

Περιεχόμενα

1.	ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	2
1.1	Αντικείμενο της Εργασίας.....	2
1.2	Οργάνωση της Διπλωματικής.....	2
2.	ΕΔΑΦΟΤΕΧΝΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ.....	4
2.1	Γεωτρήσεις.....	4
2.2	Δειγματοληψία.....	4
2.3	Επί τόπου δοκιμές.....	5
2.4	Εργαστηριακές Δοκιμές.....	5
2.5	Πενетроμέτρηση.....	6
3.	ΕΔΑΦΙΚΗ ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑ.....	8
3.1	Περιγραφή Εδαφικών Στρώσεων.....	8
3.2	Εκτίμηση αντιπροσωπευτικών εδαφικών παραμέτρων.....	12
3.3	Στρωματογραφία υπολογισμού.....	16
4.	ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ.....	18
4.1	Εύκαμπτος τοίχος από οπλισμένη γη.....	19
5.	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	24
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	25

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Αντικείμενο της Εργασίας

Η διπλωματική αυτή εργασία έχει σαν αντικείμενο το σχεδιασμό και την ασφαλή έδραση, σε στρωματογραφία με ενδιάμεση στρώση μαλακής αργίλου, ενός τοίχου αντιστήριξης ύψους 8 m από οπλισμένη γη.

Η περιοχή όπου πρόκειται να κατασκευασθεί ο τοίχος εμφανίζεται στο Τοπογραφικό Διάγραμμα του Παραρτήματος.

1.2 Οργάνωση της Διπλωματικής

Στο **Κεφάλαιο 2** παρουσιάζεται η εδαφοτεχνική έρευνα που έγινε μέσω γεωτρήσεων και δειγματοληψίας. Αναφέρονται τα είδη των δοκιμών που εκτελέστηκαν ενώ η αξιολόγηση των επί τόπου δοκιμών και η ανάλυση των δοκιμών προσδιορισμού μηχανικών χαρακτηριστικών παρουσιάζονται στο αντίστοιχο κεφάλαιο του **Παραρτήματος III: Θεωρητική προσέγγιση**.

Στη συνέχεια στο **Κεφάλαιο 3** περιγράφονται οι εδαφικές στρώσεις της περιοχής του έργου και παρουσιάζεται η υπολογιστική στρωματογραφία. Η εκτίμηση και ο προσδιορισμός των εδαφικών χαρακτηριστικών αναλύονται στο πρώτο μέρος του **Παραρτήματος I**.

Στο **Κεφάλαιο 4** γίνεται μια συνοπτική παρουσίαση των αποτελεσμάτων για το σχεδιασμό και τη θεμελίωση του τοίχου από οπλισμένη γη τόσο για στατική όσο και για σεισμική φόρτιση. Παρουσιάζονται τα γεωμετρικά και εδαφικά στοιχεία για τον έλεγχο ευστάθειας με συνδυασμό προφόρτισης και χαλικοπασσάλων. Επιπλέον εμφανίζονται οι πιθανές καθιζήσεις.

Για τον τοίχο οπλισμένης γης, εδραζόμενο σε ενισχυμένο – βελτιωμένο με προφόρτιση και χαλικοπασσάλους έδαφος, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα όλων των ελέγχων εσωτερικής ευστάθειας. Οι αναλυτικοί υπολογισμοί όλων των

παραπάνω δίνονται με ιδιαίτερη ευκρίνεια στο **Παράρτημα II : Τεύχος υπολογισμών**.

Η **Βιβλιογραφία** που χρησιμοποιήθηκε υπάρχει στο τέλος και των δύο τόμων ως τμήμα μιας πλήρους επιστημονικής εργασίας, παρ' ότι στο τεύχος υπολογισμών δεν γίνεται κάποια συγκεκριμένη αναφορά. Ας αποτελέσει μια όχι τόσο εκτενή αλλά χρήσιμη βιβλιογραφική βάση σχετικά με τον τομέα της Εδαφομηχανικής και Το Οπλισμένο Έδαφος.

2. ΕΛΔΦΟΤΕΧΝΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ

Η γεωτεχνική έρευνα, περιλαμβάνει την εκτέλεση δύο (2) γεωτρήσεων πυρηνοληψίας (Γ1 και Γ2) με παράλληλη εκτέλεση επί τόπου δοκιμών (SPT) και σειράς εργαστηριακών δοκιμών στα ληφθέντα δείγματα καθώς και μιας δοκιμής στατικής πενетроμετρίας (CPT) με ηλεκτρικό πιεζοκώνο.

2.1 Γεωτρήσεις

Οι γεωτρήσεις εκτελέστηκαν από γεωτρήσιμο τύπου Craelius D600. Η διάμετρος της οπής γεωτρήσεων ήταν 114 mm απαιτήθηκε δε, λόγω της απαντηθείσης στρωματογραφίας συνεχής σωλήνωση καθ' όλο το βάθος της διάτρησης του.

Το βάθος και των δύο γεωτρήσεων Γ1 και Γ2 είναι 22.00 μέτρα. Ως στάθμη αναφοράς έχει ληφθεί η επιφάνεια του εδάφους.

2.2 Δειματοληψία

Για να εξασφαλίζεται ορθότερη εικόνα της στρωματογραφίας έγινε συνεχής δειματοληψία και ελήφθησαν από τις γεωτρήσεις διαταραγμένα και ημιδιαταραγμένα δείγματα. Συγκεκριμένα ελήφθησαν τα ακόλουθα είδη δειγμάτων:

- Αντιπροσωπευτικά ημιδιαταραγμένα δείγματα με δειματολήπτη απλού τοιχώματος, «εν ξηρώ» (δηλαδή με φραγμό), δηλαδή με διακοπή της παροχής νερού προς την κοπτική κεφαλή.
- Αντιπροσωπευτικά ημιδιαταραγμένα δείγματα με το διαιρετό δειματολήπτη Terzaghi κατά την εκτέλεση της πρότυπης δοκιμής διεισδύσεως (SPT).
- Αδιατάρακτα δείγματα με δειματολήπτη τύπου SHELBY σε διάφορα βάθη στην αργιλική στρώση. Οι εξωτερικές επιφάνειες των δειγμάτων συνεκτικού εδάφους καλύφθηκαν αεροστεγώς με πλαστική μεμβράνη για τη διατήρηση της φυσικής υγρασίας.

2.3 Επί τόπου δοκιμές

Παράλληλα, κατά την προχώρηση των γεωτρήσεων σε διάφορες στάθμες έγιναν οι εξής επί τόπου δοκιμές:

Τυποποιημένη δοκιμή διεισδύσεως (SPT)

Κατά τη δοκιμή αυτή μετρήθηκε ο αριθμός των κρούσεων που απαιτείται για τη διείσδυση του προτύπου διαιρετού δειγματολήπτη Terzaghi κατά 15 cm τρεις φορές διαδοχικά. Από τις μετρήσεις αυτές λαμβάνεται το άθροισμα των κρούσεων των 2 τελευταίων διεισδύσεων που ονομάζεται αριθμός κρούσεων N. Όταν η διείσδυση είναι μικρότερη από 15cm για 50 κρούσεις κατά την προκαταρκτική διείσδυση (πρώτα 15cm) ή μικρότερη από 15cm για 50 κρούσεις μετά την προκαταρκτική διείσδυση, τότε η δοκιμή διακόπτεται λέγοντας ότι έχουμε άρνηση σε διείσδυση. Σ' αυτήν την περίπτωση αναγράφεται το βάθος διείσδυσης σε εκατοστά, για 50 κρούσεις.

Επί τόπου δοκιμές πτερυγίου (FVT)

Με τις δοκιμές πτερυγίου γίνεται η εκτίμηση της μέγιστης απαιτούμενης ροπής για την πλήρη περιστροφή του πτερυγίου και μέσω αυτής, της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής c_u της μαλακής αργίλου.

2.4 Εργαστηριακές Δοκιμές

Μετά το πέρας των εργασιών υπαίθρου τα ληφθέντα δείγματα συσκευάστηκαν, μεταφέρθηκαν στο εργαστήριο και καταρτίστηκε πρόγραμμα εργαστηριακών δοκιμών, συμβατό τόσο με τη φύση των δειγμάτων όσο και με τις ανάγκες του έργου.

Αναλυτικά, υποβλήθηκαν στις παρακάτω εργαστηριακές δοκιμές:

i. Δοκιμές κατάταξης:

- Κοκκομετρικές αναλύσεις με κόσκινα
- Κοκκομετρικές αναλύσεις με υδρόμετρο
- Προσδιορισμός ορίων Atterberg (όριο υδαρότητας LL και όριο πλαστικότητας PL)

ii. Δοκιμές προσδιορισμού φυσικών χαρακτηριστικών:

- Προσδιορισμός υγρού και ξηρού φαινομένου βάρους γ
- Προσδιορισμός ειδικού βάρους στερεού υλικού των κόκκων γ_s .
- Προσδιορισμός φυσικής υγρασίας w .

iii. Δοκιμές προσδιορισμού μηχανικών χαρακτηριστικών:

- Δοκιμές μονοδιάστατης στερεοποίησης (δοκιμές συμπιεσομέτρου) σε δείγματα συνεκτικού εδάφους για τον προσδιορισμό του δείκτη συμπιεστότητας C_c .
- Δοκιμές ανεμπόδιστης θλίψης σε δείγματα συνεκτικού εδάφους για προσδιορισμό της αντοχής σε ανεμπόδιση θλίψη q_u (και έμμεσα της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής C_u) καθώς και της αντίστοιχης αξονικής παραμόρφωσης ϵ κατά την αστοχία.
- Δοκιμές άμεσης διάτμησης υπό συνθήκες C.D και C.U για τον προσδιορισμό των παραμέτρων αντοχής C , Φ' , σε οριζόντια επιφάνεια αργιλοαμμωδών στρώσεων.
- Τριαξονικές δοκιμές σε μη προστερεοποιημένα δείγματα συνεκτικών εδαφών διατεμνόμενα μέχρι την αστοχία υπό αστράγγιστες συνθήκες χωρίς μετρήσεις της πίεσης των πόρων (δοκιμές UU) για προσδιορισμό της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής C_u του εδάφους καθώς και τον προσδιορισμό των καμπυλών τάσεων-παραμορφώσεων υπό αστράγγιστες συνθήκες.
- Τριαξονικές δοκιμές σε προστερεοποιημένα δείγματα συνεκτικών εδαφών διατεμνόμενα μέχρι την αστοχία υπό αστράγγιστες συνθήκες με μετρήσεις της πίεσης νερού των πόρων (δοκιμές CUPP) για προσδιορισμό τόσο των παραμέτρων αντοχής σε ολικές τάσεις C_{cu1} , Φ_{cu1} καθώς και των αστράγγιστων καμπυλών τάσεων-παραμορφώσεων

Τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών εμφανίζονται στα φύλλα των **Εδαφοτεχνικών Τομών Γεωτρήσεων στο Παράρτημα Ι**.

2.5 Πενетроμέτρηση

Παράλληλα με την εκτέλεση των γεωτρήσεων στην περιοχή όπου πρόκειται να κατασκευασθεί ο τοίχος αντιστήριξης εκτελέστηκε επί πλέον και δοκιμή Στατικής Πενетроμέτρησης (CPT).

Χρησιμοποιήθηκε ηλεκτρικός πιεζόκωνος και καταγράφηκαν τόσο η αντίσταση αιχμής q_c όσο και ο λόγος τριβών $R_f = f_s/q_c$ %.

Η πενетроμέτρηση βρίσκεται επίσης στο **Παράρτημα Ι**.

3. ΕΛΔΑΦΙΚΗ ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑ

3.1 Περιγραφή Εδαφικών Στρώσεων

Το έδαφος στην περιοχή του έργου αποτελείται από τις κάτωθι στρώσεις:

- I. Τεφρής Ιλυώδους Άμμου μέσης πυκνότητας, με μέσο πάχος στρώματος 5.0 μέτρα.
- II. Καστανής Αργίλου πολύ μαλακής έως μαλακής, μέσης πλαστικότητας με μέσο πάχος στρώματος 7.0 μέτρα.
- III. Τεφρής Άμμου μέσης πυκνότητας με ενστρώσεις ιλυώδους άμμου κατά θέσεις με μέσο πάχος στρώματος 10.0 μέτρα.

Με βάση τις επί τόπου αλλά και τις εργαστηριακές δοκιμές προσδιορίστηκαν τα φυσικά και μηχανικά χαρακτηριστικά των προαναφερθέντων στρωμάτων (Παράρτημα II). Στους παρακάτω πίνακες εμφανίζονται η διακύμανση και οι μέσες τιμές των κυριότερων φυσικών και μηχανικών χαρακτηριστικών καθεμιάς εδαφικής στρώσης.

Αναλυτικά η στρωματογραφία που διαπιστώθηκε στην περιοχή του έργου έχει ως εξής:

Στρώση I: Ιλυώδης Άμμος

Στρώση τεφρής ιλυώδους άμμου μέσης πυκνότητας. Κατά το Ενοποιημένο σύστημα ταξινόμησης εδαφών (A.U.S.C.S.) χαρακτηρίζεται ως SM (τοπικά SW). Τα βάθη στα οποία συναντάται είναι:

- Γεώτρηση Γ1 : 0 έως -5.00m
- Γεώτρηση Γ2 : 0 έως -5.30m

Για το υγρό φαινόμενο βάρος η μέση τιμή προκύπτει $(19.0 + 18.8)/2 = 18.9 \text{ kN/m}^3$. Έτσι εκτιμάται μέση τιμή υγρού φαινόμενου βάρους $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$. Ακολουθεί σχετικός πίνακας με τη διακύμανση των χαρακτηριστικών της στρώσης:

Πίνακας1: Φυσικά Μηχανικά Χαρακτηριστικά της Στρώσης I

Φυσικά Μηχανικά Χαρακτηριστικά	% Διερχόμενο		Πλήθ. Τιμών	Μέσος όρος
	Από	Έως		
Ποσοστό χαλικιών	0	3	6	99
Ποσοστό άμμου (10)	100	80	7	90
Ποσοστό άμμου (40)	65	50	7	58
Ποσοστό αργιλολύος (200)	20	11	7	15
Υγρασία	28	27	2	27.5
Δείκτης πλαστικότητας (PL)	28	25	2	35
Δείκτης υδαρότητας (LL)	35	35	2	35
Σχετική υδαρότητα (I _L)	0.80	0.20	2	0.50
Ειδικό βάρος γ_s (kN/m ³)	2.65	2.65	1	2.65
Υγρό φαινόμενο βάρος γ_{oy} (kN/m ³)	19	18	2	18.9
Δείκτης πόρων	0.80	0.80	2	0.80
Αριθμός κρούσεων N δοκιμής SPT	18	12	6	15
Αντίσταση αιχμής κώνου q_c δοκιμής CPT (Mpa)				5.75
Λόγος τριβών R_f δοκιμής CPT (%)				3

Στρώση II: Άργιλος

Στρώση καστανής αργίλου πολύ μαλακής έως μαλακής μέσης πλαστικότητας με μέσο πάχος στρώματος 7.0 μέτρα. Κατά το Ενοποιημένο σύστημα ταξινόμησης εδαφών (A.U.S.C.S.) χαρακτηρίζεται ως CH - OH (τοπικά CL - OL).

- Γεώτρηση Γ1 : 5.00 - 12.00 μέτρα
- Γεώτρηση Γ2 : 5.30 - 12.30 μέτρα

Για το υγρό φαινόμενο βάρος η μέση τιμή από τις δύο γεωτρήσεις προκύπτει:

Υγρ (kN/m ³)	
Γεώτρηση 1	Γεώτρηση 2
18.6	18.6
18.5	18.4
18.7	18.4
18.6	18.3
18.5	18.4

Ακολουθεί σχετικός πίνακας με τη διακύμανση των χαρακτηριστικών της στρώσης:

Πίνακας2: Φυσικά Μηχανικά Χαρακτηριστικά της Στρώσης II

Φυσικά Μηχανικά Χαρακτηριστικά	% Διερχόμενο		Πλήθ. Τμών	Μέσος όρος
	Από	Έως		
Ποσοστό χαλικιών	-	-	-	-
Ποσοστό άμμου (10)	100	100	5	100
Ποσοστό άμμου (40)	100	94	10	97
Ποσοστό αργιλιού (200)	93	83	10	89
Ποσοστό αργίλου με υδρόμετρο	38	28	10	33
Υγρασία	38	27	10	31.5
Δείκτης πλαστικότητας (PL)	29	20	10	25.1
Δείκτης υδαρότητας (LL)	41	37	10	39.5
Σχετική υδαρότητα (I _r)	0.97	0.80	10	0.85
Ειδικό βάρος γ_s (kN/m ³)	25.9	25.6	10	25.8
Ξηρό φαινόμενο βάρος γ_d (kN/m ³)	13.6	13.3	10	13.4
Υγρό φαινόμενο βάρος $\gamma_{υγ}$ (kN/m ³)	18.7	18.3	10	18.5
Δείκτης πόρων	0.92	0.82	10	0.89
Αριθμός κρούσεων N δοκιμής SPT	3	1	6	2
Αντίσταση αιχμής κώνου q_c δοκιμής CPT (Mpa)				0.54
Λόγος τριβών R_f δοκιμής CPT (%)				7

Στρώση III: Τεφρή Άμμος

Τεφρή άμμος μέσης πυκνότητας με ενστρώσεις ιλυώδους άμμου κατά θέσεις με μέσο πάχος στρώματος 10.0 μέτρα. Κατά το Ενοποιημένο Σύστημα Ταξινόμησης Εδαφών (A.U.S.C.S.) χαρακτηρίζεται SM.

- Γεώτρηση Γ1 : 12.00 - 22.00 μέτρα
- Γεώτρηση Γ2: 12.05 - 21.95 μέτρα

Για το υγρό φαινόμενο βάρος η μέση τιμή από τις δύο γεωτρήσεις προκύπτει:

$\gamma_{υγρ}$ (kN/m ³)	
Γεώτρηση 1	Γεώτρηση 2
20.5	19.4

Είναι: $(20.5 + 19.4)/2 = 20.0$ kN/m³. Έτσι εκτιμάται μέση τιμή υγρού φαινομένου βάρους $\gamma_{υγρ}=20.0$ kN/m³. Ακολουθεί σχετικός πίνακας με τη διακύμανση των φυσικών και μηχανικών χαρακτηριστικών της στρώσης:

Πίνακας3: Φυσικά Μηχανικά Χαρακτηριστικά της Στρώσης III

Φυσικά Μηχανικά Χαρακτηριστικά	% Διερχόμενο		Πλήθ. Τιμών	Μέσος όρος
	Από	Έως		
Ποσοστό χαλικιών	-	-	-	-
Ποσοστό άμμου (10)	100	100	15	100
Ποσοστό άμμου (40)	99	94	15	96.5
Ποσοστό αργιλολύος (200)	10	2	15	6.7
Δείκτης πλαστικότητας (PL)	21	20	2	20.5
Ξηρό φαινόμενο βάρος γ_d (kN/m ³)	16.4	16.2	2	16.3
Υγρό φαινόμενο βάρος $\gamma_{υγρ}$ (kN/m ³)	20.5	19.4	2	20
Δείκτης πόρων	0.68	0.65	2	0.665
Αριθμός κρούσεων N δοκιμής SPT	45	32	12	36
Αντίσταση αιχμής κώνου q_c δοκιμής CPT (Mpa)				14.4
Λόγος τριβών R_f δοκιμής CPT (%)				2

3.2 Εκτίμηση αντιπροσωπευτικών εδαφικών παραμέτρων

Από αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των επί τόπου και εργαστηριακών δοκιμών που εμφανίζεται αναλυτικά στο Παράρτημα I, προέκυψε η παρακάτω στρωματογραφία υπολογισμού.

Η εκτίμηση γίνεται με βάση των επιτόπου και εργαστηριακών δοκιμών. Στην περιοχή έγιναν δύο γεωτρήσεις Γ1 και Γ2 που έδειξαν:

- I. Τεφρή ιλυώδη άμμο μέσης πυκνότητας, με μέσο πάχος στρώματος 5.0 μέτρα.
- II. Καστανή άργιλο πολύ μαλακής έως μαλακής μέσης πλαστικότητας με μέσο πάχος στρώματος 7.0 μέτρα
- III. Τεφρή άμμος μέσης πυκνότητας με ενστρώσεις ιλυώδους άμμου κατάθεσης με μέσο πάχος στρώματος 10.0 μέτρα.
 - Γεώτρηση Γ1 : 0.00 - 22.00 μέτρα
 - Γεώτρηση Γ2 : 0.00 - 21.95 μέτρα

Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα :

Στρώμα I: Τεφρή ιλυώδης άμμος μέσης πυκνότητας, με μέσο πάχος στρώματος

5m Εμφανίζεται σε μέσο βάθος 0 - 5.0 μέτρα. Παράμετροι αντοχής: $c' = 0$, $\varphi' \neq 0$

	Βάθος	N'	σ_{vo}	C_N	$N_c = C_N \cdot N'$
Γεώτρηση Γ1	1.30	13	24.57	1.600	24.0
	2.50	16	39.75	1.425	22.8
	4.00	16.5	53.10	1.350	24.3
Γεώτρηση Γ2	1.10	12	20.79	1.647	20.1
	3.0	15	44.20	1.400	21.0
	4.5	16	57.55	1.300	20.8

Έγινε διόρθωση λόγω στάθμης υπογείου ορίζονται σε όλες τις τιμές αφού πρόκειται για Ιλυώδη Άμμο σε κάθε περίπτωση $N > 15$ σύμφωνα με τη σχέση $N' = 15 + 0.5(N - 15)$.

Επίσης έγινε διόρθωση λόγω πίεσης υπερκείμενων γαιών σύμφωνα με σχέση $N_c = C_N \cdot N'$ (C_N κατά Peck - Hanson - Thornburn).

Από τον παραπάνω πίνακα προκύπτουν οι μέσες τιμές για κάθε βάθος:

N_c	φ	E_s
21,83	33°	9335 kN/m ²

Στρώμα II: Καστανή άργιλος πολύ μαλακή έως μαλακή, μέσης πλαστικότητας, με μέσο πάχος στρώματος 7.0 μέτρα.

Εμφανίζεται σε μέσο βάθος 5.0 - 12.0m.

Παράμετροι Αντοχής: Υπό συνθήκες αστράγγιστες (ταχεία φόρτιση) $c' \neq 0$, $\phi' = 0$.

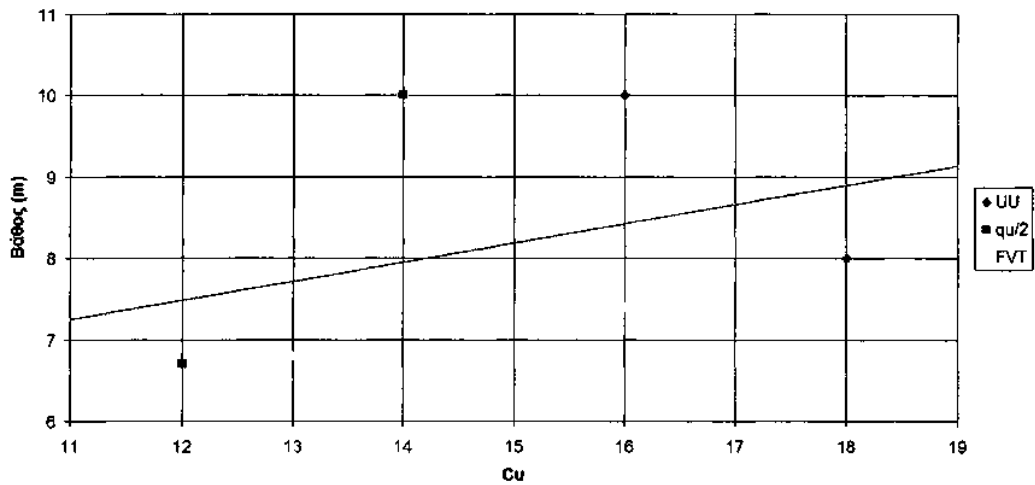
Αρχικά γίνεται εκτίμηση της μέσης αστράγγιστης διατμητικής αντοχής c_u της στρώσης βάσει των επί τόπου εργαστηριακών δοκιμών. Από δοκιμές αντοχής ανεμπόδιστης θλίψης όπου $c_u = q_u/2$ προκύπτει:

	Βάθος	q_u (kPa)	c_u(kPa)
Γεώτρηση Γ1	6.00 – 7.50	24	12
	9.65 – 10.50	28	14
Γεώτρηση Γ2	7.80 – 8.20	20	10
	10.20 – 11.20	30	15

Από την Γ1 στα 6.80m βάθος έχουμε από δοκιμή FVT $c_u = 13.0$ kPa. Στα 6.70m έχω $c_u = 12.0$ kPa και στα 10.00m βάθος $c_u = 14.0$ kPa.

Από την Γ2 στα 7.40m βάθος έχουμε από δοκιμή FVT $c_u = 16.0$ kPa. Στα 8.00m έχω $c_u = 18.0$ kPa και στα 10.00m βάθος $c_u = 16.0$ kPa.

Βάθος	Τιμή c_u (kPa)	Σύμβολο
6.80	13	FVT
6.70	12	$q_u/2$
10.00	14	$q_u/2$
7.40	16	FVT
8.00	18	UU
10.00	16	UU



Μέσω της μεθόδου ελαχίστων τετραγώνων προκύπτει ότι:

$$c_u = 0.24 \text{ kPa/m} \cdot z + 4.6 \text{ kPa} , \text{ οπότε στα } 8.5 \text{ m είναι } c_u = 15.0 \text{ kPa και}$$

$$\sigma'_{vo}(-8.50) = 18.9 \cdot 1.25 + (18.9 - 10) \cdot 3.75 + (18.5 - 10) \cdot 3.5 = 91.75 \text{ kPa}$$

C_c	C_r	C_v
0,235	0,04	$7 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec}$

Στρώμα III: Τεφρή άμμος μέσης πυκνότητας με ενστρώσεις ιλυώδους άμμου κατά θέσεις με μέσο πάχος στρώματος 10.00 μέτρα.

Εμφανίζεται σε μέσο βάθος 12.00 - 22.00m. Παράμετροι Αντοχής : $c' = 0$, $\phi' \neq 0$.

	Βάθος	N'	σ'_{vo}	C_N	$N_c=C_N \cdot N'$
Γεώτρηση Γ1	14.70	22.5	148.5	0.800	18.000
	15.60	26.5	157.5	0.750	19.870
	17.30	27.5	174.5	0.700	19.250
	19.30	28.5	194.5	0.650	18.525
	20.75	30.0	209.0	0.625	18.750
Γεώτρηση Γ2	13.30	25.0	134.5	0.850	21.250
	14.70	23.5	148.5	0.750	17.625
	16.30	24.5	164.5	0.725	17.760
	18.30	24.5	184.5	0.700	17.150
	20.10	26.5	202.5	0.610	16.160
	21.80	25.5	219.5	0.600	15.000

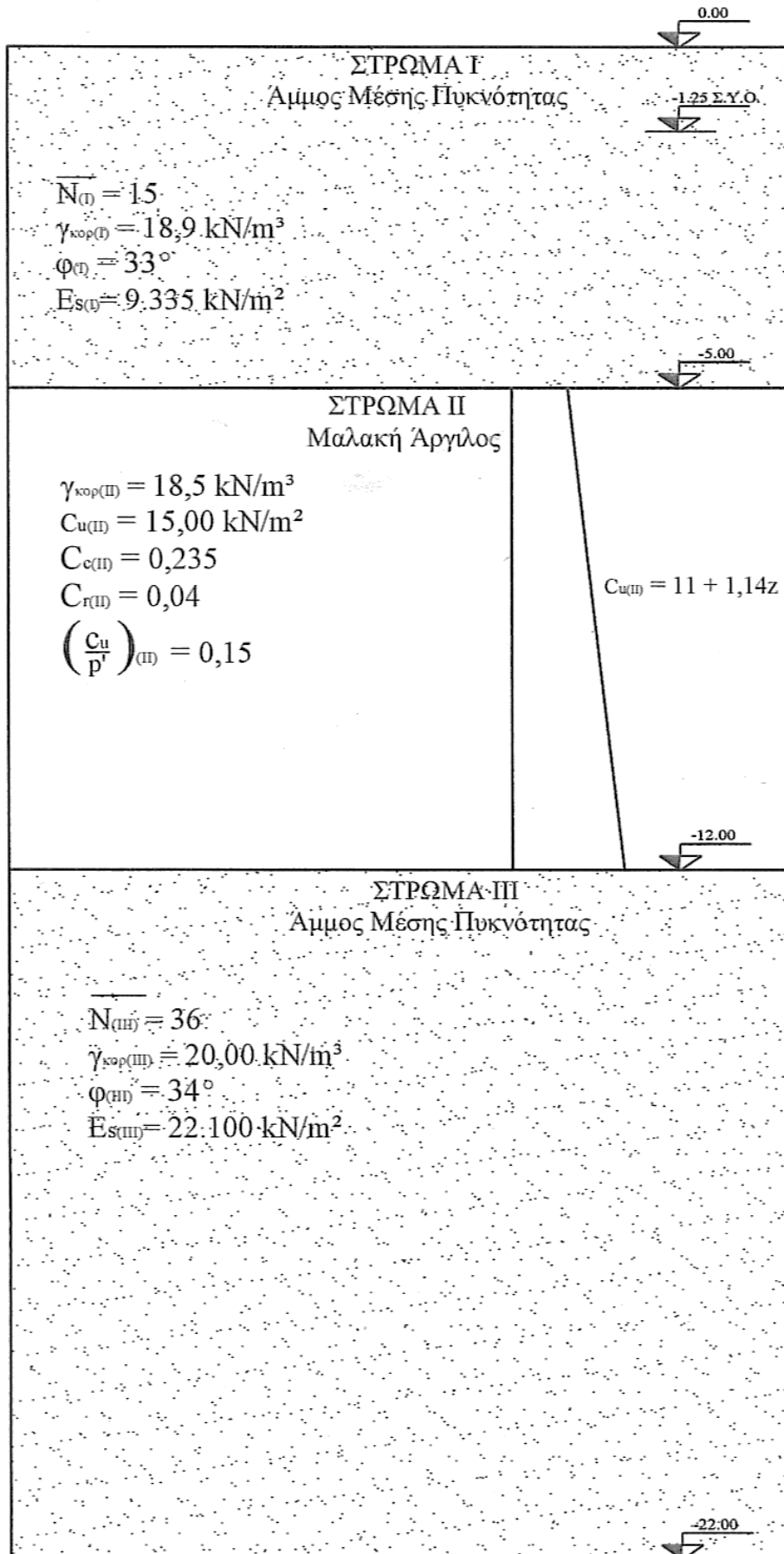
Έγινε διόρθωση λόγω στάθμης υπογείου ορίζοντα σε όλες τις τιμές αφού πρόκειται για Ιλυώδη Άμμο σε κάθε περίπτωση $N > 15$ σύμφωνα με την σχέση $N' = 15 + 0.5(N - 15)$ καθώς και διόρθωση λόγω πίεσης υπερκείμενων γαιών σύμφωνα με τη σχέση $N_c = C_N \cdot N'$ (C_N κατά Peck - Hanson - Thornburg). Από τον παραπάνω πίνακα προκύπτουν οι μέσες τιμές για κάθε βάθος:

N_c	ϕ	E_s
18,12	34°	22,1001 kN/m ²

3.3 Στρωματογραφία υπολογισμού

Με βάση τα παραπάνω η τελική υπολογιστική στρωματογραφία εμφανίζεται στο επόμενο σχήμα.

ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΗ ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑ



4. ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται συνοπτικά:

α) Στον Πίνακα 4.1 τα αποτελέσματα του σχεδιασμού ανωδομής του εύκαμπτου τοίχου από οπλισμένη γη (έλεγχοι εξωτερικής ευστάθειας, εκκεντρότητα, πιέσεις επαφής) τόσο για τη φάση κατασκευής όσο και για τη φάση λειτουργίας (στατική και σεισμική φόρτιση).

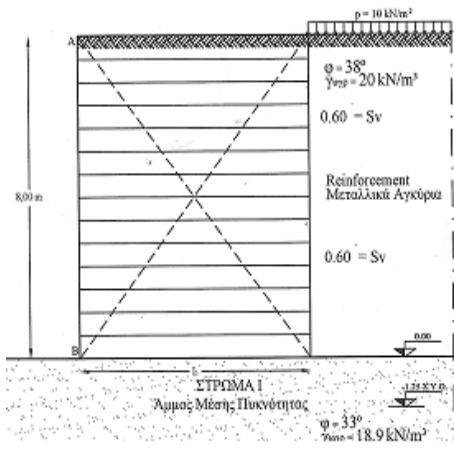
β) Στον Πίνακα 4.2 τα αποτελέσματα των ελέγχων φέρουσας ικανότητας και γενικής ευστάθειας με κύκλους ολίσθησης και εφαρμογή προγράμματος LARIX για απευθείας έδραση (φάση κατασκευής, φάση λειτουργίας υπό στατική και σεισμική φόρτιση).

γ) Στον Πίνακα 4.3 τα αποτελέσματα του σχεδιασμού βελτίωσης - ενίσχυσης εδάφους με συνδυασμό προφόρτισης - χαλικοπασσάλων.

δ) Στον Πίνακα 4.4 τα αποτελέσματα των ελέγχων εξωτερικής και εσωτερικής ευστάθειας του τοίχου οπλισμένης γης σε ενισχυμένο-βελτιωμένο έδαφος. Ειδικότερα παρουσιάζονται α) τα αποτελέσματα γενικής ευστάθειας με κύκλους ολίσθησης και εφαρμογή προγράμματος LARIX καθώς και οι αναμενόμενες καθιζήσεις στα δύο άκρα του τοίχου για έδρασή του μετά την αφαίρεση της προφορτίσεως στο ενισχυμένο με χαλικοπασσάλους έδαφος (φάση λειτουργίας υπό στατική φόρτιση χωρίς κινητό φορτίο), β) τα αποτελέσματα του ελέγχου εσωτερικής ευστάθειας του τοίχου οπλισμένης γης για τη βασική εντατική κατάσταση (φάση λειτουργίας, στατική φόρτιση).

4.1 Εύκαμπτος τοίχος από οπλισμένη γη

Πίνακας 4.1

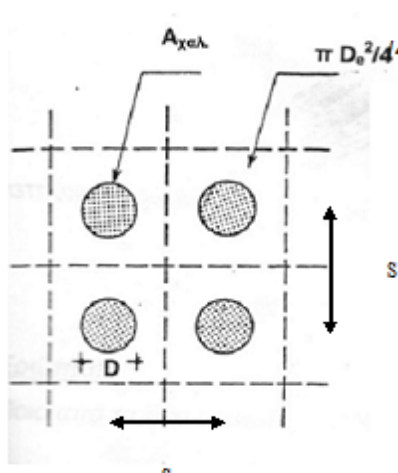
Διατομή τοίχου από οπλισμένη γη		Γεωμετρία ράβδων – εφελκυστική αντοχή- Συντελεστής τριβής		
		<p>Πλάτος ράβδου: $b=80mm$</p> <p>Πάχος ράβδου: $t=5mm$</p> <p>Επιτρεπόμενη εφελκυστική τάση:</p> $\sigma_{\varepsilon\pi} = 120.000 \frac{KN}{m^2}$		
Εξωτερική Ευστάθεια	Μέγεθος	Φάση		
		Κατασκευής	Λειτουργίας (στατική φόρτιση)	Λειτουργίας (σεισμική φόρτιση) $K_h=0.16g$
	$F_{\text{ανατροπής}}$	$4,13 > 1,50$	$6,79 > 1,50$	$4,93 > 1,20$
	$F_{\text{ολίσθησης}}$	$2,06 > 1,30$	$2,59 > 1,30$	$1,99 > 1,10$
	Εκκεντρότητα e_k	$0,78 \text{ m} < \frac{L}{6} =$ $1,07 \text{ m}$	$0,47 \text{ m} < \frac{L}{6} =$ $1,07 \text{ m}$	$0,65 \text{ m} < \frac{L}{6} = 1,07$ m
Πιέσεις Επαφής	$\sigma_{\text{max}} = 277 \text{ kPa}$ $\sigma_{\text{min}} = 43 \text{ kPa}$	$\sigma_{\text{max}} = 230,5 \text{ kPa}$ $\sigma_{\text{min}} = 89,5 \text{ kPa}$	$\sigma_{\text{max}} = 257,60 \text{ kPa}$ $\sigma_{\text{min}} = 62,40 \text{ kPa}$	
ΣΧΟΛΙΟ	Αποδεκτή η γεωμετρία της κατασκευής για τη συγκράτηση του επιχώματος ύψους 8m			

Πίνακας 4.2

Έλεγχος	Παραδοχή μονόστρωτου συστήματος DIN 4017			Παραδοχή δίστρωτου συστήματος κατά Meyerhof – Hanna		
Έλεγχος θραύσης εδάφους για απευθείας έδραση στην υφιστάμενη στρωματογραφία	Φάση κατασκευής	Φάση λειτουργίας		Φάση κατασκευής	Φάση λειτουργίας	
		Στατική φόρτιση	Σεισμική φόρτιση		Στατική φόρτιση	Σεισμική φόρτιση
	F=1,93<2	F=2,87>2	F=2,50>1,20	F=0,47<1	F=0,55<1	F=0,43<1
Έλεγχος γενικής ευπάθειας με κύκλους ολίσθησης και εφαρμογή προγράμματος LARIX για απευθείας έδραση	$F_{\min}=0,89 < 1$ (φάση λειτουργίας – στατική φόρτιση)					
Σχόλιο: Η λύση απευθείας έδρασης του τοίχου απορρίπτεται λόγω αστοχίας του εδάφους						

Πίνακας 4.3

Γεωμετρία επιχώματος - Ισοδύναμες (equivalent)* εδαφικές παράμετροι
 $h_{επ} = 8 \text{ m}$

		πραγές επιχώματος 16 m	στενή επιχώματος 6,40 m	πραγές επιχώματος 16 m	
περιοχή	(1)	(3)	(2)	(3)	(1)
ΣΥΟ-1,25 Αμμος I					
$\varphi=33^\circ$	$\varphi^{(1)*}=33,68^\circ$	$\varphi^{(2)*}=36,71^\circ$	$\varphi^{(2)*}=39,52^\circ$	$\varphi^{(2)*}=36,71^\circ$	$\varphi^{(1)*}=33,68^\circ$
$\gamma=18,9 \text{ kN/m}^3$	$\gamma^{(1)*}=19,09 \text{ kN/m}^3$	$\gamma^{(2)*}=21,075 \text{ kN/m}^3$	$\gamma^{(2)*}=23,06 \text{ kN/m}^3$	$\gamma^{(2)*}=21,075 \text{ kN/m}^3$	$\gamma^{(1)*}=19,09 \text{ kN/m}^3$
-5,00					
Αργίλος II					
$c_u=15 \text{ kN/m}^2$	$c_u^{(1)*}=13,65 \text{ kN/m}^2$	$c_u^{(2)*}=18,5 \text{ kN/m}^2$	$c_u^{(2)*}=23,35 \text{ kN/m}^2$	$c_u^{(2)*}=18,5 \text{ kN/m}^2$	$c_u^{(1)*}=13,65 \text{ kN/m}^2$
$\varphi=0$	$\varphi^{(1)*}=4,32^\circ$	$\varphi^{(2)*}=7,8^\circ$	$\varphi^{(2)*}=11,3^\circ$	$\varphi^{(2)*}=7,8^\circ$	$\varphi^{(1)*}=4,32^\circ$
$\gamma=18,5 \text{ kN/m}^3$	$\gamma^{(1)*}=18,725 \text{ kN/m}^3$	$\gamma^{(2)*}=21,30 \text{ kN/m}^3$	$\gamma^{(2)*}=21,84 \text{ kN/m}^3$	$\gamma^{(2)*}=21,30 \text{ kN/m}^3$	$\gamma^{(1)*}=18,725 \text{ kN/m}^3$
-12,00					
Αμμος III					
$\varphi=34^\circ$	$\varphi=34^\circ$	$\varphi=34^\circ$	$\varphi=34^\circ$	$\varphi=34^\circ$	$\varphi=34^\circ$
$\gamma=20 \text{ kN/m}^3$	$\gamma=20 \text{ kN/m}^3$	$\gamma=20 \text{ kN/m}^3$	$\gamma=20 \text{ kN/m}^3$	$\gamma=20 \text{ kN/m}^3$	$\gamma=20 \text{ kN/m}^3$
-22,00					
Γεωμετρία καννάβου χαλικοπασσάλων $d_{χαλ} = 0,80 \text{ m}$ $S = 2,30 \text{ m}$ $\alpha_s = 0,09$			Μέγεθος Ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας του δυσμενέστερου κύκλου ολίσθησης $F_{min} = 1,39$ Συντελεστής συγκέντρωσης τάσεων $\eta = 4,7$ Μειωτικός συντελεστής καθιζήσεων $Y = 0,75$ Αναδιανομή τάσεων $\sigma_o = \gamma_{sat} \cdot h_{επ} = 160 \text{ kN/m}^2$ $\sigma_{πολ} = 564 \text{ kN/m}^2$ $\sigma_{εξ} = 120 \text{ kN/m}^2$		
			Συντελεστής ασφαλείας έναντι θραύσης κεφαλής $F = 4,26$ Διάρκεια παραμονής προφ. $t = 3 \text{ μήνες}$ (παραδοχές: $k_c = 3 k_o$ $k_{c,z} = 1,5 k_v$ $R_s = 0,60 \text{ m}$)		
ΣΧΟΛΙΟ			Αποδεκτός ο σχεδιασμός συστήματος βελ. τάσης / ενίσχυσης αργίλου με συνδυασμό προφ. χαλικοπασσάλων		

Πίνακας 4.4

Διατομή τοίχου από οπλισμένη γη		Γεωμετρία ράβδων – εφελκυστική αντοχή- Συντελεστής τριβής				
		<p>Πλάτος ράβδου: $b=80\text{mm}$</p> <p>Πάχος ράβδου: $t=5\text{mm}$</p> <p>Επιτρεπόμενη εφελκυστική τάση:</p> $\sigma_{\varepsilon\pi} = 120.000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$				
		<p>Ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας έναντι περιστροφικής ολίσθησης για απευθείας έδραση</p> $F_{\min} = 0.8$				
Εξωτερική Ευστάθεια	Μέγεθος	Φάση				
		Κατασκευής	Λειτουργίας (στατική φόρτιση)	Λειτουργίας (σεισμική φόρτιση)		
	Συντελεστής ασφαλείας έναντι φέρουσας ικανότητας δίστρωτου	1.50 (δεκτό λόγω προσωρινής κατασκευής)	1.90=2	1.11>1.10		
	Συντελεστής ασφαλείας έναντι περιστροφικής ολίσθησης F_{\min}	>1.56	1.56>1.50	1.06>1.05		
Καθιζήσεις (στατική φόρτιση χωρίς κινητό)	Πρόσθετες τάσεις στα μέσα ζωνών Π_α , Π_β κάτω από τα άκρα Α(αριστερό) και Β(δεξιό) του τοίχου (kPa)	Ζώνη	Φάση			
			προφόρτιση		κατασκευή	
			A	B	A	B
		Π_α	136	136	50,42	109,7
Π_β	96	96	55,35	105,3		

	Συνολική μακροχρόνια καθίζηση άκρων A, B τοίχου (cm) $\rho_c = (\rho_c^{IIa} + \rho_c^{II\beta}) \times Y$	II_a			1,125	1,95	
		II_β			1,2	2,6	
	Συνο- λικές				2,3	4,55	
	Συνολική άμεση καθίζηση άκρων A, B τοίχου $(E_{S_I}^{τελ} = 1.2E_S^I, E_{S_{III}}^{τελ} = 1.2E_{S_u}^{III})$	I			1	2,6	
III				2,5	3,5		
		Συνο- λικές			3,5	6,1	
Συνολική τελική καθίζηση άκρων A, B τοίχου				5,8	10,65		
Εσωτερική Ευστάθεια (Φάση λειτουργίας στατική φόρτιση)	Έλεγχος Θραύσεως δυσμενέστερης (13ης) ράβδου	$P_d = 96 \frac{KN}{m} > 31,856 \frac{KN}{m} = T$					
	Μέθοδος Tie-back wedge	Στάθμη 5ης ράβδου $P_{a(1)}^{max} = 384 > 21,25 = T_{max}$					
		Στάθμη 8ης ράβδου $P_{a(2)}^{max} = 672 > 91,16 = T_{max}$					
		Στάθμης 13ης ράβδου $P_{a(3)}^{max} = 1152 > 156,52 = T_{max}$					
Έλεγχος εξόλκευσης 1ης ράβδου	$P_{pá} = 5,38KN > F_{p \beta\delta\omega} = 1,416KN$						
Μέθοδος Coherent Gravity (i=1,10,13)	$P_{pá} = 18,02 > 2,14 = F_{p \beta\delta\omega}$						
	$P_{pá} = 161,8 \gg 15,12 = F_{p \beta\delta\omega}$						
	$P_{pá} = 235,5 \gg 13,58 = F_{p \beta\delta\omega}$						
Σχόλιο: Δεκτή η λύση οπλισμένης γης σε ενισχυμένο-βελτιωμένο με							

5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η λύση κατασκευής εύκαμπτου τοίχου ύψους 8 m από οπλισμένη γη με πλάτος $L = 6.40$ m είναι τεχνικώς αποδεκτή με την προϋπόθεση ότι θα προηγηθούν:

α) Κατασκευή δικτύου χαλικοπασσάλων διαμέτρου $d_{\text{χαλ}} = 0.80$ m σε τετραγωνικό κάναβο πλευράς $S = 2.30$ m.

β) Κατασκευή επιχώματος προφόρτισης ύψους $h_{\text{επ}} = 8$ m με κλίση πρανών 1 κατακ. : 2 οριζ. και παραμονή του για χρονικό διάστημα $t = 3$ μήνες.

Οι ράβδοι του οπλισμού θα έχουν διαστάσεις $b = 8$ cm, $t = 0.5$ cm, $L = 6.40$ m, ενώ οι αποστάσεις τους κατά την κατακόρυφη διεύθυνση θα είναι $S_v = 0.60$ m και κατά την οριζόντια διεύθυνση $S_h = 0.50$ m.

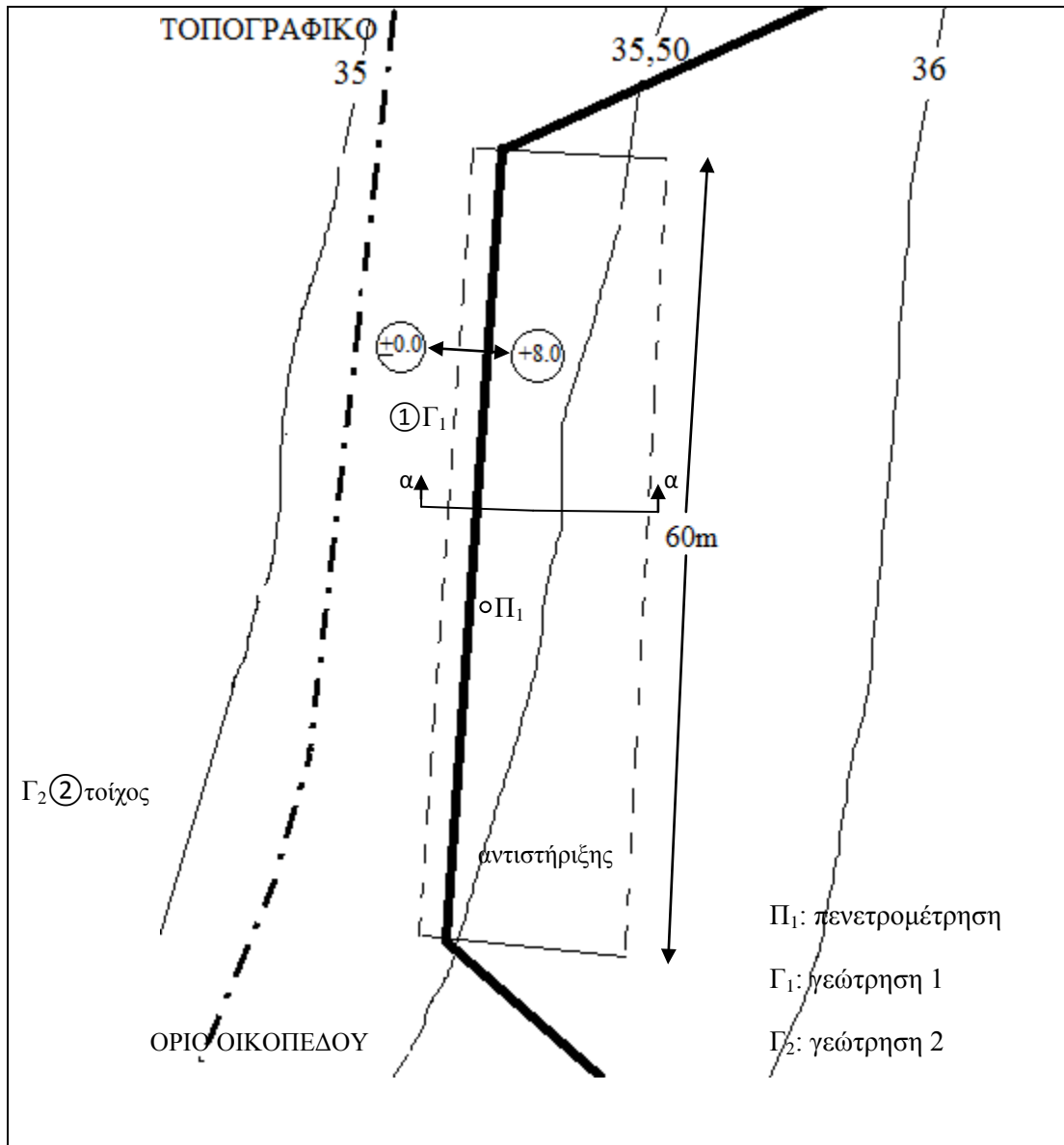
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Αναγνωστόπουλος Α. Γ., Β. Π. Παπαδόπουλος (1990), «Επιφανειακές θεμελιώσεις», Εκδόσεις "Συμεών", Αθήνα
2. Αναγνωστόπουλος Α. Γ., Β. Π. Παπαδόπουλος (2004), «Θεμελιώσεις με πασσάλους», εκδόσεις «Συμεών», Αθήνα
3. Αναγνωστόπουλος Α. Γ., Χριστούλας Σ., Παπαδόπουλος Β.Π. (1992), «Διαστασιολόγηση θεμελιώσεων με πασσάλους», εκδόσεις «Συμεών», Αθήνα
4. Γεωργιάδης Μ., Γεωργιάδης Κ. (2009), «Στοιχεία Εδαφομηχανικής», Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη
5. Γκαζέτας Γ. (2005), «Σημειώσεις Εδαφομηχανικής», Τομέας Γεωτεχνικής Ε.Μ.Π. 2.6 έκδοση.
6. Γκαζέτας Γ. (Μάιος 2007), «Σεισμική Ανάλυση και Σχεδιασμός Αντιστηρίξεων», Συνοπτικές σημειώσεις και Σχετικά Άρθρα για το Μεταπτυχιακό Μάθημα Γεωτεχνικής Σεισμικής Μηχανικής, Ε.Μ.Π.
7. Καββαδάς Μ. (2005) «Στοιχεία Εδαφομηχανικής», Τομέας Γεωτεχνικής Ε.Μ.Π. 12η έκδοση.
8. Καββαδάς Μ. (2007), «Θεμελιώσεις Τεχνικών Έργων», Τομέας Γεωτεχνικής Ε.Μ.Π., 4η έκδοση
9. Μπουκοβάλας Γ. Δ. (2003), «Σημειώσεις σε ειδικά θέματα θεμελιώσεων», Ε.Μ.Π. Τομέας Γεωτεχνικής
10. Παπαχαρίσης Ν., Μάνου-Ανδρεάδη Ν., Γραμματικόπουλος Ι. «Γεωτεχνική Μηχανική: Έρευνα - γεωτρήσεις - εργαστήριο», Αφοί Κυριακίδη, Θεσσαλονίκη
11. Χριστούλας Σ. (1998) «Επιλογές εφαρμοσμένης γεωτεχνικής μηχανικής», Εκδόσεις Συμεών, 2η έκδοση, Αθήνα
12. Clayton C.R.I., J.Milititsky and R.I.Woods (1993) «Earth Pressure and Earth – Retaining Structures», Blackie Academic and Professional
13. Derrick I. Price (1979), «Reinforced Earth Structures», Soil Structures International Limited
14. Faisal Ali, Lee Chee Hai (2010), «An instrumented reinforced earth wall», Scientific Research and Essays Vol. 5(13), pp. 1962-1968

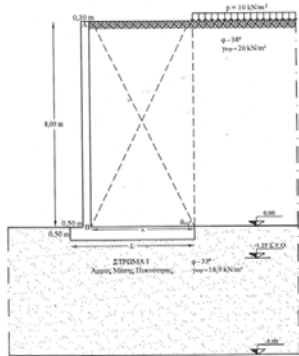
15. Khing K. H., B. M. Dasb, V. K. Puri, E. E. Cook and S. C. Yen(1993) ,« The bearing-capacity of a strip foundation on geogrid-reinforced sand», Geotextiles and Geomembranes
16. Jones Colin J.F.P. (1985), “Earth Reinforcement and Soil Structures”, Butterworths Advanced Series in Geotechnical
17. Foundation Engineering Handbook
18. Poulos H. G., Davis E. H. (1974) «Pile foundation analysis and design», John Wiley and sons, New York
19. Romstad K.M., A.Al-Yassin, L.R. Herrmann, C.K. Shen, “Stability Analysis of Reinforced Earth Retaining Structures”, Proceedings of a Symposium on Earth Reinforcement at the ASCE Annual Convnetion Pennsylvania (April 1978)
20. Αρβανίτη Δ. (2008), «Αριθμητική και Συμβατική Επίλυση Τοίχων Αντιστηρίξεως Οπλισμένης Γης», Ε.Μ.Π., Διπλωματική Εργασία
21. Δάτσικας Α., Ι. Μαρσέλος (2004), «Σχεδιασμός Ακροβάθρου Γέφυρας με τη Μέθοδο Οπλισμένης Γης υπό Στατική Φόρτιση», Ε.Μ.Π., Διπλωματική Εργασία
22. Γιαμπάνης Γ. (2007), «Σχεδιασμός Τοίχου από Οπ’λισμένη Γη για τη Συγκράτηση Εκτεταμένου Επιχώματος σε Έδαφος με Πυκνή Αμμώδη και Μαλακή Αργιλική Στρώση», Ε.Μ.Π., Διπλωματική Εργασία
23. Καββαδά Ο. (2010), «Στατικά και Σεισμικά Πεδία Παραμορφώσεων σε Φυσικά Μοντέλα με Χρήση της Μεθόδου P.I.V.»,Ε.Μ.Π., Διπλωματική Εργασία
24. Ράπτη Δ.(2006), « ΤΟΙΧΟΙ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ – ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ », Πάτρα, Διπλωματική Εργασία

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ι

1. ΤΟΠΟΓΡΑΦΙΚΟ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ

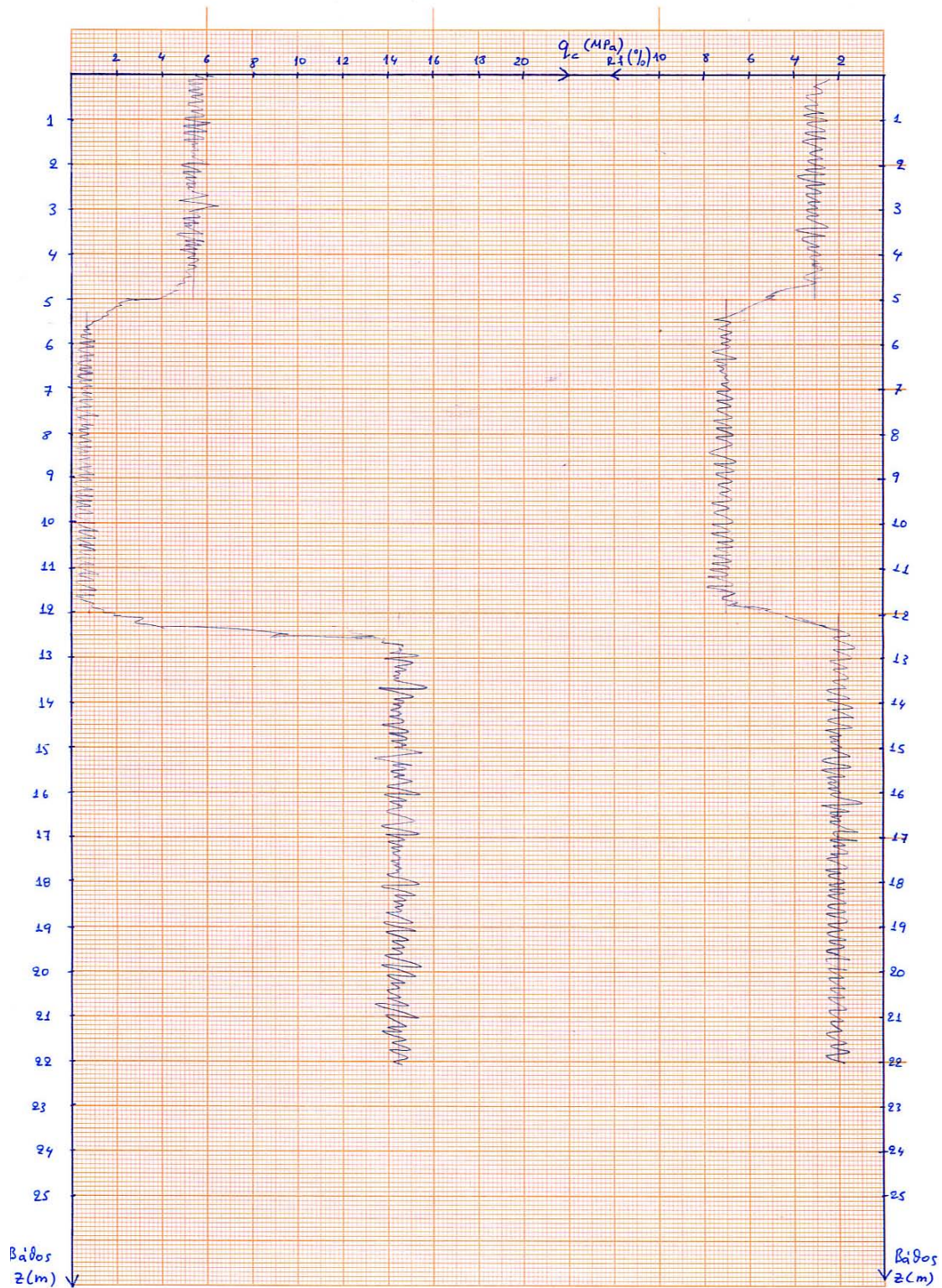


τομή α-α



Σχήμα 1

2. ΠΕΝΕΤΡΟΜΕΤΡΗΣΗ



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΙΙ – ΑΝΑΛΥΤΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

1. ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΑΝΤΙΠΡΟΣΩΠΕΥΤΙΚΩΝ ΕΛΛΗΦΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ

Από αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των επί τόπου και εργαστηριακών δοκιμών που εμφανίζεται αναλυτικά στο Παράρτημα I, προέκυψε η παρακάτω στρωματογραφία υπολογισμού.

Η εκτίμηση γίνεται με βάση των επιτόπου και εργαστηριακών δοκιμών.

Στην περιοχή έγιναν δύο γεωτρήσεις Γ_1 και Γ_2 που έδειξαν:

- I. Τεφρή ιλυώδη άμμο μέσης πυκνότητας, με μέσο πάχος στρώματος 5.0 μέτρα.
- II. Καστανή άργιλο πολύ μαλακής έως μαλακής μέσης πλαστικότητας με μέσο πάχος στρώματος 7.0 μέτρα
- III. Τεφρή άμμος μέσης πυκνότητας με ενστρώσεις ιλυώδους άμμου κατάθεσης με μέσο πάχος στρώματος 10.0 μέτρα.

➤ Γεώτρηση Γ_1 : 0.00 - 22.00 μέτρα

➤ Γεώτρηση Γ_2 : 0.00 - 21.95 μέτρα

Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα :

Στρώμα I: Τεφρή ιλυώδης άμμος μέσης πυκνότητας, με μέσο πάχος στρώματος 5m Εμφανίζεται σε μέσο βάθος 0 - 5.0 μέτρα. Παράμετροι αντοχής: $c' = 0$, $\phi' \neq 0$

	Βάθος	N'	σ_{vo}	C_N	$N_c=C_N \cdot N'$
Γεώτρηση Γ1	1.30	13	24.57	1.600	24.0
	2.50	16	39.75	1.425	22.8
	4.00	16.5	53.10	1.350	24.3
Γεώτρηση Γ2	1.10	12	20.79	1.647	20.1
	3.0	15	44.20	1.400	21.0
	4.5	16	57.55	1.300	20.8

Έγινε διόρθωση λόγω στάθμης υπογείου ορίζονται σε όλες τις τιμές αφού πρόκειται για Ιλυώδη Άμμο σε κάθε περίπτωση $N > 15$ σύμφωνα με τη σχέση $N' = 15 + 0.5(N - 15)$.

Επίσης έγινε διόρθωση λόγω πίεσης υπερκείμενων γαιών σύμφωνα με σχέση $N_c = C_N \cdot N'$ (C_N κατά Peck - Hanson - Thornburn).

Από τον παραπάνω πίνακα προκύπτουν οι μέσες τιμές για κάθε βάθος:

Βάθος 0.0 - 5.0 μέτρα

$$\bar{N}_c = \frac{\sum N_c}{6} = \frac{24.0 + 0.8 + 24.3 + 2.1 + 21 + 20.8}{6} \approx 21.83$$

Επίσης:

➤ Peck – Hanson – Thornburn : $\phi = 27.1 + 0.3\bar{N}_c^2 \Rightarrow \phi = 33.39^\circ$

➤ OSAKI : $\phi' = \sqrt{20 \cdot \bar{N}_c + 15} = 35.89^\circ$

$$\text{➤ DUNHAM: } \left\{ \begin{array}{l} \phi' = \sqrt{12 \cdot \overline{N_c}} + 25 \Rightarrow 41.19^\circ \\ N' = \frac{13 + 16 + 16.5 + 12 + 15 + 16}{6} = 14.75 \\ \sigma'_{vo(-2.5)} = 18.9 \cdot 1.25 + (18.9 - 10) \cdot 1.25 = 39.7 \text{ kPa} \end{array} \right.$$

οπότε από πίνακα σύμφωνα με τον De Mello είναι $\phi=32^\circ$

Τελικά από τα παραπάνω $\phi=33^\circ$

Για το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης είναι:

➤ Schulze & Menzenbach (1967)

$$E_s = C_1 \cdot N + C'_2 \text{ όπου: } C'_2 = C_1 \cdot C_2.$$

Υπενθυμίζεται ότι $N'=14.75$.

Από Webb : $E_s = 500(N + 15)$ και $E_s = 333.3(N + 5)$

➤ Tassios – Anagnostopoulos (1987)

$$E_s = C_1 \cdot N + C'_2$$

$C'_2 = 4000$ για $N > 15$ και $C_2 = 0$ για $N < 15$. Εδώ $C_1 = 350$ και $C'_2 = 0$

➤ Papadopoulos – Anagnostopoulos (1987)

$$E_s = C_1 + C_2 \cdot N \quad \mu\epsilon \quad C_1 = 690 \quad C_2 = 2600$$

➤ Farrent

$$E_s = 750(1-\nu^2)N$$

όπου $\nu=0.27$ (λόγος Poisson)

Τελικά προκύπτει μέσο $E_s=9335\text{kN/m}^2$.

Στρώμα II: Καστανή άργιλος πολύ μαλακή έως μαλακή, μέσης πλαστικότητας, με μέσο πάχος στρώματος 7.0 μέτρα.

Εμφανίζεται σε μέσο βάθος 5.0 - 12.0m.

Παράμετροι Αντοχής: Υπό συνθήκες αστράγγιστες (ταχεία φόρτιση)
 $c'\neq 0$, $\phi'=0$.

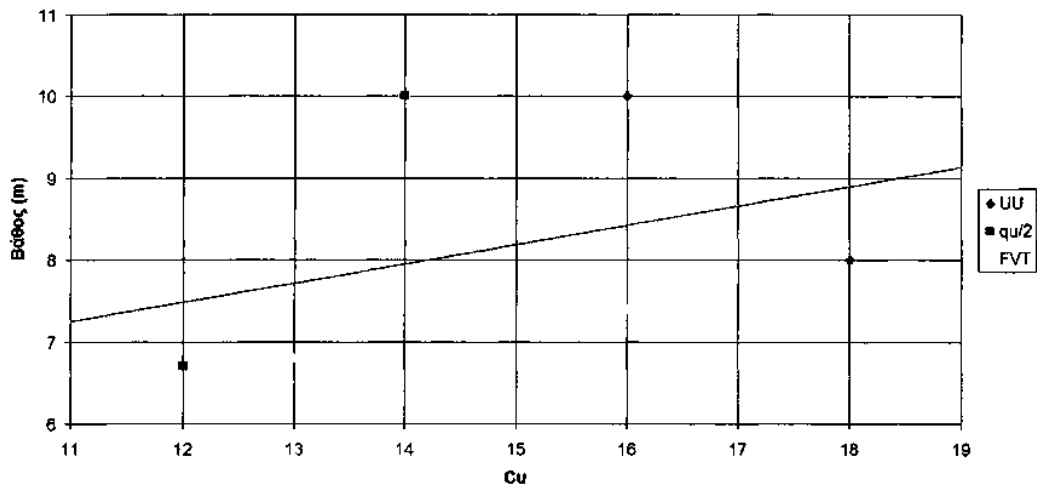
Αρχικά γίνεται εκτίμηση της μέσης αστράγγιστης διατμητικής αντοχής c_u της στρώσης βάσει των επί τόπου εργαστηριακών δοκιμών. Από δοκιμές αντοχής ανεμπόδιστης θλίψης όπου $c_u = q_u/2$ προκύπτει:

	Βάθος	q_u (kPa)	c_u (kPa)
Γεώτρηση Γ1	6.00 – 7.50	24	12
	9.65 – 10.50	28	14
Γεώτρηση Γ2	7.80 – 8.20	20	10
	10.20 – 11.20	30	15

Από την Γ_1 στα 6.80m βάθος έχουμε από δοκιμή FVT $c_u=13.0\text{kPa}$. Στα 6.70m έχω $c_u=12.0\text{kPa}$ και στα 10.00m βάθος $c_u=14.0\text{kPa}$.

Από την Γ_2 στα 7.40m βάθος έχουμε από δοκιμή FVT $c_u=16.0\text{kPa}$. Στα 8.00m έχω $c_u=18.0\text{kPa}$ και στα 10.00m βάθος $c_u=16.0\text{kPa}$.

Βάθος	Τιμή c_u (kPa)	Σύμβολο
6.80	13	FVT
6.70	12	$q_u/2$
10.00	14	$q_u/2$
7.40	16	FVT
8.00	18	UU
10.00	16	UU



Μέσω της μεθόδου ελαχίστων τετραγώνων προκύπτει ότι:

$c_u = 0.24 \text{ kPa/m} \cdot z + 4.6 \text{ kPa}$, οπότε στα 8.5m είναι $c_u = 15.0 \text{ kPa}$ και

$$\sigma'_{vo(-8.50)} = 18.9 \cdot 1.25 + (18.9 - 10) \cdot 3.75 + (18.5 - 10) \cdot 3.5 = 91.75 \text{ kPa}$$

Εκτίμηση της φορτικής ιστορίας Αργίλου

Διερεύνηση με βάση τις τιμές του λόγου c_u/σ'_{vo}

Χαρακτηριστικές τιμές του λόγου c_u/σ'_{vo} αποφόρτιστων αργίλων συναρτήσει των φυσικών τους χαρακτηριστικών είναι :

$$\rightarrow \text{Skempton: } \frac{c_u}{\sigma'_{vo}} = 0.11 + 0.0037 \cdot PI = 0.16$$

- Bjerrum - Simons : $\frac{c_u}{\sigma'_{vo}} = 0.045 \cdot \sqrt{PI} = 0.15$
- Karisson - Vieberg : $\frac{c_u}{\sigma'_{vo}} = 0.005 \cdot LL = 0.14$
- $\frac{c_u}{\sigma'_{vo}} = \frac{0.15}{91.75} = 0.15$
- Μέση εκτιμώμενη τιμή : $\frac{c_u}{\sigma'_{vo}} = \mathbf{0.15}$

Τέλος, από δοκιμή συμπιεσομέτρου στην Γ2 προκύπτουν ως αντιπροσωπευτικές οι παρακάτω τιμές παραμέτρων συμπιεστότητας: $C_c=0.235$, $C_r=0.04$, $C_v=7 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec}=2.18\text{m}^2/\text{έτος}$.

Στρώμα III: Τεφρή άμμος μέσης πυκνότητας με ενστρώσεις ιλυώδους άμμου κατά θέσεις με μέσο πάχος στρώματος 10.00 μέτρα.

Εμφανίζεται σε μέσο βάθος 12.00 - 22.00m. Παράμετροι Αντοχής : $c' = 0$, $\phi' \neq 0$.

Πίνακας 3.1

	Βάθος	N'	σ'_{vo}	C_N	$N_c=C_N \cdot N'$
Γεώτρηση Γ1	14.70	22.5	148.5	0.800	18.000
	15.60	26.5	157.5	0.750	19.870
	17.30	27.5	174.5	0.700	19.250
	19.30	28.5	194.5	0.650	18.525
	20.75	30.0	209.0	0.625	18.750
Γεώτρηση Γ2	13.30	25.0	134.5	0.850	21.250
	14.70	23.5	148.5	0.750	17.625
	16.30	24.5	164.5	0.725	17.760
	18.30	24.5	184.5	0.700	17.150
	20.10	26.5	202.5	0.610	16.160
	21.80	25.5	219.5	0.600	15.000

Έγινε διόρθωση λόγω στάθμης υπογείου οριζοντα σε όλες τις τιμές αφού

πρόκειται για Ιλυώδη Άμμο σε κάθε περίπτωση $N > 15$ σύμφωνα με την σχέση $N' = 15 + 0.5(N - 15)$ καθώς και διόρθωση λόγω πίεσης υπερκείμενων γαιών σύμφωνα με τη σχέση $N_c = C_N \cdot N'$ (C_N κατά Peck - Hanson - Thornbur). Από τον παραπάνω πίνακα (Πίνακας 3.4) προκύπτουν οι μέσες τιμές για κάθε βάθος:

Βάθος 12.0 - 22.0 μέτρα

$$\overline{N_c} = \frac{\sum N_c}{11} \approx 18.12$$

- Peck - Hanson - Thornburn : $\phi = 27.1 + 0.3 \cdot \overline{N_c}^2 - 0.00054 \cdot \overline{N_c}^2 = 32.36^\circ$ όπου $\overline{N_c} = 18.12$
- OSAKI: $\phi' = \sqrt{20 \cdot \overline{N_c}} + 15 = 34.04^\circ$
- DUNHAM: $\phi' = \sqrt{20 \cdot \overline{N_c}} + 25 = 39.75^\circ$ και $N' = 25.82$ και

$$\sigma'_{vo(17.0)} = 121,5 + (20 - 10) \cdot 5 = 171.50 \text{ kPa}$$

οπότε από πίνακα σύμφωνα με τον De Mello είναι $\phi = 34^\circ$.

Τελικά από τα παραπάνω $\phi = 34^\circ$.

Για το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης είναι:

- Schulze & Menzenbach (1967)

$$E_s = C_1 \cdot N + C'_2 \text{ όπου } C'_2 = C_1 \cdot C_2$$

Υπενθυμίζεται ότι $N' = 25.82$

Από Webb $E_s = 500(N + 15)$ και $E_s = 333.3(N + 5)$

- Tassios - Anagnostopoulos (1974)

$$E_s = C_1 \cdot N + C'_2 \quad \mu\epsilon$$

$$C'_2 = 4000 \quad \text{για } N > 15$$

$$C'_2 = 0 \quad \text{για } N < 15$$

Εδώ $C_1 = 450$ και $C'_2 = 4000$

➤ Papadopoulos - Anagnostopoulos (1987)

$$E_s = C_1 + C_2 \cdot N \quad \mu\epsilon \quad C_1 = 800 \quad C_2 = 7500$$

➤ Farrent

$$E_s = 750 \cdot (1 - \nu^2) \cdot N \quad \text{όπου } \nu = 0.35 \text{ (λόγος Poisson)}$$

Τελικά προκύπτει μέσο $E_s = \mathbf{22,1001 kN/m^2}$.

2.ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΞΩΤΕΡΙΚΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΚΑΙ ΘΡΑΥΣΗΣ ΕΛΑΦΟΥΣ

α) Εύκαμπτος τοίχος από οπλισμένη γη

ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Επιλέγεται το μήκος της βάσης του τοίχου ως το 80% της τιμής του ύψους του στρώματος που στηρίζει ο τοίχος (βλέπε σχήμα 5):

$$L = 0,8 \cdot 8 = 6,40 \text{ m}$$

A. ΦΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ (ΙΔΙΟ ΒΑΡΟΣ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΠΙΕΣΕΙΣ ΣΥΜΠΥΚΝΩΣΕΩΣ)

(μεταβλητό φορτίο στην επιφάνεια του εδάφους δεξιά του πέλματος: $p = 10 \text{ kN/m}^2$).

Συντελεστής ενεργητικής ώθησης: (κατά Rankine)

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{38^\circ}{2} \right) = 0,238$$

Συντελεστής παθητικής ώθησης: (κατά Rankine)

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{38^\circ}{2} \right) = 4,204$$

Φορτίο οδοστρώτηρα: $p = 50 \text{ kN/m}$

Βάθος z_c διαχωρισμού ζώνης παθητικής ώθησης – ζώνης σταθερής οριζόντιας πίεσης κατά Ingold:

$$z_c = K_a \cdot \sqrt{\frac{2p}{\gamma\pi}} = 0,238 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 50}{20 \cdot \pi}} = 0,30 \text{ m}$$

Μέγιστη σταθερή πίεση μεταξύ βάθους z_c και βάθους h_c κατά Ingold:

$$\sigma_{hf} = \sqrt{\frac{2p\gamma}{\pi}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 50 \cdot 20}{\pi}} = \sqrt{636,6} = 25,23 \text{ kPa}$$

Βάθος h_c κάτω από το οποίο θεωρείται αμελητέα η επιρροή των πιέσεων συμπτυκνώσεως κατά Ingold:

$$h_c = K_p \cdot \sqrt{\frac{2p}{\gamma\pi}} = 4,204 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 50}{20 \cdot \pi}} = 5,30 \text{ m}$$

Οριζόντιες ενεργητικές ωθήσεις στον τοίχο (σ_h) $\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v$

$$\sigma_h^A = 0, \quad \sigma_h^F = 25,23 \text{ kPa}$$

$$\sigma_h^A = 0,238 \cdot 20 \cdot 5,30 = 25,23 \text{ kPa}$$

$$\sigma_h^B = 0,238 \cdot 20 \cdot 8 = 38,08 \text{ kPa}$$

Το διάγραμμα οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων παρουσιάζεται στο Σχήμα 1.

Οριζόντιες δυνάμεις στον τοίχο

$$P_{\alpha 1} = \frac{1}{2} \cdot z_c \cdot \sigma_{hf} = \frac{1}{2} \cdot 0,30 \cdot 25,26 = 3,79 \text{ kN/m}$$

$$P_{\alpha 2} = \sigma_{hf} \cdot (h_c - z_c) = 25,26 \cdot (5,30 - 0,30) = 126,3 \text{ kN/m}$$

$$P_{\alpha 3} = \frac{\sigma_{hf} + \sigma_{hB}}{2} \cdot (H - h_c) = \frac{25,26 + 38,08}{2} \cdot (8 - 5,30) = 85,51 \text{ kN/m}$$

Συνολική οριζόντια δύναμη: $\Sigma H = P_{\alpha 1} + P_{\alpha 2} + P_{\alpha 3} = 3,79 + 126,3 + 85,51 = 215,6 \text{ kN/m}$

Αποστάσεις τους από το σημείο ανατροπής (O)

$$P_{\alpha 1}: 8 - \frac{2}{3} \cdot 0,30 = 7,80 \text{ m}$$

$$P_{\alpha 2}: 8 - \left(0,30 + \frac{5,30 - 0,30}{2}\right) = 8 - 2,80 = 5,20 \text{ m}$$

$$P_{\alpha 3}: \frac{8 - 5,30}{3} \cdot \frac{2 \cdot 25,26 + 38,08}{25,26 + 38,08} = \frac{2,70}{3} \cdot \frac{88,6}{63,34} = \frac{239,22}{190,02} = 1,26 \text{ m}$$

Ροπές ανατροπής

$$M_{\alpha 1} = P_{\alpha 1} \cdot 7,80 = 3,79 \cdot 7,80 = 29,56 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\alpha 2} = P_{\alpha 2} \cdot 5,20 = 126,3 \cdot 5,20 = 656,76 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\alpha 3} = P_{\alpha 3} \cdot 1,26 = 85,51 \cdot 1,26 = 107,74 \text{ kNm/m}$$

Άθροισμα: $\Sigma M_{\text{ανατρ.}} = M_{\alpha 1} + M_{\alpha 2} + M_{\alpha 3} = 29,56 + 656,76 + 107,74 = 794,06 \text{ kNm/m}$

Κατακόρυφη δύναμη στον τοίχο

Ίδιο βάρος:

$$W = 6,40 \text{ m} \cdot 8,00 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 1024 \text{ kN/m}$$

Απόσταση από το σημείο ανατροπής (O)

$$W_1: \frac{L}{2} = \frac{6,40}{2} = 3,20 \text{ m}$$

Ροπή ευστάθειας (αντίστασης)

$$M = W \cdot 3,20 \text{ m} = 1024 \text{ kN/m} \cdot 3,20 \text{ m} = 3276,8 \text{ kNm/m}$$

Άθροισμα: $\Sigma M_{\text{ευστ.}} = M = 3276,8 \text{ kNm/m}$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΛΙΣΘΗΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΤΡΟΠΗ (έλεγχοι ευστάθειας)

Συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης: $SF_{\text{ολ}} = \frac{c_w L + N \tan \delta}{\Sigma H}$

Για επαρκή ασφάλεια σε ολίσθηση πρέπει: $SF_{\text{ολ}} > 1,30$. Είναι:

$c_w = 0$ (ο τοίχος θεμελιώνεται σε στρώμα άμμου: μηδενική συνοχή)

$$N = \Sigma V = 1024,00 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma H = 215,6 \text{ kN/m}$$

δ : γωνία τριβής διεπιφάνειας εδάφους – θεμελίου

$\tan \delta$: συντελεστής τριβής διεπιφάνειας εδάφους – θεμελίου. Επιλέγεται:

$$\tan \delta = \frac{2}{3} \tan \varphi \Rightarrow \tan \delta = \frac{2}{3} \cdot 0,649 = 0,433 \text{ (συντηρητικά)}$$

$$SF_{\text{ολ}} = \frac{1024 \cdot 0,433}{215,6} = 2,06 > 1,30 \text{ άρα δεν υπάρχει κίνδυνος ολίσθησης.}$$

Συντελεστής ασφαλείας έναντι ανατροπής: $SF_{\text{αν}} = \frac{\Sigma M_{\text{ευστάθειας}}}{\Sigma M_{\text{ανατροπής}}}$

Για επαρκή ασφάλεια σε ανατροπή πρέπει: $SF_{av} > 1,50$. Είναι:

$$SF_{av} = \frac{3276,8}{794,06} = 4,13 > 1,50 \text{ άρα δεν υπάρχει κίνδυνος ανατροπής.}$$

ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΣΥΝΙΣΤΑΜΕΝΗ ΔΥΝΑΜΗ (στη στάθμη θεμελίωσης)

Υπολογίστηκαν συνολική οριζόντια και συνολική κατακόρυφη δύναμη:

$$\Sigma H = 215,6 \text{ kN/m και } \Sigma V = 1024,00 \text{ kN/m}$$

οι οποίες αποτελούν τις συνιστώσες της ισοδύναμης συνισταμένης ΣF που ασκείται σε συγκεκριμένο σημείο της στάθμης θεμελίωσης που θα προσδιορισθεί, τέτοιο ώστε η ΣF να προκαλεί ακριβώς το ίδιο άθροισμα ροπών στο σημείο ανατροπής με τις αρχικές οριζόντιες και κατακόρυφες δυνάμεις. Από πυθαγόρειο θεώρημα η συνισταμένη είναι:

$$\Sigma F = (\Sigma H^2 + \Sigma V^2)^{1/2} = \sqrt{46483,36 + 1048576} = 1046,45 \text{ kN}$$

Γωνία απόκλισης της συνισταμένης από την κατακόρυφο (λοξότητα):

$$\tan \theta = \frac{\Sigma H}{\Sigma V} = \frac{215,6}{1024} = 0,21 \Rightarrow \theta = 11,86^\circ$$

Υπολογισμός θέσης της συνισταμένης στη στάθμη θεμελίωσης (Σχήμα 2)

Άθροισμα ροπών στο σημείο ανατροπής O: (θετική φορά: δεξιόστροφη)

α) από τις αρχικές δυνάμεις:

$$\Sigma M_o = \Sigma M_{\text{ευστ.}} - \Sigma M_{\text{ανατρ.}} = 3276,80 - 794,06 = 2482,74 \text{ kNm}$$

β) από τις συνιστώσες ΣV , ΣH στη βάση του θεμελίου:

$$\Sigma M_o = \Sigma V \cdot \xi \text{ (η οριζόντια συνιστώσα } \Sigma H \text{ δε δίνει ροπή στο σημείο O)}$$

όπου ξ : η απόσταση της συνισταμένης από το σημείο ανατροπής O, την οποία θα προσδιορίσουμε εξισώνοντας:

$$\Sigma M_o = \Sigma V \cdot \xi = 2482,74 \text{ kNm} \Rightarrow 1024,00 \text{ kN} \cdot \xi = 2482,74 \text{ kNm} \Rightarrow$$

$$\xi = \frac{2482,74 \text{ kNm}}{1024,00 \text{ kN}} = 2,42 \text{ m και } \frac{L}{2} = \frac{6,40}{2} = 3,20 \text{ m}$$

Είναι $\xi < \frac{L}{2}$ άρα η συνισταμένη ΣF ασκείται αριστερά του μέσου (K) της βάσης του τοίχου. Η απόσταση του σημείου εφαρμογής της από το μέσον (K) ονομάζεται εκκεντρότητα (e).

Υπολογισμός εκκεντρότητας της συνισταμένης:

$$e_k = \frac{L}{2} - \xi = 3,20 - 2,42 = 0,78 \text{ m}$$

Έλεγχος της εκκεντρότητας ($\frac{L}{6} = \frac{6,40}{6} = 1,07 \text{ m}$)

Είναι: $e_k = 0,78 \text{ m} < \frac{L}{6} = 1,07 \text{ m}$, άρα η εκκεντρότητα θεωρείται μικρή, δηλαδή η συνισταμένη δρα εντός του πυρήνα.

ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΙΣ (στη στάθμη εδράσεως του θεμελίου)

Αφού η συνισταμένη δρα εντός του πυρήνα οι εδαφικές αντιδράσεις (πίεσεις επαφής) υπολογίζονται από τον παρακάτω τύπο:

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{\Sigma V}{L} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

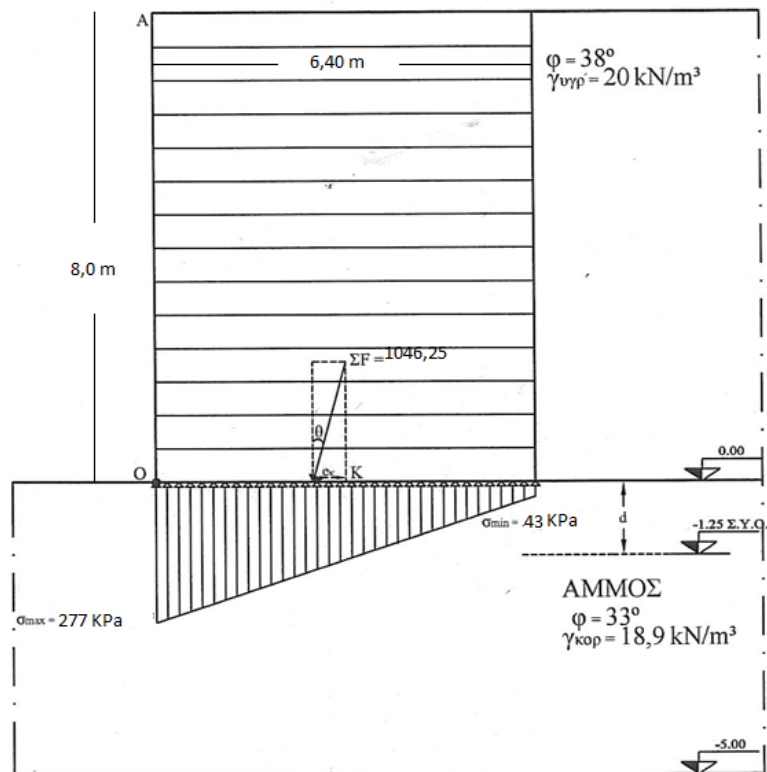
$$\sigma_{\max} = \frac{1024 \text{ kN/m}}{6,40 \text{ m}} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,78 \text{ m}}{6,40 \text{ m}} \right) = 277 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1024 \text{ kN/m}}{6,40 \text{ m}} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,78 \text{ m}}{6,40 \text{ m}} \right) = 43 \text{ kN/m}^2$$

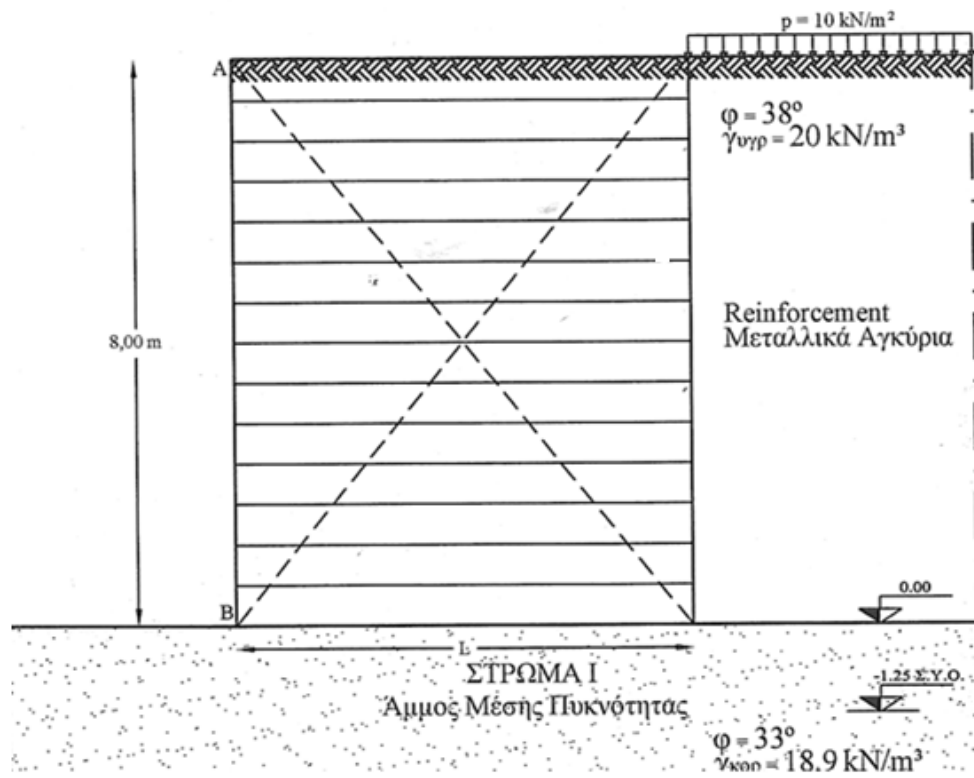
Μέση τάση στη στάθμη θεμελίωσης: $(\sigma_{\max} + \sigma_{\min})/2 = 160 \text{ kN/m}^2$

Αφού η συνισταμένη ασκείται αριστερά του K, προφανώς η μέγιστη πίεση σ_{\max} θα ασκείται στο αριστερό άκρο της βάσης του τοίχου.

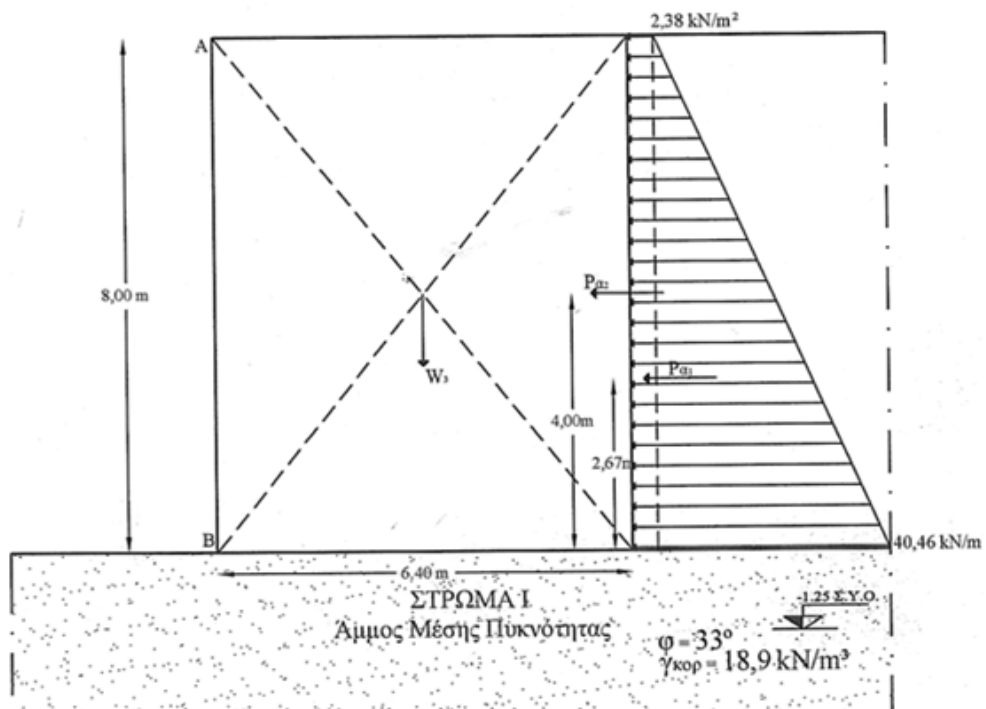
ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΩΝ (ΠΙΕΣΕΩΝ ΕΠΑΦΗΣ)



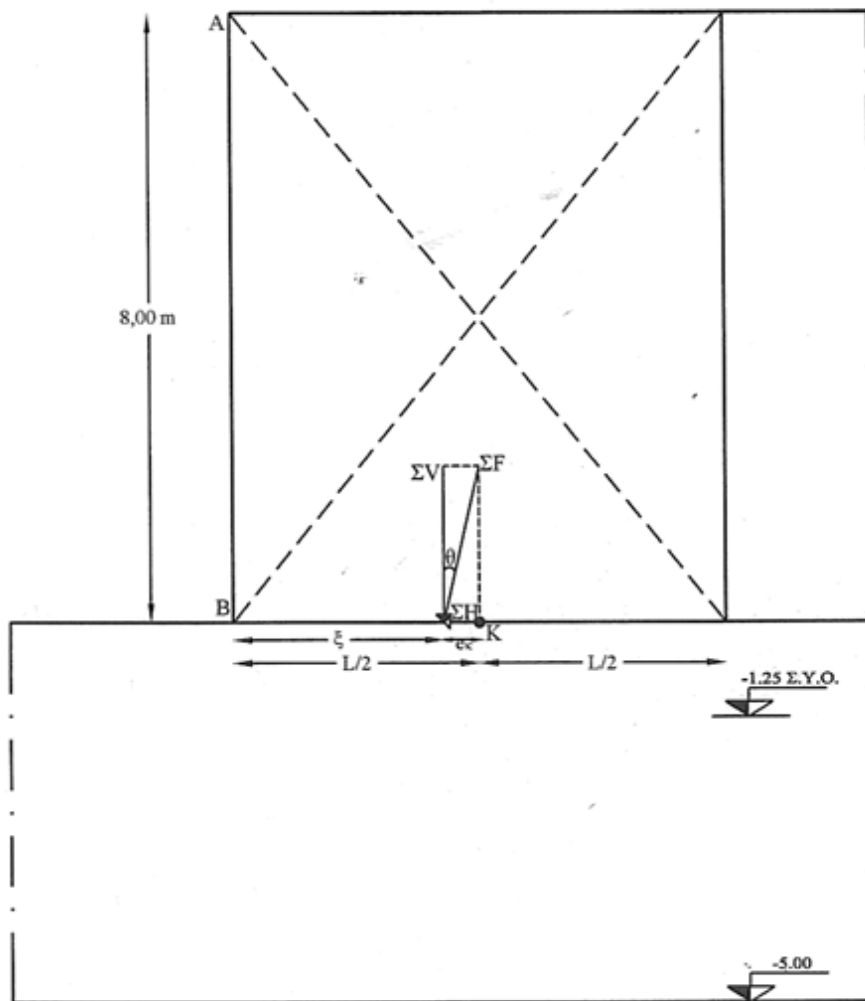
Το διάγραμμα πιέσεων επαφής στη στάθμη εδράσεως του θεμελίου παρουσιάζεται στο σχήμα 6. Στις επόμενες σελίδες ακολουθούν τα σχήματα που αναφέρονται στους παραπάνω υπολογισμούς.



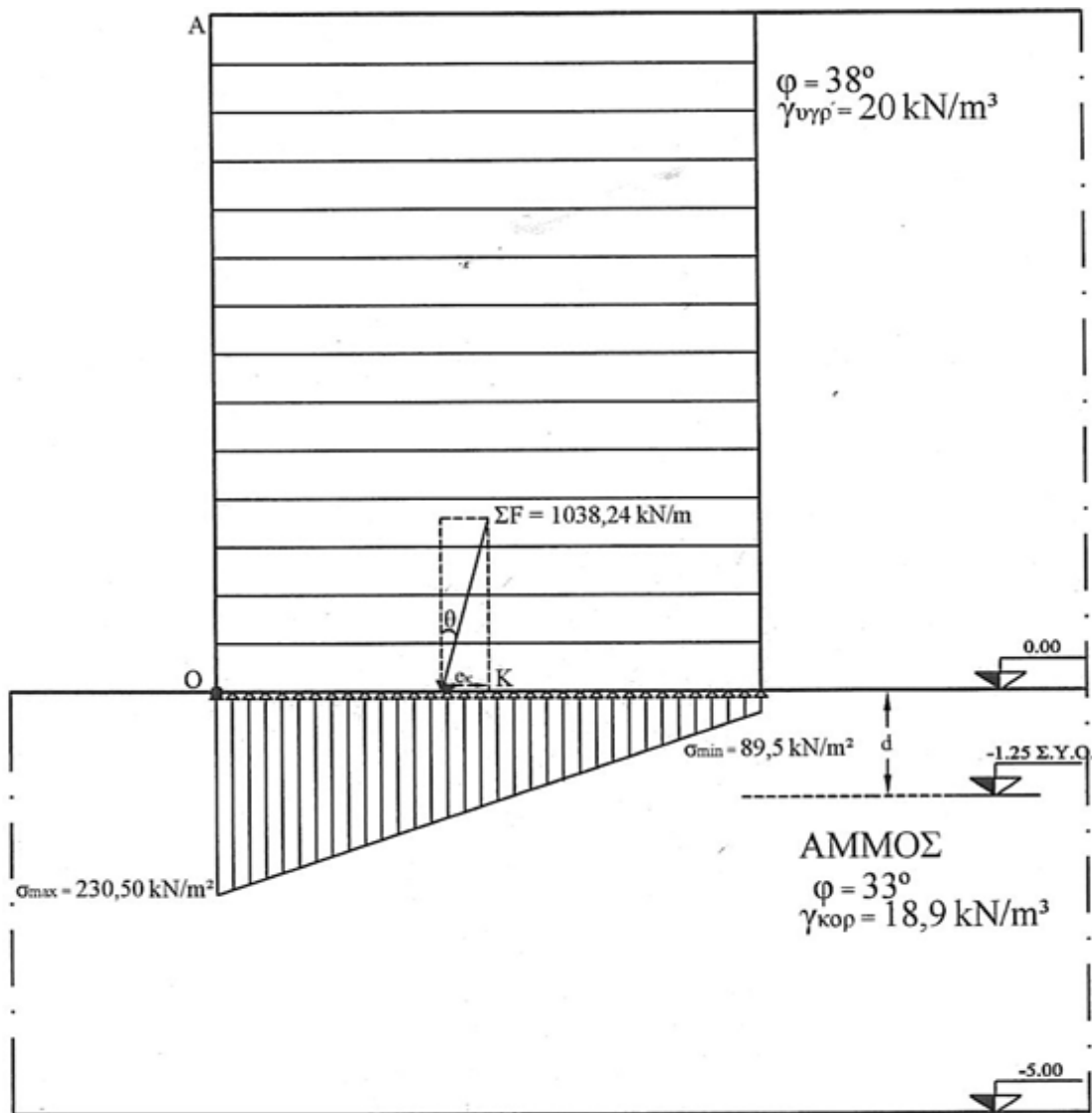
Σχήμα 3



Σχήμα 4



Σχήμα 5



Σχήμα 6

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ (EC – 7, DIN 4017)

Αρχικά θα θεωρήσουμε το έδαφος μονόστρωτο, δηλαδή ότι η επιφάνεια θραύσης βρίσκεται στο στρώμα I και φόρτιση υπό στραγγιζόμενες συνθήκες (στρώμα I: άμμος).

$$p_u = c N_c b_c s_c i_c + (q + \gamma_1 D_f) N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma_2 B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

c : συνοχή εδάφους θεμελίωσης. Στρώμα I: άμμος, άρα $c = 0$

q : επιφόρτιση στην επιφάνεια του εδάφους θεμελίωσης ($q = 0$)

$D_f = 0$, αφού θεμελιώνεται στην επιφάνεια του εδάφους

γ_1 : ειδικό βάρος εδάφους πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης ($\Sigma\Theta$).

Ας θεωρήσουμε επί το ακριβέστερον $\gamma_1 = \gamma_{υγρ}$, λίγο μικρότερο από το $\gamma_{κορ}$ αφού η ΣΥΟ βρίσκεται χαμηλότερα από τη $\Sigma\Theta$ ($\gamma_1 = \gamma_{υγρ} = 17 \text{ kN/m}^3$)

γ_2 : ειδικό βάρος εδάφους κάτω από τη $\Sigma\Theta$.

d : απόσταση της ΣΥΟ κάτω από τη $\Sigma\Theta$. (ΣΥΟ: - 1,25 m). Είναι:

$d = 1,25 \text{ m} < B = 6,40 \text{ m}$, άρα η παρουσία του νερού επηρεάζει τη φέρουσα ικανότητα, άρα το γ_2 θα υπολογιστεί επακριβώς:

$$\gamma_2 B = \gamma_{υγρ} d + (\gamma_{κορ} - \gamma_w)(B - d) \Rightarrow$$

$$\gamma_2 = \frac{17 \cdot 1,25 + (18,9 - 10)(6,40 - 1,25)}{6,40} = 10,48 \text{ kN/m}^3$$

γ_w : ειδικό βάρος νερού ($\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$)

B' : η ενεργός (μικρή) διάσταση της βάσης του πεδίλου (μεγάλη: $L \rightarrow \infty$)

$$B' = B - 2 e_k = 6,40 - 2 \cdot 0,78 = 4,84 \text{ m}$$

b_c, b_q, b_γ : συντελεστές λοξότητας βάσης πεδίλου

$$b_c = b_q = b_\gamma = 1 \text{ (δεν υπάρχει λοξότητα βάσης πεδίλου)}$$

s_c, s_q, s_γ : συντελεστές σχήματος πεδίλου

$$s_c = s_q = s_\gamma = 1 \text{ (ο τοίχος αντιστήριξης θεωρείται απειρομήκης θεμέλιο)}$$

N_c, N_q, N_γ : συντελεστές φέρουσας ικανότητας. Για γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους θεμελίωσης $\phi = 33^\circ$ είναι:

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \exp(\pi \tan \phi)$$

$$N_c = (N_q - 1) \frac{1}{\tan \phi}$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi$$

ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.142	1.000	0.000
1	5.379	1.094	0.003
2	5.632	1.197	0.014
3	5.900	1.309	0.032
4	6.185	1.433	0.060
5	6.489	1.568	0.099
6	6.813	1.716	0.151
7	7.158	1.879	0.216
8	7.527	2.058	0.297
9	7.922	2.255	0.397
10	8.345	2.471	0.519
11	8.798	2.710	0.665
12	9.285	2.974	0.839
13	9.807	3.264	1.045
14	10.370	3.586	1.289
15	10.977	3.941	1.576
16	11.631	4.335	1.913
17	12.338	4.772	2.307
18	13.104	5.258	2.767
19	13.934	5.798	3.304
20	14.835	6.399	3.930

ϕ	N_c	N_q	N_γ
20	14.835	6.399	3.930
21	15.815	7.071	4.661
22	16.833	7.821	5.512
23	18.049	8.661	6.504
24	19.324	9.603	7.661
25	20.721	10.662	9.011
26	22.254	11.854	10.558
27	23.942	13.199	12.432
28	25.803	14.720	14.590
29	27.860	16.443	17.121
30	30.140	18.401	20.093
31	32.671	20.631	23.591
32	35.490	23.177	27.715
33	38.638	26.092	32.590
34	42.164	29.440	38.366
35	46.124	33.296	45.228
36	50.586	37.753	53.404
37	55.630	42.920	63.178
38	61.352	48.933	74.899
39	67.867	55.957	89.007
40	75.313	64.195	106.054

$$N_c = 38,638 \quad N_q = 26,092 \quad N_\gamma = 32,590$$

i_c, i_q, i_γ : συντελεστές απόκλισης φορτίου από την κατακόρυφο (γωνία θ)

$$i_q = \left[1 - 0.7 \frac{\tan \theta}{1 + \frac{B' L' c}{V_u \tan \phi}} \right]^3 \quad i_c = i_q - \frac{(1 - i_q)}{(N_q - 1)} \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{\tan \theta}{1 + \frac{B' L' c}{V_a \tan \phi}} \right]^3$$

Υπολογίστηκε $\theta = 11,86^\circ$. Για συνοχή $c = 0$, οι συντελεστές i_q, i_γ είναι:

$$i_q = (1 - 0,7 \tan \theta)^3 = (1 - 0,7 \cdot 0,21)^3 = 0,621$$

$$i_\gamma = (1 - \tan \theta)^3 = (1 - 0,21)^3 = 0,493$$

i_c : δεν απαιτείται ο υπολογισμός του αφού ο όρος του μηδενίζεται ($c = 0$)

Άρα η φέρουσα ικανότητα προκύπτει αντικαθιστώντας: (μονάδα: kN/m^2)

$$p_u = 17 \text{ kN/m}^3 \cdot 0 \text{ m} \cdot 26,092 \cdot 0,621 + 0,5 \cdot 10,48 \text{ kN/m}^3 \cdot 4,84 \text{ m} \cdot 32,59 \cdot 0,493$$

$$\Rightarrow p_u = 407,48 \text{ kN/m}^2 \text{ (kPa)}$$

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΕΝΑΝΤΙ ΘΡΑΥΣΗΣ ΤΟΥ ΕΛΑΦΟΥΣ

Μέση τάση πεδίου που αναπτύσσεται στη στάθμη θεμελίωσης: $\sigma = \frac{\Sigma V}{B'}$

Επιτρεπόμενη τάση πεδίου: $\sigma_{\text{επ}} = \frac{p_u}{SF}$ Πρέπει: $\sigma \leq \sigma_{\text{επ}}$

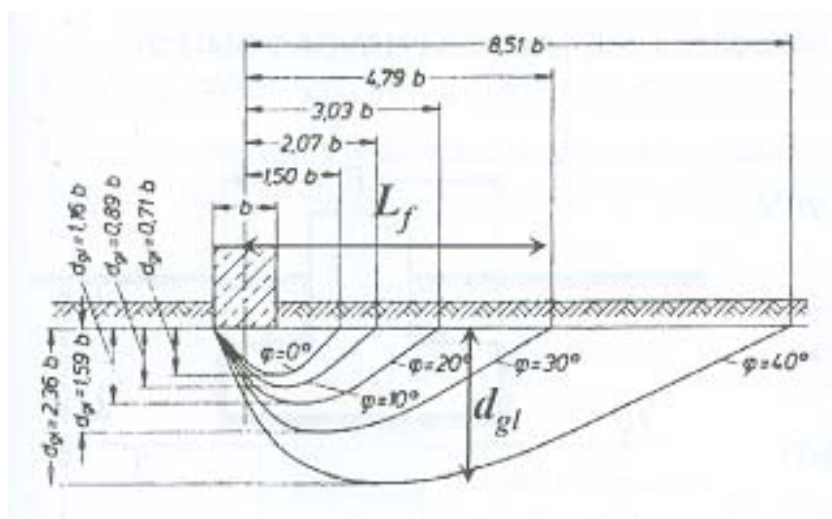
Οριακά θέτοντας $\sigma = \sigma_{\text{επ}}$ προκύπτει: $\frac{\Sigma V}{B'} = \frac{p_u}{SF} \Rightarrow SF = \frac{p_u \cdot B'}{\Sigma V}$ ο μέγιστος υπάρχων συντελεστής ασφαλείας έναντι θραύσης του εδάφους.

Για επαρκή ασφάλεια έναντι θραύσης απαιτείται να είναι: $SF \geq 2$

Αστοχία: όταν $SF < 1$

Είναι: $SF = \frac{407,48 \cdot 4,84}{1024} = 1,93 < 2$ (σχεδόν επαρκής ασφάλεια)

ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΒΑΘΟΥΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ (d_{gl}) ΤΟΥ ΠΕΔΙΛΟΥ (DIN 4017)



Από το σχετικό διάγραμμα λαμβάνουμε τις εξής τιμές: (για $B = 6,40 \text{ m}$)

$\varphi = 30^\circ \rightarrow d_{gl} = 1,59 B = 10,176 \text{ m}$

$\varphi = 33^\circ \rightarrow d_{gl} = x ;$

$\varphi = 40^\circ \rightarrow d_{gl} = 2,36 B = 15,104 \text{ m}$ Γραμμική παρεμβολή:

για διαφορά $40 - 30 = 10 \rightarrow$ έχουμε διαφορά $15,104 - 10,176 = 4,928$

για διαφορά $40 - 33 = 7 \rightarrow$ η διαφορά είναι $15,104 - x$

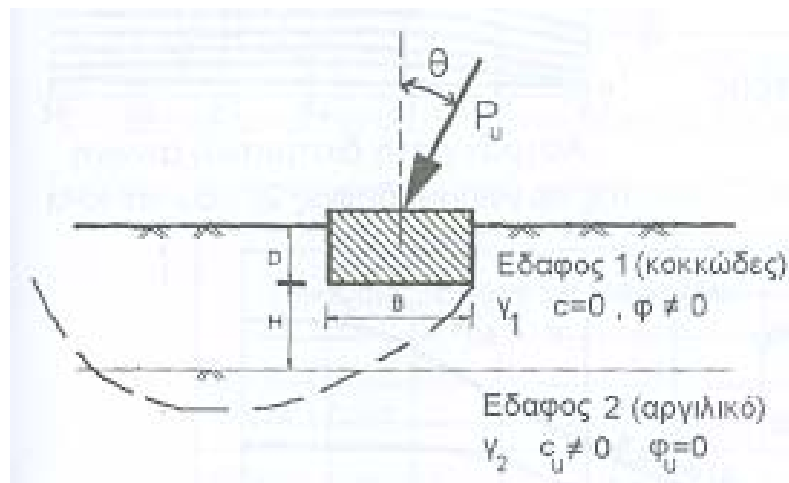
$$10 (15,104 - x) = 4,928 \cdot 7 \Rightarrow 15,104 - x = 3,449 \Rightarrow \boxed{x = 11,654 \text{ m}}$$

Άρα το βάθος επιρροής για $\varphi = 33^\circ$ είναι $\boxed{d_{gl} = 11,654 \text{ m}}$. Επομένως η επιφάνεια θραύσης καταλήγει στο στρώμα II της αργίλου (- 5 έως - 12 m) οπότε και θα πρέπει να επαναληφθεί ο υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας σε δίστρωτο πια σχηματισμό, με μη συνεκτική ανώτερη στρώση (1) (άμμος) και συνεκτική κατώτερη στρώση (2) (άργιλος υπό αστράγγιστες συνθήκες). Ο προηγούμενος υπολογισμός σε μονόστρωτο έδαφος αποδείχτηκε ότι δεν ισχύει.

Αστράγγιστη διατμητική αντοχή της αργίλου c_u

Θα θεωρήσουμε αντιπροσωπευτική την τιμή c_u στο μέσον του στρώματος της αργίλου (II). Πάχος στρώματος: $11,654 - 5 = 6,654 \text{ m}$. Για $z = \frac{76,654}{2} = 3,327 \text{ m}$ είναι: $c_u = 11 + 1,84 \cdot 3,327 = 17,12 \approx 17,20 \text{ kPa}$. Η τιμή αυτή είναι πολύ κοντινή σε εκείνη που αντιστοιχεί και στο βάθος επιρροής d_{gl} και θα χρησιμοποιείται στο εξής σε κάθε απαραίτητο υπολογισμό. $\boxed{c_u = 17,20 \text{ kPa}}$.

ΟΡΙΑΚΗ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΣΤΟ ΔΙΣΤΡΩΤΟ ΕΛΔΑΦΟΣ (επίλυση κατά Meyerhof και Hanna – 1978)



$$p_u = \min \left\{ p_{u1}, p_{u2} + \gamma_1 H \left[\left(1 + 2 \frac{D_f}{H} \cos \theta \right) \frac{H}{B'} K_s i_s \tan \varphi - 1 \right] \right\}$$

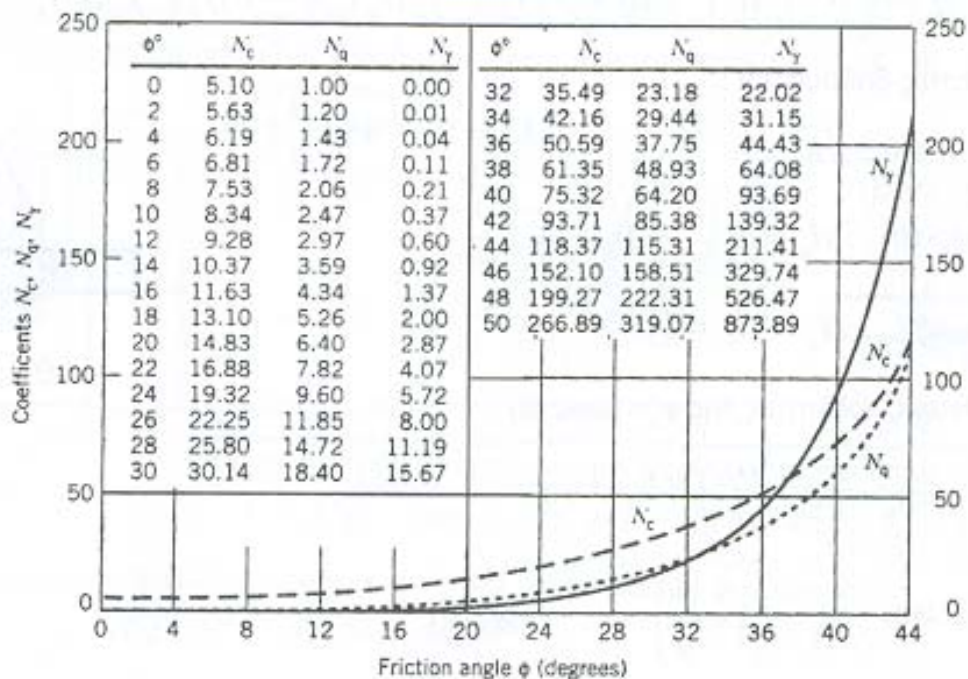
p_{u1} : οριακή φέρουσα ικανότητα του πεδίου θεωρούμενου ως εδραζόμενο σε μεγάλου πάχους έδαφος 1 (κοκκώδες με γωνία εσωτερικής τριβής $\phi = 33^\circ$ και συνοχή $c = 0$)

$$p_{u1} = (q + \gamma_1 D_f) N_q d_q i_q + 0,5 \gamma_2 B' N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

έχουν ήδη υπολογιστεί από τη φέρουσα ικανότητα στο μονόστρωτο:

$$q = 0, D_f = 0, \gamma_1 = 17 \text{ kN/m}^3, \gamma_2 = 10,48 \text{ kN/m}^3, B' = 5,46 \text{ m}$$

Συντελεστές φέρουσας ικανότητας (Meyerhof)



για $\phi = 33^\circ$ είναι (με γραμμική παρεμβολή): $N_q = 26,31$ $N_\gamma = 26,585$

Συντελεστής διόρθωσης λοξότητας συνισταμένης: i_γ (γωνία απόκλισης από την κατακόρυφο: $\theta = 11,86^\circ$) και για $\phi = 33^\circ > 10^\circ$ είναι:

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2 = \left(1 - \frac{11,86^\circ}{33^\circ}\right)^2 = 0,41$$

Συντελεστές βάθους: d_γ και για $\phi > 10^\circ$ είναι:

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \sqrt{K_p} \frac{D_f}{B} = 1 \quad (D_f = 0)$$

$$\text{όπου } K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45^\circ + \frac{33}{2}\right) = 3,392$$

$$\text{Άρα } p_{u1} = 0,5 \cdot 10,48 \cdot 4,84 \cdot 26,585 \cdot 1 \cdot 0,41 \\ \Rightarrow \boxed{p_{u1} = 276,44 \text{ kN/m}^2} \text{ (kPa) (μικρότερη της αντίστοιχης κατά DIN)}$$

p_{u2} : οριακή φέρουσα ικανότητα του πεδίου θεωρούμενου ως εδραζόμενο στο έδαφος 2 (άργιλος με $c_u = 17,2$ kPa) – χωρίς την παρουσία του εδάφους 1 (συνθήκες αστράγγιστες $\rightarrow \varphi = 0$)

$$p_{u2} = c_u N_c i_c + [q + \gamma_1 (D_f + H)] N_q i_q$$

Βάθος στρώματος I: 5 m, $D_f = 0$, $H = 5$ m.

Όπως παραπάνω είναι: $q = 0$, $D_f = 0$

Συντελεστές φέρουσας ικανότητας (Meyerhof) (πίνακας) για $\varphi = 0^\circ$ είναι: $N_c = (\pi + 2) = 5,14$ ($\approx 5,10$) $N_q = 1,00$ $N_\gamma = 0,00$

Συντελεστές διόρθωσης λοξότητας της φόρτισης: i_c, i_q ($\theta = 11,86^\circ$) είναι:

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 = 0,754$$

Συντελεστές βάθους: $d_c \approx 1$, $d_q = 1$ (για $\varphi = 0$)

Ειδικό βάρος $\gamma_1 = \gamma_{\text{κορ}}^I - \gamma_w = 18,9 - 10 = 8,9$ kN/m³ (αφού εδράζεται στο έδαφος 2 και αφού το έδαφος 1 είναι άμμος που στραγγίζει)

$$\text{Άρα } p_{u2} = 17,2 \text{ kN/m}^2 \cdot 5,14 \cdot 0,754 + 8,9 \text{ kN/m}^3 \cdot 5 \text{ m} \cdot 0,754$$

$$\Rightarrow \boxed{p_{u2} = 106,21 \text{ kN/m}^2} \text{ (kPa)}$$

Η φέρουσα ικανότητα p_{u2} θα προσαυξηθεί κατά την αντοχή της ανώτερης εδαφικής στρώσης (θεωρήθηκε ότι το πέδιλο εδράζεται στο στρώμα 2):

$$\gamma_1 H \left[\left(1 + 2 \frac{D_f}{H} \cos \theta\right) \frac{H}{B'} K_s i_s \tan \varphi - 1 \right]$$

(βλέπε παραπάνω σχετικά διαγράμματα)

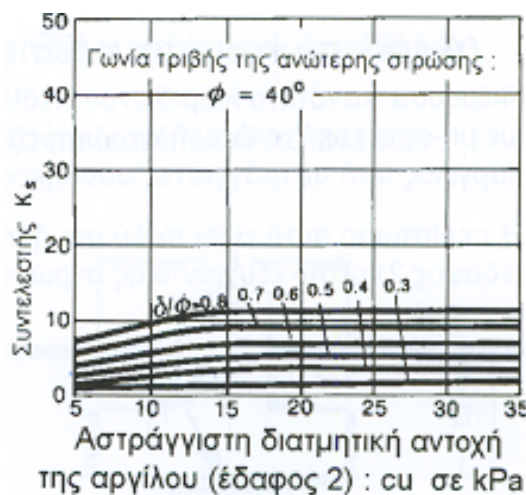
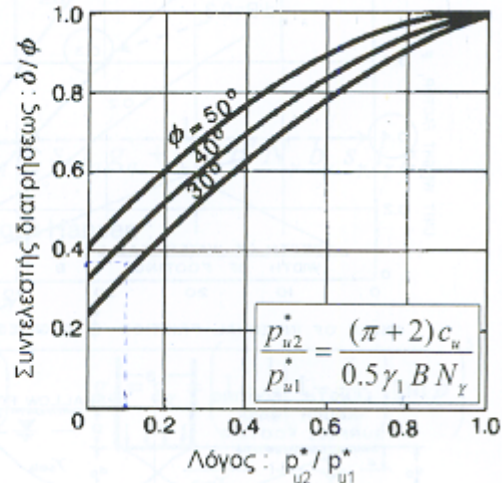
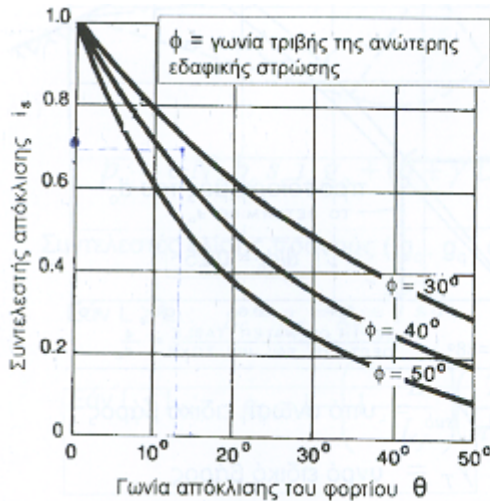
i_s : συντελεστής απόκλισης φορτίου από την κατακόρυφο ($\theta = 11,86^\circ$) για γωνία εσωτερικής τριβής της εδαφικής στρώσης (I) $\varphi = 33^\circ$ είναι:

$$i_s \approx 0,75$$

K_s : συντελεστής διατρήσεως της ανώτερης εδαφικής στρώσης ως συνάρτηση του συντελεστή διατρήσεως δ/φ ο οποίος προκύπτει ως εξής:

$$\text{από το λόγο } p_{u2}^*/p_{u1}^* = [(\pi + 2) c_u] / [0,5 \gamma_1 B N_\gamma] \Rightarrow$$

$$p_{u2}^*/p_{u1}^* = \frac{5,14 \cdot 17,2}{0,5 \cdot 10,48 \cdot 6,40 \cdot 26,585} = 0,099 \text{ προκύπτει } \delta/\phi = 0,37$$



Οπότε για $c_u = 17,2$ kPa και $\phi = 33^\circ$ πρέπει να επιλέξουμε τον K_s . Θα επιλεγθεί όμως για $\phi = 40^\circ$ καθώς δεν υπάρχει διάγραμμα για $\phi < 40^\circ$. Είναι: $K_s = 2$, επίσης: $\tan\phi = \tan 33^\circ = 0,649$

Αντοχή ανώτερης εδαφ. στρώσης: $\gamma_1 H \left[\left(1 + 2 \frac{D_f}{H} \cos\theta \right) \frac{H}{B} K_s i_s \tan\phi - 1 \right] =$
 $8,9 \text{ kN/m}^3 \cdot 5,00 \text{ m} \left[\frac{5}{4,84} \cdot 2 \cdot 0,75 \cdot 0,649 - 1 \right] = 0,253 \text{ kPa}$

Φέρουσα ικανότητα στο δίστρωτο έδαφος: $p_u = \min\{p_{u1}, p_{u2} + 0,253\}$

$$\Rightarrow p_u = \min\{276,44 \text{ kPa}, 100,21 + 0,253 = 100,46 \text{ kPa}\} \Rightarrow \boxed{p_u = 100,46 \text{ kN/m}^2 (\text{kPa})}$$

Στον αρχικό υπολογισμό που αγνοήσαμε ότι η επιφάνεια θραύσης καταλήγει στο 2^ο στρώμα προέκυψαν $p_u = 538 \text{ kN/m}^2$ και $SF = 2,87$. Στη συνέχεια αποδείχθηκε ότι η πραγματική φέρουσα ικανότητα είναι πολύ μικρότερη ($p_u = 103,09 \text{ kN/m}^2$) αφού το έδαφος αστοχεί στο στρώμα της μαλακής αργίλου. Το αποτέλεσμα είναι ήδη προφανές: αστοχία του εδάφους. Πράγματι: $SF = \frac{p_u \cdot B'}{\Sigma V} = \frac{100,46 \cdot 4,84}{1024} = 0,47 < 1$ άρα το έδαφος θα αστοχήσει στη θεμελίωση του τοίχου.

B. ΦΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ

B1. ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ (ΙΔΙΟ ΒΑΡΟΣ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΠΛΗΡΕΣ ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ)

Οι υπολογισμοί των ελέγχων εξωτερικής ευστάθειας και φέρουσας ικανότητας για στατικά και σεισμικά φορτία θα εκτελεστούν ακριβώς όπως και στην πρώτη περίπτωση του άκαμπτου τοίχου.

(μεταβλητό φορτίο στην επιφάνεια του εδάφους δεξιά του πέλματος: $p = 10 \text{ kN/m}^2$).

Συντελεστής ενεργητικής ώθησης: (κατά Rankine)

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{38}{2} \right) = 0,238$$

Κατακόρυφες πιέσεις (σ_v) ($1 \text{ kN/m}^2 = 1 \text{ kPa}$)

$$\sigma_v^A = p = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_v^B = 10 \text{ kN/m}^2 + 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 8 \text{ m} = 170 \text{ kN/m}^2$$

Οριζόντιες ενεργητικές ωθήσεις στον τοίχο (σ_h) $\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v$

$$\sigma_h^A = 0,238 \cdot 10 \text{ kN/m}^2 = 2,38 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_h^B = 0,238 \cdot 170 \text{ kN/m}^2 = 40,46 \text{ kN/m}^2$$

Το διάγραμμα οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων παρουσιάζεται στο σχήμα 6.

Οριζόντιες δυνάμεις στον τοίχο

$$P_{\alpha 1} = \frac{1}{2}(40,46 - 2,38) \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = 152,32 \text{ kN/m}$$

$$P_{\alpha 2} = 2,38 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = 19,04 \text{ kN/m}$$

$$\text{Συνολική οριζόντια δύναμη: } \Sigma H = P_{\alpha 1} + P_{\alpha 2} = 171,36 \text{ kN/m}$$

Αποστάσεις τους από το σημείο ανατροπής (O)

$$P_{\alpha 1}: \frac{1}{3} \cdot 8 \text{ m} = 2,67 \text{ m}$$

$$P_{\alpha 2}: \frac{1}{2} \cdot 8 \text{ m} = 4,00 \text{ m}$$

Ροπές ανατροπής

$$M_1 = P_{\alpha 1} \cdot 2,67 \text{ m} = 152,32 \text{ kN/m} \cdot 2,67 \text{ m} = 406,19 \text{ kNm/m}$$

$$M_2 = P_{\alpha 2} \cdot 4,00 \text{ m} = 19,04 \text{ kN/m} \cdot 4,00 \text{ m} = 76,16 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Άθροισμα: } \Sigma M_{\text{ανατρ.}} = M_1 + M_2 = 482,35 \text{ kNm/m}$$

Κατακόρυφη δύναμη στον τοίχο

Ίδιο βάρος:

$$W = 6,40 \text{ m} \cdot 8,00 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 1024 \text{ kN/m}$$

$$\text{Συνολική κατακόρυφη δύναμη: } \Sigma V = W = 1024,00 \text{ kN/m}$$

Απόσταση από το σημείο ανατροπής (B)

$$W: 3,20 \text{ m}$$

Ροπή ευστάθειας (αντίστασης)

$$M = W \cdot 3,20 \text{ m} = 1024 \text{ kN/m} \cdot 3,20 \text{ m} = 3276,8 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Άθροισμα: } \Sigma M_{\text{ευστ.}} = M = 3276,8 \text{ kNm/m}$$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΛΙΣΘΗΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΤΡΟΠΗ (έλεγχοι ευστάθειας)

$$\text{Συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης: } SF_{ολ} = \frac{c_w L + N \tan \delta}{\Sigma H}$$

Για επαρκή ασφάλεια σε ολίσθηση πρέπει: $SF_{ολ} > 1,30$. Είναι:

$c_w = 0$ (ο τοίχος θεμελιώνεται σε στρώμα άμμου: μηδενική συνοχή)

$$N = \Sigma V = 1024,00 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma H = 215,6 \text{ kN/m}$$

δ : γωνία τριβής διεπιφάνειας εδάφους – θεμελίου

$\tan \delta$: συντελεστής τριβής διεπιφάνειας εδάφους – θεμελίου. Επιλέγεται:

$$\tan \delta = \frac{2}{3} \tan \varphi \Rightarrow \tan \delta = \frac{2}{3} 0,649 = 0,433 \text{ (συντηρητικά)}$$

$$SF_{ολ} = \frac{1024 \cdot 0,433}{215,6} = 2,06 > 1,30 \text{ άρα δεν υπάρχει κίνδυνος ολίσθησης.}$$

$$\text{Συντελεστής ασφαλείας έναντι ανατροπής: } SF_{αν} = \frac{\Sigma \text{Μευστάθειας}}{\Sigma \text{Μανατροπής}}$$

Για επαρκή ασφάλεια σε ανατροπή πρέπει: $SF_{αν} > 1,50$. Είναι:

$$SF_{αν} = \frac{3276,8}{794,06} = 4,13 > 1,50 \text{ άρα δεν υπάρχει κίνδυνος ανατροπής.}$$

ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΣΥΝΙΣΤΑΜΕΝΗ ΔΥΝΑΜΗ (στη στάθμη θεμελίωσης)

Υπολογίστηκαν συνολική οριζόντια και συνολική κατακόρυφη δύναμη:

$$\Sigma H = 215,6 \text{ kN/m και } \Sigma V = 1024,00 \text{ kN/m}$$

οι οποίες αποτελούν τις συνιστώσες της ισοδύναμης συνισταμένης ΣF που ασκείται σε συγκεκριμένο σημείο της στάθμης θεμελίωσης που θα προσδιορισθεί, τέτοιο ώστε η ΣF να προκαλεί ακριβώς το ίδιο άθροισμα ροπών στο σημείο ανατροπής με τις αρχικές οριζόντιες και κατακόρυφες δυνάμεις. Από πυθαγόρειο θεώρημα η συνισταμένη είναι:

$$\Sigma F = (\Sigma H^2 + \Sigma V^2)^{1/2} = \sqrt{46483,36 + 1048576} = 1046,45 \text{ kN}$$

Γωνία απόκλισης της συνισταμένης από την κατακόρυφο (λοξότητα):

$$\tan\theta = \frac{\Sigma H}{\Sigma V} = \frac{215,6}{1024} = 0,21 \Rightarrow \boxed{\theta = 11,86^\circ}$$

Υπολογισμός θέσης της συνισταμένης στη στάθμη θεμελίωσης(σχήμα 4)

Άθροισμα ροπών στο σημείο ανατροπής O: (θετική φορά: δεξιόστροφη)

α) από τις αρχικές δυνάμεις:

$$\Sigma M_o = \Sigma M_{\text{ευστ.}} - \Sigma M_{\text{ανατρ.}} = 3276,80 - 794,06 = 2482,74 \text{ kNm}$$

β) από τις συνιστώσες της συνισταμένης ΣH , ΣV στη βάση του θεμελίου:

$$\Sigma M_o = \Sigma V \cdot \xi \quad (\text{η οριζόντια συνιστώσα } \Sigma H \text{ δε δίνει ροπή στο σημείο O)}$$

όπου ξ : η απόσταση της συνισταμένης από το σημείο ανατροπής, την οποία δε γνωρίζουμε αλλά θα προσδιορίσουμε εξισώνοντας:

$$\Sigma M_o = \Sigma V \cdot \xi = 2482,74 \text{ kNm} \Rightarrow 1024,00 \text{ kN} \cdot \xi = 2482,74 \text{ kNm} \Rightarrow$$

$$\xi = \frac{2482,74 \text{ kNm}}{1024,00 \text{ kN}} = 2,42 \text{ m}, \quad \text{και} \quad \frac{L}{2} = \frac{6,40}{2} = 3,20 \text{ m}$$

Είναι $\xi < \frac{L}{2}$ άρα η συνισταμένη ΣF ασκείται αριστερά του μέσου (K) της βάσης του τοίχου. Η απόσταση της αυτή ονομάζεται εκκεντρότητα (e).

Υπολογισμός εκκεντρότητας της συνισταμένης:

$$e_k = \frac{L}{2} - \xi = 3,20 - 2,42 = 0,78 \text{ m}$$

Έλεγχος της εκκεντρότητας $\left(\frac{L}{6} = \frac{6,40}{6} = 1,07 \text{ m}\right)$

Είναι: $e_k = 0,78 \text{ m} < \frac{L}{6} = 1,07 \text{ m}$, άρα η εκκεντρότητα θεωρείται μικρή, δηλαδή η συνισταμένη δρα εντός του πυρήνα.

ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΙΣ (στη στάθμη εδράσεως του θεμελίου)

Αφού η συνισταμένη δρα εντός του πυρήνα οι εδαφικές αντιδράσεις (πιέσεις επαφής) υπολογίζονται από τον παρακάτω τύπο:

$$\sigma_{\text{max,min}} = \frac{\Sigma V}{L} \left(1 \pm 6 \frac{e}{L}\right)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1024 \text{ kN/m}}{6,40 \text{ m}} \left(1 + 6 \frac{0,78 \text{ m}}{6,40 \text{ m}}\right) = 277 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1024 \text{ kN/m}}{6,40 \text{ m}} \left(1 - 6 \frac{0,78 \text{ m}}{6,40 \text{ m}}\right) = 43 \text{ kN/m}^2$$

Μέση τάση στη στάθμη θεμελίωσης: $(\sigma_{\max} + \sigma_{\min})/2 = 160 \text{ kN/m}^2$

Αφού η συνισταμένη ασκείται αριστερά του Κ, προφανώς η μέγιστη πίεση σ_{\max} θα τοποθετηθεί στο αριστερό άκρο της βάσης του τοίχου.

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ (EC – 7, DIN 4017)

Αρχικά θα θεωρήσουμε το έδαφος μονόστρωτο, δηλαδή ότι η επιφάνεια θραύσης βρίσκεται στο στρώμα I και φόρτιση υπό στραγγιζόμενες συνθήκες (στρώμα I: άμμος).

$$p_u = c N_c b_c s_c i_c + (q + \gamma_1 D_f) N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma_2 B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

c: συνοχή εδάφους θεμελίωσης. Στρώμα I: άμμος, άρα c = 0

q: επιφόρτιση στην επιφάνεια του εδάφους θεμελίωσης (q = 0)

$D_f = 0$, αφού θεμελιώνεται στην επιφάνεια του εδάφους

γ_1 : ειδικό βάρος εδάφους πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης ($\Sigma\Theta$).

Ας θεωρήσουμε επί το ακριβέστερον $\gamma_1 = \gamma_{υγρ}$, λίγο μικρότερο από το $\gamma_{κορ}$ αφού η ΣΥΟ βρίσκεται χαμηλότερα από τη ΣΘ ($\gamma_1 = \gamma_{υγρ} = 17 \text{ kN/m}^3$)

γ_2 : ειδικό βάρος εδάφους κάτω από τη ΣΘ.

d: απόσταση της ΣΥΟ κάτω από τη ΣΘ. (ΣΥΟ: - 1,25 m). Είναι:

d = 1,25 m < B = 6,40 m, άρα η παρουσία του νερού επηρεάζει τη φέρουσα ικανότητα, άρα το γ_2 θα υπολογιστεί επακριβώς:

$$\gamma_2 B = \gamma_{υγρ} d + (\gamma_{κορ} - \gamma_w)(B - d) \Rightarrow$$

$$\gamma_2 = \frac{17 \cdot 1,25 + (18,9 - 10)(6,40 - 1,25)}{6,40} = 10,48 \text{ kN/m}^3$$

γ_w : ειδικό βάρος νερού ($\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$)

B' : η ενεργός (μικρή) διάσταση της βάσης του πεδίλου (μεγάλη: $L \rightarrow \infty$)

$$B' = B - 2 e_c = 6,40 - 2 \cdot 0,78 = 4,84 \text{ m}$$

b_c, b_q, b_γ : συντελεστές λοξότητας βάσης πεδίλου

$$b_c = b_q = b_\gamma = 1 \text{ (δεν υπάρχει λοξότητα βάσης πεδίλου)}$$

s_c, s_q, s_γ : συντελεστές σχήματος πεδίλου

$$s_c = s_q = s_\gamma = 1 \text{ (ο τοίχος αντιστήριξης θεωρείται απειρομήκης θεμέλιο)}$$

N_c, N_q, N_γ : συντελεστές φέρουσας ικανότητας. Για γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους θεμελίωσης $\varphi = 33^\circ$ είναι: (πίνακας)

$$N_c = 38,638 \quad N_q = 26,092 \quad N_\gamma = 32,590$$

i_c, i_q, i_γ : συντελεστές απόκλισης φορτίου από την κατακόρυφο (γωνία θ)

Υπολογίστηκε $\theta = 11,86^\circ$. Για συνοχή $c = 0$, οι συντελεστές i_q, i_γ είναι:

$$i_q = (1 - 0,7 \tan\theta)^3 = (1 - 0,7 \cdot 0,21)^3 = 0,621$$

$$i_\gamma = (1 - \tan\theta)^3 = (1 - 0,21)^3 = 0,493$$

i_c : δεν απαιτείται ο υπολογισμός του αφού ο όρος του μηδενίζεται ($c = 0$)

Άρα η φέρουσα ικανότητα προκύπτει αντικαθιστώντας: (μονάδα: kN/m^2)

$$p_u = 17 \text{ kN/m}^3 \cdot 0 \text{ m} \cdot 26,092 \cdot 0,621 + 0,5 \cdot 10,48 \text{ kN/m}^3 \cdot 4,84 \text{ m} \cdot 32,59 \cdot 0,493$$

$$\Rightarrow p_u = 407,48 \text{ kN/m}^2 \text{ (kPa)}$$

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΕΝΑΝΤΙ ΘΡΑΥΣΗΣ ΤΟΥ ΕΛΑΦΟΥΣ

Μέση τάση πεδίλου που αναπτύσσεται στη στάθμη θεμελίωσης: $\sigma = \frac{\Sigma V}{B'}$

Επιτρεπόμενη τάση πεδίλου: $\sigma_{\text{επ}} = \frac{p_u}{SF}$ Πρέπει: $\sigma \leq \sigma_{\text{επ}}$

Οριακά θέτοντας $\sigma = \sigma_{\text{επ}}$ προκύπτει: $\frac{\Sigma V}{B'} = \frac{p_u}{SF} \Rightarrow \boxed{SF = \frac{p_u \cdot B'}{\Sigma V}}$ ο μέγιστος υπάρχων συντελεστής ασφαλείας έναντι θραύσης του εδάφους.

Για επαρκή ασφάλεια έναντι θραύσης απαιτείται να είναι: $SF \geq 2$

Αστοχία: όταν $SF < 1$

Είναι: $SF = \frac{407,48 \cdot 4,84}{1024} = 1,93 < 2$ (σχεδόν επαρκής ασφάλεια)

ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΒΑΘΟΥΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ (d_{gl}) ΤΟΥ ΠΕΔΙΛΟΥ (DIN 4017) (βλ. παραπάνω διάγραμμα)

Από το σχετικό διάγραμμα λαμβάνουμε τις εξής τιμές: (για $B = 6,40 \text{ m}$)

$\varphi = 30^\circ \rightarrow d_{gl} = 1,59 B = 10,176 \text{ m}$

$\boxed{\varphi = 33^\circ \rightarrow d_{gl} = x ;}$

$\varphi = 40^\circ \rightarrow d_{gl} = 2,36 B = 15,104 \text{ m}$ Γραμμική παρεμβολή:

για διαφορά $40 - 30 = 10 \rightarrow$ έχουμε διαφορά $15,104 - 10,176 = 4,928$

για διαφορά $40 - 33 = 7 \rightarrow$ η διαφορά είναι $15,104 - x$

$10 (15,104 - x) = 4,928 \cdot 7 \Rightarrow 15,104 - x = 3,449 \Rightarrow \boxed{x = 11,654 \text{ m}}$

Άρα το βάθος επιρροής για $\varphi = 33^\circ$ είναι $\boxed{d_{gl} = 11,654 \text{ m}}$. Επομένως η επιφάνεια θραύσης καταλήγει στο στρώμα II της αργίλου (- 5 έως - 12 m) οπότε και θα πρέπει να επαναληφθεί ο υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας σε δίστρωτο πια σχηματισμό, με μη συνεκτική ανώτερη στρώση (1) (άμμος) και συνεκτική κατώτερη στρώση (2) (άργιλος υπό αστράγγιστες συνθήκες). Ο προηγούμενος υπολογισμός σε μονόστρωτο έδαφος αποδείχτηκε ότι δεν ισχύει.

Αστράγγιστη διατμητική αντοχή της αργίλου c_u

Θα θεωρήσουμε αντιπροσωπευτική την τιμή c_u στο μέσον του στρώματος της αργίλου (II). Πάχος στρώματος: $11,654 - 5 = 6,654 \text{ m}$. Για $z = \frac{76,654}{2} = 3,327 \text{ m}$ είναι: $c_u = 11 + 1,84 \cdot 3,327 = 17,12 \approx 17,20 \text{ kPa}$. Η

τιμή αυτή είναι πολύ κοντινή σε εκείνη που αντιστοιχεί και στο βάθος επιρροής d_{gl} και θα χρησιμοποιείται στο εξής σε κάθε απαραίτητο υπολογισμό. $c_u = 17,20 \text{ kPa}$.

ΟΡΙΑΚΗ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΣΤΟ ΔΙΣΤΡΩΤΟ ΕΛΑΦΟΣ (επίλυση κατά Meyerhof και Hanna – 1978)

$$p_u = \min \left\{ p_{u1}, p_{u2} + \gamma_1 H \left[\left(1 + 2 \frac{D_f}{H} \cos \theta \right) \frac{H}{B'} K_s i_s \tan \phi - 1 \right] \right\}$$

p_{u1} : οριακή φέρουσα ικανότητα του πεδίου θεωρούμενου ως εδραζόμενο σε μεγάλο πάχους έδαφος 1 (κοκκώδες με γωνία εσωτερικής τριβής $\phi = 33^\circ$ και συνοχή $c = 0$)

$$p_{u1} = (q + \gamma_1 D_f) N_q d_q i_q + 0,5 \gamma_2 B' N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

έχουν ήδη υπολογιστεί από τη φέρουσα ικανότητα στο μονόστρωτο:

$$q = 0, D_f = 0, \gamma_1 = 17 \text{ kN/m}^3, \gamma_2 = 10,48 \text{ kN/m}^3, B' = 5,46 \text{ m}$$

Συντελεστές φέρουσας ικανότητας (Meyerhof) (πίνακας) για $\phi = 33^\circ$ είναι (με γραμμική παρεμβολή): $N_q = 26,31$ $N_\gamma = 26,585$

Συντελεστής διόρθωσης λοξότητας συνισταμένης: i_γ (γωνία απόκλισης από την κατακόρυφο: $\theta = 9,5^\circ$) και για $\phi = 33^\circ > 10^\circ$ είναι:

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\phi} \right)^2 = 0,507$$

Συντελεστές βάθους: d_γ και για $\phi > 10^\circ$ είναι:

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \sqrt{K_p} \frac{D_f}{B'} = 1 \quad (D_f = 0)$$

$$\text{όπου } K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{33}{2} \right) = 3,392$$

$$\begin{aligned} \text{Άρα } p_{u1} &= 0,5 \cdot 10,48 \cdot 5,46 \cdot 26,585 \cdot 1 \cdot 0,507 \\ \Rightarrow p_{u1} &= \boxed{385,63 \text{ kN/m}^2} \text{ (kPa)} \text{ (μικρότερη της αντίστοιχης κατά DIN} \end{aligned}$$

p_{u2} : οριακή φέρουσα ικανότητα του πεδίου θεωρούμενου ως εδραζόμενο στο έδαφος 2 (άργιλος με $c_u = 17,2$ kPa) – χωρίς την παρουσία του εδάφους 1 (συνθήκες αστράγγιστες $\rightarrow \varphi = 0$)

$$p_{u2} = c_u N_c i_c + [q + \gamma_1 (D_f + H)] N_q i_q$$

Βάθος στρώματος I: 5 m, $D_f = 0$, $H = 5$ m.

Όπως παραπάνω είναι: $q = 0$, $D_f = 0$

Συντελεστές φέρουσας ικανότητας (Meyerhof) (πίνακας) για $\varphi = 0^\circ$ είναι: $N_c = (\pi + 2) = 5,14$ ($\approx 5,10$) $N_q = 1,00$ $N_\gamma = 0,00$

Συντελεστές διόρθωσης λοξότητας της φόρτισης: i_c, i_q ($\theta = 9,5^\circ$) είναι:

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 = 0,8$$

Συντελεστές βάθους: $d_c \approx 1$, $d_q = 1$ (για $\varphi = 0$)

Ειδικό βάρος $\gamma_1 = \gamma_{\text{κορ}}^1 - \gamma_w = 18,9 - 10 = 8,9$ kN/m³ (αφού εδράζεται στο έδαφος 2 και αφού το έδαφος 1 είναι άμμος που στραγγίζει)

$$\text{Άρα } p_{u2} = 17,2 \text{ kN/m}^2 \cdot 5,14 \cdot 0,8 + 8,9 \text{ kN/m}^3 \cdot 5 \text{ m} \cdot 0,8$$

$$\Rightarrow \boxed{p_{u2} = 106,33 \text{ kN/m}^2} \text{ (kPa)}$$

Η φέρουσα ικανότητα p_{u2} θα προσαυξηθεί κατά την αντοχή της ανώτερης εδαφικής στρώσης (θεωρήθηκε ότι το πέδιλο εδράζεται στο στρώμα 2):

$$\gamma_1 H \left[\left(1 + 2 \frac{D_f}{H} \cos \theta\right) \frac{H}{B} K_s i_s \tan \varphi - 1 \right]$$

(βλέπε παραπάνω σχετικά διαγράμματα)

i_s : συντελεστής απόκλισης φορτίου από την κατακόρυφο ($\theta = 9,5^\circ$) για γωνία εσωτερικής τριβής της εδαφικής στρώσης (I) $\varphi = 33^\circ$ είναι:

$$i_s \approx 0,78$$

K_s : συντελεστής διατήσεως της ανώτερης εδαφικής στρώσης ως συνάρτηση του συντελεστή διατήσεως δ/φ ο οποίος προκύπτει ως εξής:

$$\text{από το λόγο } p_{u2}^* / p_{u1}^* = [(\pi + 2) c_u] / [0,5 \gamma_1 B N_\gamma] \Rightarrow$$

$$p_{u2}^*/p_{u1}^* = \frac{5,14 \cdot 17,2}{0,5 \cdot 10,48 \cdot 6,40 \cdot 26,585} = 0,099 \text{ προκύπτει } \delta/\varphi = 0,37$$

Οπότε για $c_u = 17,2$ kPa και $\varphi = 33^\circ$ πρέπει να επιλέξουμε τον K_s . Θα επιλεγθεί όμως για $\varphi = 40^\circ$ καθώς δεν υπάρχει διάγραμμα για $\varphi < 40^\circ$. Είναι: $K_s = 2$, επίσης: $\tan\varphi = \tan 33^\circ = 0,649$

Αντοχή ανώτερης εδαφ. στρώσης: $\gamma_1 H \left[\left(1 + 2 \frac{D_f}{H} \cos\theta \right) \frac{H}{B} K_{s,i} \tan\varphi - 1 \right] =$
 $8,9 \text{ kN/m}^3 \cdot 5,00 \text{ m} \left[\frac{5}{5,46} 2 \cdot 0,78 \cdot 0,649 - 1 \right] = -3,24 \text{ kPa}$

Φέρουσα ικανότητα στο δίστρωτο έδαφος: $p_u = \min\{p_{u1}, p_{u2} - 3,24\}$

$$\Rightarrow p_u = \min\{385,63, 103,09\} \Rightarrow \boxed{p_u = 103,09 \text{ kN/m}^2 (\text{kPa})}$$

Στον αρχικό υπολογισμό που αγνοήσαμε ότι η επιφάνεια θραύσης καταλήγει στο 2^ο στρώμα προέκυψαν $p_u = 538 \text{ kN/m}^2$ και $SF = 2,87$. Στη συνέχεια αποδείχθηκε ότι η πραγματική φέρουσα ικανότητα είναι πολύ μικρότερη ($p_u = 103,09 \text{ kN/m}^2$) αφού το έδαφος αστοχεί στο στρώμα της μαλακής αργίλου. Το αποτέλεσμα είναι ήδη προφανές: αστοχία του εδάφους. Πράγματι: $SF = \frac{p_u \cdot B'}{\Sigma V} = \frac{103,09 \cdot 5,46}{1024} = 0,55$ μικρότερος της μονάδας άρα το έδαφος θα αστοχήσει στη θεμελίωση του τοίχου.

B2. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ (ΙΔΙΟ ΒΑΡΟΣ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΜΙΣΟ ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ)

(μεταβλητό φορτίο στην επιφάνεια του εδάφους δεξιά του πέλματος: $p = \frac{10}{2} = 5 \text{ kN/m}^2$). Θα υπολογίσουμε ξανά και με τον ίδιο ακριβώς τρόπο όλες τις δυνάμεις που δρουν πάνω στην κατασκευή, ξεκινώντας από τις σεισμικές εδώ ενεργητικές ωθήσεις που προκαλεί το στηριζόμενο εδαφικό στρώμα στην κατακόρυφη πλευρά του τοίχου. (σχήματα: βλέπε στατικά φορτία)

Συντελεστής ενεργητικής ώθησης: (με τη μέθοδο MononobeOkabe)

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

φ : γωνία εσωτερικής τριβής του αντιστηριζόμενου εδάφους ($\varphi = 38^\circ$)

θ : γωνία της προς το έδαφος επιφάνειας του τοίχου με την κατακόρυφο ($\theta = 0$)

$\psi = \tan^{-1}[\alpha_h / (1 - \alpha_v)]$ όπου: $\alpha_h = 0,16$ και $\alpha_v = 0$

α_h : οριζόντια σεισμική επιτάχυνση, α_v : κατακόρυφη σεισμική επιτάχυνση

$\psi = \tan^{-1}(0,16) = 9,09^\circ$

δ : γωνία τριβής κατακόρυφης διεπιφάνειας τοίχου – εδάφους ($\delta = 0^\circ$)

β : γωνία κλίσης της επιφάνειας του εδάφους ($\beta = 0^\circ$)

$$K_{\alpha} = \frac{0,766}{0,987 \cdot 1 \cdot 0,987 \left(1 + \sqrt{\frac{0,615 \cdot 0,483}{0,987 \cdot 1}}\right)^2} \Rightarrow$$

$$K_{\alpha} = 0,328 > 0,238 = K_{\alpha} \text{ στατικής φόρτισης}$$

Κατακόρυφες πιέσεις (σ_v) ($1 \text{ kN/m}^2 = 1 \text{ kPa}$)

$$\sigma_v^A = p = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_v^B = 5 \text{ kN/m}^2 + 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 8 \text{ m} = 165 \text{ kN/m}^2$$

Οριζόντιες ενεργητικές ωθήσεις στον τοίχο (σ_h) $\sigma_h = K_{\alpha} \cdot \sigma_v$

$$\sigma_h^A = 0,328 \cdot 5 \text{ kN/m}^2 = 1,64 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_h^B = 0,328 \cdot 165 \text{ kN/m}^2 = 54,12 \text{ kN/m}^2$$

Οριζόντιες δυνάμεις στον τοίχο

$$P_{\alpha 1} = \frac{1}{2}(54,12 - 1,64) \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = 209,92 \text{ kN/m}$$

$$P_{\alpha 2} = 1,64 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = 13,12 \text{ kN/m}$$

Συνολική οριζόντια δύναμη: $\Sigma H = P_{\alpha 1} + P_{\alpha 2} = 223,04 \text{ kN/m}$

Αποστάσεις τους από το σημείο ανατροπής (B)

$$P_{a1}: \frac{1}{3} \cdot 8\text{m} = 2,67 \text{ m}$$

$$P_{a2}: \frac{1}{2} \cdot 8 = 4,00 \text{ m}$$

Οι οριζόντιες δυνάμεις που δρουν πάνω στον τοίχο προσπαθούν να προκαλέσουν ανατροπή της κατασκευής γύρω από το σημείο Β.

Ροπές ανατροπής

$$M_1 = P_{a1} \cdot 2,67 \text{ m} = 209,92\text{kN/m} \cdot 2,67 \text{ m} = 560,48\text{kNm/m}$$

$$M_2 = P_{a2} \cdot 4,00 \text{ m} = 13,12\text{kN/m} \cdot 4,00 \text{ m} = 52,48\text{kNm/m}$$

$$\text{Άθροισμα: } \Sigma M_{\text{ανατρ.}} = M_1 + M_2 = 664,75 \text{ kNm/m}$$

Κατακόρυφη δύναμη στον τοίχο

Ίδιο βάρος:

$$W = 6,40 \text{ m} \cdot 8,00 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 1024 \text{ kN/m}$$

$$\text{Συνολική κατακόρυφη δύναμη: } \Sigma V = W = 1024,00 \text{ kN/m}$$

Απόσταση από το σημείο ανατροπής (Ο)

$$W: 3,20 \text{ m}$$

Οι κατακόρυφες δυνάμεις (βάρη) αντιστέκονται στην τάση για ανατροπή.

Ροπές ευστάθειας (αντίστασης)

$$M = W \cdot 3,20 \text{ m} = 1024\text{kN/m} \cdot 3,20 \text{ m} = 3276,8\text{kNm/m}$$

$$\text{Άθροισμα: } \Sigma M_{\text{ευστ.}} = M = 3276,8 \text{ kNm/m}$$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΛΙΣΘΗΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΤΡΟΠΗ

$$\text{Συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης: } SF_{\text{ολ}} = \frac{c_w L + N \tan \delta}{\Sigma H}$$

Για επαρκή ασφάλεια σε ολίσθηση πρέπει: $SF_{\text{ολ}} > 1,10$. Είναι:

$c_w = 0$ (ο τοίχος θεμελιώνεται σε στρώμα άμμου: μηδενική συνοχή)

$$N = \Sigma V = 1024,00 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma H = 223,04 \text{ kN/m}$$

δ : γωνία τριβής οριζόντιας διεπιφάνειας εδάφους – θεμελίου

$\tan\delta$: συντελεστής τριβής διεπιφάνειας εδάφους – θεμελίου. Επιλέγεται:

$$\tan\delta = \frac{2}{3}\tan\varphi \Rightarrow \tan\delta = \frac{2}{3}0,649 = 0,433 \text{ (συντηρητικά)}$$

$$SF_{ολ} = \frac{1024 \cdot 0,433}{223,04} = 1,99 > 1,10 \text{ άρα δεν υπάρχει κίνδυνος ολίσθησης.}$$

$$\text{Συντελεστής ασφαλείας έναντι ανατροπής: } SF_{av} = \frac{\Sigma M \text{ ευστάθειας}}{\Sigma M \text{ ανατροπής}}$$

Για επαρκή ασφάλεια σε ανατροπή πρέπει: $SF_{av} > 1,20$. Είναι:

$$SF_{av} = \frac{3276,8}{664,75} = 4,93 > 1,20 \text{ άρα δεν υπάρχει κίνδυνος ανατροπής.}$$

ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΣΥΝΙΣΤΑΜΕΝΗ ΔΥΝΑΜΗ (στη στάθμη θεμελίωσης)

Υπολογίστηκαν συνολική οριζόντια και συνολική κατακόρυφη δύναμη:

$$\Sigma H = 223,04 \text{ kN/m και } \Sigma V = 1024,00 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma F = (\Sigma H^2 + \Sigma V^2)^{1/2} = \sqrt{49746,84 + 1048576} = 1048 \text{ kN}$$

Γωνία απόκλισης της συνισταμένης από την κατακόρυφο (λοξότητα):

$$\tan\theta = \frac{\Sigma H}{\Sigma V} = \frac{223,04}{1024} = 0,218 \Rightarrow \theta = 12,29^\circ$$

Υπολογισμός θέσης της συνισταμένης στη στάθμη θεμελίωσης

$$\xi = \frac{\Sigma M_0}{\Sigma V} = \frac{\Sigma M_{ευστ} - \Sigma M_{ανατρ}}{\Sigma V} = \frac{3276,8 - 664,75}{1024} = 2,55 \text{ m}$$

Είναι $\xi < \frac{L}{2} = \frac{6,40}{2} = 3,20$ μάρα η συνισταμένη ΣF ασκείται αριστερά του μέσου (Κ) της βάσης του τοίχου.

Υπολογισμός εκκεντρότητας της συνισταμένης:

$$e_k = \frac{L}{2} - \xi = 3,20 - 2,55 = 0,65 \text{ m}$$

Έλεγχος της εκκεντρότητας $\left(\frac{L}{6} = \frac{6,40}{6} = 1,07 \text{ m}\right)$

Είναι: $e_k = 0,65 \text{ m} < \frac{L}{6} = 1,07 \text{ m}$, άρα η συνισταμένη δρα εντός του πυρήνα.

ΕΛΑΦΙΚΕΣ ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΙΣ (στη στάθμη εδράσεως του θεμελίου)

Αφού η συνισταμένη δρα εντός του πυρήνα οι εδαφικές αντιδράσεις (πιέσεις επαφής) υπολογίζονται από τον παρακάτω τύπο:

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{\Sigma V}{L} \left(1 \pm 6 \frac{e}{L}\right)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1024 \text{ kN/m}}{6,40 \text{ m}} \left(1 + 6 \frac{0,65 \text{ m}}{6,40 \text{ m}}\right) = 257,60 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1024 \text{ kN/m}}{6,40 \text{ m}} \left(1 - 6 \frac{0,65 \text{ m}}{6,40 \text{ m}}\right) = 62,40 \text{ kN/m}^2$$

Μέση τάση στη στάθμη θεμελίωσης: $(\sigma_{\max} + \sigma_{\min})/2 = 160 \text{ kN/m}^2$

Αφού η συνισταμένη ασκείται αριστερά του Κ, προφανώς η μέγιστη πίεση σ_{\max} θα τοποθετηθεί στο αριστερό άκρο της βάσης του τοίχου.

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ (EC – 7, DIN 4017)

(μονόστρωτο έδαφος: μόνο για λόγους σύγκρισης με στατική φόρτιση)

Όλες οι παράμετροι εκτός του Β' είναι κοινές με της στατικής φόρτισης:

$B' = B - 2 e_B = 6,40 - 2 \cdot 0,65 = 5,10 \text{ m}$. Νέα φέρουσα ικανότητα:

$$p_u = c N_c b_c s_c i_c + (q + \gamma_1 D_f) N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma_2 B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \boxed{p_u = 502,53 \text{ kN/m}^2} \text{ (kPa)}$$

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΕΝΑΝΤΙ ΘΡΑΥΣΗΣ ΤΟΥ ΕΛΑΦΟΥΣ

Μέγιστος υπάρχων συντελεστής ασφαλείας έναντι θραύσης του εδάφους:

$$SF = \frac{p_u \cdot B'}{\Sigma V}$$

Για επαρκή ασφάλεια έναντι θραύσης απαιτείται να είναι: $SF \geq 1,20^*$

Αστοχία: όταν $SF < 1$ (* θα μπορούσε να γίνει δεκτή και τιμή μέχρι 1,10)

Είναι: $SF = \frac{502,53 \cdot 5,10}{1024} = 2,50 > 1,20$ (επαρκεί, δεν έχουμε αστοχία)

Σύγκριση με στατική φόρτιση: Προέκυψε μικρότερος μεν συντελεστής ασφαλείας αλλά με περισσότερο περιθώριο σε σχέση με το απαιτούμενο όριο για τη σεισμική φόρτιση.

Όμως η επιφάνεια θραύσης έχουμε ήδη διαπιστώσει ότι καταλήγει στο στρώμα II της μαλακής αργίλου, άρα χρειάζεται φυσικά ο υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας και για τα σεισμικά φορτία σε δίστροφο σχηματισμό, με τον ίδιο ακριβώς τρόπο που έγινε και παραπάνω.

ΟΡΙΑΚΗ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΣΤΟ ΔΙΣΤΡΩΤΟ ΕΛΑΦΟΣ (επίλυση κατά Meyerhof και Hanna – 1978)

$$p_u = \min \{ p_{u1}, p_{u2} + \gamma_1 H [(1 + 2 \frac{D_f}{H} \cos \theta) \frac{H}{B'} K_s i_s \tan \phi - 1] \}$$

$$p_{u1} = (q + \gamma_1 D_f) N_q d_q i_q + 0,5 \gamma_2 B' N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$p_{u2} = c_u N_c i_c + [q + \gamma_1 (D_f + H)] N_q i_q$$

Υπολογισμός παραμέτρων που μεταβάλλονται σε σχέση με της στατικής φόρτισης: (γωνία λοξότητας συνισταμένης $\theta = 12,29^\circ$ και $\cos \theta = 0,962$)

Συντελεστές διόρθωσης λοξότητας συνισταμένης: i_q, i_γ, i_c ($\phi = 33^\circ > 10^\circ$)

$$i_\gamma = (1 - \frac{\theta}{90})^2 = 0,394 \quad \text{και} \quad i_q = i_c = (1 - \frac{\theta}{90})^2 = 0,746$$

Συντελεστές βάθους: d_q, d_γ , για $\phi = 33^\circ > 10^\circ$ είναι:

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \sqrt{K_p} \frac{D_f}{B'} = 1$$

όπου $K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) = \tan^2(45^\circ + \frac{33}{2}) = 3,392$ (Συντελεστής παθητικής ώθησης του εδάφους θεμελίωσης. Αν αναφερόταν στην εδαφική στρώση που αντιστηρίζει ο τοίχος, θα έπρεπε να υπολογιστεί με τη μέθοδο MononobeOkabe)

$$p_{u1} = 0,5 \cdot 10,48 \cdot 5,10 \cdot 26,585 \cdot 1 \cdot 0,394$$

$$\Rightarrow p_{u1} = 279,9 \text{ kN/m}^2 \text{ (kPa)}$$

$$p_{u2} = 15 \text{ kN/m}^2 \cdot 5,14 \cdot 0,746 + 8,9 \text{ kN/m}^3 \cdot 5,00 \text{ m} \cdot 0,746$$

$$\Rightarrow p_{u2} = 90,7 \text{ kN/m}^2 \text{ (kPa)}$$

Αντοχή ανώτερης εδαφ. στρώσης: $\gamma_1 H [(1 + 2 \frac{D_f}{H} \cos \theta) \frac{H}{B'} K_s i_s \tan \phi - 1]$ Ο συντελεστής απόκλισης φορτίου από την κατακόρυφο ($\theta = 12,29^\circ$) για γωνία εσωτερικής τριβής της εδαφικής στρώσης (I) $\phi = 33^\circ$ είναι:

$$i_s \approx 0,71 \text{ (διαγράμματα)}$$

Ο συντελεστής διατήρησης της ανώτερης εδαφικής στρώσης δε μεταβάλλεται αφού είναι συνάρτηση του B και όχι του B'. ($K_s = 2$)

$$\text{Είναι: } \gamma_1 H [(1 + 2 \frac{D_f}{H} \cos \theta) \frac{H}{B'} K_s i_s \tan \phi - 1] =$$

$$= 8,9 \text{ kN/m}^3 \cdot 5,00 \text{ m} [\frac{5,00}{5,10} \cdot 2 \cdot 0,71 \cdot 0,649 - 1] = -4,29 \text{ kPa}$$

Φέρουσα ικανότητα στο δίστρωτο έδαφος:

$$p_u = \min\{279,9, (90,7 - 4,29)\}$$

$$\Rightarrow p_u = \min\{279,9, 85,7\} \Rightarrow p_u = 85,7 \text{ kN/m}^2 \text{ (kPa)}$$

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΕΝΑΝΤΙ ΘΡΑΥΣΗΣ ΤΟΥ ΕΛΑΦΟΥΣ

$$SF = \frac{p_u \cdot B'}{\Sigma V} = \frac{85,7 \cdot 5,10}{1024} = 0,43 < 1 \text{ (αστοχία)}$$

Άρα και με σεισμική φόρτιση, προκύπτει κίνδυνος από σίγουρη θραύση του εδάφους, όπως άλλωστε και στους υπολογισμούς με στατικά φορτία στην πραγματική περίπτωση της θεώρησης δίστρωτου σχηματισμού.

Αφού ήδη είχε υπολογιστεί ότι απαιτείται η θεώρηση αυτή, ο υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας με μονόστρωτη θεώρηση, πραγματοποιήθηκε και εδώ για λόγους σύγκρισης και μόνον με το αντίστοιχο αποτέλεσμα των στατικών φορτίων. Το αποτέλεσμα που προέκυψε και στο δίστρωτο έδαφος ήταν αναμενόμενο. Επομένως και ο τοίχος αντιστήριξης οπλισμένης γης απαιτείται να θεμελιωθεί με διαφορετικό τρόπο ο οποίος θα δίνει ικανοποιητικό αποτέλεσμα (επάρκεια). Θα εξεταστούν στη συνέχεια: η λύση της προφόρτισης του εδάφους και η λύση της ενίσχυσης του εδάφους με χαλικοπασσάλους, που θα πραγματοποιηθούν σε κοινό υπολογισμό και για το δύσκαμπτο τοίχο σκυροδέματος και για τον τοίχο οπλισμένης γης αφού τα αποτελέσματα και των δύο περιπτώσεων προέκυψαν εντελώς αντίστοιχα και “παράλληλα”. Για τον εύκαμπτο τοίχο οπλισμένης γης δε θα εξεταστεί φυσικά η λύση βαθιάς θεμελίωσης με πασσάλους.

3.ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ ΜΕ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΥΦΟΥΣ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ ΓΙΑ $SF_{\theta\rho\acute{\alpha}\upsilon\sigma\eta\varsigma} = 2$

Η υπάρχουσα αστράγγιστη διατμητική αντοχή της αργιλικής στρώσης είναι $c_u^{up} = 15$ kPa. Θα εξεταστεί τώρα η λύση τοποθέτησης επιχώματος στην επιφάνεια του εδάφους θεμελίωσης που θα προκαλέσει καθίζηση στο στρώμα – κυρίως – της αργίλου, ώστε να βελτιωθεί με τον τρόπο αυτό η αντοχή της. Η αντίστοιχη c_u που θα προκύψει αφού επέλθει η στερεοποίηση θα πρέπει να είναι προφανώς μεγαλύτερη από την αρχική, δηλαδή να έχουμε αύξηση της αντοχής του εδάφους, ώστε ο συντελεστής ασφαλείας έναντι θραύσης να λαμβάνει ικανοποιητική τιμή. Αναλυτικότερα, μετά τη στερεοποίηση, η μετατροπή της αναλαμβανόμενης από το έδαφος $\sigma_{\epsilon\delta}$ σε ενεργό, έχει ως συνέπεια την αύξηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής. Η απαιτούμενη αυτή c_u^{ap} θα προσδιοριστεί λοιπόν από τις σχέσεις υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας που ήδη εφαρμόσαμε, αλλά έδωσαν συντελεστή θραύσης $SF=0,5$ (δίστρωτο έδαφος, στατική φόρτιση). Άρα η τιμή που θα πρέπει να έχει λοιπόν η c_u , ώστε να μην κινδυνεύει το έδαφος με αστοχία, θα υπολογιστεί απαιτώντας ο συντελεστής ασφαλείας σε θραύση να είναι ίσος με την ελάχιστη επιτρεπόμενη τιμή, δηλαδή $SF=2$. Οπότε:

Απαιτούμενη φέρουσα ικανότητα(δίστρωτο έδαφος, στατική φόρτιση)

$$SF = \frac{p_u \cdot B'}{\Sigma V} \Rightarrow \frac{p_u \cdot B'}{\Sigma V} = 2 \Rightarrow p_u = \frac{2 \Sigma V}{B'} = \frac{2 \cdot 760}{3,70} = 410,81 \text{ kN/m}^2$$

$$p_u = \min \left\{ p_{u1}, p_{u2} + \gamma_1 H \left[\left(1 + 2 \frac{D_f}{H} \cos \theta \right) \frac{H}{B'} K_s i_s \tan \varphi - 1 \right] \right\}$$

Το αποτέλεσμα είχε προκύψει από το δεύτερο όρο άρα:

$$\boxed{p_{u2} + \gamma_1 H \left[\left(1 + 2 \frac{D_f}{H} \cos \theta \right) \frac{H}{B'} K_s^* i_s \tan \varphi - 1 \right] = 410,81 \text{ kN/m}^2} \quad (1)$$

Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας p_{u2} συναρτήσει του c_u :

$$p_{u2} = c_u N_c i_c + [q + \gamma_1 (D_f + H)] N_q i_q \Rightarrow$$

$$p_{u2} = c_u (\text{kN/m}^2) \cdot 5,14 \cdot 0,738 + 8,9 \text{ kN/m}^3 \cdot (0,50 + 4,50) \text{ m} \cdot 0,738 \Rightarrow$$

$$p_{u2} = 3,79 c_u + 32,84$$

Υπολογισμός του νέου απαιτούμενου $c_u^{(ap)}$ (μετά τη στερεοποίηση):

* Ο συντελεστής K_s είναι η μόνη παράμετρος της σχέσης (1) που εξαρτάται από την άγνωστη ακόμης c_u . Θα θεωρήσουμε ότι για μια μέγιστη τιμή (υποθετικά) που μπορεί να λάβει η c_u (έστω δηλαδή ότι ήταν γνωστή), η νέα τιμή του συντελεστή διατήρησης K_s προκαλεί περίπου διπλασιασμό της αντοχής της ανώτερης εδαφικής στρώσης.

$$\text{Άρα: } \gamma_1 H \left[\left(1 + 2 \frac{D_f}{H} \cos \theta \right) \frac{H}{B} K_s i_s \tan \phi - 1 \right] \approx 2 \cdot 12,26 = 24,52 \text{ kN/m}^2 \quad \text{και}$$

$$(1) \Rightarrow p_u = 410,81 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow 3,79 c_u + 32,84 + 24,52 = 410,81 \text{ kN/m}^2$$

$$\Rightarrow \boxed{c_u^{(απ)} = 93,26 \text{ kN/m}^2} \text{ (πολύ μεγαλύτερο του αρχικού)}$$

Απαιτούμενη επιβαλλόμενη τάση προφόρτισης στην επιφάνεια του εδάφους (ομοιόμορφο επιφανειακό καταναμημένο φορτίο επιχώματος)

$$\text{Αποδεικνύεται η παρακάτω σχέση: } \boxed{p_{\text{προφ}} = \sigma_{\text{vo}}' \left[\left(\frac{c_u^{απ}}{c_u^{υπ}} \right)^{1,25} - 1 \right]}$$

σ_{vo}' : Μέση ενεργός τάση (στο μέσον του στρώματος της αργίλου)

$$\sigma_{\text{vo}}' = 17 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,25 \text{ m} + (18,9 - 10) \text{ kN/m}^3 \cdot 3,75 \text{ m} + (18,5 - 10) \text{ kN/m}^3 \cdot 3,5 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{vo}}' = 84,375 \text{ kN/m}^2 \text{ (kPa)}$$

$$\text{Άρα: } p_{\text{προφ}} = 84,375 \text{ kN/m}^2 \cdot \left[\left(\frac{93,26}{15} \right)^{1,25} - 1 \right] = 744 \text{ kN/m}^2$$

Υπολογισμός ύψους του επιχώματος (ειδικού βάρους $\gamma_{\text{επιχ}} = 20 \text{ kN/m}^3$)

Το ύψος του επιχώματος ($h_{\text{επιχ}}$) αναμένεται να προκύψει πολύ μεγάλο, καθώς η απαιτούμενη αστράγγιστη διατμητική αντοχή προέκυψε κατά πολύ μεγαλύτερη από την υπάρχουσα αρχική της αργιλικής στρώσης.

$$p_{\text{προφ}} = \gamma_{\text{επιχ}} \cdot h_{\text{επιχ}} \Rightarrow 744 \text{ kN/m}^2 = 20 \text{ kN/m}^3 \cdot h_{\text{επιχ}} \Rightarrow h_{\text{επιχ}} = \frac{744}{20} = 37,2 \text{ m}$$

Φυσικά δεν είναι εφικτή η κατασκευή επιχώματος με τόσο μεγάλο ύψος. Η λύση θα ήταν πραγματοποιήσιμη, μόνο εάν το απαιτούμενο ύψος προέκυπτε περίπου 7 έως 9 το πολύ μέτρα. Στην περίπτωση εκείνη θα φροντίζαμε να επιταχύνουμε τη διαδικασία στερεοποίησης τοποθετώντας και το κατάλληλο δίκτυο κατακόρυφων στραγγιστηρίων.

Άρα η λύση μόνο της προφόρτισης απορρίπτεται και θα εξεταστεί στη συνέχεια η λύση της βελτίωσης του εδάφους θεμελίωσης με τοποθέτηση χαλικοπασσάλων σε συνδυασμό όμως και με προφόρτιση.

ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΣΥΜΠΛΗΡΩΜΑ

(Απόδειξη της σχέσης που δίνει την τάση προφόρτισης)

$p_{\text{προφ}}$: μέση επιβαλλόμενη τάση προφόρτισης στην επιφάνεια του εδάφους (ομοιόμορφο επιφανειακό κατανεμημένο φορτίο επιχώματος)

$$p_{\text{προφ}} = \sigma_{\text{vo}}' [(c_u^{\text{απ}}/c_u^{\text{υπ}})^{1,25} - 1]$$

$c_u^{\text{υπ}}$: υπάρχουσα αστράγγιστη διατμητική αντοχή της αργιλικής στρώσης

$c_u^{\text{απ}}$: απαιτούμενη αστράγγιστη διατμητική αντοχή της βελτιωμένης αργιλικής στρώσης που θα προκύψει μετά τη στερεοποίηση

σ_{vo}' : Μέση ενεργός τάση (στο μέσον του στρώματος της αργίλου)

Απόδειξη

Για κανονικά στερεοποιημένες (NC) αργίλους ($\text{OCR} = 1$) με γνωστό λόγο (c_u/p') _{NC} αλλά και για προστερεοποιημένες (OC) αργίλους με γνωστό λόγο υπερστερεοποίησης (OCR) ισχύει για τις διάφορες τιμές της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής:

$$c_u = (c_u/p')_{\text{NC}} \cdot \sigma_{\text{vo}}' \cdot (\text{OCR})^{0,8}$$

Είναι: $c_u^{\text{υπ}} = (c_u/p')_{\text{NC}} \cdot \sigma_{\text{vo}}' \cdot (1)^{0,8}$ {1} και

$c_u^{\text{απ}} = (c_u/p')_{\text{NC}} \cdot \sigma_{\text{vo}}' \cdot [(\sigma_{\text{vo}}' + p_{\text{προφ}}) / \sigma_{\text{vo}}']^{0,8}$ {2}

Με διαίρεση των παραπάνω κατά μέλη {2}: {1} και αφού απλοποιηθεί κοινός όρος $(c_u/p')_{\text{NC}} \cdot \sigma_{\text{vo}}'$ προκύπτει:

$$c_u^{\text{απ}}/c_u^{\text{υπ}} = [(\sigma_{\text{vo}}' + p_{\text{προφ}}) / \sigma_{\text{vo}}']^{0,8} \Rightarrow$$

$$(c_u^{\text{απ}}/c_u^{\text{υπ}})^{1/0,8} = [(\sigma_{\text{vo}}' + p_{\text{προφ}}) / \sigma_{\text{vo}}']^{0,8/0,8} \Rightarrow$$

$$(c_u^{\text{απ}}/c_u^{\text{υπ}})^{1,25} = [(\sigma_{\text{vo}}' + p_{\text{προφ}}) / \sigma_{\text{vo}}'] \Rightarrow$$

$$(c_u^{\text{απ}}/c_u^{\text{υπ}})^{1,25} = [1 + (p_{\text{προφ}}/\sigma_{\text{vo}}')] \Rightarrow$$

$$p_{\text{προφ}}/\sigma_{\text{vo}}' = (c_u^{\text{απ}}/c_u^{\text{υπ}})^{1,25} - 1 \Rightarrow$$

$$p_{\text{προφ}} = \sigma_{\text{vo}}' [(c_u^{\text{απ}}/c_u^{\text{υπ}})^{1,25} - 1]$$

4. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ ΕΛΑΦΟΥΣ ΜΕ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ ΚΑΙ ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΩΝ

Επιλέγουμε να τοποθετήσουμε χαλικοπασσάλους διαμέτρου $\varnothing 80$ ($d_{\text{χαλ}}=0,80$ m) σε διάταξη τετραγωνικού καννάβου και με κεντροβαρικές αποστάσεις μεταξύ τους $S=2,30$ m ($\varnothing 80/2,30$).

Ακτίνα επιρροής μεμονωμένου χαλικοπασσάλου: R_e

Διάμετρος επιρροής (για τετραγωνικό κάνναβο):

$$D_e = 2 R_e = 1,13 S. \text{ Άρα } D_e = 1,13 \cdot 2,30 = 2.60 \text{ m}$$

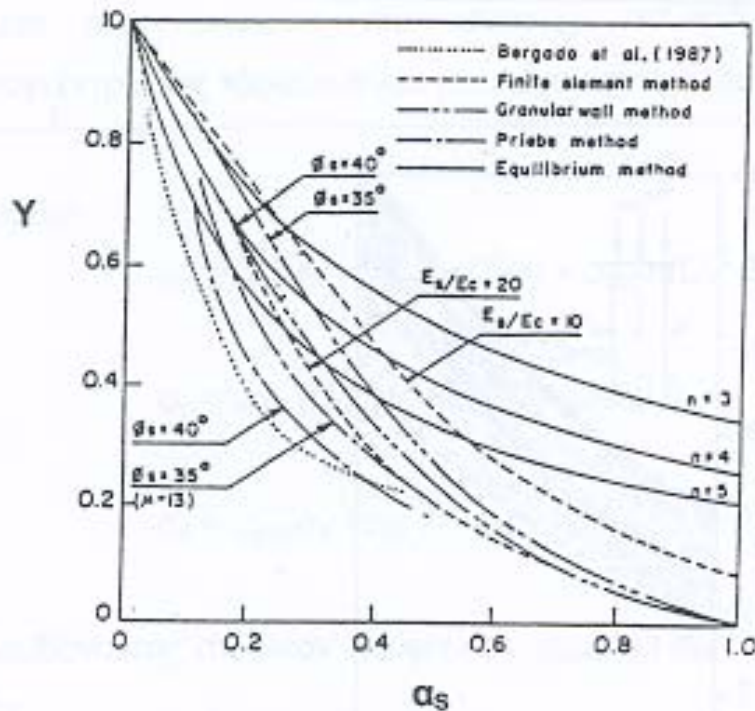
Λόγος (συντελεστής) αντικατάστασης (για τετραγωνικό κάνναβο):

$$\alpha_s = 0,78 (d_{\text{χαλ}}/S)^2 = 0,78 \left(\frac{0,80}{2,30}\right)^2 = 0,09$$

Γωνία εσωτερικής τριβής και ειδικό βάρος υλικού χαλικοπασσάλων:

$$\varphi_{\text{χαλ}} = 40^\circ, \gamma_{\text{χαλ}} = 21 \text{ kN/m}^3$$

Ο λόγος καθιζήσεων $Y = \frac{\text{καθίζηση ενισχυμένου εδάφους}}{\text{καθίζηση φυσικού εδάφους}}$ υπολογίζεται από το σχετικό διάγραμμα για $\alpha_s=0,09$ και $\varphi_{\text{χαλ}}=40^\circ$: προκύπτει: $Y = 0,75$



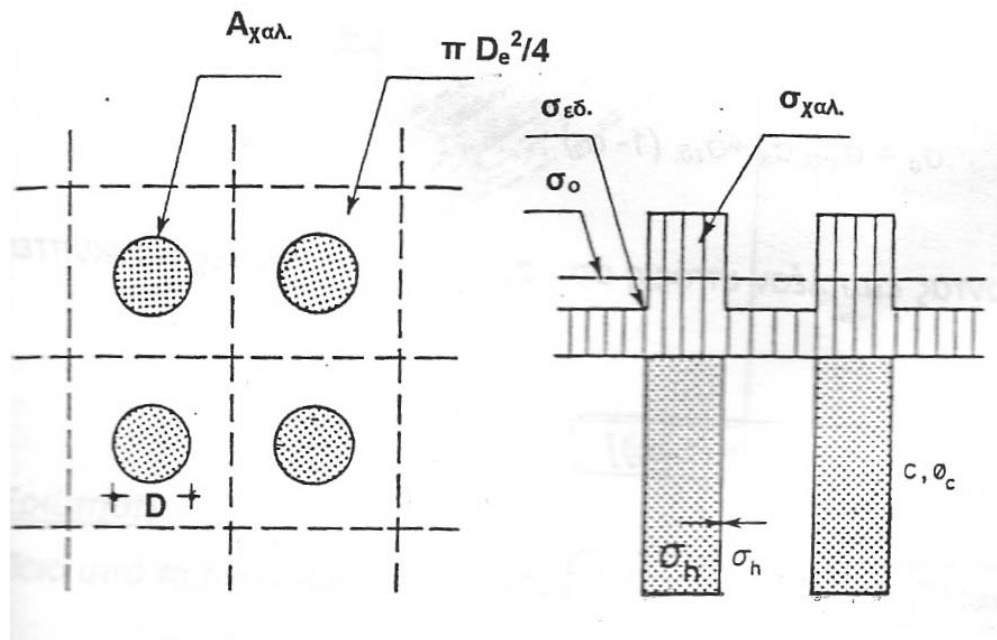
Είναι $Y = \sigma_{εδ} / \sigma_0$, όπου $\sigma_{εδ}$: η πίεση με την οποία φορτίζεται τελικά το περιβάλλον (των χαλικοπασσάλων) έδαφος, μετά την επιβολή τάσης σ_0 (αφού ολοκληρωθεί η στερεοποίηση) από το επίχωμα, και μετά την ανακατανομή του φορτίου που επέρχεται λόγω διαφορετικών μέτρων ελαστικότητας χαλικοπασσάλου – αργιλικού εδάφους ($E_{χαλ}$, E_s) και λόγω συμβιβαστού των παραμορφώσεων. Μετά από αυτή την ανακατανομή ο κάθε χαλικοπάσσαλος αναλαμβάνει τελικά τάση $\sigma_{χαλ} = n \cdot \sigma_{εδ}$, όπου n : ο λόγος (συντελεστής) συγκέντρωσης τάσεων. Οι τάσεις $\sigma_{χαλ}$, $\sigma_{εδ}$ είναι:

$$\sigma_{εδ} = \frac{1}{n \alpha_s + (1 - \alpha_s)} \sigma_0 \quad (1)$$

$$\sigma_{χαλ} = \frac{n}{n \alpha_s + (1 - \alpha_s)} \sigma_0 \quad (2)$$

Με διαίρεση κατά μέλη (2):(1) προκύπτει ο λόγος συγκέντρωσης τάσεων:

$$n = \frac{\frac{1}{Y} - (1 - \alpha_s)}{\alpha_s} = \frac{\frac{1}{0,75} - (1 - 0,09)}{0,09} = 4,7$$



α) ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΔΙΑΣΤΑΣΕΩΝ ΤΟΥ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΤΩΝ ΝΕΩΝ ΒΕΛΤΙΩΜΕΝΩΝ ΙΣΟΔΥΝΑΜΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΤΟΥ ΕΛΑΦΟΥΣ. ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΗΣ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ (με το πρόγραμμα Larix)

Χαρακτηριστικά του επιχώματος: $\gamma_{\text{επιχ}} = 20 \text{ kN/m}^3$, $h_{\text{επιχ}} = 8 \text{ m}$, $\varphi_{\text{επιχ}} = 30^\circ$

Μέση επιβαλλόμενη τάση προφόρτισης (σ_o) στην επιφάνεια του εδάφους (ομοιόμορφο επιφανειακό κατανεμημένο φορτίο επιχώματος) μετά τη στερεοποίηση για ύψος επιχώματος (επιλογή) $h_{\text{επιχ}} = 8 \text{ m}$:

$$\sigma_o = \gamma_{\text{επιχ}} \cdot h_{\text{επιχ}} = 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 8 \text{ m} = 160 \text{ kN/m}^2$$

(1) $\Rightarrow \sigma_{\text{εδ}} = 120 \text{ kN/m}^2 (= Y \cdot \sigma_o)$ αφού $Y = \sigma_{\text{εδ}} / \sigma_o = 0,75$

(2) $\Rightarrow \sigma_{\text{χαλ}} = 564 \text{ kN/m}^2 (= n \cdot \sigma_{\text{εδ}})$ αφού $n = \sigma_{\text{χαλ}} / \sigma_{\text{εδ}} = 4,7$

Το έδαφος θεμελίωσης κάτω και γύρω από το επίχωμα χωρίζεται σε τρεις περιοχές οι οποίες αφορούν την αργλική στρώση (II) και την υπερκείμενη αμμώδη στρώση (I) που περιέχουν τους χαλικοπασσάλους.

περιοχή (1): αριστερά και δεξιά από το επίχωμα

περιοχή (2): κάτω από τον κύριο όγκο ($h = 8 \text{ m}$) του επιχώματος

περιοχή (3): κάτω από τα πρανή του επιχώματος (ενδιάμεση περιοχή)

Τα πρανή του επιχώματος θα κατασκευαστούν υπό κλίση 1:2 δηλαδή υπό γωνία $\theta = 26,56^\circ$ σε σχέση με το έδαφος. ($\tan\theta = \frac{1}{2} = 0,5$). Είναι $\theta = 26,56^\circ < \varphi_{\text{επιχ}} = 30^\circ$. Αν η γωνία θ των πρανών ήταν μεγαλύτερη από τη γωνία εσωτερικής τριβής του υλικού του επιχώματος, τότε τα πρανή θα ήταν αδύνατον να σταθούν. Για το λόγο αυτό επιλέχθηκε η συγκεκριμένη κλίση πρανών.

Άρα το οριζόντιο μήκος $\ell_{\text{πρ}}$ των δύο ακραίων τμημάτων με τα πρανή θα είναι: $\tan\theta = h_{\text{επιχ}}/\ell_{\text{πρ}} \Rightarrow \ell_{\text{πρ}} = h_{\text{επιχ}}/\tan\theta = \frac{8}{0,5} = 16 \text{ m}$

Το μήκος του κυρίου τμήματος του επιχώματος L' θα είναι: το μήκος της βάσης του τοίχου (L) οπλισμένης γης που είναι μεγαλύτερο από αυτό του συμβατικού και αποτελεί τη δεύτερη περίπτωση εφαρμογής η οποία εξετάζεται παρακάτω. Είναι: $L' = 6,40 \text{ m}$. Άρα το συνολικό μήκος του επιχώματος θα είναι: $L_{\text{ολ}} = 2\ell_{\text{πρ}} + L' = 32 + 6,40 = 38,40 \text{ m}$

Υπολογισμός των ισοδύναμων(equal)* χαρακτηριστικών της αργιλικής στρώσης (II):(αστράγγιστη διατμητική αντοχή c_u^* , γωνία εσωτερικής τριβής φ^* και ειδικό βάρος γ^*)

- περιοχή (1): (αρχικές τιμές: $c_u^{(1)} = 15 \text{ kN/m}^2$, $\varphi^{(1)} = 0$, $\gamma^{(1)} = 18,5 \text{ kN/m}^3$)

Η περιοχή (1) δε βρίσκεται εντός ορίων επιρροής της προφόρτισης

$$\boxed{c^{(1)*}} = (1 - \alpha_s) c_u^{(1)} = (1 - 0,09) 15 = \boxed{13,65 \text{ kN/m}^2}$$

$$\tan\varphi^{(1)*} = \alpha_s \tan\varphi_{\text{χαλ}} + (1 - \alpha_s) \tan\varphi^{(1)} = \alpha_s \tan\varphi_{\text{χαλ}} = 0,09 \tan 40^\circ \Rightarrow$$

$$\tan\varphi^{(1)*} = 0,0755 \quad (\text{αφού } \tan\varphi^{(1)} = 0)$$

$$\boxed{\varphi^{(1)*}} = \tan^{-1}(0,0755) = \boxed{4,32^\circ}$$

$$\boxed{\gamma^{(1)*}} = \alpha_s \gamma_{\text{χαλ}} + (1 - \alpha_s) \gamma^{(1)} = 0,09 \cdot 21 + (1 - 0,09) 18,5 = \boxed{18,725 \text{ kN/m}^3}$$

- περιοχή (2): (αρχικές τιμές: $c_u^{(2)}$, $\varphi^{(2)} = 0$, $\gamma^{(2)} = 18,5 \text{ kN/m}^3$)

Η περιοχή (2) βρίσκεται εντός ορίων επιρροής της προφόρτισης άρα η αρχική τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής θα έχει λόγο υπερστερεοποίησης $\text{OCR} = (\sigma_{\text{vo(M)}}' + \sigma_{\text{εδ}}) / \sigma_{\text{vo(M)}}'$ και θα είναι:

$$c_u^{(2)} = (c_u/p')_{\text{NC}} \cdot \sigma_{\text{vo(M)}}' \cdot [\text{OCR}]^{0,8} \Rightarrow$$

$$c_u^{(2)} = (c_u / p')_{NC} \cdot \sigma_{vo(M)}' \cdot [(\sigma_{vo(M)}' + \sigma_{εδ}) / \sigma_{vo(M)}']^{0,8}$$

$\sigma_{vo(M)}'$: μέση ενεργός τάση (στο μέσον του στρώματος της αργίλου)

$$\sigma_{vo(M)}' = 17 \cdot 1,25 + (18,9 - 10) \cdot 3,75 + (18,5 - 10) \cdot 3,5 = 84,375 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{OCR} = \frac{84,375 + 120}{84,375} = 2,42 \text{ και ο λόγος } (c_u / p')_{NC} = 0,15 \text{ (στρώση II)}$$

Άρα $c_u^{(2)} = 0,15 \cdot 84,375 \text{ kN/m}^2 \cdot (2,42)^{0,8} = 25,66 \text{ kN/m}^2$ (βελτιωμένη)

$$c^{(2)*} = (1 - \alpha_s) c_u^{(2)} = (1 - 0,09) 25,66 = \boxed{23,35 \text{ kN/m}^2}$$

$$\tan \varphi^{(2)*} = [(\sigma_{\chi\alpha\lambda} + \sigma_{vo(M)}') / (\sigma_o + \sigma_{vo(M)}')] \alpha_s \tan \varphi_{\chi\alpha\lambda}$$

$$(\sigma_{\chi\alpha\lambda} + \sigma_{vo(M)}') / (\sigma_o + \sigma_{vo(M)}') = \frac{564 + 84,375}{160 + 84,375} = 2,65$$

$$\text{Άρα } \tan \varphi^{(2)*} = 2,65 \cdot 0,09 \tan 40^\circ = 2,65 \cdot 0,0755 = 0,2$$

$$\varphi^{(2)*} = \tan^{-1}(0,2) = \boxed{11,3^\circ}$$

$$\begin{aligned} \gamma^{(2)*} &= [(\sigma_{\chi\alpha\lambda} + \sigma_{vo(M)}') / (\sigma_o + \sigma_{vo(M)}')] (\alpha_s \gamma_{\chi\alpha\lambda}) + (1 - \alpha_s) \gamma_{(2)} = \\ &= 2,65 \cdot 0,09 \cdot 21 + (1 - 0,09) 18,5 = \boxed{21,84 \text{ kN/m}^3} \end{aligned}$$

• περιοχή (3): (ενδιάμεση περιοχή πρανών)

$$c^{(3)*} = (c_u^{(1)*} + c_u^{(2)*}) / 2 = \frac{13,65 + 23,35}{2} = \boxed{18,5 \text{ kN/m}^2}$$

$$\tan \varphi^{(3)*} = (\tan \varphi^{(1)*} + \tan \varphi^{(2)*}) / 2 = \frac{0,0755 + 0,2}{2} = 0,13775$$

$$\varphi^{(3)*} = \tan^{-1}(0,13775) = \boxed{7,8^\circ}$$

$$\gamma^{(3)*} = (\gamma^{(1)*} + \gamma^{(2)*}) / 2 = \frac{18,725 + 21,84}{2} = \boxed{21,30 \text{ kN/m}^3}$$

Υπολογισμός των ισοδύναμων χαρακτηριστικών της υπερκείμενης στρώσης II, άμμου (I): (γωνία εσωτερικής τριβής φ^* , ειδικό βάρος γ^*)

• περιοχή (1): (αρχικές τιμές: $\varphi^{(1)} = 33^\circ$, $\gamma^{(1)} = 18,9 \text{ kN/m}^3$)

$$\tan \varphi^{(1)*} = \alpha_s \tan \varphi_{\chi\alpha\lambda} + (1 - \alpha_s) \tan \varphi^{(1)} = 0,09 \tan 40^\circ + (1 - 0,09) \tan 33^\circ \Rightarrow \tan \varphi^{(1)*} = 0,6665$$

$$\varphi^{(1)*} = \tan^{-1}(0,6665) = \boxed{33,68^\circ}$$

$$\boxed{\gamma^{(1)*}} = \alpha_s \gamma_{\chi\alpha\lambda} + (1 - \alpha_s) \gamma^{(1)} = 0,09 \cdot 21 + (1 - 0,09) 18,9 = \boxed{19,09 \text{ kN/m}^3}$$

- περιοχή (2): (αρχικές τιμές: $\varphi^{(2)} = 33^\circ$, $\gamma^{(2)} = 18,9 \text{ kN/m}^3$)

$$\tan \varphi^{(2)*} = [(\sigma_{\chi\alpha\lambda} + \sigma_{\nu o(M)'}) / (\sigma_o + \sigma_{\nu o(M)'})] \alpha_s \tan \varphi_{\chi\alpha\lambda} + (1 - \alpha_s) \tan \varphi^{(2)}$$

$\sigma_{\nu o(M)'}$: μέση ενεργός τάση (στο μέσον του στρώματος της άμμου I)

$$\sigma_{\nu o(M)' } = 17 \cdot 1,25 + (18,9 - 10) \cdot 1,25 = 32,375 \text{ kN/m}^2$$

$$(\sigma_{\chi\alpha\lambda} + \sigma_{\nu o(M)'}) / (\sigma_o + \sigma_{\nu o(M)'}) = \frac{564 + 32,375}{160 + 32,375} = 3,10$$

$$\text{Άρα } \tan \varphi^{(2)*} = 3,10 \cdot 0,09 \tan 40^\circ + (1 - 0,09) \tan 33^\circ \Rightarrow$$

$$\tan \varphi^{(2)*} = 0,234 + 0,591 = 0,825$$

$$\boxed{\varphi^{(2)*}} = \tan^{-1}(0,825) = \boxed{39,52^\circ}$$

$$\begin{aligned} \boxed{\gamma^{(2)*}} &= [(\sigma_{\chi\alpha\lambda} + \sigma_{\nu o(M)'}) / (\sigma_o + \sigma_{\nu o(M)'})] (\alpha_s \gamma_{\chi\alpha\lambda}) + (1 - \alpha_s) \gamma^{(2)} = \\ &= 3,10 \cdot 0,09 \cdot 21 + (1 - 0,09) 18,9 = \boxed{23,06 \text{ kN/m}^3} \end{aligned}$$

- περιοχή (3): (ενδιάμεση περιοχή πρανών)

$$\tan \varphi^{(3)*} = (\tan \varphi^{(1)*} + \tan \varphi^{(2)*}) / 2 = \frac{0,6665 + 0,825}{2} = 0,74575$$

$$\boxed{\varphi^{(3)*}} = \tan^{-1}(0,74575) = \boxed{36,71^\circ}$$

$$\boxed{\gamma^{(3)*}} = (\gamma^{(1)*} + \gamma^{(2)*}) / 2 = \frac{19,09 + 23,06}{2} = \boxed{21,075 \text{ kN/m}^3}$$

Υποκείμενη της αργίλου στρώση: άμμος III (ανεπηρέαστη)

Χαρακτηριστικά: $\varphi^{\text{III}} = 34^\circ$, $\gamma^{\text{III}} = 20 \text{ kN/m}^3$ (περιοχές ⁽¹⁾ ⁽²⁾ ⁽³⁾)

Το φορτίο του επιχώματος που σχεδιάστηκε να τοποθετηθεί ως προφόρτιση στο έδαφος με τους χαλικοπασσάλους, θα θεωρηθεί ότι προκαλεί κατά προσέγγιση περίπου τα ίδια ισοδύναμα χαρακτηριστικά στις τρεις περιοχές των εδαφικών στρώσεων, με αυτά που θα προκύψουν από την τοποθέτηση της κατασκευής του τοίχου αντιστήριξης στο ίδιο έδαφος με στατικά ή σεισμικά φορτία. Οπότε στη συνέχεια θα εξεταστεί εάν το βελτιωμένο και ενισχυμένο πια έδαφος αντέχει ή αστοχεί υπό τη φόρτιση του επιχώματος, αλλά και της δυσμενέστερης εκ των δύο περιπτώσεων τοίχων αντιστήριξης που εξετάζουμε (τοίχος οπλισμένης

γης) με στατικά και σεισμικά φορτία. Παρακάτω παρουσιάζονται συνοπτικά τα αποτελέσματα υπολογισμού βελτιωμένων χαρακτηριστικών του εδάφους. Με βάση τις τιμές αυτές στη συνέχεια πραγματοποιήθηκαν οι απαραίτητοι έλεγχοι αστοχίας με το πρόγραμμα Latix τα αποτελέσματα των οποίων επισυνάπτονται στο παρόν τεύχος.

1^η φόρτιση: το επίχωμα με χαρακτηριστικά: $\gamma_{\text{επιχ}} = 20 \text{ kN/m}^3$, $h_{\text{επιχ}} = 8 \text{ m}$, $\varphi_{\text{επιχ}} = 30^\circ$

$$\sigma_o = \gamma_{\text{επιχ}} \cdot h_{\text{επιχ}} = 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 8 \text{ m} = 160 \text{ kN/m}^2 [\text{μέγιστη στην περιοχή (2)}]$$

2^η φόρτιση: ο τοίχος αντιστήριξης του στρώματος με χαρακτηριστικά: $\gamma_{\text{στρ}} = 20 \text{ kN/m}^3$, $h_{\text{στρ}} = 8 \text{ m}$, $\varphi_{\text{στρ}} = 38^\circ$ (σε στατική φόρτιση)

$$\text{περιοχή (2): } \sigma = 160 \text{ kN/m}^2 (\text{μέση εδαφική αντίδραση τοίχου}) (\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}) / 2$$

περιοχή (3) και (1) δεξιά του τοίχου: $\sigma = 170 \text{ kN/m}^2$ (αντιστηριζόμενη στρώση: $20 \text{ kN/m}^3 \cdot 8 \text{ m} = 160 \text{ kN/m}^2$ και κινητό φορτίο $= 10 \text{ kN/m}^2$)

3^η φόρτιση: ο ίδιος τοίχος αντιστήριξης αλλά σε σεισμική φόρτιση.

$$\text{περιοχή (2): } \sigma = 160 \text{ kN/m}^2 (\text{μέση εδαφική αντίδραση τοίχου}) (\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}) / 2$$

περιοχή (3) και (1) δεξιά του τοίχου: $\sigma = 165 \text{ kN/m}^2$ (αντιστηριζόμενη στρώση: $20 \text{ kN/m}^3 \cdot 8 \text{ m} = 160 \text{ kN/m}^2$ και κινητό φορτίο $= 5 \text{ kN/m}^2$)

περιοχή	(1)	πρανές επιχώματος 16 m	στέψη επιχώματος 6,40 m	πρανές επιχώματος 16 m	(1)
ΣΥΟ -1,25 Άμμος I $\varphi=33^\circ$ $\gamma=18,9$ kN/m^3 -5,00	$\varphi^{(1)*}=33,68^\circ$ $\gamma^{(1)*}=19,09$ kN/m^3	$\varphi^{(3)*}=36,71^\circ$ $\gamma^{(3)*}=21,075\text{kN/m}^3$	$\varphi^{(2)*}=39,52^\circ$ $\gamma^{(2)*}=23,06$ kN/m^3	$\varphi^{(3)*}=36,71^\circ$ $\gamma^{(3)*}=21,075\text{kN/m}^3$	$\varphi^{(1)*}=33,68^\circ$ $\gamma^{(1)*}=19,09$ kN/m^3
Άργιλος II $c_u=15$ kN/m^2 $\varphi=0$ $\gamma=18,5$ kN/m^3 -12,00	$c_u^{(1)*}=13,65\text{kN/m}^2$ $\varphi^{(1)*}=4,32^\circ$ $\gamma^{(1)*}=18,725\text{kN/m}^3$	$c_u^{(3)*}=18,5\text{kN/m}^2$ $\varphi^{(3)*}=7,8^\circ$ $\gamma^{(3)*}=21,30\text{kN/m}^3$	$c_u^{(2)*}=23,35$ kN/m^2 $\varphi^{(2)*}=11,3^\circ$ $\gamma^{(2)*}=21,84$ kN/m^3	$c_u^{(3)*}=18,5\text{kN/m}^2$ $\varphi^{(3)*}=7,8^\circ$ $\gamma^{(3)*}=21,30\text{kN/m}^3$	$c_u^{(1)*}=13,65\text{kN/m}^2$ $\varphi^{(1)*}=4,32^\circ$ $\gamma^{(1)*}=18,725\text{kN/m}^3$
Άμμος III $\varphi=34^\circ$ $\gamma=20$ kN/m^3 -22,00	$\varphi=34^\circ$ $\gamma=20\text{kN/m}^3$	$\varphi=34^\circ$ $\gamma=20\text{kN/m}^3$	$\varphi=34^\circ$ $\gamma=20\text{kN/m}^3$	$\varphi=34^\circ$ $\gamma=20\text{kN/m}^3$	$\varphi=34^\circ$ $\gamma=20\text{kN/m}^3$

β) ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΡΑΥΣΗΣ ΚΕΦΑΛΗΣ ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΩΝ

Στην εφαρμογή τοίχου από οπλισμένη γη που εδράζεται στη στάθμη φυσικού εδάφους το πάχος του κεφαλόδεσμου είναι 1,50 m, δηλαδή ο πυθμένας του κεφαλόδεσμου βρίσκεται σε στάθμη: - 1,50 m.

Παθητική ώθηση σε βάθος 1,5 $d_{χαλ}$ από τον πυθμένα του κεφαλόδεσμου

Είναι: $1,5 d_{χαλ} = 1,5 \cdot 0,80 = 1,20 \text{ m}$

Στάθμη ελέγχου: $-(1,20 + 1,50) = -2,70$ m

$\sigma_{hp}' = K_p \text{ \acute{a}\mu\mu\omicron\upsilon} \cdot \sigma_{v'(-2,70)} = \sigma_{3\alpha}'$ (οριζόντια τάση στη διατομή του χαλικοπασσάλου από παθητική ώθηση που ασκεί το στρώμα της άμμου)

$$K_{p\acute{\alpha}\mu\mu\omicron\upsilon} = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_{\acute{\alpha}\mu\mu\omicron\upsilon}}{2}\right) = \tan^2\left(45^\circ + \frac{33}{2}\right) = 3,392$$

$$\sigma_{v'(-2,70)} = 17 \cdot 1,25 + (18,9 - 10) \cdot 1,45 = 34,15 \text{ kN/m}^2$$

ενώ παραπάνω υπολογίσαμε: $\sigma_{\epsilon\delta} = 120 \text{ kN/m}^2$

$$\text{\AA}\rho\alpha: \sigma_{hp}' = 3,392 \cdot (34,15 + 120) = 522,9 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{3\alpha}'$$

$\sigma_{1\alpha}'$: κατακόρυφη τάση στη διατομή του χαλικοπασσάλου. Αναπτύσσεται στο ίδιο το υλικό του χαλικοπασσάλου εξ' αιτίας της οριζόντιας παθητικής ώθησης. Είναι η οριακή τάση αντοχής χαλικοπασσάλου.

$$\sigma_{1\alpha}' = \sigma_{\text{vop}}^{\chi\alpha\lambda} = K_{p\chi\alpha\lambda} \cdot \sigma_{hp}'$$

$$K_{p\chi\alpha\lambda} = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_{\chi\alpha\lambda}}{2}\right) = \tan^2\left(45^\circ + \frac{40}{2}\right) = 4,6$$

$$\text{\AA}\rho\alpha \sigma_{1\alpha}' = \sigma_{\text{vop}}^{\chi\alpha\lambda} = 4,6 \cdot 522,88 = 2405,2 \text{ kN/m}^2$$

Παραπάνω υπολογίστηκε η τάση που αναπτύσσεται στον κάθε χαλικοπάσσαλο λόγω της προφόρτισης με το επίχωμα: $\sigma_{\chi\alpha\lambda} = 564 \text{ kN/m}^2$
Ο συντελεστής ασφαλείας πρέπει να είναι:

$$FS = \sigma_{\text{vop}}^{\chi\alpha\lambda} / \sigma_{\chi\alpha\lambda} > 1,50 \text{ (ή } 1,30 \text{ οριακά δεκτός)}$$

$$\text{Είναι } FS = \frac{2405,2}{564} = 4,26 > 1,50$$

γ) ΕΛΕΓΧΟΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΩΝ ΩΣ ΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗΡΙΑ – ΧΡΟΝΟΣ ΠΑΡΑΜΟΝΗΣ ΤΟΥ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ ΣΤΟ ΕΛΑΦΟΣ

Διάμετρος επιρροής (για τετραγωνικό κάνναβο): (όπως παραπάνω)

$$D_e = 2 R_e = 1,13 S. \text{\AA}\rho\alpha D_e = 1,13 \cdot 2,30 = 2.60 \text{ m}$$

Χρονικός παράγοντας για κατακόρυφη (αποκλειστικά) στράγγιση:

$$\boxed{T_v = c_v \cdot t / H^2}$$

Απαιτούμενος χρόνος στερεοποίησης: 3 μήνες. Άρα $t = \frac{3}{12} = 0,25$ έτους

Συντελεστής κατακόρυφης στερεοποίησης συμπιεστού στρώματος (αργίλου II): $c_v = 7 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec}$ (προσδιορίστηκε πειραματικά)

$365 \text{ days/yr} \cdot 24 \text{ hrs/day} \cdot 60 \text{ min/hr} \cdot 60 \text{ sec/min} = 31536000 \text{ sec/yr}$, άρα:

$$c_v = 7 \cdot 10^{-4} \frac{31536000}{10000} = 2,2 \text{ m}^2/\text{yr}$$

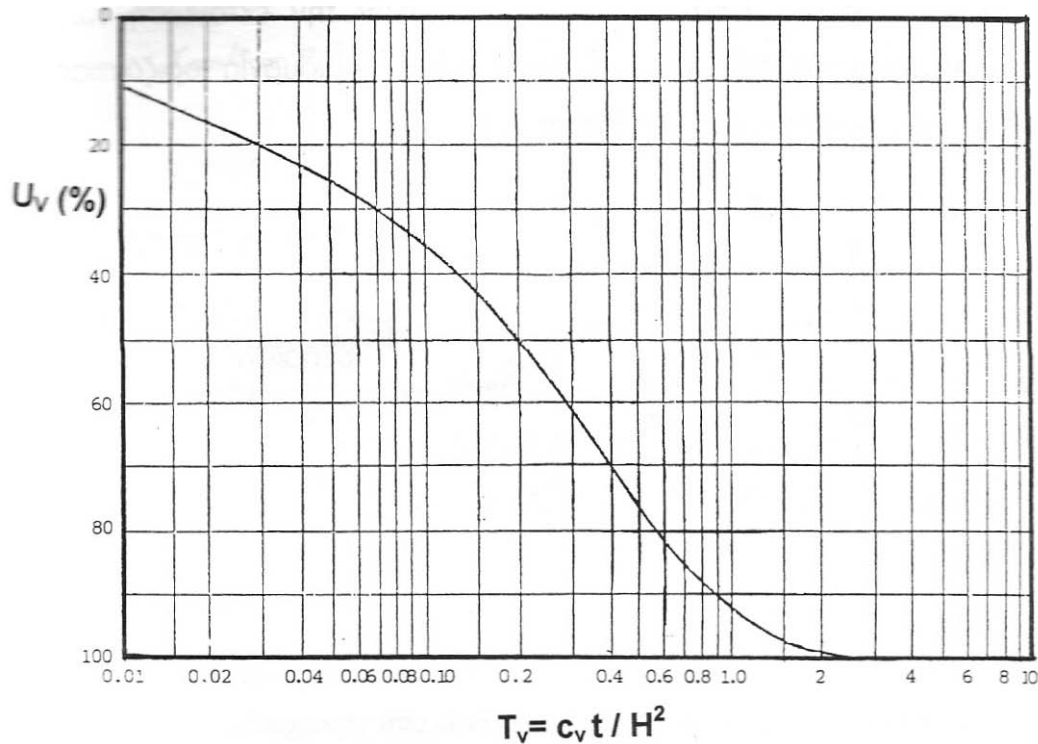
Για απλή στράγγιση (αν εμποδίζεται π.χ. από αδιαπέρατο βράχο στον πυθμένα) στον υπολογισμό του T_v λαμβάνεται το πάχος του συμπιεστού

στρώματος H , ενώ για διπλή στράγγιση $\frac{H}{2}$ (ελεύθερη άνω και κάτω).

Στην εν λόγω περίπτωση της αργιλικής στρώσης II πάχους 7m το υπερκείμενο αλλά και το υποκείμενο στρώμα είναι διαπερατά αφού είναι άμμοι, άρα δεν εμποδίζουν τη στράγγιση, οπότε θα θεωρηθεί ως διπλή

στράγγιση, άρα στον τύπο θα θέσουμε $\frac{H}{2} = \frac{7}{2} = 3,5 \text{ m}$. Οπότε θα είναι:

$$T_v = (2,2 \text{ m}^2/\text{yr} \cdot 0,25 \text{ yr}) / (3,5 \text{ m})^2 = 0,045$$



Από το παραπάνω διάγραμμα λαμβάνεται βαθμός στερεοποίησης για κατακόρυφη (αποκλειστικά) στράγγιση: $U_v = 24\%$

Χρονικός παράγοντας για ακτινική (αποκλειστικά) στράγγιση:

$$T_r = c_r \cdot t / D_e^2$$

Συντελεστής κατακόρυφης στερεοποίησης: θα ληφθεί $c_r = 3 c_v$, άρα:

$$c_r = 3 \cdot 2,2 \text{ m}^2/\text{yr} = 6,6 \text{ m}^2/\text{yr}$$

$$T_r = (6,6 \text{ m}^2/\text{yr} \cdot 0,25 \text{ yr}) / (2,6 \text{ m})^2 = 0,244$$

Άρα ο βαθμός στερεοποίησης για ακτινική οριζόντια (αποκλειστικά) στράγγιση είναι:

$$U_r = 1 - e^{-\frac{8 T_r}{A}}$$

όπου $A = \ln \frac{R_e}{R_d} - 0,75 + \left(\frac{k_r}{k_{r,s}} - 1 \right) \ln \frac{R_s}{R_d}$ και

$R_e = 1,30 \text{ m}$ (ακτίνα επιρροής στραγγιστηρίου στον κάρναβο)

R_d : ακτίνα στραγγιστηρίου (δηλαδή χαλικοπασσάλου). $R_d = 0,40 \text{ m}$

$k_r = 3 k_v$ (συντελεστές ακτινικής και κατακόρυφης διαπερατότητας)

$k_{r,s} = 1,5 k_v$ (συντελεστής διαπερατότητας ζώνης αναμόχλευσης)

R_s : ακτίνα ζώνης αναμόχλευσης (smearzone), επιλέγεται $R_s = 0,60$ m

$$\text{Οπότε έχουμε: } A = \ln\left(\frac{1,30}{0,40}\right) - 0,75 + \left(\frac{3}{1,5} - 1\right) \ln\left(\frac{0,60}{0,40}\right) \Rightarrow$$

$$\Rightarrow A = 1,17 - 0,75 + 1 \cdot 0,405 = 0,825$$

$$\text{άρα: } U_r = 1 - e^{-\frac{8 T_r}{A}} = 1 - e^{-(8 \cdot 0,244 / 0,825)} = 1 - 0,094 = 0,906$$

Οβαθμός στερεοποίησης(U) για συνδυασμένη οριζόντια (ακτινική) και κατακόρυφη ροή δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$(1-U) = (1-U_v)(1-U_r) \Rightarrow (1-U) = (1-0,24)(1-0,906) \Rightarrow$$

$$\Rightarrow (1-U) = 0,071 \Rightarrow \boxed{U = 0,93 = 93\%}$$

Άρα θεωρούμε ότι σε τρεις μήνες η στερεοποίηση θα έχει ολοκληρωθεί, επομένως το επίχωμα θα παραμείνει τρεις μήνες στη θέση αυτή.

δ) Ο ΕΥΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΗΣ ΓΗΣ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΑΦΑΙΡΕΣΗ ΤΗΣ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ

Έλεγχος Φέρουσας Ικανότητας

Α) Φάση Κατασκευής

$$\text{Πρόσθετοι Υπολογισμοί: } \Sigma V = 1024 \text{ KN/m}$$

$$\Sigma H = 215,6 \text{ KN/m}$$

$$\Sigma M = 798,72 \text{ KNm}$$

$$e_k = 0,78 \text{ m} \rightarrow B^I = 6,40 - 2 \times 0,78 = 4,84 \text{ m}$$

$$\theta = 11,86^\circ$$

$$\tan \varphi_I^* = 0,40 \times \tan 39,5^\circ + 0,60 \times \tan 36,7^\circ = P_{uI} = 0,777 \varphi_I^* = 37,8^\circ > 33^\circ$$

Για P_{u2} αλλάζει : το C_u από 15 KPa γίνεται

$$C_{II}^* = 0,40 \times 23,35 + 0,60 \times 18,5 = 20,45 \text{ KPa}$$

$$\tan\varphi_{\Pi}^* = 0.40 \times \tan 11.3^\circ + 0.60 \times \tan 7.8^\circ = 0.162 \rightarrow \varphi_{\Pi}^* = 9.2^\circ$$

$$P_{u2} = C_{\Pi}^* \times N_c \times d_c \times i_c + [q + \gamma_1(D_f + H)] \times N_q \times d_q \times i_q + 0.5 \gamma_2 \times N_\gamma \times d_\gamma \times i_\gamma$$

$$d_c = d_q = d_\gamma = 1$$

$$C_{\Pi}^* = 20.45 \text{ KPa}$$

$$\varphi_{\Pi}^* = 9.2^\circ \rightarrow N_c = 7.53 + \frac{1.2}{2} (8.34 - 7.53) = 8.016$$

$$N_q = 2.06 + \frac{1.2}{2} (2.47 - 2.06) = 2.306$$

$$N_\gamma = 0.21 + \frac{1.2}{2} (0.37 - 0.21) = 0.306$$

$$\gamma_1 = \gamma_2 = \frac{19.1 \times 1.25 + 9.1 \times 3.75}{5} = 11.6 \text{ KN/m}^3 \rightarrow i_\gamma = \left(1 - \frac{11.86}{9.2}\right)^2 = 0.084$$

$$\rightarrow i_q = 0.738 = i_c$$

$$P_{u2} = 20.45 \times 8.016 \times 0.738 + 11.6 \times 5 \times 2.306 \times 1 \times 0.738 + 0.5 \times 8.7 \times 4.84 \times 0.306 \times 1 \times 0.084 = 120.98 + 98.71 + 0.72 = 220.41 \text{ KPa}$$

$$P_{\pi\rho\phi} = \sigma_{v_o} \left[\left(\frac{C_{u,\tau\epsilon\lambda}}{C_{u,\alpha\rho\chi}} \right)^{1.25} - 1 \right]$$

$$8 \times 20 = [19.1 \times 1.25 + 0.1 \times 3.75 + 8.7 \times 3.5] \times \left(\left[\frac{x}{15} \right]^{1.25} - 1 \right)$$

$$160 = 88.45 \left[\left(\frac{x}{15} \right)^{1.25} - 1 \right]$$

$$\left(\frac{x}{15} \right)^{1.25} = \frac{160}{88.45} + 1 = 2.809 \rightarrow \frac{x}{15} = 2.809^{0.80} = 2.285$$

$$\frac{P_{u2}^*}{P_{u1}^*} = \frac{5.14 \times 32.48}{0.5 \times 11.6 \times 6.4 \times 64.08} = 0.075 \text{ αφού } N_\gamma = 64.08 \text{ για}$$

$$C_{u_{\tau\epsilon\lambda}}^{II} = 34.28$$

$$\frac{P_{u2}^*}{P_{u1}^*} = 0.075, \varphi_I = 38^\circ \Rightarrow \frac{\delta}{\varphi} = 0.4$$

$$\theta = 11.86^\circ \approx 12^\circ, \varphi = 40^\circ \Rightarrow i_s = 0.65$$

$$C_{u_2} = 34.3^\circ, \frac{\delta}{\varphi} = 0.4 \Rightarrow K_s = 3$$

$$\gamma_1 H \left[1 + \frac{2D_f}{H} \cos\theta \right] \frac{H}{B} K_s i_s \tan\varphi - 1 = 11.6 \times 5 \times 1 \times \frac{5}{4.84} \times 3 \times 0.65 \times \tan 37.8^\circ - 1 = 89.63$$

$$p_u = \min \{ 845.44, 220.41 + 89.63 \} = 310.04$$

$$\text{Με } p_{u1} = 11.6 \times N_q \times d_q \times i_q + 0.5 \times 11.6 \times 4.84 \times 64.08 \times i_\gamma \times 0.47 = 845.44$$

$$\text{αφού } i_\gamma = \left(1 - \frac{11.86}{37.8} \right) = 0.47$$

$$F = \frac{p_u B'}{\Sigma V} = \frac{310.04 \times 4.84}{1024} \approx 1.50$$

ΕΠΑΝΑΛΗΨΗ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑΣ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗΣ Α

Για : α) ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ Β1 ΣΤΑΤΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ

$$B' = 6.4 - 2 \times 0.47 = 5.46 \text{ m}$$

$$\varphi_I = 37.8^\circ \approx 38^\circ \Rightarrow N_\gamma = 64.08$$

$$\theta = 9.5^\circ$$

$$\gamma I = 11.6 \text{ KN/m}^3$$

$$p_{u1} = 0.5 \times 11.6 \times 5.46 \times 64.08 \times 1 \times 0.561 = 1138.43$$

$$\text{με } i_\gamma = \left(1 - \frac{9.5^\circ}{37.8^\circ} \right)^2 = 0.561 \text{ και } i_c = i_q = \left(1 - \frac{9.5^\circ}{90^\circ} \right)^2 = 0.8$$

$$p_{u2} = 20.45 \times 8.016 \times 1 \times 0.8 + 11.6 \times 5 \times 2.306 \times 1 \times 0.8 + 0.5 \times 8.7 \times 5.46 \times 0.306 \times 1 \times 0.001 = 238.14$$

$$\theta = 9.5^\circ, \varphi = 38^\circ \approx 40^\circ \Rightarrow i_s = 0.62$$

$$\text{Προστίθεται } 90.63 \times \frac{0.62}{0.65} - 1 = 86.45 - 1 = 85.45$$

$$p_u = \min \{ 1138.43, 323.593 \} = 323.59$$

$$F = \frac{323.59 \times 5.47}{1024} = 1.90$$

Β2) ΣΕΙΣΜΟΣ

$$B' = 5.10 \text{ m}$$

$$\theta = 12.29^\circ$$

$$p_{u1} = 0.5 \times 11.6 \times 5.10 \times 64.08 \times 1 \times \left(1 - \frac{12.29^\circ}{37.8^\circ}\right) = 863.29$$

$$p_{u2} = 20.45 \times 8.01 \times 1 \times 0.746 + 11.6 \times 5 \times 2.306 \times 1 \times 0.746 + 0.5 \times 8.7 \times 5.1 \times 0.306 \times 0.11 = 221.9 + 0.71 = 222.65$$

$$p_u = \min\{863.29, 222.65\} = 222.65$$

$$F = 1.11 > 1.10$$

Υπολογισμός καθιζήσεων στο βελτιωμένο έδαφος

Θα υπολογιστούν οι εδαφικές αντιδράσεις στατικών φορτίων (όπως παραπάνω) αλλά χωρίς τον συνυπολογισμό του κινητού φορτίου ($p = 10 \text{ kN/m}^2$).

Συντελεστής ενεργητικής ώθησης: (κατά Rankine) $K_a = 0,238$

Κατακόρυφες πιέσεις (σ_v) ($1 \text{ kN/m}^2 = 1 \text{ kPa}$)

$$\sigma_v^A = 0$$

$$\sigma_v^B = 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 8 \text{ m} = 160 \text{ kN/m}^2$$

Οριζόντιες ενεργητικές ωθήσεις στον τοίχο (σ_h)

$$\sigma_h^A = 0$$

$$\sigma_h^B = 0,238 \cdot 160 \text{ kN/m}^2 = 38,08 \text{ kN/m}^2$$

Συνολική οριζόντια δύναμη στον τοίχο

$$P_{\alpha 1} = \frac{1}{2} 38,08 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = 152,32 \text{ kN/m} = \Sigma H$$

Απόσταση από το σημείο ανατροπής (O)

$$P_{\alpha 1}: \frac{1}{3} \cdot 8 \text{ m} = 2,67 \text{ m}$$

Ροπή ανατροπής

$$M = P_{\alpha 1} \cdot 2,67 \text{ m} = 152,32 \text{ kN/m} \cdot 2,67 \text{ m} = 406,69 \text{ kNm/m} = \Sigma M_{\text{ανατρ.}}$$

Κατακόρυφες δυνάμεις στον τοίχο (όπως στους πρώτους υπολογισμούς)

$$W = 1024 \text{ kN/m}$$

Συνολική κατακόρυφη δύναμη: $\Sigma V=W = 1024 \text{ kN/m}$

Ροπές ευστάθειας (αντίστασης)

$$M=3276,6\text{kNm/m}$$

Άθροισμα: $\Sigma M_{\text{ευστ.}} = M = 3276,6 \text{ kNm/m}$

$$\tan\theta = \frac{\Sigma H}{\Sigma V} = \frac{152,32}{1024} = 0,149 \Rightarrow \boxed{\theta = 8,46^\circ}$$

Υπολογισμός θέσης της συνισταμένης στη στάθμη θεμελίωσης

$$\xi = \frac{\Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{\Sigma M_{\text{ευστ.}} - \Sigma M_{\text{ανατρ.}}}{\Sigma V} = \frac{3276,6 - 406,69}{1024} = 2,80 \text{ m}$$

Είναι $\xi < \frac{L}{2} = \frac{6,40}{2} = 3,20\text{m}$ άρα η συνισταμένη ΣF ασκείται αριστερά του μέσου (K) της βάσης του τοίχου.

Υπολογισμός εκκεντρότητας της συνισταμένης:

$$e_k = \frac{L}{2} - \xi = 3,20 - 2,80 = 0,40\text{m}$$

Έλεγχος της εκκεντρότητας ($\frac{L}{6} = \frac{6,40}{6} = 1,07\text{m}$)

Είναι: $e_k = 0,40\text{m} < \frac{L}{6} = 1,07 \text{ m}$, άρα η συνισταμένη δρα εντός του πυρήνα.

ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΙΣ (στη στάθμη εδράσεως του θεμελίου)

Αφού η συνισταμένη δρα εντός του πυρήνα οι εδαφικές αντιδράσεις (πιέσεις επαφής) υπολογίζονται από τον παρακάτω τύπο:

$$\sigma_{\text{max,min}} = \frac{\Sigma V}{L} \left(1 \pm 6 \frac{e}{L}\right)$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{1024 \text{ kN/m}}{6,40 \text{ m}} \left(1 + 6 \frac{0,40 \text{ m}}{6,40 \text{ m}}\right) = 220 \text{ kN/m}^2$$

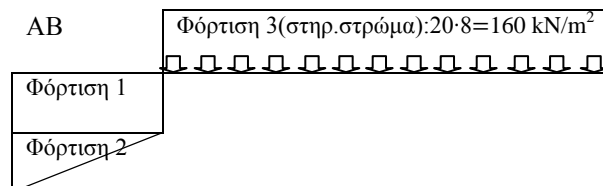
$$\sigma_{\text{min}} = \frac{1024 \text{ kN/m}}{6,40 \text{ m}} \left(1 - 6 \frac{0,40 \text{ m}}{6,40 \text{ m}}\right) = 100 \text{ kN/m}^2$$

	πρανές επιχώματος	στέψη επιχώματος	Πρανές επιχώματος
	16 m	6,40 m	16 m
±0,00	κεφαλόδεσμος χαλικοπασάλων		1,50 m
Άμμος I			
$E_{sI}=9335$ kN/m^2			
$h_I=3,50m$ (5 - 1,5)	A _I	B _I	$Z_I=- 3,25$
-5,00			
Άργιλος II			
$h_{II\alpha}=3,0m$	A _{II\alpha}	B _{II\alpha}	$Z_{II\alpha}=- 6,50$
$C_c=0,235$ $C_r=0,04$ $e_o=0,91$			-8,00
$h_{II\beta}=4,0m$	A _{II\beta}	B _{II\beta}	$Z_{II\beta}=- 10,00$
-12,00			
Άμμος III			
$E_{sIII}=$ 22100 kN/m^2			
$h_{III}=10m$	A _{III}	B _{III}	$Z_{III}=- 17,00$
-22,00			

Πρόσθετες εξωτερικές επιφορτίσεις $\Delta\sigma_{zi}$ (τοίχος, στηριζόμενο στρώμα)

$$\sigma_{\min} = 100kN/m^2$$

$$\sigma_{\max} - \sigma_{\min} = 120 kN/m^2$$



Ο λόγος καθιζήσεων υπολογίστηκε: $\boxed{Y = 0,75}$. Άρα τελική καθίζηση των δύο πρώτων στρωμάτων που έχουν βελτιωθεί με χαλικοπασσάλους θα είναι το 75% της κανονικά υπολογισμένης τιμής.

● Άμμος I: Μετά την προφόρτιση το μέτρο ελαστικότητας της άμμου ($E_{sI}=9335\text{kN/m}^2$) θα προσαυξηθεί κατά 25%. Η καθίζηση της άμμου είναι:

$$S = \frac{\sum \Delta \sigma_{zi}}{1,25 E_{s_i}} h_i$$

σημείο A_I

Πρόσθετες εξωτερικές επιφορτίσεις

$$\Phi_1: \frac{B}{z} = \frac{6,40}{3,25} = 1,97; I_z = 0,24 \Rightarrow \Delta \sigma_{zi}^{\Phi_1} = 0,24 \cdot 100 = 24 \text{ kN/m}^2$$

$$\Phi_2: \frac{B}{z} = \frac{6,40}{3,25} = 1,97; I_z = 0,17 \Rightarrow \Delta \sigma_{zi}^{\Phi_2} = 0,17 \cdot 120 = 20,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\Phi_3: x = -6,40 \text{ m}, z = 3,25 \text{ m}, R^2 = x^2 + z^2 = (6,40)^2 + (3,25)^2 = 51,5$$

$$\tan \beta = \frac{z}{x} = \frac{3,25}{4,80} \Rightarrow \beta = 0,470^{\text{rad}}$$

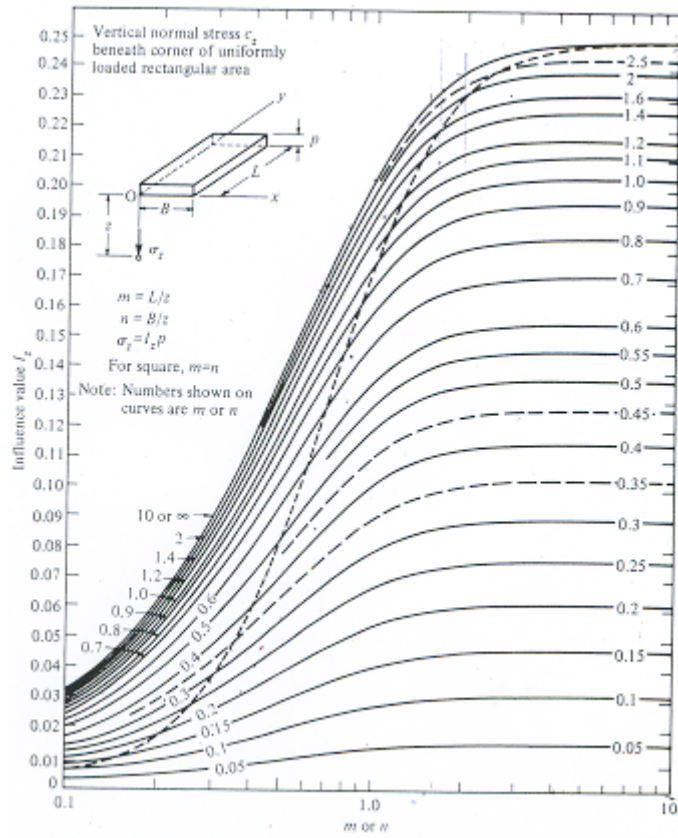
$$\Delta \sigma_{zi}^{\Phi_3} = \frac{160}{\pi} \left(0,470 - \frac{6,40 \cdot 3,25}{51,5} \right) = 3,37 \text{ kN/m}^2$$

$$\sum \Delta \sigma_{zi}^A = 24 + 20,40 + 3,37 = 47,77 \text{ kN/m}^2$$

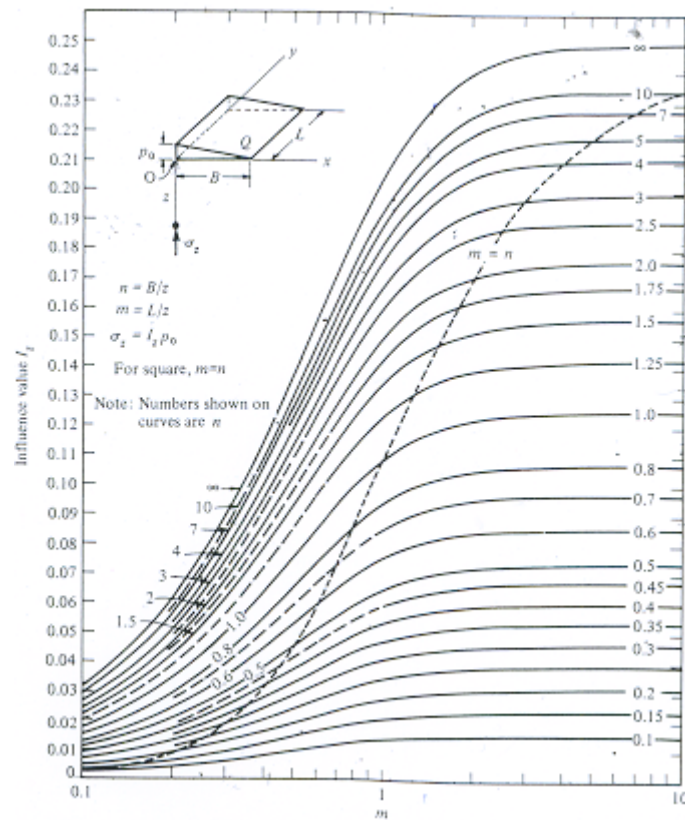
$$\text{Καθίζηση του σημείου A}^I: S_I^A = \frac{47,77}{1,25 \cdot 9335} 3,5 = 0,014 \text{ m} = 1,4 \text{ cm}$$

Λόγω ενίσχυσης με χαλικοπασσάλους: $0,75 \cdot 1,4 = 1,05 \approx 1 \text{ cm}$

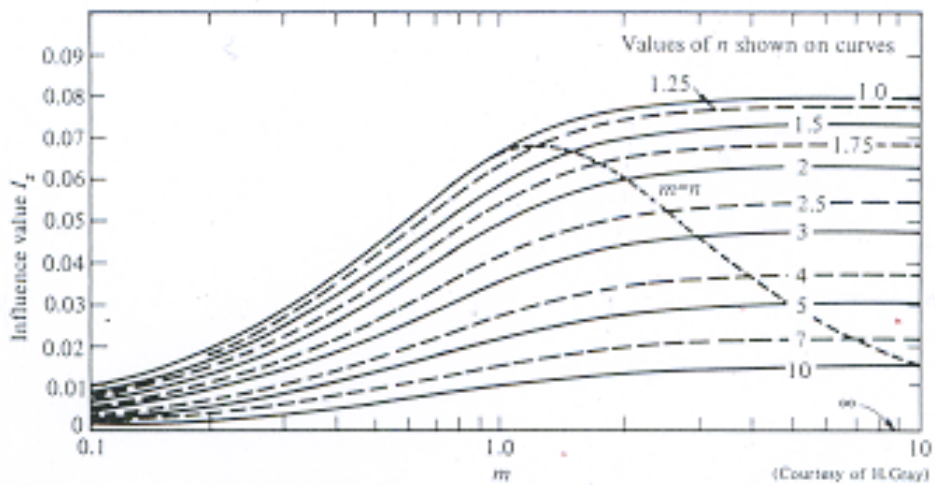
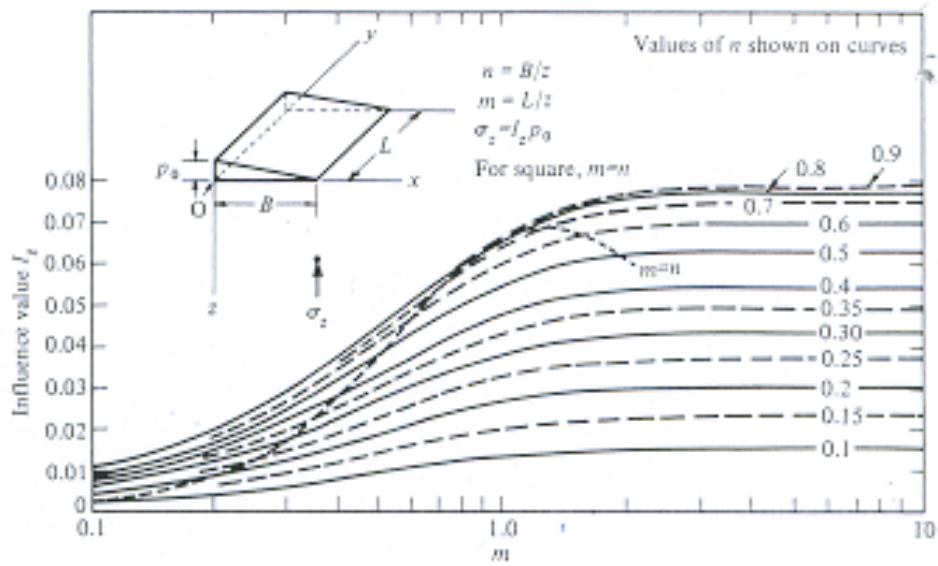
Παρακάτω παραθέτουμε τα νομογραφήματα από τα οποία προκύπτουν οι συντελεστές I_z για καθίζηση των σημείων A και B των φορτίσεων Φ_1 Φ_2 .



Νομογράφημα φόρτισης Φ_1 (σημεία A και B)



Νομογράφημα φόρτισης Φ_2 (σημεία Α)



Νομογράφημα φόρτισης Φ_2 (σημεία Β)

σημείο Β₁

Πρόσθετες εξωτερικές επιφορτίσεις

Φ_1 : (ομοίως με το Α) $\Rightarrow \Delta\sigma_{z1}^{\Phi_1} = 24 \text{ kN/m}^2$

Φ_2 : $\frac{B}{z} = \frac{6,40}{3,25} = 1,97$; $I_z = 0,065 \Rightarrow \Delta\sigma_{z1}^{\Phi_2} = 0,065 \cdot 120 = 7,8$

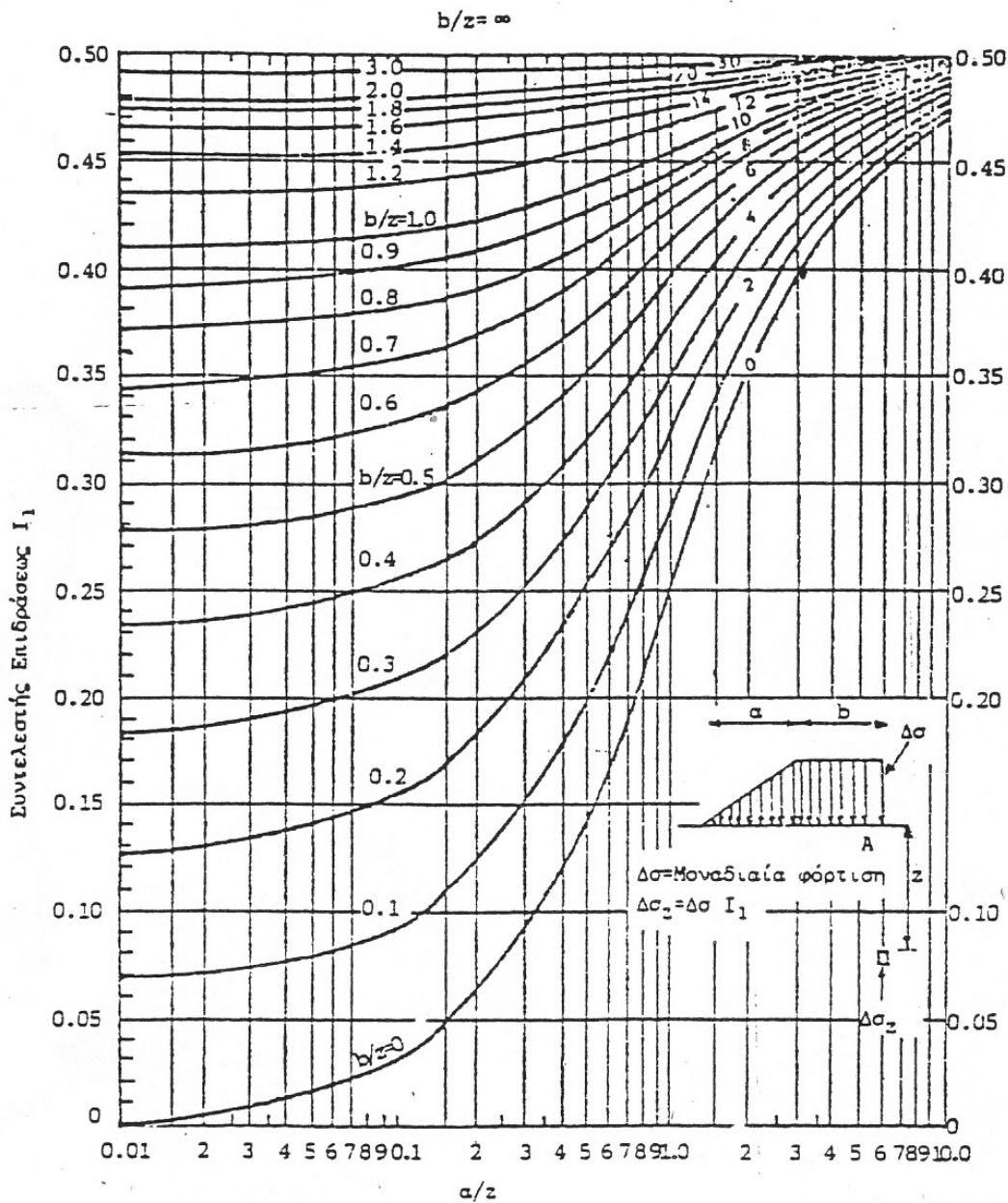
$$\Phi_3: x = 0 \text{ m}, z = 3,25 \text{ m}, \beta = \frac{\pi}{2} \text{ (rad)}, R^2 = 51,5 \Rightarrow \Delta\sigma_{zI}^{\Phi_3} = 0,5 \cdot 160$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{zI}^{\Phi_3} = 80 \text{ kN/m}^2 \text{ (αναξάρτητη του βάθους } z)$$

$$\Sigma\Delta\sigma_{zI}^B = 24 + 7,8 + 80 \approx 112 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Καθίζηση του σημείου } B^I: S_I^B = \frac{112}{1,25 \cdot 9335} 3,5 = 0,034 \text{ m} = 3,4 \text{ cm}$$

Λόγω ενίσχυσης με χαλικοπασσάλους: $0,75 \cdot 3,4 = 2,6 \text{ cm}$



Νομογράφημα Osterberg (τραπεζοειδής φόρτιση)

● Αργίλος II: Για υπολογισμούς μετά από προφόρτιση χρησιμοποιείται ο δείκτης C_r (κλίση κλάδου αποφόρτισης – επαναφόρτισης) στη θέση του δείκτη συμπίεστικότητας C_c . Καθίζηση της προφορτισμένης αργίλου:

$$S = \frac{C_r}{1+e_0} h_i \log \frac{\sigma'_{v_{o_i}} + \Sigma \Delta \sigma_{z_i}}{\sigma'_{v_{o_i}}}$$

Το αργιλικό στρώμα χωρίζεται σε δύο στρώσεις (Π_α , Π_β) όπως στο παραπάνω σχήμα, πάχους 3 m και 4m αντίστοιχα. Θα υπολογίσουμε πρώτα την αρχική ενεργό τάση στο μέσον της πρώτης στρώσης της αργίλου:

Αρχική ενεργός τάση (πρώτη στρώση: $z = 6,50\text{m}$)

$$\sigma'_{v_o}^{\Pi} = 17 \cdot 1,25 + (18,9 - 10) \cdot 3,75 + (18,5 - 10) \cdot 1,5 = 67,375 \text{ kN/m}^2$$

σημείο $A_{\Pi\alpha}$

Πρόσθετες εξωτερικές επιφορτίσεις

$$\Phi_1: \frac{B}{z} = \frac{6,40}{6,50} = 0,99: I_z = 0,205 \Rightarrow \Delta \sigma_{z\Pi\alpha}^{\Phi_1} = 0,205 \cdot 100 = 20,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\Phi_2: \frac{B}{z} = \frac{6,40}{6,50} = 0,99: I_z = 0,125 \Rightarrow \Delta \sigma_{z\Pi\alpha}^{\Phi_2} = 0,125 \cdot 120 = 15 \text{ kN/m}^2$$

$$\Phi_3: x = -6,40 \text{ m}, z = 6,5 \text{ m}$$

$$R^2 = x^2 + z^2 \Rightarrow R^2 = (6,40)^2 + (6,50)^2 = 83,21$$

$$\tan \beta = \frac{z}{x} = \frac{6,5}{6,4} \Rightarrow \beta = 0,793 \text{ rad}$$

$$\Delta \sigma_{z\Pi\alpha}^{\Phi_3} = \frac{160}{\pi} \left(0,793 - \frac{6,40 \cdot 6,50}{83,21} \right) = 14,92 \text{ kN/m}^2$$

$$\Sigma \Delta \sigma_{z\Pi\alpha}^A = 20,50 + 15 + 14,92 = 50,42 \text{ kN/m}^2$$

Πρόσθετη επιφόρτιση επιχώματος(Νομογράφημα Osterberg)

(επαλληλία τριγωνικής και τραπεζοειδούς φορτίσεως για τη στάθμη με $z=6,5\text{m}$)

$$\boxed{\text{Φόρτιση 1}}: \frac{\alpha}{z} = \frac{16}{6,5} = 2,46 \text{ και } \frac{b}{z} = 0: I_z = 0,37 \Rightarrow$$

$$\Delta\sigma_{z1}^{\text{επιχ}} = 0,37 \cdot 160 \text{ kN/m}^2 = 59,2 \text{ kN/m}^2$$

$$\boxed{\text{Φόρτιση 2}}: \frac{\alpha}{z} = \frac{16}{6,5} = 2,46 \text{ και } \frac{b}{z} = \frac{6,4}{6,5} = 0,98: I_z = 0,48 \Rightarrow$$

$$\Delta\sigma_{z2}^{\text{επιχ}} = 0,48 \cdot 160 \text{ kN/m}^2 = 76,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\Sigma\Delta\sigma_z^{\text{επιχ}} = 59,2 + 76,8 = 136 \text{ kN/m}^2$$

$$\underline{\text{Έλεγχος:}} \Sigma\Delta\sigma_{zII\alpha}^A = 50,42 \text{ kN/m}^2 < \Sigma\Delta\sigma_z^{\text{επιχ}}$$

Άρα αφού η εξωτερική επιφόρτιση δίνει τάση μικρότερη από την τάση προφόρτισης στο ίδιο βάθος, το έδαφος λειτουργεί ως προφορτισμένο (καμπύλη επαναφόρτισης)

Καθίζηση του σημείου A^{IIα}:

$$S_{II\alpha}^A = \frac{0,04}{1 + 0,91} 3 \cdot \log \frac{67,375 + 50,42}{67,375} \Rightarrow S_{II\alpha}^A = 0,015 = 1,5 \text{ cm}$$

$$\text{Λόγω ενίσχυσης με χαλικοπασσάλους: } 0,75 \cdot 1,5 = 1,125 \text{ cm}$$

σημείο B^{IIα}

Πρόσθετες εξωτερικές επιφορτίσεις

$$\Phi_1: (\text{ομοίως με το A}) \Rightarrow \Delta\sigma_{zII\alpha}^{\Phi_1} = 20,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\Phi_2: \frac{B}{z} = \frac{6,40}{6,5} = 0,99: I_z = 0,077 \Rightarrow \Delta\sigma_{zII\alpha}^{\Phi_2} = 0,077 \cdot 120 = 9,24$$

$$\Phi_3: \Delta\sigma_{zII\alpha}^{\Phi_3} = 0,5 \cdot 160 = 80 \text{ kN/m}^2 \text{ (αναξάρτητη του βάθους z)}$$

$$\Sigma\Delta\sigma_{zII\alpha}^B = 20,50 + 9,24 + 80 = 109,74 \text{ kN/m}^2 < \Sigma\Delta\sigma_z^{\text{επιχ}}$$

Καθίζηση του σημείου B^{IIα}:

$$S_{II\alpha}^B = \frac{0,04}{1 + 0,91} 3 \cdot \log \frac{67,375 + 109,74}{67,375} \Rightarrow S_{II\alpha}^B = 0,026 = 2,6 \text{ cm}$$

Λόγω ενίσχυσης με χαλικοπασσάλους: $0,75 \cdot 2,6 = 1,95 \text{ cm}$

Αρχική ενεργός τάση (δεύτερη στρώση: $z=10\text{m}$)

$$\sigma'_{\nu_0}^{II} = 17 \cdot 1,25 + (18,9 - 10) \cdot 3,75 + (18,5 - 10) \cdot 5 = 97,125 \text{ kN/m}^2$$

σημείο $A_{II\beta}$

Πρόσθετες εξωτερικές επιφορτίσεις

$$\Phi_1: \frac{B}{z} = \frac{6,40}{10} = 0,64: I_z = 0,165 \Rightarrow \Delta\sigma_{zII\beta}^{\Phi_1} = 0,165 \cdot 100 = 16,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\Phi_2: \frac{B}{z} = \frac{6,40}{10} = 0,64: I_z = 0,092 \Rightarrow \Delta\sigma_{zII\beta}^{\Phi_2} = 0,092 \cdot 120 = 11,04$$

$$\Phi_3: x = -6,40 \text{ m}, z = 10 \text{ m}$$

$$R^2 = x^2 + z^2 \Rightarrow R^2 = (6,40)^2 + (10)^2 = 140,96$$

$$\tan\beta = \frac{z}{x} = \frac{10}{6,40} \Rightarrow \beta = 1,00 \text{ rad}$$

$$\Delta\sigma_{zII\beta}^{\Phi_3} = \frac{160}{\pi} \left(1,00 - \frac{6,40 \cdot 10}{140,96} \right) = 27,81 \text{ kN/m}^2$$

$$\Sigma\Delta\sigma_{zII\beta}^A = 16,5 + 11,04 + 27,81 = 55,35 \text{ kN/m}^2$$

Πρόσθετη επιφόρτιση επιχώματος (Νομογράφημα Osterberg)

(επαλληλία τριγωνικής και τραπεζοειδούς φορτίσεως για τη στάθμη με $z=6,5\text{m}$)

$$\boxed{\text{Φόρτιση 1}}: \frac{\alpha}{z} = \frac{16}{10} = 1,6 \text{ και } \frac{b}{z} = 0: I_z = 0,29 \Rightarrow$$

$$\Delta\sigma_{z1}^{\text{επιχ}} = 0,29 \cdot 160 \text{ kN/m}^2 = 46,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\boxed{\text{Φόρτιση 2}}: \frac{\alpha}{z} = \frac{16}{10} = 1,6 \text{ και } \frac{b}{z} = \frac{6,4}{10} = 0,64: I_z = 0,31 \Rightarrow$$

$$\Delta\sigma_{z2}^{\text{επιχ}} = 0,31 \cdot 160 \text{ kN/m}^2 = 49,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\Sigma \Delta \sigma_z^{\text{επιχ}} = 46,4 + 49,6 = 96 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Έλεγχος: } \Sigma \Delta \sigma_{z\text{II}\beta}^A = 55,35 \text{ kN/m}^2 < \Sigma \Delta \sigma_z^{\text{επιχ}}$$

Καθίζηση του σημείου A^{IIβ}:

$$S_{\text{II}\beta}^A = \frac{0,04}{1 + 0,91} 4 \cdot \log \frac{97,125 + 55,35}{97,125} \Rightarrow S_{\text{II}\beta}^A = 0,016 = 1,6 \text{ cm}$$

$$\text{Λόγω ενίσχυσης με χαλικοπασσάλους: } 0,75 \cdot 1,6 = 1,2 \text{ cm}$$

σημείο B^{IIβ}

Πρόσθετες εξωτερικές επιφορτίσεις

$$\Phi_1: (\text{ομοίως με το A}) \Rightarrow \Delta \sigma_{z\text{II}\beta}^{\Phi 1} = 16,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\Phi_2: \frac{B}{z} = \frac{6,40}{10} = 0,64: I_z = 0,073 \Rightarrow \Delta \sigma_{z\text{II}\alpha}^{\Phi 2} = 0,073 \cdot 120 = 8,76$$

$$\Phi_3: \Delta \sigma_{z\text{II}\beta}^{\Phi 3} = 0,5 \cdot 160 = 80 \text{ kN/m}^2 \text{ (αναξάρτητη του βάθους z)}$$

$$\Sigma \Delta \sigma_{z\text{II}\beta}^B = 16,5 + 8,76 + 80 = 105,26 \text{ kN/m}^2 > \Sigma \Delta \sigma_z^{\text{επιχ}} = 96 \text{ kN/m}^2$$

Καθίζηση του σημείου B^{IIβ}: (βλέπε παραπάνω δυσκαμ. τοίχο: τύπος (2))

$$S = \frac{C_r}{1 + e_0} h_i \log \frac{\sigma'_{v_{oi}} + \Sigma \Delta \sigma_z^{\text{επιχ}}}{\sigma'_{v_{oi}}} + \frac{C_c}{1 + e_0} h_i \log \frac{\sigma'_{v_{oi}} + \Sigma \Delta \sigma_{z_i}}{\sigma'_{v_{oi}} + \Sigma \Delta \sigma_z^{\text{επιχ}}}$$

$$S_{\text{II}\beta}^B = \frac{0,04}{1 + 0,91} 4 \log \frac{97,125 + 96}{97,125} + \frac{0,235}{1 + 0,91} 4 \log \frac{97,125 + 105,26}{97,125 + 96} \Rightarrow$$

$$S = 0,025 + 0,010 = 0,035 = 3,5 \text{ cm}$$

$$\text{Λόγω ενίσχυσης με χαλικοπασσάλους: } 0,75 \cdot 3,5 = 2,6 \text{ cm}$$

• Άμμος III: ($E_{s\text{III}} = 22100 \text{ kN/m}^2$), ($z = 17 \text{ m}$)

σημείο A^{III}

Πρόσθετες εξωτερικές επιφορτίσεις

$$\Phi_1: \frac{B}{z} = \frac{6,40}{17} = 0,38: I_z = 0,11 \Rightarrow \Delta \sigma_{z\text{III}}^{\Phi 1} = 0,11 \cdot 100 = 11 \text{ kN/m}^2$$

$$\Phi_2: \frac{B}{z} = \frac{6,40}{17} = 0,38: I_z = 0,058 \Rightarrow \Delta \sigma_{z\text{III}}^{\Phi 2} = 0,058 \cdot 120 = 7,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\Phi_3: x = -6,40\text{m}, z = 17\text{m}$$

$$R^2 = x^2 + z^2 \Rightarrow R^2 = (6,40)^2 + (17)^2 = 330$$

$$\tan\beta = \frac{z}{x} = \frac{17}{6,40} \Rightarrow \beta = 1,21 \text{ rad}$$

$$\Delta\sigma_{zIII}^{\Phi_3} = \frac{160}{\pi} \left(1,21 - \frac{6,40 \cdot 17}{330} \right) = 44,83 \text{ kN/m}^2$$

$$\Sigma\Delta\sigma_{zIII}^A = 11 + 7,00 + 44,83 = 62,83 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Καθίζηση του σημείου A}^{III}: S_{III}^A = \frac{62,83}{1,15 \cdot 22100} 10 = 0,025\text{m} = 2,5\text{cm}$$

σημείο B_{III}

Πρόσθετες εξωτερικές επιφορτίσεις

$$\Phi_1: (\text{ομοίως με το A}) \Rightarrow \Delta\sigma_{zIII}^{\Phi_1} = 11 \text{ kN/m}^2$$

$$\Phi_2: \frac{B}{z} = \frac{6,40}{17} = 0,38: I_z = 0,053 \Rightarrow \Delta\sigma_{zIII}^{\Phi_2} = 0,053 \cdot 120 = 6,36 \text{ kN/m}^2$$

$$\Phi_3: \Delta\sigma_{zIII}^{\Phi_3} = 0,5 \cdot 160 = 80 \text{ kN/m}^2 \text{ (αναξάρτητη του βάθους z)}$$

$$\Sigma\Delta\sigma_{zIII}^B = 11 + 6,36 + 80 = 97,36 \text{ kN/m}^2$$

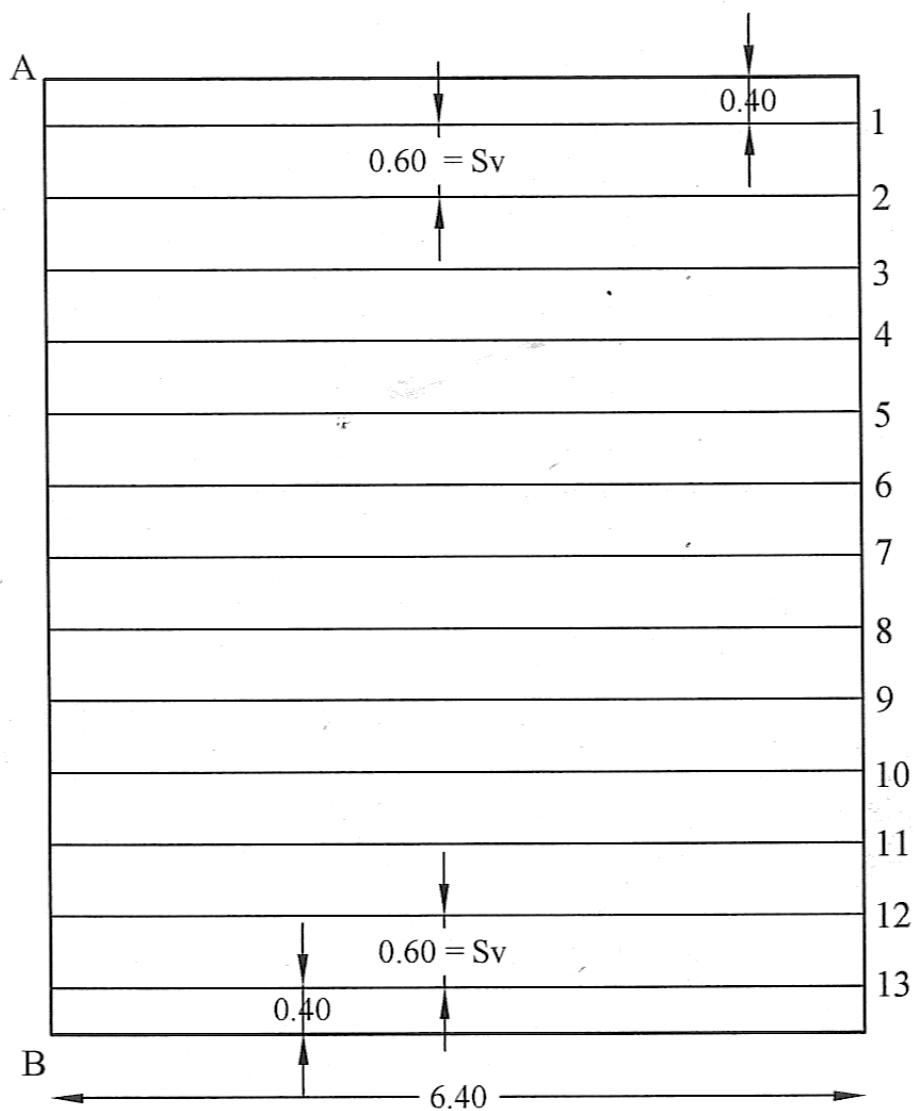
$$\text{Καθίζηση του σημείου B}^{III}: S_{III}^B = \frac{97,36}{1,25 \cdot 22100} 10 = 0,035\text{m} = 3,5\text{cm}$$

ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΕΥΚΑΜΠΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

$$\text{Σημείου A: } 1 + 1,125 + 1,2 + 2,5 = 5,8\text{cm}$$

$$\text{Σημείου B: } 2,6 + 1,95 + 2,6 + 3,5 = 10,65\text{cm (οριακά)}$$

5. ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΣΩΤΕΡΙΚΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΣΤΟΝ ΕΥΚΑΜΠΤΟ ΤΟΙΧΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΗΣ ΓΗΣ



TIE - BACKWEDGE ANALYSIS

Έστω 13 λωρίδες – αγκύρια όπως στο παραπάνω σχήμα (14 ζώνες οπλισμού) :

$$S_v = \frac{8 - (2 \cdot 0,40)}{12} = 0,60m, \text{ όπου } S_v \text{ η απόσταση μεταξύ των λωρίδων, ενώ η}$$

πρώτη και η τελευταία απέχουν 0,40 από το έδαφος.

Στην οριζόντια διεύθυνση οι λωρίδες (strips) τοποθετούνται ανά 0,50m, δηλαδή $S_h = 0,50m$.

Τοπική οριζόντια τάση : $T = \sigma_h' \cdot S_v$, όπου $\sigma_h' = k \cdot \sigma_v$

$$\text{Δηλαδή : } T = k \cdot \sigma_v \cdot S_v$$

• I.B. και επιφόρτιση

$\sigma_v = \{(\gamma \cdot z) + p\} + K_a \cdot \{(\gamma \cdot z) + 3p\} \cdot \left(\frac{z}{L}\right)^2$, υποθέτοντας τραπεζοειδή κατανομή τάσεων σε ομοιόμορφο τοίχο με επιφόρτιση με αντικατάσταση του ύψους H με το βάθος z.

$$\text{Επίλυση για } \sigma_v = \{(\gamma \cdot z) + p\} + K_a \cdot \{(\gamma \cdot z) + 3p\} \cdot \left(\frac{z}{L}\right)^2$$

• Έλεγχος : Εφελκυστική Θραύση για τη ράβδο $i = 13$

Οριζόντια τάση : $T = K \cdot \sigma_v \cdot S_v$, όπου $K = K_a = 0,238$ και

$$\sigma_v = \{(\gamma \cdot z) + p\} + K_a \cdot \{(\gamma \cdot z) + 3p\} \cdot \left(\frac{z}{L}\right)^2 = 223,082 \frac{KN}{m^2}$$

$$\text{με } z = (8,00 - 0,40)m = 7,60m, \gamma = 20 \frac{KN}{m^3}, p = 10 \frac{KN}{m^2}, S_v = 0,60$$

Άρα διαδοχικά έχουμε να ισχύει : $T = 31,856 \frac{KN}{m}$ ή $T = 29 \frac{KN}{m}$ χωρίς την εφαρμογή φορτίου P.

• ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ :

Ανά μέτρο έχουμε 2 ράβδους (κατά μήκος), δηλαδή $S_h = 0,50m$, οπότε η αντοχή σχεδιασμού P_d είναι ίση με : $P_d = 2 \cdot \{\sigma_{\varepsilon\pi} \cdot (b \cdot h)\}$, όπου

$$\sigma_{\varepsilon\pi} = 120.000 \frac{KN}{m^2}$$

$$S_v \leq \frac{P_d}{\sigma_h}, (T \leq P_d, S_v \leq \frac{T}{\sigma_h}) \Rightarrow (S_v)_{\max} = \frac{P_d}{\sigma_h} P_a \Rightarrow (S_v)_{\max} = \frac{96}{0,238 \cdot 223,082} = 1,81m,$$

$$\text{για } b = 0,08m \text{ και } h = 0,005m \Rightarrow P_d = 96KN$$

• ΕΛΕΓΧΟΣ : ΑΣΤΟΧΙΑ ΜΕ ΕΞΟΛΚΕΥΣΗ

Συνισταμένη συνολική ώθηση (1^η ράβδου)

$$P_a = P_{a1} + P_{a2}, \text{ όπου } P_p = 2 \cdot W_R \cdot P_a = \text{Εμβαδόν τραπεζίου}$$

$$\sigma_v^A = 10 \frac{KN}{m^2}$$

$$\sigma_v^\Gamma = 10 + (20 \cdot 0,7) = 24 \frac{KN}{m^2}$$

$$\sigma_h^A = 0,238 \cdot 10 = 23,8 \frac{KN}{m^2}$$

$$\sigma_h^\Gamma = 5,71 \frac{KN}{m^2}$$

$$\Rightarrow P_a = \left[\frac{\sigma_h^A(z=0) + \sigma_h^\Gamma(z=0,7)}{2} \right] \cdot 0,7 = 2,8322 \frac{KN}{m}$$

$$\text{Άρα για κάθε ράβδο έχουμε : } F_{\rho\acute{\alpha}\beta\delta\omicron\upsilon} = \frac{P_a}{2} = 1,416KN$$

• ΑΝΤΟΧΗ ΕΞΟΛΚΕΥΣΗΣ (local bond analysis)

$$P_p = 2 \cdot W_R \cdot L_a \cdot (\gamma \cdot z + p) \cdot \mu, \text{ όπου :}$$

$p = 0$, θεωρώντας την ως δυσμενέστερη περίπτωση $p = 0$

$$L_a = L - \left[(H - z) \cdot \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \right]$$

$\phi = 38^\circ$, όπου ϕ : γωνίας τριβής

$$\mu = \tan \phi = 0,781$$

$$z = 0,40m \text{ (1}^\circ \text{ strip)}$$

$$\gamma = 20 \frac{KN}{m^3}$$

$$W_R = \frac{b}{S_h} = \frac{0,08}{0,50} = 0,16$$

$$L_a = 6,40 - (8 - 0,40) \cdot \tan\left(45 - \frac{38^\circ}{2}\right) = 2,693m$$

$$P_p = 5,38KN > F_{\text{ράβδου}} = 1,416KN$$

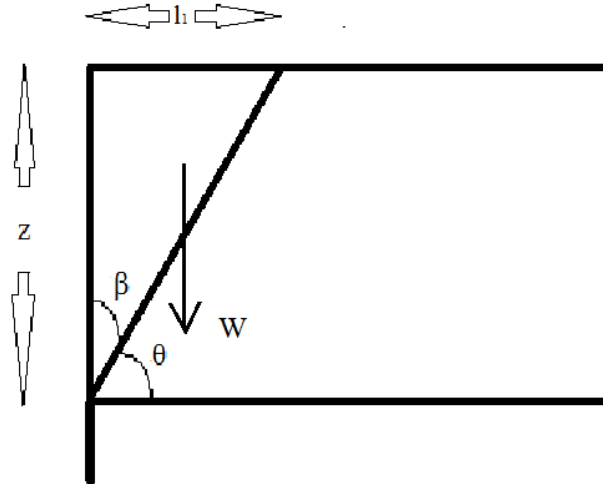
- Έλεγχος : Ολίσθηση Σφήνας

Για διάφορες στάθμες των strips (13) κάνω διαφορετικούς υπολογισμούς της μέγιστης εφελκυστικής δύναμης που παραλαμβάνουν από τους οπλισμούς. Αυτό γίνεται για γωνίες από $> \phi$ έως $> 45 + \frac{\phi}{2}$ (πρίσματα).

Για $i = 2, 8, 13$ θα επιλυθεί το πρόβλημα, $\phi_{\text{επ}} = 38^\circ$

- $i=5$, Επιλέγω $\phi = 35^\circ$, $T_i = \tan(\theta_i - 35^\circ) \rightarrow \tan 35^\circ = \frac{T_i}{\sum V_i} = \frac{T_i}{W_i}$

Για 5^η στρώση : $z = 0,40 + (4 \cdot 0,60)m = 2,80m$



$$\varepsilon\phi B = \frac{l_1}{z} \Rightarrow l_1 = \varepsilon\phi B \cdot z$$

$$W = E_{\text{τριγ}} \cdot \gamma = \frac{1}{2} \cdot z \cdot z \cdot \tan B = \gamma \cdot \frac{z^2}{2} \cdot \tan B$$

$$T_i = \frac{z^2}{2} \cdot \tan B \cdot \tan(\theta - 35^\circ) = \gamma \cdot \frac{z^2}{2} \cdot \tan(90^\circ - \theta) \cdot \tan(\theta - 35^\circ)$$

Χωρίς βλάβη της γενικότητας, υπολογίζονται τα T_i , για $\theta_i = 40^\circ, 45^\circ, 50^\circ, 55^\circ, 60^\circ, 65^\circ, 70^\circ, 75^\circ$ και strips :

- 5° : $z = 0,40 + (4 \cdot 0,60)m = 2,80m$
- 8° : $z = 0,40 + (9 \cdot 0,60)m = 5,80m$
- 13° : $z = 0,40 + (12 \cdot 0,60)m = 7,60m$

strip	θ_i	40	45	50	55	60	62,5	65	70
5°	T_i	8,17	13,82	17,63	19,98	21,11	21,25	21,11	19,98
8°	T_i	35,07	59,32	75,63	85,73	90,57	91,16	95,57	85,73
13°	T_i	60,22	101,83	129,87	147,204	155,503	156,52	155,503	147,24

$$\text{Ο ίδιος τύπος γράφεται : } T_w = \frac{z \cdot \tan B \cdot \{(\gamma \cdot z) + 2p\}}{2 \cdot \tan(\phi + B)} = \left(\frac{\gamma \cdot z^2}{2} \right) \cdot \left(\frac{\tan B}{\tan(\phi + B)} \right)$$

όπου, $B = 90^\circ - \theta$

$$\tan(\theta - B) = \tan(90^\circ - B - \phi) = \tan[90^\circ - (\phi + B)] = \frac{1}{\tan(\phi + B)}$$

- 5^η ράβδος : $T_{\max} = 21,25$, πρέπει :
 $2 \cdot 4 \cdot (\text{Εμβραδόν}_{\text{ράβδου}}) \cdot \sigma_{\varepsilon\pi} = 384 > 21,25 = T_{\max}$
- 8^η ράβδος : $T_{\max} = 91,16$, πρέπει :
 $2 \cdot 7 \cdot (\text{Εμβραδόν}_{\text{ράβδου}}) \cdot \sigma_{\varepsilon\pi} = 672 > 91,16 = T_{\max}$
- 13^η ράβδος : $T_{\max} = 156,52$, πρέπει :
 $2 \cdot 12 \cdot (\text{Εμβραδόν}_{\text{ράβδου}}) \cdot \sigma_{\varepsilon\pi} = 1152 > 156,52 = T_{\max}$

COHERENT GRAVITY ANALYSIS

- Έλεγχος : Εφελκυστική Θραύση για τη ράβδο $i = 1$

Οριζόντια τάση : $T = K \cdot \sigma_v \cdot S_v$, όπου $K = K_0 = 1 - \sin 38^\circ = 0,384$

$$\text{και } \sigma_v = \{(\gamma \cdot z) + p\} + K_0 \cdot \{(\gamma \cdot z) + 3p\} \cdot \left(\frac{z}{L}\right)^2 = 18,04 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{με } z = 0,40\text{m}, \quad \gamma = 20 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}, \quad p = 10 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}, \quad S_v = 0,60$$

Άρα διαδοχικά έχουμε να ισχύει : $T = 4,155 \frac{\text{KN}}{\text{m}} < 96\text{KN} = P_d$

- Έλεγχος : Εξόλκευση

$$\text{▪ } z = 0, \quad K = K_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 38^\circ = 0,384$$

$$\mu = \mu_o = 1,2 + \log C_u = 1,2 + \log 5 = 1,89$$

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$$

$$\sigma_h = K_o \cdot 10 = 3,84 \frac{KN}{m^2}$$

$$\blacksquare z = 6m, K = K_a = 0,238$$

$$\mu = \tan \phi = \tan 38^\circ = 0,781$$

$$\sigma_h = K_a \cdot (\gamma \cdot z + p) = 0,238 \cdot (20 \cdot 6 + 0) = 28,56 \frac{KN}{m^2}, \text{για } p = 0$$

$$\mu = 1,76$$

$$\blacksquare z = 8m, K = K_a = 0,238$$

$$\mu = \tan \phi = \tan 38^\circ = 0,781$$

$$\sigma_h = K_a \cdot (\gamma \cdot z + p) = 0,238 \cdot (20 \cdot 8 + 0) = 38,08 \frac{KN}{m^2}, \text{για } p = 0$$

Έλεγχος 1^{ης} ράβδου

$$\blacksquare z = 0,70m$$

$$K = \frac{K_a - K_o}{6} \cdot z + K_o = \left(\frac{0,238 - 0,384}{6} \right) \cdot 0,7 + 0,384 \Rightarrow K = 0,367$$

$$\mu = \left(\frac{\tan \phi - \mu_o}{6} \right) \cdot 0,7 + \mu_o = \left(\frac{0,781 - 1,89}{6} \right) \cdot 0,7 + 1,89 \Rightarrow \mu = 1,76$$

$$\sigma_h = 0,367 \cdot (20 \cdot 0,7 + 10) = 8,81 \frac{KN}{m^2}$$

Συνιστάμενη Ολική Ώθηση 1^{ης} ράβδου

$$P_a = \left[\frac{\sigma_{h(z=0)} + \sigma_{h\left(z=\frac{0,4+1}{2}\right)}}{2} \right] \cdot 0,7 = \left[\frac{(3,84 + 8,81)}{2} \right] \cdot 0,7 \Rightarrow P_a = 4,4275 \frac{KN}{m}$$

$$F_{\rho\acute{\alpha}\beta\delta\omicron\upsilon} = \frac{P_a}{2} = 2,138 \frac{KN}{m}$$

ΑΝΤΟΧΗ ΕΞΟΛΚΕΥΣΗΣ (1^ο strip)

$$P_p \bar{\alpha} = 2 \cdot W_R \cdot L_a \cdot (\gamma \cdot z + p) \cdot \mu = 18,02 > 2,14 = F_{p \text{ βδου}},$$

$p = 0$, θεωρώντας την ως δυσμενέστερη περίπτωση $p = 0$

$$L_a = L - 0,3 \cdot H = 6,4 - 2,4 = 4,0m$$

$\phi = 38^\circ$, όπου ϕ : γωνίας τριβής

$$\mu = 1,76$$

$$z = 0,40m$$

$$\gamma = 20 \frac{KN}{m^3}$$

$$W_R = \frac{b}{S_h} = \frac{0,08}{0,50} = 0,16$$

Έλεγχος 10^{ης} ράβδου (τελευταίας ράβδου πριν το βάθος των 6m)

$$P_p \bar{\alpha} = 2 \cdot W_R \cdot L_a \cdot (\gamma \cdot z + p) \cdot \mu = 161,8 \gg 15,12 = F_{p \text{ βδου}},$$

$p = 0$, θεωρώντας την ως δυσμενέστερη περίπτωση $p = 0$

$$L_a = 5,33m$$

$$\mu = 0,818$$

$$z = 5,80m$$

$$K = 0,24$$

$$W_R = \frac{b}{S_h} = \frac{0,08}{0,50} = 0,16$$

$$\sigma_h = 0,238 \cdot (20 \cdot 7,60 + 10) = 38,556 \frac{KN}{m^2}$$

$$P_a = \left[\frac{\sigma_{h(z=5,50)} + \sigma_{h(z=6,10)}}{2} \right] \cdot 0,7 \Rightarrow P_a = 30,24 \frac{KN}{m}$$

$$F_{\rho\acute{\alpha}\beta\delta\delta\upsilon\nu} = \frac{P_a}{2} = 15,12 \frac{KN}{m}$$

Έλεγχος 13^{ης} ράβδου

$$z = 7,60m, K = K_a = 0,238$$

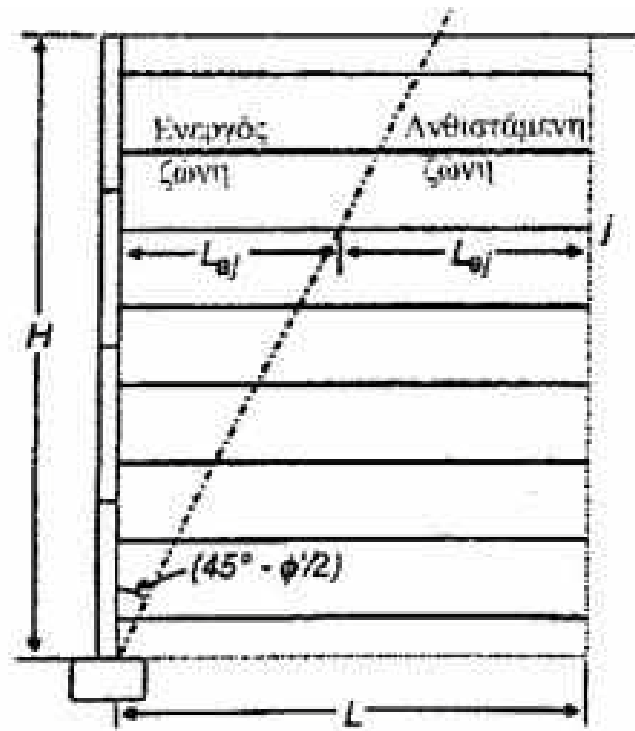
$$\mu = \tan \phi = \tan 38^\circ = 0,781$$

$$\sigma_h = 0,238 \cdot (20 \cdot 7,60 + 10) = 38,556 \frac{KN}{m^2}$$

$$P_a = \left[\frac{\sigma_{h(z=7,30)} + \sigma_{h(z=8)}}{2} \right] \cdot 0,7 \Rightarrow P_a = 27,1 \frac{KN}{m}$$

$$F_{\rho\acute{\alpha}\beta\delta\delta\upsilon\nu} = \frac{P_a}{2} = 13,58 \frac{KN}{m}$$

$$P_{\acute{\alpha}} = 235,5 \gg 13,58 = F_{\rho\beta\delta\delta\upsilon\nu}$$



6. ΣΥΝΗΜΜΕΝΑ ΕΝΘΕΤΑ ΦΥΛΛΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ Η/Υ

α) Πρόγραμμα Larix (προφόρτιση – χαλικοπάσσαλοι)

