούνται από τους μηχανικούς σε συνδυασμό με τις εθνικές προδιαγραφές κάθε χώρας. Όπως είναι φυσικό οι κανονισμοί αυτοί αναθεωρούνται συχνά ώστε να παραμένουν ενημερωμένοι.

Όσον αφορά το σχεδιασμό αντιστηρίξεων θεωρείται μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους κατά τη δυναμική αλληλεπίδραση με την κατασκευή αντιστήριξης. Επιπρόσθετα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι αδρανειακές δυνάμεις που σχετίζονται με τη μάζα του εδάφους και της κατασκευής αλλά και των υπόλοιπων βαρυτικών φορτίων που δύναται να επιδρούν σε αυτά, η υδροδυναμική επίδραση από την παρουσία νερού στο σύστημα καθώς και η συμβατότητα μεταξύ των παραμορφώσεων του εδάφους, του νερού και των αγκυρίων όπου αυτά υπάρχουν.

Ως μέθοδος σχεδιασμού επιλέγεται η ψευδοστατική για την εκτίμηση των εδαφικών ωθήσεων, μέσω της εκτίμησης του συντελεστή ενεργών εδαφικών και παθητικών ωθήσεων από τα αντίστοιχα διαγράμματα που παρέχονται. Όταν στο σχεδιασμό συγκαταλέγεται και η συνιστώσα του νερού, η συνολική δύναμη σχεδιασμού που ασκείται στον τοίχο κάτω από δυναμικές (σεισμικές) συνθήκες εκτιμάται μέσω της συνθήκης οριακής ισορροπίας.

Πολλές χώρες τόσο σε ευρωπαϊκό όσο και σε παγκόσμιο επίπεδο έχουν θεσπίσει δικούς τους αντισεισμικούς κανονισμούς για το σχεδιασμό κατασκευών αντιστήριξης (British Standards, Technical Standards in Japan, κ.λπ.) με στόχο την κάλυψη συγκεκριμένων αδυναμιών που παρουσιάζουν. Στη χώρα μας όπως είναι γνωστό, αν και υπάρχει έντονη σεισμικότητα, δεν υφίσταται κανονισμός σχεδιασμού λιμενικών έργων και πολύ περισσότερο κανονισμός αντισεισμικού υπολογισμού τέτοιων έργων. Έτσι, η σύλληψη του έργου από άποψη στατικής λειτουργίας και ο αντισεισμικός υπολογισμός θα πρέπει να γίνονται με μία γενικώς παραδεκτή μέθοδο, τη χρήση των Ευρωπαϊκών Κανονισμών, αφού λαμβάνονται υπόψη κατά το δυνατόν θέματα όπως η ποιότητα του εδάφους και οι ενδεχόμενες μεγεθύνσεις της σεισμικής δόνησης, η πίεση των πόρων και η

μεταβολή της, ο κίνδυνος ρευστοποίησης, η αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5^ο : ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Ένα από τα πιο σημαντικά και συχνά προβλήματα που καλείται να αντιμετωπιστεί στη γεωτεχνική μηχανική είναι ο υπολογισμός της εδαφικής απόκρισης κατά την εμφάνιση ενός δυναμικού φαινομένου. Οι αναλύσεις της απόκρισης του εδάφους χρησιμοποιούνται στην πρόβλεψη των κινήσεων της επιφάνειας του εδάφους, για την απόκριση του φάσματος απόκρισης σχεδιασμού, τον υπολογισμό δυναμικών ωθήσεων και παραμορφώσεων κατά τη ρευστοποίηση, και την αντιμετώπιση των προκαλούμενων από το σεισμό ωθήσεων που οδηγούν σε αστάθεια των αντιστηριζόμενων κατασκευών.

Η διερεύνηση που ακολουθεί, όπως έχει αναφερθεί προηγουμένως, στοχεύει στο να γίνει μια ολοκληρωμένη ερμηνεία της συμπεριφοράς του συστήματος τοίχου αντιστήριξης και εδάφους, μέσω της εκτίμησης των ωθήσεων που ασκούνται στο πίσω μέρος των τοίχων όταν διεγείρονται από δυναμικά φαινόμενα, όπως οι σεισμοί. Στη συγκεκριμένη περίπτωση θα εξεταστούν κατασκευές αντιστήριξης εδαφικών στρώσεων διαφορετικής κλίσης, ξεφεύγοντας έτσι από το απλό μοτίβο της οριζόντιας μονοδιάστατης εδαφικής στρώσης που επικρατεί στις απλουστευμένες αναλύσεις. Έχοντας βέβαια σαν βάση την πιο απλουστευμένη εκδοχή του προβλήματος, με την περίπτωση της μονοδιάστατης εδαφικής στρώσης ($i=0^\circ$) για την οποία έχει πραγματοποιηθεί εκτενής έρευνα προγενέστερα τόσο με αριθμητικές μεθόδους (Veletsos & Younan, 1997) όσο και με αναλυτικές (Ψαρρόπουλος et al., 2009) και συνεχίζοντας με διεύρυνση του αντικείμενου μελέτης για (κεκλιμένες) αντιστηριζόμενες στρώσεις σταδιακά αυξανόμενης κλίσης, καλούμαστε να ερμηνεύσουμε τη συμπεριφορά της καταπόνησης των τοίχων αντιστήριξης κατά τη σεισμική διέγερση με όσο το δυνατόν μεγαλύτερη λεπτομέρεια.

Το υπό εξέταση σύστημα, με τις διάφορες παραλλαγές του, αποτελείται από μία ενιαία ομοιόμορφη εδαφική στρώση, με ελεύθερη την άνω επιφάνεια και

βραχώδες υπόβαθρο στο κάτω μέρος της. Ο τοίχος αντιστήριξης θεωρείται ακλόνητα συνδεδεμένος με την εδαφική στρώση και χωρίς μάζα.

5.1 Προυπάρχον υπόβαθρο διερεύνησης

Αν και οι συγκεκριμένες προσεγγίσεις έχουν αναλυθεί σε θεωρητικό επίπεδο στο προηγούμενο κεφάλαιο και πιο συγκεκριμένα στις παραγράφους 4.4 και 4.5, εδώ θα γίνει μια αναλυτικότερη αναφορά στις παραμέτρους και τις τεχνικές που ακολουθήθηκαν για τη διαμόρφωσή τους.

5.1.1 Αναλυτικές μέθοδοι

Οι Veletsos & Younan (1997) εισάγοντας φυσικά τεκμηριωμένες απλοποιητικές παραδοχές κατέληξαν αναλυτικά σε μία κλειστού τύπου λύση, αναπτύσσοντας μια αναλυτική προσέγγιση εκτίμησης του μεγέθους και της κατανομής των δυναμικών μετακινήσεων, ωθήσεων και δυνάμεων που προκαλούνται από την οριζόντια διέγερση σε κάθετους τοίχους αντιστήριξης, εύκαμπτοι και ελαστικά πακτωμένοι έναντι ροπής στη βάση τους. Εξέτασαν, δηλαδή, τις πιέσεις του τοίχου και τις ασκούμενες σε αυτόν δυνάμεις που προκαλούνται από τη διέγερση του εδάφους κάτω από συνθήκες ελαστικής απόκρισης, γεγονός που καταστεί και τη συγκεκριμένη μέθοδο ως την κύρια εκπρόσωπο των ελαστικών μεθόδων εκτίμησης σεισμικών ωθήσεων σε κατασκευές αντιστήριξης εδαφών. Μέσω της απλοποιημένης μορφής των αναλυτικών εργαλείων της μεθόδου διευκολύνεται η εκτίμηση των αποτελεσμάτων και των παραγόντων που παίρνουν μέρος στη διαδικασία.

Στο προσομοίωμα που χρησιμοποίησαν το υπέδαφος ενεργεί σαν ένα ενιαίο, άπειρα εκτεινόμενο ημι-ελαστικό στρώμα, όπου το ύψος του H , καθώς και οι ιδιότητές του θεωρούνται σταθερά, και ορίζονται από την πυκνότητα ρ , το μέτρο διάτμησης G και το μέτρο Poisson ν . Η ενίσχυση του υλικού είναι σταθερά υστερικού τύπου και ορίζεται από το οριακό μέτρο ενίσχυσης ξ . Επιπρόσθετα, λαμβάνεται ως δεδομένο ότι η βάση του τοίχου και η εδαφική στρώση διεγείρονται

από μια αμετάβλητη οριζόντια διέγερση στη βάση, με την προϋπόθεση ότι αναφερόμαστε σε ένα εξίσου διεγερόμενο από δύναμη σύστημα. Αξίζει να διευκρινιστεί ότι χρησιμοποιήθηκαν τόσο αρμονικές όσο και παροδικές διεγέρσεις. Η επιφάνεια του συστήματος είναι ελεύθερη στο πάνω τμήμα της, ακλόνητη στη βάση και αντιστηρίζεται από έναν κατακόρυφο, εύκαμπτο τοίχο, ελαστικά περιορισμένο έναντι ροπής στη βάση του. Η απόσβεση του μέσου θεωρείται σταθερού υστερικού τύπου. Οι ιδιότητες του τοίχου περιγράφονται από το πάχος του t_w , τη μάζα ανά μέτρο επιφάνειας μ_w , το μέτρο ελαστικότητας E_w , το μέτρο Poisson ν και το μέτρο οριακής ενίσχυσης ξ . Η ακαμψία της περιστρεφόμενη βάσης είναι R_θ .

Οι μεταβλητές που εξετάζονται είναι τα χαρακτηριστικά της εδαφικής κίνησης, οι ιδιότητες της εδαφικής στρώσης, η ευκαμψία του τοίχου και ο στροφικός περιορισμός της βάσης του. Δίνεται ιδιαίτερη έμφαση στις στατικές, μεγάλης διάρκειας, αρμονικές διεγέρσεις. Η απόκριση του δυναμικά διεγερμένου συστήματος προκύπτει στην πορεία ως το αποτέλεσμα τις ανταποκρινόμενης στατικής απόκρισης με έναν κατάλληλο συντελεστή ενίσχυσης (ή μη ενίσχυσης).

Η όλη προσέγγιση βασίζεται στις εξής απλουστευτικές θεωρήσεις:

- Η διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους είναι απόλυτα συνδεδεμένη και δεν επιτρέπεται σχετική ολίσθηση μεταξύ τους ούτε αποκόλληση.
- Σε κανένα σημείο του μέσου δεν αναπτύσσονται κατακόρυφες ορθές τάσεις, π.χ. $\sigma_y=0$, για την θεωρούμενη οριζόντια διέγερση.
- Οι οριζόντιες διαφοροποιήσεις των κάθετων μετατοπίσεων θεωρούνται αμελητέες.
- Ο τοίχος θεωρείται χωρίς μάζα.

Η πρώτη θεώρηση έγινε στα πλαίσια διατήρησης ενός απλουστευμένου προσομοίωμα, ενώ οι υπόλοιπες τρεις έγιναν ώστε να απλοποιηθεί η λύση των εξισώσεων που προκύπτουν, για την περιγραφή της συμπεριφοράς του προσομοίωμα, καθώς στην πραγματικότητα η όλη διαδικασία εκτίμησης είναι ιδιαίτερα πολύπλοκη.

Επομένως, η απόκριση του συστήματος εξαρτάται από ορισμένες βασικές παραμέτρους που την επηρεάζουν. Αυτές είναι η σχετική ευκαμψία του τοίχου και του αντιστηριζόμενου εδάφους, που ορίζεται από τη σχέση:

$$d_w = \frac{G H^3}{D_w} \quad (5.1)$$

και η σχετική ευκαμψία της βάσης από περιστροφή, ορίζεται από τη σχέση:

$$d_\theta = \frac{G H^2}{R_\theta} \quad (5.2)$$

Το D_w στην εξίσωση (5.1) υποδηλώνει την καμπτική δυσκαμψία ανά μονάδα μήκους του τοίχου, και δίνεται από τη σχέση

$$D_w = \frac{E_w t_w^3}{12 (1 - \nu_w^2)} \quad (5.3)$$

Εκτός από τους παραπάνω παράγοντες η απόκριση επηρεάζεται και από τα χαρακτηριστικά της κίνησης που εισάγεται στη βάση του προσομοίωμα. Έτσι, για οποιαδήποτε αρμονική διέγερση η απόκριση εξαρτάται από τη σχέση ω/ω_1 , όπου ω είναι η κυρίαρχη κυκλική συχνότητα της διέγερσης και ω_1 είναι η βασική κυκλική συχνότητα της εδαφικής στρώσης.

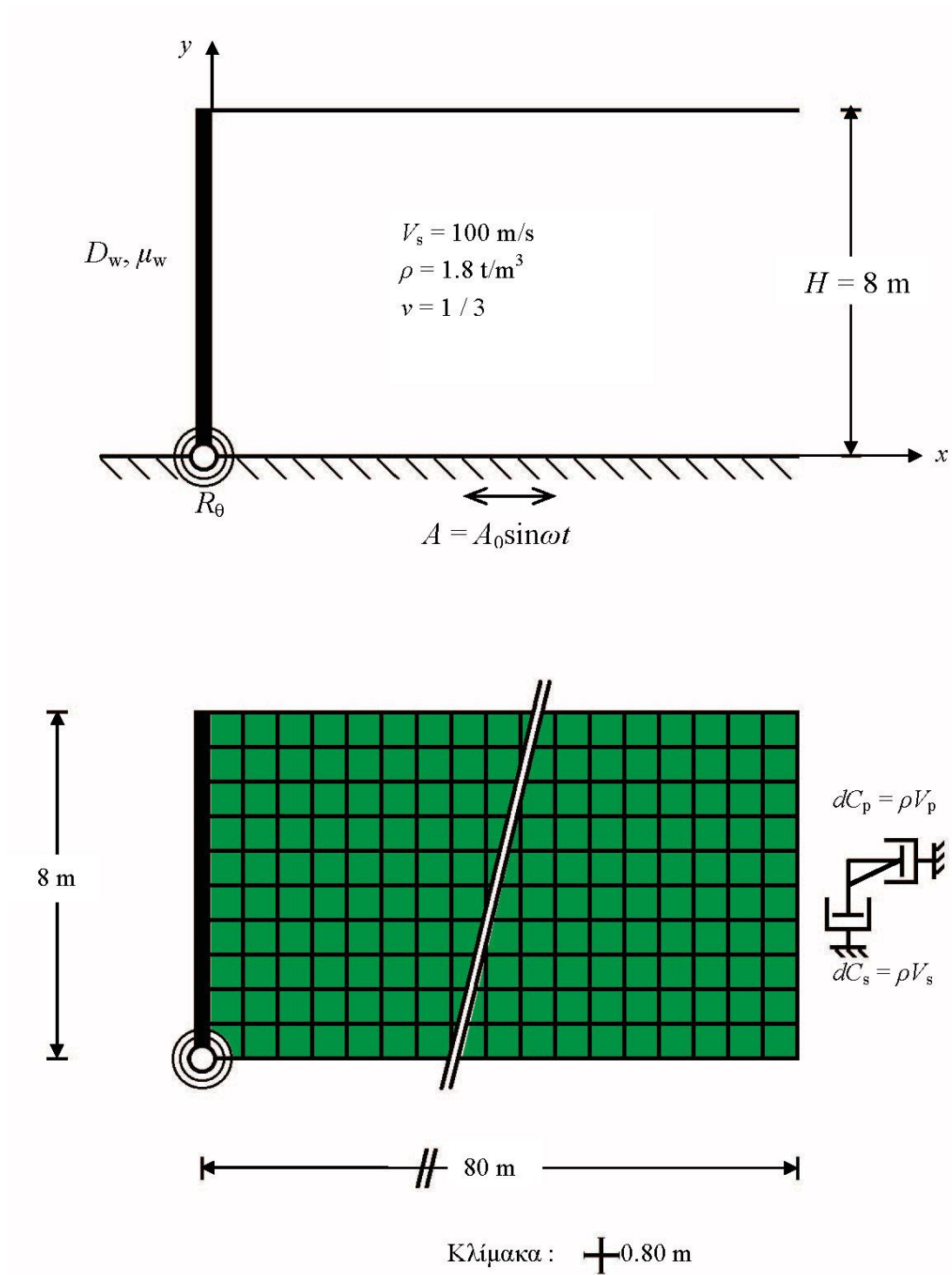
5.1.2 Αριθμητική ανάλυση

Αρκετά χρόνια μετά την αναλυτική επίλυση του προαναφερόμενου αντικειμένου μελέτης, οι Ψαρρόπουλος και Κλωνάρης (2005) επιχείρησαν την αριθμητική αναπαραγωγή της επίλυσης των Veletsos & Younan με τη χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων. Σκοπός της διαδικασίας ήταν να εξεταστεί πόσο έγκυρες είναι οι υποθέσεις της αναλυτικής λύσης, αλλά και τελικά να καθορισθεί το εύρος της εφαρμογής της.

Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιήθηκε ο κώδικας πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS (ABAQUS / Standard, Version 5.7-5.8). Πρόκειται για ένα πακέτο λογισμικού ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων που αναπτύχθηκε για την

επίλυση διάφορων θεμάτων της μηχανικής, καθώς έχει τη δυνατότητα μέσω της διευρυμένης υπολογιστικής του δύναμης να αντιμετωπίζει ιδιαίτερα πολύπλοκα προβλήματα. Το λογισμικό μπορεί να προσομοιώνει κατασκευές και συστήματα πολλών συνιστωσών και συνθηκών φορτίσεων. Αποτελείται από διαφορετικά υπολογιστικά προϊόντα, σχεδιασμένα για την περάτωση διαφορετικών εφαρμογών. Στη συγκεκριμένη εργασία χρησιμοποιήθηκε το ABAQUS/CAE μέσω των οποίων δημιουργήθηκαν τα προσομοιώματα με τον ορισμό των ιδιοτήτων του εδάφους και του τοίχου (γεωμετρία των στοιχείων, ιδιότητες υλικών), η δημιουργία του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων, οι οριακές συνθήκες και οι επιβαλλόμενες φορτίσεις, και στη συνέχεια η οργάνωση της διαδικασίας, η ανάλυση και τέλος η οπτικοποίηση των αποτελεσμάτων.

Θεωρώντας ότι το μήκος του τοίχου αντιστήριξης είναι άπειρο σε σχέση με το ύψος και το πλάτος του, το πρόβλημα ανάγεται σε δι-διάστατο, επίπεδης παραμόρφωσης. Το προσομοίωμα του συστήματος τοίχου–εδάφους, καθώς και αντίστοιχο δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων παρουσιάζονται στο σχήμα 5.1.



Σχήμα 5.1 Εξεταζόμενο σύστημα τοίχου-εδάφους και το αντίστοιχο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων

Μέσω δοκιμαστικών αναλύσεων επιβεβαιώθηκε η αναλυτική λύση και το συμπέρασμα ότι, το μέγεθος των σεισμικών εδαφικών ωθήσεων είναι ανάλογο του ύψους του τοίχου αντιστήριξης. Κατόπιν αυτού όλες οι αναλύσεις έγιναν για ένα τοίχο ύψους $H=8\text{m}$. Ο τοίχος διακριτοποιήθηκε μέσω στοιχείων δοκού, μοναδιαίας εγκάρσιας διάστασης, και πάχους $t_w = 0.20\text{ m}$. Το μέτρο ελαστικότητας, E_w , του τοίχου καθώς και η σχέση που ορίζει τον αδιάστατο συντελεστή σχετικής δυσκαμψίας στροφικού ελατηρίου και αντιστηριζόμενου εδάφους υπολογίζεται από τις σχέσεις που εισήγαγαν οι Veletsos & Younan (εξ. 5.1-5.3).

Ο λόγος Poisson για τον τοίχο (ν_w) τίθεται ίσος με 0.2. Επιλέγοντας την τιμή του d_w προκύπτει αυτόματα και η τιμή του E_w . Η μάζα ανά μονάδα επιφάνειας του τοίχου, μ_w , θεωρήθηκε ίση με 2.5 t/m^2 .

Η διακριτοποίηση του αντιστηριζόμενου εδάφους έγινε μέσω δι-διάστατων, τετραπλευρικών, τετρακομβικών στοιχείων επίπεδης παραμόρφωσης. Προκειμένου να προσομοιωθεί η θεωρητικά άπειρη έκταση του εδάφους πίσω απ' τον τοίχο, έγινε χρήση απορροφητήρων. Ο απορροφητήρας λειτουργεί σωστά όταν έχει τοποθετηθεί σε διεύθυνση παράλληλη με αυτή των προσπιπτόντων κυμάτων. Στην περίπτωση αυτή, τα κύματα που διαδίδονται στο αντιστηριζόμενο έδαφος ήταν αφ' ενός μεν διατμητικά λόγω της επιβαλλόμενης διέγερσης, αφ' ετέρου δε διαμήκη λόγω του τοίχου. Επομένως η διεύθυνση των προσπιπτόντων κυμάτων δεν ήταν εκ των προτέρων γνωστή. Για το λόγο αυτό επιλέχθηκε η τοποθέτηση ζεύγους απορροφητήρων σε κάθε κόμβο του συνόρου, ενός κατακορύφου με $dC_s = \rho V_s$ και ενός οριζοντίου με $dC_p = \rho V_p$, όπου V_s και V_p οι ταχύτητες του διατμητικού και διαμήκους κύματος αντιστοίχως, και ρ η πυκνότητα του αντιστηριζόμενου εδάφους. Επειδή η σωστή λειτουργία των απορροφητήρων δεν είναι εξασφαλισμένη, το σύνορο τοποθετήθηκε σε απόσταση $L = 10H$ από τον τοίχο, απόσταση που μόλις επαρκεί για τη σωστή προσομοίωση του συστήματος. Το έδαφος θεωρήθηκε πως συμπεριφέρεται ως ιξωδο-ελαστικό υλικό. Μέσω δοκιμαστικών αναλύσεων διαπιστώθηκε ότι οι σεισμικές εδαφικές ωθήσεις δεν είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες στη μεταβολή του μέτρου διατμήσεως του αντιστηριζόμενου εδάφους. Έτσι για όλες τις αναλύσεις θεωρήθηκαν $\rho = 1.8\text{ t/m}^3$ και $V_s = 100\text{ m/s}$. Ο λόγος Poisson και ο συντελεστής απόσβεσης για το έδαφος θεωρήθηκαν $\nu = 1/3$ και $\xi = 5\%$, αντιστοίχως.

Σε ότι αφορά τη διεπιφάνεια τοίχου–εδάφους έγιναν οι ίδιες παραδοχές με αυτές των Veletsos & Younan, δηλαδή έγινε η υπόθεση ότι δεν έχουμε ούτε αποκόλληση ούτε σχετική ολίσθηση μεταξύ τους.

Η διέγερση επιβλήθηκε με τη μορφή εξαναγκασμένης επιτάχυνσης στους κόμβους της βάσης του εδαφικού προφίλ και του τοίχου. Εξετάστηκε η περίπτωση αρμονικής διέγερσης που περιγράφεται από την παρακάτω εξίσωση ημιτονοειδούς μορφής:

$$A(t) = A_0 \sin \omega t \quad (5.4), \text{ όπου } A_0 = 1 \text{ m/s}^2 \text{ το μέγιστο πλάτος της επιτάχυνσης}$$

Η ανακυκλική συχνότητα του παλμού, ω , έλαβε τρεις χαρακτηριστικές τιμές:

- $\omega = \omega_1 / 6$ (οιονεί στατική φόρτιση)
- $\omega = \omega_1$ (συντονισμός του συστήματος)
- $\omega = 3 \omega_1$

όπου $\omega_1 = 2 \pi f_1 \quad (5.8)$

$$f_1 = \frac{V_s}{4 H} \quad (5.9)$$

και f_1 , η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα της εδαφικής στρώσης.

Το βασικό συμπέρασμα που προέκυψε μετά τη σύγκριση των δύο μεθόδων είναι ότι, ως επί το πλείστον, υπάρχει συμφωνία στις κατανομές των εδαφικών σεισμικών ωθήσεων για οριζόντια εδαφική στρώση και για κάθε συνδυασμό ω/ω_1 , d_w και d_θ . Επομένως παίρνοντας σαν βάση τις θεωρήσεις και τη μεθοδολογία των Psarropoulos et al. (2005) με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, αναπτύχθηκε η ανάλυση της δυναμικής απόκρισης τοίχων αντιστήριξης για διερεύνηση που περιλαμβάνει ευρύτερο φάσμα μεταβλητών παραμέτρων, ώστε τελικά να καλυφθούν περισσότερες περιπτώσεις και να προσεγγιστούν πιστότερα οι πραγματικές συνθήκες.

5.2 Δεδομένα του υπό εξέταση προβλήματος

Όπως επισημάνθηκε και στην προηγούμενη παράγραφο θα γίνει προσπάθεια να αξιολογηθεί η δυναμική απόκριση προσομοιωμάτων τοίχων αντιστήριξης-εδάφους, για διάφορους συνδυασμούς γεωμετρίας και ευκαμψίας. Με την προσέγγιση της δυναμικής φόρτισης των κατασκευών αντιστήριξης στόχος είναι τελικά η εξαγωγή μιας καθολικής πρακτικής ώστε να υπολογίζονται γρήγορα τα αποτελέσματα του σεισμού επιτυγχάνοντας εξοικονόμηση χρόνου και μείωση κόστους.

Παράμετροι του προβλήματος

Οι αδιάστατες παράμετροι του εξεταζόμενου προβλήματος είναι οι σχετικοί συντελεστές ευκαμψίας και στρεψιμότητας d_w και d_θ αντίστοιχα, και η κλίση της αντιστηριζόμενης εδαφικής στρώσης, i . Οι τιμές αυτών των μεταβλητών παραμέτρων που ορίστηκαν παρουσιάζονται αναλυτικά ακολούθως:

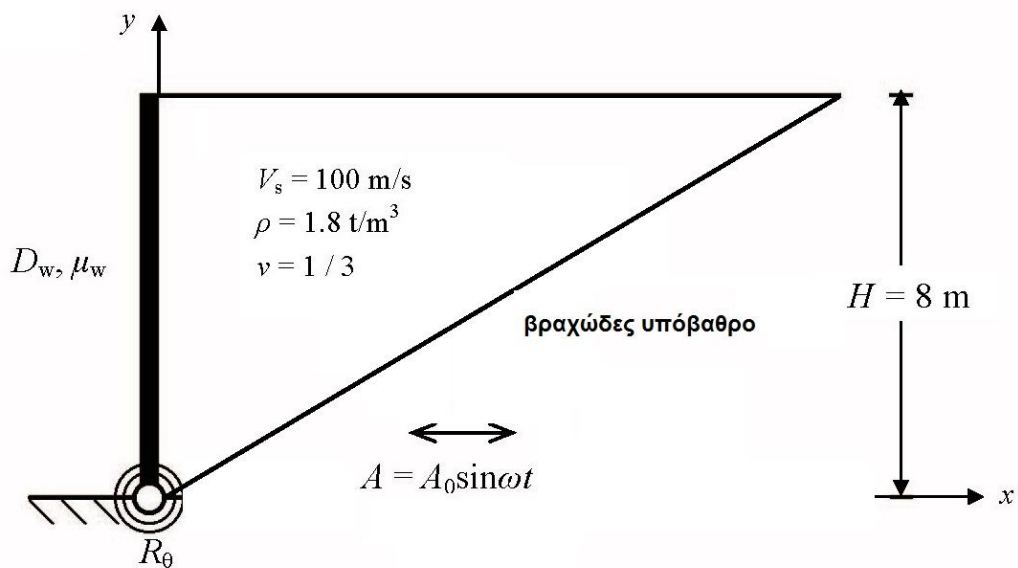
- $d_w = 0$ (άκαμπτος τοίχος), **1**, **5**, και **40**
- $d_\theta = 0$ (πλήρως πακτωμένος έναντι ροπής), **0.5**, **1** και **5**
- $i = 0^\circ$ (οριζόντια εδαφική στρώση), **15°**, **30°**, **45°** και **60°**

Αναφορικά με τη δυναμική φόρτιση που επιλέχθηκε για τη διέγερση του συστήματος εδάφους-τοίχου, αρχικά εξετάσθηκε μια απλή αρμονική διέγερση ημιτονοειδούς μορφής ώστε να γίνει συσχετισμός με την υπάρχουσα αριθμητική ανάλυση (Ψαρρόπουλος et al.), όμως λόγω του ότι στη φύση δε συναντάμε ποτέ αρμονικές διεγέρσεις τελικά επιλέχθηκε να μην εφαρμοσθούν αρμονικές διεγέρσεις κατά την υπάρχουσα διερεύνηση. Αντίθετα ως δυναμική φόρτιση επιλέχθηκαν παλμοί Ricker διαφορετικού συχνοτικού περιεχομένου. Ένας παλμός Ricker έχει τη δυνατότητα να καλύπτει μεγάλα εύρη συχνοτήτων, επομένως το θέμα της δυναμικής φόρτισης και της απόκρισης του εδάφους εξετάζεται μέσω ενός συνόλου αρμονικών διεγέρσεων σε ένα βήμα και όχι μέσω μιας μεμονωμένης κάθε φορά, κατά συνέπεια η χρονοϊστορία ενός τέτοιου

παλμού προσεγγίζει περισσότερο τη μορφή της χρονοϊστορίας ενός πραγματικού σεισμού.

Αριθμητική Προσομοίωση Συστήματος

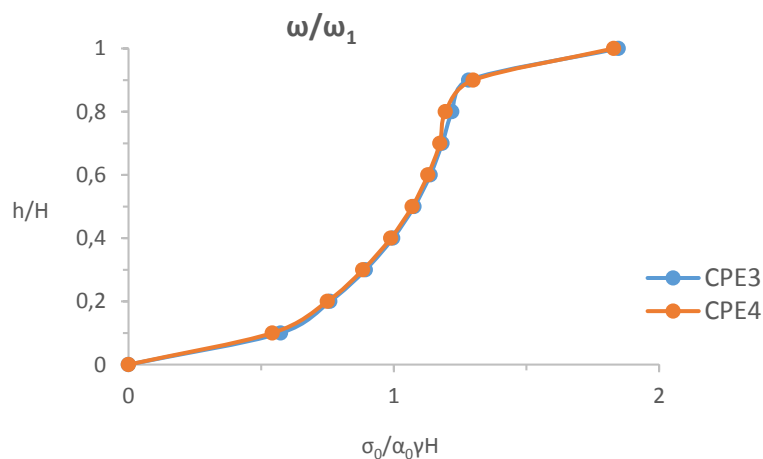
Τα προσομοιώματα που δημιουργήθηκαν έχουν ακριβώς τις ίδιες ιδιότητες με το προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε από τον Ψαρρόπουλο et al., επομένως δεν κρίνεται αναγκαία η εκ νέου περιγραφή του. Αυτό που αξίζει να διευκρινιστεί είναι ότι στα νέα προσομοιώματα δεν εισήχθησαν καθόλου απορροφητήρες περιμετρικά της εδαφικής στρώσης. Αυτό οφείλεται στον προφανή λόγο ότι πλέον δεν θα κάνουμε λόγο για οριζόντια εδαφική στρώση που εκτείνεται στο άπειρο καθώς, με το κεκλιμένο βραχώδες υπόβαθρο η εδαφική στρώση περιορίζεται εκτός από το κάτω μέρος της και πλευρικά.



Σχήμα 5.2: Μορφή νέου προσομοίωμου με κεκλιμένο βραχώδες υπόβαθρο

Σημαντικό επίσης είναι να αναλυθεί και η δομή του πλέγματος των πεπερασμένων στοιχείων. Πιο συγκεκριμένα η διακριτικοποίηση έγινε μέσω της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων του προγραμματιστικού περιβάλλοντος ABAQUS, με γραμμικά στοιχεία ίδιου μήκους (B12) για τον τοίχο, όπως ακριβώς

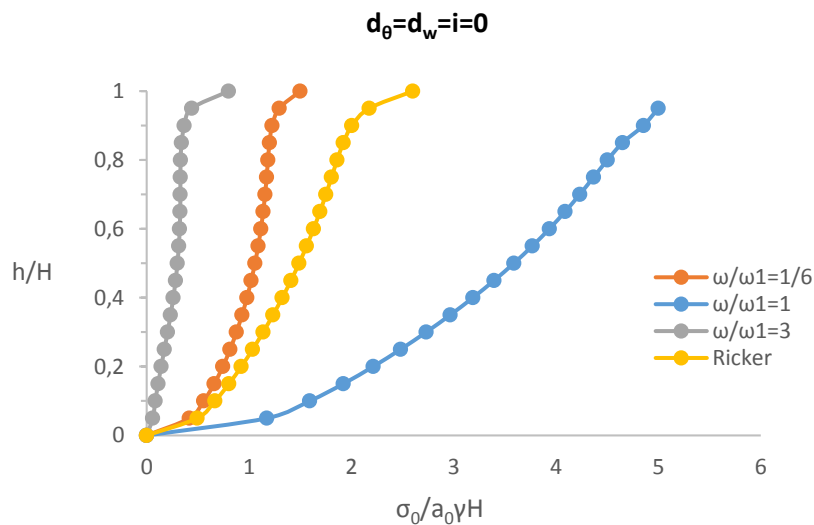
και στο προηγούμενο προσομοίωμα, και με δισδιάστατα, τρι-κομβικά στοιχεία ορθών τάσεων (CPE3) για την εδαφική στρώση. Ο λόγος που για την εδαφική στρώση επιλέχθηκε αυτή η μονάδα αναφοράς των στοιχείων σε αντίθεση με τα τετρακομβικά (CPE4) είναι διότι, τα τριγωνικά στοιχεία έχουν τη δυνατότητα να προσαρμόζονται καλύτερα σε οποιαδήποτε γεωμετρία, όπως στην περίπτωση του κεκλιμένου υποβάθρου. Προκειμένου να επιβεβαιωθεί η παραπάνω θεώρηση και αριθμητικά, συγκρίθηκαν οι ωθήσεις που ασκούνται σε πλήρως άκαμπτο τοίχο που αντιστηρίζει οριζόντια μονοδιάστατη στρώση, για ημιστατικές συνθήκες ($\omega/\omega_1=1/6$), όταν η διακριτικοποίηση του προσομοιώματος γίνεται με τρικομβικά (CPE3) και τετρακομβικά (CPE4) στοιχεία αντίστοιχα. Το συμπέρασμα που προκύπτει όπως φαίνεται και στο παρακάτω διάγραμμα είναι ότι οι κανονικοποιημένες ωθήσεις στο τριγωνικά διακριτικοποιημένο προσομοίωμα ταυτίζονται πλήρως με αυτές στο τετραγωνικό. Εδώ θα πρέπει να διευκρινιστεί ότι για να επιτύχουμε τέτοιου βαθμού ακρίβεια και ταύτιση μεταξύ των δύο δικτύων χρειάστηκε να δημιουργήσουμε τρικομβικό δίκτυο με διπλάσιο πλήθος στοιχείων από το αντίστοιχο τετρακομβικό. Μετά τη σύγκλιση των αποτελεσμάτων, επιβεβαιώθηκε ότι το τριγωνικό πλέγμα είναι κατάλληλο για τις μετέπειτα αναλύσεις θεωρώντας το απαλλαγμένο από αβεβαιότητες.



Σχήμα 5.3: Σύγκριση τρικομβικού –τετρακομβικού δικτύου

Από το σημείο αυτό και μέχρι το πέρας των αναλύσεων η διακριτικοποίηση του εδάφους θα γίνεται χρησιμοποιώντας το νέο προσομοίωμα με τριγωνικά στοιχεία πλέγματος. Στη συνέχεια εφαρμόστηκαν απλές αρμονικές διεγέρσεις με τις τρεις

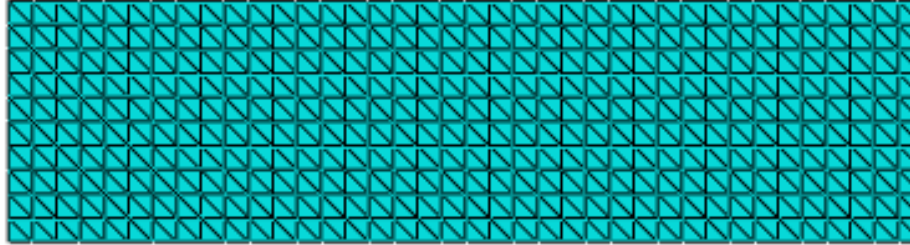
χαρακτηριστικές τιμές ανακυκλικών συχνοτήτων καθώς και ένας παλμός Ricker, για πλήρως άκαμπτο τοίχο ($d_{\theta}=d_w=0$) και για οριζόντια εδαφική στρώση. Στο επόμενο διάγραμμα παρουσιάζονται οι ασκούμενες ωθήσεις για αυτές τις τέσσερις διεγέρσεις (σχ. 5.4). Από μία γρήγορη παρατήρηση φαίνεται η έντονη διαφοροποίηση μεταξύ των αποτελεσμάτων. Η μορφή των ωθήσεων στην περίπτωση των αρμονικών διεγέρσεων προσεγγίζει τη μορφή των ωθήσεων που προέκυπταν από τις προγενέστερες αναλύσεις. Όμως ο παλμός Ricker δεν ταυτίζεται με καμία από τις αρμονικές διεγέρσεις που προκλήθηκαν, με μόνη εξαίρεση τις ασκούμενες ωθήσεις της ημιστατικής διέγερσης που πλησιάζουν με αυτές του παλμού, ενώ στην περίπτωση ιδιοσυχνότητας της εδαφικής στρώσης πολύ μεγαλύτερης από αυτή του σεισμού οι ωθήσεις μειώνονται αισθητά, με το έδαφος και τον τοίχο να ενεργούν σαν απολύτως ενιαίο σώμα. Τέλος στην περίπτωση συντονισμού της εδαφικής στρώσης οι ωθήσεις εκτοξεύονται στο μέγιστο.



Σχήμα 5.4: Διέγερση οριζόντιας εδαφικής στρώσης με αρμονικές διεγέρσεις και παλμό Ricker

Λόγω του παραπάνω φαινομένου επιλέχθηκε κατά τη διερεύνηση του προβλήματος να διεγερθούν τα προσομοιώματα μόνο με παλμούς Ricker, οι οποίοι καλύπτουν ομοιόμορφα ένα ευρύ φάσμα συχνοτήτων, σε αντίθεση με τις καταγραφές πραγματικών σεισμικών δονήσεων οι οποίες συνήθως παρουσιάζουν τιμές σε συγκεκριμένες συχνότητες. Οι διεγέρσεις εφαρμόστηκαν

στα σημεία της βάσης του τοίχου καθώς και κατά μήκος της επιφάνειας του βραχώδους υποβάθρου και περιγράφονται μέσω καθορισμένων χρονοϊστοριών διάρκειας 2 δευτερολέπτων.



Σχήμα 5.5: Μορφή πλέγματος οριζόντιας εδαφικής στρώσης με τρικομβικά στοιχεία

5.3 Προσδιορισμός δυναμικών ωθήσεων

Πριν γίνει εκτενής ανάλυση της δυναμικής καταπόνησης για το κάθε προσομοίωμα, θα γίνει αναφορά στα χαρακτηριστικά των υλικών του αντιστηριζόμενου εδάφους και του τοίχου καθώς και της γεωμετρίας τους. Στον Πίνακα 5.1 συνοψίζονται όλα τα στοιχεία για καλύτερη εποπτεία των τιμών των χαρακτηριστικών που έχουν επιλεγεί.

Πίνακας 5.1: Γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά του προσομοιώματος

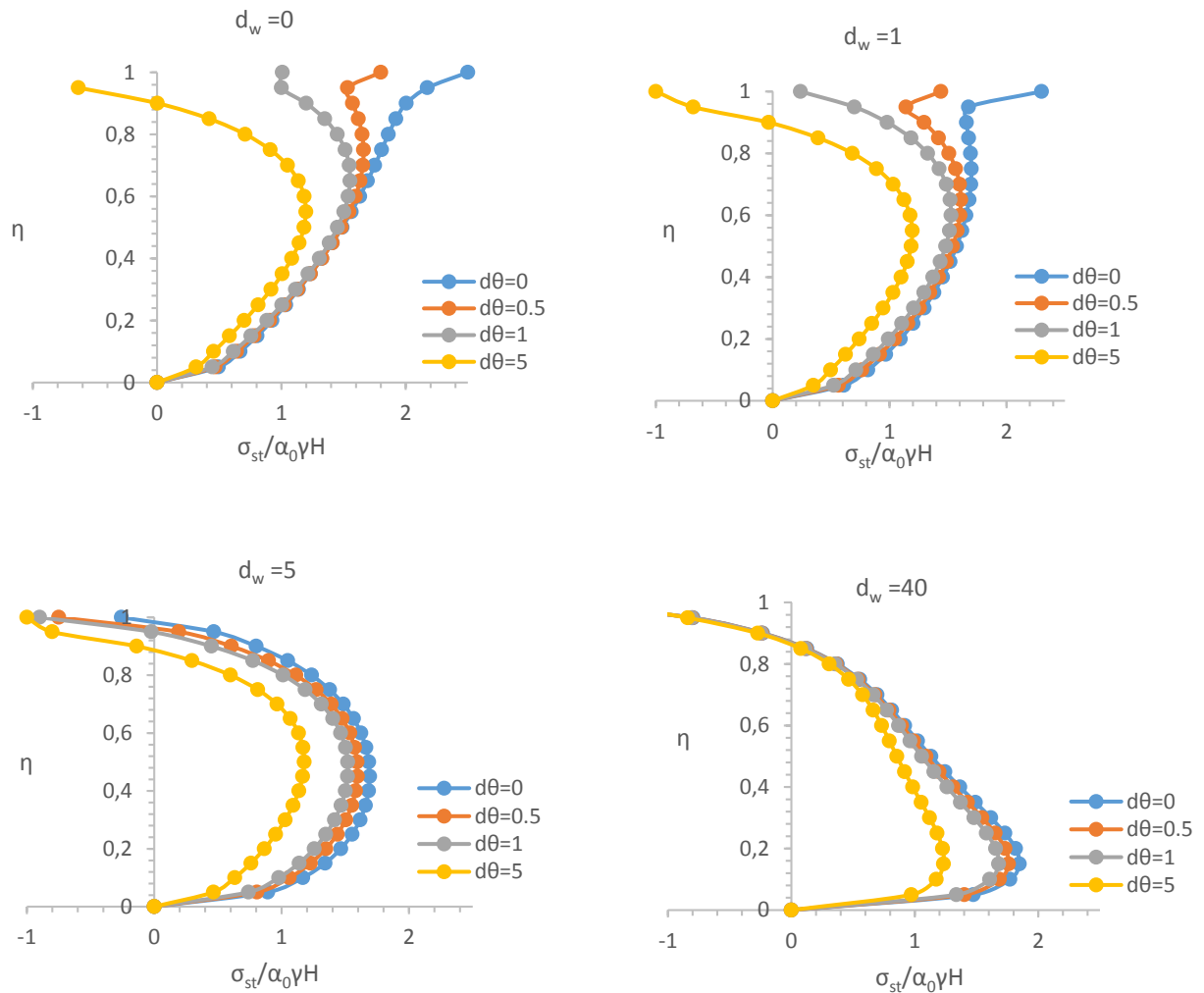
Ύψος τοίχου	8 m
Πάχος τοίχου	0,10 m
Ειδικό βάρος τοίχου γ_w	25 kN/m ³
Μέτρο ελαστικότητας τοίχου E_w	$5 \cdot 10^7$ kN/m ²
Λόγος Poisson ν τοίχου	0,25
Μήκος βράχου έδρασης	90 m
Πάχος βράχου έδρασης	5 cm
Ειδικό βάρος βράχου έδρασης γ	25 kN/m ³
Μέτρο ελαστικότητας βράχου έδρασης E	$5 \cdot 10^7$ kN/m ²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

5.3.1 Περίπτωση οριζόντιου βραχώδους υποβάθρου

Το πρώτο προσομοίωμα που αναλύθηκε ήταν αυτό της οριζόντιας μονοδιάστατης εδαφικής στρώσης θεωρούμενης ημιάπειρης με μήκος $10 : H$ και του τοίχου αντιστήριξης, όπως περιγράφηκε στην προηγούμενη παράγραφο. Τα εξαγόμενα αποτελέσματα θα χρησιμοποιηθούν ως μέτρο σύγκρισης για την ερμηνεία των αποτελεσμάτων που θα προκύψουν από τα προσομοιώματα με κεκλιμένα υπόβαθρα, ώστε να εκτιμηθεί τελικά η μεταβολή του μεγέθους των ασκούμενων ωθήσεων στον τοίχο αντιστήριξης με την μεταβολή της γεωμετρίας.

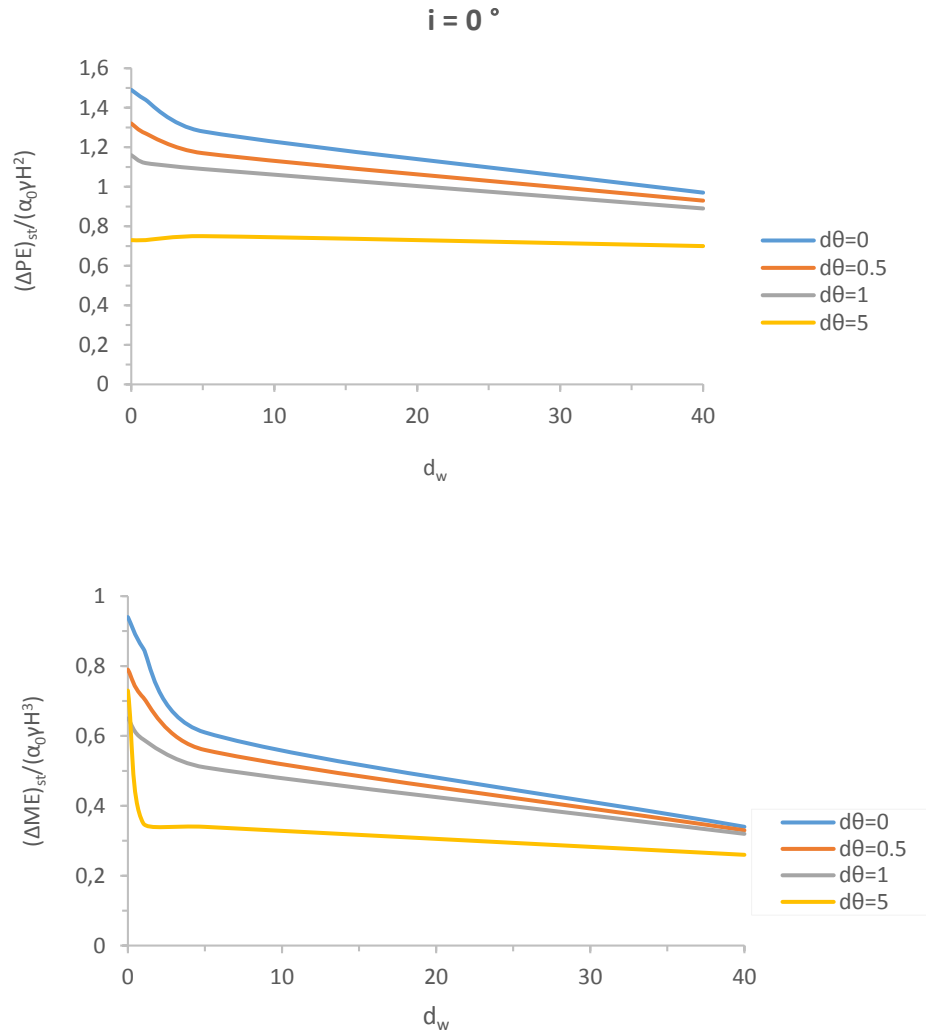
Σχεδιάστηκαν προσομοιώματα για οριζόντιο επίπεδο υποβάθρου και για συνδυασμούς ευκαμψίας του τοίχου και στρεψιμότητας του στροφικού ελατηρίου στη βάση του τοίχου (d_w , d_θ), ώστε να εξεταστεί ο βαθμός απόκρισης του τοίχου αντιστήριξης σε ενδεχόμενη μεταβολή της ευκαμψίας του, ως προς τις ασκούμενες ωθήσεις. Η διέγερση των συστημάτων έγινε με παλμό Ricker κεντρικής συχνότητας 2 Hz.

Οι καθ' ύψος κατανομές των ωθήσεων που ασκούνται στον τοίχο για προσομοιώματα με διαφορετικούς σχετικούς συντελεστές d_w και d_θ παρουσιάζονται στα παρακάτω διαγράμματα (σχήμα 5.5). Οι ωθήσεις αντιστοιχούν στον οριζόντιο άξονα (x), και είναι κανονικοποιημένες ως προς το γινόμενο $\alpha_0 \gamma H$, όπου α_0 είναι η μέγιστη επιτάχυνση στη βάση κανονικοποιημένη ως προς g , γ είναι το ειδικό βάρος του αντιστηριζόμενου εδάφους και H είναι το ύψος του τοίχου. Στον κάθετο άξονα (y) οι συντεταγμένες κατά y αντιπροσωπεύουν το αντίστοιχο σημείο στο πίσω μέρος του τοίχου στο οποίο ασκείται η αντίστοιχη τιμή της καταπόνησης (ώθησης), κανονικοποιημένο ως προς το ύψος του τοίχου $\eta = y / H$. Οι ωθήσεις που είναι θετικές θεωρείται ότι προκαλούν θλίψη στον τοίχο και οι αρνητικές ότι τον εφελκύνουν.



Σχήμα 5.6: Κατανομή εδαφικών ωθήσεων για διάφορες τιμές σχετικών συντελεστών d_w και d_θ , με διέγερση παλμού Ricker

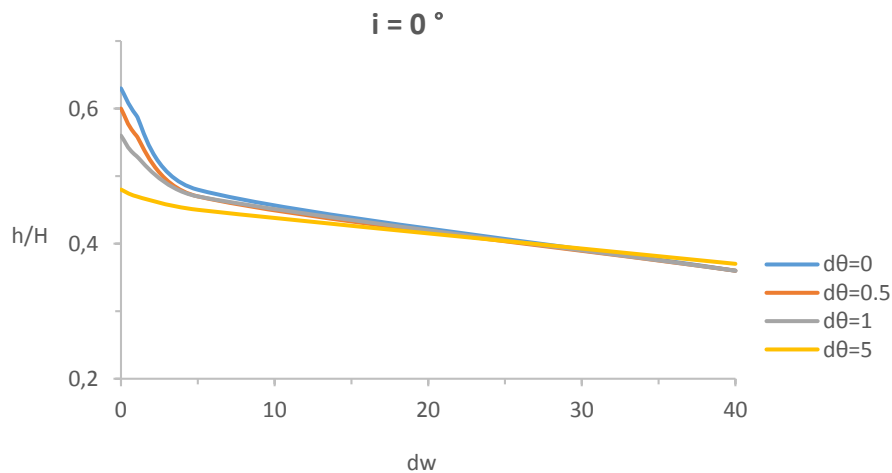
Όπως ήταν αναμενόμενο η μεταβολή της ευκαμψίας του τοίχου επηρεάζει αισθητά το μέτρο των ασκούμενων ωθήσεων στο πίσω μέρος του τοίχου. Για υψηλές τιμές των d_w , d_θ αναπτύσσονται αρνητικές τιμές, δηλαδή εφελκυστικές τάσεις στο πάνω μέρος του τοίχου. Στην περίπτωση που οι απόλυτες τιμές αυτών των τάσεων ξεπερνάνε τις αρχικές γεωστατικές τάσεις, πραγματοποιείται αποκόλληση του εδάφους από τον τοίχο, θέτοντας την αρχική παραδοχή της μη αποκόλλησης μη ρεαλιστική. Για το λόγο αυτό, αποφασίσθηκε να αγνοούνται οι εφελκυστικές τάσεις κατά τη διαδικασία ολοκλήρωσης των πιέσεων του τοίχου και να προσμετρώνται μόνο οι θλιπτικές τάσεις για τον προσδιορισμό της συνισταμένης δύναμης και ροπής.



Σχήμα 5.7: Κανονικοποιημένες τιμές τις τελικής οριζόντιας δύναμης $(\Delta P_E)_{st}$ και της ροπής ανατροπής $(\Delta M_E)_{st}$ για διαφορετικά d_w , d_θ και οριζόντιο υπόβαθρο.

Τα διαγράμματα της συνισταμένης δύναμης προκύπτουν από ολοκλήρωση των διαγραμμάτων των ωθήσεων και αντίστοιχα της ροπής από τα διαγράμματα της συνισταμένης δύναμης. Όπως φαίνεται στα παραπάνω διαγράμματα οι μέγιστες δυνάμεις ασκούνται στην περίπτωση πλήρως άκαμπτου τοίχου και είναι της τάξης μεγέθους του 1.5, ενώ το μέτρο τους σταδιακά μειώνεται με την αύξηση της ευκαμψίας του συστήματος. Ομοίως και στις ροπές παρατηρείται ακριβώς το ίδιο φαινόμενο. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει η περίπτωση του απόλυτα εύστρεπτου τοίχου ($d_\theta = 5$) με τις τιμές των δυνάμεων και των ροπών να μειώνονται στο μισό σε σχέση με τις μέγιστες τιμές τους και να παραμένουν σταθερές για οποιαδήποτε τιμή ευκαμψίας του.

Το σημείο εφαρμογής της συνισταμένης των ωθήσεων μπορεί να προσδιοριστεί προσεγγιστικά από τα διαγράμματα των ωθήσεων. Μπορούμε κατά προσέγγιση να συμπεράνουμε ότι αυτή ασκείται περίπου στο μέσον του τοίχου, εκεί δηλαδή που κάθε κατανομή (καμπύλη) εμφανίζει τα μέγιστα της. Προκειμένου να δοθεί με μεγαλύτερη ακρίβεια η θέση της ασκούμενης δύναμης στον τοίχο αντιστήριξης δημιουργήθηκε το κανονικοποιημένο διάγραμμα της θέσης από τη βάση του τοίχου ως προς το συνολικό ύψος του τοίχου, σε σχέση με τις δεδομένες τιμές ευκαμψίας του συστήματος (σχήμα 5.8). Σε συνθήκες πλήρους ακαμψίας, ο μοχλοβραχίονας είναι σχεδόν στα $3/5$ του ύψους του τοίχου (από τη βάση) ενώ όσο πιο εύκαμπτο γίνεται το σύστημα τόσο περισσότερο το σημείο εφαρμογής κατευθύνεται προς το κέντρο του, φτάνοντας μέχρι και τα $2/5$ του συνολικού ύψους από τη βάση. Ενδιαφέρον παρουσιάζουν και η περίπτωση όπου ο τοίχος αρχίζει να αποκτά μεγάλη ευκαμψία. Όταν συμβαίνει κάτι τέτοιο όλες οι καμπύλες συγκλίνουν στην τιμή 0.4, το οποίο σημαίνει ότι το σημείο εφαρμογής για εύκαμπτους τοίχους αντιστήριξης βρίσκεται λίγο πιο κάτω από τη μέση του τοίχου ($2/5 H$) ανεξάρτητα από την ευστρεψία του στροφικού ελατηρίου στη βάση του.

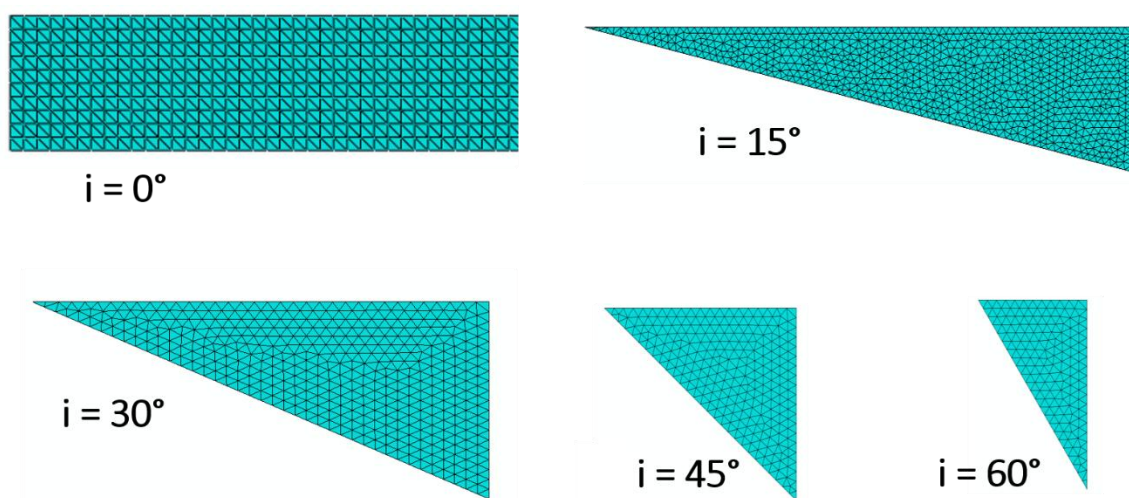


Σχήμα 5.8: Κανονικοποιημένο ύψος h / H του σημείου εφαρμογής της συνισταμένης δύναμης στο πίσω μέρος του τοίχου, για διαφορετικά d_w , d_θ και οριζόντια υπόβαθρο

5.3.2 Περίπτωση Κεκλιμένου Υπόβαθρου

Η περίπτωση του κεκλιμένου υποβάθρου αποσκοπεί στο να γίνει μία ρεαλιστικότερη ερμηνεία και υπολογισμός του μέτρου των ωθήσεων που ασκούνται σε κατασκευές αντιστήριξης. Στη φύση σπάνια συναντάμε την περίπτωση οριζόντιου υποβάθρου καθώς το υπέδαφος δεν είναι ποτέ τελείως επίπεδο αλλά πάντα εμφανίζει κλίση.

Όπως αναφέρθηκε και στην αρχή οι γωνίες κλίσης του υποβάθρου που εξετάστηκαν αφορούν 15° , 30° , 45° και 60° και τα αποτελέσματα αξιολογήθηκαν σε σύγκριση με τα αποτελέσματα του οριζοντίου υποβάθρου από προηγούμενες αναλύσεις που έρχονται σε συμφωνία με τις αναλυτικές μεθόδους. Τα προσομοιώματα που δημιουργήθηκαν και σε αυτήν την περίπτωση ακολουθούν τη λογική και τα χαρακτηριστικά που περιγράφηκαν για την περίπτωση του οριζόντιου υποβάθρου. Η ειδοποιός διαφορά εδώ αφορά τη γεωμετρία του προσομοιώματος για κάθε περίπτωση κλίσης (σχ. 5.9). Προκειμένου να ερμηνευθεί αποτελεσματικότερα ο βαθμός της δυναμικής καταπόνησης του τοίχου θα εξεταστούν όλοι οι συνδυασμοί ευκαμψίας και ευστρεψίας (d_w και d_θ). Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων μέσω του ABAQUS αποδείχθηκε ιδιαίτερα αποτελεσματική κατά τη διαδικασία διερεύνησης, όπως αποδείχθηκε και στην προηγούμενη ενότητα.



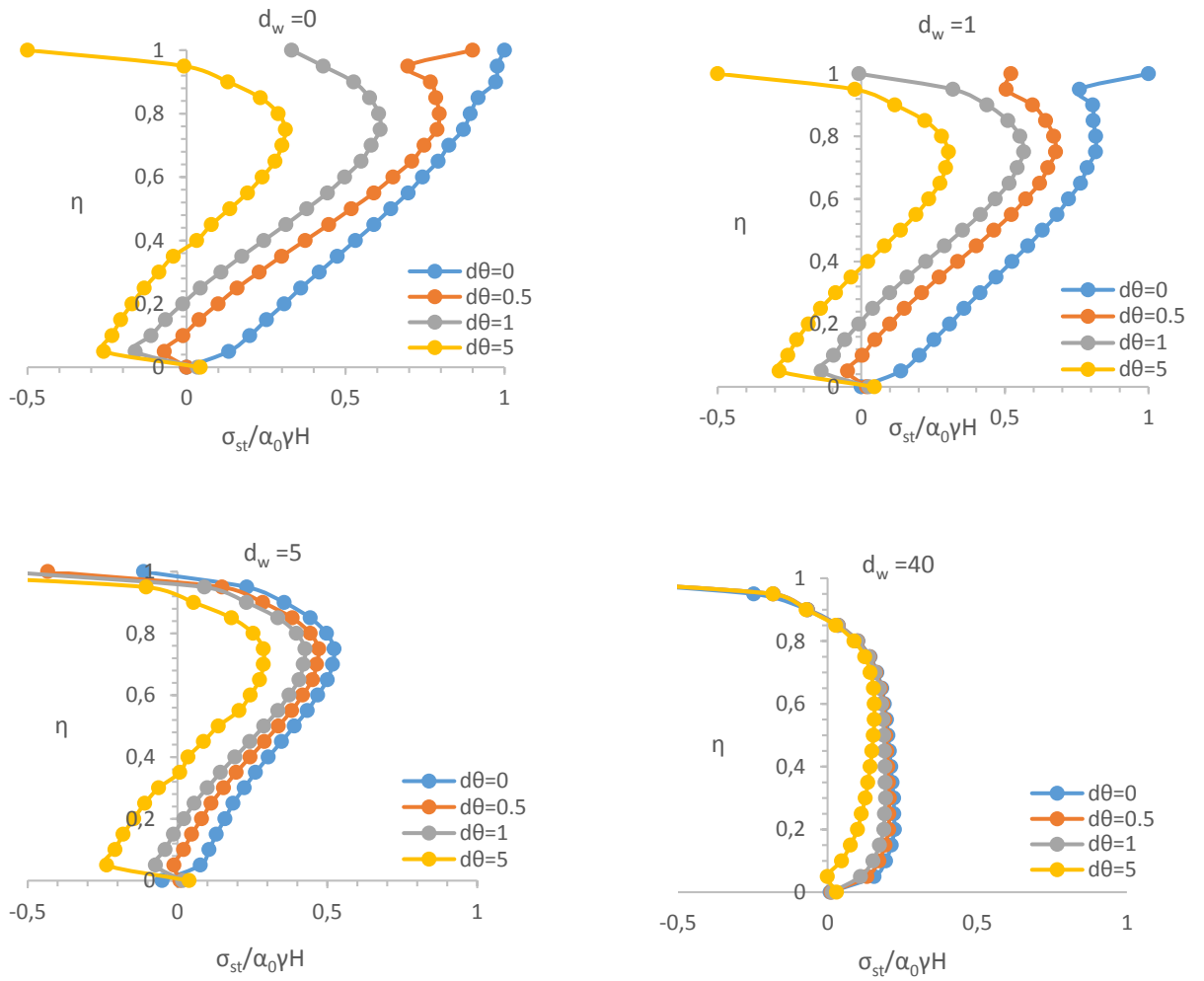
Σχήμα 5.9: Τα αριθμητικά προσομοιώματα που χρησιμοποιήθηκαν

Όπως και στην περίπτωση του οριζόντιου βραχώδους υποβάθρου το μαθηματικό προσομοίωμα που επιλέχθηκε για τη διέγερση του συστήματος ήταν χρονοϊστορίες παλμών Ricker. Καθώς ένας και μόνο παλμός δεν αρκεί για την κάλυψη όλων των εναλλακτικών προσομοιωμάτων, χρησιμοποιήθηκαν διαφορετικοί παλμοί. Ουσιαστικά η διαφορά τους έγκειται στη διαφορετική κεντρική συχνότητα (f) εκπομπής τους, που εδώ είναι για 2, 5 και 10 Hz, με συχνοτικό περιεχόμενο που εκτείνεται από το 1 Hz έως και 30 Hz. Έχοντας ένα τόσο ευρύ συχνοτικό περιεχόμενο επιτυγχάνεται η πλήρης κάλυψη του φαινομένου του σεισμού σε οποιαδήποτε συχνότητα εκπομπής (χαμηλόσυχο ή υψίσυχο σεισμό).

Όσο αφορά τα διαγράμματα των ωθήσεων, ακολουθώντας την ίδια φιλοσοφία με πριν, προκύπτουν από την κανονικοποίηση των δεδομένων που εξήχθησαν από το λογισμικό του ABAQUS. Πιο συγκεκριμένα στον άξονα των τετμημένων (x) τοποθετούνται οι ωθήσεις που ασκούνται στα ακραία στοιχεία της διεπιφάνειας τοίχου και αντιστηριζόμενου εδάφους, κανονικοποιημένα ως προς το γινόμενο $\alpha_0 \gamma H$, όπου $\alpha_0 = 0.1 \text{ g}$, η μέγιστη επιτάχυνση στη βάση του προσομοίωμα, $\gamma = 18$, το ειδικό βάρος του εδάφους και $H = 8 \text{ m}$ το ύψος του τοίχου. Ο άξονας των τεταγμένων (y) εκφράζει το σημείο στο οποίο ασκείται η αντίστοιχη ώθηση κανονικοποιημένο ως προς το ύψος του τοίχου. Η κατανομή των ωθήσεων παρουσιάζεται στα διαγράμματα που ακολουθούν για κάθε κλίση του υποβάθρου.

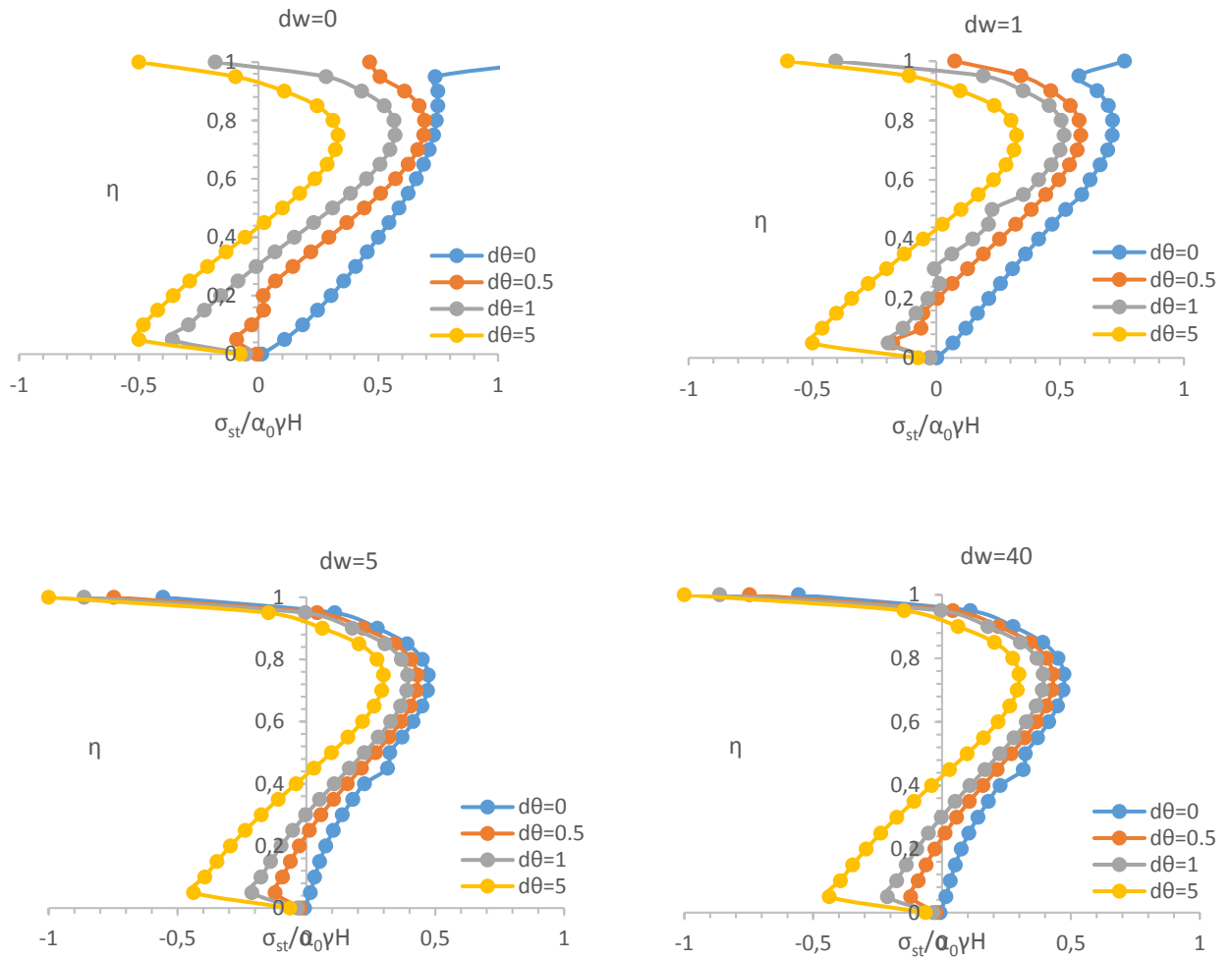
Σε πρώτη φάση παρουσιάζεται συγκεντρωτικά η κατανομή των δυναμικών ωθήσεων που ασκούνται στο πίσω μέρος του τοίχου για όλους τους συνδυασμούς ευκαμψίας και ευστρεψίας, αυξάνοντας σταδιακά την κλίση του βραχώδους υποβάθρου (σχ.5.10).

• κλίση υποβάθρου $i = 15^\circ$



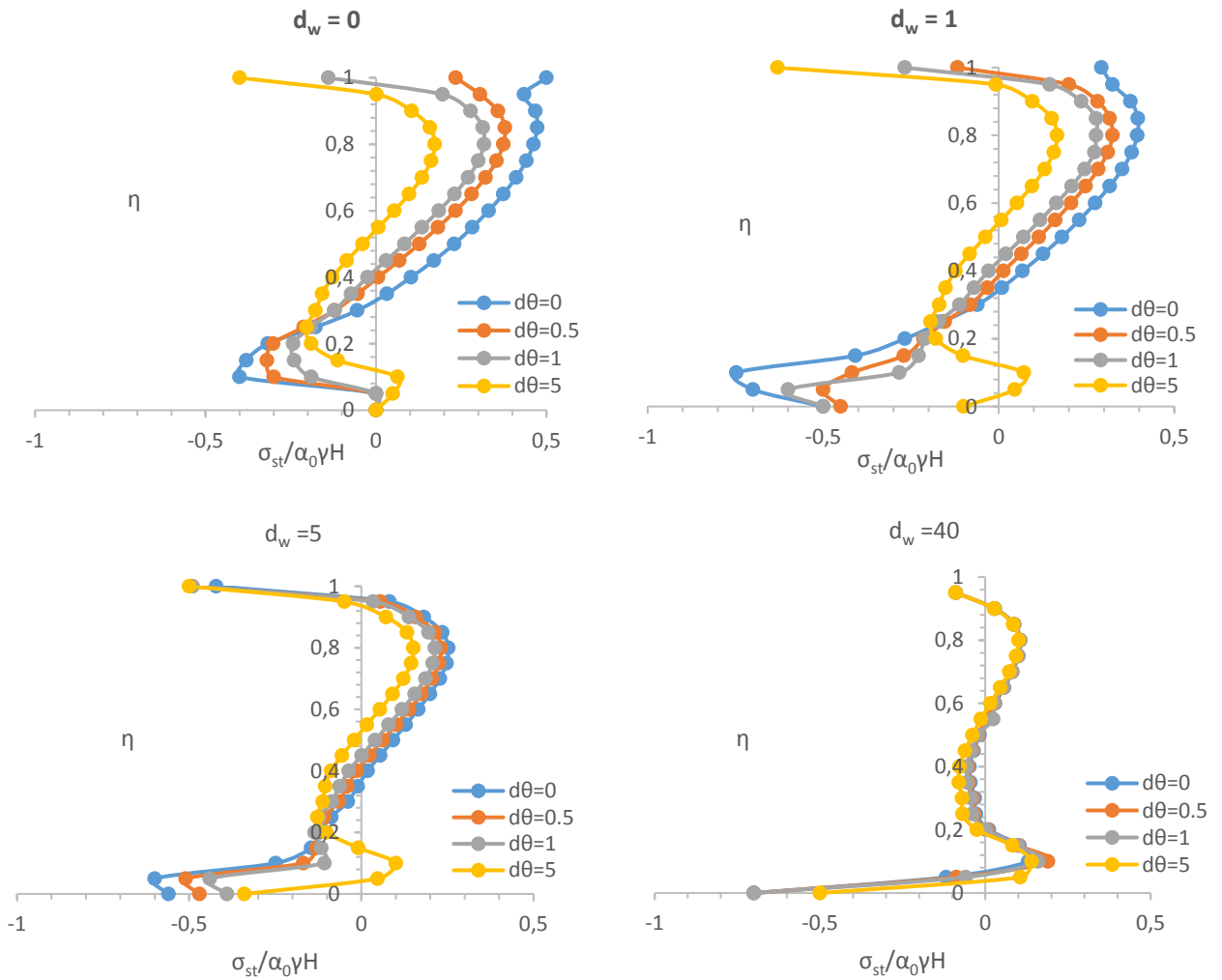
Σχήμα 5.10: Κατανομή εδαφικών ωθήσεων για διάφορες τιμές d_w , d_θ και κλίση 15° , με διέγερση παλμού Ricker

- κλίση υποβάθρου $i = 30^\circ$



Σχήμα 5.11: Κατανομή εδαφικών ωθήσεων για διάφορες τιμές d_w , d_θ και κλίση 30° , με διέγερση παλμού Ricker

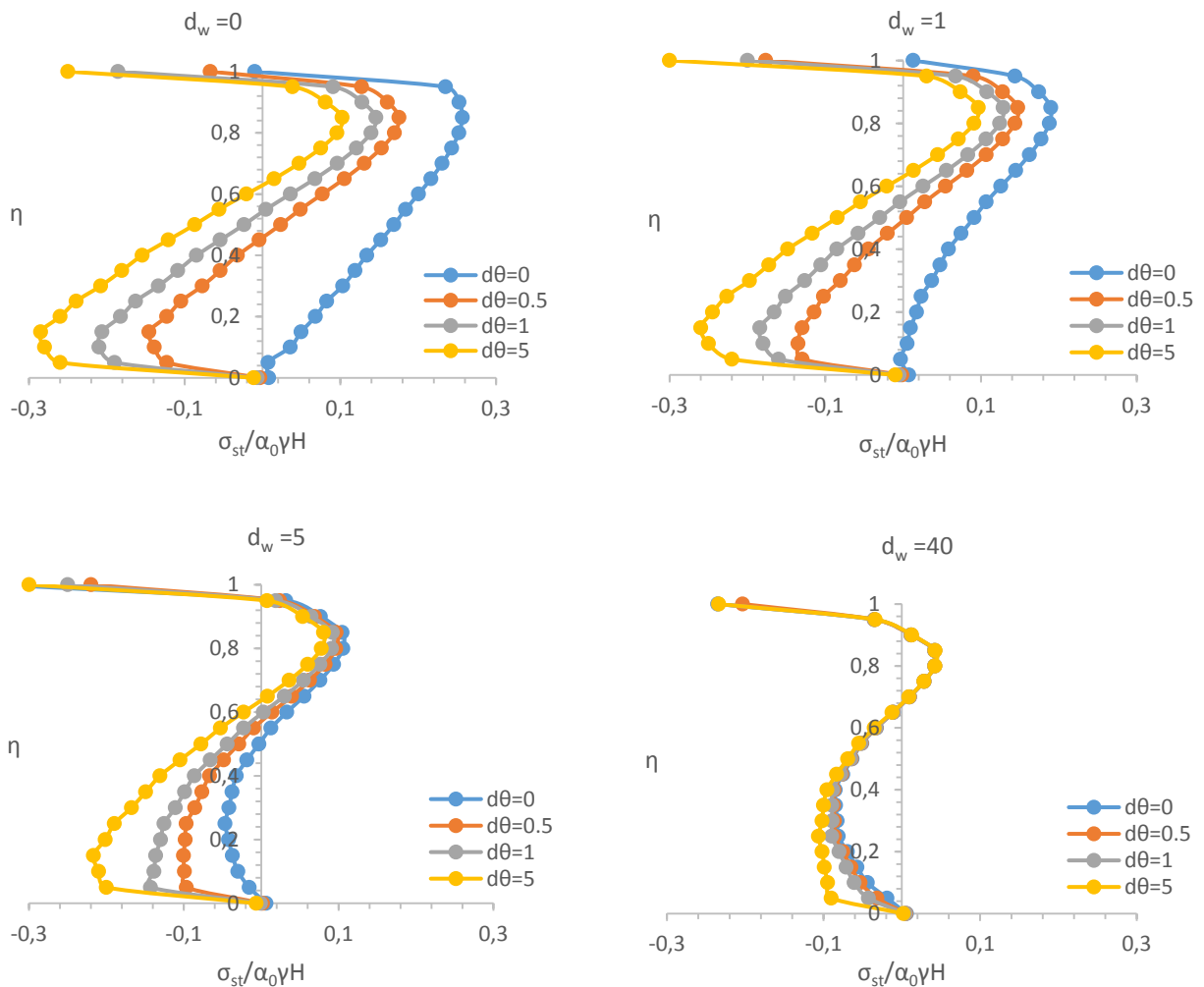
• κλίση υποβάθρου $i = 45^\circ$



Σχήμα 5.12: Κατανομή εδαφικών ωθήσεων για διάφορες τιμές d_w , d_θ και κλίση 45° , με διέγερση παλμού Ricker

Ιδιαίτερη ιδιομορφία στην κατανομή των ωθήσεων παρατηρείται στην περίπτωση των 45° . Οι έντονες εφελκυστικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στο πάνω και στο κάτω τμήμα του τοίχου είναι ίσες και πολλές φορές ξεπερνάνε σε μέτρο τις αντίστοιχες μέγιστες θλιπτικές. Αυτό οφείλεται στην ανάκλαση των κυμάτων που διαδίδονται μέσα στο ισοσκελές προσομοίωμα καθώς και στην μεταξύ τους πρόσπτωση.

- κλίση υποβάθρου $i = 60^\circ$



Σχήμα 5.13: Κατανομή εδαφικών ωθήσεων για διάφορες τιμές d_w , d_θ και κλίση 60° , με διέγερση παλμού Ricker

Το πρώτο συμπέρασμα που εξάγεται παρατηρώντας το σύνολο των διαγραμμάτων είναι ότι καθώς αυξάνεται η γωνία κλίσης της έδρασης το μέτρο των ασκούμενων ωθήσεων μειώνεται αισθητά. Έχοντας ως «σημείο αναφοράς» το οριζόντιο υπόβαθρο με ασκούμενες ωθήσεις της τάξης μεγέθους 2 αυξάνουμε σταδιακά το μέτρο της γωνίας (i). Παρατηρείται ότι οι ωθήσεις από τη μέγιστη τιμή 2 (οι μέγιστες) καταλήγουν τελικά σε μέγιστα της τάξης μεγέθους 0.1, για κλίση 60° .

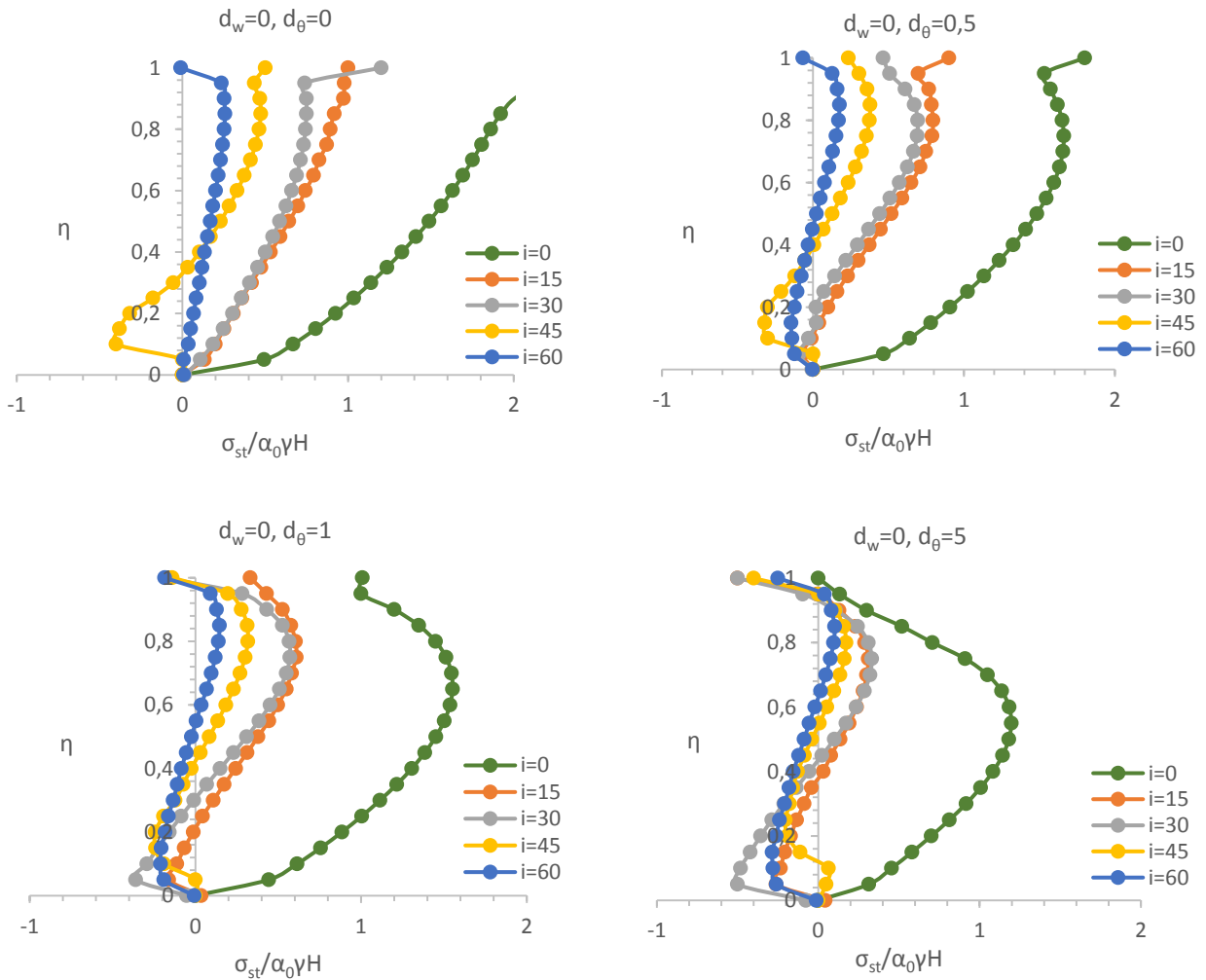
Μία επιπλέον μεταβλητή η οποία επηρεάζει αισθητά την κατανομή και το μέγεθος των ωθήσεων είναι η ευκαμψία του τοίχου. Για κάθε προσομοίωμα όσο ο τοίχος

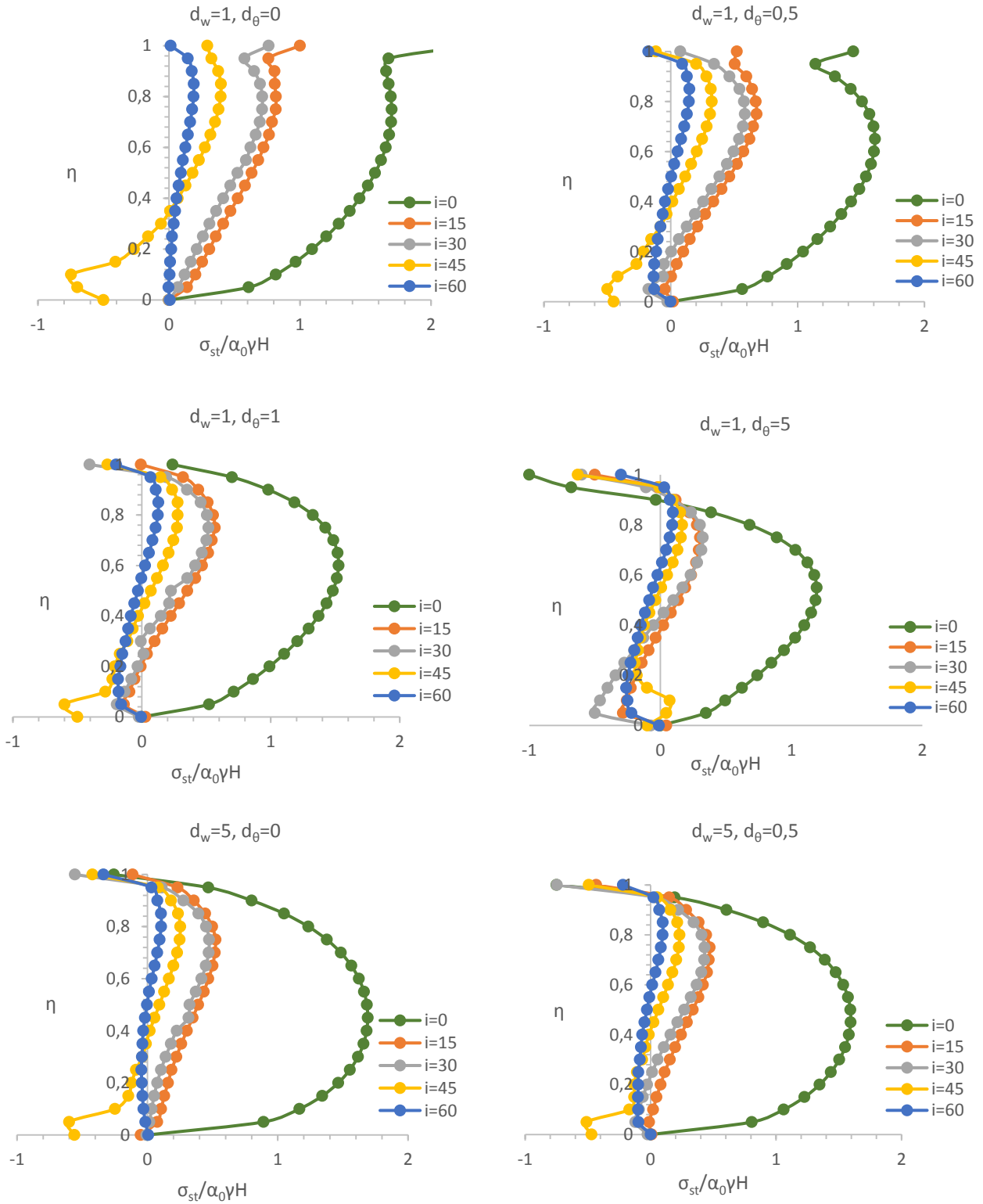
σχεδιάζεται πιο εύκαμπτος τόσο οι ωθήσεις που ασκούνται πάνω του μειώνονται, δηλαδή όσο πιο εύκαμπτος είναι ο τοίχος σχεδιασμού τόσο περισσότερο ελαστικός είναι απέναντι στη δυναμική καταπόνησή του. Καθώς αυξάνεται η ευκαμψία του τοίχου οι κατανομές για διαφορετικές τιμές του στροφικού ελατηρίου τείνουν να ταυτιστούν σε μέτρο και μορφή. Για πολύ εύκαμπτους τοίχους αυτό τελικά επιτυγχάνεται με πλήρη ταύτιση όλων των κατανομών που αντιστοιχούν στις τέσσερις παραλλαγές του στροφικού ελατηρίου. Παράλληλα το στροφικό ελατήριο που τοποθετείται στη βάση του τοίχου, σε κάθε περίπτωση, διατηρεί σε χαμηλό επίπεδο τις ωθήσεις όταν κατασκευάζεται ώστε να έχει δυνατότητα πλήρους στροφής.

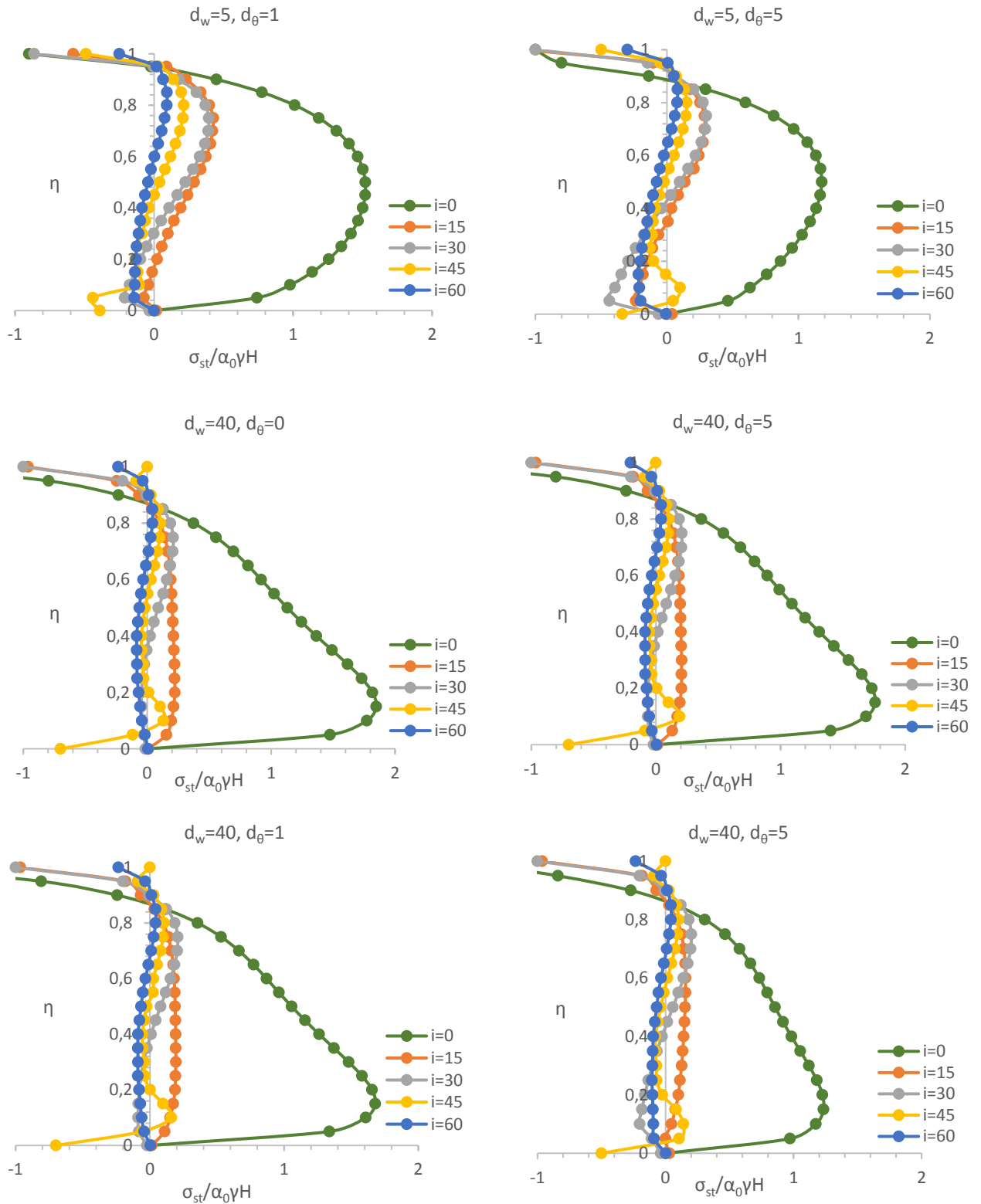
Μια ιδιαιτερότητα που εμφανίζεται και στα προσομοιώματα με κλίση του υποβάθρου είναι η ανάπτυξη αρνητικών ωθήσεων, δηλαδή εφελκυστικών τάσεων, τόσο στο πάνω όσο και στο κάτω τμήμα του τοίχου. Η ανάπτυξη αρνητικών τιμών των ωθήσεων είναι ένα φαινόμενο που παρατηρείται και στην περίπτωση οριζώντιου υπόβαθρου. Όμως καθώς επεμβαίνουμε στην κλίση του προσομοιώματι αυτομάτως εισάγουμε εφελκυστικές τάσεις και σε άλλα τμήματα του τοίχου με το φαινόμενο να κορυφώνεται ιδιαίτερα μετά τις 45° . Πιο συγκεκριμένα στις 15° παρουσιάζεται εφελκυσμός κοντά στη βάση του τοίχου, αλλά σε συνθήκες πλήρους ευκαμψίας οι ωθήσεις τείνουν να μηδενίζονται και εφελκυσμός παρουσιάζεται μόνο στο πάνω μέρος του. Αυξάνοντας την κλίση παρατηρείται ότι η ύπαρξη του εφελκυσμού τόσο στο επάνω όσο και το κάτω τμήμα του τοίχου γίνεται πλέον μόνιμη. Μάλιστα όταν εξετάζουμε πλήρως εύκαμπτα συστήματα, οι εφελκυστικές τάσεις φαίνεται να επικρατούν των θλιπτικών. Καθώς όμως στην πραγματικότητα κάτι τέτοιο δεν υφίσταται επιλέγουμε να αγνοούμε οποιαδήποτε αρνητική τιμή, θεωρώντας ότι μέχρι το σημείο που ξεκινάνε οι θετικές τιμές το σύστημα του τοίχου δε δέχεται καμία επίδραση (μηδενικές ωθήσεις), δηλαδή δεν καταπονείται καθόλου.

Η παραπάνω μορφή των διαγραμμάτων επιλέχθηκε ώστε να αξιολογηθεί η επίδραση της ευκαμψίας του τοίχου αντιστήριξης και της στρεψιμότητας του στροφικού ελατηρίου στη βάση του στις δυναμικές ωθήσεις που ασκούνται στο σύστημα. Ένας εναλλακτικός τρόπος για την ερμηνεία της συμπεριφοράς του συστήματος πραγματοποιείται με την εξέταση της επιρροής της κλίσης του

βραχώδους υποβάθρου (i) στη διαμόρφωση των τελικών ωθήσεων, κρατώντας σταθερούς κάθε φορά τους συντελεστές ευκαμψίας και ευστρεψίας. Θα ερευνηθεί δηλαδή, πως διαμορφώνονται οι ωθήσεις για τοίχους με τα ίδια χαρακτηριστικά (σταθερά d_w και d_θ) όταν αυτοί κατασκευάζονται σε περιοχές με διαφορετική κλίση του υποβάθρου. Ξεκινώντας από τα πιο δύσκαμπτα συστήματα και αυξάνοντας σταδιακά την ελαστικότητα τους, προκύπτουν τα παρακάτω διαγράμματα:



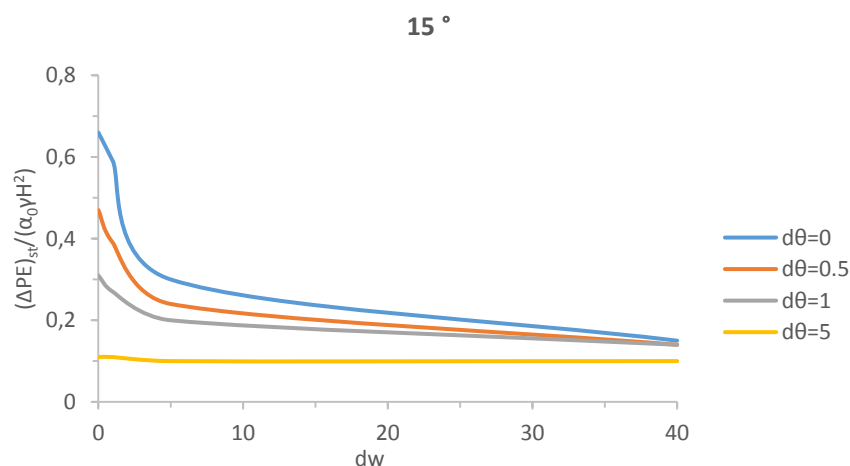


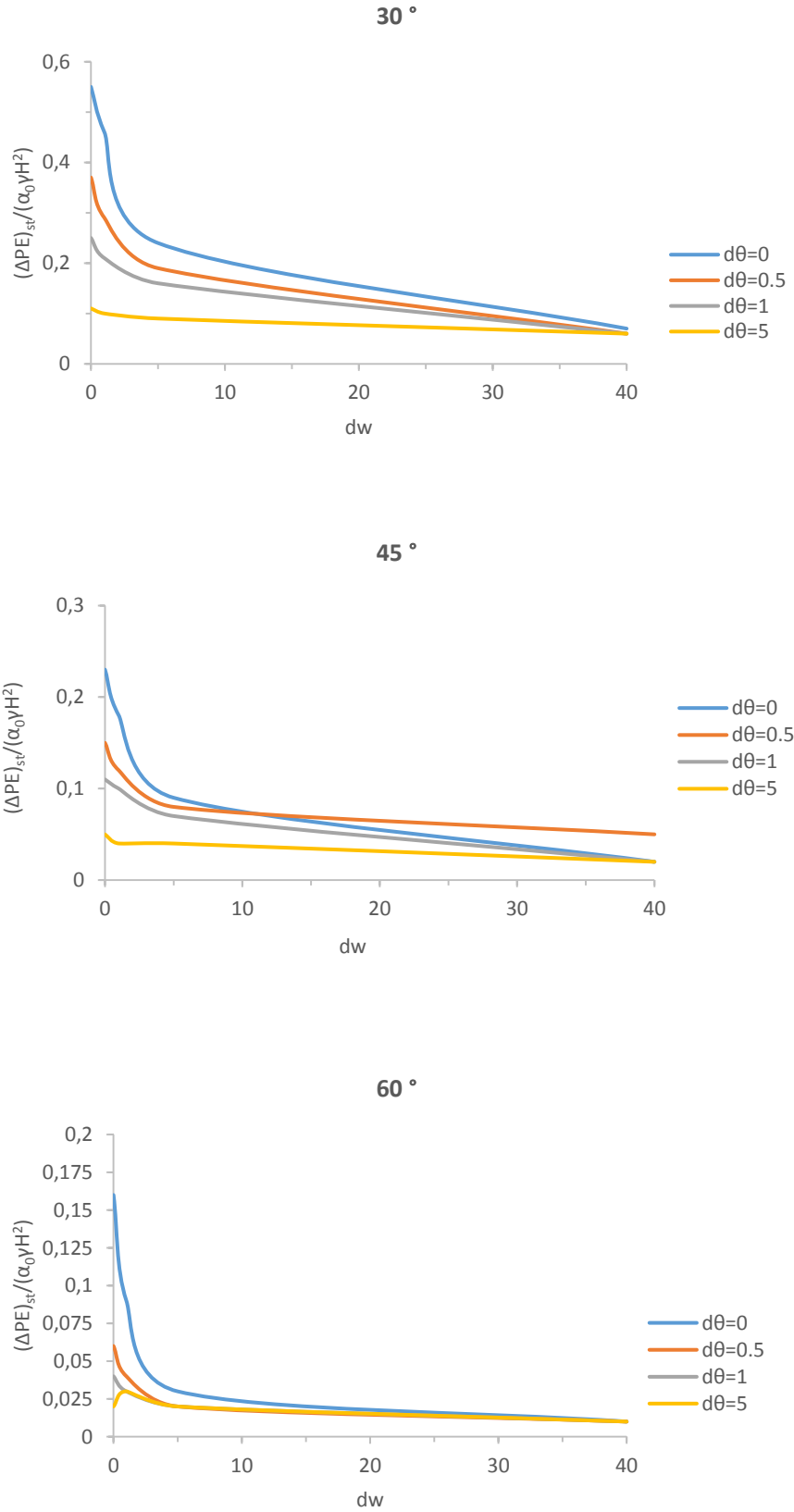


Σχήμα 5.14: Επίδραση της κλίσης του υποβάθρου (i) στις εδαφικές ωθήσεις για σταθερά d_w και d_θ

Εξετάζοντας τη συμπεριφορά του συστήματος από μία διαφορετική σκοπιά επιβεβαιώνονται τα συμπεράσματα που εξήχθησαν προηγουμένως. Για ακόμα μία φορά αποδεικνύεται ο βαθμός υπεροχής των ασκούμενων δυναμικών ωθήσεων στο οριζόντιο υπόβαθρο έναντι αυτών των κεκλιμένων υποβάθρων, με τη διαφορά τους να γίνεται αισθητή σε όλα τα διαγράμματα. Επομένως η γενικότερη τάση των κατανομών των ωθήσεων αφορά τη μείωση του μέτρου τους καθώς αυξάνει η κλίση του βραχώδους υποβάθρου αλλά και την τιμή της ευκαμψίας και ευστρεψίας του συστήματος. Τέλος η μορφή της κατανομής εμφανίζει σημαντική μεταβολή καθώς μεταβάλλεται η κλίση του υποβάθρου. Έτσι ενώ στην περίπτωση του οριζόντιου υποβάθρου η μορφή της προσεγγίζει την ημιτονοειδή, καθώς αυξάνεται η κλίση (i) τροποποιείται σε σιγμοειδή κατανομή.

Όπως είναι σαφές παρόλο που τα διαγράμματα των ωθήσεων παρέχουν αναλυτική πληροφορία για τη συμπεριφορά και τη δυναμική καταπόνηση των τοίχων αντιστήριξης, για τον τελικό σχεδιασμό τους μας ενδιαφέρει η συνισταμένη δύναμη που τελικά θα ασκηθεί στο πίσω τμήμα τους. Παρακάτω μετά από ολοκλήρωση των διαγραμμάτων των ωθήσεων για κάθε εξεταζόμενο προσομοίωμα (σχ. 5.6, 5.10 - 5.13) προκύπτουν τα διαγράμματα των μέγιστων δυνάμεων και των μέγιστων ροπών που θα ασκηθούν στο σύστημα καθώς και το σημείο εφαρμογής αυτής της συνισταμένης δύναμης.

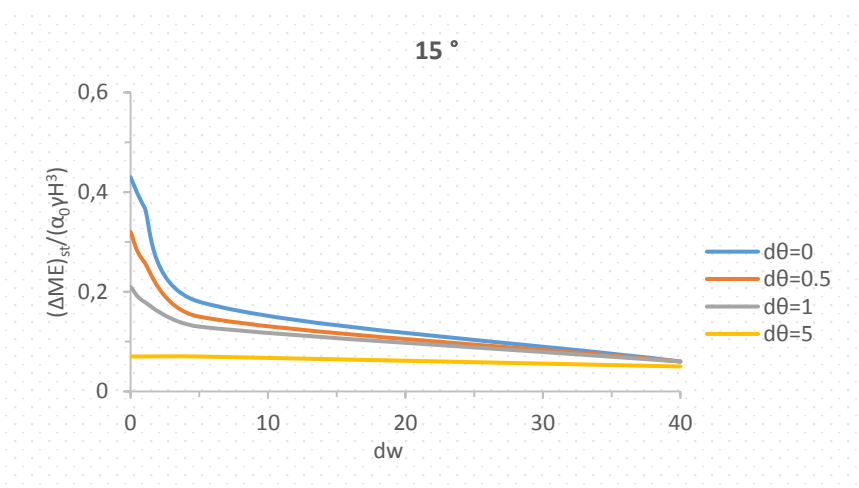


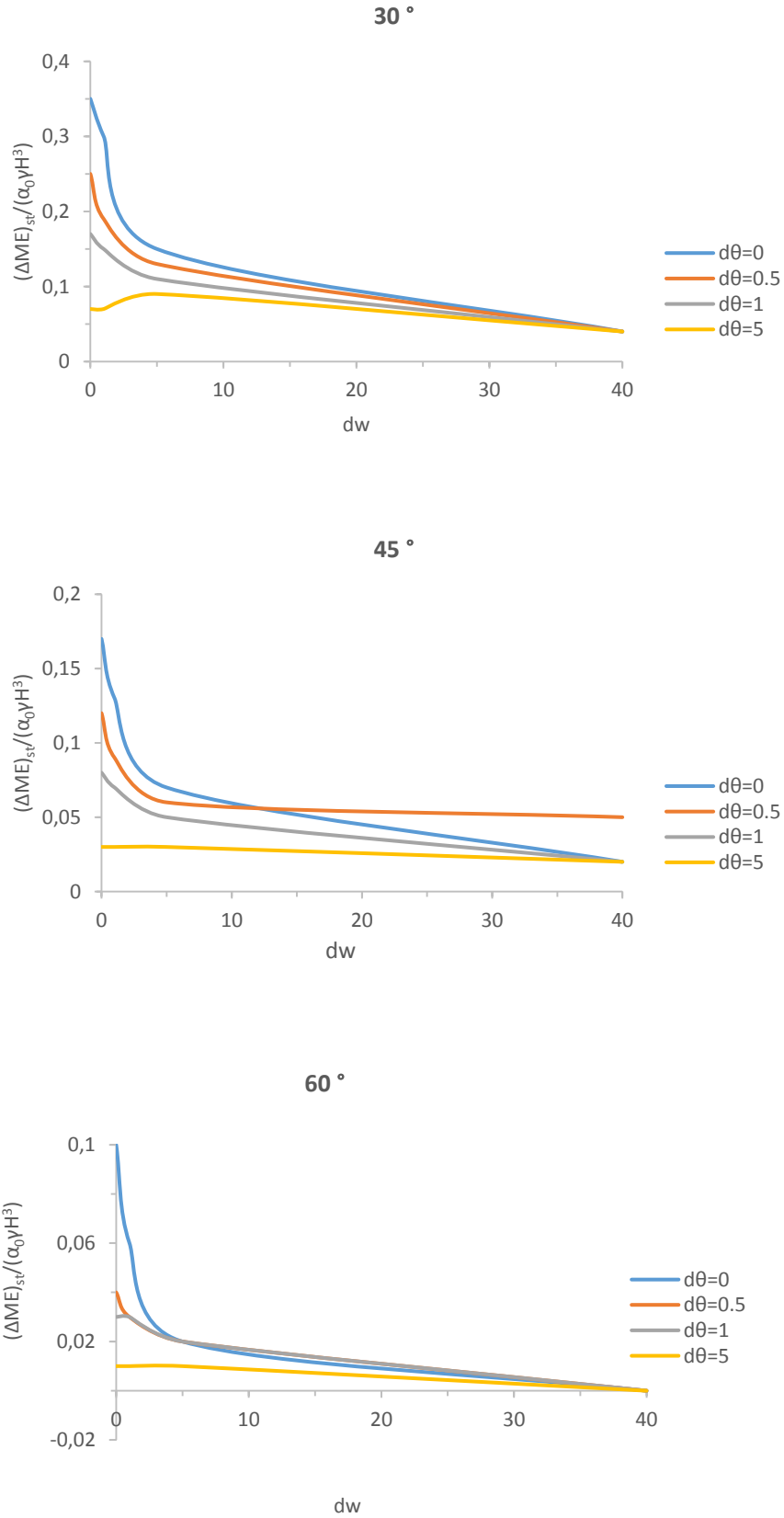


Σχήμα 5.15: Κανονικοποιημένες τιμές της τελικής οριζόντιας δύναμης $(\Delta PE)_{st}$, σε τοίχο με διαφορετικές τιμές d_w , d_θ

Μέσα από τα διαγράμματα της τελικής οριζόντιας δύναμης επιβεβαιώνεται ότι η συνισταμένη δύναμη που ασκείται στο πίσω μέρος του τοίχου είναι απόλυτα συνυφασμένη με την κλίση του υποβάθρου που οριοθετεί την κάτω επιφάνεια του αντιστηριζόμενου εδάφους. Ήδη από την περίπτωση των 15° το μέτρο της συνισταμένης δύναμης έχει χαμηλή τιμή, όμως από τις 45° και μετά το μέτρο τους μειώνεται αισθητά προσεγγίζοντας μηδενικές τιμές. Στην ακραία περίπτωση των 60° οι συνολικές δυνάμεις σχεδόν μηδενίζονται, επομένως μπορούμε να πούμε ότι έδαφος και ο τοίχος συμπεριφέρονται σαν ένα ενιαίο σώμα (rigid block). Επομένως από ένα σημείο και μετά, η κατασκευή αντιστήριξης σε κεκλιμένο υπόβαθρο επιφέρει αμελητέα καταπόνηση στο σύστημα.

Η παρουσία του στροφικού ελατηρίου με τη μέγιστη ελευθερία κίνησης παράγει σταθερές δυνάμεις σχεδιασμού που δεν επηρεάζονται από την ακαμψία ή ευκαμψία του τοίχου. Γενικότερα η μεταβολή άκαμπτων συστημάτων σε ελαστικότερα οδηγεί στη σύγκλιση της συνισταμένης δύναμης που ασκείται στον τοίχο, κάνοντας έτσι ευκολότερη την επιλογή των παραμέτρων σχεδιασμού της εκάστοτε κατασκευής αντιστήριξης. Αντιθέτως για άκαμπτους τοίχους οι δυνάμεις σχεδιασμού είναι οι μέγιστες δυνατές, γεγονός που επιβεβαιώνει τη θεωρία ότι η μέγιστη καταπόνηση του τοίχου συμβαίνει για πλήρως άκαμπτα συστήματα.

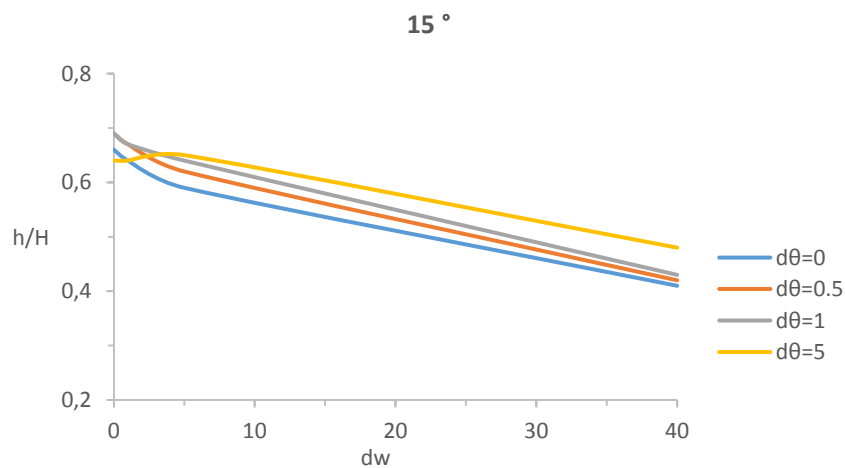


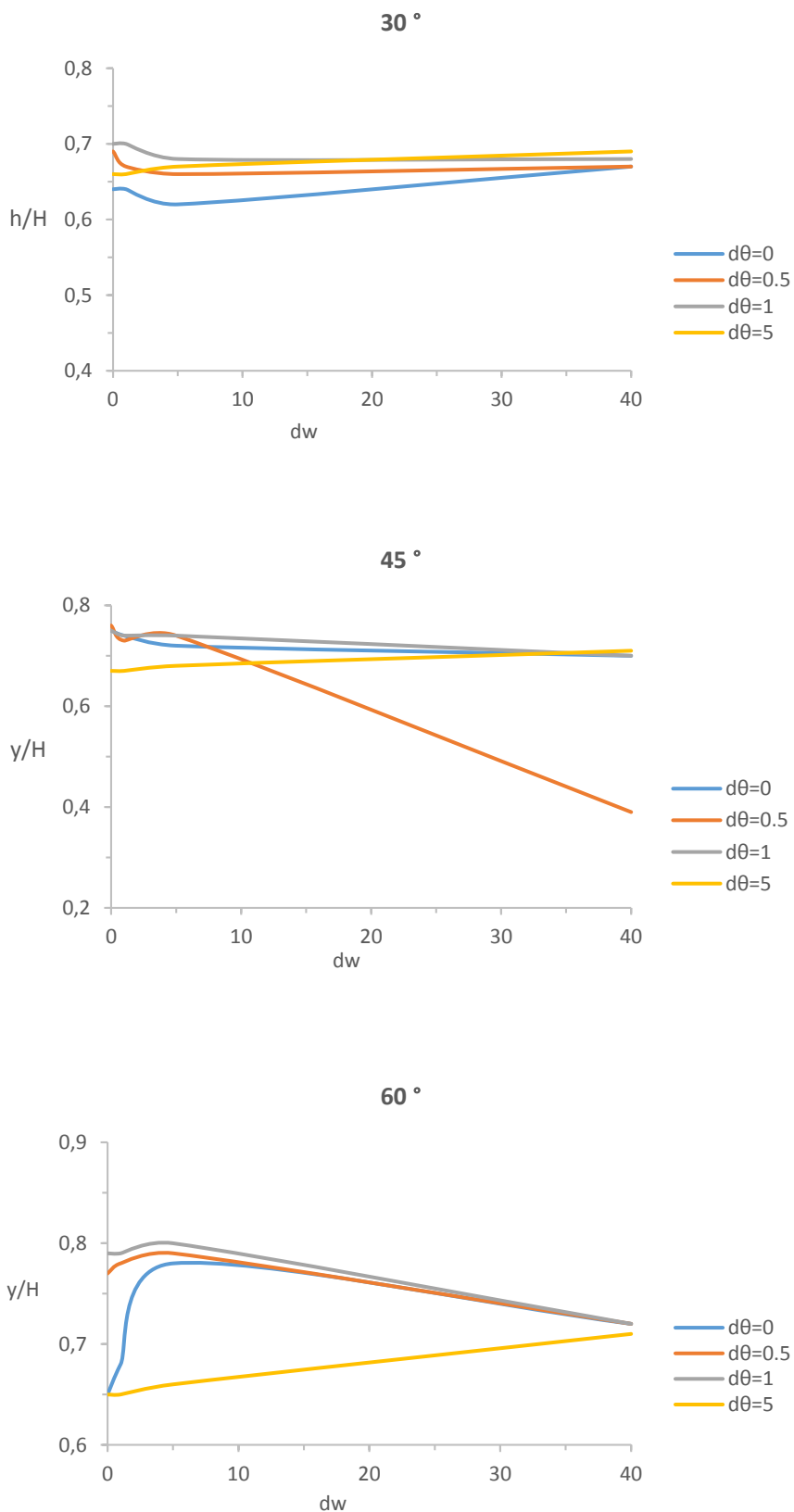


Σχήμα 5.16: Κανονικοποιημένες τιμές της δυναμικής ροπής ανατροπής $(\Delta ME)_{st}$ για διαφορετικές τιμές των dw , $d\theta$ και i

Σύμφωνα με τα μέχρι τώρα δεδομένα στόχος είναι να προκύπτουν χαμηλές τιμές των συντελεστών των διαγραμμάτων της συνισταμένης δύναμης, ώστε να μειώνεται η πιθανότητα αστοχίας της κατασκευής. Παρόλα αυτά, μεγάλοι συντελεστές επιφέρουν και θετικά αποτελέσματα στην κατασκευή. Σχετικά άκαμπτα συστήματα παρουσιάζουν αύξηση των πιέσεων από τη βάση προς το πάνω μέρος του τοίχου, με κατανομή που προσεγγίζει ημιτονοειδή μορφή, ενώ για πιο εύκαμπτους τοίχους η κατανομή των πιέσεων είναι πιο τριγωνική. Αποτέλεσμα αυτής της συμπεριφοράς είναι ότι η ροπή ανατροπής εύκαμπτου τοίχου μειώνεται λόγω της μείωσης του ενεργού ύψους.

Σε αυτό το σημείο, σημαντικό ενδιαφέρον έχει να εξετάσουμε και τη θέση του σημείου εφαρμογής της συνισταμένης δύναμης για το κάθε προσομοίωμα. Στα παρακάτω σχήματα φαίνεται ότι το σημείο εφαρμογής στις περισσότερες περιπτώσεις είναι περίπου στα 3/5 του ύψους του τοίχου από τη βάση όμως για υψηλές τιμές ευκαμψίας και στροφής του ελατηρίου αυτό μπορεί να μετακινηθεί και να «κατέβει» έως και το μέσον του τοίχου.

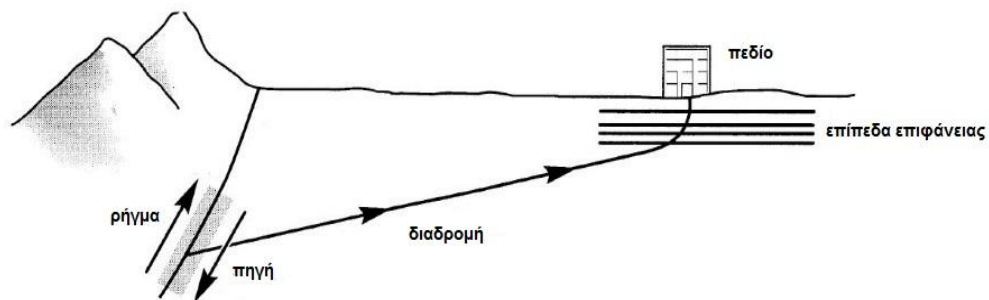




Σχήμα 5.17: Σημείο εφαρμογής της συνισταμένης δύναμης στο πίσω μέρος του τοίχου, για διαφορετικές τιμές d_w , d_θ και i .

5.4 Ανάλυση απόκρισης του εδάφους

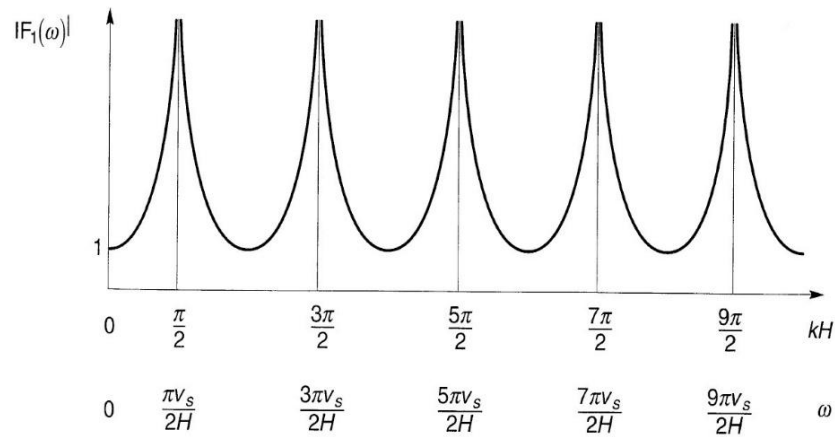
Μετά την παραμετρική ανάλυση του προβλήματος και έχοντας μια πιο ολοκληρωμένη εικόνα για τις συγκεκριμένες περιπτώσεις, συμπεραίνουμε ότι κάτω από ιδανικές συνθήκες, μια πλήρης ανάλυση της εδαφικής απόκρισης θα προσομοίωνε το μηχανισμό ρήξης στην πηγή του σεισμού, τη διάδοση των κυμάτων στη συγκεκριμένη περιοχή και τελικά τον τρόπο που η κίνηση στην επιφάνεια του εδάφους επηρεάζεται από τις εδαφικές στρώσεις που κείνται πάνω από το υπόβαθρο. Στην πραγματικότητα όμως ο μηχανισμός αυτός είναι αρκετά περίπλοκος και η φύση της μεταφοράς ενέργειας από την πηγή στην περιοχή αβέβαια, κάνοντας αυτήν την προσέγγιση μη πρακτική για κοινές εφαρμογές μηχανικής.



Σχήμα 5.18: Διαδικασία της διάθλασης για κατακόρυφη διάδοση κυμάτων κοντά στην επιφάνεια του εδάφους

Στην περίπτωση της οριζόντιας εδαφικής στρώσης, η οποία αρχικά εξετάσθηκε, υπάρχει η βασική παραδοχή ότι όλα τα όρια είναι οριζόντια και η απόκριση του εδάφους προέρχεται κυρίως από τα κύματα SH που διαδίδονται κάθετα από το κατάντι υπόβαθρο. Επίσης, το έδαφος και η επιφάνεια του υποβάθρου θεωρείται ότι εκτείνονται στο άπειρο κατά την οριζόντια διεύθυνση. Βέβαια σε πολλά προβλήματα μηχανικής οι παραδοχές της μονοδιάστατης διάδοσης των κυμάτων δεν γίνεται αποδεκτή. Επικλίσεις, ανώμαλες επιφάνειες εδάφους, ύπαρξη βαρειών ή άκαμπτων κατασκευών στην επιφάνεια, τοίχοι και τούνελ, είναι μερικές χαρακτηριστικές περιπτώσεις που απαιτούν δυναμική ανάλυση δύο διαστάσεων.

Κατά την εκτίμηση των δυναμικών ωθήσεων που ασκούνται στους τοίχους αντιστήριξης δημιουργήθηκε η ανάγκη εύρεσης της ακριβούς συχνότητας συντονισμού της εδαφικής στρώσης με αυτή της διέγερσης. Αυτό συμβαίνει διότι όταν η ιδιοσυχνότητα της εδαφικής στρώσης ταυτίζεται με αυτή της σεισμικής διέγερσης (ή οποιουδήποτε φυσικού κραδασμού) προκαλείται συντονισμός του συστήματος και η κατασκευή καταπονείται σε μεγάλο βαθμό. Για οριζόντια εδαφική στρώση που εκτείνεται στο άπειρο, η συμπεριφορά του εδάφους εμφανίζει γνωστή συμπεριφορά όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 5.19: Επιρροή της συχνότητας σε μη αποσβενόμενη γραμμικά ελαστική επιφάνεια

Όμως στην περίπτωση που αναφερόμαστε σε εδαφική στρώση με κλίση, το πρόβλημα γίνεται περισσότερο περίπλοκο και η εύρεση της πραγματικής συχνότητας συντονισμού απαιτεί αναλυτικές μεθόδους, οι οποίες δεν είναι πάντοτε εύκολο να υλοποιηθούν. Για το λόγο αυτό έγινε μία απόπειρα μέσω των διεγέρσεων των προσομοιωμάτων με παλμούς Ricker και με τη βοήθεια των συναρτήσεων μεταφοράς, να οριστεί μία εύκολη και γρήγορη διαδικασία μέσα από την οποία να προκύπτει για οποιοδήποτε προσομοίωμα, ανεξαρτήτου γεωμετρίας και ιδιοτήτων, η συχνότητα συντονισμού της εδαφικής στρώσης με την ιδιοσυχνότητα του σεισμού.

Ο παλμός Ricker είναι η αρνητική δεύτερη παράγωγος της συνάρτησης Gauss και περιγράφεται από τη σχέση:

$$\psi(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma^3} \left(1 - \frac{t^2}{\sigma^2}\right) e^{-\frac{t^2}{2\sigma^2}} \quad (5.10)$$

Περιγράφεται από τις εξής εξισώσεις:

$$A(t) = [-6b + 24b^2(t-t_0)^2 - 8b^3(t-t_0)^4] \cdot e^{-b(t-t_0)^2} \quad (5.11)$$

$$V(t) = [-6b(t-t_0) + 4b^2(t-t_0)^3] \cdot e^{-b(t-t_0)^2} \quad (5.12)$$

$$D(t) = [1 - 2b(t-t_0)^2] \cdot e^{-b(t-t_0)^2} \quad (5.13)$$

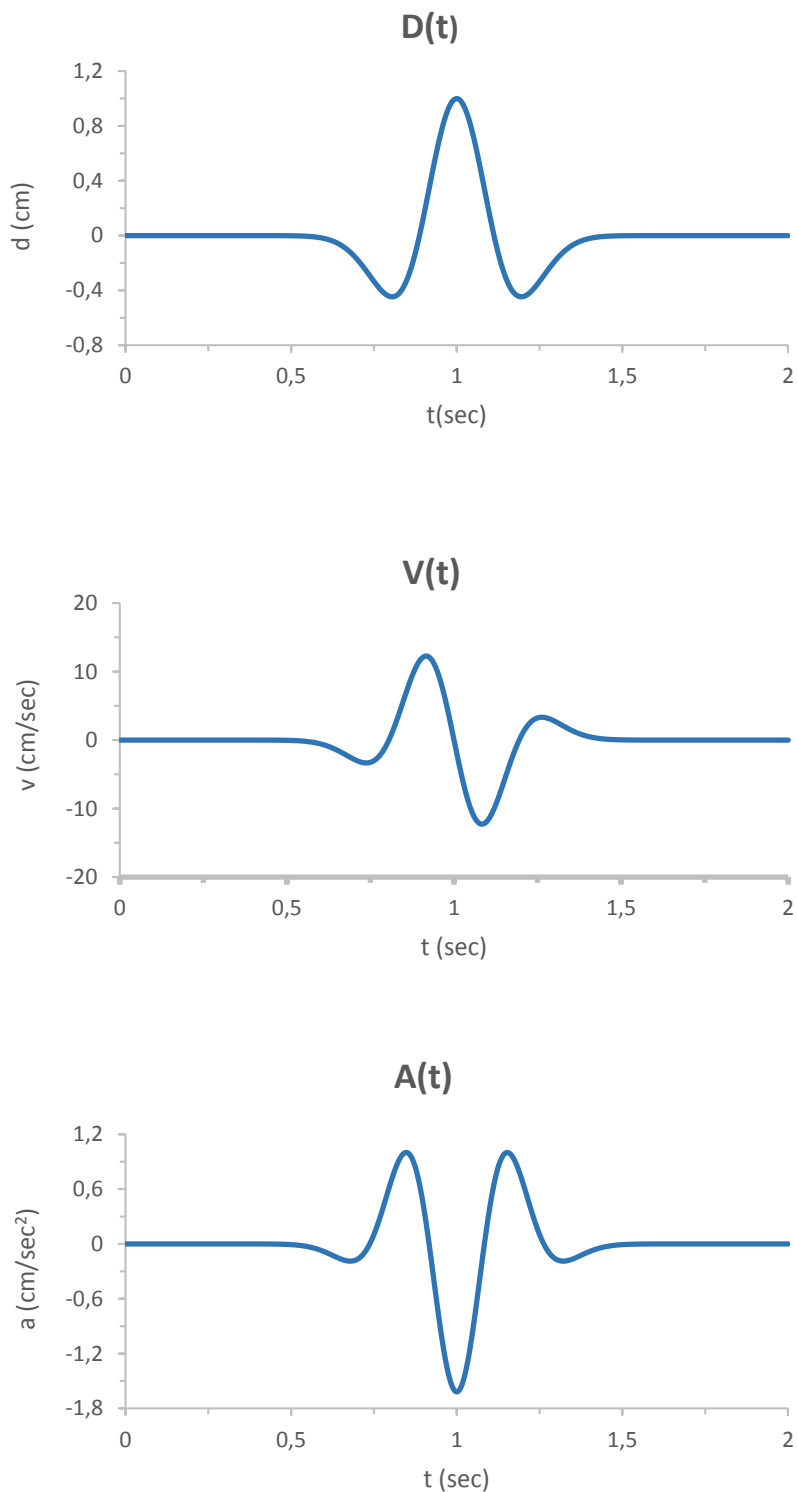
όπου $A(t)$, $V(t)$ και $D(t)$, η επιτάχυνση, η ταχύτητα, και η μετατόπιση τη χρονική στιγμή t αντιστοίχως. Η παράμετρος t_0 καθορίζει την χρονική στιγμή κατά την οποία ο παλμός παρουσιάζει μέγιστη επιτάχυνση, και $b = (\pi f)^2$ είναι η παράμετρος που καθορίζει την δεσπόζουσα συχνότητα f του παλμού.

Από τις παραπάνω εξισώσεις προκύπτει ότι για $t = t_0$, η μέγιστη μετατόπιση είναι πάντοτε μοναδιαία ενώ ταυτοχρόνως η ταχύτητα μηδενίζεται και η επιτάχυνση μεγιστοποιείται (βλ. Σχήμα 5.20). Για να πετύχει κανείς την προσομοίωση μίας σεισμικής διέγερσης μέσω ενός παλμού Ricker απαιτείται επικλιμάκια αναγωγή

των παραπάνω τριών εξισώσεων μέσω του συντελεστή $R_f = \frac{A_{\max, \text{σεισμοό}}}{A_{\max, \text{Ricker}}}$, όπου ο

R_f εκφράζει τον λόγο της μέγιστης επιτάχυνσης της σεισμικής διέγερσης προς τη μέγιστη επιτάχυνση κατά Ricker.

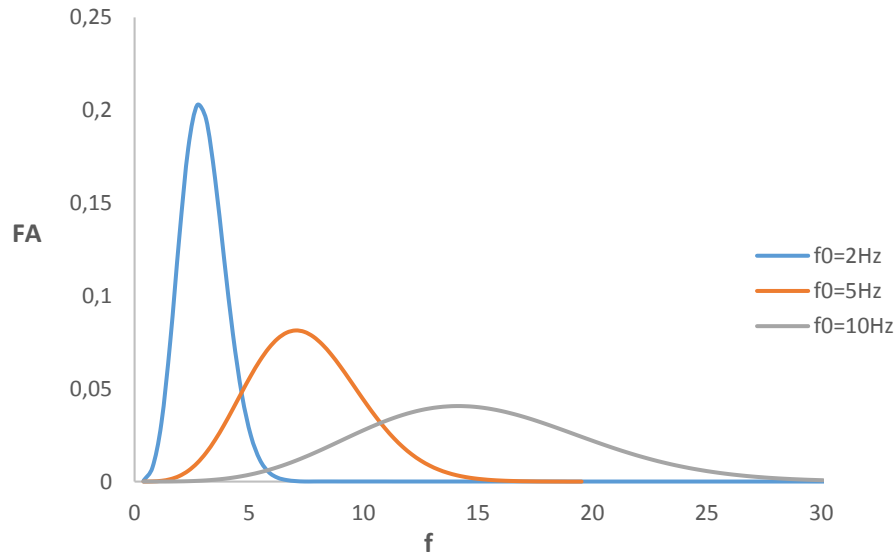
Στα παρακάτω διαγράμματα επιλέχθηκε η αναπαράσταση των χρονοϊστοριών της μετατόπισης, της ταχύτητας και της επιτάχυνσης ενός παλμού Ricker με δεσπόζουσα συχνότητα 2 Hz. Σημειώνεται ότι έχει γίνει επικλιμάκια αναγωγή σε $A_{\max} = 0.4 * g$.



Σχήμα 5.20: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετατόπισης παλμού Ricker με δεσπόζουσα συχνότητα $f = 2$ Hz και $t_0 = 1$ sec.

Όπως είναι γνωστό κάθε σύνθετη εδαφική κίνηση μπορεί να αναλυθεί σε άθροισμα επιμέρους αρμονικών ταλαντώσεων, οι οποίες έχουν επιλεγμένα πλάτη και συχνότητες. Ο παλμός Ricker έχει την ιδιότητα να παράγει ένα Φάσμα Fourier που έχει μορφή καμπάνας που εμφανίζει μέγιστο στην κεντρική του συχνότητα. Το εύρος συχνοτήτων που καλύπτει κάθε φορά είναι περίπου τριπλάσιου της κεντρικής του συχνότητας. Το φάσμα Fourier μιας ισχυρής εδαφικής δόνησης δείχνει τον τρόπο που κατανέμετε το πλάτος της κίνησης στις διάφορες συχνότητες (ή περιόδους) και εκφράζει σαφέστατα το συχνοτικό περιεχόμενό της. Ένα φάσμα Fourier λεπτό στη βάση υποδηλώνει ότι η εδαφική κίνηση έχει μία επικρατούσα συχνότητα η οποία της επιτρέπει να έχει μορφή μιας ομαλής αρμονικής κίνησης. Όσο πιο μεγάλο εύρος συχνοτήτων έχει το φάσμα Fourier τόσο πιο ανώμαλη γίνεται η εδαφική κίνηση. Το πλάτος μπορεί να αναφέρεται σε μετακίνηση, ταχύτητα ή επιτάχυνση, οπότε ανάλογα ονομάζονται και τα διάφορα φάσματα που προκύπτουν. Εδώ επιλέχθηκε η μετατροπή χρονοϊστοριών της επιτάχυνσης των παλμών, οπότε προκύπτει το αντίστοιχο φάσμα Fourier της επιτάχυνσης.

Για την πραγματοποίηση της ανάλυσης με παλμούς Ricker χρειάστηκε αρχικά να επιλεγεί εκείνη η κεντρική του συχνότητα που θα προσαρμόζεται καλύτερα στο συχνοτικό περιεχόμενο της προσομοίωσης. Στην παρούσα μελέτη χρησιμοποιήθηκαν τρεις παλμοί Ricker με δεσπόζουσες συχνότητες 2, 5 και 10 Hz. Μετά την μετατροπή των αντίστοιχων χρονοϊστοριών επιτάχυνσης σε φάσμα Fourier, με τη χρήση του λογισμικού Seismosignal, προέκυψαν τα διαγράμματα που συνδέουν το πλάτος του φάσματος Fourier με την αντίστοιχη συχνότητα. Έτσι για κάθε μία από τις περιπτώσεις παλμού που χρησιμοποιήθηκαν προέκυψε η αντίστοιχη γραφική παράσταση (σχ. 5.21).



Σχήμα 5.21: Σχέση πλάτους φάσματος Fourier (FA) ως προς τη συχνότητα

Όπως είναι γνωστό, ο μετασχηματισμός Fourier (Fast Fourier Transform, FFT) καθώς και ο αντίστροφος μετασχηματισμός Fourier (Inverse Fast Fourier Transform, IFFT) είναι μαθηματικά εργαλεία που έχουν την ιδιότητα «μεταπήδησης» από το επίπεδο του χρόνου στο επίπεδο των συχνοτήτων και το αντίστροφο. Μπορούμε δηλαδή, έχοντας μια τυχαία χρονοϊστορία να μεταβούμε στο αντίστοιχο πεδίο συχνοτήτων. Το φάσμα Fourier της χρονοϊστορίας επιτάχυνσης του σεισμού είναι μια από τις πιο κοινές και ευθείς εξισώσεις που χρησιμοποιούνται για να περιγράψουν το συχνοτικό περιεχόμενο μιας σεισμικής διέγερσης. Για καθορισμένο πρόβλημα δυναμικής των κατασκευών ή του εδάφους, η ελαστική απόκριση της (γεω)κατασκευής και η διέγερση μπορούν να συσχετίζονται μέσω ενός συντελεστή ενίσχυσης (Amplification Factor, AF), άμεσα συνδεδεμένο με τη συχνότητα f ή την κυκλική συχνότητα ω . Στην πιο απλή περίπτωση της μονοδιάστατης εδαφικής στρώσης επί άκαμπτου υποβάθρου, η εξίσωση μεταφοράς $AF(\omega)$ μπορεί να υπολογιστεί αναλυτικά, επομένως το φάσμα Fourier της επιτάχυνσης στην επιφάνεια του εδάφους $a_S(\omega)$ προκύπτει ως το γινόμενο της επιτάχυνσης στη βάση της κατασκευής $a_B(\omega)$ και της εξίσωσης μεταφοράς AF, για κάθε δεδομένη συχνότητα, όπως περιγράφεται και από τις παρακάτω εξισώσεις:

$$AF(\omega) = \frac{a_S(\omega)}{a_B(\omega)} \implies \quad (5.14)$$

$$a_S(\omega) = AF(\omega) \times a_B(\omega) \quad (5.15)$$

Όσο ο βαθμός πολυπλοκότητας του προβλήματος αυξάνει (π.χ. περισσότερες εδαφικές στρώσεις, πολυδιάστατη γεωμετρία κτλ.) τόσο πιο δύσκολο έως αδύνατο είναι να προσδιορισθεί αναλυτικά η εξίσωση μεταφοράς AF , και κατ' επέκταση και η εκτίμηση της εδαφικής απόκρισης $a_S(f)$. Σε αυτήν την περίπτωση μπορεί να προσδιορισθεί μόνο με χρήση αριθμητικών διαδικασιών όπως με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιήθηκε και σε αυτήν την περίπτωση. Επομένως, αν κάποιος θέλει να πραγματοποιήσει μια παραμετρική διερεύνηση για διαφορετικές διεγέρσεις $a_{s,k}$ πρέπει να γίνει και ένας αντίστοιχος αριθμός αριθμητικών αναλύσεων. Προφανώς κάτι τέτοιο μπορεί να μην είναι αποτελεσματικό ή να απαιτεί παραπάνω χρόνο, ιδιαίτερα σε περιπτώσεις όπου η πολυπλοκότητα αυξάνεται, όπως συμβαίνει με αριθμητικά προσομοιώματα πολλών βαθμών ελευθερίας.

Επιπρόσθετα, καθώς στις γραμμικές ελαστικές αναλύσεις η εξίσωση μεταφοράς $AF(\omega)$ εξαρτάται μόνο από τις μηχανικές και γεωμετρικές ιδιότητες του εξεταζόμενου προσομοίωμα, προτείνεται μια εναλλακτική μεθοδολογία επίλυσης. Αυτή αφορά τα εξής βήματα:

α) Πραγματοποίηση μιας αριθμητικής ανάλυσης με τη διέγερση παλμού Ricker. Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως ο παλμός Ricker έχει την ιδιότητα να καλύπτει πλήρως ένα συγκεκριμένο εύρος συχνοτήτων.

β) Υπολογισμός του συντελεστή AF για το συγκεκριμένο εύρος συχνοτήτων μέσω της εξίσωσης:

$$AF(\omega) = \frac{a_{S,R}(\omega)}{a_{B,R}(\omega)} \quad (5.16)$$

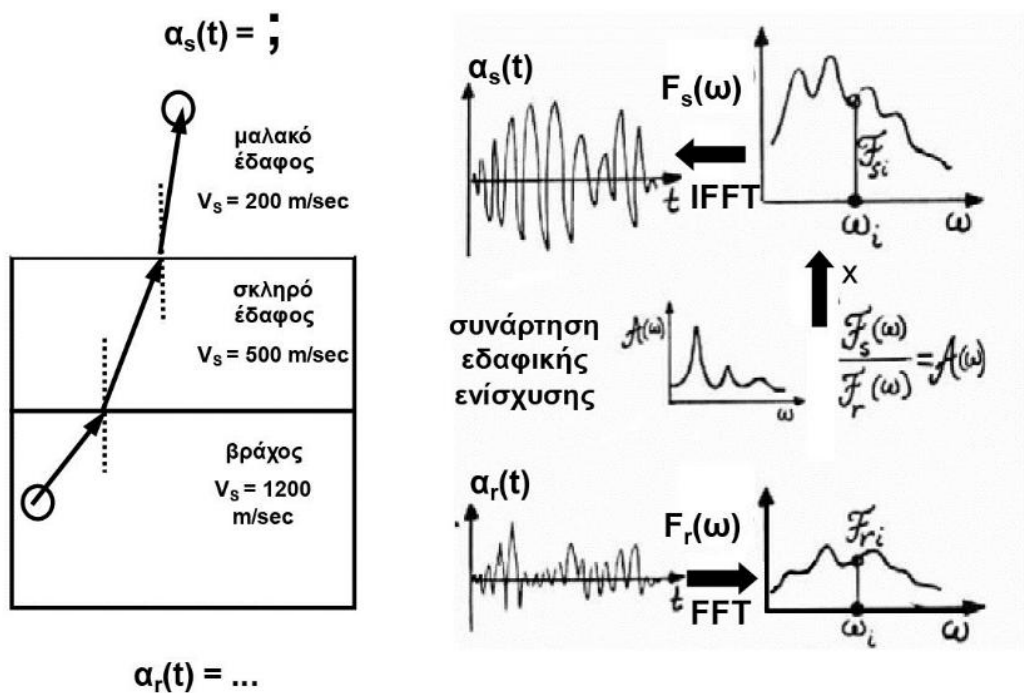
Στη συνέχεια για κάθε άλλη διέγερση:

γ) Χρήση του φάσματος Fourier (FFT) προκειμένου να μετατραπούν όλες οι χρονοϊστορίες της διέγερσης $a_{B,k}(t)$ στα αντίστοιχα μεγέθη Fourier $a_{B,k}(\omega)$.

δ) Εκτίμηση του μεγέθους απόκρισης $a_{s,k}(\omega)$ μέσω Fourier και της εξίσωσης (5.16).

ε) Χρήση του αντίστροφου μετασχηματισμού Fourier (IFFT) ώστε να μετατραπούν όλα τα μεγέθη Fourier της απόκρισης $a_{s,k}(\omega)$ στις αντίστοιχες χρονοϊστορίες $a_{s,k}(t)$.

Παρακάτω απεικονίζεται σχηματικά η διαδικασία που περιγράφηκε για σύστημα δύο εδαφικών στρώσεων που βρίσκεται πάνω σε βραχώδες υπόβαθρο.



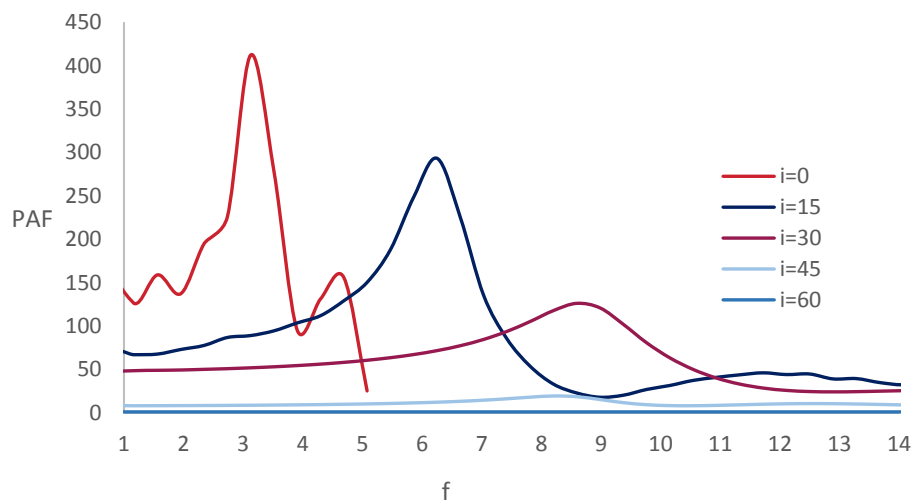
Σχήμα 5.22: Μονοδιάστατη εδαφική ενίσχυση

Συμπεραίνεται ότι αυτή η μεθοδολογία που προτάθηκε είναι πιο αποτελεσματική αφού απαιτείται μόνο μία αριθμητική ανάλυση και οι υπόλοιποι υπολογισμοί πραγματοποιούνται με μία απλή διαδικασία, μέσω μετατροπών FFT και IFFT. Στην παρούσα εργασία η μέθοδος αυτή προσαρμόσθηκε για την περίπτωση τοίχων αντιστήριξης. Προσδιορίσθηκε μία εξίσωση μεταφοράς PAF, παίρνοντας ως δεδομένα τη χρονοϊστορία διέγερσης παλμών Ricker και ως απόκριση την προκύπτουσα δύναμη $P(t)$ που ασκείται πάνω στον τοίχο. Έτσι, ο συντελεστής μεταφοράς PAF διαμορφώνεται ως εξής:

$$\text{PAF}(\omega) = \frac{P(\omega)}{a_B(\omega)} \quad (5.17)$$

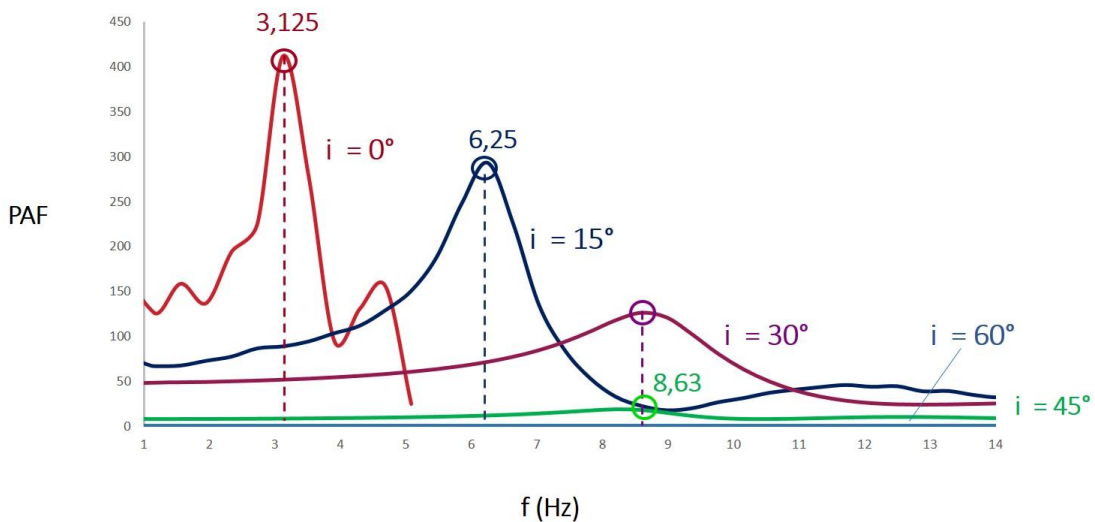
Με αυτόν τον τρόπο και για κάθε περίπτωση κλίσης του υποβάθρου i , και ευκαμψίας και ευστρεψίας του τοίχου d_θ και d_w , ο PAF (ω) υπολογίζεται μία φορά με ένα αριθμητικό προσομοίωμα. Στη συνέχεια η καταπόνηση του τοίχου μπορεί να εκτιμηθεί εύκολα, τόσο για αρμονικές όσο και για τυχαίες διεγέρσεις, με τη μεθοδολογία που προτάθηκε παραπάνω στα βήματα (α) – (ε).

Σε κάθε μία περίπτωση κεκλιμένου υποβάθρου το προσομοίωμα διεγείροταν με ένα συγκεκριμένο παλμό Ricker. Η επιλογή του παλμού που θα εφαρμόζονταν κάθε φορά στο αντίστοιχο προσομοίωμα είναι άμεσα συνυφασμένη με το βαθμό κάλυψης της συμπεριφοράς του εδάφους στο δεδομένο φάσμα. Έτσι, η περίπτωση του οριζώντιου υποβάθρου επιλέχθηκε να διεγερθεί με παλμό Ricker 2 Hz, τα προσομοιώματα με γωνίες 15° , 30° , 45° με παλμό 5 Hz και τέλος η περίπτωση της κλίσης κατά 60° με παλμό 10 Hz. Εδώ απεικονίζεται η περίπτωση πλήρους ακαμψίας των διεγειρόμενων τοίχων αντιστήριξης, επομένως αυστηρά για $d_\theta=0$ και $d_w=0$.



Σχήμα 5.23: Συναρτήσεις μεταφοράς σεισμικής δύναμης –επιτάχυνσης (PAF) ως προς τη συχνότητα (f) για διάφορες κλίσεις του υποβάθρου (i)

Στο σχήμα (5.23) ο άξονας των y αναπαριστά την τάξη μεγέθους της συνισταμένης δύναμης που δέχεται ο άκαμπτος τοίχος στο πίσω μέρος του ενώ ο άξονας των x αναπαριστά το συχνοτικό φάσμα μέσα στο οποίο διεγείρεται το σύστημα. Έτσι για παράδειγμα στην περίπτωση των 15° η δεσπόζουσα συχνότητα του παλμού ήταν στα 5 Hz και το συχνοτικό φάσμα μέσα στο οποίο διεγείρεται το σύστημα του τοίχου και της εδαφικής στρώσης είναι έως και τα 15 Hz περίπου. Κάθε μία από τις καμπύλες αντιπροσωπεύει την καταπόνηση του εκάστοτε τοίχου (εδώ πλήρως άκαμπτος) για δεδομένη κλίση του υποβάθρου, ενώ η κορυφή της κάθε καμπύλης αναπαριστά τη συχνότητα κατά την οποία επιτυγχάνεται ο συντονισμός της εδαφικής μάζας με την ιδιοσυχνότητα της διέγερσης.



Σχήμα 5.23: Συχνότητες συντονισμού εδαφικής στρώσης για διάφορες κλίσεις του υποβάθρου (i)

Επομένως, μπορούμε εύκολα προβλέψουμε τη συχνότητα συντονισμού σε κάθε περίπτωση απλά ανατρέχοντας στο τελευταίο διάγραμμα. Για οριζόντιο υπόβαθρο και απόλυτη ακαμψία του συστήματος προκύπτει συντονισμός για $f = 3.125$ Hz, για $i = 15^\circ$ στο $f = 6.25$ Hz, για $i = 30^\circ$ $f = 8.59$ Hz, για $i = 45^\circ$ $f = 8.2$ Hz και για $i = 60^\circ$ $f = \infty$. Αυτό σημαίνει ότι όσο αυξάνει η κλίση του βραχώδους υποβάθρου τόσο μεγαλώνει και η τιμή της συχνότητας που συντονίζεται η εδαφική στρώση και η διέγερση. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει η περίπτωση

του οριζόντιου υποβάθρου με συχνότητα συντονισμού $f=3.125\text{Hz}$. Επιβεβαιώνεται η εγκυρότητα της τιμής του συντονισμού από τα αποτελέσματα των αναλυτικών μεθόδων που είχαν προβλέψει ακριβώς ίδια τιμή. Επίσης παρατηρείται ότι καθώς η κλίση αυξάνεται οι κατανομές γίνονται πιο ομαλές χωρίς μεγάλες διακυμάνσεις. Από ένα σημείο κλίσης και πλέον αυτή η συμπεριφορά γίνεται ιδιαίτερα αισθητή και συγκεκριμένα από τις 30° και μετά. Ειδικά στις 60° η κατανομή ταυτίζεται με τον άξονα των x δηλαδή η συχνότητα συντονισμού τείνει στο άπειρο, και το σύστημα αντιστηριζόμενο έδαφος–τοίχος αντιστήριξης συμπεριφέρεται σαν ένα ενιαίο σώμα.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6^ο : ΠΡΟΒΛΕΨΗ ΜΟΝΙΜΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ ΝΕΥΡΩΝΙΚΩΝ ΔΙΚΤΥΩΝ

Τα τελευταία χρόνια η φιλοσοφία του αντισεισμικού υπολογισμού των τοίχων αντιστήριξης έχει αλλάξει ριζικά. Έμφαση δίνεται πια όχι στη σύγκριση δυνάμεων και επιβολή ελαχίστων ορίων ασφαλείας, αλλά στον υπολογισμό και περιορισμό σε ανεκτά όρια, των μετακινήσεων που παραμένουν μετά το πέρας ενός σεισμικού κραδασμού. Αυτή η πρακτική ακολουθείται γιατί ενδέχεται να είναι τελείως αντισυμβαλλόμενος ο σχεδιασμός ενός τοίχου με στόχο να μην υπάρχει καθόλου μόνιμη μετακίνηση μετά από έναν ισχυρό σεισμικό κραδασμό. Έναυσμα στη νέα αυτή αντιμετώπιση του προβλήματος έδωσαν οι Richards και Elms (βλ. Κεφάλαιο 4), οι οποίοι πρότειναν μια ολοκληρωμένη και αρκετά απλή μεθοδολογία για τον υπολογισμό των παραμενουσών μετατοπίσεων τοίχων βαρύτητας ενώ μετέπειτα επιχειρήθηκε ο υπολογισμός της ολίσθησης των τοίχων βαρύτητας με χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων.

Καθώς οι απαιτήσεις των ανθρώπων εξελίσσονται συνεχώς, έχοντας αναπτύξει μεθόδους με τις οποίες πραγματοποιείται ακριβής υπολογισμός των μόνιμων παραμορφώσεων, επόμενο βήμα αποτελεί η θέσπιση μιας διαδικασίας πρόβλεψής τους εξασφαλίζοντας περισσότερη οικονομία χρόνου αλλά και εργασίας. Στόχος στη συγκεκριμένη περίπτωση δηλαδή, είναι η «κατασκευή» ενός κατάλληλου υπολογιστικού εργαλείου το οποίο θα προβλέπει αυτές τις μόνιμες παραμορφώσεις μέσω γενετικών αλγορίθμων. Παρακάτω θα παρατεθούν οι δύο προαναφερθείσες μέθοδοι εκτίμησης των μόνιμων μετατοπίσεων του τοίχου και στη συνέχεια θα γίνει προσπάθεια δόμησης του κατάλληλου για πρόβλεψη νευρωνικού δικτύου.

6.1 Εκτίμηση παραμενουσών παραμορφώσεων

6.1.1 Μέθοδος των Richard–Elms

Κατά την μελέτη των κατασκευών αντιστήριξης υιοθετούνται συντελεστές ασφαλείας (γ), οι οποίοι αντανakλούν κυρίως τις αβεβαιότητες στον υπολογισμό

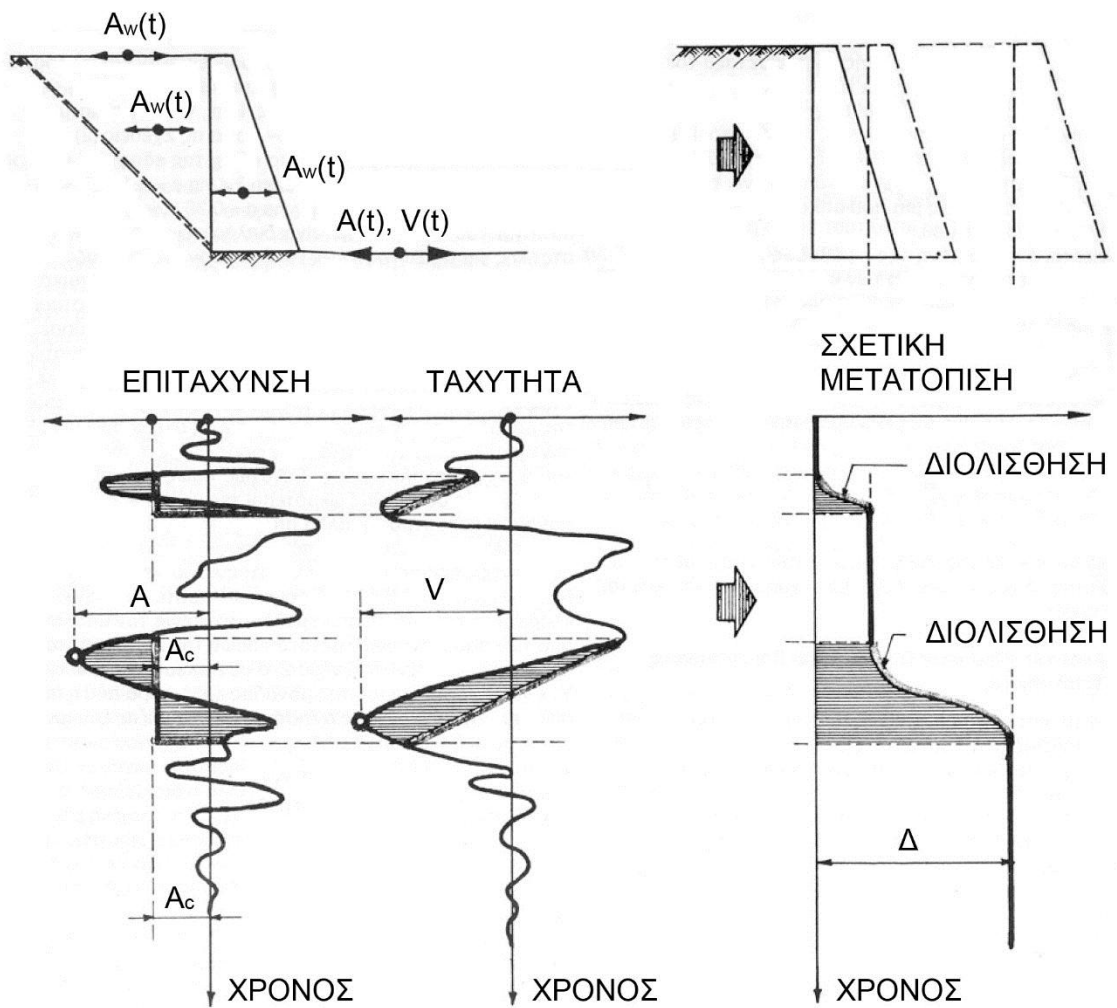
και στις συνέπειες της αστοχίας. Σεισμικοί συντελεστές ασφαλείας μικρότεροι της μονάδας δεν συνεπάγονται οπωσδήποτε καταστροφή αλλά παραμένουσες μετατοπίσεις του τοίχου αντιστηρίξεως.

Θεωρούμε το σύστημα εδάφους–τοίχου βαρύτητας του σχ. 6.1, το οποίο υφίσταται σεισμικό κραδασμό με μέγιστη επιτάχυνση μεγαλύτερη από την επιτάχυνση σχεδιασμού. Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολισθήσεως ($Y_{ολ}$) γίνεται μικρότερος της μονάδας κάθε φορά που η σεισμική επιτάχυνση $A(t)$ της αντιστηριζόμενης μάζας ξεπερνάει την οριακή («κρίσιμη») επιτάχυνση A_c . Ισχύει $A_c = \alpha_c g$ που αντιστοιχεί σε $Y_{ολ} = 1$. Όταν συμβαίνει αυτό έχουμε διολίσθηση του τοίχου με σταθερή επιτάχυνση $A_c = \alpha_c g$. Όμως αυτή η διολίσθηση δεν συνεχίζεται για πολύ, καθώς σύντομα η σεισμική επιτάχυνση $A(t)$ αλλάζει φορά και η ταχύτητα του τοίχου και γίνεται ίση με την σεισμικά επιβαλλόμενη ταχύτητα του εδάφους έδρασης. Κατά τη διάρκεια του κραδασμού ενδέχεται να έχουμε αποσπασματικά διολίσθηση αρκετές φορές. Το αποτέλεσμα είναι μια αθροιστική μόνιμη μετατόπιση του τοίχου (Δ) το μέγεθος της οποίας εξαρτάται κυρίως από τον λόγο A_c / A , την κορυφαία τιμή V της σεισμικής ταχύτητας και χαρακτηριστικά του κραδασμού όπως η διάρκεια, ο αριθμός κύκλων και η συχνότητα.

Για την εκτίμηση της παραμένουσας ολίσθησης οι Richards και Elms (1979) προτείνουν την παρακάτω σχέση:

$$\Delta = 0.087 \frac{V^2}{A} \left(\frac{A_c}{A} \right)^{-4} \quad (6.1)$$

Η χρήση αυτής της σχέσης προϋποθέτει πέρα από την εκτίμηση των κορυφαίων αναμενόμενων τιμών της σεισμικής ταχύτητας και επιτάχυνσης, τον υπολογισμό της «κρίσιμης» επιτάχυνσης A_c . Η τιμή της τελευταίας δεν ορίζεται μονοσήμαντα αλλά εξαρτάται από τη χρησιμοποιούμενη μέθοδο εκτίμησης των σεισμικών εδαφικών ωθήσεων. Συνήθως εφαρμόζονται μέθοδοι οριακής αντοχής όπως αυτή των Mononobe & Okabe ή των Seed & Whitman. Με σκοπό τη μείωση των αβεβαιοτήτων του προβλήματος, στα αριθμητικά αποτελέσματα που θα ακολουθήσουν αντί του λόγου A_c / A , γίνεται η χρήση του λόγου μ / α , όπου μ , ο συντελεστής τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους έδρασης και α η κορυφαία τιμή της σεισμικής επιτάχυνσης, εκφρασμένη σε g .



Σχήμα 6.1:

6.1.2 Προσομοίωση μέσω πεπερασμένων στοιχείων

Μία εναλλακτική και πιο εξελιγμένη προσέγγιση για την εκτίμηση των μόνιμων μετατοπίσεων στον τοίχο αντιστήριξης μπορεί να πραγματοποιηθεί με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Οι αναλύσεις έγιναν από τον Κλωνάρη (1999) με χρήση του λογισμικού ABAQUS. Η διαμήκης διάσταση του τοίχου αντιστήριξης θεωρήθηκε απείρως μεγαλύτερη από το ύψος και το πλάτος του. Έτσι για την προσομοίωση του συστήματος έγινε χρήση ενός δι-διάστατου δικτύου με τετρακομβικά, τετραπλευρικά πεπερασμένα στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης. Το προσομοίωμα εφοδιάστηκε με επιφάνειες ολισθήσεως κατά μήκος των δύο

παρειών του τοίχου που βρίσκονται σε επαφή με το έδαφος. Οι συντελεστές τριβής θεωρήθηκαν $\mu = 0.27$ και $\mu_f = 0.40$ για τις διεπιφάνειες τοίχου–εδάφους επιχώσεως και τοίχου–εδάφους εδράσεως αντίστοιχα. Οι τιμές αυτές αντιστοιχούν σε γωνία εσωτερικής τριβής του αντιστηριζόμενου εδάφους (φ) ίση με 30° περίπου. Το ειδικό βάρος και ο λόγος του Poisson για το έδαφος λήφθηκαν $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ και $\nu = 1/3$ αντίστοιχα. Οι τιμές του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους και του ειδικού βάρους του τοίχου αντιστηρίξεως δεν μένουν σταθερές για όλες τις αναλύσεις.

Οι διαστάσεις του προσομοιώματος επιλέχθηκαν με στόχο την ακρίβεια των αποτελεσμάτων και τον περιορισμό του υπολογιστικού κόστους. Όλες οι αναλύσεις έγιναν για ένα τοίχο ύψους $H = 8 \text{ m}$ και λόγο πλάτους προς ύψος, $B / H = 0.8$, έτσι ώστε ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ανατροπής να είναι επαρκής ακόμα και για σχετικά μεγάλες τιμές σεισμικών επιταχύνσεων. Η διακριτοποίηση του εδάφους επίχωσης έγινε μέχρι απόσταση $5H$ από τον τοίχο. Η επιλογή αυτής της διάστασης έγινε μέσω μιας σειράς δοκιμαστικών αναλύσεων. Παρατηρήθηκε ότι η αύξηση του μήκους διακριτοποίησης για το έδαφος επιχώσεως συνεπάγεται και αύξηση της παραμένουσας ολίσθησης του τοίχου. Η εξήγηση είναι απλή: Οι αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται στο αντιστηριζόμενο έδαφος λόγω της σεισμικής διέγερσης, μεταβιβάζονται μέσω της δυστημσίας του στο έδαφος εδράσεως και μέσω της ατέλειάς του στον τοίχο. Ο δεύτερος μηχανισμός είναι αυτός που προκαλεί την οριζόντια μετατόπιση του τοίχου. Όσο απομακρυνόμαστε από τον τοίχο μειώνεται το ποσοστό των δυνάμεων που μεταφέρεται μέσω ορθών τάσεων στον τοίχο και αντίστοιχα αυξάνει αυτό που μεταφέρεται μέσω διαμηθικών τάσεων στο έδαφος εδράσεως. Είναι φανερό ότι υπάρχει μία «οριακή» απόσταση, πέρα της οποίας η ύπαρξη ή μη εδάφους δεν επηρεάζει την συμπεριφορά του τοίχου. Μέσω των δοκιμαστικών αναλύσεων διαπιστώθηκε ότι η διακριτοποίηση μέχρι απόσταση $5H$ τοίχου είναι επαρκής για εκτίμηση της μόνιμης ολίσθησης με ακρίβεια χιλιοστού του μέτρου. Αποδείχθηκε επίσης ότι το είδος των συνοριακών συνθηκών που θα τοποθετηθούν σε αυτήν την απόσταση (ελεύθερο άκρο, ακλόνητη στήριξη, απορροφητήρες) δεν επηρεάζει το μέγεθος της μετακίνησης του τοίχου. Για το λόγο αυτό χρησιμοποιήθηκε η πιο απλή μορφή συνόρου, δηλαδή το ελεύθερο άκρο.

Επιβαλλόμενες Διεγέρσεις

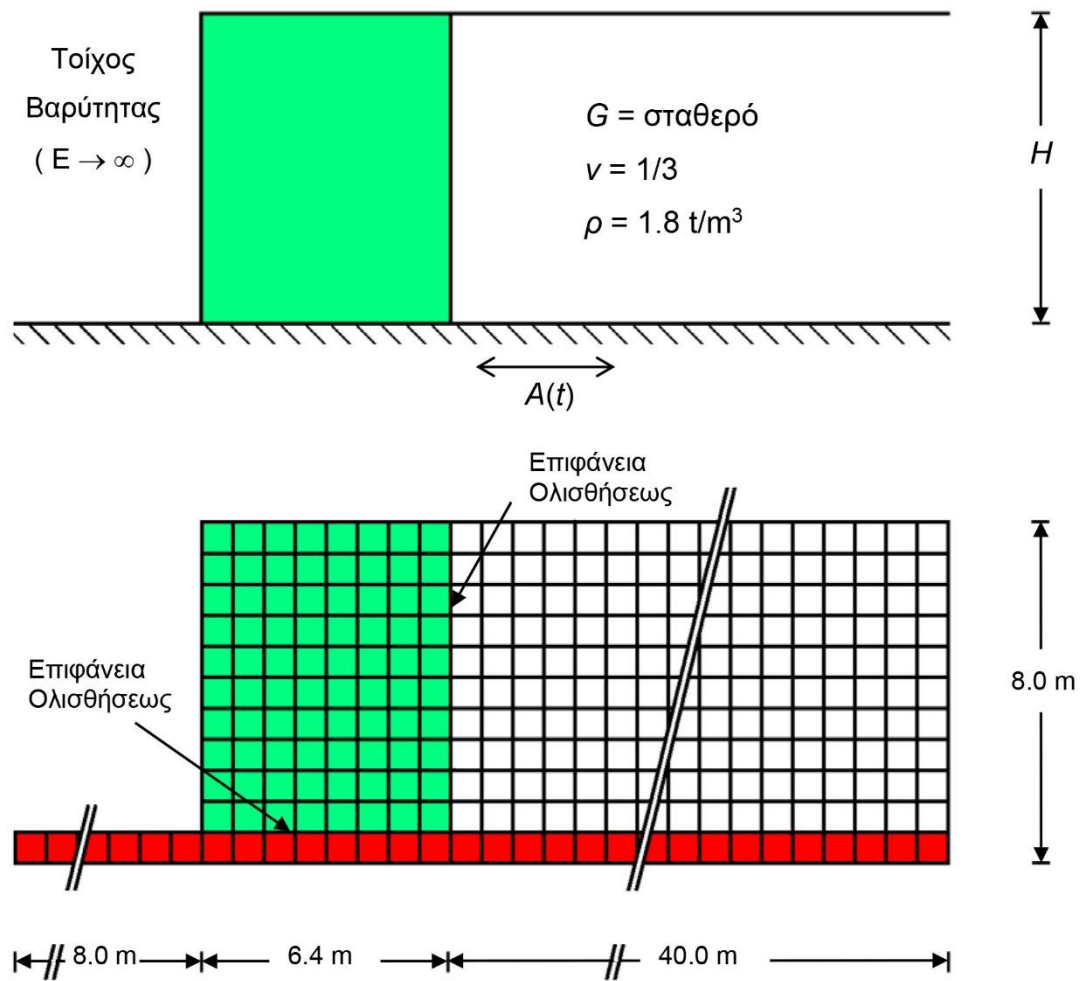
Η φόρτιση του συστήματος πραγματοποιήθηκε σε δύο φάσεις. Αρχικά επιβλήθηκε η βαρύτητα και μετέπειτα η σεισμική διέγερση υπό τη μορφή επιβαλλόμενης οριζόντιας επιτάχυνσης στους κάτω κόμβους των στοιχείων του εδάφους εδράσεως. Παρατηρήθηκε ότι η μη-γραμμική απόκριση του τοίχου είναι ανεξάρτητη της αρχικής κατανομής των τάσεων, συμπέρασμα στο οποίο είχαν καταλήξει και οι Nadim & Whitman. Μέσω δοκιμαστικών αναλύσεων διαπιστώθηκε ότι η απόκριση του συστήματος εξαρτάται κυρίως από:

- Τον λόγο μ_f / a , όπου μ_f ο συντελεστής τριβής στη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους εδράσεως και a η μέγιστη τιμή της σεισμικής επιτάχυνσης στη βάση του συστήματος, εκφρασμένη σε g .
- Τον αριθμό «σημαντικών» κύκλων της σεισμικής διέγερσης.
- Τη δεσπόζουσα συχνότητα f της διέγερσης και τη σχέση της με τη θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα της εδαφικής στρώσης επιχώσεως, f_1 .
- Το ειδικό βάρος του τοίχου αντιστήριξης γ_w .

Προκειμένου να έχουμε μία, κατά το δυνατόν, πλήρη εικόνα του φαινομένου κρίνεται σκόπιμη η φόρτιση του συστήματος με διεγέρσεις διαφόρων μορφών, ευρών, συχνοτήτων και αριθμών κύκλων. Για το σκοπό αυτό έγινε χρήση δύο χαρακτηριστικών παλμών, του Ricker και του Tsang. Για τον παλμό Ricker έχει γίνει εκτενής περιγραφή στην παράγραφο 5.4 Ο παλμός Tsang περιγράφεται από την εξίσωση:

$$A(t) = b \sin(2\pi f t) e^{-st} t^3 \quad (6.2)$$

όπου f , η συχνότητα του παλμού· και b , s , παράμετροι. Η έκφραση αυτή αποτελεί τροποποίηση της σχέσης $A(t) = b \sin(\omega t) e^{-st} t$, γνωστής ως εξίσωση Tsang. Ετσι, για διευκόλυνσή μας και μόνο, στο εξής η σχέση (6.2) θα αναφέρεται ως παλμός Tsang.



Σχήμα 6.2: Διακριτοποίηση προσομοίωματος και επιφάνειες ολίσθησης
(από Κλωνάρης, 1999)

Εξετάστηκαν δύο τιμές για την δεσπόζουσα συχνότητα των παλμών, $f = 2 \text{ Hz}$ και $f = 4 \text{ Hz}$. Επιπλέον η κορυφαία τιμή της σεισμικής επιτάχυνσης A , επιλέχθηκε έτσι ώστε ο λόγος μ_f / a να λάβει τις τιμές 1, 0.5, 0.25 και 0.125, όπου μ_f ο συντελεστής τριβής στη διεπιφάνεια τοίχου–εδάφους έδρασης. Από τη σύγκριση των δύο παλμών προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

- Για την ίδια δεσπόζουσα συχνότητα και κορυφαία τιμή σεισμικής επιτάχυνσης, ο παλμός Tsang έχει περισσότερους σημαντικούς κύκλους και παρουσιάζει μεγαλύτερες τιμές σεισμικής ταχύτητας.
- Και για τους δύο παλμούς, ο διπλασιασμός της δεσπόζουσας συχνότητας συνεπάγεται υποδιπλασιασμό της κορυφαίας τιμής της σεισμικής ταχύτητας.

Τα γεγονότα αυτά έχουν σημαντική επιρροή στην απόκριση του τοίχου αντιστήριξης. Προκειμένου να μελετηθεί η επίδραση του λόγου της δεσπόζουσας συχνότητας διέγερσης προς τη θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα της εδαφικής στρώσης επιχώσεως, f / f_1 , επιλέχθηκαν κατάλληλες τιμές για το μέτρο διατμήσεως του αντιστηριζόμενου εδάφους, έτσι ώστε να εξεταστούν οι περιπτώσεις οιονεί «στατικής» διέγερσης ($f / f_1 = 0.2$) και συντονισμού ($f / f_1 = 1$). Τέλος, για να ληφθεί υπόψιν η επίδραση του ειδικού βάρους του τοίχου αντιστηρίξεως, θεωρήσαμε τις τιμές (α) $\gamma_w = 25 \text{ kN/m}^3$ και (β) $\gamma_w = 12.5 \text{ kN/m}^3$. Η πρώτη τιμή αντιστοιχεί σ' ένα συμβατικό τοίχο σκυροδέματος. Η δεύτερη αναφέρεται είτε σε μή-συμπαγή τοίχο είτε σε τοίχο με λόγο πλάτους προς ύψος $B / H = 0.4$.

Στον πίνακα του Σχ. 6.3 παρουσιάζονται οι τιμές της παραμένουσας μετατόπισης του τοίχου αντιστηρίξεως, όπως αυτές προέκυψαν μέσω του προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων, για όλους τους συνδυασμούς των εξεταζόμενων παραμέτρων.

Πίνακας 6.3: Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων προσομοίωσης πεπερασμένων στοιχείων για όλους τους συνδυασμούς των εξεταζόμενων παραμέτρων (Κλωνάρης, 1999)

Διολίσθηση του τοίχου (mm)					
Παλμός Ricker		f = 2 Hz		f = 4 Hz	
		f ₁ / f ₂ = 1	f ₁ / f ₂ = 0.2	f ₁ / f ₂ = 1	f ₁ / f ₂ = 0.2
$\mu_f / \alpha = 1$	$\gamma_w = 25.0$	3	4	1	1
	$\gamma_w = 12.5$	12	3	3	1
$\mu_f / \alpha = 0.5$	$\gamma_w = 25.0$	40	28	10	9
	$\gamma_w = 12.5$	50	37	12	9
$\mu_f / \alpha = 0.25$	$\gamma_w = 25.0$	143	168	42	38
	$\gamma_w = 12.5$	177	148	44	34
$\mu_f / \alpha = 0.125$	$\gamma_w = 25.0$	225	465	63	125
	$\gamma_w = 12.5$	253	494	65	129
Παλμός Tsang		f = 2 Hz		f = 4 Hz	
		f ₁ / f ₂ = 1	f ₁ / f ₂ = 0.2		f ₁ / f ₂ = 1
$\mu_f / \alpha = 1$	$\gamma_w = 25.0$	47	5	18	1
	$\gamma_w = 12.5$	70	5	29	1

$\mu_f / \alpha = 0.5$	$\gamma_w = 25.0$	171	67	54	14
	$\gamma_w = 12.5$	195	61	69	15
$\mu_f / \alpha = 0.25$	$\gamma_w = 25.0$	456	329	169	32
	$\gamma_w = 12.5$	381	394	158	51
$\mu_f / \alpha = 0.125$	$\gamma_w = 25.0$	723	1677	464	177
	$\gamma_w = 12.5$	1607	1254	502	215

Τα αποτελέσματα που παρατίθενται στον παραπάνω πίνακα είναι πολύ σημαντικά, καθώς θα αποτελέσουν τη βάση για την τροφοδότηση των νευρωνικών δικτύων σε μία διαδικασία που θα περιγραφεί αναλυτικά παρακάτω.

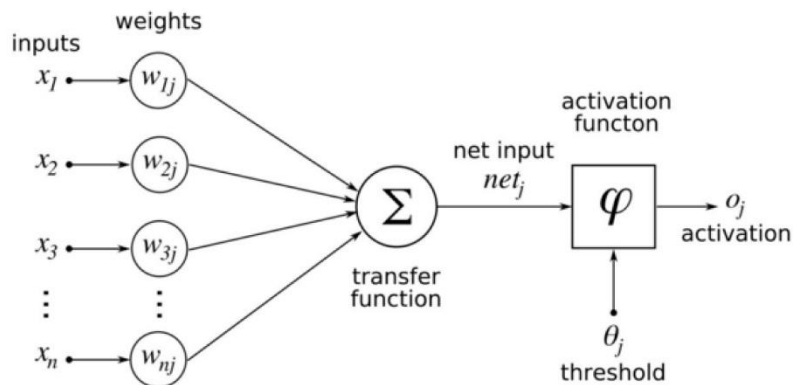
6.2 Νευρωνικά δίκτυα

Η μελέτη υπολογιστικών συστημάτων που βασίζονται σε πρότυπα του ανθρώπινου εγκεφάλου έκανε τα πρώτα της βήματα το 1943 από τους McCulloch και Pitts που σχεδίασαν το πρώτο νευρωνικό δίκτυο. Η πολυπλοκότητα του ανθρώπινου εγκεφάλου αλλά ακόμα και η λειτουργία ενός μόνο νευρώνα είναι τέτοια που απαγορεύει την πλήρη κατανόηση του. Ο ανθρώπινος εγκέφαλος αποτελείται από 10^{10} νευρώνες, με κάθε έναν από αυτούς να έχει χιλιάδες συνδέσεις. Βασικά χαρακτηριστικά του ανθρώπινου εγκεφάλου είναι η αναγνώριση προτύπων, ο συνειρμός, η πολυπλοκότητα και η ανεκτικότητα στο θόρυβο. Ένας νευρώνας ενεργοποιείται όταν το σήμα εισόδου του γίνεται μεγαλύτερο από μία τιμή. Οι συνάψεις (συνδέσεις) μεταξύ τους μπορεί να είναι διεγερτικές ή ανασταλτικές. Κάθε νευρώνας έχει ένα κυτταρικό σώμα, μια δενδρική δομή εισόδων, τους δενδρίτες, και μια δενδρική δομή εξόδων, τους άξονες. Οι άξονες συνδέονται με δενδρίτες άλλων νευρώνων μέσω συνάψεων. Τα ηλεκτροχημικά σήματα εισόδων διαδίδονται από τους δενδρίτες στο κυτταρικό σώμα και έπειτα μέσω των αξόνων σε άλλους νευρώνες. Τα νευρωνικά δίκτυα εμπνευσμένα από το Κεντρικό Νευρικό Σύστημα, προσπαθούν να προσομοιώσουν την παραπάνω λειτουργία του ανθρώπινου εγκεφάλου.

6.2.1 Δομή και λειτουργία νευρωνικών δικτύων

Κάθε νευρωνικό δίκτυο είναι ένα δίκτυο από υπολογιστικούς κόμβους συνδεδεμένους μεταξύ τους, τους νευρώνες. Στην πραγματικότητα πρόκειται για ένα σύστημα επεξεργασίας της πληροφορίας που αποτελείται από επίπεδα (layers) κάθε ένα από τα οποία αποτελείται από στοιχεία επεξεργασίας που καλούνται νευρώνες. Οι νευρώνες είναι τα δομικά στοιχεία του δικτύου. Διακρίνονται δύο είδη νευρώνων, οι νευρώνες εισόδου (inputs) που δεν υπολογίζουν τίποτα, μεσολαβούν ανάμεσα στις εισόδους του δικτύου και, τους υπολογιστικούς νευρώνες. Οι υπολογιστικοί νευρώνες πολλαπλασιάζουν τις εισόδους τους με τα συναπτικά βάρη (weights) και υπολογίζουν το άθροισμα του γινομένου, το οποίο είναι το όρισμα της συνάρτησης ενεργοποίησης (activation function). Κάθε νευρώνας εκτελεί μία προκαθορισμένη μαθηματική λειτουργία και παράγει μία και μόνο έξοδο λειτουργώντας ανεξάρτητα από τους υπόλοιπους.

Παρακάτω παρουσιάζεται ένα τυπικό προσομοίωμα νευρώνα. Περιλαμβάνεται και ένα εξωτερικό βάρος b_k , που έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση ή μείωση της τιμής που δίνει σαν είσοδο το δίκτυο στη συνάρτηση ενεργοποίησης, ανάλογα με το αν είναι αρνητικό ή θετικό. Το βάρος αυτό καλείται πόλωση ή κατώφλι (bias, threshold) με τιμή εισόδου του πάντα μονάδα, $x_0 = 1$.



Σχήμα 6.4: Προσομοίωμα νευρώνα

Με μαθηματικούς όρους μπορούμε να περιγράψουμε ένα νευρώνα k από το παραπάνω ζεύγος εξισώσεων:

$$u_k = \sum_{j=1}^m w_{kj} x_j \quad (6.3)$$

$$y_k = \Phi (u_k - b_k) \quad (6.4)$$

όπου x_1, x_2, \dots, x_m τα εισερχόμενα σήματα, $w_{k1}, w_{k2}, \dots, w_{km}$ τα βάρη των συνάψεων του νευρώνα k , u_k η έξοδος του γραμμικού συνδιαστή, $\Phi(\cdot)$ η συνάρτηση ενεργοποίησης και y_k το σήμα που δίνει σαν έξοδο ο νευρώνας k .

Η τελευταία εξίσωση δείχνει την ιδιαίτερη σημασία το βάρους b_k . Πιο συγκεκριμένα εάν το συνολικό άθροισμα από τις υπόλοιπες εισόδους του νευρώνα είναι μεγαλύτερο από την τιμή αυτή ο νευρώνας ενεργοποιείται. Σε αντίθετη περίπτωση ο νευρώνας παραμένει ανενεργός.

Η συνάρτηση ενεργοποίησης ορίζει την έξοδο του νευρώνα σε σχέση με τη δυνατότητα ενεργοποίησης στην είσοδό του. Υπάρχουν τρεις βασικοί τύποι συναρτήσεων ενεργοποίησης:

- Η συνάρτηση κατώφλι $\Phi(u) = \begin{cases} 1, & u \geq \frac{1}{2} \\ 0, & \text{αλλιώς} \end{cases}$
- Τμηματικά γραμμική συνάρτηση $\Phi(u) = \begin{cases} 1, & u \geq \frac{1}{2} \\ u, & \frac{1}{2} > u > \frac{1}{2} \\ 0, & \text{αλλιώς} \end{cases}$
- Σιγμοειδής συνάρτηση ενεργοποίησης $\Phi(u) = \frac{1}{1+e^{-au}}$

Η σιγμοειδής συνάρτηση είναι η πιο ευρέως χρησιμοποιούμενη συνάρτηση ενεργοποίησης για την κατασκευή τεχνητού νευρωνικού δικτύου. Ορίζεται ως μία γνησίως αύξουσα συνάρτηση που είναι ομαλή και ασυμπτωτική.

6.2.2 Αρχιτεκτονική τεχνητών νευρωνικών δικτύων

Ο τρόπος με τον οποίο οι νευρώνες ενός ΤΝΔ είναι δομημένοι είναι στενά συνδεδεμένος με τον αλγόριθμο εκπαίδευσης που χρησιμοποιείται για το δίκτυο. Γενικά υπάρχουν τρεις βασικές διαφορετικές κλάσεις αρχιτεκτονικών δικτύου.

1. **Πρόσω τροφοδοτούμενα δίκτυα ενός επιπέδου (Single layer feed forward networks).** Στα νευρωνικά δίκτυα οι νευρώνες του δικτύου οργανώνονται σε διάφορα επίπεδα, με αυτή την αρχιτεκτονική να αποτελεί την πιο απλή μορφή ΤΝΔ. Στην περίπτωση αυτή έχουμε ένα επίπεδο με κόμβους εισόδου που προβάλλονται σε ένα επίπεδο εξόδου με νευρώνες,

όπου γίνονται οι υπολογισμοί. Το δίκτυο είναι ένα αυστηρά εμπρόσθιας τροφοδότησης, δε μπορούμε δηλαδή να πάμε από τους νευρώνες εξόδου στους κόμβους εισόδου. Με τον όρο ένα επίπεδο εννοούμε το επίπεδο εξόδου που περιέχει και τους νευρώνες όπου γίνονται οι υπολογισμοί.

2. **Πρόσω τροφοδοτούμενα δίκτυα πολλαπλών επιπέδων (Multilayer feed forward network).** Η δεύτερη κλάση εμπρόσθιας τροφοδότησης νευρωνικών δικτύων διαφέρει από την πρώτη στην ύπαρξη ενός ή περισσότερων κρυφών επιπέδων των οποίων οι νευρώνες καλούνται κρυφοί νευρώνες. Η λειτουργία των κρυφών νευρώνων είναι να παρεμβάλλονται μεταξύ των κόμβων εισόδου και των νευρώνων εξόδου και δικτύου. Με την προσθήκη ενός ή περισσότερων κρυφών επιπέδων το δίκτυο έχει τη δυνατότητα να προσεγγίζει συναρτήσεις μεγαλύτερης πολυπλοκότητας. Οι κόμβοι εισόδου στο επίπεδο εισόδου του δικτύου παρέχουν τα στοιχεία των προτύπων εισόδου με τη μορφή διανυσμάτων, που γίνονται είσοδοι στους νευρώνες του δεύτερου επιπέδου, δηλαδή του πρώτου κρυφού επιπέδου. Τα σήματα εξόδου των νευρώνων του δεύτερου κρυφού επιπέδου γίνονται σήματα εισόδου στο τρίτο επίπεδο και συνεχίζεται κατά αυτόν τον τρόπο η ροή των σημάτων μεταξύ των επιπέδων του δικτύου μέχρι να φτάσουν στο επίπεδο εξόδου. Το σύνολο των σημάτων εξόδου στο επίπεδο εξόδου (τελευταίο επίπεδο του δικτύου) αποτελεί και την απάντηση του δικτύου για τα δεδομένα που εισάγονται στους κόμβους εισόδου.
3. **Αναδρομικά τεχνητά νευρωνικά δίκτυα (Recurrent neural networks).** Αυτό το δίκτυο διαφέρει από τα προηγούμενα στο γεγονός ότι περιέχει ένα τουλάχιστον βρόγχο ανατροφοδότησης. Αυτό σημαίνει ότι σε ένα τουλάχιστον νευρώνα το σήμα εξόδου που επηρεάζει το σήμα που έρχεται στην είσοδο του νευρώνα.

6.2.3 Διαδικασία εκπαίδευσης ΝΔ

Όσον αφορά τη μορφή του ΤΝΔ, δομήθηκε ένα πρόσω τροφοδοτούμενο δίκτυο (feed forward net) με δύο κρυφά επίπεδα. Σκοπός αυτών των δύο κρυφών επιπέδων είναι να δώσει στο δίκτυο τη δυνατότητα να προσεγγίζει συναρτήσεις μεγαλύτερης πολυπλοκότητας, καθώς αναφερόμαστε σε ένα πρόβλημα μη

γραμμικά διαχωρίσιμο. Έτσι λοιπόν, το δίκτυο που διαμορφώνεται τελικά αποτελείται από τρία βασικά επίπεδα: το **επίπεδο εισόδου**, το οποίο απλά στέλνει τα σήματα εισόδου σε όλους τους νευρώνες του κρυφού επιπέδου, το **κρυφό επίπεδο** (2 κρυφά επίπεδα) που αποτελείται από μη-γραμμικούς νευρώνες και το **επίπεδο εξόδου**, το οποίο αποτελείται από μη-γραμμικούς νευρώνες, καθώς θέλουμε να έχουμε σαν αποτέλεσμα διακριτές τιμές. Πιο αναλυτικά, το δίκτυο τροφοδοτήθηκε από ένα συνδυασμό δεδομένων εισόδου (inputs) που αντιστοιχούν σε διαφορετική διέγερση και διαφορετικές ιδιότητες του τοίχου. Έτσι κάθε φορά γίνεται εισαγωγή των συνδυασμών μ_f / a , του ειδικού βάρους του τοίχου γ_w , της δεσπόζουσας συχνότητας της διέγερσης f και της σχέσης της με τη θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα της εδαφικής στρώσης επιχώσεως, f_1 , καθώς και του είδους του παλμού (Ricker / Tsang). Υλοποιήθηκε δηλαδή με 5 τιμές στην είσοδο και 1 στην έξοδο. Από το συγκεντρωτικό πίνακα 6.3 προκύπτουν 128 συνδυασμοί δεδομένων εισόδου που αντιστοιχούν στα αντίστοιχα αποτελέσματα διολίσθησης.

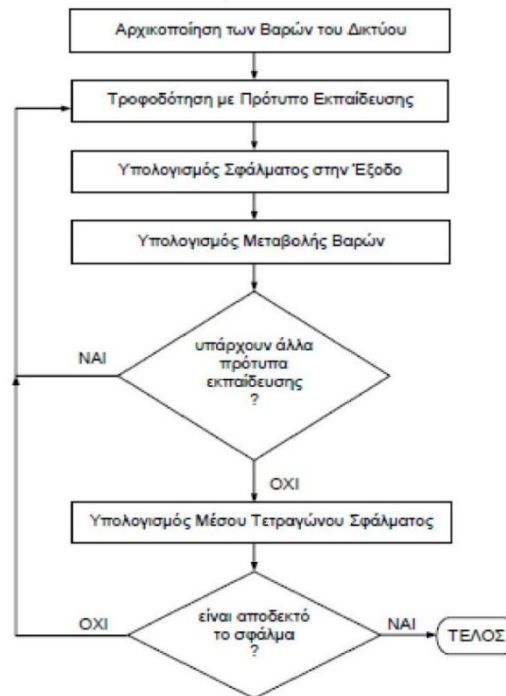
$$(\mu_f / a, \gamma_w, f, f / f_1, \text{pulse}) \rightarrow (x)$$

Έτσι για παράδειγμα για την πρώτη παρατήρηση θα ισχύει:

$$\text{Input: } (\mu_f / a = 1, \gamma_w = 25, f = 2, f / f_1 = 1, 1) \quad \text{Output: } (3 \text{ mm})$$

Τα βάρη αποτελούν τα στοιχεία μνήμης της αντίστοιχης διάταξης νευρώνων και οι τιμές που παίρνουν καθορίζονται από τη διαδικασία μάθησης. Η εκπαίδευση ενός δικτύου βασίζεται στην ανάστροφη μετάδοση του σφάλματος (back propagation). Η αναπαραγωγή των βαρών γίνεται από το επίπεδο εξόδου προς το εισόδου με εφαρμογή της διαδικασίας βελτιστοποίησης επικλινούς καθόδου (gradient descent optimization procedure) που ελαχιστοποιεί το μέσο τετραγωνικό σφάλμα MSE μεταξύ της εξόδου του δικτύου και της επιθυμητής εξόδου για ένα συγκεκριμένο πλήθος διανυσμάτων εκπαίδευσης. Η εκπαίδευση τελειώνει όταν τα αποτελέσματα που δίνει βρίσκονται εντός κάποιων προδιαγραφών που δίνονται από τον χρήστη. Ως συνθήκη τερματισμού μπορεί να ορισθεί η πτώση του τετραγώνου των σφαλμάτων των νευρώνων εξόδου κάτω από ένα όριο. Εναλλακτικά, ως συνθήκη τερματισμού μπορεί να θεωρηθεί η πραγματοποίηση ενός συγκεκριμένου αριθμού εποχών εκπαίδευσης ή η

πάροδος ενός συγκεκριμένου χρονικού διαστήματος. Παρακάτω παρουσιάζεται το διάγραμμα ροής της διαδικασίας εκπαίδευσης του ΤΝΔ.



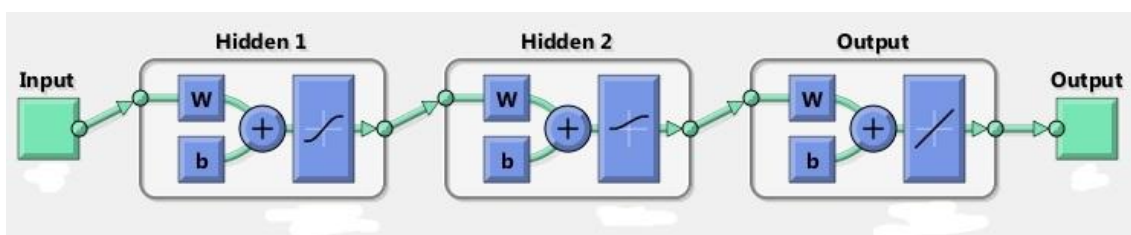
Σχήμα 6.5: Διαδικασία εκπαίδευσης νευρώνα

Εξαιρετικά σημαντικός παράγοντας στην εκπαίδευση ενός ΤΝΔ είναι και ο αριθμός εποχών εκπαίδευσης, δηλαδή η χρήση όλων των δεδομένων εκπαίδευσης (από το δίκτυο) για μια φορά. Μικρός αριθμός εποχών εκπαίδευσης συνήθως οδηγεί σε άσχημα αποτελέσματα ενώ αντίθετα μεγάλος αριθμός εποχών εκπαίδευσης οδηγεί στην υπερεκπαίδευση, η οποία εκτός από το γεγονός ότι απαιτεί μεγάλο υπολογιστικό χρόνο, οδηγεί απόλυτη προσαρμογή του ΝΔ στα δεδομένα της εκπαίδευσης και μόνο σε αυτά, μειώνοντας τη μελλοντική ευελιξία του νευρωνικού δικτύου. Δεδομένου ότι οι 128 παρατηρήσεις δεν αποτελούν ικανοποιητικό αριθμό για την εκπαίδευση του ΝΔ, προέκυψε η ανάγκη δημιουργίας νέων τεχνητών δεδομένων. Ο πιο απλός τρόπος για να πραγματοποιηθεί αυτό είναι εισάγοντας θόρυβο 5% στα ήδη υπάρχοντα. Έτσι δημιουργώντας δύο επιπλέον σετ παρατηρήσεων με απόκλιση $\pm 5\%$ στα ήδη υπάρχοντα, προέκυψαν τελικά 384 συνδυασμοί input–output, αριθμός ικανοποιητικός για την εξέλιξη της διαδικασίας. Οι τιμές κανονικοποιήθηκαν ανά

στήλη ώστε να παίρνουν τιμές εντός του διαστήματος $[0, 1]$, ενώ οι παλμοί Ricker και Tsang παίρνουν τις τιμές 1 και 0 αντίστοιχα.

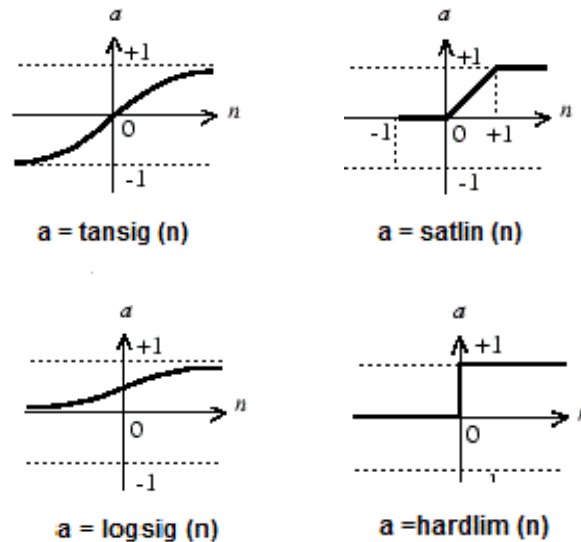
Η εκπαίδευση υλοποιήθηκε με τη διαδικασία της επίβλεψης (supervised learning). Αυτό σημαίνει ότι κατά τη διαδικασία απαιτήθηκε κάποιο δάνυσμα εξόδου το οποίο αντιστοιχεί στις επιθυμητές τιμές, δηλαδή στις τιμές της διολίσθησης σε mm, όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως.

Ο κώδικας ο οποίος κατασκευάστηκε είναι κατάλληλα φτιαγμένος ώστε να επιτρέπει τον πειραματισμό στα κρυφά επίπεδα και τους νευρώνες σε αυτά (γραμμή 31) και στις συναρτήσεις ενεργοποίησης (γραμμή 32), όπως αυτά παρουσιάζονται στο Παράρτημα 1. Με αυτόν τον τρόπο θα επιλεγθεί ο σωστός συνδυασμός συναρτήσεων ενεργοποίησης των 2 κρυφών επιπέδων που θα «προσαρμόζεται» καλύτερα στα υπάρχοντα αποτελέσματα που αφορούν τις μετατοπίσεις. Έχοντας έτσι ένα σωστά δομημένο ΝΔ θα είναι δυνατή η πρόβλεψη της μελλοντικής διολίσθησης του τοίχου σε mm, απλά και μόνο εισάγοντας ένα νέο σετ παρατηρήσεων. Παρακάτω φαίνεται η γενική μορφή του πρόσω τροφοδοτούμενου δικτύου πολλαπλών επιπέδων (Multilayer feed forward network) με δύο κρυφά επίπεδα (Hidden 1, Hidden 2), καθώς και τις συναρτήσεις ενεργοποίησης, σιγμοειδούς μορφής στα κρυφά επίπεδα και γραμμικής μορφής στο επίπεδο εξόδου.



Σχήμα 6.6: Δομή του ΝΔ για την πρόβλεψη της διολίσθησης

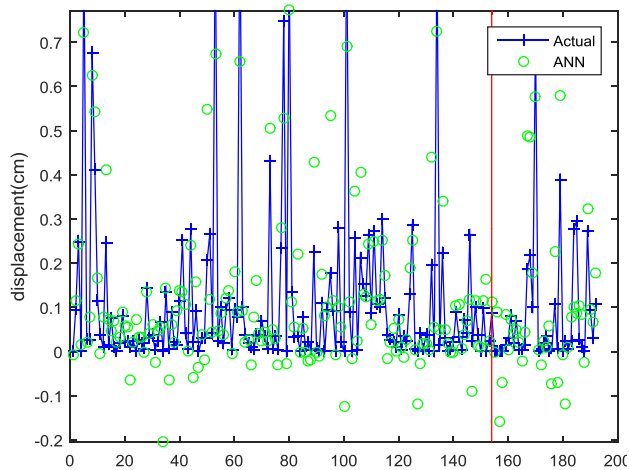
Κατά την εκπαίδευση χρησιμοποιήθηκαν 5 συναρτήσεις ενεργοποίησης με τη δυνατότητα οποιοδήποτε συνδυασμού τους. Αυτές είναι οι: tansig, logsig, satlin, hardlim και οι γραφικές τους παραστάσεις φαίνονται συγκεντρωτικά παρακάτω:



Σχήμα 6.7: Συναρτήσεις ενεργοποίησης που χρησιμοποιήθηκαν για την εκπαίδευση του ΤΝΔ

6.2.4 Διαδικασία επιλογής κατάλληλου ΝΔ

Στην παρούσα ενότητα θα δοκιμαστούν διάφοροι συνδυασμοί των προαναφερθέντων συναρτήσεων ενεργοποίησης, ώστε να συμπεράνουμε ποια από αυτές ή συνδυασμός αυτών, προβλέπει όσο το δυνατόν ακριβέστερα τις μετατοπίσεις του τοίχου κατά τη σεισμική διέγερση. Στα παρακάτω διαγράμματα, αριστερά της κόκκινης διαχωριστικής γραμμής παρουσιάζεται η συσχέτιση των πραγματικών τιμών των μετατοπίσεων (μπλε γραμμή) σε σχέση με τις τιμές που προκύπτουν κατά την εκπαίδευση με το εκάστοτε μαθηματικό προσομοίωμα (συνάρτηση) που χρησιμοποιείται (πράσινος κύκλος). Στο τμήμα δεξιά της διαχωριστικής γραμμής φαίνεται ο βαθμός συσχέτισης του ΤΝΔ μετά την εκπαίδευση, με τις πραγματικές τιμές της μετατόπισης του τοίχου. Από το διατιθέμενο δείγμα το 80% των παρατηρήσεων χρησιμοποιήθηκε κατά την εκπαίδευση και ένα 20% κρατήθηκε για την αξιολόγηση της συσχέτισης μεταξύ των πραγματικών τιμών και αυτών που προβλέπει το ΤΝΔ. Στόχος είναι να υπάρχει όσο το δυνατόν μεγαλύτερη προσαρμογή αυτών των δύο τιμών, δηλαδή το ΤΝΔ να έχει εκπαιδευτεί κατάλληλα ώστε να αποδίδει σωστές προβλέψεις για οποιαδήποτε νέα είσοδο.



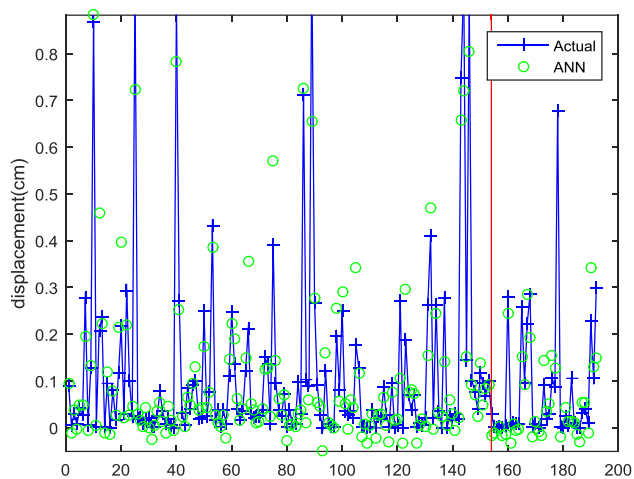
tansig

Training set.

MSE: 0.008122 MAE: 0.055484

Test set.

MSE: 0.011061 MAE: 0.074506



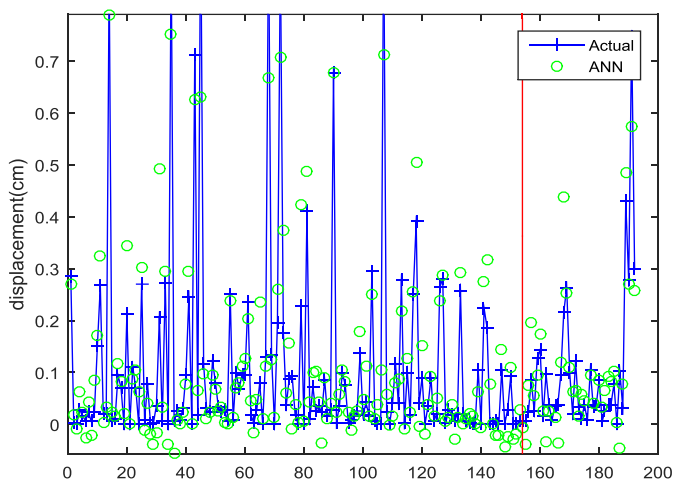
logsig

Training set.

MSE: 0.004038 MAE: 0.035832

Test set.

MSE: 0.002713 MAE: 0.037247



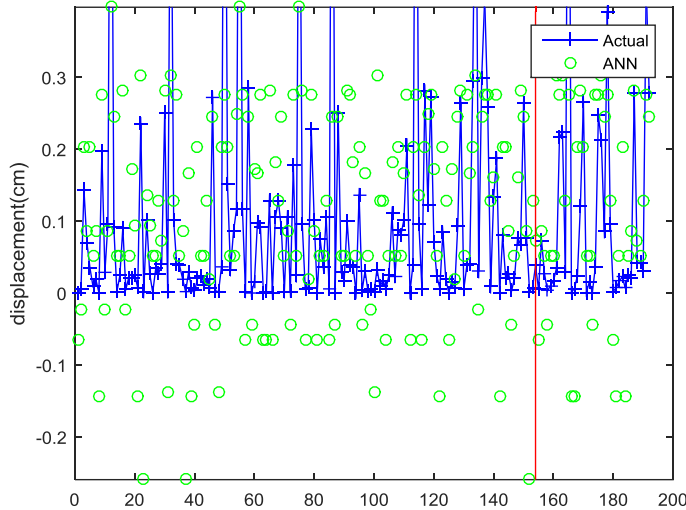
satlin

Training set.

MSE: 0.004779 MAE: 0.039865

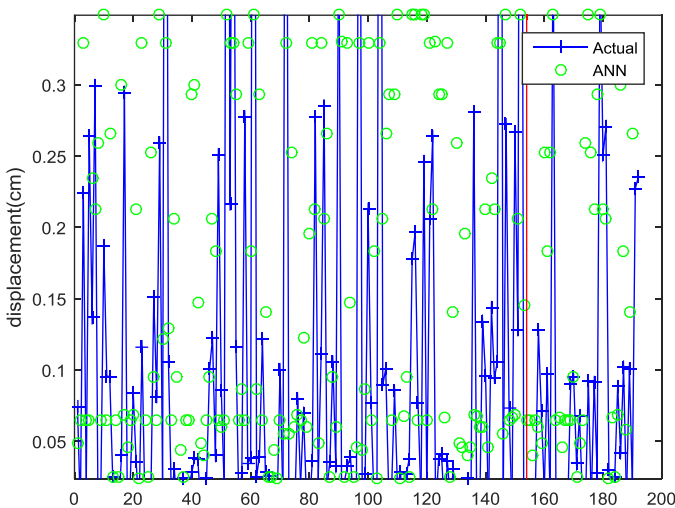
Test set.

MSE: 0.005306 MAE: 0.052047

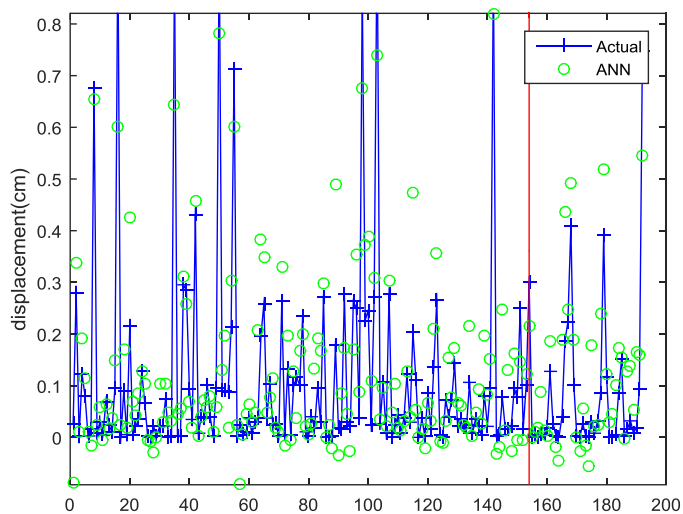


hardlim
 Training set.
 MSE: 0.028485 MAE: 0.106067
 Test set.
 MSE: 0.027195 MAE: 0.117235

Παρατηρούμε ότι σε κάποιες περιπτώσεις (satlin, logsin) το ΝΔ προσαρμόζεται αρκετά καλά στις πραγματικές τιμές, παρόλα αυτά όμως το γεγονός ότι το δίκτυο προβλέπει αρνητικές τιμές διολίσθησης το θέτει μη αξιόπιστο και μη ρεαλιστικό ως προς τα αποτελέσματα, επομένως η εκπαίδευση συνεχίζεται με συνδυασμό περισσότερων συναρτήσεων ενεργοποίησης.



hardlim, satlin
 Training set.
 MSE: 0.034824 MAE: 0.129791
 Test set.
 MSE: 0.015882 MAE: 0.091857



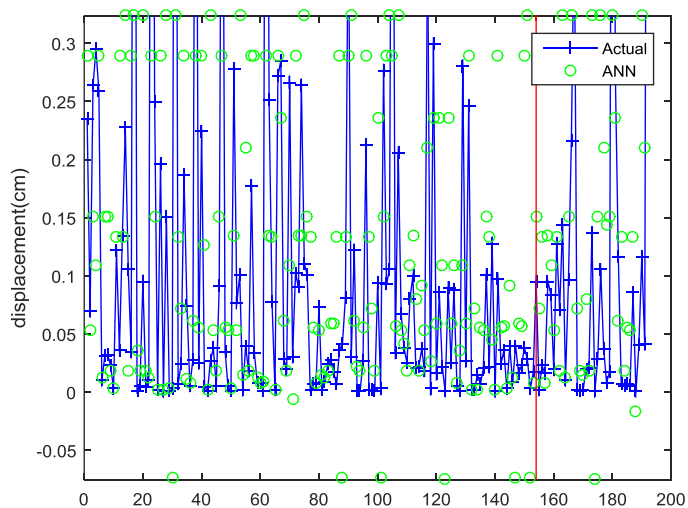
tansig, satlin

Training set.

MSE: 0.007013 MAE: 0.055994

Test set.

MSE: 0.008064 MAE: 0.065772



hardlim, logsig

Training set.

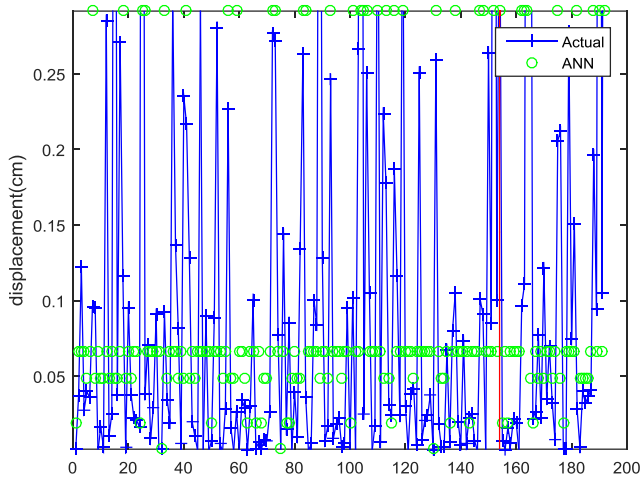
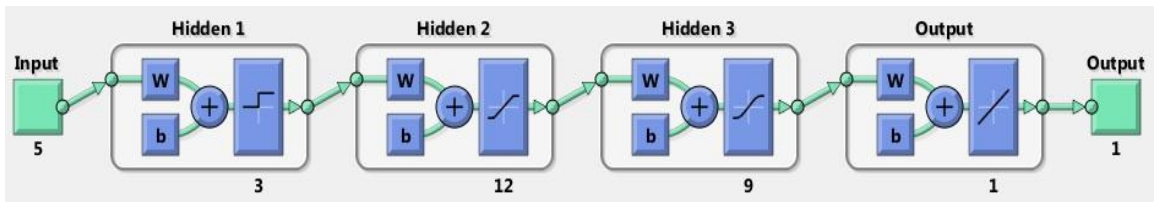
MSE: 0.024067 MAE: 0.094229

Test set.

MSE: 0.032238 MAE: 0.112940

Η ταύτιση του ΤΝΔ με τις πραγματικές τιμές εισόδου επιτυγχάνεται σε μεγαλύτερο βαθμό σε σχέση με προηγουμένως, συνδυάζοντας δύο συναρτήσεις ενεργοποίησης. Όμως ακόμα εμφανίζονται αρνητικές τιμές διολίσθησης, επομένως συνεχίζουμε με την εισαγωγή 3 συναρτήσεων, που επιβάλλεται λόγω της πολυπλοκότητας του προβλήματος.

Εδώ εισάγεται και τρίτο κρυφό επίπεδο και η δομή του ΤΝΔ εμφανίζεται ενδεικτικά παρακάτω.



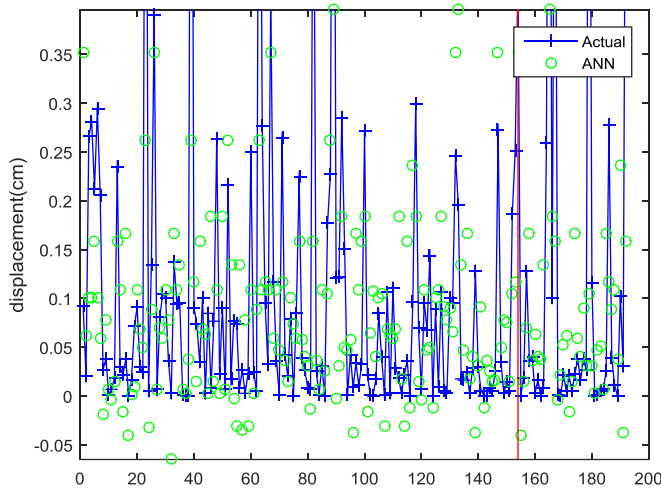
hardlim, satlin, tansig

Training set.

MSE: 0.021321 MAE: 0.084518

Test set.

MSE: 0.053888 MAE: 0.126313



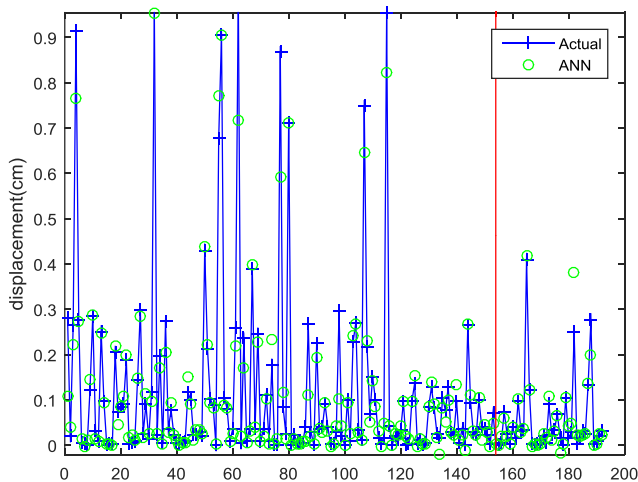
hardlim, logsig, tansig

Training set.

MSE: 0.018606 MAE: 0.080089

Test set.

MSE: 0.047018 MAE: 0.116760



logsig, satlin, tansig

Training set.

MSE: 0.002227 MAE: 0.020649

Test set.

MSE: 0.000764 MAE: 0.013399

Παρατηρώντας μία φορά ακόμα τα διαγράμματα ο πρώτος και ο τρίτος συνδυασμός συναρτήσεων ενεργοποίησης φαίνεται να προσαρμόζονται αρκετά καλά με τις τιμές των δεδομένων που έχουν επιλεγεί για την είσοδο. Εδώ όμως απαιτείται να αξιολογηθεί ποιος από αυτούς τους δύο συνδυασμούς αποτελεί καλύτερη επιλογή για το συγκεκριμένο πρόβλημα και με την παρατήρηση και μόνο δε μπορεί να δοθεί ξεκάθαρη απάντηση. Στο σημείο αυτό κρίνεται σκόπιμο να αναφερθούμε στους στατιστικούς συντελεστές MSE και MAE, που υπολογίζονται κάθε φορά που πραγματοποιείται η εκπαίδευση ενός ΤΝΔ.

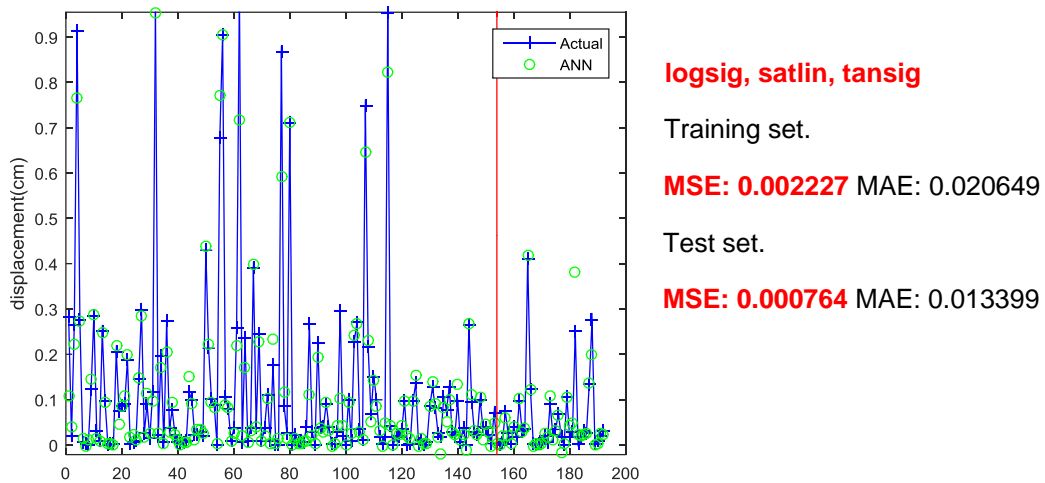
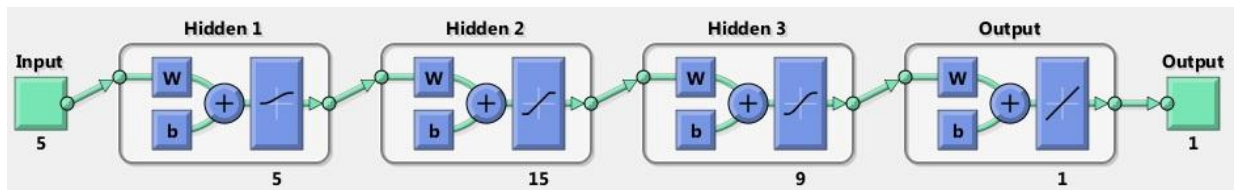
Το μέσο τετραγωνικό σφάλμα (MSE) είναι το πιο γνωστό και ευρέως χρησιμοποιούμενο στη θεωρία και στις εφαρμογές της στατιστικής, κριτήριο σύγκρισης και αξιολόγησης εκτιμητών. Παριστάνει την κατά μέσο όρο τετραγωνική απόκλιση του εκτιμητή από την τιμή που έχει κληθεί να εκτιμήσει, συνεπώς την κατά μέσο όρο τετραγωνική απόκλιση των τιμών του ΝΔ από τις πραγματικές τιμές που έχουν υπολογιστεί με παραμετρικές μεθόδους. Ισχύει:

$$MSE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\bar{Y}_i - Y_i)^2 \quad (6.5)$$

Το μέσο απόλυτο σφάλμα (MAE) είναι ένα μέτρο διαφοράς μεταξύ δύο συνεχών μεταβλητών. Είναι δυνατό να εκφραστεί η MAE ως το άθροισμα των δύο συνιστωσών: Διαφωνία Ποσότητας και Διαφωνία Κατανομής. Η ποσότητα διαφωνίας είναι η απόλυτη τιμή του μέσου σφάλματος.

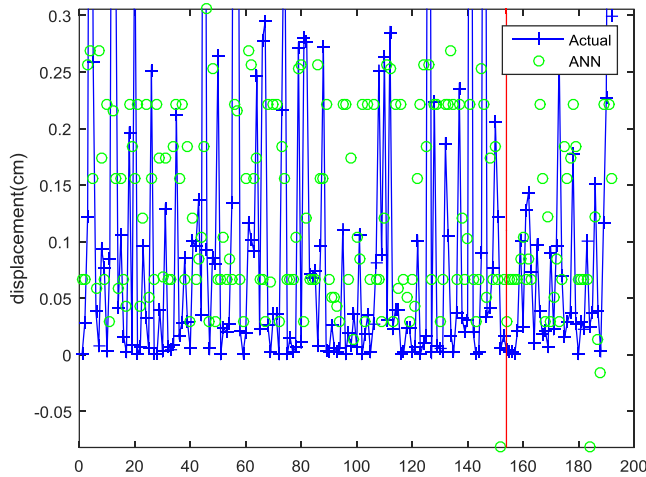
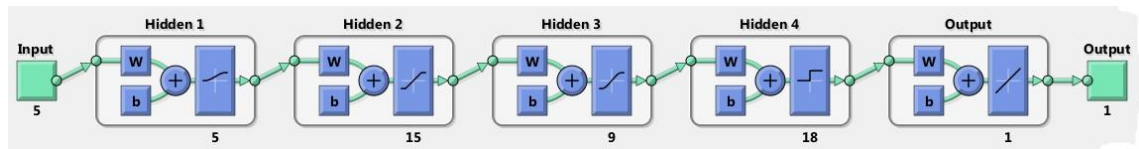
Για την εκτίμηση της επίδοσης του ΤΝΔ σε αυτήν την περίπτωση θα επιλέξουμε την αξιολόγηση του μέσου τετραγωνικού σφάλματος. Το MSE train περιγράφει το «βαθμό επίδοσης» του ΤΝΔ κατά τη διαδικασία της εκπαίδευσης και το MSE test το «βαθμό επίδοσης» του ΤΝΔ στην πραγματικότητα, δηλαδή αφού έχει ολοκληρωθεί η διαδικασία της εκπαίδευσης. Το πρώτο δηλαδή δείχνει κατά πόσο η διαδικασία βαίνει σωστά και το δεύτερο έρχεται να το επιβεβαιώσει. Γενικότερη προϋπόθεση είναι το MSE train να είναι μικρότερο από το MSE test, αρκετά λογικό αφού κατά την εκπαίδευση στόχος είναι η όσο το δυνατόν ακριβέστερη μαθηματική προσαρμογή του προσομοίωμα στις ήδη υπάρχουσες τιμές. Στην ιδανική περίπτωση το MSE πρέπει να μηδενίζεται, προϋπόθεση πρακτικά αδύνατη, επομένως στοχεύεται το MSE να προσεγγίζει το 0.

Σύμφωνα με τα παραπάνω, συγκρίνοντας τα μέσα τετραγωνικά σφάλματα επιλέγεται η τελευταία περίπτωση συνδυασμού συναρτήσεων ενεργοποίησης ως ακριβέστερη, άρα και καταλληλότερη. Πράγματι, τα MSE τείνουν στο να μηδενιστούν, επομένως το ΤΝΔ έχει προσεγγίσει αρκετά καλά την συμπεριφορά του τοίχου κάτω από τις δεδομένες σεισμικές διεγέρσεις. Αυτό επιβεβαιώνεται και με προσεκτικότερη παρατήρηση του γραφήματος. Παρακάτω και η δομή του ΤΝΔ με τα βάρη και τα κρυμμένα επίπεδα.

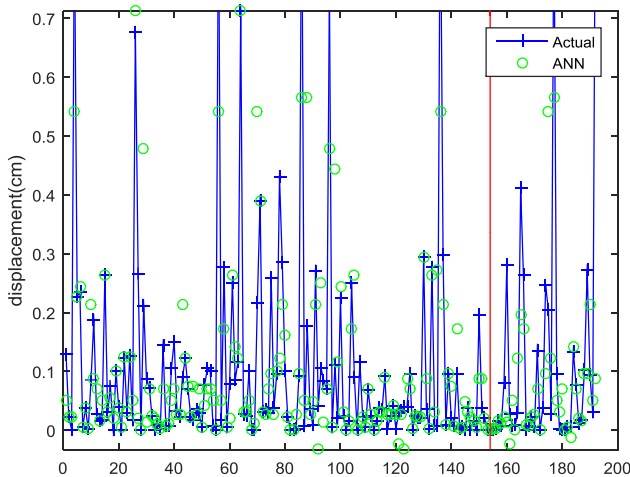
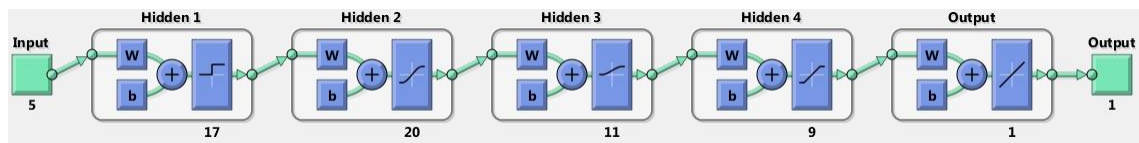


Σχήμα 6.8: Δομή ΤΝΔ με συναρτήσεις ενεργοποίησης logsig, satlin, tansig

Τέλος γίνεται δοκιμή με το συνδυασμό και των τεσσάρων συναρτήσεων ενεργοποίησης, ώστε να αξιολογηθεί η συμπεριφορά του προσομοίωμα. Τώρα, δημιουργούνται 4 κρυφά επίπεδα.



logsig, satlin, tansig, hardlim
 Training set.
 MSE: 0.037114 MAE: 0.125642
 Test set.
 MSE: 0.018206 MAE: 0.095505



hardlim, tansig, logsig, satlin
 Training set.
 MSE: 0.010332 MAE: 0.049455
 Test set.
 MSE: 0.034479 MAE: 0.089472

Αυτό που συμπεραίνουμε είναι ότι καθώς αυξάνεται η μαθηματική πολυπλοκότητα του προσομοίωμα το ΤΝΔ προσαρμόζεται αρκετά καλά στα δεδομένα. Βέβαια σε καμία από τις περιπτώσεις των 4 κρυφών επιπέδων δεν

επιτεύχθηκε τόσο μικρή τιμή για τα MSE όπως στην περίπτωση των 3 κρυφών επιπέδων, και πολλές φορές οι προβλεπόμενες μετατοπίσεις του τοίχου έχουν αρνητικές τιμές. Επιπρόσθετα, η πλήρης ταύτιση των τιμών του ΝΔ με τις πραγματικές τιμές δεν είναι η βέλτιστη λύση, γιατί καθώς προαναφέρθηκε αυτό οδηγεί σε υπερ-εκπαίδευση του δικτύου, απόλυτη προσαρμογή του στα δεδομένα της εκπαίδευσης και μόνο και μείωση της μελλοντικής ευελιξίας του. Επομένως η περίπτωση των 3 κρυφών επιπέδων και το τελευταίο δίκτυο επιλέγεται ως η καταλληλότερη για την απόδοση σωστών αποτελεσμάτων για οποιαδήποτε τυχαία εισαγωγή νέων δεδομένων σεισμικής διέγερσης και υλικού τοίχου.

Προκειμένου να επιβεβαιωθεί η ορθότητα του δικτύου που επιλέχθηκε ως βέλτιστο, θα γίνει μία δοκιμή εισάγοντας νέες τιμές εισόδου και αξιολογώντας κατά πόσο το αποτέλεσμα βρίσκονται στα επιτρεπτά πλαίσια σύμφωνα με τον Πίνακα της διολίσθησης. Εισάγεται το σετ τιμών εισόδου:

$$(0.25, 25, 3, 1, 1)$$

κανονικοποιημένες ώστε να ανήκουν στο διάστημα $[0, 1]$.

Τα αποτελέσματα του ΤΝΔ που προκύπτουν είναι της τάξης των 161 mm. Η τιμή αυτή είναι αποδεκτή, επομένως το δίκτυο (logsig, satlin, tansig) προβλέπει αρκετά καλά τη μετατόπιση του τοίχου όταν αυτός διεγείρεται.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7^ο : ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ & ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

Τα δύο προηγούμενα κεφάλαια παρουσιάζουν το σύνολο των εργασιών που πραγματοποιήθηκαν κατά τη διάρκεια της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Παρακάτω θα συνοψιστούν τα συμπεράσματα που προέκυψαν κατά τη διαδικασία και παράλληλα θα δοθούν προτάσεις για μελλοντική διερεύνηση και βελτίωση της προσέγγισης του προβλήματος.

7.1 Συμπεράσματα

Όπως είναι εύκολο να αντιληφθεί κανείς, η σεισμική καταπόνηση των αντιστηρίξεων και των λιμενικών κρηπιδοτόιχων αποτελεί ένα σύνθετο πρόβλημα. Η πολυπλοκότητά του αυτή οφείλεται στο γεγονός ότι θα πρέπει να ληφθεί υπόψη η αλληλεπίδραση του συστήματος εδάφους–κατασκευής και η επίλυση να ακολουθήσει αυτήν την λογική. Παράλληλα κάθε δυναμικό φαινόμενο, όπως και ο σεισμός, δε μπορούν να περιγραφούν με γραμμικές σχέσεις, με αποτέλεσμα να αυξάνουν το βαθμό δυσκολίας του προβλήματος, το οποίο πρέπει να προσεγγιστεί με αναλυτικότερες σχέσεις.

Ως προς τις μεθόδους προσομοίωσης της συμπεριφοράς του εδάφους και των κατασκευών, μπορούμε να τις διακρίνουμε σύμφωνα με τον τύπο, σε αναλυτικές και αριθμητικές. Αναλυτικές μέθοδοι προσομοίωσης χρησιμοποιήθηκαν από τους Veletsos & Younan, ενώ αριθμητικές μέθοδοι προσομοίωσης ακολουθήθηκαν εδώ ακολουθώντας το παράδειγμα των Ψαρρόπουλος, Κλωνάρης et al. Είναι εμφανές ότι οι αναλυτικές προσομοιώσεις καταλήγουν σε κλειστές μαθηματικές λύσεις για τον υπολογισμό των ζητούμενων μεγεθών, ενώ οι αριθμητικές προσομοιώσεις καταλήγουν καθαρά σε αριθμητικά αποτελέσματα χωρίς να υποδεικνύουν όμως τον τρόπο με τον οποίο προέκυψαν. Εντούτοις, παρόλη την απλότητα στην εφαρμογή τους, οι αναλυτικές λύσεις περιορίζονται μόνο σε γραμμική συμπεριφορά (ελαστική) και προϋποθέτουν απλές γεωμετρίες (απλά γεωμετρικά σχήματα) με περιορισμένο αριθμό υλικών. Απεναντίας οι αριθμητικές

προσομοιώσεις καλύπτουν εύκολα σύνθετες γεωμετρίες με πολλά υλικά, καθώς και περιπτώσεις γεωμετρικής και μηχανικής μη γραμμικότητας, αλλά τα αποτελέσματα που παρέχουν δεν είναι εύκολο να ελεγχθούν άμεσα.

Εξετάζοντας τα αποτελέσματα των ωθήσεων παρατηρείται ότι οι ιδιότητες του συστήματος, δηλαδή η ευκαμψία και η ευστρεψία των αντιστηρίξεων μειώνουν όχι μόνο τις στατικές, αλλά και τις δυναμικές εδαφικές ωθήσεις. Παράλληλα όμως και η γεωμετρία του επηρεάζει έντονα το μέγεθος των δυναμικών ωθήσεων. Πιο συγκεκριμένα η κλίση του υποβάθρου καθορίζει τις ιδιοσυχνότητες του συστήματος και κατ' επέκταση τις δυναμικές ωθήσεις ανάλογα με το συχνοτικό περιεχόμενο της διέγερσης.

Στις χαμηλές συχνότητες οι δυνάμεις στην περίπτωση οριζόντιου υποβάθρου είναι πολλαπλάσιες από τις αντίστοιχες των κεκλιμένων υποβάθρων. Όσο η κλίση αυξάνει οι δυνάμεις ελαττώνονται αισθητά. Στην περίπτωση μεγάλης κλίσης υποβάθρου (π.χ. $i = 60^\circ$) οι δυνάμεις μηδενίζονται, το οποίο σημαίνει ότι το σύστημα δεν αντιδράει στη δυναμική φόρτιση και ουσιαστικά συμπεριφέρεται ως στερεό σώμα.

Συνοπτικά, προκειμένου να εξασφαλιστούν χαμηλές ωθήσεις, δηλαδή μικρές δυνάμεις σχεδιασμού, είναι καλύτερο να σχεδιάζονται εύκαμπτες αντιστηρίξεις με δυνατότητα στροφής, πάνω σε υπόβαθρο κεκλιμένο, ώστε οι ωθήσεις να διατηρούνται σε χαμηλό επίπεδο.

Όσον αφορά τη διερεύνηση με τεχνητά νευρωνικά δίκτυα, η επιλογή ΤΝΔ δίνει καλύτερες αποδόσεις σε σχέση με συμβατικά προσομοιώματα πρόβλεψης στις περιπτώσεις όπου τα δεδομένα υποκρύπτουν μη γραμμικές σχέσεις, πράγμα το οποίο είναι και πιο σύνηθες, όπως στην περίπτωσή μας, όπου ήταν επιτακτική η ανάγκη προσομοίωσης της διολίσθησης του τοίχου κάτω από μία δυναμική συνθήκη. Τα κρυφά επίπεδα των νευρωνικών δικτύων αναπτύσσουν μια εσωτερική αντιπροσώπευση των σχέσεων μεταξύ των μεταβλητών, με αποτέλεσμα να μην έχουν ανάγκη ορισμένες προϋποθέσεις που απαιτούν τα προσομοιώματα παλινδρόμησης, όπως η έλλειψη συγγραμμικότητας μεταξύ των μεταβλητών, η ομαλότητα του θορύβου κ.λπ.

Επίσης τα νευρωνικά δίκτυα αποδίδουν ικανοποιητικά και σε περιπτώσεις έλλειψης κάποιων δεδομένων σε αντίθεση με τα προσομοιώματα παλινδρόμησης

όπου δημιουργούνται αρκετά σοβαρά προβλήματα. Ο Corr et al. (1994) συμπέρανε ότι τα νευρωνικά δίκτυα είναι κατάλληλα για πολύπλοκα φαινόμενα για τα οποία υπάρχουν ικανοποιητικά μέτρα μέτρησης της απόδοσής τους, αλλά δεν υπάρχει γνώση για να κατανοηθούν οι σχέσεις εντός αυτών των φαινομένων. Επίσης διατύπωσαν την άποψη ότι είναι ιδανικά για πρόβλεψη και πρόγνωση.

Από την άλλη μεριά η κύρια ανεπάρκεια των ΝΔ αφορά την αιτιακή προσομοίωση και τον έλεγχο των υποθέσεων. Υπάρχουν όμως αρκετά επιτυχή αιτιακά προσομοιώματα που χρησιμοποιούν ΝΔ.

7.2 Θέματα για περαιτέρω ανάλυση

Έχοντας κάνει μια πρώτη προσπάθεια να προσεγγίσουμε τη μορφή του σεισμού μέσω των χρονοϊστοριών επιτάχυνσης των παλμών Ricker, η χρήση χρονοϊστοριών επιτάχυνσης πραγματικών σεισμών θα επιβεβαιώσει τη συμπεριφορά των αντιστηρίξεων κατά τη διάρκεια μιας σεισμικής διέγερσης. Η δυνατότητα πειραματικής τεκμηρίωσης των αριθμητικών αποτελεσμάτων σε εργαστηριακό περιβάλλον θα επιβεβαιώνει με μεγαλύτερη εγκυρότητα τα αποτελέσματα που προέκυψαν με την παραμετρική διερεύνηση.

Επιπρόσθετα, όπως σε κάθε σύνθετο πρόβλημα, έτσι και σε αυτό, έγιναν αρκετές απλοποιήσεις προκειμένου να επιλυθεί το πρόβλημα. Η ανάγκη εισαγωγής νέων παραμέτρων ώστε να αυξηθεί η λεπτομέρεια και να προκύψουν αποτελέσματα μεγαλύτερης ακρίβειας είναι επιτακτική. Αναλύσεις με μη-γραμμική συμπεριφορά των εδαφικών υλικών και προσομοίωση της ανάπτυξης πίεσης πόρων (ρευστοποίησης), καθώς και η περίπτωση του εύκαμπτου βραχώδους υποβάθρου όπου παρουσιάζεται απόσβεση ακτινοβολίας είναι ορισμένες σημαντικές παράμετροι που αξίζει να εισαχθούν προκειμένου να εξεταστεί η συμπεριφορά του συστήματος.

Κάτι αντίστοιχο απαιτείται και στην περίπτωση των ΤΝΔ. Στην περίπτωσή μας το δίκτυο τροφοδοτήθηκε με μόλις 5 παραμέτρους, προκειμένου όμως να επιτύχουμε αποτελεσματικότερη εκπαίδευση του δικτύου, θα ήταν σκόπιμο να

τροφοδοτήσουμε το δίκτυο με περισσότερες συνιστώσες που να περιγράφουν το σεισμό.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Steven L. Kramer, (1996), *Geotechnical Earthquake Engineering*, University of Washington

International Navigation Association, (2001), *Seismic Design Guidelines for Port Structures*, Tokyo, Balkema Publishers

British Standard, (2007), *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance*, European Committee for Standardization

Susumu Iai, (2001), *Seismic Performance-Based Design of Port Structures and Simulation Techniques*, Port and Airport Research Institute

Atsushi Nozu et al., (2004), *Seismic Design of Port Structures*, Journal of Japan Association for Earthquake Engineering

Γ. Κλωνάρης (1999), *Δυναμική Ανάλυση Ωθήσεων και Παραμορφώσεων Κατασκευών Αντιστηρίξεως*, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο

Yiannis Tsompanakis et al., (2008), *Simulating the Seismic Response of Embankments via Artificial Neural Networks*

Ε. Πρωτοπαπαδάκης, (2011), *Πρόβλεψη τάσης της τιμής των μετοχών*, σελ. 19-23, Πολυτεχνείο Κρήτης

Ikuo Towhata and Md. Shafiqul Islam, (1987), *Prediction of Lateral Displacement of Anchored Bulkheads Induced by Seismic Liquefaction*

A. Veletsos & A. Younan, (1994), *Dynamic Soil Pressures on Rigid Vertical Walls*, Department of Civil Engineering, Houston

P. Psarropoulos et al., (2004), *Seismic Earth Pressures on Rigid and Flexible Retaining Walls*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering

P. Ortigosa et al. (1993), *Failures of Quay Walls During Chilean Earthquake of March 1985*, International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Missouri

Π. Χατζηδημητρίου (2012), *Μακροσεισμικά Αποτελέσματα των Σεισμών*, (http://www.geo.auth.gr/211/pdf/Mathima_10_Makroseismika_Apotelesmata.pdf τελευταία πρόσβαση 12/5/2017)