ΣΧΟΛΗ ΑΓΡΟΝΟΜΩΝ ΚΑΙ ΤΟΠΟΓΡΑΦΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ-ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΓΕΩΠΛΗΡΟΦΟΡΙΚΗΣ

ΤΟΜΕΑΣ ΕΡΓΩΝ ΥΠΟΔΟΜΗΣ ΚΑΙ ΑΓΡΟΤΙΚΗΣ ΑΝΑΠΤΥΞΗΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αριθμητική Προσομοίωση για τον Προσδιορισμό Στατικών και Σεισμικών Εδαφικών και Υδατικών Ωθήσεων

Όλγα Γκολογιάννη (rs16018)

Επιβλέποντες: Μαρίνος Καττής, Αναπλ. Καθηγητής ΕΜΠ

Πρόδρομος Ψαρρόπουλος, ΕΔΙΠ/ΕΜΠ

Αθήνα 2022

Στην οικογένεια μου

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η παρούσα διπλωματική εργασία με τίτλο «Αριθμητική Προσομοίωση για τον Προσδιορισμό Στατικών και Σεισμικών Εδαφικών και Υδατικών Ωθήσεων» εκπονήθηκε στα πλαίσια της περάτωσης των σπουδών μου στο τμήμα Αγρονόμων και Τοπογράφων Μηχανικών-Μηχανικών Γεωπληροφορικής στο Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο. Με την ολοκλήρωση της θα ήθελα να εκφράσω τις ευχαριστίες μου σε όλους όσους συνέβαλαν για την εκπόνηση της.

Αφενός , θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κύριο Μαρίνο Καττή και τον κύριο Πρόδρομο Ψαρρόπουλο, οι οποίοι ήταν οι επιβλέποντες καθηγητές της διπλωματικής μου εργασίας. Οι επιστημονικές τους γνώσεις μαζί με την καθοδήγηση τους σε όλη τη διάρκεια της συνεργασίας μας, βοήθησαν στην καλύτερη δυνατή κατάρτιση του αντικειμένου που επέλεξα και ερεύνησα όλο αυτό το διάστημα.

Επιπλέον θα ήθελα να ευχαριστήσω ολόψυχα τα αδέρφια μου Παύλο και Βασίλη, που από την πρώτη μέρα στάθηκαν στο πλευρό μου και αποτέλεσαν πρότυπα για έμενα σε όλη την φοιτητική μου πορεία. Φυσικά θα ήθελα να ευχαριστήσω το φιλικό μου περιβάλλον για την στήριξη και βοήθεια τους.

Τέλος θα ήθελα να ευχαριστήσω του γονείς μου, οι οποίοι μου συμπαραστάθηκαν, στήριζαν όλες μου τις αποφάσεις και στάθηκαν αρωγοί στη προσπάθεια μου κατά την διάρκεια των σπουδών μου.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η αριθμητική προσομοίωση για τον προσδιορισμό στατικών και σεισμικών εδαφικών και υδατικών ωθήσεων. Αρχικά γίνεται αναλυτική παρουσίαση των κυριότερων θεωριών και στοιχείων υπολογισμού των στατικών και σεισμικών ωθήσεων καθώς και των υδροστατικών και υδροδυναμικών. Στην συνέχεια πραγματοποιούνται μία σειρά παραμετρικών και αριθμητικών επιλύσεων, μέσω του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS, αλλάζοντας τις διαστάσεις των προσομοιώσεων που χρησιμοποιήθηκαν αλλά και διάφορες τιμές παραμέτρων των εδαφικών υλικών με σκοπό την σύγκριση των αποτελεσμάτων με τις μεθόδους Coulomb, Rankine, Wood και Westergaard.

Η μελέτη αυτή αποτελείται από τα εξής κεφάλαια:

Στο 1ο κεφάλαιο αναφέρονται γενικά χαρακτηριστικά και είδη των τοίχων αντιστήριξης καθώς και οι μορφές αστοχίας τους. Στην συνέχεια παρουσιάζονται πληροφορίες σχετικά με τις στατικές και σεισμικές ωθήσεις.

Στο 2ο κεφάλαιο παρουσιάζονται πληροφορίες σχετικά με τις υδροστατικές και υδροδυναμικές ωθήσεις.

Στο 3ο κεφάλαιο αναλύεται και περιγράφεται η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων καθώς και ο τρόπος λειτουργίας και μοντελοποίησης του προγράμματος Plaxis.

Στο 4ο κεφάλαιο περιγράφεται η αριθμητική προσομοίωση στατικών και σεισμικών εδαφικών ωθήσεων και οι μέθοδοι Coulomb, Rankine και Wood που χρησιμοποιήθηκαν για την αναλυτική λύση του προβλήματος. Έπειτα παρουσιάζονται τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν και τέλος οι παραμετρικές αναλύσεις μέσα από το πρόγραμμα Plaxis 8.2.

Στο 5ο κεφάλαιο περιγράφεται η αριθμητική προσομοίωση υδροστατικών και υδροδυναμικών εδαφικών ωθήσεων και η μέθοδος Westergaard που χρησιμοποιήθηκε για την αναλυτική λύση του προβλήματος. Έπειτα παρουσιάζονται τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν και τέλος οι παραμετρικές αναλύσεις μέσα από το πρόγραμμα Plaxis 8.2.

Στο 6ο κεφάλαιο παρουσιάζεται η σύγκριση εύκαμπτου και άκαμπτου τοίχου και οι μέθοδοι που χρησιμοποιήθηκαν για την αναλυτική λύση του προβλήματος. Έπειτα παρουσιάζονται τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν και τέλος οι παραμετρικές αναλύσεις μέσα από το πρόγραμμα Plaxis 8.2.

Στο 7ο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα γενικότερα συμπεράσματα της διπλωματικής εργασίας και προτάσεις για περαιτέρω έρευνα πάνω στο αντικείμενο.

Τέλος παρατίθεται η Βιβλιογραφία που χρησιμοποιήθηκε για την εκπόνηση της παρούσας εργασίας.

ABSTRACT

The purpose of this dissertation is the use of numerical simulation in order to determine static and seismic ground and water impulses. Initially, a detailed presentation of the main theories and calculation elements of static and seismic impulses as well as hydrostatic and hydrodynamics impulses is given. Then a series of parametric and numerical solutions are performed, through the finite element code PLAXIS, with changes in the dimensions of the simulations and the parameter values of the soil materials in order to compare the results with the Coulomb, Rankine, Wood and Westergaard methods.

This dissertation consists of the following chapters:

Chapter 1 lists general characteristics and types of retaining walls as well as their forms of failure. Following this, information about static and seismic impulses are presented.

Chapter 2 presents information about hydrostatic and hydrodynamic impulses.

Chapter 3 analyzes and describes the finite element method as well as the operation and modeling of the Plaxis program.

Chapter 4 describes the numerical simulation of static and seismic ground impulses and the Coulomb, Rankine and Wood methods that are used to solve the problem in detail. Then a presentation of the materials that were used takes place and finally the parametric solutions are presented through the Plaxis 8.2 program.

Chapter 5 describes the numerical simulation of hydrostatic and hydrodynamic ground impulses and the Westergaard method that is used to solve the problem in detail. Then a presentation of the materials that were used takes place and finally the parametric solutions are presented through the Plaxis 8.2 program.

Chapter 6 presents the comparison of a flexible and a rigid wall as well as the methods that are used for the analytical solution of the problem. Then a presentation of the materials that were used takes place and finally the parametric solutions are presented through the Plaxis 8.2 program.

Chapter 7 presents the general conclusions of the dissertation and suggestions for further research on the subject in the future.

Finally, the Bibliography used for the elaboration of the present work is presented.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ 4
ΠΕΡΙΛΗΨΗ 5
ABSTRACT 6
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ 8
ΕΙΣΑΓΩΓΗ 11
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1ο 12
Στατικές και Σεισμικές Εδαφικές Ωθήσεις 12
1.1 Εισαγωγή 12
1.1.1 Τοίχοι Αντιστήριξης 13
1.1.2 Είδη Τοίχων Αντιστήριξης 13
1.1.3 Μορφές Αστοχίας Τοίχων Αντιστήριξης 17
1.1.3.1 Μορφές Αστοχίας Άκαμπτων Τοίχων Βαρύτητας 17
1.1.3.2 Μορφές Αστοχίας Εύκαμπτων Τοίχων 19
1.1.3.3 Μορφές Αστοχίας «Δεσμευμένων» Τοίχων 19
1.2 Στατικές Εδαφικές Ωθήσεις 20
1.3 Σεισμικές Εδαφικές Ωθήσεις 22
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2ο 24
Υδροστατικές και Υδροδυναμικές Ωθήσεις 24
2.1 Εισαγωγή 24
2.2 Υδροστατικές Ωθήσεις 25
2.3 Υδροδυναμικές Ωθήσεις 26
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3ο 31
Μέθοδος Πεπερασμένων Στοιχείων και Plaxis 31
3.1 Μέθοδος Πεπερασμένων Στοιχείων 31
3.1.1 Θεωρία Coulomb 31
3.1.2 Παρουσίαση του κώδικα Πεπερασμένων Στοιχείων Plaxis 31
3.2 Χαρακτηριστικά Μοντέλου Προσομοίωσης στο Plaxis 32
3.3 Γενικά Θέματα Μοντελοποίησης 32
3.4 Απαραίτητες Εντολές του Plaxis 34
3.4.1 Υποπρόγραμμα Plaxis Input 36
3.4.2 Απαραίτητα εργαλεία στην παρούσα διπλωματική 37

3.4.3 Υποπρογράμματα Plaxis Calculations 39
3.4.4 Υποπρογράμματα Plaxis Output 40
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4ο 41
Αριθμητική Προσομοίωση Στατικών και Σεισμικών Εδαφικών Ωθήσεων 41
4.1 Εισαγωγή 41
4.2 Μέθοδοι Επίλυσης 42
4.2.1 Θεωρία Coulomb 42
4.2.2 Θεωρία Rankine 46
4.2.2.1 Ωθήσεις γαιών κατά Rankine 49
4.2.3 Μέθοδος Wood 56
4.3 Υλικά 57
4.4 Παραμετρικές Αναλύσεις 58
4.2.1 Αναλυτική Λύση 58
4.2.2 Λύση μέσω του προγράμματος Plaxis 8.2 59
4.5 Συμπεράσματα 66
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5ο 67
Αριθμητική Προσομοίωση Υδροστατικών και Υδροδυναμικών Εδαφικών Ωθήσεων 67
5.1 Εισαγωγή 67
5.2 Θεωρία Westergaard 68
5.2.1 Εισαγωγικά 68
5.2.2 Θεωρία Westergaard – Υδροδυναμικές και Υδροστατικές πιέσεις 71
5.3 Υλικά 74
5.4 Παραμετρικές Αναλύσεις 74
5.4.1 Αναλυτική Λύση 74
5.4.2 Λύση μέσω του προγράμματος Plaxis 8.2 76
5.5 Συμπεράσματα 82
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6ο 83
Σύγκριση Εύκαμπτου και Άκαμπτου Τοίχου 83
6.1 Εισαγωγή 83
6.2 Μέθοδοι Επίλυσης 84
6.2.1 Αριθμητική προσομοίωση στατικών και σεισμικών εδαφικών ωθήσεων 84

6.2.2 Αριθμητική προσομοίωση υδροστατικών και υδροδυναμικών ωθήσεων 85
6.3 Υλικά 86
6.4 Λύση μέσω του Προγράμματος Plaxis 8.2 88
6.5 Συμπεράσματα 92
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7ο 93
Γενικά Συμπεράσματα και Προτάσεις 93
7.1 Γενικά Συμπεράσματα 93
7.2 Προτάσεις για περαιτέρω έρευνα 94
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ 95

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η σύγχρονη εποχή απαιτεί την κατασκευή ποικιλίας τοίχων αντιστήριξης για την ενίσχυση έργων και την αποφυγή ατυχημάτων. Η μελέτη και η κατασκευή των τοίχων αντιστήριξης παρουσιάζουν μοναδικό ενδιαφέρον λόγω των δυσκολιών που αντιμετωπίζουν, καθώς η ποικιλομορφία των εδαφικών και βραχωδών σχηματισμών είναι γνωστή.

Ο προσδιορισμός των στατικών και σεισμικών εδαφικών και υδατικών ωθήσεων αποτελεί βασικό βήμα για την περάτωση των τοίχων αντιστήριξης.

Στην παρούσα εργασία παρουσιάζονται γενικές πληροφορίες σχετικά με τους τοίχους αντιστήριξης, την ιστορία και την κατασκευή τους. Αναφέρονται οι θεωρίες των Coulomb , Rankine , Wood και Westergaard ώστε να πραγματοποιηθούν οι έλεγχοι των αποτελεσμάτων και στην συνέχεια αναλύονται ο τρόπος λειτουργίας του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS. Τέλος πραγματοποιείται η παρουσίαση των αποτελεσμάτων και τα συμπεράσματα αυτών.

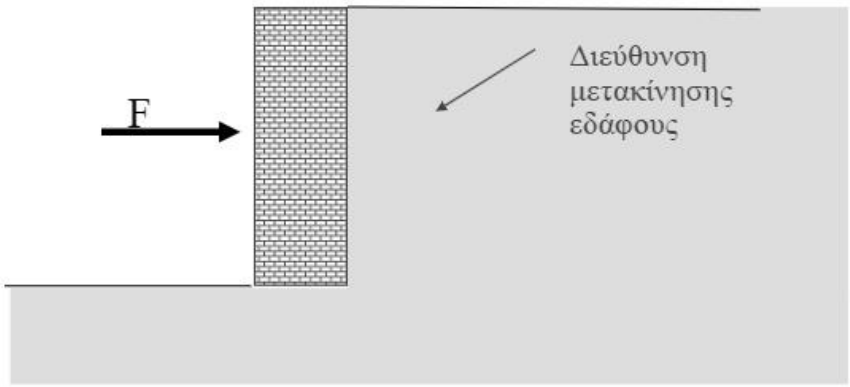
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1ο

Στατικές και Σεισμικές Εδαφικές Ωθήσεις

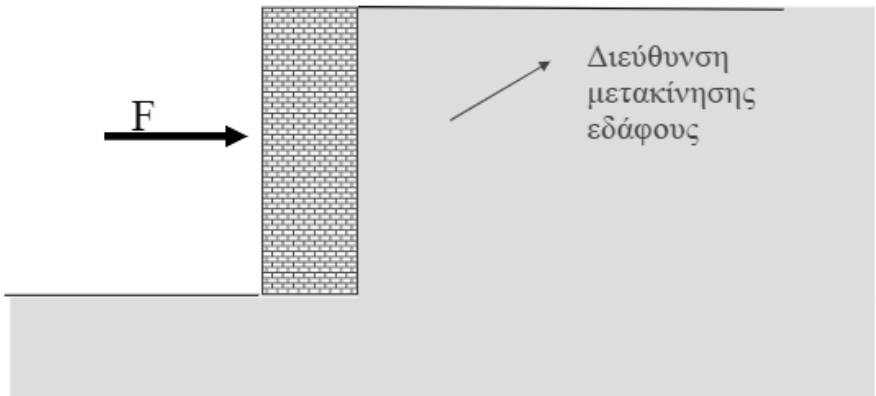
1.1 Εισαγωγή

Ωθήσεις ονομάζονται οι πιέσεις που ασκεί το έδαφος υπό την επίδραση του βάρους του (και ενδεχόμενης εξωτερικής φόρτισης του) στην επιφάνεια ενός τεχνικού έργου και ειδικότερα σε τοίχους αντιστήριξη (Σμπόρας Σωτήρης Π. Ωθήσεις Γαιών).

Οι ωθήσεις μπορούν να είναι ενεργητικές και παθητικές. Η ενεργητική ώθηση (P_a) αντιστοιχεί σε διόγκωση του εδάφους. Αν η δύναμη F είναι πολύ μικρή παρατηρείται μετακίνηση ή αστοχία του τοίχου λόγω της ενεργητικής ώθησης του εδάφους επί του τοίχου αντιστήριξης (Εικόνα 1.1). Η παθητική ώθηση (P_p) αντιστοιχεί σε συμπίεση του εδάφους. Αν η δύναμη F είναι πολύ μεγάλη , τότε η μετακίνηση ή η αστοχία του τοίχου προκαλείται με οριζόντια πίεση του τοίχου μέσα στο έδαφος. Το συγκεκριμένο φαινόμενο παρατηρείται συνήθως με εφαρμογή εξωτερικού φορτίου (Εικόνα 1.2).



Εικόνα 1.1: Μετακίνηση ή αστοχία τοίχου λόγω ενεργητικής ώθησης(πηγή Σμπόρας Σωτήρης Π. Ωθήσεις Γαιών)



Εικόνα 1.2: Μετακίνηση ή αστοχία τοίχου λόγω παθητικής ώθησης(πηγή Σμπόρας Σωτήρης Π. Ωθήσεις Γαιών)

1.1.1 Τοίχοι Αντιστήριξης

Οι τοίχοι αντιστήριξης (πρόβολοι βαρύτητας, διαφραγματικοί κλπ.) αποτελούν δομικά έργα συγκράτησης εδαφών που απαντώνται στο ευρύτερο φάσμα του Μηχανικού, ήδη από τα αρχαία χρόνια. Αποτελούν κατασκευές ζωτικής σημασίας και διασφαλίζουν την λειτουργία έργων υποδομής όπως συγκοινωνιακών έργων (αυτοκινητόδρομοι, σιδηρόδρομοι, μετρό, σήραγγες), λιμενικών έργων καθώς και δομικών έργων (δημόσιοι χώροι, περιμετρικοί τοίχοι υπογείων). Η εξασφάλιση τόσο της επιτελεστικότητας όσο και της ασφάλειας των παραπάνω υποδομών είναι διαχρονικά υψίστης σημασίας για κοινωνικοοικονομικούς λόγους. Η ποικιλία κατασκευών που χρησιμοποιούνται για την συγκράτηση γαιών και νερού είναι μεγάλη. Όπως ορίζεται στη βιβλιογραφία, «συμπαγείς τοίχοι από λιθοδομή ή από σκυρόδεμα βασίζονται κυρίως στο βάρος τους για ευστάθεια έναντι ανατροπής και ολίσθησης» (Graham Barnes Εδαφομηχανική -Αρχές και Εφαρμογές). Είναι άοπλοι, επομένως το ύψος τους περιορίζεται ώστε να εξασφαλίζεται η εσωτερική ευστάθεια σε κάμψη και διάτμηση, όταν δέχεται πλευρικές τάσεις. Τυπικά οι τοίχοι αυτοί δεν υπερβαίνουν τα τρία μέτρα σε ύψος με ελάχιστη κλίση ένα προς πενήντα στην μπροστά πλευρά τους.

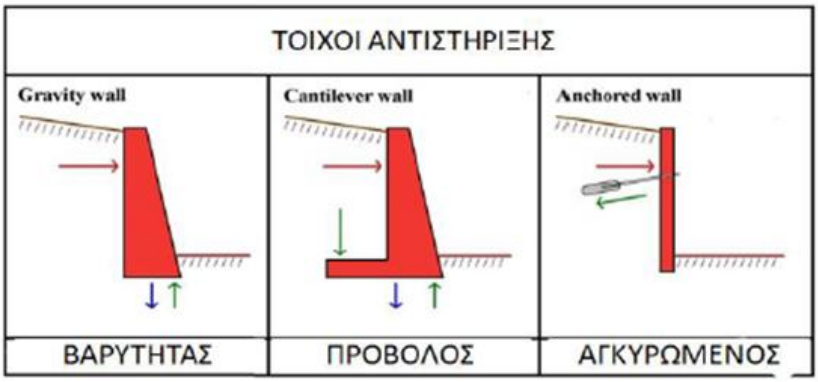
Τοίχοι αντιστήριξης χρησιμοποιούνται είτε για μόνιμη είτε για προσωρινή σταθεροποίηση πρανών με αρκετά μικρή κλίση έως και κατακόρυφα. Σε πολλές από τις παραπάνω περιπτώσεις λόγω μη ευνοϊκών συνθηκών (υπόγειες ροές υδάτων, ασταθή–χαλαρά εδάφη) είναι αδύνατο να υπάρξουν συνθήκες ευστάθειας του πρανούς αποκλειστικά λόγω της διατμητικής αντοχής του εδάφους. Επιπλέον, είναι γνωστό πως κύριο ρόλο στον σχεδιασμό τέτοιου είδους έργων έχει η σεισμική επικινδυνότητα της εκάστοτε περιοχής. Φυσικά οι κατασκευές αντιστήριξης καταπονούνται από πολλούς παράγοντες. Αποτέλεσμα των καταπονήσεων είναι ενίοτε η ανάπτυξη μόνιμων παραμορφώσεων έως και την κατάρρευση των κατασκευών αυτών. Οι τοίχοι από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι πιο οικονομικοί επειδή ο οπλισμός επιτρέπει στον κορμό και τη βάση του τοίχου να μελετώνται ως δομικά στοιχεία σε πρόβολο. Η ολική ευστάθεια εξασφαλίζεται από ένα επαρκές πλάτος βάσης και το βάρος του επιχώματος που εδράζεται σε μια πλάκα βάσης πίσω από τον κορμό (Graham Barnes Εδαφομηχανική -Αρχές και Εφαρμογές).

1.1.2 Είδη Τοίχων Αντιστήριξης

Τοίχοι Βαρύτητας

Οι τοίχοι βαρύτητας κατασκευάζονται από άοπλο σκυρόδεμα ή από τοιχοποιία. Χαρακτηρίζονται από αρκετά μεγάλο όγκο και μάζα. Συνήθως απαντώνται σε λιμενικά έργα (κρηπιδοτοίχοι & συνοδά έργα), σε έργα οδοποιίας, σιδηροδρόμων και γενικότερα σε συγκοινωνιακά έργα. Συγκρατούν το αντιστηριζόμενο έδαφος με το ίδιο βάρος τους και με το έδαφος που πιθανόν συμμετέχει στην αντιστήριξη

αυτή. Τα τείχη της βαρύτητας εξαρτώνται από την μάζα τους (πέτρα, σκυρόδεμα ή άλλο βαρύ υλικό) για να αντισταθούν στην πίεση. Συνήθης τρόπους αστοχίας είναι κυρίως σε ολίσθηση και στροφή. Λόγω της μεγάλης μάζας τους πρέπει στις αναλύσεις που θα χρησιμοποιηθούν κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό τους να ληφθούν υπόψη οι σημαντικές αδρανειακές δυνάμεις που ασκούνται. Τονίζεται πως πρόσφατα έχει παρατηρηθεί η ασύγχρονη δράση μέγιστης αδρανειακής δύναμης και σεισμικής εδαφικής ώθησης. Η παραπάνω παρατήρηση έχει γίνει τόσο σε πειραματικές όσο και σε αριθμητικές αναλύσεις. Κατά κύριο λόγο, οι τοίχοι βαρύτητας αντιστηρίζουν πρανή μεγάλου ύψους, με αποτέλεσμα οι παραμορφώσεις σε περίπτωση αστοχίας να είναι αρκετά μεγάλες ώστε να θεωρηθεί μη γραμμική η συμπεριφορά του εδάφους. Για τον ίδιο λόγο αναπτύσσονται και αυξημένες παραμορφώσεις–καθιζήσεις στην επιφάνεια του αντιστηριζόμενου εδάφους με καταστροφικές συνέπειες για τις κατασκευές που βρίσκονται στα ανάντη.



Εικόνα 1.3: Τρία διαφορετικά είδη τοίχων αντιστήριξης(πηγή ΚΩΗ ΜΑΡΙΑ,ΛΙΒΑ ΒΑΣΙΛΙΚΗ , ΣΑΡΡΗ ΜΑΡΙΑ-ΕΥΛΑΜΠΙΑ – 2018)

Τοίχοι Πρόβολοι

Οι τοίχοι πρόβολοι έχουν μικρότερο όγκο (σε πάχος και σε ύψος) και μάζα. Χρησιμοποιούνται τόσο σε λιμενικά έργα (κρηπιδοτοίχοι) όσο και έργα οδοποιίας ή σήραγγες αλλά και σε περιπτώσεις προσωρινών έργων αντιστήριξης. Θεμελιώνονται είτε εγκιβωτισμένοι στη βάση τους, είτε με πεπλατυσμένη βάση. Επίσης, ενδέχεται να υπάρχουν ενδιάμεσες στηρίξεις καθ' ύψος όταν αυτοί εκτείνονται για αρκετά μέτρα (αντηρίδες, αγκυρώσεις). Έχουν σημαντικά μικρότερη ακαμψία και συνεπώς αρκετά μικρές διατομές συγκριτικά με τους τοίχους βαρύτητας. Καταπονούνται κυρίως σε κάμψη αλλά και σε περιστροφή και ολίσθηση αναλόγως τον τρόπο θεμελίωσής τους. Οι παραμορφώσεις τους συνήθως είναι μεγαλύτερες σχετικά με αυτές των τοίχων βαρύτητας και έχουν ως αποτέλεσμα την ανελαστική συμπεριφορά έως και την πλήρη πλαστικοποίηση του αντιστηριζόμενου εδάφους. (ΚΩΗ ΜΑΡΙΑ,ΛΙΒΑ ΒΑΣΙΛΙΚΗ , ΣΑΡΡΗ ΜΑΡΙΑ-ΕΥΛΑΜΠΙΑ – 2018)

Αγκυρωμένοι Τοίχοι

Γενικά ως αγκύρια θεωρούνται οι γραμμικοί μεταλλικοί ή μη φορείς ικανοί σε εφελκυσμό, οι οποίοι τοποθετούνται μέσα στο έδαφος και αποσκοπούν στην παραλαβή κυρίως αξονικών δυνάμεων. Σκοπός τους είναι να μεταφέρουν εφελκυστικά φορτία στα γαιώδη ή βραχώδη εδάφη ώστε να επιτύχουν την εσωτερική στήριξη ή ενίσχυση αυτών. Οι αγκυρωμένοι τοίχοι έχουν την δυνατότητα να κατασκευαστούν σε διαφορετικά είδη τοίχων και προσδίδουν πρόσθετη αντοχή με την χρήση καλωδίων ή άλλων παραστάσεων που είναι αγκυρωμένες στο βράχο ή στο έδαφος πίσω από αυτό. Η συγκεκριμένη μέθοδος είναι πολύ χρήσιμη όταν αναμένονται υψηλά φορτία ή σε περιπτώσεις που το ίδιο το τοίχωμα είναι αρκετά λεπτό (ΚΩΗ ΜΑΡΙΑ, ΛΙΒΑ ΒΑΣΙΛΙΚΗ, ΣΑΡΡΗ ΜΑΡΙΑ-ΕΥΛΑΜΠΙΑ – 2018).

Εικόνα 1.4: Παράδειγμα αγκυρωμένου τοίχου(πηγή ΚΩΗ ΜΑΡΙΑ,ΛΙΒΑ ΒΑΣΙΛΙΚΗ , ΣΑΡΡΗ ΜΑΡΙΑ-ΕΥΛΑΜΠΙΑ – 2018)

Τοίχοι Υπογείων

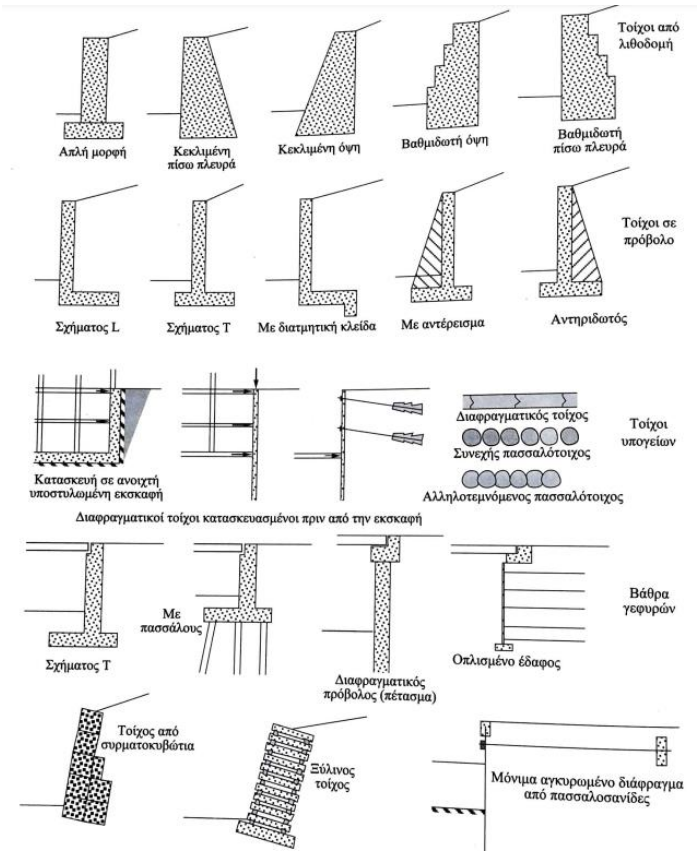
Οι τοίχοι των υπογείων περιορίζονται σχετικά με την μετακίνηση τους από την πάκτωση στο έδαφος, την πλάκα της βάσης, την οροφή του υπογείου και πιθανόν και από εξωτερικά αγκύρια. Τα εξωτερικά αγκύρια χρησιμοποιούνται κυρίως για προσωρινή στήριξη κατά την διάρκεια της κατασκευής (όπως και οι αντηρίδες), ενώ την μόνιμη στήριξη παρέχει η μεταγενέστερη πλάκα του υπογείου και τα δάπεδα. Οι εδαφικές μετακινήσεις γύρω από τα βαθιά υπόγεια λόγω της αφαίρεσης των κατακόρυφων και οριζόντιων τάσεων πρέπει να ελαχιστοποιούνται, ειδικά αν υπάρχουν γειτονικές κατασκευές. Η μέθοδος κατασκευής από επάνω προς τα κάτω (top-down method-IStructE, 1975) έχει στόχο να εξασφαλίσει ελάχιστες εδαφικές μετακινήσεις.

Βάθρα Υπογείων

Οι περισσότεροι τύποι βάθρων γεφυρών παρουσιάζονται στην εικόνα 1.5. Οι συγκεκριμένοι τοίχοι εξασφαλίζουν στήριξη στο έδαφος που συγκρατούν και λειτουργούν ως θεμέλια του καταστρώματος της γέφυρας. Σχεδιάζονται ώστε να διασφαλίζουν ανεκτές καθιζήσεις για το κατάστρωμα της γέφυρας καθώς και τις κανονικές συνθήκες ευστάθειας. Η οριζόντια προς τα έξω μετακίνηση και η στροφή πρέπει να είναι ελάχιστες ώστε να εξασφαλίζεται η σωστή λειτουργία των εδράνων του καταστρώματος (Graham Barnes Εδαφομηχανική -Αρχές και Εφαρμογές, 2010).

Συρματοκιβώτια και Ξύλινοι Τοίχοι

Τα συρματοκιβώτια μπορούν να ενσωματωθούν αρμονικά στο περιβάλλον καθώς μοιάζουν με ξερολιθιές και οι ξύλινοι τοίχοι μπορούν να έχουν καλύτερο αισθητικό αποτέλεσμα και να διευκολύνουν την ανάπτυξη φυτών. Και οι δύο τύποι έχουν υψηλή διαπερατότητα και έτσι συνήθως δεν απαιτείται πρόσθετη αποστράγγιση . Είναι πολύ εύκαμπτοι , ειδικά από τα συρματοκιβώτια, και συνήθως χρειάζονται μόνο υποτυπώδη θεμελίωση. Έχουν την δυνατότητα να υπομείνουν μεγάλες καθιζήσεις, γεγονός που τους καθιστά κατάλληλους για συμπιεστά εδάφη. Η αντοχή των δύο αυτών τοίχων βασίζεται στην αλληλεπίδραση των εφελκυστικών ιδιοτήτων του συρμάτινου πλέγματος ή του χαλύβδινου κλωβού και του τρόπου σύνδεσης των ξύλων, τα οποία συνδυάζονται με την θλιπτική και την διατμητική αντοχή των λίθων που περιέχουν. Απαιτούν το έδαφος που συγκρατούν να έχει σε κάποιο βαθμό την δυνατότητα αυτοστήριξης στη διάρκεια της κατασκευής. Χρησιμοποιούνται για πρόσθετη στήριξη σε απότομα ορύγματα και φυσικά πρανή καθώς και σε όχθες ποταμών. Το κυριότερο μειονέκτημα τους είναι η ευαισθησία τους στην διάβρωση και την φθορά.



Εικόνα 1.5: Τυπικές κατασκευές αντιστήριξης(πηγή Graham Barnes Εδαφομηχανική: Αρχές και Εφαρμογές-2010)

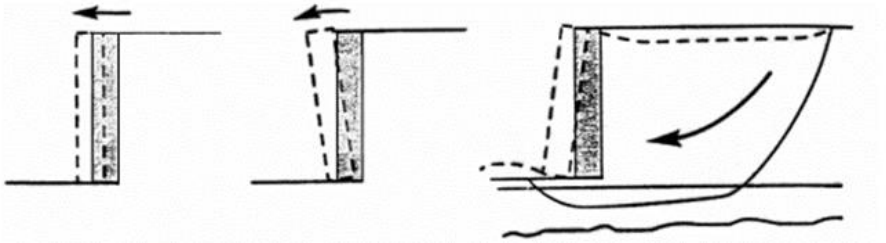
1.1.3 Μορφές Αστοχίας Τοίχων Αντιστήριξης

Κατά τη μελέτη ενός τοίχου αντιστήριξης είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός της αστοχίας του, καθώς επίσης και των πιθανών τρόπων με τους οποίους θα πραγματοποιηθεί. Γενικά, σε ένα τοίχο αντιστήριξης υπό στατικές συνθήκες φόρτισης δρουν δυνάμεις οι οποίες σχετίζονται με το ίδιο βάρος του τοίχου, παθητικές και ενεργητικές ωθήσεις γαιών, υδροστατικές δυνάμεις και εξωτερικές δυνάμεις δηλαδή επιφορτίσεις όπως: ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία, σημειακά φορτία, κλπ. Ο σωστός σχεδιασμός του τοίχου εξασφαλίζει την ισορροπία αυτών των δυνάμεων χωρίς ο τοίχος να επιβάλλει στο έδαφος διατμητικές τάσεις που να υπερβαίνουν τη διατμητική αντοχή του αντιστηριζόμενου υλικού. Ωστόσο, κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αυτές οι συνθήκες ισορροπίας είναι δυνατόν να «παραβιαστούν» από τις αδρανειακές δυνάμεις και τις μεταβολές στην αντοχή του εδάφους με αποτέλεσμα την πρόκληση μόνιμων παραμορφώσεων στον τοίχο (Kramer 1996).

1.1.3.1 Μορφές Αστοχίας Άκαμπτων Τοίχων Βαρύτητας

Η ευστάθεια ενός τοίχου βαρύτητας είναι εξασφαλισμένη όταν (βλ. Εικόνα 1.6):

- Δεν υπάρχει κίνδυνος αστοχίας λόγω ολίσθησης του τοίχου.
- Δεν υπάρχει κίνδυνος αστοχίας λόγω ανατροπής του τοίχου.
- Δεν υπάρχει κίνδυνος αστοχίας λόγω ολικής αστάθειας (του αντιστηριζόμενου εδάφους και του εδάφους θεμελίωσης).



Εικόνα 1.6: Τυπικές μορφές αστοχίας τοίχου βαρύτητας, (1) ολίσθηση, (2) ανατροπή και (3) ολική αστάθεια (Kramer 1996)

Ένα τοίχος βαρύτητας ολισθαίνει πάνω στην επιφάνεια επαφής του με το έδαφος θεμελίωσης όταν δεν πληρούνται οι συνθήκες ισορροπίας των οριζοντίων δυνάμεων. Για να μην ολισθήσει ο τοίχος πρέπει να ικανοποιείται η συνθήκη:

$$V_o = \frac{v_f}{E} \geq 1{,}5$$

όπου: V_o είναι ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης, Ε είναι η συνισταμένη δύναμη των πλευρικών ωθήσεων και V_f είναι η διαθέσιμη αντίσταση μέσω τριβής στη βάση του τοίχου.

Ένας τοίχος βαρύτητας ανατρέπεται δηλαδή περιστρέφεται γύρω από έναν άξονα κάθετο στο επίπεδο της κατακόρυφης τομής του τοίχου όταν δεν ικανοποιείται η ισορροπία ροπών. Για να μην ανατραπεί ο τοίχος πρέπει να ισχύει η σχέση:

$$V_a = \frac{M_\varepsilon}{M_\alpha} \geq 1{,}5$$

όπου: V_a είναι ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ανατροπής, M_ε είναι η ροπή ευστάθειας, M_α είναι η ροπή ανατροπής. Η περίπτωση αυτή περιλαμβάνει και την υπέρβαση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους θεμελιώσεως. Όσον αφορά την αντοχή του εδάφους θεμελίωσης, η ευστάθεια του τοίχου είναι εξασφαλισμένη όταν:

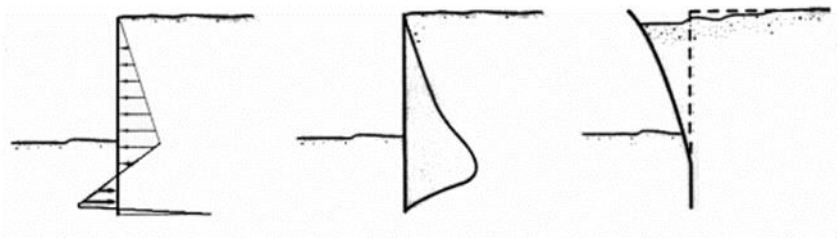
$$\sigma_{1,2} \leq \sigma_{\varepsilon\pi}$$

όπου: $\sigma_{1,2}$ είναι οι τάσεις που αναπτύσσονται στα άκρα της βάσης του τοίχου και $\sigma_{\varepsilon\pi}$ είναι η επιτρεπόμενη τάση του εδάφους.

1.1.3.2 Μορφές Αστοχίας Εύκαμπτων Τοίχων

Η ευστάθεια ενός εύκαμπτου τοίχου είναι εξασφαλισμένη όταν (βλ. Εικόνα 1.7):

- Δεν υπάρχει κίνδυνος λόγω των μηχανισμών αστοχίας που ισχύουν και για τους τοίχους βαρύτητας.
- Δεν υπάρχει κίνδυνος λόγω των μηχανισμών καμπτικής αστοχίας.



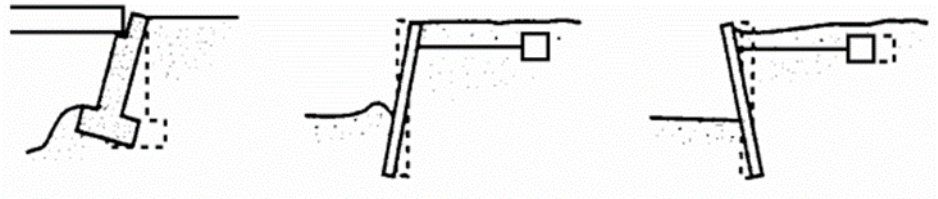
Εικόνα 1.7: (1) Εδαφικές ωθήσεις (2) Καμπτικές Ροπές (3) Μηχανισμός καμπτικής αστοχίας (Kramer 1996)

Ένας τοίχος πρόβολος αστοχεί σε κάμψη όταν οι απαιτούμενες για την ισορροπία καμπτικές ροπές υπερβούν την καμπτική αντοχή του. Οι εδαφικές ωθήσεις που δέχονται οι τοίχοι-πρόβολοι και οι καμπτικές ροπές που αναπτύσσονται εξαιτίας τους εξαρτώνται από τη γεωμετρία, τη δυσκαμψία και την αντοχή του συστήματος τοίχου–εδάφους.

1.1.3.3 Μορφές Αστοχίας «Δεσμευμένων» Τοίχων

Η ευστάθεια ενός «δεσμευμένου», δηλαδή είτε αγκυρωμένου τοίχου είτε ακρόβαθρου ή τοίχου υπογείου, είναι εξασφαλισμένη όταν (βλ. Εικόνα 1.8):

- Δεν υπάρχει κίνδυνος αστοχίας λόγω ανατροπής του τοίχου.
- Δεν υπάρχει κίνδυνος αστοχίας λόγω ολικής αστάθειας.
- Δεν υπάρχει κίνδυνος λόγω μηχανισμών καμπτικής αστοχίας. − Δεν υπάρχει κίνδυνος λόγω αστοχίας των αγκυρίων.



Εικόνα 1.8: Μορφές αστοχίας "δεσμευμένων" τοίχων: (1) στροφή ακρόβαθρου γέφυρας περί την κορυφή (2) ανεπάρκεια παθητικής αντίστασης στον πόδα αγκυρωμένου τοίχου (3) αστοχία αγκυρίου (Kramer 1996)

Ένας αγκυρωμένος τοίχος ανατρέπεται δηλαδή περιστρέφεται γύρω από το σημείο εφαρμογής του όποιου περιορισμού μετακίνησης. Έτσι λχ. οι τοίχοι των υπογείων ή τα ακρόβαθρα των γεφυρών περιστρέφονται γύρω από την κορυφή τους (Εικόνα 1.8-περίπτωση(1)), ενώ αντίθετα περιστροφή γύρω από τον πόδα του αγκυρωμένου τοίχου μπορεί να παρατηρηθεί όταν υπάρχει έλλειψη παθητικής αντίστασης λόγω περιορισμένου και ανεπαρκούς βάθους έμπηξης (Εικόνα 1.8-περίπτωση(2)). Ένας αγκυρωμένος τοίχος υπόκειται κυρίως σε καμπτική καταπόνηση, όπως και ένας τοίχος - πρόβολος, όμως η εμφάνιση των μέγιστων καμπτικών ροπών γίνεται σε διαφορετικό σημείο. Γενικά ισχύει η αρχή: οι ωθήσεις μεταφέρονται από θέσεις όπου το μέτωπο εμφανίζεται εύκαμπτο σε θέσεις όπου είναι δύσκαμπτο και ανυποχώρητο, όπως στις περιοχές των στηριγμάτων. Αστοχία των μελών της αγκύρωσης έχει ως αποτέλεσμα είτε την εξόλκευση του αγκυρίου, είτε την θραύση του αγκυρίου (Βαΐα Σ. Αβρανά 2006).

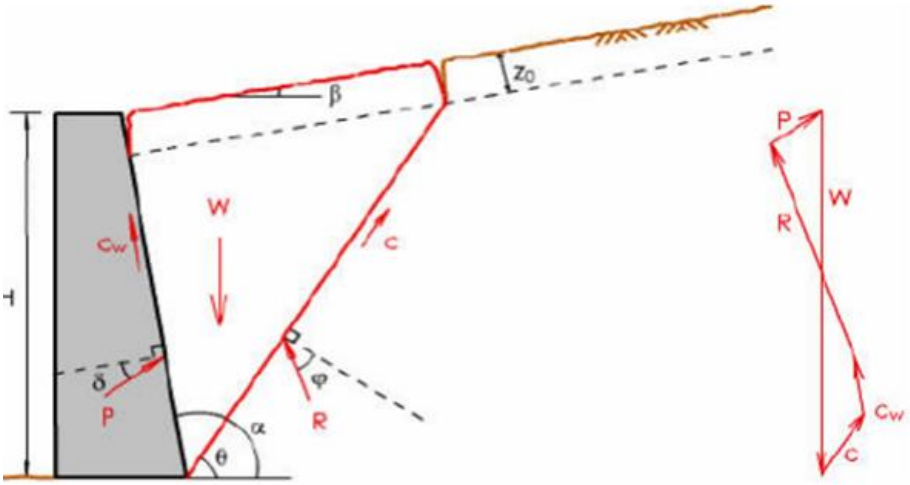
1.2 Στατικές Εδαφικές Ωθήσεις

Βασικό στοιχείο του σχεδιασμού των συμβατικών τοίχων αντιστήριξης έναντι βαρυτικών και σεισμικών φορτίων παραμένει διαχρονικά ο προσδιορισμός των εδαφικών ωθήσεων. Η σημασία των απλοποιημένων ψευδοστατικών μεθόδων δεν έχει καθόλου υποβαθμιστεί με την εμφάνιση των σύγχρονων αντιλήψεων σχεδιασμού (επιτρεπόμενες μετακινήσεις, επιτελεστικότητα), καθώς και στις σύγχρονες μεθόδους είναι απαραίτητη η πρόβλεψη του φορτίου διαρροής και της αντίστοιχης κρίσιμης επιτάχυνσης πάνω από την οποία αναπτύσσονται οι μόνιμες μετακινήσεις.

Η ανάγκη για ασφαλείς, πλην όμως οικονομικές κατασκευές αντιστήριξης, επιβάλλει τον ακριβέστερο δυνατό υπολογισμό των δράσεων σχεδιασμού. Υπό αυτό το πρίσμα, έχει αρχίσει να αμφισβητείται η καταλληλότητα των δημοφιλών κλασικών εξισώσεων των Coulomb (1776) και Mononobe – Okabe για τον υπολογισμό βαρυτικών και σεισμικών εδαφικών ωθήσεων γαιών. Τα τελευταία χρόνια έχει αναπτυχθεί πληθώρα λύσεων άνω ορίου, με βελτιωμένους μηχανισμούς αστοχίας, οι οποίες βελτιώνουν την ακρίβεια των προβλέψεων των κλασικών λύσεων, όμως δεν οδηγούν σε κλειστές μαθηματικές εκφράσεις, αλλά σε πολυπαραμετρικές εξισώσεις που απαιτούν αριθμητική βελτιστοποίηση.

Ένα από τα σημαντικότερα τμήματα μελέτης και σχεδιασμού μιας κατασκευής αντιστήριξης είναι οι εδαφικές ωθήσεις και ο υπολογισμός τους, ο οποίος προσδίδει στον μελετητή την δυνατότητα να σχεδιάσει και να διαστασιολογήσει ορθά μία κατασκευή αντιστήριξης ώστε να αποφύγει τυχόν αστοχίες.(Κίτσης Βασίλειος 2014). Από τα τέλη του 18ου αιώνα ο Coulomb (1776) είχε μελετήσει τα πρώτα προσομοιώματα για τον αναλυτικό υπολογισμό των στατικών εδαφικών ωθήσεων για τοίχο αντιστήριξης. Εν συνεχεία, αναπτύχθηκαν παραπλήσιες λύσεις από τον Rankine (1857) αλλά και πλήθος γραφικών μεθόδων υπολογισμού όπως η μέθοδος Culmann (1866). (Κουτσαντωνάκης Χρήστος 2019)

Η μέθοδος Coulomb (1776), εξετάζει την κινηματική ισορροπία ενός εδαφικού όγκου πίσω από μία κατασκευή αντιστήριξης. Κάνοντας την παραδοχή επίπεδης επιφάνειας αστοχίας. Η μέθοδος βασίζεται στη εύρεση ενός κρίσιμου εδαφικού πρίσματος για το οποίο εξετάζεται η οριακή ισορροπία κατά την αστοχία. Αναφέρεται όπως και η μέθοδος του Rankine, σε δισδιάστατες καταστάσεις επίπεδης παραμόρφωσης. Θεωρεί ότι το έδαφος είναι ισότροπο και ομογενές και χρησιμοποιεί το ομώνυμο κριτήριο θραύσης .Όμως ο υπολογισμός των ωθήσεων ακολουθεί διαφορετική πορεία. Συγκεκριμένα η μέθοδος όπως φαίνεται στην εικόνα 1.9 δέχεται ότι το έδαφος θραύεται κατά μήκος του επιπέδου (που ορίζεται από τη διεπιφάνεια μετώπου-εδάφους και από την ελεύθερη επιφάνειας, κόκκινου χρώματος). (Κακογιάννου Ευανθία 2011)



Εικόνα 1.9: Μέθοδος Coulomb -ενεργός κατάσταση (πηγή Κακογιάννου Ευανθία 2011)

Οι βασικές παραδοχές που διέπουν τη θεωρία του Coulomb είναι οι εξής:

- Το έδαφος είναι ομοιογενές και ισότροπο.
- Η επιφάνεια θραύσης είναι επίπεδη.
- Το ολισθαίνον πρίσμα των γαιών είναι απαραμόρφωτο.
- Οι δυνάμεις τριβής κατανέμονται ομοιόμορφα κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης.
- Η επιφάνεια του τοίχου είναι τραχεία. Αυτό σημαίνει ότι μεταξύ τοίχου και εδάφους αναπτύσσονται δυνάμεις τριβής, με γωνία δ όπου δ είναι η γωνία που σχηματίζει η ενεργός ώθηση Εα με την κάθετη στην εσωτερική παρειά του τοίχου και φ η γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους.

Η μέθοδος Mononobe–Okabe (εν συντομία M–O) αναπτύχθηκε ανεξάρτητα και σχεδόν ταυτόχρονα από τους Okabe (1926) και Mononobe & Matsuo (1929) και αποτελεί μια επέκταση της θεωρίας Coulomb (1776) που αναφέρθηκε προηγουμένως. Η μέθοδος M-O προϋποθέτει τις εξής παραδοχές :

- Απαιτείται η επαρκής μετατόπιση του τοίχου ώστε να αναπτυχθεί πλήρως η διατμητική αντοχή του εδάφους καθ’ όλο το μήκος της επιφάνειας αστοχίας.

- Η μέθοδος υπολογίζει τις ωθήσεις στον τοίχο κατά το ισορροπούν σύστημα, ελάχιστο χρονικό διάστημα πριν επέλθει η αστοχία και αφού έχει αναπτυχθεί πλήρως η διατμητική αντοχή του μέσου, συνυπολογίζει δε και τις δυνάμεις βαρύτητας.
- Υιοθετείται πλήρως η θεωρία Coulomb (1776), δηλαδή , ότι η αστοχία του εδαφικού μέσου αναπτύσσεται κατά μήκος ενός επιπέδου που διέρχεται από τον πόδα του τοίχου και σχηματίζει γωνία α_{AE} με την οριζόντια διεύθυνση.
- Οι σεισμικές ωθήσεις υπολογίζονται μέσω ισοδύναμης στατικής δύναμης, οριζόντιας (*Nh*) και κατακόρυφης (*Nv*) συνιστώσας, οι οποίες εφαρμόζονται στο κέντρο βάρους της σφήνας και είναι προϊόν εφαρμογής ομοιόμορφων επιταχύνσεων σε όλο τον όγκο του εδάφους.
- Ως κριτήριο αστοχίας του εδαφικού υλικού θεωρείται αυτό των Mohr–Coulomb, για ξηρό ειδικό βάρος, μη συνεκτικό, ισότροπο και ομοιογενές εδαφικό υλικό με σταθερή εσωτερική γωνία τριβής σε όλο τον όγκο του.

Η μεθοδολογία των M–O καταλήγει σε υπολογισμό της συνολικής ώθησης που εφαρμόζεται στον τοίχο, δίχως τον προσδιορισμό του σημείου εφαρμογής της, ούτε της κατανομής των τάσεων στον τοίχο. Η παραπάνω αδυναμία προσπερνάται θεωρώντας γραμμικό προφίλ εδαφικών ωθήσεων με μηδενική τάση στην ελεύθερη επιφάνεια και κατά συνέπεια, το ύψος εφαρμογής της συνισταμένης δύναμης βρίσκεται στο 1/3 του ύψους του τοίχου από τον πόδα του. Μερικά χρόνια αργότερα οι Seed & Whitman (1970) έδειξαν πως το ύψος εφαρμογής βρίσκεται περίπου στο 60% του ύψους του τοίχου, κάτι που έχει επιβεβαιωθεί από πειραματικά αποτελέσματα.

1.3 Σεισμικές Εδαφικές Ωθήσεις

Οι μέθοδοι που έχουν αναπτυχθεί έως τις μέρες μας μπορούν να διαχωριστούν σε δύο βασικές ομάδες, των ενδόσιμων τοίχων αντιστήριξης και των μη ενδόσιμων. Βασικά χαρακτηριστικά για την ενδοσιμότητα των κατασκευών είναι ο όγκος, η ευκαμψία, η στατική λειτουργία και οι τρόποι στήριξής τους.

Ως ενδόσιμοι τοίχοι χαρακτηρίζονται όσοι μπορούν να αναπτύξουν επαρκή παραμόρφωση (μετατόπιση ή στροφή) ώστε να εξαντληθεί η διατμητική αντοχή του αντιστηριζόμενου εδάφους και συνεπώς να υπάρξει τουλάχιστον μια περιβάλλουσα αστοχίας. Το μεγαλύτερο ποσοστό των μεθόδων υπολογισμού ωθήσεων σε ενδόσιμους τοίχους ανήκουν στις λεγόμενες ψευδοστατικές μεθόδους. Θεωρούν, δηλαδή, πως η πραγματική σεισμική καταπόνηση προσομοιώνεται μέσω μιας ομοιόμορφης στατικής επιτάχυνσης (οριζόντιας αλλά και κατακόρυφης συνιστώσας) η οποία εφαρμόζεται σε ένα πρίσμα αστοχίας (είτε στην κλασική σφήνα της θεωρίας Coulomb (1776), είτε για μια οποιαδήποτε μορφή καμπύλης της περιβάλλουσας αστοχίας). Για την ισχύ της τελευταίας προϋπόθεσης απαιτείται, όπως προαναφέρθηκε, η πλήρης ανάπτυξη της διατμητικής αντοχής του εδάφους και ταυτόχρονα η επαρκής παραμόρφωσή του (μετατόπιση ή στροφή). Τέλος, είναι αρκετά σύνηθες στις μεθόδους αυτές να μην λαμβάνεται υπόψη η αποκόλληση του εδάφους σε οποιοδήποτε σημείο του τοίχου. Τονίζεται πως η ενδοσιμότητα του τοίχου λαμβάνεται μόνο ως προς την ολίσθηση ή

στροφή του ως στερεό σώμα, αναφορικά με το έδαφος θεμελίωσης, ενώ αγνοείται πλήρως η ευκαμψία της κατασκευής. (Κουτσαντωνάκης Χρήστος 2019)

Ως προς την ικανότητα της μεθόδου Μ–Ο να υπολογίσει τις σεισμικές ωθήσεις σε περίπτωση κορεσμένου εδάφους και ειδικά για εδάφη που εμφανίζουν σημαντική μείωση της αντοχής τους κατά τη διάρκεια σεισμού (ρευστοποιήσιμα εδάφη), οι απόψεις πολλών ερευνητών διίστανται. Αρκετοί υποστηρίζουν πως η μέθοδος είναι ακατάλληλη κυρίως για ρευστοποιήσιμα εδάφη αλλά μπορεί να δώσει μια αρκετά καλή προσέγγιση για περιπτώσεις όπου το νερό εκτελεί παλινδρομική κίνηση μαζί με το έδαφος, ως ένα ενιαίο σώμα, δίχως διαφυγή από τους πόρους και ανάπτυξη σημαντικών πιέσεων.

Οι κλασικές λύσεις των Coulomb και Mononobe-Okabe χρησιμοποιούνται ευρύτατα στον υπολογισμό εδαφικών ωθήσεων για βαρυτικά και σεισμικά φορτία αντίστοιχα. Είναι γνωστό ότι και οι δύο λύσεις εμπίπτουν στη κατηγορία των κινηματικών μεθόδων της οριακής ανάλυσης, οι οποίες είναι εγγενώς μη-ασφαλείς, δηλαδή υποεκτιμούν τις ενεργητικές ωθήσεις και υπερεκτιμούν τις παθητικές. Οι μέθοδοι αυτές βασίζονται σε κινηματικώς αποδεκτούς μηχανισμούς αστοχίας σε συνδυασμό με ένα κριτήριο αστοχίας και ένα νόμο πλαστικής ροής στις επιφάνειες διαρροής. Αντιθέτως, οι τάσεις στο εδαφικό μέσο δεν εξετάζονται και, συνεπώς, οι εξισώσεις ισορροπίας γενικώς δεν ικανοποιούνται.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2ο

Υδροστατικές και Υδροδυναμικές Ωθήσεις

2.1 Εισαγωγή

Η ύλη συναντάται σε τρείς μορφές , την στερεή , την υγρή και την αέρια. Η διαφορά των μορφών αυτών είναι ως προς την μοριακή δομή και το μέγεθος των διαμοριακών δυνάμεων συνοχής. Τα στερεά παρουσιάζουν σταθερότητα δομής κατά συνέπεια ορισμένο όγκο και σχήμα ενώ η δομή των υγρών και των αερίων είναι χαλαρότερη και δεν μπορούν να διατηρήσουν σταθερό σχήμα όταν υφίστανται την επίδραση κατάλληλων εξωτερικών δυνάμεων. Βασικό χαρακτηριστικό των ρευστών είναι ότι «ρέουν», δηλαδή παραμορφώνονται συνεχώς υπό την επίδραση εφαπτομενικής δύναμης (διατμητικής τάσης) ανεξάρτητα από το μέγεθος αυτής.

Τα υγρά παρουσιάζουν σημαντική δυσκολία στη μεταβολή του όγκου τους δηλαδή είναι σχεδόν ασυμπίεστα. Λαμβάνουν το σχήμα του δοχείου στο οποίο βρίσκονται αλλά διατηρούν κατά προσέγγιση σταθερό όγκο και παρουσιάζουν ελεύθερη επιφάνεια. Οι δυνάμεις που ασκούνται στα υγρά εξαρτώνται από το περιβάλλον. Αντίθετα τα αέρια δεν παρουσιάζουν ελεύθερη επιφάνεια και μπορούν να βρίσκονται σε ισορροπία μόνο μέσα σε κλειστά δοχεία.

«Ρευστό σωματίδιο καλείται ο μικρότερος όγκος ρευστού που περιέχει ικανό πλήθος μορίων ώστε να επιτρέπει τη στατιστική ερμηνεία της συμπεριφοράς τους». Ένα mm^3 αερίου (υπό κανονικές συνθήκες πίεσης και θερμοκρασίας) περιέχει περίπου 1016 μόρια, ενώ ένα mm^3 υγρού πολύ περισσότερα. Συμπερασματικά οι διαστάσεις του ρευστού σωματιδίου μπορούν να θεωρηθούν απειροστές. Έτσι , σε κάθε σημείο του χώρου και σε κάθε χρονική στιγμή βρίσκεται ένα ρευστό σωματίδιο και οι ιδιότητες του σωματιδίου θεωρούνται και ως ιδιότητες του ρευστού στο αντίστοιχο σημείο (x, y, z, t). Προκύπτει έτσι η έννοια του ρευστού ως συνεχούς μέσου , του οποίου οι ιδιότητες είναι συνεχείς συναρτήσεις του χώρου και του χρόνου και οι μεταβολές τους εξαρτώνται από την κίνηση και τις ιδιότητες των επιμέρους ρευστών σωματιδίων (Γ.Νουτσόπουλος-Γ.Χριστοδούλου «Μαθήματα Μηχανικής των Ρευστών»).

2.2 Υδροστατικές Ωθήσεις

Υδροστατική είναι ο κλάδος που μελετά τα ρευστά που βρίσκονται σε ισορροπία. Ο όγκος των ρευστών ισορροπεί όταν βρίσκεται σε ηρεμία , δηλαδή όταν η συνισταμένη όλων των δυνάμεων που ασκούνται σε αυτή είναι μηδενική. Σε έναν όγκο ρευστού μπορούν να ασκούνται οι εξής δυνάμεις:

- Καθολικές δυνάμεις οι οποίες ασκούνται σε κάθε απειροστό στοιχείο του ρευστού και προέρχονται από το πεδίο βαρύτητας , φυγόκεντρο πεδίο δυνάμεων κ.α.
- Επιφανειακές δυνάμεις οι οποίες ασκούνται στην επιφάνεια που διαχωρίζει το θεωρούμενο τμήμα του ρευστού από το υπόλοιπο (περιβάλλον) ρευστό.
- Γραμμικές δυνάμεις οι οποίες προκαλούνται από την επιφανειακή τάση στα όρια μεταξύ υγρού και αερίου ή μεταξύ δύο μη μιγνυομένων υγρών.
- Αντιδράσεις αερίων.

Το κύριο χαρακτηριστικό της ισορροπίας των ρευστών είναι η απουσία των διατμητικών (εφαπτομενικών) δυνάμεων. Η απουσία των διατμητικών δυνάμεων έχει σαν αποτέλεσμα στο κάθε στοιχείο του ισορροπούντος ρευστού οι επενεργούσες επιφανειακές δυνάμεις να είναι πάντοτε κάθετες προς στην αντίστοιχη επιφάνεια. Εξ άλλου από τον ορισμό της συνεκτικότητας προκύπτει ότι η απουσία διατμητικών τάσεων συνεπάγεται και την έλλειψη κλίσεων ταχύτητας μέσα σε ισορροπούν ρευστό. Η έννοια της ισορροπίας επεκτείνεται στην περίπτωση απουσίας σχετικής κίνησης των διάφορων στοιχείων του ρευστού μεταξύ τους και ως προς τα στερεά όρια που το περικλείουν. Πιο συγκεκριμένα , η γενίκευση της έννοιας της ισορροπίας των ρευστών δεν εφαρμόζεται μόνο σε ρευστά σε ηρεμία αλλά και σε ρευστά που κινούνται ως στερεά σώματα , δηλαδή όταν δεν υπάρχει παραμόρφωση σχήματος κατά την κίνηση τους. Τα παραπάνω συμβαίνουν στις περιπτώσεις όπου τα υγρά κινούνται μέσα σε δοχεία με σταθερή επιτάχυνση, επομένως το υγρό βρίσκεται σε σχετική ηρεμία ως προς το δοχείο. Η επέκταση αυτή δικαιολογείται από το γεγονός ότι η απουσία παραμορφώσεων του ρευστού δείχνει ότι δεν αναπτύσσονται διατμητικές τάσεις (ή οι υπάρχουσες ισορροπούν μεταξύ τους) αφού διαφορετικά η παραμόρφωση θα ήταν αναπόφευκτη. Επομένως, σε αυτή την περίπτωση οι επιφανειακές δυνάμεις προέρχονται μόνον από ορθές τάσεις (δηλαδή πιέσεις) όπως και στην κατάσταση ηρεμίας. Για την μελέτη αυτών των προβλημάτων το ρευστό θεωρείται ότι ισορροπεί σε κινούμενο με την αντίστοιχη σταθερή επιτάχυνση σύστημα αναφοράς. Ως συνέπεια η διατύπωση των συνθηκών ισορροπίας προϋποθέτει την προσθήκη της αντίστοιχης αδρανειακής δύναμης (Γ.Νουτσόπουλος-Γ.Χριστοδούλου «Μαθήματα Μηχανικής των Ρευστών»).

2.3 Υδροδυναμικές Ωθήσεις

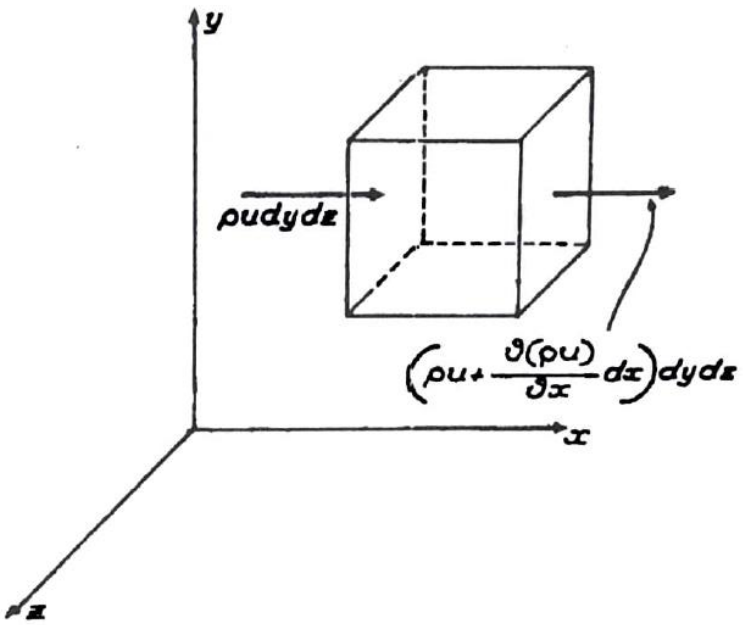
Η υδροδυναμική είναι ο κλάδος που μελετά τους νόμους που αφορούν την κίνηση ασυμπίεστων υγρών όπως την ροή των ρευστών, την ταχύτητα τους, την διεύθυνση των αγωγών ή των φλεβών, την παροχή τους, τις πιέσεις τους καθώς και την συμπεριφορά των σημάτων -κυρίως τις αντιστάσεις- που εμφανίζουν κατά την κίνηση τους μέσα στα υγρά.

Η υδροδυναμική βασίζεται σε δύο θεωρήματα:

- Της εξίσωσης της συνέχειας
- Της εξίσωσης του Bernoulli

Εξίσωση της συνέχειας

Η εξίσωση της συνέχειας είναι μία διαφορική εξίσωση που είναι άμεση συνέπεια της αρχής διατήρησης της ύλης και εκφράζει την αρχή διατήρησης της μάζας του ρευστού. Θεωρώντας ένα διαφορικό σταθερό όγκο αναφοράς μορφής ορθογωνίου παραλληλεπιπέδου με πλευρές dx, dy, dz όπως φαίνεται στην Εικόνα 2.1.



Εικόνα 2.1: Σταθερός όγκος με πλευρές dx,dy,dz (πηγή Γ.Νουτσόπουλος-Γ.Χριστοδούλου «Μαθήματα Μηχανικής των Ρευστών»)

Η μάζα του ρευστού δεν καταστρέφεται , ούτε δημιουργείται επομένως η ενδεχόμενη μεταβολή σε χρόνο Δt της μάζας (ρdU) που περιέχεται μέσα στον εικονιζόμενο όγκο θα πρέπει να ισούται με την συνολική εισροή μάζας από την επιφάνεια που περιβάλλει τον όγκο αναφοράς κατά το ίδιο χρονικό διάστημα. Σε συνδυασμό με τον ορισμό της εισροής δημιουργείται η παρακάτω εξίσωση (2.1) που αποτελεί ειδική περίπτωση του γενικότερου θεωρήματος μεταφοράς του Reynolds που διατυπώνεται για τυχόντα όγκο αναφοράς και τυχούσα ιδιότητα του ρευστού.

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho dU) = \Sigma\rho\vec{V}\, d\vec{E} \quad (2.1.)$$

Το δεύτερο σκέλος της εξίσωσης είναι το άθροισμα των εισροών από τις έξι έδρες του παραλληλεπιπέδου και υπολογίζεται:

- Καθαρή εισροή κατά τον άξονα x:

$$\rho u dy\, dz - \left[\rho u + \frac{\partial(\rho u)}{\partial x} dx\right] dy\, dz = -\frac{\partial}{\partial x}(\rho u)\, dU$$

- Καθαρή εισροή κατά τους άξονες y και z αντίστοιχα:

$$-\frac{\partial}{\partial x}(\rho v)\, dU \;\; \kappa\alpha\iota - \frac{\partial}{\partial z}(\rho w)\, dU$$

Επομένως:

$$\Sigma\rho(\overrightarrow{V}\, d\overrightarrow{E}) = -\left[\frac{\partial}{\partial x}(\rho u) + \frac{\partial}{\partial x}(\rho v) + \frac{\partial}{\partial z}(\rho w)\right] dU$$

Εισάγοντας την έκφραση αυτή στην εξίσωση (2.1) και υποθέτοντας ότι το dU είναι σταθερό και ανεξάρτητο του χρόνου προκύπτει η παρακάτω εξίσωση:

$$\frac{\partial\rho}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho w)}{\partial y} = 0 \quad (2.2)$$

Η εξίσωση (2.2) αποτελεί τη γενική εξίσωση της συνέχειας που ισχύει για κάθε ρευστό χωρίς κανένα περιορισμό, συνδέοντας τις μεταβολές των ταχυτήτων και της πυκνότητας αυτού.

Η εξίσωση της συνέχειας μπορεί να παραχθεί επίσης ακολουθώντας τη μέθοδο του ρευστού σωματιδίου. Αν λοιπόν θεωρήσουμε ρευστό σωματίδιο μορφής ορθογωνίου παραλληλεπιπέδου με όγκο dU=dx*dy*dz που κινείται μέσα στο πεδίο ροής, η αρχή διατήρησης της μάζας απαιτεί:

$$0 = \frac{D}{Dt}(dm) = \frac{D(\rho\, dU)}{Dt} = \rho\frac{D(dU)}{Dt} + dU\frac{D\rho}{Dt} \quad (2.3)$$

Η ολική παράγωγος D(dU)/Dt παριστάνει τη μεταβολή του όγκου dU σε χρόνο dt. Η μεταβολή αυτή μπορεί να εκφραστεί συναρτήσει των μεταβολών των γραμμικών διαστάσεων του παραλληλεπιπέδου. Αν = $\partial u\ /\ \partial x$ η ανά μονάδα μήκους ταχύτητα γραμμικής παραμόρφωσης της πλευράς dx , το μήκος αυτής μετά από χρόνο dt θα είναι $(1 + \varepsilon_x\, dt)dx$. Επομένως , η μεταβολή του όγκου dU θα είναι:

$$D(dU) = (1+ \varepsilon_x\, dt)dx(1+ \varepsilon_y\, dt)dy(1+ \varepsilon_z\, dt)dz - dxdydz$$

Με την ανάπτυξη του δεύτερου μέλους και αμελώντας τους όρους που περιέχουν διαφορικά ανώτερης τάξης θα προκύψει η παρακάτω εξίσωση:

$$D(dU) = (\varepsilon_x+\varepsilon_y+\varepsilon_z)\, dtdxdydz = (\varepsilon_x+\varepsilon_y+\varepsilon_z)dtdU$$

Με αντικατάσταση στην (2.3):

$$0=\rho(\varepsilon_x+\varepsilon_y+\varepsilon_z)+\frac{D\rho}{Dt}$$

ή

$$\frac{D\rho}{Dt}+\rho\left(\frac{\partial u}{\partial x}+\frac{\partial v}{\partial y}+\frac{\partial w}{\partial z}\right)=0 \quad (2.4)$$

Όμως η ολική παράγωγος $\frac{D\rho}{Dt}$ αναλύεται ως εξής:

$$\frac{D\rho}{Dt}+\left(\frac{\partial \rho}{\partial t}+u\frac{\partial \rho}{\partial x}+v\frac{\partial \rho}{\partial y}+w\frac{\partial \rho}{\partial z}\right) \quad (2.5)$$

Στην συνέχεια πραγματοποιώντας πράξεις στην (3.4.) καταλήγουμε στην παρακάτω μορφή:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t}+\frac{\partial(\rho u)}{\partial x}+\frac{\partial(\rho v)}{\partial y}+\frac{\partial(\rho w)}{\partial z}=0$$

Δηλαδή στην γενική εξίσωση της συνέχειας όπως διατυπώθηκε στην εξίσωση (2.2)

Παρατηρήσεις:

- Η ορθή εφαρμογή των δύο μεθόδων οδηγεί στο ίδιο αποτέλεσμα
- Η εξίσωση (2.5.) αποτελεί μια ισοδύναμη εναλλακτική διατύπωση της εξίσωσης της συνέχειας

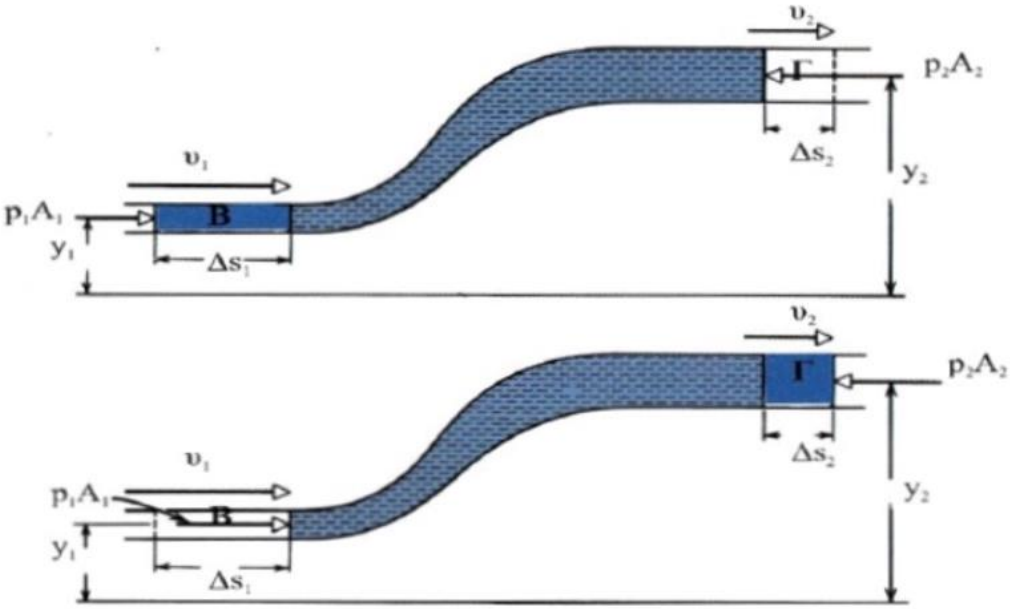
Εξίσωση Bernoulli

Η εξίσωση ή αλλιώς θεώρημα του Bernoulli που καλείται και Θεμελιώδες Θεώρημα της Υδροδυναμικής, ταυτίζεται με την αρχή διατήρησης της ενέργειας και φυσικά αφορά τα υγρά. Ο πρώτος που διατύπωσε το θεώρημα ήταν ο Ελβετός φυσικός Daniel Bernoulli για αυτό και το όνομα δόθηκε προς τιμήν του. Σε μια πολύ απλή μορφή του ο νόμος καθορίζει την πίεση που επικρατεί μέσα στα υγρά, όταν αυτά κινούνται. Από την καθημερινή μας εμπειρία γνωρίζουμε ότι η πίεση ενός ρευστού που ρέει μέσα σε ένα σωλήνα είναι, εν γένει, διαφορετική ανάμεσα σε δύο σημεία που έχουν υψομετρική διαφορά. Σε ένα σωλήνα που η διατομή του δεν είναι παντού ίδια, η ταχύτητα του υγρού μεταβάλλεται (εξίσωση της συνέχειας). Δηλαδή μια μικρή μάζα Am του υγρού σε άλλες περιοχές του σωλήνα επιταχύνεται και σε άλλες επιβραδύνεται. Στις περιπτώσεις αυτές η συνολική δύναμη που δέχεται αυτή η μάζα από το περιβάλλον υγρό δεν είναι μηδενική και κατά συνέπεια η πίεση δε μπορεί να είναι ίδια σε όλες τις περιοχές του σωλήνα.

Το 1738 ο Ελβετός Daniel Bernoulli βρήκε μια σχέση που συνδέει την πίεση με την ταχύτητα και με το ύψος.

Έστω ότι έχουμε ένα σωλήνα μεταβλητής διατομής μέσα στον οποίο ρέει ένα ασυμπίεστο ρευστό (Εικόνα 2.2). Θα εξετάσουμε την πίεση σε δύο σημεία Β, Γ, του σωλήνα. Το σημείο Β βρίσκεται σε ύψος y_1 από το έδαφος και ο σωλήνας έχει στην περιοχή του Β διατομή A_1. Η πίεση του ρευστού στο Β είναι p_1. Το σημείο Γ βρίσκεται

σε ύψος y_2 από το έδαφος, η διατομή του σωλήνα εκεί είναι A_2 και η πίεση p_2. Αν θεωρήσουμε σαν σύστημα το ρευστό από το Β μέχρι το Γ, βλέπουμε ότι δέχεται από το υπόλοιπο ρευστό μια δύναμη p_1A_1 στην περιοχή του Β και μια δύναμη, την p_2A_2 στην περιοχή του Γ, με φορά αντίθετη με τη φορά της p_1A_1. Σε ένα πολύ μικρό χρονικό διάστημα Δt ένα στοιχειώδες τμήμα του ρευστού στην περιοχή του Β μετατοπίζεται κατά Δs_1 ενώ ένα αντίστοιχο τμήμα του ρευστού ίσης μάζας, άρα και όγκου, στην περιοχή του Γ μετατοπίζεται κατά Δs_2.



Εικόνα 2.2: Ασυμπίεστο ρευστό ρέει με στρωτή ροή σε ένα σωλήνα. (πηγή Φυσική Γ Λυκείου Θετικών Σπουδών)

Με εφαρμογή του έργου-ενέργειας σε μικρό χρονικό διάστημα Δt έχουμε την εξίσωση:

$$W+WB=\Delta K \quad (2.6)$$

Όπου W το έργο που προσφέρεται στο τμήμα του ρευστού από το Β στο Γ από το περιβάλλον ρευστό. Το έργο αυτό θα είναι της δύναμης p_1A_1 (θετικό) συν το έργο της p_2A_2 (αρνητικό)

$$W = p_1A_1\Delta s_1 - p_2A_2\Delta s_2 \quad (2.7)$$

$$A_1\Delta s_1 = A_2\Delta s_2 = \Delta V$$

$$W = (p_1 - p_2)\,\Delta V$$

Το έργο του βάρους στο ίδιο χρονικό διάστημα είναι:

$$W_B = -\Delta m\, g(y_2-y_1) = -\rho\Delta V g(y_2-y_1) \quad (2.8)$$

Εφόσον ένα τμήμα του ρευστού Am έφυγε από το ύψος y_1 και βρέθηκε στο ύψος y_2 .
Η μεταβολή της κινητικής ενέργειας θα είναι :

$$\Delta K = \frac{1}{2}\Delta m U_2^2 - \frac{1}{2}\Delta m U_1^2 = \frac{1}{2}\rho\Delta V(U_2^2 - U_1^2) \quad (2.9)$$

Όπου U_1 η ταχύτητα του ρευστού στο Β και U_2 η ταχύτητα του ρευστού στο Γ. Αντικαθιστώντας στην εξίσωση (2.6.) τις εξισώσεις (2.7), (2.8) και (2.9) έχουμε :

$$(p_1-p_2)\Delta V-\rho\Delta V g(y_2-y_1) = \frac{1}{2}\rho\Delta V(U_2^2 - U_1^2)$$

Με απλοποίηση των ΔV:

$$p_1+\frac{1}{2}\rho U_1^2+\rho g y_1 = p_2+\frac{1}{2}\rho U_2^2+\rho g y_2$$

Η παραπάνω σχέση ισχύει για οποιοδήποτε ζεύγος σημείων άρα μπορεί να γραφτεί και με την παρακάτω μορφή:

$$p+\frac{1}{2}\rho U^2+\rho g y = \text{σταθερό}$$

Η παραπάνω σχέση είναι η εξίσωση του Bernoulli για ιδανικό ρευστό , από την οποία προκύπτει ότι <u>το άθροισμα της πίεσης της κινητικής ενέργειας ανά μονάδα όγκου και της δυναμικής ενέργειας ανά μονάδα όγκου έχει την ίδια σταθερή τιμή σε οποιοδήποτε σημείο της ρευματικής γραμμής.</u>

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3ο

Μέθοδος Πεπερασμένων Στοιχείων και Plaxis

3.1 Μέθοδος Πεπερασμένων Στοιχείων

3.1.1 Θεωρία Coulomb

Είναι δυνατόν να δούμε την Μέθοδο Πεπερασμένων Στοιχείων (ΜΠΣ) από δύο οπτικές γωνίες. Η πρώτη είναι αυτή του μαθηματικού για τον οποίο συνοπτικά αποτελεί μια μέθοδο επίλυσης συστημάτων μερικών διαφορικών εξισώσεων που εκφράζουν τη συμπεριφορά κάποιου φυσικού συστήματος. Η μέθοδος αυτή βασίζεται στην αριθμητική ελαχιστοποίηση κάποιας ολοκληρωματικής συνάρτησης (π.χ. δυναμικής ενέργειας) ή κάποιου σφάλματος (σταθμισμένα υπόλοιπα) που απορρέουν από τις μερικές διαφορικές εξισώσεις. Από την πλευρά του μηχανικού, η ΜΠΣ μπορεί να θεωρηθεί σαν μια γενική μέθοδος ανάλυσης υλικών συστημάτων που αποτελούνται από διακριτά μέλη, είτε αυτά καθορίζονται από την φύση τους όπως τα δομικά στοιχεία (δοκοί, πλάκες, υποστυλώματα) είτε τεχνητά από τον μηχανικό (πεπερασμένα στοιχειά). Από αυτή την άποψη η μέθοδος αποτελεί γενίκευση της ανάλυσης γραμμικών φορέων με μητρώα.

Η βασική έννοια της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων συνοψίζεται στη δυνατότητα προσομοίωσης της πραγματικής κατασκευής με συστατικά στοιχεία τα οποία συνδέονται σε ένα πεπερασμένο αριθμό κόμβων. Η μεθοδολογία αυτή αποτελεί φυσιολογική προσομοίωση των πλαισίων, καθώς αυτά αποτελούνται από δοκούς που είναι συνδεδεμένες στα άκρα τους. Παρόλα αυτά, σε μία συνεχή κατασκευή δεν υπάρχουν φυσικοί διαχωρισμοί και συνεπώς απαιτείται να γίνει τεχνητός διαχωρισμός σε στοιχεία, τα οποία να συνδέονται κατά μήκος των άκρων (πλευρών) τους. Τα τεχνητά αυτά στοιχεία, ή πεπερασμένα στοιχεία, είναι συνήθως τετράπλευρα ή τριγωνικά και οι κόμβοι συνήθως βρίσκονται στα άκρα.(Αργυρούλης-2019)

3.1.2 Παρουσίαση του κώδικα Πεπερασμένων Στοιχείων Plaxis

Βασικό πλεονέκτημα αυτής της μεθόδου είναι η δυνατότητα διακριτοποίησης του χώρου, δηλαδή ο διαχωρισμός του σε μικρών διαστάσεων υποχώρους (στοιχεία). Με αυτόν τον τρόπο ένα ανομοιογενές συνεχές μέσο μπορεί να μετατραπεί σε διακριτό μέσο αποτελούμενο από μικρότερα στοιχεία με διαφορετικές μηχανικές ιδιότητες το καθένα, τα οποία αλληλεπιδρούν μέσω των κοινών κόμβων. Η μέθοδος εξασφαλίζει τη συνολική ισορροπία του κάθε στοιχείου καθώς και την ισορροπία των δράσεων στους κόμβους. Για την περιγραφή της συμπεριφοράς των στοιχείων που προκύπτουν από την διακριτοποίηση του συνεχούς μέσου χρησιμοποιούνται μαθηματικά προσομοιώματα που βασίζονται σε έναν αριθμό θεωριών.

Η μέθοδος αριθμητικής ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα έρευνα (Μέθοδος των Πεπερασμένων Στοιχείων) βασίζεται στη χρήση του εμπορικά διαθέσιμου προγράμματος PLAXIS. Το PLAXIS σχεδιάστηκε για την ανάλυση και μελέτη ενός ευρέος φάσματος θεμάτων της γεωτεχνικής μηχανικής. Το δυναμικό μέρος του παρέχει τη δυνατότητα ανάλυσης της συμπεριφοράς του εδάφους κάτω από τη δράση των δυναμικών φορτίσεων και της επίδρασης των εδαφικών ταλαντώσεων σε γειτονικές κατασκευές.

3.2 Χαρακτηριστικά Μοντέλου Προσομοίωσης στο Plaxis

Η διαμόρφωση του μοντέλου καθώς και η διεξαγωγή των αναλύσεων πραγματοποιήθηκε στο πρόγραμμα PLAXIS 2D. Τα στοιχεία που παραθέτονται σε αυτό το κεφάλαιο προέρχονται από τα εγχειρίδια του προγράμματος, καθώς επίσης και από την αποκτηθείσα εμπειρία, μέσω των επιλύσεων που πραγματοποιήθηκαν, πάνω στο πρόγραμμα.

Το συγκεκριμένο πρόγραμμα , είναι ένα πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων που δημιουργήθηκε το 1987 στο Delft University of Technology. Δημιουργήθηκε με σκοπό την ανάλυση προβλημάτων παραμόρφωσης ευστάθειας και εδαφικής ροής της γεωτεχνικής μηχανικής και αποτέλεσε πρωτοβουλία του Ολλανδικού Υπουργείου Δημοσίων Έργων και Διαχείρισης Υδάτινων Πόρων. Αρχικός στόχος ήταν η ανάπτυξη ενός κώδικα δύο διαστάσεων πεπερασμένων στοιχείων για την ανάλυση επιχωμάτων στα μαλακά εδάφη της Ολλανδίας στην συνέχεια όμως επεκτάθηκε και κάλυψε σχεδόν όλα τα πεδία της γεωτεχνικής μηχανικής, με αποκορύφωμα την δημιουργία της εταιρίας PLAXIS Company το 1993.

Το πρόγραμμα αποτελεί σημαντικό εργαλείο για τους γεωτεχνικούς μηχανισμούς σε περιπτώσεις που οι υπολογισμοί μη γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων είναι δυσχερείς και χρονοβόροι. Δύναται να παρέχει λύση στα προβλήματα αυτά μέσω ισχυρών υπολογιστικών διαδικασιών σε συνδυασμό με τη χρήση καταστατικών μοντέλων για την προσομοίωση της μη γραμμικής, χρονοεξαρτώμενης και ανισότροπης συμπεριφοράς του εδάφους.

3.3 Γενικά Θέματα Μοντελοποίησης

Πριν την ανάλυση κάποιου έργου με το πρόγραμμα PLAXIS 2D , είναι απαραίτητο να δημιουργηθεί μία γεωμετρική προσομοίωση. Η προσομοίωση αυτή αποτελεί την δισδιάστατη αναπαράσταση ενός πραγματικού τρισδιάστατου προβλήματος. Η γεωμετρική προσομοίωση είναι απαραίτητο να περιλαμβάνει ένα αντιπροσωπευτικό τμήμα του υπεδάφους, διαρθρωτικά αντικείμενα, στάδια κατασκευής και τις απαραίτητες φορτίσεις.

Η γεωμετρική προσομοίωση αποτελείται από τα εξής είδη στοιχείων:

- Σημεία (points): Η αρχή και το τέλος μίας γραμμής καθορίζεται από τα σημεία. Επιπλέον χρησιμοποιούνται στην τοποθέτηση των αγκυρών, των σημείων

δυνάμεων, των σημείων σταθερότητας και για τις βελτιώσεις των πεπερασμένων στοιχείων των πλεγμάτων.

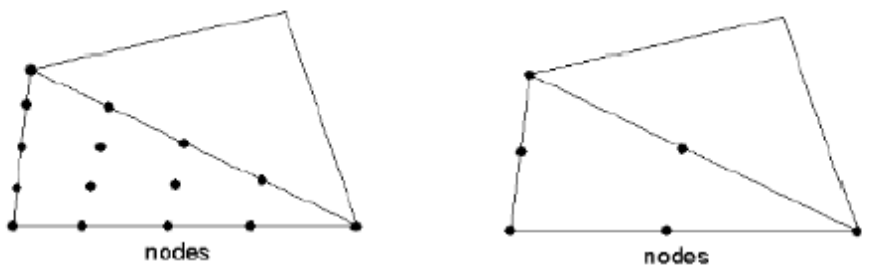
- Γραμμές (lines): Καθορίζουν τα φυσικά όρια του γεωμετρικού μοντέλου, τις ασυνέχειες της γεωμετρίας και διαχωρίζουν τα στρώματα του εδάφους με διαφορετικές ιδιότητες. Επιπλέον διαχωρίζουν τα στάδια κατασκευής.
- Πολύγωνα (clusters): Είναι οι περιοχές που περικλείονται από γραμμές. Μέσα σε ένα πολύγωνο οι ιδιότητες του εδάφους είναι ομοιογενείς και τα δεδομένα που εισάγονται εφαρμόζονται σε κάθε στοιχείο του πολυγώνου.

Μετά την ολοκλήρωση της δημιουργίας της γεωμετρικής προσομοίωσης, δημιουργείται αυτόματα ένα μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων, το οποίο βασίζεται στο συνδυασμό των πολυγώνων και των γραμμών που καθορίζουν τη γεωμετρία του προβλήματος.

Ένα πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων μπορεί να καθοριστεί από τα στοιχεία (elements),τους κόμβους (nodes) και τα σημεία τάσης (stress points).

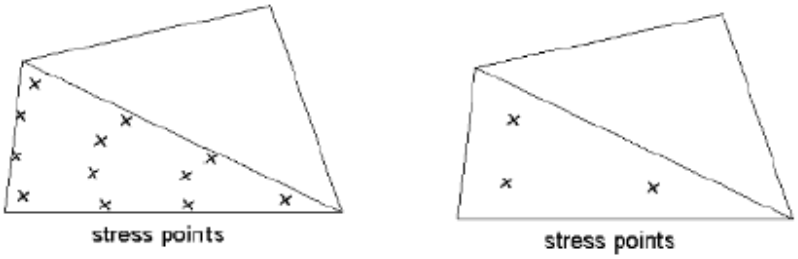
Πιο συγκεκριμένα:

- Στοιχεία (elements): Κατά την παραγωγή του πλέγματος, τα πολύγωνα διαιρούνται σε τριγωνικά στοιχεία. Η επιλογή μπορεί να γίνει μεταξύ 15 και 6 κομβικών στοιχείων. Τα 15 κομβικά στοιχεία παρέχουν ακριβή υπολογισμό των τάσεων και των φορτίων αστοχίας. Επιπλέον, τα 6 κομβικά τρίγωνα είναι καλύτερα όταν είναι επιθυμητός ένας πιο γρήγορος υπολογισμός.
- Κόμβοι (nodes): Τα γειτονικά στοιχεία συνδέονται μεταξύ τους μέσω κοινών κόμβων. Κατά τη διάρκεια ενός υπολογισμού, οι μετατοπίσεις υπολογίζονται στους κόμβους. Οι κόμβοι μπορούν να προ-επιλεγούν για την παραγωγή των καμπυλών φόρτισης και μετατόπισης. Η κατανομή των κομβικών στοιχείων φαίνεται στην εικόνα



Εικόνα 3.1: 15 και 6 κομβικά στοιχεία αντίστοιχα

- Σημεία τάσης (stress points): Οι τάσεις υπολογίζονται στο εσωτερικό των στοιχείων. Το μοντέλο με τα 15 κομβικά στοιχεία περιέχει 12 σημεία τάσεων ενώ το μοντέλο με τα 6 κομβικά στοιχεία περιέχει 3 σημεία (Εικόνα 3.2)

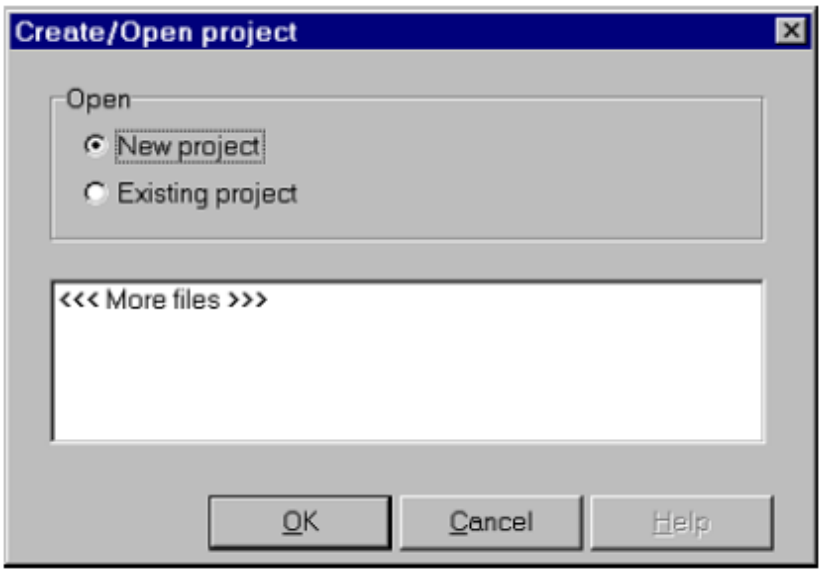


Εικόνα 3.2: 12 και 3 σημεία τάσης αντίστοιχα

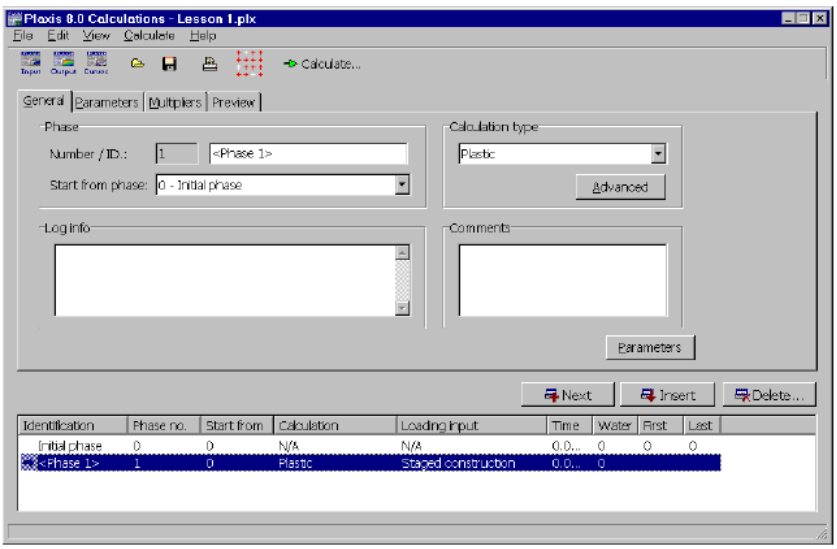
3.4 Απαραίτητες Εντολές του Plaxis

Ορισμένες απαραίτητες εντολές του προγράμματος PLAXIS, αναλύονται παρακάτω.

Input program: Σε αυτό το περιβάλλον δημιουργείται ή ανοίγει ένα υπάρχον αρχείο. Στη συγκεκριμένη διπλωματική εργασία η προσομοίωση δημιουργήθηκε από τον χειριστή με την βοήθεια σημείων και γραμμών που δημιούργησαν τα πολύγωνα και το τελικό μοντέλο.



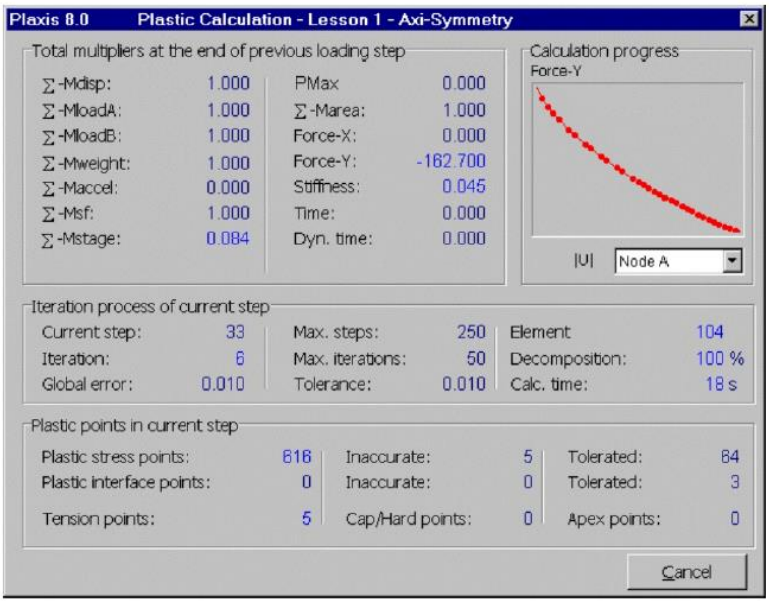
Εικόνα 3.3: Παράθυρο για τη δημιουργία εργασίας



Εικόνα 3.4: Παράθυρο στο υπολογιστικό περιβάλλον

<u>Calculations program</u>: Σε αυτό το περιβάλλον επιλέγεται η μέθοδος υπολογισμού του μοντέλου, καθορίζονται τα στάδια κατασκευής και εκτελούνται οι υπολογισμοί και οι φάσεις τους.Το παράθυρο του calculations program αποτελείται από ξεχωριστό μενού με διαφορετικές καρτέλες και υπολογιστικές φάσεις, όπως φαίνεται στην εικόνα.

Οι καρτέλες General, Parameters και Multipliers χρησιμοποιούνται για να προσδιορίζουν την υπολογιστική φάση η οποία μπορεί να είναι: εκσκαφή, ανάλυση ασφαλείας κλπ. Αφού αποφασιστούν οι παράμετροι που θα χρησιμοποιηθούν καθώς και οι φάσεις των υπολογισμών, είναι θεμιτό να γίνει επιλογή ορισμένων κόμβων ή σημείων τάσης. Στη συνέχεια μπορεί να ξεκινήσει η διαδικασία των υπολογισμών. Το τελικό παράθυρο με τους υπολογισμούς έχει την παρακάτω μορφή.



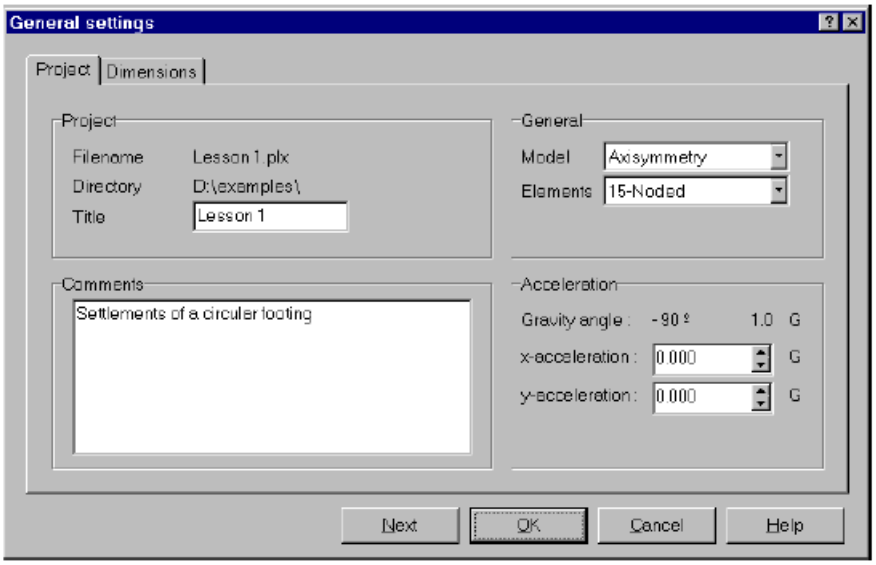
Εικόνα 3.5: Παράθυρο με τους τελικούς υπολογισμούς

Output program: Σε αυτό το πρόγραμμα γίνεται η εξαγωγή και η παρουσίαση των αποτελεσμάτων μετά την εκτέλεση των υπολογισμών.

3.4.1 Υποπρόγραμμα Plaxis Input

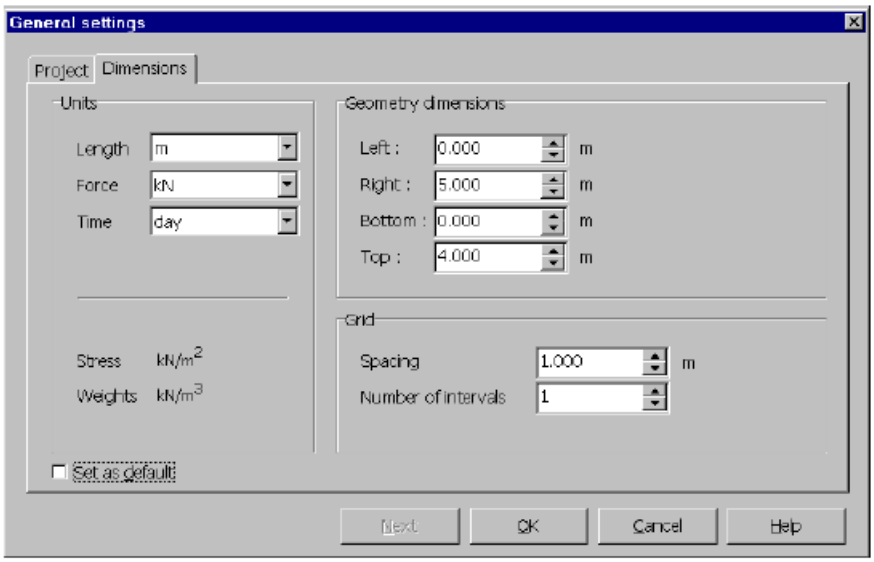
Κατά την δημιουργία νέου αρχείου εμφανίζεται ένα παράθυρο γενικών ρυθμίσεων που ονομάζεται General Settings που έχει δύο καρτέλες, Project και Dimensions.

Στη καρτέλα Project εισάγεται ο τίτλος και μια περιγραφή, η οποία είναι προαιρετική. Επιπλέον εισάγεται το μοντέλο και ο αριθμός των κόμβων του μοντέλου. Το μοντέλο (model) μπορεί να είναι είτε επίπεδης παραμόρφωσης (plain strain) είτε με αξονοσυμμετρία (axisymmetric). Η κατάσταση επίπεδης παραμόρφωσης αναφέρεται σε περιπτώσεις προσομοιώσεων όπου οι συνιστώσες των τάσεων δεν μεταβάλλονται κατά την διεύθυνση ενός άξονα, με αποτέλεσμα οι μετατοπίσεις σε αυτόν τον άξονα να θεωρούνται μηδενικές. Τέτοια παραδείγματα μπορεί να είναι φράγματα, επιχώματα και άλλες επιμήκεις κατασκευές. Η αξονοσυμμετρική παραμόρφωση χρησιμοποιείται κυρίως σε κυκλικές κατασκευές όπου η συντεταγμένη Y αναπαριστά την συμμετρική αξονική γραμμή. Ο αριθμός κόμβων επιλέγεται είτε 15 είτε 6 γύρω από κάθε τριγωνικό στοιχείο του καννάβου που θα δημιουργηθεί. Η επίλυση με την επιλογή των 15 κόμβων είναι ακριβέστερη αλλά ταυτόχρονα περισσότερο χρονοβόρα. Αυτό μπορεί να γίνει εύκολα κατανοητό καθώς με αυτή την επιλογή τίθενται περισσότερα σημεία προς εξέταση. Τέλος το πρόγραμμα Plaxis έχει προεπιλεγμένη τιμή βαρυτικής επιτάχυνσης 9,8 m/s^2 και διεύθυνση -90°, δηλαδή συμπίπτει με τον αρνητικό άξονα y.



Εικόνα 3.6: Παράθυρο εισαγωγής γενικών ρυθμίσεων-καρτέλα Project

Στη καρτέλα Dimensions καθορίζονται οι μονάδες των μεγεθών επίλυσης: το μήκος (Length), η δύναμη (Force) και ο χρόνος (Time) που ορίζονται είναι m, kN και day, αντίστοιχα. Στην ίδια καρτέλα εισάγονται οι διαστάσεις της επιφάνειας εργασίας καθώς επίσης και το βήμα κίνησης του κέρσορα μεταξύ των κόμβων. Αν το βήμα του κέρσορα οριστεί πολύ μικρό τότε οι κόμβοι δεν εμφανίζονται στην επιφάνεια εργασίας.



Εικόνα 3.7: Παράθυρο εισαγωγής γενικών ρυθμίσεων-καρτέλα Dimensions

3.4.2 Απαραίτητα εργαλεία στην παρούσα διπλωματική

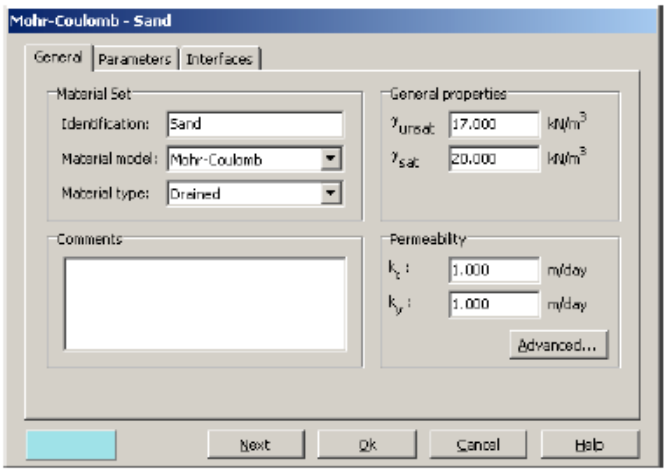
Για την επίλυση ενός γεωτεχνικού προβλήματος απαιτείται πρώτα η σχεδίαση της γεωμετρίας του και ο καθορισμός των φυσικών και μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών που το συνθέτουν. Για το συγκεκριμένο γεωτεχνικό πρόβλημα στην παρούσα διπλωματική εργασία χρησιμοποιήθηκαν τα παρακάτω εργαλεία:

Geometry line: Με το συγκεκριμένο εργαλείο πραγματοποιείται η σχεδίαση της γεωμετρίας της προσομοίωσης. Αρχικά γίνεται η σχεδίαση σημείων και κατ' επέκταση γραμμών. Τα σημεία αυτά μπορούν να εισαχθούν με την μορφή συντεταγμένων από την γραμμή εντολών στο κάτω μέρος του παραθύρου του υποπρογράμματος Plaxis Input. Οι συντεταγμένες πρέπει να γράφονται με την μορφή x ; y, όπου για τη εισαγωγή δεκαδικών αριθμών το πρόγραμμα αναγνωρίζει μόνο το κόμμα.

Standard Fixities: Μετά την ολοκλήρωση της γεωμετρίας του μοντέλου είναι απαραίτητος ο καθορισμός των συνοριακών συνθηκών του. Τα σημεία των συνοριακών συνθηκών δεν λαμβάνουν μετατοπίσεις και οι συνοριακές συνθήκες εισάγονται αυτόματα. Οι συνθήκες μπορούν να διαχωριστούν σε οριζόντιες

(Horizontal Fixities) και κατακόρυφες (Vertical Fixities). Στις περιπτώσεις όπου η γεωμετρία του προβλήματος είναι περίπλοκη τότε πρέπει οι συνοριακές συνθήκες να εισαχθούν χειροκίνητα, μέσω της εντολής Total Fixities.

Material Set: Με την ολοκλήρωση του γεωμετρικού μοντέλου, πραγματοποιείται η εισαγωγή των μηχανικών και φυσικών χαρακτηριστικών των υλικών του, στη καρτέλα Material Set. Ως υλικά θεωρούνται οι περιοχές που περικλείονται από γραμμές, δηλαδή τα πολύγωνα (clusters). Σε αυτή τη καρτέλα δίνεται η δυνατότητα να δημιουργηθούν υλικά με συγκεκριμένες ιδιότητες επιλέγοντας new στην καρτέλα , όπως φαίνεται στην Εικόνα 3.8.

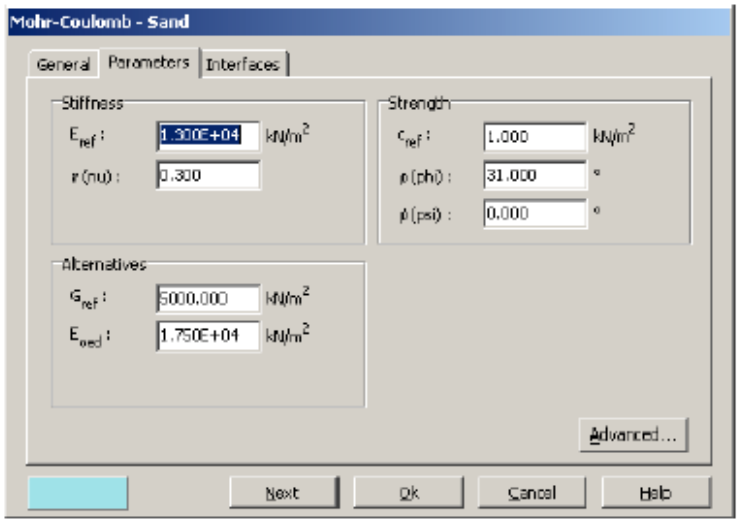


Εικόνα 3.8: Παράθυρο επιλογής παραμέτρων των υλικών-καρτέλα General

Με την επιλογή του new ανοίγει παράθυρο με τρεις καρτέλες. Τις καρτέλες General, Parameters και Interfaces. Στην καρτέλα General, εκτός από το όνομα του υλικού, δίνεται η δυνατότητα να επιλέξουμε ανάμεσα σε διάφορους τύπους καταστατικής συμπεριφοράς εδάφους(Material Model).Συχνότερα χρησιμοποιείται το κριτήριο Morh – Coulomb όπου το έδαφος θεωρείται ένα ελαστικό-πλαστικό μέσο. Επιπλέον επιλέγεται ο τύπος στράγγισης του μοντέλου (Material Type) ανάμεσα σε Στραγγισμένο (Drained), Αστράγγιστο (Undrained) και Μη Πορώδες Υλικό (Non Porous). Στην ίδια καρτέλα προσδιορίζονται, επίσης, το ειδικό βάρους του εδάφους πάνω και κάτω από το φρεατικό επίπεδο, γ_{sat} και γ_{unsat} αντίστοιχα, καθώς και η διαπερατότητα σε κάθετη και οριζόντια κατεύθυνση, κ_x και κ_y, αντίστοιχα.

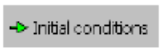
Στη καρτέλα Parameters (Εικόνα 3.9)εισάγονται οι παράμετροι της ακαμψίας και της σκληρότητας του εδαφικού μοντέλου που περιγράφουμε. Για το μοντέλο Mohr-Coulomb στο τμήμα Stiffness εισάγονται οι τιμές του μέτρου ελαστικότητας E_{ref} και του λόγου Poisson, ν, ενώ στο πεδίο Strength εισάγονται η συνοχή c_{ref}, η γωνία τριβής και η γωνία διογκωσιμότητας ψ. Στη περίπτωση του

υλικού πλήρωσης του συρματοκιβωτίου, όπου χρησιμοποιείται το κριτήριο Elastic, υπολείπεται το πεδίο Strengh.



Εικόνα 3.9: Παράθυρο επιλογής παραμέτρων των υλικών-καρτέλα Parameters

Στη καρτέλα Interfaces ορίζονται οι ιδιότητες των στοιχείων διεπιφάνειας, τα οποία χρησιμοποιούνται για την σύνδεση των στοιχείων επένδυσης της κατασκευής με αυτά του εδάφους. Στο παρόν γεωτεχνικό πρόβλημα δεν υπάρχουν τέτοια στοιχεία. Αφού ολοκληρωθεί η σχεδίαση της γεωμετρίας και καθοριστούν τα στοιχεία με τα χαρακτηριστικά τους, γίνεται ο ορισμός του καννάβου των πεπερασμένων στοιχείων. Με το εργαλείο Global coarseness επιλέγεται η πυκνότητα των στοιχείων και με την επιλογή Generate Mesh γίνεται η παραγωγή του πλέγματος. Στις προσομοιώσεις που δημιουργήθηκαν η παραγωγή του πλέγματος ήταν η πυκνότερη δυνατή.



Initial Conditions: Με το συγκεκριμένο εργαλείο ενεργοποιούνται οι αρχικές συνθήκες του μοντέλου και η γεωμετρία που προσομοιώνει το περιβάλλον πριν το έργο. Επίσης ενεργοποιούνται οι γεωστατικές και υδροστατικές τάσεις με τον καθορισμό του υδροφόρου ορίζοντα.

3.4.3 Υποπρογράμματα Plaxis Calculations

Με την εντολή γίνεται η μεταβίβαση από το Plaxis Input στο υποπρόγραμμα Plaxis Calculations. Σε αυτό το περιβάλλον πραγματοποιείται ο καθορισμός των παραμέτρων των υπολογισμών, ο καθορισμός των φάσεων κατασκευής και ο τύπος αυτών και τέλος πραγματοποιείται η ανάλυση. Όταν ανοίξει το πρόγραμμα Calculations, ως μοναδικό στάδιο έχει το στάδιο Initial phase υπό τον αριθμό φάσης 0. Αυτό το στάδιο αντιπροσωπεύει την αρχική κατάσταση του έργου όπως αυτή καθορίστηκε στο υποπρόγραμμα Plaxis Input. Με την επιλογή Next εισάγεται η επόμενη φάση. Στην Καρτέλα General καθορίζεται ο τύπος και, προαιρετικά, το όνομα της φάσης.

Οι επιλογές τύπου της φάσης είναι :

- Ελαστική-πλαστική ανάλυση των παραμορφώσεων (Plastic)
- Ανάλυση στερεοποίησης (Consolidation)
- Προσδιορισμός συντελεστή ασφαλείας μέσω της σταδιακής μείωση των φ και c παραμέτρων (Phi/c reduction)
- Δυναμική ανάλυση των παραμορφώσεων (Dynamic analysis).

Στη καρτέλα Parameters ορίζεται ο μέγιστος αριθμός βημάτων, στον οποίο θα πρέπει να ολοκληρωθεί η επίλυση της φάσης. Τέλος από την εντολή Define, ενεργοποιείται στιγμιαία το Plaxis Input όπου εκεί ενεργοποιείται το τμήμα εκείνο που προσομοιώνει τη φάση. Αφού εισαχθούν όλες οι φάσεις/στάδια που αφορούν το πρόβλημα που πρόκειται να επιλυθεί, μπορούν να ξεκινήσουν οι υπολογισμοί με την εντολή Calculate. Πριν από τους υπολογισμούς μπορούν να επιλεχθούν κάποια σημεία παρατήρησης με σκοπό τη δημιουργία καμπυλών. Τέλος με την ολοκλήρωση της επίλυσης μεταβαίνουμε στο υποπρόγραμμα Plaxis Output για την εξαγωγή των αποτελεσμάτων.

3.4.4 Υποπρογράμματα Plaxis Output

Στο περιβάλλον αυτού του υποπρογράμματος πραγματοποιείται η παρουσίαση και αξιολόγηση των αποτελεσμάτων. Το πρόγραμμα δίνει τη δυνατότητα μελέτης των ολικών μετατοπίσεων (Total Displacement), των ενεργών τάσεων (Effective Stresses), των ολικών τάσεων (Total stresses) και των επαυξητικών τάσεων (Incremental Strains) με τις οποίες μπορεί να επιτευχθεί η αποτύπωση της δυνητικής επιφάνειας αστοχίας. Επιπλέον είναι δυνατή και η παρουσίαση των παραμορφώσεων και αξονικών τάσεων που δέχεται ένα στοιχείο οπλισμού. Είναι χρήσιμο να σημειωθεί ότι το πρόγραμμα επιτρέπει την μελέτη του κάθε σταδίου κατασκευής ξεχωριστά. Τα αντίστοιχα αποτελέσματα στην συγκεκριμένη διπλωματική εργασία παρουσιάζονται στα επόμενα κεφάλαια.

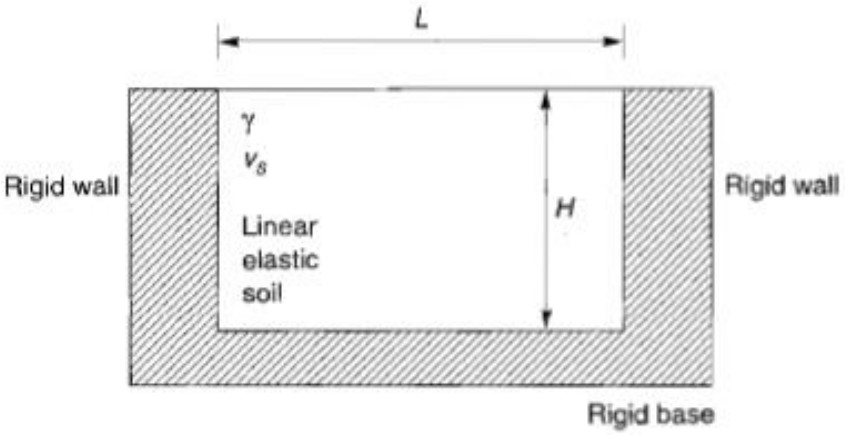
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4ο

Αριθμητική Προσομοίωση Στατικών και Σεισμικών Εδαφικών Ωθήσεων

4.1 Εισαγωγή

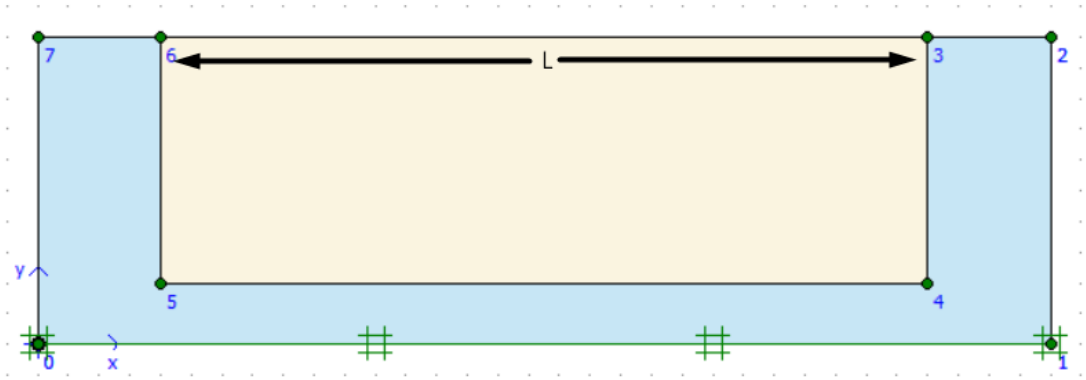
Στο κεφάλαιο αυτό θα γίνει η παρουσίαση και ο σχολιασμός των αποτελεσμάτων της αριθμητικής προσομοίωσης των στατικών και σεισμικών εδαφικών ωθήσεων. Επιπλέον θα παρουσιαστούν οι μέθοδοι που χρησιμοποιήθηκαν για την επίλυση τους.

Αρχικά , τα μοντέλα που χρησιμοποιήθηκαν είναι εμπνευσμένα από την γεωμετρία τοίχου του Wood που ασχολήθηκε με την ανάλυση των πιέσεων σε άκαμπτους τοίχους (1973). Οι προσομοιώσεις διαφέρουν σε διαστάσεις με αυτή του Wood αλλά υπακούν στην γεωμετρία που επέλεξε.



Εικόνα 4.1: Γεωμετρία τοίχου για ανάλυση πιέσεων από τον Wood (πηγή:Steven L. Kramer "Geotechnical Earthquake Engineering")

Όπως φαίνεται και στην εικόνα 4.1. οι προσομοιώσεις στην ουσία είναι ορθογώνια «κουτιά» που περιέχουν εδαφικό υλικό με συγκεκριμένα χαρακτηριστικά και εξωτερικά περιβάλλονται από άκαμπτο τοίχο. Πιο συγκεκριμένα, κάθε προσομοίωση αποτελείται από δύο πακτωμένους τοίχους που η διάσταση τους στον άξονα X ανέρχεται στα 4 μέτρα ενώ στον άξονα Z στα 10 μέτρα μήκους. Η απόσταση μεταξύ των δύο τοίχων διαφέρει. Στις προσομοιώσεις που χρησιμοποιήθηκαν στην συγκεκριμένη διπλωματική εργασία, οι αποστάσεις μεταξύ των δύο τοίχων είναι 12, 25, 50 και 100 μέτρα. Παρακάτω απεικονίζεται το μοντέλο των 25 μέτρων όπως έχει σχεδιαστεί στο πρόγραμμα Plaxis 8.2.



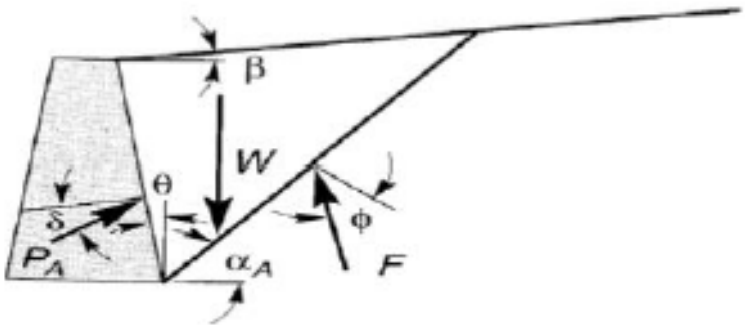
Εικόνα 4.2: Παράδειγμα προσομοίωσης(πηγή Plaxis 8.2)

4.2 Μέθοδοι Επίλυσης

4.2.1 Θεωρία Coulomb

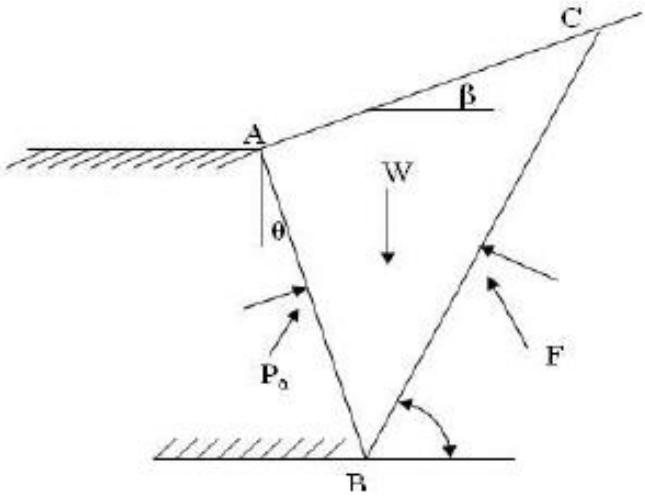
Η αρχαιότερη θεωρία που έχει διατυπωθεί για τον υπολογισμό των ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων των γαιών πάνω σε τοίχους αντιστήριξης είναι η θεωρία του Coulomb (1776). Ο Coulomb έκανε την πρώτη απόπειρα να εξετάσει το πρόβλημα των πλευρικών ωθήσεων στις κατασκευές αντιστήριξης. Η θεωρία αυτή εφαρμόζεται ακόμα και σήμερα σε ορισμένες περιπτώσεις. Αποτέλεσε βάση για την μετέπειτα ανάπτυξη των ψευδο-στατικών αναλύσεων, επομένως κρίνεται σκόπιμο να γίνει μια συνοπτική αναφορά παρακάτω. Η βασική παραδοχή αυτής της θεωρίας και ταυτόχρονα η διαφορά της με τη θεωρία του Rankine (η οποία θα αναλυθεί παρακάτω), είναι ότι λαμβάνει υπόψη την επίδραση της τριβής του τοίχου αντιστήριξης, της κλίσης του και την κλίση στην επιφάνεια του εδάφους (Kramer, 1996).

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 (εικόνα 4.3)



Εικόνα 4.3: Σφήνα Coulomb(πηγή Kramer 1996)

Η συγκεκριμένη θεωρία δέχεται ότι στο πίσω μέρος του τοίχου, όπου στη συγκεκριμένη περίπτωση θεωρείται ότι είναι τύπου βαρύτητας, δημιουργείται ένα πρίσμα (αντιστηριζόμενου) εδάφους. Το έδαφος αστοχεί κατά μήκος αυτής της επιφάνειας. Η επιφάνεια θραύσης σχηματίζει μαζί με τη διεπιφάνεια μετώπου-εδάφους και την ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους μια σφήνα. Ο Coulomb υπολόγισε τη συνισταμένη των ωθήσεων PA από τη θεώρηση της ισορροπίας του σφηνοειδούς αυτού χωρίου. Ακόμα μια παραδοχή της μεθοδολογίας Coulomb είναι ότι η επιφάνεια θραύσης θεωρείται επίπεδη και οι δυνάμεις τριβής κατανέμονται ομοιόμορφα κατά μήκος της επιφάνειας αυτής. Το εδαφικό πρίσμα θεωρείται ότι κινείται σε σχέση με το τραχύ μέτωπο του τοίχου, με αποτέλεσμα οι ωθήσεις να μην αναπτύσσονται κάθετα σε αυτό αλλά η συνισταμένη των ωθήσεων να παρουσιάζει κλίση δ με την κάθετο στην εσωτερική παρειά του τοίχου (Αβρανά, 2006). 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 περιεγράφηκε 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 4.4: Πρίσμα της Θεωρίας του Coulomb(πηγή Kramer 1996)

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

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

όπου:

- P είναι η δύναμη που ασκείται στον τοίχο
- γ είναι το ειδικό βάρος του εδάφους
- H είναι το ύψος του τοίχου
- K είναι ο συντελεστής ωθήσεων

Το K_A υπολογίζεται από τον παρακάτω τύπο:

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

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

$$\alpha=\varphi+\tan^{-1}\left[\frac{\tan(\varphi-\beta)+c_1}{c_2}\right]$$

Όπου:

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

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

Η ενεργητική ώθηση P_a ασκείται σε ύψος H/3 από τη βάση του τοίχου.
Η παθητική ώθηση σύμφωνα με τη θεωρία του Coulomb υπολογίζεται με βάση τον τύπο:

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

Όπου για τις παθητικές ωθήσεις ισχύει:

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

Όπου:

- φ είναι η γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους
- θ είναι η γωνία της παρειάς του τοίχου ως προς την κατακόρυφο
- β είναι η γωνία που σχηματίζει η επιφάνεια του αντιστηριζόμενου εδάφους με την οριζόντια διεύθυνση
- δ είναι η γωνία τριβής της διεπιφάνειας τοίχου και αντιστηριζόμενου εδάφους

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

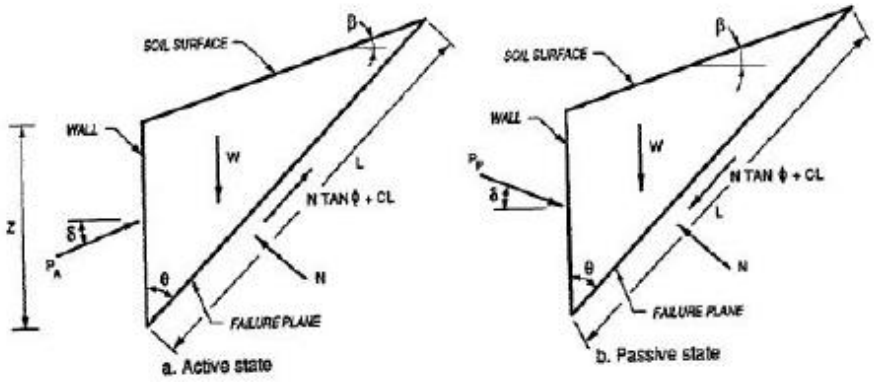
$$\alpha = -\varphi + \tan^{-1}\left[\frac{\tan(\varphi+\beta)+c_3}{c_4}\right]$$

Όπου:

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

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

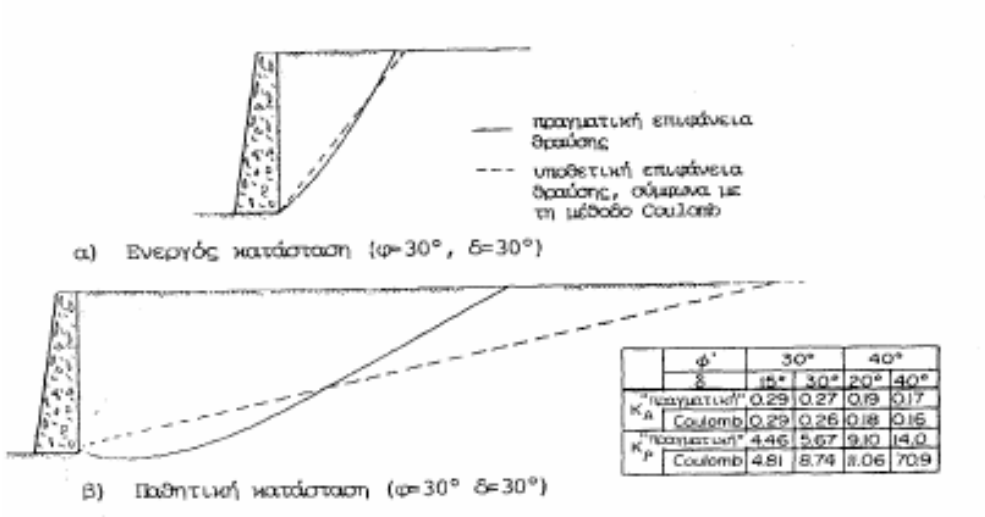
Η θεωρία του Coulomb δεν προβλέπει αποκλειστικά την κατανομή των ενεργών ωθήσεων, αλλά είναι τριγωνική για γραμμικές επιφάνειες επίχωσης χωρίς φόρτιση στην επιφάνεια. Σε αυτές τις περιπτώσεις η P_A εφαρμόζεται σε ύψος H/3 από τη βάση τοίχου ύψους. Αξιοσημείωτο είναι ότι για την εφαρμογή της θεωρίας του Coulomb, η βασικότερη παραδοχή είναι ότι οι επιφάνειες αστοχίας θεωρούνται επίπεδες. Αυτό ισχύει τόσο για την ενεργητική, όσο και για την παθητική κατάσταση. Στην πραγματικότητα οι επιφάνειες αστοχίας καμπυλώνονται στα κατώτερα τμήματά τους λόγω της τριβής του τοίχου.



Εικόνα 4.5: Ενεργός και παθητική κατάσταση κατά Coulomb (πηγή EM 1994)

Σύμφωνα με πολλούς μελετητές η μέθοδος Coulomb, εμφανίζει αδυναμίες στα προβλήματα παθητικής ώθησης. Στην εικόνα 4.6 φαίνονται συγκριτικές εικόνες υποθετικών (κατά Coulomb) και πραγματικών επιφανειών ολίσθησης για καταστάσεις ενεργού και παθητικής θραύσης. Στο Σχήμα 4.6(α) της ενεργού κατάστασης, η πραγματική επιφάνεια δείχνει να πλησιάζει το υποθετικό επίπεδο που θεωρεί η μέθοδος. Αντίθετα στην εικόνα 4.6(β) της παθητικής, η πραγματική επιφάνεια. καμπυλώνεται και αποκλίνει από την θεωρητική, έχοντας μικρότερο ανάπτυγμα, ορίζοντας μικρότερο γεωμετρικό χωρίο και οδηγώντας τελικά σε μικρότερες τιμές της Ep. Η διαφορά αυτή είναι έντονη στα συνεκτικά εδάφη, αλλά και στα ψαθυρά όταν η γωνία δ είναι σημαντική. Συνεπώς λόγω των παραπάνω, σε περιπτώσεις παθητικών ωθήσεων είναι προτιμότερο να αποφεύγεται η χρήση τόσο της θεωρίας του Coulomb όσο αυτής του Rankine διότι η θεώρηση επίπεδης επιφάνειας θραύσης διαφέρει από την πραγματική επιφάνεια. Προτείνεται σε τέτοιες περιπτώσεις η χρησιμοποίηση σύγχρονων

μεθόδων, οι οποίες δέχονται επιφάνειες θραύσης σύνθετες, κατά τις οποίες το καμπύλο τμήμα προσομοιάζεται με ελλειπτικές ή σπειροειδείς επιφάνειες κατά ανάλογο τρόπο με τη θραύση του εδάφους κάτω από επιφανειακές θεμελιώσεις.



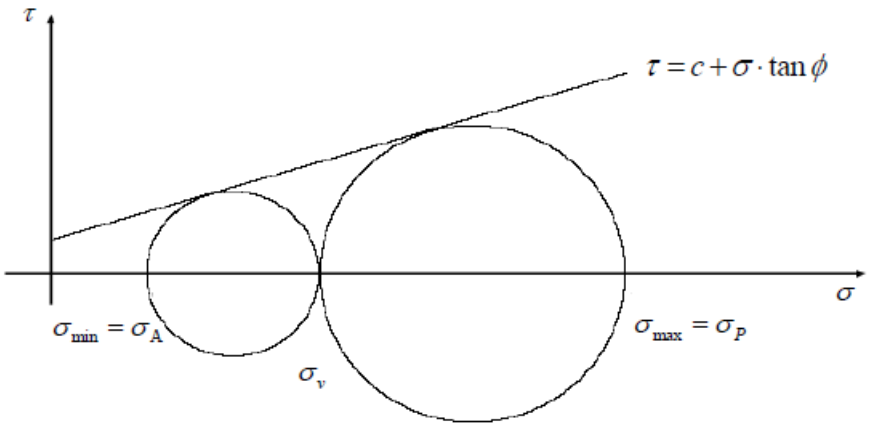
	φ'	30°		40°	
	δ	15°	30°	20°	40°
K_A	"πραγματική"	0.29	0.27	0.19	0.17
	Coulomb	0.29	0.26	0.18	0.16
K_P	"πραγματική"	4.46	5.67	9.10	14.0
	Coulomb	4.81	8.74	11.06	70.9

Εικόνα 4.6: Συγκριτικές εικόνες υποθετικών(κατά Coulomb) και πραγματικών επιφανειών ολίσθησης για καταστάσεις (α) ενεργού και (β) παθητικής θραύσης κατά Sokolovski(1954) (πηγή: Κωνσταντινίδου-2004)

4.2.2 Θεωρία Rankine

Βασιζόμενος στην θεωρία του Coulomb, ο Rankine (1857) απλοποιημένη μέθοδο υπολογισμού της ελάχιστης τιμής της ενεργητικής ώθησης και της μέγιστης τιμής της παθητικής ώθησης που ασκούνται σε ένα τοίχο αντιστήριξης. Η πορεία της μεθόδου περιλαμβάνει τα εξής βήματα :

- Υπολογισμός της ολικής κατακόρυφης τάσης σ_v στο παράλληλο προς την ελεύθερη επιφάνεια επίπεδο.
- Χάραξη του κύκλου του Mohr, ο οποίος εφάπτεται στην περιβάλλουσα του Coulomb και το κέντρο του κείται στον άξονα των ορθών τάσεων.
- Γραφικός ή αναλυτικός προσδιορισμός της ζητούμενης πλευρικής ώθησης στον αντίστοιχο κύκλο. Πιο συγκεκριμένα η ενεργός ώθηση, καθώς είναι η ελάχιστη ώθηση, αναφέρεται στον μικρότερο των δύο κύκλων ενώ αντίστροφα η παθητική στο μεγαλύτερο από τους δύο κύκλους.



Εικόνα 4.7: Κύκλος Mohr,θεώρημα Mohr-Coulomb (πηγή:Χρηστάρας 2006)

Κατά την κατάσταση ενεργητικής πίεσης, η μέγιστη κύρια τάση είναι η κατακόρυφη ενεργός τάση σ'_v. Κατά την απομάκρυνση του τοίχου από το έδαφος, αυτό διαστέλλεται κατά την οριζόντια διεύθυνση, ενεργοποιείται το μεγαλύτερο μέρος της αντοχής του και μειώνεται η οριζόντια τάση στον τοίχο (που προσδιορίζεται εύκολα από τον κύκλο του Mohr). Όταν ενεργοποιείται η αντοχή αστοχίας του εδάφους, η ελάχιστη οριζόντια τάση που αναπτύσσεται γίνεται η ελάχιστη κύρια τάση και ονομάζεται ελάχιστη πίεση P_a (Kramer, 1996) και ορίζεται ως εξής:

$$P_a = K_a \sigma'_v - 2c\sqrt{K_\alpha}$$

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

$$K_\alpha = \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi} = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (4.1)$$

Στην περίπτωση όπου το αντιστηριζόμενο μη-συνεκτικό έδαφος βρίσκεται υπό γωνία β με το οριζόντιο επίπεδο, η εξίσωση η οποία χρησιμοποιείται για την εύρεση του συντελεστή K_α είναι η ακόλουθη :

$$K_a = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \quad (4.2)$$

Ο παραπάνω τύπος ισχύει για $\beta \leq \varphi$. Αξίζει επίσης να σημειωθεί ότι οι εξισώσεις (4.1) και (4.2) είναι ίσες στην περίπτωση όπου β=0. Στην περίπτωση ξηρού, ομογενούς και μη-συνεκτικού εδάφους και με βάση τη θεωρία του Rankine, δημιουργείται τριγωνική κατανομή τάσεων, προσανατολισμένη παράλληλα στη διεπιφάνεια του αντιστηριζόμενου εδάφους με τον τοίχο αντιστήριξης. Σε αυτήν

την περίπτωση, η μέγιστη τιμή της συνισταμένης P_A δρα στο ύψος H/3 από τη βάση του τοίχου και δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

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

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

$$\sigma'_H = P_P = \sigma'_v K_P + 2c\sqrt{K_P}$$

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

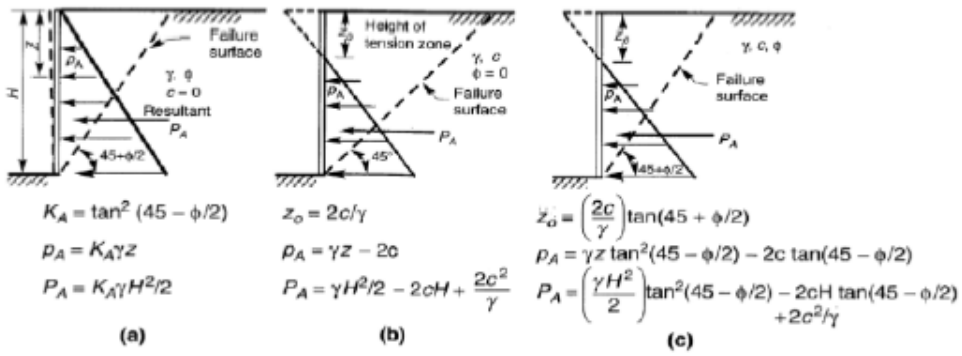
$$K_P=\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} = \tan^2\left(45+\frac{\varphi}{2}\right)$$

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

$$Kp = \cos\beta\,\frac{cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}$$

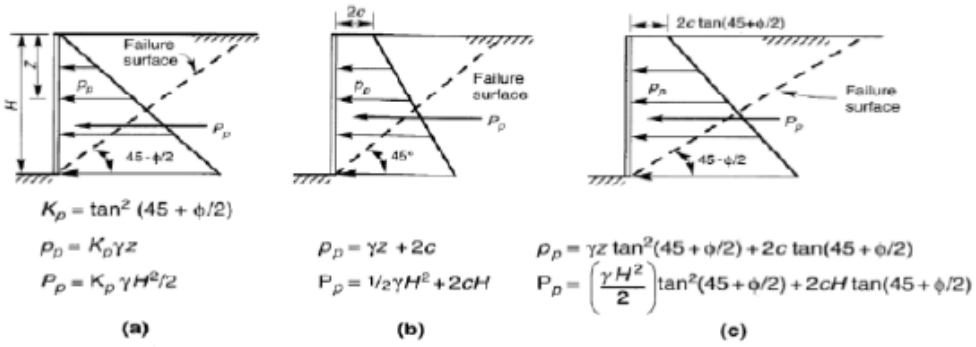
Όπως και η ενεργητική πίεση, έτσι και η παθητική συνισταμένη P_p δρα στο ύψος H/3 από τη βάση του τοίχου και δίνεται από τον τύπο:

$$P_P=\frac{1}{2}*K_P*\gamma*H^2$$



Εικόνα 4.8: Ενεργητική πίεση κατά Rankine (a) μη-συνεκτικό έδαφος με αντίσταση τριβής (b) συνεκτικό έδαφος χωρίς αντίσταση τριβής (c) συνεκτικό έδαφος με αντίσταση τριβής (πηγή: Kramer 1996)

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



Εικόνα 4.9: Παθητική πίεση κατά Rankine (a) μη-συνεκτικό έδαφος με αντίσταση τριβής (b)συνεκτικό έδαφος χωρίς αντίσταση τριβής (c) συνεκτικό έδαφος με αντίσταση τριβής (πηγή: Kramer 1996)

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

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

4.2.2.1 Ωθήσεις γαιών κατά Rankine

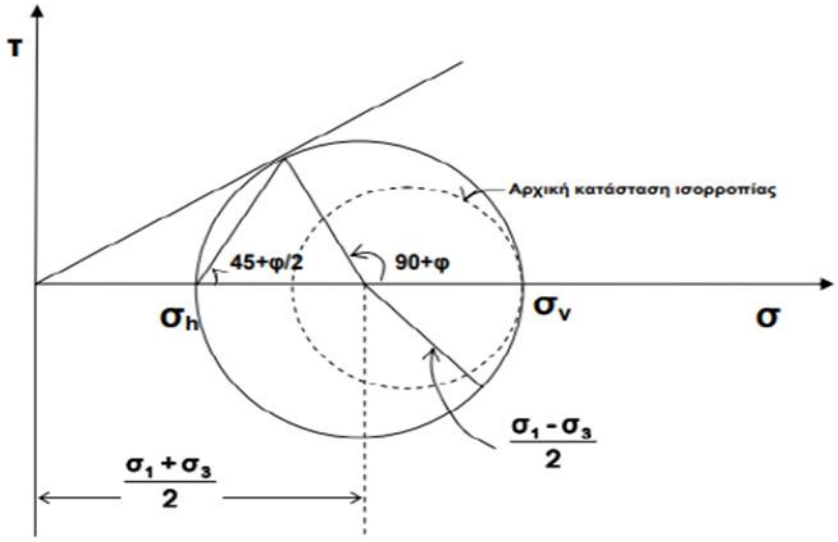
<u>Ενεργητική Κατάσταση</u>

Όταν ο τοίχος μετακινηθεί προς τα έξω το έδαφος χάνει την πλευρική του στήριξη. Ενώ μειώνεται η πλευρική τάση σ_h η κατακόρυφη σ_v διατηρείται σταθερή. Η διάμετρος του κύκλου Mohr που ισούται με $\sigma_v \sigma_h$ μεγαλώνει και τελικά ακουμπάει στην περιβάλλουσα Mohr-Coulomb οπότε επικρατούν

συνθήκες αστοχίας. Η οριακή κατάσταση που δημιουργείται με την κίνηση του τοίχου προς τα έξω λέγεται ενεργητική κατάσταση. Οι οριακές οριζόντιες τάσεις σ_{ha} που ισχύουν στην κατάσταση αυτή λέγονται ενεργητικές τάσεις. Ο δείκτης α υποδηλώνει την οριακή κατάσταση αστοχίας. Ο συντελεστής πλευρικής τάσης σε ισορροπία K_0 δεν ισχύει πλέον και ο νέος συντελεστής που συνδέει την κατακόρυφη σ_v με την οριζόντια σ_{ha} ονομάζεται συντελεστής ενεργητικής τάσης K_α και ισούται(ΚΩΗ ΜΑΡΙΑ, ΛΙΒΑ ΒΑΣΙΛΙΚΗ, ΣΑΡΡΗ ΜΑΡΙΑ-ΕΥΛΑΜΠΙΑ, 2018) :

$$K_a = \frac{\sigma_{ha}}{\sigma_v}$$

<u>Μη συνεκτικά εδάφη</u>



Εικόνα 4.10: Κύκλος του Mohr (πηγή:ΚΩΗ ΜΑΡΙΑ, ΛΙΒΑ ΒΑΣΙΛΙΚΗ, ΣΑΡΡΗ ΜΑΡΙΑ-ΕΥΛΑΜΠΙΑ, 2018)

Από τον κύκλο του Mohr που αντιστοιχεί στην κατάσταση αστοχίας

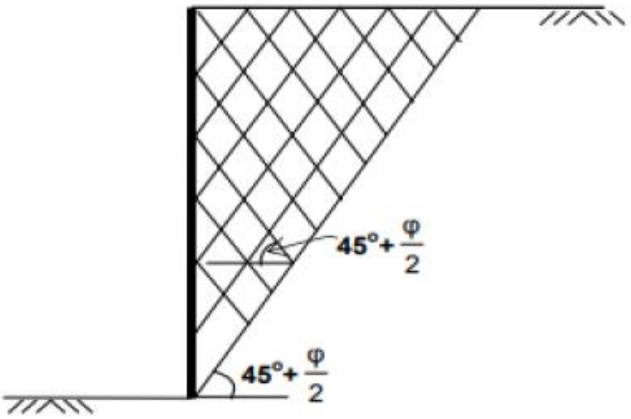
$$\sin\varphi = \frac{\sigma_v - \sigma_{ha}}{\sigma_v + \sigma_{h_\alpha}}$$

$$\frac{\sigma_{ha}}{\sigma_v} = \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}$$

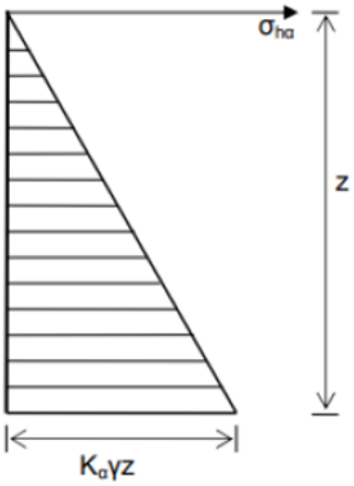
Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω ο συντελεστής ενεργητικής τάσης

$$K_\alpha = \frac{\sigma_{ha}}{\sigma_v} = \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi} = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Τα επίπεδα ολίσθησης επομένως θα έχουν προσανατολισμό $45°+\frac{\varphi}{2}$ ως προς την οριζόντια. Άρα τα πιθανά επίπεδα ολίσθησης μέσα στην εδαφική μάζα θα είναι όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα:



Εικόνα 4.11: Πιθανά επίπεδα ολίσθησης (πηγή:ΚΩΗ ΜΑΡΙΑ, ΛΙΒΑ ΒΑΣΙΛΙΚΗ, ΣΑΡΡΗ ΜΑΡΙΑ-ΕΥΛΑΜΠΙΑ, 2018)

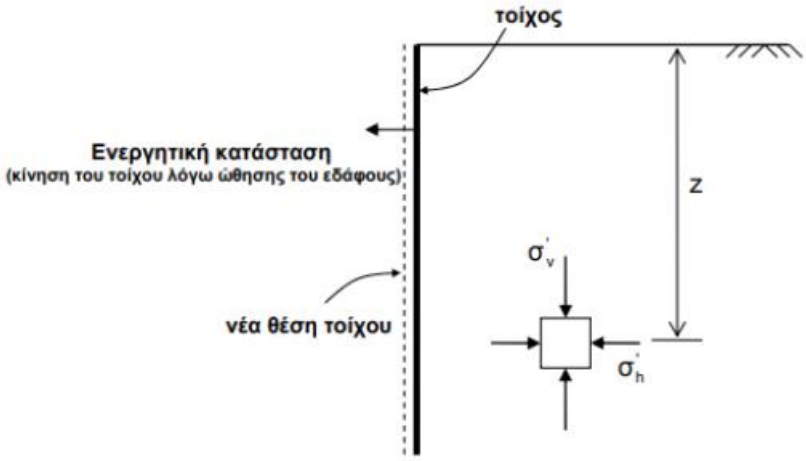


Εικόνα 4.12: Γραφική παράσταση της πλευρικής τάσης σ_{ha} συναρτήσει του βάθους (πηγή:ΚΩΗ ΜΑΡΙΑ, ΛΙΒΑ ΒΑΣΙΛΙΚΗ, ΣΑΡΡΗ ΜΑΡΙΑ-ΕΥΛΑΜΠΙΑ, 2018)

<u>Συνεκτικά εδάφη</u>

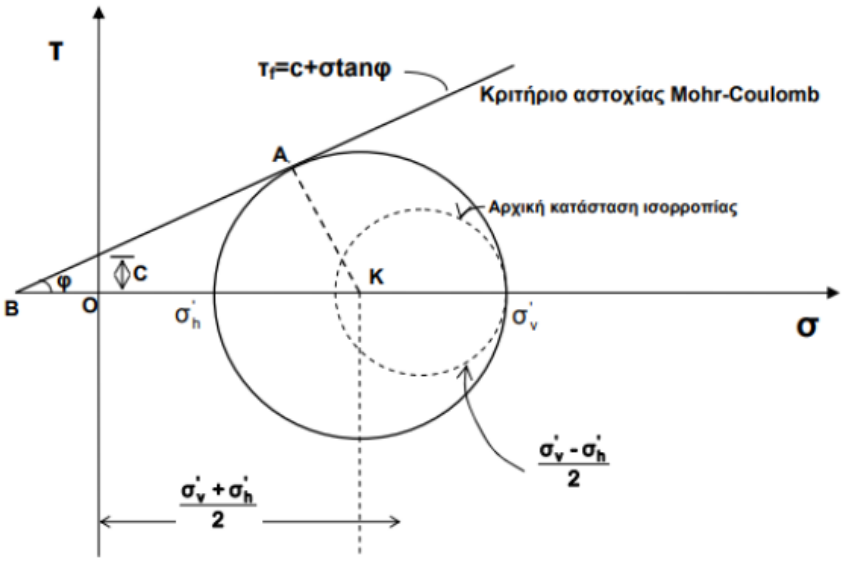
Στην περίπτωση που το συνεκτικό έδαφος ασκεί ενεργητικές ωθήσεις ισχύουν ανάλογες συνθήκες με αυτές του μη συνεκτικού. Σε κατάσταση ισορροπίας , για τις ενεργές τάσεις ισχύει:

$$K_o = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$



Εικόνα 4.13: Ενεργές τάσεις σε κατάσταση ισορροπίας (πηγή:ΚΩΗ ΜΑΡΙΑ, ΛΙΒΑ ΒΑΣΙΛΙΚΗ, ΣΑΡΡΗ ΜΑΡΙΑ-ΕΥΛΑΜΠΙΑ, 2018)

Όταν ο τοίχος κινείται προς τα έξω , η πλευρική μικραίνει έως ότου προκύψει οριακή κατάσταση αστοχίας όπως φαίνεται στην εικόνα 4.14:



Εικόνα 4.14: Κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb (πηγή:ΚΩΗ ΜΑΡΙΑ, ΛΙΒΑ ΒΑΣΙΛΙΚΗ, ΣΑΡΡΗ ΜΑΡΙΑ-ΕΥΛΑΜΠΙΑ, 2018)

Από τον κύκλο του Mohr που αντιστοιχεί σε κατάσταση αστοχίας ισχύει:

$$\sin\varphi = \frac{AK}{BK} = \frac{AK}{OB + OK}$$

- $AK = \frac{\sigma'_v - \sigma'_h}{2}$
- $BO = \frac{c}{tan\varphi}$
- $OK = \frac{\sigma'_v + \sigma'_h}{2}$

Επομένως : $\sin\varphi = \frac{\frac{\sigma'_v-\sigma'_h}{2}}{\frac{c}{tan\varphi}+\frac{\sigma'_v+\sigma'_h}{2}}$ και $\frac{\sigma'_v-\sigma'_h}{2} = cos\varphi + \frac{\sigma'_v+\sigma'_h}{2} sin\varphi$

Άρα

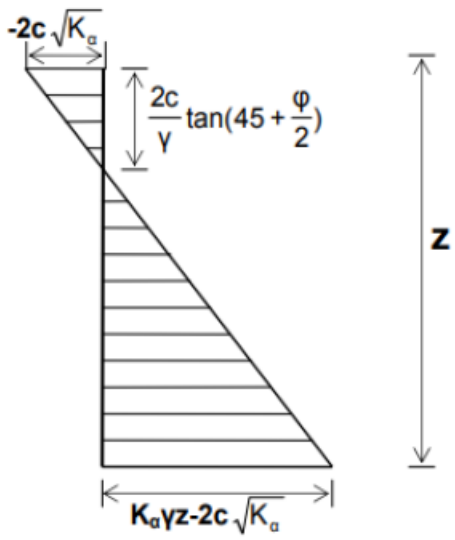
$$\sigma'_h = \sigma'_v \frac{1-sin\varphi}{1+sin\varphi} - 2c\frac{cos\varphi}{1+sin\varphi} \qquad (5.3)$$

Όμως $\sigma=\gamma_{\alpha\nu}z$ και από τις ισχύουσες παρακάτω τριγωνομετρικές σχέσεις

$$\frac{1-sin\varphi}{1+sin\varphi} = \tan^2(45°+\frac{\varphi}{2}) \text{ και } \frac{cos\varphi}{1+sin\varphi} = \tan^2(45°+\frac{\varphi}{2})$$

Αντικαθιστώντας στην (5.3) θα προκύψει η παρακάτω σχέση:

$$\sigma'_h = \gamma z\tan^2(45°+\frac{\varphi}{2})\text{-}2c\tan^2(45°+\frac{\varphi}{2})$$



Εικόνα 4.15: Μεταβολή σ'_h συναρτήσει του βάθους (πηγή:ΚΩΗ ΜΑΡΙΑ, ΛΙΒΑ ΒΑΣΙΛΙΚΗ, ΣΑΡΡΗ ΜΑΡΙΑ-ΕΥΛΑΜΠΙΑ, 2018)

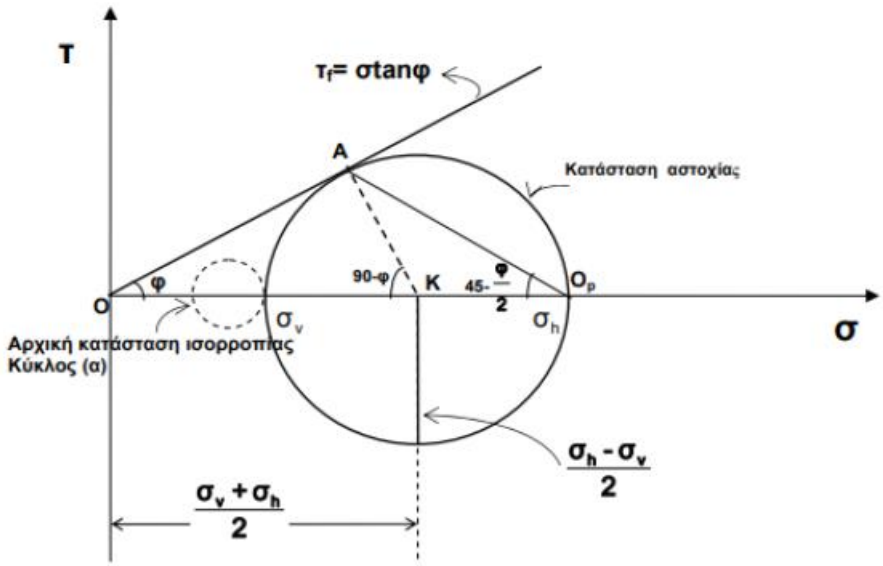
Παθητική Κατάσταση

Όταν ο τοίχος μετακινηθεί προς το εσωτερικό του εδάφους ασκεί πλευρική οριζόντια τάση μεγαλύτερη από αυτή που δέχεται. Ενώ αυξάνεται η πλευρική τάση σ_h έως ότου επικρατήσουν συνθήκες αστοχίας. Η οριακή κατάσταση που δημιουργείται με την κίνηση του τοίχου προς τα έσω λέγεται παθητική κατάσταση. Οι οριακές οριζόντιες τάσεις σ_{hp} που ισχύουν στην κατάσταση αυτή λέγονται παθητικές τάσεις. Ο δείκτης α υποδηλώνει την οριακή κατάσταση αστοχίας. Ο συντελεστής K_p ονομάζεται συντελεστής παθητικής τάσης σε κατάσταση ισορροπίας , προκύπτει με αντίστοιχο τρόπο με αυτόν του K_α και ισούται:

$$K_p = \frac{\sigma_{hp}}{\sigma_v}$$

Μη συνεκτικά εδάφη

Σε κατάσταση ισορροπίας οι γεωστατικές τάσεις σ_v και σ_h εκφράζονται από τον κύκλο του Mohr όπως φαίνεται και στην εικόνα (4.16).Όταν ο τοίχος μετακινείται προς το έδαφος η σ_h θα μεγαλώσει , ξεπερνώντας την τιμή της σ_v. Η διάμετρος του κύκλου του Mohr θα μεγαλώσει έως ότου ο κύκλος να ακουμπήσει στην περιβάλλουσα και θα επικρατήσουν οι συνθήκες αστοχίας.



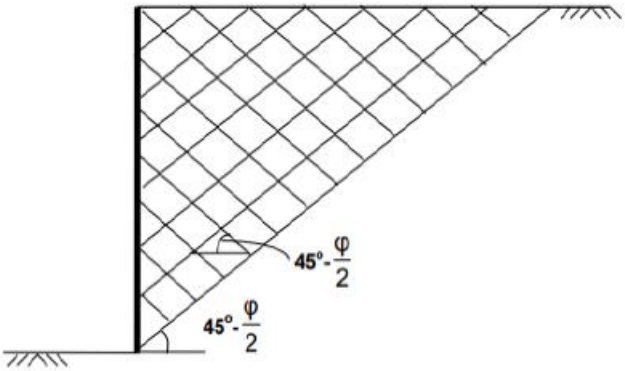
Εικόνα 4.16: Κύκλος του Mohr (πηγή:ΚΩΗ ΜΑΡΙΑ, ΛΙΒΑ ΒΑΣΙΛΙΚΗ, ΣΑΡΡΗ ΜΑΡΙΑ-ΕΥΛΑΜΠΙΑ, 2018)

Από τις γεωμετρικές σχέσεις του κύκλου αστοχίας προκύπτει ότι:

$$\sin\varphi = \frac{KO}{OA} = \frac{\frac{\sigma_h - \sigma_v}{2}}{\sigma_h - \frac{\sigma_h - \sigma_v}{2}} = \frac{\sigma_{ha} + \sigma_v}{\sigma_v + \sigma_{ha}}$$

$$K_p = \frac{\sigma_{ha}}{\sigma_{va}} = \frac{1+sin\varphi}{1-sin\varphi} = \tan^2(45° - \frac{\varphi}{2}) = \frac{1}{K_a}$$

Τα επίπεδα ολίσθησης επομένως θα έχουν προσανατολισμό 45°- $\frac{\varphi}{2}$ ως προς την οριζόντια. Άρα τα πιθανά επίπεδα ολίσθησης μέσα στην εδαφική μάζα θα είναι όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα:



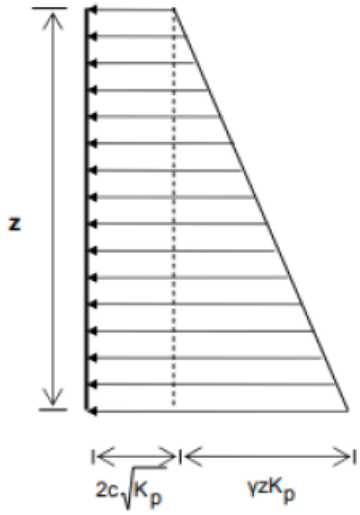
Εικόνα 4.17: Πιθανά επίπεδα ολίσθησης (πηγή:ΚΩΗ ΜΑΡΙΑ, ΛΙΒΑ ΒΑΣΙΛΙΚΗ, ΣΑΡΡΗ ΜΑΡΙΑ-ΕΥΛΑΜΠΙΑ, 2018)

Συνεκτικά εδάφη

Με αντίστοιχο τρόπο με αυτόν της ενεργητικής κατάστασης για συνεκτικά εδάφη προκύπτουν οι παρακάτω σχέσεις:

$$\sigma_h' = \gamma z \tan^2(45° + \frac{\varphi}{2}) + 2c\tan^2(45° + \frac{\varphi}{2})$$

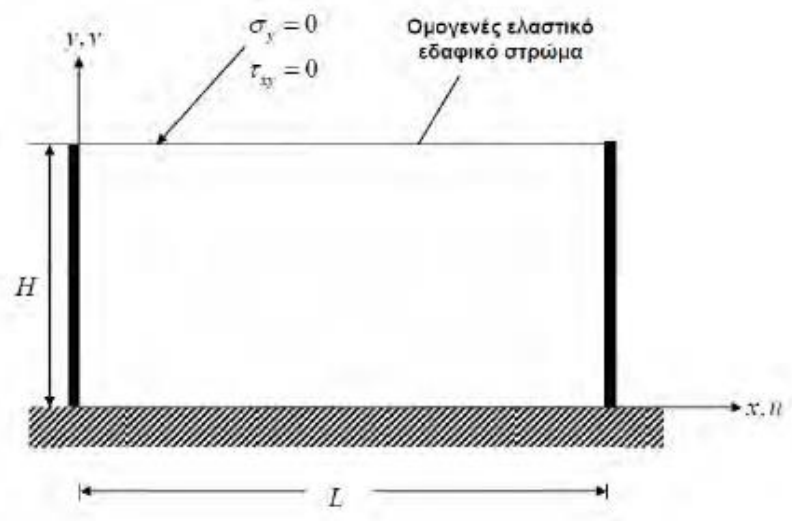
$$\sigma_h' = \gamma z K_p + 2c\sqrt{K_P} \text{ όπου } K_p = \tan^2(45° + \frac{\varphi}{2})$$



Εικόνα 4.18: Μεταβολή σ_h' συναρτήσει του βάθους (πηγή:ΚΩΗ ΜΑΡΙΑ, ΛΙΒΑ ΒΑΣΙΛΙΚΗ, ΣΑΡΡΗ ΜΑΡΙΑ-ΕΥΛΑΜΠΙΑ, 2018)

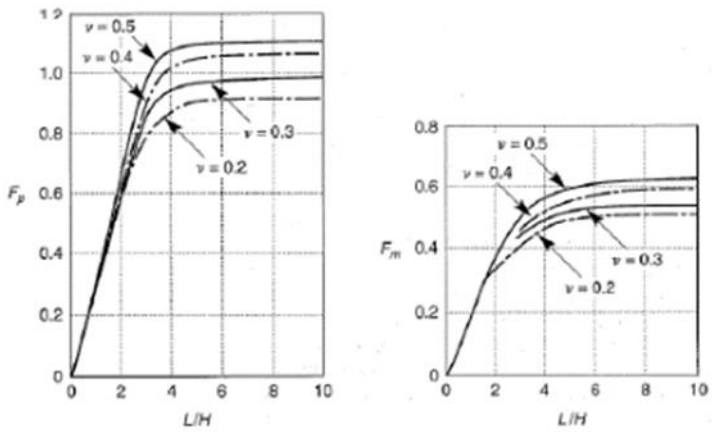
4.2.3 Μέθοδος Wood

Ο Wood (1973) στο διδακτορικό του, μελετά εκτενώς το προσομοίωμα ζεύγους άκαμπτων, άστρεπτων, λείων και πακτωμένων τοίχων σε άκαμπτη βάση όπως φαίνεται στην εικόνα 4.19. Υιοθετείται και σε αυτό το προσομοίωμα η απουσία νερού, δηλαδή το έδαφος δεν έχει φτάσει σε κατάσταση κορεσμού καθώς και ότι μεταξύ των τοίχων παρεμβάλλεται ομοιογενές, ισοτροπικό και ελαστικό εδαφικό υλικό (δηλαδή γίνεται επίλυση των σχετικών διαφορικών εξισώσεων της επίπεδης παραμόρφωσης – νόμου του Hooke).



Εικόνα 4.19: Προσομοίωμα του Wood (πηγή: Παπαζαφειρόπουλος 2007)

Ο Wood ανέλυσε την απόκριση ενός ισότροπου-ομογενούς ελαστικού εδάφους, το οποίο βρίσκεται ανάμεσα σε δύο άκαμπτους τοίχους αντιστήριξης και οι οποίοι συνδέονται με μια άκαμπτη βάση. Η μελέτη αυτή έδειξε ότι αν οι δύο τοίχοι βρίσκονται σε σημαντική απόσταση μεταξύ τους, τότε οι τάσεις που θα ασκηθούν στον ένα δεν θα επηρεαστούν σημαντικά από την παρουσία του άλλου.(Κατσιράκης 2021). Ένα ακόμα συμπέρασμα από την μελέτη του Wood ήταν ότι η δυναμική ενίσχυση είναι αμελητέα για σεισμικές διεγέρσεις μικρής συχνότητας, δηλαδή για διεγέρσεις μικρότερες του μισού της ιδιοσυχνότητας του εδάφους ($f_0 = V_s/4H$). Η επιθυμητή λοιπόν συνθήκη είναι η εξής: $f_0/f \leq 0.5$. Για αυτά τα φάσματα συχνοτήτων, οι τάσεις οι οποίες ασκούνται στον τοίχο μπορούν να υπολογισθούν θεωρώντας το σύστημα ελαστικό και εφαρμόζοντας μια ομοιόμορφη, σταθερή και οριζόντια ψευδοστατική επιτάχυνση.



Εικόνα 4.20: Διάγραμμα συντελεστή δυναμικής ώθησης για διάφορες γεωμετρίες και λόγο Poisson(αριστερά) και όμοιο συντελεστή ροπών ανατροπής (δεξιά) (πηγή:Kramer 1996)

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

$$\Delta Peq = \gamma H^2 \frac{ah}{g} F_p$$

$$\Delta Meq = \gamma H^3 \frac{ah}{g} F_m$$

Στις παραπάνω εξισώσεις το a_h είναι το μέγεθος της επιτάχυνσης της βάσης και οι F_p και F_m είναι οι αδιάστατοι συντελεστές της δυναμικής ώθησης και των ροπών αντίστοιχα. Τα διαγράμματα άντλησης των συντελεστών αυτών παρουσιάζονται στην Εικόνα 4.20. Το σημείο εφαρμογής της δυναμικής ώθησης βρίσκεται στο ύψος (πάνω από τη βάση του τοίχου):

$$heq = \frac{\Delta Meq}{\Delta Peq}$$

4.3 Υλικά

Όπως αναλύθηκε και στο κεφάλαιο 4.1 οι γεωμετρικές προσομοιώσεις που έχουν χρησιμοποιηθεί αποτελούνται από δύο άκαμπτους τοίχους αντιστήριξης οι οποίοι συνδέονται με μια άκαμπτη βάση και στο εσωτερικό τους περιέχουν εδαφικό υλικό. Για την στατική και ψευδοστατική μελέτη των προσομοιώσεων εισήχθησαν τα μηχανικά και φυσικά χαρακτηριστικά των δύο υλικών. Τα υλικά αυτά έχουν συγκεκριμένες ιδιότητες. Αναλυτικότερα , το εδαφικό υλικό που τοποθετήθηκε αναλύθηκε βάση το κριτήριο Mohr-Coulomb όπου το έδαφος θεωρείται ελαστικό-πλαστικό μέσο ο τύπος στράγγισης του μοντέλου ήταν στραγγισμένο . Επιπλέον το ειδικό βάρος του εδάφους πάνω και κάτω από το φρεατικό επίπεδο, γsat, γunsat, ισούται με 20,0 και 16,5 kN/m^3 αντίστοιχα ενώ η διαπερατότητα σε κάθετη και

οριζόντια κατεύθυνση, k_x, k_y είναι ίση με 1,00m/day.Τέλος το μέτρο ελαστικότητας Eref και ο λόγος Poisson ν ισούται με 4,000E+05 kN/m^3 και 0,300 αντίστοιχα. Το υλικό που αποτελούνται οι δύο άκαμπτοι τοίχοι αντιστήριξης και η άκαμπτη βάση αναλύθηκε βάση το κριτήριο Linear elastic, ο τύπος στράγγισης του μοντέλου ήταν μη πορώδες υλικό. Επιπλέον το ειδικό βάρος του εδάφους πάνω και κάτω από το φρεατικό επίπεδο, γsat, γunsat, ισούται με 25,0 kN/m^3 ενώ η διαπερατότητα σε κάθετη και οριζόντια κατεύθυνση, k_x, k_y είναι ίση με μηδέν. Τέλος το μέτρο ελαστικότητας Eref και ο λόγος Poisson ν ισούται με 1,475E+07 kN/m^3 και 0,205 αντίστοιχα και η ταχύτητα Vs με 1549m/s.Τέλος να σημειωθεί ότι στις περιπτώσεις της σεισμικής φόρτισης υπήρξε διέγερση των προσομοιώσεων μέσω του προγράμματος Plaxis 8.2.

4.4 Παραμετρικές Αναλύσεις

4.2.1 Αναλυτική Λύση

Πρώτού πραγματοποιηθούν οι αναλύσεις στο πρόγραμμα Plaxis 8.2, προηγήθηκαν χειρόγραφες αναλύσεις με στόχο την σύγκριση των αποτελεσμάτων του προγράμματος. Συγκεκριμένα για την στατική φόρτιση χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος Rankine η οποία έχει αναλυθεί εκτενώς στο κεφάλαιο 4.2.2 και για την σεισμική φόρτιση η μέθοδος του Wood η οποία έχει αναλυθεί στο κεφάλαιο 4.2.3.

Με την μέθοδο Rankine η πίεση υπολογίστηκε από την παρακάτω σχέση:

$$P_0=\frac{1}{2}*K*\gamma*H^2$$

Όπου

- $K \approx K_0 = 0.5$
- $K_0 = 1- \sin\varphi$ όπου $\varphi=30°$
- $\gamma= \gamma unsat =16.5$ kN/m^3
- $H=8m$

Επομένως η πίεση είναι **P_0=264 kN/m**

Με την μέθοδο Wood και σύμφωνα με το διάγραμμα στην εικόνα 4.20 η πίεση υπολογίστηκε από τις παρακάτω σχέσεις:

Όταν L/H>5

- $\Delta Peq = \gamma H^2 a_h = 253{,}44$ KN/m
- P_0=264 kN/m
- $P = P_A + \Delta P_{eq}$

Όπου

- γ= γunsat =16.5 kN/m^3
- H = 8 m
- a_h = 0.24 (παραδοχή)

Επομένως η πίεση είναι **P=517 kN/m**

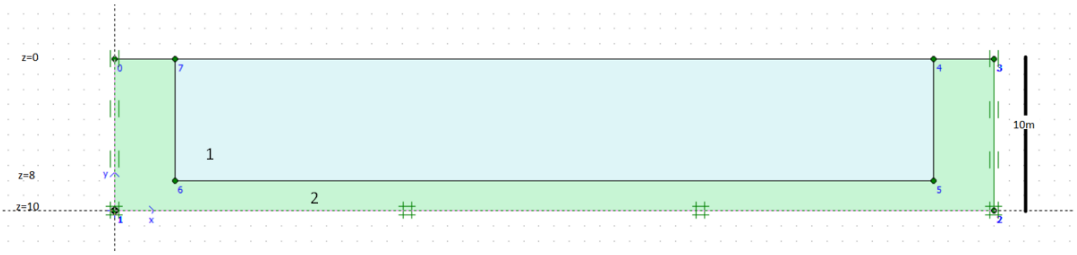
Όταν L/H ≈1,5

- $\Delta Po = 0{,}5\gamma H^2 a_h = 118$ KN/m
- P_0=264 kN/m
- $P = P_A + \Delta P_o$

Όπου

- γ= γunsat =16.5 kN/m^3
- H = 8 m
- a_h = 0.24 (παραδοχή)

Επομένως η πίεση είναι **P=382 kN/m**

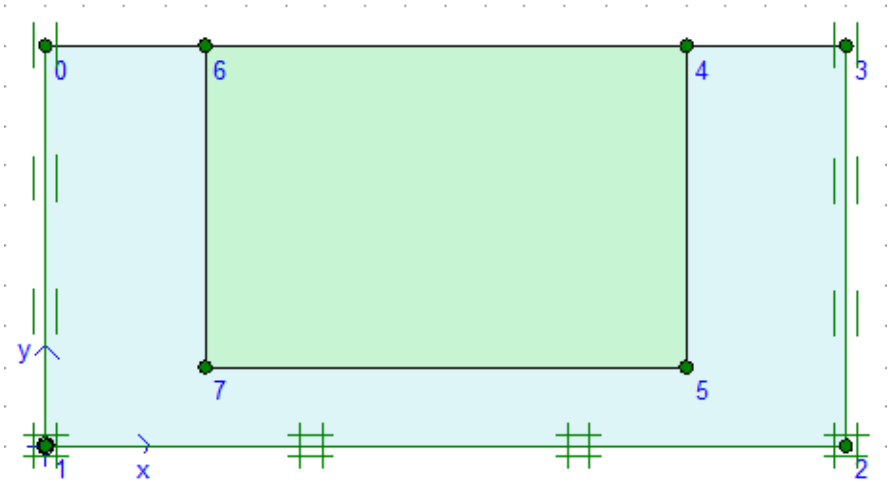


Εικόνα 4.21: Προσομοίωση μοντέλου στο πρόγραμμα Plaxis 8.2

4.2.2 Λύση μέσω του προγράμματος Plaxis 8.2

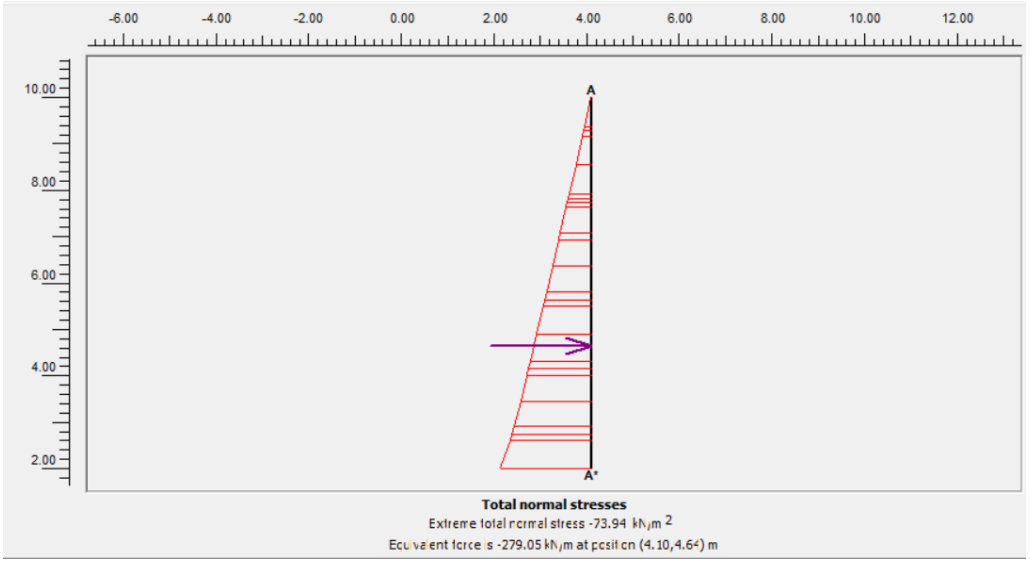
Για την σύγκριση χρησιμοποιήθηκαν 4 διαφορετικές προσομοιώσεις. Η μοναδική και βασική διαφορά μεταξύ των προσομοιώσεων ήταν οι απόσταση μεταξύ των δύο άκαμπτων τοίχων.

Η πρώτη προσομοίωση είναι αυτή με απόσταση 12 μέτρων μεταξύ των δύο τοίχων. Ή συγκεκριμένη απόσταση μεταξύ των άκαμπτων τοίχων θεωρείται αρκετά μικρή.

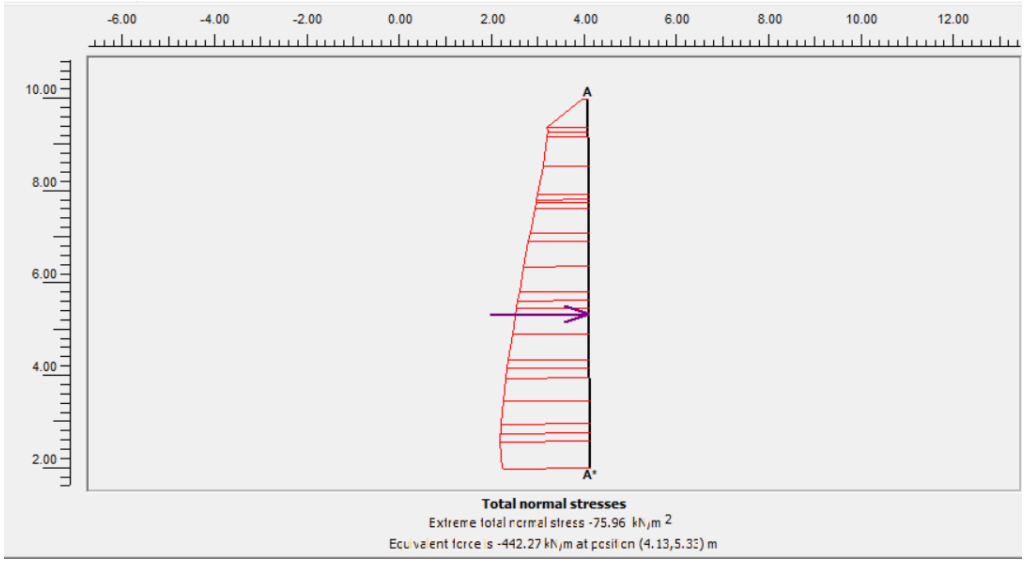


Εικόνα 4.22: Μοντέλο με απόσταση 12 μέτρων μεταξύ των δύο άκαμπτων τοίχων στο πρόγραμμα Plaxis 8.2

Παρόλα αυτά, ακολουθώντας την μεθοδολογία του κεφαλαίου 3 ,όπως φαίνεται και στην παρακάτω εικόνα η συνολική πίεση που ασκείται στον τοίχο κατά την διάρκεια της στατικής φόρτισης είναι ίση με 279 kN/m , ενώ κατά την διάρκεια της σεισμικής 442 kN/m.



Εικόνα 4.23: Συνολική πίεση που ασκείται στον άκαμπτο τοίχο κατά την διάρκεια της στατικής φόρτισης στο πρόγραμμα Plaxis 8.2

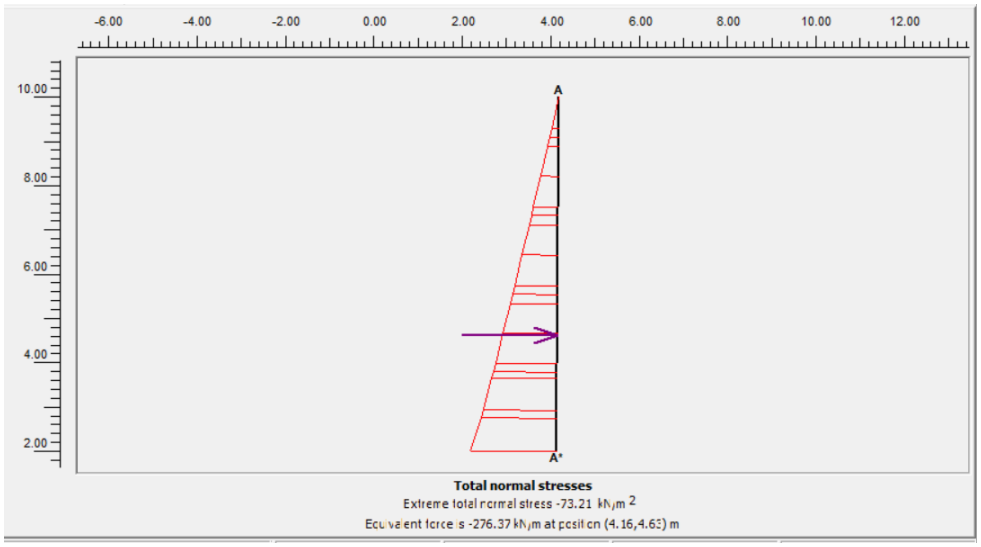


Εικόνα 4.24: Συνολική πίεση που ασκείται στον άκαμπτο τοίχο κατά την διάρκεια της σεισμικής φόρτισης στο πρόγραμμα Plaxis 8.2

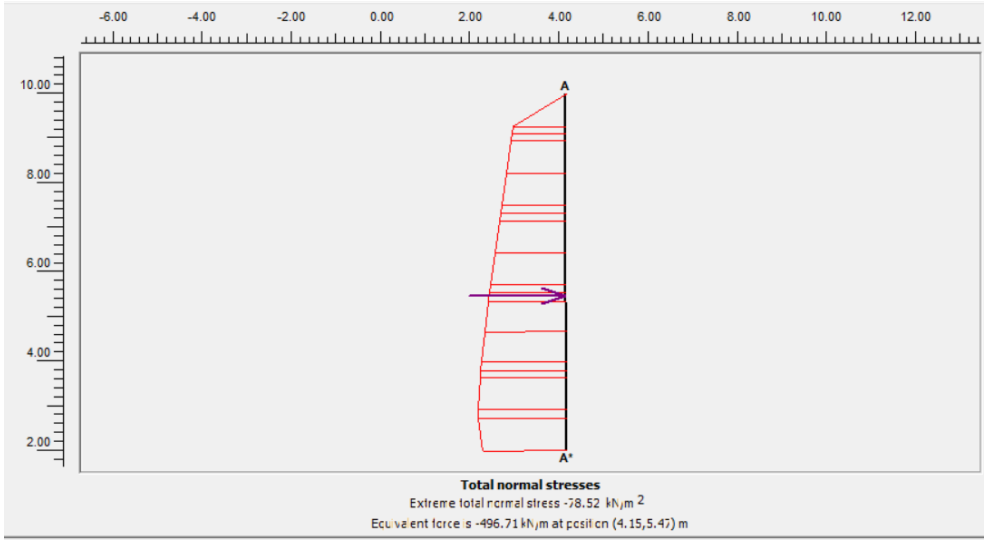
Η επόμενη προσομοίωση είναι αυτή με απόσταση 25 μέτρων μεταξύ των δύο τοίχων. Η συγκεκριμένη απόσταση μεταξύ των άκαμπτων τοίχων θεωρείται ικανοποιητική και είναι σχεδόν διπλάσια από την προηγούμενη.

Η συνολική πίεση που ασκείται στον τοίχο κατά την διάρκεια της στατικής φόρτισης είναι ίση με 276 kN/m , ενώ κατά την διάρκεια της σεισμικής 497 kN/m.

Εικόνα 4.25: Μοντέλο με απόσταση 25 μέτρων μεταξύ των δύο άκαμπτων τοίχων στο πρόγραμμα Plaxis 8.2

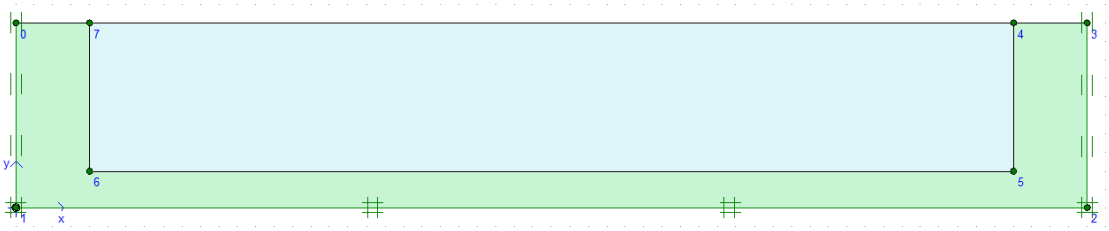


Εικόνα 4.26: Συνολική πίεση που ασκείται στον άκαμπτο τοίχο κατά την διάρκεια της στατικής φόρτισης στο πρόγραμμα Plaxis 8.2



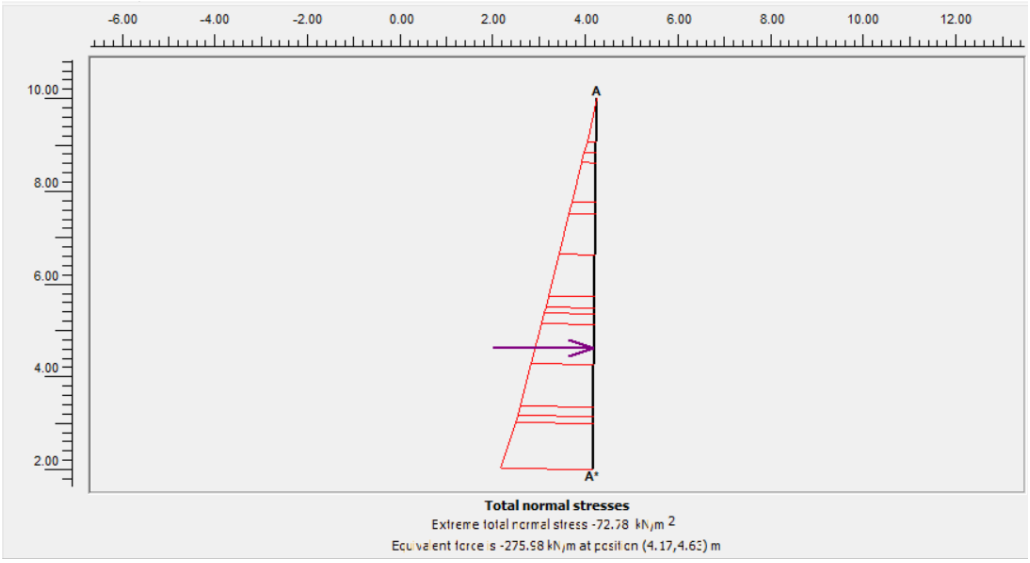
Εικόνα 4.27: Συνολική πίεση που ασκείται στον άκαμπτο τοίχο κατά την διάρκεια της σεισμικής φόρτισης στο πρόγραμμα Plaxis 8.2

Στην συνέχεια αναλύεται η προσομοίωση με απόσταση 50 μέτρων μεταξύ των δύο τοίχων. Η συγκεκριμένη απόσταση μεταξύ των άκαμπτων τοίχων θεωρείται ικανοποιητική και είναι διπλάσια από την προηγούμενη. Επιπλέον ικανοποιεί την συνθήκη L/H ≥ 5.

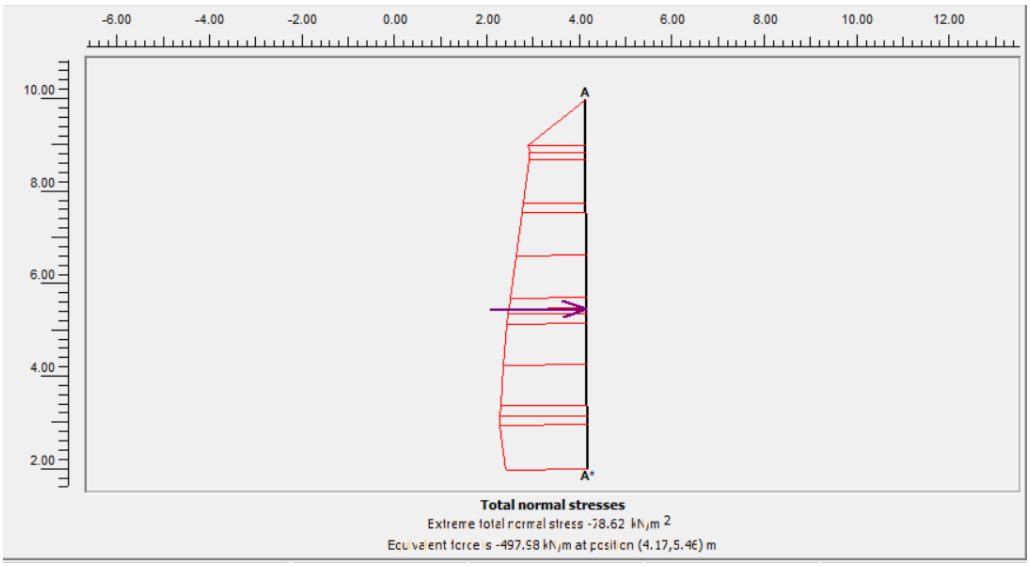


Εικόνα 4.28: Μοντέλο με απόσταση 50 μέτρων μεταξύ των δύο άκαμπτων τοίχων στο πρόγραμμα Plaxis 8.2

Η συνολική πίεση που ασκείται στον τοίχο κατά την διάρκεια της στατικής φόρτισης είναι ίση με 276 kN/m , ενώ κατά την διάρκεια της σεισμικής 498 kN/m.

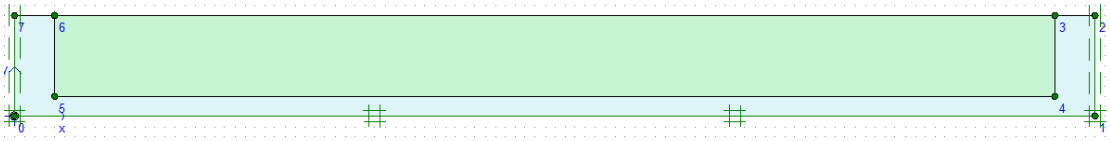


Εικόνα 4.29: Συνολική πίεση που ασκείται στον άκαμπτο τοίχο κατά την διάρκεια της στατικής φόρτισης στο πρόγραμμα Plaxis 8.2



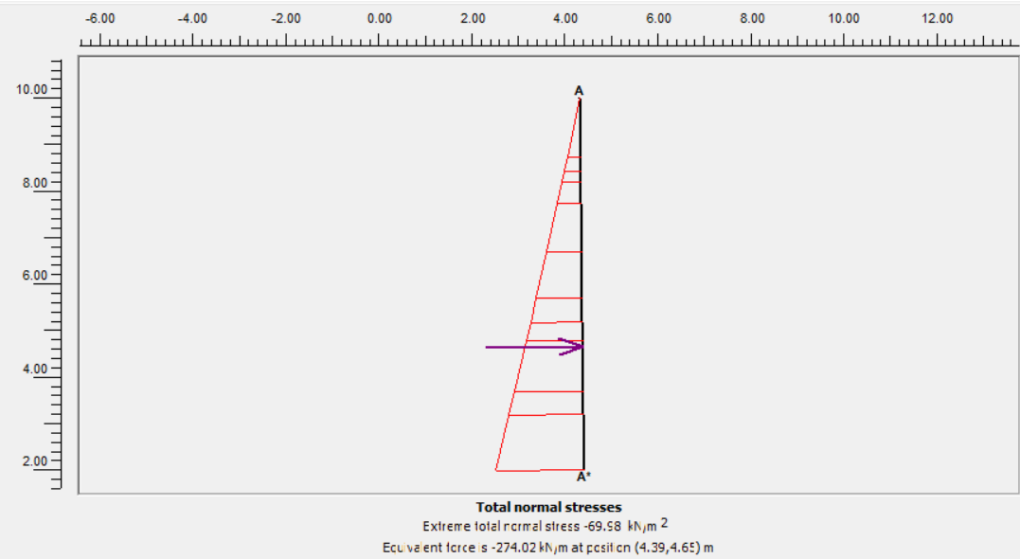
Εικόνα 4.30: Συνολική πίεση που ασκείται στον άκαμπτο τοίχο κατά την διάρκεια της σεισμικής φόρτισης στο πρόγραμμα Plaxis 8.2

Τέλος αναλύεται η προσομοίωση με απόσταση 100 μέτρων μεταξύ των δύο τοίχων. Η συγκεκριμένη απόσταση μεταξύ των άκαμπτων τοίχων θεωρείται αρκετά μεγάλη και είναι διπλάσια από την προηγούμενη. Επιπλέον ικανοποιεί την συνθήκη L/H ≥ 5.

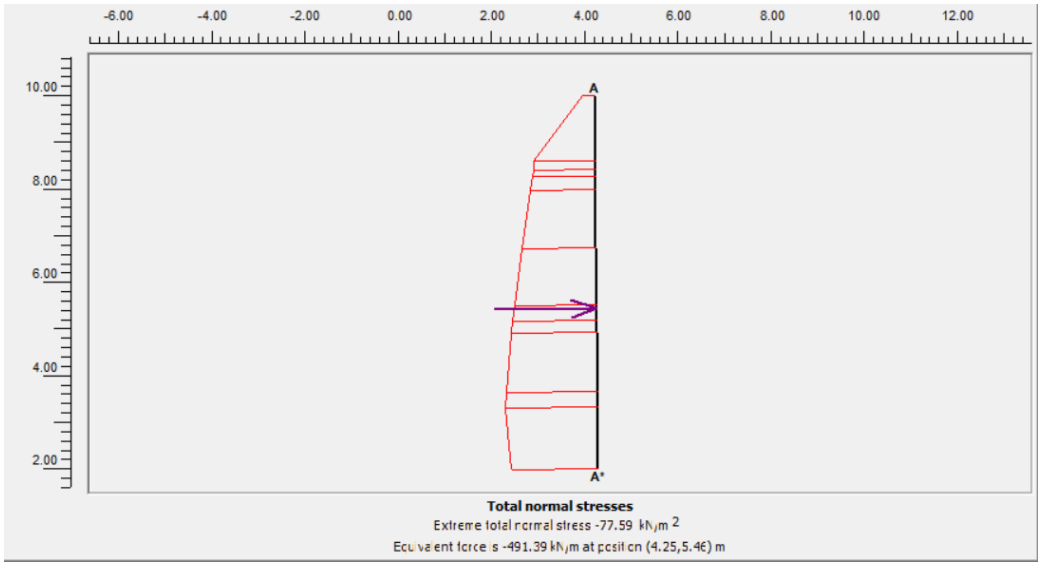


Εικόνα 4.31: Μοντέλο με απόσταση 100 μέτρων μεταξύ των δύο άκαμπτων τοίχων στο πρόγραμμα Plaxis 8.2

Η συνολική πίεση που ασκείται στον τοίχο κατά την διάρκεια της στατικής φόρτισης είναι ίση με 274 kN/m , ενώ κατά την διάρκεια της σεισμικής 491 kN/m.



Εικόνα 4.32: Συνολική πίεση που ασκείται στον άκαμπτο τοίχο κατά την διάρκεια της στατικής φόρτισης στο πρόγραμμα Plaxis 8.2



Εικόνα 4.33: Συνολική πίεση που ασκείται στον άκαμπτο τοίχο κατά την διάρκεια της σεισμικής φόρτισης στο πρόγραμμα Plaxis 8.2

4.5 Συμπεράσματα

Οι πίνακες 4.1 και 4.2 συνοψίζουν τα αποτελέσματα που αναλύθηκαν στο κεφάλαιο 4.4. Προφανώς στην αναλυτική λύση τα αποτελέσματα είναι τα ίδια ανεξαρτήτως της απόστασης των δύο άκαμπτων τοίχων.

ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΛΥΣΗ	12m	25m	50m	100m
Στατική φόρτιση και έδαφος	264	264	264	264
Σεισμική φόρτιση και έδαφος	382	517	517	517

Πίνακας 4.1: Αναλυτικά αποτελέσματα

Στην αριθμητική λύση παρατηρείται ότι τα αποτελέσματα ανάμεσα στις προσομοιώσεις με διαφορετική απόσταση μεταξύ των δύο άκαμπτων τοίχων είναι σχεδόν όμοια.

ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΛΥΣΗ	12m	25m	50m	100m
Στατική φόρτιση και έδαφος	279	276	276	274
Σεισμική φόρτιση και έδαφος	442	497	498	491

Πίνακας 4.2: Αριθμητικά αποτελέσματα

Αναλυτικότερα , για την στατική φόρτιση και έδαφος όσο μεγαλώνει η απόσταση των δύο τοίχων , η δύναμη που ασκείται μειώνεται. Όταν οι τοίχοι βρίσκονται σε απόσταση 12 μέτρων η πίεση ισούται με 279 kN/m , σε απόσταση 25 και 50 μέτρων η πίεση ισούται με 276 kN/m και σε απόσταση 100 μέτρων 274 kN/m. Η ποσοστιαία λοιπόν διαφορά που παρατηρείται, μεταξύ της αναλυτικής και της αριθμητικής λύσεις είναι 5%,4%,4% και 3% για απόσταση 12, 25, 50 και 100 μέτρων αντίστοιχα μεταξύ των άκαμπτων τοίχων.

Για την σεισμική φόρτιση και έδαφος δεν παρατηρείται κάποιο συγκεκριμένο μοτίβο σχετικά με την απόσταση των δύο τοίχων και την τιμή της δύναμης. Όταν οι τοίχοι βρίσκονται σε απόσταση 12 μέτρων η πίεση ισούται με 442 kN/m , σε απόσταση 25 και 50 μέτρων η πίεση ισούται με 497 και 498 kN/m αντίστοιχα και σε απόσταση 100 μέτρων 491 kN/m. Η ποσοστιαία λοιπόν διαφορά που παρατηρείται, μεταξύ της αναλυτικής και της αριθμητικής λύσης είναι 14%, 4%, 4% και 5% για απόσταση 12, 25, 50 και 100 μέτρων αντίστοιχα μεταξύ των άκαμπτων τοίχων.

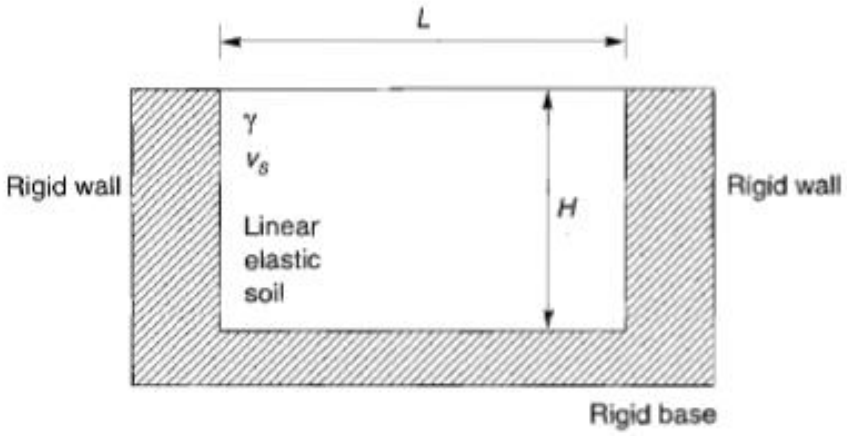
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5ο

Αριθμητική Προσομοίωση Υδροστατικών και Υδροδυναμικών Εδαφικών Ωθήσεων

5.1 Εισαγωγή

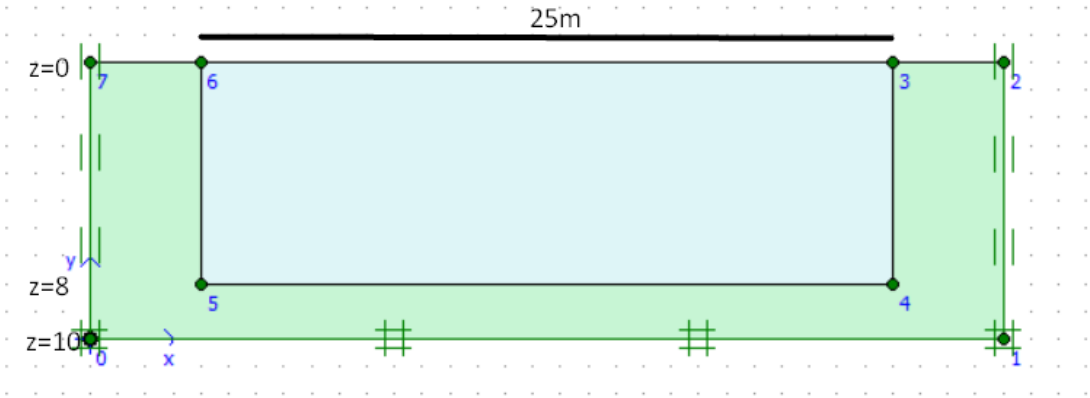
Στο κεφάλαιο αυτό θα γίνει η παρουσίαση και ο σχολιασμός των αποτελεσμάτων της αριθμητικής προσομοίωσης των υδροστατικών και υδροδυναμικών εδαφικών ωθήσεων. Επιπλέον θα παρουσιαστούν οι μέθοδοι που χρησιμοποιήθηκαν για την επίλυση τους.

Αρχικά , τα μοντέλα που χρησιμοποιήθηκαν είναι εμπνευσμένα από την γεωμετρία τοίχου του Wood που ασχολήθηκε με την ανάλυση των πιέσεων σε άκαμπτους τοίχους(1973). Οι προσομοιώσεις διαφέρουν σε διαστάσεις με αυτή του Wood αλλά υπακούν στην γεωμετρία που επέλεξε.



Εικόνα 5.1: Γεωμετρία τοίχου για ανάλυση από τον Wood (πηγή: Steven L. Kramer "Geotechnical Earthquake Engineering")

Όπως φαίνεται και στην εικόνα 5.1. και έχει αναλυθεί στα προηγούμενα κεφάλαια οι προσομοιώσεις στην ουσία είναι ορθογώνια «κουτιά» που περιέχουν εδαφικό υλικό με συγκεκριμένα χαρακτηριστικά και εξωτερικά περιβάλλονται από άκαμπτο τοίχο. Πιο συγκεκριμένα , κάθε προσομοίωση αποτελείται από δύο πακτωμένους τοίχους που η διάσταση τους στον άξονα Χ ανέρχεται στα τέσσερα μέτρα ενώ στον άξονα Ζ στα δέκα μέτρα μήκους. Η απόσταση μεταξύ των δύο τοίχων διαφέρει. Στις προσομοιώσεις που χρησιμοποιήθηκαν στην συγκεκριμένη διπλωματική εργασία , οι αποστάσεις μεταξύ των δύο τοίχων είναι 12, 25, 50 και 100 μέτρα. Παρακάτω απεικονίζεται το μοντέλο των 25 μέτρων όπως έχει σχεδιαστεί στο πρόγραμμα Plaxis 8.2.



Εικόνα 5.2: Παράδειγμα προσομοίωσης στο πρόγραμμα Plaxis 8.2

5.2 Θεωρία Westergaard

5.2.1 Εισαγωγικά

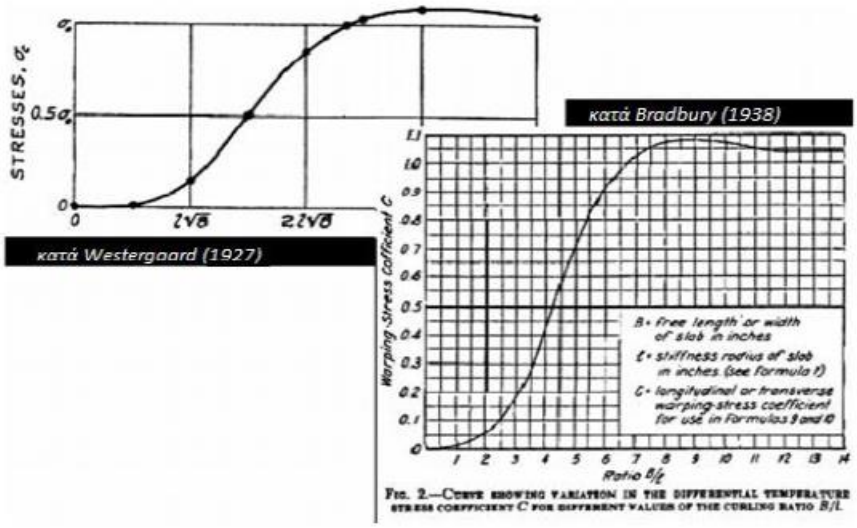
Ο Westergaard (1888-1950) θεωρείται ο άνθρωπος στον οποίο οφείλεται η ανάπτυξη των σύγχρονων μεθόδων σχεδιασμού οδοστρωμάτων. Η μεθοδολογία που εφάρμοσε στις αρχές της δεκαετίας του 1920 είναι η βάση στην οποία στηρίχθηκε κάθε σημαντική εξέλιξη της μηχανικής οδοστρωμάτων έκτοτε. Ο Westergaard δημοσίευσε την πρώτη του μελέτη πάνω στα οδοστρώματα από σκυρόδεμα στα δανέζικα το 1923 και έπειτα από πλήθος ενδιάμεσων , την τελευταία του το 1948 στα αγγλικά. Η εκτενής θεωρητική μελέτη των τάσεων και των καμπτικών βελών και οι λύσεις που παρουσίασε για το πρόβλημα θερμοκρασιακής φόρτισης (1927) και επιβολής φορτίου τροχού που περιλαμβάνεται στη διδακτορική διατριβή του Skarlatos (1949), η οποία ολοκληρώθηκε υπό την επίβλεψή του Westergaard, αποτέλεσαν τα σημαντικότερα βήματα προόδου στον σχεδιασμό οδοστρωμάτων από σκυρόδεμα.

Συγκεκριμένα οι εξισώσεις που διατύπωσε αφορούν κάμψη της πλάκας λόγω θερμοκρασιακής φόρτισης και για τρεις περιπτώσεις φόρτισης από τροχό: φορτίο εφαρμοσμένο πλησίον της γωνίας μιας μεγάλης πλάκας, φορτίο εφαρμοσμένο κοντά στην ακμή μιας μεγάλης πλάκας αλλά σε σημαντική απόσταση από οποιαδήποτε γωνία, και φορτίο εφαρμοσμένο στο εσωτερικό μιας μεγάλης πλάκας αλλά σε σημαντική απόσταση από οποιαδήποτε ακμή αυτής.

Σε αυτές τις αναλύσεις αντιμετώπισε την πλάκα-επί-εδάφους ως έλασμα επί ενός στρώματος άπειρων κατακόρυφα τοποθετημένων γραμμικών ελατηρίων περιοριζόμενος έτσι από μια σειρά υποθέσεων και παραδοχών. Αφ' ενός υπέθεσε πως η πλάκα και το έδαφος βρίσκονται σε πλήρη επαφή και αφ' εταίρου δέχθηκε την απλουστευτική υπόθεση ότι η δύναμη στήριξης μεταξύ της πλάκας και του εδάφους έδρασης σε οποιοδήποτε σημείο είναι ανάλογη της βύθισης στο σημείο

αυτό και ανεξάρτητη από τη βύθιση σε οποιοδήποτε άλλο σημείο, θεωρία που αντιστοιχεί σε θεμελίωση τύπου Winkler.

Ο Westergaard ανέπτυξε διάφορα πρακτικά εργαλεία που συμπλήρωναν τις αρχικές εξισώσεις που είχε διατυπώσει, με χαρακτηριστικότερο το διάγραμμα για τον προσδιορισμό, συναρτήσει των διαστάσεων της πλάκας, του συντελεστή C που συμμετέχει στις εξισώσεις υπολογισμού των τάσεων λόγω κύρτωσης. Η διερεύνηση των τιμών που λαμβάνει ο συντελεστής C, αποδίδεται στην συντριπτική πλειοψηφία της βιβλιογραφίας στον Bradbury (1938). Όπως είναι εμφανές όμως και από την εικόνα 5.3, η διατύπωση του πρωτότυπου διαγράμματος ανήκει στον Westergaard .



Εικόνα 5.3: Διαγράμματα προσδιορισμού του συντελεστή C κατά Westergaard(αριστερά) και κατά Bradbury(δεξιά) (πηγή Ριζόπουλος 2015)

Βασιζόμενη στη μελέτη του Westergaard, η Αμερικάνικη Υπηρεσία Δημόσιων Δρόμων (U.S. Bureau of Public Roads) διεκπεραίωσε μια εκτενή έρευνα πάνω στη στατική συμπεριφορά των οδοστρωμάτων από σκυρόδεμα στο Πεδίο Πειραμάτων του Arlington (Arlington Experimental Farm) στη Virginia των ΗΠΑ. Τα αποτελέσματα δημοσιεύτηκαν σε έξι τεύχη του περιοδικού *Public Roads* μεταξύ 1935 και 1943 και εκδόθηκαν μαζί σε έναν τόμο για ευρύτερη διάδοση (Teller και Sutherland)

Ο Westergaard ασχολήθηκε μάλλον επιδερμικά με την αντιμετώπιση των περιορισμών που του έθεταν οι παραδοχές του, κάτι όμως που έκαναν αρκετοί μεταγενέστεροι ερευνητές που ασχολήθηκαν με την επέκταση και τη γενίκευση των λύσεων που είχε παρουσιάσει. Τις σημαντικότερες από τις βελτιώσεις που δέχθηκε η θεωρία του συνοψίζει ο Πίνακας 6.1 μαζί με το περιθώριο σφάλματος που είχε η κάθε μέθοδος με τη νέα της μορφή.(Ριζόπουλος 2015)

Περιορισμός που ξεπεράστηκε	Περιθώριο σφάλματος(%)	Μελετητής	Έτος
Καθολική στήριξη πλάκας-μηδενική αποκόλληση	50	Westergaard	1927
Μια πλάκα-μηδενική συνεργασία	25	Skarlatos	1949
Φόρτιση με έναν τροχό-αμέληση συστήματος τροχών	15	Pickett&Ray	1951
Στρώση πλάκας χωρίς βάση	10	Childs et al.	1957
Άπειρη πλάκα-περιπτώσεις φόρτισης σε γωνία,ακμή,μέσον	5	Ιωαννίδης	1984
Οιονεί-άπειρη υποδομή	2	Εκκρεμεί	Εκκρεμεί

Πίνακας 6.1: Σύνοψη βελτιώσεων μηχανικής οδοστρωμάτων (πηγή: Ριζόπουλος 2015)

Αρχικά, ο Westergaard θεωρεί την πλάκα του σκυροδέματος ως ελαστικό ομογενές και ισότροπο μέσο. Παράλληλα, κάνει την παραδοχή πλήρους στήριξης της πλάκας σε μονοστρωματική βάση προσομοιαζόμενη με έδαφος τύπου Winkler, που ισοδυναμεί με έδραση της πλάκας σε μία σειρά απείρων ελατηρίων. Η θεώρηση αυτή συνεπάγεται πως οι αντιδράσεις της στρώσης έδρασης είναι ανάλογες των υποχωρήσεων και είναι μόνον κατακόρυφες, οπότε δεν αναπτύσσονται διατμητικές τάσεις. Παρότι κάτι τέτοιο δεν ανταποκρίνεται στην πραγματική συμπεριφορά των συμπυκνωμένων εδαφικών υλικών, θεωρείται ότι στις εξεταζόμενες περιπτώσεις δεν επιφέρει σημαντικά υπολογιστικά σφάλματα. Σημαντικότερα, όμως, σφάλματα στην στατική ανάλυση δύνανται να προκύψουν από την παραδοχή του Westergaard πως οι υποχωρήσεις της πλάκας και του εδάφους είναι συμβιβαστές καθώς η πλάκα βρίσκεται σε συνεχή επαφή με το έδαφος. Ωστόσο, έχει διαπιστωθεί ότι η πλάκα, λόγω της περιβαλλοντικής επίδρασης και συγκεκριμένα λόγω θερμοκρασιακών αλλά και υγρομετρικών διακυμάνσεων, δε βρίσκεται σε επαφή με τη βάση για ένα σημαντικό ποσοστό του 24ώρου. Για το λόγο αυτό, οι αρχικές εξισώσεις του Westergaard έχουν υποστεί διαφορες τροποποιήσεις και βελτιώσεις.

Επιπλέον, δε λαμβάνουν υπ' όψιν τη συνεργασία μεταξύ των πλακών που συναποτελούν το οδόστρωμα, μέσω των βλήτρων στους αρμούς, κάτι που επίσης αποτελεί αιτία σφαλμάτων στους υπολογισμούς.

Τέλος, αναφέρονται μόνο σε πλάκες των οποίων η επιφάνεια είναι πολύ μεγαλύτερη αυτής του τροχού, ενώ δίνουν αποτελέσματα για τοποθέτηση αυτού μόνο στις τρεις συγκεκριμένες θέσεις που προαναφέρθηκαν (Ριζόπουλος 2015).

5.2.2 Θεωρία Westergaard – Υδροδυναμικές και Υδροστατικές πιέσεις

Η ύπαρξη νερού μπροστά αλλά και πίσω από έναν τοίχο και η μεταβολή των πιέσεών του, αποτελούν σημαντικό παράγονται στην απόκριση του συστήματος τοίχου αντιστήριξης και εδάφους. Οι συνολικές υδατικές πιέσεις αποτελούνται από την υδροστατική πίεση που αυξάνεται γραμμικά με το βάθος και τις υδροδυναμικές πιέσεις, αποτέλεσμα της δυναμικής απόκρισης του υδάτινου όγκου.(Καλογεράκου-2015)

Οι υδροδυναμικές πιέσεις που εμφανίζονται κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος εκτιμώνται με βάση τη θεωρία Westergaard (1933), βάση της οποίας αποδεικνύεται ότι το μέγεθος της υδροδυναμικής πίεσης αυξάνεται με την τετραγωνική ρίζα του βάθους του νερού, για συχνότητες μικρότερες της ιδιοσυχνότητας του ταμιευτήρα ($fo= Vp/(4H)$, όπου Vp η ταχύτητα διάδοσης p κυμάτων στο νερό και Η το βάθος του νερού στον ταμιευτήρα). Η θεωρία Westergaard περιγράφεται συνοπτικά παρακάτω. Παρατηρείται ότι στην ανάντη παρειά του τοίχου ασκούνται υπερπιέσεις, ενώ στην κατάντη παρειά υποπιέσεις. Στην περίπτωση λοιπόν τοίχου με νερό μόνο στις δυο παρειές, η υδροδυναμική ώθηση διπλασιάζεται. Οι παραδοχές της θεωρίας Westergaard είναι οι εξής:

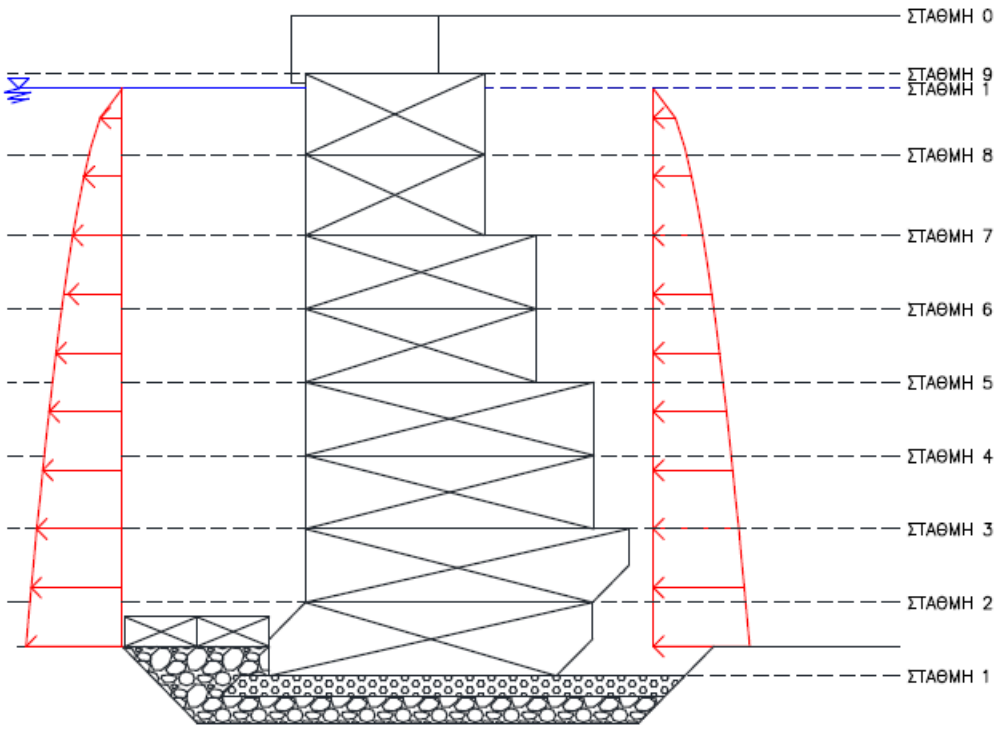
- Νερό δίχως ύπαρξη εδάφους.
- Κατακόρυφη παρειά τοίχου.
- Απειρομήκης λιμενολεκάνη.

Οι οριζόντιες δυνάμεις επί των μορίων του ύδατος εσωτερικά και εξωτερικά ενός τοίχου δημιουργούν οριζόντιες δυναμικές πιέσεις παραβολικής κατανομής λόγω της οριζόντιας κίνησης μίας μάζας ύδατος που προσβάλλει την εσωτερική παρειά του τοίχου, ενώ ταυτόχρονα απομακρύνεται από την εξωτερική. Έτσι οι δυνάμεις αυτές στη μεν εσωτερική παρειά του τοίχου αυξάνουν τις υδροστατικές πιέσεις, ενώ στην εξωτερική τις μειώνουν.

Για την εκτίμηση των πιέσεων αυτών χρησιμοποιείται η σχέση Westergaard. Η χρήση της σχέσης αυτής απαιτεί να ικανοποιούνται οι εξής προϋποθέσεις:

- Η παρειά του τοίχου είναι κατακόρυφη
- Το μήκος της λιμενολεκάνης είναι άπειρο
- Απουσία εδάφους, το οποίο θα εμπόδιζε τη κίνηση της μάζας του νερού

Είναι προφανές ότι για υπό σχεδίαση τοίχο οι δύο πρώτες προϋποθέσεις ικανοποιούνται απόλυτα. Όσον αφορά την τρίτη προϋπόθεση θεωρείται ότι το νερό μπορεί να κινείται ανεμπόδιστα μέσα από τους πόρους της λιθορριπής του ανακουφιστικού πρίσματος του τοίχου.



Εικόνα 5.4: Υδροδυναμικές πιέσεις στην εξωτερική και στην εσωτερική πλευρά κρηπιδότοιχου (πηγή: Ταρλάντας 2014)

Ο παρακάτω πίνακας μας δίνει τη σχέση ανάμεσα στον διορθωτικό συντελεστή C_e, ο οποίος εκφράζει το ποσοστό του νερού των πόρων το οποίο ταλαντώνεται ελεύθερα (ανεξάρτητα) από τον εδαφικό σκελετό, και το υλικό της επίχωσης.

Υλικό Επίχωσης	Ce		
	H=5,00m	H=10,00m	H=20,00m
Καλά Διαβαθμισμένη Λιθορριπή	1,00	1,00	1,00
Χάλικες	1,00	1,00	1,00
Χονδρόκοκκη Άμμος	1,00	0,95	0,80
Λεπτή Άμμος	0,42	0,16	0,04
Ίλυς	0,00	0,00	0,00
Αργιλώδες Αμμοχάλικο	0,00	0,00	0,00

Πίνακας 6.2: Συντελεστής Επιρροής Εδάφους Ce για τις υδροδυναμικές πιέσεις Westergaard (πηγή: Μπουκουβάλας «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Τοίχων Αντιστήριξης και Κρηπιδότοιχων»)

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 υποπιέσεων στην εξωτερική πλευρά του

κρηπιδότοιχου, με το μέτρο τους να εκτιμάται με βάση τη σχέση του Westergaard:

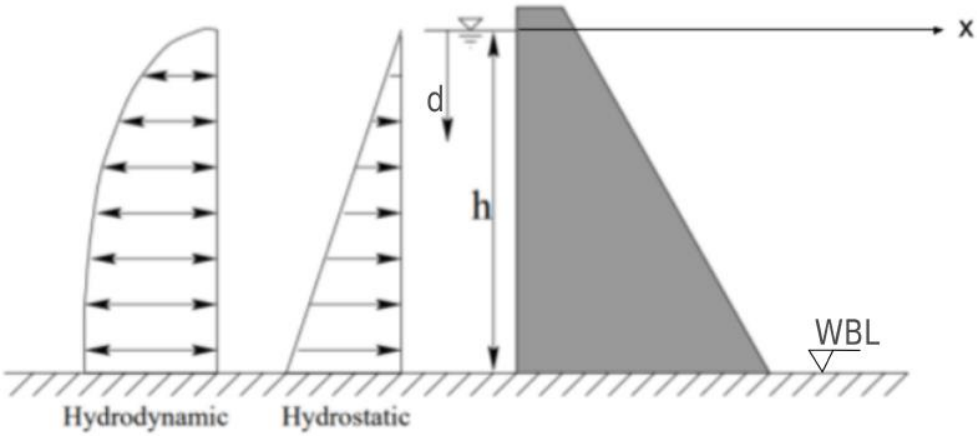
$$u_{hd}(z) = \frac{7}{8}\, a\, \gamma w\, (zH)^{1/2}$$

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

$$P_{hd}=\frac{7}{12} a\, \gamma w\, H^2$$

Στις παραπάνω σχέσεις, a είναι ο σεισμικός συντελεστής και γw το ειδικό βάρος του νερού.

Το νερό των πόρων του αντιστηριζόμενου 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.



Εικόνα 5.5: Υδροστατικές και υδροδυναμικές πιέσεις κατά Westergaard (πηγή: geoengineer.org)

5.3 Υλικά

Όπως αναλύθηκε και στο κεφάλαιο 5.1 οι γεωμετρικές προσομοιώσεις που έχουν χρησιμοποιηθεί αποτελούνται από δύο άκαμπτους τοίχους αντιστήριξης οι οποίοι συνδέονται με μια άκαμπτη βάση και στο εσωτερικό τους περιέχουν ένα εδαφικό υλικό το οποίο στόχο έχει να προσομοιάσει το νερό. Το υλικό αυτό λοιπόν έχει χαρακτηριστικές ιδιότητες που είναι όμοιες με του νερού. Για την υδροστατική και υδροδυναμική μελέτη των προσομοιώσεων εισήχθησαν τα μηχανικά και φυσικά χαρακτηριστικά των δύο υλικών. Τα υλικά αυτά έχουν συγκεκριμένες ιδιότητες. Αναλυτικότερα , το εδαφικό υλικό που προσομοιάζει το νερό που τοποθετήθηκε, αναλύθηκε βάση το κριτήριο Linear elastic, ο τύπος στράγγισης του μοντέλου ήταν στραγγισμένο . Επιπλέον το ειδικό βάρος του εδάφους πάνω και κάτω από το φρεατικό επίπεδο, γsat, γunsat, ισούται με 9,81 kN/m^3 αντίστοιχα ενώ η διαπερατότητα σε κάθετη και οριζόντια κατεύθυνση, k_x, k_y είναι ίση με μηδέν. Τέλος το μέτρο ελαστικότητας Eref και ο λόγος Poisson ν ισούται με 1,200E+04 kN/m^3 και 0,499 αντίστοιχα. Το υλικό που αποτελούνται οι δύο άκαμπτοι τοίχοι αντιστήριξης και η άκαμπτη βάση αναλύθηκε βάση το κριτήριο Linear elastic, ο τύπος στράγγισης του μοντέλου ήταν μη πορώδες υλικό. Επιπλέον το ειδικό βάρος του εδάφους πάνω και κάτω από το φρεατικό επίπεδο, γsat, γunsat, ισούται με 25,0 kN/m^3 ενώ η διαπερατότητα σε κάθετη και οριζόντια κατεύθυνση, k_x, k_y είναι ίση με μηδέν. Τέλος το μέτρο ελαστικότητας Eref και ο λόγος Poisson ν ισούται με 1,475E+07 kN/m^3 και 0,205 αντίστοιχα και η ταχύτητα Vs με 1549m/s.Τέλος να σημειωθεί ότι στις περιπτώσεις της σεισμικής φόρτισης υπήρξε διέγερση των προσομοιώσεων μέσω του προγράμματος Plaxis 8.2.

5.4 Παραμετρικές Αναλύσεις

5.4.1 Αναλυτική Λύση

Πρώτού πραγματοποιηθούν οι αναλύσεις στο πρόγραμμα Plaxis 8.2, προηγήθηκαν χειρόγραφες αναλύσεις με στόχο την σύγκριση των αποτελεσμάτων του προγράμματος. Συγκεκριμένα για την υδροστατική και υδροδυναμική φόρτιση χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος του Westergaard η οποία έχει αναλυθεί εκτενώς στο κεφάλαιο 5.2.

Με την μέθοδο Westergaard η υδροστατική πίεση υπολογίστηκε από την παρακάτω σχέση:

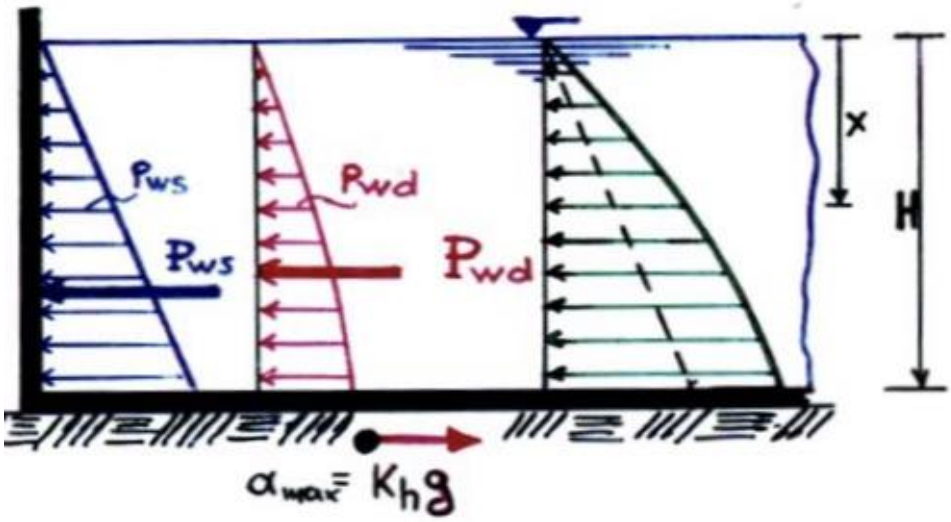
$$p_{ws}(x)=\gamma_w{}^x$$

$$P_{ws}=\int_0^H pws(x)dx=\frac{1}{2}\gamma_w H^2$$

$$P_{ws}=\frac{1}{2}*\gamma_w*H^2$$

<u>Άρα P_{ws}=314 kN/m</u>

Όπου γ_w =9,81 kN/m^3, H=8m και σημείο εφαρμογής H/3 από τη βάση



Εικόνα 5.6: :Εφαρμογή υδροστατικής πίεσης σε τοίχο (πηγή www.georgebouckovalas.com)

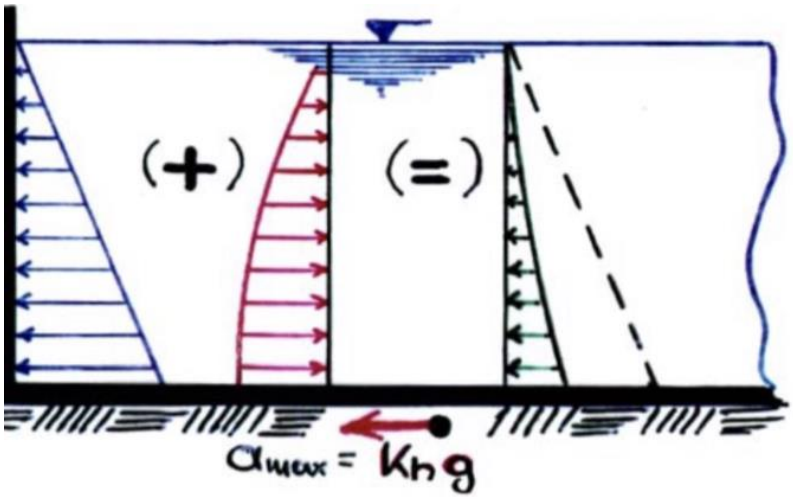
Με την μέθοδο Westergaard η υδροδυναμική πίεση υπολογίστηκε από την παρακάτω σχέση:

$$\pm p_{wd}(x)= \frac{7}{8} k_h \gamma_w H\sqrt{x/H}$$

$$\pm P_{wd}(x)= \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2 \quad (=1.17k_h\ P_{ws})$$

Άρα P_{wd}=88kN/m

Όπου Kh=ah=0,24 και σημείο εφαρμογής 0.4H από τη βάση

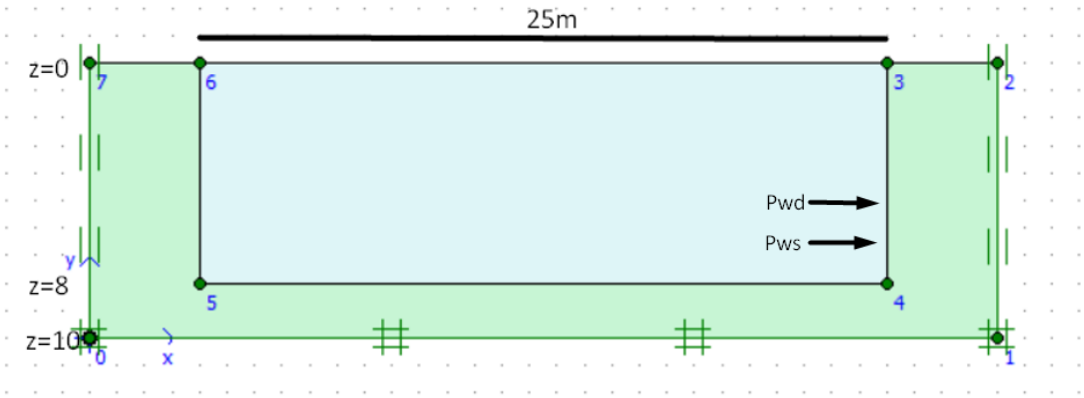


Εικόνα 5.7: :Εφαρμογή υδροδυναμικής πίεσης σε τοίχο (πηγή www.georgebouckovalas.com)

Όμως η συνολική πίεση ισούται με το άθροισμα της υδροστατικής και της υδροδυναμικής πίεσης. Άρα:

$$P = P_{ws} + P_{wd}$$

Άρα P=402 kN/*m*

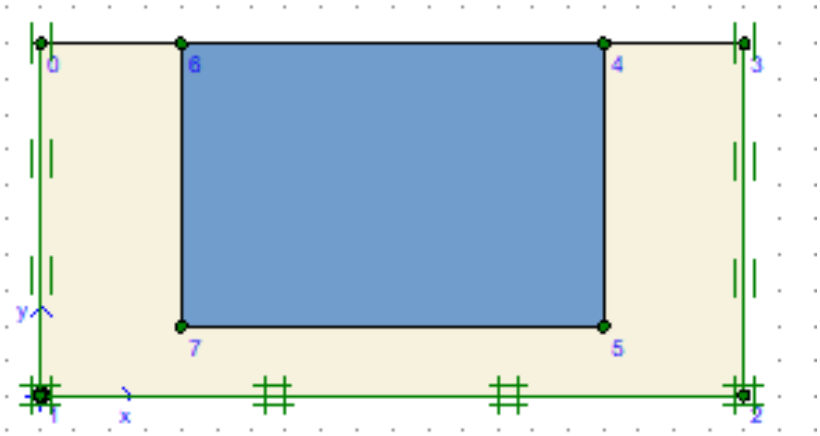


Εικόνα 5.8: Προσομοίωση μοντέλου στο πρόγραμμα Plaxis 8.2

5.4.2 Λύση μέσω του προγράμματος Plaxis 8.2

Για την σύγκριση χρησιμοποιήθηκαν 4 διαφορετικές προσομοιώσεις. Η μοναδική και βασική διαφορά μεταξύ των προσομοιώσεων ήταν οι απόσταση μεταξύ των δύο άκαμπτων τοίχων.

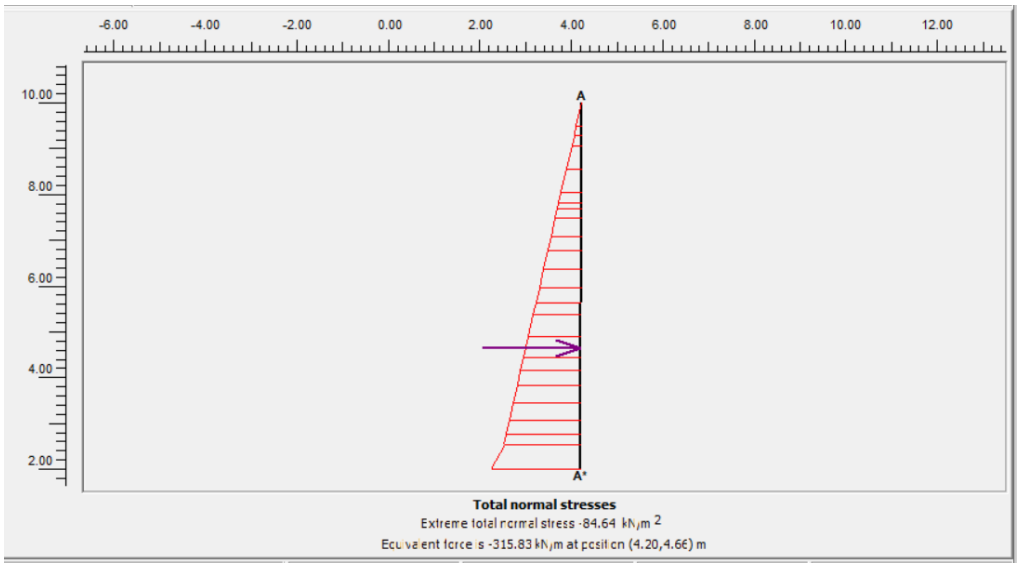
Η πρώτη προσομοίωση είναι αυτή με απόσταση 12 μέτρων μεταξύ των δύο τοίχων. Η συγκεκριμένη απόσταση μεταξύ των άκαμπτων τοίχων θεωρείται αρκετά μικρή.



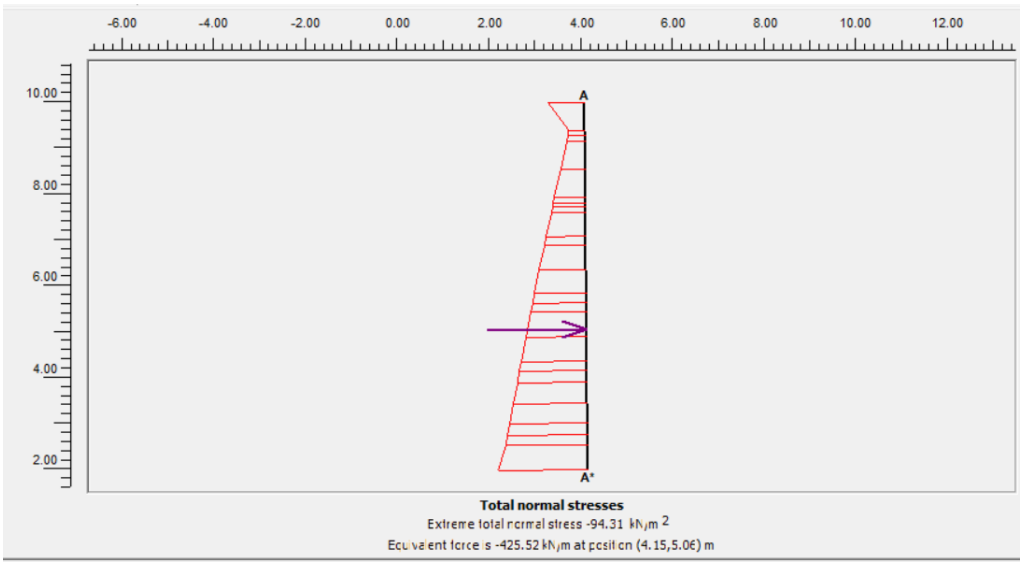
Εικόνα 5.9: Μοντέλο με απόσταση 12 μέτρων μεταξύ των δύο άκαμπτων τοίχων στο πρόγραμμα Plaxis 8.2

Παρόλα αυτά ,ακολουθώντας την μεθοδολογία του κεφαλαίου 3,όπως φαίνεται και στην παρακάτω εικόνα η συνολική πίεση που ασκείται στον τοίχο κατά την

διάρκεια της υδροστατικής φόρτισης είναι ίση με 316kN/m , ενώ κατά την διάρκεια της υδροδυναμικής 425kN/m.

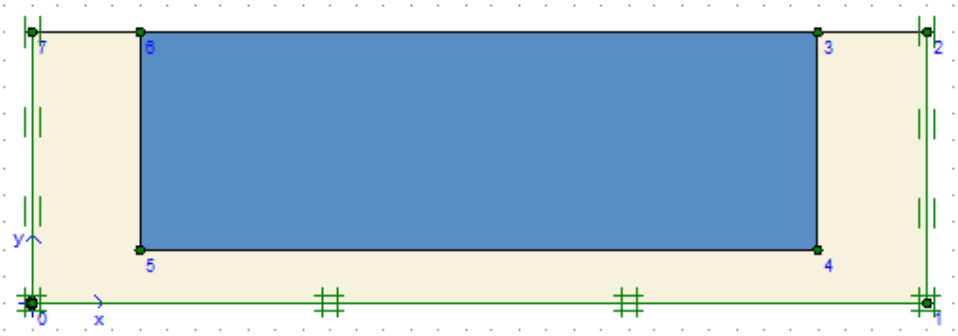


Εικόνα 5.10: Συνολική πίεση που ασκείται στον άκαμπτο τοίχο κατά την διάρκεια της υδροστατικής φόρτισης στο πρόγραμμα Plaxis 8.2



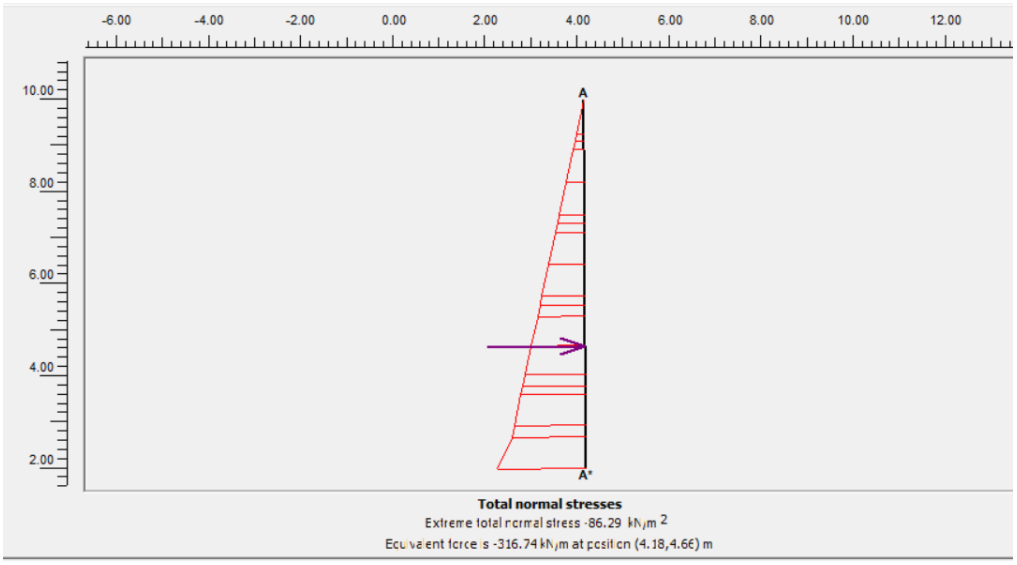
Εικόνα 5.11: Συνολική πίεση που ασκείται στον άκαμπτο τοίχο κατά την διάρκεια της υδροδυναμικής φόρτισης στο πρόγραμμα Plaxis 8.2

Η επόμενη προσομοίωση είναι αυτή με απόσταση 25 μέτρων μεταξύ των δύο τοίχων. Η συγκεκριμένη απόσταση μεταξύ των άκαμπτων τοίχων θεωρείται ικανοποιητική και είναι σχεδόν διπλάσια από την προηγούμενη.

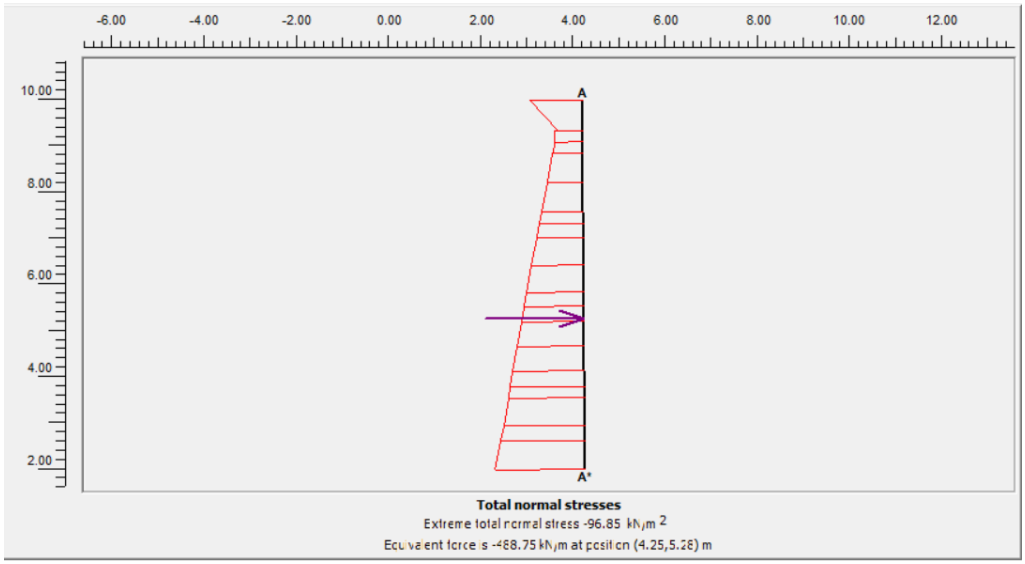


Εικόνα 5.12: Μοντέλο με απόσταση 25 μέτρων μεταξύ των δύο άκαμπτων τοίχων στο πρόγραμμα Plaxis 8.2

Η συνολική πίεση που ασκείται στον τοίχο κατά την διάρκεια της υδροστατικής φόρτισης είναι ίση με 317 kN/m , ενώ κατά την διάρκεια της υδροδυναμικής 489 kN/m.

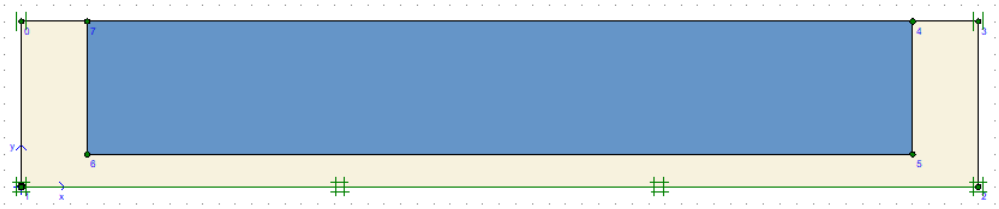


Εικόνα 5.13: Συνολική πίεση που ασκείται στον άκαμπτο τοίχο κατά την διάρκεια της υδροστατικής φόρτισης στο πρόγραμμα Plaxis 8.2



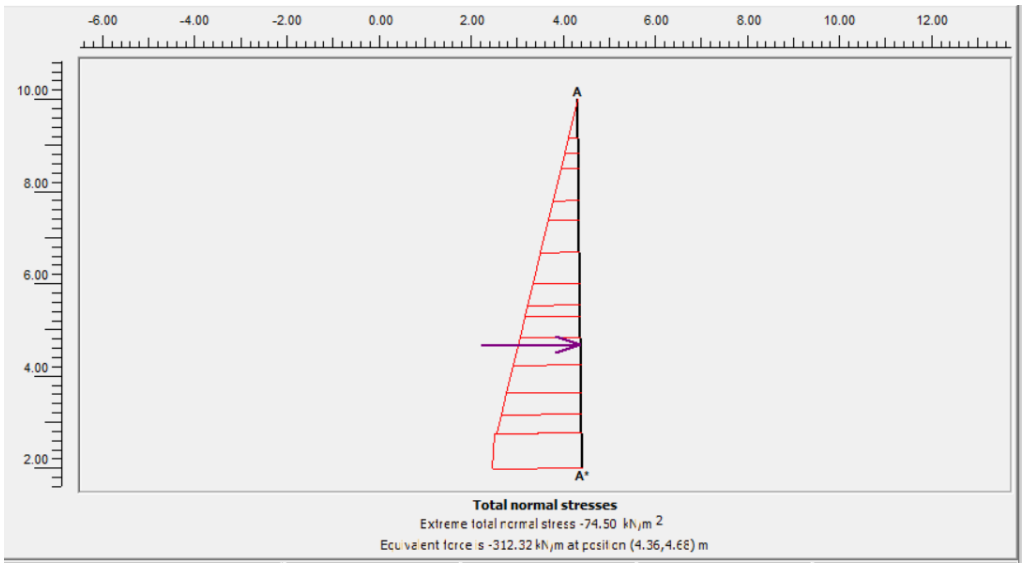
Εικόνα 5.14: Συνολική πίεση που ασκείται στον άκαμπτο τοίχο κατά την διάρκεια της υδροδυναμικής φόρτισης στο πρόγραμμα Plaxis 8.2

Στην συνέχεια αναλύεται η προσομοίωση με απόσταση 50 μέτρων μεταξύ των δύο τοίχων. Η συγκεκριμένη απόσταση μεταξύ των άκαμπτων τοίχων θεωρείται ικανοποιητική και είναι διπλάσια από την προηγούμενη. Επιπλέον ικανοποιεί την συνθήκη L/H ≥ 5.

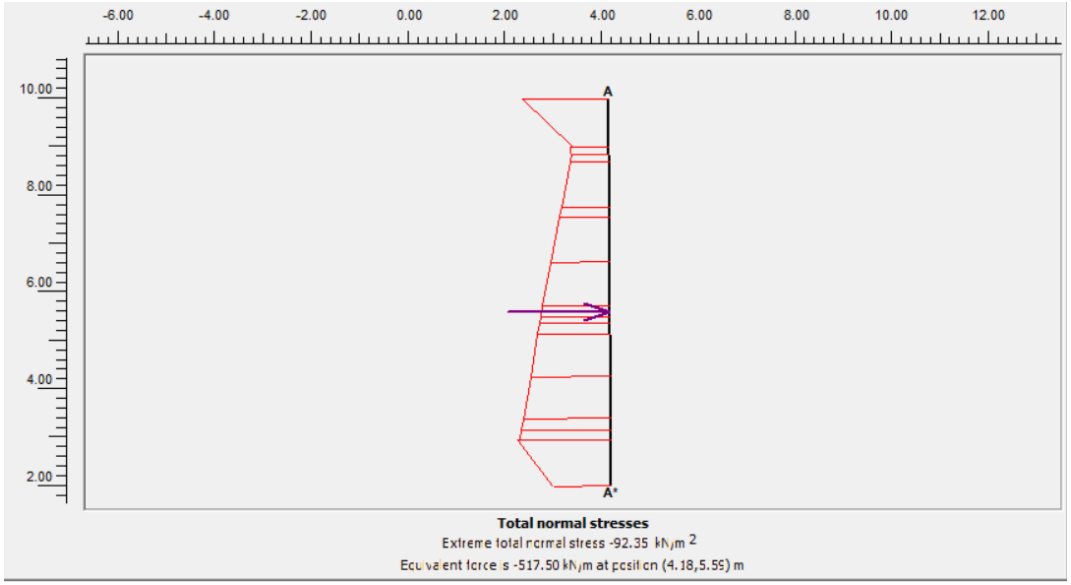


Εικόνα 5.15: Μοντέλο με απόσταση 50 μέτρων μεταξύ των δύο άκαμπτων τοίχων στο πρόγραμμα Plaxis 8.2

Η συνολική πίεση που ασκείται στον τοίχο κατά την διάρκεια της υδροστατικής φόρτισης είναι ίση με 312 kN/m , ενώ κατά την διάρκεια της υδροδυναμικής 518 kN/m.

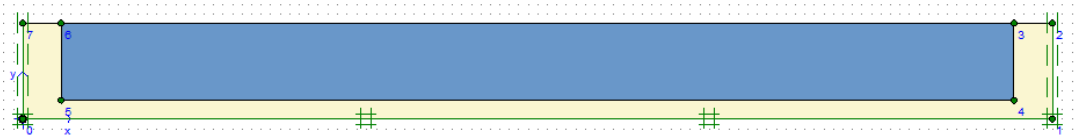


Εικόνα 5.16: Συνολική πίεση που ασκείται στον άκαμπτο τοίχο κατά την διάρκεια της υδροστατικής φόρτισης στο πρόγραμμα Plaxis 8.2



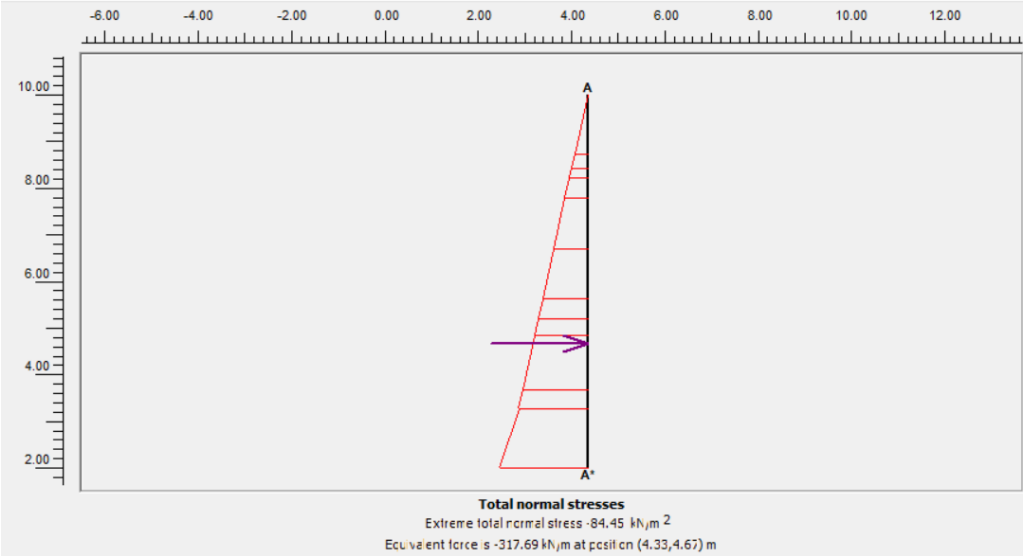
Εικόνα 5.17: Συνολική πίεση που ασκείται στον άκαμπτο τοίχο κατά την διάρκεια της υδροδυναμικής φόρτισης στο πρόγραμμα Plaxis 8.2

Τέλος αναλύεται η προσομοίωση με απόσταση 100 μέτρων μεταξύ των δύο τοίχων. Η συγκεκριμένη απόσταση μεταξύ των άκαμπτων τοίχων θεωρείται αρκετά μεγάλη και είναι διπλάσια από την προηγούμενη. Επιπλέον ικανοποιεί την συνθήκη $L/H \geq 5$.

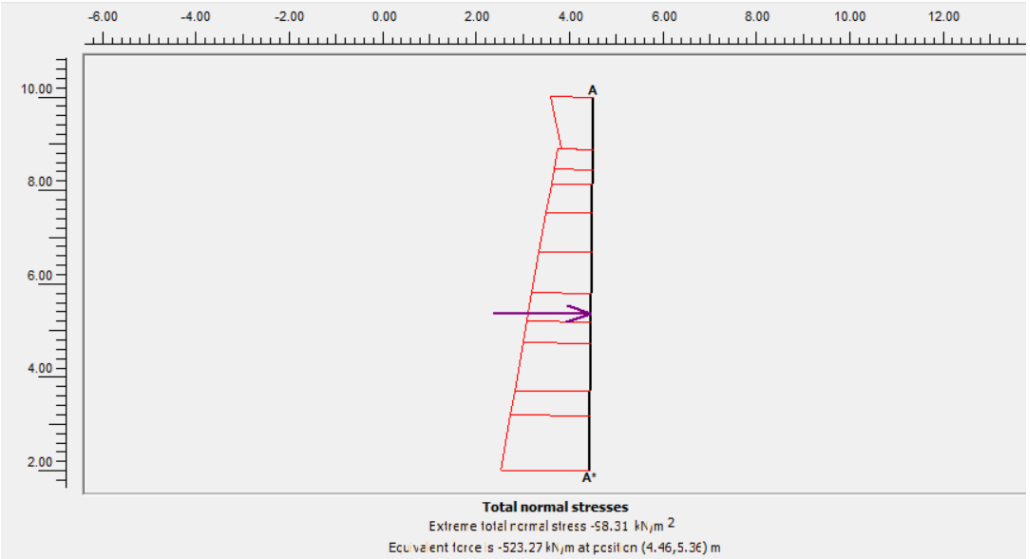


Εικόνα 5.18: Μοντέλο με απόσταση 100 μέτρων μεταξύ των δύο άκαμπτων τοίχων στο πρόγραμμα Plaxis 8.2

Η συνολική πίεση που ασκείται στον τοίχο κατά την διάρκεια της υδροστατικής φόρτισης είναι ίση με 318 kN/m , ενώ κατά την διάρκεια της υδροδυναμικής 523 kN/m.



Εικόνα 5.19: Συνολική πίεση που ασκείται στον άκαμπτο τοίχο κατά την διάρκεια της υδροστατικής φόρτισης στο πρόγραμμα Plaxis 8.2



Εικόνα 5.19: Συνολική πίεση που ασκείται στον άκαμπτο τοίχο κατά την διάρκεια της υδροδυναμικής φόρτισης στο πρόγραμμα Plaxis 8.2

5.5 Συμπεράσματα

Οι πίνακες 5.3 και 5.4 συνοψίζουν τα αποτελέσματα που αναλύθηκαν στο κεφάλαιο 5.4. Προφανώς στην αναλυτική λύση τα αποτελέσματα είναι τα ίδια ανεξαρτήτως της απόστασης των δύο άκαμπτων τοίχων.

ΑΝΑΛΥΤΙΚΑ	12m	25m	50m	100m
Υδροστατική φόρτιση και νερό	314	314	314	314
Υδροδυναμική φόρτιση και νερό	402	402	402	402

Πίνακας 5.3: Αναλυτικά αποτελέσματα

Στην αριθμητική λύση παρατηρείται ότι τα αποτελέσματα ανάμεσα στις προσομοιώσεις σε στατική φόρτιση και νερό με διαφορετική απόσταση μεταξύ των δύο άκαμπτων τοίχων είναι σχεδόν όμοια.

ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΑ	12m	25m	50m	100m
Υδροστατική φόρτιση και «νερό»	316	317	312	318
Υδροδυναμική φόρτιση και «νερό»	425	489	518	523

Πίνακας 5.4: Αριθμητικά αποτελέσματα

Αναλυτικότερα , για την υδροστατική φόρτιση και «νερό» δεν παρατηρείται κάποιο συγκεκριμένο μοτίβο σχετικά με την απόσταση των δύο τοίχων και την τιμή της δύναμης. Όταν οι τοίχοι βρίσκονται σε απόσταση 12 μέτρων η πίεση ισούται με 316 kN/m , σε απόσταση 25 και 50 μέτρων η πίεση ισούται με 317 και 312 kN/m αντίστοιχα και σε απόσταση 100 μέτρων 318 kN/m. Η ποσοστιαία λοιπόν διαφορά που παρατηρείται μεταξύ της αναλυτικής και της αριθμητικής λύσεις είναι 0,6%,1%,0,6% και 1% για απόσταση 12, 25, 50 και 100 μέτρων αντίστοιχα μεταξύ των άκαμπτων τοίχων.

Για την υδροδυναμική φόρτιση και «νερό» όσο μεγαλώνει η απόσταση των δύο τοίχων , η δύναμη που ασκείται αυξάνεται. Όταν οι τοίχοι βρίσκονται σε απόσταση 12 μέτρων η πίεση ισούται με 425 kN/m , σε απόσταση 25 και 50 μέτρων η πίεση ισούται με 489 και 518 kN/m αντίστοιχα και σε απόσταση 100 μέτρων 523 kN/m. Η ποσοστιαία λοιπόν διαφορά που παρατηρείται, μεταξύ της αναλυτικής και της αριθμητικής λύσης είναι 6%, 20%, 28% και 30% για απόσταση 12, 25, 50 και 100 μέτρων αντίστοιχα μεταξύ των άκαμπτων τοίχων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6ο

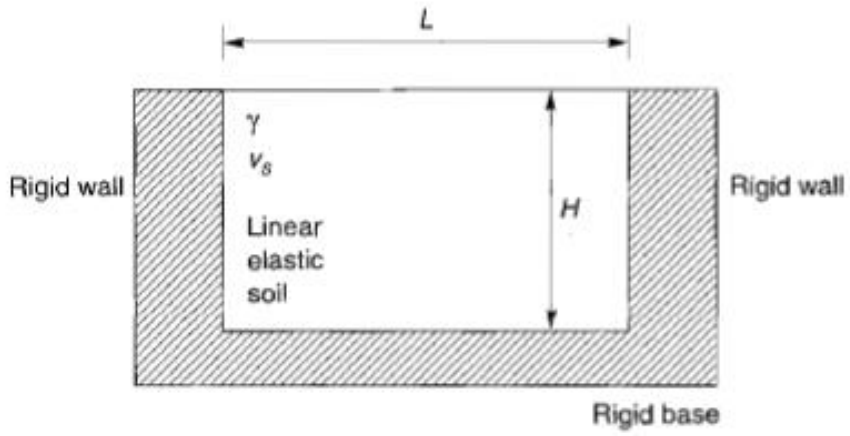
Σύγκριση Εύκαμπτου και Άκαμπτου Τοίχου

6.1 Εισαγωγή

Σε συνέχεια με τα προηγούμενα κεφάλαια, πραγματοποιήθηκε ακόμα μία σύγκριση μεταξύ των προσομοιώσεων. Συγκεκριμένα στο μοντέλο όπου η απόσταση μεταξύ των δύο άκαμπτων τοίχων είναι 100 μέτρα, πραγματοποιήθηκαν ορισμένες δοκιμές σχετικά με την ευκαμψία των τοίχων, μεταβάλλοντας τα χαρακτηριστικά της.

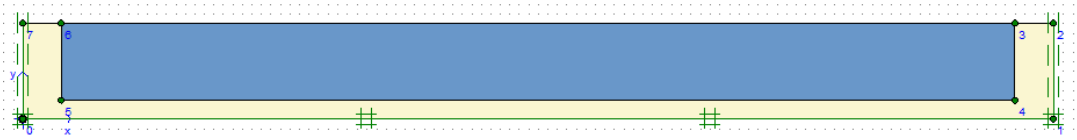
Στο κεφάλαιο αυτό θα γίνει η παρουσίαση και ο σχολιασμός των αποτελεσμάτων της αριθμητικής προσομοίωσης των στατικών, σεισμικών, υδροστατικών και υδροδυναμικών ωθήσεων. Επιπλέον θα παρουσιαστούν οι μέθοδοι που χρησιμοποιήθηκαν για την επίλυση τους.

Αρχικά, όπως έχει ήδη αναλυθεί, τα μοντέλα που χρησιμοποιήθηκαν είναι εμπνευσμένα από την γεωμετρία τοίχου του Wood που ασχολήθηκε με την ανάλυση των πιέσεων σε άκαμπτους τοίχους(1973). Οι προσομοιώσεις διαφέρουν σε διαστάσεις με αυτή του Wood αλλά υπακούν στην γεωμετρία που επέλεξε, η οποία φαίνεται στην παρακάτω εικόνα (6.1).



Εικόνα 6.1: Γεωμετρία τοίχου για ανάλυση από τον Wood (πηγή: Steven L. Kramer "Geotechnical Earthquake Engineering")

Όπως φαίνεται και στην εικόνα 6.1. και έχει αναλυθεί στα προηγούμενα κεφάλαια οι προσομοιώσεις στην ουσία είναι ορθογώνια «κουτιά» που περιέχουν εδαφικό υλικό με συγκεκριμένα χαρακτηριστικά και εξωτερικά περιβάλλονται από τοίχο. Τα χαρακτηριστικά των δύο τοίχων μεταβάλλονται και αποτελέσματα τους συγκρίνονται. Πιο συγκεκριμένα , κάθε προσομοίωση αποτελείται από δύο πακτωμένους τοίχους που η διάσταση τους στον άξονα Χ ανέρχεται στα τέσσερα μέτρα ενώ στον άξονα Ζ στα δέκα μέτρα μήκους. Η απόσταση μεταξύ των δύο τοίχων διαφέρει. Στις προσομοιώσεις που χρησιμοποιήθηκαν στο συγκεκριμένο κεφάλαιο, οι αποστάσεις μεταξύ των δύο τοίχων είναι 100 μέτρα. Παρακάτω απεικονίζεται το μοντέλο των 100 μέτρων όπως έχει σχεδιαστεί στο πρόγραμμα Plaxis 8.2.



Εικόνα 6.2: Προσομοίωση των 100 μέτρων στο πρόγραμμα Plaxis 8.2

6.2 Μέθοδοι Επίλυσης

Οι μέθοδοι επίλυσης που έχουν χρησιμοποιηθεί έχουν αναλυθεί εκτενώς τόσο στο κεφάλαιο 4.2 όσο και στο 5.2.Παρακάτω θα πραγματοποιηθεί μια αναφορά στις μεθόδους και στις σχέσεις που χρησιμοποιήθηκαν καθώς και στα αποτελέσματα τους.

6.2.1 Αριθμητική προσομοίωση στατικών και σεισμικών εδαφικών ωθήσεων

Για τις στατικές εδαφικές ωθήσεις χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος Rankine και οι παρακάτω σχέσεις :

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

Όπου

$K \approx K_A$

$K_A=\frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\phi}$ όπου $\varphi=30°$

$\gamma=\gamma unsat=16.5\ kN/m^3$

$H=8m$

Επομένως η πίεση θα είναι **P_A=176kN/m**

Για τις σεισμικές εδαφικές ωθήσεις χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος Wood και οι παρακάτω σχέσεις :

$$\Delta P=\frac{3}{8}\gamma H^2 a_h=95KN/m$$

$P_A=176kN/m$

$$P=P_A+\Delta P$$

Όπου

$\gamma=\gamma unsat=16.5\ kN/m^3$

$H=8m$

$a_h=0.24$(παραδοχή)

Επομένως η πίεση θα είναι **P=271kN/m**

6.2.2 Αριθμητική προσομοίωση υδροστατικών και υδροδυναμικών ωθήσεων

Για τις υδροστατικές ωθήσεις χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος Westergaard και οι παρακάτω σχέσεις :

$$p_{ws}(x)=\gamma_w{}^x$$

$$P_{ws} = \int_0^H pws(x)dx = \frac{1}{2}\gamma_w H^2$$

$$P_{ws} = \frac{1}{2} * \gamma_w * H^2$$

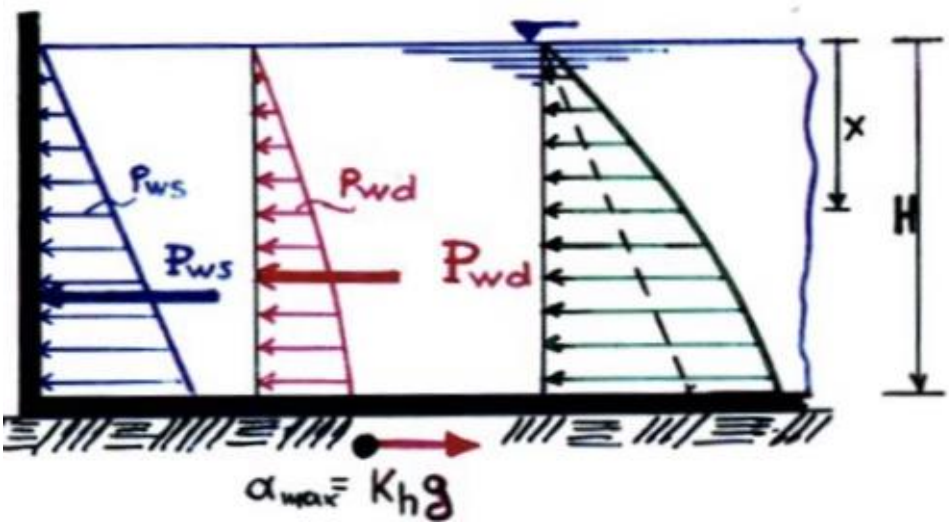
<u>Άρα P_{ws}=314 kN/m</u>

Όπου

γ_w =9,81 kN/m^3

H=8m

Το σημείο εφαρμογής από τη βάση είναι H/3



Εικόνα 6.3: Εφαρμογή υδροστατικής πίεσης σε τοίχο (πηγή: www.georgebouckovalas.com)

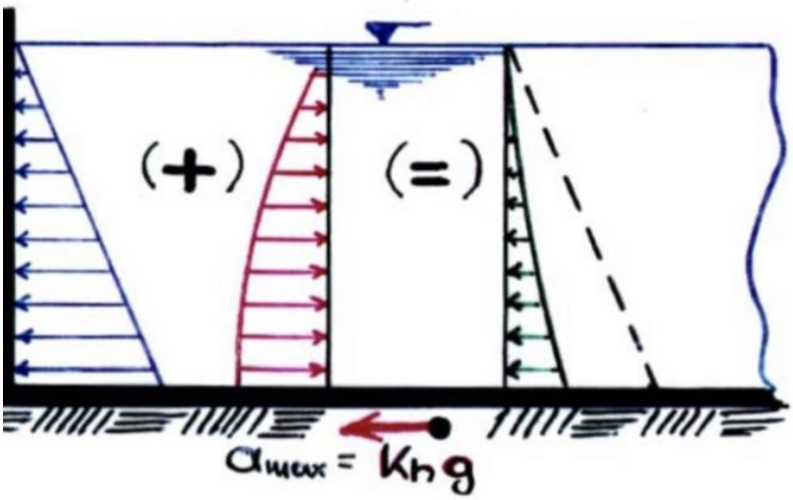
Για τις υδροδυναμικές ωθήσεις χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος Westergaard και οι παρακάτω σχέσεις :

$$\pm p_{wd}(x) = \frac{7}{8} k_h \gamma_w H \sqrt{x/H}$$

$$\pm P_{wd}(x) = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2 \quad (=1.17 k_h P_{ws})$$

Άρα P_{wd}=88kN/m

Όπου Kh=ah=0,24 και το σημείο εφαρμογής από τη βάση είναι 0.4H



Εικόνα 6.4: Εφαρμογή υδροδυναμικής πίεσης σε τοίχο (πηγή: www.georgebouckovalas.com)

Όμως η συνολική πίεση ισούται με το άθροισμα της υδροστατικής και της υδροδυναμικής πίεσης. Άρα:

$$P = P_{ws} + P_{wd}$$

<u>Άρα P=402kN/*m*</u>

6.3 Υλικά

Όπως αναλύθηκε και στο κεφάλαιο 6.1 οι γεωμετρικές προσομοιώσεις που έχουν χρησιμοποιηθεί αποτελούνται από δύο άκαμπτους τοίχους αντιστήριξης οι οποίοι συνδέονται με μια άκαμπτη βάση και στο εσωτερικό τους περιέχουν ένα εδαφικό υλικό Για την στατική και ψευδοστατική μελέτη των προσομοιώσεων εισήχθησαν τα μηχανικά και φυσικά χαρακτηριστικά του εδαφικού υλικού. Αναλυτικότερα , το εδαφικό υλικό που τοποθετήθηκε αναλύθηκε βάση το κριτήριο Mohr-Coulomb όπου το έδαφος θεωρείται ελαστικό-πλαστικό μέσο , ο τύπος στράγγισης του μοντέλου ήταν στραγγισμένο . Επιπλέον το ειδικό βάρος του εδάφους πάνω και κάτω από το φρεατικό επίπεδο, γsat, γunsat, ισούται με 20,0 και 16,5 kN/m^3 αντίστοιχα ενώ η διαπερατότητα σε κάθετη και οριζόντια κατεύθυνση, k_x, k_y είναι ίση με 1,00m/day.Τέλος το μέτρο ελαστικότητας Eref και ο λόγος Poisson ν ισούται με 4,000E+05 kN/m^3 και 0,300 αντίστοιχα. Για την υδροστατική και υδροδυναμική μελέτη των προσομοιώσεων εισήχθησαν τα μηχανικά και φυσικά χαρακτηριστικά του υλικού το οποίο προσομοιάζεται με το νερό. Αναλυτικότερα, το υλικό αυτό αναλύθηκε βάση το κριτήριο Linear elastic, ο τύπος στράγγισης του μοντέλου ήταν στραγγισμένο. Επιπλέον το ειδικό βάρος του εδάφους πάνω και κάτω από το φρεατικό επίπεδο, γsat, γunsat, ισούται με 9,81 kN/m^3 αντίστοιχα ενώ η διαπερατότητα σε κάθετη και οριζόντια κατεύθυνση, k_x, k_y είναι ίση με μηδέν. Τέλος το μέτρο ελαστικότητας Eref και ο λόγος Poisson ν ισούται με 1,200E+04 kN/m^3 και 0,499 αντίστοιχα.

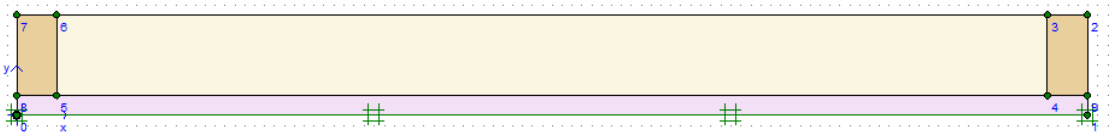
Σχετικά με τα δύο καινούρια μοντέλα που αναλύθηκαν, το υλικό που αποτελούνται οι δύο άκαμπτοι τοίχοι αντιστήριξης και η άκαμπτη βάση μεταβάλλεται σε ότι αφορά την ευκαμψία του και αναλύεται παρακάτω:

- Εύκαμπτος τοίχος (με Vs=775m/s):
  - οι δύο τοίχοι αντιστήριξης αποτελούνται από αυτό το υλικό, το οποίο αναλύθηκε βάση το κριτήριο Linear elastic, ο τύπος στράγγισης του μοντέλου ήταν μη πορώδες. Επιπλέον το ειδικό βάρος του εδάφους πάνω και κάτω από το φρεατικό επίπεδο, γsat, γunsat, ισούται με 25 kN/m^3 ενώ η διαπερατότητα σε κάθετη και οριζόντια κατεύθυνση, k_x, k_y είναι ίση με μηδέν. Το μέτρο ελαστικότητας Eref και ο λόγος Poisson ν ισούται με 3,700E+07kN/m^3 και 0,205 αντίστοιχα. Τέλος η ταχύτητα Vs με 775m/s.
  - η βάση του μοντέλου αποτελείται από το υλικό του τοίχου που έχει χρησιμοποιηθεί σε όλες τις προσομοιώσεις μέχρι τώρα. Συγκεκριμένα το υλικό αναλύθηκε βάση το κριτήριο Linear elastic, ο τύπος στράγγισης του μοντέλου ήταν μη πορώδες υλικό. Επιπλέον το ειδικό βάρος του εδάφους πάνω και κάτω από το φρεατικό επίπεδο, γsat, γunsat, ισούται με 25,0 kN/m^3 ενώ η διαπερατότητα σε κάθετη και οριζόντια κατεύθυνση, k_x, k_y είναι ίση με μηδέν. Τέλος το μέτρο ελαστικότητας Eref και ο λόγος Poisson ν ισούται με 1,475E+07 kN/m^3 και 0,205 αντίστοιχα και η ταχύτητα Vs με 1549m/s.
- Εύκαμπτος τοίχος (με Vs=387m/s):
  - οι δύο τοίχοι αντιστήριξης αποτελούνται από αυτό το υλικό, το οποίο αναλύθηκε βάση το κριτήριο Linear elastic, ο τύπος στράγγισης του μοντέλου ήταν μη πορώδες. Επιπλέον το ειδικό βάρος του εδάφους πάνω και κάτω από το φρεατικό επίπεδο, γsat, γunsat, ισούται με 25 kN/m^3 ενώ η διαπερατότητα σε κάθετη και οριζόντια κατεύθυνση, k_x, k_y είναι ίση με μηδέν. Το μέτρο ελαστικότητας Eref και ο λόγος Poisson ν ισούται με 9,200E+05kN/m^3 και 0,205 αντίστοιχα. Τέλος η ταχύτητα Vs με 387m/s.
  - η βάση του μοντέλου αποτελείται από το υλικό του τοίχου που έχει χρησιμοποιηθεί σε όλες τις προσομοιώσεις μέχρι τώρα. Συγκεκριμένα το υλικό αναλύθηκε βάση το κριτήριο Linear elastic, ο τύπος στράγγισης του μοντέλου ήταν μη πορώδες υλικό. Επιπλέον το ειδικό βάρος του εδάφους πάνω και κάτω από το φρεατικό επίπεδο, γsat, γunsat, ισούται με 25,0 kN/m^3 ενώ η διαπερατότητα σε κάθετη και οριζόντια κατεύθυνση, k_x, k_y είναι ίση με μηδέν. Τέλος το μέτρο ελαστικότητας Eref και ο λόγος Poisson ν ισούται με 1,475E+07 kN/m^3 και 0,205 αντίστοιχα και η ταχύτητα Vs με 1549m/s.

6.4 Λύση μέσω του Προγράμματος Plaxis 8.2

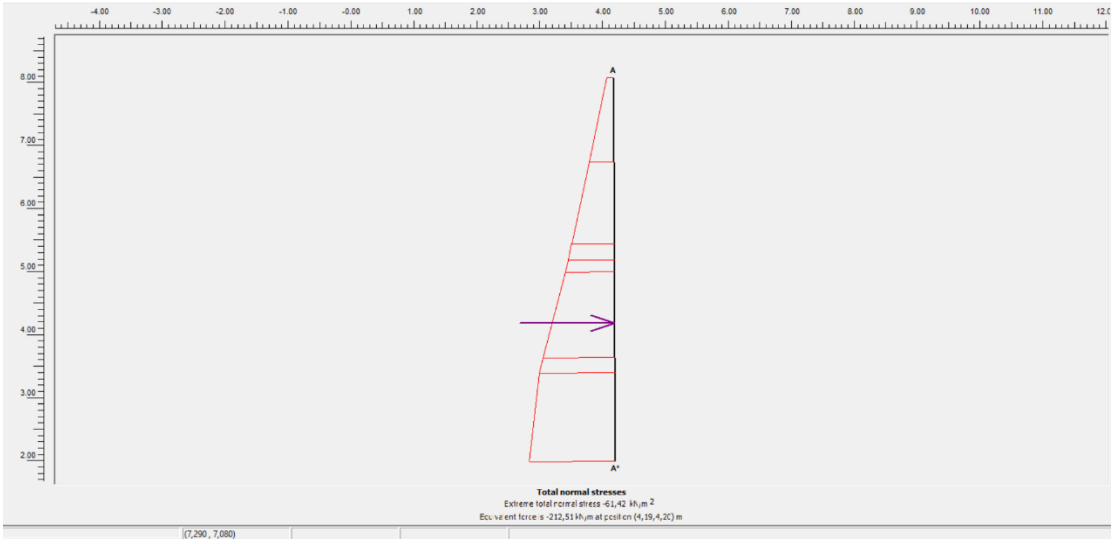
Για την σύγκριση χρησιμοποιήθηκε η προσομοίωση όπου η απόσταση μεταξύ των δύο άκαμπτων τοίχων είναι 100 μέτρα. Η βασική διαφορά μεταξύ των προσομοιώσεων είναι η διαφοροποίηση στην ευκαμψία του τοίχου.

Η πρώτη προσομοίωση αφορά τον εύκαμπτο τοίχο(με Vs=775m/s):

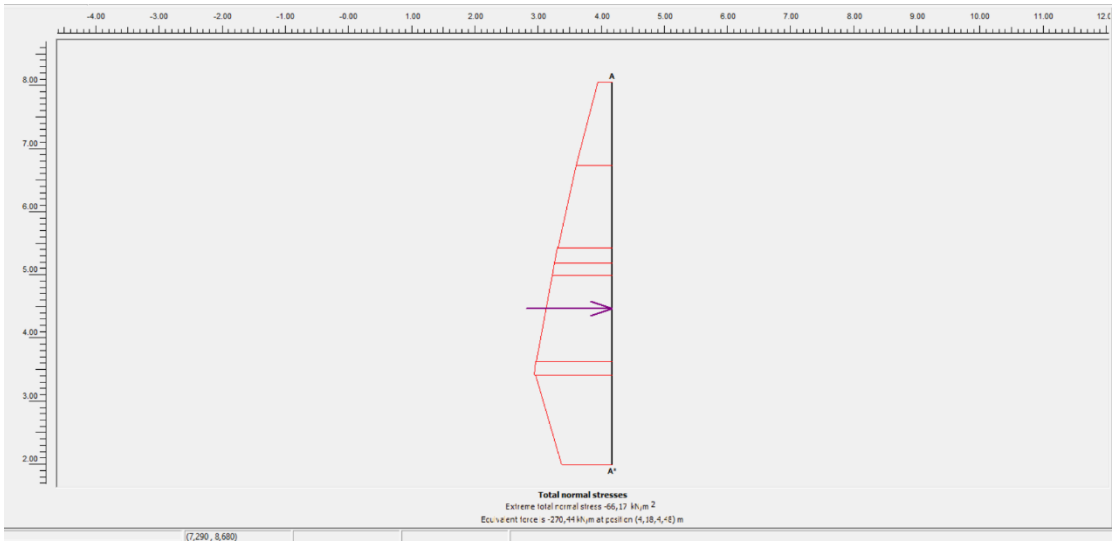


Εικόνα 6.5: Εύκαμπτος τοίχος με Vs=775m/s στο πρόγραμμα Plaxis 8.2

Παρόλα αυτά ,ακολουθώντας την μεθοδολογία του κεφαλαίου 3 ,όπως φαίνεται και στην παρακάτω εικόνα η συνολική πίεση που ασκείται στον τοίχο κατά την διάρκεια της στατικής φόρτισης είναι ίση με 212 kN/m , ενώ κατά την διάρκεια της σεισμικής 270 kN/m.

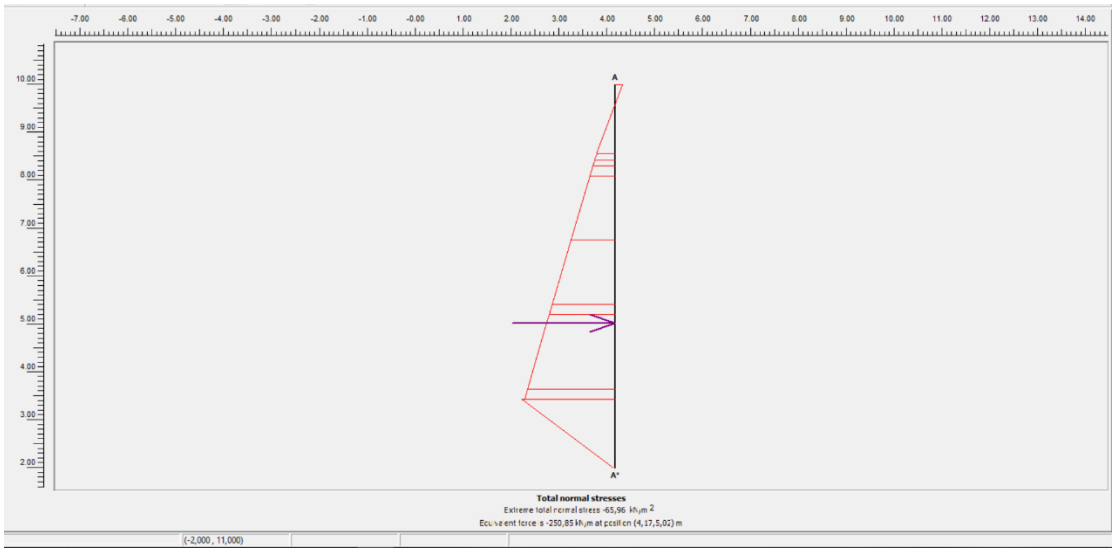


Εικόνα 6.6: Συνολική πίεση που ασκείται στον άκαμπτο τοίχο κατά την διάρκεια της στατικής φόρτισης στο πρόγραμμα Plaxis 8.2

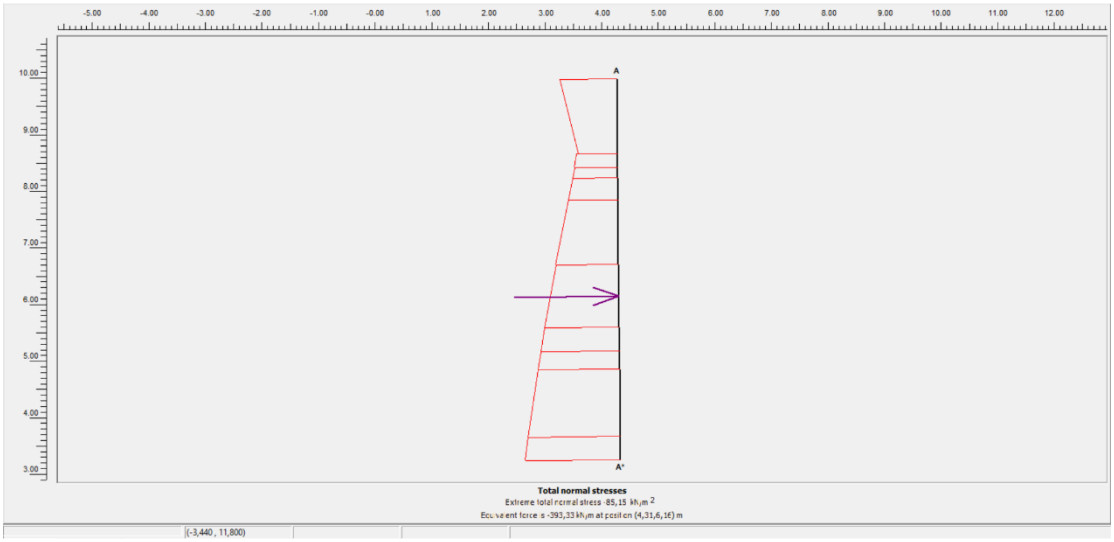


Εικόνα 6.7: Συνολική πίεση που ασκείται στον άκαμπτο τοίχο κατά την διάρκεια της σεισμικής φόρτισης στο πρόγραμμα Plaxis 8.2

Η συνολική πίεση που ασκείται στον τοίχο κατά την διάρκεια της υδροστατικής φόρτισης είναι ίση με 251 kN/m , ενώ κατά την διάρκεια της υδροδυναμικής 393 kN/m.

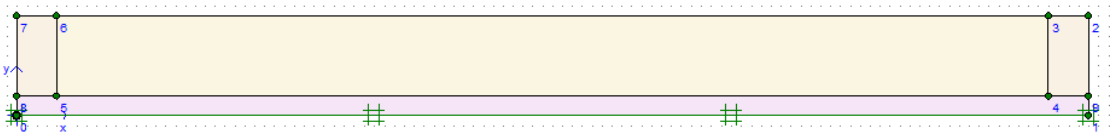


Εικόνα 6.8: Συνολική πίεση που ασκείται στον άκαμπτο τοίχο κατά την διάρκεια της υδροστατικής φόρτισης στο πρόγραμμα Plaxis 8.2



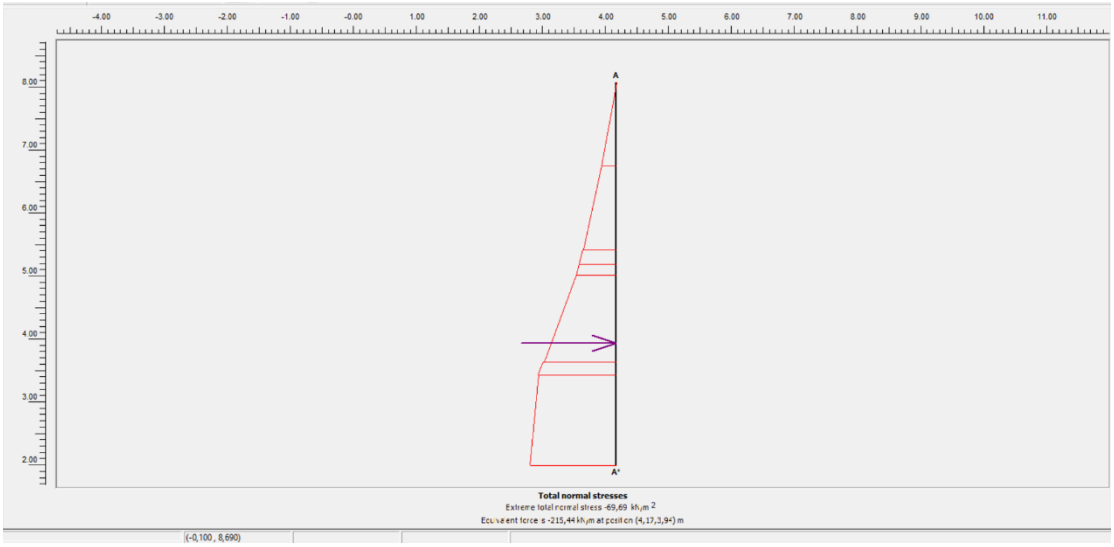
Εικόνα 6.9: Συνολική πίεση που ασκείται στον άκαμπτο τοίχο κατά την διάρκεια της υδροδυναμικής φόρτισης στο πρόγραμμα Plaxis 8.2

Η επόμενη προσομοίωση αφορά τον εύκαμπτο τοίχο(με Vs=387m/s):

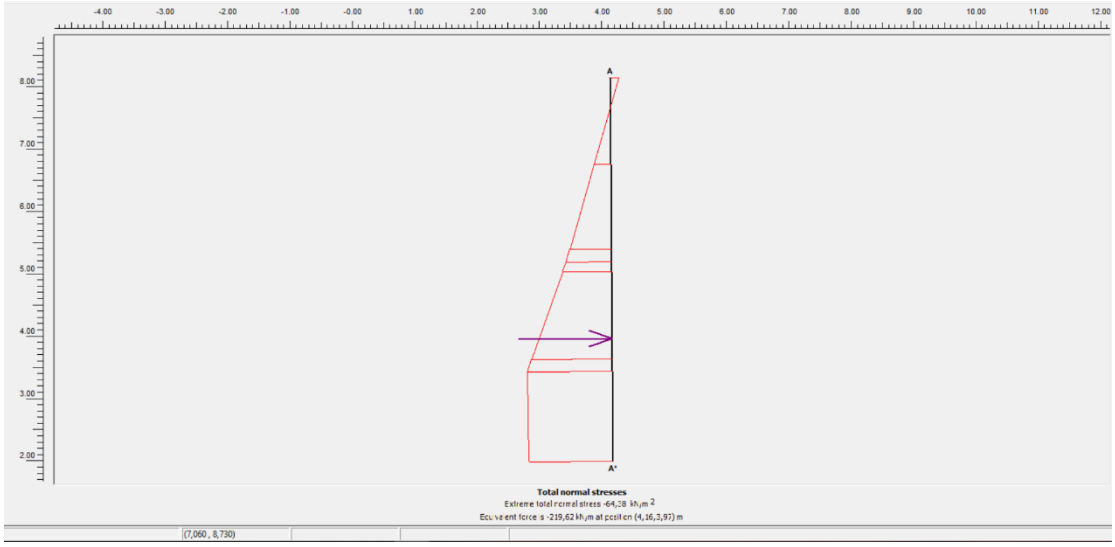


Εικόνα 6.10: Εύκαμπτος τοίχος με Vs=387m/s στο πρόγραμμα Plaxis 8.2

Η συνολική πίεση που ασκείται στον τοίχο κατά την διάρκεια της στατικής φόρτισης είναι ίση με 215 kN/m , ενώ κατά την διάρκεια της σεισμικής 220 kN/m.

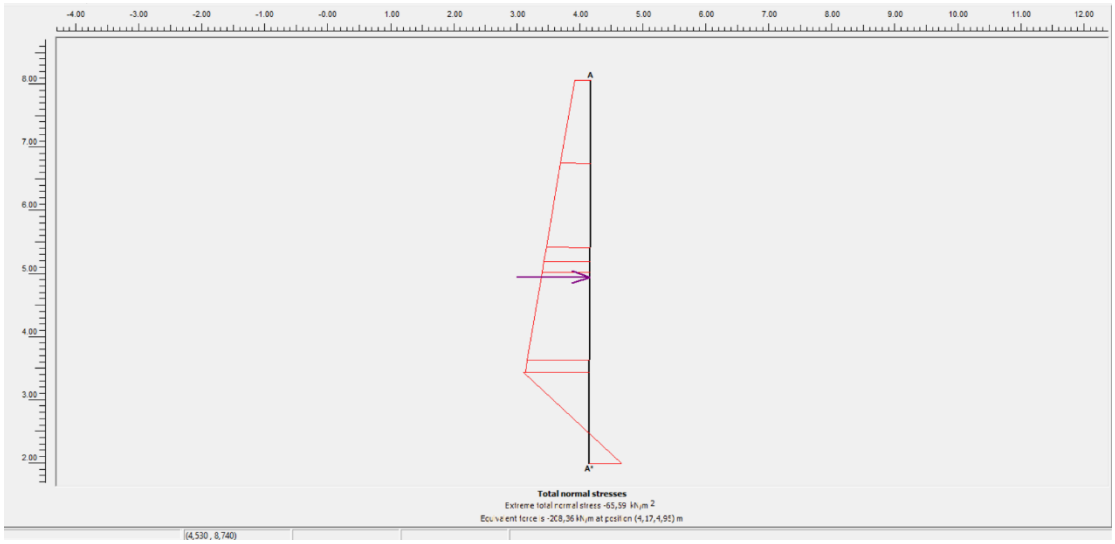


Εικόνα 6.11: Συνολική πίεση που ασκείται στον άκαμπτο τοίχο κατά την διάρκεια της στατικής φόρτισης στο πρόγραμμα Plaxis 8.2

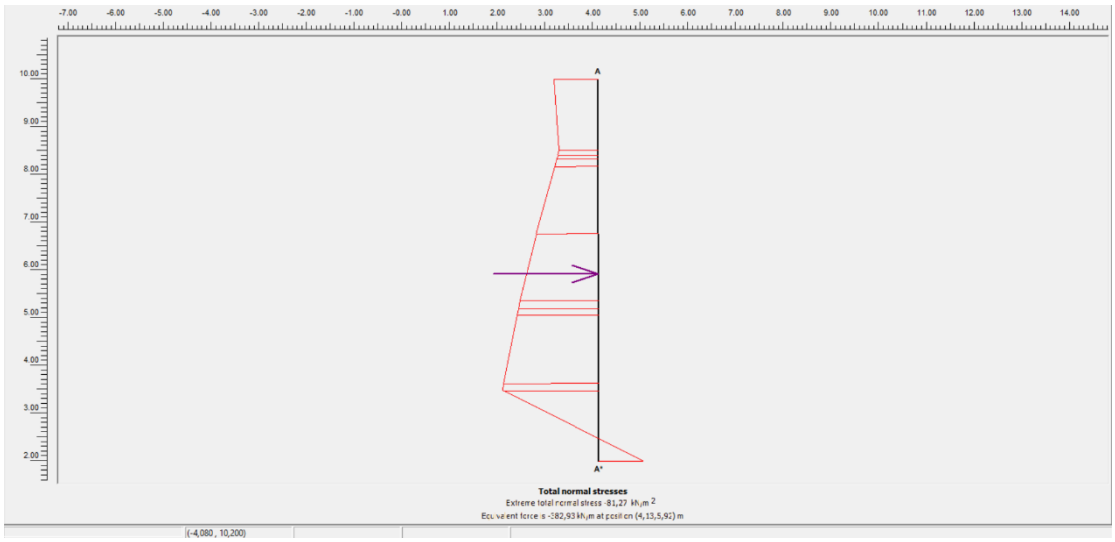


Εικόνα 6.12: Συνολική πίεση που ασκείται στον άκαμπτο τοίχο κατά την διάρκεια της σεισμικής φόρτισης στο πρόγραμμα Plaxis 8.2

Η συνολική πίεση που ασκείται στον τοίχο κατά την διάρκεια της υδροστατικής φόρτισης είναι ίση με 247 kN/m , ενώ κατά την διάρκεια της υδροδυναμικής 383 kN/m.



Εικόνα 6.13: Συνολική πίεση που ασκείται στον άκαμπτο τοίχο κατά την διάρκεια της υδροστατικής φόρτισης στο πρόγραμμα Plaxis 8.2



Εικόνα 6.13: Συνολική πίεση που ασκείται στον άκαμπτο τοίχο κατά την διάρκεια της υδροδυναμικής φόρτισης στο πρόγραμμα Plaxis 8.2

6.5 Συμπεράσματα

Ο πίνακας 6.1 και συνοψίζει τα αποτελέσματα που αναλύθηκαν στο κεφάλαιο 6.

	Vs=1549m/s	**Vs=775m/s**	**Vs=387m/s**
Στατική φόρτιση και έδαφος	274	212	215
Σεισμική φόρτιση και έδαφος	491	271	220
Υδροστατική φόρτιση	318	251	247
Υδροδυναμική φόρτιση	523	393	383

Πίνακας 6.1: Συνολικός Πίνακας Αποτελεσμάτων

Με την αλλαγή στην ευκαμψία του υλικού του τοίχου αναμένονταν μικρότερες ωθήσεις. Όπως φαίνεται στον πίνακα 6.1 τα αποτελέσματα από το πρόγραμμα PLAXIS είναι τα αναμενόμενα , αφού σε όλες τις περιπτώσεις οι ωθήσεις μειώθηκαν.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7ο

Γενικά Συμπεράσματα και Προτάσεις

7.1 Γενικά Συμπεράσματα

Είναι δυνατόν να δούμε την ΜΠΣ από δύο οπτικές γωνίες. Από τη μία είναι αυτή του μαθηματικού για τον οποίο συνοπτικά αποτελεί μια μέθοδο επίλυσης συστημάτων μερικών διαφορικών εξισώσεων που εκφράζουν τη συμπεριφορά κάποιου φυσικού συστήματος. Η μέθοδος βασίζεται στην αριθμητική ελαχιστοποίηση κάποιας ολοκληρωματικής συνάρτησης (π.χ. δυναμικής ενέργειας) ή κάποιου σφάλματος (σταθμισμένα υπόλοιπα) που απορρέουν από τις μερικές διαφορικές εξισώσεις. Από την πλευρά του μηχανικού μπορεί να θεωρηθεί σαν μια γενική μέθοδος ανάλυσης υλικών συστημάτων που αποτελούνται από διακριτά μέλη, είτε αυτά καθορίζονται από την φύση τους όπως τα δομικά στοιχεία (δοκοί, πλάκες, υποστυλώματα) είτε τεχνητά από τον μηχανικό (πεπερασμένα στοιχειά).

Η μέθοδος αριθμητικής ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα έρευνα (Μέθοδος των Πεπερασμένων Στοιχείων) βασίζεται στη χρήση του εμπορικά διαθέσιμου προγράμματος PLAXIS. Το PLAXIS σχεδιάστηκε για την ανάλυση και μελέτη ενός ευρέος φάσματος θεμάτων της γεωτεχνικής μηχανικής. Το δυναμικό μέρος του παρέχει τη δυνατότητα ανάλυσης της συμπεριφοράς του εδάφους κάτω από τη δράση των δυναμικών φορτίσεων και της επίδρασης των εδαφικών ταλαντώσεων σε γειτονικές κατασκευές.

Σχετικά με τα αποτελέσματα και τα συμπεράσματα έπειτα από τις αναλυτικές και αριθμητικές λύσεις παρατηρήθηκε ότι οι αριθμητικές προσομοιώσεις είναι ικανοποιητικές συγκρινόμενες με τις αναλυτικές. Επιπλέον η απόσταση των δύο τοίχων επιδρά σημαντικά στις δυνάμεις που ασκούνται σε αυτόν, κυρίως υπό σεισμικές συνθήκες. Τέλος η ευκαμψία των τοίχων καθώς και οι ιδιότητες των υλικών έχουν επίπτωση στο προσομοίωμα τόσο υπό στατικές όσο και υπό σεισμικές συνθήκες.

7.2 Προτάσεις για περαιτέρω έρευνα

Παρότι πραγματοποιήθηκε μια προσπάθεια να καλυφθεί όσο το δυνατόν πιο ολοκληρωμένα η ανάλυση των συγκεκριμένων υλικών και προσομοιώσεων που αφορούν το συγκεκριμένο πρόγραμμα, όσα αναφέρθηκαν παραπάνω αποτελούν αποτέλεσμα της μελέτης μερικών μόνο από τις παραμέτρους και επιλογές που καλύπτει. Άλλωστε, όπως προαναφέρθηκε, τα υλικά και οι προσομοιώσεις που πρέπει να ληφθούν υπ' όψιν καταλαμβάνουν ένα τόσο ευρύ πεδίο, που κάτι τέτοιο ξεφεύγει κατά πολύ από το πλαίσιο μιας εργασίας σαν κι αυτή. Ασφαλώς, η πλήρης διερεύνηση όλων των πιθανών συνδυασμών είναι αδύνατη και άλλωστε θα ήταν ανούσια, καθώς ακόμα κι αν μπορούσε να επιτευχθεί, δεν θα έδινε λύση σε ένα μοναδικό πρόβλημα.

Ωστόσο η ανάγκη για περαιτέρω διερεύνηση και μελέτη δεν σταματά ποτέ!

Καθώς η επιλογή των εδαφικών υλικών και το σχήμα του μοντέλου είναι από τους σημαντικότερους παράγοντες στον σχεδιασμό και στην επίλυση γεωτεχνικών ζητημάτων, η μελέτη διαφορετικών συνδυασμών και η διεξοδική παραμετρική ανάλυση θα μπορούσε να επιφέρει την δημιουργία μίας σημαντικής βάσης δεδομένων η οποία θα αποτελεί γνώμονα και εγχειρίδιο επίλυσης εύρους γεωτεχνικών προβλημάτων.

Επιπλέον το γεγονός ότι μέσω του προγράμματος μπορεί να στεφθεί με επιτυχία η προσομοίωση του υδάτινου στοιχείου, αποτελεί έναυσμα για χρήση του προγράμματος σε προβλήματα που το αφορούν.

Εξάλλου το πρόγραμμα Plaxis αποτελεί ένα εργαλείο το οποίο ο κάθε μηχανικός μπορεί να χρησιμοποιήσει με ευκολία και να δημιουργήσει μοντέλα που ανταποκρίνονται στο εκάστοτε πρόβλημα.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Bradbury R.D. [1938]. Reinforced Concrete Pavements, Wire Reinforcement Institute, Washington DC.

Ferdinand Beer-E.Ruseel Johnston,Jr-John DeWolf-David Mazurek.[2018].Μηχανική των υλικών.(7η έκδοση).Τζιόλα

Geoengineer.org.[2020].Westergaard's added mass for hydrodynamic pressures. https://www.geoengineer.org/news/plaxis-example-westergaards-added-mass-for-hydrodynamic-pressures

Graham Barnes.[2010].Εδαφομηχανική:Αρχές και Εφαρμογές.(3η έκδοση).Κλειδάριθμος

Ioannides A. M. [2006]. "Concrete pavement analysis: the first eighty years", International Journal of Pavement Engineering

Manolis Papadrakakis-Michalis Fragiadakis-Nikos D.Lagaros.[2011].Comptutational Methods in Earthquake Engineering.Springer

Steven L. Kramer.[1996].Geotechnical Earthquake Engineering.Prentice Hall

Ανυφαντακη Άννα-Λεανδρου Χλόη.[2014].Σεισμική απόκριση τοίχων αντιστήριξης:Βαρύτητας και Μορφής Ανεστραμμένου Τ.ΕΜΠ

Αργυρούλης Σ.Κωνσταντίνος.[2019].Σεισμική απόκριση λιμενικού κρηπιδοτοίχου σε καθεστώς εδαφικής ρευστοποίησης:σύγκριση καταστατικών προσομοιωμάτων.ΕΜΠ

Βαία Σ.Αβρανά.[2014].Μελέτη Δυναμικής Αλληλεπίδρασης Τοίχων Αντιστήριξης-Εδάφους-Κατασκευής.Πολυτεχνείο Κρήτης

Γ.Νουτσοπουλος-Γ.Χριστοδουλου.[2010].(2η έκδοση).Fountas

Γεωργίου Δέσποινα.[2017].Σεισμική τρωτότητα αντιστηρίξεων και λιμενικών κρηπιδότοιχων και εκτίμηση της δυναμικής καταπόνησης τους μέσω παραμετρικής υπολογιστικής προσομοίωσης με πεπερασμένα στοιχεία και νευρωνικά δίκτυα.ΕΜΠ

Κακογιάννου Ευανθία.[2011]Διερεύνηση μεθοδολογιών προσδιορισμού των ωθήσεων γαιών και εφαρμογή τους στην επίλυση τοίχων τύπου προβόλου.ΕΜΠ

Καλογεράκου Μαρίνα Ε.[2015].Σεισμική Απόκριση Δεξαμενών Αποθήκευσης Υγρών με έμφαση στην Υδροδυναμική Καταπόνηση και σε Φαινόμενα Κοντινού Πεδίου.ΕΜΠ

Κατσιράκης Εμμανουήλ Κ.[2021].Μελέτη της Σεισμικής Απόκρισης του Περιμετρικού Τείχους της Ακρόπολης και Διερεύνηση Μέτρων Απομείωσης των Δυναμικών Ωθήσεων.Πολυτεχνείο Κρήτης

Κιτσης Βασίλειος Γ.[2014].Ακλόνητοι Τοίχοι Εδαφικής Αντιστήριξης-Συσχέτιση Σεισμικών Ωθήσεων και Αδρανειακών Δυνάμεων Τοίχου.Πανεπιστήμιο Πατρών

Κοκκάλα Ναταλία.[2014].Η στατική σύλληψη ως σύνθετη ιδέα.ΕΜΠ

Κουτσαντωνακης Χρήστος.[2019].Ανάλυση Δυναμικής Απόκρισης Κατασκευών Αντιστήριξης.Πανεπιστήμιο Πατρών

Κωη Μαρία,Λιβα Βασιλική,Σαρρη Μαρία-Ευλαμπία.[2018].Συγκριτική μελέτη τοίχου αντιστήριξης με τις μεθόδους Rankine και Coulomb-Παραμετρική Μελέτη.ΤΕΙ Δυτικής Ελλάδας

Κωνσταντινίδου Νικολέτα.[2004].Ανάλυση συστήματος αντιστήριξης ορύγματος εκσκαφής κατά τη θεμελίωση της επέκταση της κλινικής Γαβριλάκη στην πόλη των Χανίων.Πολυτεχνείο Κρήτης

Κωτσαντής Γεώργιος Δ.[2011].Αναβάθμιση Υφιστάμενου Κρηπιδότοιχου.Αντιμετωπίση δύο χαρακτηριστικών περιπτώσεων.ΕΜΠ

Λεπτουργος Παντελής.[2011].Υδροδυναμική Ανάλυση Παραμορφούμενης Υδροτομής με Εφαρμογή στην Πλεύση Ψαριών.ΕΜΠ

Μ.Καββαδάς.[2008].Σημειώσεις Θεμελιώσεων Τεχνικών Έργων.(4η έκδοση).ΕΜΠ

Μπενζελούν-Αραμπί Μαγδαληνή.[2017].Παραμετρικές Αναλύσεις Παραμορφώσεων και Ευστάθειας Οπλισμένων Επιχωμάτων Έργων Οδοποιίας.ΕΜΠ

Μπουκοβάλας Γ.Δ.[2010].Αντισεισμικός Σχεδιασμός Τοίχων Αντιστήριξης και Κρηπιδοτοίχων.ΕΜΠ

Μπουλούκου Ελένη Β.[2007].Υπολογισμός των Τάσεων παρά το άκρο της ρωγμής σε Διφασικό Υλικό.ΕΜΠ

Ριζόπουλος Θεόδωρος-Στέφανος.[2015].Αναλυτική διερέυνηση δαπέδου από σκυρόδεμα υπό μηχανικές και θερμοκρασιακές δράσεις.ΕΜΠ

Σμπόρας Σωτήρης Π.Ωθήσεις Γαιών. http://www.geo.auth.gr/883/chapt_5.htm

Στουρναρας Βασίλης.[2012].Μελέτη της Κινηματικής Συμπεριφοράς του Φράγματος της Λίμνης Πλαστήρα με Δορυφορικές Μεθόδους.ΕΜΠ

Ταμπακάκη Ευαγγελία.[2012].Βέλτιστος Σχεδιασμός Ειδικών Κατασκευών.ΕΜΠ

Ταρλαντας Αθανάσιος.[2014].Έλεγχος Επάρκειας Κρηπιδοτοίχων Βαρύτητας-Μέθοδος Ενιαίο και Επιμέρους Συντελεστών Ασφαλείας Συγκριτική Αξιόληγηση.ΕΜΠ