

**ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ ΔΥΤΙΚΗΣ ΕΛΛΑΔΟΣ**

**ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ**

**ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ Τ.Ε.**

**ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΤΟΙΧΟΥ  
ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ  
ΜΟΝΟΝΟΒΕ-ΟΚΑΒΕ.**

**ΟΝΟΜΑΤΕΠΩΝΥΜΟ: ΠΟΔΑΡΑ ΠΑΡΑΣΚΕΥΗ**

**ΕΠΟΠΤΗΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΒΓΕΝΟΠΟΥΛΟΥ ΕΙΡΗΝΗ**

**ΠΑΤΡΑ 2018**

## ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η παρούσα Πτυχιακή Εργασία έρχεται να ολοκληρώσει την φοίτησή μου στο Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε. του Τεχνολογικού Εκπαιδευτικού Ιδρύματος Δυτικής Ελλάδος με αντικείμενο μελέτης «Παραμετρική μελέτη τοίχου αντιστήριξης με τη μέθοδο Mononobe-Okabe. / A parametric study of retaining walls using Mononobe - Okabe solutions.».

Πρώτα απ' όλους θα ήθελα να ευχαριστήσω την επιβλέπουσα καθηγήτρια μου Βγενοπούλου Ειρήνη, για την πολύτιμη βοήθεια και καθοδήγησή της καθώς και για την εμπιστοσύνη που μου έδειξε. Με τις γνώσεις της, την υπομονή, την επιμονή και την πολύτιμη καθοδήγηση της καθ' όλη τη διάρκεια της εκπόνησης της πτυχιακής εργασίας μου με βοήθησε να βγάλουμε ένα άρτιο αποτέλεσμα. Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους όσους συνετέλεσαν με οποιονδήποτε τρόπο στην ολοκλήρωση αυτής της Πτυχιακής.

Τέλος, οφείλω ένα μεγάλο ευχαριστώ στην οικογένεια μου για την αμέριστη ηθική και υλική στήριξη τους που μου προσέφεραν καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα πτυχιακή εργασία ασχολείται με θέμα μελέτης «Παραμετρική μελέτη τοίχου αντιστήριξης με τη μέθοδο Mononobe – Okabe» αλλά και με την σύνταξη προγράμματος για την βοήθεια επίλυσης του τοίχου αντιστήριξης αλλά και οποιωνδήποτε τοίχων αντιστήριξης. Η δομή της πτυχιακής εργασίας έχει δομηθεί σε έξι κεφάλαια.

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται μία εισαγωγική αναφορά για τις κατασκευές αντιστήριξης που μία από αυτές είναι οι τοίχοι αντιστήριξης και τα είδη των τοίχων αντιστήριξης.

Στο δεύτερο κεφάλαιο έχουν συγκεντρωθεί οι μορφές αστοχίας των τοίχων αντιστήριξης με το έδαφος που εδράζονται.

Το τρίτο κεφάλαιο αναφέρεται στις ωθήσεις των γαιών αλλά και στις μεθόδους υπολογισμών των στατικών ωθήσεων, στη θεωρία Rankine, στη θεωρία Coulomb και στη θεωρία Mononobe – Okabe.

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζεται αναλυτικά η σύνταξη του προγράμματος επίλυσης των τοίχων αντιστήριξης με επισημάνσεις, αναλύσεις και εξηγήσεις.

Στο πέμπτο κεφάλαιο γίνεται αναφορά της επίδρασης της τριβής μεταξύ εδάφους και τοίχου αντιστήριξης, δηλαδή της γωνίας τριβής « $\delta$ » αλλά και τη μεταβολή αυτής σε σχέση με τη γωνία εσωτερικής τριβής « $\phi$ ».

Τέλος στο έκτο κεφάλαιο παρουσιάζεται η ανάλυση των αποτελεσμάτων της παραμετρικής μελέτης του τοίχου αντιστήριξης με πίνακες τιμών και αναλυτικά διαγράμματα σχετικά με αυτά, αλλά και συμπεράσματα για τα αποτελέσματα της μελέτης.

# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΡΟΛΟΓΟΣ .....	ii
ΠΕΡΙΛΗΨΗ .....	iii
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ.....	iv
ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	1
1. Τοίχοι αντιστήριξης.....	1
1.1.Είδη τοίχων αντιστήριξης.....	2
1.1.1.Τοίχοι αντιστήριξης βαρύτητας.....	2
1.1.2.Τοίχοι αντιστήριξης ημιβαρύτητας.....	3
1.1.3.Τοίχοι πρόβολοι.....	4
1.1.4.Τοίχοι αντιστήριξης με αντηρίδες.....	6
2. Μορφές αστοχίας τοίχων αντιστήριξης.....	7
2.1.Αστοχία λόγω ολίσθησης.....	7
2.2.Αστοχία λόγω ανατροπής.....	8
2.3.Αστοχία φέρουσας ικανότητας.....	8
2.4.Ρηχή αστοχία διάτμησης.....	9
2.5.Βαθιά αστοχία διάτμησης.....	10
3. Ωθήσεις γαιών.....	11
3.1.Μέθοδοι Υπολογισμού Στατικών Ωθήσεων.....	12
3.1.1.Θεωρία Rankine.....	13
3.1.2.Θεωρία Coulomb.....	16
3.1.3.Θεωρία Mononobe - Okabe.....	18
4. Παραμετρική μελέτη.....	34
5. Επίδραση της τριβής μεταξύ του εδάφους και τοίχου αντιστήριξης.....	53
6. Ανάλυση αποτελεσμάτων μελέτης - Συμπεράσματα.....	56
6.1.Ανάλυση αποτελεσμάτων παραμετρικής μελέτης.....	56
6.2.Συμπεράσματα.....	69
7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	70

## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η πραγματοποίηση διάφορων τεχνικών έργων απαιτεί πολύ συχνά την αφαίρεση μεγάλων εδαφικών μαζών μέσω της διαδικασίας της εκσκαφής. Σε αυτές τις περιπτώσεις είναι αναγκαία η κατασκευή ενός έργου, το οποίο θα συγκρατεί και θα αντιστηρίζει τις εναπομένουσες εδαφικές μάζες. Στην κατηγορία αυτών των έργων, τα οποία ονομάζονται έργα αντιστήριξης, ανήκουν τα διαφράγματα πασσαλοσανίδων, τα ακρόβαθρα γεφυρών και άλλα, με πλέον όμως συνηθέστερους, τους τοίχους αντιστήριξης.

Γενικά, ως κατασκευές αντιστηρίξεως εδαφών ορίζονται τα έργα τα οποία επιτρέπουν την πραγματοποίηση μιας απότομης αλλαγής στην στάθμη της γήινης επιφάνειας, με τέτοιο τρόπο ώστε το σύστημα έδαφος-κατασκευή να έχει περιορισμένες μετακινήσεις ή να συγκρατείται οριακά. Οι κατασκευές αντιστηρίξεως εδαφών χρησιμοποιούνται κυρίως στις περιπτώσεις όπου απαιτείται η πραγματοποίηση εκσκαφής κάτω από την υφιστάμενη εδαφική επιφάνεια, όπως στη διάνοιξη μιας υπόγειας σήραγγας. Επιπλέον όμως έργα αντιστηρίξεως εφαρμόζονται στις περιπτώσεις όπου επιβάλλεται υπερύψωση της υφιστάμενης εδαφικής επιφάνειας με επίχωση, όπως σε λιμενικά έργα. Τέλος, κατασκευάζονται έργα αντιστήριξης για την αντιμετώπιση του φαινομένου της κατολίθησης φυσικών ή τεχνητών πρανών με στόχο την επίτευξη της επαρκούς και διαρκούς ευστάθειάς τους.

Σε κάθε περίπτωση, είτε πρόκειται για εκσκαφή, επίχωση ή σταθεροποίηση πρανών, ένα έργο αντιστήριξης οφείλει να παρέχει προστασία τόσο στις γειτονικές κατασκευές όσο και στο ευρύτερο περιβάλλον του έργου, κυρίως έναντι των κινδύνων της μείωσης της φέρουσας ικανότητας και της αύξησης των καθιζήσεων του εδάφους της περιοχής.

### 1. Τοίχοι αντιστήριξης

Οι τοίχοι αντιστήριξης ή τοιχώματα συγκράτησης είναι σχετικά άκαμπτα τοιχώματα που χρησιμοποιούνται για την υποστήριξη της μάζας του εδάφους πλευρικά έτσι ώστε το έδαφος να μπορεί να συγκρατηθεί σε διαφορετικά επίπεδα στις δύο πλευρές. Αποτελούν ένα μέσο αντιστήριξης μετά την εκσκαφή του εδάφους. Τα τοιχώματα συγκράτησης είναι δομές σχεδιασμένες να συγκρατούν το έδαφος σε μια κλίση που δεν θα διατηρούσε φυσικά (συνήθως μια απότομη, σχεδόν κάθετη ή κατακόρυφη κλίση). Χρησιμοποιούνται για τη σύνδεση των εδαφών μεταξύ δύο διαφορετικών ανυψώσεων, συχνά σε περιοχές εδάφους με ανεπιθύμητες πλαγιές ή σε περιοχές όπου το τοπίο πρέπει να διαμορφωθεί σοβαρά και να κατασκευαστεί για πιο συγκεκριμένους σκοπούς, όπως η καλλιέργεια στην πλαγιά ή οι οδοστρωμένες διαβάσεις. Επίσης, εφαρμόζονται ευρέως σε σεισμογενείς περιοχές. Ως εκ τούτου υπόκεινται σε σεισμικές καταπονήσεις, με αποτέλεσμα μετά το πέρας του σεισμού να εμφανίζουν άλλοτε μικρές και άλλοτε μεγάλες παραμορφώσεις. Οι ακραίες περιπτώσεις σημαντικών βλαβών ή ακόμα και κατάρρευσης της κατασκευής όχι μόνο έχουν μεγάλες οικονομικές συνέπειες αλλά μπορούν επίσης να έχουν σημαντικές επιπτώσεις στο περιβάλλον και την ποιότητα της ζωής μετά από έναν σεισμό.

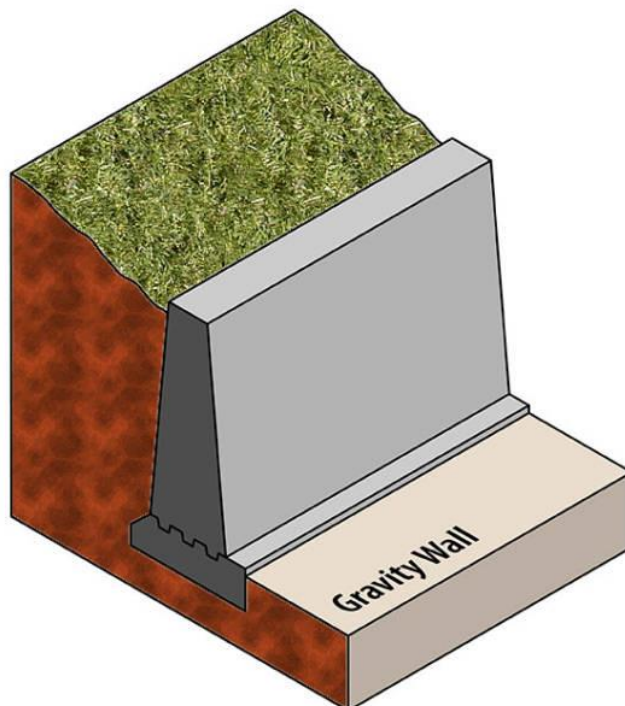
## 1.1. Είδη τοίχων αντιστήριξης

Οι τοίχοι αντιστήριξης ταξινομούνται ανάλογα με την μάζα τους, την ευκαμψία τους και τις συνθήκες αγκυρώσεως τους. Οι κυριότερες κατηγορίες των τοίχων αντιστήριξης είναι οι εξής:

- Τοίχοι αντιστήριξης βαρύτητας
- Τοίχοι αντιστήριξης ημιβαρύτητας
- Τοίχοι πρόβολοι
- Τοίχοι με αντηρίδες

### 1.1.1. Τοίχοι αντιστήριξης βαρύτητας

Οι άοπλοι τοίχοι ή τοίχοι βαρύτητας είναι οι απλούστεροι, οι συνηθέστεροι και οι από παλαιότερα χρησιμοποιούμενοι. Αποτελούν μαζικές κατασκευές τραπεζοειδούς διατομής. Κατασκευάζονται από άοπλο σκυρόδεμα, τσιμεντόλιθους και σπανιότερα από φυσικούς λίθους (εικόνα 1). Στην κατηγορία αυτών των τοίχων ανήκουν επίσης τα συρματοκιβώτια ή σαραζανέτ, τα οποία συντίθενται από πρισματικά κουτιά από γαλβανισμένο σύρμα που πληρούνται με πέτρες ή κροκάλες (εικόνα 2) και οι κρηπιδότοιχοι, οι οποίοι συντίθενται από γραμμικά στοιχεία από σκυρόδεμα, μέταλλο ή ξύλο και πληρούνται με κοκκώδη γεωυλικά. Συνήθως συγκρατούν χώματα σε μικρό ύψος δηλαδή σε ύψος 3 ή 4 μέτρων και γενικά εμφανίζουν πλεονεκτήματα αισθητικής. Η αντίστασή τους προέρχεται μόνο από το βάρος τους με αποτέλεσμα να υφίστανται αυξημένη καταπόνηση σε σεισμό. Είναι αρκετά ογκώδεις, παχείς και δύσκαμπτοι έτσι ώστε να θεωρούνται πρακτικά अपαραμόρφωτοι. Συνεπώς οι έλεγχοι αστοχίας τους γίνονται έναντι ολίσθησης και ανατροπής.



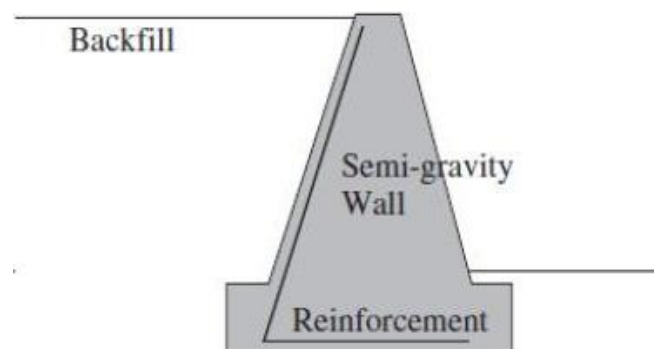
Εικόνα 1. Τυπική διατομή τοίχου βαρύτητας.



Εικόνα 2. Συρματοκιβώτια με πέτρες.

### 1.1.2. Τοίχοι αντιστήριξης ημιβαρύτητας

Μια εξειδικευμένη μορφή τοιχώματος βαρύτητας είναι ένας τοίχος συγκράτησης ημιβαρύτητας (εικόνα 3). Αυτά έχουν ενσωματωμένο μία μικρή ποσότητα οπλισμού, έναν ενισχυτικό χάλυβα τάσης, έτσι ώστε να ελαχιστοποιείται το πάχος του τοίχου χωρίς να απαιτείται εκτεταμένη ενίσχυση. Πρόκειται για ένα συνδυασμό του τοίχου βαρύτητας και των σχεδίων τοίχου με πρόβολο.



Εικόνα 3. Τυπική διατομή τοίχου ημιβαρύτητας.

### 1.1.3. Τοίχοι πρόβολοι

Οι τοίχοι μορφής προβόλου ή αυτοφερόμενα πετάσματα έχουν λεπτότερη διατομή από τους προαναφερθέντους τοίχους βαρύτητας και συνήθως κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα. Για να αντισταθούν στις εδαφικές ωθήσεις βασίζονται στη δυσκαμψία τους αξιοποιώντας ταυτόχρονα το ίδιο βάρος του αντιστηριζόμενου εδάφους άνω του πεδίου θεμελίωσης και της εξισσοροπιστικής συμβολής που παρέχεται από το κατάντη έδαφος κατά μήκος της έμπηξης. Η κατανομή των ωθήσεων καθ' ύψος εξαρτάται από τη σχετική δυσκαμψία και παραμορφωσιμότητα τοίχου και εδάφους. Γενικά έχουν σχετικώς περιορισμένη εφαρμογή (εκτός κι αν ενισχυθούν με αγκύρια, αντηρίδες κ.α.) κυρίως λόγω των υπερβολικά μεγάλων πλευρικών μετατοπίσεων που επιτρέπουν.



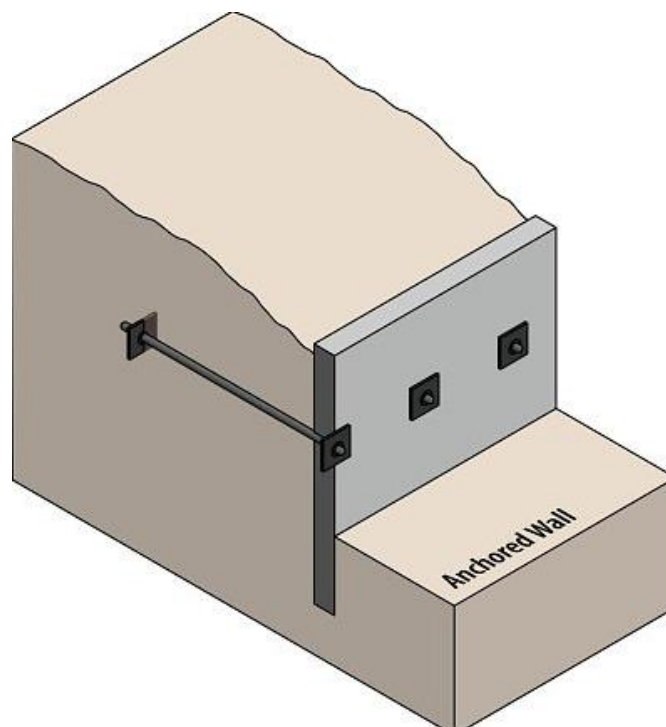
Εικόνα 4. Τυπική διατομή τοίχου προβόλου.





Εικόνα 5. Τοίχος πρόβολος.

Οι αγκυρωμένοι τοίχοι έχουν, όπως και οι τοίχοι – πρόβολοι, λεπτότερη διατομή από τους τοίχους βαρύτητας και κατασκευάζονται επίσης από οπλισμένο σκυρόδεμα. Επιπλέον όμως, για την αντιμετώπιση του προβλήματος της ανατροπής του τοίχου αντιστήριξης, εφαρμόζεται η τακτική της κατασκευής συστήματος αγκυρίων, προεντεταμένων ή μη, τα οποία λειτουργούν ως ελκυστήρες. Τα συστήματα αγκύρωσης προσφέρουν αντίσταση στην ώθηση των γαιών που δέχεται ο τοίχος και επιπλέον περιορίζουν σημαντικά τη δυνατότητα μετακίνησης του τοίχου.

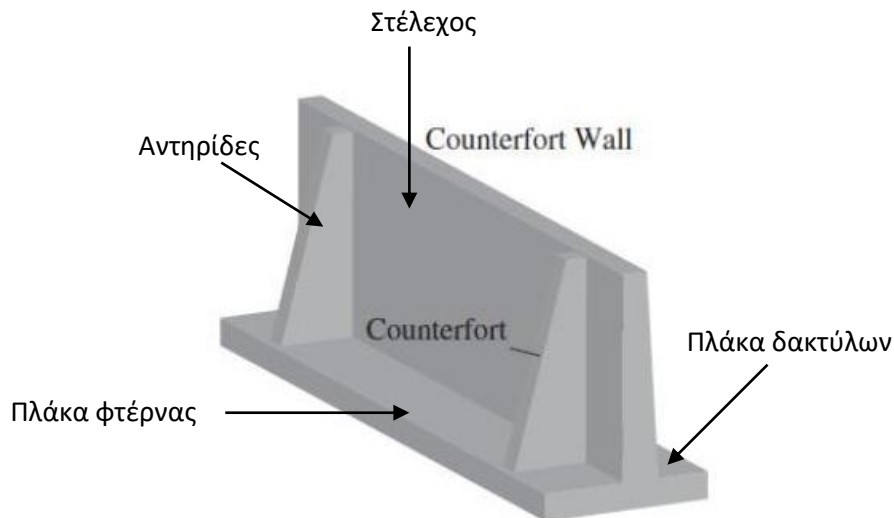


Εικόνα 6. Τυπική διατομή αγκυρωμένου τοίχου.

#### 1.1.4. Τοίχοι αντιστήριξης με αντηρίδες.

Καθώς αυξάνεται το ύψος του τοίχου γίνεται λιγότερο εφικτή η χρήση της απλής κατασκευής τοίχου αντιστήριξης. Η ροπή ανατροπής αυξάνεται απότομα με την αύξηση του ύψους του τοίχου. Για πολύ ψηλά τοιχώματα, μια τροποποίηση που χρησιμοποιείται είναι η μείωση του πάχους του τοιχώματος. Αυτό επιτρέπει την ανάπτυξη μιας λογικής διατομής για την υψηλή τάση κάμψης στη βάση χωρίς υπερβολική ποσότητα σκυροδέματος. Ωστόσο, καθώς ο τοίχος γίνεται πραγματικά ψηλός, είναι συχνά απαραίτητο να εξεταστεί η χρήση διάφορων τεχνικών στήριξης, όπως με αντηρίδες, ένα κατακόρυφο σύστημα στήριξης, γνωστό ως αντερείσματα, στην πλευρά της πλάτης πάνω από την πλάκα πτέρνας. Οι αντενδείξεις είναι τριγωνικές δοκοί μεταβλητού βάθους και ομοιόμορφου πλάτους, που συνδέουν την πλάκα πτέρνας και το στέλεχος, που παρέχεται σε κανονική απόσταση κατά μήκος του τοιχώματος. Το στέλεχος και η πλάκα πτέρνας λειτουργούν ως συνεχείς πλάκες που εκτείνονται οριζοντίως κατά μήκος του τοιχώματος μεταξύ των αντίθετων επιφανειών. Η χρήση αντισταθμίσεων μειώνει τη ροπή κάμψης λόγω της πίεσης της γης και κατά συνέπεια του μεγέθους και της ενίσχυσης του στελέχους και της πλάκας πτέρνας. Οι αντίθετες δυνάμεις υπόκεινται σε τάση λόγω της δράσης της πλευρικής γήινης πίεσης της εμπρόσθιας πλήρωσης στο στέλεχος.

Εντούτοις, η πλάκα πτέρνας λειτουργεί ως πλάκα πρόβολου, όπως σε ένα τοίχωμα συγκράτησης προβόλου. Η πλάκα των δακτύλων λειτουργεί ως μια συνεχής πλάκα που εκτείνεται κατά μήκος του τοίχου μεταξύ των αντηρίδων. Τα υποστηρίγματα υποβάλλονται σε συμπίεση λόγω της πλευρικής γήινης πίεσης του οπλισμού στο στέλεχος και λόγω της προς τα πάνω πίεσης του εδάφους στην πλάκα των ποδιών.



Εικόνα 7. Τυπική διατομή τοίχου αντιστήριξης με αντηρίδες.

## 2. 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 μπορεί να συμβεί. 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 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.

Οι μορφές αστοχίας των τοίχων αντιστήριξης είναι οι εξής:

- Αστοχία λόγω ολίσθησης
- Αστοχία λόγω ανατροπής
- Αστοχίας φέρουσας ικανότητας.
- Ρηγή αστοχία διάτμησης
- Βαθιά αστοχία διάτμησης

### 2.1. Αστοχία λόγω ολίσθησης

Τα τοιχώματα αντιστήριξης μπορεί να είναι ευαίσθητα στην ολίσθηση της αστάθειας, ιδιαίτερα αν βασίζονται σε φτωχά εδάφη. Οι οριζόντιες πιέσεις στην πλευρά του καλύμματος θα ωθήσουν τον τοίχο προς τα έξω, ο οποίος θα τείνει να ολισθήσει στη βάση του, όπως φαίνεται παρακάτω.

Η κινητήρια δύναμη από τα εφαρμοζόμενα φορτία πρέπει να αντισταθμίζεται από μια αντίθετη δύναμη τριβής στη διεπαφή της βάσης στήριξης και του υποκείμενου εδάφους που παράγεται από την πίεση του εδράνου επί της βάσης.

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. Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης πρέπει να είναι μεγαλύτερος από 1.5.

$$FS_{\text{ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ}} = \frac{\Sigma F_{\text{ευστάθειας}}}{\Sigma F_{\text{ολίσθησης}}} = \frac{(\Sigma W + P_v) \cdot \tan \varphi + B \cdot c + P_p}{P_h} \geq 1.5$$

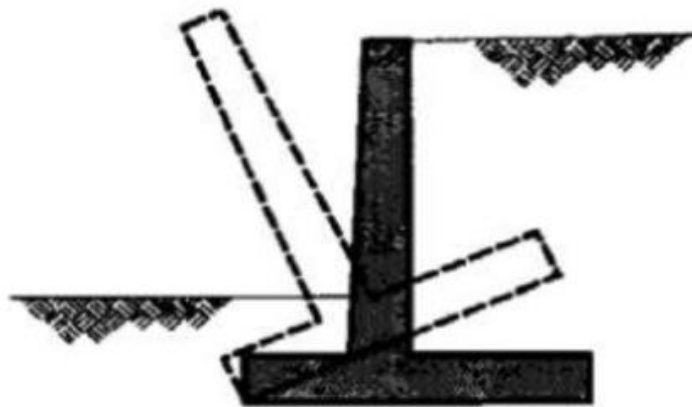


## 2.2. Αστοχία λόγω ανατροπής

Η ανεπάρκεια ανατροπής είναι η περιστροφή του τοίχου γύρω από τον έναν άξονα κάθετο στο επίπεδο της κατακόρυφης τομής του τοίχου όταν δεν ικανοποιείται η ισορροπία ροπών ή γύρω από το δάκτυλό του λόγω της υπέρβασης της ροπής που προκαλείται λόγω της ανατροπής των δυνάμεων στις δυνάμεις αντίστασης.

Για να μην ανατραπεί ο τοίχος πρέπει να ισχύει η σχέση:

$$FS_{\text{ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ}} = \frac{\Sigma M_{\text{ευστάθειας}}}{\Sigma M_{\text{ανατροπής}}} = \frac{W_1 \cdot x_1 + W_2 \cdot x_2 + W_3 \cdot x_3 + W_4 \cdot x_4 + P_v \cdot B}{P_h \cdot \frac{H}{3}} > 2$$



## 2.3. Αστοχία φέρουσας ικανότητας

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:

$$F_{\phi I} = \frac{q_{\text{αστ}}}{q_{\text{max}}} \geq 3$$

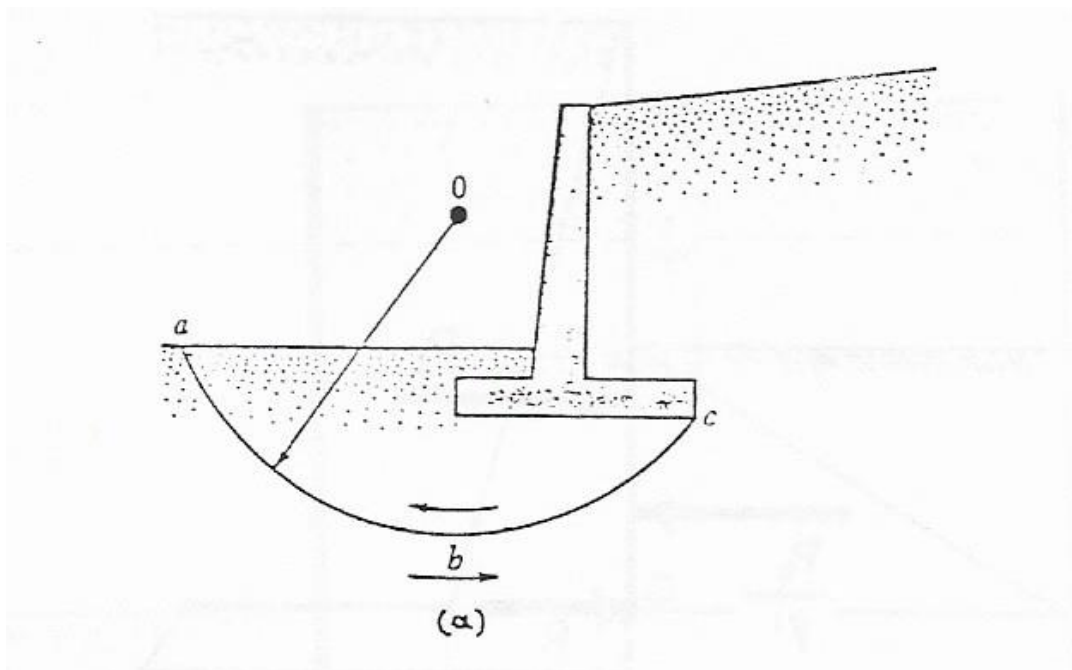
Όπου:  $q_{\text{αστ}}$  = καθαρή οριακή φέρουσα ικανότητα εδάφους

$q_{\text{max}}$  = μέγιστη τιμή της πίεσης επαφής του θεμελίου του τοίχου



#### 2.4. Ρηχή αστοχία διάτμησης

Αυτός ο τύπος αστοχίας συμβαίνει κατά μήκος μίας κυλινδρικής επιφάνειας ( $abc$ ) και διέρχεται μέσω του πόδα του τοίχου συγκράτησης. Η αστοχία λαμβάνει χώρα λόγω υπερβολικών τάσεων διατμήσεως κατά μήκος της κυλινδρικής επιφάνειας εντός της μάζας των αλάτων. Ο συντελεστής ασφαλείας κατά την οριζόντια ολίσθηση είναι χαμηλότερος από ότι για την ρηχή αστοχία διατμήσεως. Ωστόσο, ο συντελεστής ολίσθησης αν είναι μεγαλύτερος από 1,5, δεν είναι πιθανό να εμφανιστεί ρηχή αστοχία διάτμησης.

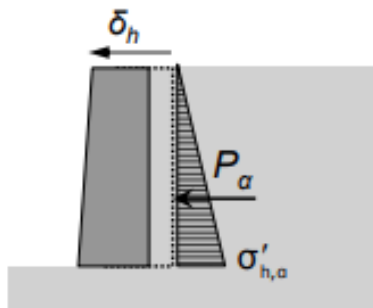




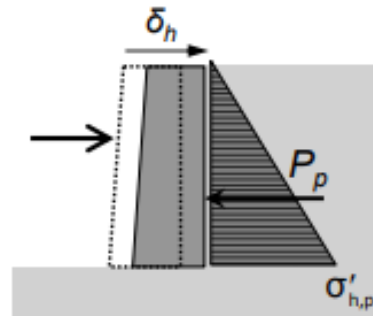
### 3. Ωθήσεις γαιών

Ωθήσεις ονομάζονται οι πλευρικές 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 αντιστήριξης. Όπως είναι γνωστό, το έδαφος είναι ένα υλικό που αποτελείται από τρεις φάσεις, την στερεή, την υγρή και την αέρια, με αποτέλεσμα να παρουσιάζει χαρακτηριστικά και από αυτές τις τρεις καταστάσεις της ύλης. Ένα από τα χαρακτηριστικά αυτά, που παρατηρείται στην υγρή φάση, είναι η τάση να ασκεί πλευρικές πιέσεις σε κάθε αντικείμενο με το οποίο έρχεται σε επαφή, στην προκειμένη περίπτωση στον τοίχο αντιστήριξης. Υπάρχουν δυο είδη ωθήσεων: η ενεργός ώθηση η οποία είναι η πλευρική πίεση που ασκεί το έδαφος στον τοίχο που το αντιστηρίζει, και η παθητική ώθηση η οποία είναι η αντίσταση του εδάφους όταν ο τοίχος ωθείται προς αυτό.

*Ενεργητική κατάσταση*

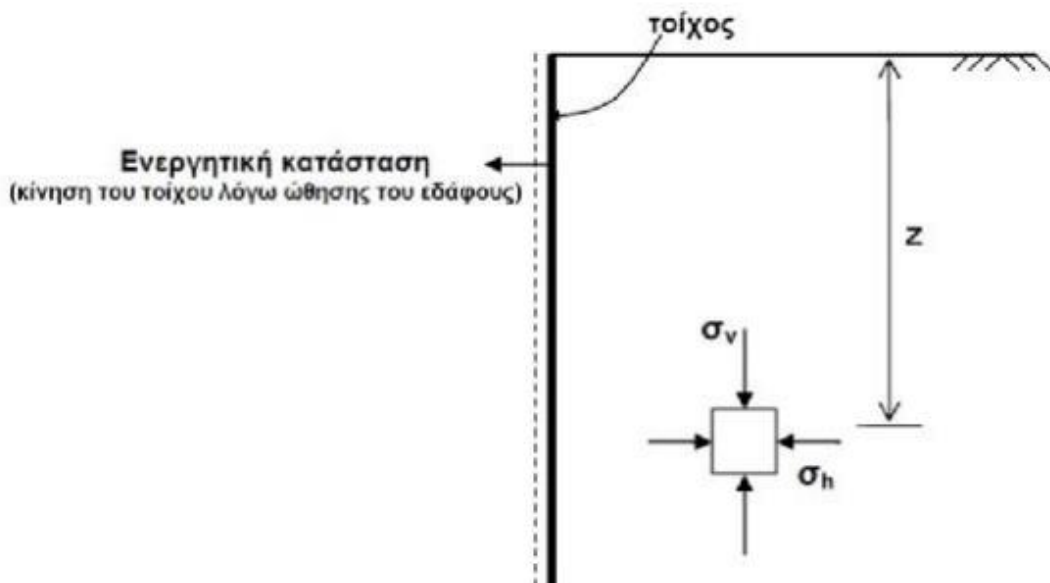


*Παθητική κατάσταση*



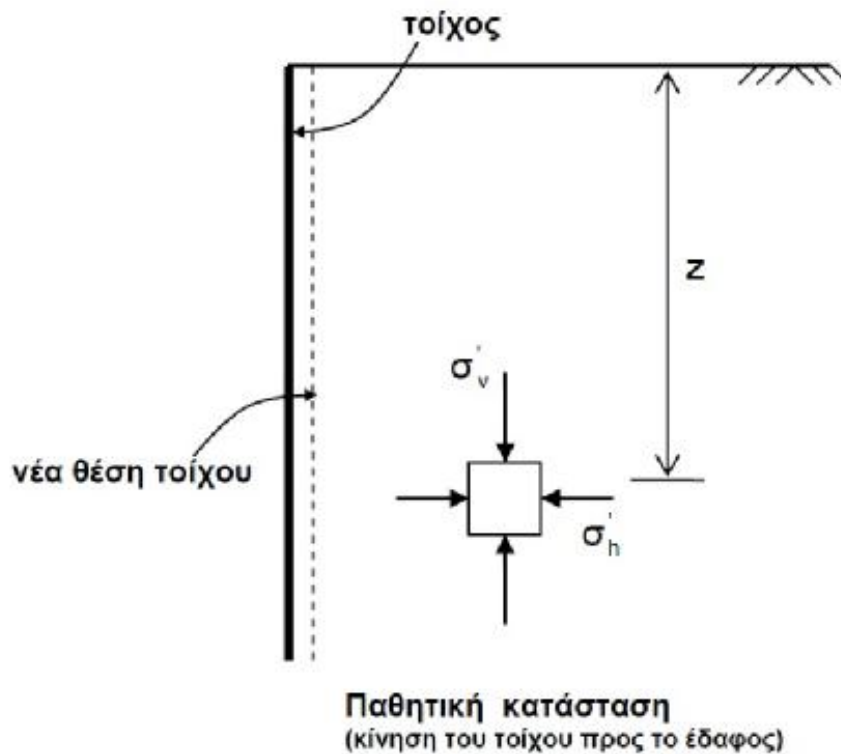
#### Ενεργητική Ωθηση

Είναι η κατάσταση στην οποία το έδαφος ωθεί τον τοίχο, χάνεται η πλευρική του στήριξη και δημιουργούνται συνθήκες αστοχίας.



## Παθητική Ωθηση

Είναι η κατάσταση στην οποία ο τοίχος κινείται προς το εσωτερικό του εδάφους, ασκείται πλευρική οριζόντια τάση μεγαλύτερη από αυτή που ήδη δέχεται και δημιουργούνται συνθήκες αστοχίας.



### 3.1. Μέθοδοι Υπολογισμού Στατικών Ωθήσεων

Ο τυπικός σχεδιασμός ενός τοίχου αντιστήριξης, υπό στατικές συνθήκες, περιλαμβάνει τον υπολογισμό των δυνάμεων που ασκούνται πάνω στον τοίχο και κατόπιν τον σχεδιασμό του τοίχου έτσι ώστε ο τοίχος να αντιστέκεται σε αυτές τις δυνάμεις με ένα συντελεστή ασφαλείας αρκετά υψηλό για να προκύπτουν αποδεκτές παραμορφώσεις. Οι κλασικές θεωρητικές μέθοδοι υπολογισμού των στατικών δυνάμεων που ασκούνται στους τοίχους αντιστήριξης είναι η θεωρία του Rankine και η θεωρία του Coulomb. Η υπόθεση στην οποία βασίζονται και οι δυο αυτές μέθοδοι είναι ότι κατά την επιβολή των ωθήσεων το έδαφος αστοχεί.

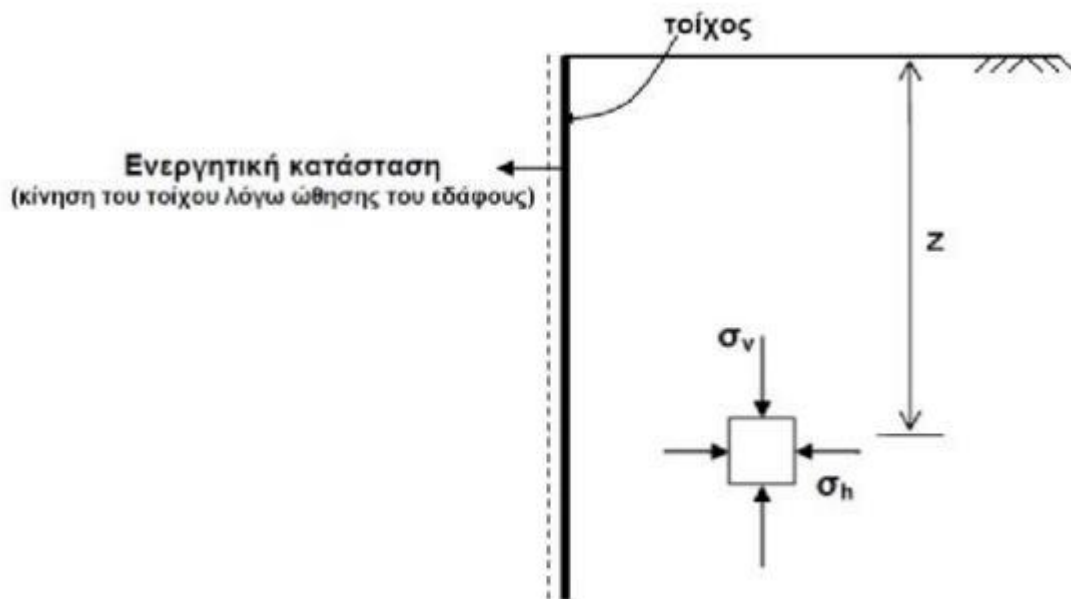


### 3.1.1. Θεωρία Rankine

Η θεωρία του Rankine, που αναπτύχθηκε το 1857 από τον Ουίλιαμ Ράνκιν, προβλέπει τις ενεργητικές και παθητικές ώθησης των γαιών. Υποθέτει ότι το έδαφος είναι χωρίς συνάφεια, ο τοίχος είναι χωρίς τριβή, η επιφάνεια εδάφους-τοίχου είναι κατακόρυφη, η επιφάνεια αποτυχίας στην οποία κινείται το έδαφος είναι επίπεδη και η προκύπτουσα δύναμη είναι γωνιακά παράλληλη με την επιφάνεια του επιστρώματος. (Σημειώνετε ότι το  $\phi$  είναι η γωνία αντοχής διατμήσεως του εδάφους και η πλάτη είναι κεκλιμένη σε γωνία  $\beta$  προς την οριζόντια).

#### ❖ Ενεργητική Ώθηση

Αν ο τοίχος μετακινηθεί προς τα έξω το έδαφος χάνει την πλευρική του στήριξη. Μειώνεται τότε η πλευρική τάση  $\sigma_h$  ενώ διατηρείται σταθερή η κατακόρυφη  $\sigma_v$  (κύκλος α). 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 αυτή κατάσταση που δημιουργείται με την κίνηση του τοίχου προς τα έξω λέγεται *ενεργητική κατάσταση*.



Σχήμα 1. Ενεργητική ώθηση των γαιών κατά Rankine.

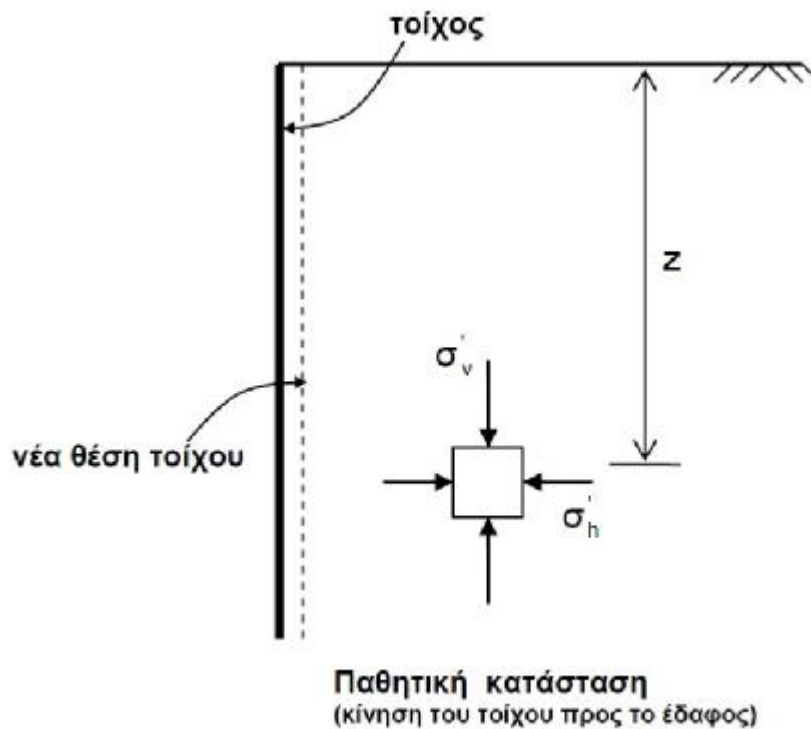
Σύμφωνα με τη μέθοδο Rankine ο υπολογισμός της ώθησης δίνεται από τη σχέση:

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2$$

Με 
$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

❖ Παθητική Ωθηση

Αν ο τοίχος εξαναγκαστεί σε κίνηση προς το εσωτερικό του εδάφους θα του ασκήσει πλευρική οριζόντια τάση μεγαλύτερη από αυτή που ήδη δέχεται. Έτσι, η  $\sigma_h$  θα μεγαλώσει μέχρις ότου επικρατήσουν τελικά συνθήκες αστοχίας. Η οριακή αυτή κατάσταση που δημιουργείται με την κίνηση του τοίχου προς τα μέσα λέγεται *παθητική κατάσταση*.



Σχήμα 2. Παθητική ώθηση των γαιών κατά Rankine.

Σύμφωνα με τη μέθοδο Rankine ο υπολογισμός της ώθησης δίνεται από τη σχέση:

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot H^2 + 2 \cdot \sqrt{K_p} \cdot c \cdot H$$

Με 
$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

Όπου:

$P_a$ : ολική ενεργός ώθηση

$P_p$ : ολική παθητική ώθηση

$K_a$ : συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων

$K_p$ : συντελεστής παθητικών ωθήσεων

$\gamma$ : ειδικό βάρος του εδάφους

$H$ : ύψος του τοίχου

$\varphi$ : εσωτερική γωνία τριβής του εδάφους

$c$ : συνοχή του εδάφους

### 3.1.2. Θεωρία Coulomb

Ο Coulomb μελέτησε για πρώτη φορά το πρόβλημα των πλευρικών πιέσεων της γης το 1776. Βασική παραδοχή της μεθόδου είναι ότι την μετακίνηση του τοίχου από το έδαφος ακολουθεί «ως απολύτως στερεό» μια εδαφική μάζα, η οποία αποχωρίζεται από το υπόλοιπο έδαφος και ολισθαίνει κατά μήκος μιας επιφάνειας, για να καθορίσει την οριακή οριζόντια πίεση εδάφους. Οι οριακές οριζόντιες πιέσεις κατά την αποτυχία σε επέκταση ή συμπίεση χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό των  $K_a$  και  $K_p$  αντίστοιχα. Δεδομένου ότι το πρόβλημα είναι απροσδιόριστο, πρέπει να αναλυθεί ένας αριθμός πιθανών επιφανειών αστοχίας για να προσδιοριστεί η κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας, δηλαδή η επιφάνεια που παράγει τη μέγιστη ή ελάχιστη ώθηση στον τοίχο. Ο Maighiel αργότερα, το 1908, επέκτεινε τις εξισώσεις του Coulomb για να υπολογίσει την τριβή του τοίχου, συμβολισμένη από το  $\delta$ .

Η μέθοδος αυτή θεωρεί ότι το έδαφος είναι ισότροπο και ομογενές και χρησιμοποιεί το ομώνυμο κριτήριο θραύσης

Οι βασικές παραδοχές της θεωρίας του Coulomb είναι:

- Μεταξύ της επιφάνειας τοίχου και εδάφους αναπτύσσονται δυνάμεις τριβής
- Η επιφάνεια θραύσης είναι επίπεδη
- Οι δυνάμεις τριβής κατανέμονται ομοιόμορφα κατά μήκος της επιφάνειας θραύσης
- Το εδαφικό τμήμα που αποχωρίζεται κινείται σαν στερεό σώμα

Σύμφωνα με τη μέθοδο Coulomb ο υπολογισμός της ώθησης δίνεται από τη σχέση:

- Ενεργητική Ώθηση

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2$$

Όπου

$$K_a = \left[ \frac{\csc \beta \cdot \sin(\beta - \varphi)}{\sqrt{\sin(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - i)}{\sin(\beta - i)}}} \right]^2$$

Και

$$\csc \beta = 1/\sin \beta$$

- Παθητική Ωθηση

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

Όπου

$$K_p = 1/K_a$$

Με:

$P_a$ : ολική ενεργός ώθηση

$P_p$ : ολική παθητική ώθηση

$K_a$ : συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων

$K_p$ : συντελεστής παθητικών ωθήσεων

$\gamma$ : ειδικό βάρος του εδάφους

$H$ : ύψος του τοίχου

$i$ : γωνία της επιφάνειας του εδάφους ως προς την οριζόντια

$\varphi$ : εσωτερική γωνία τριβής του εδάφους

$\beta$ : η γωνία της παρειάς του τοίχου ως προς τη οριζόντια

$\delta$ : γωνία τριβής μεταξύ εδάφους και πλάτης του τοίχου συγκράτησης

### 3.1.3. Θεωρία Mononobe - Okabe

Η μέθοδος που συνιστάται για τον καθορισμό των σεισμικών εδαφικών δυνάμεων είναι αυτή των ισοδύναμων στατικών φορτίων. Σύμφωνα με την ισοδύναμη μέθοδο, στο κέντρο βάρους της μάζας του εδάφους θεωρείται ότι ενεργεί μία οριζόντια σεισμική δύναμη ίση με το βάρος του πρίσματος πολλαπλασιασμένη με ένα σεισμικό συντελεστή. Η σεισμική αυτή δύναμη αποτελεί μία πρόσθετη φόρτιση στις ήδη ασκούμενες στατικές φορτίσεις του τοίχου.

Η πιο συχνή χρησιμοποιούμενη μέθοδος για τον υπολογισμό των πρόσθετων ωθήσεων λόγω σεισμού, είναι αυτή που διατύπωσαν οι Mononobe και Okabe, η οποία βασίζεται στη θεωρία του Coulomb.

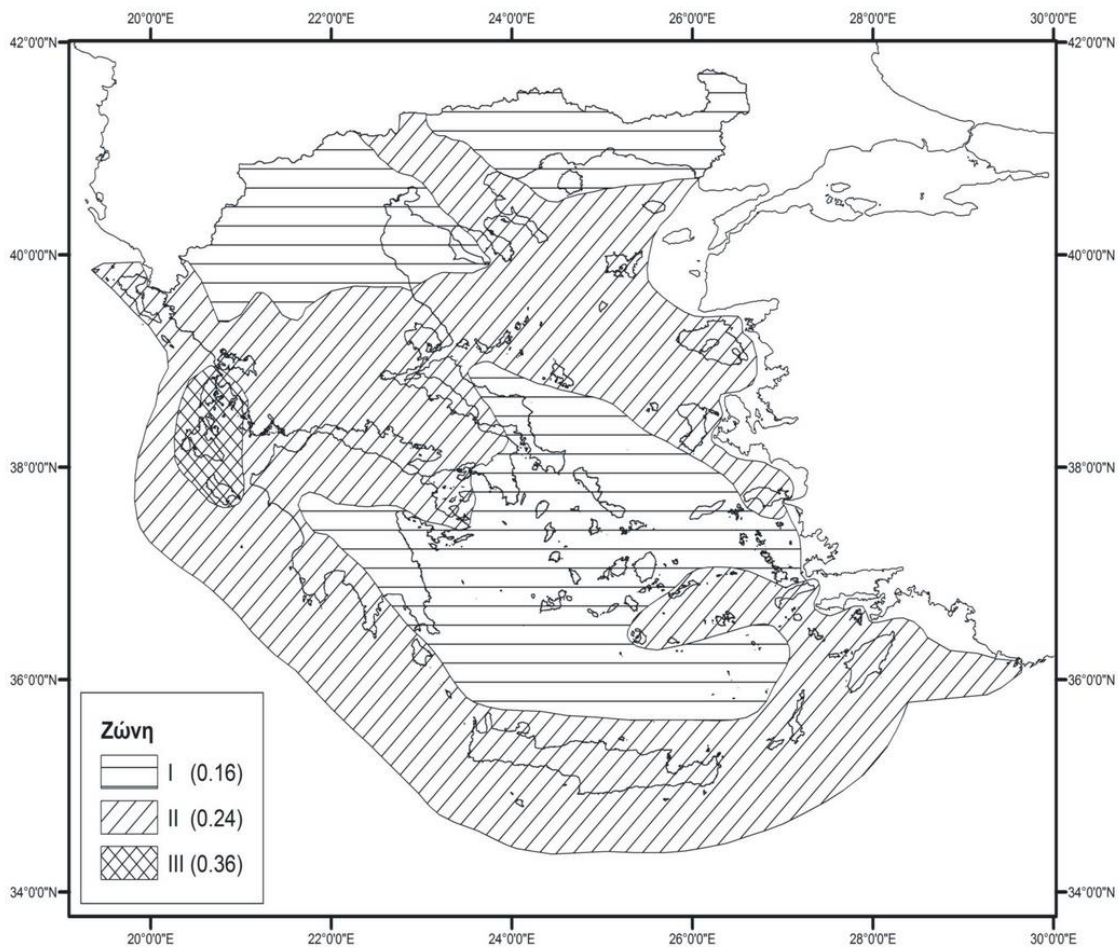
Η αρχική προσέγγιση της θεωρίας Mononobe-Okabe επεκτείνεται για να αποδώσει την προκύπτουσα πλευρική δύναμη που απαιτείται για τη σταθεροποίηση μιας ασταθούς κλίσης. Δεδομένης της γωνίας κλίσης, την εσωτερική γωνία τριβής σχεδιασμού, την πίσω πλάκα, την προσαύξηση, τους κατακόρυφους και οριζόντιους σεισμικούς συντελεστές και την κλίση της προκύπτουσας δύναμης, μπορεί κανείς να υπολογίσει το μέγεθος αυτής της προκύπτουσας δύναμης. Η προσέγγιση επιτρέπει την επιλογή μιας ορθολογικής κλίσης του προκύπτοντος για περιπτώσεις όπου η αλληλεπίδραση εδάφους-προσώπου είναι πιθανό να αναπτυχθεί μόνο κατά μήκος κάθετων τμημάτων.

Η μέθοδος Mononobe-Okabe εξακολουθεί να χρησιμοποιείται ως η πρώτη επιλογή για την εκτίμηση των πλευρικών πιέσεων της γης κατά τη διάρκεια σεισμών από γεωτεχνικούς μηχανικούς. Λαμβάνοντας υπόψη κάποιες απλές υποθέσεις και χρησιμοποιώντας μια μέθοδο κλειστής μορφής, λύνει τις εξισώσεις ισορροπίας και προτείνει σεισμικές ενεργές και παθητικές πλευρικές επιφανειακές πιέσεις. Παρά τη απλή στατική θεώρηση που χρησιμοποιεί η μέθοδος Mononobe-Okabe, δίνει ικανοποιητικά αποτελέσματα, όπως έχει προκύψει από μετρήσεις και εκ των υστέρων ελέγχους σε πραγματικές περιπτώσεις σεισμών.

Η δυναμική απόκριση ακόμα και του πιο απλού τοίχου αντιστήριξης είναι αρκετά σύνθετη. Ωστόσο ισχύει ότι η συμπεριφορά του συστήματος τοίχου-εδάφους σε ένα σεισμό, δηλαδή οι μετακινήσεις του τοίχου καθώς επίσης και οι πλευρικές πιέσεις που ασκούνται σε αυτόν από το έδαφος, εξαρτώνται από τους εξής κρίσιμους παράγοντες (Kramer 1996):

- την απόκριση του εδάφους κάτω από τον τοίχο, η οποία σχετίζεται με την ενδοσιμότητα της θεμελίωσης
- την απόκριση του αντιστηριζόμενου εδάφους
- την ευκαμψία του τοίχου
- τα χαρακτηριστικά της επιβαλλόμενης σεισμικής διέγερσης δηλαδή την ένταση, τη διάρκεια και το συχνοτικό περιεχόμενό της

Σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό 2000 (ΕΑΚ 2000) η χώρα μας υποδιαιρείται σε τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας του εδάφους I, II και III, τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδος. Σε κάθε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης του εδάφους και οι τιμές των σεισμικών επιταχύνσεων του εδάφους εκτιμάται σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα ότι έχουν πιθανότητα υπέρβαση 10% στα 50 χρόνια



Εικόνα 8. Χάρτης χωρών σεισμικής επικινδυνότητας Ελλάδος.

Α/Α ΝΟΜΟΥ	ΝΟΜΟΣ	ΔΗΜΟΙ	ΖΩΝΗ
1	ΑΘΗΝΩΝ	Δ. ΑΓΙΑΣ ΒΑΡΒΑΡΑΣ	I
		Δ. ΑΓΙΑΣ ΠΑΡΑΣΚΕΥΗΣ	I
		Δ. ΑΓΙΟΥ ΔΗΜΗΤΡΙΟΥ	I
		Δ. ΑΘΗΝΑΙΩΝ	I
		Δ. ΑΙΓΑΛΕΩ	I
		Δ. ΑΛΙΜΟΥ	I
		Δ. ΑΜΑΡΟΥΣΙΟΥ	I
		Δ. ΑΡΓΥΡΟΥΠΟΛΕΩΣ	I
		Δ. ΒΡΙΛΗΣΣΙΩΝ	I
		Δ. ΒΥΡΩΝΟΣ	I
		Δ. ΓΑΛΑΤΣΙΟΥ	I
		Δ. ΓΛΥΦΑΔΑΣ	I
		Δ. ΔΑΦΝΗΣ	I
		Δ. ΕΛΛΗΝΙΚΟΥ	I
		Δ. ΖΩΓΡΑΦΟΥ	I
		Δ. ΗΛΙΟΥΠΟΛΕΩΣ	I
		Δ. ΗΡΑΚΛΕΙΟΥ	I
		Δ. ΚΑΙΣΑΡΙΑΝΗΣ	I
Δ. ΚΑΛΛΙΘΕΑΣ	I		
Δ. ΚΗΦΙΣΙΑΣ	I		

		Δ. ΜΕΛΙΣΣΙΩΝ	I
		Δ. ΜΟΣΧΑΤΟΥ	I
		Δ. ΝΕΑΣ ΕΡΥΘΡΑΙΑΣ	I
		Δ. ΝΕΑΣ ΙΩΝΙΑΣ	I
		Δ. ΝΕΑΣ ΣΜΥΡΝΗΣ	I
		Δ. ΝΕΑΣ ΧΑΛΚΗΔΟΝΟΣ	I
		Δ. ΝΕΟΥ ΨΥΧΙΚΟΥ	I
		Δ. ΠΑΛΑΙΟΥ ΦΑΛΗΡΟΥ	I
		Δ. ΠΑΠΑΓΟΥ	I
		Δ. ΠΕΡΙΣΤΕΡΙΟΥ	I
		Δ. ΠΕΥΚΗΣ	I
		Δ. ΤΑΥΡΟΥ	I
		Δ. ΥΜΗΤΤΟΥ	I
		Δ. ΦΙΛΟΘΕΗΣ	I
		Δ. ΧΑΪΔΑΡΙΟΥ	I
		Δ. ΧΑΛΑΝΔΡΙΟΥ	I
		Δ. ΧΟΛΑΡΓΟΥ	I
		Δ. ΨΥΧΙΚΟΥ	I
		Κ. ΕΚΑΛΗΣ	I
		Κ. ΝΕΑΣ ΠΕΝΤΕΛΗΣ	I
		Κ. ΠΕΝΤΕΛΗΣ	I
		Δ. ΑΓΙΩΝ ΑΝΑΡΓΥΡΩΝ	II
		Δ. ΙΛΙΟΥ	II
		Δ. ΚΑΜΑΤΕΡΟΥ	II
		Δ. ΛΥΚΟΒΡΥΣΕΩΣ	II
		Δ. ΜΕΤΑΜΟΡΦΩΣΕΩΣ	II
		Δ. ΝΕΑΣ ΦΙΛΑΔΕΛΦΕΙΑΣ	II
		Δ. ΠΕΤΡΟΥΠΟΛΕΩΣ	II
		Δ. ΑΓΓΕΛΟΚΑΣΤΡΟΥ	II
		Δ. ΑΓΡΙΝΙΟΥ	II
		Δ. ΑΙΤΩΛΙΚΟΥ	II
		Δ. ΑΜΦΙΛΟΧΙΑΣ	II
		Δ. ΑΝΑΚΤΟΡΙΟΥ	II
		Δ. ΑΝΤΙΡΡΙΟΥ	II
		Δ. ΑΠΟΔΟΤΙΑΣ	II
		Δ. ΑΡΑΚΥΝΘΟΥ	II
		Δ. ΑΣΤΑΚΟΥ	II
		Δ. ΘΕΡΜΟΥ	II
		Δ. ΘΕΣΤΙΕΩΝ	II
		Δ. ΙΕΡΑΣ ΠΟΛΗΣ	II
2	ΑΙΤΩΛΟΑΚΑΡΝΑΝΙΑΣ	ΜΕΣΟΛΟΓΓΙΟΥ	II
		Δ. ΙΝΑΧΟΥ	II
		Δ. ΜΑΚΡΥΝΕΙΑΣ	II
		Δ. ΜΕΔΕΩΝΟΣ	II
		Δ. ΜΕΝΙΔΙΟΥ	II
		Δ. ΝΑΥΠΑΚΤΟΥ	II
		Δ. ΝΕΑΠΟΛΗΣ	II
		Δ. ΟΙΝΙΑΔΩΝ	II
		Δ. ΠΑΝΑΙΤΩΛΙΚΟΥ	II
		Δ. ΠΑΡΑΒΟΛΑΣ	II
		Δ. ΠΑΡΑΚΑΜΠΥΛΙΩΝ	II
		Δ. ΠΛΑΤΑΝΟΥ	II
		Δ. ΠΥΛΛΗΝΗΣ	II



		Δ. ΣΤΡΑΤΟΥ	II
		Δ. ΦΥΤΕΙΩΝ	II
		Δ. ΧΑΛΚΕΙΑΣ	II
		Δ. ΑΛΥΖΙΑΣ	III
		Δ. ΚΕΚΡΟΠΙΑΣ	III
3	ΑΝΑΤΟΛΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ	Δ. ΑΡΤΕΜΙΔΟΣ	I
		Δ. ΒΑΡΗΣ	I
		Δ. ΒΟΥΛΑΣ	I
		Δ. ΒΟΥΛΙΑΓΜΕΝΗΣ	I
		Δ. ΓΕΡΑΚΑ	I
		Δ. ΓΛΥΚΩΝ ΝΕΡΩΝ	I
		Δ. ΚΑΛΥΒΙΩΝ ΘΟΡΙΚΟΥ	I
		Δ. ΚΕΡΑΤΕΑΣ	I
		Δ. ΚΡΩΠΙΑΣ	I
		Δ. ΛΑΥΡΕΩΤΙΚΗΣ	I
		Δ. ΜΑΡΑΘΩΝΟΣ	I
		Δ. ΜΑΡΚΟΠΟΥΛΟΥ ΜΕΣΟΓΑΙΑΣ	I
		Δ. ΝΕΑΣ ΜΑΚΡΗΣ	I
		Δ. ΠΑΙΑΝΙΑΣ	I
		Δ. ΠΑΛΛΗΝΗΣ	I
		Δ. ΡΑΦΗΝΑΣ	I
		Δ. ΣΠΑΤΩΝ ΛΟΥΤΣΑΣ	I
		Κ. ΑΓΙΟΥ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΥ	I
		Κ. ΑΝΑΒΥΣΣΟΥ	I
		Κ. ΑΝΘΟΥΣΗΣ	I
		Κ. ΑΝΟΙΞΕΩΣ	I
		Κ. ΓΡΑΜΜΑΤΙΚΟΥ	I
		Κ. ΔΙΟΝΥΣΟΥ	I
		Κ. ΔΡΟΣΙΑΣ	I
		Κ. ΚΟΥΒΑΡΑ	I
		Κ. ΠΑΛΙΑΣ ΦΩΚΑΙΑΣ	I
		Κ. ΠΙΚΕΡΜΙΟΥ	I
		Κ. ΡΟΔΟΠΟΛΕΩΣ	I
		Κ. ΣΑΡΩΝΙΔΟΣ	I
		Κ. ΣΤΑΜΑΤΑΣ	I
		Δ. ΑΓΙΟΥ ΣΤΕΦΑΝΟΥ	II
		Δ. ΑΥΛΩΝΟΣ	II
		Δ. ΑΧΑΡΝΩΝ	II
		Κ. ΑΦΙΔΝΩΝ	II
		Κ. ΒΑΡΝΑΒΑ	II
		Κ. ΘΡΑΚΟΜΑΚΕΔΟΝΩΝ	II
		Κ. ΚΑΛΑΜΟΥ	II
		Κ. ΚΑΠΑΝΔΡΙΤΙΟΥ	II
		Κ. ΚΡΥΟΝΕΡΙΟΥ	II
		Κ. ΜΑΛΑΚΑΣΗΣ	II
		Κ. ΜΑΡΚΟΠΟΥΛΟΥ ΩΡΩΠΟΥ	II
Κ. ΝΕΩΝ ΠΑΛΑΤΙΩΝ	II		
Κ. ΠΟΛΥΔΕΝΔΡΙΟΥ	II		
Κ. ΣΚΑΛΑΣ ΩΡΩΠΟΥ	II		
Κ. ΣΥΚΑΜΙΝΟΥ	II		
Κ. ΩΡΩΠΟΥ	II		

4	ΑΡΓΟΛΙΔΑΣ	Δ. ΑΡΓΟΥΣ	I
		Δ. ΕΡΜΙΟΝΗΣ	I
		Δ. ΚΡΑΝΙΔΙΟΥ	I
		Δ. ΛΕΡΝΑΣ	I
		Δ. ΝΑΥΠΛΙΟΥ	I
		Δ. ΝΕΑΣ ΚΙΟΥ	I
		Κ. ΑΧΛΑΔΟΚΑΜΠΟΥ	I
		Δ. ΑΣΙΝΗΣ	II
		Δ. ΑΣΚΛΗΠΙΕΙΟΥ	II
		Δ. ΕΠΙΔΑΥΡΟΥ	II
		Δ. ΚΟΥΤΣΟΠΟΔΙΟΥ	II
		Δ. ΛΥΡΚΕΙΑΣ	II
		Δ. ΜΙΔΕΑΣ	II
		Δ. ΜΥΚΗΝΑΙΩΝ	II
		Δ. ΝΕΑΣ ΤΙΡΥΝΘΑΣ	II
Κ. ΑΛΕΑΣ	II		
5	ΑΡΚΑΔΙΑΣ	Δ. ΑΠΟΛΛΩΝΟΣ	I
		Δ. ΒΑΛΤΕΤΣΙΟΥ	I
		Δ. ΒΟΡΕΙΑΣ ΚΥΝΟΥΡΙΑΣ	I
		Δ. ΓΟΡΤΥΝΟΣ	I
		Δ. ΔΗΜΗΤΣΑΝΑΣ	I
		Δ. ΗΡΑΙΑΣ	I
		Δ. ΚΟΡΥΘΙΟΥ	I
		Δ. ΛΕΩΝΙΔΙΟΥ	I
		Δ. ΣΚΥΡΙΤΙΔΑΣ	I
		Δ. ΤΕΓΕΑΣ	I
		Δ. ΤΡΙΚΟΛΩΝΩΝ	I
		Δ. ΤΡΙΠΟΛΗΣ	I
		Δ. ΦΑΛΑΝΘΟΥ	I
		Κ. ΚΟΣΜΑ	I
		Δ. ΒΥΤΙΝΑΣ	II
		Δ. ΚΛΕΙΤΟΡΟΣ	II
		Δ. ΚΟΝΤΟΒΑΖΑΙΝΗΣ	II
		Δ. ΛΑΓΚΑΔΙΩΝ	II
		Δ. ΛΕΒΙΔΙΟΥ	II
Δ. ΜΑΝΤΙΝΕΙΑΣ	II		
Δ. ΜΕΓΑΛΟΠΟΛΗΣ	II		
Δ. ΤΡΟΠΑΙΩΝ	II		
Δ. ΦΑΛΛΙΣΙΑΣ	II		
6	ΑΡΤΑΣ		II
7	ΑΧΑΪΑΣ		II
8	ΒΟΙΩΤΙΑΣ		II
9	ΓΡΕΒΕΝΩΝ		I
10	ΔΡΑΜΑΣ		I
11	ΔΥΤΙΚΗ ΑΤΤΙΚΗ		II
		Δ. ΚΑΛΥΜΝΙΩΝ	I
		Δ. ΛΕΙΨΩΝ	I
		Δ. ΛΕΡΟΥ	I
		Δ. ΠΑΤΜΟΥ	I
		Κ. ΑΓΑΘΟΝΗΣΙΟΥ	I
		Δ. ΑΡΧΑΓΓΕΛΟΥ	II
		Δ. ΑΣΤΥΠΑΛΛΙΑΣ	II
Δ. ΑΤΤΑΒΥΡΟΥ	II		

12	ΔΩΔΕΚΑΝΗΣΣΟΥ	Δ. ΑΦΑΝΤΟΥ	II
		Δ. ΔΙΚΑΙΟΥ	II
		Δ. ΗΡΑΚΛΕΙΔΩΝ	II
		Δ. ΙΑΛΥΣΟΥ	II
		Δ. ΚΑΛΛΙΘΕΑΣ	II
		Δ. ΚΑΜΕΙΡΟΥ	II
		Δ. ΚΑΡΠΑΘΟΥ	II
		Δ. ΚΑΣΟΥ	II
		Δ. ΚΩ	II
		Δ. ΛΙΝΔΙΩΝ	II
		Δ. ΜΕΓΙΣΤΗΣ	II
		Δ. ΝΙΣΥΡΟΥ	II
		Δ. ΝΟΤΙΑΣ ΡΟΔΟΥ	II
		Δ. ΠΕΤΑΛΟΥΔΩΝ	II
		Δ. ΡΟΔΟΥ	II
		Δ. ΣΥΜΗΣ	II
		Δ. ΤΗΛΟΥ	II
		Δ. ΧΑΛΚΗΣ	II
		Κ. ΟΛΥΜΠΟΥ	II
13	ΕΒΡΟΥ	Δ. ΑΛΕΞΑΝΔΡΟΥΠΟΛΗΣ	I
		Δ. ΒΥΣΣΑΣ	I
		Δ. ΔΙΔΥΜΟΤΕΙΧΟΥ	I
		Δ. ΚΥΠΡΙΝΟΥ	I
		Δ. ΜΕΤΑΞΑΔΩΝ	I
		Δ. ΟΡΕΣΤΙΑΔΟΣ	I
		Δ. ΟΡΦΕΑ	I
		Δ. ΣΟΥΦΛΙΟΥ	I
		Δ. ΤΡΑΙΑΝΟΥΠΟΛΗΣ	I
		Δ. ΤΡΙΓΩΝΟΥ	I
		Δ. ΤΥΧΕΡΟΥ	I
		Δ. ΦΕΡΩΝ	I
		Δ. ΣΑΜΟΘΡΑΚΗΣ	II
14	ΕΥΒΟΙΑΣ	Δ. ΑΜΑΡΥΝΘΙΩΝ	I
		Δ. ΑΥΛΩΝΟΣ ΕΥΒΟΙΑΣ	I
		Δ. ΔΙΡΦΥΩΝ	I
		Δ. ΔΥΣΤΙΩΝ	I
		Δ. ΚΑΡΥΣΤΟΥ	I
		Δ. ΚΟΝΙΣΤΡΩΝ	I
		Δ. ΚΥΜΗΣ	I
		Δ. ΜΑΡΜΑΡΙΟΥ	I
		Δ. ΣΤΥΡΑΙΩΝ	I
		Δ. ΤΑΜΙΝΑΙΩΝ	I
		Κ. ΚΑΦΗΡΕΩΣ	I
		Δ. ΑΙΔΗΨΟΥ	II
		Δ. ΑΝΘΗΔΩΝΟΣ	II
		Δ. ΑΡΤΕΜΙΣΙΟΥ	II
		Δ. ΑΥΛΙΔΟΣ	II
		Δ. ΕΛΥΜΝΙΩΝ	II
		Δ. ΕΡΕΤΡΙΑΣ	II
		Δ. ΙΣΤΙΑΙΑΣ	II
		Δ. ΚΗΡΕΩΣ	II
		Δ. ΛΗΛΑΝΤΙΩΝ	II
Δ. ΜΕΣΣΑΠΙΩΝ	II		

		Δ. ΝΕΑΣ ΑΡΤΑΚΗΣ	II
		Δ. ΝΗΛΕΩΣ	II
		Δ. ΣΚΥΡΟΥ	II
		Δ. ΧΑΛΚΙΔΕΩΝ	II
		Δ. ΩΡΕΩΝ	II
		Κ. ΛΙΧΑΔΟΣ	II
15	ΕΥΡΥΤΑΝΙΑΣ		II
16	ΖΑΚΥΝΘΟΥ		III
17	ΗΛΕΙΑΣ	Δ. ΑΛΙΦΕΙΡΑΣ	I
		Δ. ΑΝΔΡΙΤΣΑΙΝΗΣ	I
		Δ. ΑΜΑΛΙΑΔΟΣ	II
		Δ. ΑΝΔΡΑΒΙΔΑΣ	II
		Δ. ΑΡΧΑΙΑΣ ΟΛΥΜΠΙΑΣ	II
		Δ. ΒΑΡΘΟΛΟΜΙΟΥ	II
		Δ. ΒΟΥΠΡΑΣΙΑΣ	II
		Δ. ΒΩΛΑΚΟΣ	II
		Δ. ΓΑΣΤΟΥΝΗΣ	II
		Δ. ΖΑΧΑΡΩΣ	II
		Δ. ΙΑΡΔΑΝΟΥ	II
		Δ. ΚΑΣΤΡΟΥ - ΚΥΛΛΗΝΗΣ	II
		Δ. ΛΑΜΠΕΙΑΣ	II
		Δ. ΛΑΣΙΩΝΟΣ	II
		Δ. ΛΕΧΑΙΝΩΝ	II
		Δ. ΠΗΝΕΙΑΣ	II
		Δ. ΠΥΡΓΟΥ	II
Δ. ΣΚΙΛΛΟΥΝΤΟΣ	II		
Δ. ΤΡΑΓΑΝΟΥ	II		
Δ. ΦΙΓΑΛΕΙΑΣ	II		
Δ. ΦΟΛΟΗΣ	II		
Δ. ΩΛΕΝΗΣ	II		
18	ΗΜΑΘΙΑΣ		I
19	ΗΡΑΚΛΕΙΟΥ		II
20	ΘΕΣΠΡΩΤΙΑΣ		II
21	ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗΣ	Δ. ΑΓΙΟΥ ΑΘΑΝΑΣΙΟΥ	I
		Δ. ΑΓΙΟΥ ΠΑΥΛΟΥ	I
		Δ. ΑΜΠΕΛΟΚΗΠΩΝ	I
		Δ. ΑΞΙΟΥ	I
		Δ. ΒΑΣΙΛΙΚΩΝ	I
		Δ. ΕΛΕΥΘΕΡΙΟΥ-ΚΟΡΔΕΛΙΟΥ	I
		Δ. ΕΠΑΝΟΜΗΣ	I
		Δ. ΕΥΟΣΜΟΥ	I
		Δ. ΕΧΕΔΩΡΟΥ	I
		Δ. ΘΕΡΜΑΙΚΟΥ	I
		Δ. ΘΕΡΜΗΣ	I
		Δ. ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗΣ	I
		Δ. ΚΑΛΑΜΑΡΙΑΣ	I
		Δ. ΚΟΥΦΑΛΙΩΝ	I
		Δ. ΜΕΝΕΜΕΝΗΣ	I
		Δ. ΜΗΧΑΝΙΩΝΑΣ	I
		Δ. ΜΙΚΡΑΣ	I
Δ. ΝΕΑΠΟΛΕΩΣ	I		
Δ. ΠΑΝΟΡΑΜΑΤΟΣ	I		

		Δ. ΠΟΛΙΧΝΗΣ	I
		Δ. ΠΥΛΛΙΑΣ	I
		Δ. ΣΤΑΥΡΟΥΠΟΛΕΩΣ	I
		Δ. ΣΥΚΕΩΝ	I
		Δ. ΤΡΙΑΝΔΡΙΑΣ	I
		Δ. ΧΑΛΑΣΤΡΑΣ	I
		Δ. ΧΑΛΚΗΔΟΝΟΣ	I
		Δ. ΧΟΡΤΙΑΤΗ	I
		Δ. ΩΡΑΙΟΚΑΣΤΡΟΥ	I
		Κ. ΕΥΚΑΡΠΙΑΣ	I
		Κ. ΠΕΥΚΩΝ	I
		Δ. ΑΓΙΟΥ ΓΕΩΡΓΙΟΥ	II
		Δ. ΑΠΟΛΛΩΝΙΑΣ	II
		Δ. ΑΡΕΘΟΥΣΑΣ	II
		Δ. ΑΣΣΗΡΟΥ	II
		Δ. ΒΕΡΤΙΣΚΟΥ	II
		Δ. ΕΓΝΑΤΙΑΣ	II
		Δ. ΚΑΛΛΙΘΕΑΣ	II
		Δ. ΚΑΛΛΙΝΔΟΙΩΝ	II
		Δ. ΚΟΡΩΝΕΙΑΣ	II
		Δ. ΛΑΓΚΑΔΑ	II
		Δ. ΛΑΧΑΝΑ	II
		Δ. ΜΑΔΥΤΟΥ	II
		Δ. ΜΥΓΔΟΝΙΑΣ	II
		Δ. ΡΕΝΤΙΝΑΣ	II
		Δ. ΣΟΧΟΥ	II
		Δ. ΑΓΙΟΥ ΔΗΜΗΤΡΙΟΥ	I
		Δ. ΑΝΑΤΟΛΗΣ	I
		Δ. ΑΝΑΤΟΛΙΚΟΥ ΖΑΓΟΡΙΟΥ	I
		Δ. ΑΝΩ ΚΑΛΑΜΑ	I
		Δ. ΑΝΩ ΠΩΓΩΝΙΟΥ	I
		Δ. ΔΩΔΩΝΗΣ	I
		Δ. ΕΓΝΑΤΙΑΣ	I
		Δ. ΕΚΑΛΗΣ	I
		Δ. ΕΥΡΥΜΕΝΩΝ	I
		Δ. ΖΙΤΣΑΣ	I
		Δ. ΙΩΑΝΝΙΤΩΝ	I
		Δ. ΚΑΛΠΑΚΙΟΥ	I
		Δ. ΚΑΤΣΑΝΟΧΩΡΙΩΝ	I
		Δ. ΚΕΝΤΡΙΚΟΥ ΖΑΓΟΡΙΟΥ	I
		Δ. ΚΟΝΙΤΣΑΣ	I
		Δ. ΜΑΣΤΟΡΟΧΩΡΙΩΝ	I
		Δ. ΜΕΤΣΟΒΟΥ	I
		Δ. ΜΠΙΖΑΝΙΟΥ	I
		Δ. ΠΑΜΒΩΤΙΔΟΣ	I
		Δ. ΠΑΣΑΡΩΝΟΣ	I
		Δ. ΠΕΡΑΜΑΤΟΣ	I
		Δ. ΤΖΟΥΜΕΡΚΩΝ	I
		Δ. ΤΥΜΦΗΣ	I
		Κ. ΑΕΤΟΜΗΛΙΤΣΗΣ	I
		Κ. ΒΑΘΥΠΕΔΟΥ	I
		Κ. ΒΟΒΟΥΣΗΣ	I
22	ΙΩΑΝΝΙΝΩΝ		

		Κ. ΔΙΣΤΡΑΤΟΥ	I
		Κ. ΜΗΛΕΑΣ	I
		Κ. ΝΗΣΟΥ ΙΩΑΝΝΙΝΩΝ	I
		Κ. ΠΑΠΙΓΚΟΥ	I
		Κ. ΠΩΓΩΝΙΑΝΗΣ	I
		Κ. ΣΙΡΑΚΟΥ	I
		Κ. ΦΟΥΡΚΑΣ	I
		Δ. ΔΕΛΒΙΝΑΚΙΟΥ	II
		Δ. ΔΕΡΒΙΖΙΑΝΩΝ	II
		Δ. ΜΟΛΟΣΣΩΝ	II
		Δ. ΠΡΑΜΑΝΤΩΝ	II
		Δ. ΣΕΛΛΩΝ	II
		Κ. ΚΑΛΑΡΙΤΩΝ	II
		Κ. ΛΑΒΔΑΝΗΣ	II
		Κ. ΜΑΤΣΟΥΚΙΟΥ	II
23	ΚΑΒΑΛΑΣ		I
24	ΚΑΡΔΙΤΣΑΣ		II
25	ΚΑΣΤΟΡΙΑΣ		I
26	ΚΕΡΚΥΡΑΣ		II
27	ΚΕΦΑΛΛΗΝΙΑΣ		III
		Δ. ΓΟΥΜΕΝΙΣΣΑΣ	I
		Κ. ΛΙΒΑΔΙΩΝ	I
		Δ. ΑΞΙΟΥΠΟΛΗΣ	II
		Δ. ΓΑΛΛΙΚΟΥ	II
		Δ. ΔΟΪΡΑΝΗΣ	II
		Δ. ΕΥΡΩΠΟΥ	II
28	ΚΙΛΚΙΣ	Δ. ΚΙΛΚΙΣ	II
		Δ. ΚΡΟΥΣΣΩΝ	II
		Δ. ΜΟΥΡΙΩΝ	II
		Δ. ΠΙΚΡΟΛΙΜΝΗΣ	II
		Δ. ΠΟΛΥΚΑΣΤΡΟΥ	II
		Δ. ΧΕΡΣΟΥ	II
29	ΚΟΖΑΝΗΣ		I
29	ΚΟΡΙΝΘΙΑΣ		II
		Δ. ΑΝΔΡΟΥ	I
		Δ. ΑΝΩ ΣΥΡΟΥ	I
		Δ. ΔΡΥΜΑΛΙΑΣ	I
		Δ. ΕΞΩΜΒΟΥΡΓΟΥ	I
		Δ. ΕΡΜΟΥΠΟΛΕΩΣ	I
		Δ. ΚΕΑΣ	I
		Δ. ΚΟΡΘΙΟΥ	I
		Δ. ΚΥΘΝΟΥ	I
		Δ. ΜΗΛΟΥ	I
30	ΚΥΚΛΑΔΩΝ	Δ. ΜΥΚΟΝΟΥ	I
		Δ. ΝΑΞΟΥ	I
		Δ. ΠΑΡΟΥ	I
		Δ. ΠΟΣΕΙΔΩΝΙΑΣ	I
		Δ. ΣΕΡΙΦΟΥ	I
		Δ. ΣΙΦΝΟΥ	I
		Δ. ΤΗΝΟΥ	I
		Δ. ΥΔΡΟΥΣΑΣ	I
		Κ. ΑΝΤΙΠΑΡΟΥ	I
		Κ. ΔΟΝΟΥΣΗΣ	I

		Κ. ΗΡΑΚΛΕΙΑΣ	I
		Κ. ΚΙΜΩΛΟΥ	I
		Κ. ΚΟΥΦΟΝΗΣΙΩΝ	I
		Κ. ΠΑΝΟΡΜΟΥ	I
		Κ. ΣΙΚΙΝΟΥ	I
		Κ. ΣΧΟΙΝΟΥΣΣΗΣ	I
		Κ. ΦΟΛΕΓΑΝΔΡΟΥ	I
		Δ. ΑΜΟΡΓΟΥ	II
		Δ. ΘΗΡΑΣ	II
		Δ. ΙΗΤΩΝ	II
		Κ. ΑΝΑΦΗΣ	II
		Κ. ΟΙΑΣ	II
		31	ΛΑΚΩΝΙΑΣ
Δ. ΒΟΪΩΝ	I		
Δ. ΓΕΡΟΝΘΡΩΝ	I		
Δ. ΕΛΟΥΣ	I		
Δ. ΖΑΡΑΚΑ	I		
Δ. ΘΕΡΑΠΝΩΝ	I		
Δ. ΚΡΟΚΕΩΝ	I		
Δ. ΜΟΛΑΩΝ	I		
Δ. ΜΟΝΕΜΒΑΣΙΑΣ	I		
Δ. ΝΙΑΤΩΝ	I		
Δ. ΟΙΝΟΥΝΤΟΣ	I		
Δ. ΠΕΛΛΑΝΑΣ	I		
Δ. ΣΚΑΛΑΣ	I		
Κ. ΕΛΑΦΟΝΗΣΟΥ	I		
Κ. ΚΑΡΥΩΝ	I		
Δ. ΑΝΑΤΟΛΙΚΗΣ ΜΑΝΗΣ	II		
Δ. ΓΥΘΕΙΟΥ	II		
Δ. ΜΥΣΤΡΑ	II		
Δ. ΟΙΤΥΛΟΥ	II		
Δ. ΣΜΥΝΟΥΣ	II		
Δ. ΣΠΑΡΤΗΣ	II		
Δ. ΦΑΡΙΔΟΣ	II		
32	ΛΑΡΙΣΣΑΣ	Δ. ΑΜΠΕΛΩΝΑ	I
		Δ. ΑΝΤΙΧΑΣΙΩΝ	I
		Δ. ΓΟΝΝΩΝ	I
		Δ. ΕΛΑΣΣΟΝΑΣ	I
		Δ. ΕΥΡΥΜΕΝΩΝ	I
		Δ. ΚΑΤΩ ΟΛΥΜΠΟΥ	I
		Δ. ΛΙΒΑΔΙΟΥ	I
		Δ. ΜΑΚΡΥΧΩΡΙΟΥ	I
		Δ. ΝΕΣΣΩΝΟΣ	I
		Δ. ΟΛΥΜΠΟΥ	I
		Δ. ΠΟΤΑΜΙΑΣ	I
		Δ. ΣΑΡΑΝΤΑΠΟΡΟΥ	I
		Δ. ΤΥΡΝΑΒΟΥ	I
		Κ. ΑΜΠΕΛΑΚΙΩΝ	I
		Κ. ΒΕΡΔΙΚΟΥΣΗΣ	I
		Κ. ΚΑΡΥΑΣ	I
		Δ. ΑΓΙΑΣ	II
		Δ. ΑΡΜΕΝΙΟΥ	II
Δ. ΓΙΑΝΝΟΥΛΗΣ	II		

		Δ. ΕΝΙΠΠΕΑ	II
		Δ. ΚΙΛΕΛΕΡ	II
		Δ. ΚΟΙΛΑΔΑΣ	II
		Δ. ΚΡΑΝΝΩΝΟΣ	II
		Δ. ΛΑΚΕΡΕΙΑΣ	II
		Δ. ΛΑΡΙΣΑΣ	II
		Δ. ΜΕΛΙΒΟΙΑΣ	II
		Δ. ΝΑΡΘΑΚΙΟΥ	II
		Δ. ΝΙΚΑΙΑΣ	II
		Δ. ΠΛΑΤΥΚΑΜΠΟΥ	II
		Δ. ΠΟΛΥΔΑΜΑΝΤΑ	II
		Δ. ΦΑΡΣΑΛΩΝ	II
33	ΛΑΣΙΘΙΟΥ		II
34	ΛΕΣΒΟΥ		II
35	ΛΕΥΚΑΔΟΣ		III
36	ΜΑΓΝΗΣΙΑΣ		II
37	ΜΕΣΣΗΝΙΑΣ	Δ. ΕΙΡΑΣ	I
		Δ. ΑΒΙΑΣ	II
		Δ. ΑΕΤΟΥ	II
		Δ. ΑΙΠΕΙΑΣ	II
		Δ. ΑΝΔΑΝΙΑΣ	II
		Δ. ΑΝΔΡΟΥΣΗΣ	II
		Δ. ΑΡΙΟΣ	II
		Δ. ΑΡΙΣΤΟΜΕΝΟΥΣ	II
		Δ. ΑΡΦΑΡΩΝ	II
		Δ. ΑΥΛΩΝΟΣ	II
		Δ. ΒΟΥΦΡΑΔΩΝ	II
		Δ. ΓΑΡΓΑΛΙΑΝΩΝ	II
		Δ. ΔΩΡΙΟΥ	II
		Δ. ΘΟΥΡΙΑΣ	II
		Δ. ΙΘΩΜΗΣ	II
		Δ. ΚΑΛΑΜΑΤΑΣ	II
		Δ. ΚΟΡΩΝΗΣ	II
		Δ. ΚΥΠΑΡΙΣΣΙΑΣ	II
		Δ. ΛΕΥΚΤΡΟΥ	II
		Δ. ΜΕΘΩΝΗΣ	II
		Δ. ΜΕΛΙΓΑΛΑ	II
		Δ. ΜΕΣΣΗΝΗΣ	II
		Δ. ΝΕΣΤΟΡΟΣ	II
Δ. ΟΙΧΑΛΙΑΣ	II		
Δ. ΠΑΠΑΦΛΕΣΣΑ	II		
Δ. ΠΕΤΑΛΙΔΙΟΥ	II		
Δ. ΠΥΛΟΥ	II		
Δ. ΦΙΛΙΑΤΡΩΝ	II		
Δ. ΧΙΛΙΟΧΩΡΙΩΝ	II		
Κ. ΤΡΙΚΟΡΦΟΥ	II		
Κ. ΤΡΙΠΥΛΑΣ	II		
38	ΞΑΝΘΗΣ		I
		Δ. ΑΓΙΟΥ ΙΩΑΝΝΟΥ ΡΕΝΤΗ	I
		Δ. ΔΡΑΠΕΤΣΩΝΑΣ	I
		Δ. ΚΕΡΑΤΣΙΝΙΟΥ	I
		Δ. ΚΟΡΥΔΑΛΛΟΥ	I
		Δ. ΝΙΚΑΙΑΣ	I



39	ΠΕΙΡΑΙΩΣ	Δ. ΠΕΙΡΑΙΩΣ	I
		Δ. ΠΕΡΑΜΑΤΟΣ	I
		Δ. ΣΠΕΤΣΩΝ	I
		Δ. ΥΔΡΑΣ	I
		Δ. ΑΙΓΙΝΑΣ	II
		Δ. ΑΜΠΕΛΑΚΙΩΝ	II
		Δ. ΚΥΘΗΡΩΝ	II
		Δ. ΜΕΘΑΝΩΝ	II
		Δ. ΠΟΡΟΥ	II
		Δ. ΣΑΛΑΜΙΝΑΣ	II
		Δ. ΤΡΟΙΖΗΝΟΣ	II
		Κ. ΑΓΚΙΣΤΡΙΟΥ	II
		Κ. ΑΝΤΙΚΥΘΗΡΩΝ	II
		40	ΠΕΛΛΑΣ
41	ΠΙΕΡΙΑΣ		I
42	ΠΡΕΒΕΖΗΣ		II
43	ΡΕΘΥΜΝΟΥ		II
44	ΡΟΔΟΠΗΣ		I
45	ΣΑΜΟΥ	Δ. ΑΓΙΟΥ ΚΗΡΥΚΟΥ	I
46	ΣΕΡΡΩΝ	Δ. ΕΥΔΗΛΟΥ	I
		Δ. ΡΑΧΩΝ	I
		Δ. ΦΟΥΡΝΩΝ ΚΟΡΣΕΩΝ	I
		Δ. ΒΑΘΕΟΣ	II
		Δ. ΚΑΡΛΟΒΑΣΙΩΝ	II
		Δ. ΜΑΡΑΘΟΚΑΜΠΟΥ	II
		Δ. ΠΥΘΑΓΟΡΕΙΟΥ	II
		Δ. ΑΛΙΣΤΡΑΤΗΣ	I
		Δ. ΑΜΦΙΠΟΛΗΣ	I
		Δ. ΕΜΜΑΝΟΥΗΛ ΠΑΠΠΑ	I
		Δ. ΗΡΑΚΛΕΙΑΣ	I
		Δ. ΚΟΡΜΙΣΤΑΣ	I
		Δ. ΛΕΥΚΩΝΑ	I
		Δ. ΝΕΑΣ ΖΙΧΝΗΣ	I
		Δ. ΠΕΤΡΙΤΣΙΟΥ	I
		Δ. ΠΡΩΤΗΣ	I
		Δ. ΡΟΔΟΛΙΒΟΥΣ	I
		Δ. ΣΕΡΡΩΝ	I
		Δ. ΣΙΔΗΡΟΚΑΣΤΡΟΥ	I
		Δ. ΣΚΟΤΟΥΣΣΗΣ	I
		Δ. ΣΤΡΥΜΩΝΑ	I
		Κ. ΑΓΚΙΣΤΡΟΥ	I
		Κ. ΑΝΩ ΒΡΟΝΤΟΥΣ	I
		Κ. ΑΧΛΑΔΟΧΩΡΙΟΥ	I
		Κ. ΟΡΕΙΝΗΣ	I
		Κ. ΠΡΟΜΑΧΩΝΟΣ	I
		Δ. ΑΧΙΝΟΥ	II
		Δ. ΒΙΣΑΛΤΙΑΣ	II
		Δ. ΚΑΤΩ ΜΗΤΡΟΥΣΙΟΥ	II
		Δ. ΚΕΡΚΙΝΗΣ	II
		Δ. ΝΙΓΡΙΤΗΣ	II
		Δ. ΣΚΟΥΤΑΡΕΩΣ	II
		Δ. ΣΤΡΥΜΩΝΙΚΟΥ	II
		Δ. ΤΡΑΓΙΛΟΥ	II

47	ΤΡΙΚΑΛΛΩΝ	Δ. ΒΑΣΙΛΙΚΗΣ	I
		Δ. ΓΟΜΦΩΝ	I
		Δ. ΚΑΛΑΜΠΑΚΑΣ	I
		Δ. ΚΑΛΛΙΔΕΝΔΡΟΥ	I
		Δ. ΚΑΣΤΑΝΙΑΣ	I
		Δ. ΚΛΕΙΝΟΒΟΥ	I
		Δ. ΚΟΖΙΑΚΑ	I
		Δ. ΜΑΛΑΚΑΣΙΟΥ	I
		Δ. ΠΑΛΗΟΚΑΣΤΡΟΥ	I
		Δ. ΠΑΡΑΛΗΘΑΙΩΝ	I
		Δ. ΠΙΑΛΕΙΩΝ	I
		Δ. ΠΥΛΗΣ	I
		Δ. ΤΡΙΚΚΑΙΩΝ	I
		Δ. ΤΥΜΦΑΙΩΝ	I
		Δ. ΦΑΛΩΡΕΙΑΣ	I
		Δ. ΧΑΣΙΩΝ	I
		Δ. ΑΙΘΗΚΩΝ	II
		Δ. ΕΣΤΙΑΙΩΤΙΔΑΣ	II
		Δ. ΜΕΓΑΛΩΝ ΚΑΛΥΒΙΩΝ	II
		Δ. ΟΙΧΑΛΙΑΣ	II
Δ. ΠΕΛΙΝΝΑΙΩΝ	II		
Δ. ΠΥΝΔΑΙΩΝ	II		
Δ. ΦΑΡΚΑΔΟΝΑΣ	II		
Κ. ΑΣΠΡΟΠΟΤΑΜΟΥ	II		
Κ. ΜΥΡΟΦΥΛΛΟΥ	II		
Κ. ΝΕΡΑΙΔΑΣ	II		
48	ΦΘΙΩΤΙΔΑΣ		II
49	ΦΛΩΡΙΝΗΣ		I
50	ΦΩΚΙΔΑΣ		II
51	ΧΑΛΚΙΔΙΚΗΣ	Δ. ΚΑΛΛΙΚΡΑΤΕΙΑΣ	I
		Δ. ΚΑΣΣΑΝΔΡΑΣ	I
		Δ. ΜΟΥΔΑΝΙΩΝ	I
		Δ. ΠΑΛΛΗΝΗΣ	I
		Δ. ΤΡΙΓΛΙΑΣ	I
		Δ. ΑΓΙΟΝ ΟΡΟΣ	II
		Δ. ΑΝΘΕΜΟΥΝΤΑ	II
		Δ. ΑΡΝΑΙΑΣ	II
		Δ. ΖΕΡΒΟΧΩΡΙΩΝ	II
		Δ. ΟΡΜΥΛΙΑΣ	II
		Δ. ΠΑΝΑΓΙΑΣ	II
		Δ. ΠΟΛΥΓΥΡΟΥ	II
		Δ. ΣΙΘΩΝΙΑΣ	II
		Δ. ΣΤΑΓΥΡΩΝ-ΑΚΑΝΘΟΥ	II
Δ. ΤΟΡΩΝΗΣ	II		
52	ΧΑΝΙΩΝ		II
53	ΧΙΟΥ		II

Πίνακας 1: Οι οικισμοί του Ελληνικού χώρου, οι οποίοι δίνονται στο χάρτη ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας.

Η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους δίνεται από τη σχέση:

$$A = \alpha \cdot g$$

Όπου

$\alpha$ : τιμή ζώνης σεισμικής επικινδυνότητας

$g$ : επιτάχυνση της βαρύτητας

<b>Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>
$\alpha$	0.16	0.24	0.36

Πίνακας 2: Τιμές ζώνης σεισμικής επικινδυνότητας.

Σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό 2000 (ΕΑΚ 2000) τα έργα αντιστήριξης πρέπει να σχεδιάζονται έτσι ώστε να εκπληρούν το σκοπό τους κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό, χωρίς να υποστούν σημαντικές βλάβες, ούτε τα ίδια ούτε τα αντιστηριζόμενα δομήματα. Ο αντισεισμικός σχεδιασμός ενός τοίχου αντιστήριξης περιλαμβάνει τον υπολογισμό των δυνάμεων που ασκούνται πάνω στον τοίχο κατά τη διάρκεια του σεισμού και τη διασφάλιση ότι ο τοίχος μπορεί να παραλάβει αυτές τις δυνάμεις με ασφάλεια. Οι κανόνες εφαρμογής είναι εν γένει επαρκώς συντηρητικοί για τις συνήθεις περιπτώσεις τοίχων αντιστήριξης. Σε ειδικές περιπτώσεις υψηλών τοίχων, με ύψος μεγαλύτερο από 10m, οι οποίοι εδράζονται σε μαλακές εδαφικές επιστρώσεις μεγάλου πάχους, άνω των 30m, πρέπει να εξετάζεται το ενδεχόμενο ενίσχυσης της δρώσας σεισμικής επιτάχυνσης των γαιών.

Σύμφωνα με την ισοδύναμη στατική μελέτη, που συνιστάται για τον υπολογισμό των ωθήσεων των γαιών, η οποία ορίζεται από τον ΕΑΚ 2000, υπάρχουν δύο κατηγορίες τοίχων αντιστήριξης και οι αντίστοιχες μέθοδοι υπολογισμού των σεισμικών ωθήσεων. Στην πρώτη κατηγορία ανήκουν οι τοίχοι που διαθέτουν δυνατότητα μετακινήσεως ή / και παραμορφώσεως, δηλαδή τοίχοι που είτε διαθέτουν δυνατότητα ολισθήσεως / στροφής στην έδραση ή παραμορφώσιμοι με αναμενόμενη μετακίνηση στην κορυφή τουλάχιστον 0.10% του ύψους. Στη δεύτερη κατηγορία ανήκουν οι ακλόνητοι τοίχοι, δηλαδή τοίχοι που είναι πρακτικώς अपαραμόρφωτοι και έχουν ακλόνητη έδραση π.χ. περιμετρικοί τοίχοι υπογείων οροφών κτιρίων συνδεδεμένοι με πλάκες ή τοίχοι φρεάτων, τοίχοι δεξαμενών, τοίχοι με αντηρίδες κλπ.

Η παρούσα πτυχιακή εργασία αναλύει τοίχο που ανήκει την πρώτη κατηγορία και έτσι οι αυξημένες ωθήσεις κατά τη διάρκεια του σεισμού υπολογίζονται με τη μέθοδο οριακής ισορροπίας Mononobe – Okabe, δηλαδή για επίπεδη επιφάνεια ολισθήσεως που αντιστοιχεί σε πρόσθετη οριζόντια δράση  $a_h W$  και πρόσθετη κατακόρυφη δράση  $-a_v W$  στο κρίσιμο πρίσμα με βάρος  $W$ . Ωστόσο μπορούν να χρησιμοποιηθούν μέθοδοι βασισμένες στην γενική θεωρία παραμορφώσεων, με ελαστική ή ελαστοπλαστική συμπεριφορά του εδάφους, με αναλυτική ή αριθμητική προσομοίωση του εδάφους. Η ανάλυση με τέτοιες μεθόδους πρέπει να ικανοποιεί τους πραγματικούς κινηματικούς περιορισμούς του τοίχου αντιστήριξης και να ανταποκρίνεται ικανοποιητικά στα χαρακτηριστικά του εδάφους θεμελίωσης και του αντιστηριζόμενου υλικού.

Σύμφωνα με μέθοδο οριακής ισορροπίας Mononobe – Okabe ο οριζόντιος σεισμικός συντελεστής  $a_h$  λαμβάνεται από τη σχέση

$$\alpha_h = \frac{a}{q_w}$$

Όπου

$\alpha_h$ : οριζόντιος σεισμικός συντελεστής

$a$ : ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

$q_w$ : συντελεστής συμπεριφοράς

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

Πίνακας 3: Τιμές του μειωτικού συντελεστή  $q_w$  για διάφορους τύπους τοίχων αντιστήριξης.

Ο κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής  $\alpha_v$  λαμβάνεται ίσος με  $0.30a$ . Οι σεισμικοί συντελεστές  $\alpha_h$  και  $\alpha_v$  εφαρμόζονται τόσο στη μάζα του τοίχου όσο και τη μάζα του αντιστηριζόμενου εδάφους που φέρεται άμεσα από το θεμέλιο του τοίχου αντιστήριξης (τοίχοι μορφής L). Πρέπει επίσης να αναφερθεί ότι η γωνία τριβής τοίχου – εδάφους στην ωθούμενη παρειά δεν πρέπει να λαμβάνει μεγαλύτερη από  $\frac{2}{3}\varphi$ , όπου  $\varphi$  είναι η γωνία διατμητικής αντοχής του εδάφους.

Η συνολική δύναμη στον τοίχο λόγω των στατικών και σεισμικών ενεργών εδαφικών ωθήσεων λόγω ξηρών μη συνεκτικών εδαφών είναι:

$$P_\alpha = E_{AE} = 0.5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - \alpha_v) \cdot K_{AE}$$

Όπου

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

και

$$\theta = \arctan\left(\frac{\alpha_h}{1 - \alpha_v}\right)$$

Η αντίστοιχη έκφραση για την παθητική ώθηση, που αναπτύσσεται όταν ο τοίχος κινείται προς την επίχωση είναι:

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

Όπου

$P_a$ : ολική ενεργός ώθηση

$K_{AE}$ : συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων

$K_{PE}$ : συντελεστής παθητικών ωθήσεων

$\gamma$ : ειδικό βάρος του εδάφους

$\alpha_h$ : οριζόντιος σεισμικός συντελεστής

$\alpha_v$ : κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής

$H$ : ύψος τοίχου

$\beta$ : γωνία της παρειάς του τοίχου ως προς την κατακόρυφη

$i$ : γωνία της επιφάνειας του εδάφους ως προς την οριζόντια

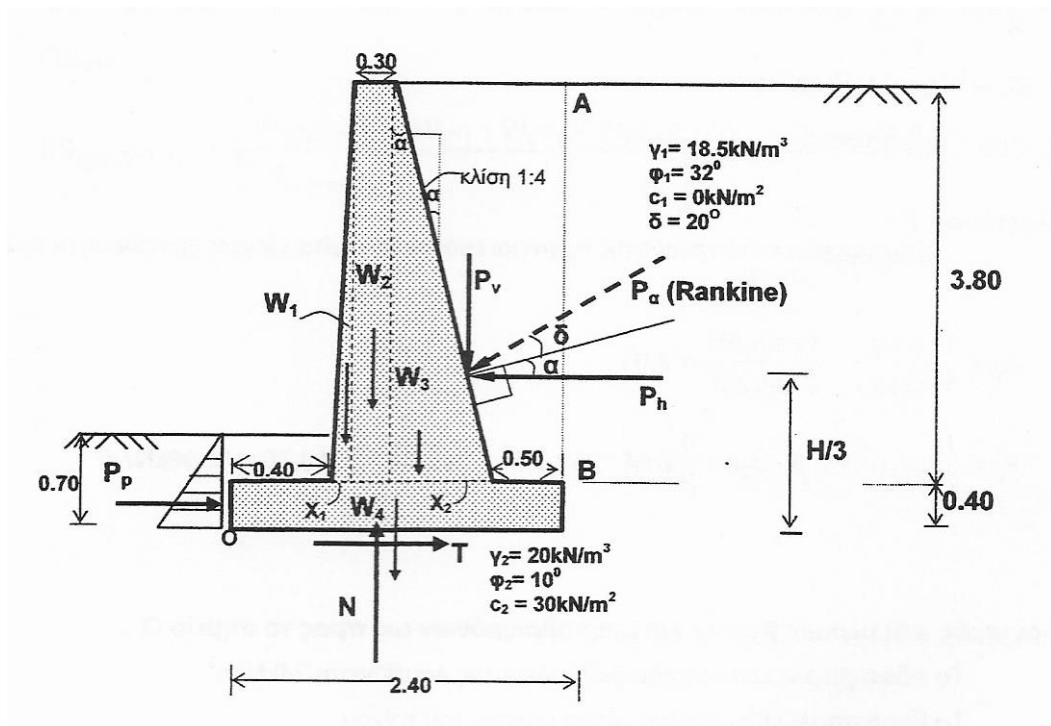
$\varphi$ : γωνία διατμητικής αντοχής (εσωτερικής τριβής) του εδάφους

$\delta$ : γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους

#### 4. Παραμετρική μελέτη

Για την παρούσα παραμετρική μελέτη αναπτύχθηκε πρόγραμμα επίλυσης τοίχων αντιστήριξης με επίδραση σεισμού, με τη βοήθεια του προγράμματος Microsoft office excel 2007. Το πρόγραμμα αυτό αναπτύχθηκε για να ελέγχει την ευστάθεια του τοίχου, δηλαδή να κάνει έλεγχο ολίσθησης και ανατροπής. Με βάση ορισμένες τυπικές τιμές της γωνίας εσωτερικής τριβής  $\phi$  και της γωνίας τριβής  $\delta$  μεταξύ τοίχου και εδάφους που μεταβάλλεται βάση της γωνίας εσωτερικής τριβής  $\phi$  έγιναν οι απαραίτητοι υπολογισμοί για την παραμετρική μελέτη.

Αρχικά επιλέχθηκε το είδος του τοίχου αντιστήριξης αλλά και οι διαστάσεις του. Για τη διαστασιολόγηση ενός τοίχου αντιστήριξης ο μηχανικός πρέπει να καταρχάς να υποθέσει κάποιες διαστάσεις και να ελέγξει την ευστάθεια του τοίχου. Αν τα αποτελέσματα δεν είναι τα επιθυμητά πρέπει να αλλάξει τις διαστάσεις και να επανελέγξει.



Επιλέχθηκε τοίχος αντιστήριξης βαρύτητας με τις εξής παραμέτρους:

- **Διαστάσεις τοίχου:** Ύψος στελέχους  $H_1=3.80\text{m}$  και πλάτος  $b=0.30\text{m}$ , ύψος βάσης  $H_2=0.40\text{m}$  και πλάτος βάσης  $B=2.40\text{m}$  με πλάτος πόδα  $b_1=0.40\text{m}$ , πλάτος φτέρνας  $b_2=0.50$  και  $x_1, x_2$  άγνωστες αποστάσεις. Κλίση πλάτης  $\alpha=1/4$ .
- **Χαρακτηριστικά εδάφους:** Ειδικό βάρος εδάφους  $\gamma_1=18.5\text{KN/m}^3$ ,  $\gamma_2=20.0\text{KN/m}^3$ , γωνία εσωτερικής τριβής  $\phi_1=10^\circ$ ,  $\phi_2=10^\circ$ , συνοχή εδάφους  $c_1=0\text{KN/m}^2$ ,  $c_2=30\text{KN/m}^2$  και γωνία τριβής  $\delta=20^\circ$ .
- **Παράμετροι σεισμού:** συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους  $\alpha=0.24$  (Ζώνη II), συντελεστής συμπεριφοράς  $q_w=2.00$  και επιτάχυνση της βαρύτητας  $g=9.81\text{m/s}^2$ .
- Ο τοίχος θεωρείται απείρου μήκους.

Αφού επιλέχθηκε ο τοίχος αντιστήριξης και οι παράμετροι του, έγινε εισαγωγή αυτών στο φύλλο εργασίας του excel.

A	B	C	D	E	F	G	H
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )=	24			tana=	0,25	
	$\gamma_1$ (kN/m <sup>3</sup> )=	18,5			$\alpha$ =	14,036243	0,24497866
	$\gamma_2$ (kN/m <sup>3</sup> )=	20			$x_1$ (m)=	0,25	
	$\phi_1$ =	32	0,558505361		$x_2$ (m)=	0,95	
	$\phi_2$ =	20	0,34906585		$H_{ωλ}$ =	4,2	
	$\phi_{εξάφουος}$ =	0	0		$K_{Δε}$ =	0,4851508	
	$c_1$ (kN/m <sup>2</sup> )=	0			$P_d$ (kN/m)=	73,462395	
	$c_2$ (kN/m <sup>2</sup> )=	30			$P_v$ (kN/m)=	31,08866	
	$h$ (m)=	0,7			$P_h$ (kN/m)=	66,559888	
	$H_1$ (m)=	3,8			$K_p$ =	3,1252773	
	$H_2$ (m)=	0,4			$P_p$ (kN/m)=	89,563365	
	$b$ (m)=	0,3					
	$B$ (m)=	2,4					
	$b_1$ (m)=	0,4					
	$b_2$ (m)=	0,5					
	$\delta$ =	11	0,191986218				
	$\alpha$ =	1/4	κλίση				
$\beta$ =	$\alpha$ =	14	0,244346095				
	$i$ =	0					
σεισμ. επιτάχ.	$\alpha$ =	0,24			$\alpha$ =	0,24	
	$q_w$ =	2		Κατακ. Σεισμ. Συντ.	$\alpha_w$ =	0,072	
	$g$ (m/s <sup>2</sup> )=	9,81		Οριζ. Σεισμ. Συντ.	$\alpha_g$ =	0,12	
					$\theta$ =	0,1293103	7,36805107
							0,12859675

Έπειτα έγινε μετατροπή των γωνιών εσωτερικής τριβής  $\phi$  όπως και της γωνίας τριβής  $\delta$  και της κλίσης της πλάτης  $\alpha$  με την εντολή RADIANS.

A	B	C	D	E	F	G	H
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )=	24			tana=	0,25	
	$\gamma_1$ (kN/m <sup>3</sup> )=	18,5			$\alpha$ =	14,036243	0,24497866
	$\gamma_2$ (kN/m <sup>3</sup> )=	20			$x_1$ (m)=	0,25	
	$\phi_1$ =	32	=RADIANS(C4)		$x_2$ (m)=	0,95	
	$\phi_2$ =	20			$H_{ωλ}$ =	4,2	
	$\phi_{εξάφουος}$ =	0	0		$K_{Δε}$ =	0,4851508	
	$c_1$ (kN/m <sup>2</sup> )=	0			$P_d$ (kN/m)=	73,462395	
	$c_2$ (kN/m <sup>2</sup> )=	30			$P_v$ (kN/m)=	31,08866	
	$h$ (m)=	0,7			$P_h$ (kN/m)=	66,559888	
	$H_1$ (m)=	3,8			$K_p$ =	3,1252773	
	$H_2$ (m)=	0,4			$P_p$ (kN/m)=	89,563365	
	$b$ (m)=	0,3					
	$B$ (m)=	2,4					
	$b_1$ (m)=	0,4					
	$b_2$ (m)=	0,5					
	$\delta$ =	11	0,191986218				
	$\alpha$ =	1/4	κλίση				
$\beta$ =	$\alpha$ =	14	0,244346095				
	$i$ =	0					
σεισμ. επιτάχ.	$\alpha$ =	0,24			$\alpha$ =	0,24	
	$q_w$ =	2		Κατακ. Σεισμ. Συντ.	$\alpha_w$ =	0,072	
	$g$ (m/s <sup>2</sup> )=	9,81		Οριζ. Σεισμ. Συντ.	$\alpha_g$ =	0,12	
					$\theta$ =	0,1293103	7,36805107
							0,12859675

Στη συνέχεια έγιναν οι υπολογισμοί του ολικού ύψους του τοίχου και των αποστάσεων  $x_1$ ,  $x_2$ .

G5		f <sub>κ</sub> =C10+C11						
	A	B	C	D	E	F	G	H
1		γ (kN/m <sup>3</sup> )=	24			tana=	0,25	
2		γ <sub>1</sub> (kN/m <sup>3</sup> )=	18,5			α=	14,036243	0,24497866
3		γ <sub>2</sub> (kN/m <sup>3</sup> )=	20			x <sub>1</sub> (m)=	0,25	
4		φ <sub>1</sub> =	32	0,558505361		x <sub>2</sub> (m)=	0,95	
5		φ <sub>2</sub> =	20	0,34906585		H <sub>ολ</sub> =	4,2	
6		φ <sub>εξάρφου</sub> =	0	0		K <sub>ΔΕ</sub> =	0,4851508	
7		c <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )=	0			P <sub>α</sub> (kN/m)=	73,462395	
8		c <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )=	30			P <sub>ν</sub> (kN/m)=	31,08866	
9		h (m)=	0,7			P <sub>η</sub> (kN/m)=	66,559888	
10		H <sub>1</sub> (m)=	3,8			K <sub>ρ</sub> =	3,1252773	
11		H <sub>2</sub> (m)=	0,4			P <sub>ρ</sub> (kN/m)=	89,563365	
12		b (m)=	0,3					
13		B (m)=	2,4					
14		b <sub>1</sub> (m)=	0,4					
15		b <sub>2</sub> (m)=	0,5					
16		δ=	11	0,191986218				
17		α=	1/4	κλίση				
18	β=	α=	14	0,244346095				
19		i=	0					
20								
21	σεισμ. επιτάχ.	α=	0,24			α=	0,24	
22		a <sub>w</sub> =	2		Κατακ. Σεισμ. Συντ.	α <sub>v</sub> =	0,072	
23		g (m/s <sup>2</sup> )=	9,81		Οριζ. Σεισμ. Συντ.	α <sub>h</sub> =	0,12	
24						θ=	0,1293103	7,36805107
25								0,12859675

G3		f <sub>κ</sub> =C13-C14-G4-C12-C15						
	A	B	C	D	E	F	G	H
1		γ (kN/m <sup>3</sup> )=	24			tana=	0,25	
2		γ <sub>1</sub> (kN/m <sup>3</sup> )=	18,5			α=	14,036243	0,24497866
3		γ <sub>2</sub> (kN/m <sup>3</sup> )=	20			x <sub>1</sub> (m)=	0,25	
4		φ <sub>1</sub> =	32	0,558505361		x <sub>2</sub> (m)=	0,95	
5		φ <sub>2</sub> =	20	0,34906585		H <sub>ολ</sub> =	4,2	
6		φ <sub>εξάρφου</sub> =	0	0		K <sub>ΔΕ</sub> =	0,4851508	
7		c <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )=	0			P <sub>α</sub> (kN/m)=	73,462395	
8		c <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )=	30			P <sub>ν</sub> (kN/m)=	31,08866	
9		h (m)=	0,7			P <sub>η</sub> (kN/m)=	66,559888	
10		H <sub>1</sub> (m)=	3,8			K <sub>ρ</sub> =	3,1252773	
11		H <sub>2</sub> (m)=	0,4			P <sub>ρ</sub> (kN/m)=	89,563365	
12		b (m)=	0,3					
13		B (m)=	2,4					
14		b <sub>1</sub> (m)=	0,4					
15		b <sub>2</sub> (m)=	0,5					
16		δ=	11	0,191986218				
17		α=	1/4	κλίση				
18	β=	α=	14	0,244346095				
19		i=	0					
20								
21	σεισμ. επιτάχ.	α=	0,24			α=	0,24	
22		a <sub>w</sub> =	2		Κατακ. Σεισμ. Συντ.	α <sub>v</sub> =	0,072	
23		g (m/s <sup>2</sup> )=	9,81		Οριζ. Σεισμ. Συντ.	α <sub>h</sub> =	0,12	
24						θ=	0,1293103	7,36805107
25								0,12859675



G4				=G1*C10				
	A	B	C	D	E	F	G	H
1		γ (kN/m <sup>3</sup> )=	24			tana=	0,25	
2		γ <sub>1</sub> (kN/m <sup>3</sup> )=	18,5			α=	14,036243	0,24497866
3		γ <sub>2</sub> (kN/m <sup>3</sup> )=	20			x <sub>1</sub> (m)=	0,25	
4		φ <sub>1</sub> =	32	0,558505361		x <sub>2</sub> (m)=	0,95	
5		φ <sub>2</sub> =	20	0,34906585		H <sub>ολ</sub> =	4,2	
6		φ <sub>εδάφους</sub> =	0	0		K <sub>Δε</sub> =	0,4851508	
7		c <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )=	0			P <sub>α</sub> (kN/m)=	73,462395	
8		c <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )=	30			P <sub>ν</sub> (kN/m)=	31,08866	
9		h (m)=	0,7			P <sub>η</sub> (kN/m)=	66,559888	
10		H <sub>1</sub> (m)=	3,8			K <sub>ρ</sub> =	3,1252773	
11		H <sub>2</sub> (m)=	0,4			P <sub>ρ</sub> (kN/m)=	89,563365	
12		b (m)=	0,3					
13		B (m)=	2,4					
14		b <sub>1</sub> (m)=	0,4					
15		b <sub>2</sub> (m)=	0,5					
16		δ=	11	0,191986218				
17		α=	1/4	κλίση				
18	β=	α=	14	0,244346095				
19		i=	0					
20								
21	σεισμ. επιτάχ.	α=	0,24			α=	0,24	
22		q <sub>w</sub> =	2		Κατακ. Σεισμ. Συντ.	α <sub>ν</sub> =	0,072	
23		g (m/s <sup>2</sup> )=	9,81		Οριζ. Σεισμ. Συντ.	α <sub>η</sub> =	0,12	
24						θ=	0,1293103	7,36805107
25								0,12859675

Για τον υπολογισμό του συντελεστή των ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων  $K_{AE}$  και  $K_{PE}$  που γίνονται κατά Monopobe – Okabe, είναι απαραίτητος ο υπολογισμός του οριζόντιου σεισμικού συντελεστή  $\alpha_h$ , του κατακόρυφου σεισμικού συντελεστή  $\alpha_v$  και της γωνίας  $\theta$ . Ο υπολογισμός γίνεται σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό 2000 (ΕΑΚ 2000), με συντελεστή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους  $\alpha=0.24$  διότι ο νομός Αχαΐας, που έχει επιλεγεί για αυτή τη μελέτη, ανήκει στη δεύτερη ζώνη (Ζώνη II) σεισμικής επικινδυνότητας του εδάφους.

$$\alpha_v = 0.3 \cdot \alpha$$

$$\alpha_h = \frac{a}{q_w}$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{\alpha_h}{1 - \alpha_v}\right)$$

G22		fx = 0,3*G21						
	A	B	C	D	E	F	G	H
4		$\phi_1 =$	32	0,558505361		$x_2(m) =$	0,95	
5		$\phi_2 =$	20	0,34906585		$H_{ολ} =$	4,2	
6		$\phi_{εξάφους} =$	0	0		$K_{AE} =$	0,4851508	
7		$c_1 (kN/m^2) =$	0			$P_{\alpha}(kN/m) =$	73,462395	
8		$c_2 (kN/m^2) =$	30			$P_{\nu}(kN/m) =$	31,08866	
9		$h (m) =$	0,7			$P_h(kN/m) =$	66,559888	
10		$H_1 (m) =$	3,8			$K_p =$	3,1252773	
11		$H_2 (m) =$	0,4			$P_p(kN/m) =$	89,563365	
12		$b (m) =$	0,3					
13		$B (m) =$	2,4					
14		$b_1 (m) =$	0,4					
15		$b_2 (m) =$	0,5					
16		$\delta =$	11	0,191986218				
17		$\alpha =$	1/4	κλίση				
18	$\beta =$	$\alpha =$	14	0,244346095				
19		$i =$	0					
20								
21	σεισμ. επιτάχ.	$\alpha =$	0,24			$\alpha =$	0,24	
22		$q_w =$	2		Κατακ. Σεισμ. Συντ.	$\alpha_{\nu} =$	0,072	
23		$g (m/s^2) =$	9,81		Οριζ. Σεισμ. Συντ.	$\alpha_h =$	0,12	
24						$\theta =$	0,1293103	7,36805107
25								0,12859675

G23		fx = G21/C22						
	A	B	C	D	E	F	G	H
4		$\phi_1 =$	32	0,558505361		$x_2(m) =$	0,95	
5		$\phi_2 =$	20	0,34906585		$H_{ολ} =$	4,2	
6		$\phi_{εξάφους} =$	0	0		$K_{AE} =$	0,4851508	
7		$c_1 (kN/m^2) =$	0			$P_{\alpha}(kN/m) =$	73,462395	
8		$c_2 (kN/m^2) =$	30			$P_{\nu}(kN/m) =$	31,08866	
9		$h (m) =$	0,7			$P_h(kN/m) =$	66,559888	
10		$H_1 (m) =$	3,8			$K_p =$	3,1252773	
11		$H_2 (m) =$	0,4			$P_p(kN/m) =$	89,563365	
12		$b (m) =$	0,3					
13		$B (m) =$	2,4					
14		$b_1 (m) =$	0,4					
15		$b_2 (m) =$	0,5					
16		$\delta =$	11	0,191986218				
17		$\alpha =$	1/4	κλίση				
18	$\beta =$	$\alpha =$	14	0,244346095				
19		$i =$	0					
20								
21	σεισμ. επιτάχ.	$\alpha =$	0,24			$\alpha =$	0,24	
22		$q_w =$	2		Κατακ. Σεισμ. Συντ.	$\alpha_{\nu} =$	0,072	
23		$g (m/s^2) =$	9,81		Οριζ. Σεισμ. Συντ.	$\alpha_h =$	0,12	
24						$\theta =$	0,1293103	7,36805107
25								0,12859675

G24		fx		=(G23/(1-G22))				
	A	B	C	D	E	F	G	H
4		φ <sub>1</sub> =	32	0,558505361		x <sub>2</sub> (m)=	0,95	
5		φ <sub>2</sub> =	20	0,34906585		H <sub>ολ</sub> =	4,2	
6		Φ <sub>εδάφους</sub> =	0	0		K <sub>ΔΕ</sub> =	0,4851508	
7		c <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )=	0			P <sub>α</sub> (kN/m)=	73,462395	
8		c <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )=	30			P <sub>ν</sub> (kN/m)=	31,08866	
9		h (m)=	0,7			P <sub>η</sub> (kN/m)=	66,559888	
10		H <sub>1</sub> (m)=	3,8			K <sub>ρ</sub> =	3,1252773	
11		H <sub>2</sub> (m)=	0,4			P <sub>ρ</sub> (kN/m)=	89,563365	
12		b (m)=	0,3					
13		B (m)=	2,4					
14		b <sub>1</sub> (m)=	0,4					
15		b <sub>2</sub> (m)=	0,5					
16		δ=	11	0,191986218				
17		α=	1/4	κλίση				
18	β=	α=	14	0,244346095				
19		i=	0					
20								
21	σεισμ. επιτάχ.	α=	0,24			α=	0,24	
22		q <sub>w</sub> =	2		Κατακ. Σεισμ. Συντ.	α <sub>v</sub> =	0,072	
23		g (m/s <sup>2</sup> )=	9,81		Οριζ. Σεισμ. Συντ.	α <sub>h</sub> =	0,12	
24						θ=	0,1293103	7,36805107
25								0,12859675

Για τη γωνία θ χρειάστηκαν ορισμένες μετατροπές. Αρχικά σε μοίρες με χρήση της εντολής DEGREES και στη συνέχεια σε ακτίνια με χρήση της εντολής RADIANS.

H24		fx		=DEGREES(ATAN(G24))				
	A	B	C	D	E	F	G	H
4		φ <sub>1</sub> =	32	0,558505361		x <sub>2</sub> (m)=	0,95	
5		φ <sub>2</sub> =	20	0,34906585		H <sub>ολ</sub> =	4,2	
6		Φ <sub>εδάφους</sub> =	0	0		K <sub>ΔΕ</sub> =	0,4851508	
7		c <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )=	0			P <sub>α</sub> (kN/m)=	73,462395	
8		c <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )=	30			P <sub>ν</sub> (kN/m)=	31,08866	
9		h (m)=	0,7			P <sub>η</sub> (kN/m)=	66,559888	
10		H <sub>1</sub> (m)=	3,8			K <sub>ρ</sub> =	3,1252773	
11		H <sub>2</sub> (m)=	0,4			P <sub>ρ</sub> (kN/m)=	89,563365	
12		b (m)=	0,3					
13		B (m)=	2,4					
14		b <sub>1</sub> (m)=	0,4					
15		b <sub>2</sub> (m)=	0,5					
16		δ=	11	0,191986218				
17		α=	1/4	κλίση				
18	β=	α=	14	0,244346095				
19		i=	0					
20								
21	σεισμ. επιτάχ.	α=	0,24			α=	0,24	
22		q <sub>w</sub> =	2		Κατακ. Σεισμ. Συντ.	α <sub>v</sub> =	0,072	
23		g (m/s <sup>2</sup> )=	9,81		Οριζ. Σεισμ. Συντ.	α <sub>h</sub> =	0,12	
24						θ=	0,1293103	7,36805107
25								0,12859675

H25		f <sub>s</sub> =RADIANS(H24)						
	A	B	C	D	E	F	G	H
4		φ <sub>1</sub> =	32	0,558505361		x <sub>2</sub> (m)=	0,95	
5		φ <sub>2</sub> =	20	0,34906585		H <sub>ολ</sub> =	4,2	
6		Φ <sub>εξάφους</sub> =	0	0		K <sub>AE</sub> =	0,4851508	
7		c <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )=	0			P <sub>α</sub> (kN/m)=	73,462395	
8		c <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )=	30			P <sub>v</sub> (kN/m)=	31,08866	
9		h (m)=	0,7			P <sub>h</sub> (kN/m)=	66,559888	
10		H <sub>1</sub> (m)=	3,8			K <sub>p</sub> =	3,1252773	
11		H <sub>2</sub> (m)=	0,4			P <sub>ρ</sub> (kN/m)=	89,563365	
12		b (m)=	0,3					
13		B (m)=	2,4					
14		b <sub>1</sub> (m)=	0,4					
15		b <sub>2</sub> (m)=	0,5					
16		δ=	11	0,191986218				
17		α=	1/4	κλίση				
18	β=	α=	14	0,244346095				
19		i=	0					
20								
21	σεισμ. επιτάχ.	α=	0,24			α=	0,24	
22		q <sub>w</sub> =	2		Κατακ. Σεισμ. Συντ.	α <sub>v</sub> =	0,072	
23		g (m/s <sup>2</sup> )=	9,81		Οριζ. Σεισμ. Συντ.	α <sub>h</sub> =	0,12	
24						θ=	0,1293103	7,36805107
25								0,12859675

Ακολουθεί η σύνταξη των εξισώσεων και ο υπολογισμός του συντελεστή ενεργητικών ωθήσεων K<sub>AE</sub>, του συντελεστή παθητικών ωθήσεων K<sub>PE</sub>, της ενεργητικής ώθησης P<sub>α</sub>, της οριζόντιας συνιστώσας της ενεργητικής ώθησης P<sub>h</sub>, της κατακόρυφης συνιστώσας της ενεργητικής ώθησης P<sub>v</sub> και της παθητικής ώθησης P<sub>ρ</sub>. Οι υπολογισμοί των P<sub>α</sub>, K<sub>AE</sub> και K<sub>PE</sub> γίνονται κατά Mononobe – Okabe.

- Ο τοίχος θεωρείται απείρου μήκους οπότε ο υπολογισμός γίνεται ανά μέτρο μήκους του τοίχου.

$$P_{\alpha} = E_{AE} = 0.5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - \alpha_v) \cdot K_{AE}$$

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

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

Ο υπολογισμός της οριζόντιας και κατακόρυφης συνιστώσας της ενεργητικής ώθησης  $P_h$  και  $P_v$  αντίστοιχα γίνεται με τις εξής εξισώσεις:

$$P_v = \sin(\alpha + \delta) \cdot P_a$$

Και

$$P_h = \cos(\alpha + \delta) \cdot P_a$$

G6			f6 = $\frac{((\cos(D4-H25-D18))^2)/(\cos(H25)*\cos(D18)^2)*\cos(D16+D18+H25)*(1+(\sqrt{(\sin(D4+D16)*\sin(D4-H25-C19))/(\cos(D16+D18+H25)*\cos(C19-D18))})^2)}$															
A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	
1	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )=	24			tan $\alpha$ =	0,25												
2	$\gamma_1$ (kN/m <sup>3</sup> )=	18,5			$\alpha$ =	14,036243	0,24497866											
3	$\gamma_2$ (kN/m <sup>3</sup> )=	20			$x_1$ (m)=	0,25												
4	$\phi_1$ =	32	0,558505361		$x_2$ (m)=	0,95												
5	$\phi_2$ =	20	0,34906585		$H_{\alpha h}$ =	4,2												
6	$\Phi_{\delta\delta\phi\phi\phi}$ =	0	0		$K_{\Delta\epsilon}$ =	0,4851508												
7	$c_1$ (kN/m <sup>2</sup> )=	0			$P_a$ (kN/m)=	73,462395												
8	$c_2$ (kN/m <sup>2</sup> )=	30			$P_v$ (kN/m)=	31,08866												
9	$h$ (m)=	0,7			$P_h$ (kN/m)=	66,559888												
10	$H_1$ (m)=	3,8			$K_p$ =	3,1252773												
11	$H_2$ (m)=	0,4			$P_p$ (kN/m)=	89,563365												
12	$b$ (m)=	0,3																
13	$B$ (m)=	2,4																
14	$b_1$ (m)=	0,4																
15	$b_2$ (m)=	0,5																
16	$\delta$ =	11	0,191986218															
17	$\alpha$ =	1/4	κλίση															
18	$\beta$ =	$\alpha$ =	14	0,244346095														
19	$i$ =		0															
20																		
21	σεισμ. επιτάχ.	$\alpha$ =	0,24		$\alpha$ =	0,24												
22		$q_w$ =	2		Κατακ. Σεισμ. Συντ.	$\alpha_r$ =	0,072											
23		$g$ (m/s <sup>2</sup> )=	9,81		Οριζ. Σεισμ. Συντ.	$\alpha_h$ =	0,12											
24					$\theta$ =	0,1293103	7,36805107											
25							0,12859675											

G7			f7 = $(1/2)*C2*(G5^2)*(1-G22)*G6$															
A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	
1	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )=	24			tan $\alpha$ =	0,25												
2	$\gamma_1$ (kN/m <sup>3</sup> )=	18,5			$\alpha$ =	14,036243	0,24497866											
3	$\gamma_2$ (kN/m <sup>3</sup> )=	20			$x_1$ (m)=	0,25												
4	$\phi_1$ =	32	0,558505361		$x_2$ (m)=	0,95												
5	$\phi_2$ =	20	0,34906585		$H_{\alpha h}$ =	4,2												
6	$\Phi_{\delta\delta\phi\phi\phi}$ =	0	0		$K_{\Delta\epsilon}$ =	0,4851508												
7	$c_1$ (kN/m <sup>2</sup> )=	0			$P_a$ (kN/m)=	73,462395												
8	$c_2$ (kN/m <sup>2</sup> )=	30			$P_v$ (kN/m)=	31,08866												
9	$h$ (m)=	0,7			$P_h$ (kN/m)=	66,559888												
10	$H_1$ (m)=	3,8			$K_p$ =	3,1252773												
11	$H_2$ (m)=	0,4			$P_p$ (kN/m)=	89,563365												
12	$b$ (m)=	0,3																
13	$B$ (m)=	2,4																
14	$b_1$ (m)=	0,4																
15	$b_2$ (m)=	0,5																
16	$\delta$ =	11	0,191986218															
17	$\alpha$ =	1/4	κλίση															
18	$\beta$ =	$\alpha$ =	14	0,244346095														
19	$i$ =		0															
20																		
21	σεισμ. επιτάχ.	$\alpha$ =	0,24		$\alpha$ =	0,24												
22		$q_w$ =	2		Κατακ. Σεισμ. Συντ.	$\alpha_r$ =	0,072											
23		$g$ (m/s <sup>2</sup> )=	9,81		Οριζ. Σεισμ. Συντ.	$\alpha_h$ =	0,12											
24					$\theta$ =	0,1293103	7,36805107											
25							0,12859675											

G8		fx		=SIN(H2+D16)*G7				
	A	B	C	D	E	F	G	H
1		$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )=	24			tana=	0,25	
2		$\gamma_1$ (kN/m <sup>3</sup> )=	18,5			$\alpha$ =	14,036243	0,24497866
3		$\gamma_2$ (kN/m <sup>3</sup> )=	20			$x_1$ (m)=	0,25	
4		$\phi_1$ =	32	0,558505361		$x_2$ (m)=	0,95	
5		$\phi_2$ =	20	0,34906585		$H_{ολ}$ =	4,2	
6		$\phi_{εδαφους}$ =	0	0		$K_{Δε}$ =	0,4851508	
7		$c_1$ (kN/m <sup>2</sup> )=	0			$P_{α}$ (kN/m)=	73,462395	
8		$c_2$ (kN/m <sup>2</sup> )=	30			$P_{ν}$ (kN/m)=	31,08866	
9		$h$ (m)=	0,7			$P_{η}$ (kN/m)=	66,559888	
10		$H_1$ (m)=	3,8			$K_p$ =	3,1252773	
11		$H_2$ (m)=	0,4			$P_p$ (kN/m)=	89,563365	
12		$b$ (m)=	0,3					
13		$B$ (m)=	2,4					
14		$b_1$ (m)=	0,4					
15		$b_2$ (m)=	0,5					
16		$\delta$ =	11	0,191986218				
17		$\alpha$ =	1/4	κλίση				
18	$\beta$ =	$\alpha$ =	14	0,244346095				
19		$i$ =	0					
20								
21	σεισμ. επιτάχ.	$\alpha$ =	0,24			$\alpha$ =	0,24	
22		$a_w$ =	2		Κατακ. Σεισμ. Συντ.	$\alpha_w$ =	0,072	
23		$g$ (m/s <sup>2</sup> )=	9,81		Οριζ. Σεισμ. Συντ.	$\alpha_h$ =	0,12	
24						$\theta$ =	0,1293103	7,36805107
25								0,12859675

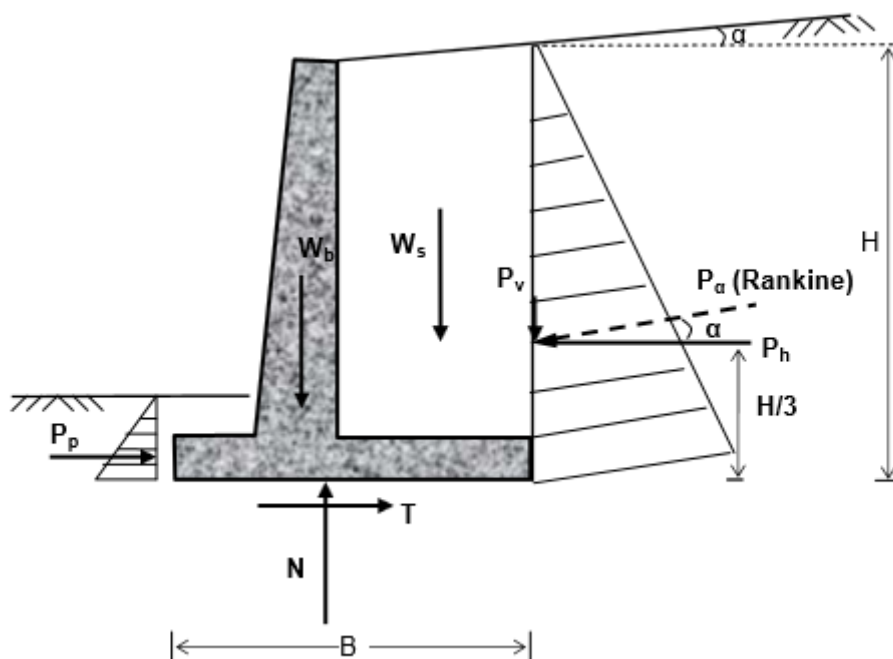
G9		fx		=(COS(D16+H2))*G7				
	A	B	C	D	E	F	G	H
1		$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )=	24			tana=	0,25	
2		$\gamma_1$ (kN/m <sup>3</sup> )=	18,5			$\alpha$ =	14,036243	0,24497866
3		$\gamma_2$ (kN/m <sup>3</sup> )=	20			$x_1$ (m)=	0,25	
4		$\phi_1$ =	32	0,558505361		$x_2$ (m)=	0,95	
5		$\phi_2$ =	20	0,34906585		$H_{ολ}$ =	4,2	
6		$\phi_{εδαφους}$ =	0	0		$K_{Δε}$ =	0,4851508	
7		$c_1$ (kN/m <sup>2</sup> )=	0			$P_{α}$ (kN/m)=	73,462395	
8		$c_2$ (kN/m <sup>2</sup> )=	30			$P_{ν}$ (kN/m)=	31,08866	
9		$h$ (m)=	0,7			$P_{η}$ (kN/m)=	66,559888	
10		$H_1$ (m)=	3,8			$K_p$ =	3,1252773	
11		$H_2$ (m)=	0,4			$P_p$ (kN/m)=	89,563365	
12		$b$ (m)=	0,3					
13		$B$ (m)=	2,4					
14		$b_1$ (m)=	0,4					
15		$b_2$ (m)=	0,5					
16		$\delta$ =	11	0,191986218				
17		$\alpha$ =	1/4	κλίση				
18	$\beta$ =	$\alpha$ =	14	0,244346095				
19		$i$ =	0					
20								
21	σεισμ. επιτάχ.	$\alpha$ =	0,24			$\alpha$ =	0,24	
22		$a_w$ =	2		Κατακ. Σεισμ. Συντ.	$\alpha_w$ =	0,072	
23		$g$ (m/s <sup>2</sup> )=	9,81		Οριζ. Σεισμ. Συντ.	$\alpha_h$ =	0,12	
24						$\theta$ =	0,1293103	7,36805107
25								0,12859675

G10		$f_x = \frac{((\cos(D4-H25+D18))^2)/(\cos(H25)*\cos(D18)^2*\cos(D16-D18+H25)*(1-\sqrt{(\sin(D4+D16)*\sin(D4-H25+C19))/(\cos(D16-D18+H25)*\cos(C19-D18))})^2)}{2}$												
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
1		$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )=	24			tana=	0,25							
2		$\gamma_1$ (kN/m <sup>3</sup> )=	18,5			$\alpha$ =	14,036243	0,24497866						
3		$\gamma_2$ (kN/m <sup>3</sup> )=	20			$x_1$ (m)=	0,25							
4		$\phi_1$ =	32	0,558505361		$x_2$ (m)=	0,95							
5		$\phi_2$ =	20	0,34906585		$H_{oi}$ =	4,2							
6		$\Phi_{εδάφους}$ =	0	0		$K_{AE}$ =	0,4851508							
7		$c_1$ (kN/m <sup>2</sup> )=	0			$P_a$ (kN/m)=	73,462395							
8		$c_2$ (kN/m <sup>2</sup> )=	30			$P_v$ (kN/m)=	31,08866							
9		$h$ (m)=	0,7			$P_n$ (kN/m)=	66,559888							
10		$H_1$ (m)=	3,8			$K_p$ =	3,1252773							
11		$H_2$ (m)=	0,4			$P_p$ (kN/m)=	89,563365							
12		$b$ (m)=	0,3											
13		$B$ (m)=	2,4											
14		$b_1$ (m)=	0,4											
15		$b_2$ (m)=	0,5											
16		$\delta$ =	11	0,191986218										
17		$\alpha$ =	1/4	κλίση										
18	$\beta$ =	$\alpha$ =	14	0,244346095										
19		$i$ =	0											
20														
21	σεισμ. επιτάχ.	$\alpha$ =	0,24			$\alpha$ =	0,24							
22		$q_w$ =	2		Κατακ. Σεισμ. Συντ.	$\alpha_v$ =	0,072							
23		$g$ (m/s <sup>2</sup> )=	9,81		Οριζ. Σεισμ. Συντ.	$\alpha_h$ =	0,12							
24						$\theta$ =	0,1293103	7,36805107						
25								0,12859675						

G11		$f_x = \frac{((1/2)*G10*C3*C9^2)+2*\sqrt{G10}*C8*C9}{2}$												
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
1		$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )=	24			tana=	0,25							
2		$\gamma_1$ (kN/m <sup>3</sup> )=	18,5			$\alpha$ =	14,036243	0,24497866						
3		$\gamma_2$ (kN/m <sup>3</sup> )=	20			$x_1$ (m)=	0,25							
4		$\phi_1$ =	32	0,558505361		$x_2$ (m)=	0,95							
5		$\phi_2$ =	20	0,34906585		$H_{oi}$ =	4,2							
6		$\Phi_{εδάφους}$ =	0	0		$K_{AE}$ =	0,4851508							
7		$c_1$ (kN/m <sup>2</sup> )=	0			$P_a$ (kN/m)=	73,462395							
8		$c_2$ (kN/m <sup>2</sup> )=	30			$P_v$ (kN/m)=	31,08866							
9		$h$ (m)=	0,7			$P_n$ (kN/m)=	66,559888							
10		$H_1$ (m)=	3,8			$K_p$ =	3,1252773							
11		$H_2$ (m)=	0,4			$P_p$ (kN/m)=	89,563365							
12		$b$ (m)=	0,3											
13		$B$ (m)=	2,4											
14		$b_1$ (m)=	0,4											
15		$b_2$ (m)=	0,5											
16		$\delta$ =	11	0,191986218										
17		$\alpha$ =	1/4	κλίση										
18	$\beta$ =	$\alpha$ =	14	0,244346095										
19		$i$ =	0											
20														
21	σεισμ. επιτάχ.	$\alpha$ =	0,24			$\alpha$ =	0,24							
22		$q_w$ =	2		Κατακ. Σεισμ. Συντ.	$\alpha_v$ =	0,072							
23		$g$ (m/s <sup>2</sup> )=	9,81		Οριζ. Σεισμ. Συντ.	$\alpha_h$ =	0,12							
24						$\theta$ =	0,1293103	7,36805107						
25								0,12859675						

Τελικό στάδιο για την ολοκλήρωση του προγράμματος είναι ο έλεγχος ολίσθησης και ο έλεγχος ανατροπής του τοίχου αντιστήριξης.

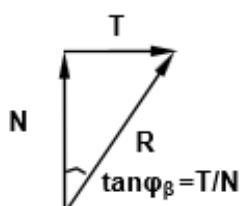
- Έλεγχος ολίσθησης



Σχήμα 3. Έλεγχος ευστάθειας τοίχου αντιστήριξης.

Οι δυνάμεις που ασκούνται πάνω στον τοίχο αντιστήριξης είναι:

- Το βάρος του  $W_b$ .
- Το βάρος του εδάφους  $W_s$  που φορτίζει το πέλμα του τοίχου.
- Η ενεργητική ώθηση του εδάφους  $P_a$ .
- Η οριζόντια συνιστώσα της ενεργητικής ώθησης  $P_h$  (η οποία ασκείται στα  $1/3 H$ ).
- Η κατακόρυφη συνιστώσα της ενεργητικής ώθησης  $P_v$ .
- Η παθητική ώθηση του εδάφους  $P_p$  (αν υπάρχει έδαφος μπροστά από τον τοίχο).
- Η αντίδραση του εδάφους  $R$  που είναι διεύθυνση τυχαία και αναλύεται σε μία κατακόρυφη αντίδραση  $N$  και σε μία οριζόντια, διατμητική αντίδραση  $T$  που οφείλεται στην τριβή μεταξύ τοίχου και εδάφους βάσης.





Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης ορίζεται από τη σχέση

$$FS_{ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ} = \frac{\Sigma F_{ευστάθειας}}{\Sigma F_{ολίσθησης}} = \frac{(\Sigma W + P_v) \cdot \tan \varphi + B \cdot c + P_p}{P_h}$$

Ο συντελεστής ολίσθησης FS πρέπει να είναι μεγαλύτερος από 1.5.

$$FS_{ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ} > 1.5$$

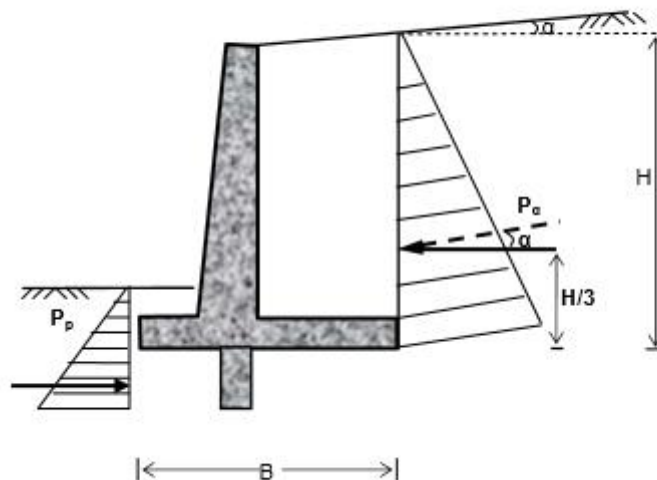
Ανάλογα με τις εκάστοτε συνθήκες, τις αβεβαιότητες των διαφόρων παραμέτρων, την επικινδυνότητα του έργου και άλλους παράγοντες, είναι ενδεχόμενο να πρέπει να είμαστε πιο συντηρητικοί, Στην περίπτωση αυτή μπορεί να αγνοηθεί η ευνοϊκή επίδραση της  $P_p$ . Σε άλλη περίπτωση είναι δυνατόν να ληφθούν με μειωμένη τιμή η γωνία εσωτερικής τριβής:

$$\varphi' = \frac{\varphi}{2} - \frac{2}{3}\varphi$$

Είτε η συνοχή:

$$c' = 0.5c - 0.67c$$

Αν ο συντελεστής ασφαλείας δεν προκύπτει από τον έλεγχο ικανοποιητικός θα πρέπει να αλλαχθούν οι διαστάσεις του τοίχου ή να κατασκευαστεί μία προεξοχή (όνυχας) κάτω από τη βάση του τοίχου η οποία θα έχει σαν αποτέλεσμα την αύξηση της παθητικής ώθησης του εδάφους.

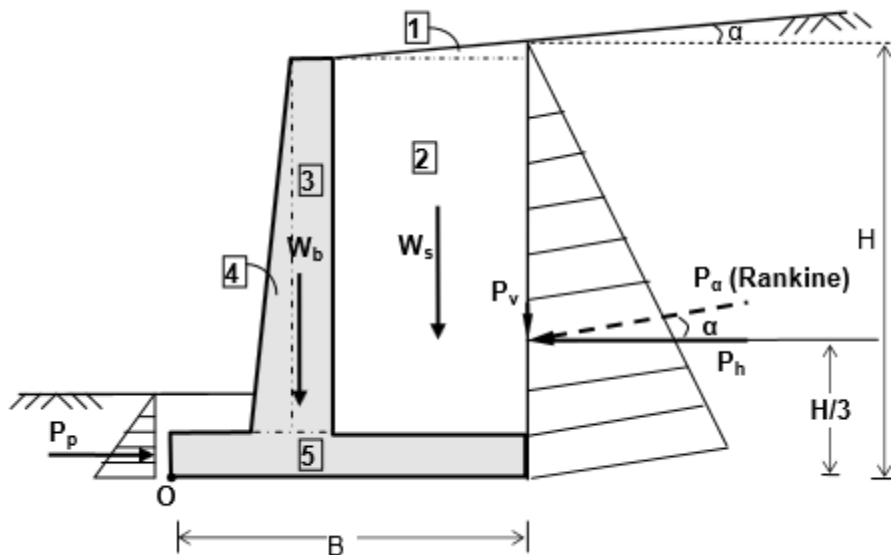


Σχήμα 4. Κατασκευή όνυχα στη βάση του τοίχου για μείωση ολίσθησης.

- Έλεγχος ανατροπής

Ο τοίχος τείνει να ανατραπεί γύρω από το σημείο O. Οι ροπές ανατροπής προκύπτουν από την οριζόντια συνιστώσα της ενεργητικής ώθησης  $P_h$ . Οι ροπές ευστάθειας προκύπτουν από το βάρος του τοίχου, το βάρος του εδάφους υπεράνω του πέλματος και την κατακόρυφη συνιστώσα  $P_v$  της ενεργητικής ώθησης.

Για τον υπολογισμό των ροπών ευστάθειας ο τοίχος και το έδαφος που συμμετέχει στον έλεγχο, χωρίζεται σε τμήματα των οποίων είναι γνωστός ο υπολογισμός του εμβαδού και του κέντρου βάρους. Για παράδειγμα ο τοίχος αντιστήριξης του σχήματος θα γίνει:



Η συμμετοχή της  $P_p$  στις ροπές ευστάθειας δεν λαμβάνεται στους υπολογισμούς.

Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ανατροπής ορίζεται από τη σχέση:

$$FS_{\text{ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ}} = \frac{\Sigma M_{\text{ευστάθειας}}}{\Sigma M_{\text{ανατροπής}}} = \frac{W_1 \cdot x_1 + W_2 \cdot x_2 + W_3 \cdot x_3 + W_4 \cdot x_4 + P_v \cdot B}{P_h \cdot \frac{H}{3}}$$

Ο συντελεστής ολίσθησης FS πρέπει να είναι μεγαλύτερος από 1.5 με 2.

$$FS_{\text{ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ}} > 2$$



Συγκεκριμένα ακολουθούν οι υπολογισμοί του βάρους, του μοχλοβραχίονα και της ροπής του τμήματος 1:

K4		f <sub>ct</sub> =G3*C10/2													
	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N		
1	γ (kN/m <sup>3</sup> )=	24			tana=	0,25									
2	γ <sub>1</sub> (kN/m <sup>3</sup> )=	18,5			α=	14,036243	0,24497866		Τμήμα	Εμβαδόν Διατομής	Βάρος	Μοχλοβραχίονας ως προς Ο	Ροπή τμήματος		
3	γ <sub>2</sub> (kN/m <sup>3</sup> )=	20			x <sub>1</sub> (m)=	0,25				m <sup>2</sup> /m	kN/m	m	kNm/m		
4	φ <sub>1</sub> =	32	0,558505361		x <sub>2</sub> (m)=	0,95			1	0,475	11,4	0,566666667	6,46		
5	φ <sub>2</sub> =	20	0,34906585		H <sub>ολ</sub> =	4,2			2	1,14	27,36	0,8	21,888		
6	Φεξάφους=	0	0		K <sub>αε</sub> =	0,4851508			3	1,805	43,32	1,266666667	54,872		
7	c <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )=	0			P <sub>α</sub> (kN/m)=	73,462395			4	0,96	23,04	1,2	27,648		
8	c <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )=	30			P <sub>β</sub> (kN/m)=	31,08866			Σύνολο		105,12		110,868		
9	h (m)=	0,7			P <sub>η</sub> (kN/m)=	66,559888									
10	H <sub>1</sub> (m)=	3,8			K <sub>φ</sub> =	3,1252773									
11	H <sub>2</sub> (m)=	0,4			P <sub>ρ</sub> (kN/m)=	89,563365									
12	b (m)=	0,3													
13	B (m)=	2,4							FS <sub>ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ</sub> =	3,172169723					
14	b <sub>1</sub> (m)=	0,4							FS <sub>ΔΙΑΤΡΟΠΗΣ</sub> =	1,990482211		ΣΜ <sub>ΔΙΑΤΡΟΠΗΣ</sub> (kNm/m)=	93,18384353		
15	b <sub>2</sub> (m)=	0,5										ΣΜ <sub>ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ</sub> (kNm/m)=	185,4807829		
16	δ=	11	0,191986218												
17	α=	1/4	κλίση						FS <sub>ΔΙΑΤΡΟΠΗΣ&gt;2</sub>	ΑΠΟΡΡΙΠΤΕΤΑΙ					
18	α=	14	0,244346095												
19	i=	0													
20															

L4		f <sub>ct</sub> =K4*C1													
	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N		
1	γ (kN/m <sup>3</sup> )=	24			tana=	0,25									
2	γ <sub>1</sub> (kN/m <sup>3</sup> )=	18,5			α=	14,036243	0,24497866		Τμήμα	Εμβαδόν Διατομής	Βάρος	Μοχλοβραχίονας ως προς Ο	Ροπή τμήματος		
3	γ <sub>2</sub> (kN/m <sup>3</sup> )=	20			x <sub>1</sub> (m)=	0,25				m <sup>2</sup> /m	kN/m	m	kNm/m		
4	φ <sub>1</sub> =	32	0,558505361		x <sub>2</sub> (m)=	0,95			1	0,475	11,4	0,566666667	6,46		
5	φ <sub>2</sub> =	20	0,34906585		H <sub>ολ</sub> =	4,2			2	1,14	27,36	0,8	21,888		
6	Φεξάφους=	0	0		K <sub>αε</sub> =	0,4851508			3	1,805	43,32	1,266666667	54,872		
7	c <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )=	0			P <sub>α</sub> (kN/m)=	73,462395			4	0,96	23,04	1,2	27,648		
8	c <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )=	30			P <sub>β</sub> (kN/m)=	31,08866			Σύνολο		105,12		110,868		
9	h (m)=	0,7			P <sub>η</sub> (kN/m)=	66,559888									
10	H <sub>1</sub> (m)=	3,8			K <sub>φ</sub> =	3,1252773									
11	H <sub>2</sub> (m)=	0,4			P <sub>ρ</sub> (kN/m)=	89,563365									
12	b (m)=	0,3													
13	B (m)=	2,4							FS <sub>ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ</sub> =	3,172169723					
14	b <sub>1</sub> (m)=	0,4							FS <sub>ΔΙΑΤΡΟΠΗΣ</sub> =	1,990482211		ΣΜ <sub>ΔΙΑΤΡΟΠΗΣ</sub> (kNm/m)=	93,18384353		
15	b <sub>2</sub> (m)=	0,5										ΣΜ <sub>ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ</sub> (kNm/m)=	185,4807829		
16	δ=	11	0,191986218												
17	α=	1/4	κλίση						FS <sub>ΔΙΑΤΡΟΠΗΣ&gt;2</sub>	ΑΠΟΡΡΙΠΤΕΤΑΙ					
18	α=	14	0,244346095												
19	i=	0													

M4		f <sub>cr</sub> = C14+(G3*2/3)													
	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N		
1	γ (kN/m <sup>3</sup> )=	24			tana=	0,25									
2	ν <sub>1</sub> (kN/m <sup>3</sup> )=	18,5			α=	14,036243	0,24497866		Τμήμα	Εμβαδόν Διατομής	Βάρος	Μοχλοβραχίονας ως προς Ο	Ροπή τμήματος		
3	ν <sub>2</sub> (kN/m <sup>3</sup> )=	20			x <sub>1</sub> (m)=	0,25				m <sup>2</sup> /m	kN/m	m	kNm/m		
4	φ <sub>1</sub> =	32	0,558505361		x <sub>2</sub> (m)=	0,95			1	0,475	11,4	0,566666667	6,46		
5	φ <sub>2</sub> =	20	0,34906585		H <sub>ολ</sub> =	4,2			2	1,14	27,36	0,8	21,888		
6	Φ <sub>εξάγωνος</sub> =	0	0		K <sub>Δε</sub> =	0,4851508			3	1,805	43,32	1,266666667	54,872		
7	c <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )=	0			P <sub>α</sub> (kN/m)=	73,462395			4	0,96	23,04	1,2	27,648		
8	c <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )=	30			P <sub>ν</sub> (kN/m)=	31,08866			Σύνολο		105,12		110,868		
9	h (m)=	0,7			P <sub>η</sub> (kN/m)=	66,559888									
10	H <sub>1</sub> (m)=	3,8			K <sub>ρ</sub> =	3,1252773									
11	H <sub>2</sub> (m)=	0,4			P <sub>ρ</sub> (kN/m)=	89,563365									
12	b (m)=	0,3													
13	B (m)=	2,4							FS <sub>ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ</sub> =	3,172169723					
14	b <sub>1</sub> (m)=	0,4							FS <sub>ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ</sub> =	1,990482211		ΣΜ <sub>ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ</sub> (kNm/m)=	93,18384353		
15	b <sub>2</sub> (m)=	0,5										ΣΜ <sub>ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ</sub> (kNm/m)=	185,4807829		
16	δ=	11	0,191986218												
17	α=	1/4	κλίση						FS <sub>ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ</sub> >2	ΑΠΟΡΡΙΠΤΕΤΑΙ					
18	α=	14	0,244346095												
19	i=	0													

N4		f <sub>cr</sub> = L4*M4													
	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N		
1	γ (kN/m <sup>3</sup> )=	24			tana=	0,25									
2	ν <sub>1</sub> (kN/m <sup>3</sup> )=	18,5			α=	14,036243	0,24497866		Τμήμα	Εμβαδόν Διατομής	Βάρος	Μοχλοβραχίονας ως προς Ο	Ροπή τμήματος		
3	ν <sub>2</sub> (kN/m <sup>3</sup> )=	20			x <sub>1</sub> (m)=	0,25				m <sup>2</sup> /m	kN/m	m	kNm/m		
4	φ <sub>1</sub> =	32	0,558505361		x <sub>2</sub> (m)=	0,95			1	0,475	11,4	0,566666667	6,46		
5	φ <sub>2</sub> =	20	0,34906585		H <sub>ολ</sub> =	4,2			2	1,14	27,36	0,8	21,888		
6	Φ <sub>εξάγωνος</sub> =	0	0		K <sub>Δε</sub> =	0,4851508			3	1,805	43,32	1,266666667	54,872		
7	c <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )=	0			P <sub>α</sub> (kN/m)=	73,462395			4	0,96	23,04	1,2	27,648		
8	c <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )=	30			P <sub>ν</sub> (kN/m)=	31,08866			Σύνολο		105,12		110,868		
9	h (m)=	0,7			P <sub>η</sub> (kN/m)=	66,559888									
10	H <sub>1</sub> (m)=	3,8			K <sub>ρ</sub> =	3,1252773									
11	H <sub>2</sub> (m)=	0,4			P <sub>ρ</sub> (kN/m)=	89,563365									
12	b (m)=	0,3													
13	B (m)=	2,4							FS <sub>ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ</sub> =	3,172169723					
14	b <sub>1</sub> (m)=	0,4							FS <sub>ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ</sub> =	1,990482211		ΣΜ <sub>ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ</sub> (kNm/m)=	93,18384353		
15	b <sub>2</sub> (m)=	0,5										ΣΜ <sub>ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ</sub> (kNm/m)=	185,4807829		
16	δ=	11	0,191986218												
17	α=	1/4	κλίση						FS <sub>ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ</sub> >2	ΑΠΟΡΡΙΠΤΕΤΑΙ					
18	α=	14	0,244346095												
19	i=	0													

Αντίστοιχοι υπολογισμοί του βάρους, του μοχλοβραχίονα και της ροπής έγιναν και για τα τμήματα 2, 3 και 4.

Τέλος σειρά έχει ο έλεγχος ολίσθησης και ο έλεγχος ανατροπής του τοίχου αντιστήριξης.

### Έλεγχος ολίσθησης

K13		=((L8+G8)*TAN(D5)+C13*C8+G11)/G9												
	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	
1	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )=	24			tana=	0,25								
2	$\gamma_1$ (kN/m <sup>3</sup> )=	18,5			$\alpha$ =	14,036243	0,24497866			Τμήμα	Εμβαδόν Διατομής	Βάρος	Μαγλοβραχίονας ως προς Ο	Ροπή τμήματος
3	$\gamma_2$ (kN/m <sup>3</sup> )=	20			$x_1$ (m)=	0,25				m <sup>2</sup> /m	kN/m	m	kNm/m	
4	$\phi_1$ =	32	0,558505361		$x_2$ (m)=	0,95			1	0,475	11,4	0,566666667	6,46	
5	$\phi_2$ =	20	0,34906585		$H_{\alpha 1}$ =	4,2			2	1,14	27,36	0,8	21,888	
6	$\phi_{\text{εξέλιξης}}$ =	0	0		$K_{\alpha 2}$ =	0,4851508			3	1,805	43,32	1,266666667	54,872	
7	$c_1$ (kN/m <sup>2</sup> )=	0			$P_{\alpha 2}$ (kN/m)=	73,462395			4	0,96	23,04	1,2	27,648	
8	$c_2$ (kN/m <sup>2</sup> )=	30			$P_{\alpha 1}$ (kN/m)=	31,08866			Σύνολο		105,12		110,868	
9	h (m)=	0,7			$P_{\alpha 1}$ (kN/m)=	66,559888								
10	$H_1$ (m)=	3,8			$K_p$ =	3,1252773								
11	$H_2$ (m)=	0,4			$P_p$ (kN/m)=	89,563365								
12	b (m)=	0,3												
13	B (m)=	2,4							$F_{\text{ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ}}$ =	3,172169723				
14	$b_1$ (m)=	0,4							$F_{\text{ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ}}$ =	1,990482211		$\Sigma M_{\text{ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ}}$ (kNm/m)=	93,18384353	
15	$b_2$ (m)=	0,5										$\Sigma M_{\text{ΕΓΚΛΗΤΗΣ}}$ (kNm/m)=	185,4807829	
16	$\delta$ =	11	0,191986218											
17	$\alpha$ =	1/4	κλίση						$F_{\text{ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ}} > 2$	ΑΠΟΡΡΙΠΤΕΤΑΙ				
18	$\alpha$ =	14	0,244346095											
19	i=	0												

### Έλεγχος ανατροπής

N15		=N8+(G8*C13)												
	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	
1	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )=	24			tana=	0,25								
2	$\gamma_1$ (kN/m <sup>3</sup> )=	18,5			$\alpha$ =	14,036243	0,24497866			Τμήμα	Εμβαδόν Διατομής	Βάρος	Μαγλοβραχίονας ως προς Ο	Ροπή τμήματος
3	$\gamma_2$ (kN/m <sup>3</sup> )=	20			$x_1$ (m)=	0,25				m <sup>2</sup> /m	kN/m	m	kNm/m	
4	$\phi_1$ =	32	0,558505361		$x_2$ (m)=	0,95			1	0,475	11,4	0,566666667	6,46	
5	$\phi_2$ =	20	0,34906585		$H_{\alpha 1}$ =	4,2			2	1,14	27,36	0,8	21,888	
6	$\phi_{\text{εξέλιξης}}$ =	0	0		$K_{\alpha 2}$ =	0,4851508			3	1,805	43,32	1,266666667	54,872	
7	$c_1$ (kN/m <sup>2</sup> )=	0			$P_{\alpha 2}$ (kN/m)=	73,462395			4	0,96	23,04	1,2	27,648	
8	$c_2$ (kN/m <sup>2</sup> )=	30			$P_{\alpha 1}$ (kN/m)=	31,08866			Σύνολο		105,12		110,868	
9	h (m)=	0,7			$P_{\alpha 1}$ (kN/m)=	66,559888								
10	$H_1$ (m)=	3,8			$K_p$ =	3,1252773								
11	$H_2$ (m)=	0,4			$P_p$ (kN/m)=	89,563365								
12	b (m)=	0,3												
13	B (m)=	2,4							$F_{\text{ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ}}$ =	3,172169723				
14	$b_1$ (m)=	0,4							$F_{\text{ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ}}$ =	1,990482211		$\Sigma M_{\text{ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ}}$ (kNm/m)=	93,18384353	
15	$b_2$ (m)=	0,5										$\Sigma M_{\text{ΕΓΚΛΗΤΗΣ}}$ (kNm/m)=	185,4807829	
16	$\delta$ =	11	0,191986218											
17	$\alpha$ =	1/4	κλίση						$F_{\text{ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ}} > 2$	ΑΠΟΡΡΙΠΤΕΤΑΙ				
18	$\alpha$ =	14	0,244346095											
19	i=	0												

N14		=G9*(G5/3)													
	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N		
1	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )=	24			tan $\alpha$ =	0,25									
2	$\gamma_1$ (kN/m <sup>3</sup> )=	18,5			$\alpha$ =	14,036243	0,24497866		Τμήμα	Εμβαδόν Διατομής	Βάρος	Μοχλοβραχίονας ως προς Ο	Ροπή τμήματος		
3	$\gamma_2$ (kN/m <sup>3</sup> )=	20			$x_1$ (m)=	0,25			m <sup>2</sup> /m	kN/m	m	kNm/m			
4	$\phi_1$ =	32	0,558505361		$x_2$ (m)=	0,95			1	0,475	11,4	0,566666667	6,46		
5	$\phi_2$ =	20	0,34906585		$H_{\alpha 1}$ =	4,2			2	1,14	27,36	0,8	21,888		
6	$\phi_{\text{εξέλιξης}}$ =	0	0		$K_{\alpha \epsilon}$ =	0,4851508			3	1,805	43,32	1,266666667	54,872		
7	$c_1$ (kN/m <sup>2</sup> )=	0			$P_a$ (kN/m)=	73,462395			4	0,96	23,04	1,2	27,648		
8	$c_2$ (kN/m <sup>2</sup> )=	30			$P_r$ (kN/m)=	31,08866			Σύνολο		105,12		110,868		
9	$h$ (m)=	0,7			$P_h$ (kN/m)=	66,559888									
10	$H_1$ (m)=	3,8			$K_p$ =	3,1252773									
11	$H_2$ (m)=	0,4			$P_p$ (kN/m)=	89,563365									
12	$b$ (m)=	0,3													
13	$B$ (m)=	2,4							FS <sub>ΟΛΙΣΘΗΣΗ</sub> =	3,172169723					
14	$b_1$ (m)=	0,4							FS <sub>ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ</sub> =	1,990482211		ΣΜ <sub>ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ</sub> (kNm/m)=	93,18384353		
15	$b_2$ (m)=	0,5										ΣΜ <sub>ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ</sub> (kNm/m)=	185,4807829		
16	$\delta$ =	11	0,191986218												
17	$\alpha$ =	1/4	κλίση						FS <sub>ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ&gt;2</sub>	ΑΠΟΡΡΙΠΤΕΤΑΙ					
18	$\alpha$ =	14	0,244346095												
19	$i$ =	0													

### Τελικός έλεγχος

K17		=IF(K14>2;"ok";"ΑΠΟΡΡΙΠΤΕΤΑΙ")													
	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N		
1	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )=	24			tan $\alpha$ =	0,25									
2	$\gamma_1$ (kN/m <sup>3</sup> )=	18,5			$\alpha$ =	14,036243	0,24497866		Τμήμα	Εμβαδόν Διατομής	Βάρος	Μοχλοβραχίονας ως προς Ο	Ροπή τμήματος		
3	$\gamma_2$ (kN/m <sup>3</sup> )=	20			$x_1$ (m)=	0,25			m <sup>2</sup> /m	kN/m	m	kNm/m			
4	$\phi_1$ =	32	0,558505361		$x_2$ (m)=	0,95			1	0,475	11,4	0,566666667	6,46		
5	$\phi_2$ =	20	0,34906585		$H_{\alpha 1}$ =	4,2			2	1,14	27,36	0,8	21,888		
6	$\phi_{\text{εξέλιξης}}$ =	0	0		$K_{\alpha \epsilon}$ =	0,4851508			3	1,805	43,32	1,266666667	54,872		
7	$c_1$ (kN/m <sup>2</sup> )=	0			$P_a$ (kN/m)=	73,462395			4	0,96	23,04	1,2	27,648		
8	$c_2$ (kN/m <sup>2</sup> )=	30			$P_r$ (kN/m)=	31,08866			Σύνολο		105,12		110,868		
9	$h$ (m)=	0,7			$P_h$ (kN/m)=	66,559888									
10	$H_1$ (m)=	3,8			$K_p$ =	3,1252773									
11	$H_2$ (m)=	0,4			$P_p$ (kN/m)=	89,563365									
12	$b$ (m)=	0,3													
13	$B$ (m)=	2,4							FS <sub>ΟΛΙΣΘΗΣΗ</sub> =	3,172169723					
14	$b_1$ (m)=	0,4							FS <sub>ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ</sub> =	1,990482211		ΣΜ <sub>ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ</sub> (kNm/m)=	93,18384353		
15	$b_2$ (m)=	0,5										ΣΜ <sub>ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ</sub> (kNm/m)=	185,4807829		
16	$\delta$ =	11	0,191986218												
17	$\alpha$ =	1/4	κλίση						FS <sub>ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ&gt;2</sub>	ΑΠΟΡΡΙΠΤΕΤΑΙ					
18	$\alpha$ =	14	0,244346095												
19	$i$ =	0													

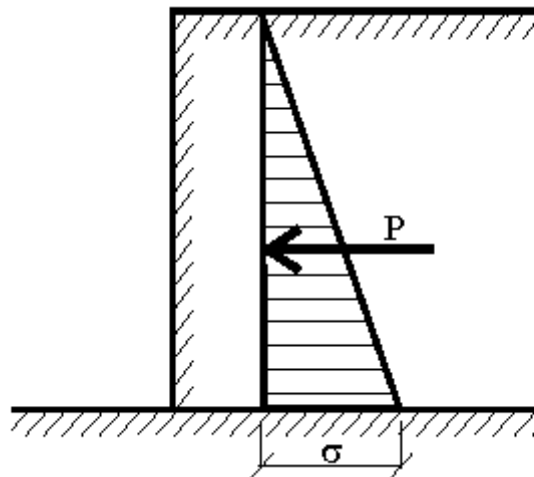
R30		f <sub>c</sub>													
	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N		
1	γ (kN/m <sup>3</sup> )=	24			tanα=	0,25									
2	v <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )=	18,5			α=	14,036243	0,24497866		Τμήμα	Εμβαδόν Διατομής	Βάρος	Μοχλοβραχίονας ως προς Ο	Ροπή τμήματος		
3	v <sub>2</sub> (kN/m <sup>3</sup> )=	20			x <sub>1</sub> (m)=	0,25			m <sup>2</sup> /m	kN/m	m	kNm/m			
4	φ <sub>1</sub> =	32	0,558505361		x <sub>2</sub> (m)=	0,95			1	0,475	11,4	0,566666667	6,46		
5	φ <sub>2</sub> =	20	0,34906585		H <sub>ω1</sub> =	4,2			2	1,14	27,36	0,8	21,888		
6	φ <sub>εξάφρουκ</sub> =	0	0		K <sub>αε</sub> =	0,4851508			3	1,805	43,32	1,266666667	54,872		
7	c <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )=	0			P <sub>α</sub> (kN/m)=	73,462395			4	0,96	23,04	1,2	27,648		
8	c <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )=	30			P <sub>β</sub> (kN/m)=	31,08866			Σύνολο		105,12		110,868		
9	h (m)=	0,7			P <sub>η</sub> (kN/m)=	66,559888									
10	H <sub>1</sub> (m)=	3,8			K <sub>ρ</sub> =	3,1252773									
11	H <sub>2</sub> (m)=	0,4			P <sub>ρ</sub> (kN/m)=	89,563365									
12	b (m)=	0,3													
13	B (m)=	2,4							F <sub>SΩΛΕΩΣΗ</sub> =	3,172169723					
14	b <sub>1</sub> (m)=	0,4							F <sub>SΔΙΑΤΡΟΠΗΣ</sub> =	1,990482211		Σ <sub>MΔΙΑΤΡΟΠΗΣ</sub> (kNm/m)=	93,18384353		
15	b <sub>2</sub> (m)=	0,5										Σ <sub>MΕΥΚΤΑΘΕΑΣ</sub> (kNm/m)=	185,4807829		
16	δ=	11	0,191986218												
17	α=	1/4	κλίση						F <sub>SΔΙΑΤΡΟΠΗΣ</sub> >2	ΑΠΟΡΡΙΠΤΕΤΑΙ					
18	α=	14	0,244346095												
19	i=	0													
20															
21	α=	0,24			α=	0,24									
22	α <sub>w</sub> =	2		Κατακ. Σεισμ. Συντ.	α <sub>v</sub> =	0,072									
23	β (m/s <sup>2</sup> )=	9,81		Οριζ. Σεισμ. Συντ.	α <sub>h</sub> =	0,12									
24					θ=	0,1293103	7,36805107								
25							0,12859675								

Εικόνα 9. Συνολική εικόνα προγράμματος επίλυσης τοίχου αντιστήριξης.



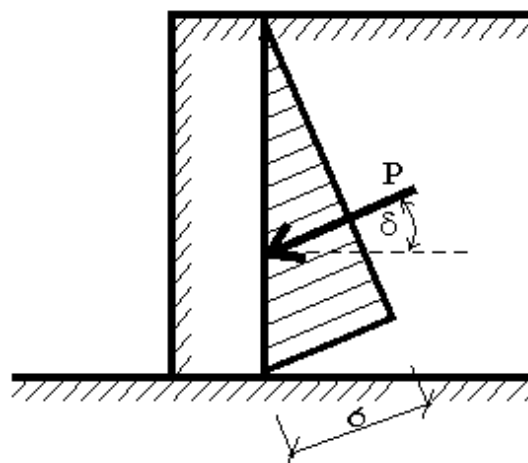
## 5. Επίδραση της τριβής μεταξύ του εδάφους και τοίχου αντιστήριξης.

Το μέγεθος της ενεργού ή παθητικής πίεσης της γης, αντιστοίχως, εξαρτάται όχι μόνο από την επιλεγμένη θεωρία λύσεων αλλά και από την τριβή μεταξύ του εδάφους και του πίσω τοιχώματος και από την πρόσφυση του εδάφους στην επιφάνεια της δομής που αντιπροσωπεύεται από τη γωνία  $\delta$ . Αν  $\delta = 0$  τότε η πίεση  $\sigma$  δρα στην κανονική κατεύθυνση προς το πίσω μέρος του τοίχου και η προκύπτουσα πίεση της γης  $P$  κατευθύνεται επίσης κανονικά στο πίσω μέρος του τοίχου.



Σχήμα 5. Κατανομή της πίεσης της γης κατά μήκος της δομής για  $\delta = 0$ .

Παρέχοντας την τριβή μεταξύ του εδάφους και το πίσω μέρος του τοιχώματος θεωρείται στην ανάλυση των πιέσεων γης, την πίεση γης  $\sigma$  και επίσης προκύπτουσα του  $P$  είναι κεκλιμένες από το πίσω μέρος του τοιχώματος από τη γωνία  $\delta$ . Ο προσανατολισμός των γωνιών τριβής  $\delta$  από το κανονικό στο πίσω μέρος του τοίχου πρέπει να εισαχθεί σύμφωνα με την αμοιβαία κίνηση της δομής και του εδάφους. Με την αύξηση της τιμής  $\delta$  η τιμή της ενεργού γήινης πίεσης μειώνεται, δηλαδή η προκύπτουσα δύναμη της ενεργού γης αποκλίνει από την κανονική κατεύθυνση.



Σχήμα 6. Κατανομή της πίεσης της γης κατά μήκος της δομής για  $\delta \neq 0$ .

Η γωνία τριβής  $\delta$  τοίχου και γαιών μεταβάλλεται από 0 έως  $\varphi$  ( $\varphi$  είναι η γωνία εσωτερικής τριβής των γαιών), ανάλογα με την τραχύτητα της εσωτερικής επιφάνειας του τοίχου και ανάλογα με την πυκνότητα, τη συνεκτικότητα και την υγρασία του εδάφους. Συνήθως λαμβάνεται:

$$\frac{\varphi}{3} \leq \delta \leq \frac{\varphi}{2}$$

Οι μεγαλύτερες τιμές ισχύουν για τραχεία επιφάνεια τοίχου και μη συνεκτικά εδάφη. Το μέγεθος  $\delta$  μπορεί συνήθως να βρίσκεται στην περιοχή  $\delta \leq 1/3 \varphi$  έως  $\delta = 2/3 \varphi$ . Οι τιμές του προσανατολισμού της γωνίας τριβής  $\delta$  είναι μεταξύ του εδάφους και της δομής. Η τιμή του  $\delta \leq 1/3 \varphi$  μπορεί να χρησιμοποιηθεί εάν υποθεθεί η ομαλή επεξεργασία της πλάτης της δομής της επένδυσης (φύλλο και επίστρωση από υπόγεια ύδατα). Για το μη επεξεργασμένο πρόσωπο δεν είναι λογικό να υπερβούμε την τιμή του  $\delta = 2/3 \varphi$ . Η γωνία τριβής σε ολίσθηση  $\delta$  είναι ίση με τη γωνία εσωτερικής τριβής  $\varphi$  των γαιών για τοίχους σκυροδετούμενος επί τόπου ενώ λαμβάνεται ίση με  $2/3 \varphi$  για προκατασκευασμένους τοίχους. Κατά την επιλογή της τιμής  $\delta$  είναι απαραίτητο να ληφθούν υπόψη και άλλες συνθήκες, ιδιαίτερα η εξίσωση των δυνάμεων ισορροπίας στην κατακόρυφη κατεύθυνση. Πρέπει κανείς να αποφασίσει εάν η δομή είναι ικανή να μεταδίδει την κάθετη προσαύξηση λόγω τριβής στην πλάτη της χωρίς υπερβολική κατακόρυφη παραμόρφωση. Διαφορετικά, είναι απαραίτητο να μειωθεί η τιμή του  $\delta$ , καθώς μόνο μερική κινητοποίηση της τριβής στο πίσω μέρος του τοίχου μπορεί να συμβεί. Σε περίπτωση αβεβαιότητας είναι πάντοτε πιο ασφαλές να υποθέσουμε μικρότερα φερά  $\delta$ .

Υλικό διασύνδεσης	Συντελεστής τριβής $\delta$	Γωνία τριβής $\delta$
<b>Μάζα σκυρόδεματος στα ακόλουθα υλικά θεμελίωσης</b>		
Καθαρή sound βράχος	0,70	35
Καθαρό χαλίκι, μείγματα αμμοχάλικου, χοντρή άμμος	0,55 – 0,6	29 – 31
Καθαρή μεσαία έως μέτρια άμμος, silty μεσαίο έως χονδροειδές άμμος, silty ή αργιλώδες χαλίκι	0,45 – 0,55	
Καθαρή ψιλή άμμος, αργυρή (silty) ή αργιλώδης έως μέτρια άμμο	0,35 – 0,45	19 – 24
Λεπτή αμμώδες λάσπη, μη πλαστική λάσπη	0,30 – 0,30	17 -19
Πολύ άκαμπτος και σκληρός υπολειμματικός ή προκατασκευασμένος πηλός	0,40 – 0,50	22 – 26
Μεσαία άκαμπτος και άκαμπτος άργιλος και άργιλος αργίλου	0,30 – 0,35	17 -19
<b>Χαλύβδινα φύλλα πασσάλων έναντι των ακόλουθων εδαφών:</b>		
Καθαρό χαλίκι, μείγματα αμμοχάλικο, καλά διαβαθμισμένα βράχια με χαλίκια	0,40	22
Καθαρή άμμος, λασπώδες μείγμα αμμοχάλικο, σκληρά πετρώματα ενιαίου μεγέθους	0,30	17
Λασπώδες άμμος, χαλίκι ή άμμος που αναμιγνύεται με λάσπη ή πηλό	0,25	14
Λεπτή αμμώδες λάσπη, μη πλαστική λάσπη	0,20	11
<b>Μορφοποιημένο σκυρόδεμα ή φύλλο σκυροδέματος έναντι των ακόλουθων εδαφών:</b>		
Καθαρό χαλίκι, μείγμα αμμοχάλικο, καλά διαβαθμισμένος βράχος με χαλίκια	0,40 – 0,50	22 – 26

Καθαρή άμμος, μείγμα αμμοχάλικο, σκληρά πετρώματα ενιαίου μεγέθους	0,30 – 0,40	17 – 22
Λασπώδες άμμος, χαλίκι ή άμμος που αναμιγνύεται με λάσπη ή πηλό	0,30	17
Λεπτή αμμώδες λάσπη, μη πλαστική λάσπη	0,25	14
<b>Διάφορα δομικά υλικά:</b>		
Ντυμένος μαλακός βράχος σε ντυμένο μαλακό βράχο	0,70	35
Ντυμένος σκληρός βράχος σε ντυμένο μαλακό βράχο	0,65	33
Ντυμένος σκληρός βράχος σε ντυμένο σκληρό βράχο	0,55	29
Τοιχοποιία σε ξύλο (Gross grain)	0,50	26
Χάλυβας σε χάλυβα σε συσσωρεύσεις φύλλων	0,30	17

Πίνακας 4. Παράγοντες τριβής για ανόμοια υλικά. Τιμές της γωνίας  $\delta$  για διαφορετικές διεπαφές.

Τύπος εδάφους	Γωνία εσωτερικής τριβής $\varphi$
<i>Άμμος με στρογγυλεμένους κόκκους</i>	
Χαλαρή	27 - 30
Μέση	30 - 35
Πυκνή	35 - 38
<i>Άμμος με γωνιώδεις κόκκους</i>	
Χαλαρή	30 - 35
Μέση	35 - 40
Πυκνή	40 - 45
Χάλικες με λίγη άμμο	34 - 48
Ιλύες (Πηλός)	26 - 35

Πίνακας 5. Τυπικές τιμές της γωνίας εσωτερικής τριβής  $\varphi$  διάφορων μη συνεκτικών εδαφών.

## 6. Ανάλυση αποτελεσμάτων μελέτης - Συμπεράσματα.

### 6.1. Ανάλυση αποτελεσμάτων παραμετρικής μελέτης

Αφού ολοκληρώθηκε η σύνταξη του προγράμματος επίλυσης τοίχων αντιστήριξης στο Microsoft office excel και επιλύθηκε ο τοίχος βαρύτητας της μελέτης, επιλέχθηκαν επιπλέον ορισμένες τυπικές τιμές της γωνίας εσωτερικής τριβής  $\varphi$  και της γωνίας τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους  $\delta$  για την επίλυση του τοίχου αντιστήριξης.

Η αρχική γωνία που επιλύθηκε ο τοίχος αντιστήριξης ήταν η  $\varphi=32^\circ$ . Η επιλογή των επιπλέον τιμών της γωνίας εσωτερικής τριβής έγινε μέσα από τον πίνακα 5. Η πρώτη τιμή είναι η ελάχιστη τιμή της γωνίας  $\varphi$  από όλους τους τύπους εδαφών, δηλαδή η  $\varphi=26^\circ$ , η δεύτερη τιμή είναι η μέγιστη τιμή της γωνίας  $\varphi$  από όλους τους τύπους εδαφών, δηλαδή η  $\varphi=48^\circ$  και επιλέχθηκαν ακόμα δύο ενδιάμεσες γωνίες η  $\varphi=37^\circ$  και η  $\varphi=42^\circ$ .

Για την γωνία εσωτερικής τριβής  $\varphi=26^\circ$  η επιλογή των τιμών της γωνίας τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους έγινε βάση της σχέσης που μας δείχνει τη μεταβολή της γωνίας  $\delta$  σε σχέση με τη γωνία  $\varphi$ .

$$\frac{\varphi}{3} \leq \delta \leq \frac{\varphi}{2}$$

Άρα 
$$\frac{26}{3} \leq \delta \leq \frac{26}{2} \Rightarrow 8,66 \leq \delta \leq 13$$

Επομένως για  $\varphi=26^\circ$  οι τιμές της γωνίας  $\delta$  είναι:

<b><math>\delta</math></b>
8,66
9
10
11
12
13

Για αυτή την τιμή της γωνίας  $\varphi$  και των γωνιών  $\delta$  τα αποτελέσματα του προγράμματος είναι τα εξής:

<b><math>\varphi</math></b>	<b><math>\delta</math></b>	<b><math>FS_{ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ}</math></b>	<b><math>FS_{ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ}</math></b>
26	8,66	2,482674073	1,707036591
26	9	2,495716907	1,721854713
26	10	2,534472289	1,765788571
26	11	2,573856434	1,810279317
26	12	2,613922963	1,855370397
26	13	2,654727699	1,901107107

Τα οποία απορρίπτονται διότι δεν ισχύει  $FS_{ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ} > 2$ .

Για γωνία  $\varphi=32^\circ$  οι τιμές των γωνιών  $\delta$  είναι:

<b><math>\delta</math></b>
10,66
11
12
13
14
15
15

Για αυτή την τιμή της γωνίας  $\varphi$  και των γωνιών  $\delta$  τα αποτελέσματα του προγράμματος είναι τα εξής:

<b><math>\varphi</math></b>	<b><math>\delta</math></b>	<b><math>FS_{ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ}</math></b>	<b><math>FS_{ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ}</math></b>
32	10,66	3,154897221	1,974838632
32	11	3,172169723	1,990482211
32	12	3,224656616	2,036920757
32	13	3,278410413	2,084034226
32	14	3,333523231	2,131870722
32	15	3,390093146	2,180480749
32	16	3,44822484	2,229917446

Τα αποτελέσματα για τις γωνίες  $\delta=10,66$  και  $\delta=11$  απορρίπτονται διότι δεν ισχύει  $FS_{ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ} > 2$  ενώ για τις υπόλοιπες γωνίες  $\delta$  είναι δεκτά.

Για γωνία  $\varphi=37^\circ$  οι τιμές των γωνιών  $\delta$  είναι:

<b><math>\delta</math></b>
12,33
13
14
15
16
17
18,5

Για αυτή την τιμή της γωνίας  $\varphi$  και των γωνιών  $\delta$  τα αποτελέσματα του προγράμματος είναι τα εξής:

$\varphi$	$\delta$	$FS_{\text{ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ}}$	$FS_{\text{ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ}}$
37	12,33	3,9065062	2,232270966
37	13	3,952866323	2,264637571
37	14	4,023842183	2,313573902
37	15	4,097090594	2,363308137
37	16	4,172778975	2,413894302
37	17	4,251088506	2,465389407
37	18,5	4,373902022	2,544469142

Τα αποτελέσματα για τις γωνίες  $\delta$  είναι δεκτά διότι ισχύει  $FS_{\text{ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ}} > 2$ .

Για γωνία  $\varphi=42^\circ$  οι τιμές των γωνιών  $\delta$  είναι:

$\delta$
14
15
16
17
18
19
20
21

Για αυτή την τιμή της γωνίας  $\varphi$  και των γωνιών  $\delta$  τα αποτελέσματα του προγράμματος είναι τα εξής:

$\varphi$	$\delta$	$FS_{\text{ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ}}$	$FS_{\text{ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ}}$
42	14	4,929369811	2,529640886
42	15	5,027126024	2,580475985
42	16	5,128801096	2,632187417
42	17	5,234707963	2,684833211
42	18	5,345190268	2,738474748
42	19	5,460626365	2,793177074
42	20	5,581433943	2,849009247
42	21	5,708075397	2,906044721

Τα αποτελέσματα για τις γωνίες  $\delta$  είναι δεκτά διότι ισχύει  $FS_{\text{ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ}} > 2$ .

Για γωνία  $\varphi=48^\circ$  οι τιμές των γωνιών  $\delta$  είναι:

$\delta$
16
17
18
19
20
21
22
23
24

Για αυτή την τιμή της γωνίας  $\varphi$  και των γωνιών  $\delta$  τα αποτελέσματα του προγράμματος είναι τα εξής:

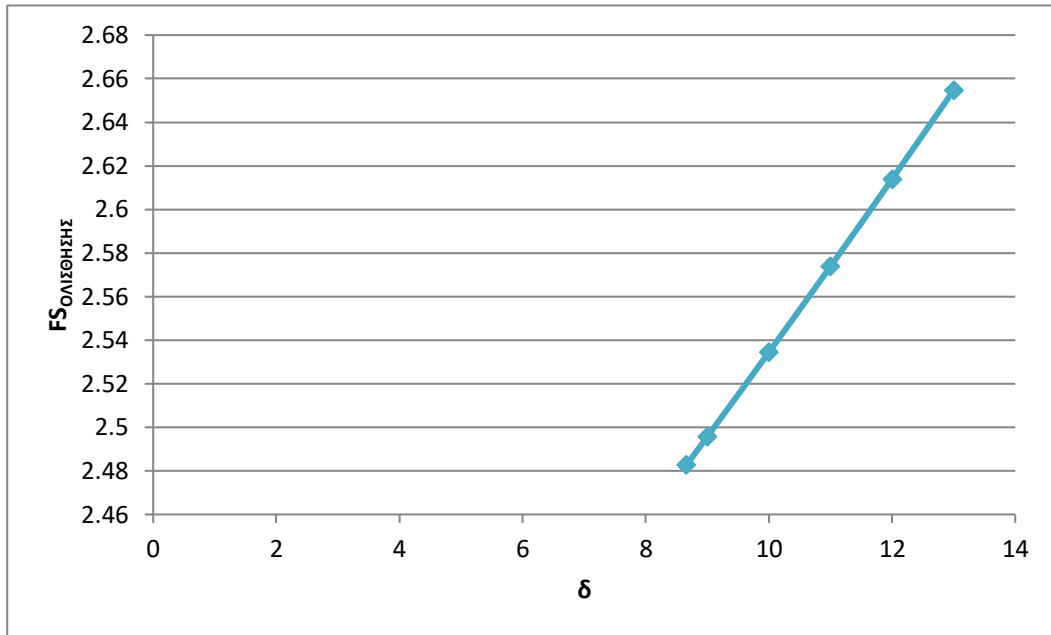
$\varphi$	$\delta$	$FS_{\text{ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ}}$	$FS_{\text{ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ}}$
48	16	6,755334534	2,955527509
48	17	6,916899882	3,009558319
48	18	7,087228231	3,064616154
48	19	7,267155572	3,120767543
48	20	7,457622309	3,178083138
48	21	7,659690089	3,236638104
48	22	7,874561929	3,29641255
48	23	8,103606477	3,35779201
48	24	8,348987156	3,420567968

Τα αποτελέσματα για τις γωνίες  $\delta$  είναι δεκτά διότι ισχύει  $FS_{\text{ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ}} > 2$ .

Διαγράμματα  $FS_{ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ} - \delta$  για γωνίες εσωτερικής τριβής  $\varphi=26^\circ$ ,  $\varphi=32^\circ$ ,  $\varphi=37^\circ$ ,  $\varphi=42^\circ$  και  $\varphi=48^\circ$ .

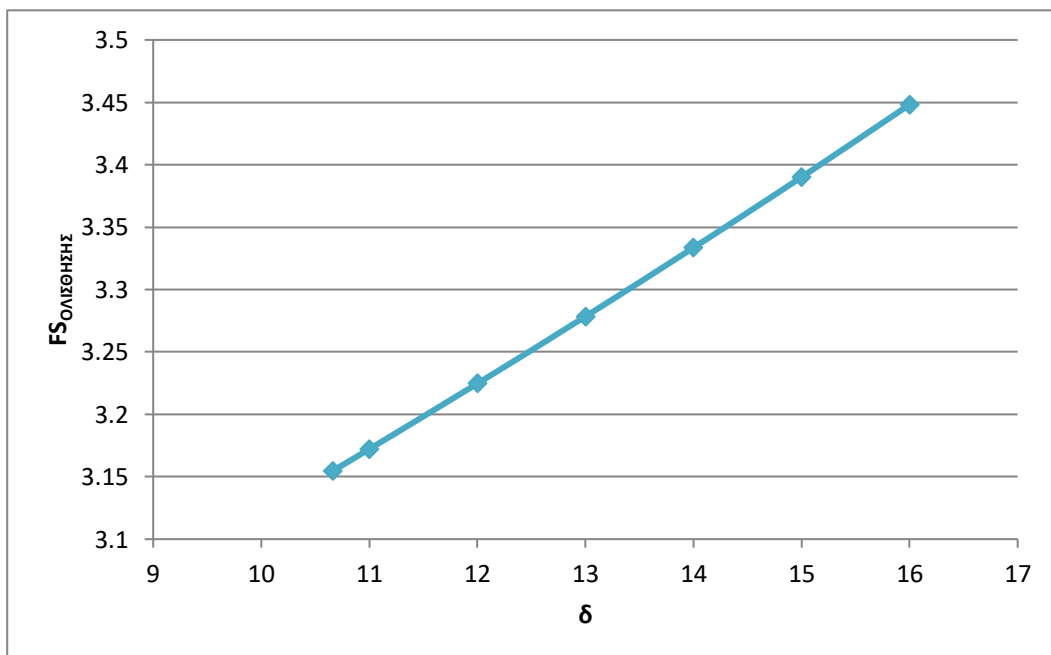
Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται η μεταβολή του συντελεστή ασφαλείας  $FS_{ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ}$  σε συνάρτηση με τη γωνία τριβής μεταξύ εδάφους και τοίχου  $\delta$  για τις πέντε γωνίες εσωτερικής τριβής.

- $\varphi=26^\circ$



Διάγραμμα 1

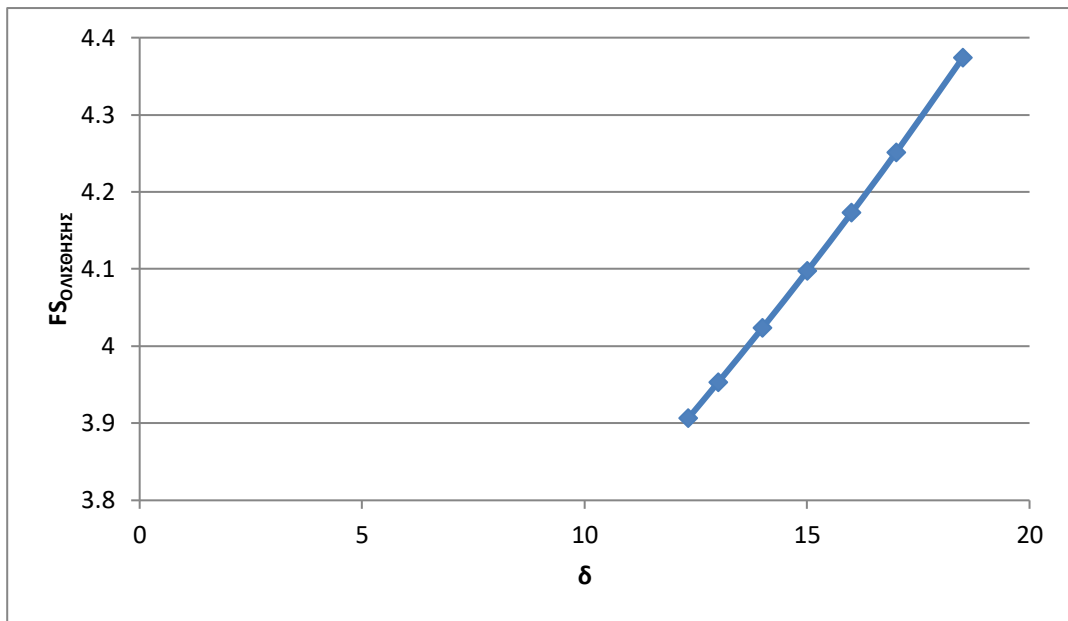
- $\varphi=32^\circ$



Διάγραμμα 2

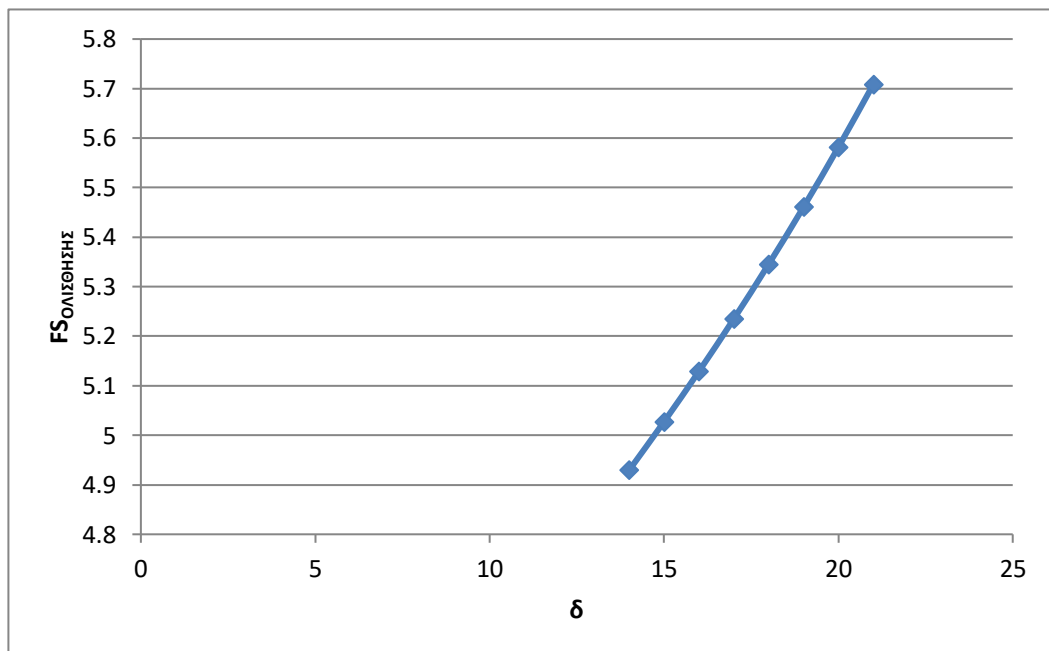


- $\varphi=37^\circ$



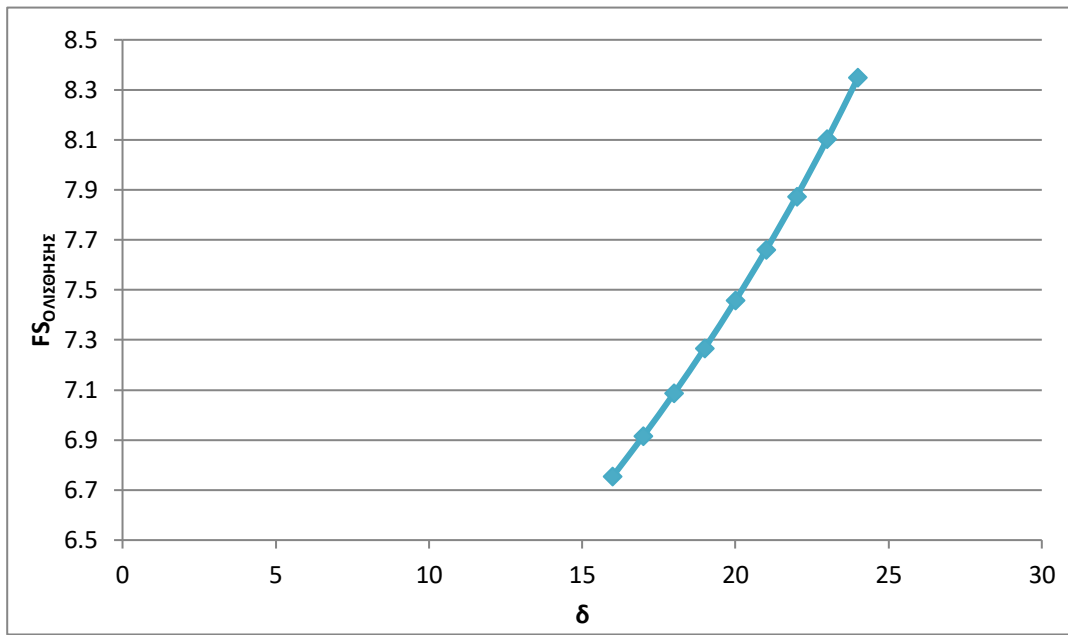
Διάγραμμα 3

- $\varphi=42^\circ$



Διάγραμμα 4

- $\varphi=48^\circ$

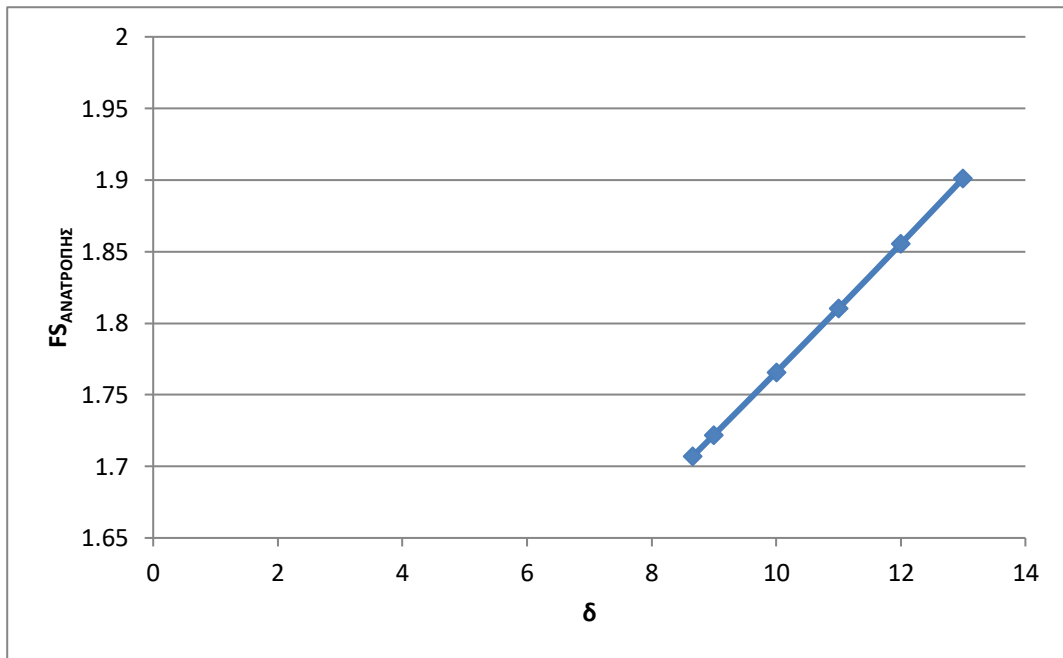


Διάγραμμα 5

Διαγράμματα  $FS_{\text{ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ}}-\delta$  για γωνίες εσωτερικής τριβής  $\varphi=26^\circ$ ,  $\varphi=32^\circ$ ,  $\varphi=37^\circ$ ,  $\varphi=42^\circ$  και  $\varphi=48^\circ$ .

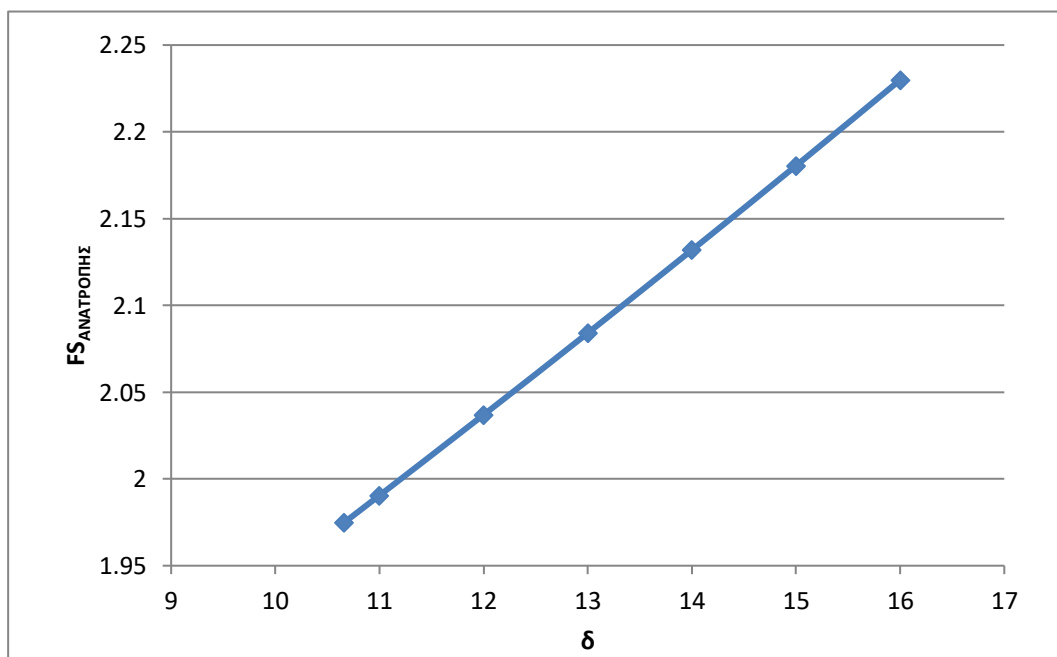
Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται η μεταβολή του συντελεστή ασφαλείας έναντι ανατροπής  $FS_{\text{ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ}}$  σε συνάρτηση με τη γωνία τριβής μεταξύ εδάφους και τοίχου  $\delta$  για τις πέντε γωνίες εσωτερικής τριβής.

- $\varphi=26^\circ$



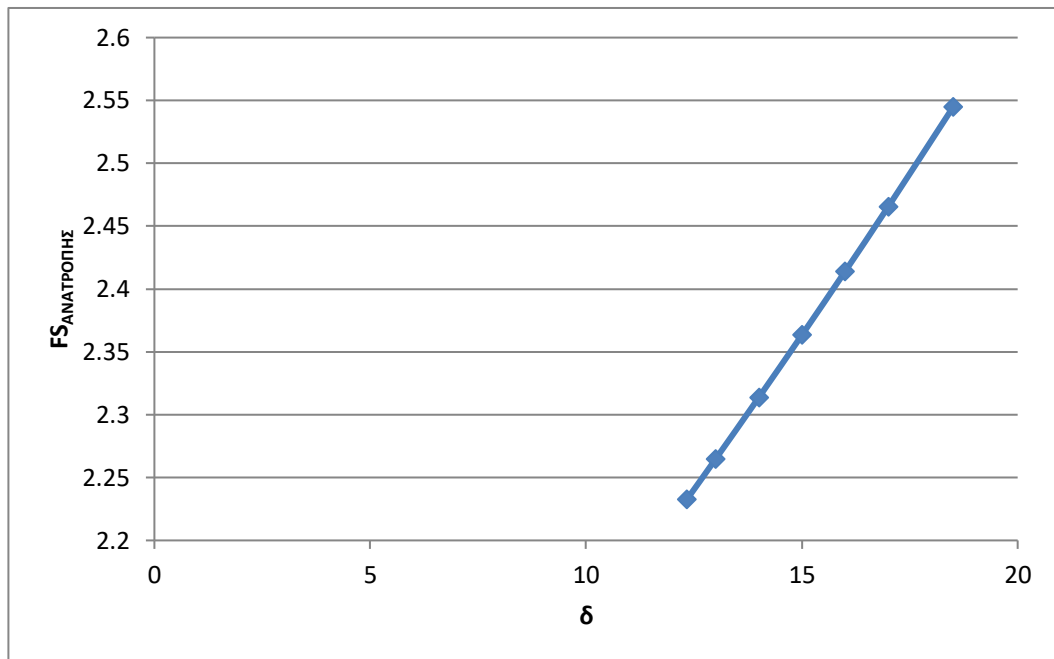
Διάγραμμα 6

- $\varphi=32^\circ$



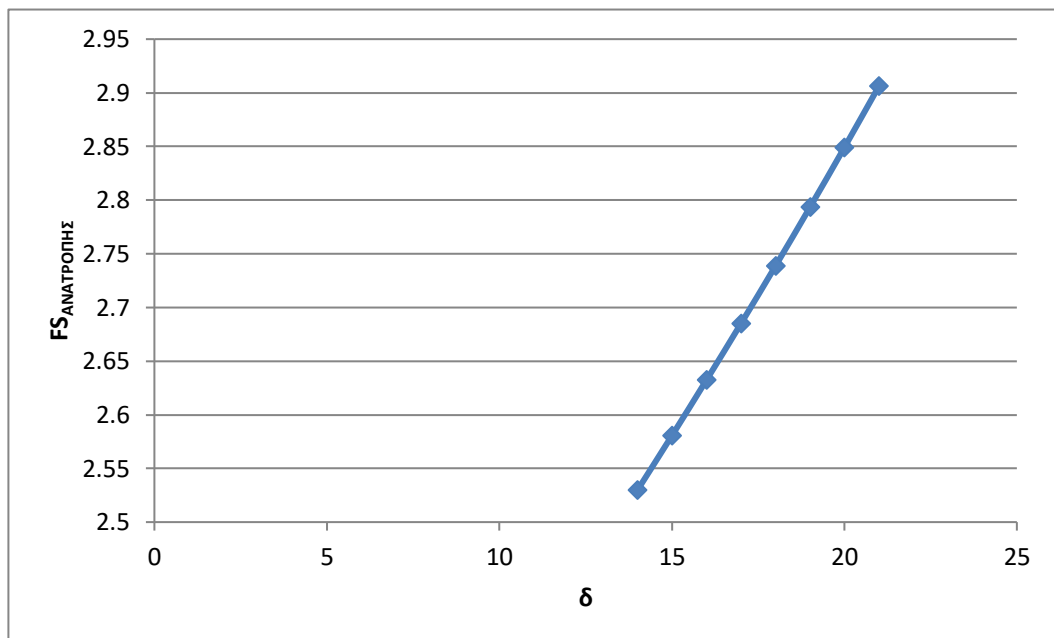
Διάγραμμα 7

- $\varphi=37^\circ$



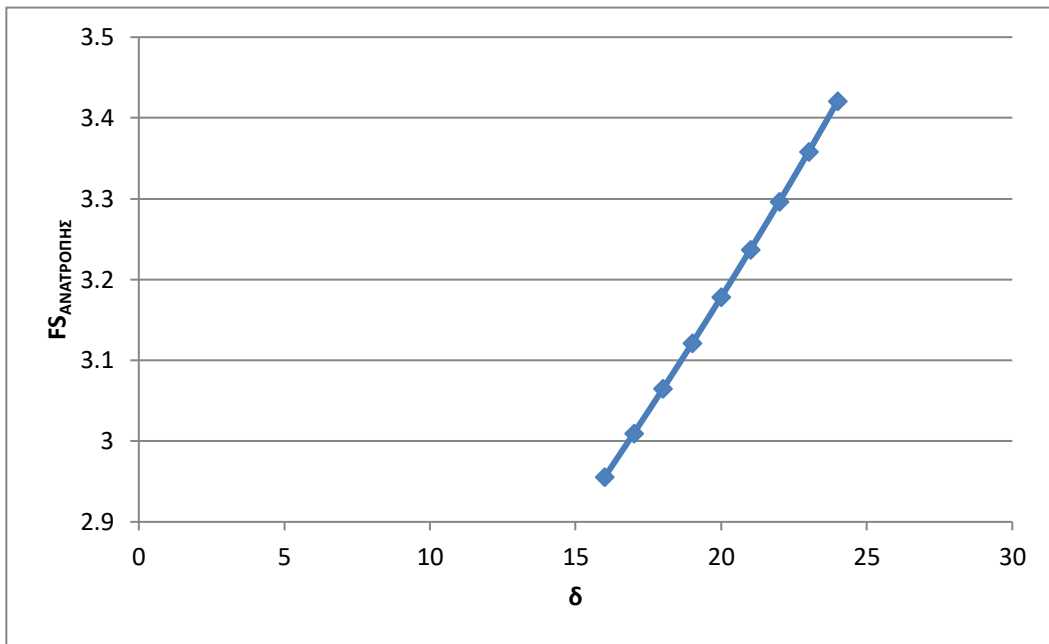
Διάγραμμα 8

- $\varphi=42^\circ$



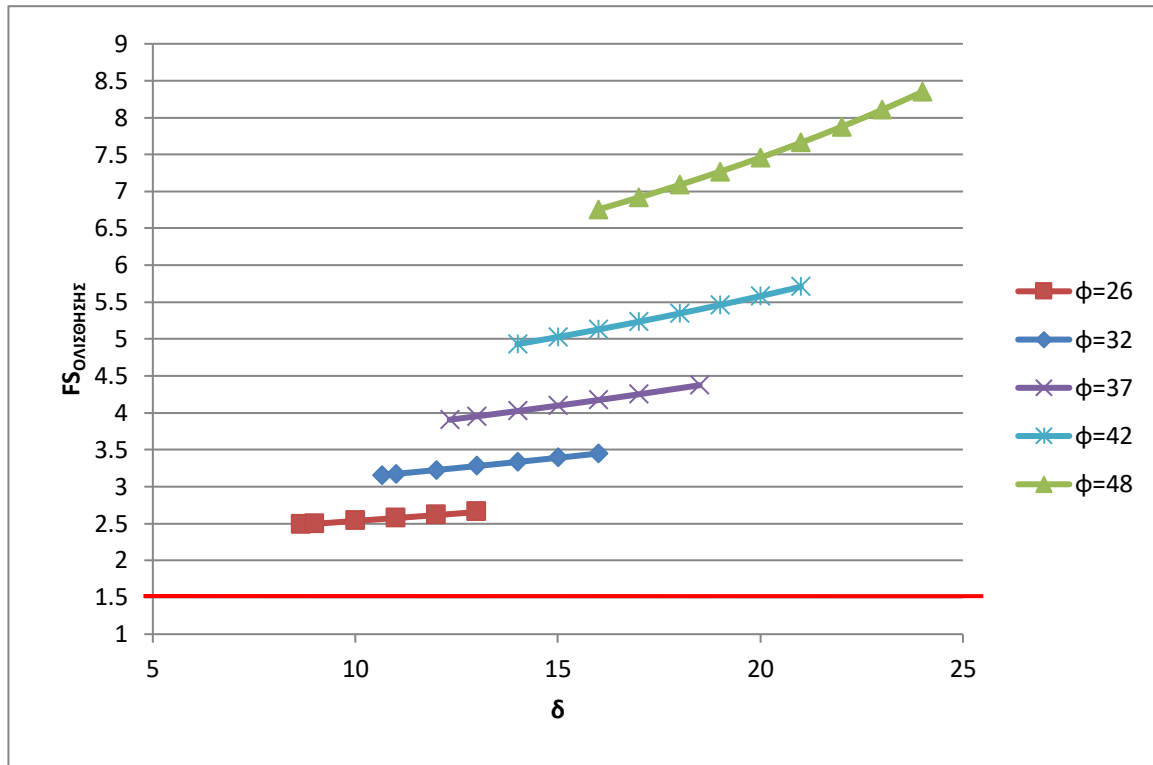
Διάγραμμα 9

- $\varphi=48^\circ$



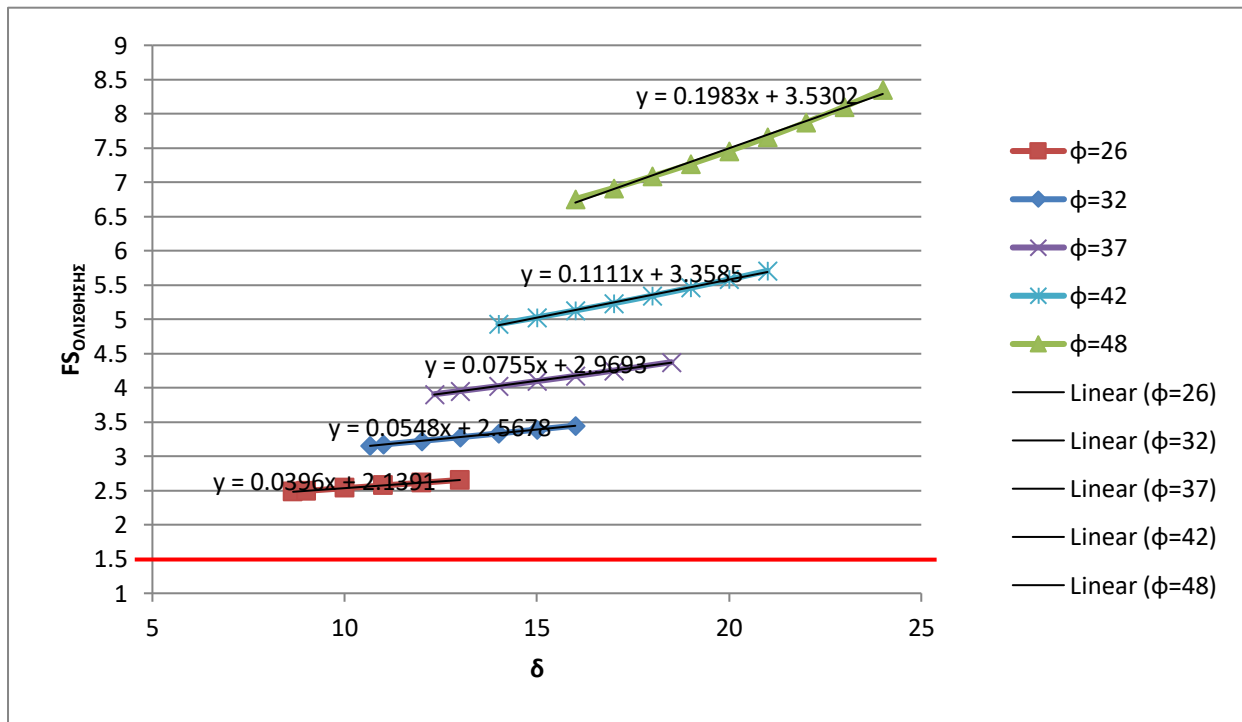
Διάγραμμα 10

Διάγραμμα  $FS_{\text{ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ}} - \delta$  για τις γωνίες εσωτερικής τριβής  $\phi=26^\circ$ ,  $\phi=32^\circ$ ,  $\phi=37^\circ$ ,  $\phi=42^\circ$  και  $\phi=48^\circ$ .



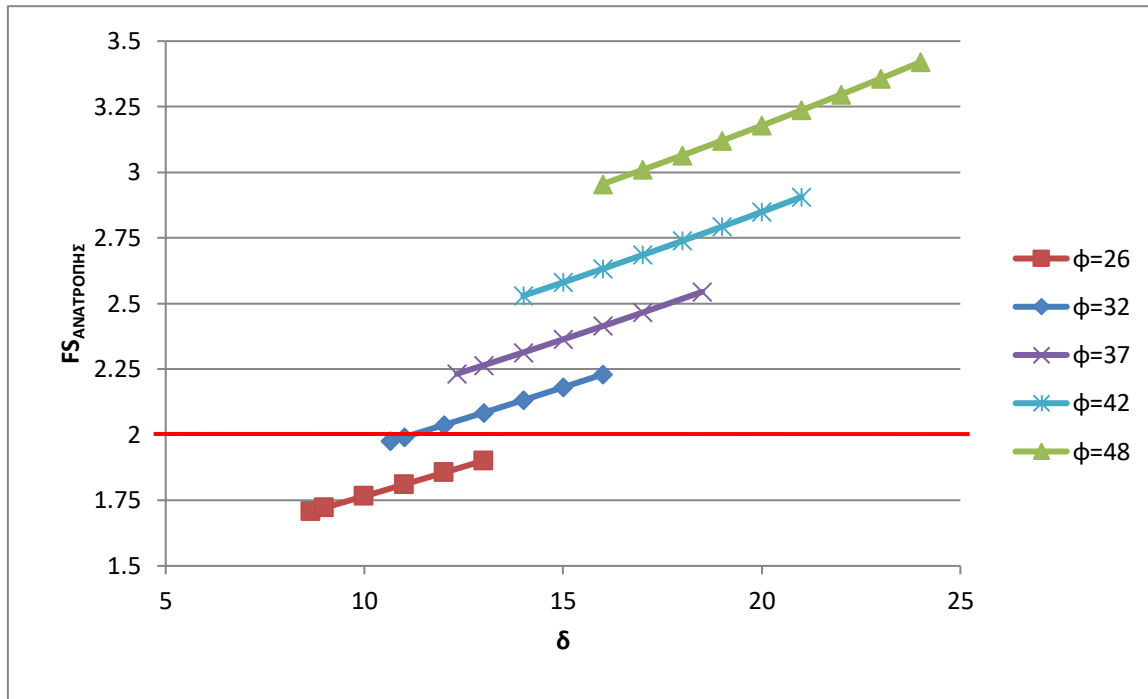
Διάγραμμα 11

Ακολουθεί το ίδιο διάγραμμα με τις γραμμικές γραμμές τάσης και τις εξισώσεις τους στις οποίες παρατηρούμε και την κλίση της κάθε γραμμής.



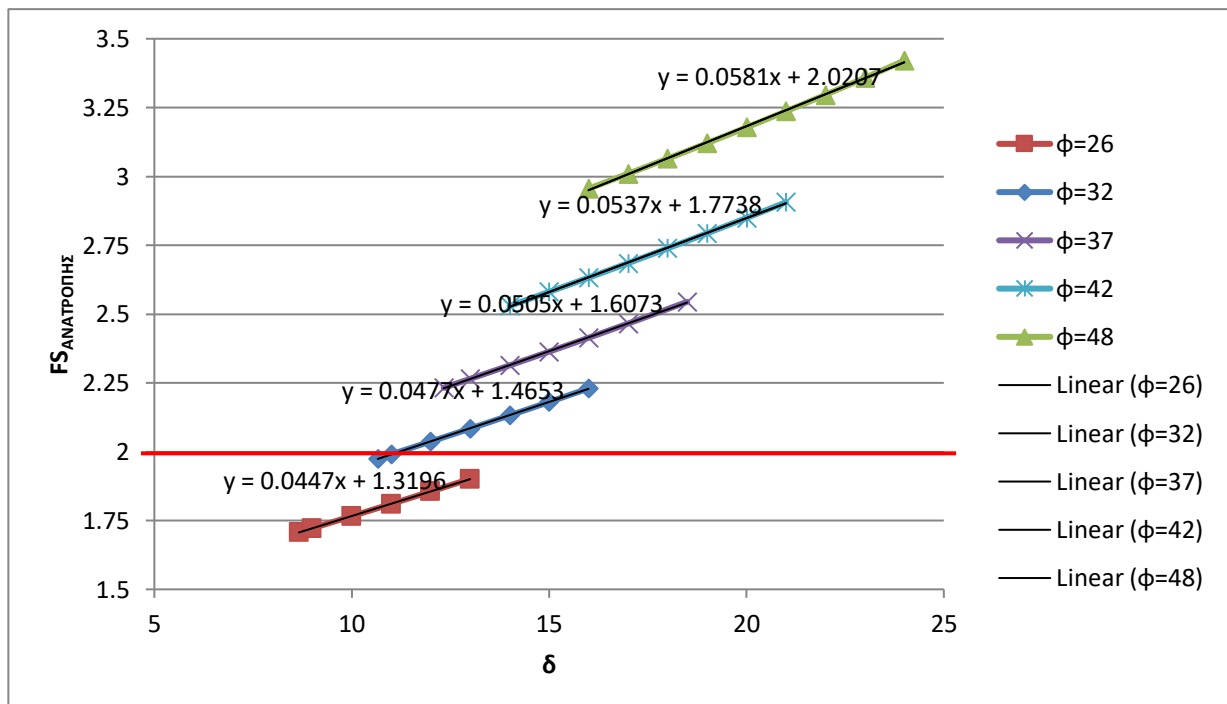
Διάγραμμα 12

Διάγραμμα  $FS_{\text{ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ}} - \delta$  για τις γωνίες εσωτερικής τριβής  $\phi=26^\circ$ ,  $\phi=32^\circ$ ,  $\phi=37^\circ$ ,  $\phi=42^\circ$  και  $\phi=48^\circ$ .



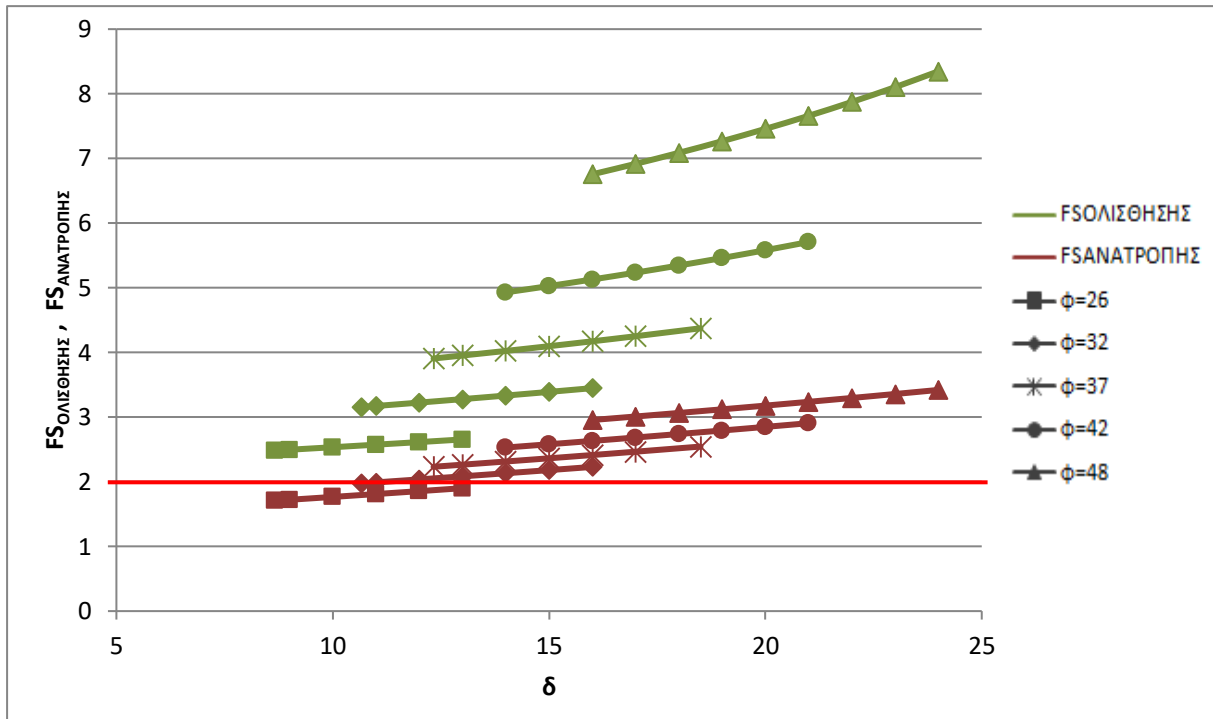
Διάγραμμα 13

Ακολουθεί το ίδιο διάγραμμα με τις γραμμικές γραμμές τάσης και τις εξισώσεις τους στις οποίες παρατηρούμε και την κλίση της κάθε γραμμής.



Διάγραμμα 14

Διάγραμμα  $FS_{ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ}$  &  $FS_{ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ} - \delta$  για τις γωνίες εσωτερικής τριβής  $\phi=26^\circ$ ,  $\phi=32^\circ$ ,  $\phi=37^\circ$ ,  $\phi=42^\circ$  και  $\phi=48^\circ$ .



Διάγραμμα 15



## 6.2. Συμπεράσματα

Στα αρχικά διαγράμματα παρουσιάζονται η μεταβολή του συντελεστή ασφαλείας ολίσθησης  $FS_{ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ}$  και η μεταβολή του συντελεστή ασφαλείας έναντι ανατροπής  $FS_{ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ}$  σε συνάρτηση με τη γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους  $\delta$  για τις τιμές των γωνιών εσωτερικής τριβής. Παρατηρούμε ότι όσο αυξάνεται η γωνία τριβής μεταξύ εδάφους και τοίχου  $\delta$ , τόσο αυξάνονται οι συντελεστές ασφαλείας έναντι ανατροπής και ολίσθησης, διότι όσο μεγαλώνει η γωνία  $\delta$  τόσο μικραίνει η οριζόντια συνιστώσα ενεργητικής ώθησης  $P_h$  και μεγαλώνει η κατακόρυφη συνιστώσα ενεργητικής ώθησης  $P_v$ . Επίσης παρατηρούμε σχετικά με τις τιμές της γωνίας εσωτερικής τριβής  $\varphi$ , ότι όσο μεγαλύτερη γωνία εσωτερικής τριβής έχουμε, τόσο μεγαλύτερες είναι οι τιμές των συντελεστών ασφαλείας. Αυτό συμβαίνει λόγω της εσωτερικής τριβής μεταξύ των κόκκων. Όσο μεγαλύτερη επαφή, τόσο μεγαλύτερη τριβή και μεγάλη διατμητική αντοχή μεταξύ των κόκκων.

Στο διάγραμμα 15 στο οποίο παρουσιάζονται μαζί η μεταβολή του συντελεστή ασφαλείας ολίσθησης  $FS_{ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ}$  και η μεταβολή του συντελεστή ασφαλείας έναντι ανατροπής  $FS_{ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ}$  σε συνάρτηση με τη γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους  $\delta$  για τις τιμές των γωνιών εσωτερικής τριβής  $\varphi$ , παρατηρούμε ότι η μεταβολή της γωνίας  $\delta$  επηρεάζει τους συντελεστές ασφαλείας για μεγάλες γωνίες  $\varphi$ . Επηρεάζει περισσότερο τον συντελεστή ολίσθησης και λιγότερο τον συντελεστή ανατροπής.

Η μεταβολή της γωνίας  $\varphi$  επηρεάζει πολύ περισσότερο τον συντελεστή ασφαλείας σε ολίσθηση από ότι το συντελεστή ασφαλείας σε ανατροπή. Την επιρροή αυτή την παρατηρούμε και με την κλίση της γραμμής. Για παράδειγμα στα διαγράμματα 12 και 14 για  $\varphi=48^\circ$  η κλίση για το συντελεστή ασφαλείας σε ανατροπή είναι 5,8% ενώ για το συντελεστή ασφαλείας σε ολίσθηση είναι 19,8%, δηλαδή 14% περισσότερη κλίση. Να σημειωθεί η εμφάνιση ολίσθησης δεν είναι τόσο επικίνδυνη όσο η εμφάνιση του φαινομένου της ανατροπής.

Παρατηρούμε γενικότερα ότι μπορεί η μεταβολή της γωνίας  $\delta$  να επηρεάσει κρίσιμα την τιμή των συντελεστών ασφαλείας, διότι παρατηρούμε από τα διαγράμματα ότι η μεταβολή της γωνίας  $\delta$  για δεδομένη γωνία  $\varphi$ , μεταβάλλονται οι συντελεστές ασφαλείας άνω και κάτω από τις οριακές τιμές. Επομένως για το δεδομένο τοίχο αντιστήριξης, λόγω των τιμών του συντελεστή ασφαλείας σε ανατροπή που είναι μικρότερες από την τιμή 2,  $FS_{ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ} < 2$ , για τη μεταβολή των γωνιών  $\delta$ , θα πρέπει να γίνει αλλαγή στη διαστασιολόγηση του τοίχου αντιστήριξης.

Να σημειωθεί ότι η παραμετρική μελέτη στην παρούσα πτυχιακή εργασία πραγματοποιήθηκε για τοίχο βαρύτητας συγκεκριμένων διαστάσεων. Θα πρέπει να μελετηθεί περαιτέρω και για άλλες διαστάσεις προκειμένου να εξαχθούν αξιόπιστα συμπεράσματα.

Απαιτείται προσοχή στην επιλογή της γωνίας  $\delta$  όταν δεν υπάρχουν πειραματικά δεδομένα και ιδίως για υψηλές τιμές γωνιών εσωτερικής τριβής  $\varphi$ .

## 7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Ειρήνη Βγενοπούλου, Καθηγήτρια Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών, Σημειώσεις Εδαφομηχανικής II, Τεχνολογικό Ίδρυμα Δυτικής Ελλάδος.
- Ο.Α.Σ.Π. – Ε.Α.Κ. 2000, Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, Αθήνα.
- Γ. Δ. Στεφάνου, Σύνθεση των Κατασκευών, Τόμος I, Ειδικές κατασκευές, Πάτρα 1989
- Μ. Καββαδάς, Καθηγητής Ε.Μ.Π., Στοιχεία Εδαφομηχανικής
- DAS M.B., “Fundamentals of Geotechnical Engineering” (2000)
- Βαΐα Σ. Αβρανά, Δυναμική Αλληλεπίδραση Τοίχων Αντιστήριξης - Εδάφους - Κατασκευής, Πολυτεχνείο Κρήτης
- Ωθήσεις γαιών, Κεφάλαιο 5, Τμήμα Γεωλογίας, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο
- Εδαφομηχανική, Κεφάλαιο 7, Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Σερρών
- ΝΟΜΟΣΚΟΠΙΟ, Νομοθεσία για Μηχανικούς
- Fine civil engineering software
- Wikipedia, The Free Encyclopedia
- NYC Buildings
- The Constructor, Civil Engineering Home
- ScienceDirect
- civilengineeringbible
- ShlideShare.net
- Retaining Walls, Part B, Fayoum University