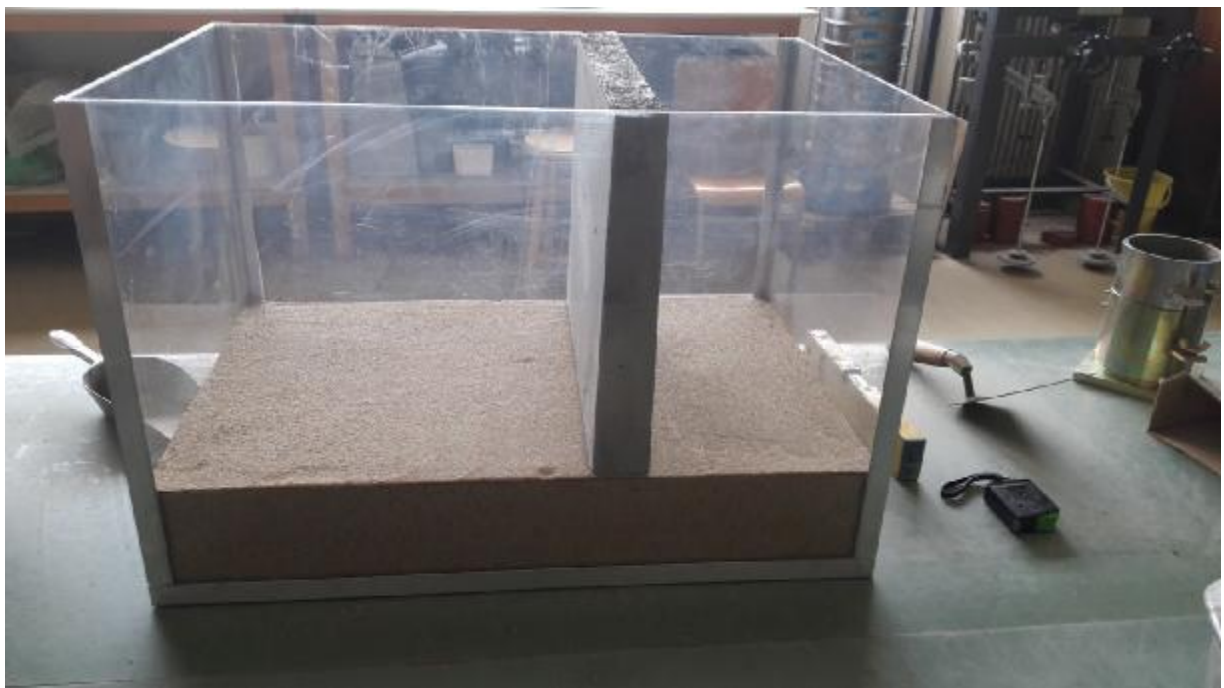


ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ ΔΥΤΙΚΗΣ ΕΛΛΑΔΑΣ  
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ Τ.Ε.

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ (ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ)



ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ:

ΚΟΥΤΡΟΥΜΠΑΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ

ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΣ ΘΕΟΔΩΡΟΣ

ΧΡΟΥΝΤΑ ΒΑΣΙΛΙΚΗ

ΕΙΣΗΓΗΤΕΣ:

ΒΓΕΝΟΠΟΥΛΟΥ ΕΙΡΗΝΗ

ΖΗΣΙΜΑΤΟΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ

ΠΑΤΡΑ 2017

## Περιεχόμενα

Περίληψη .....	5
Εισαγωγή.....	6
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: Τοίχοι αντιστήριξης .....	7
1.1 Γενικές θεωρήσεις .....	7
1.2 Ειδικές θεωρήσεις.....	7
1.3 Είδη τοίχων αντιστήριξης .....	8
1.3 Μορφές αστοχίας τοίχων αντιστήριξης .....	12
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: Θεωρίες υπολογισμού ωθήσεων γαιών .....	15
2.1 Ωθήσεις γαιών .....	15
2.2 Υπολογισμός πλευρικών πιέσεων γαιών πάνω στους τοίχους αντιστήριξης κατά Rankine .....	15
2.3 Θεωρία Coulomb .....	19
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: Θεωρητική ανάλυση πειραματικού μοντέλου .....	21
3.1 Μελέτη ευστάθειας με θεωρία Rankine.....	22
3.2 Μελέτη ευστάθειας με θεωρία Rankine ( Με ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο).....	25
3.3 Μελέτη ευστάθειας με θεωρία Rankine ( Με υδροφόρα στάθμη ).....	28
4.1. Δοκιμή μεθόδου βρασμού .....	31
4.1.1. Πειραματική Διαδικασία .....	31
4.1.2. Αποτελέσματα.....	35
4.2 Ανάλυση κοκκομετρικής σύστασης εδάφους.....	36
4.2.1. Θεωρία .....	36
4.2.2 Πειραματική διαδικασία.....	38
4.2.2.1. Άπλυτη χαλαζιακή άμμος.....	38
4.2.2.2. Πλυμένη χαλαζιακή άμμος .....	41
4.2.3 Αποτελέσματα.....	42
4.2.3.1 Άπλυτη χαλαζιακή άμμος.....	42
4.2.3.2. Πλυμένη χαλαζιακή άμμος .....	43
4.2.4 Συμπεράσματα.....	43
4.3. Δοκιμή άμεσης διάτμησης (βραδεία δοκιμή στερεοποιημένου δοκιμίου).....	44
4.3.1. Θεωρία .....	44
4.2.2. Πειραματική διαδικασία.....	47
4.3.3. Αποτελέσματα.....	48

4.3.4. Συμπεράσματα.....	48
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 : Περιγραφή πειραματικής διαδικασίας .....	49
5.1 Περιγραφή πειραματικής διάταξης.....	49
5.2 Πειραματική διαδικασία χωρίς φορτίο.....	53
5.2.1 Περιγραφή πειράματος.....	53
5.2.2 Επεξεργασία αποτελεσμάτων-συμπεράσματα.....	56
5.3 Περιγραφή διαδικασίας με φορτίο.....	58
5.3.1 Περιγραφή πειράματος.....	58
5.3.2 Επεξεργασία αποτελεσμάτων-συμπεράσματα.....	59
Επίλογος.....	61
Βιβλιογραφία .....	64



## Περίληψη

Η παρούσα πτυχιακή εργασία έχει σαν αντικείμενο την μελέτη ενός τοίχου αντιστήριξης βαρύτητας, με πειραματική διάταξη που μελετήθηκε και σχεδιάστηκε με βάση την θεωρία του Rankine. Μελετήθηκε τόσο σε θεωρητικό όσο και σε πειραματικό επίπεδο. Τα πειράματα έγιναν στο πλήρες εξοπλισμένο Εργαστήριο της Εδαφομηχανικής στο χώρο των Πολιτικών Μηχανικών του Τ.Ε.Ι. Δυτικής Ελλάδας.

Το πείραμα πραγματοποιήθηκε με χαλαζιακή άμμο που προμηθευτήκαμε από το Εργαστήριο Εδαφομηχανικής του τμήματος των Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Πατρών. Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκαν εργαστηριακές δοκιμές με σκοπό την διερεύνηση και επιβεβαίωση των φυσικών ιδιοτήτων της χαλαζιακής άμμου.

Η μελέτη αυτή αποτελείται από πέντε κεφάλαια. Στο πρώτο, αναφέρονται γενικά χαρακτηριστικά για τους τοίχους αντιστήριξης. Στο δεύτερο, περιγράφονται οι θεωρίες Coulomb και Rankine. Στο τρίτο κεφάλαιο, στο οποίο παρουσιάζεται αναλυτικά μέσω του προγράμματος excel οι υπολογισμοί και οι μελέτες για τα τρία πειράματα του τοίχου αντιστήριξης. Ακολουθεί το τέταρτο κεφάλαιο που έγιναν όλες οι πειραματικές δοκιμές της χαλαζιακής άμμου. Αναλυτικότερα έγιναν οι δοκιμές α) βρασμού, β) κοκκομετρικής ανάλυσης και γ) άμεσης διάτμησης. Τα πειράματα αυτά μελετούν την ευστάθεια του τοίχου βαρύτητας με ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο, χωρίς φορτίο και με υδροφόρα στάθμη. Στο τελικό κεφάλαιο, γίνεται ανάλυση και σύγκριση των αποτελεσμάτων και εξαγωγή συμπερασμάτων.

## Εισαγωγή

Η πτυχιακή εργασία αυτή έχει ως θέμα την πειραματική μελέτη τοίχου αντιστήριξης βαρύτητας, με βάση την θεωρία του Rankine. Συγκεκριμένα, η πειραματική διαδικασία αφορά την μελέτη τοίχου αντιστήριξης μέσα σε ένα ορθογωνικό πλαίσιο από πλέξιγκλας, που πληρώνεται με χαλαζιακή άμμο. Η διαδικασία πραγματοποιήθηκε στο πλήρες εξοπλισμένο Εργαστήριο της Εδαφομηχανικής στο χώρο των Πολιτικών Μηχανικών του Τ.Ε.Ι. Δυτικής Ελλάδας.

Η πορεία της εργασίας αυτής ξεκίνησε αναφέροντας γενικά χαρακτηριστικά και κατηγορίες των τοίχων αντιστήριξης. Ακολούθως, ειπώθηκαν οι θεωρίες Coulomb και Rankine. Ύστερα έγιναν οι απαιτούμενες μελέτες για τα πειράματα με τον τοίχο αντιστήριξης για τρεις διαφορετικές κατηγορίες. Οι κατηγορίες αυτές είναι α) η χαλαζιακή άμμος πίσω από τον τοίχο αντιστήριξης να μην καταπονείται από κάποιο φορτίο, β) να υπάρχει φορτίο το οποίο αντιστοιχεί σε μηχανήματα εργοταξίων και γ) να τοποθετηθεί υδροφόρα στάθμη. Εν συνεχεία εκτελέστηκαν τα απαραίτητα πειράματα για την μελέτη της χαλαζιακής άμμου στο Εργαστήριο της Εδαφομηχανικής. Εν κατακλείδι, ακολούθησαν οι πειραματικές διαδικασίες και καταγράφηκαν τα συμπεράσματα και οι παρατηρήσεις των διαδικασιών αυτών.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: Τοίχοι αντιστήριξης

Ως τοίχος αντιστήριξης νοείται κάθε τεχνικό έργο που υποστηρίζει ένα επίχωμα ύψους μεγαλύτερου από 0,50m πάνω από τη στάθμη επιχώματος ή από το φυσικό έδαφος που βρίσκεται σε άμεση επαφή με την όψη του. Χρησιμοποιούνται για την αντιμετώπιση του προβλήματος της αντιστήριξης των εδαφών και συχνά αποτελούν στοιχεία ζωτικής σημασίας για την ορθή λειτουργία σημαντικών τομέων μιας πόλης.

### 1.1 Γενικές θεωρήσεις

Οι τοίχοι αντιστήριξης μπορεί να έχουν διάφορες μορφές και να είναι κατασκευασμένοι με διάφορες μεθοδολογίες και υλικά κατασκευής, τρόπους θεμελίωσης κλπ. Έτσι, οι τοίχοι αντιστήριξης μπορεί να είναι ενδεικτικά αλλά όχι περιοριστικά, βαρύτητας, μορφής ανεστραμμένου T ή L, αντηριδωτοί, πασσαλότοιχοι, διαφραγματικοί, συνδυασμοί αυτών ή και οπλισμένες επιχώσεις.

Η επιλογή του κατάλληλου τύπου κατασκευής θα γίνεται με βάση τη θεώρηση διαφόρων κριτηρίων, όπως:

1. Ελαχιστοποίηση της συνολικής δαπάνης κατά τη διάρκεια ζωής. Η μορφή κατασκευής που επιλέγεται θα λαμβάνει υπόψη τη γειτνίαση με άλλα έργα, ιδιοκτησίες και εγκαταστάσεις, ώστε να μπορεί να εκτελεσθεί το έργο χωρίς να τεθούν σε κίνδυνο η ασφάλεια, η ακεραιότητα και η κανονική λειτουργία αυτών.
2. Η θέση, η μορφή και οι προβλεπόμενες μέθοδοι κατασκευής θα λαμβάνουν υπόψη τους περιορισμούς που επιβάλλονται από τα όρια της απαλλοτρίωσης ή και τις άδειες που περιορίζουν τη χρήση της.
3. Οι μέθοδοι κατασκευής που προβλέπονται στις μελέτες θα είναι κατάλληλες ώστε να εξασφαλίζεται η δυνατότητα διευκόλυνσης της τοποθέτησης και της συμπύκνωσης των υλικών.

### 1.2 Ειδικές θεωρήσεις

Οι ειδικές θεωρήσεις αναφέρονται στη δυνατότητα χρήσης τυποποιημένων τεχνικών έργων αντιστήριξης.

Τα τυποποιημένα συστήματα θα αποτελούνται από υλικά που θα πληρούν τις απαιτήσεις διάρκειας ζωής σχεδιασμού του έργου. Όλα τα ενσωματωμένα υλικά θα απαιτείται να πιστοποιούνται από αναγνωρισμένο οργανισμό ότι η μακροπρόθεσμή τους αντοχή και ανθεκτικότητα είναι ικανοποιητική.

Στις περιπτώσεις στις οποίες προτείνονται τυποποιημένα τεχνικά έργα αντιστήριξης, η μελέτη τους θα πρέπει να είναι σύμφωνη με τους αντίστοιχους κανονισμούς και με τις υποδείξεις του κατασκευαστή.

### 1.3 Είδη τοίχων αντιστήριξης

Οι τοίχοι αντιστήριξης χωρίζονται σε τρεις βασικές κατηγορίες:

#### 1. Τοίχοι 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, τιμμεντόλιθους και σπανιότερα από φυσικούς λίθους.







## 2. Τοίχοι πρόβολοι

Οι τοίχοι μορφής προβόλου ή αυτοφερόμενα πετάσματα έχουν λεπτότερη διατομή από τους τοίχους βαρύτητας και συνήθως κατασκευάζονται από σπλισμένο σκυρόδεμα. Για να αντισταθούν στις εδαφικές ωθήσεις βασίζονται στη δυσκαμψία τους αξιοποιώντας ταυτόχρονα το ίδιο βάρος αντιστηριζόμενου εδάφους άνω του πεδίου θεμελίωσης.

Dr. C. Sathapazis

2013

# Τοίχοι Αντιστήριξης Προβόλων

Ωπλισμένος, μικρότερης διατομής από τοίχο βαρύτητας

Ενεργούν όπως οι κατακόρυφος πρόβολοι, πακτωμένοι στο έδαφος

33



### 1. Αγκυρωμένοι τοίχοι

Οι αγκυρωμένοι τοίχοι έχουν λεπτότερη διατομή από τους τοίχους βαρύτητας και κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα. Επιπλέον για την αντιμετώπιση του προβλήματος της ανατροπής του τοίχου, εφαρμόζεται η τακτική της κατασκευής αγκυρίων, προεντεταμένων ή μη, τα οποία λειτουργούν ως ελκυστήρες.

ΕΠΙΧΕΙΡΗΣΙΑΣ

ΕΣΠΕΡ

## Πλευρική Αντιστήριξη

Οι Τοίχοι Οπλισμένης Γης γίνονται ολοένα και πιο δημοφιλείς.

γείων/θέτο



ΤΟΙΧΟΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

ΕΠΙΧΕΙΡΗΣΙΑΣ



### 1.3 Μορφές αστοχίας τοίχων αντιστήριξης

Κατά τη μελέτη ενός τοίχου αντιστήριξης είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός της αστοχίας του, καθώς επίσης και των πιθανών τρόπων με τους οποίους μπορεί να συμβεί. Γενικά, σε ένα τοίχο αντιστήριξης υπό στατικές συνθήκες φόρτισης δρούν δυνάμεις οι οποίες σχετίζονται με το ίδιο βάρος του τοίχου, παθητικές και ενεργητικές ωθήσεις γαιών, υδροστατικές δυνάμεις και εξωτερικές δυνάμεις δηλαδή επιφορτίσεις όπως λχ. 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.



Αστοχία τοίχου αντιστήριξης με αντιρήδες λόγω ανατροπής



Αστοχία τοίχου βαρύτητας



Αστοχία τοίχου αντιστήριξης μορφής προβόλου

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: Θεωρίες υπολογισμού ωθήσεων γαιών

1. Θεωρία Rankine
2. Θεωρία Coulomb
3. Γραφική θεωρία Coulomb
4. Θεωρία Boussinesq – Caquot
5. Θεωρία Mononobe – Ocube

### 2.1 Ωθήσεις γαιών

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, 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.

Η δυναμική απόκριση ενός τοίχου αντιστήριξης εξαρτάται από τις συνολικές πλευρικές εδαφικές ωθήσεις που αναπτύσσονται κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Οι συνολικές αυτές ωθήσεις περιλαμβάνουν αφενός μεν τις στατικές ωθήσεις οι οποίες υπάρχουν πριν από τον σεισμό, αφετέρου δε τις παροδικές δυναμικές ωθήσεις, οι οποίες προκαλούνται από τον σεισμό. Εφόσον λοιπόν η απόκριση του τοίχου επηρεάζεται και από τα δύο αυτά είδη ωθήσεων, θα αναφερθούμε στις κύριες μεθόδους υπολογισμού τους.

### 2.2 Υπολογισμός πλευρικών πιέσεων γαιών πάνω στους τοίχους αντιστήριξης κατά Rankine

Υπολογίζονται οι ενεργητικές και παθητικές ωθήσεις του εδάφους πάνω στον τοίχο και η αντίδραση του εδάφους μπροστά από τον τοίχο όταν αυτός το πιέζει.

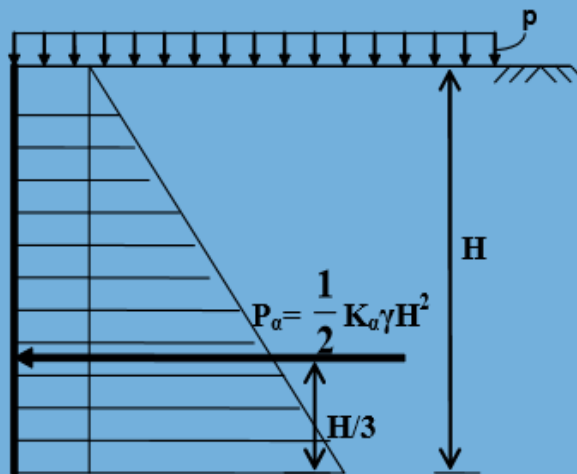


$$\sigma_h = K_a \sigma_v = K_a \gamma z$$

Η  $P_a$  υπολογίζεται από το εμβαδόν του διαγράμματος των πλευρικών τάσεων:

$$\Rightarrow P_a = \int_0^H K_a \gamma z dz = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad \text{όπου: } K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

Αν στην επιφάνεια του εδάφους ασκείται ομοιόμορφο φορτίο :



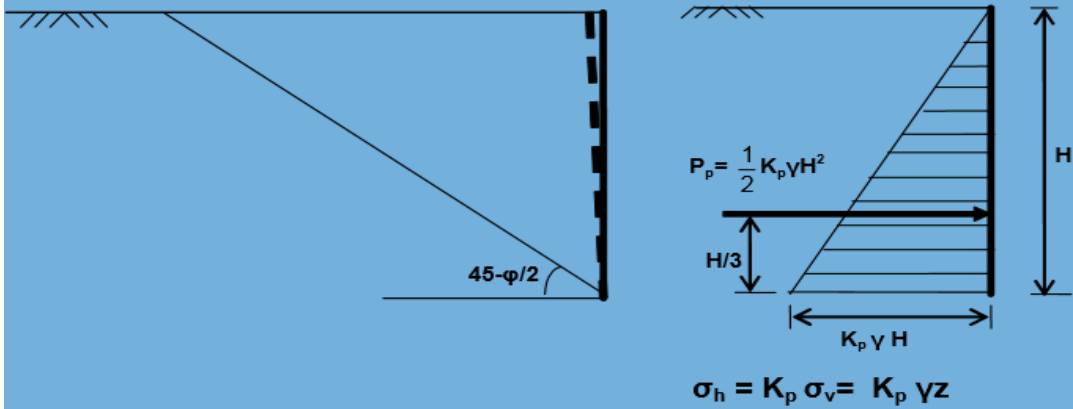
$$\sigma_v = p + \gamma z$$

$$\sigma_h = K_a (p + \gamma z)$$

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

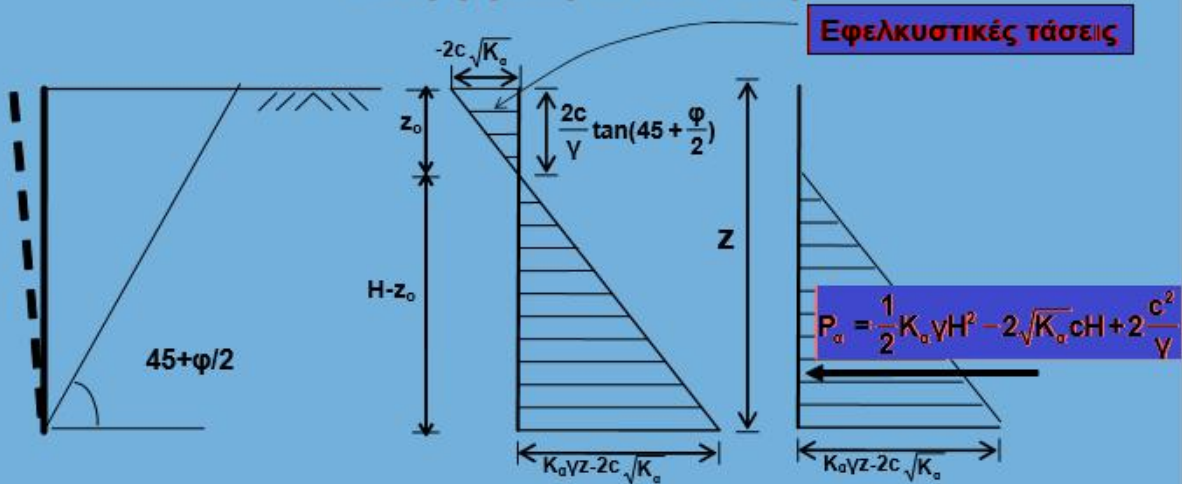


### Παθητική κατάσταση



$$\Rightarrow P_p = \int_0^H K_p \gamma z dz = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \text{ όπου: } K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

### Συνεκτικό έδαφος με οριζόντια επιφάνεια Ενεργητική κατάσταση

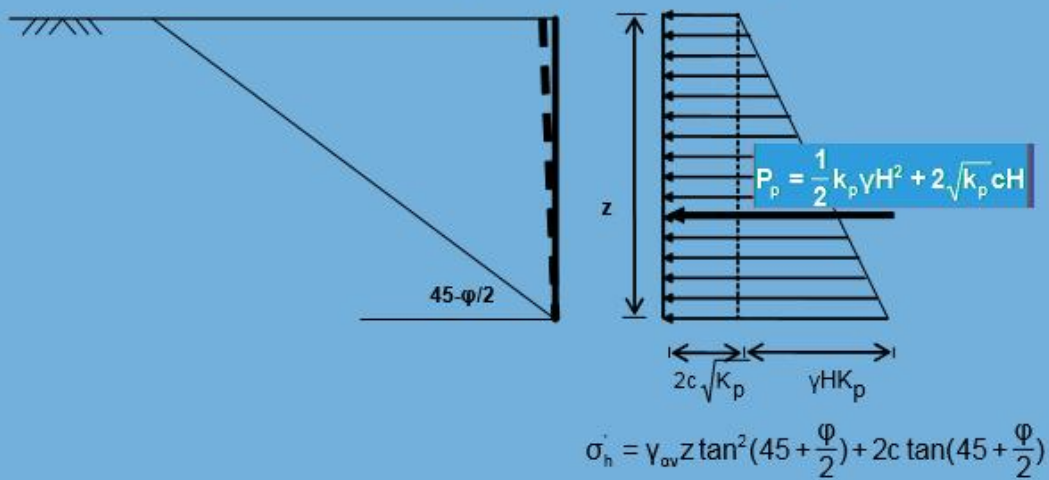


$$\sigma'_h = \gamma z K_a - 2c \sqrt{K_a} \quad \text{όπου: } K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\text{Προσδιορισμός } z_0: \quad \sigma'_h = 0 \Rightarrow \gamma z_0 - 2c \sqrt{K_a} \Rightarrow z_0 = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}}$$

$$\text{ή για αστράγγιστες συνθήκες } (\varphi=0): \quad z_0 = \frac{2c_u}{\gamma}$$

## Παθητική κατάσταση



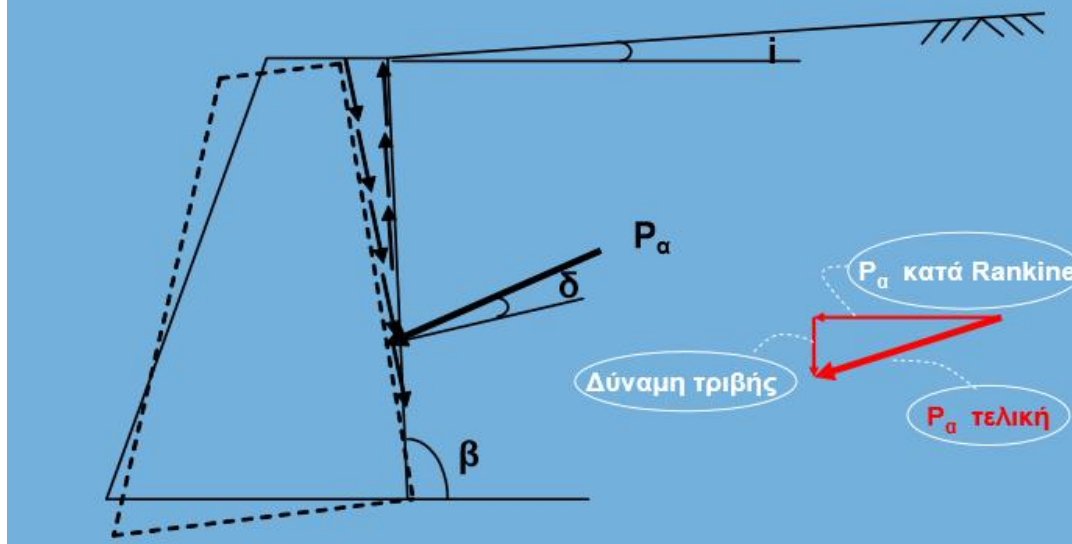
$$P_p = \frac{1}{2} k_p \gamma H^2 + 2\sqrt{k_p} cH \quad \text{όπου: } K_p = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Για αστράγγιστες συνθήκες (συνθήκη  $\varphi=0$ ):

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 + 2c_u H$$

## Ωθήσεις γαιών σε γενικές συνθήκες

Στη γενική περίπτωση ο τοίχος δεν είναι λείος:  
ανάπτυξη δυνάμεων τριβής μεταξύ τοίχου - εδάφους



### 2.3 Θεωρία Coulomb

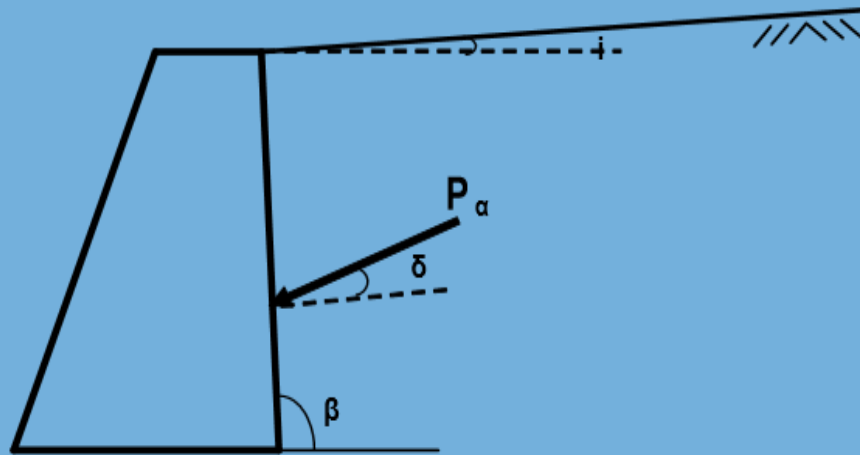
Η βασική παραδοχή της μεθόδου είναι ότι την μετακίνηση του τοίχου από το έδαφος, ακολουθεί ως απολύτως στερεό μια εδαφική μάζα, η οποία αποχωρίζεται από το υπόλοιπο έδαφος και ολισθαίνει κατά μήκος μιας επιφάνειας. Το έδαφος θραύεται κατά μήκος αυτής της επιφάνειας. Η επιφάνεια θραύσης σχηματίζει μαζί με τη διεπιφάνεια μετώπου-εδάφους και την ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους μια σφήνα. Ο Coulomb υπολόγισε την συνισταμένη των ωθήσεων  $P_\alpha$  από την θεώρηση της ισορροπίας του σφηνοειδούς αυτού χωρίου.

Η μέθοδος θεωρεί ότι το έδαφος είναι ισότροπο και ομογενές και χρησιμοποιεί το ομώνυμο κριτήριο θραύσης. Εκτός της βασικής παραδοχής της σφήνας ολίσθησης η μέθοδος του Coulomb στηρίζεται και στις παρακάτω παραδοχές:

-Η επιφάνεια θραύσης είναι επίπεδη και οι δυνάμεις τριβής κατανέμονται ομοιόμορφα κατά μήκος της επιφάνειας αυτής.

-Το εδαφικό πρίσμα κινείται σε σχέση με το γενικά τραχύ μέτωπο του τοίχου, με αποτέλεσμα οι ωθήσεις να μην αναπτύσσονται κάθετα σε αυτό αλλά η συνισταμένη των ωθήσεων να παρουσιάζει κλίση  $\delta$  με την κάθετο στην εσωτερική παρειά του τοίχου.

## Η αναλυτική λύση Coulomb



**Μη συνεκτικά εδάφη:** η ενεργητική ώθηση δίνεται από τη σχέση:

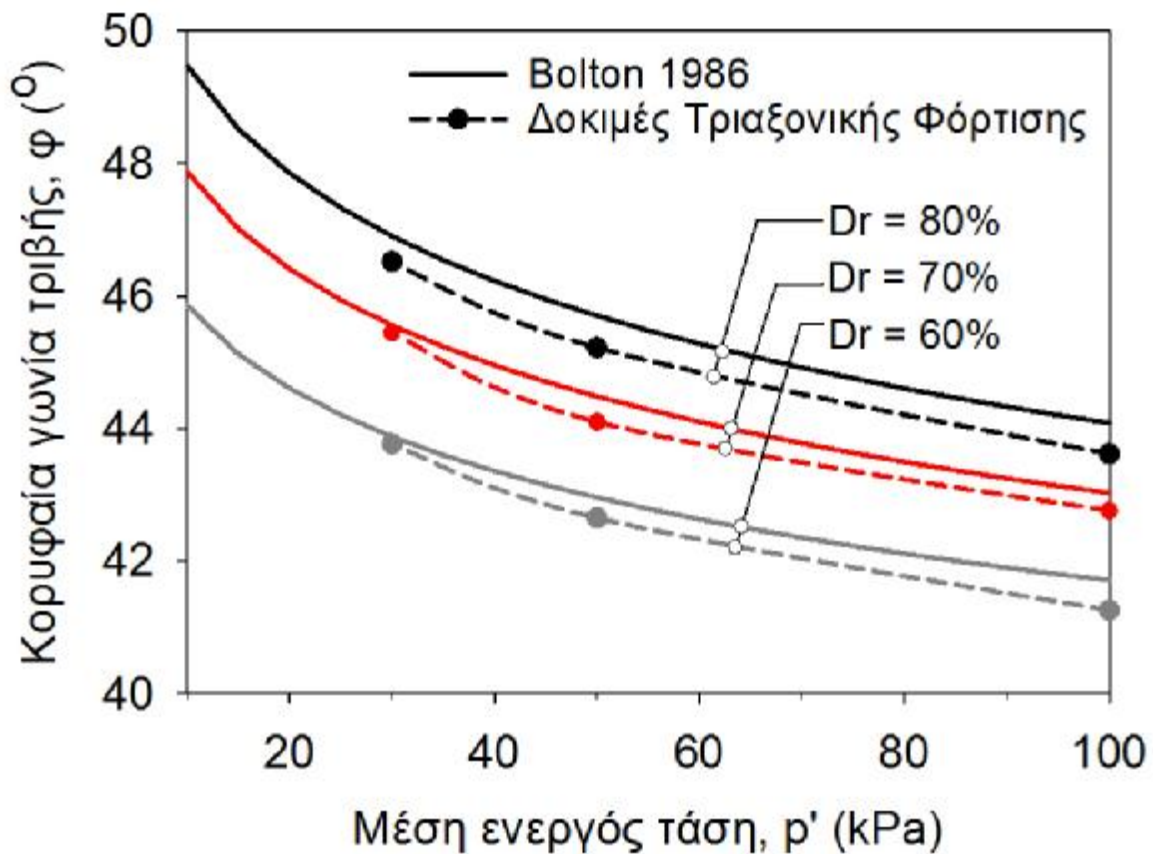
$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad \text{όπου} \quad K_a = \left[ \frac{\csc \beta \sin(\beta - \varphi)}{\sqrt{\sin(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - i)}{\sin(\beta - i)}}} \right] \quad \text{και} \quad \csc \beta = 1/\sin \beta$$

Εξακολουθεί να ισχύει:  $K_p = 1/K_a$

### ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: Θεωρητική ανάλυση πειραματικού μοντέλου

Για την μελέτη του πειράματος, από όλες της θεωρίες μελέτης τοίχου αντιστήριξης επιλέχθηκε η θεωρία Rankine ως απλούστερη. Αρχικά έγιναν οι υπολογισμοί για δεδομένες σχετικές πυκνότητες  $D_r$  όπου το ξηρό ειδικό βάρος  $\gamma_d$  είναι γνωστό. Το ζητούμενο στις συγκεκριμένες δοκιμές ήταν ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ανατροπής να είναι περίπου 1. Οι δοκιμές έγιναν για  $D_r=60\%$ ,  $D_r=70\%$ ,  $D_r=80\%$ .

Οι υπολογισμοί για την μελέτη έγιναν με υπολογιστή χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα «Microsoft Excel» στο οποίο έγινε εισαγωγή των δεδομένων και αυτό αυτόματα έκανε τους υπολογισμούς.



### 3.1 Μελέτη ευστάθειας με θεωρία Rankine

Οι πρώτοι υπολογισμοί έγιναν με δεδομένο ότι πάνω στην άμμο δεν υπήρχε κάποιο φορτίο.

#### Υπολογισμοί για $D_r = 60\%$

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΒΑΡΟΥΣ ΚΑΙ ΡΟΠΗΣ				
	ΕΜΒΑΔΟΝ (m <sup>2</sup> )	ΒΑΡΟΣ (KN/m <sup>2</sup> )	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ (m)	ΡΟΠΗ (KN*m/m)
1	0,0015	0,0375	0,0066666667	0,00025
2	0,012	0,3	0,03	0,009
ΣΥΝΟΛΟ		0,3375		0,00925

#### ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΤΟΙΧΟΥ

ΑΤΟΣ ΣΤΕΨΗΣ (m)	0,04
ΑΤΟΣ ΒΑΣΗΣ (m)	0,05
ΟΣ (m)	0,3

#### ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΕΔΑΦΟΥΣ

(σε μοίρες)	43,71
(σε ακτίνια)	0,762883416
(σε μοίρες)	45,4
(σε ακτίνια)	0,7923794804
ΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ H (m)	0,265
ΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ $\gamma_d$ (KN/ m <sup>3</sup> )	15,8
φορτίο (KN/m <sup>2</sup> )	0
ΝΟΧΗ ΕΔΑΦΟΥΣ C	0

#### ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΒΕΤΟΝ

ΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΜΠΕΤΟΝ $\gamma_b$ (KN/m <sup>3</sup> )	25
---	----

#### ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

	0,1827261086
(KN/m)	0,1013723337
εναμνη φορτίου (KN/m)	0
$\omega\theta$	3,3761242737
ατροπης	1,0329936905

Υπολογισμοί για  $D_r = 70\%$

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΒΑΡΟΥΣ ΚΑΙ ΡΟΠΗΣ				
	ΕΜΒΑΔΟΝ (m <sup>2</sup> )	ΒΑΡΟΣ (KN/m <sup>2</sup> )	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ (m)	ΡΟΠΗ (KN*m/m)
1	0,0015	0,0375	0,0066666667	0,00025
2	0,012	0,3	0,03	0,009
ΣΥΝΟΛΟ		0,3375		0,00925

ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΤΟΙΧΟΥ	
ΠΛΑΤΟΣ ΣΤΕΨΗΣ (m)	0,04
ΠΛΑΤΟΣ ΒΑΣΗΣ (m)	0,05
ΥΨΟΣ (m)	0,3
ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΕΔΑΦΟΥΣ	
φ1 (σε μοίρες)	45,4
φ1 (σε ακτίνια)	0,7923794804
φ2 (σε μοίρες)	45,4
Φ2 (σε ακτίνια)	0,7923794804
ΥΨΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ Η (m)	0,27
ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ $\gamma_d$ (KN/ m <sup>3</sup> )	16,1
Φορτίο (KN/m <sup>2</sup> )	0
ΣΥΝΟΧΗ ΕΔΑΦΟΥΣ C	0
ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΒΕΤΟΝ	
ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΜΠΕΤΟΝ $\gamma_b$ (KN/m <sup>3</sup> )	25
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	
$K_\alpha$	0,1682065262
$P_\alpha$ (KN/m)	0,0987111589
Δύναμη φορτίου (KN/m)	0
$F_{ολισθ}$	3,4671419165
$F_{ανατροπης}$	1,0411971548

Υπολογισμοί για  $D_r = 80\%$

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΒΑΡΟΥΣ ΚΑΙ ΡΟΠΗΣ				
	ΕΜΒΑΔΟΝ (m <sup>2</sup> )	ΒΑΡΟΣ (KN/m <sup>2</sup> )	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ (m)	ΡΟΠΗ (KN*m/m)
1	0,0015	0,0375	0,006666667	0,00025
2	0,012	0,3	0,03	0,009
ΥΝΟΛΟ		0,3375		0,00925

ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΤΟΙΧΟΥ	
ΠΛΑΤΟΣ ΣΤΕΨΗΣ(m)	0,04
ΠΛΑΤΟΣ ΒΑΣΗΣ(m)	0,05
ΥΨΟΣ(m)	0,3
ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΕΔΑΦΟΥΣ	
φ1(σε μοίρες)	46,52
φ1(σε ακτίνια)	0,811927168
φ2(σε μοίρες)	45,4
Φ2(σε ακτίνια)	0,7923794804
ΥΨΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ Η (m)	0,275
ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ $\gamma_d$ (KN/ m <sup>3</sup> )	16,4
Φορτίο (KN/m <sup>2</sup> )	0
ΣΥΝΟΧΗ ΕΔΑΦΟΥΣ C	0
ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΒΕΤΟΝ	
ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΜΠΕΤΟΝ $\gamma_b$ (KN/m <sup>3</sup> )	25
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	
$K_\alpha$	0,159007342
$P_\alpha$ (KN/m)	0,098604428
Δύναμη φορτίου (KN/m)	0
$F_{ολισθ}$	3,4708948035
$F_{ανατροπης}$	1,023372814



### 3.2 Μελέτη ευστάθειας με θεωρία Rankine ( Με ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο)

Στην συνέχεια έγιναν υπολογισμοί θεωρώντας ότι πάνω στην άμμο ασκείται ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο που ισούται με  $7,5 \text{ KN/m}^2$ .

#### Υπολογισμοί για $D_r = 60\%$

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΒΑΡΟΥΣ ΚΑΙ ΡΟΠΗΣ				
	ΕΜΒΑΔΟΝ( $\text{m}^2$ )	ΒΑΡΟΣ ( $\text{KN/m}^2$ )	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ (m)	ΡΟΠΗ ( $\text{KN} \cdot \text{m/m}$ )
1	0,0015	0,0375	0,0066666667	0,00025
2	0,012	0,3	0,03	0,009
ΣΥΝΟΛΟ		0,3375		0,00925

ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΤΟΙΧΟΥ	
ΠΛΑΤΟΣ ΣΤΕΨΗΣ(m)	0,04
ΠΛΑΤΟΣ ΒΑΣΗΣ(m)	0,05
ΥΨΟΣ(m)	0,3
ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΕΔΑΦΟΥΣ	
$\phi 1$ (σε μοίρες)	43,71
	0,76288341
$\phi 1$ (σε ακτίνια)	6
$\phi 2$ (σε μοίρες)	45,4
$\Phi 2$ (σε ακτίνια)	0,79237948
ΥΨΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ H (m)	0,11
ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ $\gamma_d$ ( $\text{KN/m}^3$ )	15,8
Φορτίο ( $\text{KN/m}^2$ )	7,5
ΣΥΝΟΧΗ ΕΔΑΦΟΥΣ C	0
ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΒΕΤΟΝ	
ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΜΠΕΤΟΝ $\gamma_b$ ( $\text{KN/m}^3$ )	25
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	
$K_\alpha$	0,182726109
$P_\alpha$ ( $\text{KN/m}$ )	0,017466789
Δύναμη φορτίου ( $\text{KN/m}$ )	0,15074904
	2,03456238
$F_{ολισθ}$	3
	1,03564336
$F_{ανατροπης}$	3

**Υπολογισμοί για D<sub>r</sub>= 70%**

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΒΑΡΟΥΣ ΚΑΙ ΡΟΠΗΣ				
	ΕΜΒΑΔΟΝ ( m <sup>2</sup> )	ΒΑΡΟΣ ( KN/m <sup>2</sup> )	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ ( m )	ΡΟΠΗ ( KN*m/m )
1	0,0015	0,0375	0,0066666667	0,00025
2	0,012	0,3	0,03	0,009
ΣΥΝΟΛΟ		0,3375		0,00925

ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΤΟΙΧΟΥ		
ΠΛΑΤΟΣ ΣΤΕΨΗΣ(m)	0,04	
ΠΛΑΤΟΣ ΒΑΣΗΣ(m)	0,05	
ΥΨΟΣ(m)	0,3	
ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΕΔΑΦΟΥΣ		
φ1(σε μοίρες)	45,4	
φ1(σε ακτίνια)	0,79237948	
φ2(σε μοίρες)	45,4	
Φ2(σε ακτίνια)	0,79237948	
ΥΨΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ Η (m)	0,115	
ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ γ <sub>d</sub> (KN/ m <sup>3</sup> )	16,1	
Φορτίο (KN/m <sup>2</sup> )	7,5	
ΣΥΝΟΧΗ ΕΔΑΦΟΥΣ C	0	
ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΒΕΤΟΝ		
ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΜΠΕΤΟΝ γ <sub>b</sub> (KN/m <sup>3</sup> )	25	
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ		
K <sub>α</sub>	0,168206526	
P <sub>α</sub> (KN/m)	0,017907477	
Δύναμη φορτίου (KN/m)	0,145078129	
F <sub>ολισθ</sub>	2,099851669	
F <sub>ανατροπής</sub>	1,024539584	

Υπολογισμοί για  $D_r = 80\%$

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΒΑΡΟΥΣ ΚΑΙ ΡΟΠΗΣ				
	ΕΜΒΑΔΟΝ( m <sup>2</sup> )	ΒΑΡΟΣ (KN/m <sup>2</sup> )	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ (m)	ΡΟΠΗ (KN *m/m)
1	0,0015	0,0375	0,0066666667	0,00025
2	0,012	0,3	0,03	0,009
ΣΥΝΟΛΟ		0,3375		0,00925

ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΤΟΙΧΟΥ		
ΠΛΑΤΟΣ ΣΤΕΨΗΣ(m)		0,04
ΠΛΑΤΟΣ ΒΑΣΗΣ(m)		0,05
ΥΨΟΣ(m)		0,3
ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΕΔΑΦΟΥΣ		
φ1(σε μοίρες)		46,52
φ1(σε ακτίνια)		0,811927168
φ2(σε μοίρες)		45,4
Φ2(σε ακτίνια)		0,79237948
ΥΨΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ Η (m)		0,118
ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ $\gamma_d$ (KN/ m <sup>3</sup> )		16,4
Φορτίο (KN/m <sup>2</sup> )		7,5
ΣΥΝΟΧΗ ΕΔΑΦΟΥΣ C		0
ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΒΕΤΟΝ		
ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΜΠΕΤΟΝ $\gamma_b$ (KN/m <sup>3</sup> )		25
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ		
$K_\alpha$		0,159007342
$P_\alpha$ (KN/m)		0,0181549495
Δύναμη φορτίου (KN/m)		0,1407214977
$F_{ολισθ}$		2,1541619461
$F_{ανατροπης}$		1,0258784161

### 3.3 Μελέτη ευστάθειας με θεωρία Rankine ( Με υδροφόρα στάθμη )

Τέλος, έγιναν υπολογισμοί θεωρώντας την ύπαρξη υδροφόρας στάθμης στην άμμο. Το συγκεκριμένο πείραμα τελικά δεν γινόταν να πραγματοποιηθεί λόγω δυσκολιών στην τέλεση του πειράματος εξαιτίας της ύπαρξης του νερού, για πρακτικούς λόγους.

#### Υπολογισμοί για $D_r=60\%$

	ΕΜΒΑΔΟΝ( m <sup>2</sup> )	ΒΑΡΟΣ (KN/m <sup>2</sup> )	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑ Σ (m)	ΡΟΠΗ (KN*m/m)
1	0,0015	0,0375	0,006666667	0,00025
2	0,012	0,3	0,03	0,009
ΣΥΝΟΛΟ		0,3375		0,00925

ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΤΟΙΧΟΥ	
ΠΛΑΤΟΣ ΣΤΕΨΗΣ(m)	0,04
ΠΛΑΤΟΣ ΒΑΣΗΣ(m)	0,05
ΥΨΟΣ(m)	0,3
ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΕΔΑΦΟΥΣ	
φ1(σε μοίρες)	43,71
φ1(σε ακτίνια)	0,762883416
φ2(σε μοίρες)	45,4
Φ2(σε ακτίνια)	0,79237948
ΥΨΟΣ ΞΗΡΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ H1 (m)	0,07
ΥΔΡΟΦΟΡΟΣ ΟΡΙΖΟΝΤΑΣ H2 (m)	0,15
ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΕΔΑΦΟΥ $\gamma_d$ (KN/ m <sup>3</sup> )	15,8
ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΚΟΡΕΣΜΕΝΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ $\gamma_d$ (KN/ m <sup>3</sup> )	19,8
ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΝΕΡΟΥ $\gamma_w$ (KN/ m <sup>3</sup> )	10
$\gamma' = (\gamma_{κορ} - \gamma_w)$ (KN/m <sup>3</sup> )	9,8
ΣΥΝΟΧΗ ΕΔΑΦΟΥΣ c	0
ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΒΕΤΟΝ	
ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΜΠΕΤΟΝ $\gamma_b$ (KN/m <sup>3</sup> )	25
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	
$K_\alpha$	0,182726109
$P_\alpha$ (ξηρο εδαφος) (KN/m)	0,007073328
$P_\alpha$ (ορθ) (KN/m)	0,030314261
$P_\alpha$ (τρικ) (KN/m)	0,020145553
$P_w$ (KN/m)	0,1125
$F_{ολισθ}$	2,01281698
$F_{ανατροπης}$	1,019745403

### Υπολογισμοί για Dr=70%

	ΕΜΒΑΔΟΝ (m <sup>2</sup> )	ΒΑΡΟΣ (KN/m <sup>2</sup> )	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ (m)	ΡΟΠΗ (KN*m/m)
1	0,0015	0,0375	0,006666667	0,00025
2	0,012	0,3	0,03	0,009
ΣΥΝΟΛΟ		0,3375		0,00925

ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΤΟΙΧΟΥ	
ΠΛΑΤΟΣ ΣΤΕΨΗΣ(m)	0,04
ΠΛΑΤΟΣ ΒΑΣΗΣ(m)	0,05
ΥΨΟΣ(m)	0,3
ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΕΔΑΦΟΥΣ	
φ1(σε μοίρες)	45,4
φ1(σε ακτίνια)	0,79237948
φ2(σε μοίρες)	45,4
Φ2(σε ακτίνια)	0,79237948
ΥΨΟΣ ΞΗΡΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ Η1 (m)	0,08
ΥΔΡΟΦΟΡΟΣ ΟΡΙΖΟΝΤΑΣ Η2 (m)	0,15
ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΕΔΑΦΟΥ $\gamma_d$ (KN/ m <sup>3</sup> )	16,1
ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΚΟΡΕΣΜΕΝΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ $\gamma_d$ (KN/ m <sup>3</sup> )	20
ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΝΕΡΟΥ $\gamma_w$ (KN/ m <sup>3</sup> )	10
$\gamma' = (\gamma_{κορ} - \gamma_w)$ (KN/m <sup>3</sup> )	10
ΣΥΝΟΧΗ ΕΔΑΦΟΥΣ c	0
ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΒΕΤΟΝ	
ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΜΠΕΤΟΝ $\gamma_b$ (KN/m <sup>3</sup> )	25
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	
$K_\alpha$	0,168206526
$P_\alpha$ (ξηρο εδαφος) (KN/m)	0,008666
$P_\alpha$ (ορθ) (KN/m)	0,032497501
$P_\alpha$ (τρικ) (KN/m)	0,018923234
$P_w$ (KN/m)	0,1125
$F_{ολισθ}$	1,983035347
$F_{ανατροπης}$	1,001129099

**Υπολογισμοί για Dr=80%**

	ΕΜΒΑΔΟΝ( m <sup>2</sup> )	ΒΑΡΟΣ (KN/m <sup>2</sup> )	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ (m)	ΡΟΠΗ (KN*m/m)
1	0,0015	0,0375	0,006666667	0,00025
2	0,012	0,3	0,03	0,009
ΣΥΝΟΛΟ		0,3375		0,00925

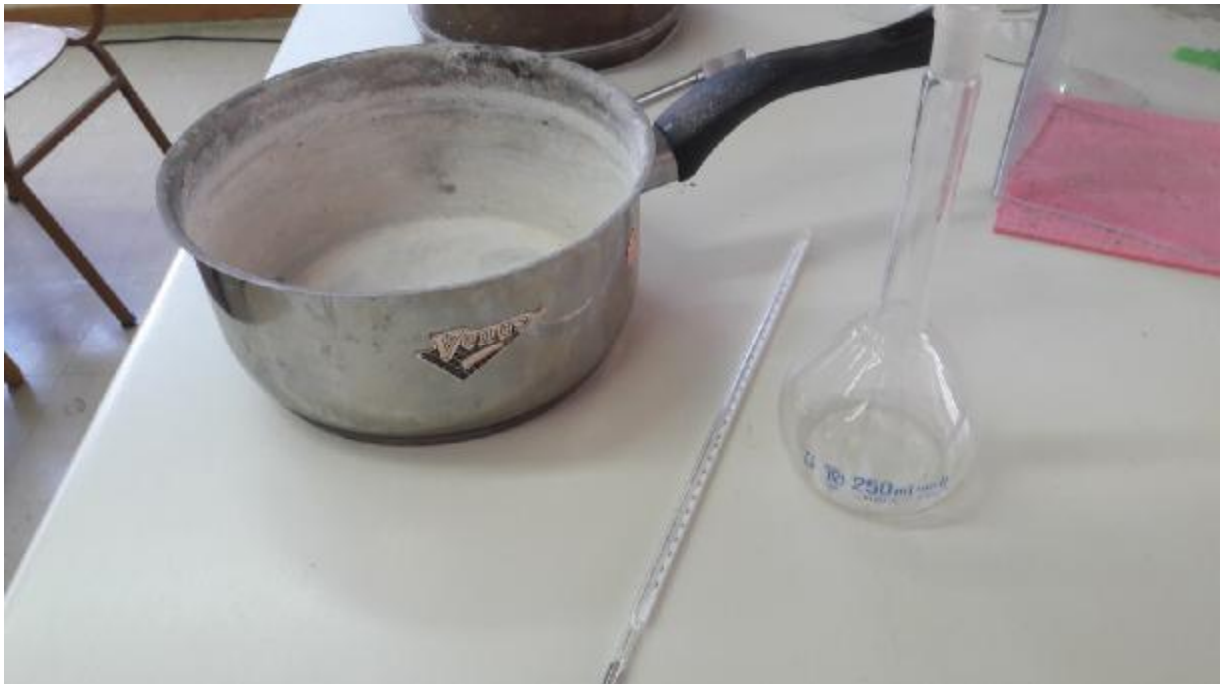
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΤΟΙΧΟΥ	
ΠΛΑΤΟΣ ΣΤΕΨΗΣ(m)	0,04
ΠΛΑΤΟΣ ΒΑΣΗΣ(m)	0,05
ΥΨΟΣ(m)	0,3
ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΕΔΑΦΟΥΣ	
φ1(σε μοίρες)	46,52
φ1(σε ακτίνια)	0,811927168
φ2(σε μοίρες)	45,4
Φ2(σε ακτίνια)	0,79237948
ΥΨΟΣ ΞΗΡΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ Η1 (m)	0,08
ΥΔΡΟΦΟΡΟΣ ΟΡΙΖΟΝΤΑΣ Η2 (m)	0,15
ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΕΔΑΦΟΥ $\gamma_d$ (KN/ m <sup>3</sup> )	16,4
ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΚΟΡΕΣΜΕΝΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ $\gamma_d$ (KN/ m <sup>3</sup> )	20,2
ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΝΕΡΟΥ $\gamma_w$ (KN/ m <sup>3</sup> )	10
$\gamma' = (\gamma_{κορ} - \gamma_w)$ (KN/m <sup>3</sup> )	10,2
ΣΥΝΟΧΗ ΕΔΑΦΟΥΣ c	0
ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΒΕΤΟΝ	
ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΜΠΕΤΟΝ $\gamma_b$ (KN/m <sup>3</sup> )	25
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	
$K_\alpha$	0,159007342
$P_\alpha$ (ξηρο εδαφος) (KN/m)	0,008344705
$P_\alpha$ (ορθ) (KN/m)	0,031292645
$P_\alpha$ (τριγ) (KN/m)	0,018246092
$P_w$ (KN/m)	0,1125
$F_{ολισθ}$	2,008678726
$F_{ανατροπης}$	1,015726915

## 4.1. Δοκιμή μεθόδου βρασμού

### 4.1.1. Πειραματική Διαδικασία

Σκοπός του πειράματος είναι ο προσδιορισμός του ειδικού βάρους των κόκκων. Για να γίνει αυτό, πρέπει να αέρας με την βοήθεια μιας αντλίας κενού και συμπληρώνεται νερό έως την χαραγή της φιάλης.

Ύστερα, με την βοήθεια ενός θερμόμετρου καταγράφεται η θερμοκρασία του νερού μέσα στην φιάλη. Η μέτρηση της θερμοκρασίας γίνεται με ακρίβεια  $0,1^{\circ}\text{C}$ . Εν συνεχεία ζυγίζεται η φιάλη μαζί με το νερό με ακρίβεια  $0,01\text{gr}$ . Με αυτή την διαδικασία προκύπτει το πρώτο ζεύγος τιμών. Στο επόμενο βήμα τοποθετείται η φιάλη σε εστία θερμάνσεως, αυξάνεται η θερμοκρασία κατά  $4-6^{\circ}\text{C}$  και ρυθμίζεται το νερό να βρίσκεται στην σωστή χαραγή. Μετά καταγράφονται πάλι οι τιμές του βάρους και της θερμοκρασίας. Η παραπάνω διαδικασία ακολουθείται μέχρι να προκύψουν τέσσερα ζεύγη τιμών.





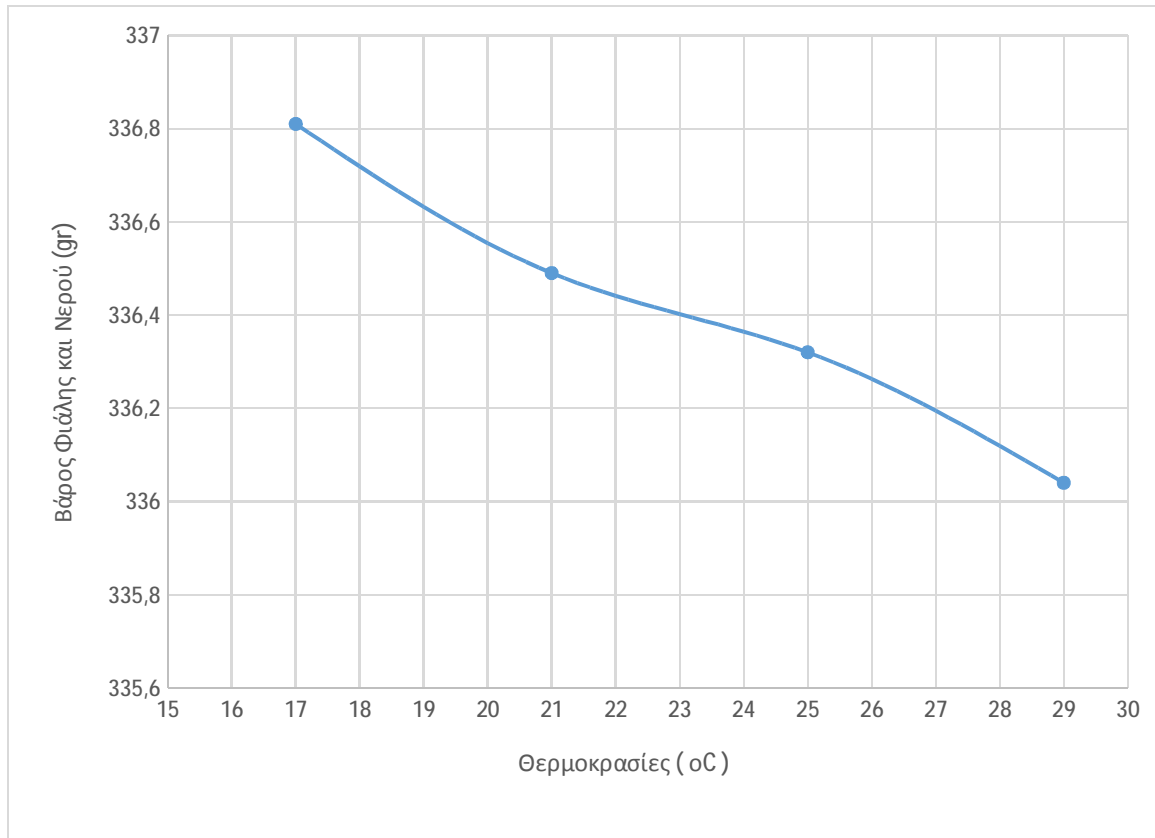
Σφάλμα!





Ζύγος ακριβείας

Δοκιμές	Βάρος Φιάλης και Νερού (gr)	Θερμοκρασίες (°C)
1 <sup>η</sup>	336,81	17
2 <sup>η</sup>	336,49	21
3 <sup>η</sup>	336,32	25
4 <sup>η</sup>	336,04	29



Από το διάγραμμα, για θερμοκρασία δωματίου 25°C βρίσκεται το βάρος φιάλης και νερού που είναι ίσο με 336,37gr. Μετά ζυγίζεται το δείγμα της άμμου και τοποθετείται στη φιάλη με το νερό. Το βάρος της φιάλης, του νερού και του υλικού είναι 398,62gr. Στη συνέχεια μεταφέρεται το δείγμα από την φιάλη στο δοχείο ξήρανσης και τοποθετείται στον κλίβανο για 24 ώρες. Τέλος προκύπτει το βάρος ξηρού εδαφικού υλικού  $W_s=99,88\text{gr}$ .

#### 4.1.2. Αποτελέσματα

ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑ ΔΟΚΙΜΗΣ ΣΕ C	24
ΒΑΡΟΣ ΟΓΚΟΜΕΤΡΙΚΗΣ ΦΙΑΛΗΣ , ΝΕΡΟΥ ΚΑΙ ΥΛΙΚΟΥ (gr)	386,62
ΒΑΡΟΣ ΟΓΚΟΜΕΤΡΙΚΗΣ ΦΙΑΛΗΣ ΚΑΙ ΝΕΡΟΥ (gr)	336,37
ΒΑΡΟΣ ΔΟΧΕΙΟΥ ΞΗΡΑΝΣΗΣ (gr)	191,21
ΒΑΡΟΥΣ ΔΟΧΕΙΟΥ ΞΗΡΑΝΣΗΣ ΚΑΙ ΞΗΡΟΥ ΥΛΙΚΟΥ (gr)	291,09
ΒΑΡΟΣ ΞΗΡΟΥ ΥΛΙΚΟΥ (gr)	99,88
ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΝΕΡΟΥ ΣΤΗΝ ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑ ΔΟΚΙΜΗΣ	0,9972 6
ΒΑΡΟΣ ΕΚΤΟΠΙΖΟΜΕΝΟΥ ΝΕΡΟΥ	37,63
ΟΓΚΟΣ ΣΤΕΡΕΩΝ ΚΟΚΚΩΝ	37,73
ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΣΤΕΡΕΩΝ (gr/cm)	2,65

## 4.2 Ανάλυση κοκκομετρικής σύστασης εδάφους

### 4.2.1. Θεωρία

Τα ανόργανα στερεά του εδάφους αποτελούνται από τεμαχίδια διαφορετικών μεγεθών. Χωρίζονται σε τρία κλάσματα μεγεθών :

(α) Την άμμο (μέγεθος από 2mm έως 0,02 mm) .

(β) Την ιλύ (μέγεθος από 0,02 mm έως 0,002 mm) .

(γ) Την άργιλο (μέγεθος μικρότερο από 0,002 mm).

Σε μm οι διαστάσεις είναι : Άμμος 2000 – 20 μm , ιλύς 20 – μm , και άργιλος μικρότερη από 2 μm. Η άμμος και η ιλύς αποτελούν τα <σκελετικά υλικά> του εδάφους , που είναι χημικώς αδρανή και αποτελούνται κυρίως από πρωτογενή ορυκτά , ενώ η άργιλος είναι χημικώς ενεργή και αποτελείται κυρίως από δευτερογενή ορυκτά .

Εδάφη όπου κυριαρχεί η άμμος (τυπικά > 80% ) ονομάζονται από τους παραγωγούς «ελαφριά» εδάφη, επειδή η κατεργασία τους είναι εύκολη όπου κυριαρχεί η άργιλος (τυπικά >35-40%) συχνά ονομάζονται «βαριά» εδάφη, ενώ εκείνα που έχουν σημαντικά ποσοστά άμμου, ιλύος και αργίλου ονομάζονται εδάφη «μέσης σύστασης». Τα εδάφη ξεπλένονται εύκολα, δεν συγκρατούν θρεπτικά , και θεωρούνται «φτωχά» ή μη γόνιμα. Τα βαριά εδάφη είναι γόνιμα, με πολλά θρεπτικά στοιχεία , αλλά προβληματικά στον αερισμό τους , με πολύ «σφιχτή» δομή και δύσκολα στην κατεργασία τους . Τα μέσης σύστασης εδάφη έχουν τον καλύτερο συνδυασμό πολλών επιθυμητών και λίγων ανεπιθύμητων ιδιοτήτων.

Στην πραγματικότητα , οι κλάσεις κοκκομετρίας δεν είναι μόνο 3, αλλά 12. Αυτές περιγράφονται από σύνθετα ονόματα που έχουν ένα πρόθεμα και μια κατάληξη. Η κυρίαρχη ιδιότητα του εδάφους υποδεικνύεται από την κατάληξη. Εδάφη που καταλήγουν ως «-αμμώδες» είναι ελαφριάς σύστασης , εδάφη που καταλήγουν «-πηλώδες» ή «-ιλυώδες» είναι μέσης σύστασης , και εδάφη που καταλήγουν «-αργιλώδες» είναι βαριάς σύστασης. Π.χ. το έδαφος άμμο-αργιλώδες είναι βαρύ και το έδαφος ιλυο-αργιλο-πηλώδες είναι μέσης σύστασης. Μόνη εξαίρεση αποτελούν δύο εδάφη: Άμμο-πηλώδες που θεωρείται ελαφριάς σύστασης και αργιλο-πηλώδες που θεωρείται βαριάς σύστασης.

Η κοκκομετρική ανάλυση (ή μηχανική ανάλυση ) γίνεται για να προσδιοριστούν τα ποσοστά άμμου, ιλύος και αργίλου. Η μέτρηση των ποσοστών άμμου, ιλύος και αργίλου γίνεται με την μέθοδο της καθίζησης των ανόργανων κλασμάτων, γιατί η άμμος ως πιο χονδρόκοκκη καθιζάνει ταχύτερα , ενώ η ιλύς καθιζάνει αργότερα , και τελευταία καθιζάνει η άργιλος. Η ταχύτητα καθίζησης  $V$  , ενός στερεού σώματος ακολουθεί το νόμο του Stokes , ο οποίος περιγράφεται από τον τύπο:

$$V = \frac{s}{t} = \frac{2}{9} \frac{(\gamma_s - \gamma_f) g r^2}{n}$$

Όπου

- S είναι η απόσταση που διανύει το στερεό κατά την καθίζηση (για λόγους πρακτικούς λαμβάνεται ίση με 10 cm)
- t ο χρόνος καθίζησης
- $\gamma_s$  η πυκνότητα του στερεού σώματος (ίδια και για τα 3 κλάσματα , ίση με  $2,65 \text{ g cm}^{-3}$ )
- $\gamma_f$  η πυκνότητα του ρευστού όπου γίνεται η καθίζηση (ίση με τη πυκνότητα του νερού, δηλαδή  $1 \text{ g cm}^{-3}$ )
- g η επιτάχυνση της βαρύτητας ( $9,81 \text{ m sec}^{-2}$ )
- r η ακτίνα του στερεού που καθιζάνει
- n το ιξώδες του ρευστού όπου γίνεται η καθίζηση.

Με βάση τον τύπο αυτόν υπολογίζουμε τον χρόνο που απαιτείται για να καθιζάνουν τα 3 κλάσματα σε βάθος τουλάχιστον  $s=10\text{cm}$ . Η άμμος (λαμβάνεται με την ελάχιστη διάσταση της, ίση με  $20 \mu\text{m}$ , και άρα  $r=10\mu\text{m}$ ) υπολογίζουμε ότι καθιζάνει σε 2 h. Άρα αν σε ένα ομοιογενές αιώρημα εδάφους (το οποίο περιέχει και τα τρία συστατικά , άμμο , ιλύ και άργιλο) μετά από καλή ανακίνηση αργήσει να γίνει καθίζηση των στερεών, ύστερα από 40 sec θα έχει καθιζάνει η άμμος. Αυτό σημαίνει ότι αν μετρήσουμε την πυκνότητα μετά από 40 sec , αυτή θα είναι η πυκνότητα της ιλύς και της αργίλου. Ομοίως, μετά από 2 h θα έχει καθιζάνει και η ιλύς, οπότε η πυκνότητα που θα μετρήσουμε μετά από 2h θα είναι η πυκνότητα της αργίλου. Η μέτρηση της πυκνότητας του αιωρήματος γίνεται με την μέθοδο του πυκνόμετρου Βουγιούκου, το οποίο έχει την δυνατότητα να καταγράψει τιμές πυκνότητας μέσα σε μερικά δευτερόλεπτα, και άρα είναι ιδιαίτερα εύχρηστο για αναλύσεις ρουτίνας.

Πριν γίνει η μέτρηση πυκνότητας του αιωρήματος , πρέπει να ληφθεί ότι σε φυσική κατάσταση το έδαφος αποτελείται από συσσωματώματα, και ότι ιδίως η άργιλος απαντάται σε κατάσταση θρομβωμένη. Αυτοί οι θρόμβοι και τα συσσωματώματα θα πρέπει πρώτα με κάποιον τρόπο να διασπαρθούν πριν γίνει η καθίζηση. Αν κάποιος επιχειρήσει να ξεκινήσει την διαδικασία καθίζησης σε ένα αιώρημα εδάφους όπου δεν έχει προηγηθεί διασπορά, θα καταγράψει τιμές καθίζησης που θα αντιστοιχούν σχεδόν απόλυτα σε τεμαχίδια άμμου, γιατί οι θρόμβοι αργίλου και τα συσσωματώματα του εδάφους έχουν διαστάσεις άμμου και άρα θα καθιζάνουν σαν άμμος . Για να έχουμε τη διασφάλιση της πλήρους διασποράς, κάνουμε χημική και μηχανική διασπορά. Η χημική διασπορά γίνεται με εμβάπτιση του εδάφους σε «διασπορικό διάλυμα». Αυτό είναι ένα αλκαλικό διάλυμα που περιέχει  $\text{Na}^+$ , στοιχείο το οποίο έχει μεγάλο ενυδάτωμα και μεγάλη ιοντική ακτίνα, και όταν κυριαρχεί στις ανταλλάξιμες επιφάνειες της αργίλου τείνει να αυξήσει την απόσταση των πλακιδίων της αργίλου. Έτσι όταν το έδαφος κορεστεί με  $\text{Na}^+$ , η άργιλος του τείνει να διασπαρθεί. Κατόπιν η διασπορά του εδάφους γίνεται και με μηχανικό τρόπο.

#### 4.2.2 Πειραματική διαδικασία

##### 4.2.2.1. Άπλυτη χαλαζιακή άμμος

Για την μέτρηση της κοκκομετρικής σύστασης ζυγίζονται 387,54 gr εδάφους ακριβώς καταγεγραμμένα σε λεκάνη. Έπειτα προστίθενται περίπου 50ml H<sub>2</sub>O. Μετά το δείγμα μεταφέρεται σε ηλεκτρικό μίχερ όπου γίνεται ανάδευση για 10 λεπτά , έτσι ώστε να γίνει και μηχανική διασπορά. Στη συνέχεια αφαιρείται το δείγμα από τη συσκευή, ζυγίζεται η συγκρατούμενη χαλαζιακή άμμος από κάθε κόσκινο και καταγράφονται οι μετρήσεις. Αθροίζονται αυτές οι τιμές και συγκρίθηκαν με το αρχικό βάρος του δείγματος, με σκοπό τον έλεγχο απωλειών. Εάν οι απώλειες υπερβούν το 1% του ολικού βάρους του δείγματος επαναλαμβάνεται η διαδικασία . Ακολούθως εκτιμάται το ποσοστό διερχομένου σε κάθε κόσκινο. Τέλος, σχεδιάζεται η καμπύλη σε ένα ημιλογαριθμικό χαρτί όπου στον οριζόντιο άξονα τοποθετείται το μέγεθος των κόκκων και στον κατακόρυφο το ποσοστό των διερχομένων.



Χαλαζιακή άμμος βάρους 387,54 gr σε λεκάνη.



Μηχολή κοσκνίσματος







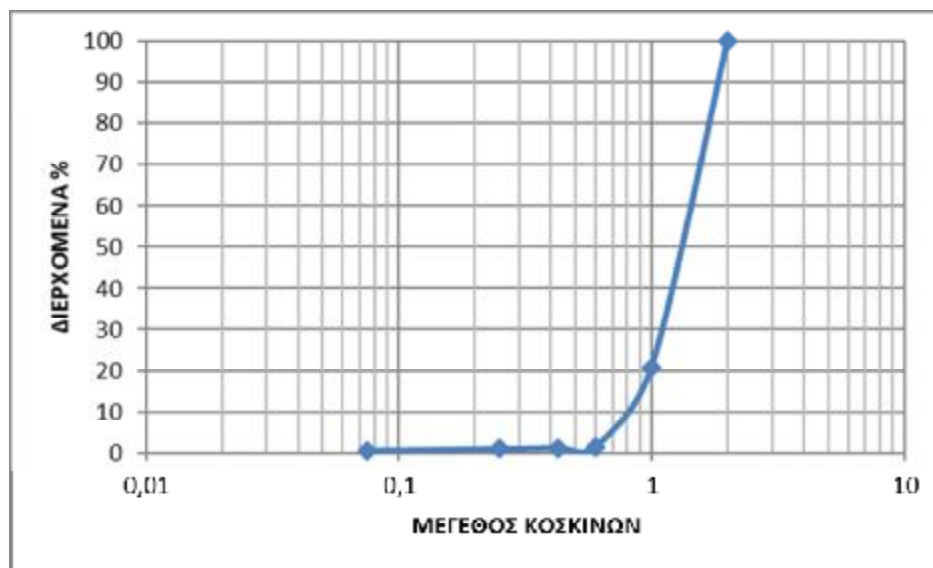
#### 4.2.2.2. Πλυμένη χαλαζιακή άμμος

Για την μέτρηση της κοκκομετρικής σύστασης ζυγίζονται 387,54gr εδάφους ακριβώς καταγεγραμμένα σε λεκάνη. Στη συνέχεια το δείγμα πλύθηκε και τοποθετήθηκε στον κλίβανο σε θερμοκρασία 110°C για 24 ώρες ώστε να ξηρανθεί πλήρως η άμμος. Τέλος, ακολουθείται η πιο πάνω διαδικασία.

#### 4.2.3 Αποτελέσματα

##### 4.2.3.1 Άπλυτη χαλαζιακή άμμος

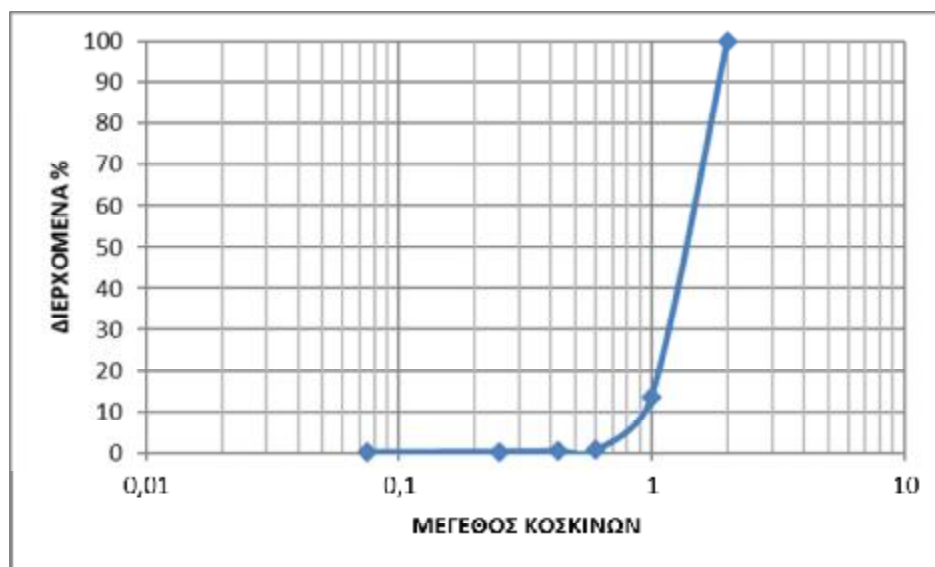
ΚΟΣΚΙΝΑ (mm)	ΣΥΓΚΡΑΤΟΥΜΕΝΟ	ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ	ΠΟΣΟΣΤΟ (%)
ISO 3310-2	ΒΑΡΟΣ (gr)	ΒΑΡΟΣ (gr)	
4,77	0	387,54	100
2	0	387,54	100
1	335,43	52,11	13,45
0,6	49,51	2,6	0,67
0,425	0,81	1,79	0,46
0,25	0,51	1,28	0,33
0,075	0,59	0,69	0,18
ΥΠΟΔΟΧΕΑΣ	0,14		
ΣΥΝΟΛΟ	386,99		



Ποσοστό Απωλειών : 0.51%

#### 4.2.3.2. Πλυμένη χαλαζιακή άμμος

ΧΚΟΣΚΙΝΑ (mm)	ΣΥΓΚΡΑΤΟΥΜΕΝΟ	ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ	ΠΟΣΟΣΤΟ (%)
ISO 3310-2	ΒΑΡΟΣ (gr)	ΒΑΡΟΣ (gr)	
4,77	0	387,54	100
2	0	387,54	100
1	335,43	52,11	13,45
0,6	49,51	2,6	0,67
0,425	0,81	1,79	0,46
0,25	0,51	1,28	0,33
0,075	0,59	0,69	0,18
ΥΠΟΔΟΧΕΑΣ	0,14		
ΣΥΝΟΛΟ	386,99		



Ποσοστό Απωλειών : 0.14%

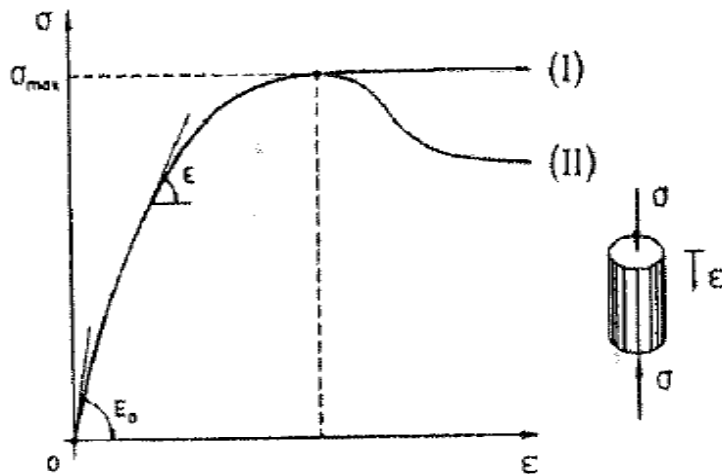
#### 4.2.4 Συμπεράσματα

Τα ποσοστά απωλειών για την χαλαζιακή άμμο και στις δύο δοκιμές πληρούν τη προϋπόθεση να είναι μικρότερο από 1% , συνεπώς το πείραμα της κοκκομετρικής σύστασης του εδάφους ήταν επιτυχής.

### 4.3. Δοκιμή άμεσης διάτμησης (βραδεία δοκιμή στερεοποιημένου δοκιμίου)

#### 4.3.1. Θεωρία

Το έδαφος, όπως όλα τα υλικά, παραμορφώνεται υπό την επίδραση φορτίσεων. Η μελέτη όμως των σχέσεων τάσεων-παραμορφώσεων του εδάφους, δεν είναι πάντα εύκολη, ούτε τυπική όπως π.χ. για τον χάλυβα.



Καμπύλη φόρτισης αργίλου

Στη συνήθη περιοχή φορτίσεων του χάλυβα το μέτρο ελαστικότητας και ο λόγος του Poisson επιτρέπουν τον πλήρη έλεγχο της μεταβολής τάσεων - παραμορφώσεων. Ανάλογη απλοποίηση γίνεται και στη μελέτη του οπλισμένου σκυροδέματος. Δεν είναι όμως δυνατές ανάλογες απλοποιήσεις για το έδαφος.

Η διαμορφοποίηση αυτή οφείλεται :

1. Στην ανισοτροπία, ανομοιογένεια και ασυνέχεια των φυσικών εδαφών και
2. Στην ιδιομορφία των συνθηκών φόρτισης του εδάφους αλλά και στην συνεχή αλλαγή των οριακών συνθηκών για τις παραμορφώσεις.

Μέχρι σήμερα αναπτύχθηκαν αρκετοί τρόποι για την μελέτη του φαινομένου, βασισμένοι σε παραδοχή ελαστικής συμπεριφοράς του εδάφους. Η εφαρμογή τους είναι αναπόφευκτη σε ορισμένες περιπτώσεις αλλά και η ακρίβεια τους περιορισμένη. Έτσι παρά τις δυσκολίες που παρουσιάζονται συνεχίζεται η προσπάθεια να αξιοποιηθούν τα πορίσματα της θεωρίας, που βασίζεται στην παραδοχή της πλαστικής παραμόρφωσης του εδάφους.

Βασική της επιδίωξης είναι ο προσδιορισμός της τάσης ( ορθής ή διατμητικής), που αντιστοιχεί στην θραύση (κατάσταση πλαστικής ισορροπίας). Η τάση που μπορεί να ανεχθεί το έδαφος, πριν από την θραύση του (οριακή τιμή), ονομάζεται αντοχή του εδάφους και στις περισσότερες περιπτώσεις εκφράζεται σαν διατμητική αντοχή. Πρέπει να τονιστεί ότι η τιμή της είναι πάντα αντίστοιχη προς τον τρόπο φόρτισης.

- Στις περισσότερες κατασκευές, το ενδιαφέρον προσανατολίζεται στον εντοπισμό των καταστάσεων που επιτρέπουν θραύση (πλαστική ισορροπία) του εδάφους και όπως είναι αυτονόητο στην αποφυγή τους.

Για το σκοπό αυτό έχουν αναπτυχθεί διάφορες μέθοδοι, εργαστηριακές και εργοταξιακές (επιτόπιες), που μας επιτρέπουν την έρευνα της αντοχής του εδάφους.

Συνοπτικά οι κυριότερες εργαστηριακές δοκιμές που χρησιμοποιούνται για τη μέτρηση των παραμέτρων διατμητικής αντοχής των εδαφών είναι :

1. Η κυλινδρική τριαξονική φόρτιση.
2. Η δοκιμή άμεσης διάτμησης.
3. Η δοκιμή απλής διάτμησης.

- Στην Εδαφομηχανική δεν ενδιαφέρει η εφελκυστική και θλιπτική αντοχή όπως στα συνήθη υλικά, καθώς τα συμπεράσματα και ο τρόπος αστοχίας του εδάφους διαφέρει.
- Η έννοια αντοχής που χρησιμοποιείται για το έδαφος είναι η διατμητική αντοχή. Στις περισσότερες περιπτώσεις εφαρμογών τα εδάφη αστοχούν διατμητικά.
- Καθοριστική αντοχή για τα εδάφη είναι λοιπόν η διατμητική αντοχή. Η διατμητική αντοχή του εδάφους οφείλεται σε δύο μηχανισμούς.
  - Ø Τη συνοχή (c) ανάμεσα στους εδαφικούς κόκκους
  - Ø Την αντίσταση στην ολίσθηση μεταξύ των κόκκων καλούμενη και ως γωνία εσωτερικής τριβής (φ).
- Όσο υψηλότερες είναι οι τιμές τους, τόσο υψηλότερη είναι η διατμητική αντοχή του εδάφους.

Η διατμητική αντοχή ορίζεται με τη σχέση του *Coulomb*:

$$\tau = \sigma \times \tan\varphi + c$$

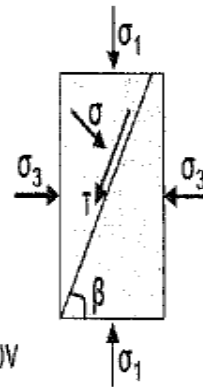
$\tau$  = διατμητική αντοχή

$\sigma$  = ορθή τάση

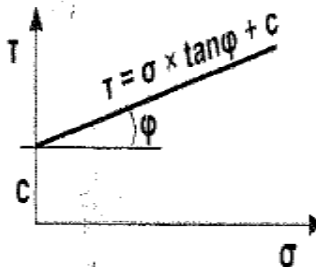
$\varphi$  = γωνία τριβής εδάφους

$c$  = συνοχή εδάφους - οφείλεται στο ηλεκτρικό καθεστώς των

λεπτόκοκκων σωματιδίων, λόγω των μικρών διαστάσεων τους.



Σε διάγραμμα  $\tau$ - $\sigma$  (διατμητικών τάσεων-ορθών τάσεων) η σχέση αυτή παριστάνεται με την ευθεία:



- Η δοκιμή άμεσης διάτμησης γίνεται πιο συχνά στα ψαθυρά (κοκκώδη) εδάφη με μια μικρή συνοχή.
- Κατά την δοκιμή αυτή το κατακόρυφο (N) διατηρείται συνήθως σταθερό, ενώ επιβάλλεται η οριζόντια μετατόπιση του κινητού μέρους κάτω από σταθερή ταχύτητα. Μετρώνται συνεπώς η οριζόντια μετατόπιση (U) του κινητού μέρους, η μετατόπιση (U) της οριζόντιας πλάκας επιβολής του φορτίου (N) καθώς και η εκάστοτε τιμή της οριζόντιας δύναμης (H). Για τη περαιτέρω ανάλυση των δεδομένων της δοκιμής υπολογίζεται η (μέση) ορθή τάση « $\sigma$ » και η (μέση) διατμητική τάση « $\tau$ » στο επίπεδο της διατμήσεως.
- Η δοκιμή εφαρμόζεται σε συνεκτικά και μη συνεκτικά εδάφη. Υπάρχουν τρεις τύποι δοκιμών :
  1. Ταχεία δοκιμή μη στερεοποιημένου δοκιμίου.
  2. Ταχεία δοκιμή στερεοποιημένου δοκιμίου.
  3. Βραδεία δοκιμή στερεοποιημένου δοκιμίου.
- Οι τύποι της δοκιμής (1) & (2) εφαρμόζονται σε γεωτεχνικά προβλήματα όπου εξετάζεται λόγω επιβολής φορτίου σε σχετικά μικρό χρονικό διάστημα, έτσι ώστε να μην είναι δυνατόν να γίνει εκτόνωση της πίεσης του νερού των πόρων που δημιουργείται λόγω της φορτίσεως. Ο τύπος της δοκιμής (3) εφαρμόζεται σε γεωτεχνικά προβλήματα όπου το έδαφος οδηγείται σε θραύση αργά ώστε να είναι δυνατή η εκτόνωση της πίεσης του νερού των πόρων.
- Από τους τρεις τύπους δοκιμών της διάτμησης, ο πιο αντιπροσωπευτικός τύπος είναι η βραδεία δοκιμή σε στερεοποιημένα δοκίμια και είναι αυτή που θα εκτελέσουμε στο πείραμα.

#### 4.2.2. Πειραματική διαδικασία

Αρχικά συναρμολογήθηκε η συσκευή διατμήσεως με τα πλαίσια ευθυγραμμισμένα και σταθερά. Γίνεται ελαφρό γρασάρισμα στις επιφάνειες επαφής των πλαισίων ώστε να εξασφαλίζεται υδατοστεγανότητα, στην περίπτωση που γίνεται στερεοποίηση του δοκιμίου πριν από την κυρίως δοκιμή της διάτμησης και επίσης για την μείωση των τριβών κατά του πειράματος. Στη συνέχεια, τοποθετούνται τα μηκυσιόμετρα, για να μετρηθεί η διατμητική παραμόρφωση και την μεταβολή του πάχους του εδαφικού δοκιμίου. Τέλος προσδιορίζεται το αρχικό πάχος του δοκιμίου.

Η παραπάνω διαδικασία εκτελέστηκε τρεις φορές. Η σχετική πυκνότητα συνεπώς και η ξηρή πυκνότητα άλλαζε κάθε φορά.

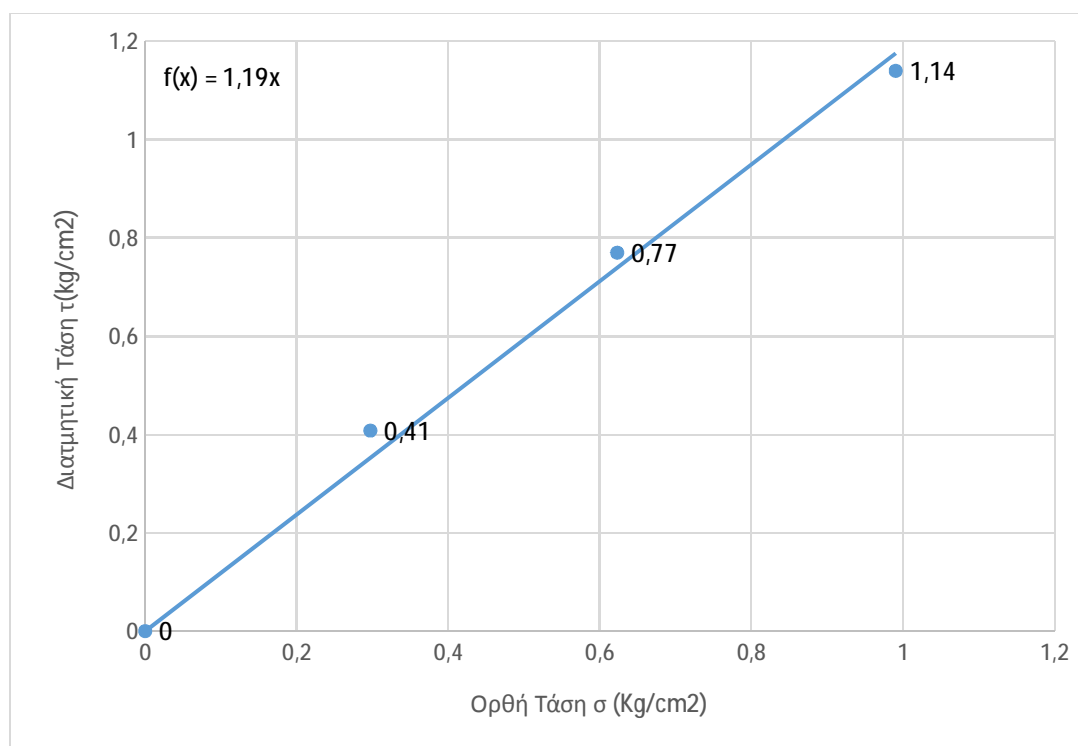
1. Στην πρώτη δοκιμή η σχετική πυκνότητα είναι  $D_r=60\%$  και  $\gamma_d=1,58 \text{ gr/cm}^3$
2. Στην δεύτερη δοκιμή  $D_r=70\%$  και το  $\gamma_d=1,61 \text{ gr/cm}^3$
3. Στην τρίτη δοκιμή  $D_r=80\%$  και το  $\gamma_d=1,64 \text{ gr/cm}^3$



Συσκευή άμεσης διάτμησης

#### 4.3.3. Αποτελέσματα

Δοκιμές	Ορθή Τάση $\sigma$ (Kpa)	Ορθή Τάση $\sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Υποδιεραίσεις	Οριζόντια Δύναμη (Kg)	Διατμητική Τάση (kg/ cm)
1	29,72	0,2972	92	12,74	0,408
2	62,3	0,623	174	24,17	0,77
3	99,05	0,9905	256	35,4	1,14



#### 4.3.4. Συμπεράσματα

Από την εξίσωση της ευθείας του παραπάνω διαγράμματος προκύπτει ότι  $Tan\phi=0,187$  οπότε  $\Phi=49,88 > \Phi_{70\%}=45,40$ .



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 : Περιγραφή πειραματικής διαδικασίας

### 5.1 Περιγραφή πειραματικής διάταξης

Για το πείραμα μελέτης ευστάθειας του τοίχου αντιστήριξης χρησιμοποιήθηκε κουτί από Plexiglas διαστάσεων 40cm x 60cm x 40cm και πάχους 5mm και έναν τοίχο από beton ύψους 0,3m, πλάτος στέψης 0,04m και πλάτος βάσης 0,05m. Τέλος, για να επιτευχθεί η κατάλληλη συμπύκνωση της άμμου χρησιμοποιήθηκε αυτοσχέδιο κόσκινο διαμέτρου (2mm) ίση με τον μέγιστο κόκκο της άμμου που χρησιμοποιήθηκε.



Plexiglass







Αυτοσχέδιο Κόσκινο

## 5.2 Πειραματική διαδικασία χωρίς φορτίο

### 5.2.1 Περιγραφή πειράματος

Αρχικά για τη βάση έγινε διάστρωση της άμμου σε ύψος 10cm. Μετά από υπολογισμούς για  $D_r=70\%$  και  $\gamma_d=1,61\text{gr/cm}^3$  βρέθηκε ότι το βάρος που πρέπει να συμπυκνωθεί στο ύψος των 10cm ήταν 38,96kg. Ύστερα από υπολογισμούς διαπιστώθηκε ότι η ελάχιστη απόσταση που μπορούσε να τοποθετηθεί ο τοίχος ήταν στα 13,13cm από την αρχή του κιβωτίου και για λόγους διευκόλυνσης της πειραματικής διαδικασίας και των υπολογισμών επιλέχθηκε να τοποθετηθεί στα 20cm. Εν συνεχεία με τη βοήθεια του κόσκινου ξεκίνησε να διαστρώνεται η άμμος πίσω από τον τοίχο έως ότου ανατράπηκε.







### 5.2.2 Επεξεργασία αποτελεσμάτων-συμπεράσματα

Κατά τη διάρκεια διάστρωσης της άμμου, παρατηρήθηκε ότι όταν το υλικό έφτασε στα 28,5cm, ο τοίχος άρχισε να αστοχεί και να μετακινείται από την κατακόρυφο θέση του. Ενώ στα 30cm πλήρωσης με άμμο ο τοίχος ανατράπηκε.

Υπολογίστηκε ότι τη στιγμή που άρχισε να αστοχεί ο τοίχος είχαμε πετύχει  $\gamma_d=1,59\text{gr/cm}^3$  που αντιστοιχεί σε σχετική πυκνότητα  $D_r=60,37\%$ . Άρα προκύπτει γωνία εσωτερικής τριβής  $\phi=43,86^\circ$ . Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκαν υπολογισμοί μέσω του excel και προέκυψαν οι ακόλουθοι πίνακες.

Οπότε προκύπτει ότι ο συντελεστής ασφαλείας κατά τη στιγμή που άρχισε να αστοχεί ο τοίχος ήταν  $F_{\text{ανατροπής}}=0,813953043$



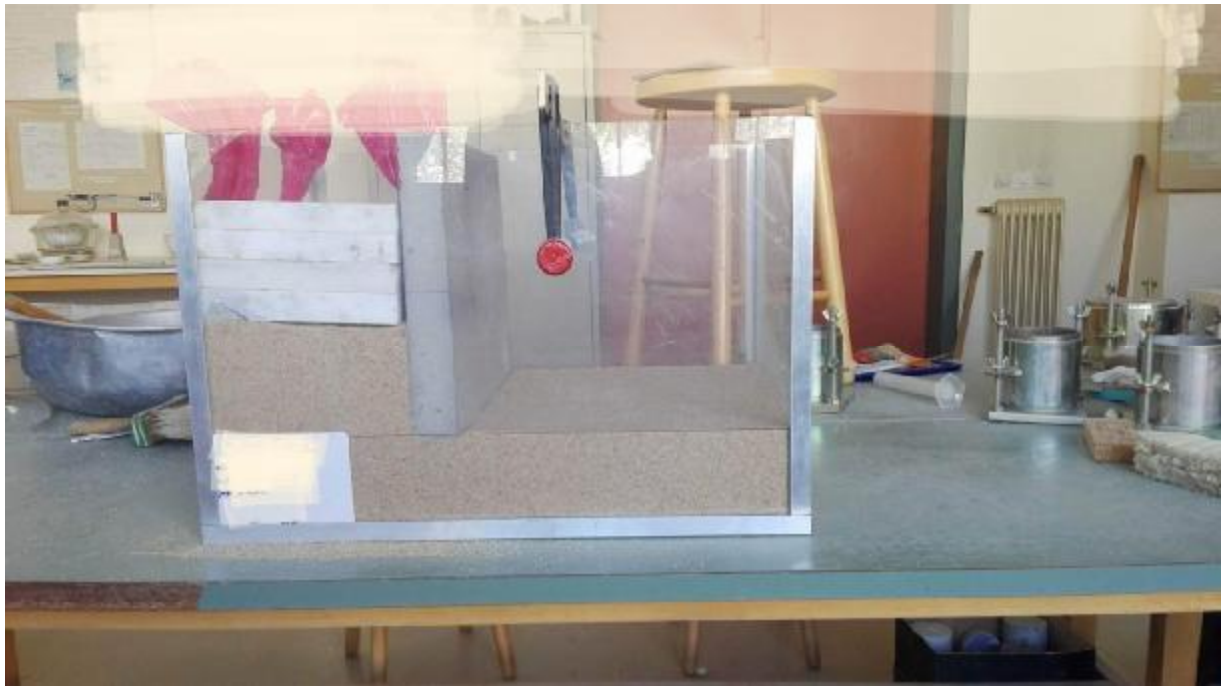
ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΒΑΡΟΥΣ ΚΑΙ ΡΟΠΗΣ				
	ΕΜΒΑΔΟΝ( m <sup>2</sup> )	ΒΑΡΟΣ (KN/m <sup>2</sup> )	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ (m)	ΡΟΠΗ (KN*m/m)
1	0,0015	0,0375	0,006666667	0,00025
2	0,012	0,3	0,03	0,009
ΣΥΝΟΛΟ		0,3375		0,00925

ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΤΟΙΧΟΥ	
ΠΛΑΤΟΣ ΣΤΕΨΗΣ(m)	0,04
ΠΛΑΤΟΣ ΒΑΣΗΣ(m)	0,05
ΥΨΟΣ(m)	0,3
ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΕΔΑΦΟΥΣ	
φ1(σε μοίρες)	43,86
φ1(σε ακτίνια)	0,76550141
φ2(σε μοίρες)	45,4
Φ2(σε ακτίνια)	0,79237948
ΥΨΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ Η (m)	0,287
ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ $\gamma_d$ (KN/ m <sup>3</sup> )	15,9
Φορτίο (KN/m <sup>2</sup> )	0
ΣΥΝΟΧΗ ΕΔΑΦΟΥΣ C	0
ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΒΕΤΟΝ	
ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΜΠΕΤΟΝ $\gamma_b$ (KN/m <sup>3</sup> )	25
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	
$K_\alpha$	0,181405653
$P_\alpha$ (KN/m)	0,118790508
Δύναμη φορτίου (KN/m)	0
$F_{ολισθ}$	2,881085386
$F_{ανατροπης}$	0,813953043

### 5.3 Περιγραφή διαδικασίας με φορτίο

#### 5.3.1 Περιγραφή πειράματος

Για το πείραμα ευστάθειας του τοίχου με εφαρμογή ομοιόμορφα κατανεμημένου φορτίου, ακολουθήθηκε η ίδια διαδικασία διάστρωσης της βάσης με άμμο και της τοποθέτησης του τοίχου αντιστήριξης. Στη συνέχεια έγινε διάστρωση άμμου μέχρι ύψος 12cm όπου τοποθετήθηκε το φορτίο βάρους 66kg και παρατηρήθηκε ότι όντως ευσταθεί. Ακολούθως ανέβηκε η στάθμη της άμμου κατά 2cm και επανατοποθετηθεί το φορτίο. Σε αυτό το στάδιο ο τοίχος αστόχησε.





### 5.3.2 Επεξεργασία αποτελεσμάτων-συμπεράσματα

Βάσει υπολογισμών για ύψος άμμου στα 14cm το  $\gamma_s=1,56\text{gr/cm}^3$  και σχετική πυκνότητα  $D_r=48,5\%$  προκύπτει γωνία εσωτερικής τριβής  $\phi=42,19^\circ$  και στη συνέχεια πραγματοποιήθηκαν υπολογισμοί μέσω του excel και προέκυψαν οι ακόλουθοι πίνακες.

Οπότε προκύπτει ότι ο συντελεστής ασφαλείας κατά τη στιγμή που άρχισε να αστοχεί ο τοίχος ήταν  $F_{\text{ανατροπής}}=0,583897745$

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΒΑΡΟΥΣ ΚΑΙ ΡΟΠΗΣ				
	ΕΜΒΑΔΟΝ(m <sup>2</sup> )	ΒΑΡΟΣ (KN/m <sup>2</sup> )	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ (m)	ΡΟΠΗ (KN*m/m)
1	0,0015	0,0375	0,006666667	0,00025
2	0,012	0,3	0,03	0,009
ΣΥΝΟΛΟ		0,3375		0,00925

ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΤΟΙΧΟΥ	
ΠΛΑΤΟΣ ΣΤΕΨΗΣ(m)	0,04
ΠΛΑΤΟΣ ΒΑΣΗΣ(m)	0,05
ΥΨΟΣ(m)	0,3
ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΕΔΑΦΟΥΣ	
φ1(σε μοίρες)	42,19
φ1(σε ακτίνια)	0,736354411
φ2(σε μοίρες)	45,4
Φ2(σε ακτίνια)	0,79237948
ΥΨΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ Η (m)	0,14
ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ $\gamma_d$ (KN/ m <sup>3</sup> )	15,6
Φορτίο (KN/m <sup>2</sup> )	7,5
ΣΥΝΟΧΗ ΕΔΑΦΟΥΣ C	0
ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΒΕΤΟΝ	
ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΜΠΕΤΟΝ $\gamma_b$ (KN/m <sup>3</sup> )	25
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	
$K_\alpha$	0,196464721
$P_\alpha$ (KN/m)	0,030035527
Δύναμη φορτίου (KN/m)	0,206287957
$F_{ολισθ}$	1,448208155
$F_{αναρρολης}$	0,583897745

## Επίλογος

Η πτυχιακή αυτή εργασία είχε ως θέμα την μελέτη τοίχου αντιστήριξης βαρύτητας, με σκοπό τον υπολογισμό ευστάθειας του και την ανατροπή του, μέσα σε ένα κιβώτιο από πλεξιγκλάς. Για την εργασία αυτή, η ομάδα μας συνεργάστηκε με το Πανεπιστήμιο Πατρών ώστε να προμηθευτεί την χαλαζιακή άμμο, επιδιορθώθηκε το ήδη υπάρχων κιβώτιο πλεξιγκλάς και φτιάχτηκε ένα αυτοσχέδιο ξύλινο κόσκινο.

Η δομή της πτυχιακής έχει ως εξής, αρχικά αναφέρθηκαν γενικά χαρακτηριστικά για τους τοίχους αντιστήριξης και οι θεωρίες Rankine και Coulomb. Στη συνέχεια έγιναν οι απαραίτητες μελέτες και υπολογισμοί για την επαλήθευση των φυσικών χαρακτηριστικών της χαλαζιακής άμμου στο Εργαστήριο της Εδαφομηχανικής. Ακολούθως προσδιορίστηκαν οι τιμές για την ευστάθεια του τοίχου αντιστήριξης για τρεις διαφορετικές περιπτώσεις. Στην πρώτη δεν περιλαμβάνεται φορτίο να καταπονεί την άμμο, στη δεύτερη υπάρχει ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο επί της άμμου, πίσω από τον τοίχο και στην τρίτη περίπτωση περιλαμβάνεται υδροφόρα στάθμη.

Κατόπιν, εκτελέστηκαν τα πειράματα με επιτυχία για τις δύο πρώτες κατηγορίες, επαληθεύοντας τα θεωρητικά αποτελέσματα. Η τρίτη περίπτωση, δυστυχώς για πρακτικούς λόγους δεν κατάφερε να πραγματοποιηθεί.



## Ευχαριστίες

Η ομάδα μας επιθυμεί να ευχαριστήσει ιδιαίτερα την επιβλέπων καθηγήτρια της πτυχιακής μας, κ. Ειρήνη Βγενοπούλου και τον καθηγητή του Εργαστηρίου Εδαφομηχανικής κ. Γεώργιο Ζησιμάτο. Επίσης, θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε θερμά την υποψήφια διδάκτωρ του τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Πατρών κ. Φωτεινή Λυριτζάκη, η οποία μας προμήθευσε την χαλαζιακή άμμο για την πραγματοποίηση του πειραματικού σκέλους της εργασίας μας.

## Βιβλιογραφία

Braja M. Das, Principles of Geotechnical Engineering

Γ. Γραμματικόπουλος, Ν. Μάνου-Ανδρεάδου, Θ. Χατζηγώγος, Βιβλίο Εδαφομηχανικής

Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, e-class.uth.gr

Βγενοπούλου Ειρήνη Σημειώσεις Εδαφομηχανικής

Φωτεινή Λυριτζάκη, Διδακτορική Εργασία

Ο.Μ.Ο.Ε : τεύχος τεχνικών έργων, κεφάλαιο 8

Πολυτεχνείο Κρήτης, Μεταπτυχιακή Εργασία, Βαΐα Σ. Αβρανά