



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΟΝΤΕΣ: Ν. ΓΕΡΟΥΜΟΣ, ΛΕΚΤΩΡ

Β. ΤΣΑΜΗΣ, ΕΠ. ΣΥΝΕΡΓΑΤΗΣ

ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΕΥΚΑΜΠΤΗΣ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ ΚΑΙ ΣΙΛΟ ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΠΑΡΕΙΩΝ ΕΚΣΚΑΦΗΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Κ. ΖΑΡΑΚΙΩΤΗΣ, Α.ΚΟΥΤΣΙΑ

ΑΘΗΝΑ, ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2010

Ευχαριστούμε τον επιστημονικό συνεργάτη κ. Βασίλειο Τσάμη για την αμέριστη συμπαράσταση και βοήθειά του στην ολοκλήρωση της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΕΥΚΑΜΠΤΗΣ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ ΚΑΙ ΣΙΛΟ
ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΠΑΡΕΙΩΝ ΕΚΣΚΑΦΗΣ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1:	<u>ΕΙΣΑΓΩΓΗ</u>	3
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2:	<u>ΕΔΑΦΟΤΕΧΝΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ</u>	4
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3:	<u>ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑΣ</u>	6
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4:	<u>ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ-ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΩΝ ΛΥΣΕΩΝ ΠΟΥ ΜΕΛΕΤΗΘΗΚΑΝ</u>	10
4.1	ΑΠΕΥΘΕΙΑΣ ΕΔΡΑΣΗ ΕΥΚΑΜΠΤΗΣ ΚΥΚΛΙΚΗΣ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ	10
4.2	ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΗΣ ΜΑΛΑΚΗΣ ΑΡΓΙΛΟΥ ΜΕ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ ΚΑΙ ΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗΡΙΑ	11
4.3	ΕΔΡΑΣΗ ΕΥΚΑΜΠΤΗΣ ΚΥΚΛΙΚΗΣ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ	12
4.4	ΕΚΣΚΑΦΗ ΤΑΦΡΟΥ ΚΑΙ ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΠΑΡΕΙΩΝ ΕΚΣΚΑΦΗΣ	13
4.5	ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΣΙΛΟ	15
4.5.1	ΑΠΕΥΘΕΙΑΣ ΕΔΡΑΣΗ	15
4.5.2	ΒΑΘΕΙΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ	15
4.5.3	ΕΔΡΑΣΗ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ	17
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5:	<u>ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ</u>	19
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ		20

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΘΕΩΡΗΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΜΕΛΕΤΗΣ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1:	<u>ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ</u>	22
1.1	ΣΗΜΑΣΙΑ ΤΩΝ ΕΠΙ ΤΟΠΟΥ ΔΟΚΙΜΩΝ ΣΤΗΝ ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΩΝ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ	22
1.2	ΤΥΠΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΔΟΚΙΜΗ ΔΙΕΙΣΔΥΣΗΣ (SPT)	23
1.3	ΕΠΙ ΤΟΠΟΥ ΔΟΚΙΜΗ ΠΤΕΡΥΓΙΟΥ (FVT)	28
1.4	ΕΜΠΕΙΡΙΚΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ	32
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2:	<u>ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΕΥΚΑΜΠΤΩΝ ΚΥΚΛΙΚΩΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ</u>	34
2.1	Η ΕΝΝΟΙΑ ΤΗΣ ΚΑΘΙΖΗΣΗΣ	34
2.2	ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΕΥΚΑΜΠΤΩΝ ΚΥΚΛΙΚΩΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ ΣΕ ΣΥΝΕΚΤΙΚΑ ΥΛΙΚΑ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΤΟΥ ΣΥΜΠΙΕΣΟΜΕΤΡΟΥ ΚΑΤΑ TERZAGHI	34
2.3	ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΕΥΚΑΜΠΤΩΝ ΚΥΚΛΙΚΩΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ ΣΕ ΜΗ ΣΥΝΕΚΤΙΚΑ ΥΛΙΚΑ ΜΕ ΤΥΠΟΥΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΜΟΡΦΗΣ	37
2.3.1	ΜΕΘΟΔΟΣ MILOVIC	37
2.3.2	ΜΕΘΟΔΟΣ AHLVIN & ULERY	38

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3:	<u>ΕΛΕΓΧΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΑΒΑΘΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΝ</u>	42
3.1	Η ΕΝΝΟΙΑ ΤΟΥ ΟΡΙΑΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ (ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ) ΑΒΑΘΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΝ	42
3.2	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΑΒΑΘΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΝ ΥΠΟ ΚΕΝΤΡΙΚΗ ΚΑΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΦΟΡΤΙΣΗ ΚΑΤΑ DIN 4017 (ΦΥΛΛΟ 1)	44
3.3	ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ ΚΑΙ ΚΛΙΣΗ ΣΤΗ ΦΟΡΤΙΣΗ ΑΒΑΘΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΝ	46
3.4	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΑΒΑΘΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΝ ΥΠΟ ΕΚΚΕΝΤΡΗ ΚΑΙ ΛΟΞΗ ΦΟΡΤΙΣΗ ΚΑΤΑ DIN 4017 (ΦΥΛΛΟ 2)	49
3.5	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΑΒΑΘΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΝ ΥΠΟ ΕΚΚΕΝΤΡΗ ΚΑΙ ΛΟΞΗ ΦΟΡΤΙΣΗ ΚΑΤΑ ΜΕΥΕΡΗΟΦ	51
3.6	ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ ΤΩΝ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΥΔΑΤΩΝ	54
3.7	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΕΝΑΝΤΙ ΘΡΑΥΣΗΣ	55
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4:	<u>ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΑΚΑΜΠΤΩΝ ΑΒΑΘΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΝ</u>	57
4.1	Η ΕΝΝΟΙΑ ΤΗΣ ΚΑΘΙΖΗΣΗΣ	57
4.2	ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΑΚΑΜΠΤΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΝ ΣΕ ΣΥΝΕΚΤΙΚΑ ΥΛΙΚΑ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΤΟΥ ΣΥΜΠΙΕΣΟΜΕΤΡΟΥ ΚΑΤΑ TERZAGHI	57
4.3	ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΑΚΑΜΠΤΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΝ ΣΕ ΜΗ ΣΥΝΕΚΤΙΚΑ ΥΛΙΚΑ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ DIN 4019 ΚΑΤΑ ΚΑΝΥ	60
4.4	ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΩΝ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΚΑΤΑ ΣΚΕΜΠΤΟΝ – McDONALD	62
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5:	<u>ΒΕΛΤΙΩΣΗ – ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΜΕ ΣΥΝΔΙΑΣΜΟ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ ΚΑΙ ΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗΡΙΩΝ Ή ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΩΝ</u>	64
5.1	ΓΕΝΙΚΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΒΕΛΤΙΩΣΗ – ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	64
5.2	ΜΕΘΟΔΟΙ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ – ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	64
5.2.1	ΜΕΘΟΔΟΙ ΜΕΙΩΣΗΣ ΤΟΥ ΠΡΟΣΘΕΤΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ ΠΟΥ ΕΠΙΒΑΛΛΕΤΑΙ ΣΤΟ ΕΔΑΦΟΣ	65
5.2.2	ΜΕΘΟΔΟΙ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΧΩΡΙΣ ΧΡΗΣΗ ΞΕΝΩΝ ΥΛΙΚΩΝ	65
5.2.3	ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΞΕΝΩΝ ΥΛΙΚΩΝ	65
5.2.4	ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗ ΣΥΝΕΚΤΙΚΩΝ ΕΔΑΦΩΝ	66
5.3	ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ	66
5.3.1	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ	67
5.3.2	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ	68
5.3.3	ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΑΥΞΗΜΕΝΗΣ ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΑΡΓΙΛΟΥ ΛΟΓΩ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ	69
5.4	ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΗ ΛΟΓΩ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ	71
5.5	ΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗΡΙΑ	73
5.6	ΓΕΝΙΚΑ ΓΙΑ ΤΟΥΣ ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΟΥΣ	77
5.6.1	ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΤΩΝ ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΩΝ	77

5.6.2	ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΚΑΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ – ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΙΚΤΥΟΥ ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΩΝ	78
5.6.3	ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ – ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ $\beta=1/\gamma$ ΚΑΤΑ PRIEBE	84
5.7	ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΑΝΤΟΧΗΣ ΜΕΙΚΤΟΥ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ	86
5.7.1	ΑΜΕΣΩΣ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΤΩΝ ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΩΝ	86
5.7.2	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΟΛΟΚΛΗΡΩΣΗ ΤΗΣ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΗΣ ΚΑΙ ΤΗΝ ΑΝΑΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΤΑΣΕΩΝ ΚΑΤΑ ΤΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΣΥΝΟΧΗΣ – ΤΡΙΒΗΣ	86
5.8	ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ – ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΟΥ	89
5.8.1	ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΜΕ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΠΑΣΣΑΛΟΥ	89
5.8.2	ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΜΕ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΤΡΙΑΞΟΝΙΚΟΥ ΔΟΚΙΜΙΟΥ	90
5.8.3	ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΜΕ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΠΑΣΣΑΛΟΥ	92
5.8.4	ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΜΕ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΤΡΙΑΞΟΝΙΚΟΥ ΔΟΚΙΜΙΟΥ	93
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: <u>ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ ΜΕ ΚΥΚΛΟΥΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ</u>		94
6.1	ΓΕΝΙΚΑ ΓΙΑ ΤΟΝ ΕΛΕΓΧΟ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΜΕ ΚΥΚΛΟΥΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ	94
6.2	ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΜΕ ΚΥΚΛΟΥΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΚΑΤΑ BISHOP	95
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: <u>ΒΑΘΕΙΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ</u>		100
7.1	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΣΣΑΛΟΥ ΥΠΟ ΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΦΟΡΤΙΣΗ ΜΕ ΣΤΑΤΙΚΟΥΣ ΤΥΠΟΥΣ	100
7.1.1	ΜΟΝΑΔΙΑΙΑ ΑΝΤΟΧΗ ΑΙΧΜΗΣ ΠΑΣΣΑΛΟΥ ΥΠΟ ΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΦΟΡΤΙΣΗ ΚΑΤΑ TERZAGHI	101
7.1.2	ΜΟΝΑΔΙΑΙΑ ΟΡΙΑΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΛΟΓΩ ΠΛΕΥΡΙΚΩΝ ΤΡΙΒΩΝ ΠΑΣΣΑΛΟΥ ΥΠΟ ΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΦΟΡΤΙΣΗ ΓΙΑ ΚΑΘΑΡΑ ΣΥΝΕΚΤΙΚΑ ΕΔΑΦΗ	103
7.1.3	ΜΟΝΑΔΙΑΙΑ ΟΡΙΑΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΛΟΓΩ ΠΛΕΥΡΙΚΩΝ ΤΡΙΒΩΝ ΠΑΣΣΑΛΟΥ ΥΠΟ ΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΦΟΡΤΙΣΗ ΓΙΑ ΜΗ ΣΥΝΕΚΤΙΚΑ ΕΔΑΦΗ	105
7.1.4	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ ΠΑΣΣΑΛΟΥ ΥΠΟ ΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΦΟΡΤΙΣΗ	106
7.2	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΣΣΑΛΟΥ ΥΠΟ ΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΦΟΡΤΙΣΗ ΚΑΤΑ DIN4014	107
7.2.1	ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΜΟΝΑΔΙΑΙΑΣ ΟΡΙΑΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΛΟΓΩ ΠΛΕΥΡΙΚΩΝ ΤΡΙΒΩΝ τ_{mf} ΓΙΑ ΜΗ ΣΥΝΕΚΤΙΚΑ ΕΔΑΦΗ (ΠΙΝΑΚΑΣ 7.3)	108
7.2.2	ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΜΟΝΑΔΙΑΙΑΣ ΟΡΙΑΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΛΟΓΩ ΠΛΕΥΡΙΚΩΝ ΤΡΙΒΩΝ τ_{mf} ΓΙΑ ΣΥΝΕΚΤΙΚΑ ΕΔΑΦΗ (ΠΙΝΑΚΑΣ 7.4)	108
7.2.3	ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΜΟΝΑΔΙΑΙΑΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΑΙΧΜΗΣ σ_g ΓΙΑ ΜΗ ΣΥΝΕΚΤΙΚΑ ΕΔΑΦΗ (ΠΙΝΑΚΑΣ 7.5)	108
7.2.4	ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΜΟΝΑΔΙΑΙΑΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΑΙΧΜΗΣ σ_g ΓΙΑ ΣΥΝΕΚΤΙΚΑ ΕΔΑΦΗ (ΠΙΝΑΚΑΣ 7.6)	109

7.2.5	ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΚΑΜΠΥΛΗΣ ΦΟΡΤΙΟΥ - ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΠΑΣΣΑΛΟΥ ΥΠΟ ΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΦΟΡΤΙΣΗ	109
7.2.6	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ ΠΑΣΣΑΛΟΥ ΥΠΟ ΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΦΟΡΤΙΣΗ	111
7.3	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΟΥ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΠΑΣΣΑΛΟΥ ΥΠΟ ΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΦΟΡΤΙΣΗ	112
7.4	ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΥ ΑΡΙΘΜΟΥ ΠΑΣΣΑΛΩΝ ΠΑΣΣΑΛΟΜΑΔΑΣ	112
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8:	<u>ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΠΑΡΕΙΩΝ ΕΚΣΚΑΦΗΣ</u>	114
8.1	ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΑΥΤΟΦΕΡΟΜΕΝΟΥ ΠΕΤΑΣΜΑΤΟΣ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΩΝ	114
8.1.1	ΑΥΤΟΦΕΡΟΜΕΝΟ ΠΕΤΑΣΜΑ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΩΝ ΣΕ ΑΜΜΟ	115
8.1.2	ΑΥΤΟΦΕΡΟΜΕΝΟ ΠΕΤΑΣΜΑ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΩΝ ΣΕ ΑΡΓΙΛΟ	117
8.2	ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΑΠΛΩΣ ΑΓΚΥΡΩΜΕΝΟΥ ΠΕΤΑΣΜΑΤΟΣ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΩΝ	120
8.2.1	ΑΠΛΩΣ ΑΓΚΥΡΩΜΕΝΟ ΠΕΤΑΣΜΑ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΩΝ ΣΕ ΑΜΜΟ ΜΕ ΑΠΛΗ ΣΤΗΡΙΞΗ ΣΤΟΝ ΠΟΔΑ (FREE EARTH SUPPORT)	121
8.2.2	ΑΠΛΩΣ ΑΓΚΥΡΩΜΕΝΟ ΠΕΤΑΣΜΑ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΩΝ ΣΕ ΑΡΓΙΛΟ ΜΕ ΑΠΛΗ ΣΤΗΡΙΞΗ ΣΤΟΝ ΠΟΔΑ (FREE EARTH SUPPORT)	123
8.2.3	ΜΕΙΩΣΗ ΜΕΓΙΣΤΗΣ ΡΟΠΗΣ ΚΑΜΨΗΣ M_{max} ΑΠΛΩΣ ΑΓΚΥΡΩΜΕΝΟΥ ΠΕΤΑΣΜΑΤΟΣ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΩΝ ΜΕ ΑΠΛΗ ΣΤΗΡΙΞΗ ΣΤΟΝ ΠΟΔΑ (FREE EARTH SUPPORT) ΚΑΤΑ ROWE	124
8.2.4	ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΜΕΙΩΣΗΣ ΜΕΓΙΣΤΗΣ ΡΟΠΗΣ ΚΑΜΨΗΣ M/M_{max} ΑΠΛΩΣ ΑΓΚΥΡΩΜΕΝΟΥ ΠΕΤΑΣΜΑΤΟΣ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΩΝ ΣΕ ΑΜΜΟ ΜΕ ΑΠΛΗ ΣΤΗΡΙΞΗ ΣΤΟΝ ΠΟΔΑ (FREE EARTH SUPPORT) ΚΑΤΑ ROWE	126
8.2.5	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ - ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΙ ΘΕΣΗ ΣΩΜΑΤΟΣ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ	128
8.3	ΑΝΤΗΡΙΔΩΤΗ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ	130
8.4	ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΠΡΑΝΟΥΣ ΚΑΤΑ TAYLOR	132

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: ΑΝΑΛΥΤΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΜΕΛΕΤΗΣ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1:	<u>ΤΟΠΟΓΡΑΦΙΚΟ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΠΕΡΙΟΧΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ</u>	136
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2:	<u>ΕΔΑΦΟΤΕΧΝΙΚΕΣ ΤΟΜΕΣ ΓΕΩΤΡΗΣΕΩΝ</u>	137
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3:	<u>ΚΑΜΠΥΛΗ ΔΟΚΙΜΗΣ ΤΡΙΑΞΟΝΙΚΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ ΑΡΓΙΛΟΥ CURP</u>	139
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4:	<u>ΚΑΜΠΥΛΗ ΔΟΚΙΜΗΣ ΜΟΝΟΔΙΑΣΤΑΤΗΣ ΣΥΜΠΙΕΣΗΣ ΑΡΓΙΛΟΥ</u>	140
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5:	<u>ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ</u>	141
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6:	<u>ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΕΥΚΑΜΠΤΗΣ ΚΥΚΛΙΚΗΣ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ</u>	150
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7:	<u>ΜΕΛΕΤΗ ΠΡΟΣΩΡΙΝΗΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΠΑΡΕΙΩΝ ΕΚΣΚΑΦΗΣ</u>	168
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8:	<u>ΜΕΛΕΤΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ SILO</u>	209

ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ
ΕΥΚΑΜΠΤΗΣ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ ΚΑΙ ΣΙΛΟ
ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ
ΠΑΡΕΙΩΝ ΕΚΣΚΑΦΗΣ

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΚΑΙ ΔΙΑΡΘΡΩΣΗ ΤΗΣ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία μελετήθηκαν οι καθιζήσεις που προκαλεί εύκαμπτη κυκλική δεξαμενή σε συγκεκριμένη εδαφική στρωματογραφία - η οποία προέκυψε από 2 γεωτρήσεις που πραγματοποιήθηκαν στην περιοχή μελέτης -, πιθανοί τρόποι προσωρινής αντιστήριξης των παρειών εκσκαφής για την τοποθέτηση υπόγειου αγωγού σε βάθος 3,5 μέτρων από την επιφάνεια του εδάφους και εναλλακτικοί τρόποι θεμελίωσης συγκεκριμένης διάταξης silo.

Η κυκλική δεξαμενή διαμέτρου 30 μέτρων ασκεί στο έδαφος ομοιόμορφη πίεση 100 kPa. Για τη δημιουργία του προφίλ των καθιζήσεων της - τόσο χωρίς όσο και με την παρουσία προφόρτισης ομοιόμορφης πίεσης 100 kPa - χρησιμοποιήθηκαν οι μέθοδοι Milonic και Ahlvin & Ulegy για άμεσες καθιζήσεις. Όσον αφορά την προσωρινή αντιστήριξη των παρειών της εκσκαφής υπολογίσθηκαν η διατομή κατάλληλου πετάσματος πασσαλοσανίδων και το μήκος έμπηξης του στο έδαφος - καθώς και όλα τα υπόλοιπα απαιτούμενα μεγέθη - για την περίπτωση αυτοφερόμενου και αγκυρωμένου πετάσματος. Επίσης εξετάσθηκε η προσωρινή αντιστήριξη με αντηρίδες καθώς και η απλή εκσκαφή με κεκλιμένο πρανές στην περίπτωση βελτιωμένου εδάφους. Για το silo με πλάκα έδρασης διαστάσεων 16×16 μελετήθηκαν λύσεις θεμελίωσής του τόσο στο αρχικό έδαφος όσο και στο βελτιωμένο. Αφού απορρίφθηκε η απευθείας αβαθής θεμελίωση του silo στην απροφόρτιστη άργιλο πραγματοποιήθηκε μελέτη βαθιάς θεμελίωσής του με ομάδα 16 πασσάλων. Τέλος εξετάσθηκε η λύση της έδρασης του silo σε βελτιωμένο έδαφος με προφόρτιση πίεσης 100 kPa που πραγματοποιείται σε 2 φάσεις, παρουσίας χαλικοπασσάλων.

Στα κεφάλαια 2 και 3 παρουσιάζονται στοιχεία της εδαφοτεχνικής έρευνας, ενώ στο κεφάλαιο 4 συνοπτικά τα αποτελέσματα όλων των εναλλακτικών λύσεων που μελετήθηκαν και στο κεφάλαιο 5 τα συμπεράσματα στα οποία καταλήξαμε.

Στο παράρτημα Α γίνεται αναφορά στα θεωρητικά στοιχεία που χρησιμοποιήθηκαν, ενώ στο παράρτημα Β απεικονίζονται αναλυτικά όλοι οι υπολογισμοί που πραγματοποιήθηκαν για την εξαγωγή των συμπερασμάτων.

2. ΕΔΑΦΟΤΕΧΝΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ

Η εδαφοτεχνική έρευνα περιλάμβανε την εκτέλεση δύο γεωτρήσεων με παράλληλη εκτέλεση επί τόπου και εργαστηριακών δοκιμών.

ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται για κάθε γεώτρηση το βάθος της, καθώς και το υψόμετρο κεφαλής της.

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	ΒΑΘΟΣ ΓΕΩΤΡΗΣΗΣ	ΥΨΟΜΕΤΡΟ ΚΕΦΑΛΗΣ
Γ ₁	19.00 m	39.60 m
Γ ₂	20.45 m	39.90 m

Κατά τη διάρκεια των γεωτρήσεων έγινε συνεχής δειγματοληψία και ελήφθησαν τα παρακάτω είδη δειγμάτων:

- Αδιατάρακτα δείγματα με δειγματολήπτη λεπτού τοιχώματος και εσωτερικό πλαστικό σωλήνα,
- Αντιπροσωπευτικά, ημιδιαταραγμένα με δειγματολήπτη απλού τοιχώματος και προχώρηση της γεωτρήσεως «εν ξηρώ» (δείγματα «με φραγμό») και
- Αντιπροσωπευτικά, ημιδιαταραγμένα κατά την εκτέλεση της Τυποποιημένης Δοκιμής Διεισδύσεως (SPT) με τον διαιρετό δειγματολήπτη TERZAGHI.

ΕΠΙ ΤΟΠΟΥ ΔΟΚΙΜΕΣ

Κατά τη διάρκεια των γεωτρήσεων έγιναν επίσημες Τυποποιημένες Δοκιμές Διεισδύσης (Standard Penetration Tests), για την εκτίμηση της επί τόπου πυκνότητας ή συνεκτικότητας των εδαφικών στρώσεων.

Επίσης σε μια θέση της μαλακής αργιλικής στρώσης έγινε επί τόπου δοκιμή πτερυγίου (Field Vane Test).

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΕΣ ΔΟΚΙΜΕΣ

Όλα τα δείγματα των γεωτρήσεων μεταφέρθηκαν στο εργαστήριο, όπου έγινε μακροσκοπική εξέταση τους και προταξινόμηση και στη συνέχεια υποβλήθηκαν στις παρακάτω εργαστηριακές δοκιμές.

- ΔΟΚΙΜΕΣ ΚΑΤΑΤΑΞΗΣ:
 - Κοκκομετρικές αναλύσεις με κόσκινα,
 - Κοκκομετρικές αναλύσεις με υδρόμετρο (αραιότερο) και
 - Προσδιορισμός ορίων ATTERBERG (LL και PL).
- ΔΟΚΙΜΕΣ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΥ ΦΥΣΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ:
 - Προσδιορισμός φυσικής υγρασίας w ,
 - Προσδιορισμός υγρού και ξηρού φαινομένου βάρους γ και
 - Προσδιορισμός ειδικού βάρους γ_s .
- ΔΟΚΙΜΕΣ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΥ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΜΟΤΗΤΑΣ:
 - Δοκιμές ανεμπόδιστης θλίψης για τον προσδιορισμό της αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη (q_u) και έμμεσα της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής c_u ,
 - Δοκιμές στερεοποίησης για τον προσδιορισμό των παραμέτρων συμπίεσότητας (μέτρο συμπίεσης E_s , δείκτης συμπίεσότητας c_c , καθώς και του συντελεστή μονοδιάστατης στερεοποίησης c_v),
 - Τριαξονική δοκιμή χωρίς αρχική στερεοποίηση χωρίς στράγγιση για τον προσδιορισμό της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής και
 - Τριαξονική δοκιμή με αρχική στερεοποίηση χωρίς στράγγιση με παράλληλη μέτρηση πίεσης πόρων (CUPP) για τον προσδιορισμό των παραμέτρων αντοχής σε αναφορά ενεργών τάσεων c' , ϕ' .

Τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών εμφανίζονται στα φύλλα των εδαφοτεχνικών τομών και γεωτρήσεων στο παράρτημα, μαζί με τα αποτελέσματα ορισμένων εργαστηριακών δοκιμών προσδιορισμού μηχανικών χαρακτηριστικών.

3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑΣ

Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα της εδαφοτεχνικής έρευνας που πραγματοποιήθηκε, το έδαφος την περιοχή της δεξαμενής του silo και του υπόγειου αγωγού, εμφανίζει την παρακάτω στρωματογραφία.

- Στρώση μαλακής, καστανής αργίλου (0 – 7m). Κατά το ενοποιημένο σύστημα η στρώση χαρακτηρίζεται από CH – OH. Στον εδαφικών παραμέτρων επόμενο πίνακα παρουσιάζεται η διακύμανση των κυριότερων παραμέτρων της στρώσεως.

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΣΤΡΩΣΗΣ Ι ΚΑΣΤΑΝΗΣ ΜΑΛΑΚΗΣ ΑΡΓΙΛΟΥ ΜΕ $q_c=0,50$ MPa													
ΤΥΠΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΔΟΚΙΜΗ ΔΙΕΙΣΔΥΣΗΣ SPT ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΡΟΥΣΕΩΝ ΓΙΑ 30 cm ΔΙΕΙΣΔΥΣΗΣ	ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ					ΟΡΙΑ ATTERBERG		ΠΟΣΟΣΤΟ ΦΥΣΙΚΗΣ ΥΓΡΑΣΙΑΣ	ΠΟΣΟΣΤΟ ΣΧΕΤΙΚΗΣ ΥΓΡΑΣΙΑΣ	ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ	ΞΗΡΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ	ΥΓΡΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ	ΔΕΙΚΤΗΣ ΠΟΡΩΝ
	N	ΠΟΣΟΣΤΟ ΧΑΛΙΚΩΝ ΣΥΓΚΡΑΤΟΥΜΕΝΟ ΣΤΟ ΚΟΣΚΙΝΟ N° 4	ΠΟΣΟΣΤΟ ΑΜΜΟΥ ΣΥΓΚΡΑΤΟΥΜΕΝΟ ΣΤΟ ΚΟΣΚΙΝΟ N° 200	ΠΟΣΟΣΤΟ ΑΡΓΙΛΟΥ - ΙΛΥΟΣ ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ ΑΠΟ ΤΟ ΚΟΣΚΙΝΟ N° 200	ΠΟΣΟΣΤΟ ΙΛΥΟΣ ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ ΑΠΟ ΤΟ ΚΟΣΚΙΝΟ N° 200	ΠΟΣΟΣΤΟ ΑΡΓΙΛΟΥ ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ ΑΠΟ ΤΟ ΚΟΣΚΙΝΟ N° 200 < 0005	PL ΟΡΙΟ ΠΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ						
ΓΕΩΤΡΗΣΗ 1													
1		11	89	56	33	25	40	36	73	2,58	1,36	1,85	90
2		8	92	56	36	28	39	37	82	2,56	1,33	1,83	92
3		7	93	56	37	27	39	37	83	2,57	1,35	1,84	91
		11	89	59	30	28	38	36	80	2,58	1,34	1,83	92
		12	88	60	28	26	37	36	91	2,57	1,35	1,84	90
ΓΕΩΤΡΗΣΗ 2													
1		8	92	54	38	24	41	37	76	2,58	1,34	1,84	92
2		10	90	58	32	23	41	38	83	2,59	1,36	1,85	90
2		7	93	58	35	21	41	36	75	2,59	1,36	1,86	91
		11	89	60	29	22	40	37	83	2,56	1,34	1,84	91
		10	90	20	70	22	40	37	83				
ΜΕΣΗ ΤΙΜΗ													
1,833		9,5	90,5	53,7	36,8	24,6	39,6	36,7	80,9	2,58	1,35	1,84	91,0
ΔΕΙΚΤΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ PI = 15													

- Στρώση τέφρης ιλυώδους χονρόκοκκης έως μεσολεπτόκοκκης άμμου μέσης πυκνότητας (7 – 9.45m). Κατά το ενοποιημένο σύστημα η στρώση χαρακτηρίζεται από SM. Στον επόμενο πίνακα παρουσιάζεται η διακύμανση των κυριότερων εδαφικών παραμέτρων.

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΣΤΡΩΣΗΣ II ΤΕΦΡΗΣ ΧΟΝΔΡΟΚΟΚΚΗΣ ΕΩΣ ΜΕΣΟΛΕΠΤΟΚΟΚΚΗΣ ΙΛΥΩΔΟΥΣ ΑΜΜΟΥ ΜΕΣΗΣ ΠΥΚΝΟΤΗΤΑΣ ΜΕ $q_c=8,50$ MPa													
ΤΥΠΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΔΟΚΙΜΗ ΔΙΕΙΣΔΥΣΗΣ SPT ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΡΟΥΣΕΩΝ ΓΙΑ 30 cm ΔΙΕΙΣΔΥΣΗΣ	ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ					ΟΡΙΑ ATTERBERG		ΠΟΣΟΣΤΟ ΦΥΣΙΚΗΣ ΥΓΡΑΣΙΑΣ	ΠΟΣΟΣΤΟ ΣΧΕΤΙΚΗΣ ΥΓΡΑΣΙΑΣ	ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ	ΞΗΡΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ	ΥΓΡΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ	ΔΕΙΚΤΗΣ ΠΟΡΩΝ
	ΠΟΣΟΣΤΟ ΧΑΛΙΚΙΩΝ ΣΥΓΚΡΑΤΟΥΜΕΝΟ ΣΤΟ ΚΟΣΚΙΝΟ N° 4	ΠΟΣΟΣΤΟ ΑΜΜΟΥ ΣΥΓΚΡΑΤΟΥΜΕΝΟ ΣΤΟ ΚΟΣΚΙΝΟ N° 200	ΠΟΣΟΣΤΟ ΑΡΓΙΛΟΥ - ΙΛΥΟΣ ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ ΑΠΟ ΤΟ ΚΟΣΚΙΝΟ N° 200	ΠΟΣΟΣΤΟ ΙΛΥΟΣ ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ ΑΠΟ ΤΟ ΚΟΣΚΙΝΟ N° 200	ΠΟΣΟΣΤΟ ΑΡΓΙΛΟΥ ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ ΑΠΟ ΤΟ ΚΟΣΚΙΝΟ N° 200 < 0005	PL ΟΡΙΟ ΠΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	LL ΟΡΙΟ ΥΔΑΡΟΤΗΤΑΣ						
ΓΕΩΤΡΗΣΗ 1													
16		75	25	25		19	24	23	80	2,65	1,52	1,85	74
18		78	22	22				28					
ΓΕΩΤΡΗΣΗ 2													
17		74	26	26									
18		77	23	23									
ΜΕΣΗ ΤΙΜΗ													
17,250		76,0	24,0	24,0		19,0	24,0	25,5	80,0	2,65	1,52	1,85	74,0

- Στρώση τέφρης λεπτόκοκκης άμμου πυκνής με λίγη ιλύ. Η στρώση χαρακτηρίζεται κατά το ενοποιημένο σύστημα SM. Στον επόμενο πίνακα παρουσιάζεται η διακύμανση των κυριότερων εδαφικών παραμέτρων της στρώσης.

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΣΤΡΩΣΗΣ ΙΙΙ ΤΕΦΡΗΣ ΠΥΚΝΗΣ ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΗΣ ΑΜΜΟΥ ΜΕ ΛΙΓΗ ΙΛΥ ΜΕ $q_c=14,00$ MPa													
ΤΥΠΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΔΟΚΙΜΗ ΔΙΕΙΣΔΥΣΗΣ SPT ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΡΟΥΣΕΩΝ ΓΙΑ 30 cm ΔΙΕΙΣΔΥΣΗΣ	ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ					ΟΡΙΑ ATTERBERG		ΠΟΣΟΣΤΟ ΦΥΣΙΚΗΣ ΥΓΡΑΣΙΑΣ	ΠΟΣΟΣΤΟ ΣΧΕΤΙΚΗΣ ΥΓΡΑΣΙΑΣ	ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ	ΞΗΡΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ	ΥΓΡΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ	ΔΕΙΚΤΗΣ ΠΟΡΩΝ
	N	ΠΟΣΟΣΤΟ ΧΑΛΙΚΙΩΝ ΣΥΓΚΡΑΤΟΥΜΕΝΟ ΣΤΟ ΚΟΣΚΙΝΟ N° 4	ΠΟΣΟΣΤΟ ΑΜΜΟΥ ΣΥΓΚΡΑΤΟΥΜΕΝΟ ΣΤΟ ΚΟΣΚΙΝΟ N° 200	ΠΟΣΟΣΤΟ ΑΡΓΙΛΟΥ - ΙΛΥΟΣ ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ ΑΠΟ ΤΟ ΚΟΣΚΙΝΟ N° 200	ΠΟΣΟΣΤΟ ΙΛΥΟΣ ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ ΑΠΟ ΤΟ ΚΟΣΚΙΝΟ N° 200	ΠΟΣΟΣΤΟ ΑΡΓΙΛΟΥ ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ ΑΠΟ ΤΟ ΚΟΣΚΙΝΟ N° 200 < 0005	PL						
ΓΕΩΤΡΗΣΗ 1													
30		92	8	8				25		2,70	1,64	2,05	65
32		91	9	9									
38		94	6	6									
40		94	6	6									
42		91	9	9									
45		93	7	7									
		92	8	8									
ΓΕΩΤΡΗΣΗ 2													
33		91	9	9				21		2,72	1,62	2,04	68
32		92	8	8				26					
34		94	6	6									
34		94	6	6									
33		91	9	9									
		90	10	10									
		92	8	8									
ΜΕΣΗ ΤΙΜΗ													
35,727		92,2	7,8	7,8				24,0		2,71	1,63	2,05	66,5

Από την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των επί τόπου και εργαστηριακών δοκιμών προκύπτει η παρακάτω υπολογιστική στρωματογραφία.

	± 0,00
	Σ.Υ.Ο. -2,00
<p><u>ΣΤΡΩΣΗ Ι ΚΑΣΤΑΝΗΣ ΜΑΛΑΚΗΣ ΑΡΓΙΛΟΥ ΜΕ $q_c=0,50$ MPa</u></p> <p>$\gamma_{κορ.}=18,40$ kN/m³ $c_u=0,93z + 7,45$ (kPa) $\phi'=32^\circ$ $E_u=9635$ kPa</p>	
	-7,00
<p><u>ΣΤΡΩΣΗ ΙΙ ΤΕΦΡΗΣ ΧΟΝΔΡΟΚΟΚΚΗΣ ΕΩΣ ΜΕΣΟΛΕΠΤΟΚΟΚΚΗΣ ΙΛΥΩΔΟΥΣ ΑΜΜΟΥ ΜΕΣΗΣ ΠΥΚΝΟΤΗΤΑΣ ΜΕ $q_c=8,50$ MPa</u></p> <p>$\gamma_{κορ.}=19,50$ kN/m³ $\phi=33^\circ$ $E_s=13575$ kPa</p>	
	-9,45
<p><u>ΣΤΡΩΣΗ ΙΙΙ ΤΕΦΡΗΣ ΠΥΚΝΗΣ ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΗΣ ΑΜΜΟΥ ΜΕ ΛΙΓΗ ΙΛΥ ΜΕ $q_c=14,00$ MPa</u></p> <p>$\gamma_{κορ.}=20,50$ kN/m³ $\phi=35^\circ$ $E_s=26024$ kPa</p>	
	-20,45

4. ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ - ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΩΝ ΛΥΣΕΩΝ ΠΟΥ ΜΕΛΕΤΗΘΗΚΑΝ

4.1 ΑΠΕΥΘΕΙΑΣ ΕΔΡΑΣΗ ΕΥΚΑΜΠΤΗΣ ΚΥΚΛΙΚΗΣ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι συνολικές καθιζήσεις της εύκαμπτης κυκλικής δεξαμενής, αθροιστικά για την άργιλο και τις δύο άμμους της στρωματογραφίας, σε ενδεικτικά σημεία κάτω από την επιφάνεια της δεξαμενής όσο και έξω από αυτή, όπως αυτές υπολογίστηκαν με χρήση των μεθόδων Milovic και Ahlvin&Ulery, χωρίς τη διαδικασία προφόρτισης.

Δεξαμενή διαμέτρου D που ασκεί ομοιόμορφη πίεση $p=100 \text{ kPa}$	Σημεία (r/R)							
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	2	3
Άμεσες καθιζήσεις κατά Milovic	0,094 8	0,0938	0,0903	0,0838	0,0717	0,0417	-----	-----
Άμεσες καθιζήσεις κατά Ahlvin&Ulery	0,074 0	0,0736	0,0725	0,0688	0,0597	0,0337	-0,0012	-0,0008
Μακροχρόνιες καθιζήσεις	0,439 6	0,4390	0,4369	0,4304	0,4088	0,2790	0,0014	0,0001
Συνολικές καθιζήσεις κατά Milovic	0,534 4	0,5328	0,5278	0,5142	0,4805	0,3207	-----	-----
Συνολικές καθιζήσεις κατά Ahlvin&Ulery	0,513 6	0,5126	0,5094	0,4992	0,4685	0,3127	0,0002	-0,0007

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1 Συνολικές καθιζήσεις χωρίς προφόρτιση

Παρατηρείται ότι οι δύο μέθοδοι δίνουν παρεμφερή αποτελέσματα τα οποία δεν είναι απαγορευτικά για την έδραση της δεξαμενής στην απροφόρτιστη μαλακή άργιλο καθώς πρόκειται για δεξαμενή ομοιόμορφης πίεσης και δεν υπάρχει περιορισμός των καθιζήσεων της.

4.2 ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΗΣ ΜΑΛΑΚΗΣ ΑΡΓΙΛΟΥ ΜΕ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ ΚΑΙ ΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗΡΙΑ

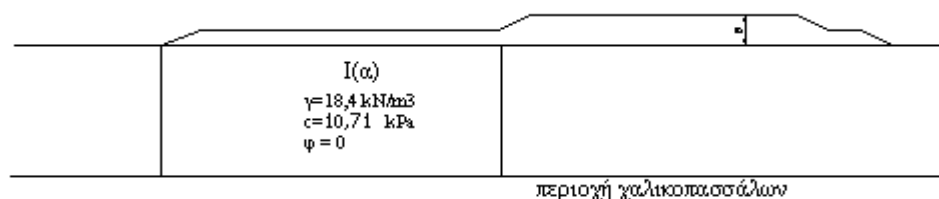
Στον παρακάτω πίνακα εμφανίζονται τα χαρακτηριστικά της προφόρτισης, οι συντελεστές ασφαλείας σε έλεγχο ευστάθειας με κύκλους ολίσθησης καθώς και η γεωμετρία και η παραδοχές των στραγγιστηρίων.

Φάση/γεωμετρία προφόρτισης	Εδαφικές παράμετροι	F_{min} με έλεγχο κύκλων ολίσθησης	Γεωμετρία/παραδοχές στραγγιστηρίων
A ΦΑΣΗ	$c_u^{Iαρχ} = 10,71 \text{ kPa}$	Δεξιά $F = 1,62$ Αριστερά $F = 2,57$	Πλαστικά στραγγιστήρια σε τετραγωνικό κάναβο με $s = 0.9 \text{ m}$ και παραδοχές : $K_r/K_v=2$, $K_{r-s}/K_v=1.5$ και $R_s/r_d=2$ Χρόνος στερεοποίησης $t=3$ μήνες με βαθμό στερεοποίησης $U = 94\%$
B ΦΑΣΗ	$c_u^{I(α)} = 21,60 \text{ kPa}$ $c_u^{II(α)} = 16,16 \text{ kPa}$ $c_u^{III(α)} = 10,71 \text{ kPa}$	Δεξιά $F = 1,27$ Αριστερά $F = 1,70$	

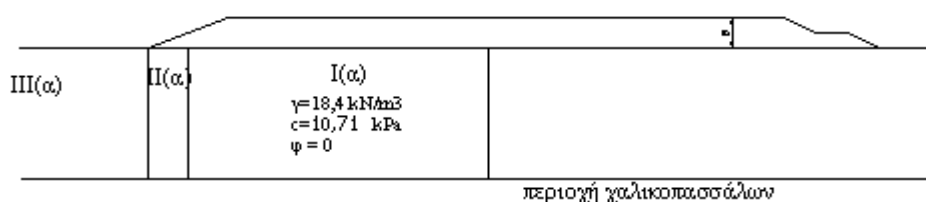
ΠΙΝΑΚΑΣ 4.2 Βελτίωση επιφανειακής μαλακής αργίλου με προφόρτιση

Επισημαίνεται ότι στους υπολογισμούς ελήφθη υπ' όψιν γεώφασμα ονομαστικής αντοχής 300 και 600 kN/m.

Α ΦΑΣΗ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ



Β ΦΑΣΗ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ



4.3 ΕΔΡΑΣΗ ΕΥΚΑΜΠΤΗΣ ΚΥΚΛΙΚΗΣ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ

Σε αντιστοιχία με τον **ΠΙΝΑΚΑ 4.1** παρουσιάζονται στον **ΠΙΝΑΚΑ 4.3** οι άμεσες, μακροχρόνιες και συνολικές καθιζήσεις των σημείων της δεξαμενής μετά τη βελτίωση του εδάφους με προφόρτιση πίεσης 100 kPa.

Δεξαμενή διαμέτρου D που ασκεί ομοιόμορφη πίεση p=100 kPa	Σημεία (r/R)							
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	2	3
Άμεσες καθιζήσεις κατά Milovic	0,0694	0,0686	0,0661	0,0613	0,0525	0,0307	-----	-----
Άμεσες καθιζήσεις κατά Ahlvin&Ulery	0,055	0,0547	0,0538	0,0508	0,0438	0,0251	-0,0008	-0,0006
Μακροχρόνιες καθιζήσεις	0,0706	0,0705	0,0701	0,0691	0,0656	0,0448	0,0002	0,000
Συνολικές καθιζήσεις κατά Milovic	0,14	0,1391	0,1362	0,1304	0,1181	0,0755	-----	-----
Συνολικές καθιζήσεις κατά Ahlvin&Ulery	0,1256	0,1252	0,1239	0,1199	0,1094	0,0699	-0,0006	-0,006

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.3 Συνολικές καθιζήσεις μετά την προφόρτιση

Παρατηρείται σε αυτό το σημείο ότι οι συνολικές καθιζήσεις της δεξαμενής είναι της τάξεως των 14 cm στο κέντρο της, που είναι και το δυσμενέστερο σημείο της. Οι καθιζήσεις αυτές είναι οπωσδήποτε δεκτές καθώς είναι πολύ μικρές ενώ παρατηρείται αισθητή μείωση τους μετά την προφόρτιση του εδάφους και τη βελτίωση της αργλικής στρώσης.

4.4 ΕΚΣΚΑΦΗ ΤΑΦΡΟΥ ΚΑΙ ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΠΑΡΕΙΩΝ ΕΚΣΚΑΦΗΣ

Στον ακόλουθο πίνακα φαίνονται συνοπτικά τα αποτελέσματα της προσωρινής αντιστήριξης των πρανών εκσκαφής όπως αυτά υπολογίστηκαν χωρίς προφόρτιση. Συγκεκριμένα εμφανίζονται τα απαιτούμενα μήκη εμπήξεως για αυτοφερόμενο και αγκυρωμένο πέτασμα πασσαλοσανίδων (στην τελευταία περίπτωση και η δύναμη αγκυρώσεως), οι στάθμες των σημείων μηδενισμού των τεμνουσών δυνάμεων και οι αντίστοιχες μέγιστες ροπές κάμψεως. Επίσης παρουσιάζονται οι απαιτούμενες ροπές αντιστάσεως και οι επιλεγόμενες διατομές των πασσαλοσανίδων. Στην περίπτωση του αγκυρωμένου πετάσματος το ύψος του σώματος αγκυρώσεως, η απόστασή του από το κυρίως πέτασμα και η διατομή του ελκυστήρα. Τέλος στην περίπτωση αντηριδωτής αντιστήριξης παρατίθενται η περιβάλλουσα ωθήσεων οι δυνάμεις καθώς και οι διατομές των αντηρίδων.

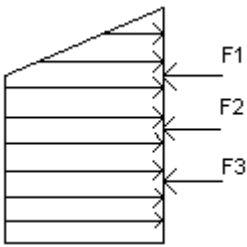
Χαρακτηριστικά αντιστήριξης	Τύπος αντιστήριξης	
	Αυτοφερόμενο πέτασμα	Αγκυρωμένο πέτασμα
Μήκος πετάσματος	12,28 m	7,65 m
Μήκος εμπήξης	8,78 m	4,15 m
Δύναμη αγκυρώσεως	-----	60,9 kN/m
Στάθμη σημείου μηδενισμού τεμνουσών	-8,31 m	-3,75 m
Μέγιστη ροπή M_{max}	425,8 kNm	105,2 kNm
Διατομή Larssen X32 (b=600 mm, h=450 mm)		
$M_{max}/\sigma_{επ}$	$3406 \text{ cm}^3 < 5500 \text{ cm}^3$	$842 \text{ cm}^3 < 5500 \text{ cm}^3$

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.4.1 Υπολογισμός πετάσματος χωρίς προφόρτιση

Στην περίπτωση του αγκυρωμένου πετάσματος χρησιμοποιείται διατομή αγκυρίου Cold Worked High Alloy Steel με $d=25 \text{ mm}$ και $F_{max}=170 \text{ kN}$, ενώ το σώμα αγκύρωσης

έχει βάθος $z = 2,2 \text{ m}$ και βρίσκεται σε απόσταση $L_{\min} = 5,7 \text{ m}$ από το κυρίως πέτασμα.

Επίσης μελετήθηκε η περίπτωση αντηριδωτής αντιστήριξης της οποίας η περιβάλλουσα ωθήσεων, οι δυνάμεις καθώς και οι διατομές των αντηρίδων, παρατίθενται στον **ΠΙΝΑΚΑ 4.4.2**

Τύπος αντιστήριξης/Αντηρίδες	Δύναμη αγκύρωσης	Διατομή αντηρίδας
	$F_1 = 42,37 \text{ kN/m}$	$150 \times 150 \text{ με}$ $F_{\max} = 115 \text{ kN}$
	$F_2 = 39,88 \text{ kN/m}$	$150 \times 150 \text{ με}$ $F_{\max} = 115 \text{ kN}$
	$F_3 = 69,79 \text{ kN/m}$	$200 \times 200 \text{ με}$ $F_{\max} = 216 \text{ kN}$

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.4.2 Αντηριδωτή αντιστήριξη

Ακολούθως στον **ΠΙΝΑΚΑ 4.4.3** εμφανίζονται τα αποτελέσματα των εναλλακτικών λύσεων εκσκαφής – αντιστήριξης των παρειών εκσκαφής της τάφρου μετά την αφαίρεση του επιχώματος της προφόρτισης η οποία θα έχει επιβληθεί σε 2 φάσεις όπως φαίνεται στον **ΠΙΝΑΚΑ 4.4.2** και θα παραμείνει συνολικά 6 μήνες.

Χαρακτηριστικά αντιστήριξης	Τύπος αντιστήριξης	
	Αυτοφερόμενο πέτασμα	Αγκυρωμένο πέτασμα
Μήκος πετάσματος	3,67 m	Δεν υφίσταται
Μήκος έμπηξης	0,17 m	
Δύναμη αγκυρώσεως	-----	
Στάθμη σημείου μηδενισμού τεμνουσών	-3,54 m	
Μέγιστη ροπή M_{\max}	0,3 kNm	
Διατομή Larssen X32 (b=600 mm, h=450 mm)		
$M_{\max}/\sigma_{\text{επ}}$	$2 \text{ cm}^3 < 5500 \text{ cm}^3$	

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.4.3 Υπολογισμός πετάσματος μετά την προφόρτιση

Σε αυτή την περίπτωση παρατηρήθηκε ότι το μήκος έμπηξης του αυτοφερόμενου πετάσματος είναι πάρα πολύ μικρό (17 cm). Η λύση λοιπόν του αυτοφερόμενο πετάσματος δεν ενδείκνυται για τόσο μικρό μήκος έμπηξης άρα δεν υφίσταται και η λύση αγκυρωμένου πετάσματος. Έτσι προχωρήσαμε στην εκσκαφή χωρίς αντιστήριξη με ελεύθερο πρανές υπό γωνία 80° με την οριζόντιο.

Για $\phi = 0$ έχουμε $N_s = 0,235$ άρα $F = \frac{C_u}{N_s \times \gamma_{κορ} \times H} = 1,9 > 1,5$

Άρα υπάρχει ευστάθεια του πρανούς.

4.5 ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ SILO

4.5.1 ΑΠΕΥΘΕΙΑΣ ΕΔΡΑΣΗ

Εξετάσθηκε η απευθείας έδραση silo συνολικού βάρους $\Sigma V = 28869$ kN με διαστάσεις πλάκας έδρασης $B \times L = 16 \times 16$ ($p = 113$ kPa) στη στρώση μαλακής αργίλου με $C_u = 10,71$ kPa. Στη συγκεκριμένη περίπτωση χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Larix για έλεγχο ευστάθειας του εδάφους με κύκλους ολίσθησης. Από τα αποτελέσματα του προγράμματος προέκυψε κύκλος ολίσθησης με συντελεστή ασφαλείας σε ευστάθεια $F = 0.92$ ο οποίος είναι πολύ μικρότερος από τον επιθυμητό συντελεστή με τιμή 2. Καταλήγουμε λοιπόν στο συμπέρασμα ότι η λύση αβαθούς θεμελίωσης του silo στην στρώση αργίλου απορρίπτεται. (Τα αναλυτικά αποτελέσματα του προγράμματος Larix παρατίθενται στο παράρτημα Β)

4.5.2 ΒΑΘΕΙΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ

Μετά την απόρριψη της λύσης απευθείας έδρασης silo στην άργιλο εξετάσθηκαν λύσεις βαθιάς θεμελιώσεως με πασσάλους. Υπολογίσθηκαν τα οριακά φορτία θραύσεως και τα αντίστοιχα επιτρεπόμενα αξονικά καθώς και ο απαιτούμενος αριθμός πασσάλων για τη θεμελίωση του έργου. Το οριακό φορτίο εμπηγνύμενου πασσάλου $\Phi 50$ προέκυψε με εφαρμογή στατικών τύπων ενώ των πασσάλων εκσκαφής και αφαίρεσης $\Phi 80, \Phi 100, \Phi 120$ προέκυψε κατά DIN 4014.

Διάμετρος/τρόπος κατασκευής	Στάθμη έδρασης	Οριακό φορτίο P_{ult} (kN)		Αξονικό επιτρεπόμενο φορτίο $P_{επ}$ (kN)	Απαιτ. αριθμός πασσ.(n)
		Στατ. τύποι	DIN 4014		
Φ50/Εμπηγνυόμενος		1463,78	-----	671,15	46
Φ80/Εκσκαφής και αφαίρεσης	-13,5	-----	3123,76	1561,88	19
Φ100/Εκσκαφής και αφαίρεσης	-14,5	-----	4696,37	2348,19	13
Φ120/Εκσκαφής και αφαίρεσης	-15,5	-----	6585,66	3013,26	10

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.5.1 Οριακά , επιτρεπόμενα φορτία, αριθμός πασσάλων

Τελικά επιλέγεται η λύση των 16 πασσάλων Φ120 καθώς με μικρότερο αριθμό πασσάλων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια έκκεντρης φόρτισης πασσαλομάδας. Τα αποτελέσματα της έκκεντρης φόρτισης πασσαλομάδας για τους 16 πασσάλους Φ120 επισυνάπτονται στον **ΠΙΝΑΚΑ 4.5.2.**

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΠΑΣΣΑΛΟΜΑΔΑΣ ΥΠΟ ΣΤΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ								
ΣW	28869 kN		α	0,16 g	$F_{σεισμική}$	4619,04 kN		
$W_{πλάκας\ έδρασης}$	9600 kN				$F_{σεισμική\ πλάκας\ έδρασης}$	1536,00 kN	$d_{σεισμική\ πλάκας\ έδρασης}$	0,25 m
W_{silo}	19269 kN				$F_{σεισμική\ silo}$	3083,04 kN	$d_{σεισμική\ silo}$	16,25 m
ΑΝΕΜΟ ΠΙΕΣΕΙΣ	h_1	12,00 m	σ_{W1}	1,00 kPa	W_1	115,92 kN	d_1	10,00 m
	h_2	15,00 m	σ_{W2}	1,25 kPa	W_2	181,13 kN	d_2	23,50 m
	h_3	0,50 m	σ_{W3}	1,50 kPa	W_3	7,25 kN	d_3	31,25 m
ΣΤΑΤΙΚΑ ΓΙΑ ΣΗ=ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΕΜΟΠΙΕΣΗ ΚΑΙ ΣΥΝ=ΠΛΗΡΕΣ ΣΙΛΟ					ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΓΙΑ ΣΗ=ΜΙΣΗ ΑΝΕΜΟΠΙΕΣΗ ΚΑΙ ΠΛΗΡΕΣ ΣΙΛΟ ΚΑΙ ΣΥΝ=ΠΛΗΡΕΣ ΣΙΛΟ			
ΣΗ	304,29 kN				ΣΗ	4771,19 kN	ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΑΣΣΑΛΟΜΑΔΑΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΔΥΣΜΕΝΕΣΤΕΡΟ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ	
ΣΥ	28869 kN				ΣΥ	28869 kN		
$M_{στατική}$	5642,04 kNm				$M_{σεισμική}$	53304,42 kN		
ΤΟΠΟΘΕΤΟΥΝΤΑΙ ΣΕ ΤΕΤΡΑΓΩΝΙΚΟ ΚΑΝΝΑΒΟ 16Φ120 ΠΑΣΣΑΛΟΙ ΜΕ ΑΞΟΝΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ $s=4,60$ m ΚΑΙ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΟ ΑΚΡΟ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ $s_1=0,50$ m ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΝΑΛΗΨΗ ΤΩΝ ΣΗ, ΣΥ ΚΑΙ $M_{σεισμική}$								
n	16	$P_1 (P_{min})$	935,22 kN	$P_{min}>0$ (ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΣΕ ΚΑΝΕΝΑΝ ΠΑΣΣΑΛΟ)				
s	4,60 m	P_2	1514,61 kN					
s/2	2,30 m	P_3	2094,01 kN	$P_{max}<P_{επ.Φ120}=3013,26$ kN				
3s/2	6,90 m	$P_4 (P_{max})$	2673,41 kN					

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.5.2 Έκκεντρη φόρτιση πασσαλομάδας

Ο τελικός έλεγχος για την ομάδα 16 πασσάλων Φ120 έγινε με τη βοήθεια του προγράμματος Η/Υ ΡFΑΗL το οποίο τροφοδοτείται με τις συντεταγμένες των

κέντρων των πασσάλων, τα εντατικά μεγέθη υπό στατική και σεισμική φόρτιση, και την κατανομή του δείκτη εδάφους K_h .

Στον **ΠΙΝΑΚΑ 4.5.3** παρουσιάζεται το ελάχιστο και το μέγιστο φορτίο πασσάλου, η μέγιστη ροπή κάμψης καθώς και η πλευρική μετατόπιση κεφαλής πασσάλου τόσο για στατική όσο και για σεισμική φόρτιση.

Στατική φόρτιση			Σεισμική φόρτιση		
Μέγιστο φορτίο πασσάλου (P_{max}) (kN)	Μέγιστη ροπή κάμψεως M_{max} (kNm)	Πλευρική μετατόπιση κεφαλής πασσάλου y_0 (mm)	Μέγιστο φορτίο πασσάλου (P_{max}) (kN)	Μέγιστη ροπή κάμψεως M_{max} (kNm)	Πλευρική μετατόπιση κεφαλής πασσάλου y_0 (mm)
1873,3	88,5 < $M_{yield}=3118,9$	0,0009	2316,3	1369,2 < $M_{yield}=3118,9$	0,0085

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.5.3 Έλεγχος θραύσης πασσάλων

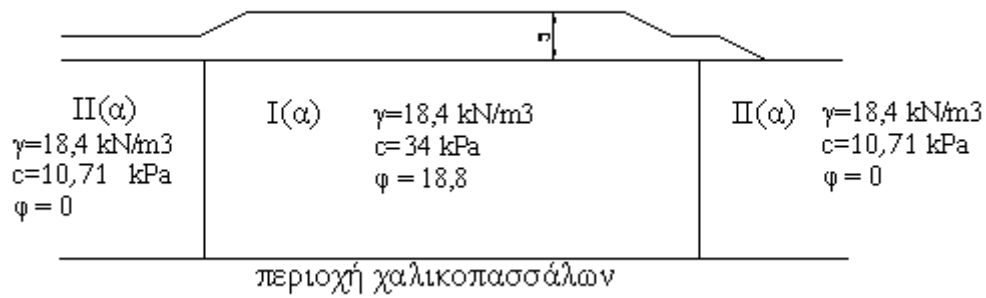
4.5.3. ΈΔΡΑΣΗ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ

Στον πίνακα 4.5.4 παρουσιάζονται ο έλεγχος γενικής ευστάθειας με κύκλους ολίσθησης της αβαθούς θεμελίωσης του silo στο προφορτισμένο έδαφος καθώς και οι καθιζήσεις που αυτό προκαλεί.

	Έλεγχος γενικής ευστάθειας με κύκλους ολίσθησης. Συντελεστής ασφαλείας F_{min}	
	Πλευρά μικρού αντισταθμιστικού	Πλευρά μεγάλου αντισταθμιστικού
Έδραση σε ενισχυμένο με χαλικοπασσάλους έδαφος μετά την αφαίρεση της προφόρτισης	4,71>>2	4,55>>2

Πίνακας 4.5.4 Έδραση silo σε ενισχυμένο έδαφος

Τέλος στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζεται η γεωμετρία του επιχώματος προφόρτισης ενώ στον πίνακα 4.5.5 οι έλεγχοι ευστάθειας του ενισχυμένου με χαλικοπασσάλους εδάφους στην περιοχή του silo, καθώς και τα χαρακτηριστικά του δικτύου χαλικοπασσάλων.



Συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης $F = 1,62$

Στοιχεία δικτύου χαλικοπασσάλων:

$d_{\text{χαλ}} = 0.80 \text{ m}$ σε τετραγωνικό κάρναβο με πλευρά $s = 2.3 \text{ m}$

παραδοχές:

$K_r/K_v=3$, $K_{r-s}/K_v=1.25$ και $R_s/R_d=1,25$

Χρόνος στερεοποίησης $t=3$ μήνες με βαθμό στερεοποίησης $U = 93\%$

Συντελεστής ασφαλείας έναντι θραύσης χαλικοπασσάλων $F = \frac{\sigma_{\text{νορ.χαλ}}}{\sigma_{\text{χαλ}}} = 2,1 > 2$

Εξασφαλίζεται ασφάλεια έναντι θραύσης για ομοιόμορφη πίεση $\sigma_0=113 \text{ kPa}$

5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Εξ' όσων αναφέρθηκαν παραπάνω προτείνονται δύο εναλλακτικές λύσεις για την έδραση της δεξαμενής την θεμελίωση του silo και την προσωρινή αντιστήριξη παρειών εκσκαφής.

I. Λύση χωρίς προφόρτιση

- Απευθείας έδραση της κυκλικής δεξαμενής στην απροφόρτιστη μαλακή άργιλο
- Βαθεία θεμελίωση του silo με πασσαλομάδα 16 πασσάλων εκσκαφής και αφαίρεσης $\Phi 120$ μεταξύ στάθμης $-1,5$ m και $-15,5$ m με αξονική απόσταση κέντρων $s = 4,60$ m και κεφαλόδεσμο διαστάσεων $16 \times 16 \times 1,5$.
- Προσωρινή αντιστήριξη παρειών εκσκαφής για την τοποθέτηση υπόγειου αγωγού με αγκυρωμένο πέτασμα διατομής Larssen LX32
- Ή προσωρινή αντιστήριξη των παρειών εκσκαφής με αντηρίδες διατομής 150×150 και 200×200 .

II. Λύση ενίσχυσης – βελτίωσης επιφανειακής αργίλου με συνδυασμό προφόρτισης χαλικοπασσάλων.

- Απευθείας έδραση της κυκλικής δεξαμενής στην βελτιωμένη στρώση αργίλου με πολύ μικρές καθιζήσεις.
- Κατασκευή χαλικοπασσάλων στην περιοχή έδρασης του silo διαμέτρου 80 cm σε τετραγωνικό κάνναβο πλευράς $S = 2,30$ m μεταξύ στάθμης $-1,50$ έως $7,00$ m σε συνδυασμό με χρησιμοποίηση γεωφάσματος αντοχής 300 kPa.
- Κατασκευή επιχώματος προφόρτισης ύψους 5 m με πλάτος $b = 70$ m και κλίση πρανών 1:2 σε 2 φάσεις και παραμονή του για χρονικό διάστημα 3 μηνών.
- Αφαίρεση προφορτίσεως και απευθείας έδραση silo σε στάθμη $-1,5$ m με πλάκα θεμελιώσεως 16×16 m.
- Εκσκαφή χωρίς αντιστήριξη με ελεύθερο πρανές υπό γωνία 80° με την οριζόντιο για την τοποθέτηση του υπόγειου αγωγού σε βάθος 3,5 m.

BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- ΑΝΑΓΝΩΣΤΟΠΟΥΛΟΣ Α.Γ. , ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΣ Β.Π .(1990)« Επιφανειακές θεμελιώσεις», Εκδόσεις ΣΥΜΕΩΝ, Αθήνα
- ΑΝΑΓΝΩΣΤΟΠΟΥΛΟΣ Α.Γ. (1990) «Θεμελιώσεις με πασσάλους», Εκδόσεις ΣΥΜΕΩΝ, Αθήνα
- ΑΝΑΓΝΩΣΤΟΠΟΥΛΟΣ Α.Γ ., ΧΡΙΣΤΟΥΛΑΣ Σ. , ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΣ Β.Π.«Διαστασιολόγηση θεμελιώσεων με πασσάλους», Εκδόσεις ΣΥΜΕΩΝ, Αθήνα
- BALAAM N.P. , ROULOS H.G. (1983) “The behavior of foundations supported by clay stabilized by stone columns” The University of Sydney Research No R424, Sydney, Australia
- BOWLES J.E. (1996)“Foundation analysis and design”, 5th Edition, Mc Graw – Hill, New York.
- BRAND E.W. , BRENNER R.P. (1981)“Soft Clay Engineering”, Developments in Geotechnical Engineering No 20, Elsevier, Amsterdam.
- ΓΚΑΖΕΤΑΣ Γ. (1995)«Σημειώσεις εδαφομηχανικής» Τομέας Γεωτεχνικής Ε.Μ.Π. 2^η Έκδοση.
- CRAIG R.F. (1978)“Soil mechanics”, Van Nostrand Reinhold, 2nd Edition, New York.
- DAS BRAJA M. (1999)“Principles of foundation engineering” 4th Edition, PWS Publishing, ITP Company, Sacramento, California.
- HANSBO S. (1981)“Consolidation of fine grained solids by prefabricated drains”, X.I.C.S.M.F.E. Stockholm.
- HOLTZ P.D. , KOVACS W.D. (1981)“An introduction to geotechnical engineering” Prentice – Hall Inc, Englewood Cliffs, New Jersey. ΚΑΒΒΑΔΑΣ Μ. (1988)«Στοιχεία εδαφομηχανικής»
- ΜΠΟΥΚΟΒΑΛΑΣ Γ.Δ. (2003)«Σημειώσεις σε ειδικά θέματα θεμελιώσεως», Ε.Μ.Π. Τομέας Γεωτεχνικής.
- ΠΑΠΑΧΑΡΙΣΗΣ Ν. , ΜΑΝΟΥ – ΑΝΔΡΕΑΔΗ Ν. , ΓΡΑΜΜΑΤΙΚΟΠΟΥΛΟΣ Ι.«Γεωτεχνική Μηχανική Έρευνα – γεωτρήσεις – εργαστήριο», Αφοί Κυριακίδη, Θεσσαλονίκη.
- ROULOS H.G. , DAVIS E.H. (1974)“Pile foundation analysis and design”, John Wiley and sons, New York.
- TOMILSON M.J.(1977)“Pile design and construction practice”, Viewpoint Publications, London.
- ΧΡΙΣΤΟΥΛΑΣ Σ. (1990)«Επιλογές εφαρμοσμένης Γεωτεχνικής Μηχανικής», Εκδόσεις Συμεών, Αθήνα.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α
ΘΕΩΡΗΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΜΕΛΕΤΗΣ

1. ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ

1.1 ΣΗΜΑΣΙΑ ΤΩΝ ΕΠΙ ΤΟΠΟΥ ΔΟΚΙΜΩΝ ΣΤΗΝ ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΩΝ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ

Στα αργιλικά εδάφη είναι δυνατή η λήψη πρακτικά αδιατάρακτων δειγμάτων στα οποία δεν έχει υποστεί σημαντική αλλοίωση η εδαφική δομή λόγω π.χ. περιστροφής κατά τη δειγματοληψία ή κατά τη διείσδυση του δειγματολήπτη με σύνηθες πάχος τοιχώματος. Τα δείγματα αυτά λαμβάνονται με τη βοήθεια ειδικών δειγματοληπτών λεπτών τοιχωμάτων με κατάλληλη διαμόρφωση της αιχμής, οι οποίοι απλώς εισπνέζονται στην εδαφική στρώση ανασυρόμενοι στη συνέχεια με το εδαφικό υλικό με το οποίο έχουν πληρωθεί. Τέτοιοι δειγματολήπτες είναι οι δειγματολήπτες τύπου SHELBY (με εσωτερικό αναβαθμό και πλαστικό σωλήνα), τύπου DENISON, ο εμβολοφόρος δειγματολήπτης κ.ά. Επομένως στα αργιλικά και αργιλοϊλυώδη - ακόμη και αμμοϊλυώδη με υψηλά ποσοστά ιλύος - εδάφη οι παράμετροι αντοχής και συμπίεστότητας προσδιορίζονται κυρίως από εργαστηριακές δοκιμές σε πρακτικά αδιατάρακτα δείγματα και έπειτα από εμπειρικές συσχετίσεις με τα αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών όπως:

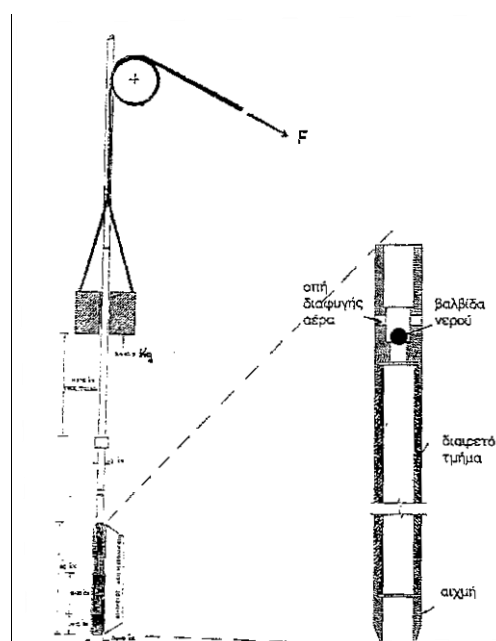
- Την αντίσταση αιχμής q_c του κώνου της Δοκιμής Στατικής Πενετρομέτρησης (CPT) και
- Τον αριθμό κρούσεων N της δοκιμής Τυποποιημένης Δοκιμής Διείσδυσης (SPT) - με χαμηλό όμως βαθμό αξιοπιστίας.

Εξαιρεση αποτελεί για μαλακές και μέσης συνεκτικότητας αργίλους ($c_u < 75$ kPa) η εξαιρετικά αξιόπιστη Δοκιμή Πτερυγίου (FVT) μέσω της οποίας προσδιορίζεται η επί τόπου αστράγγιστη διατμητική αντοχή c_u και μάλιστα χωρίς να μεσολαβήσει ο κύκλος αποφόρτισης – επαναφόρτισης που αντιπροσωπεύει η διαδικασία δειγματοληψίας – επαναφόρτισης στην εργαστηριακή συσκευή του δείγματος στις αρχικές τάσεις.

Στα αμμώδη εδάφη αντίθετα δεν είναι δυνατή η λήψη πρακτικά αδιατάρακτων δειγμάτων (κυρίως λόγω απώλειας κατά την ανάσυρση) και επομένως τόσο η παράμετρος αντοχής ϕ (γωνία εσωτερικής τριβής) όσο και η παράμετρος συμπίεστότητας E_s (μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης) προσδιορίζονται έμμεσα από εμπειρικές συσχετίσεις τους με τον αριθμό κρούσεων N της Τυποποιημένης Δοκιμής Διείσδυσης (SPT) ή την αντίσταση αιχμής q_c του κώνου της Δοκιμής Στατικής Πενετρομέτρησης (CPT).

1.2 ΤΥΠΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΔΟΚΙΜΗ ΔΙΕΙΣΔΥΣΗΣ (SPT)

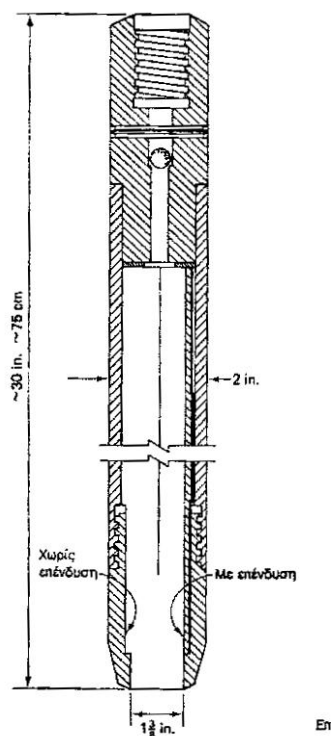
Η δοκιμή εκτελείται κατά την προχώρηση της γεώτρησης και συνιστά στην προώθηση μέσα στο έδαφος στην επιθυμητή κάθε φορά στάθμη ενός διαπερατού δειγματολήπτη συνολικού μήκους 80 cm έτσι ώστε τα κατώτερα 45 cm να πληρωθούν με εδαφικό υλικό όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 1.1**.



ΣΧΗΜΑ 1.1 Διάταξη Τυποποιημένης Δοκιμής Διείσδυσης (SPT)

Στο επιθυμητό βάθος ανασύρεται ολόκληρη η διατρητική στήλη, καθαρίζεται ο πυθμένας της γεώτρησης μέχρι τη στάθμη που φτάνει η σωλήνωση και στη συνέχεια αφαιρείται ο κλασικός δειγματολήπτης με την κεφαλή και το κοπτικό άκρο και αντικαθίσταται από διακετό δειγματολήπτη Terzaghi εξωτερικής διαμέτρου 50 mm και εσωτερικής 34,5 mm όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ1.2**, ο οποίος με τη βοήθεια της επιμηκυνόμενης διατρητικής στήλης καταβιβάζεται στη στάθμη εκτέλεσης της δοκιμής. Στο τελευταίο στέλεχος της στήλης σημειώνονται τρία διαστήματα καθένα μήκους 15 cm και στη συνέχεια προσαρμόζεται σε αυτό η διάταξη που περιέχει τον κριό βάρους 63,5 kg που διανύει σταθερό ύψος πτώσεων 76,0 cm. Κατά σειρά γίνεται μέτρηση του αριθμού κρούσεων για τη διείσδυση στο έδαφος του ακραίου τμήματος 15 cm του δειγματολήπτη - δηλαδή του κατώτερου διαστήματος του τελευταίου στελέχους - ο οποίος τελικά δε λαμβάνεται υπ όψιν λόγω της διατάραξης που θεωρείται ότι έχει υποστεί το αμέσως κάτω από τον πυθμένα της γεώτρησης τμήμα της εδαφικής στρώσης και του συνολικού αριθμού κρούσεων που απαιτούνται για την διείσδυση των υπόλοιπων δύο τμημάτων του δειγματολήπτη

συνολικού μήκους 30 cm που αποτελεί τον αριθμό κρούσεων της δοκιμής στην αντίστοιχη στάθμη εκτέλεσης της δοκιμής.



ΣΧΗΜΑ 1.2 Διαίρετος δειγματολήπτης Terzaghi

Στην περίπτωση πολύ μαλακού εδάφους οπότε η διείσδυση γίνεται με το ίδιο βάρος δειγματολήπτη και διατρητικής στήλης θεωρείται $N=0$, ενώ όταν ο αριθμός κρούσεων φτάσει την τιμή $N=50$ και το αντίστοιχο τμήμα του δειγματολήπτη δεν έχει διεισδύσει πλήρως στο έδαφος (γίνεται μέτρηση του διαστήματος που περισσεύει στο στέλεχος και με αφαίρεση προκύπτει το μήκος του διεισδύσαντος τμήματος μικρότερο από 15 cm) θεωρείται ότι στη συγκεκριμένη στάθμη το έδαφος εμφανίζει άρνηση διείσδυσης με $N>50$ και στους υπολογισμούς τίθεται συντηρητικά $N=50$.

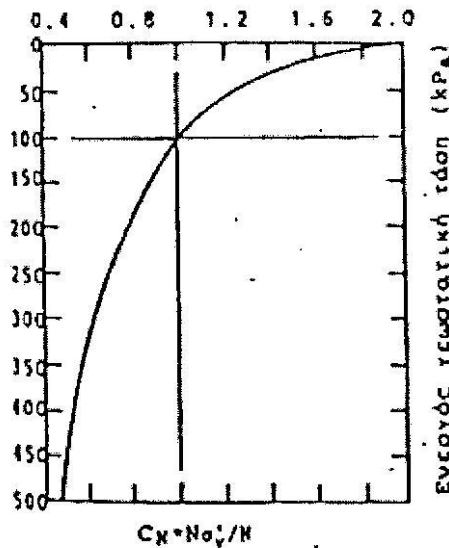
Προκειμένου να εκτιμηθεί η γωνία εσωτερικής τριβής αμμωδών εδαφών μέσω της Τυποποιημένης Δοκιμής Διείσδυσης (SPT) ο μέσος αριθμός κρούσεων διορθώνεται ως εξής:

- *Λόγω Στάθμης Υδροφόρου Οριζοντα:* Η διόρθωση αυτή γίνεται μόνο εφόσον συντρέχουν ταυτόχρονα οι παρακάτω προϋποθέσεις:

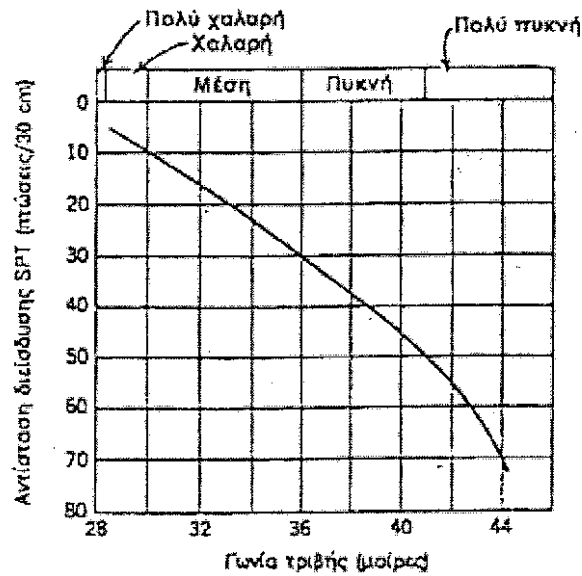
- Εδαφικό όριο από άποψης διαπερατότητας με ποσοστό διερχομένου υλικού από το κόσκινο N^ο 40 (d=0.42 mm) μεγαλύτερο του 50% (λεπτή άμμος ή ιλυώδης άμμος),
- Μετρούμενη τιμή N>15 και
- Η δοκιμή γίνεται κάτω από τη Σ.Υ.Ο.

Η σχέση που παρέχει τη διορθωμένη τιμή είναι $N' = 15 + \frac{1}{2}(N - 15)$ όπου N' η διορθωμένη τιμή λόγω Σ.Υ.Ο. και N η μετρούμενη.

- **Λόγω Πίεσης Υπερκείμενων Γαιών:** Η διόρθωση αυτή γίνεται με σκοπό να εξαλειφθεί η ανομοιούμενη επιρροή της τιμής της πίεσης υπερκείμενων γαιών στην τιμή του αριθμού κρούσεων και αυτή να εξαρτάται αποκλειστικά από την σχετική πυκνότητα D_r της αμμόδους στρώσης. Η σχέση που παρέχει τη διορθωμένη τιμή είναι $N_c = C_N \times N'$ όπου N_c η διορθωμένη τιμή λόγω πίεσης υπερκείμενων γαιών, C_N ο διορθωτικός συντελεστής κατά Peck, Hanson και Thornburn συναρτηθεί της πίεσης των υπερκείμενων γαιών στη στάθμη της δοκιμής όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 1.3** και N' η διορθωμένη τιμή λόγω Σ.Υ.Ο. Από τον μέσο όρο των διορθωμένων τιμών N_c προκύπτει όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 1.4** η εσωτερική γωνία τριβής φ κατά Peck-Hanson-Thornburn.



ΣΧΗΜΑ 1.3 Διορθωτικός συντελεστής κατά Peck, Hanson και Thornburn



ΣΧΗΜΑ 1.4 Εσωτερική γωνία τριβής κατά Peck, Hanson και Thornburn

Για τον προσδιορισμό της εσωτερικής γωνίας τριβής ϕ συναρτήσει της μέσης τιμής N_c εφαρμόζονται και οι παρακάτω εμπειρικές σχέσεις:

- Κατά OSAKI: $\phi = \sqrt{20N_c} + 15$ και
- Κατά DUNHAM: $\phi = \sqrt{12N_c} + 25$ (άνω οριακή τιμή).

Το μέτρο ελαστικότητας E_s των αμμωδών εδαφών και έμμεσα το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης $E_s = D = \frac{E_s(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$ (όπου ν ο λόγος του Poisson) λόγω της γνωστής αδυναμίας λήψης πρακτικά αδιατάρακτου δείγματος συσχετίζεται με τον αριθμό κρούσεων N .

Κατά Παπαδόπουλο και Αναγνωστόπουλο $E_s = C_1 + C_2 \times N$ (**ΠΙΝΑΚΑΣ 1.1**).

ΤΥΠΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ	C_1	C_2
Άμμος	7500	800
Ιλυώδης άμμος	2600	690
Αμμώδης ιλύς	3200	490

ΠΙΝΑΚΑΣ 1.1 Εκτίμηση συντελεστών C_1 και C_2 κατά Παπαδόπουλο και Αναγνωστόπουλο

Κατά Τάσσιο και Αναγνωστόπουλο $E_s = \alpha + C \times N$ με $\alpha=4000$ για $N>15$ και $\alpha=0$ για $N<15$ (**ΠΙΝΑΚΑΣ 1.2**).

ΤΥΠΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ	C
Ιλύς με άμμο	300
Λεπτή άμμος	350
Μέση άμμος	450
Χονδρή άμμος	700
Άμμος με χαλίκια	1000
Χαλίκια με άμμο	1200

ΠΙΝΑΚΑΣ 1.2 Εκτίμηση συντελεστή C κατά Τάσσιο και Αναγνωστόπουλο

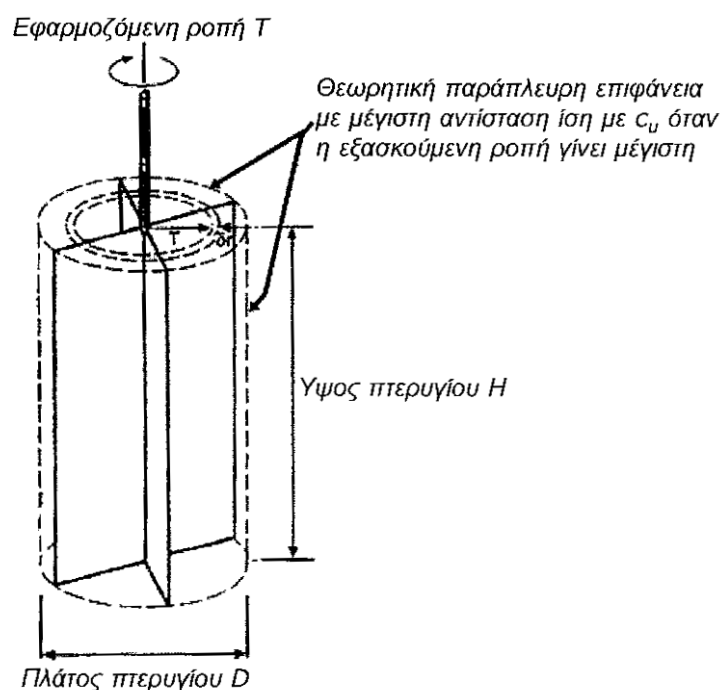
Κατά Webb $E_s = 5 \times (N + 15)$ (tn/ft²).

Για το C_2 έχουν προταθεί τιμές 6 και 15 (και μικρότερες για ιλυώδης άμμους), ενώ για το C_1 οι προτεινόμενες τιμές υπερβαίνουν το 250. Σωστότερη αντιμετώπιση θα ήταν η επί τόπου εκτίμηση των συντελεστών C_1 , C_2 για τον υπόψη εδαφικό σχηματισμό. Η αυξημένη τιμή E_s μιας προφορτισμένης άμμου προκύπτει συνήθως με πολλαπλασιασμό της αντίστοιχης τιμής της απροφόρτιστης άμμου επί OCR.

Θα πρέπει τέλος να αναφερθούν τα εξής σε σχέση με τις εμπειρικά προσδιοριζόμενες τιμές E_s συναρτήσει του αριθμού κρούσεων N_{SPT} .

- Το μέτρο ελαστικότητας σε προφορτισμένες άμμους είναι αισθητά μεγαλύτερο από το αντίστοιχο της απροφόρτιστης άμμου αλλά η διαφορά είναι πολύ μεγαλύτερη στο μέτρο ελαστικότητας κατά την οριζόντια διεύθυνση (E_h), (το οποίο προκύπτει από συσχέτιση με αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών σε γεωτρήσεις) από όση είναι στο μέτρο ελαστικότητας κατά την κατακόρυφη διεύθυνση (E_v), το οποίο υπεισέρχεται στους υπολογισμούς καθιζήσεων.
- Σε περίπτωση εκσκαφής προστερεοποιημένης άμμου η αποτόνωση λόγω αφαιρέσεως υπερκείμενων γαιών έχει σαν συνέπεια χαλαρότερη διάταξη του κοκκώδους σχηματισμού, άρα μικρότερο E_s .
- Ενώ είναι σχετικά δύσκολη η πιστοποίηση του λόγου προφορτίσεως (OCR) αμμώδους σχηματισμού, η διαπίστωση της συγκόλλησης των κόκκων είναι αρκετά ευκολότερη (και η συγκόλληση συνεπάγεται επίσης αύξηση του E_s) κυρίως αν στα δείγματα ανασύρονται φακοί (συσσωματώματα) άμμου.

1.3 ΕΠΙ ΤΟΠΟΥ ΔΟΚΙΜΗ ΠΤΕΡΥΓΙΟΥ (FVT)



ΣΧΗΜΑ 1.5 Διάταξη Δοκιμής Πτερυγίου

Η επί τόπου δοκιμή πτερυγίου εκτελείται και αυτή (όπως και η δοκιμή SPT) στο εσωτερικό των γεωτρήσεων και αποσκοπεί στον προσδιορισμό της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής κυρίως μαλακών αργιλικών στρώσεων χωρίς να παρεμβληθεί δειγματοληψία. Το πτερύγιο αποτελείται από δύο κάθετα διασταυρούμενες ορθογωνικές λεπίδες με λόγο ύψους προς πλάτος $H/B = 2$. Στην κορυφή του το σύστημα φέρει στέλεχος επιμηκυνόμενο μέχρι την κεφαλή της γεώτρησης, έτσι ώστε να μπορεί να γίνει η δοκιμή σε οποιοδήποτε βάθος. Στην κορυφή του στελέχους προσαρμόζεται κατάλληλη διάταξη μέσω της οποίας επιβάλλεται στρεπτική ροπή μετά τη βύθιση των λεπίδων στην αργιλική στρώση και στο επιθυμητό βάθος. Η επιβαλλόμενη ροπή αυξάνεται σταδιακά μέχρις ότου η άργιλος αστοχεί υπό αστράγγιστες συνθήκες σε διάτμηση, οπότε η ροπή λαμβάνει τη μέγιστη τιμή της. Η εξάντληση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής επέρχεται τόσο στην παράπλευρη επιφάνεια του διαμορφούμενου δια της περιστροφής κυλίνδρου όσο και στις βάσεις του.

Η επί τόπου αστράγγιστη διατμητική αντοχή c_u υπολογίζεται με τις παρακάτω παραδοχές:

- Ταχύτητα περιστροφική (6° έως 12° / λεπτό) αρκετά μεγάλη ώστε να μην προλαβαίνει να συντελεστεί στράγγιση.
- Ομογενές και ισότροπο έδαφος
- Ομοιόμορφη κατανομή διατμητικών τάσεων στις δύο βάσεις της διαμορφούμενης με την περιστροφική επιφάνεια.
- Κυλινδρική παράπλευρη επιφάνεια διαμέτρου D ίσης με το πλάτος των λεπίδων B
- Όχι προοδευτική αστοχία.

Όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 1.5** έχουμε:

Μέγιστη ροπή:

$$T = \frac{\pi D^2 H C_u}{2} + 2 \int_0^{D/2} 2\pi r \delta_{rr} r C_u = \frac{\pi D^2 H C_u}{2} + \left[\frac{4\pi r^3}{3} C_u \right]_0^{D/2} = \frac{\pi D^2 H}{2} \left[1 + \frac{1}{3} \frac{D}{H} \right] C_u = k C_u$$

Όπου

$$k = \pi \left[\frac{D^2 H}{2} + \frac{D^3}{6} \right]$$

Επειδή ισχύει πάντοτε H=2D έχουμε

$$k = \pi \left[D^3 + \frac{D^3}{6} \right] = 3,665 D^3$$

$$C_u = \frac{N \times C}{k}$$

Στον **ΠΙΝΑΚΑ 1.3** παρουσιάζονται οι γεωμετρικές διαστάσεις των συνήθων πτερυγίων καθώς και το φάσμα αντοχών C_u των αργίλων, στις οποίες προσιδιάζει η εφαρμογή κάθε τύπου πτερυγίου.

ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΡΓΙΛΟΥ (kPa)	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΠΤΕΡΥΓΙΟΥ	
	Ύψος (mm)	Πλάτος (mm)
<50	150	75
50÷75	100	50
>75	Η δοκιμή πτερυγίου ακατάλληλη	

ΠΙΝΑΚΑΣ 1.3

Πρακτικά η μέγιστη ροπή M προσδιορίζεται από τον αριθμό των υποδιαίρέσεων του οργάνου N κατά την ανάπτυξη της μέγιστης ροπής και τη ροπή C που αντιστοιχεί σε κάθε υποδιαίρεση σύμφωνα με τη βαθμονόμηση του οργάνου ($T=M_{\max}=C \times N$). Επομένως, η επί τόπου αστράγγιστη αντοχή προσδιορίζεται τελικά από τη σχέση $c_u = \frac{N \times C}{K}$ στην οποία ο λόγος C/K σύμφωνα με τη βαθμονόμηση του κάθε πτερυγίου προκύπτει από τον **ΠΙΝΑΚΑ 1.4**:

ΠΤΕΡΥΓΙΟ	ΣΤΑΘΕΡΑ C/K
50×100	$11,646 \times 10^{-4} \text{ kg/cm}^2$
75×150	$3,463 \times 10^{-4} \text{ kg/cm}^2$
100×200	$1,457 \times 10^{-4} \text{ kg/cm}^2$

ΠΙΝΑΚΑΣ 1.4

Εναλλακτικά η αστράγγιστη αντοχή C_u προσδιορίζεται με βάση τη μέγιστη ροπή $T (=M_{\max})$ απευθείας από τη σχέση:

$$C_u^{(kPa)} = \frac{T(N \times m)}{K^8}$$

όπου:

$$K^8 = \pi/10^6 \times (D^2 H/2) \times (1+D/3H) \quad \text{με διαστάσεις πτερυγίου } D, H \text{ σε cm.}$$

$$\text{Επειδή } H = 20 \text{ έπεται ότι } K^* = 366 \times 10^{-8} \text{ (D σε cm)}$$

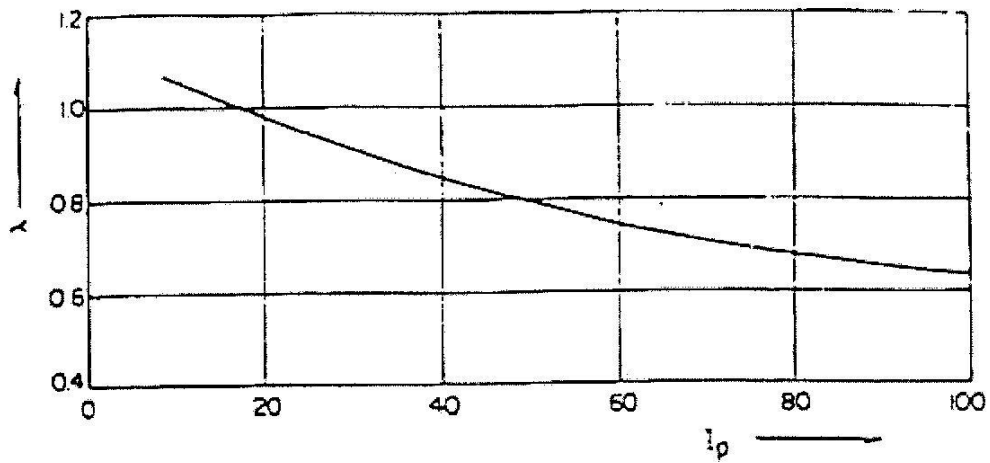
Οι κυριότερες μορφές σφαλμάτων στην εκτίμηση της C_u είναι η κακή βαθμονόμηση του οργάνου κατά τον προσδιορισμό του αριθμού υποδιαιρέσεων N που αντιστοιχεί στη μέγιστη στρεπτική ροπή M_{max} , η διαφορετική από την προκαθορισμένη ταχύτητα περιστροφής και τα ελαττωματικά πτερύγια. Εξάλλου, η παρουσία αμμοΐλυδων ενστροφών στην άργιλο λόγω του φαινομένου της διασταλτικότητας έχει σαν συνέπεια εξαιρετικά αυξημένες τιμές της μέγιστης στρεπτικής ροπής (μη αντιπροσωπευτικές της τιμής C_u) και πιθανή στρέβλωση του πτερυγίου.

Αντίθετα, η δοκιμή είναι ιδανική για την περίπτωση "ευαίσθητων" (sensitive) αργίλων στις οποίες η αναζυμωμένη (remolded) αστράγγιστη αντοχή C_u^{rem} είναι αισθητά μικρότερη από την τιμή C_u της αργίλου με την κανονική δομή.

Για τον προσδιορισμό της αναζυμωμένης αστράγγιστης αντοχής C_u^{rem} , μετά την πρώτη αστοχία (στην τιμή $T = M_{max}$) το πτερύγιο περιστρέφεται κατά ορισμένους πλήρεις κύκλους με αποτέλεσμα να αναζυμωθεί πλήρως το αργιλικό έδαφος και από τις παραπάνω σχέσεις η αναζυμωμένη αστράγγιστη αντοχή C_u^{rem} της αργίλου. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι οι τιμές C_u αρχικής αστοχίας που προέκυψαν από εκτέλεση δοκιμών FVT συγκρίθηκαν με αποτελέσματα 'αντίστροφων αναλύσεων' (back analyses) πραγματικών αστοχιών σε μαλακές αργίλους της Σκανδιναβίας φορτιζόμενες με επιχώματα (όπου η πραγματική C_u αρχικής αστοχίας προέκυψε από τη γνωστή μεθοδολογία των κύκλων ολίσθησης με παραδοχή $F=1$, άρα $\Sigma M_{ανα} = \Sigma M_{ευστ}$) και προέκυψαν αποκλίσεις, οι οποίες ήταν τόσο εντονότερες όσο περισσότερο πλάσιμη ήταν η άργιλος (δηλαδή μεγαλύτερες τιμές LL, PL). Έτσι ο Bjerrum εισηγήθηκε την εισαγωγή διορθωτικού συντελεστή λ ώστε να προσαρμοσθεί η μετρούμενη τιμή $C_{u(FVT)}$ στην πραγματικά αναμενόμενη τιμή C_u της αρχικής αστοχίας κατά τη σχέση:

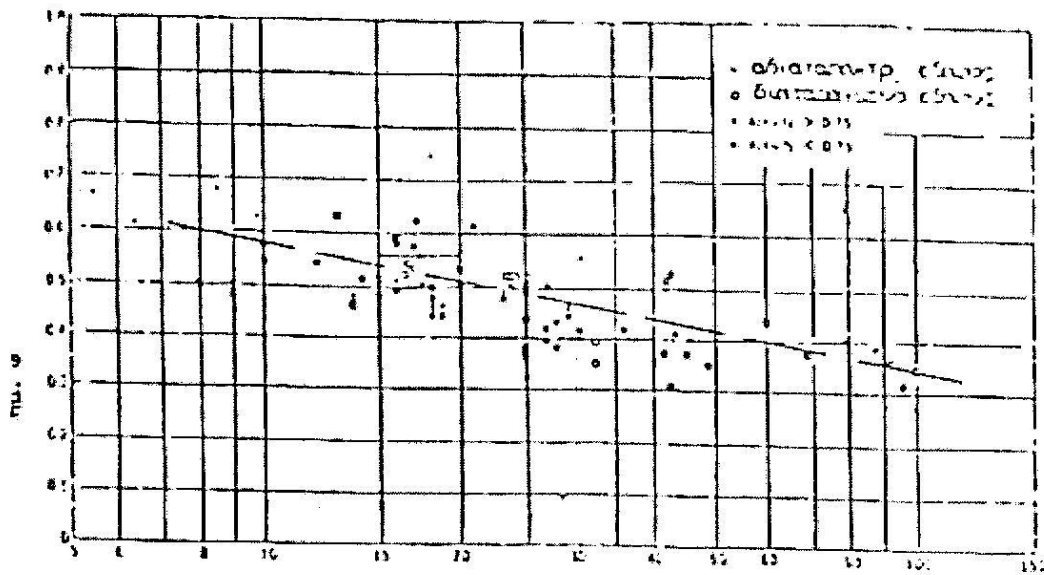
$$C_u^{\text{διορθ}} = \lambda \times C_{u(FVT)}^{\text{μετρ}}$$

Στο **ΣΧΗΜΑ 1.6** εμφανίζεται η καμπύλη συσχέτισης του διορθωτικού συντελεστή λ με τον δείκτη πλασιμότητας PI κατά Bjerrum.

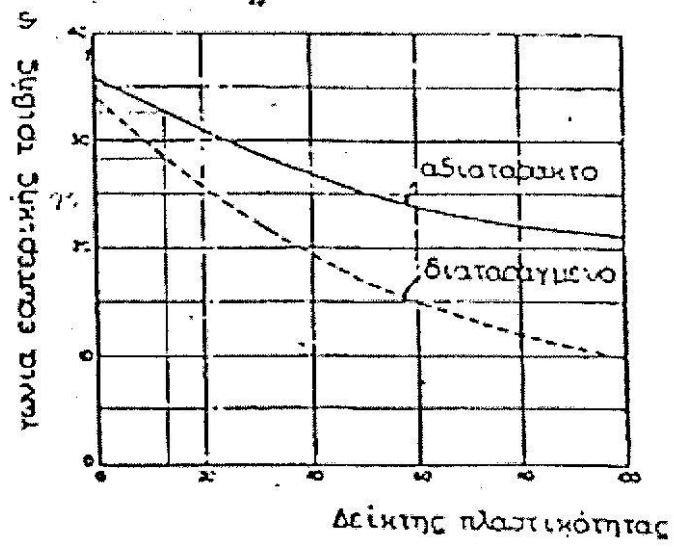


ΣΧΗΜΑ 1.6 Διορθωτικός συντελεστής ασφράγγιστης διατμητικής αντοχής κατά Bjerrum

1.4 ΕΜΠΕΙΡΙΚΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ



ΣΧΗΜΑ 1.7 Γωνία εσωτερικής τριβής κανονικά στερεοποιημένων αργίλων συναρτήσει του δείκτη πλαστιμότητας κατά Kenney



ΣΧΗΜΑ 1.8 Γωνία εσωτερικής τριβής αργίλου συναρτήσει του δείκτη πλαστικότητας κατά Bjerrum και Simmons

2. ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΕΥΚΑΜΠΤΩΝ ΚΥΚΛΙΚΩΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ

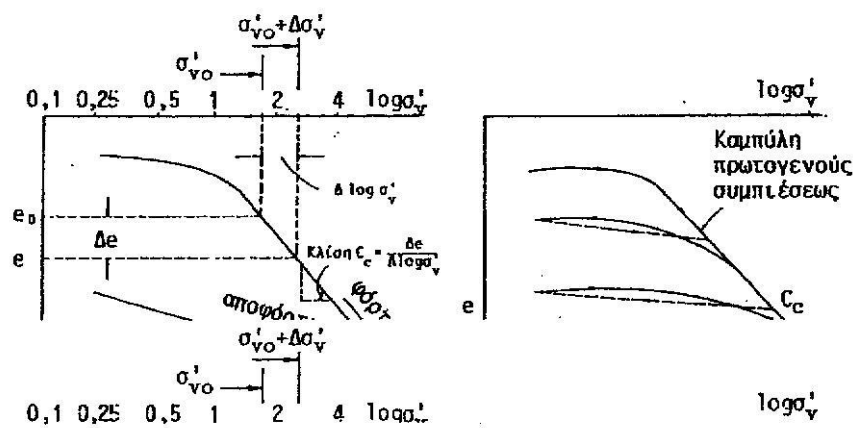
2.1. Η ΕΝΝΟΙΑ ΤΗΣ ΚΑΘΙΖΗΣΗΣ

Με τον όρο *καθίζηση* εννοούμε την κατακόρυφη παραμόρφωση που πραγματοποιείται σε ένα εδαφικό στρώμα λόγω της επιβολής μιας φορτίσεως. Έτσι το πρόβλημα των καθιζήσεων αφορά στην εκτίμηση των κατακόρυφων παραμορφώσεων από τις προβλεπόμενες φορτίσεις και σχετίζεται άμεσα με την συμπιεστότητα του υπεδάφους.

2.2. ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΕΥΚΑΜΠΤΩΝ ΚΥΚΛΙΚΩΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ ΣΕ ΣΥΝΕΚΤΙΚΑ ΥΛΙΚΑ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΤΟΥ ΣΥΜΠΙΕΣΟΜΕΤΡΟΥ ΚΑΤΑ ΤΕΡΖΑΓΗ

Η μέθοδος αυτή αρχικά προτάθηκε για την εκτίμηση της καθίζησης ενός λεπτού στρώματος κορεσμένης αργίλου. Χρησιμοποιείται όμως και για περιπτώσεις αργιλικών στρωμάτων μεγάλου πάχους, τα οποία όμως χωρίζουμε σε περισσότερα λεπτά στρώματα μικρότερου πάχους.

Κατά Terzaghi η καθίζηση με παραμέτρους που λήφθηκαν υπό συνθήκες της δοκιμής συμπίεσομέτρου θεωρείται ίση με την ολική καθίζηση.



ΣΧΗΜΑ 2.1 Δείκτες συμπιεστότητας c_c , c_r

Για τις κανονικά φορτισμένες αργίλους NC η καθίζηση S_{odi} λόγω στερεοποίησης που οφείλεται στην επιβολή του μόνιμου εξωτερικού φορτίου δίνεται από τη σχέση:

$$S_{odi} = c_c \times h_i / (1 + e_{oi}) \times \log \left(\frac{\sigma'_{voi} + \Delta\sigma_{zi}}{\sigma'_{voi}} \right)$$

Όπου:

- c_c : Δείκτης συμπίεστότητας της αργίλου που προκύπτει από δοκιμές στερεοποίησης και εκφράζει την κλίση της καμπύλης φόρτισης της δοκιμής συμπίεσομέτρου όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 2.1**,
- h_i : Το πάχος της στρώσεως i της αργίλου,
- e_{oi} : Αρχικός δείκτης πόρων της στρώσεως i της αργίλου,
- σ'_{voi} : Ενεργός γεωστατική τάση στο μέσο της στρώσεως i της αργίλου και
- $\Delta\sigma_{zi}$: Πρόσθετη κατακόρυφα κατανεμημένη τάση λόγω εξωτερικού φορτίου στο μέσο της στρώσεως i της αργίλου, η οποία υπολογίζεται είτε από το νομογράφημα του Fadum (**ΣΧΗΜΑ 2.2**) για ομοιόμορφα φορτισμένη ορθογωνική επιφάνεια είτε από το νομογράφημα του Osterberg (**ΣΧΗΜΑ 2.3**) για απειρομήκη λωριδωτή τραπεζοειδή φόρτιση.

Για τις προφορτισμένες αργίλους OC η καθίζηση S_{odi} λόγω στερεοποίησης που οφείλεται στην επιβολή του μόνιμου εξωτερικού φορτίου δίνεται από τις σχέσεις:

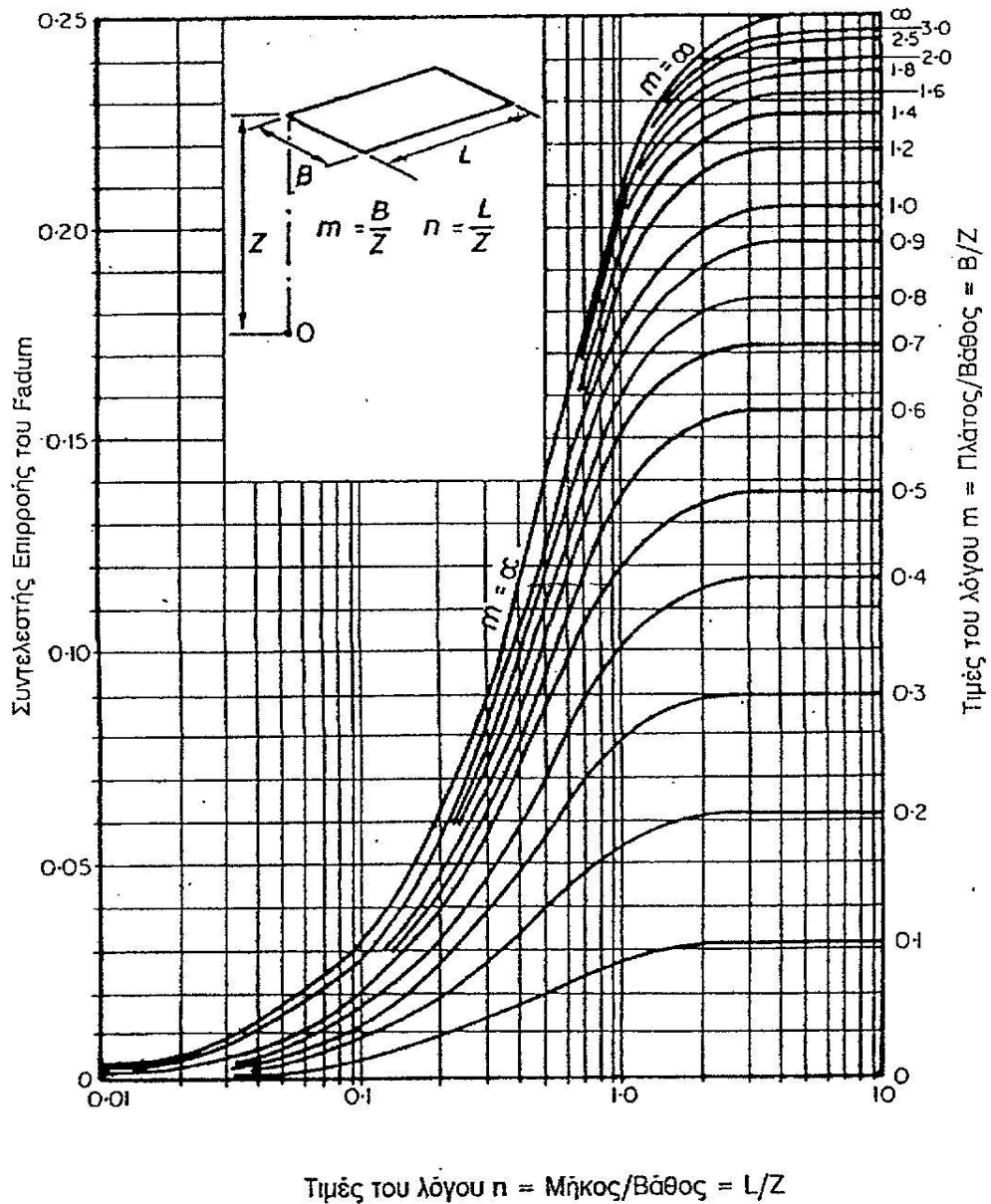
$$S_{odi} = c_r \times \frac{h_i}{1+e_{oi}} \times \log \left(\frac{\sigma'_{voi} + \Delta\sigma_{zi}}{\sigma'_{voi}} \right) \text{ (για } \Delta\sigma_{zi} < \Delta\sigma'_{pi} \text{) και}$$

$$S_{odi} = c_r \times \frac{h_i}{1+e_{oi}} \times \log \left(\frac{\sigma'_{voi} + \Delta\sigma'_{pi}}{\sigma'_{voi}} \right) + c_c \times \frac{h_i}{1+e_{oi}} \times \log \left(\frac{\sigma'_{voi} + \Delta\sigma_{zi}}{\sigma'_{voi} + \Delta\sigma'_{pi}} \right) \text{ (για } \Delta\sigma_{zi} > \Delta\sigma'_{pi} \text{)}$$

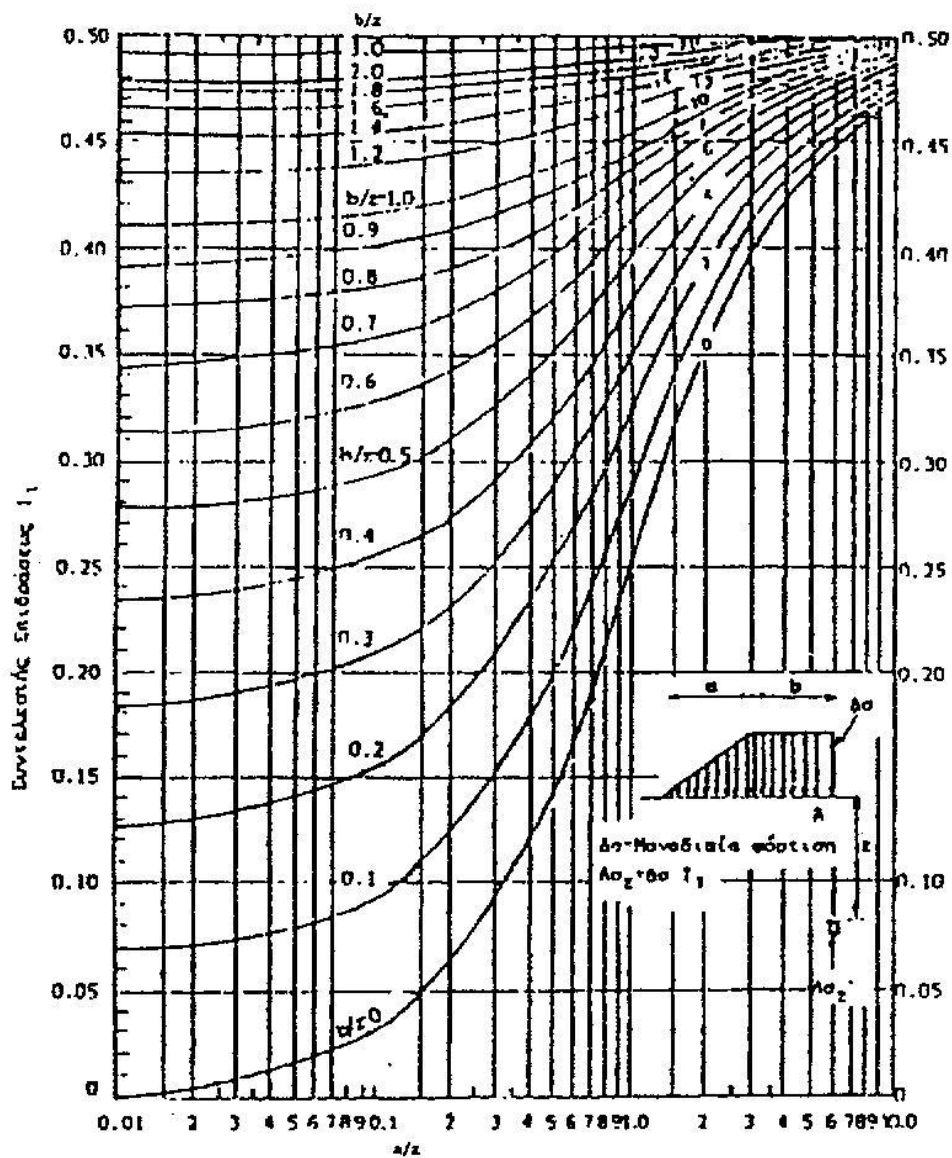
Όπου:

- c_r : Δείκτης συμπίεστότητας της αργίλου που προκύπτει από δοκιμές στερεοποίησης και εκφράζει την κλίση της καμπύλης επαναφόρτισης της δοκιμής συμπίεσομέτρου όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 2.1**,
- h_i : Το πάχος της στρώσεως i της αργίλου,
- e_{oi} : Αρχικός δείκτης πόρων της στρώσεως i της αργίλου,
- σ'_{voi} : Ενεργός γεωστατική τάση στο μέσο της στρώσεως i της αργίλου,
- $\Delta\sigma_{zi}$: Πρόσθετη κατακόρυφα κατανεμημένη τάση λόγω εξωτερικού φορτίου στο μέσο της στρώσεως i της αργίλου, η οποία υπολογίζεται είτε από το νομογράφημα του Fadum (**ΣΧΗΜΑ 2.2**) για ομοιόμορφα φορτισμένη ορθογωνική επιφάνεια είτε από το νομογράφημα του Osterberg (**ΣΧΗΜΑ 2.3**) για απειρομήκη λωριδωτή τραπεζοειδή φόρτιση και

- Δσ_{ρι} : Πρόσθετη κατακόρυφα κατανεμημένη τάση λόγω προφόρτισης στο μέσο της στρώσης i της αργίλου.



ΣΧΗΜΑ 2.2 Νομογράφημα του Fadum για τον προσδιορισμό της πρόσθετης τάσης κάτω από γωνιακό σημείο ομοιόμορφα φορτισμένης ορθογωνικής επιφάνειας



ΣΧΗΜΑ 2.3 Νομογράφημα του Osterberg για τον προσδιορισμό της πρόσθετης τάσης κάτω από σημεία επιχώματος τραπεζοειδούς διατομής

2.3. ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΕΥΚΑΜΠΤΩΝ ΚΥΚΛΙΚΩΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ ΣΕ ΜΗ ΣΥΝΕΚΤΙΚΑ ΥΛΙΚΑ ΜΕ ΤΥΠΟΥΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΜΟΡΦΗΣ

2.3.1 ΜΕΘΟΔΟΣ ΜΙΛΟΝΙΣ

Ο Milonic προτείνει τον υπολογισμό της καθίζησης κάτω από διάφορα σημεία της επιφάνειας φόρτισης συναρτήσει της απόστασης αυτών r από το κέντρο της. Η καθίζηση αυτή ρ για κυκλική επιφάνεια ακτίνας R υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\rho = \Delta q \times \frac{2}{E} \times R \times I_p$$

Όπου:

- Δq :Ομοιόμορφα κατανεμημένη τάση μετά την επιβολή του μόνιμου εξωτερικού φορτίου,
- E :Μέτρο ελαστικότητας της εδαφικής στρώσης,
- I_p :Συντελεστής που εξαρτάται από τις τιμές των λόγων r/R και H/R και τον λόγο του Poisson ν του εδάφους και προσδιορίζεται σύμφωνα με τον **ΠΙΝΑΚΑ 2.1** και
- H :Το πάχος της εδαφικής στρώσης.

		r/R					
ν	H/R	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
0,15	1	0,464	0,458	0,441	0,408	0,348	0,208
	2	0,684	0,674	0,645	0,593	0,509	0,348
	4	0,811	0,800	0,768	0,710	0,619	0,463
	6	0,839	0,827	0,794	0,736	0,646	0,501
0,30	1	0,397	0,392	0,379	0,351	0,301	0,173
	2	0,613	0,604	0,578	0,531	0,456	0,305
	4	0,740	0,732	0,703	0,651	0,568	0,420
	6	0,770	0,762	0,733	0,681	0,597	0,458
0,45	1	0,278	0,276	0,267	0,250	0,213	0,109
	2	0,489	0,482	0,461	0,422	0,361	0,229
	4	0,612	0,608	0,585	0,541	0,472	0,340
	6	0,637	0,635	0,612	0,568	0,499	0,374

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.1 Συντελεστής I_p

Κατά τα προηγούμενα υπολογίζεται η καθίζηση μη συνεκτικής εδαφικής στρώσης στην οποία εδράζεται η κυκλική επιφάνεια. Στην περίπτωση όμως που η μη συνεκτική εδαφική στρώση βρίσκεται κάτω από αυτήν στην οποία εδράζεται η κυκλική επιφάνεια τότε εφαρμόζεται η αρχή της επαλληλίας.

2.3.2 ΜΕΘΟΔΟΣ AHLVIN & ULERY

Οι Ahlvin και Ulerg προτείνουν τον υπολογισμό της καθίζησης κάτω από διάφορα σημεία της επιφάνειας φόρτισης συναρτήσει της απόστασης αυτών r από το κέντρο της και του βάθους τους z από την ελεύθερη επιφάνεια. Η καθίζηση αυτή ρ για

κυκλική επιφάνεια ακτίνας a και στρώμα απείρου βάθους υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\rho = p \times \frac{1 + \nu}{E} \times a \times \left[\frac{z}{a} \times A + (1 - \nu) \times H \right]$$

Όπου:

- ν :Λόγος του Poisson της εδαφικής στρώσης,
- E :Μέτρο ελαστικότητας της εδαφικής στρώσης,
- A :Συντελεστής που εξαρτάται από τις τιμές των λόγων r/a και z/a και προσδιορίζεται σύμφωνα με τον **ΠΙΝΑΚΑ 2.2** και
- H :Συντελεστής που εξαρτάται από τις τιμές των λόγων r/a και z/a και προσδιορίζεται σύμφωνα με τον **ΠΙΝΑΚΑ 2.3**.

Κατά τα προηγούμενα υπολογίζεται η καθίζηση μη συνεκτικής εδαφικής στρώσης στην οποία εδράζεται η κυκλική επιφάνεια. Στην περίπτωση όμως που η μη συνεκτική εδαφική στρώση βρίσκεται κάτω από αυτήν στην οποία εδράζεται η κυκλική επιφάνεια τότε εφαρμόζεται η αρχή της επαλληλίας.

z/α	r/α															
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.5	2	3	4	5	6	8	10	12
0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	.90050	.89748	.88679	.86126	.78797	.43015	.09645	.02787	.00856	.00211	.00084	.00042	0	0	0	0
0.2	.80388	.79824	.77884	.73483	.63014	.38269	.15433	.05251	.01680	.00419	.00167	.00083	.00048	.00020	0	0
0.3	.71265	.70518	.68316	.62690	.52081	.34375	.17964	.07199	.02440	.00622	.00250	0	0	0	0	0
0.4	.62861	.62015	.59241	.53767	.44329	.31048	.18709	.08593	.03118	0	0	0	0	0	0	0
0.5	.55279	.54403	.51622	.46448	.38390	.28156	.18556	.09499	.03701	.01013	.00407	.00209	.00118	.00053	.00025	.00009
0.6	.48550	.47691	.45078	.40427	.33676	.25588	.17952	.10010	0	0	0	0	0	0	0	0
0.7	.42854	.41874	.39491	.35428	.29833	.21727	.17124	.10228	.04558	0	0	0	0	0	0	0
0.8	.37531	.36832	.34729	.31243	.26581	.21297	.16206	.10236	0	0	0	0	0	0	0	0
0.9	.33104	.32492	.30669	.27707	.23832	.19488	.15253	.10094	0	0	0	0	0	0	0	0
1	.29289	.28763	.27005	.24697	.21468	.17868	.14329	.09849	.05185	.01742	.00761	.00393	.00226	.00097	.00050	.00018
1.2	.23178	.22795	.21662	.19890	.17626	.15101	.12570	.09192	.05260	.01935	.00871	.00459	.00269	.00115	.00073	.00027
1.5	.16795	.16552	.15877	.14804	.13436	.11892	.10296	.08048	.05116	.02142	.01013	.00548	.00325	.00141	.00094	.00036
2	.10557	.10453	.10140	.09647	.09011	.08269	.07471	.06275	.0496	.02221	.01160	.00659	.00399	.00180	.00115	.00043
2.5	.07152	.07098	.06947	.06698	.06373	.05974	.05555	.04880	.03787	.02143	.01221	.00732	.00463	.00214	.0015	.00068
3	.05132	.05101	.04886	.04886	.04707	.04487	.04241	.03839	.03150	.01980	.01220	.00770	.00505	.00242	.00160	.00051
4	.02986	.02976	.02907	.02802	.02632	.02449	.022651	.02490	.02193	.01592	.01109	.00768	.00536	.00282	.00160	.00055
5	.01942	.01938	0	0	0	.01835	0	0	.01573	.01249	.00949	.00708	.00527	.00298	.00179	.00075
6	.01361	0	0	0	0	.01307	0	0	.01168	.00983	.00795	.00628	.00492	.00299	.00188	.00084
7	.01005	0	0	0	0	.00976	0	0	.00894	.00784	.00661	.00548	.00445	.00291	.00193	.00091
8	.00772	0	0	0	0	.00755	0	0	.00703	.00635	.00554	.00472	.00398	.00276	.00189	.00094
9	.00612	0	0	0	0	.00600	0	0	.00566	.00520	.00466	.00409	.00353	.00256	.00184	.00096
10	0	0	0	0	0	0	.00477	0	.00465	.00438	.00397	.00352	.00326	.00241	0	0

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.2 Συντελεστής A

r/α

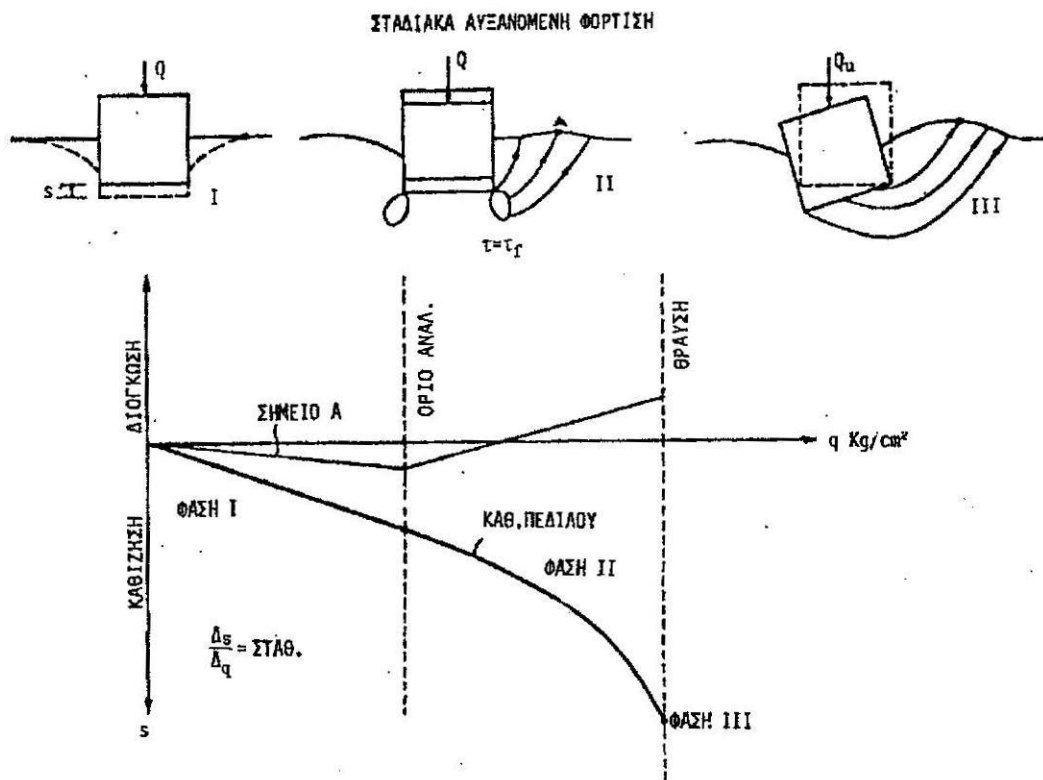
z/α	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.5	2	3	4	5	6	8	10	12	14
0	2.0	1.97978	1.91751	1.80575	1.62553	1.27319	.93676	.71185	.51671	.33815	.25200	.20045	.16826	.12576	.09918	.08346	.07023
0.1	1.80998	1.79018	1.72886	1.61961	1.44711	1.18107	.92670	.70888	.51627	.33794	.25184	.20081	.16688	.12512			
0.2	1.63961	1.62068	1.56242	1.46001	1.30614	1.09996	.90098	.70074	.51382	.33726	.25162	.20072					
0.3	1.48806	1.47044	1.40979	1.32442	1.19210	1.02740	.86726	.68823	.50966	.33638	.25124						
0.4	1.35407	1.33802	1.28963	1.20822	1.09555	.96202	.83042	.67238	.50412								
0.5	1.23607	1.22176	1.17894	1.10830	1.01312	.90298	.79308	.65429	.49728								
0.6	1.13238	1.11998	1.08350	1.02154	.94120	.84917	.76653	.63469									
0.7	1.04131	1.03037	.99794	.91049	.87742	.80030	.72143	.61442	.48061								
0.8	.96125	.95175	.92386	.87928	.82136	.75571	.68809	.59398									
0.9	.89072	.88251	.85856	.82616	.77950	.71495	.65677	.57361									
1	.82843	.85005	.80465	.76809	.72587	.67769	.62701	.55364	.45122	.31877	.24386	.19673	.16516	.12394	.09952	.08292	.07104
1.2	.72410	.71882	.70370	.67937	.64814	.61187	.57329	.51552	.43013	.31162	.24070	.19570	.16369	.12350	.09876	.08270	.07064
1.5	.60555	.60233	.57246	.57633	.55559	.53138	.50496	.46379	.39872	.29945	.23495	.19053	.16199	.12281	.09792	.08196	.07026
2	.47214	.47022	.44512	.45656	.44502	.43202	.41702	.39242	.35054	.27740	.22418	.18618	.15846	.12124	.09700	.08115	.06980
2.5	.38518	.38403	.37608	.37608	.36940	.36155	.35243	.33698	.30913	.25550	.21208	.17898	.15395	.11928	.09558	.08061	.06897
3	.32457	.32403	.32184	.31887	.31464	.30969	.30381	.29364	.27453	.23487	.19977	.17154	.14919	.11694	.09300	.07864	.06848
4	.24620	.24588	.24320	.24168	.23932	.23932	.23668	.23164	.22188	.19908	.17640	.15596	.13864	.11172	.08915	.07675	.06695
5	.19805	.19785				.19455			.18450	.17080	.15575	.14130	.12785	.10585	.08915	.07452	.06522
6	.16554					.16326			.15750	.14868	.13842	.12792	.11778	.10585	.09387	.08197	.07210
7	.14217					.14077			.13699	.13097	.12404	.11620	.10843	.09987	.09387	.08928	.08377
8	.12448					.12352			.12112	.11680	.11176	.10600	.10000	.09558	.09387	.09000	.08620
9	.11079					.10989			.10854	.10548	.10161	.09702	.09234	.08928	.08700	.08407	.08028
10						.09900			.09820	.09510	.09290	.08980	.08300	.07710			

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.3 Συντελεστής Η

3. ΕΛΕΓΧΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΑΒΑΘΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΝ

3.1 Η ΕΝΝΟΙΑ ΤΟΥ ΟΡΙΑΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ (ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ) ΑΒΑΘΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΝ

Όταν η ένταση της φόρτισης που επιβάλλεται στο έδαφος μέσω ενός θεμελίου είναι σημαντική κάτω από το φορτίο αναπτύσσεται μια ζώνη τοπικής αστοχίας, η οποία βαθμιαία επεκτείνεται και τελικά όταν διευρυνθεί πολύ το έδαφος οδηγείται σε γενικευμένη αστοχία με μεγάλες παραμορφώσεις. Στο **ΣΧΗΜΑ 3.1** φαίνεται παραστατικά η παραμόρφωση του εδάφους για μια σταδιακά αυξανόμενη κεντρική φόρτιση πάνω σε μεμονωμένο θεμέλιο έως την θραύση του εδάφους.



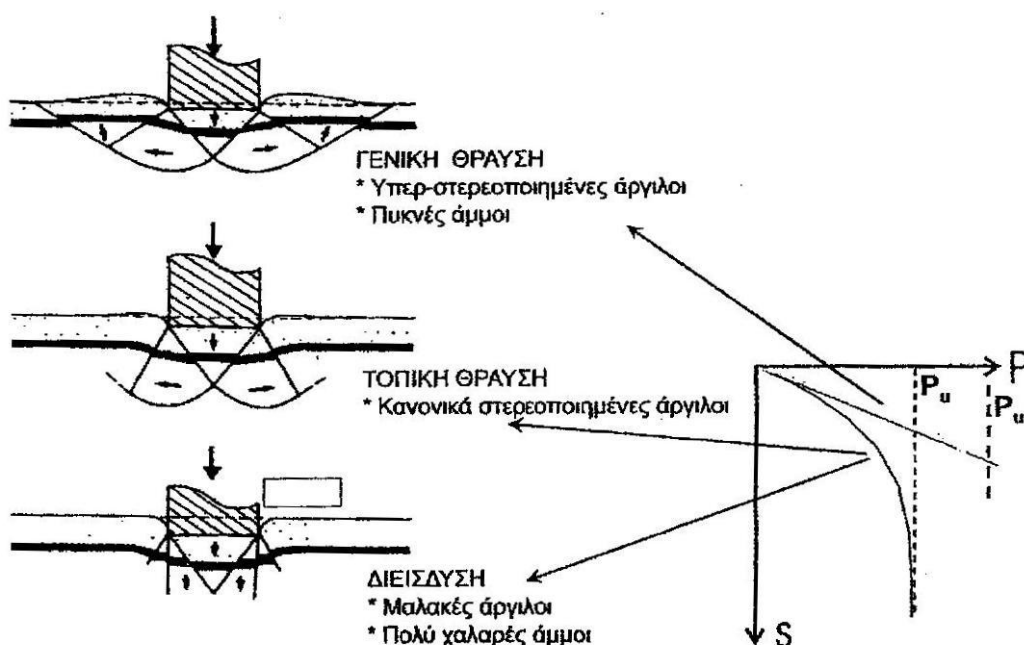
ΣΧΗΜΑ 3.1 Φάσεις καθίζησης θεμελίου

Η παραμόρφωση κατά τη θραύση είναι αθροιστικό αποτέλεσμα δύο αιτιών:

- Της καθίζησης λόγω της συμπίεσότητας του εδάφους και
- Της μετατόπισης του εδάφους (πλευρικά κυρίως) κάτω από το θεμέλιο.

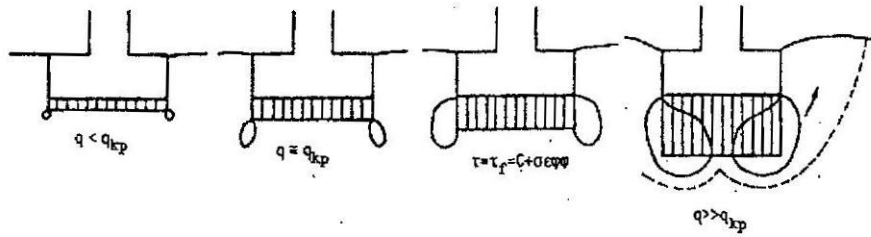
Είναι γνωστό από τη συμπεριφορά των θεμελίων στην πράξη ότι η θραύση τους λαμβάνει χώρα ως διατμητική θραύση με τρεις βασικές μορφές κατά Vesic, οι οποίες ορίζονται σύμφωνα με το **ΣΧΗΜΑ 3.2** ως εξής:

- *Γενική θραύση:* Χαρακτηρίζεται από εκτεταμένη διόγκωση του εδάφους γύρω από το θεμέλιο (π.χ. φόρτιση σε πυκνή άμμο ή σφιχρή άργιλο).
- *Τοπική θραύση:* Χαρακτηρίζεται από μικρή διόγκωση του εδάφους μόνο δίπλα από το θεμέλιο (π.χ. φόρτιση σε κανονικά φορτισμένη άργιλο NC).
- *Διείσδυση:* Χαρακτηρίζεται από διατμητική θραύση μόνο στην περίμετρο του θεμελίου και καθόλου διόγκωση του περιβάλλοντος εδάφους (π.χ. φόρτιση σε πολύ μαλακή άργιλο ή χαλαρή άμμο).



ΣΧΗΜΑ 3.2 Μορφές θραύσης κατά Vesic

Το μέγιστο φορτίο που μπορεί να αναλάβει ένα θεμέλιο πριν αστοχήσει ονομάζεται *φορτίο αστοχίας* ή *οριακό φορτίο* – *φέρουσα ικανότητα* Q_u και η αντίστοιχη πίεση στη βάση του θεμελίου ονομάζεται *πίεση αστοχίας* ή *οριακή πίεση* q_u . Ως οριακό φορτίο ορίζεται το φορτίο για το οποίο το έδαφος κάτω από τα άκρα του θεμελίου αρχίζει να πλαστικοποιείται, δηλαδή αρχίζει η εμφάνιση των πλαστικών ζωνών σύμφωνα με το **ΣΧΗΜΑ 3.3**. Σ' αυτή την κατάσταση το έδαφος μέσα στις πλαστικές ζώνες βρίσκεται σε κατάσταση οριακής πλαστικής ισορροπίας και δεν είναι ικανό να προσφέρει καμία αντίσταση στην αύξηση των διατμητικών τάσεων, δηλαδή το έδαφος συμπεριφέρεται ως ένα ιξώδες υλικό.



- ΕΜΦΑΝΗ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΖΩΝΩΝ ΣΤΑ ΑΚΡΑ ΠΕΔΙΟΥ (ΤΟΠΙΚΕΣ)
- $q > q_{kp}$ ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΖΩΝΕΣ ΚΑΤΑΛΑΜΒΑΝΟΥΣ ΧΩΡΟ ΚΑΤΩ ΤΟΥ ΘΕΜΕΛΙΟΥ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΕΔΑΦΟΥΣ

ΣΧΗΜΑ 3.3 Πλαστικές ζώνες κάτω από φορτιζόμενο θεμέλιο

Οι βασικές θεωρήσεις του προβλήματος υπολογισμού του οριακού φορτίου αβαθούς θεμελίου είναι:

- Ορθογωνικό θεμέλιο διαστάσεων $B \times L$ (όπου $L \geq B$), το οποίο εδράζεται σε βάθος D_f μέσα στο έδαφος και θεωρείται αβαθές για $D_f \leq B$.
- Εδαφική στρωματογραφία ως ομοιογενής ημίχωρος απείρου βάθους με φαινόμενο βάρος γ και χαρακτηριστικά διατμητικής αντοχής c και ϕ , τα οποία προσδιορίστηκαν από ευθύγραμμη περιβάλλουσα Mohr - Coulomb.
- Διάγραμμα τάσεων - παραμορφώσεων του υλικού, το οποίο είναι αυτό των καθαρά πλαστικών υλικών.

Για την λύση του προβλήματος γίνονται οι ακόλουθες απλοποιητικές παραδοχές:

- Η διατμητική αντοχή του υπερκείμενου της βάσης του θεμελίου εδάφους θεωρείται αμελητέα.
- Τριβές μεταξύ υπερκείμενου εδάφους και θεμελίου θεωρούνται αμελητέες.
- Το θεμέλιο θεωρείται απείρου μήκους (πρακτικά $L \gg B$).

3.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΑΒΑΘΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΝ ΥΠΟ ΚΕΝΤΡΙΚΗ ΚΑΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΦΟΡΤΙΣΗ ΚΑΤΑ DIN4017 (ΦΥΛΛΟ 1)

Η μέθοδος υπολογισμού της τάσης θραύσης υπό κεντρική και κατακόρυφη φόρτιση των θεμελίων κατά τους Γερμανικούς Κανονισμούς DIN 4017 (Φύλλο 1) είναι από τις πλέον διαδεδομένες στην πράξη.

Κατά τον κανονισμό DIN 4017 (Φύλλο 1) στην ειδική περίπτωση κεντρικής και κατακόρυφης φόρτισης ορθογωνικού θεμελίου διαστάσεων $a \times b$ (όπου $b \leq a$) η

ϕ	N_c	N_d	N_b
0°	5	1	0
5°	6,5	1,5	0
10°	8,5	2,5	0,5
15°	11	4	1
20°	15	6,5	2
22,5°	17,5	8	3
25°	20,5	10,5	4,5
27,5°	25	14	7
30°	30	18	10
32,5°	37	25	15
35°	46	33	23
37,5°	58	46	34
40°	75	64	53

ΠΙΝΑΚΑΣ 3.1 Συντελεστές φέρουσας ικανότητας κατά DIN 4017 (Φύλλο 1)

ΜΟΡΦΗ ΘΕΜΕΛΙΟΥ	$v_c (\phi \neq 0)$	$v_c (\phi = 0)$	v_d	v_b
Λωρίδα	1	1	1	1
Ορθογώνιο	$\frac{v_d \times N_d - 1}{N_d - 1}$	$1 + 0,2 \frac{b}{a}$	$1 + \frac{b}{a} \times \sin \phi$	$1 - 0,3 \frac{b}{a}$
Τετράγωνο ή κύκλος	$\frac{v_d \times N_d - 1}{N_d - 1}$	1,2	$1 + \sin \phi$	0,7

ΠΙΝΑΚΑΣ 3.2 Συντελεστές μορφής κατά DIN 4017 (Φύλλο 1)

3.3 ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ ΚΑΙ ΚΛΙΣΗ ΣΤΗ ΦΟΡΤΙΣΗ ΑΒΑΘΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΝ

Ανάλογα με το είδος των φορτίων που μεταφέρονται από την ανωδομή στη βάση ενός θεμελίου η φόρτιση αυτού χαρακτηρίζεται σύμφωνα με τον **ΠΙΝΑΚΑ 3.3**:

ΦΟΡΤΙΣΗ	V	H	M
Ορθή	V≠0	H=0	M=0
Λοξή	V≠0	H≠0	M=0
Έκκεντρη	V≠0	H=0	M≠0
Έκκεντρη και λοξή	V≠0	H≠0	M≠0

ΠΙΝΑΚΑΣ 3.3 Είδη φόρτισης θεμελίου

Στην περίπτωση έκκεντρης φόρτισης σύμφωνα με το **ΣΧΗΜΑ 3.5** η εκκεντρότητα e υπολογίζεται από τη σχέση:

$$e = M/V$$

Όπου:

- M: Η συνισταμένη ροπή στη στάθμη της βάσης του θεμελίου και
- V: Η συνισταμένη κατακόρυφη δύναμη στη βάση του θεμελίου.



ΣΧΗΜΑ 3.5 Ισοδύναμες δράσεις στη βάση ενός θεμελίου

Για την κατανομή των τάσεων στη βάση ενός ορθογωνικού θεμελίου διαστάσεων $B \times L$ υπό έκκεντρη φόρτιση ισχύουν τα ακόλουθα:

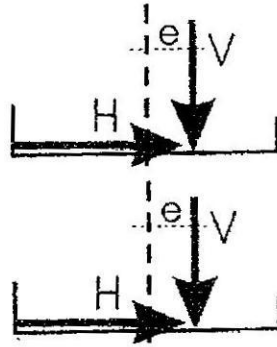
- Η μέση τάση στη βάση του είναι:

$$\sigma = V/B \times L$$

- Με την παραδοχή γραμμικής κατανομής των τάσεων και για μικρή εκκεντρότητα (δηλαδή $0 \leq e \leq B/6$) οι τάσεις στη βάση του έχουν τραπεζοειδή μορφή σύμφωνα με το **ΣΧΗΜΑ 3.6** με ακραίες τιμές:

$$\sigma_{max} = \sigma \times (1 + 6 \times e/B),$$

$$\sigma_{min} = \sigma \times (1 - 6 \times e/B) \geq 0.$$



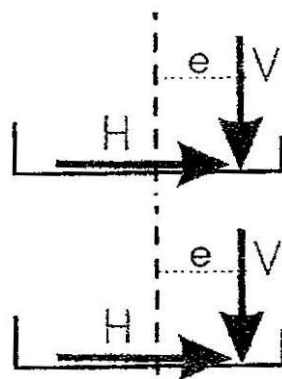
ΣΧΗΜΑ 3.6 Έκκεντρη φόρτιση θεμελίου με μικρή εκκεντρότητα

- Με την παραδοχή γραμμικής κατανομής των τάσεων και για *μεγάλη εκκεντρότητα* (δηλαδή $B/6 \leq e \leq B/2$) οι τάσεις στη βάση του έχουν τριγωνική μορφή σύμφωνα με το **ΣΧΗΜΑ 3.7** με ακραία τιμή:

$$\sigma_{max} = 2 \times \sigma \times B'/B'$$

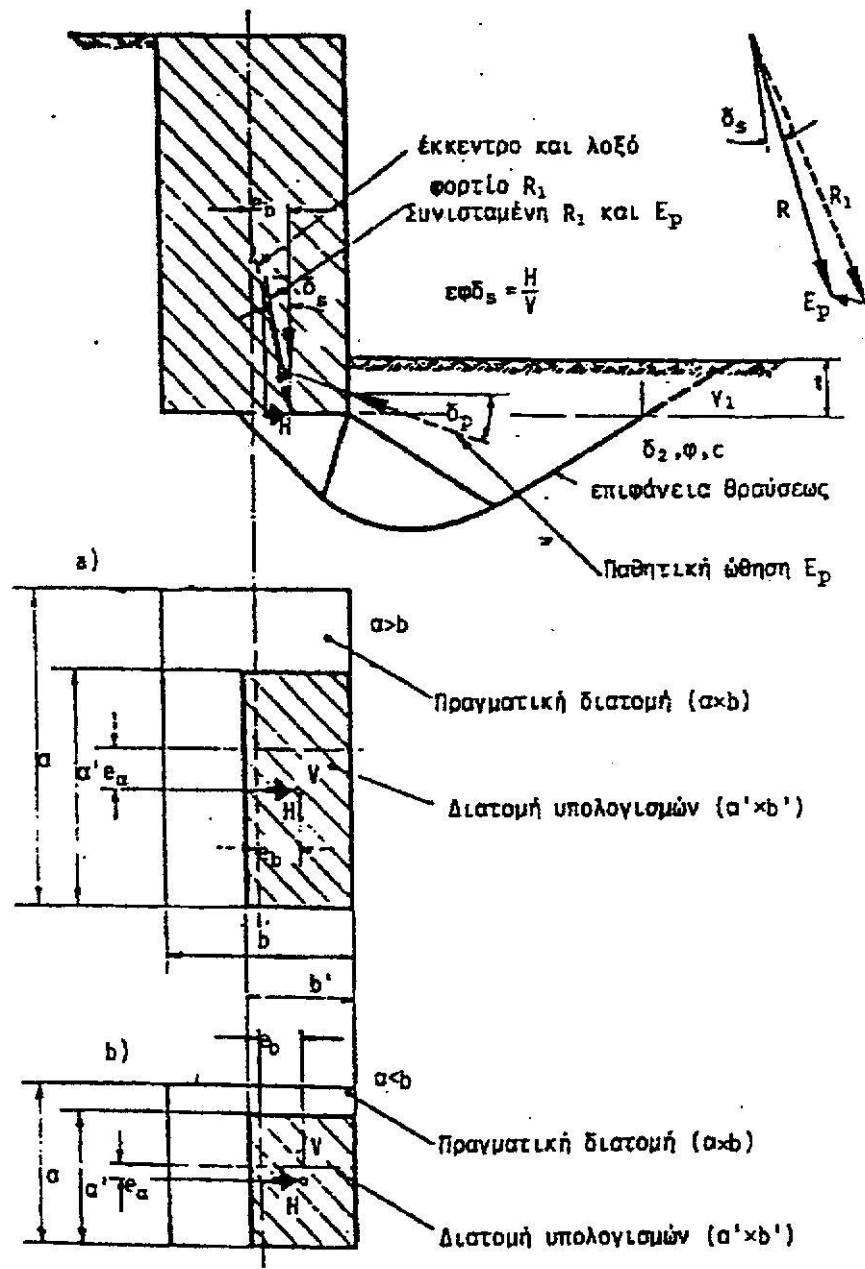
Όπου $B' < B$ το μήκος στο οποίο εκτείνεται το τριγωνικό διάγραμμα και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$B' = 3 \times (B/2 - e).$$



ΣΧΗΜΑ 3.7 Έκκεντρη φόρτιση θεμελίου με μεγάλη εκκεντρότητα

3.4 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΑΒΑΘΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΝ ΥΠΟ ΕΚΚΕΝΤΡΗ ΚΑΙ ΛΟΞΟ ΦΟΡΤΙΣΗ ΚΑΤΑ DIN4017 (ΦΥΛΛΟ 2)



ΣΧΗΜΑ 3.8 Μηχανισμός θραύσης και βασικές παραδοχές κατά DIN4017 (Φύλλο 2) για έκκεντρο και λοξό φορτίο προς τη μικρότερη πλευρά b

Παραδοχή: Το έδαφος θεμελίωσης είναι ομοιογενές.

Κατά DIN 4017 (Φύλλο 2) η κατακόρυφη συνιστώσα V_b του έκκεντρου και υπό κλίση φορτίου θραύσης του εδάφους θεμελίωσης ορθογωνικού θεμελίου διαστάσεων $a \times b$ (όπου $a \leq b$) δίνονται από τις σχέσεις:

$$V_b = \sigma_{of} \times (a' \times b'),$$

$$\sigma_{of} = q_u = c \times N_c \times k_c \times v'_c + \gamma_1 \times d \times N_d \times k_d \times v'_d + \gamma_2 \times b \times N_b \times k_b \times v'_b$$

Όπου:

- σ_{of} : Μέση οριακή κατακόρυφη τάση θραύσης επί της ενεργής επιφάνειας του θεμελίου $A' = a' \times b'$,
- a', b' : Μειωμένες λόγω εκκεντρότητας διαστάσεις της διατομής του θεμελίου όπου $a' = a - 2 \times e_a$, $b' = b - 2 \times e_b$ και $b' \leq a'$,
- e_a, e_b : Εκκεντρότητα της συνισταμένης φόρτισης κατά τη διεύθυνση των πλευρών a και b αντίστοιχα,
- c : Η συνοχή του εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
- N_c, N_d, N_b : Συντελεστές φέρουσας ικανότητας εξαρτώμενοι από τη γωνία εσωτερικής τριβής ϕ του εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
- k_c, k_d, k_b : Συντελεστές εξαρτώμενοι από την κλίση δ_s της τελικής συνιστάμενης R ως προς την κατακόρυφο και από τη φύση του υπεδάφους. Υπολογίζονται ανάλογα με τη διεύθυνση του οριζόντιου φορτίου ως εξής:

○ Οριζόντιο φορτίο παράλληλο προς τη μικρότερη πλευρά b' :

- Καθαρά μη συνεκτικά εδάφη ($\phi \neq 0, c = 0$):

$$k_d = (1 - 0,7 \times \tan \delta_s)^3, k_b = (1 - \tan \delta_s)^3,$$

- Καθαρά συνεκτικά εδάφη ($\phi_u = 0, c_u \neq 0$):

$$k_c = 0,5 + 0,5 \times \sqrt{1 - \frac{H_b}{A' \times c_u}}, k_d = k_b = 1,$$

(Η επιφάνεια A' θα πρέπει να επιλεγεί έτσι ώστε $\frac{H_b}{A' \times c_u} \leq 1$.)

- Εδάφη με $\phi \neq 0$ και $c \neq 0$:

$$k_c = k_d - \frac{1 - k_d}{N_d - 1}, k_d = \left(1 - 0,7 \times \frac{H_b}{v'_b + A' \times \frac{c}{\tan \phi}}\right)^3,$$

$$k_b = \left(1 - \frac{H_b}{v'_b + A' \times \frac{c}{\tan \phi}}\right)^3,$$

- Οριζόντιο φορτίο παράλληλο προς τη μεγαλύτερη πλευρά a' : Γενικά ισχύει ότι και στην προηγούμενη περίπτωση με μόνη διαφορά ότι για $\phi \neq 0$

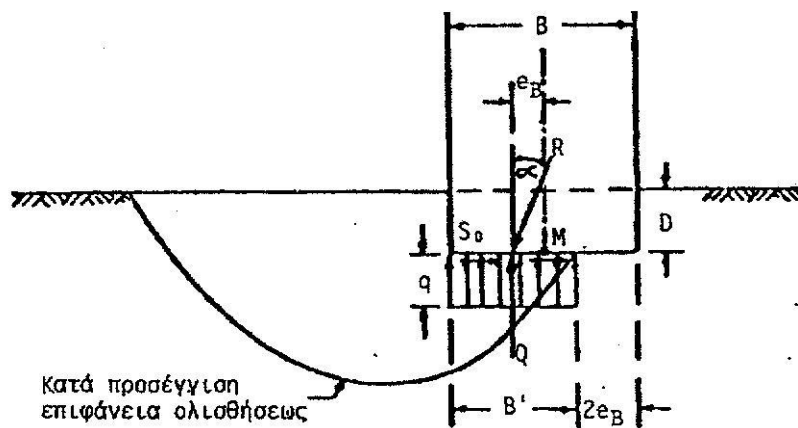
$$k_d = k_b = 1 - \frac{H_b}{v'_b + A' \times \frac{c}{\tan \phi}}.$$

- ν'_c, ν'_d, ν'_b : Συντελεστές εξαρτώμενοι από τη μορφή της ενεργής επιφάνειας του θεμελίου,
- γ_1 : Το ειδικό βάρος του εδάφους πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης,
- γ_2 : Το ειδικό βάρος του εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης και
- d : Το βάθος θεμελίωσης.

Επίσης ορίζονται:

- H, V : Συνιστώσες της τελικής συνισταμένης R που ασκείται έκκεντρα και υπό κλίση επί του θεμελίου,
- n : Συντελεστής ασφαλείας έναντι θραύσεως (καταρχήν άγνωστος αλλά τελικά προσδιορίσιμος) και
- H_b, V_b : Συνιστώσες της δύναμης θραύσεως όπου $H_b = n \times H$ και $V_b = n \times V$.

3.5 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΑΒΑΘΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΝ ΥΠΟ ΕΚΚΕΝΤΡΗ ΚΑΙ ΛΟΞΗ ΦΟΡΤΙΣΗ ΚΑΤΑ ΜΕΥΕΡΗΦΟΦ



ΣΧΗΜΑ 3.9 Μηχανισμός θραύσεως για έκκεντρο κεκλιμένο φορτίο κατά Meyerhof

Τα παρακάτω ισχύουν για έκκεντρα και λοξή φόρτιση κατά τη διεύθυνση της πλευράς B. Για έκκεντρα και λοξή φόρτιση κατά τη διεύθυνση της πλευράς L τίθεται στον τρίτο όρο L' , ενώ για διπλή εκκεντρότητα απαιτούνται έλεγχοι και κατά τις δύο διευθύνσεις.

Ο γενικός τύπος υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας αβαθούς ορθογωνικού θεμελίου διαστάσεων $B \times L$ (όπου $B \leq L$) σε ομοιογενές έδαφος υπό έκκεντρα και λοξή φόρτιση κατά Meyerhof είναι:

$$q_u = S_c \times d_c \times i_c \times c \times N_c + S_q \times d_q \times i_q \times \gamma_1 \times D \times N_q + 0,5 \times S_\gamma \times d_\gamma \times i_\gamma \times \gamma_2 \times B' \times N_\gamma$$

Όπου:

- S_c, S_q, S_γ : Συντελεστές μορφής που δίνονται από τις σχέσεις:

$$S_c = 1 + 0,2 \times N_\phi \times B/L,$$

$$S_q = S_\gamma = 1 \text{ (για } \phi=0 \text{) και}$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0,1 \times N_\phi \times B/L \text{ (για } \phi > 10^\circ \text{),}$$

- d_c, d_q, d_γ : Συντελεστές βάθους που δίνονται από τις σχέσεις:

$$d_c = 1 + 0,2 \times \sqrt{N_\phi} \times D/B,$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \text{ (για } \phi=0^\circ \text{) και}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \times \sqrt{N_\phi} \times D/B \text{ (για } \phi > 10^\circ \text{ και } N_\phi = \tan^2(45^\circ + \phi/2)),$$

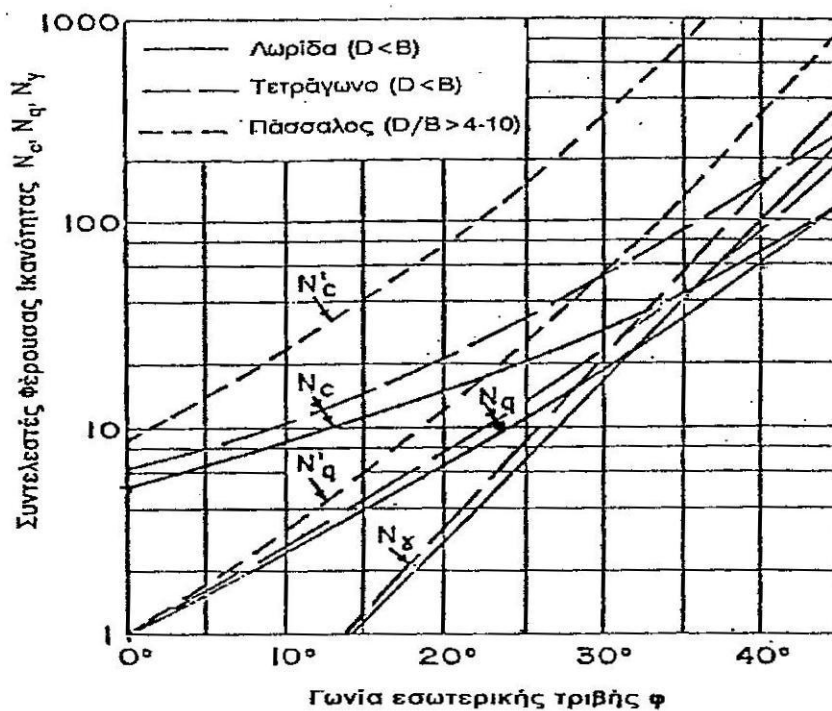
- i_c, i_q, i_γ : Συντελεστές λοξότητας φορτίου που δίνονται από τις σχέσεις:

$$i_c = i_q = (1 - \frac{\alpha}{90^\circ})^2 \text{ και}$$

$$i_\gamma = (1 - \alpha/\phi)^2,$$

- c : Η συνοχή της εδαφικής στρώσης κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
- N_c, N_q, N_γ : Συντελεστές φέρουσας ικανότητας εξαρτώμενοι από τη γωνία εσωτερικής τριβής ϕ του εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης σύμφωνα με το **ΣΧΗΜΑ 3.10** ή τον **ΠΙΝΑΚΑ 3.3**,

- γ_1 :Το ειδικό βάρος του εδάφους πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης,
- γ_2 :Το ειδικό βάρος του εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
- D :Το βάθος θεμελίωσης και
- B' :Μειωμένο πλάτος θεμελίωσης κατά τη διεύθυνση της εκκεντρότητας κατά B σύμφωνα με τη σχέση $B' = B - 2 \times e_B$ για $e_B = M_B/V$. (Κατά τη διεύθυνση της εκκεντρότητας κατά L μειωμένο πλάτος θεμελίωσης σύμφωνα με τη σχέση $L' = L - 2 \times e_L$ για $e_L = M_L/V$.)



ΣΧΗΜΑ 3.10 Συντελεστές φέρουσας ικανότητας κατά Meyerhof

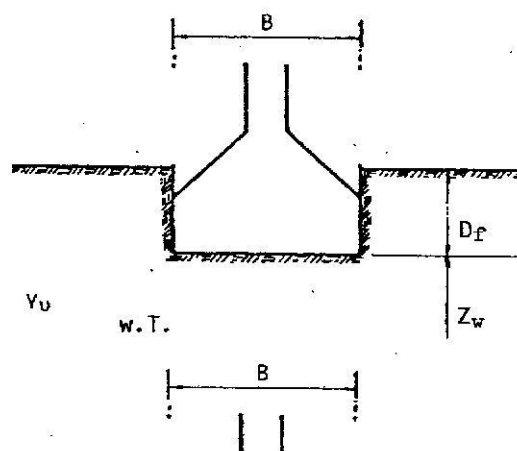
ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0°	5,10	1,00	0,00	26°	22,25	11,85	8,00
2°	5,63	1,20	0,01	28°	25,80	14,72	11,19
4°	6,19	1,43	0,04	30°	30,14	18,40	15,67
6°	6,81	1,72	0,11	32°	35,49	23,18	22,02
8°	7,53	2,06	0,21	34°	42,16	29,44	31,15
10°	8,34	2,47	0,37	36°	50,59	37,75	44,43
12°	9,28	2,97	0,60	38°	61,35	48,93	64,08
14°	10,37	3,59	0,92	40°	75,32	64,20	93,69
16°	11,63	4,34	1,37	42°	93,71	85,38	139,32
18°	13,10	5,26	2,00	44°	118,37	115,31	211,41
20°	14,83	6,40	2,87	46°	152,10	158,51	329,74
22°	16,88	7,82	4,07	48°	199,27	222,31	526,47
24°	19,32	9,60	5,72	50°	266,89	319,07	873,89

ΠΙΝΑΚΑΣ 3.3 Συντελεστές φέρουσας ικανότητας κατά Meyerhof για λωριδωτό πέδιλο

3.6 ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ ΤΩΝ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΥΔΑΤΩΝ

Η στάθμη των υπογείων υδάτων επηρεάζει αφενός μεν άμεσα την ενεργό πίεση από γαίες, αφετέρου δε μπορεί να επηρεάσει και τις παραμέτρους αντοχής του υπεδάφους. Γι' αυτό στα προβλήματα φέρουσας ικανότητας θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η πιθανή ανώτατη στάθμη των υπογείων υδάτων.

Το ενεργό φαινόμενο βάρος των γαιών κάτω από τη στάθμη της θεμελίωσης είναι άμεσα συνδεδεμένο με την τιμή του τρίτου όρου της σχέσης που εκφράζει τη φέρουσα ικανότητα των αβαθών θεμελιών.



ΣΧΗΜΑ 3.11 Επιρροή της παρουσίας υπογείων υδάτων

Για διάφορες περιπτώσεις στάθμης υπογείων υδάτων σε σχέση με τη στάθμη θεμελίωσης η τιμή του γ_2 θα πρέπει να λαμβάνεται κατά τον Meyerhof:

- Για Σ.Υ.Ο. μεταξύ στάθμης φυσικού εδάφους και στάθμης θεμελίωσης, δηλαδή για $z_w \leq 0$, $\gamma_2 = \gamma'$.
- Για Σ.Υ.Ο. μεταξύ στάθμης θεμελίωσης και βάθους $D_f + B$, δηλαδή για $0 < z_w < B$, $\gamma_2 = \gamma' + (z_w/B) \times (\gamma_u - \gamma')$.
- Για Σ.Υ.Ο. σε βάθος μεγαλύτερο του βάθους $D_f + B$, δηλαδή για $z_w \geq B$ $\gamma_2 = \gamma_u$.

Όπου:

- γ_2 : Το ειδικό βάρος του εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
- γ' : Το ειδικό βάρος υπό άνωση –ενεργό– του εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
- γ_u : Το ειδικό βάρος του εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης για την ελάχιστη πιθανή τιμή της φυσικής υγρασίας w ,
- B : Το πλάτος του θεμελίου και
- D_f : Το βάθος θεμελίωσης.

3.7 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΕΝΑΝΤΙ ΘΡΑΥΣΗΣ

Για λόγους ασφαλείας επιθυμούμε πάντοτε να υπάρχει κάποιο περιθώριο μεταξύ των τάσεων που επιβάλλονται κατά τη φόρτιση του εδάφους μέσω μιας θεμελίωσης και της οριακής αντοχής του εδάφους. Έτσι ορίζεται η έννοια του συντελεστή ασφαλείας.

Οι τάσεις που προκαλούνται στο έδαφος από συγκεκριμένη φόρτιση q δεν πρέπει να υπερβαίνουν την επιτρεπόμενη φόρτιση $q_{επ}$ του εδαφικού υλικού, η οποία υπολογίζεται διαιρώντας την οριακή φόρτιση q_u που προκύπτει για το συγκεκριμένο θεμέλιο και σύστημα φορτίσεως με κάποιο συντελεστή ασφαλείας F_s , δηλαδή:

$$q \leq q_{επ.} = q_u / F_s$$

$$V \leq V_{επ.} = V_u / F_s$$

Όπου:

- V : Κατακόρυφο φορτίο λειτουργίας από την ανωδομή και
- V_u : Κατακόρυφη συνιστώσα της φέρουσας ικανότητας.

Κατά την επιλογή συντελεστή ασφαλείας έναντι θραύσεως συνεκτιμάται εκτός του εδαφικού υλικού η ευαισθησία και σημασία της ανωδομής, καθώς επίσης και οι συνέπειες τυχόν αστοχίας του συστήματος έδαφος – ανωδομή.

Συνήθεις τιμές συντελεστή ασφαλείας επιφανειακών θεμελιώσεων κατά Vesic δίνονται σύμφωνα με τον **ΠΙΝΑΚΑ 3.4**.

ΕΙΔΟΣ ΕΡΓΟΥ	ΓΝΩΣΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ	
	Καλή	Περιορισμένη
Δομικά έργα*	2	3
Οδικές γέφυρες*	2,5	3,5
Σιδηροδρομικές γέφυρες*	3	4
Τοίχοι αντιστηρίξεως	1,3	1,5
Επιχώματα	1,5	2
*Για προσωρινά έργα οι τιμές μπορούν να απομειωθούν κατά 25% με ελάχιστο όμως συντελεστή ασφαλείας ίσο με 2.		

ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4 Συντελεστές ασφαλείας έναντι θραύσης κατά Vesic

4. ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΑΚΑΜΠΤΩΝ ΑΒΑΘΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΝ

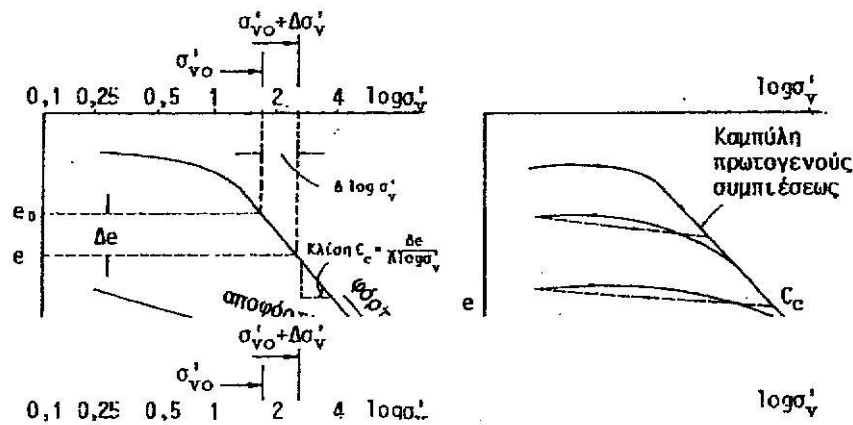
4.1. Η ΕΝΝΟΙΑ ΤΗΣ ΚΑΘΙΖΗΣΗΣ

Με τον όρο *καθίζηση* εννοούμε την κατακόρυφη παραμόρφωση που πραγματοποιείται σε ένα εδαφικό στρώμα λόγω της επιβολής μιας φορτίσεως. Έτσι το πρόβλημα των καθιζήσεων αφορά στην εκτίμηση των κατακόρυφων παραμορφώσεων από τις προβλεπόμενες φορτίσεις και σχετίζεται άμεσα με την συμπιεστότητα του υπεδάφους.

4.2. ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΑΚΑΜΠΤΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΝ ΣΕ ΣΥΝΤΕΚΤΙΚΑ ΥΛΙΚΑ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΤΟΥ ΣΥΜΠΙΕΣΟΜΕΤΡΟΥ ΚΑΤΑ ΤΕΡΖΑΓΗ

Η μέθοδος αυτή αρχικά προτάθηκε για την εκτίμηση της καθίζησης ενός λεπτού στρώματος κορεσμένης αργίλου. Χρησιμοποιείται όμως και για περιπτώσεις αργιλικών στρωμάτων μεγάλου πάχους, τα οποία όμως χωρίζουμε σε περισσότερα λεπτά στρώματα μικρότερου πάχους.

Κατά Terzaghi η καθίζηση με παραμέτρους που λήφθηκαν υπό συνθήκες της δοκιμής συμπίεσομέτρου θεωρείται ίση με την ολική καθίζηση.



ΣΧΗΜΑ 4.1 Δείκτες συμπιεστότητας C_c , C_r

Για τις κανονικά φορτισμένες αργίλους NC η καθίζηση S_{odi} λόγω στερεοποίησης που οφείλεται στην επιβολή του μόνιμου εξωτερικού φορτίου δίνεται από τη σχέση:

$$S_{odi} = c_c \times h_i / (1 + e_{oi}) \times \log \left(\frac{\sigma'_{voi} + \Delta\sigma_{zi}}{\sigma'_{voi}} \right)$$

Όπου:

- c_c : Δείκτης συμπίεστότητας της αργίλου που προκύπτει από δοκιμές στερεοποίησης και εκφράζει την κλίση της καμπύλης φόρτισης της δοκιμής συμπίεσομέτρου όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 4.1**,
- h_i : Το πάχος της στρώσεως i της αργίλου,
- e_{oi} : Αρχικός δείκτης πόρων της στρώσεως i της αργίλου,
- σ'_{voi} : Ενεργός γεωστατική τάση στο μέσο της στρώσεως i της αργίλου και
- $\Delta\sigma_{zi}$: Πρόσθετη κατακόρυφα κατανεμημένη τάση λόγω εξωτερικού φορτίου στο μέσο της στρώσεως i της αργίλου, η οποία υπολογίζεται είτε από το νομογράφημα του Fadum (**ΣΧΗΜΑ 4.2**) για ομοιόμορφα φορτισμένη ορθογωνική επιφάνεια είτε από το νομογράφημα του Osterberg (**ΣΧΗΜΑ 4.3**) για απειρομήκη λωριδωτή τραπεζοειδή φόρτιση.

Για τις προφορτισμένες αργίλους OC η καθίζηση S_{odi} λόγω στερεοποίησης που οφείλεται στην επιβολή του μόνιμου εξωτερικού φορτίου δίνεται από τις σχέσεις:

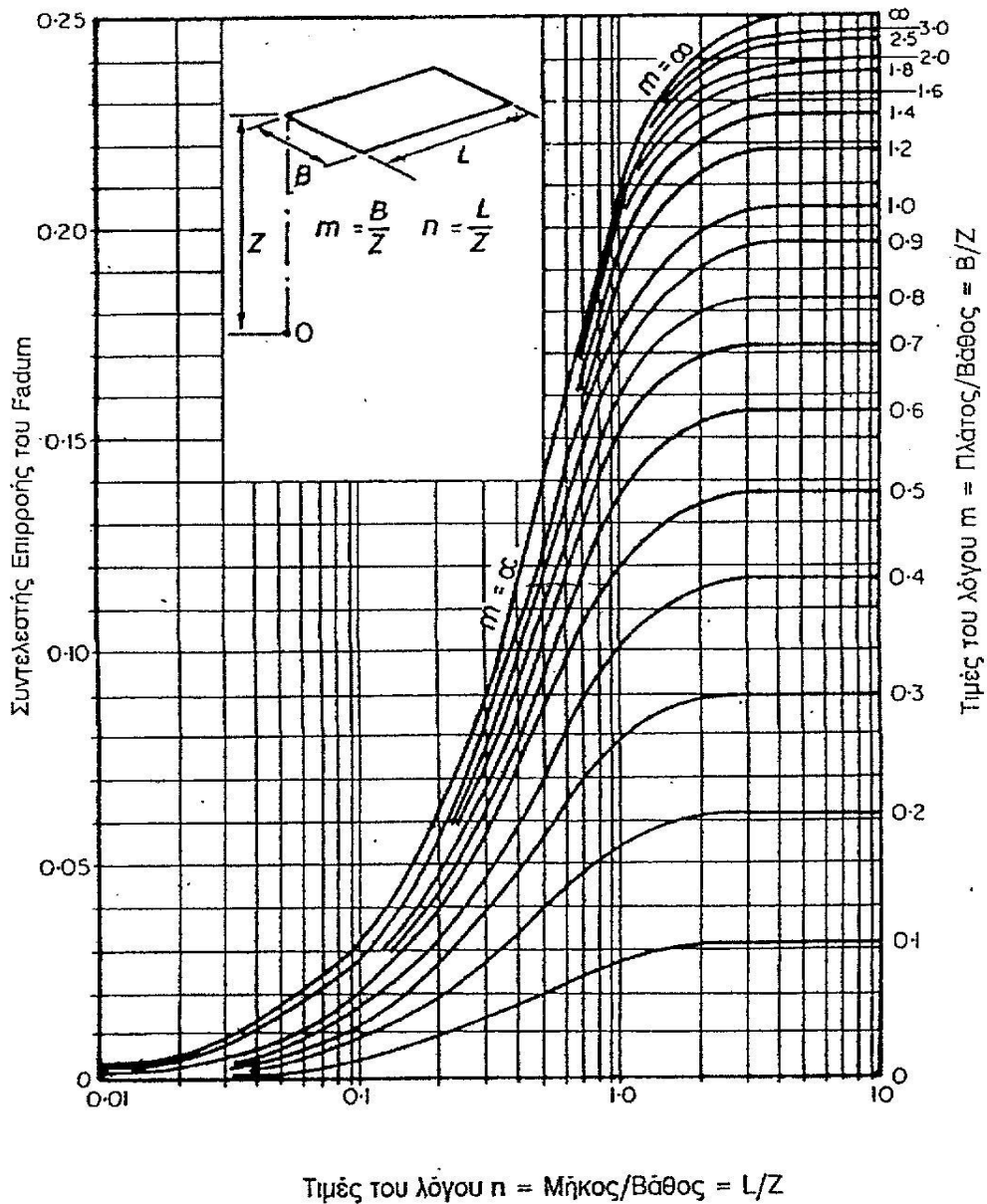
$$S_{odi} = c_r \times \frac{h_i}{1+e_{oi}} \times \log \left(\frac{\sigma'_{voi} + \Delta\sigma_{zi}}{\sigma'_{voi}} \right) \text{ (για } \Delta\sigma_{zi} < \Delta\sigma'_{pi} \text{) και}$$

$$S_{odi} = c_r \times \frac{h_i}{1+e_{oi}} \times \log \left(\frac{\sigma'_{voi} + \Delta\sigma'_{pi}}{\sigma'_{voi}} \right) + c_c \times \frac{h_i}{1+e_{oi}} \times \log \left(\frac{\sigma'_{voi} + \Delta\sigma_{zi}}{\sigma'_{voi} + \Delta\sigma'_{pi}} \right) \text{ (για } \Delta\sigma_{zi} > \Delta\sigma'_{pi} \text{)}$$

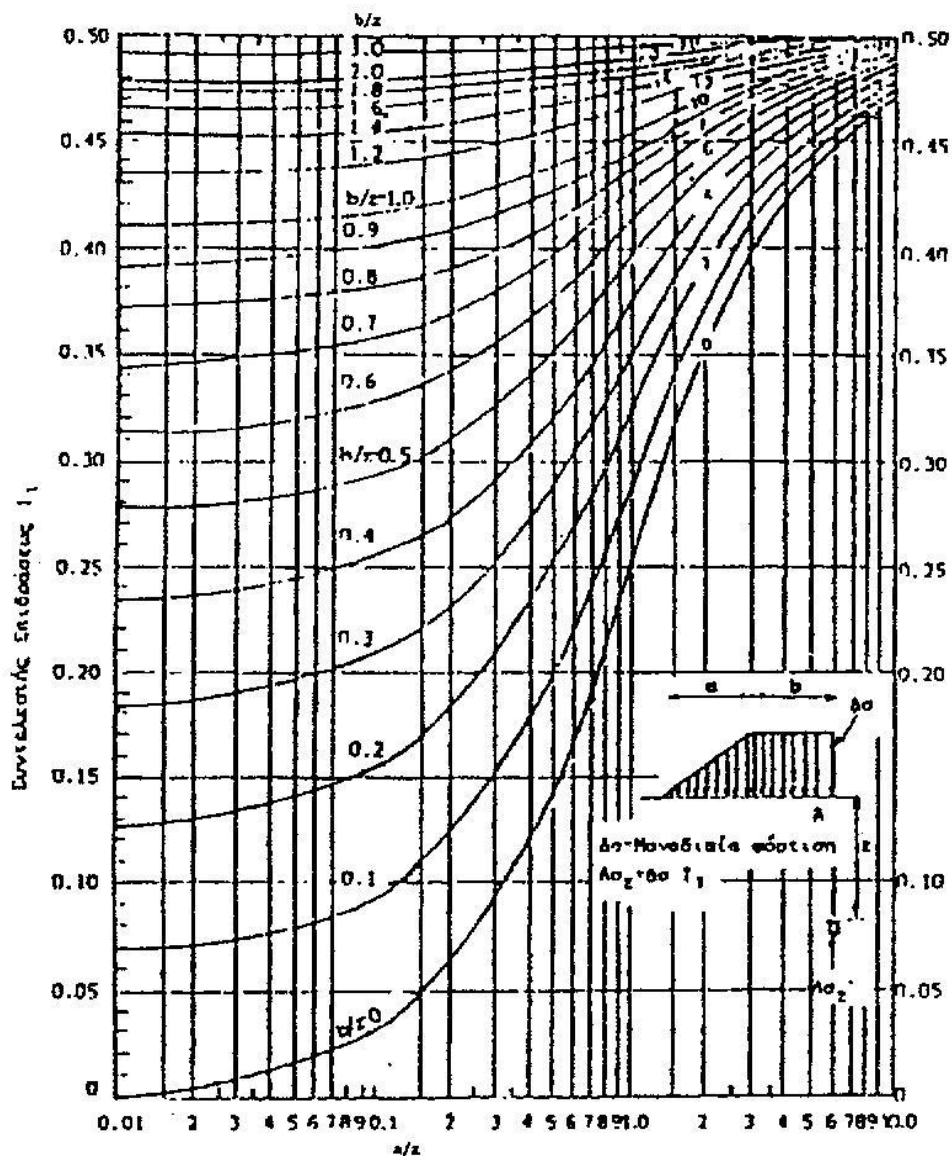
Όπου:

- c_r : Δείκτης συμπίεστότητας της αργίλου που προκύπτει από δοκιμές στερεοποίησης και εκφράζει την κλίση της καμπύλης επαναφόρτισης της δοκιμής συμπίεσομέτρου όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 4.1**,
- h_i : Το πάχος της στρώσεως i της αργίλου,
- e_{oi} : Αρχικός δείκτης πόρων της στρώσεως i της αργίλου,
- σ'_{voi} : Ενεργός γεωστατική τάση στο μέσο της στρώσεως i της αργίλου,
- $\Delta\sigma_{zi}$: Πρόσθετη κατακόρυφα κατανεμημένη τάση λόγω εξωτερικού φορτίου στο μέσο της στρώσεως i της αργίλου, η οποία υπολογίζεται είτε από το νομογράφημα του Fadum (**ΣΧΗΜΑ 4.2**) για ομοιόμορφα φορτισμένη ορθογωνική επιφάνεια είτε από το νομογράφημα του Osterberg (**ΣΧΗΜΑ 4.3**) για απειρομήκη λωριδωτή τραπεζοειδή φόρτιση και

- Δσ_{ρι} : Πρόσθετη κατακόρυφα καταμεμημένη τάση λόγω προφόρτισης στο μέσο της στρώσης i της αργίλου.



ΣΧΗΜΑ 4.2 Νομογράφημα του Fadum για τον προσδιορισμό της πρόσθετης τάσης κάτω από γωνιακό σημείο ομοιόμορφα φορτισμένης ορθογωνικής επιφάνειας



ΣΧΗΜΑ 4.3 Νομογράφημα του Osterberg για τον προσδιορισμό της πρόσθετης τάσης κάτω από σημεία επιχώματος τραπεζοειδούς διατομής

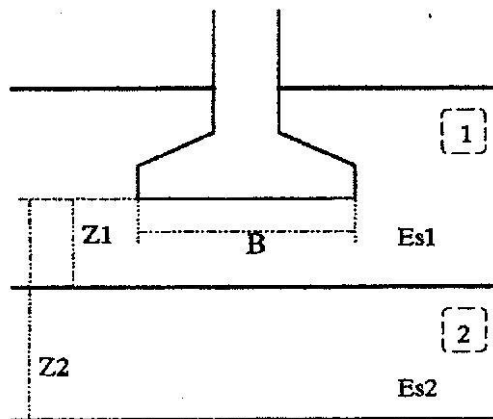
4.3. ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΑΚΑΜΠΤΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΝ ΣΕ ΜΗ ΣΥΝΕΚΤΙΚΑ ΥΛΙΚΑ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΤΟΥ DIN4019 ΚΑΤΑ ΚΑΝΥ

Οι Γερμανικοί Κανονισμοί προτείνουν τον υπολογισμό της καθίζησης κάτω από χαρακτηριστικό σημείο της επιφάνειας φόρτισης την οποία και τελικά θεωρούν ως μέση καθίζηση όλου του άκαμπτου θεμελίου. Η καθίζηση αυτή S για ορθογωνικό θεμέλιο διαστάσεων $B \times L$ (όπου $B \leq L$) υπολογίζεται από τη σχέση:

Επίσης ορίζονται:

- p :Κατανεμημένη τάση στη στάθμη θεμελίωσης λόγω μόνιμου εξωτερικού φορτίου και
- $(\gamma \times t)$:Ενεργός γεωστατική τάση στη στάθμη θεμελίωσης.

Κατά τα προηγούμενα υπολογίζεται η καθίζηση μη συνεκτικής εδαφικής στρώσης μέσα στην οποία εδράζεται το θεμέλιο. Στην περίπτωση όμως που η μη συνεκτική εδαφική στρώση βρίσκεται κάτω από αυτήν στην οποία εδράζεται το θεμέλιο, όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 4.5**, τότε εφαρμόζεται η αρχή της επαλληλίας.



ΣΧΗΜΑ 4.5 Υπολογισμός καθιζήσεων υποκείμενης στρώσης 2 σύμφωνα με την αρχή της επαλληλίας

Έτσι για την παραπάνω υποκείμενη στρώση 2 είναι $S_2 = \left(\frac{q \times B}{E_{s2}}\right) \times (f_{s2} - f_{s1})$, όπου οι συντελεστές f_{s1} και f_{s2} προέκυψαν αντίστοιχα συναρτήσεων των (B, L, z_1) και (B, L, z_2) .

4.4. ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΩΝ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΚΑΤΑ SKEMPTON – McDONALD

Γενικά με τον όρο επιτρεπόμενη καθίζηση ενός έργου χαρακτηρίζουμε την καθίζηση που μπορεί να πραγματοποιηθεί χωρίς να επηρεασθεί δυσμενώς η στατική λειτουργία και η εν γένει λειτουργικότητα του έργου. Είναι γενική διαπίστωση από παρατηρήσεις καθιζήσεων ότι οι κατασκευές υποφέρουν περισσότερο από τις διαφορικές καθιζήσεις και στροφές παρά από σχετικά υψηλές ομοιόμορφες καθιζήσεις. Επίσης έχει παρατηρηθεί ότι όσο πιο αργά εξελίσσεται η καθίζηση τόσο μεγαλύτερο μέγεθος μπορεί να αναλάβει μια κατασκευή χωρίς βλάβη λόγω του

ερυσμού που λαμβάνει χώρα. Γι' αυτό και τα κριτήρια στις άμμους, όπου η καθίζηση επιτελείται πρακτικά άμεσα, είναι πιο αυστηρά από αυτά για αργίλους.

Από παρατηρήσεις καθιζήσεων σε κτίρια στα οποία δεν παρατηρήθηκε αλλοίωση της στατικής τους λειτουργίας οι Skempton και McDonald συσχέτισαν τη γωνιακή στροφή του με τη μέγιστη, καθώς και τη διαφορική του καθίζηση. Έτσι, έδωσαν τις ανεκτές καθιζήσε για διάφορα κτιριακά έργα όπως φαίνεται στον **ΠΙΝΑΚΑ 4.1**.

	ΜΕΜΟΝΩΜΕΝΑ ΘΕΜΕΛΙΑ	ΓΕΝΙΚΕΣ ΚΟΙΤΩΣΤΡΩΣΕΙΣ
Γωνιακή στροφή*	1/300	1/300
1. ΜΕΓΙΣΤΗ ΚΑΘΙΖΗΣΗ		
Άργιλοι	3 in	3 – 5 in
Άμμοι	2 in	2 – 3 in
2. ΜΕΓΙΣΤΗ ΔΙΑΦΟΡΙΚΗ ΚΑΘΙΖΗΣΗ		
Άργιλοι	1,75 in	
Άμμοι	1,25 in	
*Τα παραπάνω όρια εξασφαλίζουν κυρίως την ασφάλεια του φέροντος οργανισμού. Εφόσον όμως είναι επιθυμητή η αποφυγή κάθε μικρορηγματώσεως σε τοίχους πληρώσεως τότε η γωνιακή στροφή θα πρέπει να είναι μικρότερη από 1/500. Τέλος παρατηρείται ότι οι προτάσεις των Skempton και McDonald είναι αξιόπιστες κυρίως για πλαισιωτές κατασκευές και όχι τόσο για κατασκευές από άοπλη τοιχοποιία.		

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1 Κριτήρια επιτρεπόμενων καθιζήσεων κατά Skempton - McDonald

5. ΒΕΛΤΙΩΣΗ - ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΜΕ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ ΚΑΙ ΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗΡΙΩΝ Ή ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΩΝ

5.1 ΓΕΝΙΚΑ ΓΙΑ ΤΗ ΒΕΛΤΙΩΣΗ - ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Η λήψη ειδικών μέτρων για την αναβάθμιση των συνθηκών θεμελίωσης είναι αναγκαία όταν συντρέχουν οι παρακάτω λόγοι:

- Οι επιφανειακές θεμελιώσεις και τα επιχώματα αντιμετωπίζουν προβλήματα φέρουσας ικανότητας και καθιζήσεων και
- Η χρήση πασσάλων αντί για επιφανειακής θεμελίωσης δεν είναι δυνατή ή είναι αντιοικονομική.

Οι λόγοι αυτοί συντρέχουν συνήθως όταν στο έδαφος θεμελίωσης συναντώνται στρώσεις ικανού πάχους από τα εξής εδαφικά υλικά:

- Χαλαρές άμμοι ή αμμοιλίες με $D_r < 40\%$ και $N_{SPT} < 10$ και
- Απροφόρτιστες ή υποστερεοποιημένες άργιλοι και αργιλοιλίες με $W \approx W_L$, $c_u < 40$ KPa και $N_{SPT} < 10$.

Τα εδάφη αυτά αποκαλούνται συνήθως *μαλακά ή χαλαρά* αν και οι όροι αυτοί δεν αποδίδουν με ακρίβεια ούτε τον τύπο του εδάφους (συνεκτικό ή μη συνεκτικό) ούτε τη μηχανική του συμπεριφορά (ενδοσιμότητα ή διατμητική αντοχή).

5.2 ΜΕΘΟΔΟΙ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ - ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Οι μέθοδοι αναβάθμισης των συνθηκών θεμελίωσης που εφαρμόζονται σήμερα είναι πολλές και διαχωρίζονται ανάλογα με τον βασικό μηχανισμό που εφαρμόζεται ως εξής:

- Μέθοδοι μείωσης του πρόσθετου φορτίου που επιβάλλεται στο έδαφος,
- Μέθοδοι βελτίωσης του εδάφους χωρίς χρήση ξένων υλικών και συγκεκριμένα της αντοχής και της ενδοσιμότητάς του και
- Μέθοδοι ενίσχυσης του εδάφους με χρήση ξένων υλικών.

Ο παραπάνω διαχωρισμός δεν είναι απόλυτος μια και υπάρχουν μέθοδοι με σύνθετη δράση. Ως παράδειγμα αναφέρονται οι χαλικοπάσσαλοι οι οποίοι συνδυάζουν την ενίσχυση του εδάφους, τη βελτίωσή του, καθώς και τη μείωση του πρόσθετου επιβεβλημένου σε αυτό φορτίου.

5.2.1 ΜΕΘΟΔΟΙ ΜΕΙΩΣΗΣ ΤΟΥ ΠΡΟΣΘΕΤΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ ΠΟΥ ΕΠΙΒΑΛΛΕΤΑΙ ΣΤΟ ΕΔΑΦΟΣ

Οι κυριότερες μέθοδοι αυτής της κατηγορίας είναι οι εξής:

- Μείωση του ύψους του επιχώματος και αύξηση της κλίσης των πρανών του,
- Χρήση ελαφρών υλικών επιχώσεως,
- Τοποθέτηση σωλήνων εντός του επιχώματος και
- Αύξηση του βάθους θεμελίωσης, η οποία ονομάζεται και επιπλέον θεμελίωση.

5.2.2 ΜΕΘΟΔΟΙ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΧΩΡΙΣ ΧΡΗΣΗ ΞΕΝΩΝ ΥΛΙΚΩΝ

Οι κυριότερες μέθοδοι αυτής της κατηγορίας είναι οι εξής:

- Προφόρτιση,
- Επιφανειακή συμπύκνωση: Εφαρμόζεται κυρίως σε μη συνεκτικές εδαφικές στρώσεις σε μικρά βάθη από την ελεύθερη επιφάνεια (3 έως 12 m) και
- Βαθεία δονητική συμπύκνωση: Εφαρμόζεται σε μη συνεκτικές εδαφικές στρώσεις ανεξαρτήτως βάθους. Οι συνηθέστερα χρησιμοποιούμενες τεχνικές είναι αποτελεσματικές για άμμους με ποσοστό ιλύος μικρότερο από 10 – 15% και είναι οι εξής:
 - Vibroflotation: Επιβολή οριζόντιας ταλάντωσης στο έδαφος λόγω έκκεντρης περιστροφής ειδικής τορπίλης και
 - Vibrocompaction: Επιβολή κατακόρυφης ταλάντωσης στο έδαφος λόγω δόνησης κυλινδρικού στελέχους με πτερύγια.

5.2.3 ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΞΕΝΩΝ ΥΛΙΚΩΝ

Οι κυριότερες μέθοδοι αυτής της κατηγορίας είναι οι εξής:

- Αντικατάσταση μαλακού εδάφους: Είναι δυνατόν να επιτευχθεί με πολλούς τρόπους - συμβατικούς και μη – μερικοί από τους οποίους είναι οι εξής:
 - Εκσκαφή και επίχωση,
 - Εκτόπιση του μαλακού εδάφους υπό το βάρος της εξυγίανσης και
 - Εκτόπιση του μαλακού εδάφους με τη βοήθεια εκρηκτικών,
- Τοποθέτηση χαλικοπασσάλων: Οι χαλικοπάσσαλοι κατασκευάζονται από υλικό αδρομερές, ανομοιόμορφο και μη συνεκτικό (π.χ. χάλικες, κροκκάλες ή θραυστό λατομείου), έτσι ώστε να επιτυγχάνεται μικρή γενικά ενδοσιμότητα και μεγάλη διατμητική αντοχή ακόμη και με μικρή συμπύκνωση. Η δράση τους είναι σύνθετη:

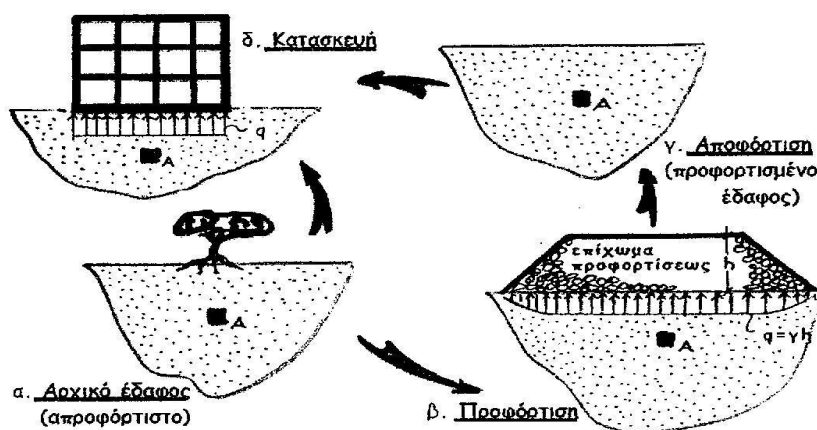
- Αυξάνουν τη μέση διατμητική αντοχή του μικτού εδάφους θεμελίωσης δηλαδή του συστήματος φυσικό έδαφος – χαλικοπάσσαλοι,
- Συμπυκνώνουν τοπικά το έδαφος κατά την εγκατάστασή τους και επιταχύνουν τη στράγγιση τυχόν υδατικών υπερπίεσεων λόγω εξωτερικής φόρτισης ή σεισμού και
- Μειώνουν το πρόσθετο εξωτερικό φορτίο που μπορεί να αναλάβει το φυσικό έδαφος,
- Τοποθέτηση οπλισμού ή οπλισμένης γης: Η αρχή λειτουργίας της μεθόδου στηρίζεται στο γεγονός ότι η συνοχή της οπλισμένης γης είναι μεγαλύτερη από τη συνοχή του φυσικού εδάφους λόγω κυρίως της ικανότητας του οπλισμού να αναλαμβάνει εφελκυστικά φορτία και
- Στραγγιστήρια.

5.2.4 ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗ ΣΥΝΕΚΤΙΚΩΝ ΕΔΑΦΩΝ

Σε περιπτώσεις συνεκτικών εδαφών οι διάφορες μέθοδοι εφαρμόζονται σε συνδυασμό η μία με την άλλη όπως για παράδειγμα η προφόρτιση με την τοποθέτηση στραγγιστηρίων προκειμένου να μειωθεί ο χρόνος που απαιτείται για την ολοκλήρωση των καθιζήσεων λόγω της στερεοποίησης που προκαλεί αυτή.

5.3 ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ

Όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 5.1** όταν η απευθείας επιβολή του φορτίου στο έδαφος (πορεία α→δ) προκαλεί μεγάλες καθιζήσεις ή και θραύση η μηχανική συμπεριφορά αυτού μπορεί να βελτιωθεί με προφόρτιση (πορεία α→β→γ→δ).



ΣΧΗΜΑ 5.1 Κύκλος κατασκευής έργου με προφόρτιση ή χωρίς

5.3.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ

Με βάση το διάγραμμα φόρτισης – αποφόρτισης – επαναφόρτισης που φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 5.2** ενός εδαφικού στοιχείου αποδεικνύεται ότι:

- Κατά την απευθείας επιβολή του φορτίου (πορεία α→β) ισχύουν τα εξής:

$$\Delta e^I = e_a - e_\beta,$$

$$OCR = \frac{\sigma'_{vo}}{\sigma'_{vo}} = 1.00,$$

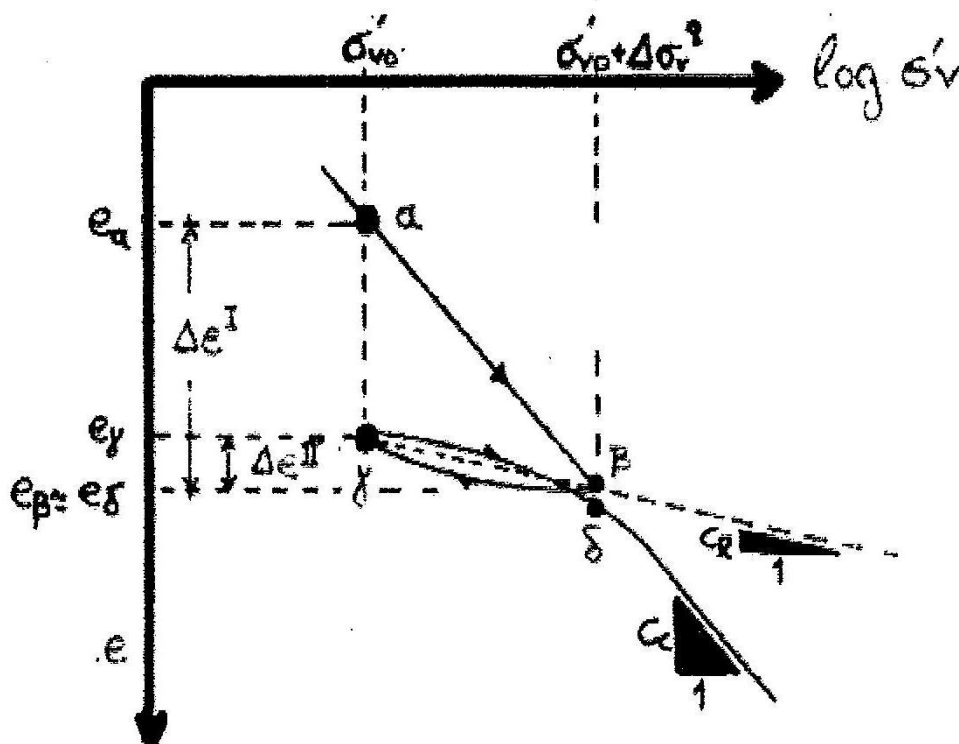
$$c_u^I \approx (0.15 \div 0.30) \times \sigma'_{vo},$$

- Κατά την επιβολή του φορτίου μετά την προφόρτιση (πορεία γ→δ) ισχύουν τα εξής:

$$\Delta e^{II} = e_\gamma - e_\delta \approx e_\gamma - e_\beta (\ll \Delta e^I),$$

$$OCR = \frac{(\sigma'_{vo} + \Delta \sigma'_v)}{\sigma'_{vo}} (\gg 1.00),$$

$$c_u^{II} \approx (0.15 \div 0.30) \times (\sigma'_{vo} + \Delta \sigma'_v) \approx c_u^I + (0.15 \div 0.30) \times \Delta \sigma'_v (\gg c_u^I)$$



ΣΧΗΜΑ 5.2 Διάγραμμα φόρτισης – παραμόρφωσης εδαφικού στοιχείου

Δηλαδή η προφόρτιση έχει διπλή επίδραση στη μηχανική συμπεριφορά του εδάφους, αφού μειώνει την ενδοσιμότητά του ($\Delta e'' \ll \Delta e'$) και παράλληλα αυξάνει τη διατμητική του αντοχή ($c_u'' \gg c_u'$). Έτσι τα κυριότερα αποτελέσματα της προφόρτισης στην κατασκευή ενός έργου είναι:

- Η μείωση των καθιζήσεων που θα προκληθούν από την κατασκευή λόγω μείωσης της συμπιεστότητας του εδάφους και
- Η αύξηση της φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης λόγω αύξησης της διατμητικής αντοχής του εδάφους.

Δευτερευόντως για κορεσμένους αργίλους μειώνεται δραστικά και ο χρόνος που απαιτείται για την ολοκλήρωση των καθιζήσεων που οφείλονται στο έργο αλλά όχι στην προφόρτιση, αφού ο συντελεστής στερεοποίησης για αποφόρτιση - επαναφόρτιση $c_{v,U-R}$ είναι σημαντικά μεγαλύτερος από τον συντελεστή στερεοποίησης για αρχική φόρτιση $c_{v,L}$.

5.3.2 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ

Κατά τον σχεδιασμό της προφόρτισης η τάση p που θα επιβληθεί επιλέγεται έτσι ώστε να ικανοποιούνται οι εξής προϋποθέσεις:

- Οι συνολικές καθιζήσεις του έργου μετά την αφαίρεση της προφόρτισης να μην υπερβαίνουν τις μέγιστες επιτρεπόμενες και
- Η διατμητική αντοχή σε διάφορες στάθμες του εδάφους να είναι μεγαλύτερη ή ίση προς την ελάχιστη επιθυμητή προκειμένου να αποφευχθούν φαινόμενα αστοχίας του.

Τα δύο ανωτέρω κριτήρια σχεδιασμού οδηγούν σε ανεξάρτητες εκτιμήσεις της επιθυμητής τάσης προφόρτισης p , από τις οποίες διαλέγουμε φυσικά τη μεγαλύτερη.

Επιπλέον, στην περίπτωση πολύ μαλακών κορεσμένων αργίλων είναι πιθανόν η απευθείας επιβολή της συνολικής προφόρτισης να προκαλέσει η ίδια θραύση του εδάφους. Τότε επιβάλλουμε σταδιακή προφόρτιση αφήνοντας ικανό χρονικό διάστημα μεταξύ των διαδοχικών σταδίων για μηδενισμό των πιέσεων πόρων και αύξηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής του εδάφους.

5.3.3 ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΑΥΞΗΜΕΝΗΣ ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΑΡΓΙΛΟΥ ΛΟΓΩ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ

Ο υπολογισμός της αυξημένης αστράγγιστης διατμητικής αντοχής της αργίλου λόγω προφόρτισης με τη μορφή επιχώματος τραπεζοειδούς διατομής γίνεται ως εξής:

- Χωρίζεται η στρώση της αργίλου σε υποστρώσεις μικρότερου πάχους και υπολογίζεται για κάθε μία από αυτές χωριστά η αυξημένη αστράγγιστη διατμητική αντοχή στο μέσο για τις εξής διακριτές ζώνες:
 - Κάτω από το κεντρικό τμήμα (στέψη) του τραπεζοειδούς επιχώματος,
 - Κάτω από την κεκλιμένη περιοχή (παρειά) του επιχώματος και
 - Έξω από τα όρια του επιχώματος, όπου θεωρείται ότι δεν επέρχεται καμία μεταβολή στην αστράγγιστη διατμητική αντοχή και
- Ο υπολογισμός της μέσης αυξημένης αστράγγιστης διατμητικής αντοχής για κάθε ζώνη γίνεται ως η μέση τιμή των τιμών των σημείων που βρίσκονται στα άκρα της ζώνης αυτής.

Για κάθε σημείο A_i της αργλικής στρώσης η πρόσθετη τάση λόγω της επιβολής του τραπεζοειδούς επιχώματος δίνεται από τη σχέση:

$$\Delta\sigma_z = (I_{\alpha\rho\iota\sigma\tau\epsilon\rho\acute{\alpha}} + I_{\delta\epsilon\chi\iota\acute{\alpha}}) \times \gamma_{\epsilon\pi.} \times h_{\epsilon\pi.}$$

Η αυξημένη τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής στο σημείο αυτό δίνεται από τη σχέση:

$$c_{u(\tau\epsilon\lambda.)}^{A_i} = c_u + (c_u / \sigma'_v) \times \Delta\sigma_z$$

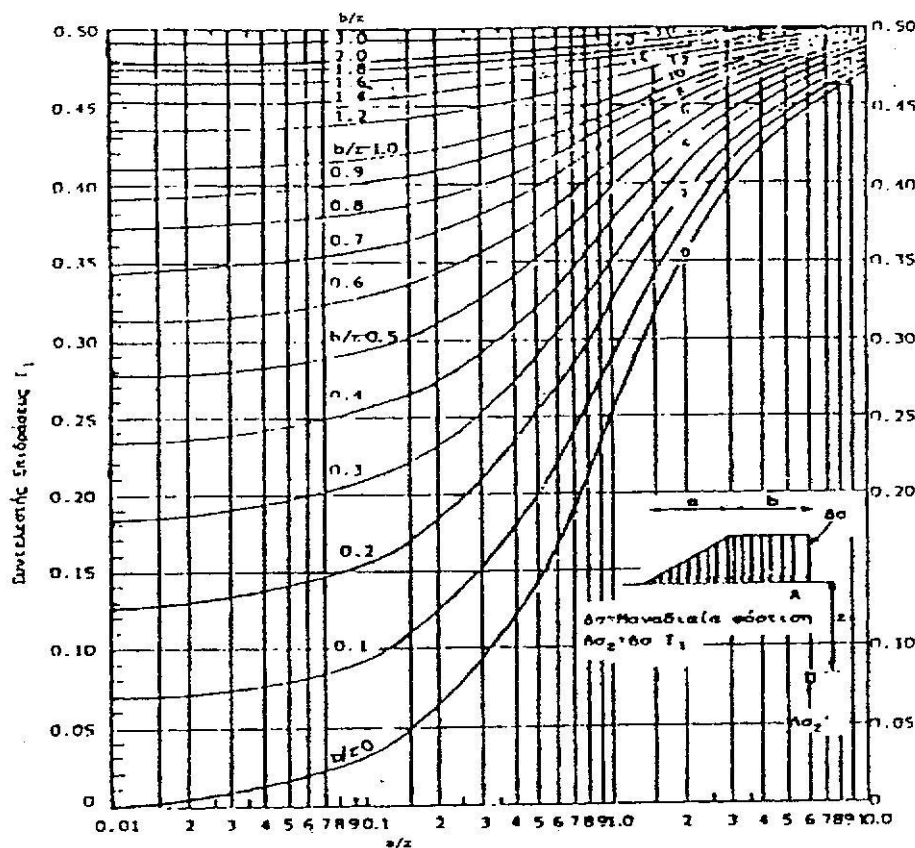
Η αυξημένη τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής στη ζώνη i μεταξύ δύο σημείων π.χ. A_1 και A_2 δίνεται από τη σχέση:

$$c_{u(\tau\epsilon\lambda.)}^i = [c_{u(\tau\epsilon\lambda.)}^{A_1} + c_{u(\tau\epsilon\lambda.)}^{A_2}] / 2$$

Όπου:

- z : Το βάθος του σημείου A_i ,

- I : Συντελεστής που εξαρτάται από το βάθος z του σημείου A_i και προσδιορίζεται από το νομογράφημα του Osterberg (**ΣΧΗΜΑ 5.3**),
- $\gamma_{\text{επ.}}$: Το ειδικό βάρος του επιχώματος,
- $h_{\text{επ.}}$: Το ύψος του επιχώματος,
- c_u : Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή της απροφόρτιστης αργίλου στη στάθμη του σημείου A_i και
- σ'_v : Η κατακόρυφη ενεργός τάση στη στάθμη του σημείου A_i .



ΣΧΗΜΑ 5.3 Νομογράφημα του Osterberg για τον προσδιορισμό της πρόσθετης τάσης κάτω από σημεία επιχώματος τραπεζοειδούς διατομής

Μετά το τέλος της προφόρτισης και την απομάκρυνση του επιχώματος η παραμένουσα αυξημένη αστράγγιστη διατμητική αντοχή στο σημείο A_i δίνεται από τη σχέση:

$$c_{u(\text{τελ.})}^{A_i} = \left(\frac{c_u}{\sigma'_v} \right) \times \sigma'_v \times OCR^{0.80} = c_u \times OCR^{0.80}$$

Όπου $OCR = (\sigma'_v + \Delta\sigma_z)/\sigma'_v$.

Μετά το τέλος της προφόρτισης και την απομάκρυνση του επιχώματος η παραμένουσα αυξημένη αστράγγιστη διατμητική αντοχή στη ζώνη i μεταξύ των σημείων A_1 και A_2 δίνεται από τη σχέση:

$$c_{u(\tau_{ελ.})}^i = \left(c_u / \sigma'_v \right) \times \sigma'_v \times OCR_i^{0.80} = c_u \times OCR_i^{0.80}$$

Όπου $OCR_i = [\sigma'_v + (\Delta\sigma_z^{A1} + \Delta\sigma_z^{A2})/2] / \sigma'_v$.

5.4 ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΗ ΛΟΓΩ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ

Κατά τη μονοδιάστατη συμπίεση των εδαφικών υλικών με το πέρασμα του χρόνου λαμβάνει χώρα το σύνθετο φαινόμενο της δημιουργίας υδατικής ροής διαμέσου των πόρων, η οποία προκαλεί μεταβολή του όγκου αυτών δηλαδή ογκομετρικές παραμορφώσεις του εδάφους και συνεπώς μεταβολές των ενεργών τάσεων αυτού. Το φαινόμενο αυτό ονομάζεται *στερεοποίηση*.

Ως *βαθμό στερεοποίησης* U ορίζουμε το μέγεθος:

$$U = \delta(t) / \delta(\infty)$$

Όπου:

- $\delta(t)$: Υποχώρηση της επιφάνειας της αργίλου σε χρόνο t και
- $\delta(\infty)$: Τελική υποχώρηση της επιφάνειας της αργίλου στο τέλος της στερεοποίησης.

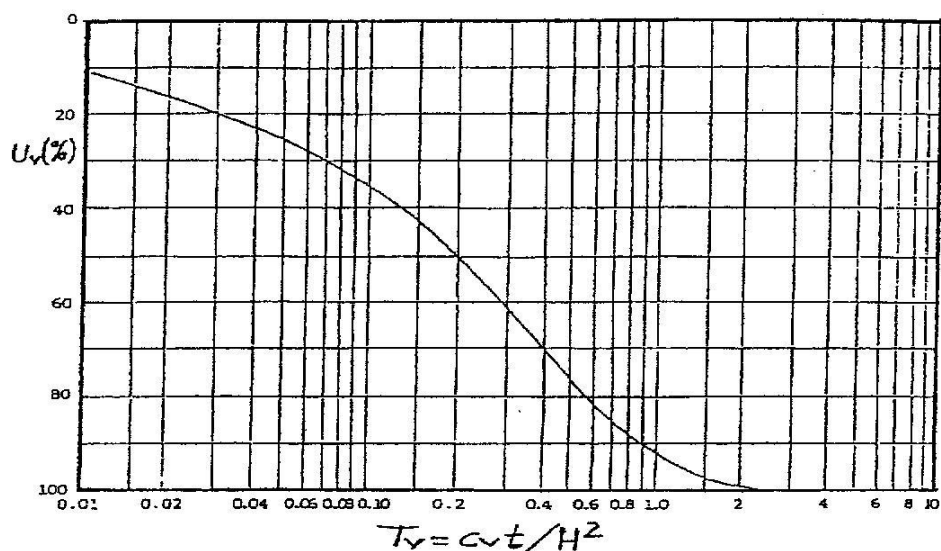
Ο συντελεστής T_v , ο οποίος εκφράζει το χρόνο με αδιάστατη μορφή ονομάζεται *χρονικός παράγοντας*, καθορίζει τη χρονική κλίμακα εξέλιξης του φαινομένου της στερεοποίησης και δίνεται από τη σχέση:

$$T_v = \frac{c_v \times t}{H^2}$$

Όπου:

- c_v : Συντελεστής στερεοποίησης,
- t : Χρονική διάρκεια της στερεοποίησης και
- H : Το μήκος στράγγισης της αργίλου, το οποίο προσδιορίζεται ανάλογα με την περίπτωση ως εξής:
 - Διπλή στράγγιση: Στην περίπτωση που και τα δύο όρια της συμπιεστής στρώσης επιτρέπουν ελεύθερη στράγγιση λαμβάνεται ίσο με το μισό του πάχους αυτής και
 - Απλή στράγγιση: Στην περίπτωση που το ένα όριο επιτρέπει ελεύθερη στράγγιση, αλλά το άλλο όριο είναι αδιαπέρατο λαμβάνεται ίσο με ολόκληρο το πάχος αυτής.

Ο χρονικός παράγοντας T_v της στερεοποίησης συσχετίζεται με το βαθμό στερεοποίησης U_v σύμφωνα με το **ΣΧΗΜΑ 5.4** ή τον **ΠΙΝΑΚΑ 5.1**.



ΣΧΗΜΑ 5.4 Διάγραμμα βαθμού κατακόρυφης στερεοποίησης σε σχέση με τον αντίστοιχο χρονικό παράγοντα

U_v	T_v	U_v	T_v
0	0	0,6	0,287
0,1	0,01	0,7	0,403
0,2	0,031	0,8	0,567
0,3	0,071	0,9	0,848
0,4	0,126	0,93	1
0,5	0,197	1	∞

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.1 Χαρακτηριστικές τιμές βαθμού κατακόρυφης στερεοποίησης σε σχέση με τον αντίστοιχο χρονικό παράγοντα

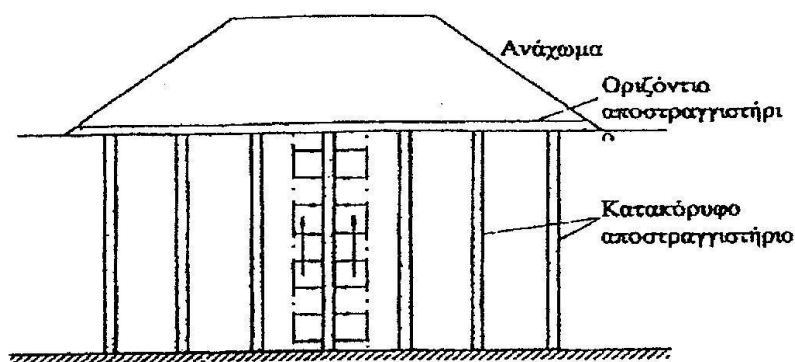
Η στερεοποίηση θεωρείται ότι έχει ολοκληρωθεί όταν $U_v \approx 93\%$ οπότε $T \approx 1$. Έτσι ο απαιτούμενος για την ολοκλήρωση της στερεοποίησης χρόνος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$t = H^2 / c_v$$

Γενικά για εδάφη με μεγάλη διαπερατότητα όπως τα αμμώδη και με μεγάλο μέτρο συμπίεσης – πυκνή δομή το φαινόμενο της στερεοποίησης εξελίσσεται ραγδαία και η εκτόνωση των υπερπίεσεων πόρων συντελείται σε πολύ μικρό χρονικό διάστημα. Αντίθετα σε εδάφη με μικρή διαπερατότητα όπως οι μαλακές άργιλοι και μικρό μέτρο συμπίεσης η στερεοποίηση διαρκεί μεγάλο χρονικό διάστημα.

5.5 ΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗΡΙΑ

Για την επιτάχυνση της στερεοποίησης πριν την επιβολή της προφόρτισης εμπιγνύονται πλαστικά στραγγιστήρια στην άργιλο (**ΣΧΗΜΑ 5.5**) σε καννάβους διαφόρων σχημάτων. Έτσι δημιουργούνται κατακόρυφες επιφάνειες στράγγισης με αποτέλεσμα πέραν της κατακόρυφης απλής ή διπλής στράγγισης να αναπτύσσεται λόγω διαφοράς υδραυλικού φορτίου και οριζόντια - ακτινική στράγγιση, η οποία εξελίσσεται τόσο ταχύτερα όσο μικρότερη είναι η πλευρά του καννάβου, δηλαδή όσο περισσότερο αυξάνει η υδραυλική κλίση που προκαλεί την πλευρική ροή.



ΣΧΗΜΑ 5.5 Διάταξη πλαστικών στραγγιστηρίων σε άργιλο κάτω από επίχωμα προφόρτισης

Για συνδυασμένη οριζόντια και κατακόρυφη στράγγιση ο βαθμός στερεοποίησης υπολογίζεται από τη σχέση:

$$1 - U = (1 - U_v) \times (1 - U_r)$$

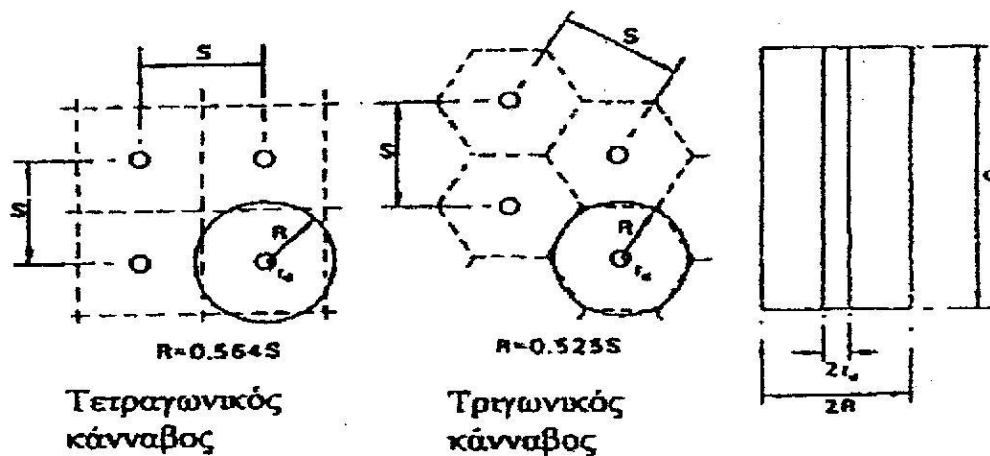
Όπου:

- U_v :Βαθμός στερεοποίησης για κατακόρυφη στράγγιση και
- U_r :Βαθμός στερεοποίησης για οριζόντια στράγγιση.

Για τον προσδιορισμό ενός δικτύου στραγγιστηρίων θα πρέπει να προσδιοριστούν οι εξής παράμετροι όπως φαίνονται και στο **ΣΧΗΜΑ 5.6**:

- Η ακτίνα του στραγγιστηρίου R_d και
- Η αξονική απόσταση μεταξύ των στραγγιστηρίων S .

Ο υπολογισμός των δύο αυτών παραμέτρων γίνεται επαναληπτικά με δοκιμές έχοντας ως δεδομένα τον απαιτούμενο χρόνο ολοκλήρωσης της στερεοποίησης, το πάχος του συμπιεστού στρώματος και τους συντελεστές στερεοποίησης c_v και c_r .



ΣΧΗΜΑ 5.6 Απεικόνιση κυκλικής επιφάνειας επιρροής στραγγιστηρίου για διάφορα είδη κώνναβων

Σύμφωνα με τη θεωρία Barron της οριζόντιας στερεοποίησης κάθε στραγγιστήριο εξυπηρετεί μια κυκλική επιφάνεια διαμέτρου D_e με εμβαδόν ίσο με το εμβαδόν της επιφάνειας που πραγματικά αυτό εξυπηρετεί. Συνεπώς η ακτίνα επιρροής του στραγγιστηρίου R_e εξαρτάται από το είδος του χρησιμοποιούμενου κώνναβου. Συγκεκριμένα:

- Για ισόπλευρο τριγωνικό κώνναβο πλευράς S είναι $D_e = 2 \times R_e = 1,05 \times S$ και
- Για τετραγωνικό κώνναβο πλευράς S είναι $D_e = 2 \times R_e = 1,13 \times S$.

Επίσης ισχύει:

$$c_r \cong (K_r/K_v) \times c_v$$

όπου:

- c_v : Συντελεστής κατακόρυφης στερεοποίησης,
- c_r : Συντελεστής οριζόντιας στερεοποίησης,
- K_v : Συντελεστής κατακόρυφης διαπερατότητας και
- K_r : Συντελεστής οριζόντιας διαπερατότητας.

Ο λόγος K_r/K_v εξαρτάται από την επιτόπου ανισοτροπία του εδάφους όπως φαίνεται στον **ΠΙΝΑΚΑ 5.2**:

ΤΥΠΟΣ ΑΡΓΙΛΟΥ	K_r/K_v
Ομοιογενείς αποθέσεις	1,0÷1,5
Προσχωσιγενείς αργλικές αποθέσεις με διακοπτόμενες ενστρώσεις και φακούς μεγαλύτερης διαπερατότητας	2,0÷4,0
Στρωσιγενείς άργιλοι και άλλες αποθέσεις με ενδιάμεσες (πρακτικά συνεχείς) στρώσεις διαπερατού υλικού	3,0÷15,0

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.2 Συνήθεις τιμές του λόγου K_r/K_v

Κατά την κατασκευή – τοποθέτηση των στραγγιστηρίων προκαλείται αναμόχλευση και επαναστερεοποίηση του εδάφους περιμετρικά του στραγγιστηρίου σε ακτίνα διπλάσια έως τριπλάσια της ακτίνας του. Η περιοχή αυτή ονομάζεται *ζώνη αναμόχλευσης* (Smear zone) είναι πρακτικά ομοιογενής και γι αυτήν ισχύουν τα εξής:

$$K_{r,s}/K_v = 1,0 \div 1,5,$$

$$c_{r,s}/c_v = 1,0 \div 1,5$$

Όπου:

- $c_{r,s}$: Συντελεστής οριζόντιας στερεοποίησης στη ζώνη αναμόχλευσης και
- $K_{r,s}$: Συντελεστής οριζόντιας διαπερατότητας στη ζώνη αναμόχλευσης.

Φυσικά η τοπική αυτή μείωση του c_r σε $c_{r,s}$ σε σχέση με το περιβάλλον φυσικό έδαφος αυξάνει αντίστοιχα τον χρόνο που απαιτείται για την ολοκλήρωση της οριζόντιας στερεοποίησης. Λαμβάνοντας λοιπόν υπόψη την ύπαρξη της ζώνης αναμόχλευσης ο μέσος βαθμός οριζόντιας στερεοποίησης U_r υπολογίζεται ως εξής:

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

Όπου:

- T_r : Χρονικός παράγοντας για οριζόντια στράγγιση που υπολογίζεται από τη σχέση:

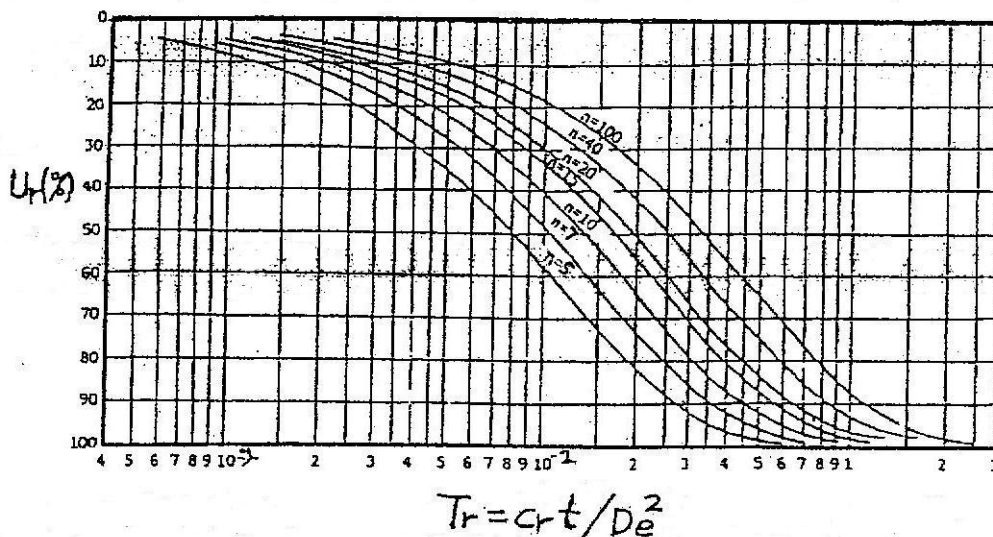
$$T_r = c_r \times t / D_e^2$$

- A : Παράμετρος που υπολογίζεται από τη σχέση:

$$A = \ln \left(R_e / R_d \right) - 3/4 + (K_r / K_{r,s} - 1) \times \ln (R_s / R_d),$$

- R_s : Η ακτίνα της ζώνης αναμόχλευσης για την οποία $R_s / R_d = 2 \div 3$.

Εάν δεν λάβουμε υπόψη την επίδραση της ύπαρξης ζώνης αναμόχλευσης ο υπολογισμός του μέσου βαθμού οριζόντιας ακτινικής στερεοποίησης U_r γίνεται σύμφωνα με το **ΣΧΗΜΑ 5.7** συναρτήσει του χρονικού παράγοντα T_r της στερεοποίησης και του συντελεστή $n = R_e / R_d$.



ΣΧΗΜΑ 5.7 Διάγραμμα βαθμού οριζόντιας στερεοποίησης σε σχέση με τον αντίστοιχο χρονικό παράγοντα

5.6 ΓΕΝΙΚΑ ΓΙΑ ΤΟΥΣ ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΟΥΣ

5.6.1 ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΤΩΝ ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΩΝ

Με την κατασκευή χαλικοπασσάλων σε μαλακής έως μέσης συνεκτικότητας άργιλο πριν τη φόρτιση του εδάφους επιτυγχάνονται τα εξής:

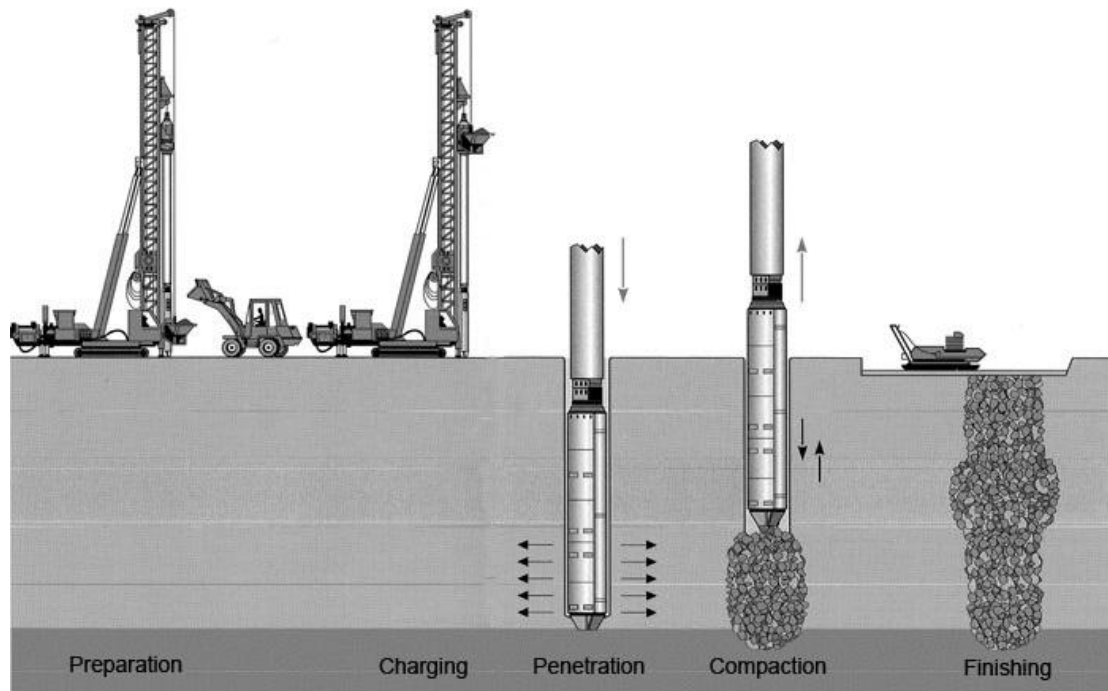
- Και μόνο με την κατασκευή και χωρίς αυτοί να φορτιστούν επέρχεται βελτίωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους διότι από καθαρώς συνεκτική στρώση με $c_u \neq 0$ και $\phi_u = 0$ μετατρέπεται σε *μικτό ισοδύναμο έδαφος* με $c^* \neq 0$ και $\phi^* \neq 0$,
- Μετά την ολοκλήρωση της στερεοποίησης και λόγω του ομοιόμορφα επιβεβλημένου επιφανειακού φορτίου σ_0 της κατασκευής επέρχεται ανακατανομή φορτίου, ώστε ο χαλικοπάσσαλος να αναλαμβάνει πίεση κεφαλής $\sigma_{\text{χαλ.}} > \sigma_0$, ενώ το περιβάλλον έδαφος $\sigma_{\text{εδ.}} = \frac{\sigma_{\text{χαλ.}}}{n} < \sigma_0$. Αυτό οφείλεται αφενός στη διαφορά των μέτρων ελαστικότητας E_c , E_s του χαλικοπασσάλου και της αργίλου αντίστοιχα και αφετέρου στο συμβιβαστό των παραμορφώσεων των δύο υλικών. Σαν αποτέλεσμα:
 - Αυξάνεται η αστράγγιστη διατμητική αντοχή της κανονικά στερεοποιημένης αργίλου NC κατά $\Delta c_u = \sigma'_{\text{εδ.}} \times \left(\frac{c_u}{p}\right)_{NC}$, όπου ο λόγος $\left(\frac{c_u}{p}\right)_{NC}$ κυμαίνεται μεταξύ 0,20 και 0,25 και μπορεί να εκτιμηθεί συναρτήσει του μέσου δείκτη πλαστιμότητας PI της αργίλου με διάφορους τρόπους, όπως από την εμπειρική σχέση του Skempton $\left(\frac{c_u}{p}\right)_{NC} = 0,11 + 0,0037 \times (PI)\%$ και

- Λόγω μεγάλης αύξησης της αναλαμβανόμενης κατακόρυφης ορθής τάσης σε μία διατομή του χαλικοπασσάλου αυξάνεται σημαντικά και η αντοχή τριβής σε οριζόντιο επίπεδο. Έτσι, η συνολική αντίσταση τριβής οριζόντιας επιφάνειας σε βάθος z αυξάνεται εξίσου όπως και οι ισοδύναμες παράμετροι αντοχής $c_{ισοδ.}$, $\phi_{ισοδ.}$ του μικτού ισοδύναμου εδάφους που δημιουργείται. Τελικά οι συνθήκες των ελέγχων φέρουσας ικανότητας με κύκλους ολίσθησης βελτιώνονται αισθητά,
- Λόγω αυτής της ανακατανομής του φορτίου και του συμβιβαστού των παραμορφώσεων στο μικτό ισοδύναμο έδαφος η τελική καθίζησή του είναι μειωμένη σε σχέση με εκείνη του μη ενισχυμένου, η οποία οφείλεται σε μοιόμορφη πίεση σ_0 με συντελεστή $\gamma = \frac{P_{ενισχ.}}{P_{μη ενισχ.}} = \frac{\sigma_{εδ.}}{\sigma_0}$ και
- Λόγω της πολύ μεγάλης διαπερατότητας του χαλικοπάσσαλου σε σχέση με εκείνη του μη ενισχυμένου εδάφους ο χαλικοπάσσαλος λειτουργεί ως στραγγιστήριο μεγάλης διαμέτρου δημιουργώντας γύρω του και συνθήκες οριζόντιας στερεοποίησης πέραν της κατακόρυφης και επιταχύνοντας τη διαδικασία της στερεοποίησης και των καθιζήσεων.

5.6.2 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΚΑΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ – ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΙΚΤΥΟΥ ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΩΝ

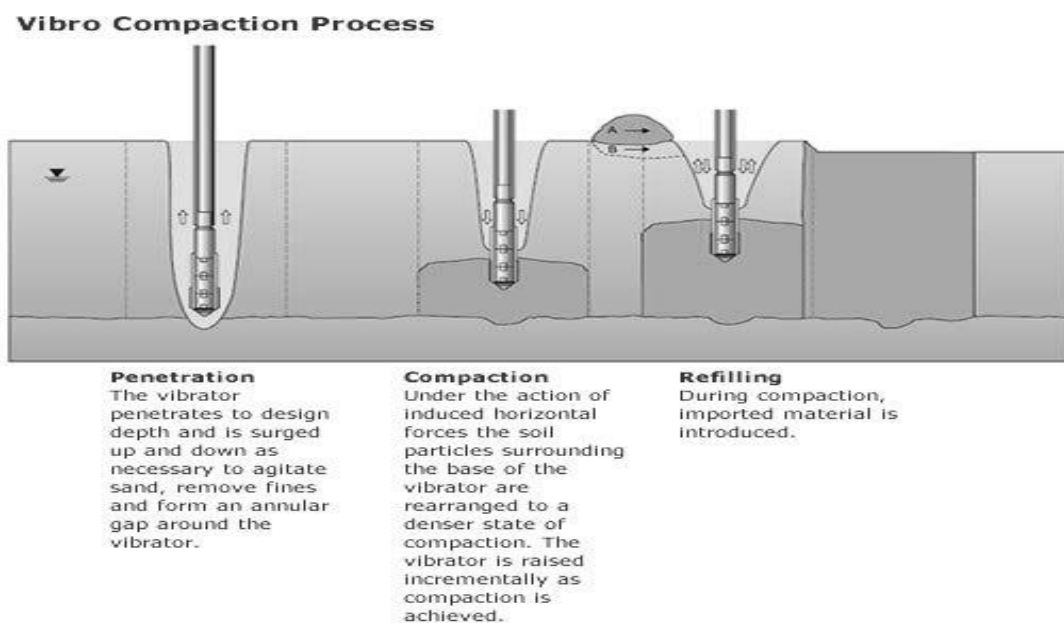
Ανάλογα με την κοκκομετρική διαβάθμιση του υλικού του περιβάλλοντος εδάφους όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 5.10** οι χαλικοπάσσαλοι κατασκευάζονται με δύο μεθόδους:

- Βαθειά δονητική αντικατάσταση (Vibroreplacement): Εφαρμόζεται κυρίως σε υλικά λεπτόκοκκα όπως οι ιλείς (σε ποσοστό μεγαλύτερο του 20% για αμμοίλεις) ή οι άργιλοι όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 5.8** και

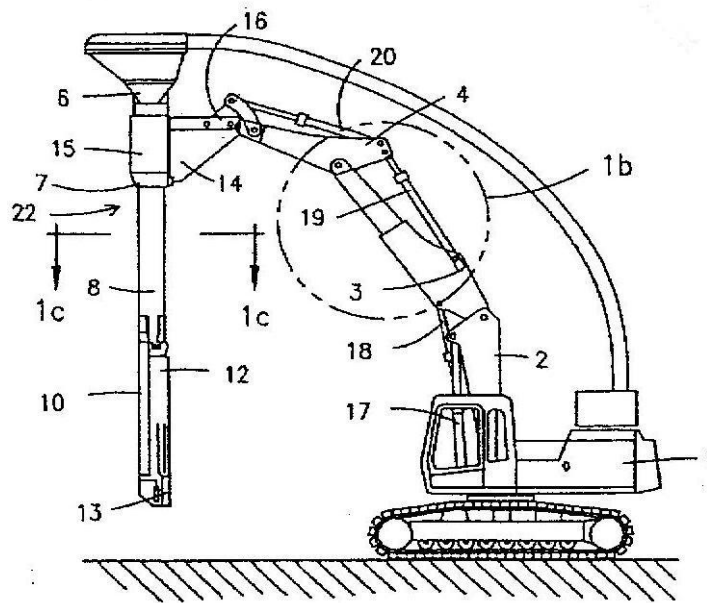


ΣΧΗΜΑ 5.8 Διαδικασία μεθόδου βαθιάς δονητικής αντικατάστασης

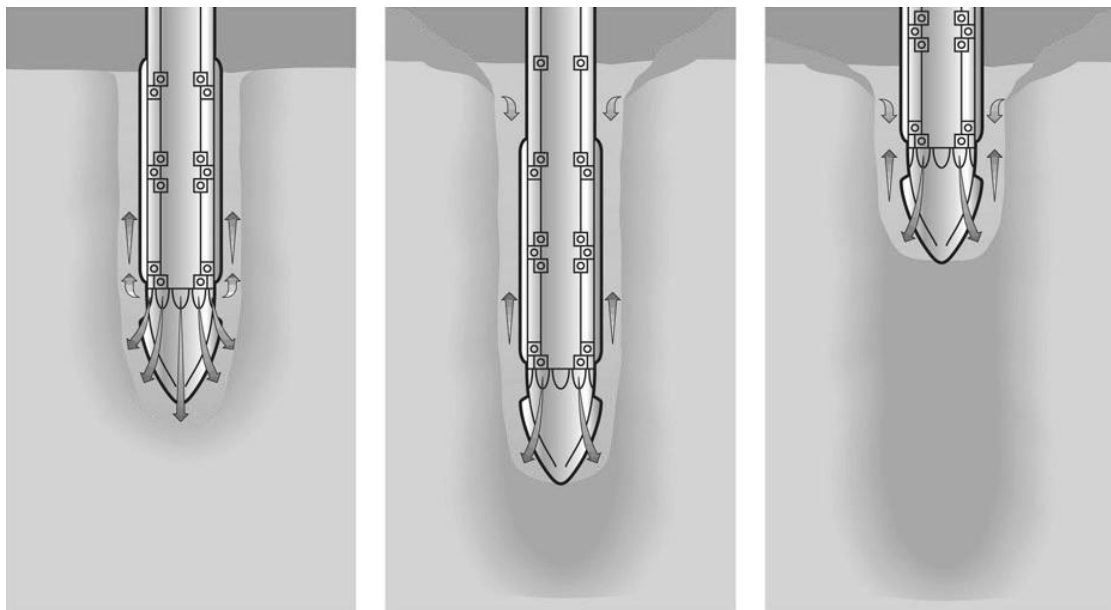
- Βαθειά δονητική συμπίκνωση (Vibrocompaction): Εφαρμόζεται κυρίως σε υλικά περισσότερο χονδρόκοκκα όπως οι άμμοι, οι αμμοίλιες (σε ποσοστό μικρότερο του 20%) ή οι χάλικες όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 5.9.α, β, γ**.



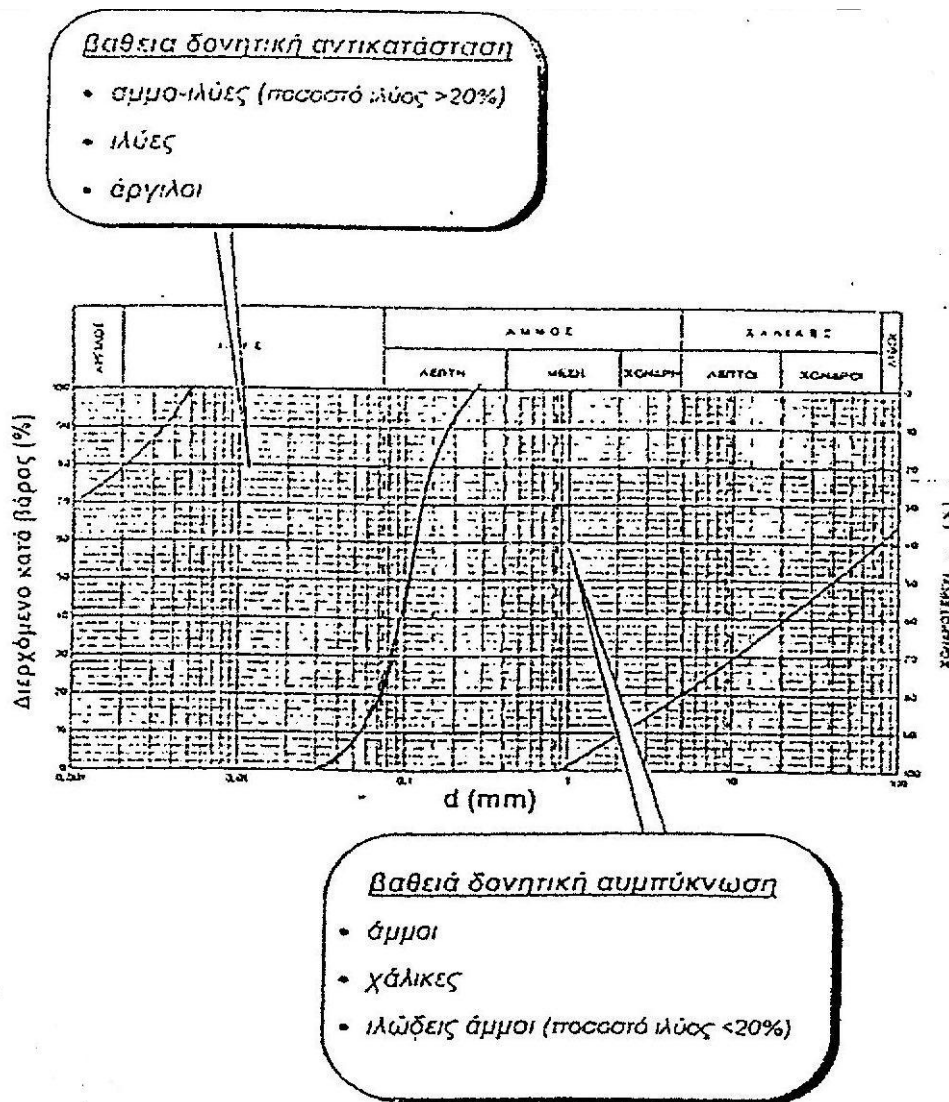
ΣΧΗΜΑ 5.9.α Διαδικασία μεθόδου βαθιάς δονητικής συμπίκνωσης



ΣΧΗΜΑ 5.9.β Διάταξη μεθόδου βαθιάς δονητικής συμπίκνωσης



ΣΧΗΜΑ 5.9.γ Κεφαλή διάταξης μεθόδου βαθιάς δονητικής συμπίκνωσης



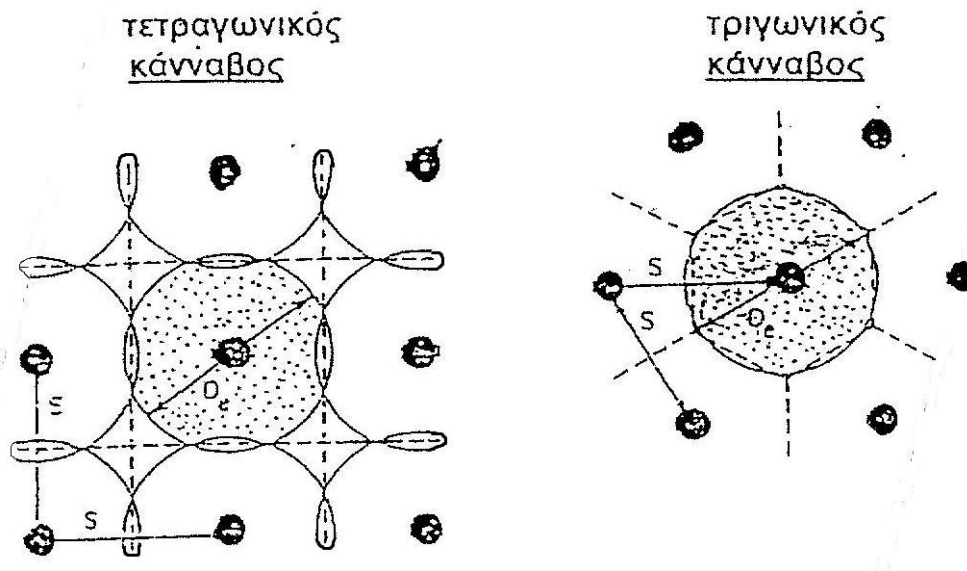
ΣΧΗΜΑ 5.10 Μέθοδοι κατασκευής χαλικοπασσάλων ανάλογα με την κοκκομετρική διαβάθμιση του εδαφικού υλικού

Τα δίκτυα χαλικοπασσάλων κατασκευάζονται είτε σε τετραγωνικό κάναβο πλευράς S είτε σε κάναβο ισόπλευρων τριγώνων πλευράς S όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 5.11** ως εξής:

- Στην πρώτη περίπτωση η εξυπηρετούμενη από κάθε χαλικοπάσσαλο τετραγωνική επιφάνεια $A = S^2$ εξισώνεται με ισοδύναμη κυκλική διαμέτρου $D_e = 2 \times R_e = \frac{2 \times S}{\sqrt{\pi}} = 1,13 \times S$ και
- Στη δεύτερη περίπτωση η εξυπηρετούμενη από κάθε χαλικοπάσσαλο επιφάνεια είναι κανονικό εξάγωνο με ύψος τριγώνου $0,5 \times S$ και βάση $2 \times \left(\frac{S}{2} \times \tan 30^\circ\right) = 0,577 \times S$, οπότε $A_{εξ.} = 6 \times 0,5 \times 0,5 \times 0,577 \times S^2 =$

$0,8655 \times S^2$. Αυτή εξισώνεται με ισοδύναμη κυκλική επιφάνεια διαμέτρου

$$D_e = 2 \times R_e = \sqrt{\frac{0,8655 \times 4}{\pi}} \times S = 1,05 \times S.$$



ΣΧΗΜΑ 5.11 Τετραγωνική και τριγωνική διάταξη καννάβου χαλικοπασσάλων

Από τα παραπάνω και όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 5.12** ορίζεται ο *συντελεστής αντικατάστασης* η τιμή του οποίου κυμαίνεται από 0 έως 1 και δίνεται από τη σχέση:

$$a_s = \frac{A_{\text{χαλ.}}}{A_e} = 4 \times \frac{A_{\text{χαλ.}}}{\pi \times D_e^2}$$

Όπου:

- Για τετραγωνικό καννάβο $a_s = 0,78 \times \left(\frac{D_{\text{χαλ.}}}{S}\right)^2$ και
- Για τριγωνικό καννάβο $a_s = 0,91 \times \left(\frac{D_{\text{χαλ.}}}{S}\right)^2$.

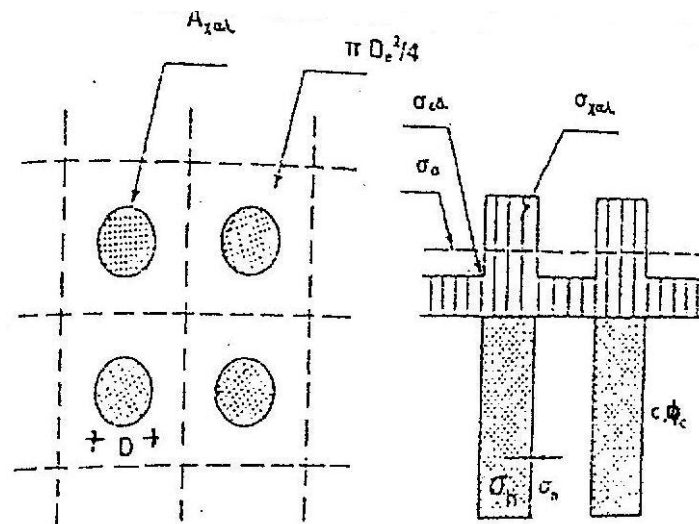
Επίσης ορίζεται ο *συντελεστής συγκέντρωσης τάσεων* η τιμή του οποίου δίνεται από τη σχέση:

$$n = \sigma_{\chi\alpha\lambda.} / \sigma_{\varepsilon\delta.} = \frac{1}{\gamma} - (1 - \alpha_s)$$

Όπου:

$$\bullet \left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{\sigma_{\varepsilon\delta.}}{E_{\varepsilon\delta.}} \times H, \\ \rho_o = \frac{\sigma_o}{E_{\varepsilon\delta.}} \times H, \\ \frac{\sigma_{\varepsilon\delta.}}{\sigma_o} = \frac{1}{n \times \alpha_s + (1 - \alpha_s)}, \quad \text{και} \\ \gamma = \frac{\rho}{\rho_o} = \frac{1}{n \times \alpha_s + (1 - \alpha_s)} \end{array} \right.$$

- γ: Συντελεστής μείωσης των καθιζήσεων του ενισχυμένου εδάφους σχετικά με του μη ενισχυμένου όπως ορίσθηκε παραπάνω.



ΣΧΗΜΑ 5.12 Διαστασιολόγηση καννάβου χαλικοπασσάλων

Μια άνω οριακή τιμή του παραπάνω συντελεστή είναι η $n = \frac{E_{\chi\alpha\lambda.}}{E_{\varepsilon\delta.}}$ και προκύπτει από τη θεώρηση μηδενικής πλευρικής παραμόρφωσης τόσο για τον χαλικοπάσσαλο όσο και για το περιβάλλον έδαφος. Στην περίπτωση αυτή οι τιμές των καθιζήσεων χαλικοπασσάλου και εδάφους, καθώς και του συμβιβαστού των παραμορφώσεων οδηγούν στις εξής σχέσεις:

$$\frac{\sigma_o}{E_{\varepsilon\delta.}} \times H = \rho_{\varepsilon\delta.} = \rho_{\chi\alpha\lambda.} = \frac{\sigma_{\chi\alpha\lambda.}}{E_{\chi\alpha\lambda.}} \times H,$$

$$n = \frac{\sigma_{\chi\alpha\lambda.}}{\sigma_{\varepsilon\delta.}} = \frac{E_{s\chi\alpha\lambda.}}{E_{s\varepsilon\delta.}} = \frac{1,35 \times E_{\chi\alpha\lambda.}}{1,35 \times E_{\varepsilon\delta.}} = \frac{E_{\chi\alpha\lambda.}}{E_{\varepsilon\delta.}}$$

Η θεώρηση αυτή οδηγεί συνήθως σε μεγάλες τιμές $\sigma_{\chi\alpha\lambda.}$ αλλά και σε μικρές καθιζήσεις. Επειδή όμως επιβαρύνεται τόσο η κεφαλή του χαλικοπασσάλου ώστε να προκύπτει ανεπαρκής συντελεστής ασφαλείας έναντι θραύσης κρίνεται σκόπιμο να εφαρμόζεται μόνο στην περίπτωση άκαμπτης πλάκας έδρασης και χαλικοπασσάλων εδραζόμενων στο υποκείμενο της αργίλου - αρκετά ανθεκτικότερο - στρώμα.

Όσον αφορά τις τιμές των τελικών τάσεων $\sigma_{\chi\alpha\lambda.}$ και $\sigma_{\varepsilon\delta.}$ μετά τη στερεοποίηση και την ανακατανομή των τάσεων αυτές προκύπτουν συναρτήσει της αρχικής ομοιόμορφης τάσης, του λόγου αντικατάστασης και του λόγου συγκέντρωσης τάσεων ως εξής:

$$\sigma_o \times \frac{\pi \times D_e^2}{4} = \sigma_{\chi\alpha\lambda.} \times \frac{\pi \times D_{\chi\alpha\lambda.}^2}{4} + \sigma_{\varepsilon\delta.} \times \frac{\pi \times (D_e^2 - D_{\chi\alpha\lambda.}^2)}{4} \Rightarrow$$

$$\sigma_o = \sigma_{\chi\alpha\lambda.} \times \left(\frac{D_{\chi\alpha\lambda.}}{D_e}\right)^2 + \sigma_{\varepsilon\delta.} \times \left[1 - \left(\frac{D_{\chi\alpha\lambda.}}{D_e}\right)^2\right] \Rightarrow$$

$$\boxed{\sigma_o = \sigma_{\chi\alpha\lambda.} \times \alpha_s + \sigma_{\varepsilon\delta.} \times (1 - \alpha_s)}$$

Λαμβάνοντας επιπλέον υπόψη ότι $\sigma_{\chi\alpha\lambda.} = n \times \sigma_{\varepsilon\delta.}$ τελικά προκύπτουν τα εξής:

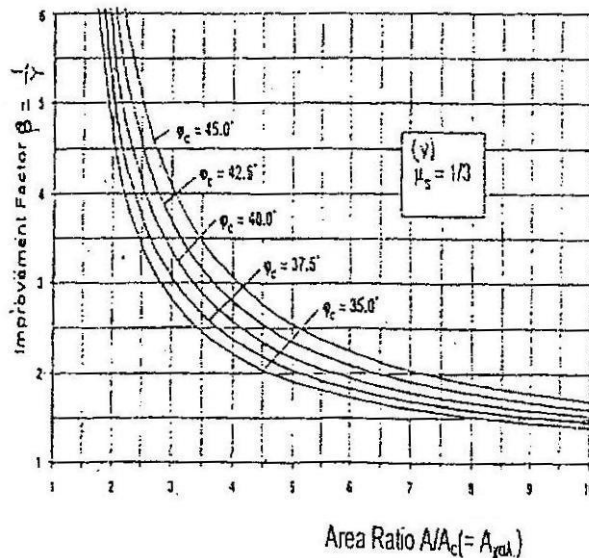
$$\sigma_{\varepsilon\delta.} = \frac{1}{n \times \alpha_s + (1 - \alpha_s)} \times \sigma_o$$

$$\sigma_{\chi\alpha\lambda.} = \frac{n}{n \times \alpha_s + (1 - \alpha_s)} \times \sigma_o$$

5.6.3 ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ – ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ $\beta=1/\gamma$ ΚΑΤΑ PRIEBE

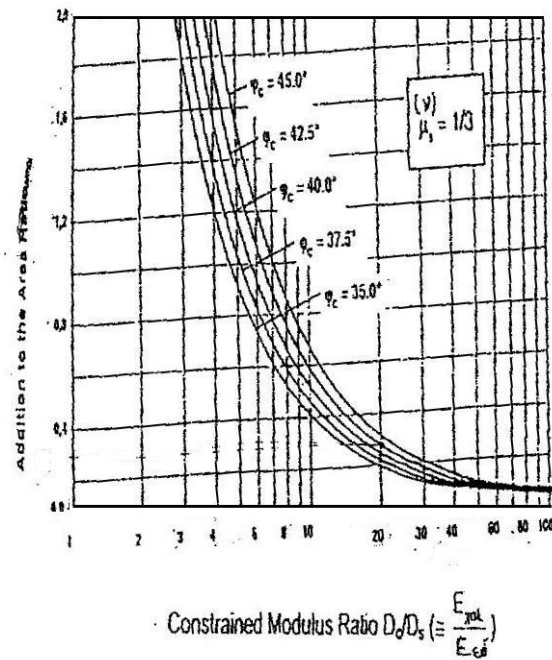
Ο Priebe υποθέτοντας αρχικά ότι το υλικό του χαλικοπασσάλου διατέμνεται, ενώ το περιβάλλον έδαφος παραμορφώνεται ελαστικά, καθώς και ότι η διαδικασία κατασκευής των χαλικοπασσάλων παραμόρφωσε το έδαφος σε τέτοιο βαθμό ώστε η αντίσταση του να προσομοιάζει εκείνη του ρευστού (συντελεστής πλευρικών πιέσεων $K=1$) και υιοθετώντας τη συνήθη τιμή (για αργίλους μετά τη στερεοποίηση

και για άμμους εξ αρχής) του λόγου Poisson $\nu=1/3$ έδωσε το νομογράφημα που φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 5.13** βάσει του οποίου προκύπτει ο συντελεστής βελτίωσης – ενίσχυσης $\beta=1/\gamma$ του εδάφους συναρτήσει του αντίστροφου του λόγου αντικατάστασης $\frac{1}{\alpha_s} = \frac{A}{A_{\chiαλ.}}$ και της γωνίας τριβής του υλικού του χαλικοπασσάλου $\phi_{\chiαλ.}$.



ΣΧΗΜΑ 5.13 Συντελεστής βελτίωσης – ενίσχυσης του εδάφους $\beta=1/\gamma$ κατά Priebe

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι στο νομογράφημα δε λαμβάνεται υπόψη η συμπίεστικότητα του ίδιου του υλικού του χαλικοπασσάλου δηλαδή θα έπρεπε σε περίπτωση ολοκληρωτικής αντικατάστασης του εδάφους από αυτό το υλικό ($\alpha_s = \frac{A}{A_{\chiαλ.}} = 1$) ο συντελεστής β να απειριζόταν ανεξάρτητα της τιμής της $\phi_{\chiαλ.}$. Για να ληφθεί υπόψη και η συμπίεστικότητα του ίδιου του υλικού του χαλικοπασσάλου επαυξάνεται ο λόγος $\frac{A}{A_{\chiαλ.}}$ κατά μία τιμή $\Delta(\frac{A}{A_{\chiαλ.}})$ και μετά εφαρμόζεται το νομογράφημα για την τελική τιμή $(\frac{A}{A_{\chiαλ.}})_{τελ.} = (\frac{A}{A_{\chiαλ.}})_ο + \Delta(\frac{A}{A_{\chiαλ.}})$. Η πρόσθετη τιμή $\Delta(\frac{A}{A_{\chiαλ.}})$ παρέχεται και αυτή κατά Priebe από νομογράφημα όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 5.14** συναρτήσει του λόγου των μέτρων μονοδιάστατης συμπίεσης χαλικοπάσσάλου - εδάφους $\frac{D_{\chiαλ.}}{D_{εδ.}}$ (άρα και των αντίστοιχων μέτρων Young) και της γωνίας τριβής του υλικού του χαλικοπασσάλου $\phi_{\chiαλ.}$.



ΣΧΗΜΑ 5.14 Διόρθωση λόγου $A/A_{\text{χαλ.}}$ χαλικοπασσάλου κατά Priebe

5.7 ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΑΝΤΟΧΗΣ ΜΙΚΤΟΥ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

5.7.1 ΑΜΕΣΩΣ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΤΩΝ ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΩΝ

Για την περίπτωση του τέλους της κατασκευής των χαλικοπασσάλων οι τιμές c^* και ϕ^* του μικτού ισοδύναμου εδάφους προκύπτουν κατά Di Maggio συναρτήσεως του συντελεστή αντικατάστασης και της γωνίας διατμητικής αντοχής του υλικού του χαλικοπασσάλου σύμφωνα με τις εξής σχέσεις:

$$c^* = (1 - \alpha_s) \times c_w$$

$$\tan \phi^* = \alpha_s \times \tan \phi_{\text{χαλ.}}$$

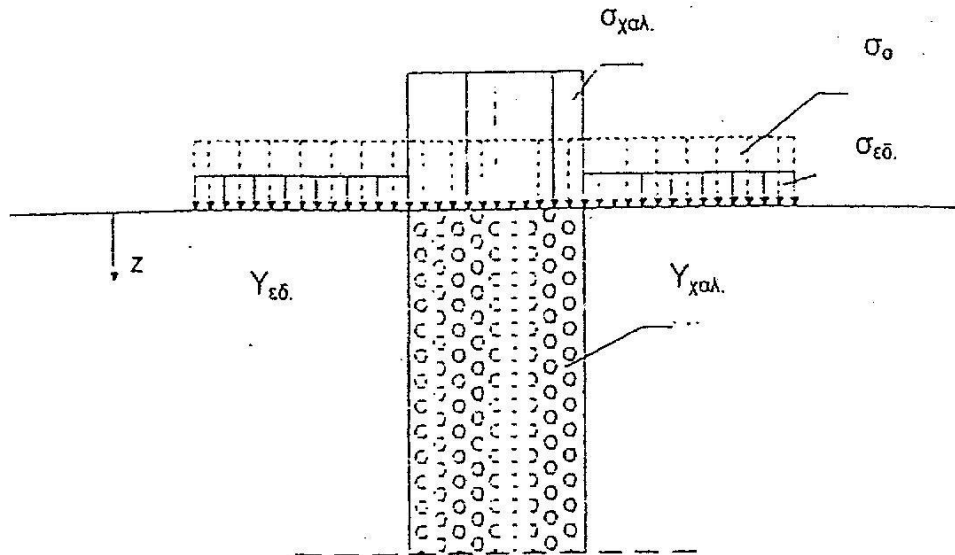
$$\gamma^* = \alpha_s \times \gamma_{\text{χαλ.}} + (1 - \alpha_s) \times \gamma_{\text{εδ.}}$$

5.7.2 ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΟΛΟΚΛΗΡΩΣΗ ΤΗΣ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΗΣ ΚΑΙ ΤΗΝ ΑΝΑΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΤΑΣΕΩΝ ΚΑΤΑ ΤΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΣΥΝΟΧΗΣ – ΤΡΙΒΗΣ

Σύμφωνα με το **ΣΧΗΜΑ 5.15** ορίζονται τα εξής μεγέθη:

- σ_0 : Μέση πρόσθετη πίεση στην κεφαλή των χαλικοπασσάλων,
- $\sigma_{\text{χαλ.}}$: Πίεση από ανακατανομή στο χαλικοπάσσαλο,

- $\sigma_{εδ.}$: Πίεση από ανακατανομή στο έδαφος,
- $\gamma_{χαλ.}$: Το φαινόμενο βάρος του χαλικοπασσάλου και
- $\gamma_{εδ.}$: Το φαινόμενο βάρος του εδάφους.



ΣΧΗΜΑ 5.15 Διαστασιολόγηση χαλικοπασσάλου

Για μια τυχαία στάθμη σε βάθος z από την κεφαλή των χαλικοπασσάλων ισχύουν τα εξής:

- Πριν την επιβολή της πρόσθετης πίεσης:
 - Αρχική μέση ενεργός τάση $\gamma'_m \times z$,
 - Αρχική μέση ενεργός τάση στο χαλικοπάσσαλο $\gamma'_{χαλ.} \times z$ και
 - Αρχική μέση ενεργός τάση στο έδαφος $\gamma'_{εδ.} \times z$,
- Λόγω της επιβολής της πρόσθετης πίεσης:
 - Πρόσθετη μέση πίεση σ_o ,
 - Πρόσθετη μέση πίεση στο χαλικοπάσσαλο $\sigma_{χαλ.,z}$ και
 - Πρόσθετη μέση πίεση στο έδαφος $\sigma_{εδ.,z}$,
- Μετά την επιβολή της πρόσθετης πίεσης - τελική πίεση:
 - Τελική μέση πίεση $\gamma'_m \times z + \sigma_o$,
 - Τελική μέση πίεση στο χαλικοπάσσαλο $\gamma'_{χαλ.} \times z + \sigma_{χαλ.,z}$ και
 - Τελική μέση πίεση στο έδαφος $\gamma'_{εδ.} \times z + \sigma_{εδ.,z}$.

Από την εξίσωση ισορροπίας είναι $\sigma_o \times A = \sigma_{\chi\alpha\lambda.} \times A_{\chi\alpha\lambda.} + \sigma_{\varepsilon\delta.} \times (A - A_{\chi\alpha\lambda.})$ και από την εξίσωση συμβιβαστού των παραμορφώσεων με παραδοχή μηδενικών πλευρικών παραμορφώσεων $\frac{\sigma_{\chi\alpha\lambda.}}{E_{\chi\alpha\lambda.}} = \frac{\sigma_{\varepsilon\delta.}}{E_{\varepsilon\delta.}} \Rightarrow n = \frac{\sigma_{\chi\alpha\lambda.}}{\sigma_{\varepsilon\delta.}} = \frac{E_{\chi\alpha\lambda.}}{E_{\varepsilon\delta.}}$, οπότε τελικά ισχύει:

$$\sigma_o = \frac{A_{\chi\alpha\lambda.}}{A} \times (n \times \sigma_{\varepsilon\delta.}) + \left(1 - \frac{A_{\chi\alpha\lambda.}}{A}\right) \times \sigma_{\varepsilon\delta.} \Rightarrow$$

$$\sigma_o = \alpha_s \times n \times \sigma_{\varepsilon\delta.} + (1 - \alpha_s) \times \sigma_{\varepsilon\delta.} \Rightarrow$$

$$\sigma_{\varepsilon\delta.} = \frac{\sigma_o}{\alpha_s \times n + (1 - \alpha_s)} \Rightarrow$$

$$\sigma_{\varepsilon\delta.} = \frac{4 \times a \times b \times \sigma_o}{n \times \pi \times D_{\chi\alpha\lambda.}^2 + 4 \times a \times b - \pi \times D_{\chi\alpha\lambda.}^2}$$

Η συνολική αντοχή του μικτού ισοδύναμου εδάφους είναι:

- Πριν τη φόρτιση $T = c_{u,z} \times A$ και
- Μετά τη φόρτιση $T = T_c + T_\varphi = c_{u,z} \times (1 - \alpha_s) \times A + (\gamma'_{\chi\alpha\lambda.} \times z + \sigma_{\chi\alpha\lambda.,z}) \times (\alpha_s - A) \times \tan\varphi_{\chi\alpha\lambda.}$

Μετά τη φόρτιση όμως ισχύει $T = c_{ισοδ.} \times A + [(\gamma'_m \times z + \sigma_o) \times A] \times \tan\varphi_{ισοδ.}$

Έτσι προκύπτουν οι ισοδύναμες παράμετροι αντοχής από τις εξής σχέσεις:

$$c_{ισοδ.} = c_{u,z} \times (1 - \alpha_s),$$

$$\varphi_{ισοδ.} = \tan^{-1} \left[\frac{\alpha_s \times (\gamma'_{\chi\alpha\lambda.} \times z + \sigma_{\chi\alpha\lambda.,z})}{(\gamma'_m \times z + \sigma_o)} \times \tan\varphi_{\chi\alpha\lambda.} \right]$$

Μετά τη στερεοποίηση συντελούνται μεταβολές της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής και της συνοχής του μικτού ισοδύναμου εδάφους ανάλογα με το είδος της αργίλου σύμφωνα με τα εξής:

- Για κανονικά στερεοποιημένες αργίλους NC με γνωστό λόγο $\frac{c_u}{p}$ ισχύουν οι εξής σχέσεις:

$$\Delta c_{u,z} = \left(\frac{c_u}{p}\right) \times \sigma_{\varepsilon\delta.,}$$

$$c_{u,z}^{\tau\epsilon\lambda.} = c_{u,z}^{\alpha\rho\chi.} + \Delta c_{u,z} = c_{u,z}^{\alpha\rho\chi.} + \left(\frac{c_u}{p}\right) \times \sigma_{\varepsilon\delta.,}$$

$$c_{ισοδ.}^{\tau\epsilon\lambda.} = (1 - \alpha_s) \times c_{u,z}^{\tau\epsilon\lambda.} = (1 - \alpha_s) \times c_{u,z}^{\alpha\rho\chi.} + (1 - \alpha_s) \times \left(\frac{c_u}{p}\right) \times \sigma_{\epsilon\delta.}$$

- Για προστερεοποιημένες αργίλους OC με γνωστό $OCR_{\alpha\rho\chi.}$ ισχύουν οι εξής σχέσεις:

$$OCR_{\tau\epsilon\lambda.} = \frac{OCR_{\alpha\rho\chi.} \times (\gamma'_m \times z)}{(\gamma'_m \times z) + \sigma_{\epsilon\delta.}},$$

$$c_{u,z}^{\tau\epsilon\lambda.} = [(\gamma'_m \times z) + \sigma_{\epsilon\delta.}] \times OCR_{\tau\epsilon\lambda.}^{0,8} \times \left(\frac{c_u}{p}\right)_{NC} \Rightarrow$$

$$c_{u,z}^{\tau\epsilon\lambda.} = [(\gamma'_m \times z) + \sigma_{\epsilon\delta.}] \times \left(\frac{OCR_{\alpha\rho\chi.} \times (\gamma'_m \times z)}{(\gamma'_m \times z) + \sigma_{\epsilon\delta.}}\right)^{0,8} \times \left(\frac{c_u}{p}\right)_{NC} (> c_{u,z}^{\alpha\rho\chi.}),$$

$$c_{ισοδ.}^{\tau\epsilon\lambda.} = (1 - \alpha_s) \times c_{u,z}^{\tau\epsilon\lambda.} = (1 - \alpha_s) \times [(\gamma'_m \times z) + \sigma_{\epsilon\delta.}] \times \left(\frac{OCR_{\alpha\rho\chi.} \times (\gamma'_m \times z)}{(\gamma'_m \times z) + \sigma_{\epsilon\delta.}}\right)^{0,8} \times \left(\frac{c_u}{p}\right)_{NC}$$

5.8 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ – ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΚΑΘΙΖΗΣΩΝ ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΟΥ

Η μορφή αστοχίας του μεμονωμένου χαλικοπασσάλου εξαρτάται από πολλούς παράγοντες μερικοί από τους οποίους είναι οι εξής:

- Γεωμετρία,
- Υλικό κατασκευής και
- Μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους.

Σαν αποτέλεσμα δεν είναι εκ των προτέρων γνωστή. Στην πραγματικότητα όμως η αστοχία που επέρχεται έχει τη μορφή της αστοχίας η οποία εκδηλώνεται πρώτη κατά τη σταδιακή επιβολή του φορτίου. Για το λόγο αυτό πρέπει να εξετάζονται όλες οι πιθανές μορφές αστοχίας του χαλικοπασσάλου και να επιλέγεται εκείνη που οδηγεί τελικά στο μικρότερο φορτίο αστοχίας.

Πρέπει, λοιπόν, να ελεγχθεί κατά πόσο η τελική τάση στην κεφαλή του χαλικοπασσάλου $\sigma_{\chi\alpha\lambda.}$ υπερβαίνει ή όχι τη μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή $\sigma_{\epsilon\pi.} = \frac{\sigma_{\nu\omicron\rho.}}{F_s}$, όπου $\sigma_{\nu\omicron\rho.}$ η οριακή πίεση κεφαλής χαλικοπασσάλου για την οποία επέρχεται αστοχία και F_s ο επιθυμητός συντελεστής ασφαλείας (συνήθως μεταξύ των τιμών 1,3 και 2,5). Για την εκτίμηση της $\sigma_{\nu\omicron\rho.}$ επιλέγεται το κατάλληλο από τα επόμενα προσομοίωμα με κριτήριο τον τρόπο αστοχίας του.

5.8.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΜΕ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΠΑΣΣΑΛΟΥ

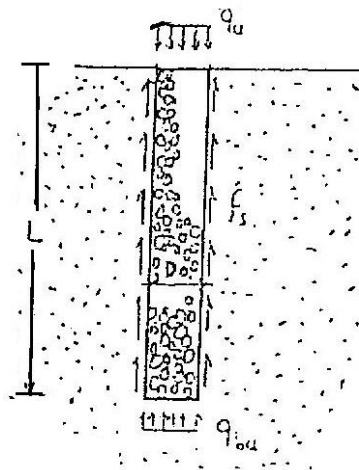
Σύμφωνα με το προσομοίωμα αυτό ο χαλικοπασσάλος αστοχεί και το οριακό φορτίο κεφαλής του προκύπτει όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 5.16** με υπέρβαση της

αντοχής αιχμής και της συνολικής αντοχής πλευρικής τριβής του σύμφωνα με τις εξής σχέσεις:

$$Q_u = \left(\frac{\pi \times D_{\chi\alpha\lambda.}^2}{4} \right) \times q_u = (\pi \times D_{\chi\alpha\lambda.} \times L \times f_s) + \left(\frac{\pi \times D_{\chi\alpha\lambda.}^2}{4} \right) \times q_{bu}$$

$$\sigma_{\text{νορ.}} = \frac{Q_u}{\left(\frac{\pi \times D_{\chi\alpha\lambda.}^2}{4} \right)} = \frac{\pi \times D_{\chi\alpha\lambda.} \times L}{\left(\frac{\pi \times D_{\chi\alpha\lambda.}^2}{4} \right)} \times f_s + q_{bu} = \frac{4 \times L}{D_{\chi\alpha\lambda.}} \times (a \times c_{u,L/2}) + 9 \times c_{u,L}$$

Όπου α: Συντελεστής συνάφειας.



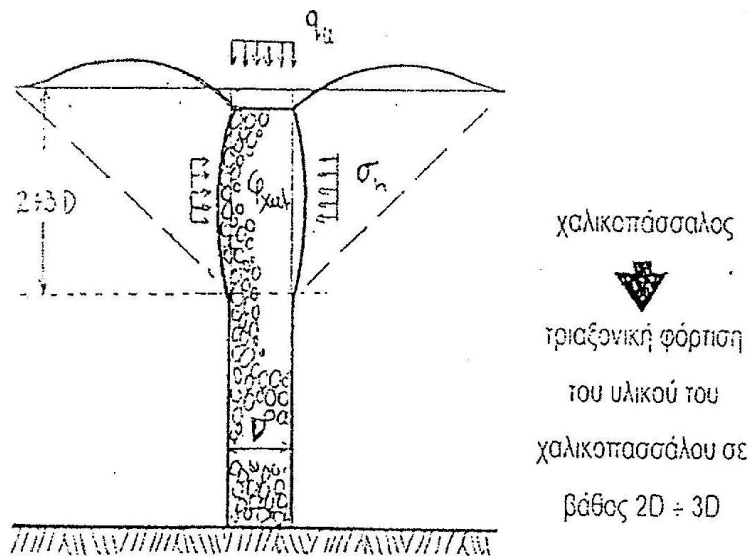
ΣΧΗΜΑ 5.16 Προσομοίωμα πασσάλου για έλεγχο έναντι αστοχίας

5.8.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΜΕ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΤΡΙΑΞΟΝΙΚΟΥ ΔΟΚΙΜΙΟΥ

Σύμφωνα με το προσομοίωμα αυτό λόγω πλευρικής εξάπλωσης - πέραν του οριακού ελαστικού φορτίου $\sigma_{ελ.}$ - σε βάθος διπλάσιο έως τριπλάσιο της διαμέτρου του χαλικοπασσάλου κάτω από την κεφαλή του αυτός αστοχεί με τρόπο ανάλογο του τριαξονικού δοκιμίου όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 5.17**, αλλά με αυξανόμενη - και όχι σταθερή όπως στο τριαξονικό δοκίμιο - μέση πλευρική πίεση $\sigma'_{h,1,5D\chi\alpha\lambda.}$ από μία αρχική τιμή ίση με την αρχική ενεργό πίεση $\sigma'_{ho,1,5D\chi\alpha\lambda.} = K_o \times \sigma'_{vo,1,5D\chi\alpha\lambda.}$ έως μία τελική τιμή ίση με την παθητική πίεση του εδάφους σε βάθος κάτω από την κεφαλή αυτού ίσο με μιάμιση φορά τη διάμετρό του. Έτσι, η μέγιστη τιμή $\sigma'_{\text{νορ.}}$ κατά την αστοχία του δίνεται από τη σχέση:

$$\sigma'_{\text{vor.}} = K_{p\chi\alpha\lambda.} \times \sigma'_{h\text{max},1,5D\chi\alpha\lambda.} = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi_{\chi\alpha\lambda.}}{2}\right) \times \sigma'_{hp,1,5D\chi\alpha\lambda.}$$

Προφανώς το προσομοίωμα του τριαξονικού δοκιμίου οδηγεί σε δυσμενέστερη τιμή $\sigma'_{\text{vor.}}$ τόσο στους χαλικοπασσάλους αιχμής (τους εδραζόμενους σε ανθεκτικότερο σχηματισμό για τον οποίο ισχύει $q_{bu} \gg 9 \times c_{u,L}$), όσο και στους αιωρούμενους χαλικοπασσάλους σχετικώς μεγάλου μήκους.

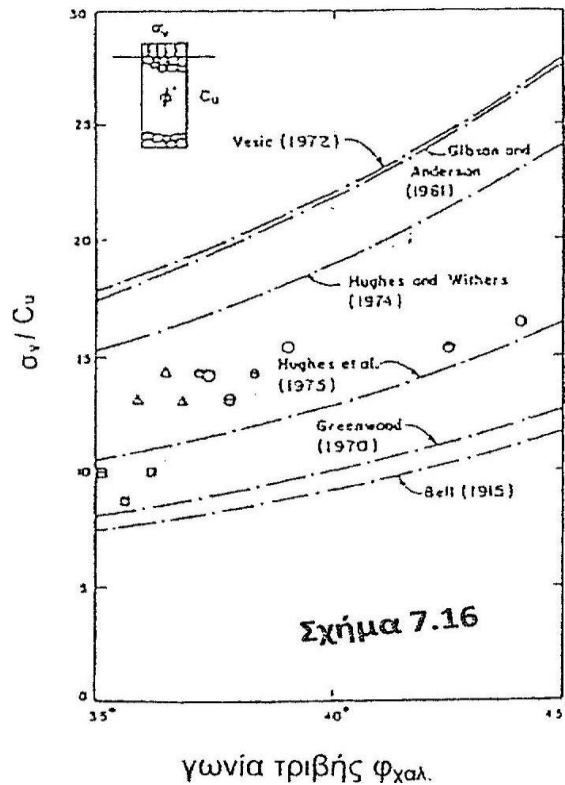


ΣΧΗΜΑ 5.17 Προσομοίωμα τριαξονικού δοκιμίου για έλεγχο έναντι αστοχίας

Όσον αφορά την τιμή της παθητικής ώθησης στην ίδια στάθμη κάτω από την κεφαλή του χαλικοπάσσαλου υπάρχουν οι εξής θεωρήσεις:

- Θεώρηση απειρομήκους πετάσματος κατά Greenwood σύμφωνα με την οποία είναι συντηρητικά $\sigma'_{hp,1,5D\chi\alpha\lambda.} = \sigma'_{vo,1,5D\chi\alpha\lambda.} + 2 \times c_{u,1,5D\chi\alpha\lambda.}$ και
- Θεώρηση διευρυνόμενης κοιλότητας – δοκιμής πρεσσιομέτρου κατά Hughes – Withers σύμφωνα με την οποία $\sigma'_{hp,1,5D\chi\alpha\lambda.} = \sigma'_{ho,1,5D\chi\alpha\lambda.} + 4 \times c_{u,1,5D\chi\alpha\lambda.} \Rightarrow \sigma'_{hp,1,5D\chi\alpha\lambda.} = K_o \times \sigma'_{vo,1,5D\chi\alpha\lambda.} + 4 \times c_{u,1,5D\chi\alpha\lambda.}$

Αποτελέσματα ερευνητών παρουσιάζονται με αδιαστατοποιημένους συντελεστές στο διάγραμμα της γωνίας τριβής του χαλικοπασσάλου συναρτήσε του λόγου $\frac{\sigma'_{\text{vor.}}}{c_u}$ όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 5.18**.



ΣΧΗΜΑ 5.18 Διάγραμμα γωνίας τριβής χαλικοπασσάλου συναρτήσει του λόγου $\frac{\sigma'_{\nu\sigma\rho}}{c_u}$

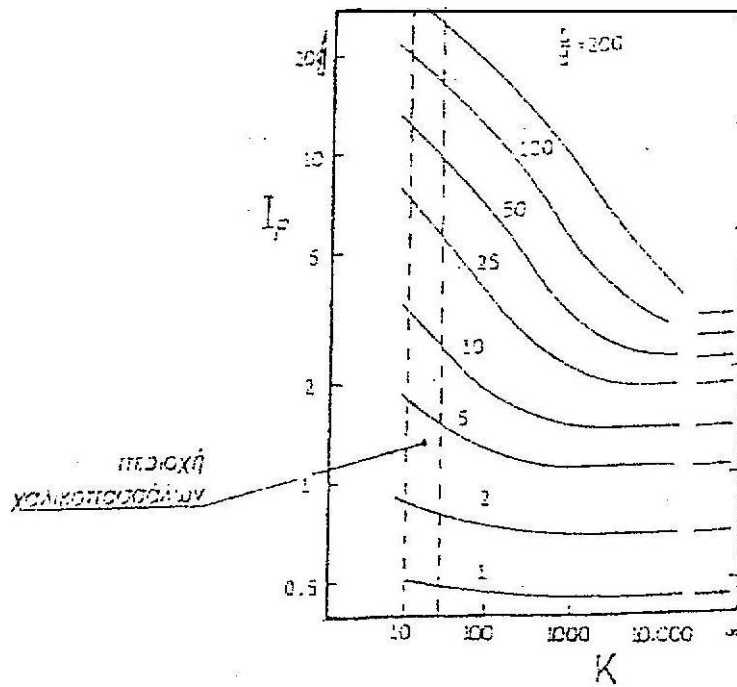
5.8.3 ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΜΕ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΠΑΣΣΑΛΟΥ

Από τις σχέσεις της θεωρίας ελαστικότητας προκύπτουν:

$$p = \frac{Q_{κεφ.}}{E_{εδ.} \times L} \times I_p$$

$$Q_{κεφ.} \leq Q_{επ.} = \frac{P_{ult}}{F}$$

Όπου I_p : Συντελεστής που εξαρτάται από το λόγο $\frac{L}{D_{χαλ.}}$ και από την ακαμψία $K = \frac{E_{χαλ.}}{E_{εδ.}}$ του μικτού ισοδύναμου εδάφους και δίνεται από διάγραμμα όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 5.19**.



ΣΧΗΜΑ 5.19 Διάγραμμα συντελεστή I_p συναρτήσει του λόγου $\frac{L}{D_{\text{χαλ.}}}$ και της ακαμψίας $K = \frac{E_{\text{χαλ.}}}{E_{\text{εδ.}}}$ του μικτού ισοδύναμου εδάφους

5.8.4 ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΜΕ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΤΡΙΑΞΟΝΙΚΟΥ ΔΟΚΙΜΙΟΥ

Από τις σχέσεις της θεωρίας ελαστικότητας προκύπτουν:

$$p = \frac{Q_{\text{κεφ.}} - 2 \times \nu_{\text{χαλ.}} \times \Delta \sigma'_{h_0}}{E_{\text{χαλ.}}} \times [(2 \div 3) D_{\text{χαλ.}}],$$

$$Q_{\text{κεφ.}} \leq Q_{\text{επ.}} = \frac{\sigma_{\text{νορ.}}}{F}$$

Συνήθως για μικρές πιέσεις $Q_{\text{κεφ.}}$ κάτω από το οριακό ελαστικό φορτίο $\sigma_{\text{ελ.}}$ η εικόνα από πλευράς πλευρικών παραμορφώσεων δεν απέχει πολύ από την ουδέτερη κατάσταση οπότε μπορεί να θεωρηθεί ότι ισχύει $\Delta \sigma'_{h_0} = \sigma'_{h_0} - \sigma'_{h_0} \cong 0$ και

$$p = \frac{Q_{\text{κεφ.}}}{E_{\text{χαλ.}}} \times [(2 \div 3) D_{\text{χαλ.}}].$$

6. ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ ΜΕ ΚΥΚΛΟΥΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ

6.1 ΓΕΝΙΚΑ ΓΙΑ ΤΟΝ ΕΛΕΓΧΟ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΜΕ ΚΥΚΛΟΥΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ

Ο έλεγχος ευστάθειας με κύκλους ολίσθησης γίνεται αποκλειστικά με τη μέθοδο διαίρεσης της ολισθαίνουσας μάζας σε λωρίδες - όπως θεμελιώθηκε αρχικά από τον Petterson - με παραδοχή όμως κυκλικής επιφάνειας ολίσθησης για τις εξής ειδικές περιπτώσεις εδαφών:

- Για εδάφη με $c' \neq 0$ και $\phi' \neq 0$ των οποίων η αντοχή του μεταβάλλεται με το βάθος,
- Για μη ομογενή εδάφη που αποτελούνται από διαφορετικές στρώσεις,
- Για μεταβλητές υδραυλικές συνθήκες (πίεση πόρων) εντός του εδάφους και
- Για μη ομαλή γεωμετρική διαμόρφωση της επιφάνειας του πρανούς.

Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή το έδαφος χωρίζεται με κατακόρυφες γραμμές σε λωρίδες πλάτους $b_i = 0,1 \times R$ ή και μικρότερου για μεγαλύτερη ακρίβεια και η ευστάθεια του πρανούς προκύπτει ως άθροισμα των ευσταθειών των επιμέρους λωρίδων του. Στη γενική περίπτωση πρανούς με υδατική ροή μια τυχαία λωρίδα i από αυτές (n στο σύνολό τους) ισορροπεί όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 6.1** υπό την επίδραση των εξής δυνάμεων:

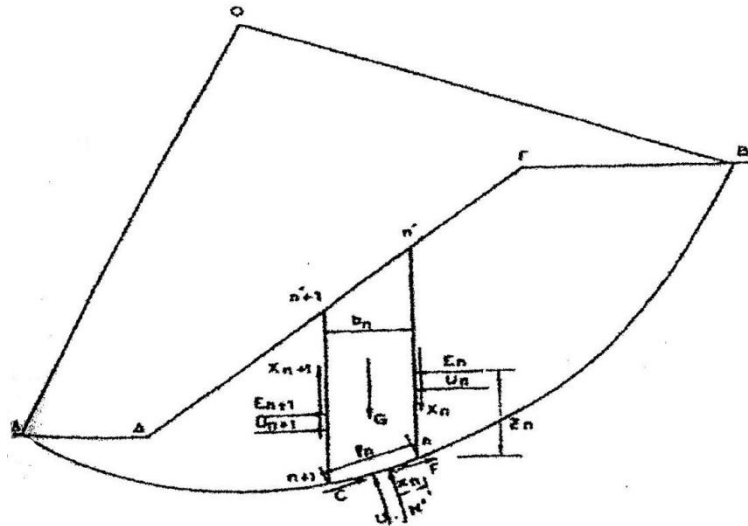
- Του βάρους της G ,
- Της ορθής δύναμης N' που ασκείται σε αυτήν από το έδαφος κατά μήκος του τόξου της $(i', i'+1)$,
- Της δύναμης συνοχής C που ασκείται σε αυτήν λόγω της τριβής F κατά μήκος του τόξου της $(i', i'+1)$,
- Των οριζόντιων και κατακόρυφων δυνάμεων αντίστοιχα E_i, E_{i+1}, X_i και X_{i+1} που ασκούνται σε αυτήν από τις παρακείμενες της λωρίδες στις κατακόρυφες παρειές της και
- Των ορθών δυνάμεων U, U_i και U_{i+1} που ασκούνται σε αυτήν λόγω των πιέσεων πόρων u κατά μήκος του τόξου της $(i', i'+1)$ και στις κατακόρυφες παρειές της αντίστοιχα. Οι δυνάμεις αυτές θεωρούνται γνωστές κατά μέτρο, ενώ η διεύθυνσή τους είναι κάθετη στις επιφάνειες όπου αυτές ασκούνται στο γνωστό σημείο εφαρμογής τους.

Για κάθε τυχαία λωρίδα αλλά και για όλες τις λωρίδες μαζί άγνωστα θεωρούνται τα εξής μεγέθη:

- Η ορθή δύναμη N' (n στο σύνολό τους),
- Η απόσταση $x_{N'}$ του σημείου εφαρμογής της ορθής δύναμης N' από τις κατακόρυφες παρειές της λωρίδας (n στο σύνολό τους),

- Οι οριζόντιες δυνάμεις E (n στο σύνολό τους),
- Οι σχέσεις μεταξύ των οριζόντιων και κατακόρυφων δυνάμεων αντίστοιχα E και X δηλαδή οι κατακόρυφες δυνάμεις X (n στο σύνολό τους),
- Οι αποστάσεις z_E των σημείων εφαρμογής των οριζόντιων δυνάμεων E_i από την επιφάνεια ολίσθησης της λωρίδας (n στο σύνολό τους) και
- Ο συντελεστής ασφάλειας έναντι ολίσθησης ν του πρανούς που συσχετίζει τη συνολική ορθή δύναμη N' με τη συνολική τριβή F που ασκούνται σε αυτό κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησής του.

Έτσι, για τον έλεγχο ευστάθειας του πρανούς ο συνολικός αριθμός των αγνώστων είναι τελικά $A = 5 \times n - 3 + 1 = 5 \times n - 2$, ενώ οι διατιθέμενες εξισώσεις ισορροπίας είναι $E = 3 \times n$ κατά τα γνωστά. Άρα, το σύστημα που μελετάμε είναι $A - E = 5 \times n - 2 - 3 \times n = 2 \times n - 2$ φορές υπερστατικό.



ΣΧΗΜΑ 6.1 Γενική περίπτωση ισορροπίας τυχαίας λωρίδας πρανούς με υδατική ροή

6.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΜΕ ΚΥΚΛΟΥΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΚΑΤΑ BISHOP

Κατά Bishop το σύστημα που μελετάμε διαφοροποιείται από την προηγούμενη μέθοδο μόνο ως προς τον τρόπο άρσης της στατικής αοριστίας του. Αντί να αγνοείται τελείως η επιρροή των οριζόντιων και κατακόρυφων δυνάμεων αντίστοιχα E_i , E_{i+1} , X_i και X_{i+1} που ασκούνται σε μια τυχαία λωρίδα του πρανούς από τις παρακείμενες στις κατακόρυφες παρειές της, εξετάζεται η ισορροπία της κατά την κατακόρυφο μόνο οπότε και διαγράφονται τελείως οι E_i , E_{i+1} . Έτσι, για τα αντίστοιχα με την προηγούμενη μέθοδο μεγέθη όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 6.2** προκύπτουν τα εξής:

$$G_i + (X_i - X_{i+1}) - N_i \times \text{cosa}_i - S_i \times \text{sina}_i = 0 \Rightarrow$$

$$\boxed{G_i + (X_i - X_{i+1}) = N_i \times \text{cosa}_i + S_i \times \text{sina}_i} \quad (1),$$

$$S_i = \frac{T_i}{v} \times I_i \quad (2),$$

$$T_i = c'_i + (\sigma_i - u_i) \times \tan\varphi'_i \quad (3) \text{ (κατά Coulomb)},$$

$$(1), (2), (3) \Rightarrow$$

$$N_i \times \text{cosa}_i + \frac{c'_i + (N_i - U_i) \times \tan\varphi'_i}{v} \times I_i \times \text{sina}_i = G_i + (X_i - X_{i+1}) \Rightarrow$$

$$N_i \times \text{cosa}_i + \frac{c'_i \times I_i \times \text{sina}_i}{v} + \frac{N_i \times \tan\varphi'_i \times \text{sina}_i}{v} - \frac{U_i \times \tan\varphi'_i \times I_i \times \text{sina}_i}{v} = G_i + (X_i - X_{i+1}) \Rightarrow$$

$$N_i \times \left(\text{cosa}_i + \frac{\tan\varphi'_i \times \text{sina}_i}{v} \right) = G_i + (X_i - X_{i+1}) - \frac{c'_i \times I_i \times \text{sina}_i}{v} + \frac{U_i \times \tan\varphi'_i \times I_i \times \text{sina}_i}{v} \Rightarrow$$

$$\boxed{N_i = \frac{G_i + (X_i - X_{i+1}) - \frac{c'_i \times I_i \times \text{sina}_i}{v} + \frac{U_i \times \tan\varphi'_i \times I_i \times \text{sina}_i}{v}}{\text{cosa}_i + \frac{\tan\varphi'_i \times \text{sina}_i}{v}}} \quad (4),$$

$$N'_i = N_i - U_i \times I_i \Rightarrow$$

$$\boxed{N'_i = \frac{G_i + (X_i - X_{i+1}) - \frac{c'_i \times I_i \times \text{sina}_i}{v} - U_i \times I_i \times \text{cosa}_i}{\text{cosa}_i + \frac{\tan\varphi'_i \times \text{sina}_i}{v}}} = P'_i \quad (5),$$

$$\Sigma(G_i \times x_i) = \Sigma(S_i \times R) = \Sigma\left(\frac{T_i}{v} \times I_i \times R\right) \quad (6),$$

$$I_i = \frac{b_i}{\text{cosa}_i} = b_i \times \text{seca}_i \quad (7),$$

$$(5), (6), (7) \Rightarrow$$

$$v = \frac{\text{ροπές ευστάθειας}}{\text{ροπές ανατροπής}} \Rightarrow$$

$$v = \frac{\Sigma[c'_i \times I_i + (P_i - U_i \times I_i) \times \tan\varphi'_i]}{\Sigma(G_i \times \text{sina}_i)} \Rightarrow$$

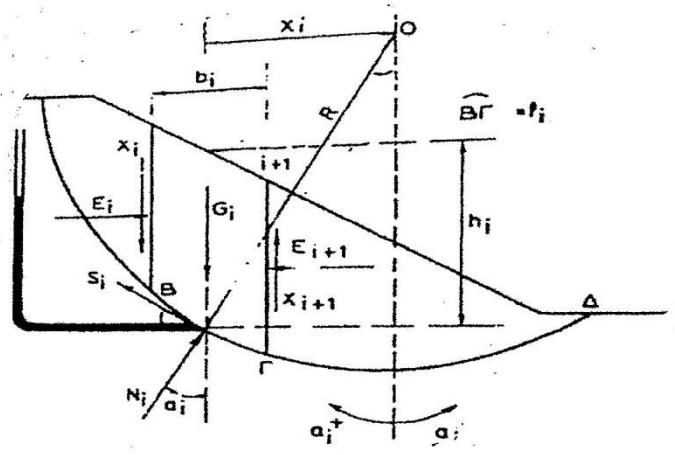
$$v = \frac{\Sigma(c'_i \times I_i + P'_i \times \tan\varphi'_i)}{\Sigma(G_i \times \text{sina}_i)} \Rightarrow$$

$$v = \frac{1}{\Sigma(G_i \times \text{sina}_i)} \times \Sigma \left[c'_i \times I_i + \frac{G_i + (X_i - X_{i+1}) - I_i \times \left(\frac{c'_i \times \text{sina}_i}{v} + U_i \times \text{cosa}_i \right)}{\text{cosa}_i + \tan\varphi'_i \times \frac{I_i}{v} \times \text{sina}_i} \times \tan\varphi'_i \right] \Rightarrow$$

$$v = \frac{1}{\Sigma(G_i \times \text{sina}_i)} \times \Sigma \left[c'_i \times b_i \times \text{seca}_i + \frac{G_i - U_i \times b_i + (X_i - X_{i+1}) - \frac{c'_i \times I_i \times \text{sina}_i}{v}}{\text{cosa}_i \times (I_i + \tan\varphi'_i \times \frac{I_i}{v} \times \text{tana}_i)} \times \tan\varphi'_i \right] \Rightarrow$$

$$v = \frac{1}{\sum(G_i \times \sin \alpha_i)} \times \sum \left[c'_i \times b_i + \frac{G_i - U_i \times b_i + (X_i - X_{i+1}) - \frac{c'_i \times I_i \times \sin \alpha_i}{v}}{\cos \alpha_i \times (I_i + \tan \varphi'_i \times \frac{I_i}{v} \times \tan \alpha_i)} \times \tan \varphi'_i \right] + \sec \alpha_i \Rightarrow$$

$$v = \frac{1}{\sum(G_i \times \sin \alpha_i)} \times \sum \left[c'_i \times b_i + [G_i - U_i \times b_i + (X_i - X_{i+1})] \times \tan \varphi'_i \right] \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \frac{\tan \varphi'_i \times \tan \alpha_i}{v}}$$



ΣΧΗΜΑ 6.2 Ισορροπία τυχαίας λωρίδας πρανούς κατά Bishop

Στα παραπάνω γωνία α_i είναι αυτή που σχηματίζεται από τη χορδή της επιφάνειας ολίσθησης της λωρίδας και την οριζόντιο, ενώ η προσήμανσή της γίνεται όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 6.3**.



ΣΧΗΜΑ 6.3 Προσήμανση γωνίας α_i κατά Bishop

Τα παραπάνω αποτελούν τον έλεγχο ευστάθειας του πρανούς με την ακριβή μέθοδο Bishop, η οποία επιλύεται με διαδοχικές προσεγγίσεις - μια διαδικασία αρκετά χρονοβόρα που παρουσιάζεται μόνο λόγω ερευνητικού ενδιαφέροντος. Με την παραδοχή ότι ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης v του πρανούς

επηρεάζεται ελάχιστα από τις κατακόρυφες δυνάμεις X_i και X_{i+1} που ασκούνται σε μια τυχαία λωρίδα του πρανούς από τις παρακείμενες της λωρίδες στις κατακόρυφες παρειές της η διαφορά $X_i - X_{i+1}$ μπορεί να θεωρηθεί μηδενική κι έτσι προκύπτει η απλοποιημένη μέθοδος Bishop για την οποία ισχύουν τα εξής:

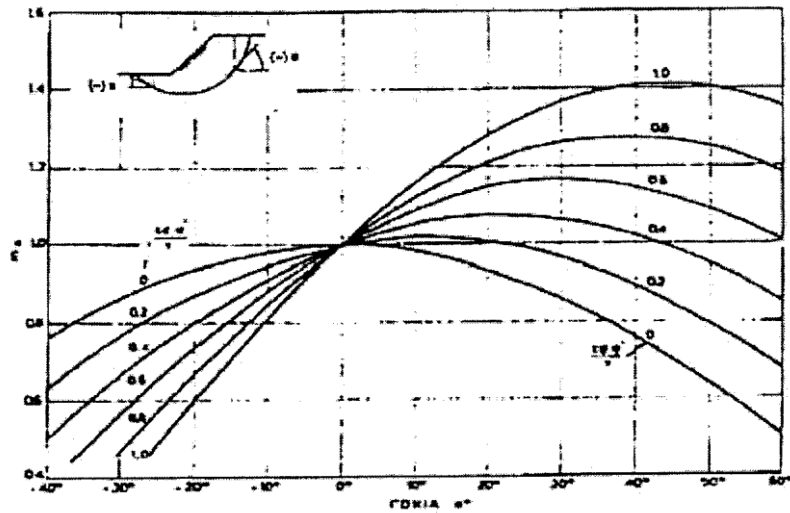
$$v = \frac{I}{\sum(G_i \times \sin \alpha_i)} \times \sum [c'_i \times b_i + (G_i - U_i \times b_i) \times \tan \phi'_i] \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \frac{\tan \phi'_i \times \tan \alpha_i}{v}}$$

Επειδή η σχέση αυτή είναι πεπλεγμένη ως προς τον συντελεστή ασφαλείας έναντι ολίσθησης v του πρανούς υποτίθεται αρχικά για αυτόν μία τιμή v_1 από την οποία προκύπτει μία δεύτερη τιμή του v_2 . Εάν αυτή διαφέρει σημαντικά από την πρώτη η διαδικασία επαναλαμβάνεται εκ νέου μέχρι να επέλθει σύγκλιση όπως φαίνεται στον **ΠΙΝΑΚΑ 6.1**. Συνήθως αρκούν δύο μόνο επαναλήψεις της διαδικασίας αυτής, η οποία συγκλίνει σχετικά γρήγορα.

Αριθμός λωρίδας i	b_i	h_i	W_i	a_i	$\eta \mu \alpha_i$	$W_i \mu \pi \alpha \alpha_i$ (7) = (4) × (6)	$c'_i \times b_i$	u_i	$W_i - u_i \times b_i$ (10) = (4) - (2) × (9)	$(W_i - u_i \times b_i) \times \tan \phi'_i$ (11)	$c'_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i) \times \tan \phi'_i$ (12) = (8) + (11)	ΤΕΛΟΣ	$\epsilon \phi \alpha_i$	$\frac{\sec \alpha_i}{1 + \frac{\tan \phi'_i \times \tan \alpha_i}{v}}$	v (10) = (12) × (15)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15a)	(15b)
						Σ(7)								Σ(15a) = v_1	Σ(15b) = v_2

ΠΙΝΑΚΑΣ 6.1 Διαδικασία σύγκλισης συντελεστή ασφαλείας έναντι ολίσθησης v πρανούς κατά Bishop

Στην παραπάνω διαδικασία η παράσταση $m_a = \cos \alpha_i \times \left[1 + \frac{\tan \phi'_i \times \tan \alpha_i}{v} \right]$ που εμφανίζεται στην στήλη 15 δίνεται από νομογράφημα όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 6.4**.



ΣΧΗΜΑ 6.4 Νομογράφημα παράστασης m_α κατά Bishop

Κατά την αναζήτηση με το πρόγραμμα Larix του δυσμενέστερου κύκλου ολίσθησης του πρανούς στον οποίο αντιστοιχεί ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας του ορίζεται αρχικά ο κώνναβος των κέντρων τους και το βήμα αύξησης των ακτινών τους. Τα κέντρα για τα οποία ο συντελεστής ασφαλείας έχει σχετικά μικρές τιμές ορίζουν μία κλειστή καμπύλη στην οποία εγκλωβίζεται αυτό του δυσμενέστερου κύκλου.

7. ΒΑΘΕΙΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ

7.1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΣΣΑΛΟΥ ΥΠΟ ΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΦΟΡΤΙΣΗ ΜΕ ΣΤΑΤΙΚΟΥΣ ΤΥΠΟΥΣ

Ο υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας ενός μεμονωμένου πασσάλου υπό αξονική κατακόρυφη φόρτιση δίνεται από τη γενική σχέση:

$$Q_p = Q_b + \sum Q_s$$

Όπου:

- Q_p : Η φέρουσα ικανότητα του πασσάλου,
- Q_b : Η αντοχή αιχμής του πασσάλου και
- $\sum Q_s$: Η οριακή αντοχή λόγω πλευρικών τριβών του πασσάλου.

Αναλυτικά η παραπάνω σχέση γράφεται:

$$Q_p = f_b \times A_b + \sum f_s \times A_s$$

Όπου:

- f_b : Η ανά μονάδα επιφάνειας αντοχή αιχμής του πασσάλου,
- A_b : Η επιφάνεια της αιχμής του πασσάλου,
- f_s : Η ανά μονάδα επιφάνειας οριακή αντοχή λόγω πλευρικών τριβών του πασσάλου και
- A_s : Η παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου.

Οι πλέον διαδεδομένες μέθοδοι υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας ενός μεμονωμένου πασσάλου υπό αξονική κατακόρυφη φόρτιση είναι οι εξής:

- Μέθοδοι βασιζόμενες σε μετρηθείσες ιδιότητες του εδάφους με χρήση στατικών τύπων για τη φέρουσα ικανότητά του,
- Εμπειρικές μέθοδοι βασιζόμενες σε αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών (SPT, CPT, πρεσιομετρήσεις κ.λ.π.),

- Μέθοδοι βασιζόμενες σε παρατηρήσεις κατά τη διείδυσή του με κρούση με χρήση δυναμικών τύπων,
- Μέθοδοι βασιζόμενες στην εξίσωση μετάδοσης κύματος κατά τη διείδυσή του με κρούση και
- Εκτέλεση δοκιμαστικής φόρτισης πασσάλου.

7.1.1 ΜΟΝΑΔΙΑΙΑ ΑΝΤΟΧΗ ΑΙΧΜΗΣ ΠΑΣΣΑΛΟΥ ΥΠΟ ΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΦΟΡΤΙΣΗ ΚΑΤΑ ΤΕΡΖΑΓΗ

Η ανά μονάδα επιφάνειας *αντοχή αιχμής* ενός μεμονωμένου πασσάλου υπό αξονική κατακόρυφη φόρτιση κατά Terzaghi όπως φαίνεται και στο ΣΧΗΜΑ 7.1 υπολογίζεται από τις σχέσεις:

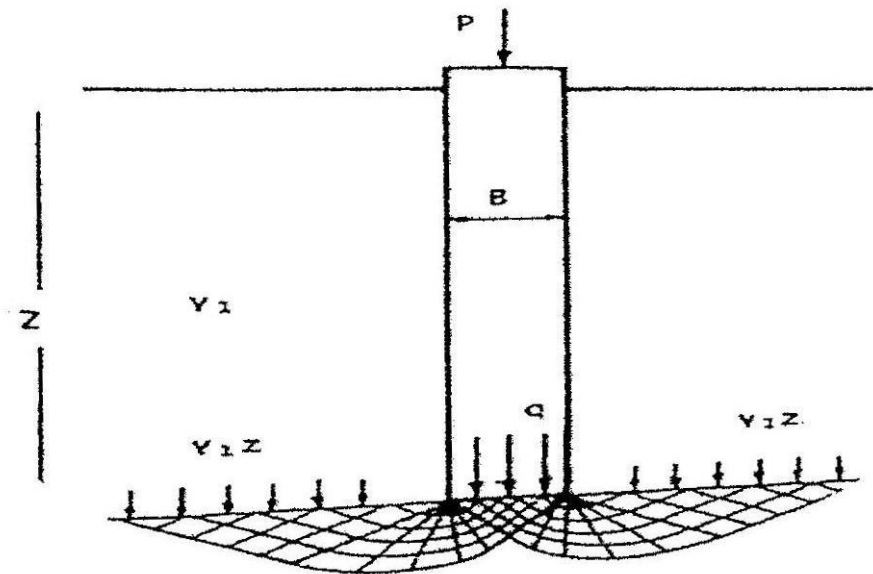
- Για πάσσαλους κυκλικής διατομής διαμέτρου B:

$$f_b = 1,3 \times c \times N_c + \gamma_1 \times z \times N_q + 0,3 \times \gamma_2 \times B \times N_\gamma$$

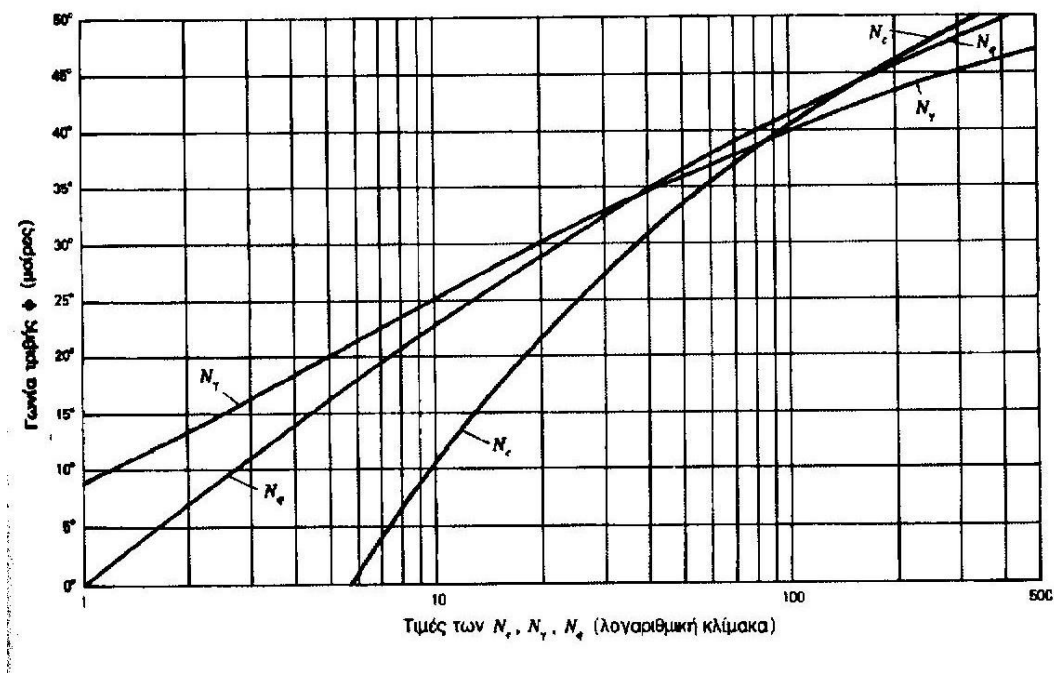
- Για πάσσάλους τετραγωνικής διατομής πλευράς B:

$$f_b = 1,3 \times c \times N_c + \gamma_1 \times z \times N_q + 0,4 \times \gamma_2 \times B \times N_\gamma$$

Όπου N_c , N_q , N_γ : Συντελεστές φέρουσας ικανότητας εξαρτώμενοι από τη γωνία εσωτερικής τριβής ϕ του εδάφους σύμφωνα με το ΣΧΗΜΑ 7.2.



ΣΧΗΜΑ 7.1 Διαστασιολόγηση πασσάλου υπό αξονική κατακόρυφη φόρτιση κατά Terzaghi



ΣΧΗΜΑ 7.2 Συντελεστές φέρουσας ικανότητας κατά Terzaghi

Είναι προφανές ότι ο τρίτος όρος των προηγούμενων σχέσεων που αναφέρεται στο πλάτος του ίδιου του πασσάλου είναι πρακτικά αμελητέος.

Στην περίπτωση καθαρά συνεκτικών εδαφών με $\phi_u=0$ οι αντίστοιχες τιμές των συντελεστών φέρουσας ικανότητας είναι $N_c=5,7$, $N_q=1$ και $N_\gamma=0$. Ο Skempton όπως και ο Meyerhof όμως συνηγορούν ότι $N_c=9$ σε αυτή την περίπτωση. Έτσι, για καθαρά συνεκτικά εδάφη η ανά μονάδα επιφάνειας αντοχή αιχμής ενός μεμονωμένου πασσάλου (τόσο εμπηγνυόμενου όσο και έγχυτου) υπό αξονική κατακόρυφη φόρτιση κατά Terzaghi υπολογίζεται από τη σχέση:

$$f_b = 9 \times c_u + \gamma \times D$$

Η θεωρία αυτή λόγω των πολλών αβεβαιοτήτων κατά την εφαρμογή της θεωρείται προσεγγιστική, είναι κατάλληλη μόνο για μια αρχική διαστασιολόγηση του πασσάλου και δίνει τιμές φέρουσας ικανότητας που λειτουργούν υπέρ της ασφαλείας.

7.1.2 ΜΟΝΑΔΙΑΙΑ ΟΡΙΑΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΛΟΓΩ ΠΛΕΥΡΙΚΩΝ ΤΡΙΒΩΝ ΠΑΣΣΑΛΟΥ ΥΠΟ ΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΦΟΡΤΙΣΗ ΓΙΑ ΚΑΘΑΡΑ ΣΥΝΕΚΤΙΚΑ ΕΔΑΦΗ

Οι βασικοί τρόποι ανάλυσης που χρησιμοποιούνται για την εκτίμηση της αντοχής ενός μεμονωμένου πασσάλου λόγω πλευρικών τριβών είναι οι εξής:

- Ανάλυση σε αναφορά ολικών τάσεων και
- Ανάλυση σε αναφορά ενεργών τάσεων.

Η ανάλυση με αναφορά ολικών τάσεων έχει εφαρμογή μόνο για την περίπτωση βραχυχρόνιας ταχείας φόρτισης πασσάλου εντός κορεσμένου αργιλικού εδάφους και βασίζεται σε συσχέτιση της ανά μονάδα επιφάνειας οριακής αντοχής λόγω πλευρικών τριβών με την αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους που εκφράζεται από τη σχέση:

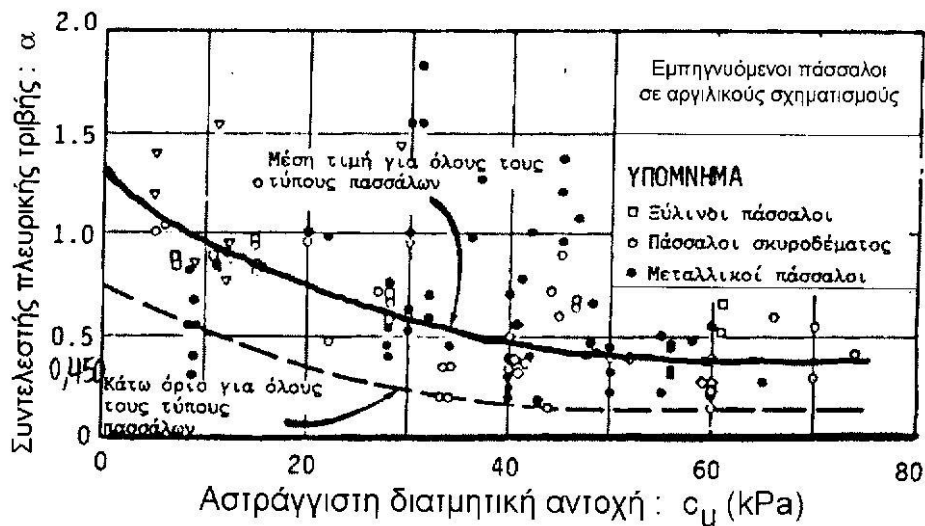
$$f_s = a \times c_u$$

Όπου α: Συντελεστής συνάφειας μεταξύ πασσάλου και εδάφους οι τιμές του οποίου προκύπτουν εμπειρικά από αποτελέσματα δοκιμαστικών φορτίσεων πασσάλων και αδιατάρακτα δείγματα του περιβάλλοντος εδάφους ως προς την αστράγγιστη διατμητική αντοχή του και εξαρτάται από τους εξής παράγοντες:

- Τον τύπο του περιβάλλοντος εδάφους (NC ή OC),

- Το υλικό και τον τρόπο κατασκευής του πασσάλου και
- Τη γεωμετρία του πασσάλου.

Κατά την εκτίμηση του συντελεστή α είναι απαραίτητο να λαμβάνεται υπόψη ο τρόπος με τον οποίο προσδιορίστηκε η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους. Σύμφωνα με τον Burland μπορούν να γίνουν δεκτές περισσότερες εμπειρικές συσχετίσεις μεταξύ α και c_u αν αυτή προκύπτει από δοκιμές τριαξονικής θλίψης U-U σε δοκίμια διαμέτρου $d=38$ mm, από δοκιμές ανεμπόδιστης θλίψης, καθώς και από επιτόπου δοκιμές πτερυγίου για μαλακές αργίλους. Τότε ο συντελεστής α μειώνεται καθώς η αστράγγιστη διατμητική αντοχή c_u αυξάνεται όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 7.3**.



ΣΧΗΜΑ 7.3 Συσχέτιση συντελεστή α και αστράγγιστης διατμητικής αντοχής c_u

Η ανάλυση με αναφορά ενεργών τάσεων έχει εφαρμογή μόνο για την περίπτωση μακροχρόνιας βραδείας φόρτισης πασσάλου οπότε και η ανά μονάδα επιφάνειας οριακή αντοχή λόγω πλευρικών τριβών εκφράζεται με τις σχέσεις:

$$f_s = \sigma'_{hs} \times \tan \delta' + c'_{s'}$$

$$f_s = \beta \times \sigma'_v \times \gamma$$

Όπου:

- $\sigma'_{hs} = K_s \times \sigma'_v \times \gamma$,
- K_s : Συντελεστής πλευρικών ωθήσεων,
- c'_s : Η συνάφεια της διεπιφάνειας πασσάλου – εδάφους που συνήθως λαμβάνεται ίση με μηδέν και
- β : Συντελεστής ενεργού πλευρικής τριβής κατά Burland που δίνεται από τη σχέση $\beta = K_s \times \tan \delta'$ για κανονικά στερεοποιημένες αργίλους NC. Για εμπηγνυόμενους πασσάλους κυμαίνεται μεταξύ 0,25 και 0,30, ενώ για έγχυτους προσδιορίστηκε από δοκιμαστικές φορτίσεις της προστερεοποιημένης αργίλου του Λονδίνου κοντά στην τιμή 0,8. Σε περίπτωση προστερεοποιημένης αργίλου OC ο συντελεστής β συσχετίζεται με τον αντίστοιχο της κανονικά στερεοποιημένης NC με τη σχέση $\beta_{OC} = \beta_{NC} \times \sqrt{OCR}$.

Η σχέση $\beta = \frac{f_s}{\sigma' \times \gamma}$ ισχύει για όλο το μήκος του πασσάλου και είναι ανάλογης μορφής με την $\alpha = \frac{f_s}{c_u}$.

7.1.3 ΜΟΝΑΔΙΑΙΑ ΟΡΙΑΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΛΟΓΩ ΠΛΕΥΡΙΚΩΝ ΤΡΙΒΩΝ ΠΑΣΣΑΛΟΥ ΥΠΟ ΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΦΟΡΤΙΣΗ ΓΙΑ ΜΗ ΣΥΝΕΚΤΙΚΑ ΕΔΑΦΗ

Η αντοχή λόγω πλευρικών τριβών ενός μεμονωμένου πασσάλου εξαρτάται κυρίως από τη διατμητική αντοχή του εδάφους και από την τεχνολογία κατασκευής του. Με την επιβολή της φόρτισης η κινητοποίηση της αντοχής λόγω πλευρικών τριβών γίνεται αρχικά στο ανώτερο τμήμα του πασσάλου και παράλληλα με την αύξησή της καθ' όλο το ύψος του. Η πλήρης ανάπτυξη της αντοχής λόγω πλευρικών τριβών σε μη συνεκτικό έδαφος απαιτεί μια καθίζηση της τάξεως του 1 - 1.5 cm. Τότε η ανά μονάδα επιφάνειας οριακή αντοχή λόγω πλευρικών τριβών εκφράζεται με τη σχέση:

$$f_s = K \times \sigma'_{v0} \times \tan \delta$$

Όπου:

- K : Συντελεστής πλευρικών ωθήσεων που για εμπηγνυόμενους πασσάλους δίνεται κατά Bromms σύμφωνα με τον **ΠΙΝΑΚΑ 7.1**,

ΕΙΔΟΣ ΠΑΣΣΑΛΟΥ	ΜΙΚΡΗ I _D	ΜΕΓΑΛΗ I _D
Μικρής εκτοπίσεως πάσσαλοι	0,5	1,0
Κωνικοί πάσσαλοι	1,5	4,0
Μεγάλης εκτοπίσεως πάσσαλοι	1,0	2,0

ΠΙΝΑΚΑΣ 7.1 Συντελεστής πλευρικών ωθήσεων εμπηγνυόμενου πασσάλου κατά Bromms

- δ : Η γωνία τριβής μεταξύ πασσάλου και εδάφους που για εμπηγνυόμενους πασσάλους δίνεται συναρτήσει της γωνίας τριβής του εδάφους σύμφωνα με τον **ΠΙΝΑΚΑ 7.2**.

ΥΛΙΚΟ ΠΑΣΣΑΛΟΥ	δ
Μεταλλικοί Πάσσαλοι	20°
Πάσσαλοι Σκυροδέματος	0,5×φ
Ξύλινοι πάσσαλοι	0,7×φ

ΠΙΝΑΚΑΣ 7.2 Γωνία τριβής πασσάλου - εδάφους

Η εκτίμηση των πλευρικών τριβών στην περίπτωση έγχυτων πασσάλων είναι περίπλοκο πρόβλημα λόγω της χαλάρωσης που προκύπτει στο έδαφος κατά την διεργασία κατασκευής τους. Για διάμετρο μεγαλύτερη από Φ600 οι Touma - Reese συνιστούν $K=0,7$ και $\delta=\phi$ βάσει αποτελεσμάτων από σχετικές δοκιμαστικές φορτίσεις πασσάλων.

7.1.4 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ ΠΑΣΣΑΛΟΥ ΥΠΟ ΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

Το επιτρεπόμενο φορτίο ενός μεμονωμένου πασσάλου υπό αξονική κατακόρυφη φόρτιση εκφράζεται με τη σχέση:

$$P_{επ.} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{Q_b + \sum Q_s}{F} \\ \frac{Q_b}{F_b} + \frac{\sum Q_s}{F_s} \\ \sigma_{bεπ.} \times A_b \end{array} \right.$$

Όπου:

- Οι τιμές των συντελεστών ασφαλείας - τόσο του συνολικού όσο και των επιμέρους – για άργιλο συνίστανται κατά Tomlinson να είναι ανάλογα με το είδος του πασσάλου οι εξής:
 - Για εμπηγνυόμενο πάσσαλο $F=2,5$, $F_b=3$ και $F_s=1,5$ και
 - Για έγχυτο πάσσαλο $F=2$, $F_b=3$ και $F_s=1$ και
- $\sigma_{βεπ.}$: Η μέγιστη επιτρεπόμενη θλιπτική τάση για το σκυρόδεμα από το οποίο αποτελείται ο πάσσαλος ίση με 6000 kPa.

Επειδή όμως συνήθως οι πάσσαλοι δεν είναι μεμονωμένοι η αλληλεμπλοκή μεταξύ των βολβών των πλευρικών τριβών τους στη διάταξη της πασσαλομάδας (για συνήθεις μικρές αξονικές αποστάσεις μεταξύ τους) πρέπει να υπεισέρχεται ως παράγοντας στην παραπάνω σχέση, η οποία τώρα γράφεται:

$$P_{επ.} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{Q_b + E_f \times \sum Q_s}{F} \\ \frac{Q_b}{F_b} + \frac{E_f \times \sum Q_s}{F_s} \\ \sigma_{βεπ.} \times A_b \end{array} \right.$$

Όπου E_f : Η αποδοτικότητα της πασσαλομάδας δηλαδή ο λόγος της φέρουσας ικανότητας ανά πάσσало της προς αυτήν του ίδιου του μεμονωμένου πασσάλου. Για τη συνήθη αξονική απόσταση μεταξύ των πασσάλων της πασσαλομάδας κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 0,7 και 0,8.

7.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΣΣΑΛΟΥ ΥΠΟ ΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΦΟΡΤΙΣΗ ΚΑΤΑ DIN4014

Η μέθοδος κατά DIN 4014 παρουσιάζει το πλεονέκτημα της κατά προσέγγιση κατασκευής ολόκληρης της *καμπύλης φορτίου - καθιζήσεων* για έναν μεμονωμένο πάσσαλο μεγάλης διαμέτρου (όπως για παράδειγμα ενός φρεατοπασσάλου διαμέτρου $0.60 \text{ m} < D < 3 \text{ m}$) με ελάχιστο μήκος διείσδυσης στο έδαφος $l_{min} = \max(5 \text{ m}, 5 \times D)$. Αν ο πάσσαλος διασχίζει πολλά στρώματα διείσδυσης μέχρι το φέρον όπου και εδράζεται τότε απαιτείται ελάχιστο μήκος διείσδυσης σε αυτό ίσο με 2,5 m και ελάχιστο πάχος αυτού κάτω από την αιχμή του πασσάλου ίσο με 3XB ή 1,5 m, ενώ αυτό είναι αμμόδες πρέπει επίσης να ισχύει $q_c \geq 10 \text{ MPa}$.

7.2.1 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΜΟΝΑΔΙΑΙΑΣ ΟΡΙΑΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΛΟΓΩ ΠΛΕΥΡΙΚΩΝ ΤΡΙΒΩΝ τ_{mf} ΓΙΑ ΜΗ ΣΥΝΕΚΤΙΚΑ ΕΔΑΦΗ (ΠΙΝΑΚΑΣ 7.3)

ΑΝΤΟΧΗ ΑΙΧΜΗΣ ΚΩΝΟΥ q_c (MPa)	ΜΟΝΑΔΙΑΙΑ ΟΡΙΑΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΛΟΓΩ ΠΛΕΥΡΙΚΩΝ ΤΡΙΒΩΝ τ_{mf} (MPa)
0	0
5	0,04
10	0,08
≥ 15	0,12

ΠΙΝΑΚΑΣ 7.3

7.2.2 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΜΟΝΑΔΙΑΙΑΣ ΟΡΙΑΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΛΟΓΩ ΠΛΕΥΡΙΚΩΝ ΤΡΙΒΩΝ τ_{mf} ΓΙΑ ΣΥΝΕΚΤΙΚΑ ΕΔΑΦΗ (ΠΙΝΑΚΑΣ 7.4)

ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ c_u (MPa)	ΜΟΝΑΔΙΑΙΑ ΟΡΙΑΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΛΟΓΩ ΠΛΕΥΡΙΚΩΝ ΤΡΙΒΩΝ τ_{mf} (MPa)
0,025	0,025
0,1	0,04
$\geq 0,2$	0,06

ΠΙΝΑΚΑΣ 7.4

7.2.3 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΜΟΝΑΔΙΑΙΑΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΑΙΧΜΗΣ σ_g ΓΙΑ ΜΗ ΣΥΝΕΚΤΙΚΑ ΕΔΑΦΗ (ΠΙΝΑΚΑΣ 7.5)

ΑΝΗΓΜΕΝΗ ΚΑΘΙΖΗΣΗ	ΜΟΝΑΔΙΑΙΑ ΑΝΤΟΧΗ ΑΙΧΜΗΣ σ_g (MPa)			
	ΑΝΤΟΧΗ ΑΙΧΜΗΣ ΚΩΝΟΥ q_c (MPa)			
s/B ή s/B_f	10	15	20	25
0,02	0,7	1,05	1,4	1,75
0,03	0,9	1,35	1,8	2,25
$0,10(=s_g/B)$	2	3	3,5	4

ΠΙΝΑΚΑΣ 7.5

7.2.4 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΜΟΝΑΔΙΑΙΑΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΑΙΧΜΗΣ σ_g ΓΙΑ ΣΥΝΕΚΤΙΚΑ ΕΔΑΦΗ (ΠΙΝΑΚΑΣ 7.6)

ΑΝΗΓΜΕΝΗ ΚΑΘΙΖΗΣΗ	ΜΟΝΑΔΙΑΙΑ ΑΝΤΟΧΗ ΑΙΧΜΗΣ σ_g (MPa)	
	ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ c_u (MPa)	
s/B ή s/B_f	0,1	0,2
0,02	0,35	0,9
0,03	0,45	1,1
$0,10(=s_g/B)$	0,8	1,5
*Για τα παραπάνω θεωρείται μια άνω τιμή στο όριο υδαρότητας του φέροντος στρώματος $LL < 80\%$.		

ΠΙΝΑΚΑΣ 7.6

7.2.5 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΚΑΜΠΥΛΗΣ ΦΟΡΤΙΟΥ - ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΠΑΣΣΑΛΟΥ ΥΠΟ ΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

Η οριακή αντοχή λόγω πλευρικών τριβών μεμονωμένου πασσάλου υπό αξονική κατακόρυφη φόρτιση εκφράζεται με τη σχέση:

$$Q_{rs} = \sum A_{mi} \times \tau_{mfis}$$

Όπου:

- A_{mi} : Η παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου που αντιστοιχεί στην στρώση i και
- τ_{mfis} : Η μοναδιαία οριακή αντοχή λόγω πλευρικών τριβών του πασσάλου που αντιστοιχεί στη στρώση i .

Η οριακή αντοχή λόγω πλευρικών τριβών λαμβάνει τη μέγιστη τιμή της $Q_{rg} = \sum A_{mi} \times \tau_{mfi}$ για τιμή καθίζησης που δίνεται από τη σχέση $s_{rg} = 0,5 \times Q_{rg}^{(MN)} + 0.5 \leq 3 \text{ cm}$.

Είναι, λοιπόν, δυνατό πλέον να κατασκευαστεί η καμπύλη $Q_r - s$ του πασσάλου για την οποία ισχύουν τα εξής:

- Για τιμές καθιζήσεις από 0 έως s_{rg} το φορτίο αυξάνεται γραμμικά από $Q_{rs}=0$ έως Q_{rg} και
- Για τιμές καθιζήσεις μεγαλύτερες της s_{rg} το φορτίο παραμένει σταθερό στην τιμή Q_{rg} .

Η αντοχή αιχμής μεμονωμένου πασσάλου υπό αξονική κατακόρυφη φόρτιση εκφράζεται με τη σχέση:

$$Q_{gs} = A_p \times \sigma_{gs}$$

Όπου:

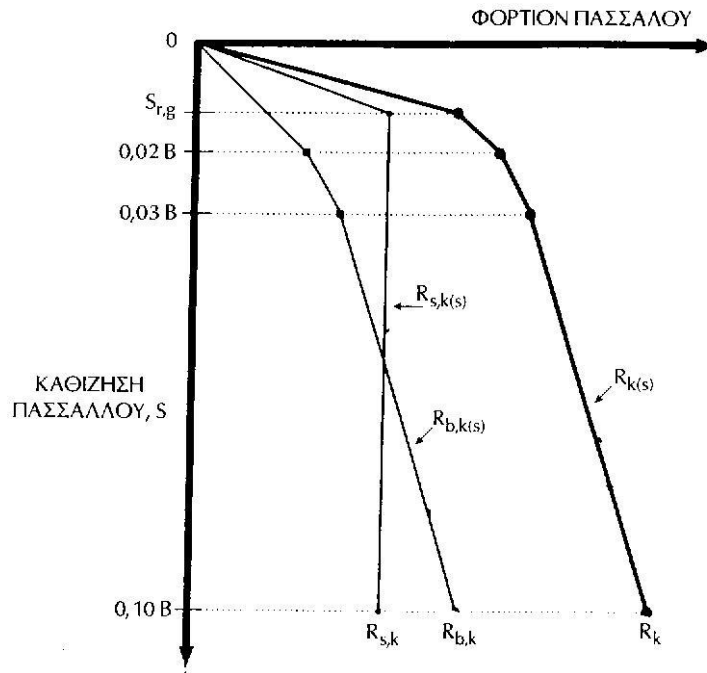
- A_p : Η επιφάνεια της αιχμής του πασσάλου και
- σ_{gs} : Η μοναδιαία αντοχή αιχμής του πασσάλου.

Είναι, λοιπόν, δυνατό πλέον να κατασκευαστεί η καμπύλη $Q_g - s$ του πασσάλου η οποία προκύπτει από την ένωση των εξής σημείων:

- $s=0 \Rightarrow Q_g=0$
- $s=s_{rg} \Rightarrow Q_{g,sg}$ (με γραμμική παρεμβολή)
- $s=0,02 \times B \Rightarrow Q_{g,0,02 \times B}$
- $s=0,03 \times B \Rightarrow Q_{g,0,03 \times B}$
- $s=0,10 \times B \Rightarrow Q_{g,0,10 \times B} = Q_g$

Είναι, λοιπόν, δυνατό πλέον να κατασκευαστεί και η καμπύλη $Q_s - s$ του πασσάλου η οποία προκύπτει από την πρόσθεση των δύο προηγούμενων καμπυλών όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 7.4**, ενώ τελικά η φέρουσα ικανότητά του προκύπτει από τη σχέση:

$$Q = Q_{rg} + Q_g$$



ΣΧΗΜΑ 7.4 Καμπύλη φορτίου – καθιζήσεων πασσάλου υπό αξονική κατακόρυφη φόρτιση

7.2.6 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ ΠΑΣΣΑΛΟΥ ΥΠΟ ΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

Το επιτρεπόμενο φορτίο ενός μεμονωμένου πασσάλου υπό αξονική κατακόρυφη φόρτιση εκφράζεται με τη σχέση:

$$P_{επ.} = \min (P_1 = \frac{Q}{F}, P_2 = P_{smax})$$

Όπου:

- Q :Το φορτίο που εξασφαλίζει τον ελάχιστο επιθυμητό συντελεστή ασφαλείας F έναντι φέρουσας ικανότητας και
- P_{smax} :Το φορτίο που προκαλεί τη μέγιστη επιτρεπόμενη καθίζηση s_{max} του πασσάλου.

Στην εκτίμηση αυτή εφαρμόζονται οι εξής παραδοχές:

- Η διάμετρος του πασσάλου κυμαίνεται από 0,80 έως 2,20 m,
- Το ίδιο βάρος του πασσάλου αγνοείται και

- Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι φέρουσας ικανότητας λαμβάνει ανάλογα με την περίπτωση τις εξής τιμές:
 - $F=2$ για κατάσταση φόρτισης 1 - θλιβόμενοι πάσσαλοι, όπου λαμβάνονται υπόψη μόνιμα φορτία και κανονικά κινητά συμπεριλαμβανόμενου του ανέμου,
 - $F=1,75$ για κατάσταση φόρτισης 2, όπου λαμβάνονται υπόψη εκτός των φορτίων της κατάστασης φόρτισης 1 μη κανονικά κινητά φορτία και φορτία που επιβάλλονται κατά τη διάρκεια της κατασκευής και
 - $F=1,5$ για κατάσταση φόρτισης 3, όπου λαμβάνονται υπόψη τα φορτία της κατάστασης φόρτισης 2 και κάποιες εξαιρετικές και απρόβλεπτες φορτίσεις.

7.3 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΟΥ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΠΑΣΣΑΛΟΥ ΥΠΟ ΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

Το φορτίο λειτουργίας ενός μεμονωμένου πασσάλου υπό αξονική κατακόρυφη φόρτιση εκφράζεται με τη σχέση:

$$P_{\lambda\epsilon\iota\tau.} = P_{\epsilon\pi.} - W_p$$

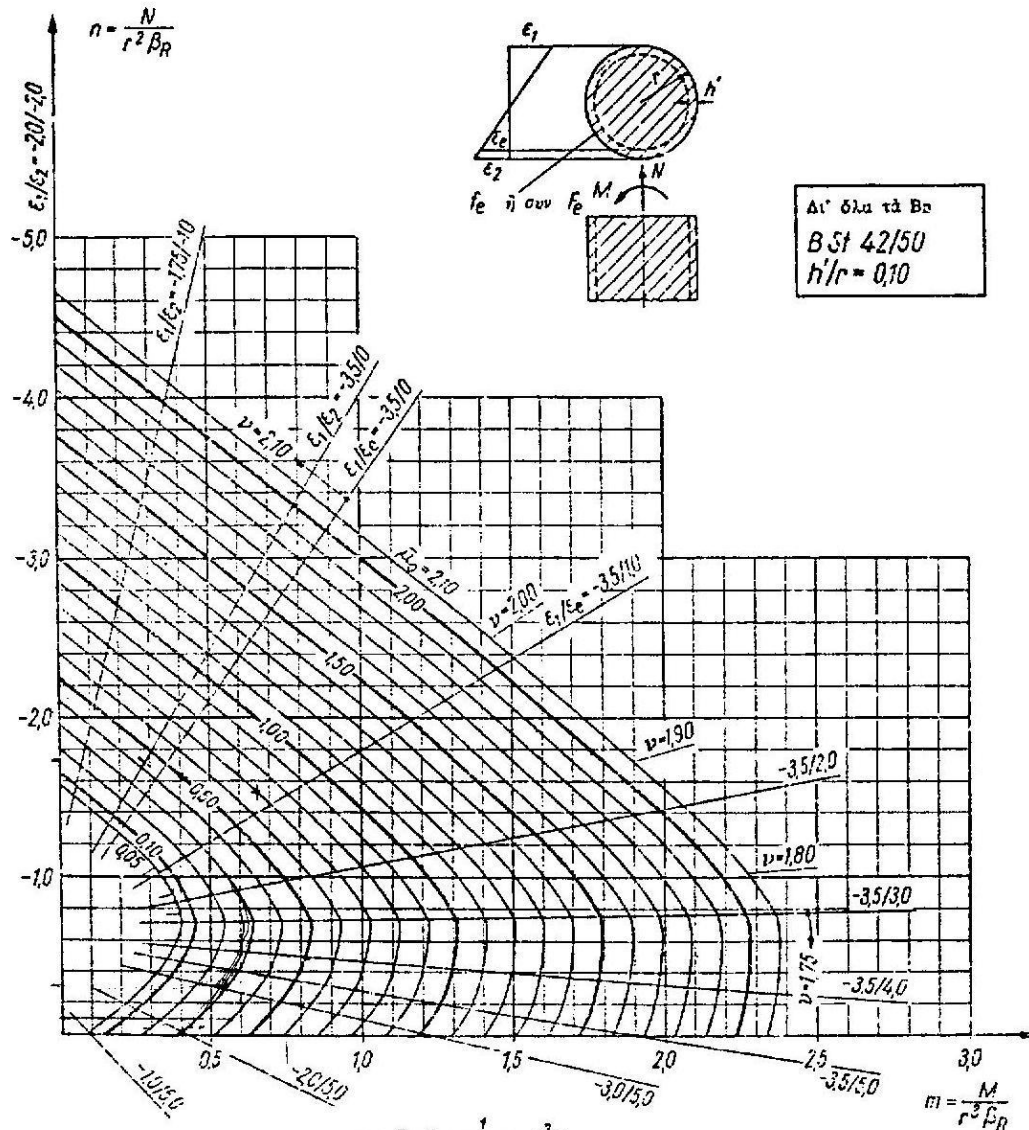
Όπου W_p : Το ίδιο βάρος του πασσάλου (για ανάλυση με αναφορά ενεργών τάσεων είναι το υπό άνωση βάρος του).

7.4 ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΣ ΑΡΙΘΜΟΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ ΠΑΣΣΑΛΟΜΑΔΑΣ

Ο απαιτούμενος αριθμός πασσάλων μιας πασσαλομάδας - όπως αυτοί ήδη διαστασιολογήθηκαν - για την ανάληψη του φορτίου από την ανωδομή εκφράζεται με τη σχέση:

$$n = \frac{(1,1 \div 1,3) \times P_{\alpha\nu.}}{P_{\lambda\epsilon\iota\tau.}}$$

Όπου ο συντελεστής $1,1 \div 1,3$ προσαυξάνει το φορτίο από την ανωδομή λόγω των άγνωστων αρχικά διαστάσεων του κεφαλόδεσμου της πασσαλομάδας.



Κατηγορία αντοχής σκυροδέματος	Bn 150	Bn 250	Bn 350	Bn 450	Bn 550
β_R [κρ/σμ ²]	105	175	230	270	300
β_S / β_R	4,0	2,4	1,63	1,56	1,4

ΣΧΗΜΑ 7.5 Νομογράφημα ροπής θραύσης πασσάλου M_{yield}

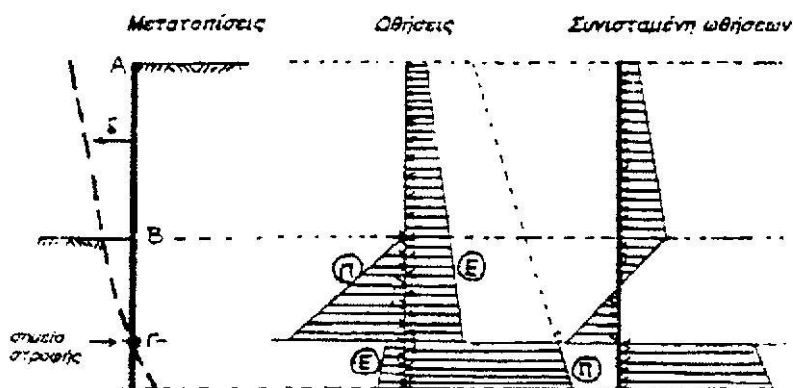
8. ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΠΑΡΕΙΩΝ ΕΚΣΚΑΦΗΣ

8.1 ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΑΥΤΟΦΕΡΟΜΕΝΟΥ ΠΕΤΑΣΜΑΤΟΣ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΩΝ

Η μελέτη ενός αυτοφερόμενου πετάσματος πασσαλοσανίδων περιλαμβάνει τον προσδιορισμό των εξής χαρακτηριστικών του:

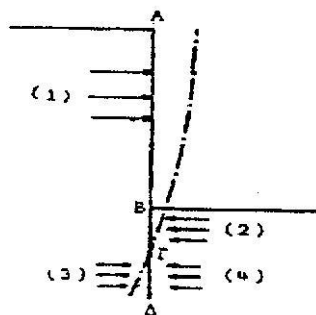
- Του ύψους του ή πιο συγκεκριμένα του απαραίτητου βάθους έμπηξης του κάτω από τον πυθμένα της εκσκαφής το οποίο εξασφαλίζει την ευστάθειά του και
- Της κατάλληλης διατομής του προς ανάληψη της μέγιστης εμφανιζόμενης σε αυτό ροπής κάμψεως M_{\max} βάσει της απαιτούμενης γι αυτό ροπής αντίστασης $W_{\text{απ.}}$.

Σε ένα αυτοφερόμενο πέτασμα πασσαλοσανίδων η μορφή της ελαστικής γραμμής καθώς και τα διαγράμματα ωθήσεων γαιών διαμορφώνονται όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 8.1**.



ΣΧΗΜΑ 8.1 Ελαστική γραμμή – διαγράμματα ωθήσεων γαιών αυτοφερόμενου πετάσματος πασσαλοσανίδων

Το πέτασμα λόγω της παραμόρφωσης του εδάφους όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 8.2** υπόκειται σε περιστροφή γύρω από σημείο Γ του πακτωμένου τμήματός του. Έτσι, μεταξύ των σημείων Α και Γ ασκούνται ενεργητικές ωθήσεις (1) και παθητικές ωθήσεις (2) για το τμήμα του πετάσματος κάτω από τον πυθμένα της εκσκαφής, ενώ μεταξύ των σημείων Γ και Δ ασκούνται παθητικές ωθήσεις (3) και ενεργητικές ωθήσεις (4).

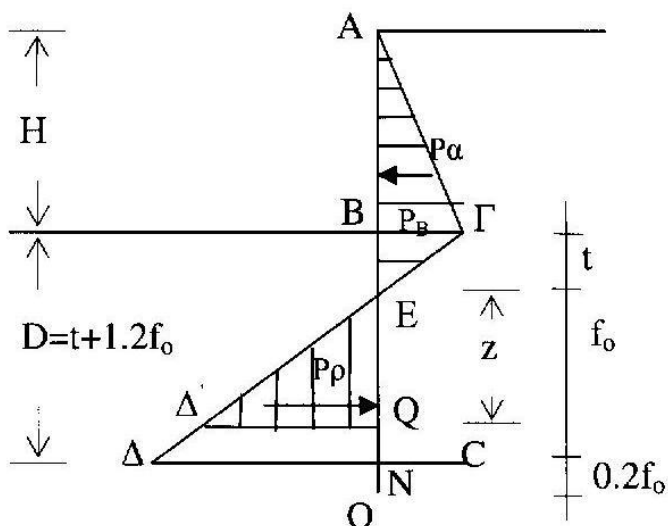


ΣΧΗΜΑ 8.2 Παραμόρφωση εδάφους - ελαστική γραμμή αυτοφερόμενου πετάσματος πασσαλοσανίδων

Για ελεύθερα πακτωμένο πέτασμα δε λαμβάνεται υπ όψιν πλήρης πάκτωση αλλά επαρκής, ώστε να προκύπτει οικονομικότερη λύση.

8.1.1 ΑΥΤΟΦΕΡΟΜΕΝΟ ΠΕΤΑΣΜΑ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΩΝ ΣΕ ΑΜΜΟ

Στην περίπτωση αυτή και σε κατάσταση οριακής ισορροπίας τα διαγράμματα ωθήσεων γαιών υπολογίζονται με χρήση απλουστευτικών παραδοχών όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 8.3**.



ΣΧΗΜΑ 8.3 Διαγράμματα ωθήσεων γαιών αυτοφερόμενου πετάσματος πασσαλοσανίδων σε άμμο σε οριακή κατάσταση ισορροπίας

Οι τάσεις αντώθησης κάτω από το σημείο περιστροφής N του πετάσματος μπορούν να αντικατασταθούν με τη συνισταμένη τους C με εφαρμογή αυτής στο σημείο αυτό στο οποίο απλουστευτικά η ροπή κάμψεως μηδενίζεται. Το σημείο N βρίσκεται από τον πόδα του πετάσματος σε απόσταση ίση με το 20% του μήκους του f_0 . Για να προσδιοριστεί το άγνωστο αυτό μήκος καταστρώνεται η εξίσωση ισορροπίας ροπών κάμψεως του πετάσματος ως προς το σημείο N, ενώ για να βρεθεί η συνισταμένη C των τάσεων αντώθησής του καταστρώνεται η εξίσωση ισορροπίας των οριζόντιων δυνάμεων που ασκούνται σε αυτό. Έτσι επειδή το εμβαδόν του τριγώνου ΑΓΕ ισούται με αυτό του ΕΔ΄Q γραφικά η τέμνουσα του πετάσματος στο σημείο Q μηδενίζεται, ενώ η ροπή κάμψεως του εκεί μεγιστοποιείται.

Στην πράξη - ειδικά για αμμώδη εδάφη όπου οι μετατοπίσεις για πλήρη ανάπτυξη των τάσεων αντώθησης είναι σχετικά μεγάλες - λαμβάνεται υπ όψιν αντίστοιχος συντελεστής ασφαλείας $F_p=1,5 \div 2$ με ταυτόχρονη αύξηση του βάθους έμπηξης του πετάσματος προς αποφυγή τέτοιων μετατοπίσεων και επίτευξη της τελικής ισορροπίας.

Η μέγιστη ροπή κάμψεως και οι παραμορφώσεις του πετάσματος σε βάθος z_i συνδέονται με τη σχέση:

$$M_{(z_i)} = EI \times \left(\frac{d^2 y}{dx^2} \right)$$

Αν z η απόσταση από το σημείο E μηδενισμού των ωθήσεων γαιών του πετάσματος - σε βάθος $t = \frac{P_B}{\left(\frac{K_p}{F_p} - K_a\right) \times \gamma}$ κάτω από τον πυθμένα της εκσκαφής που είναι το σημείο

B -μέχρι το σημείο Q ισχύουν τα εξής:

$$\frac{1}{2} \times \left(\frac{K_p}{F_p} - K_a \right) \times \gamma \times z^2 = \frac{1}{2} \times P_B \times (H + t) \Rightarrow$$

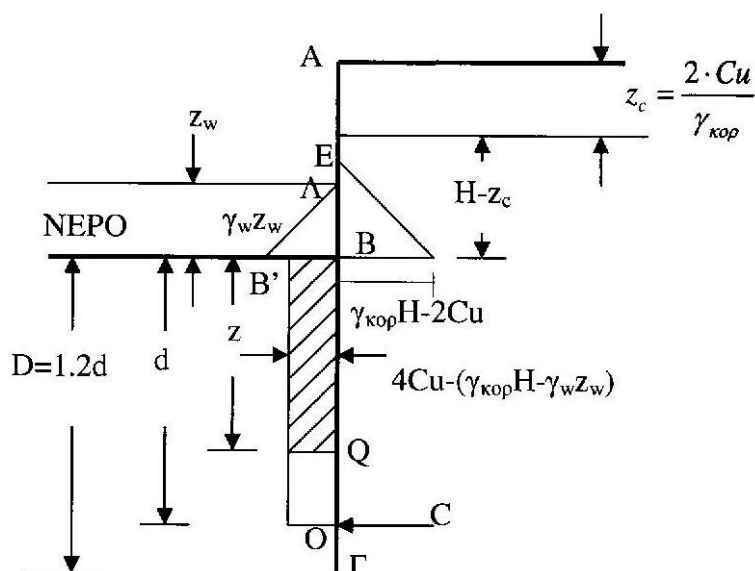
$$z = \sqrt{\frac{P_B \times (H+t)}{\left(\frac{K_p}{F_p} - K_a\right) \times \gamma}}$$

$$M_{max} = M_Q = \frac{1}{2} \times P_B \times H \times \left(\frac{H}{3} + t + z \right) + \frac{1}{2} \times P_B \times t \times \left(\frac{2}{3} \times t + z \right) - \frac{1}{6} \times \left(\frac{K_p}{F_p} - K_a \right) \times \gamma \times z^3$$

Έτσι, από την μέγιστη εμφανιζόμενη ροπή κάμψεως M_{max} στο πέτασμα και την επιτρεπόμενη τάση εφελκυσμού του χάλυβα $\sigma_{επ.} = 125 \text{ N/mm}^2$ προκύπτει η απαιτούμενη ροπή αντίστασης γι αυτό $W_{απ.} = \frac{M_{max}}{\sigma_{επ.}}$ και με βάση αυτήν επιλέγεται η διατομή της χρησιμοποιούμενης πασσαλοσανίδας από τους πίνακες των αντίστοιχων κατασκευαστικών εταιρειών, ώστε $W \geq W_{απ.}$.

8.1.2 ΑΥΤΟΦΕΡΟΜΕΝΟ ΠΕΤΑΣΜΑ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΩΝ ΣΕ ΑΡΓΙΛΟ

Στην περίπτωση αυτή και σε κατάσταση οριακής ισορροπίας τα διαγράμματα ωθήσεων γαιών υπολογίζονται όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 8.4**.



ΣΧΗΜΑ 8.4 Διαγράμματα ωθήσεων γαιών αυτοφερόμενου πετάσματος πασσαλοσανίδων σε άργιλο σε οριακή κατάσταση ισορροπίας

Ειδικά για κορεσμένα αργιλικά εδάφη οι συνθήκες ταχείας φόρτισης ($c_u \neq 0$, $\phi_u = 0$) δίνουν δυσμενέστερα αποτελέσματα κατά την επίλυση του πετάσματος δεδομένου ότι αμέσως μετά την εκσκαφή και την αντιστήριξη των παρειών της οι επικρατούμενες συνθήκες φόρτισης του εδάφους είναι αστράγγιστες. Η διαστασιολόγηση του πετάσματος γίνεται, λοιπόν, για $c_u = q_u/2$ και $\phi = 0$, όπου q_u η αντοχή του εδάφους σε ανεμπόδιστη θλίψη.

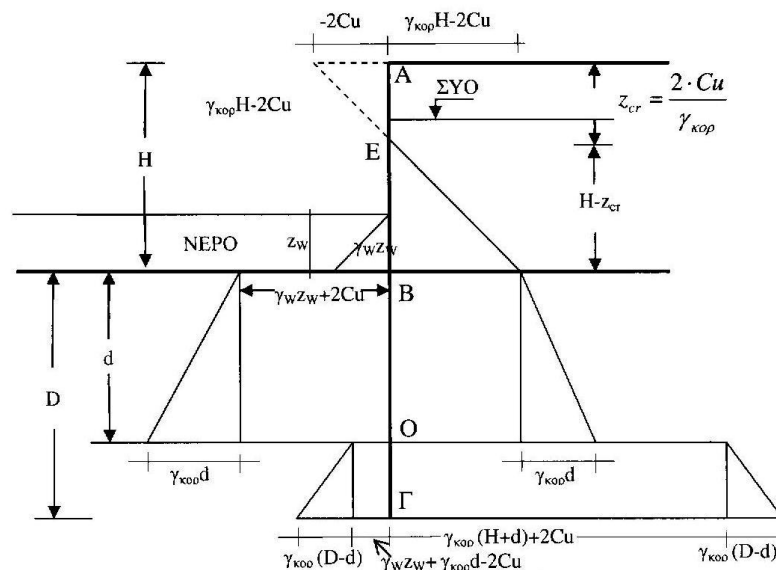
Όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 8.5** δεξιά του τμήματος ΕΟ και αριστερά του τμήματος ΟΓ αναπτύσσονται ενεργητικές ωθήσεις, ενώ αριστερά του τμήματος ΒΟ και δεξιά του τμήματος ΟΓ παθητικές. (Οι ενεργητικές ωθήσεις που αναπτύσσονται αριστερά

του τμήματος ΑΕ είναι αρνητικές και αμελούνται.) Τελικά όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 8.6** ισχύουν τα εξής:

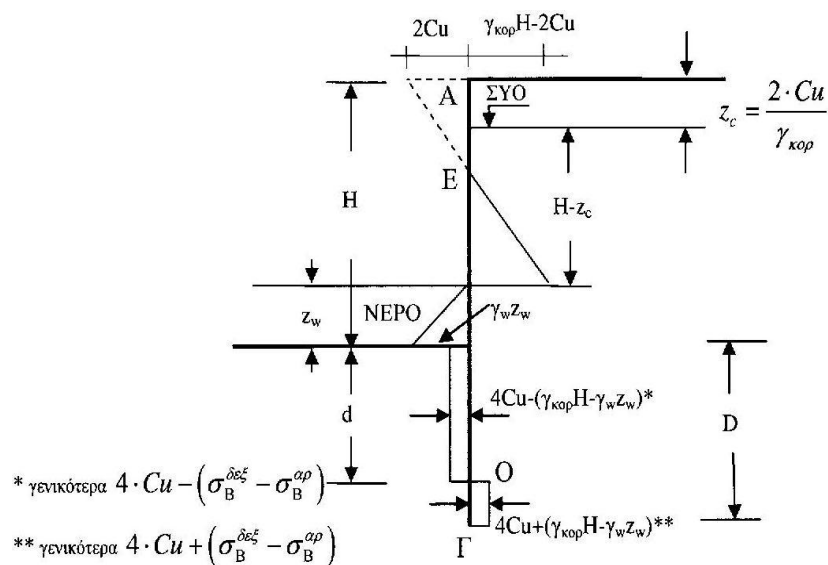
$$P_B = -2 \times c_u + \gamma_{\text{κορ.}} \times H,$$

$$\Delta P_{\rho B O} = 4 \times c_u + \gamma_{\text{κορ.}} \times H,$$

$$\Delta P_{\alpha O \Gamma} = 4 \times c_u + \gamma_{\text{κορ.}} \times H$$



ΣΧΗΜΑ 8.5 Αναλυτικά διαγράμματα ωθήσεων γαιών αυτοφερόμενου πετάσματος πασσαλοσανίδων σε άργιλο σε οριακή κατάσταση ισορροπίας



ΣΧΗΜΑ 8.6 Συνισταμένα διαγράμματα ωθήσεων γαιών αυτοφερόμενου πετάσματος πασσαλοσανίδων σε άργιλο σε οριακή κατάσταση ισορροπίας

Οι τάσεις ώθησης κάτω από το σημείο περιστροφής Ο του πετάσματος μπορούν να αντικατασταθούν με τη συνισταμένη τους C με εφαρμογή αυτής στο σημείο αυτό στο οποίο απλουστευτικά η ροπή κάμψεως μηδενίζεται. Για να προσδιοριστεί το μήκος d καταστρώνεται η εξίσωση ισορροπίας ροπών κάμψεως του πετάσματος ως προς το σημείο Ο (αυτό τελικά προσαυξάνεται κατά 20% για να προκύψει το βάθος έμπληξης D του πετάσματος), ενώ για να βρεθεί η συνισταμένη C των τάσεων ώθησης του καταστρώνεται η εξίσωση ισορροπίας των οριζόντιων δυνάμεων που ασκούνται σε αυτό. Στην εφαρμογή των παραπάνω παρατηρούνται τα εξής:

- Επειδή στα ταχέως φορτιζόμενα κορεσμένα αργιλικά εδάφη υπολογίζονται τόσο για τις ενεργητικές όσο και για στις παθητικές ωθήσεις οι ολικές κατακόρυφες τάσεις σ_{vo} - οι οποίες περιέχουν και τις υδροστατικές πιέσεις – στις εξισώσεις ισορροπίας λαμβάνονται υπ όψιν μόνο οι εκτός αργιλικής στρώσης υδροστατικές πιέσεις,
- Αν $\Delta P_p = 4 \times C_u - (\sigma_{vB}^{\delta\epsilon\xi} - \sigma_{vB}^{\alpha\rho}) < 0$ το πέτασμα δεν μπορεί να τερματίζεται στο κορεσμένο αργιλικό έδαφος γιατί επιβαρύνεται με επιπλέον ενεργητικές ωθήσεις αντί να ισορροπεί λόγω παθητικών συνεπώς ο πόδας του πρέπει να εδράζεται σε υποκείμενη στρώση και
- Στα ταχέως φορτιζόμενα κορεσμένα αργιλικά εδάφη δεν λαμβάνεται υπ όψιν συντελεστής ασφαλείας στις παθητικές ωθήσεις ($F_p=1$) γιατί οι μετατοπίσεις για πλήρη ανάπτυξη των παθητικών ωθήσεων είναι ίσες με αυτές των ενεργητικών.

Αν z η απόσταση από το σημείο Β που βρίσκεται στον πυθμένα της εκσκαφής μέχρι το σημείο Q μηδενισμού των τεμνουσών ισχύουν τα εξής:

$$\frac{1}{2} \times (\gamma_{κορ.} \times H - 2 \times c_u) \times \left(H - \frac{2 \times c_u}{\gamma_{κορ.}} \right) = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times z_w^2 + [4 \times c_u - (\gamma_{κορ.} \times H - \gamma_w \times z_w)] \times z \Rightarrow$$

$$Z = \frac{\frac{1}{2} \times (\gamma_{κορ.} \times H - 2 \times c_u) \times \left(H - \frac{2 \times c_u}{\gamma_{κορ.}} \right) - \frac{1}{2} \times \gamma_w \times z_w^2}{4 \times c_u - \gamma_{κορ.} \times H + \gamma_w \times z_w}$$

$$M_{max} = M_Q = \frac{1}{2} \times (\gamma_{κορ.} \times H - 2 \times c_u) \times \left(H - \frac{2 \times c_u}{\gamma_{κορ.}} \right) \times \left[\frac{H - \frac{2 \times c_u}{\gamma_{κορ.}}}{3} + Z \right]$$

$$- \frac{1}{2} \times \gamma_w \times z_w^2 \times \left(\frac{z_w}{3} + d \right) - (4 \times c_u - \gamma_{κορ.} \times H + \gamma_w \times z_w) \times \frac{z^2}{2}$$

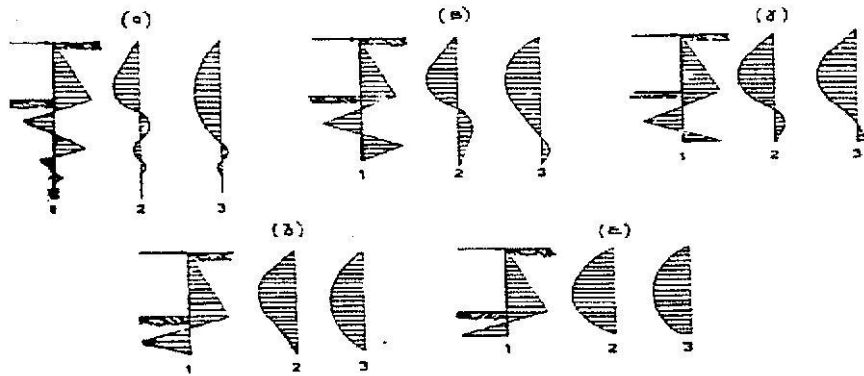
Έτσι, από την μέγιστη εμφανιζόμενη ροπή κάμψεως M_{max} στο πέτασμα και την επιτρεπόμενη τάση εφελκυσμού του χάλυβα $\sigma_{επ.} = 125 \text{ N/mm}^2$ προκύπτει η απαιτούμενη ροπή αντίστασης για αυτό $W_{απ.} = \frac{M_{max}}{\sigma_{επ.}}$ και με βάση αυτήν επιλέγεται η διατομή της χρησιμοποιούμενης πασσαλοσανίδας από τους πίνακες των αντίστοιχων κατασκευαστικών εταιρειών, ώστε $W \geq W_{απ.}$.

8.2 ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΑΠΛΩΣ ΑΓΚΥΡΩΜΕΝΟΥ ΠΕΤΑΣΜΑΤΟΣ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΩΝ

Η μελέτη ενός απλώς αγκυρωμένου πετάσματος πασσαλοσανίδων περιλαμβάνει τον προσδιορισμό των εξής χαρακτηριστικών του:

- Του ύψους του,
- Της κατάλληλης διατομής του προς ανάληψη της μέγιστης εμφανιζόμενης σε αυτό ροπής κάμψεως M_{max} βάσει της απαιτούμενης για αυτό ροπής αντίστασης $W_{απ.}$,
- Της απαιτούμενης δύναμης αγκύρωσης του σε kN/m και
- Του ύψους, της διατομής και της ελάχιστης απαιτούμενης απόστασης από αυτό του σώματος παθητικής αγκύρωσης.

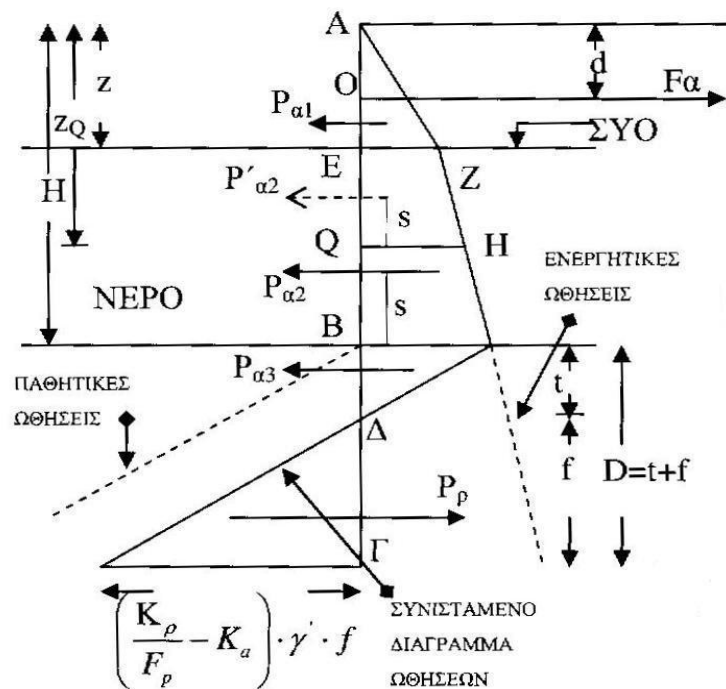
Σε ένα απλώς αγκυρωμένο πέτασμα πασσαλοσανίδων η μορφή της ελαστικής γραμμής καθώς και τα διαγράμματα ωθήσεων γαιών και ροπών κάμψεως διαμορφώνονται ανάλογα με το βάθος έμπηξης του όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 8.7**. Στην περίπτωση (α) το βάθος έμπηξης υπεραρκεί για την πλήρη πάκτωση, στην περίπτωση (β) απλώς αρκεί με το κάτω άκρο του πετάσματος να παραμένει αμετακίνητο, στην περίπτωση (γ) να μετατοπίζεται ελαφρώς αλλά και πάλι να θεωρείται επαρκής η πάκτωση (FIXED EARTH SUPPORT) και στην περίπτωση (δ) το βάθος έμπηξης είναι αρκετά μικρό για πλήρη πάκτωση, αφού δεν υπάρχει αντιστροφή ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων (οι μετατοπίσεις του πετάσματος αυξάνονται και απαιτείται μεγαλύτερη δύναμη αγκύρωσης). Σύμφωνα με αυτήν την περίπτωση γίνεται ο απλοποιητικός υπολογισμός του πετάσματος με απλή στήριξη στον πόδα (FREE EARTH SUPPORT). Τέλος στην περίπτωση (ε) το βάθος έμπηξης δεν αρκεί για πλήρη πάκτωση είτε γιατί εξαντλείται η παθητική ώθηση με ανάλογη μετατόπιση του κάτω άκρου - αλλά και συνολικά του πετάσματος - και σημαντική επιβάρυνση του αγκυρίου είτε γιατί και η πλήρης ανάπτυξη των παθητικών ωθήσεων δεν εξασφαλίζει ισορροπία οπότε όλα τα στοιχεία επιβαρύνονται σημαντικά και η διαστασιολόγηση αυτή δεν παρέχει την απαιτούμενη ασφάλεια.



ΣΧΗΜΑ 8.7 Επιρροή του βάθους έμπτυξης απλώς αγκυρωμένου πετάσματος πασσαλοσανίδων στην ελαστική γραμμή και τα διαγράμματα ωθήσεων γαιών και ροπών κάμψης

8.2.1 ΑΠΛΩΣ ΑΓΚΥΡΩΜΕΝΟ ΠΕΤΑΣΜΑ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΩΝ ΣΕ ΑΜΜΟ ΜΕ ΑΠΛΗ ΣΤΗΡΙΞΗ ΣΤΟΝ ΠΟΔΑ (FREE EARTH SUPPORT)

Στην περίπτωση αυτή και σε κατάσταση οριακής ισορροπίας τα διαγράμματα ωθήσεων γαιών υπολογίζονται με την παραδοχή ότι η κατανομή τους είναι τριγωνική όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 8.8**.



ΣΧΗΜΑ 8.8 Διαγράμματα ωθήσεων γαιών απλώς αγκυρωμένου πετάσματος πασσαλοσανίδων σε άμμο με απλή στήριξη στον πόδα (FREE EARTH SUPPORT) σε οριακή κατάσταση ισορροπίας

Στην πράξη - ειδικά για αμμώδη εδάφη όπου οι μετατοπίσεις για πλήρη ανάπτυξη των τάσεων αντώθησης είναι σχετικά μεγάλες - λαμβάνεται υπ όψιν αντίστοιχος συντελεστής ασφαλείας $F_p=1,5 \div 2$ με ταυτόχρονη αύξηση του βάθους έμπτυξης του πετάσματος προς αποφυγή τέτοιων μετατοπίσεων και επίτευξη της τελικής ισορροπίας. Το πέτασμα θεωρείται άκαμπτο και περιστρεφόμενο χωρίς όμως να μετακινείται πλευρικά στο σημείο O, όπου και αγκυρώνεται.

Το σημείο Δ μηδενισμού των ωθήσεων γαιών του πετάσματος βρίσκεται σε βάθος $t = \frac{P_B}{(\frac{K_p}{F_p} - K_a) \times \gamma}$ κάτω από τον πυθμένα της εκσκαφής που είναι το σημείο B και για το

βάθος έμπτυξης $D = t + f$ του πετάσματος ισχύουν τα εξής:

$$P_{a1} \times (z - d) + P_{a2} \times (H - d - s) + P_{a3} \times \left(H - d + \frac{t}{3}\right) - P_p \times \left(\frac{2}{3} \times f + t + H - d\right) = 0,$$

$$M_{max} = M_Q = P_{a1} \times \left(z_Q - \frac{2}{3} \times z\right) + P_{a2} \times s - F_a \times (z_Q - d)$$

Όπου:

$$\bullet \begin{cases} P_{a1} = \frac{1}{2} \times P_E \times z \\ P_{a2} = \frac{P_E + P_B}{2} \times (H - z) \\ P_{a3} = \frac{1}{2} \times P_B \times t \\ P_p = \frac{1}{2} \times \left(\frac{K_p}{F_p} - K_a\right) \times \gamma \times f^2 \end{cases} \text{ και}$$

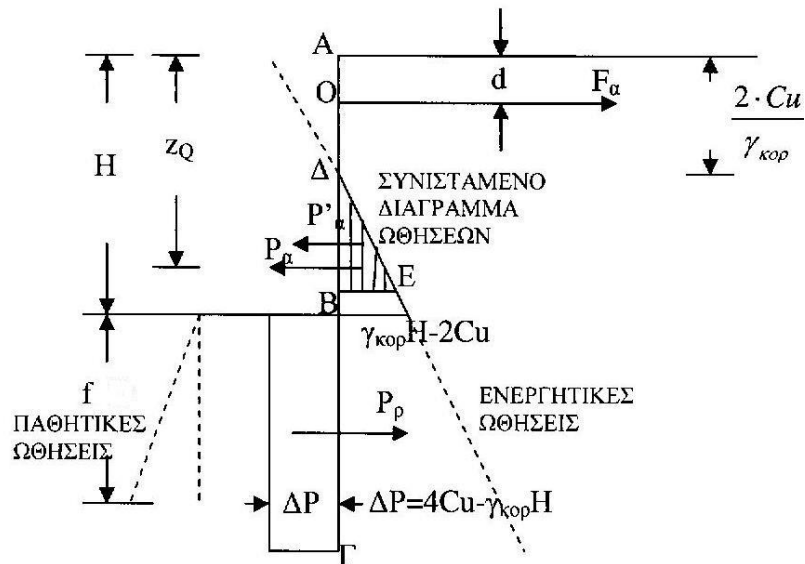
- s: Η απόσταση του κέντρου βάρους του τραπεζίου EZHQ από την μεγάλη βάση του.

Από την εξίσωση ισορροπίας των οριζόντιων δυνάμεων $P_{a1} + P_{a2} + P_{a3} - P_p - F_a = 0$ προκύπτει η απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης του πετάσματος F_a , ενώ η απόσταση $z_Q < H$ του σημείου Q μηδενισμού των τεμνουσών και μεγιστοποίησης της ροπής του πετάσματος από το σημείο A που βρίσκεται στην στέψη της εκσκαφής δίνεται από τη σχέση $P_{a1} + P_{a2} = F_a \Rightarrow P_{a1} + \text{εμβαδό (EZHQ)} = F_a$.

Έτσι, από την μέγιστη εμφανιζόμενη ροπή κάμψης M_{max} στο πέτασμα και την επιτρεπόμενη τάση εφελκυσμού του χάλυβα $\sigma_{επ.} = 125 \text{ N/mm}^2$ προκύπτει η απαιτούμενη ροπή αντίστασης γι αυτό $W_{απ.} = \frac{M_{max}}{\sigma_{επ.}}$ και με βάση αυτήν επιλέγεται η διατομή της χρησιμοποιούμενης πασσαλοσανίδας από τους πίνακες των αντίστοιχων κατασκευαστικών εταιρειών, ώστε $W \geq W_{απ.}$.

8.2.2 ΑΠΛΩΣ ΑΓΚΥΡΩΜΕΝΟ ΠΕΤΑΣΜΑ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΩΝ ΣΕ ΑΡΓΙΛΟ ΜΕ ΑΠΛΗ ΣΤΗΡΙΞΗ ΣΤΟΝ ΠΟΔΑ (FREE EARTH SUPPORT)

Στην περίπτωση αυτή και σε κατάσταση οριακής ισορροπίας τα διαγράμματα ωθήσεων γαιών υπολογίζονται όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 8.9**.



ΣΧΗΜΑ 8.9 Διαγράμματα ωθήσεων γαιών απλώς αγκυρωμένου πετάσματος πασσαλοσανίδων σε άργιλο με απλή στήριξη στον πόδα (FREE EARTH SUPPORT) σε οριακή κατάσταση ισορροπίας

Όπως και στην περίπτωση του αυτοφερόμενου πετάσματος για τις εξισώσεις ισορροπίας $\sum M_O = 0$ και $\sum X = 0$ ισχύουν τα εξής:

$$P_a \times \left(H - d - \frac{H \cdot \frac{2 \times c_u}{\gamma_{κορ.}}}{3} \right) - P_p \times \left(\frac{f}{2} + h - d \right) = 0,$$

$$M_{max} = M_Q = P_a \times \frac{1}{3} \times \left(z_Q - \frac{2 \times c_u}{\gamma_{κορ.}} \right) - F_a \times (z_Q - d),$$

$$P_p + F_a - P_a = 0 \Rightarrow$$

$$F_a = P_a - P_p \Rightarrow$$

$$F_a = \frac{1}{2} \times (\gamma_{κορ.} \times H - 2 \times c_u) \times \left(H - \frac{2 \times c_u}{\gamma_{κορ.}} \right) - (4 \times c_u - \gamma_{κορ.} \times H) \times f,$$

$$F_a = \text{εμβαδό (ΔΕQ)} \Rightarrow$$

$$F_a = \frac{1}{2} \times \left(z_Q - \frac{2 \times c_u}{\gamma_{\text{κορ.}}} \right) \times (\gamma_{\text{κορ.}} \times z_Q - 2 \times c_u)$$

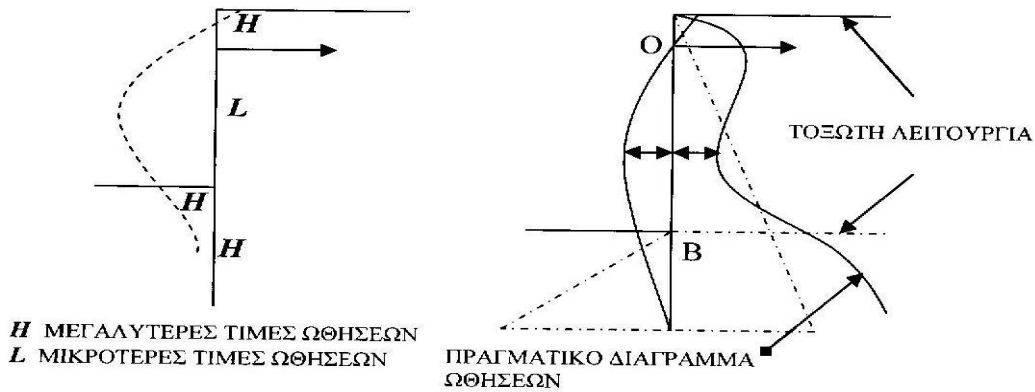
$$\text{Όπου} \begin{cases} P_a = \frac{1}{2} \times (\gamma_{\text{κορ.}} \times H - 2 \times c_u) \times \left(H - \frac{2 \times c_u}{\gamma_{\text{κορ.}}} \right) \\ P_p = (4 \times c_u - \gamma_{\text{κορ.}} \times H) \times f \end{cases}$$

Έτσι, από την μέγιστη εμφανιζόμενη ροπή κάμψεως M_{max} στο πέτασμα και την επιτρεπόμενη τάση εφελκυσμού του χάλυβα $\sigma_{\text{επ.}} = 125 \text{ N/mm}^2$ προκύπτει η απαιτούμενη ροπή αντίστασης για αυτό $W_{\text{απ.}} = \frac{M_{\text{max}}}{\sigma_{\text{επ.}}}$ και με βάση αυτήν επιλέγεται η διατομή της χρησιμοποιούμενης πασσαλοσανίδας από τους πίνακες των αντίστοιχων κατασκευαστικών εταιρειών, ώστε $W \geq W_{\text{απ.}}$.

8.2.3 ΜΕΙΩΣΗ ΜΕΓΙΣΤΗΣ ΡΟΠΗΣ ΚΑΜΨΗΣ M_{max} ΑΠΛΩΣ ΑΓΚΥΡΩΜΕΝΟΥ ΠΕΤΑΣΜΑΤΟΣ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΩΝ ΜΕ ΑΠΛΗ ΣΤΗΡΙΞΗ ΣΤΟΝ ΠΟΔΑ (FREE EARTH SUPPORT) ΚΑΤΑ ROWE

Η μέγιστη ροπή κάμψης ενός απλώς αγκυρωμένου πετάσματος στο σημείο μηδενισμού των τεμνουσών του με παραδοχή τριγωνικής κατανομής ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων αποδείχτηκε - από σειρά πειραμάτων για απλή στήριξη στον πόδα του (FREE EARTH SUPPORT) - ότι είναι υπερεκτιμημένη και χρειάζεται μείωσή της προκειμένου να επιτευχθεί οικονομικότερος σχεδιασμός. Ο Rowe μελετώντας το πρόβλημα αυτό εκτενώς απέδωσε την ανάγκη μείωσης αυτής στις παρακάτω αιτίες:

- Στην ανάπτυξη τοξωτής λειτουργίας μεταξύ του σχετικά αμετακίνητου σημείου αγκύρωσης Ο του πετάσματος και του σημείου Β που βρίσκεται στον πυθμένα της εκσκαφής σύμφωνα με το **ΣΧΗΜΑ 8.10** με αποτέλεσμα τη συγκέντρωση τάσεων στις περιοχές γύρω από αυτά με παράλληλη όμως μείωση τους σχετικά με την υπό κανονικές συνθήκες τριγωνική κατανομή στο μέσο της απόστασης τους και



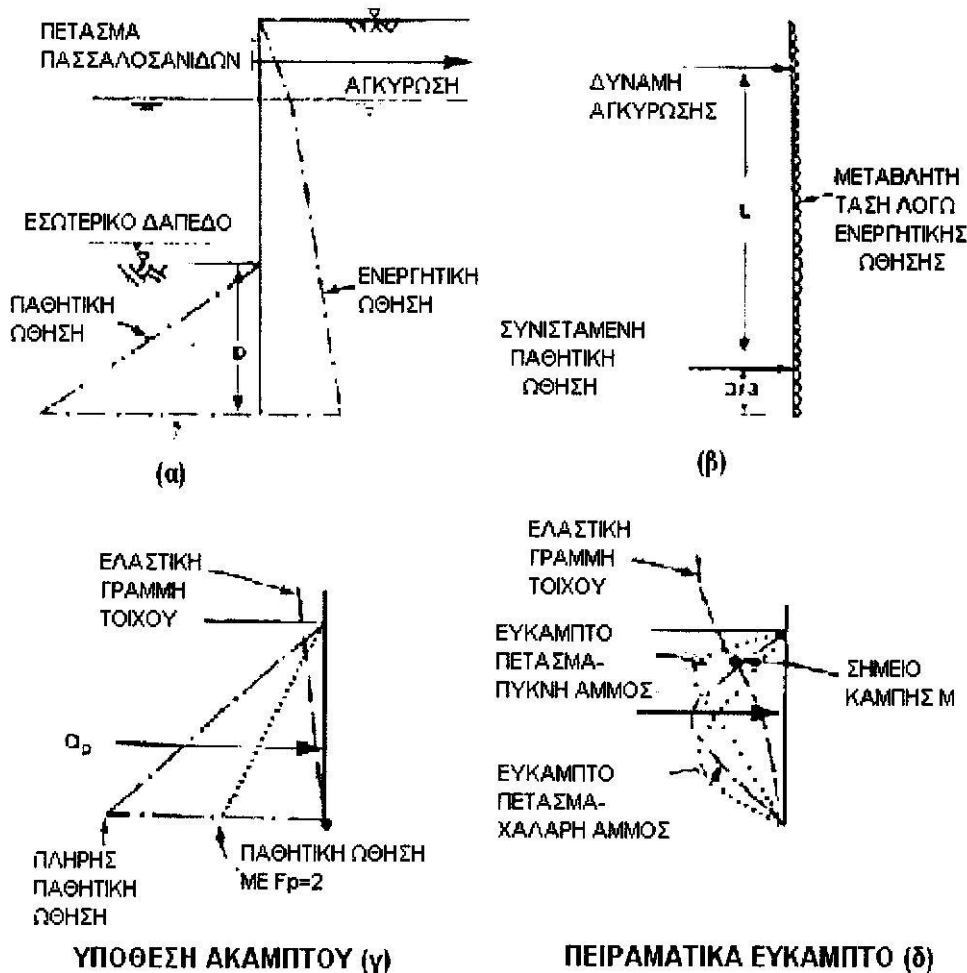
ΣΧΗΜΑ 8.10 Τριγωνική κατανομή ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων - ανάπτυξη τοξωτής λειτουργίας απλώς αγκυρωμένου πετάσματος πασσαλοσανίδων με απλή στήριξη στον πόδα (FREE EARTH SUPPORT)

- Στην ανάπτυξη παθητικών ωθήσεων πάνω από το σημείο O που οφείλονται στη μορφή της ελαστικής γραμμής του πετάσματος λόγω ανάπτυξης τοξωτής λειτουργίας με τον τρόπο που ήδη αναφέρθηκε.

Αντίθετα με τις αρχικές θεωρήσεις ο Rowe απέδειξε ότι οι δύο παραπάνω αιτίες δεν είναι καθοριστικής σημασίας για την απαιτούμενη μείωση της μέγιστης ροπής κάμψης του πετάσματος διότι εξίσου σημαντική είναι αυτή ακόμα και σε περιπτώσεις έντονης πλευρικά μετατόπισης του σημείου O οπότε και μηδενίζεται πρακτικά η τοξωτή λειτουργία του και οι παθητικές ωθήσεις πάνω από αυτό. Έτσι, όπως φαίνεται και στο **ΣΧΗΜΑ 8.11** κατέληξε στα εξής συμπεράσματα:

- Λόγω της ευκαμψίας της όλης κατασκευής η ελαστική γραμμή της λόγω ανάπτυξης τοξωτής λειτουργίας κάτω από τον πυθμένα της με τον τρόπο που ήδη αναφέρθηκε αποκλίνει σημαντικά από την περιστροφή της ως άκαμπτου επιπέδου γύρω από τον πόδα της (περίπτωση (γ)) στην οποία και μόνο αντιστοιχεί η παραδοχή τριγωνικής κατανομής παθητικών ωθήσεων (περίπτωση (α)),
- Η μέγιστη ροπή κάμψης του πετάσματος με παραδοχή τριγωνικής κατανομής παθητικών ωθήσεων προσομοιάζει αυτή μιας μονοπροέχουσας δοκού μήκους L με πρόβολο μήκους D/3 (περίπτωση (β)), ενώ με παραδοχή παραβολικής κατανομής - η συνισταμένη των παθητικών ωθήσεων εφαρμόζεται τώρα σε ύψος D/2 αντί για D/3 πάνω από τον πυθμένα της εκκαφής - το μήκος της μονοπροέχουσας δοκού μειώνεται σε $L' = L - (D/2 - D/3)$ (περίπτωση (δ)). Έτσι, με θεώρηση της μέγιστης ροπής κάμψης του πετάσματος ως συνάρτηση του τετραγώνου του μήκους της αντίστοιχης μονοπροέχουσας δοκού προκύπτει $M_{max}^{πραγμ.} = f(L')^2 < M_{max}^{θεωρ.} = f(L)^2$ εφόσον $L' < L$ και

- Τέλος το σημείο εφαρμογής της συνισταμένης των παθητικών ωθήσεων βρίσκεται πιο κοντά στο σημείο Β για πυκνή άμμο - στην οποία η ελαστική γραμμή του πετάσματος παρουσιάζει σημείο καμπής όπου η ροπή κάμψης του μηδενίζεται - από ότι για χαλαρή άμμο.

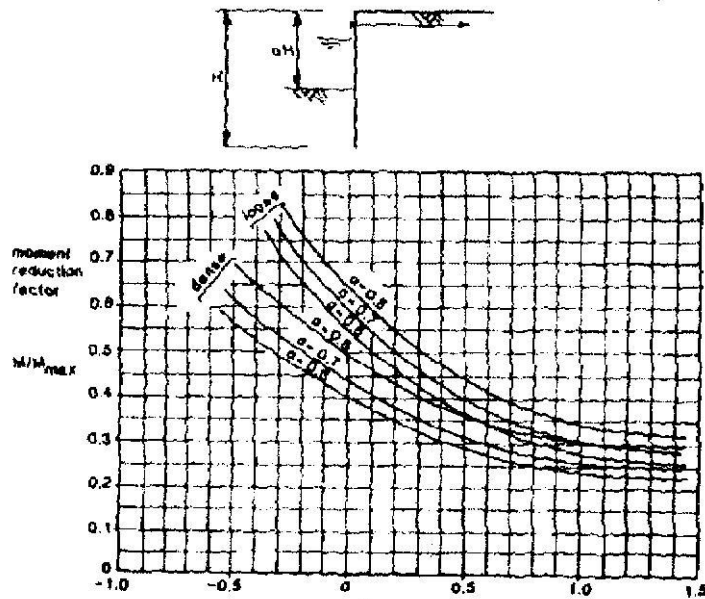


ΣΧΗΜΑ 8.11 Διαγράμματα ωθήσεων γαιών προσομοιώματος και πραγματικού απλώς αγκυρωμένου πετάσματος πασσαλοσανίδων με απλή στήριξη στον πόδα (FREE EARTH SUPPORT) κατά Rowe

8.2.4 ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΜΕΙΩΣΗΣ ΜΕΓΙΣΤΗΣ ΡΟΠΗΣ ΚΑΜΨΗΣ M/M_{max} ΑΠΛΩΣ ΑΓΚΥΡΩΜΕΝΟΥ ΠΕΤΑΣΜΑΤΟΣ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΩΝ ΣΕ ΑΜΜΟ ΜΕ ΑΠΛΗ ΣΤΗΡΙΞΗ ΣΤΟΝ ΠΟΔΑ (FREE EARTH SUPPORT) ΚΑΤΑ ROWE

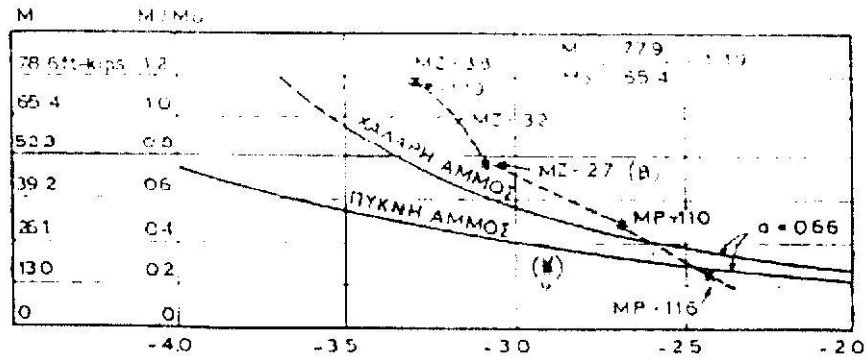
Από σειρά πειραμάτων για απλώς αγκυρωμένα πετάσματα πασσαλοσανίδων ύψους 50-90 cm σε άμμο με απλή στήριξη στον πόδα (FREE EARTH SUPPORT) ο Rowe απέδειξε ότι η παράσταση $\rho = \frac{H^4}{E \times I}$ (όπου H είναι το συνολικό ύψος του πετάσματος

και EI η ακαμψία του) είναι ίδια τόσο για το προσομοίωμα όσο και για το πραγματικό πέτασμα οπότε η μείωση της μέγιστης ροπής κάμψης αυτού δίνεται συναρτήσει της από νομογράφημα όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 8.12**, όπου α είναι ο λόγος του αντιστηριζόμενου ύψους της εκσκαφής προς το συνολικό του πετάσματος.



ΣΧΗΜΑ 8.12 Νομογράφημα μείωσης μέγιστης ροπής κάμψης απλώς αγκυρωμένου πετάσματος πασσαλοσανίδων σε άμμο με απλή στήριξη στον πόδα (FREE EARTH SUPPORT) κατά Rowe

Ανάλογα με τη γεωμετρία του πετάσματος επιλέγεται μεταξύ των έξι καμπυλών του νομογραφήματος με τιμές $\alpha=0,6, 0,7$ και $0,8$ (τρεις για πυκνή άμμο και τρεις για χαλαρή) η κατάλληλη και σχεδιάζεται έτσι η καμπύλη $\log \rho - M = \frac{M}{M_{max}} \times M_{max}$ (περίπτωση (γ)) όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 8.13**. Για διάφορες τυπικές διατομές του πετάσματος υπολογίζεται έπειτα η $M_{max}^{διατ.} = \frac{f \times I}{y} = \sigma_{\epsilon\pi.}^{\chi\alpha\lambda.} \times W$ (όπου $f = \sigma_{\epsilon\pi.}^{\chi\alpha\lambda.} = 125 \text{ N/mm}^2$, I είναι η ροπή αδράνειας της διατομής, y η απόσταση από τον ουδέτερο άξονά της μέχρι το πέλμα της και W η ροπή αντίστασής της) και σχεδιάζεται έτσι η καμπύλη $\rho - M_{max}$ (περίπτωση (β)) για όλα τα ζεύγη τιμών. Οικονομικότερη από τις διατομές που εξετάστηκαν είναι εκείνη που αντιστοιχεί στο σημείο τομής των δύο καμπυλών (β) και (γ) , ενώ αν δεν αυτή δεν είναι πραγματική επιλέγεται ως οικονομικότερη αυτή που αντιστοιχεί στο αμέσως επόμενο του σημείο της καμπύλης (β) .



ΣΧΗΜΑ 8.13 Διάγραμμα επιλογής τυπικής διατομής πασσαλοσανίδας κατά Rowe

Ο Skempton λαμβάνοντας υπ όψιν ότι οι θεωρήσεις του Rowe βασίζονται σε πειραματικά αποτελέσματα πρότεινε ανάλογα με το είδος του αντιστηριζόμενου εδάφους σε άμμους να χρησιμοποιείται το 1/2 της μείωσης αυτής, σε ιλύες το 1/4, ενώ σε αργίλους να μη γίνεται καθόλου μείωση της μέγιστης ροπής κάμψης του πετάσματος.

8.2.5 ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ - ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΙ ΘΕΣΗ ΣΩΜΑΤΟΣ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ

Επειδή τα αγκύρια τοποθετούνται σε απόσταση s κατά την κάτοψη του πετάσματος καθένα φέρει φορτίο $P_{αγκ.} = F_{\alpha} \times s$, ενώ από κατάλληλους πίνακες συναρτήσεως της επιτρεπόμενης τάσης εφελκυσμού του χάλυβα $\sigma_{επ.} = 125 \text{ N/mm}^2$ προσδιορίζεται η διάμετρος τους από τη σχέση:

$$d_{αγκ.} = 2 \times \sqrt{\frac{P_{αγκ.}}{\sigma_{επ.} \times \pi}}$$

Η αγκύρωση του πετάσματος γίνεται στην προκειμένη περίπτωση με σώμα αγκύρωσης σε αρκετή απόσταση από αυτό. Η ελάχιστη απόστασή του L_{min} από το αυτό προσδιορίζεται, λοιπόν, σύμφωνα με το **ΣΧΗΜΑ 8.14** με βάση τις εξής παραδοχές:

- Να μη συμβαίνει αλληλοεμπλοκή του τριγώνου ΓΑΔ της ενεργητικής ώθησης του πετάσματος με το τρίγωνο ΕΖΔ της παθητικής ώθησης του σώματος αγκύρωσης από τη σχέση:

$$L_{min}^{(1)} = (A\Delta) + (\Delta Z) = (H + D) \times \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) + z \times \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right),$$

- Να μην υπάρχει τμήμα του σώματος αγκύρωσης πάνω από την κλίση φυσικού πρανούς που διέρχεται από το σημείο Β που βρίσκεται στον πυθμένα της εκσκαφής και κλίνει υπό γωνία ϕ ως προς την οριζόντιο από τη σχέση:

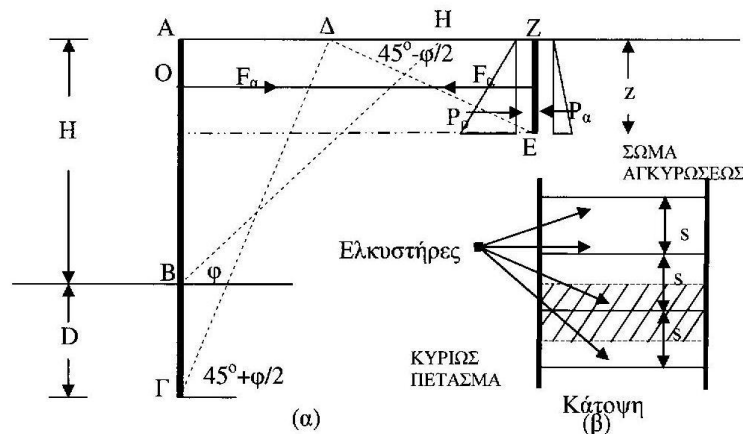
$$L_{min}^{(2)} = (AH) = \frac{H}{\tan\phi'}$$

$$L_{min} = \max \begin{cases} L_{min}^{(1)} \\ L_{min}^{(2)} \end{cases}$$

Συνήθως το σώμα αγκύρωσης είναι μια δεύτερη πασσαλοσανίδα μικρότερου ύψους στην οποία προσαρμόζονται τα αγκύρια που παράλληλα με τη μετατόπιση του πετάσματος μετατοπίζεται προς την ίδια κατεύθυνση με αποτέλεσμα την ανάπτυξη σε αυτό ωθήσεων γαιών. Το ύψος z του σώματος αγκύρωσης υπολογίζεται κατά τα γνωστά από την εξίσωση ισορροπίας των οριζόντιων δυνάμεων που ασκούνται σε αυτό από τη σχέση:

$$F_a + \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times z^2 = \frac{1}{2} \times \frac{K_p}{F_p} \times \gamma \times z^2 \Rightarrow$$

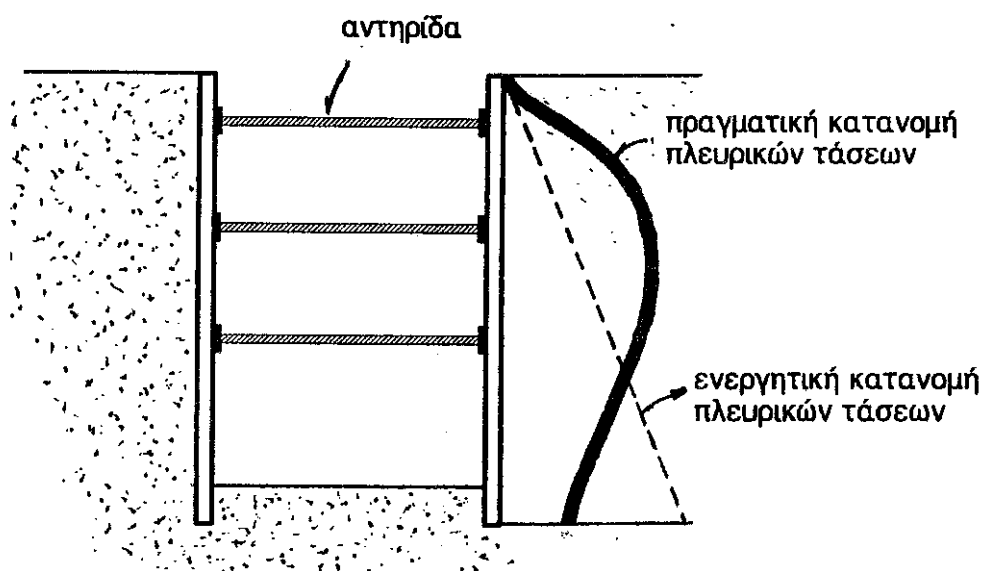
$$z = \sqrt{\frac{2 \times F_a}{\left(\frac{K_p}{F_p} - K_a\right) \times \gamma}}$$



ΣΧΗΜΑ 8.14 Διαστασιολόγηση και θέση σώματος αγκύρωσης

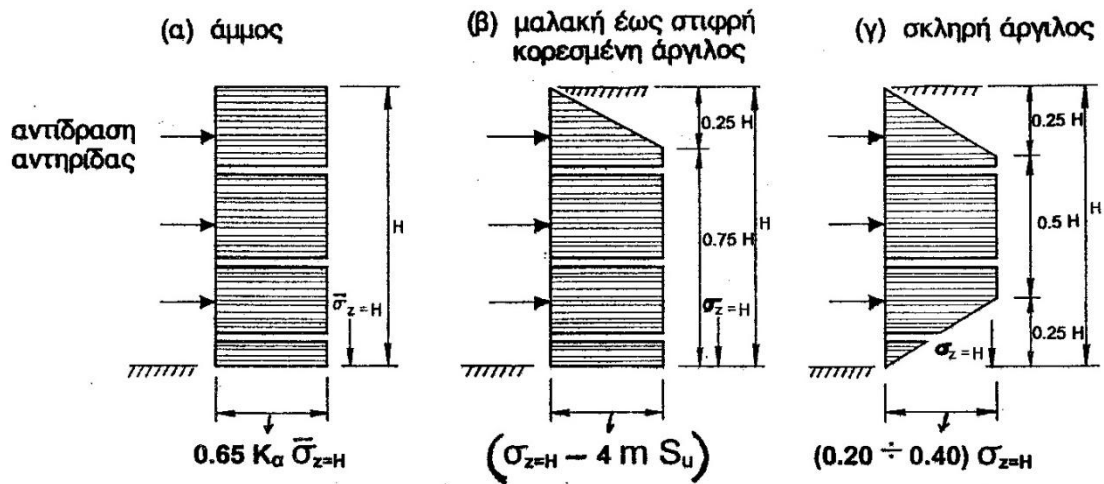
8.3 ΑΝΤΗΡΙΔΩΤΗ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ

Σε περιπτώσεις εκσκαφών με κατακόρυφες παρειές τα πετάσματα που αντιστηρίζουν προσωρινά το έδαφος ενισχύονται με αντηρίδες, οι οποίες συχνά παίρνουν τη μορφή εγκάρσιων διαδοκίδων. Ένα τέτοιο σύστημα διαμορφώνεται όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 8.15**.



ΣΧΗΜΑ 8.15 Προσωρινή αντηριδωτή αντιστήριξη παρειών εκσκαφής

Ο σχεδιασμός μιας αντηριδωτής αντιστήριξης προϋποθέτει την εκτίμηση τόσο της συνισταμένης δύναμης όσο και της κατανομής των ωθήσεων γαιών που επιβάλλονται σε αυτήν. Οι αντηρίδες πρέπει να είναι σε θέση να αναλάβουν όλες μαζί με ασφάλεια τη συνισταμένη δύναμη και κάθε μία χωριστά τη μέγιστη που της αντιστοιχεί χωρίς κίνδυνο λυγισμού. Ενώ η αναπτυσσόμενη στο πέτασμα συνολική ώθηση διαφέρει ελάχιστα της ενεργητικής κατά Coulomb ή Rankine, η κατανομή της διαφέρει σημαντικά από το γνωστό τριγωνικό ή τραπεζοειδές διάγραμμα. Η μείωση της μάλιστα στο κάτω μέρος του πετάσματος οφείλεται στην ανάπτυξη τοξωτής λειτουργίας με τον τρόπο που ήδη αναφέρθηκε. Αιτία είναι οι περιορισμοί που επιβάλλουν οι αντηρίδες στην κινητικότητα του όλου συστήματος. Επειδή η αναλυτική πρόβλεψη της κατανομής αυτής είναι δυσχερής και διαφέρει ανάλογα με τον αριθμό, τη θέση και τη χρονική σειρά κατασκευής των αντηρίδων, τον τύπο του εδάφους, τον τρόπο εκσκαφής του και τον τρόπο κατασκευής της αντιστήριξης ο πρακτικός σχεδιασμός γίνεται με βάση συμβατικά διαγράμματα περιβαλλουσών ωθήσεων τα πιο γνωστά από τα οποία τόσο για μη συνεκτικά όσο και για συνεκτικά εδάφη έχουν κατασκευαστεί από τον Peck και διαμορφώνονται όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 8.16**.



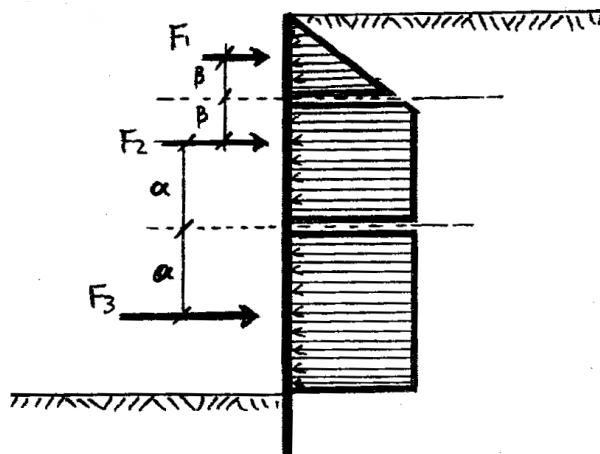
ΣΧΗΜΑ 8.16 Συμβατικά διαγράμματα περιβαλλουσών ωθήσεων προσωρινής αντηριδωτής αντιστήριξης παρειών εκσκαφής

Όπου:

- $K_\alpha = \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ και
- $\sigma_{z=H} = \gamma \times z$ για ομοιογενές έδαφος.

Η περίπτωση (β) εφαρμόζεται όταν $\frac{\gamma \times H}{c_u} > 6$ με $m=0,4$ για μαλακή άργιλο με πολύ μεγάλο βάθος και $m=1$ για μαλακή άργιλο με στρώση σιφρής αργίλου πλησίον του πυθμένα της εκσκαφής, ενώ η περίπτωση (γ) όταν $\frac{\gamma \times H}{c_u} < 4$. Για ενδιάμεσες καταστάσεις δηλαδή όταν $6 > \frac{\gamma \times H}{S_u} > 4$ ισχύει το δυσμενέστερο των δύο προηγούμενων περιπτώσεων.

Η μέγιστη δύναμη που αντιστοιχεί σε κάθε αντηρίδα υπολογίζεται με την παραδοχή ισοκατανομής σε αυτές των περιβαλλουσών ωθήσεων όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 8.17**.

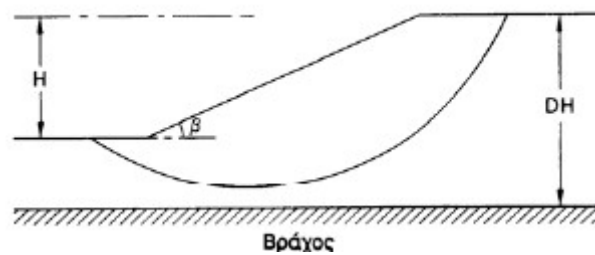


ΣΧΗΜΑ 8.17 Παραδοχή ισοκατανομής περιβαλλουσών ωθήσεων στις αντηρίδες προσωρινής αντηριδωτής αντιστήριξης παρειών εκσκαφής

Όσο όμως και να επικρατεί η εντύπωση ότι είναι συντηρητικές τέτοιου είδους συμβατικές μέθοδοι η εφαρμογή τους ενδέχεται να οδηγήσει σε εσφαλμένες ανασφαλείς λύσεις (υπέρβαση του μέγιστου αξονικού φορτίου και ψαθυρή θραύση των αντηρίδων) όταν αυτές εφαρμόζονται χωρίς πλήρη κατανόηση της μηχανικής του προβλήματος, αφού ασυνήθιστες κατασκευαστικές διαδικασίες ενδέχεται να προκαλέσουν τελείως διαφορετική συμπεριφορά του γεωτεχνικού συστήματος από ότι θα αναμενόταν βάσει των συνηθισμένων διαστασιολογήσεων.

8.4 ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΠΡΑΝΟΥΣ ΚΑΤΑ TAYLOR

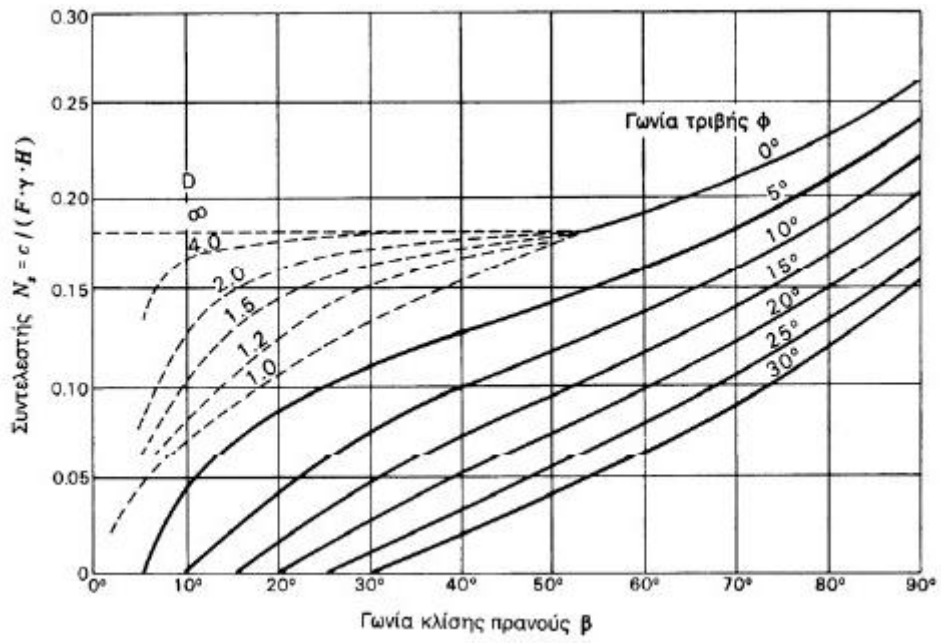
Η ευστάθεια πρανών με απλή γεωμετρία σε ομοιογενή εδάφη όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 8.18** απλουστεύεται σημαντικά με χρήση νομογραφημάτων τα οποία προσδιορίζουν τον συντελεστή ασφαλείας τους ως συνάρτηση των παραμέτρων διατμητικής αντοχής του εδάφους (συνοχή και γωνία τριβής) και της γεωμετρίας τους (κλίση και ύψος).



ΣΧΗΜΑ 8.18 Πρανές με απλή γεωμετρία σε ομοιογενές έδαφος

Κατά Taylor ο συντελεστής ασφαλείας του πρανούς δίνεται συναρτήσει του συντελεστή ευστάθειάς του N_s , ο οποίος υπολογίζεται από νομογράφημα όπως φαίνεται στο **ΣΧΗΜΑ 8.19**, από τη σχέση:

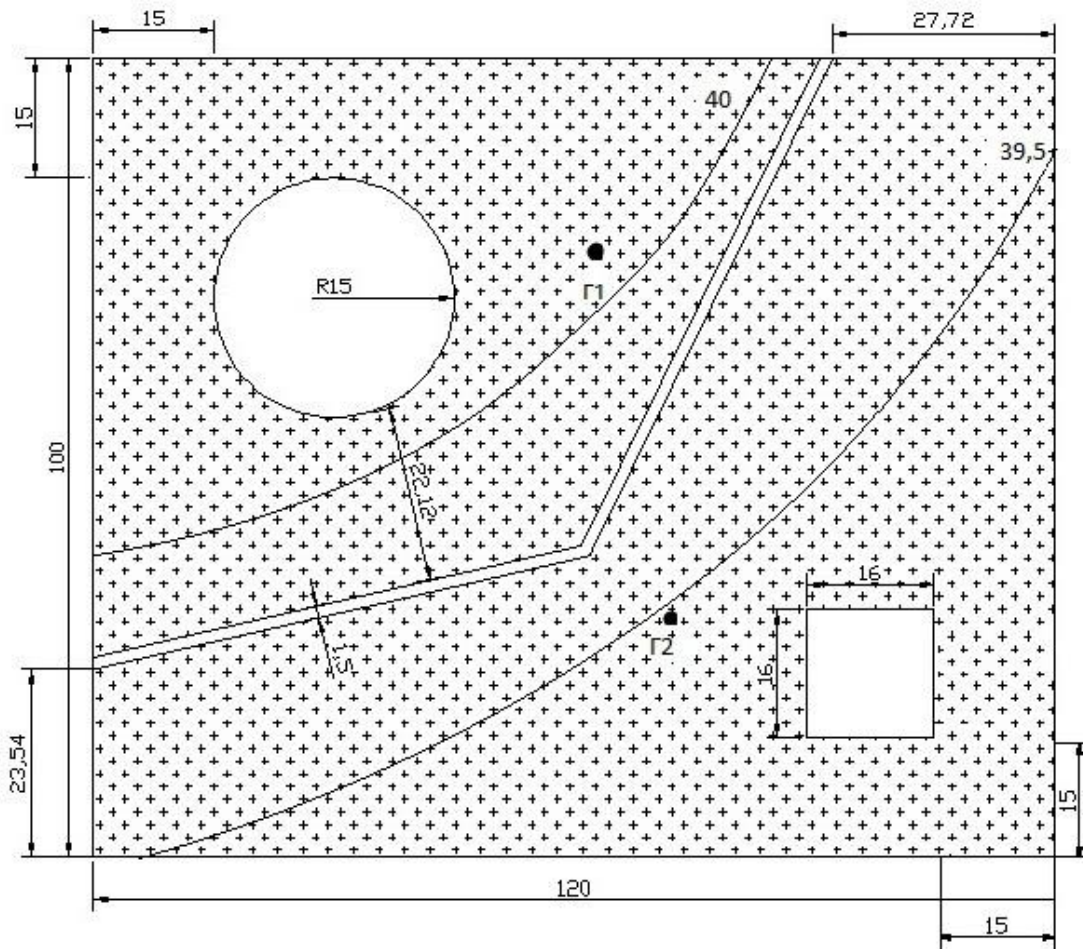
$$F = \frac{c}{N_s \times \gamma \times H}$$



ΣΧΗΜΑ 8.19 Συντελεστής ευστάθειας πρανούς κατά Taylor

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β
ΑΝΑΛΥΤΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΜΕΛΕΤΗΣ

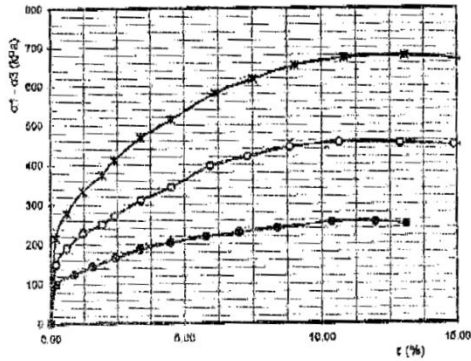
1. ΤΟΠΟΓΡΑΦΙΚΟ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΠΕΡΙΟΧΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ



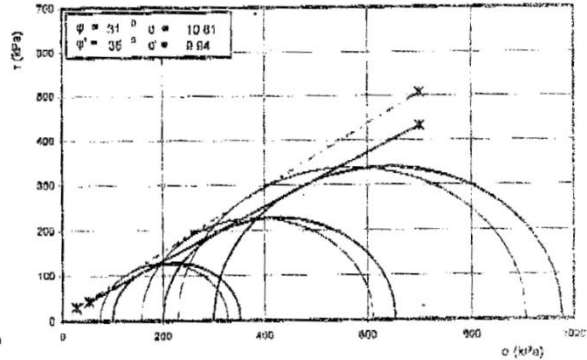
3. ΚΑΜΠΥΛΗ ΔΟΚΙΜΗΣ ΤΡΙΑΞΟΝΙΚΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ ΑΡΓΙΛΟΥ CUPP

ΔΟΚΙΜΗ ΤΡΙΑΞΟΝΙΚΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ TRIAxIAL COMPRESSION TEST

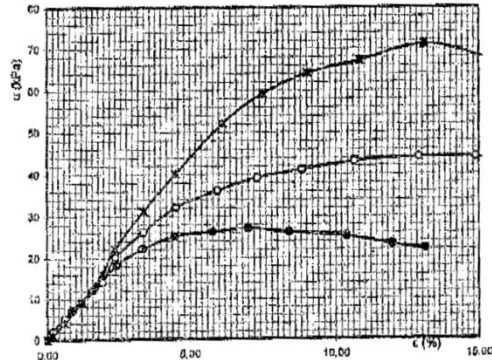
Α. ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΤΑΣΕΩΝ - ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ - ΣΤΡΕΨΩΝ - STRAIN DIAGRAM



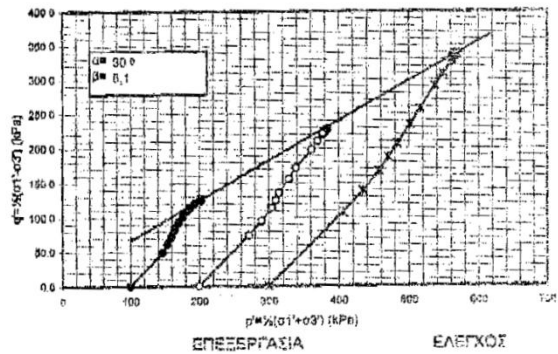
Β. ΚΥΚΛΟΙ ΤΑΣΕΩΝ ΜΟΙΡΕΣ - ΜΟΙΡΕΣ ΣΤΡΕΨΩΝ CIRCLES



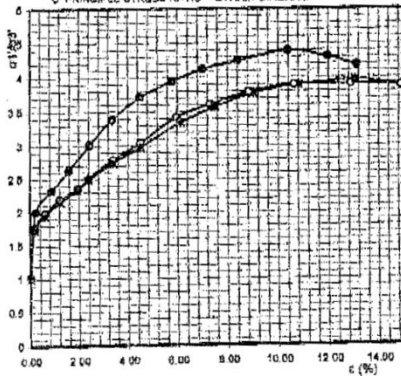
Δ. ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΠΙΕΣΗΣ ΠΟΡΩΝ - ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ
PORE PRESSURE - STRAIN DIAGRAM



Ε. ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ φ-σ (ΣΤΡΕΨΩΣ - ΡΑΘΗ) DIAGRAM



Γ. PRINCIPLE STRAIN RATIO - STRAIN DIAGRAM



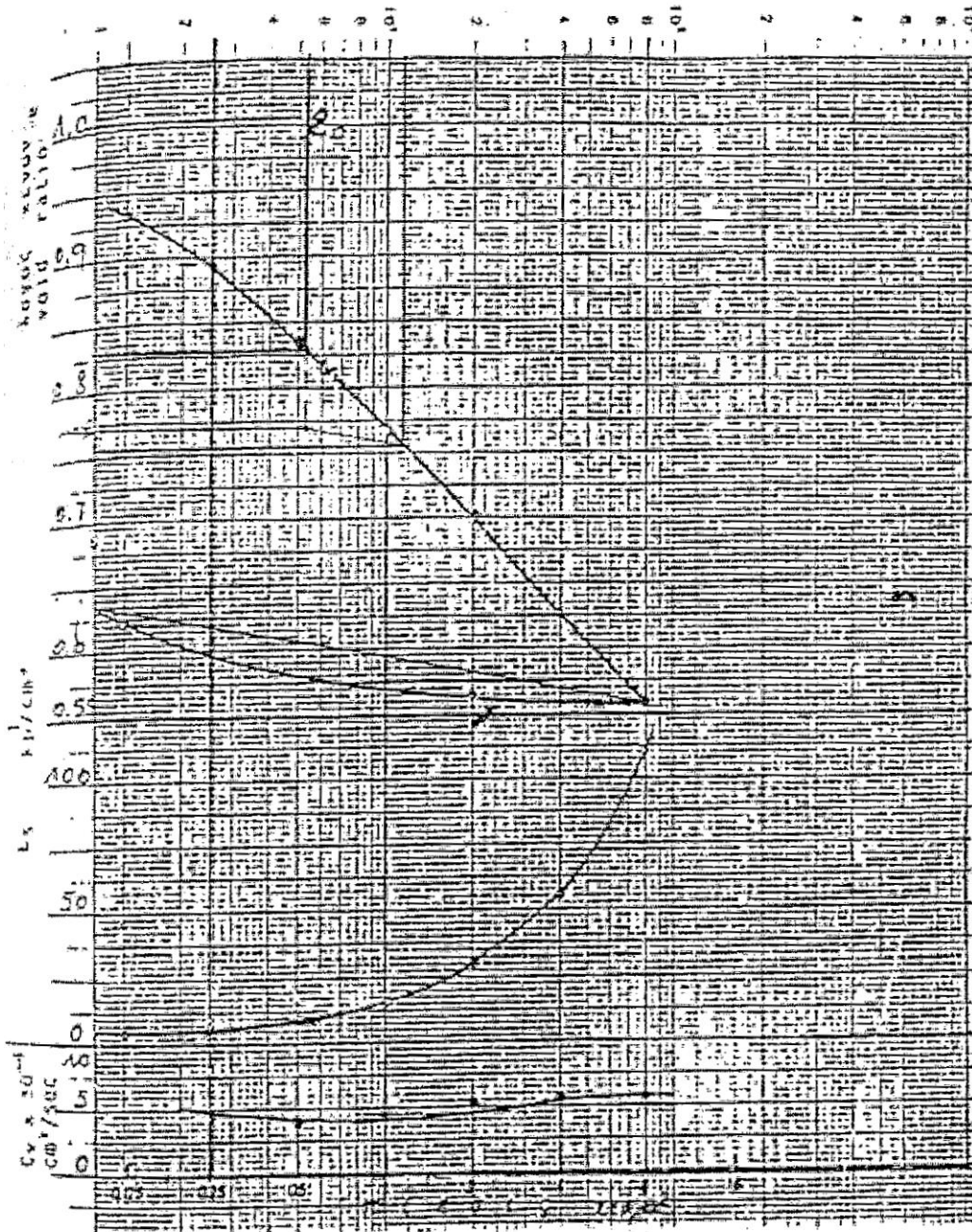
Μ. Σαρίδου Κ. Κουτουριδάκη
Το Εργαστήριο εφιστάται από το ΚΕΔΕ

ΤΥΠΟΣ ΔΟΚΙΜΗΣ	TYPE OF TEST	Σ.Μ.Ρ.Ρ.		
Α/Α ΔΟΚΙΜΗΣ	SAMPLE No.	I	II	III
1	ΑΡΧΙΚΗ ΥΓΡΑΣΙΑ - INITIAL MOISTURE W_0 (%)	40.0	40.6	40.2
2	ΤΕΛΙΚΗ ΥΓΡΑΣΙΑ - FINAL MOISTURE W_f (%)	31.0	29.9	27.8
3	ΞΗΡΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ - INITIAL DRY DENSITY γ_d (kN/m ³)	13.71	13.69	13.78
4	ΑΡΧΙΚΟΣ ΛΟΓΟΣ ΚΩΝΙΝ - INITIAL VOID RATIO e_0	0.96	0.96	0.95
5	ΑΡΧΙΚΟΣ ΚΟΡΣΙΜΟΣ - INITIAL SATURATION S_0 (%)	100	100	100
6	ΤΑΧΥΤΗΤΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ - RATE OF SHEAR $\dot{\epsilon}$ (%/min)	0.18	0.18	0.16
7	ΠΛΕΥΡΗΝΗ ΤΑΣΗ ΔΟΚΙΜΗΣ - LATERAL PRESSURE σ_2 (kPa)	100	200	300
8	ΟΛΙΚΗ ΑΞΟΝΙΚΗ ΤΑΣΗ - TOTAL AXIAL PRESSURE σ_1 (kPa)	353.5	553.9	977.3
9	ΑΝΤΙΣΤΟΙΧΗ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ - CORRESPONDING STRAIN ϵ (%/min)	10.38	10.65	13.06
10	ΠΙΕΣΗ ΠΟΡΩΝ - PORE PRESSURE u (kPa)	25.00	43.00	71.00
11	ΑΡΘΡΩΣ ΑΞΟΝΙΚΗ ΤΑΣΗ - EFFECTIVE AXIAL PRESSURE σ_1' (kPa)	328.5	510.9	906.3
12	ΑΡΘΡΩΣ ΠΛΕΥΡΗΝΗ ΤΑΣΗ - EFFECTIVE LATERAL PRESSURE σ_2' (kPa)	75.0	157.0	229.0

<p>ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑ ΔΟΚΙΜΩΝ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ - ΟΤΜ" ΕΠΕ Φαίδριδδων 121 - Αθήνα Τηλ. 210 8625123 - Φαξ. 2108663830</p>	ΒΑΘΟΣ DEPTH	8,00-8,70	ΕΡΓ. ΑΡΙΘΜΟΣ LAB. No.	07-139
	ΓΕΩΤΡΗΣΗ BOREHOLE	ΝΓ3	ΣΧ.	
	ΕΡΓΟ PROJECT	ΜΕΛΕΤΗ ΝΕΟΥ ΛΙΜΕΝΑ ΠΑΤΡΩΝ 3ο ΤΜΗΜΑ Α' ΦΑΣΗΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΣ ΕΡΕΥΝΕΣ Β' ΦΑΣΗΣ		FIG.

4. ΚΑΜΠΥΛΗ ΔΟΚΙΜΗΣ ΜΟΝΟΔΙΑΣΤΑΤΗΣ ΣΥΜΠΙΕΣΗΣ ΑΡΓΙΛΟΥ

ΔΟΚΙΜΗ ΣΥΜΠΙΕΣΤΟΤΗΤΑΣ CONSOLIDATION TEST



$C_c: 0,243$

$C_r: 0,039$

(ισχύει από 0 έως 7.00m)

5. ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ

5.1 ΣΤΡΩΣΗ Ι ΚΑΣΤΑΝΗΣ ΜΑΛΑΚΗΣ ΑΡΓΙΛΟΥ ΜΕ $q_c=0,50$ MPa

5.1.1 ΤΥΠΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΔΟΚΙΜΗ ΔΙΕΙΣΔΥΣΗΣ SPT - ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ – ΟΡΙΑ ΑΤΤΕΡΒΕΡΓ – ΦΥΣΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΣΤΡΩΣΗΣ Ι ΚΑΣΤΑΝΗΣ ΜΑΛΑΚΗΣ ΑΡΓΙΛΟΥ ΜΕ $q_c=0,50$ MPa													
ΤΥΠΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΔΟΚΙΜΗ ΔΙΕΙΣΔΥΣΗΣ SPT ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΡΟΥΣΕΩΝ ΓΙΑ 30 cm ΔΙΕΙΣΔΥΣΗΣ	ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ					ΟΡΙΑ ΑΤΤΕΡΒΕΡΓ		ΠΟΣΟΣΤΟ ΦΥΣΙΚΗΣ ΥΓΡΑΣΙΑΣ	ΠΟΣΟΣΤΟ ΣΧΕΤΙΚΗΣ ΥΓΡΑΣΙΑΣ	ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ	ΞΗΡΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ	ΥΓΡΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ	ΔΕΙΚΤΗΣ ΠΟΡΩΝ
	N	ΠΟΣΟΣΤΟ ΧΑΛΙΚΙΩΝ ΣΥΓΚΡΑΤΟΥΜΕΝΟ ΣΤΟ ΚΟΣΚΙΝΟ N° 4	ΠΟΣΟΣΤΟ ΑΜΜΟΥ ΣΥΓΚΡΑΤΟΥΜΕΝΟ ΣΤΟ ΚΟΣΚΙΝΟ N° 200	ΠΟΣΟΣΤΟ ΑΡΓΙΛΟΥ - ΙΛΥΟΣ ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ ΑΠΟ ΤΟ ΚΟΣΚΙΝΟ N° 200	ΠΟΣΟΣΤΟ ΙΛΥΟΣ ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ ΑΠΟ ΤΟ ΚΟΣΚΙΝΟ N° 200	ΠΟΣΟΣΤΟ ΑΡΓΙΛΟΥ ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ ΑΠΟ ΤΟ ΚΟΣΚΙΝΟ N° 200 < 0005	ΟΡΙΟ ΠΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ						
						PL	LL	w	IL	γ_s tn/m ³	γ_d tn/m ³	$\gamma_{\text{υγρ.}}$ tn/m ³	e
ΓΕΩΤΡΗΣΗ 1													
1		11	89	56	33	25	40	36	73	2,58	1,36	1,85	90
2		8	92	56	36	28	39	37	82	2,56	1,33	1,83	92
3		7	93	56	37	27	39	37	83	2,57	1,35	1,84	91
		11	89	59	30	28	38	36	80	2,58	1,34	1,83	92
		12	88	60	28	26	37	36	91	2,57	1,35	1,84	90
ΓΕΩΤΡΗΣΗ 2													
1		8	92	54	38	24	41	37	76	2,58	1,34	1,84	92
2		10	90	58	32	23	41	38	83	2,59	1,36	1,85	90
2		7	93	58	35	21	41	36	75	2,59	1,36	1,86	91
		11	89	60	29	22	40	37	83	2,56	1,34	1,84	91
		10	90	20	70	22	40	37	83				
ΜΕΣΗ ΤΙΜΗ													
1,833		9,5	90,5	53,7	36,8	24,6	39,6	36,7	80,9	2,58	1,35	1,84	91,0
ΔΕΙΚΤΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ PI = 15													

5.1.2 ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

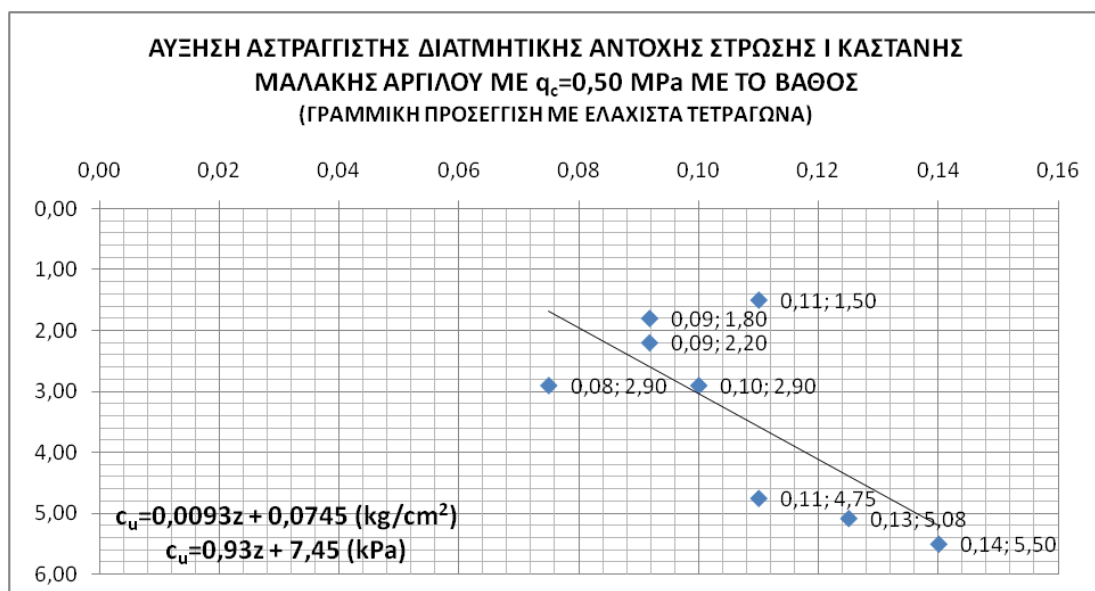
Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή c_u προκύπτει από τις εξής δοκιμές:

- Δοκιμή ταχείας τριαξονικής φόρτισης χωρίς στερεοποίηση και αποστράγγιση UU από την οποία $c_u=c$ για $\phi=0$,
- Δοκιμή ανεμπόδιστης θλίψης από την οποία $c_u = \frac{q_u}{2}$ και

- Επί τόπου δοκιμή πτερυγίου FVT από την οποία $c_u = \lambda \times c_{uFVT}$ με $\lambda=1,02$ για $PI=15$ από το αντίστοιχο διάγραμμα (πιο αξιόπιστη και από τις τρεις).

ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΤΡΩΣΗΣ Ι ΚΑΣΤΑΝΗΣ ΜΑΛΑΚΗΣ ΑΡΓΙΛΟΥ ΜΕ $q_c=0,50$							
ΓΕΩΤΡΗΣΗ 1				ΓΕΩΤΡΗΣΗ 2			
ΒΑΘΟΣ	ΤΥΠΟΣ ΔΟΚΙΜΗΣ	ΑΝΤΙΣΤΟΙΧΟ ΜΕΓΕΘΟΣ	c_u	ΒΑΘΟΣ	ΤΥΠΟΣ ΔΟΚΙΜΗΣ	ΑΝΤΙΣΤΟΙΧΟ ΜΕΓΕΘΟΣ	c_u
		kg/cm ²	kg/cm ²			kg/cm ²	kg/cm ²
2,20	ΠΤΕΡΥΓΙΟΥ (c_u)	0,09	0,09	1,50	ΑΝΕΜΠΟΔΙΣΤΗΣ ΘΛΙΨΗΣ (q_u)	0,22	0,11
2,90	ΑΝΕΜΠΟΔΙΣΤΗΣ ΘΛΙΨΗΣ (q_u)	0,15	0,08	1,80	ΠΤΕΡΥΓΙΟΥ (c_u)	0,09	0,09
2,90	UU (c)	0,10	0,10	5,08	ΑΝΕΜΠΟΔΙΣΤΗΣ ΘΛΙΨΗΣ (q_u)	0,25	0,13
4,75	UU (c)	0,11	0,11				
5,50	ΑΝΕΜΠΟΔΙΣΤΗΣ ΘΛΙΨΗΣ (q_u)	0,28	0,14				

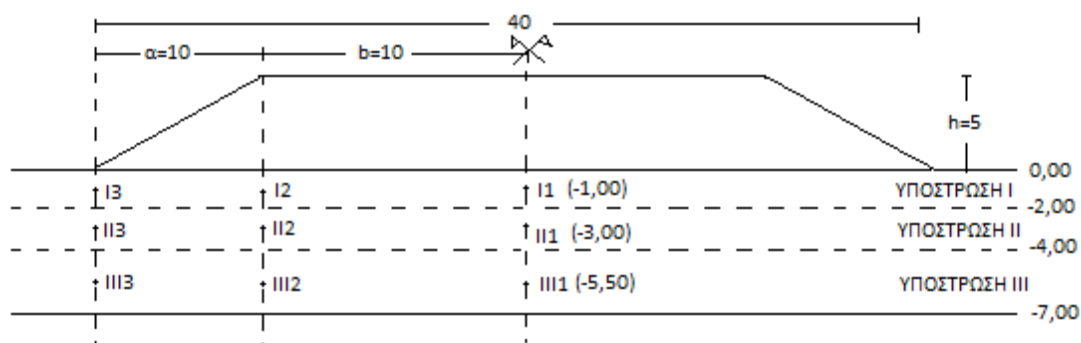
Οι τιμές της σχεδιάζονται σε διάγραμμα συναρτήσεως του βάθους και με τη μέθοδο των ελάχιστων τετραγώνων προκύπτει μια γραμμική προσέγγιση της αύξησής της.



Μετά από προφόρτιση με επίχωμα ύψους 5 m, μήκους 40 m (το μήκος της στέψης του επιχώματος είναι 20 m και κάθε παρειάς του που κατέρχεται με κλίση $\frac{1}{2}$ 10 m), υγρού φαινόμενου βάρους $\gamma_{υγρ.}=20$ kN/m³ και γωνίας τριβής $\phi=33^\circ$ που ασκεί στο

έδαφος ομοιόμορφη πίεση $q=100$ kPa η αστράγγιστη διατμητική αντοχή c_u προκύπτει από την εξής διαδικασία:

- Χωρίζεται η στρώση της αργίλου σε τρεις υποστρώσεις (υπόστρωση I με πάχος 2 m, υπόστρωση II με πάχος 2 m και υπόστρωση III με πάχος 4 m),
- Χωρίζεται το επιχώμα σε δύο περιοχές (περιοχή κάτω από τη στέψη του και περιοχή κάτω από κάθε παρειά του),



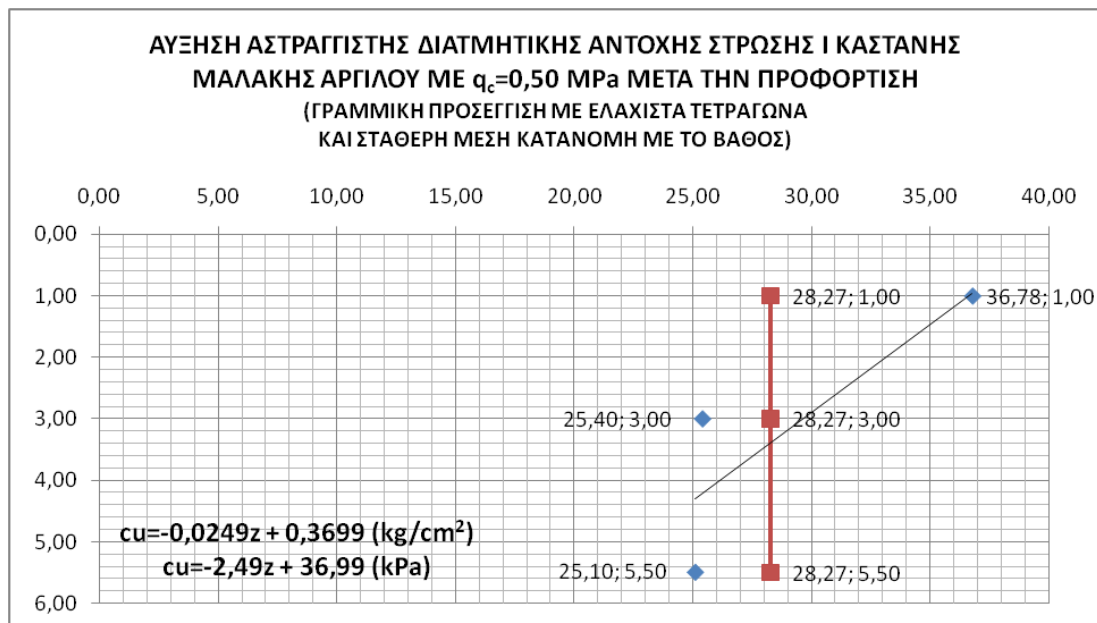
- Για το μέσο κάθε υπόστρωσης και για χαρακτηριστικά σημεία κάθε περιοχής (σημεία 1 κάτω από το μέσο του επιχώματος, σημεία 2 κάτω από την αρχή κάθε παρειάς του και σημεία 3 κάτω από το τέλος κάθε παρειάς του) υπολογίζεται από το νομογράφημα του Osterberg η πρόσθετη πίεση $\Delta\sigma_z = (I_{αριστερά} + I_{δεξιά}) \times \gamma_{γγρ.} \times h$ και η νέα αστράγγιστη διατμητική αντοχή $c_{υπρωφ.} = c_{υαρχ.} + (c_{υαρχ.}/\sigma'_{vo}) \times \Delta\sigma_z$ και

ΥΠΟΣΤΡΩΣΗ	ΜΕΣΗ ΣΤΑΘΜΗ	$c_{υωφχ.}$	σ'_{vo}
		kPa	kPa
I	1,00	8,38	18,40
II	3,00	10,24	45,20
III	5,50	12,57	66,20

- Για κάθε περιοχή υπολογίζεται ο λόγος προστερεοποίησης $OCR = [\sigma'_{vo} + (\Delta\sigma_z^i + \Delta\sigma_z^j)/2]/\sigma'_{vo}$ και η παραμένουσα αστράγγιστη διατμητική αντοχή μετά την αφαίρεση του επιχώματος $c_{υτελ.} = (c_{υαρχ.}/\sigma'_{vo}) \times \sigma'_{vo} \times OCR^{0.80} = c_{υαρχ.} \times OCR^{0.80}$.

ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΤΡΩΣΗΣ Ι ΚΑΣΤΑΝΗΣ ΜΑΛΑΚΗΣ ΑΡΓΙΛΟΥ ΜΕ $q_c=0,50$ MPa ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ									
ΣΗΜΕΙΑ	l_1	l_2	l_3	ll_1	ll_2	ll_3	lll_1	lll_2	lll_3
ΑΡΙΣΤΕΡΑ									
a	10	10		10	10		10	10	
b	10	0		10	0		10	0	
z	1,00	1,00		3,00	3,00		5,50	5,50	
a/z	10,000	10,000		3,333	3,333		1,818	1,818	
b/z	10,000	0,000		3,333	0,000		1,818	0,000	
l	0,50	0,47		0,50	0,41		0,49	0,34	
ΔΕΞΙΑ									
a	10	10		10	10		10	10	
b	10	20		10	20		10	20	
z	1,00	1,00		3,00	3,00		5,50	5,50	
a/z	10,000	10,000		3,333	3,333		1,818	1,818	
b/z	10,000	20,000		3,333	6,667		1,818	3,636	
l	0,50	0,50		0,50	0,50		0,49	0,50	
$\Delta\sigma_z$ kPa	100	97	0	100	91	0	98	84	0
$c_{υπροφ.}$ kPa	53,92	52,56	8,38	32,89	30,86	10,24	31,17	28,51	12,57
OCR	6,35	3,64		3,11	2,01		2,37	1,63	
$c_{υτελ.}$ kPa	36,78	23,54		25,40	17,88		25,10	18,61	

Οι τιμές της σχεδιάζονται σε διάγραμμα συναρτήσεως του βάθους και με τη μέθοδο των ελάχιστων τετραγώνων προκύπτει μια γραμμική προσέγγισή της.



- Παρατηρείται ότι μετά την προφόρτιση η αστράγγιστη διατμητική αντοχή c_u μειώνεται με το βάθος σε αντίθεση με πριν γεγονός που οφείλεται στην εξασθένιση της επιρροής της προφόρτισης λόγω μείωσης της πρόσθετης πίεσης με το βάθος. Προσεγγιστικά θεωρείται $c_u=28,27$ kPa=σταθερό.

5.1.3 ΓΩΝΙΑ ΤΡΙΒΗΣ ΚΑΙ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

- $\sin\phi'=0,54 \Rightarrow \phi'=32,68^\circ$ για PI=15 από το διάγραμμα του Kenney,
- $\phi'=28,75^\circ$ για PI=15 από το διάγραμμα των Bjerrum και Simmons και
- $\phi'=35^\circ$ από την καμπύλη δοκιμής τριαξονικής φόρτισης με στερεοποίηση χωρίς αποστράγγιση με παράλληλη μέτρηση της πίεσης των πόρων CUPP.

Προσεγγιστικά θεωρείται $\phi' \approx 32^\circ$.

Πριν την προφόρτιση $E_{\text{υαρχ.}}/\bar{c}_u=900 \Rightarrow E_{\text{υαρχ.}}=9635$ kPa για PI=15 και OCR=1 (η άργιλος πριν της επιβληθεί η προφόρτιση είναι κανονικά στερεοποιημένη NC αφού $0,20 < \bar{c}_u/\sigma'_{vo} \approx 0,22 < 0,25$) και μετά την προφόρτιση $E_{\text{υτελ.}}/\bar{c}_u=500 \Rightarrow E_u=14135$ kPa για PI=15 και OCR= $(\sigma'_{vo} + q)/\sigma'_{vo} \approx 3$ από τον πίνακα των Duncan και Buchignani.

5.2 ΣΤΡΩΣΗ II ΤΕΦΡΗΣ ΧΟΝΔΡΟΚΟΚΚΗΣ ΕΩΣ ΜΕΣΟΛΕΠΤΟΚΟΚΚΗΣ ΙΛΥΩΔΟΥΣ ΑΜΜΟΥ ΜΕΣΗΣ ΠΥΚΝΟΤΗΤΑΣ ΜΕ $q_c=8,50$ MPa

5.2.1 ΤΥΠΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΔΟΚΙΜΗ ΔΙΕΙΣΔΥΣΗΣ SPT - ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ – ΟΡΙΑ ΑΤΤΕΡΒΕΡΓ – ΦΥΣΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΣΤΡΩΣΗΣ II ΤΕΦΡΗΣ ΧΟΝΔΡΟΚΟΚΚΗΣ ΕΩΣ ΜΕΣΟΛΕΠΤΟΚΟΚΚΗΣ ΙΛΥΩΔΟΥΣ ΑΜΜΟΥ ΜΕΣΗΣ ΠΥΚΝΟΤΗΤΑΣ ΜΕ $q_c=8,50$ MPa													
ΤΥΠΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΔΟΚΙΜΗ ΔΙΕΙΣΔΥΣΗΣ SPT ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΡΟΥΣΕΩΝ ΓΙΑ 30 cm ΔΙΕΙΣΔΥΣΗΣ	ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ					ΟΡΙΑ ΑΤΤΕΡΒΕΡΓ		ΠΟΣΟΣΤΟ ΦΥΣΙΚΗΣ ΥΓΡΑΣΙΑΣ	ΠΟΣΟΣΤΟ ΣΧΕΤΙΚΗΣ ΥΓΡΑΣΙΑΣ	ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ	ΞΗΡΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ	ΥΓΡΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ	ΔΕΙΚΤΗΣ ΠΟΡΩΝ
	N	ΠΟΣΟΣΤΟ ΧΑΛΙΚΙΩΝ ΣΥΓΚΡΑΤΟΥΜΕΝΟ ΣΤΟ ΚΟΣΚΙΝΟ N° 4	ΠΟΣΟΣΤΟ ΑΜΜΟΥ ΣΥΓΚΡΑΤΟΥΜΕΝΟ ΣΤΟ ΚΟΣΚΙΝΟ N° 200	ΠΟΣΟΣΤΟ ΑΡΓΙΛΟΥ - ΙΛΥΟΣ ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ ΑΠΟ ΤΟ ΚΟΣΚΙΝΟ N° 200	ΠΟΣΟΣΤΟ ΙΛΥΟΣ ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ ΑΠΟ ΤΟ ΚΟΣΚΙΝΟ N° 200	ΠΟΣΟΣΤΟ ΑΡΓΙΛΟΥ ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ ΑΠΟ ΤΟ ΚΟΣΚΙΝΟ N° 200 < 0005	PL						
ΓΕΩΤΡΗΣΗ 1													
16		75	25	25		19	24	23	80	2,65	1,52	1,85	74
18		78	22	22				28					
ΓΕΩΤΡΗΣΗ 2													
17		74	26	26									
18		77	23	23									
ΜΕΣΗ ΤΙΜΗ													
17,250		76,0	24,0	24,0		19,0	24,0	25,5	80,0	2,65	1,52	1,85	74,0

5.2.2 ΓΩΝΙΑ ΤΡΙΒΗΣ ΚΑΙ ΜΕΤΡΟ ΜΟΝΟΔΙΑΣΤΑΤΗΣ ΣΥΜΠΙΕΣΗΣ

Υπολογίζεται ο διορθωμένος αριθμός κρούσεων της Τυποποιημένης Δοκιμής Διείσδυσης SPT λόγω της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα $N' = 15 + 0,5 \times (N - 15)$, ο συντελεστής διόρθωσής του λόγω της πίεσης του υπερκείμενου εδάφους στη στάθμη εκτέλεσης της δοκιμής c_N συναρτήσει της ενεργού πίεσης από το διάγραμμα των Peck, Hanson και Thornburn και ο τελικά διορθωμένος αριθμός κρούσεων της δοκιμής $N_c = c_N \times N'$.

ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΓΩΝΙΑ ΤΡΙΒΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ II ΤΕΦΡΗΣ ΧΟΝΔΡΟΚΟΚΚΗΣ ΕΩΣ ΜΕΣΟΛΕΠΤΟΚΟΚΚΗΣ ΙΛΥΩΔΟΥΣ ΑΜΜΟΥ ΜΕΣΗΣ ΠΥΚΝΟΤΗΤΑΣ ΜΕ $q_c=8,50$ MPa											
ΓΕΩΤΡΗΣΗ 1						ΓΕΩΤΡΗΣΗ 2					
ΒΑΘΟΣ	N	N'	σ'_{vo}	c_N	N_c	ΒΑΘΟΣ	N	N'	σ'_{vo}	c_N	N_c
			kPa						kPa		
8,03	16	15,5	88,59	1,05	16,3	7,93	17	16,0	87,64	1,05	16,8
9,23	18	16,5	99,99	1,00	16,5	9,23	18	16,5	99,99	1,00	16,5
ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΡΟΥΣΕΩΝ ΤΥΠΟΠΟΙΗΜΕΝΗΣ ΔΟΚΙΜΗΣ ΔΙΕΙΣΔΥΣΗΣ SPT $N=17,3$											
ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΟΣ ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΡΟΥΣΕΩΝ ΤΥΠΟΠΟΙΗΜΕΝΗΣ ΔΟΚΙΜΗΣ ΔΙΕΙΣΔΥΣΗΣ SPT $N_c=16,5$											

- $\phi=32,50^\circ$ για $N_c=16,5$ από το διάγραμμα των Peck, Hanson και Thornburn,
- $\phi\sqrt{20 \times N_c}=+15=33,17^\circ$ για $N_c=16,5$ κατά Osaki και
- $\phi=\sqrt{12 \times N_c}+25=39,07^\circ$ για $N_c=16,5$ κατά Dunham.

Αγνοώντας την τιμή κατά Dunham γιατί έχει σημαντική απόκλιση προσεγγιστικά θεωρείται $\phi \approx 33^\circ$.

- $E_s=C_1+C_2 \times N=14537$ kPa με $C_1=2,60$ και $C_2=0,69$ για ιλυώδη άμμο και για $N=17,3$ κατά Παπαδόπουλο και Αναγνωστόπουλο,
- $E_s=\alpha+C \times N=10920$ kPa με $\alpha=40$ και $C=4$ για χονδρόκοκκη έως μεσολεπτόκοκκη άμμο και για $N=17,3 > 15$ κατά Αναγνωστόπουλο και Τάσιο,
- $E_s=5 \times (N+15)=16150$ kPa για $N=17,3$ κατά Webb και
- $E_s=7,5 \times (1-0,3^2) \times N=12693$ kPa για $N=17,3$ κατά Farrent.

Προσεγγιστικά θεωρείται $E_s=13575$ kPa.

5.3 ΣΤΡΩΣΗ ΙΙΙ ΤΕΦΡΗΣ ΠΥΚΝΗΣ ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΗΣ ΑΜΜΟΥ ΜΕ ΛΙΓΗ ΙΛΥ ΜΕ $q_c=14,00$ MPa

5.3.1 ΤΥΠΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΔΟΚΙΜΗ ΔΙΕΙΣΔΥΣΗΣ SPT - ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ – ΟΡΙΑ ATTERBERG – ΦΥΣΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΣΤΡΩΣΗΣ ΙΙΙ ΤΕΦΡΗΣ ΠΥΚΝΗΣ ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΗΣ ΑΜΜΟΥ ΜΕ ΛΙΓΗ ΙΛΥ ΜΕ $q_c=14,00$ MPa													
N	ΤΥΠΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΔΟΚΙΜΗ ΔΙΕΙΣΔΥΣΗΣ SPT ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΡΟΥΣΕΩΝ ΓΙΑ 30 cm ΔΙΕΙΣΔΥΣΗΣ	ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ				ΟΡΙΑ ATTERBERG		w	I _L	γ _s	γ _d	γ _{υγρ.}	e
		ΠΟΣΟΣΤΟ ΧΑΛΙΚΙΩΝ ΣΥΓΚΡΑΤΟΥΜΕΝΟ ΣΤΟ ΚΟΣΚΙΝΟ N° 4	ΠΟΣΟΣΤΟ ΑΜΜΟΥ ΣΥΓΚΡΑΤΟΥΜΕΝΟ ΣΤΟ ΚΟΣΚΙΝΟ N° 200	ΠΟΣΟΣΤΟ ΑΡΓΙΛΟΥ - ΙΛΥΟΣ ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ ΑΠΟ ΤΟ ΚΟΣΚΙΝΟ N° 200	ΠΟΣΟΣΤΟ ΙΛΥΟΣ ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ ΑΠΟ ΤΟ ΚΟΣΚΙΝΟ N° 200	ΠΟΣΟΣΤΟ ΑΡΓΙΛΟΥ ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ ΑΠΟ ΤΟ ΚΟΣΚΙΝΟ N° 200 < 0005	PL						
ΓΕΩΤΡΗΣΗ 1													
30		92	8	8			25		2,70	1,64	2,05	65	
32		91	9	9									
38		94	6	6									
40		94	6	6									
42		91	9	9									
45		93	7	7									
		92	8	8									
ΓΕΩΤΡΗΣΗ 2													
33		91	9	9			21		2,72	1,62	2,04	68	
32		92	8	8			26						
34		94	6	6									
34		94	6	6									
33		91	9	9									
		90	10	10									
		92	8	8									
ΜΕΣΗ ΤΙΜΗ													
35,727		92,2	7,8	7,8			24,0		2,71	1,63	2,05	66,5	

5.3.2 ΓΩΝΙΑ ΤΡΙΒΗΣ ΚΑΙ ΜΕΤΡΟ ΜΟΝΟΔΙΑΣΤΑΤΗΣ ΣΥΜΠΙΕΣΗΣ

Υπολογίζεται ο διορθωμένος αριθμός κρούσεων της Τυποποιημένης Δοκιμής Διείσδυσης SPT λόγω της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα $N' = 15 + 0,5 \times (N - 15)$, ο συντελεστής διόρθωσής του λόγω της πίεσης του υπερκείμενου εδάφους στη στάθμη εκτέλεσης της δοκιμής c_N συναρτήσει της ενεργού πίεσης από το διάγραμμα

των Peck, Hanson και Thornburn και ο τελικά διορθωμένος αριθμός κρούσεων της δοκιμής $N_c = c_N \times N'$.

ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΓΩΝΙΑ ΤΡΙΒΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ ΙΙΙ ΤΕΦΡΗΣ ΠΥΚΝΗΣ ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΗΣ ΑΜΜΟΥ											
ΜΕ ΛΙΓΗ ΙΛΥ ΜΕ $q_c=14,00$ MPa											
ΓΕΩΤΡΗΣΗ 1						ΓΕΩΤΡΗΣΗ 2					
ΒΑΘΟΣ	N	N'	σ'_{vo}	c_N	N_c	ΒΑΘΟΣ	N	N'	σ'_{vo}	c_N	N_c
			kPa						kPa		
10,23	30	22,5	110,27	0,96	21,6	10,68	33	24,0	114,99	0,95	22,8
11,78	32	23,5	126,54	0,93	21,9	12,23	32	23,5	131,27	0,92	21,6
13,23	38	26,5	141,77	0,90	23,9	13,73	34	24,5	147,02	0,89	21,8
14,68	40	27,5	156,99	0,88	24,2	15,70	34	24,5	167,70	0,85	20,8
16,73	42	28,5	178,52	0,85	24,2	18,53	33	24,0	197,42	0,81	19,4
18,23	45	30,0	194,27	0,82	24,6	20,23	35	25,0	215,27	0,79	19,8
ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΡΟΥΣΕΩΝ ΤΥΠΟΠΟΙΗΜΕΝΗΣ ΔΟΚΙΜΗΣ ΔΙΕΙΣΔΥΣΗΣ SPT N=35,7											
ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΟΣ ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΡΟΥΣΕΩΝ ΤΥΠΟΠΟΙΗΜΕΝΗΣ ΔΟΚΙΜΗΣ ΔΙΕΙΣΔΥΣΗΣ SPT $N_c=22,2$											

- $\phi=34,50^\circ$ για $N_c=22,2$ από το διάγραμμα των Peck, Hanson και Thornburn,
- $\phi=\sqrt{20 \times N_c+15}=36,07^\circ$ για $N_c=22,2$ κατά Osaki και
- $\phi=\sqrt{12 \times N_c+25}=41,32^\circ$ για $N_c=22,2$ κατά Dunham.

Αγνοώντας την τιμή κατά Dunham γιατί έχει σημαντική απόκλιση προσεγγιστικά θεωρείται $\phi \approx 35^\circ$.

- $E_s=C_1+C_2 \times N=36060$ kPa με $C_1=7,50$ και $C_2=0,80$ για άμμο και για $N=35,7$ κατά Παπαδόπουλο και Αναγνωστόπουλο,
- $E_s=\alpha+C \times N=16495$ kPa με $\alpha=40$ και $C=3,50$ για λεπτόκοκκη άμμο και για $N=35,7 > 15$ κατά Αναγνωστόπουλο και Τάσιο,
- $E_s=5 \times (N+15)=25350$ kPa για $N=35,7$ κατά Webb και
- $E_s=7,5 \times (1-0,3^2) \times N=26192$ kPa για $N=35,7$ κατά Farrent.

Προσεγγιστικά θεωρείται $E_s=26024$ kPa.

5.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ S_r , γ_d , $\gamma_{υγρ.}$

Υπολογίζονται αναλυτικά οι εδαφικές παράμετροι $S_r = \frac{\gamma_s \times w}{e}$, $\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1+e}$ και $\gamma_{υγρ.} = \frac{\gamma_s \times (1+w)}{1+e}$ και οι τιμές τους προσεγγίζουν αυτές που προκύπτουν από την εκτέλεση των επί τόπου δοκιμών.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ S_r , γ_d , $\gamma_{υγρ.}$ ΣΤΡΩΣΗΣ Ι ΚΑΣΤΑΝΗΣ ΜΑΛΑΚΗΣ ΑΡΓΙΛΟΥ ΜΕ $q_c=0,50$ MPa						ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ S_r , γ_d , $\gamma_{υγρ.}$ ΣΤΡΩΣΗΣ ΙΙ ΤΕΦΡΗΣ ΧΟΝΔΡΟΚΟΚΚΗΣ ΕΩΣ ΜΕΣΟΛΕΠΤΟΚΟΚΚΗΣ ΙΛΥΩΔΟΥΣ ΑΜΜΟΥ ΜΕΣΗΣ ΠΥΚΝΟΤΗΤΑΣ ΜΕ $q_c=8,50$ MPa						ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ S_r , γ_d , $\gamma_{υγρ.}$ ΣΤΡΩΣΗΣ ΙΙΙ ΤΕΦΡΗΣ ΠΥΚΝΗΣ ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΗΣ ΑΜΜΟΥ ΜΕ ΛΙΓΗ ΙΛΥ ΜΕ $q_c=14,00$ MPa					
ΠΟΣΟΣΤΟ ΦΥΣΙΚΗΣ ΥΓΡΑΣΙΑΣ	ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ	ΔΕΙΚΤΗΣ ΠΟΡΩΝ	ΒΑΘΜΟΣ ΚΟΡΕΣΜΟΥ	ΞΗΡΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ	ΥΓΡΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ	ΠΟΣΟΣΤΟ ΦΥΣΙΚΗΣ ΥΓΡΑΣΙΑΣ	ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ	ΔΕΙΚΤΗΣ ΠΟΡΩΝ	ΒΑΘΜΟΣ ΚΟΡΕΣΜΟΥ	ΞΗΡΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ	ΥΓΡΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ	ΠΟΣΟΣΤΟ ΦΥΣΙΚΗΣ ΥΓΡΑΣΙΑΣ	ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ	ΔΕΙΚΤΗΣ ΠΟΡΩΝ	ΒΑΘΜΟΣ ΚΟΡΕΣΜΟΥ	ΞΗΡΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ	ΥΓΡΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ
w	γ_s tn/m ³	e	S_r	γ_d tn/m ³	$\gamma_{υγρ.}$ tn/m ³	w	γ_s tn/m ³	e	S_r	γ_d tn/m ³	$\gamma_{υγρ.}$ tn/m ³	w	γ_s tn/m ³	e	S_r	γ_d tn/m ³	$\gamma_{υγρ.}$ tn/m ³
ΓΕΩΤΡΗΣΗ 1						ΓΕΩΤΡΗΣΗ 1						ΓΕΩΤΡΗΣΗ 1					
36	2,58	90	103	1,36	1,85	28	2,65	74	100	1,52	1,95	25	2,70	65	104	1,64	2,05
37	2,56	92	103	1,33	1,83							ΓΕΩΤΡΗΣΗ 2					
37	2,57	91	104	1,35	1,84							26	2,72	68	104	1,62	2,04
36	2,58	92	101	1,34	1,83							ΜΕΣΗ ΤΙΜΗ					
36	2,57	90	103	1,35	1,84							26	2,71	67	104	1,63	2,04
ΓΕΩΤΡΗΣΗ 2																	
37	2,58	92	104	1,34	1,84												
36	2,59	90	104	1,36	1,85												
37	2,59	91	105	1,36	1,86												
37	2,56	91	104	1,34	1,84												
ΜΕΣΗ ΤΙΜΗ																	
37	2,58	91	103	1,35	1,84												

6. ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΕΥΚΑΜΠΤΗΣ ΚΥΚΛΙΚΗΣ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ

6.1 ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ

6.1.1 ΑΜΕΣΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ

Υπολογίζονται οι άμεσες καθιζήσεις που προκαλεί η εύκαμπτη κυκλική δεξαμενή ακτίνας 15 m που ασκεί στο έδαφος ομοιόμορφη πίεση $p=100$ kPa από τον πίνακα του Milovic $\rho = p \times \frac{2}{E} \times R \times I_p$ για διάφορα σημεία της σε απόσταση r από το κέντρο της και από τον πίνακα των Ahlvin και Ulery $\rho = p \times \frac{1+\nu}{E} \times \alpha \times \left[\frac{z}{a} \times A + (1 - \nu) \times H \right]$ και για σημεία εκτός αυτής. Για τις υποκείμενες της αργίλου στρώσεις ισχύει η αρχή της επαλληλίας.

ΑΜΕΣΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΣΤΡΩΣΗΣ Ι ΚΑΣΤΑΝΗΣ ΜΑΛΑΚΗΣ ΑΡΓΙΛΟΥ ΜΕ $q_c=0,50$ MPa			
ΜΕΘΟΔΟΣ ΜΙΛΟΒΙΤΣ			
ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΟ ΚΕΝΤΡΟ	r/R	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ	ΚΑΘΙΖΗΣΗ
r		I_{pl}	ρ_l m
0,0	0,0	0,1297	0,0404
1,5	0,1	0,1293	0,0402
3,0	0,2	0,1288	0,0401
4,5	0,3	0,1267	0,0394
6,0	0,4	0,1246	0,0388
7,5	0,5	0,1206	0,0376
9,0	0,6	0,1167	0,0363
10,5	0,7	0,1080	0,0336
12,0	0,8	0,0994	0,0309
13,5	0,9	0,0751	0,0234
15,0	1,0	0,0509	0,0158

ΓΙΑ ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ $\nu=\nu_u=0,50$ ΚΑΙ
 $E=E_u=9635$ kPa, ΕΝΩ ΕΙΝΑΙ $(H/R)_1=0,467$

ΑΜΕΣΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΣΤΡΩΣΗΣ Ι ΚΑΣΤΑΝΗΣ ΜΑΛΑΚΗΣ ΑΡΓΙΛΟΥ ΜΕ $q_c=0,50$ MPa								
ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΗΛΒΙΝ & ΟΛΕΡΥ								
ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΟ ΚΕΝΤΡΟ	r/α	A_{I1}	H_{I1}	ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΓΙΑ $z_{I1}=0,00$	A_{I2}	H_{I2}	ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΓΙΑ $z_{I2}=7,00$ m	ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΚΑΘΙΖΗΣΗ
r				ρ_{I1}			ρ_{I2}	ρ_I
				m			m	m
0,0	0,0	1,00000	2,00000	0,2335	0,57781	1,27501	0,2119	0,0216
1,5	0,1	1,00000	1,98989	0,2323	0,57348	1,26757	0,2105	0,0218
3,0	0,2	1,00000	1,97978	0,2312	0,56915	1,26013	0,2092	0,0220
4,5	0,3	1,00000	1,94865	0,2275	0,55526	1,23780	0,2051	0,0224
6,0	0,4	1,00000	1,91751	0,2239	0,54136	1,21547	0,2010	0,0229
7,5	0,5	1,00000	1,86163	0,2174	0,51500	1,17837	0,1938	0,0236
9,0	0,6	1,00000	1,80575	0,2108	0,48863	1,14127	0,1865	0,0243
10,5	0,7	1,00000	1,71564	0,2003	0,44607	1,09080	0,1760	0,0243
12,0	0,8	1,00000	1,62553	0,1898	0,40350	1,04032	0,1655	0,0243
13,5	0,9	0,75000	1,44936	0,1692	0,34730	0,98139	0,1525	0,0168
15,0	1,0	0,50000	1,27319	0,1487	0,29110	0,92246	0,1395	0,0092
30,0	2,0	0,00000	0,51671	0,0603	0,03509	0,49954	0,0622	-0,0018
45,0	3,0	0,00000	0,33815	0,0395	0,00948	0,33350	0,0400	-0,0005

ΓΙΑ ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ $v=v_u=0,50$ ΚΑΙ $E=E_u=9635$ kPa, ΕΝΩ ΕΙΝΑΙ $(z/\alpha)_{I2}=0,467$

ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΣΤΡΩΣΗΣ ΙΙ ΤΕΦΡΗΣ ΧΟΝΔΡΟΚΟΚΚΗΣ ΩΣ ΜΕΣΟΛΕΠΤΟΚΟΚΚΗΣ ΙΛΥΩΔΟΥΣ ΑΜΜΟΥ ΜΕΣΗΣ ΠΥΚΝΟΤΗΤΑΣ ΜΕ $q_c=8,50$ MPa ΚΑΙ ΣΤΡΩΣΗΣ ΙΙΙ ΤΕΦΡΗΣ ΠΥΚΝΗΣ ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΗΣ ΑΜΜΟΥ ΜΕ ΛΙΓΗ ΙΛΥ ΜΕ $q_c=14,00$ MPa										
ΜΕΘΟΔΟΣ ΜΙΛΟΒΙΤΣ										
ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΟ ΚΕΝΤΡΟ	r/R	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ			ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑΣ ΜΕ ΤΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ ΙΙ		ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΣΤΡΩΣΗΣ ΙΙ	ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑΣ ΜΕ ΤΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ ΙΙΙ		ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΣΤΡΩΣΗΣ ΙΙΙ
r		$I_{\rho I}$	$I_{\rho [I+II]}$	$I_{\rho [I+II+III]}$	$\rho_{[I+II][E2]}$	$\rho_{[E2]}$	ρ_{II}	$\rho_{[I+II+III][E3]}$	$\rho_{[I+II][E3]}$	ρ_{III}
					m	m	m	m	m	m
0,0	0,0	0,18527	0,25011	0,47540	0,0746	0,0553	0,0193	0,0740	0,0389	0,0351
1,5	0,1	0,18410	0,24854	0,47220	0,0741	0,0549	0,0192	0,0735	0,0387	0,0348
3,0	0,2	0,18293	0,24696	0,46900	0,0737	0,0546	0,0191	0,0730	0,0384	0,0346
4,5	0,3	0,17990	0,24287	0,46010	0,0725	0,0537	0,0188	0,0716	0,0378	0,0338
6,0	0,4	0,17687	0,23877	0,45120	0,0712	0,0528	0,0185	0,0702	0,0372	0,0331
7,5	0,5	0,17033	0,22995	0,43375	0,0686	0,0508	0,0178	0,0675	0,0358	0,0317
9,0	0,6	0,16380	0,22113	0,41630	0,0660	0,0489	0,0171	0,0648	0,0344	0,0304
10,5	0,7	0,15213	0,20538	0,38680	0,0613	0,0454	0,0159	0,0602	0,0320	0,0282
12,0	0,8	0,14047	0,18963	0,35730	0,0566	0,0419	0,0147	0,0556	0,0295	0,0261
13,5	0,9	0,11060	0,14931	0,28910	0,0445	0,0330	0,0115	0,0450	0,0232	0,0218
15,0	1,0	0,08073	0,10899	0,22090	0,0325	0,0241	0,0084	0,0344	0,0170	0,0174

ΓΙΑ ΣΤΡΑΓΓΙΖΟΜΕΝΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ $v=0,30$ ΚΑΙ $E=E_s/1,35$, ΑΡΑ $E_{II}=10056$ kPa ΚΑΙ $E_{III}=19277$ kPa, ΕΝΩ ΕΙΝΑΙ $(H/R)_I=0,467$, $(H/R)_{[I+II]}=0,630$ ΚΑΙ $(H/R)_{[I+II+III]}=1,363$

ΚΑΘΙΖΗΣΙΣ ΣΤΡΩΣΗΣ II ΤΕΦΡΗΣ ΧΟΝΔΡΟΚΟΚΚΗΣ ΕΩΣ ΜΕΣΟΛΕΠΤΟΚΟΚΚΗΣ ΙΛΥΔΟΥΣ ΑΜΜΟΥ ΜΕΣΗΣ ΠΥΚΝΟΤΗΤΑΣ ΜΕ $q_c=8,50$ MPa ΚΑΙ ΣΤΡΩΣΗΣ III ΤΕΦΡΗΣ ΠΥΚΝΗΣ ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΗΣ ΑΜΜΟΥ ΜΕ ΛΙΓΗ ΙΛΥ ΜΕ $q_c=14,00$ MPa															
ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΗΛΙΝ & ULERY															
ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΟ ΚΕΝΤΡΟ	r/α	A _{II1}	H _{II1}	ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΓΙΑ z _{II1} =7,00 m		A _{II2} ≡A _{III1}	H _{II2} ≡H _{III1}	ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΓΙΑ z _{II2} =9,45 m		A _{III2}	H _{III2}	ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΓΙΑ z _{III2} =20,45 m		ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΚΑΘΙΖΗΣΗ	
				ρ _{II1[E2]}	ρ _{III1[E2]}			ρ _{II2[E2]}	ρ _{III2[E2]}			ρ _{II1[E3]}	ρ _{III1[E3]}		ρ _{II2[E3]}
r				m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	
0,0	0,0	0,57781	1,27501	0,2254	0,2254	0,46781	1,10506	0,2072	0,2072	0,19712	0,65973	0,1081	0,1081	0,0739	0,0342
1,5	0,1	0,57348	1,26757	0,2240	0,2240	0,46364	1,09908	0,2058	0,2058	0,19559	0,65765	0,1074	0,1074	0,0735	0,0338
3,0	0,2	0,56915	1,26013	0,2226	0,2226	0,45946	1,09310	0,2045	0,2045	0,19405	0,65557	0,1067	0,1067	0,0732	0,0335
4,5	0,3	0,55526	1,23780	0,2183	0,2183	0,44674	1,07546	0,2006	0,2006	0,18963	0,64400	0,1046	0,1046	0,0717	0,0329
6,0	0,4	0,54136	1,21547	0,2140	0,2140	0,43402	1,05783	0,1966	0,1966	0,18521	0,63244	0,1026	0,1026	0,0703	0,0322
7,5	0,5	0,51500	1,17837	0,2066	0,2066	0,41165	1,02303	0,1892	0,1892	0,17825	0,62793	0,0987	0,0987	0,0690	0,0296
9,0	0,6	0,48863	1,14127	0,1992	0,1992	0,38927	0,98823	0,1817	0,1817	0,17128	0,62342	0,0948	0,0948	0,0678	0,0270
10,5	0,7	0,44607	1,09080	0,1885	0,1885	0,35725	0,95515	0,1733	0,1733	0,16240	0,61065	0,0904	0,0904	0,0656	0,0248
12,0	0,8	0,40350	1,04032	0,1778	0,1778	0,32523	0,92207	0,1649	0,1649	0,15351	0,59789	0,0860	0,0860	0,0635	0,0225
13,5	0,9	0,34730	0,98139	0,1647	0,1647	0,28476	0,87829	0,1540	0,1540	0,14355	0,58302	0,0803	0,0803	0,0611	0,0193
15,0	1,0	0,29110	0,92246	0,1516	0,1516	0,24430	0,83451	0,1431	0,1431	0,13359	0,56816	0,0747	0,0747	0,0586	0,0160
30,0	2,0	0,03509	0,49954	0,0710	0,0710	0,04258	0,48644	0,0712	0,0712	0,05182	0,41307	0,0372	0,0372	0,0364	0,0008
45,0	3,0	0,00948	0,33350	0,0461	0,0461	0,01203	0,32925	0,0462	0,0462	0,02047	0,30501	0,0241	0,0241	0,0244	-0,0003

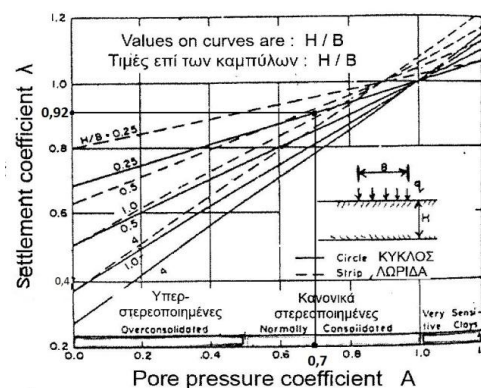
ΓΙΑ ΣΤΡΑΤΙΓΙΖΟΜΕΝΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ v=0,30 ΚΑΙ E=E_s/1,35, ΑΡΑ E_{II}=10056 kPa ΚΑΙ E_{III}=19277 kPa, ΕΝΩ ΕΙΝΑΙ (z/α)_{II1}=0,467, (z/α)_{III1}=(z/α)_{II2}=0,630 ΚΑΙ (z/α)_{III2}=1,363

6.1.2 ΧΡΟΝΙΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ

Χωρίζεται η στρώση της αργίλου σε τρεις υποστρώσεις (υπόστρωση I με πάχος 2 m, υπόστρωση II με πάχος 2 m και υπόστρωση III με πάχος 4 m) και για το μέσο καθεμίας υπολογίζεται ο δείκτης πόρων e_0 συναρτήσει της ενεργού πίεσης από την καμπύλη της δοκιμής μονοδιάστατης συμπίεσης της αργίλου και οι χρόνιες καθιζήσεις που προκαλεί η εύκαμπτη κυκλική δεξαμενή ακτίνας 15 m που ασκεί στο έδαφος ομοιόμορφη πίεση $p=100$ kPa κατά Terzaghi και από τον πίνακα των Aihvin και Ulery $\rho_{c1} = c_c \times h / (1 + e_0) \times \log [(\sigma'_{vo} + (A + B \times p)) / \sigma'_{vo}]$.

ΥΠΟΣΤΡΩΣΗ	ΜΕΣΗ ΣΤΑΘΜΗ	σ'_{vo}	ΔΕΙΚΤΗΣ ΠΟΡΩΝ
		kPa	e_0
I	1,00	18,40	0,94
II	3,00	45,20	0,93
III	5,50	66,20	0,92

- Οι καθιζήσεις που προκύπτουν με τη διαδικασία αυτή αντιστοιχούν σε δοκιμή μονοδιάστατης συμπίεσης της αργίλου στο εργαστήριο, ενώ στη φύση το έδαφος βρίσκεται υπό τρισδιάστατες συνθήκες φόρτισης. Υπολογίζονται οι τελικά διορθωμένες χρόνιες καθιζήσεις $\rho_c = \lambda \times \rho_{c1}$ με $\lambda=0,92$ για $A=0,7$ για κανονικά στερεοποιημένη άργιλο NC πριν την προφόρτιση και $H/D=0,23$ από το αντίστοιχο διάγραμμα.



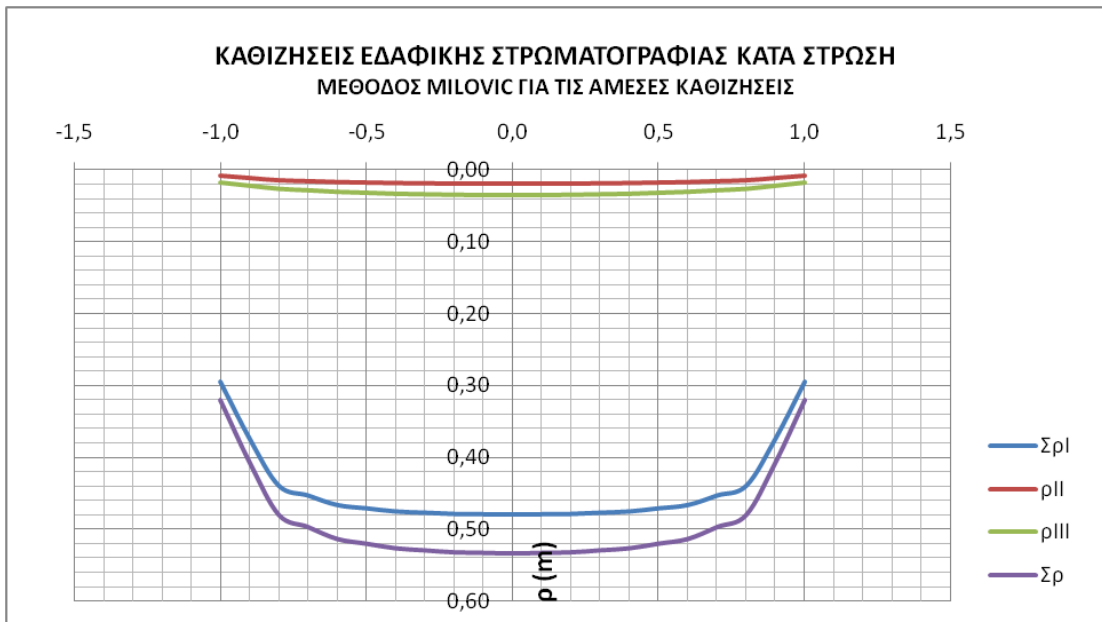
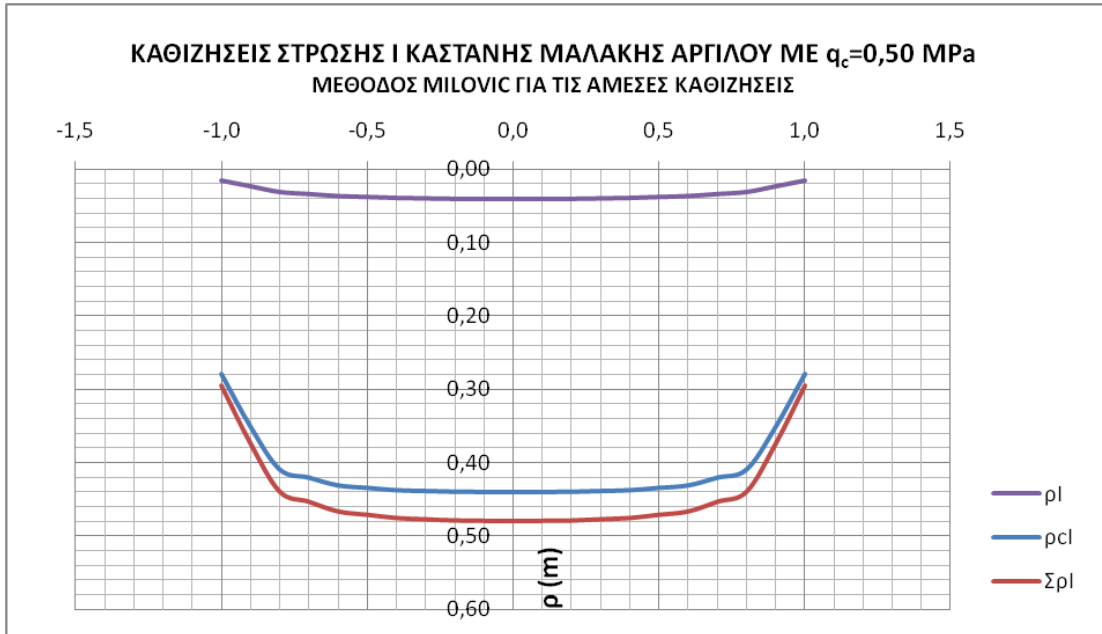
ΧΡΟΝΙΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΣΤΡΩΣΗΣ Ι ΚΑΣΤΑΝΗΣ ΜΑΛΑΚΗΣ ΑΡΓΙΛΟΥ ΜΕ $q_c=0,50 \text{ MPa}$																																				
ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΟ ΚΕΝΤΡΟ	r/α	Α _{μπ.Ι}		B _{μπ.Ι}		Δσ _{zμπ.Ι}		ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΥΠΟΣΤΡΩΣΗΣ Ι		Α _{μπ.ΙΙ}		B _{μπ.ΙΙ}		Δσ _{zμπ.ΙΙ}		ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΥΠΟΣΤΡΩΣΗΣ ΙΙ		Α _{μπ.ΙΙΙ}		B _{μπ.ΙΙΙ}		Δσ _{zμπ.ΙΙΙ}		ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΥΠΟΣΤΡΩΣΗΣ ΙΙΙ		ΚΑΘΙΖΗΣΗ (ΣΥΜΠΙΕΣΟΜΕΤΡΟ)		ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΚΑΘΙΖΗΣΗ								
		Α _{μπ.Ι}	B _{μπ.Ι}	Δσ _{zμπ.Ι}	ρ _{εμπ.Ι}	Α _{μπ.ΙΙ}	B _{μπ.ΙΙ}	Δσ _{zμπ.ΙΙ}	ρ _{εμπ.ΙΙ}	Α _{μπ.ΙΙΙ}	B _{μπ.ΙΙΙ}	Δσ _{zμπ.ΙΙΙ}	ρ _{εμπ.ΙΙΙ}	Α _{μπ.ΙΙΙ}	B _{μπ.ΙΙΙ}	Δσ _{zμπ.ΙΙΙ}	ρ _{εμπ.ΙΙΙ}	Α _{μπ.ΙΙΙ}	B _{μπ.ΙΙΙ}	Δσ _{zμπ.ΙΙΙ}	ρ _{εμπ.ΙΙΙ}	Α _{μπ.ΙΙΙ}	B _{μπ.ΙΙΙ}	Δσ _{zμπ.ΙΙΙ}	ρ _{εμπ.ΙΙΙ}	Α _{μπ.ΙΙΙ}	B _{μπ.ΙΙΙ}	Δσ _{zμπ.ΙΙΙ}	ρ _{εμπ.ΙΙΙ}							
r				kPa	m			kPa	m			kPa	m			kPa	m			kPa	m			kPa	m			kPa	m							
0,0	0,0	0,93334	0,06601	99,93	0,2025	0,80388	0,18857	99,25	0,1274	0,65634	0,30150	95,78	0,1479	0,4396																						
1,5	0,1	0,93232	0,06697	99,93	0,2025	0,80106	0,19082	99,19	0,1273	0,65228	0,30302	95,53	0,1477	0,4393																						
3,0	0,2	0,93131	0,06794	99,92	0,2025	0,79824	0,19306	99,13	0,1273	0,64821	0,30453	95,27	0,1474	0,4390																						
4,5	0,3	0,92773	0,07128	99,90	0,2025	0,78854	0,20039	98,89	0,1271	0,63528	0,30820	94,35	0,1465	0,4380																						
6,0	0,4	0,92415	0,07462	99,88	0,2024	0,77884	0,20772	98,66	0,1269	0,62236	0,31187	93,42	0,1455	0,4369																						
7,5	0,5	0,91560	0,08228	99,79	0,2024	0,75684	0,22148	97,83	0,1263	0,59474	0,31270	90,74	0,1427	0,4337																						
9,0	0,6	0,90704	0,08994	99,70	0,2023	0,73483	0,23524	97,01	0,1257	0,56712	0,31352	88,06	0,1399	0,4304																						
10,5	0,7	0,88249	0,10794	99,04	0,2017	0,68249	0,24754	93,00	0,1225	0,51799	0,29193	80,99	0,1321	0,4198																						
12,0	0,8	0,85794	0,12593	98,39	0,2011	0,63014	0,25983	89,00	0,1193	0,46887	0,27035	73,92	0,1240	0,4088																						
13,5	0,9	0,65557	0,08102	73,66	0,1752	0,50642	0,17248	67,89	0,1006	0,39517	0,19448	58,96	0,1053	0,3505																						
15,0	1,0	0,45320	0,03610	48,93	0,1411	0,38269	0,08513	46,78	0,0779	0,32146	0,11860	44,01	0,0843	0,2790																						
30,0	2,0	0,00574	-0,00566	0,01	0,0000	0,01680	-0,01593	0,09	0,0002	0,02894	-0,02405	0,49	0,0012	0,0014																						
45,0	3,0	0,00141	-0,00141	0,00	0,0000	0,00419	-0,00412	0,01	0,0000	0,00753	-0,00730	0,02	0,0001	0,0001																						

ΕΙΝΑΙ (z/α)_{μπ.Ι}=0,067, (z/α)_{μπ.ΙΙ}=0,200 ΚΑΙ (z/α)_{μπ.ΙΙΙ}=0,367

6.1.3 ΣΥΝΟΛΙΚΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ - ΠΡΟΦΙΛ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ

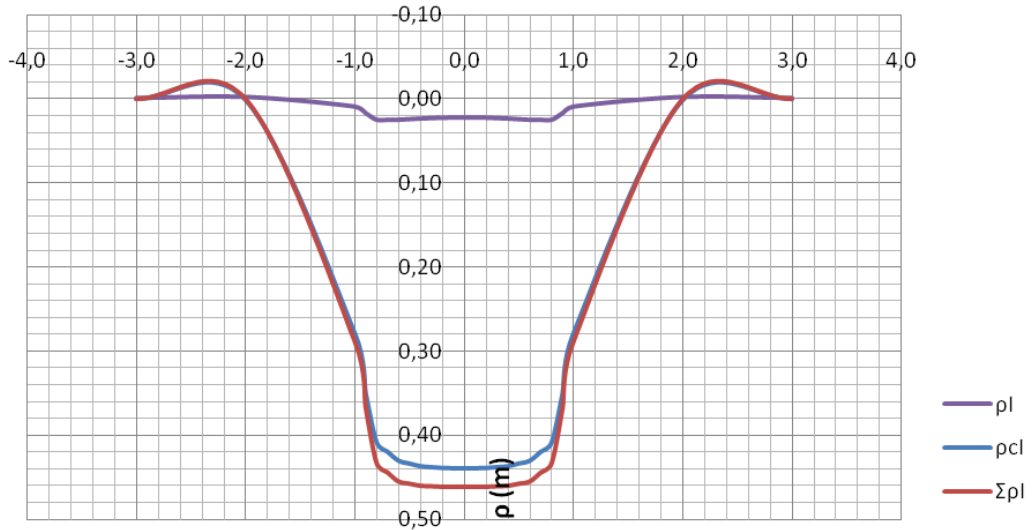
Υπολογίζονται οι συνολικές άμεσες καθιζήσεις $\Sigma \rho_{\text{άμεσες}}$ και οι συνολικές καθιζήσεις $\Sigma \rho$ που προκαλεί η εύκαμπτη κυκλική δεξαμενή ακτίνας 15 m που ασκεί στο έδαφος ομοιόμορφη πίεση $p=100$ kPa κατά Milovic και Ahlvin και Ulegy (τιμές παραπλήσιες – ίσως λίγο πιο συντηρητική η μέθοδος Milovic) και σχεδιάζονται τα προφίλ τους συναρτήσει του βάθους.

r/R	ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑΣ						
	ΜΕΘΟΔΟΣ ΜΙΛΟΒΙΤΣ ΓΙΑ ΤΙΣ ΑΜΕΣΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ						
	ρ_I	ρ_{Cl}	ρ_{II}	ρ_{III}	$\Sigma \rho_I$	$\Sigma \rho_{\text{άμεσες}}$	$\Sigma \rho$
	m	m	m	m	m	m	m
-1,0	0,0158	0,2790	0,0084	0,0174	0,2949	0,0417	0,3207
-0,9	0,0234	0,3505	0,0115	0,0218	0,3739	0,0567	0,4072
-0,8	0,0309	0,4088	0,0147	0,0261	0,4397	0,0717	0,4805
-0,7	0,0336	0,4198	0,0159	0,0282	0,4534	0,0778	0,4976
-0,6	0,0363	0,4304	0,0171	0,0304	0,4667	0,0838	0,5142
-0,5	0,0376	0,4337	0,0178	0,0317	0,4713	0,0871	0,5208
-0,4	0,0388	0,4369	0,0185	0,0331	0,4757	0,0903	0,5272
-0,3	0,0394	0,4380	0,0188	0,0338	0,4774	0,0920	0,5300
-0,2	0,0401	0,4390	0,0191	0,0346	0,4791	0,0938	0,5328
-0,1	0,0402	0,4393	0,0192	0,0348	0,4795	0,0943	0,5336
0,0	0,0404	0,4396	0,0193	0,0351	0,4800	0,0948	0,5344
0,1	0,0402	0,4393	0,0192	0,0348	0,4796	0,0943	0,5336
0,2	0,0401	0,4390	0,0191	0,0346	0,4791	0,0938	0,5328
0,3	0,0394	0,4380	0,0188	0,0338	0,4774	0,0920	0,5300
0,4	0,0388	0,4369	0,0185	0,0331	0,4757	0,0903	0,5272
0,5	0,0376	0,4337	0,0178	0,0317	0,4712	0,0871	0,5207
0,6	0,0363	0,4304	0,0171	0,0304	0,4667	0,0838	0,5142
0,7	0,0336	0,4198	0,0159	0,0282	0,4534	0,0778	0,4976
0,8	0,0309	0,4088	0,0147	0,0261	0,4397	0,0717	0,4805
0,9	0,0234	0,3505	0,0115	0,0218	0,3739	0,0567	0,4072
1,0	0,0158	0,2790	0,0084	0,0174	0,2949	0,0417	0,3207

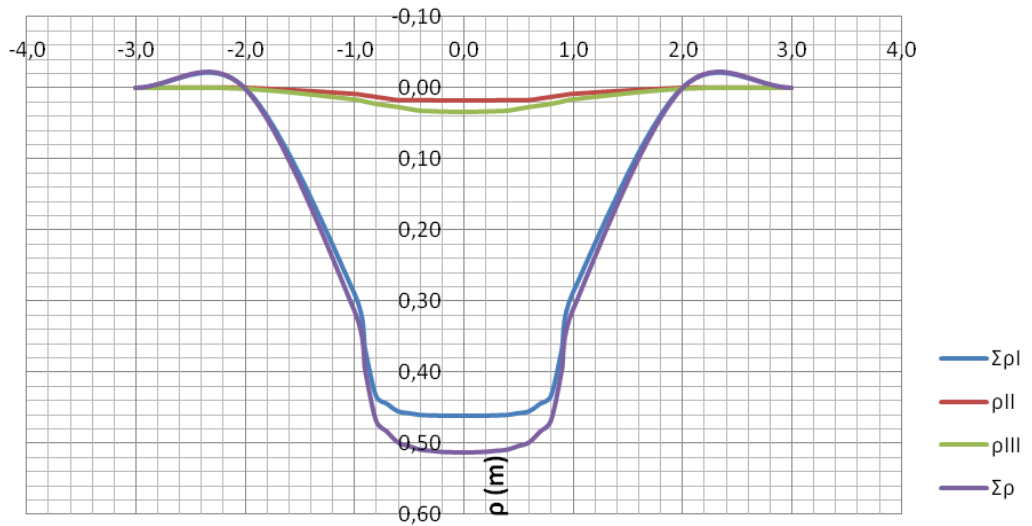


r/R	ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑΣ						
	ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΗΛVΙΝ & ULERY ΓΙΑ ΤΙΣ ΑΜΕΣΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ						
	ρ_I	ρ_{cI}	ρ_{II}	ρ_{III}	$\Sigma\rho_I$	$\Sigma\rho_{\acute{\alpha}\mu\epsilon\sigma\epsilon\varsigma}$	$\Sigma\rho$
	m	m	m	m	m	m	m
-3,0	-0,0005	0,0001	0,0000	-0,0003	-0,0004	-0,0008	-0,0007
-2,0	-0,0018	0,0014	-0,0002	0,0008	-0,0004	-0,0012	0,0002
-1,0	0,0092	0,2790	0,0085	0,0160	0,2882	0,0337	0,3127
-0,9	0,0168	0,3505	0,0107	0,0193	0,3673	0,0467	0,3972
-0,8	0,0243	0,4088	0,0129	0,0225	0,4331	0,0597	0,4685
-0,7	0,0243	0,4198	0,0152	0,0248	0,4441	0,0643	0,4841
-0,6	0,0243	0,4304	0,0175	0,0270	0,4547	0,0688	0,4992
-0,5	0,0236	0,4337	0,0174	0,0296	0,4573	0,0706	0,5043
-0,4	0,0229	0,4369	0,0174	0,0322	0,4598	0,0725	0,5094
-0,3	0,0224	0,4380	0,0177	0,0329	0,4604	0,0730	0,5110
-0,2	0,0220	0,4390	0,0181	0,0335	0,4610	0,0736	0,5126
-0,1	0,0218	0,4393	0,0182	0,0338	0,4611	0,0738	0,5131
0,0	0,0216	0,4396	0,0182	0,0342	0,4612	0,0740	0,5136
0,1	0,0218	0,4393	0,0182	0,0338	0,4611	0,0738	0,5131
0,2	0,0220	0,4390	0,0181	0,0335	0,4610	0,0735	0,5126
0,3	0,0224	0,4380	0,0177	0,0329	0,4604	0,0731	0,5110
0,4	0,0229	0,4369	0,0174	0,0322	0,4598	0,0726	0,5095
0,5	0,0236	0,4337	0,0174	0,0296	0,4573	0,0707	0,5043
0,6	0,0243	0,4304	0,0175	0,0270	0,4547	0,0688	0,4992
0,7	0,0243	0,4198	0,0152	0,0248	0,4441	0,0642	0,4841
0,8	0,0243	0,4088	0,0129	0,0225	0,4331	0,0597	0,4685
0,9	0,0168	0,3505	0,0107	0,0193	0,3673	0,0467	0,3972
1,0	0,0092	0,2790	0,0085	0,0160	0,2882	0,0337	0,3127
2,0	-0,0018	0,0014	-0,0002	0,0008	-0,0004	-0,0012	0,0002
3,0	-0,0005	0,0001	0,0000	-0,0003	-0,0004	-0,0008	-0,0007

**ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΣΤΡΩΣΗΣ Ι ΚΑΣΤΑΝΗΣ ΜΑΛΑΚΗΣ ΑΡΓΙΛΟΥ ΜΕ $q_c=0,50$ MPa
ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΗΛΒΙΝ & ΟΛΕΡΥ ΓΙΑ ΤΙΣ ΑΜΕΣΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ**



**ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑΣ ΚΑΤΑ ΣΤΡΩΣΗ
ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΗΛΒΙΝ & ΟΛΕΡΥ ΓΙΑ ΤΙΣ ΑΜΕΣΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ**



6.2 ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ

6.2.1 ΑΜΕΣΕΣ ΚΑΘΙΣΗΣΕΙΣ

Υπολογίζονται οι άμεσες καθιζήσεις που προκαλεί η εύκαμπτη κυκλική δεξαμενή ακτίνας 15 m που ασκεί στο έδαφος ομοιόμορφη πίεση $p=100$ kPa από τον πίνακα του Μιλονίτς $\rho = p \times \frac{2}{E} \times R \times I_p$ για διάφορα σημεία της σε απόσταση r από το κέντρο της και από τον πίνακα των Αιλβίν και Ολεργ $\rho = p \times \frac{1+\nu}{E} \times \alpha \times \left[\frac{z}{a} \times A + (1 - \nu) \times H \right]$ και για σημεία εκτός αυτής. Για τις υποκείμενες της αργίλου στρώσεις ισχύει η αρχή της επαλληλίας, ενώ η επιρροή της προφόρτισης είναι σημαντικά εξασθενημένη σε σχέση με την άργιλο για αυτό και δεν υπολογίζεται αναλυτικά. Προσεγγιστικά θεωρείται μια αύξηση του μέτρου μονοδιάστατης συμπίεσής τους E_s της τάξης του 30%

ΑΜΕΣΕΣ ΚΑΘΙΣΗΣΕΙΣ ΣΤΡΩΣΗΣ Ι ΚΑΣΤΑΝΗΣ ΜΑΛΑΚΗΣ ΑΡΓΙΛΟΥ ΜΕ $q_c=0,50$ MPa ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ			
ΜΕΘΟΔΟΣ ΜΙΛΟΝΙΤΣ			
ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΟ ΚΕΝΤΡΟ	r/R	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ	ΚΑΘΙΣΗΣΗ
r		I_{pi}	ρ_i m
0,0	0,0	0,1297	0,0275
1,5	0,1	0,1293	0,0274
3,0	0,2	0,1288	0,0273
4,5	0,3	0,1267	0,0269
6,0	0,4	0,1246	0,0264
7,5	0,5	0,1206	0,0256
9,0	0,6	0,1167	0,0248
10,5	0,7	0,1080	0,0229
12,0	0,8	0,0994	0,0211
13,5	0,9	0,0751	0,0159
15,0	1,0	0,0509	0,0108

ΓΙΑ ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ $\nu=\nu_u=0,50$ ΚΑΙ
 $E=E_u=14135$ kPa ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ, ΕΝΩ
ΕΙΝΑΙ $(H/R)_i=0,467$

ΑΜΕΣΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΣΤΡΩΣΗΣ I ΚΑΣΤΑΝΗΣ ΜΑΛΑΚΗΣ ΑΡΓΙΛΟΥ ΜΕ $q_c=0,50$ MPa ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ								
ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΗΛΒΙΝ & ΟΛΕΡΥ								
ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΟ ΚΕΝΤΡΟ	r/α	A_{I1}	H_{I1}	ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΓΙΑ $z_{I1}=0,00$	A_{I2}	H_{I2}	ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΓΙΑ $z_{I2}=7,00$ m	ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΚΑΘΙΖΗΣΗ
r				ρ_{I1} m			ρ_{I2} m	ρ_I m
0,0	0,0	1,00000	2,00000	0,1592	0,57781	1,27501	0,1444	0,0147
1,5	0,1	1,00000	1,98989	0,1584	0,57348	1,26757	0,1435	0,0149
3,0	0,2	1,00000	1,97978	0,1576	0,56915	1,26013	0,1426	0,0150
4,5	0,3	1,00000	1,94865	0,1551	0,55526	1,23780	0,1398	0,0153
6,0	0,4	1,00000	1,91751	0,1526	0,54136	1,21547	0,1370	0,0156
7,5	0,5	1,00000	1,86163	0,1482	0,51500	1,17837	0,1321	0,0161
9,0	0,6	1,00000	1,80575	0,1437	0,48863	1,14127	0,1272	0,0166
10,5	0,7	1,00000	1,71564	0,1365	0,44607	1,09080	0,1200	0,0166
12,0	0,8	1,00000	1,62553	0,1294	0,40350	1,04032	0,1128	0,0166
13,5	0,9	0,75000	1,44936	0,1154	0,34730	0,98139	0,1039	0,0114
15,0	1,0	0,50000	1,27319	0,1013	0,29110	0,92246	0,0951	0,0063
30,0	2,0	0,00000	0,51671	0,0411	0,03509	0,49954	0,0424	-0,0012
45,0	3,0	0,00000	0,33815	0,0269	0,00948	0,33350	0,0272	-0,0003

ΓΙΑ ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ $\nu=\nu_u=0,50$ ΚΑΙ $E=E_u=14135$ kPa ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ, ΕΝΩ ΕΙΝΑΙ $(z/\alpha)_{I2}=0,467$

ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΣΤΡΩΣΗΣ II ΤΕΦΡΗΣ ΧΟΝΔΡΟΚΟΚΚΗΣ ΩΣ ΜΕΣΟΛΕΠΤΟΚΟΚΚΗΣ ΙΛΥΩΔΟΥΣ ΑΜΜΟΥ ΜΕΣΗΣ ΠΥΚΝΟΤΗΤΑΣ ΜΕ $q_c=8,50$ MPa ΚΑΙ ΣΤΡΩΣΗΣ III ΤΕΦΡΗΣ ΠΥΚΝΗΣ ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΗΣ ΑΜΜΟΥ ΜΕ ΛΙΓΗ ΙΛΥ ΜΕ $q_c=14,00$ MPa ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ										
ΜΕΘΟΔΟΣ ΜΙΛΟΒΙΣ										
ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΟ ΚΕΝΤΡΟ	r/R	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ			ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑΣ ΜΕ ΤΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ II		ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΣΤΡΩΣΗΣ II	ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑΣ ΜΕ ΤΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ III		ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΣΤΡΩΣΗΣ III
		$I_{\rho I}$	$I_{\rho [I+II]}$	$I_{\rho [I+II+III]}$	$\rho_{[I+II][E2]}$ m	$\rho_{[E2]}$ m	ρ_{II} m	$\rho_{[I+II+III][E3]}$ m	$\rho_{[I+II][E3]}$ m	ρ_{III} m
0,0	0,0	0,18527	0,25011	0,47540	0,0574	0,0425	0,0149	0,0569	0,0299	0,0270
1,5	0,1	0,18410	0,24854	0,47220	0,0570	0,0422	0,0148	0,0565	0,0298	0,0268
3,0	0,2	0,18293	0,24696	0,46900	0,0567	0,0420	0,0147	0,0561	0,0296	0,0266
4,5	0,3	0,17990	0,24287	0,46010	0,0557	0,0413	0,0145	0,0551	0,0291	0,0260
6,0	0,4	0,17687	0,23877	0,45120	0,0548	0,0406	0,0142	0,0540	0,0286	0,0254
7,5	0,5	0,17033	0,22995	0,43375	0,0528	0,0391	0,0137	0,0519	0,0275	0,0244
9,0	0,6	0,16380	0,22113	0,41630	0,0507	0,0376	0,0132	0,0498	0,0265	0,0234
10,5	0,7	0,15213	0,20538	0,38680	0,0471	0,0349	0,0122	0,0463	0,0246	0,0217
12,0	0,8	0,14047	0,18963	0,35730	0,0435	0,0322	0,0113	0,0428	0,0227	0,0201
13,5	0,9	0,11060	0,14931	0,28910	0,0343	0,0254	0,0089	0,0346	0,0179	0,0167
15,0	1,0	0,08073	0,10899	0,22090	0,0250	0,0185	0,0065	0,0264	0,0130	0,0134

ΓΙΑ ΣΤΡΑΓΓΙΖΟΜΕΝΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ $\nu=0,30$ ΚΑΙ $E=1,3*(E_s/1,35)$ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ, ΑΡΑ $E_{II}=13072$ kPa ΚΑΙ $E_{III}=25060$ kPa, ΕΝΩ ΕΙΝΑΙ $(H/R)_I=0,467$, $(H/R)_{[I+II]}=0,630$ ΚΑΙ $(H/R)_{[I+II+III]}=1,363$

ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΣΤΡΩΣΗΣ II ΤΕΦΡΗΣ ΧΟΛΔΡΟΚΟΚΗΣ ΕΩΣ ΜΕΣΟΛΕΠΤΟΚΟΚΗΣ ΙΛΥΔΟΥΣ ΑΜΜΟΥ ΜΕΣΗΣ ΠΥΚΝΟΤΗΤΑΣ ΜΕ $q_c=8,50$ MPa ΚΑΙ ΣΤΡΩΣΗΣ III ΤΕΦΡΗΣ ΠΥΚΝΗΣ ΛΕΠΤΟΚΟΚΗΣ ΑΜΜΟΥ ΜΕ ΛΙΓΗ ΙΛΥ ΜΕ $q_c=14,00$ MPa ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ															
ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΗΛΙΝ & ULERY															
ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΟ ΚΕΝΤΡΟ	r/α	A_{II1}	H_{II1}	ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΓΙΑ $z_{II1}=7,00$ m		$A_{II2} \cong A_{III1}$	$H_{II2} \cong H_{III1}$	ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΓΙΑ $z_{II2}=9,45$ m		A_{III2}	H_{III2}	ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΓΙΑ $z_{III2}=20,45$ m		ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΣΤΡΩΣΗΣ III	
				$\rho_{II1[E2]}$	m			$\rho_{III1[E3]}$	m			$\rho_{III2[E3]}$	m		
0,0	0,0	0,57781	1,27501	0,1734	0,1734	0,46781	1,10506	0,1593	0,1593	0,19712	0,65973	0,0831	0,0831	0,0568	0,0263
1,5	0,1	0,57348	1,26757	0,1723	0,1723	0,46364	1,09908	0,1583	0,1583	0,19559	0,65765	0,0826	0,0826	0,0566	0,0260
3,0	0,2	0,56915	1,26013	0,1712	0,1712	0,45946	1,09310	0,1573	0,1573	0,19405	0,65557	0,0821	0,0821	0,0563	0,0258
4,5	0,3	0,55526	1,23780	0,1679	0,1679	0,44674	1,07546	0,1543	0,1543	0,18963	0,64400	0,0805	0,0805	0,0552	0,0253
6,0	0,4	0,54136	1,21547	0,1646	0,1646	0,43402	1,05783	0,1512	0,1512	0,18521	0,63244	0,0789	0,0789	0,0541	0,0248
7,5	0,5	0,51500	1,17837	0,1589	0,1589	0,41165	1,02303	0,1455	0,1455	0,17825	0,62793	0,0759	0,0759	0,0531	0,0228
9,0	0,6	0,48863	1,14127	0,1532	0,1532	0,38927	0,98823	0,1398	0,1398	0,17128	0,62342	0,0729	0,0729	0,0521	0,0208
10,5	0,7	0,44607	1,09080	0,1450	0,1450	0,35725	0,95515	0,1333	0,1333	0,16240	0,61065	0,0695	0,0695	0,0505	0,0191
12,0	0,8	0,40350	1,04032	0,1367	0,1367	0,32523	0,92207	0,1268	0,1268	0,15351	0,59789	0,0662	0,0662	0,0488	0,0173
13,5	0,9	0,34730	0,98139	0,1267	0,1267	0,28476	0,87829	0,1185	0,1185	0,14355	0,58302	0,0618	0,0618	0,0470	0,0148
15,0	1,0	0,29110	0,92246	0,1166	0,1166	0,24430	0,83451	0,1101	0,1101	0,13359	0,56816	0,0574	0,0574	0,0451	0,0123
30,0	2,0	0,03509	0,49954	0,0546	0,0546	0,04258	0,48644	0,0548	0,0548	0,05182	0,41307	0,0286	0,0286	0,0280	0,0006
45,0	3,0	0,00948	0,33350	0,0355	0,0355	0,01203	0,32925	0,0355	0,0355	0,02047	0,30501	0,0185	0,0185	0,0188	-0,0003

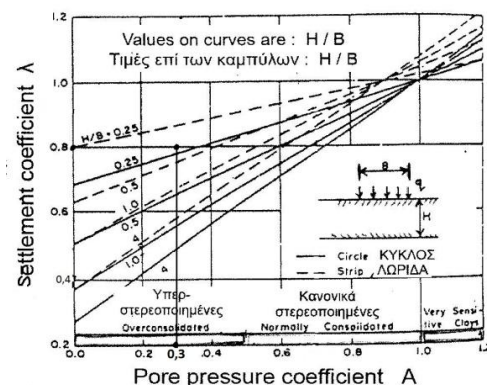
ΓΙΑ ΣΤΡΑΓΓΙΖΟΜΕΝΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ $v=0,30$ ΚΑΙ $E=1,3 \cdot 10^8$ (E_s/1,35) ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ, ΑΡΑ $E_{II1}=13072$ kPa ΚΑΙ $E_{III1}=25060$ kPa, ΕΝΩ ΕΙΝΑΙ $(z/\alpha)_{II1}=0,467$, $(z/\alpha)_{II2}=(z/\alpha)_{III1}=0,630$ ΚΑΙ $(z/\alpha)_{III2}=1,363$

6.2.2 ΧΡΟΝΙΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ

Χωρίζεται η στρώση της αργίλου σε τρεις υποστρώσεις (υπόστρωση I με πάχος 2 m, υπόστρωση II με πάχος 2 m και υπόστρωση III με πάχος 4 m) και για το μέσο καθεμίας υπολογίζεται ο δείκτης πόρων e_0 συναρτήσει της ενεργού πίεσης από την καμπύλη της δοκιμής μονοδιάστατης συμπίεσης της αργίλου και οι χρόνιες καθιζήσεις που προκαλεί η εύκαμπτη κυκλική δεξαμενή ακτίνας 15 m που ασκεί στο έδαφος ομοιόμορφη πίεση $p=100$ kPa (που δεν ξεπερνά την πίεση προφόρτισης $q=100$ kPa) κατά Terzaghi και από τον πίνακα των Ahlvin και Utery $\rho_{c1} = c_r \times h / (1 + e_0) \times \log [(\sigma'_{vo} + (A + B \times p)) / \sigma'_{vo}]$.

ΥΠΟΣΤΡΩΣΗ	ΜΕΣΗ ΣΤΑΘΜΗ	σ'_{vo}	ΔΕΙΚΤΗΣ ΠΟΡΩΝ
		kPa	e_0
I	1,00	18,40	0,94
II	3,00	45,20	0,93
III	5,50	66,20	0,92

- Οι καθιζήσεις που προκύπτουν με τη διαδικασία αυτή αντιστοιχούν σε δοκιμή μονοδιάστατης συμπίεσης της αργίλου στο εργαστήριο, ενώ στη φύση το έδαφος βρίσκεται υπό τρισδιάστατες συνθήκες φόρτισης. Υπολογίζονται οι τελικά διορθωμένες χρόνιες καθιζήσεις $\rho_c = \lambda \times \rho_{c1}$ με $\lambda=0,80$ για $A=0,3$ για υπερστερεοποιημένη άργιλο OC μετά την προφόρτιση και $H/D=0,23$ από το αντίστοιχο διάγραμμα.



ΧΡΟΝΙΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΙΣ ΣΤΡΩΣΗΣ Ι ΚΑΣΤΑΝΙΗΣ ΜΙΑΛΑΚΗΣ ΑΡΓΙΛΟΥ ΜΕ $q_c=0,50$ ΜΡα ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ																							
ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΟ ΚΕΝΤΡΟ	r/α	A _{γπ.Ι}	B _{γπ.Ι}	Δσ _{γπ.Ι}		ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΥΠΟΣΤΡΩΣΗΣ Ι		A _{γπ.ΙΙ}	B _{γπ.ΙΙ}	Δσ _{γπ.ΙΙ}		ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΥΠΟΣΤΡΩΣΗΣ ΙΙ		A _{γπ.ΙΙΙ}	B _{γπ.ΙΙΙ}	Δσ _{γπ.ΙΙΙ}		ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΥΠΟΣΤΡΩΣΗΣ ΙΙΙ		ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΚΑΘΙΖΗΣΗ (ΣΥΜΠΙΕΣΟΜΕΤΡΟ)		ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΚΑΘΙΖΗΣΗ	
				κPa	κPa	ρ _{εγπ.Ι}	m			κPa	κPa	ρ _{εγπ.ΙΙ}	m			κPa	κPa	ρ _{εγπ.ΙΙΙ}	m	ρ _{εγπ.ΙΙΙ}	m	ρ _{εγπ.ΙΙΙ}	m
0,0	0,0	0,93334	0,06601	99,93	99,93	0,0325	0,0325	0,80388	0,18857	99,25	99,25	0,0204	0,0204	0,65634	0,30150	95,78	95,78	0,0237	0,0237	0,0767	0,0767	0,0706	0,0706
1,5	0,1	0,93232	0,06697	99,93	99,93	0,0325	0,0325	0,80106	0,19082	99,19	99,19	0,0204	0,0204	0,65228	0,30302	95,53	95,53	0,0237	0,0237	0,0766	0,0766	0,0705	0,0705
3,0	0,2	0,93131	0,06794	99,92	99,92	0,0325	0,0325	0,79824	0,19306	99,13	99,13	0,0204	0,0204	0,64821	0,30453	95,27	95,27	0,0237	0,0237	0,0766	0,0766	0,0705	0,0705
4,5	0,3	0,92773	0,07128	99,90	99,90	0,0325	0,0325	0,78854	0,20039	98,89	98,89	0,0204	0,0204	0,63528	0,30820	94,35	94,35	0,0235	0,0235	0,0764	0,0764	0,0703	0,0703
6,0	0,4	0,92415	0,07462	99,88	99,88	0,0325	0,0325	0,77884	0,20772	98,66	98,66	0,0203	0,0203	0,62236	0,31187	93,42	93,42	0,0234	0,0234	0,0762	0,0762	0,0701	0,0701
7,5	0,5	0,91560	0,08228	99,79	99,79	0,0325	0,0325	0,75684	0,22148	97,83	97,83	0,0202	0,0202	0,59474	0,31270	90,74	90,74	0,0229	0,0229	0,0757	0,0757	0,0696	0,0696
9,0	0,6	0,90704	0,08994	99,70	99,70	0,0324	0,0324	0,73483	0,23524	97,01	97,01	0,0197	0,0197	0,56712	0,31352	88,06	88,06	0,0224	0,0224	0,0751	0,0751	0,0691	0,0691
10,5	0,7	0,88249	0,10794	99,04	99,04	0,0323	0,0323	0,68249	0,24754	93,00	93,00	0,0191	0,0191	0,51799	0,29193	80,99	80,99	0,0212	0,0212	0,0732	0,0732	0,0674	0,0674
12,0	0,8	0,85794	0,12593	98,39	98,39	0,0281	0,0281	0,63014	0,25983	89,00	89,00	0,0191	0,0191	0,46887	0,27035	73,92	73,92	0,0199	0,0199	0,0713	0,0713	0,0656	0,0656
13,5	0,9	0,65557	0,08102	73,66	73,66	0,0227	0,0227	0,50642	0,17248	67,89	67,89	0,0161	0,0161	0,39517	0,19448	58,96	58,96	0,0169	0,0169	0,0612	0,0612	0,0563	0,0563
15,0	1,0	0,45320	0,03610	48,93	48,93	0,0000	0,0000	0,38269	0,08513	46,78	46,78	0,0125	0,0125	0,32146	0,11860	44,01	44,01	0,0135	0,0135	0,0487	0,0487	0,0448	0,0448
30,0	2,0	0,00574	-0,00566	0,01	0,01	0,0000	0,0000	0,01680	-0,01593	0,09	0,09	0,0000	0,0000	0,02894	-0,02405	0,49	0,49	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002
45,0	3,0	0,00141	-0,00141	0,00	0,00	0,0000	0,0000	0,00419	-0,00412	0,01	0,01	0,0000	0,0000	0,00753	-0,00730	0,02	0,02	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

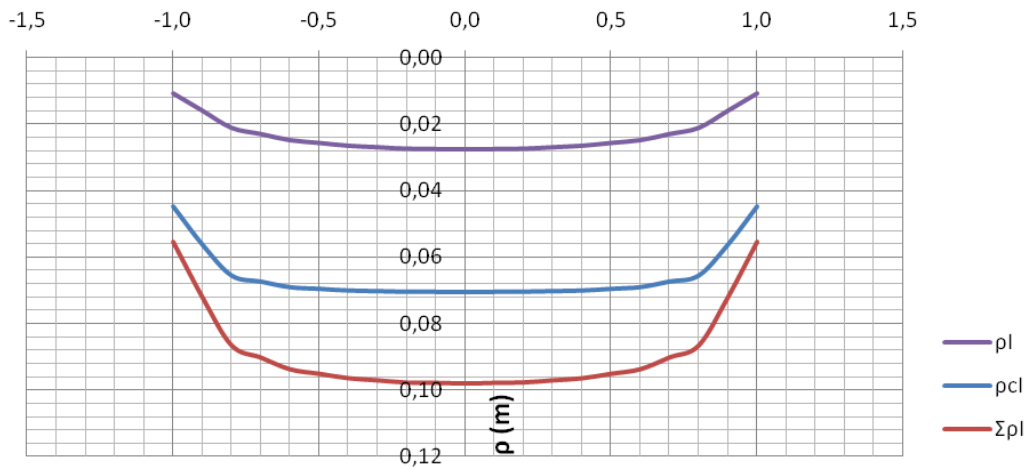
ΕΙΝΑΙ $(z/\alpha)_{\gamma\pi.Ι}=0,067$, $(z/\alpha)_{\gamma\pi.ΙΙ}=0,200$ ΚΑΙ $(z/\alpha)_{\gamma\pi.ΙΙΙ}=0,367$

6.2.3 ΣΥΝΟΛΙΚΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ - ΠΡΟΦΙΛ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ

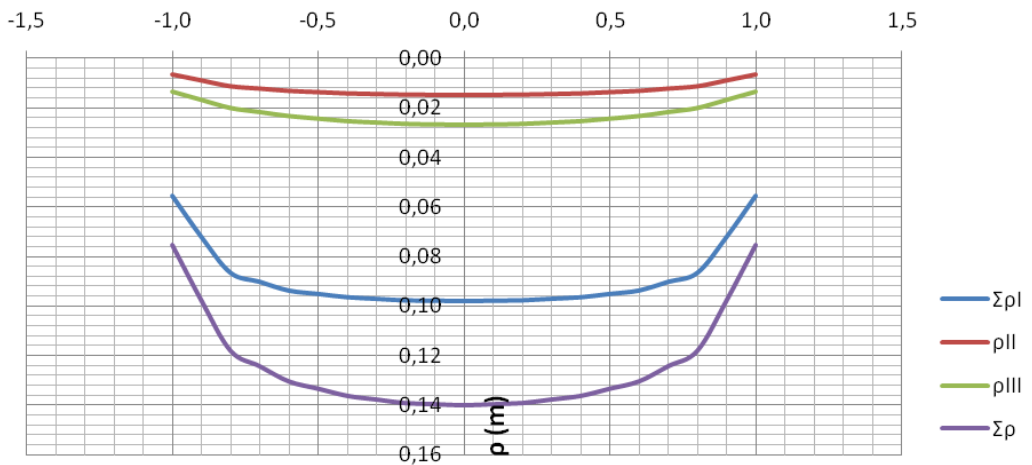
Υπολογίζονται οι συνολικές άμεσες καθιζήσεις $\Sigma \rho_{\acute{\alpha}\mu\epsilon\sigma\epsilon\varsigma}$ και οι συνολικές καθιζήσεις $\Sigma \rho$ που προκαλεί η εύκαμπτη κυκλική δεξαμενή ακτίνας 15 m που ασκεί στο έδαφος ομοιόμορφη πίεση $p=100$ kPa κατά Milovic και Ahlvin και Ulery (τιμές παραπλήσιες – ίσως λίγο πιο συντηρητική η μέθοδος Milovic) και σχεδιάζονται τα προφίλ τους συναρτήσει του βάθους.

r/R	ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑΣ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ						
	ΜΕΘΟΔΟΣ ΜΙΛΟΝΙΣ ΓΙΑ ΤΙΣ ΑΜΕΣΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ						
	ρ_I	ρ_{cI}	ρ_{II}	ρ_{III}	$\Sigma \rho_I$	$\Sigma \rho_{\acute{\alpha}\mu\epsilon\sigma\epsilon\varsigma}$	$\Sigma \rho$
	m	m	m	m	m	m	m
-1,0	0,0108	0,0448	0,0065	0,0134	0,0556	0,0307	0,0755
-0,9	0,0159	0,0563	0,0089	0,0167	0,0722	0,0416	0,0978
-0,8	0,0211	0,0656	0,0113	0,0201	0,0867	0,0525	0,1181
-0,7	0,0229	0,0674	0,0122	0,0217	0,0903	0,0569	0,1243
-0,6	0,0248	0,0691	0,0132	0,0234	0,0939	0,0613	0,1304
-0,5	0,0256	0,0696	0,0137	0,0244	0,0952	0,0637	0,1333
-0,4	0,0264	0,0701	0,0142	0,0254	0,0965	0,0661	0,1362
-0,3	0,0269	0,0703	0,0145	0,0260	0,0972	0,0673	0,1376
-0,2	0,0273	0,0705	0,0147	0,0266	0,0978	0,0686	0,1391
-0,1	0,0274	0,0705	0,0148	0,0268	0,0979	0,0690	0,1395
0,0	0,0275	0,0706	0,0149	0,0270	0,0981	0,0694	0,1400
0,1	0,0274	0,0705	0,0148	0,0268	0,0979	0,0690	0,1395
0,2	0,0273	0,0705	0,0147	0,0266	0,0978	0,0686	0,1391
0,3	0,0269	0,0703	0,0145	0,0260	0,0972	0,0673	0,1376
0,4	0,0264	0,0701	0,0142	0,0254	0,0966	0,0661	0,1362
0,5	0,0256	0,0696	0,0137	0,0244	0,0952	0,0637	0,1333
0,6	0,0248	0,0691	0,0132	0,0234	0,0938	0,0613	0,1304
0,7	0,0229	0,0674	0,0122	0,0217	0,0903	0,0569	0,1242
0,8	0,0211	0,0656	0,0113	0,0201	0,0867	0,0525	0,1181
0,9	0,0159	0,0563	0,0089	0,0167	0,0722	0,0416	0,0978
1,0	0,0108	0,0448	0,0065	0,0134	0,0556	0,0307	0,0755

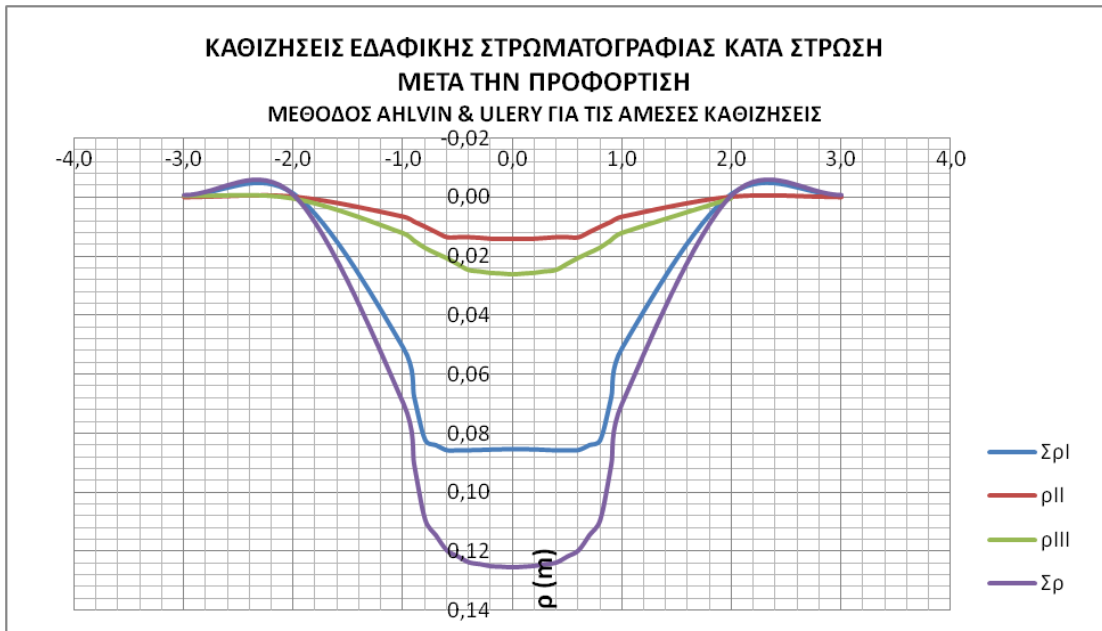
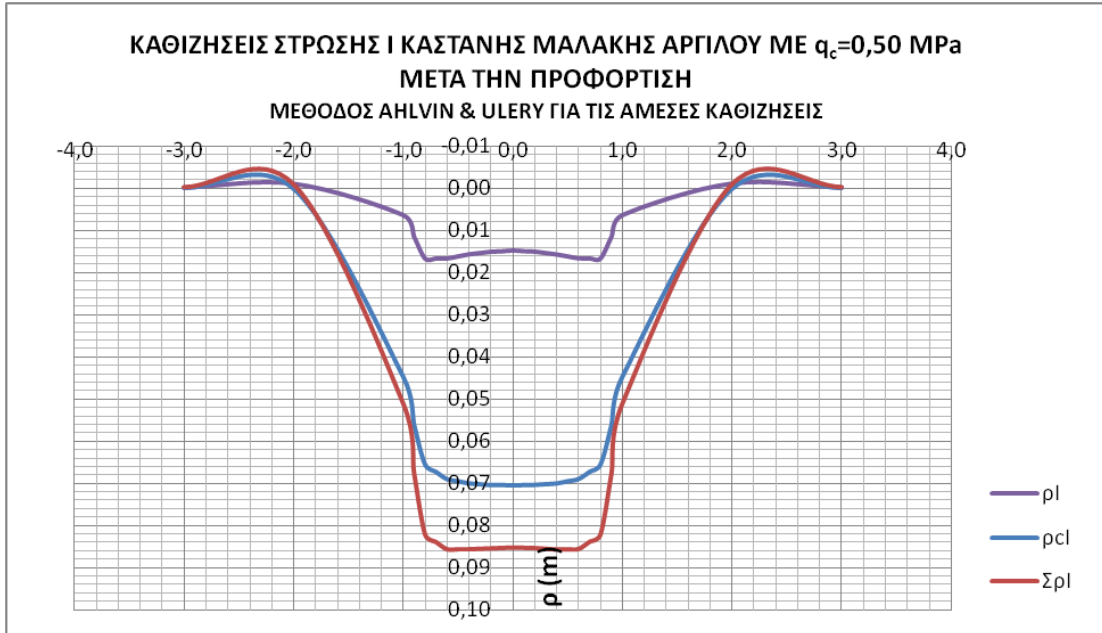
**ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΣΤΡΩΣΗΣ Ι ΚΑΣΤΑΝΗΣ ΜΑΛΑΚΗΣ ΑΡΓΙΛΟΥ ΜΕ $q_c=0,50$ MPa
ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ
ΜΕΘΟΔΟΣ ΜΙΛΟΝΙΣ ΓΙΑ ΤΙΣ ΑΜΕΣΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ**



**ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑΣ ΚΑΤΑ ΣΤΡΩΣΗ
ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ
ΜΕΘΟΔΟΣ ΜΙΛΟΝΙΣ ΓΙΑ ΤΙΣ ΑΜΕΣΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ**



r/R	ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑΣ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ						
	ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΗΛΒΙΝ & ΟΛΕΡΥ ΓΙΑ ΤΙΣ ΑΜΕΣΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ						
	ρ_I	ρ_{cl}	ρ_{II}	ρ_{III}	$\Sigma\rho_I$	$\Sigma\rho_{\acute{\alpha}\mu\epsilon\sigma\epsilon\varsigma}$	$\Sigma\rho$
	m	m	m	m	m	m	m
-3,0	-0,0003	0,0000	0,0000	-0,0003	-0,0003	-0,0006	-0,0006
-2,0	-0,0012	0,0002	-0,0002	0,0006	-0,0010	-0,0008	-0,0006
-1,0	0,0063	0,0448	0,0065	0,0123	0,0511	0,0251	0,0699
-0,9	0,0114	0,0563	0,0082	0,0148	0,0677	0,0344	0,0907
-0,8	0,0166	0,0656	0,0099	0,0173	0,0822	0,0438	0,1094
-0,7	0,0166	0,0674	0,0117	0,0191	0,0840	0,0474	0,1148
-0,6	0,0166	0,0691	0,0134	0,0208	0,0857	0,0508	0,1199
-0,5	0,0161	0,0696	0,0134	0,0228	0,0857	0,0523	0,1219
-0,4	0,0156	0,0701	0,0134	0,0248	0,0857	0,0538	0,1239
-0,3	0,0153	0,0703	0,0136	0,0253	0,0856	0,0542	0,1245
-0,2	0,0150	0,0705	0,0139	0,0258	0,0855	0,0547	0,1252
-0,1	0,0149	0,0705	0,0140	0,0260	0,0854	0,0549	0,1254
0,0	0,0147	0,0706	0,0140	0,0263	0,0853	0,0550	0,1256
0,1	0,0149	0,0705	0,0140	0,0260	0,0854	0,0549	0,1254
0,2	0,0150	0,0705	0,0139	0,0258	0,0854	0,0547	0,1251
0,3	0,0153	0,0703	0,0136	0,0253	0,0856	0,0542	0,1245
0,4	0,0156	0,0701	0,0134	0,0248	0,0858	0,0538	0,1239
0,5	0,0161	0,0696	0,0134	0,0228	0,0857	0,0523	0,1219
0,6	0,0166	0,0691	0,0134	0,0208	0,0856	0,0508	0,1199
0,7	0,0166	0,0674	0,0117	0,0191	0,0839	0,0473	0,1147
0,8	0,0166	0,0656	0,0099	0,0173	0,0822	0,0438	0,1094
0,9	0,0114	0,0563	0,0082	0,0148	0,0677	0,0344	0,0907
1,0	0,0063	0,0448	0,0065	0,0123	0,0511	0,0251	0,0699
2,0	-0,0012	0,0002	-0,0002	0,0006	-0,0010	-0,0008	-0,0006
3,0	-0,0003	0,0000	0,0000	-0,0003	-0,0003	-0,0006	-0,0006



7. ΜΕΛΕΤΗ ΠΡΟΣΩΡΙΝΗΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΠΑΡΕΙΩΝ ΕΚΣΚΑΦΗΣ


Για την προσωρινή αντιστήριξη των παρειών της εκσκαφής βάθους 3,5 m μελετούνται ως λύσεις το αυτοφερόμενο πέτασμα πασσαλοσανίδων, το απλώς αγκυρωμένο πέτασμα πασσαλοσανίδων, η αντηριδωτή αντιστήριξη και το ελεύθερο κεκλιμένο πρανές.

7.1 ΑΥΤΟΦΕΡΟΜΕΝΟ ΠΕΤΑΣΜΑ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΩΝ

Η μελέτη γίνεται με χρήση του προγράμματος ReWard 2.5 στο οποίο τίθενται ως δεδομένα το βάθος της εκσκαφής, οι εδαφικές παράμετροι και τα πάχη των στρώσεων, η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα εκατέρωθεν της εκσκαφής και η διατομή των πασσαλοσανίδων που χρησιμοποιούνται που επιλέγεται σύμφωνα με τους καταλόγους των κατασκευαστικών εταιρειών (Larssen LX32 με $b=600$ mm και $h=450$ mm) και προκύπτουν ως αποτελέσματα το ελάχιστο βάθος έμπηξης του πετάσματος, οι πιέσεις του εδάφους κατά Rankine, τα διαγράμματα ροπών κάμψης και τεμνουσών του πετάσματος και οι μέγιστες τιμές τους και το βάθος στο οποίο αυτές αναπτύσσονται.

ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ					
	ΕΛΑΧΙΣΤΟ ΒΑΘΟΣ ΕΜΠΗΞΗΣ	M_{max}	ΒΑΘΟΣ ΓΙΑ $M=M_{max}$	Q_{max}	ΒΑΘΟΣ ΓΙΑ $Q=Q_{max}$
	m	kNm/m	m	kN/m	m
ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ	12,28	-425,8	8,31	-385,6	10,82
ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	$M_{max}/\sigma_{επ.}=3406 \text{ cm}^3 < 5500 \text{ cm}^3$ Ο έλεγχος ικανοποιείται για επιτρεπόμενη τάση εφελκυσμού του χάλυβα $\sigma_{επ.}=125 \text{ N/mm}^2$.				
ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ*	3,67	-0,3	3,54	-5,1	3,64
ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	$M_{max}/\sigma_{επ.}=2 \text{ cm}^3 \ll 5500 \text{ cm}^3$ Ο έλεγχος ικανοποιείται για επιτρεπόμενη τάση εφελκυσμού του χάλυβα $\sigma_{επ.}=125 \text{ N/mm}^2$.				
*Η λύση αυτή είναι αντιοικονομική αφού τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στο πέτασμα είναι πολύ μικρά, ενώ το βάθος έμπηξης του πετάσματος δεν καλύπτει το ελάχιστο απαιτούμενο όριο των 0,5 m μέσα στο φέρον στρώμα δηλαδή τη στρώση II τεφρής χονδρόκοκκης έως μεσολεπτόκοκκης ιλυώδους άμμου μέσης πυκνότητας με $q_c=8,50 \text{ MPa}$.					

7.1.1 ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ

	Page no	1
	Job no	
	Engineer	
	Revision	
	Date	11/10/2010
	Checked	
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\diplvmatikh teliko\8.ΑΘΩΤΟΑΝΤΙΛΙΑΪ ΔΑΘΑΟΙΑ ΔΝΕΙ ΟΨΙ ΔΝΙΟΙΝΟΕΟΨ.RWD		ReWARD 2.5 Service Release 10
Licensed to: ©1992-2003 Geocentrix Ltd. All Rights Reserved.		

Construction Stages

Name	Term	Objects present in this stage
Construction Stage 1	Short	Retaining Wall 1 On retained side: Ground Profile 1, Borehole 1, Water Table 1, On excavated side: Excavation 1, Borehole 1, Water Table 2,

Ground Profiles

Name	Type	Other Properties
Ground Profile 1	Horizontal Ground	

Excavations

Name	Type	Depth (m)	Plan length (m)	Plan breadth (m)	Other Properties
Excavation 1	Horizontal Excavation	3.50	-	-	

Soils

Name	Type	Class	State	Other Properties
Soil 1	Clay	Unclassified	Unspecified	Soil is not fissured
Soil 2	Sand	Unclassified	Unspecified	
Soil 3	Sand	Unclassified	Unspecified	

Soil properties

Name	Wet weight kN/m ³	Dry weight kN/m ³	Failure state	Friction °	Cohesion kPa	Poisson's ratio
Soil 1	18.4	18.4	Peak	32.0	0.0	0.30
Soil 2	19.5	16.5	Peak	33.0	0.0	0.30
Soil 3	20.5	17.5	Peak	35.0	0.0	0.30

Soil properties (undrained)

Name	Strength kPa	Strength increase kN/m ³	From depth m
Soil 1	7.5	0.9	0.00

Layers

Name	Type	Thickness (m)	Soil	Dip (°)	OCR	Tension crack	
Layer 1	Undrained Layer	7.00	Soil 1	0.0	1.0	None	Not rigid
Layer 2	Drained Layer	2.45	Soil 2	0.0	1.0	None	Not rigid
Layer 3	Drained Layer	11.00	Soil 3	0.0	1.0	None	Not rigid

Job No		Revision		Page No	2
Engineer		Date	11/10/2010	Checked	
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\dipl\matikh teliko\8.ΑΟΟΙΟΑΝΙΙΑΙ ΔΑΟΑΟΙΑ ΔΝΕΙ ΟÇΙ ΔΝΙΟΙΝΟΕΟÇ.RWD				ReWaRD 2.5 Service Release 10	
Licensed to:					

Layers : Limiting coefficients

Name	Limiting coefficients	Ka	Kac	Kp	Kpc
Layer 1	Rankine				
Layer 2	Rankine				
Layer 3	Rankine				

Boreholes

Name	Depth (m)	Contains layers:
Borehole 1	20.45	Layer 1; Layer 2; Layer 3;

Water Tables

Name	Type	Depth (m)	Gradient (kN/m ³)	Other Properties
Water Table 1	Hydrostatic Water Table	2.00	9.81	Hydraulically connected to overlying water
Water Table 2	Hydrostatic Water Table	3.50	9.81	Hydraulically connected to overlying water

Retaining Walls

Name	Type	Depth of toe (m)	Upstand (m)	Material	Density (kg/m ³)	E (GPa)
Retaining Wall 1	Sheet Pile Wall	20.00	0.00	Steel	7800	210.0

Retaining Wall sections

Name	Section	Sectional area (cm ² /m)	Moment of inertia (cm ⁴ /m)	Section modulus (cm ³ /m)
Retaining Wall 1	Sheet pile section = LX32	242	72028	3201

Sheet pile sections

Section	b (mm)	h (mm)	d (mm)	t (mm)	f (mm)	A (cm ² /m)	m/L (kg/m)	m/A (kg/m ²)	I (cm ⁴ /m)	Z (cm ³ /m)
LX32	600	450	21.5	9.8	328	242	113.9	189.8	72028	3201

Retaining Walls : Soil-structure Interface

Name	Soil-structure Interface	Interface /soil friction	Drained adhesion /cohesion	Undrained adhesion /cohesion	Max. adhesion (kPa)
Retaining Wall 1	Custom Interface	0.00	0.00	0.00	0.0
		0.00	0.00	0.00	0.0

Design Standard

Type = Custom Design Standard
Earth pressure coefficients
Type = Rankine
No tension crack
Cantilever toe-in = 20%
Equilibrium calculated at the minimum safe embedment (with designated safety factors)

Job No		Revision		Page No	3
Engineer		Date	11/10/2010	Checked	
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\dipl\matikh teliko\8.ΑΘΩΤΟΑΝΤΙΛΙΪ ΔΑΘΑΟΙΑ ΔΝΕΙ ΟΪ ΔΝΤΟΙΝΟΕΟΪ.RWD			ReWaRD 2.5 Service Release 10		
Licensed to:					

Design Standard [Continued]

Unfavourable

Permanent (G) = 1.00

Variable (Q) = 1.00

Accidental (A) = 1.00

Favourable

Permanent (G) = 1.00

Variable (Q) = 1.00

Accidental (A) = 1.00

Minimum surcharge = 0 kPa

On shearing resistance = 1.00

On effective cohesion = 1.00

On undrained strength = 1.00

On effective earth pressures = 1.50

On total earth pressures = 1.00

Safety factor on resistance applied via: Gross passive pressures

Minimum active pressure = 0.00 kN/m³

Unplanned excavation = None

Softened formation = 0 m

On bending moments = 1.00

On shear forces = 1.00

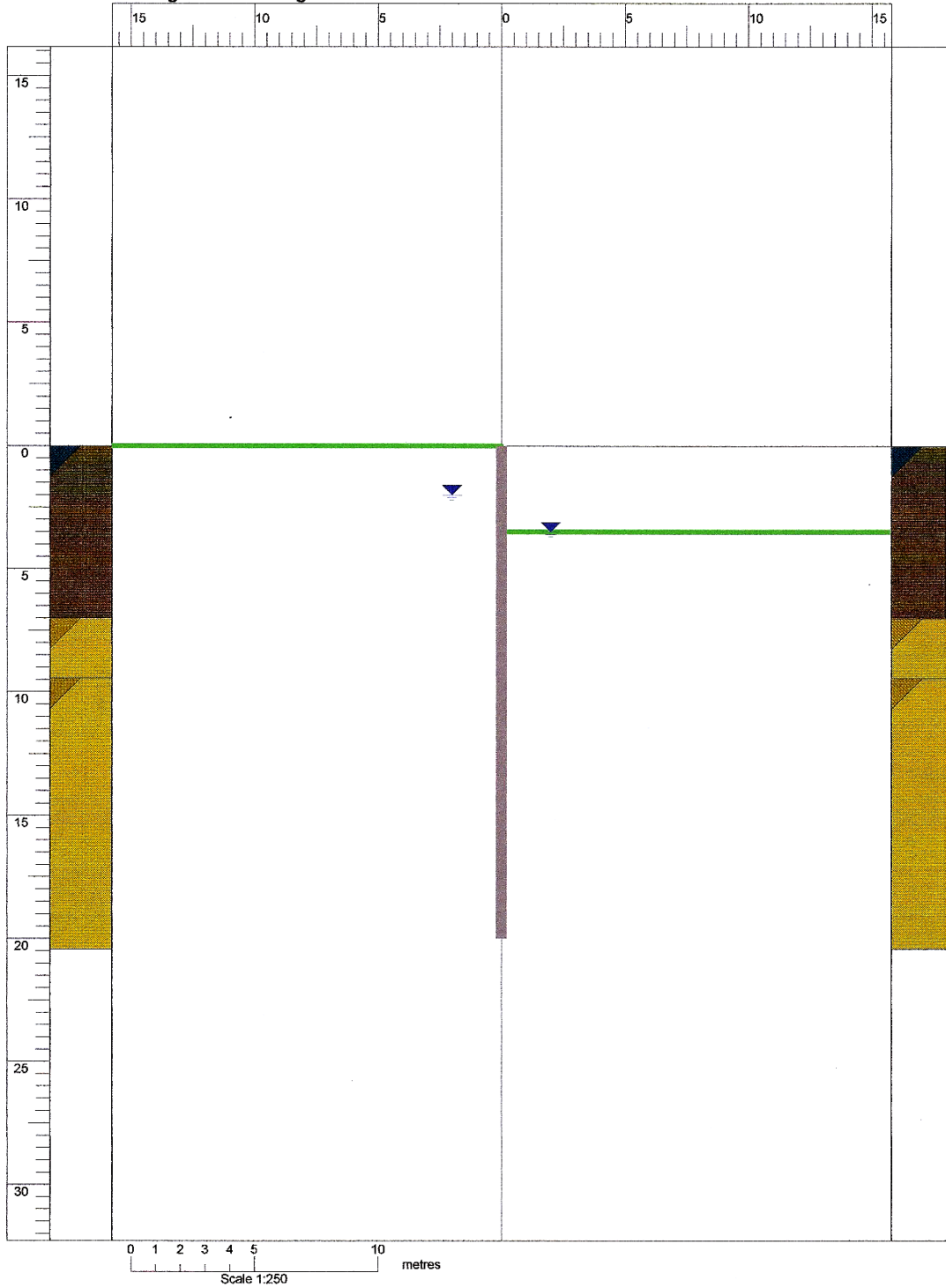
On prop forces

Short-term = 1.00/1.00

Long-term = 1/1

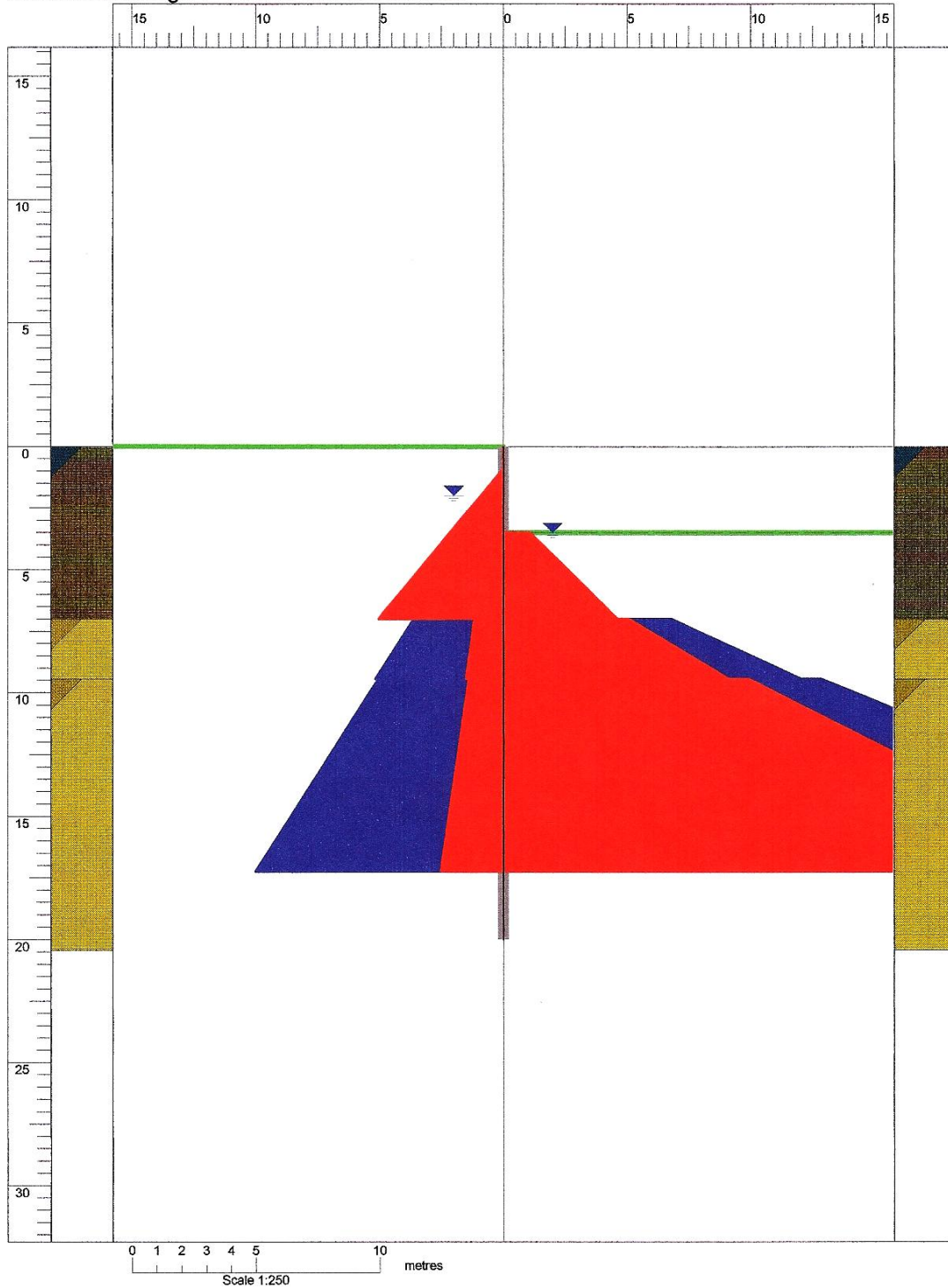
Job No		Revision		Page No	4
Engineer		Date	11/10/2010	Checked	
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\dip\matikh teliko\8.ΑΦΟΤΟΑΝΙΙΙΑΙΙ ΔΑΔΑΟΙΑ ΔΝΕΙ ΟÇΙ ΔΝΤΟΙΝΘΕΟÇ.RWD				ReWaRD 2.5 Service Release 10	
Licensed to:					

Construction Stage 1 - Drawing Board



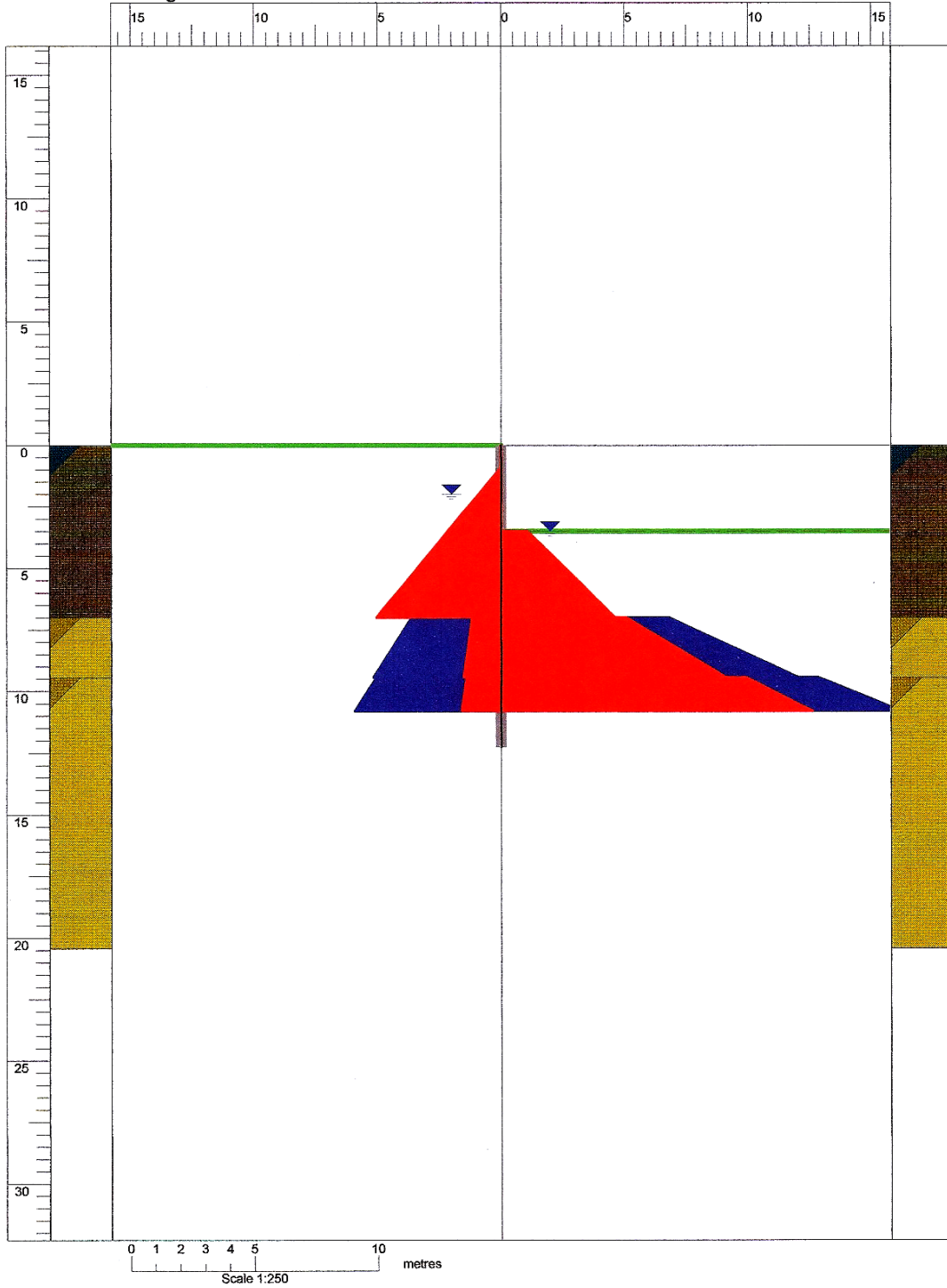
Job No		Revision		Page No	5
Engineer		Date	11/10/2010	Checked	
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\diplmatikh teliko\8.ΑΘΩΙΟΑΝΤΙΛΙΑΪ ΔΑΘΑΟΙΑ ΔΝΕΙ ΟΪ ΔΝΙΟΤΝΟΕΟΪ.RWD			ReWaRD 2.5 Service Release 10		
Licensed to:					

Construction Stage 1 - Earth Pressures As Built



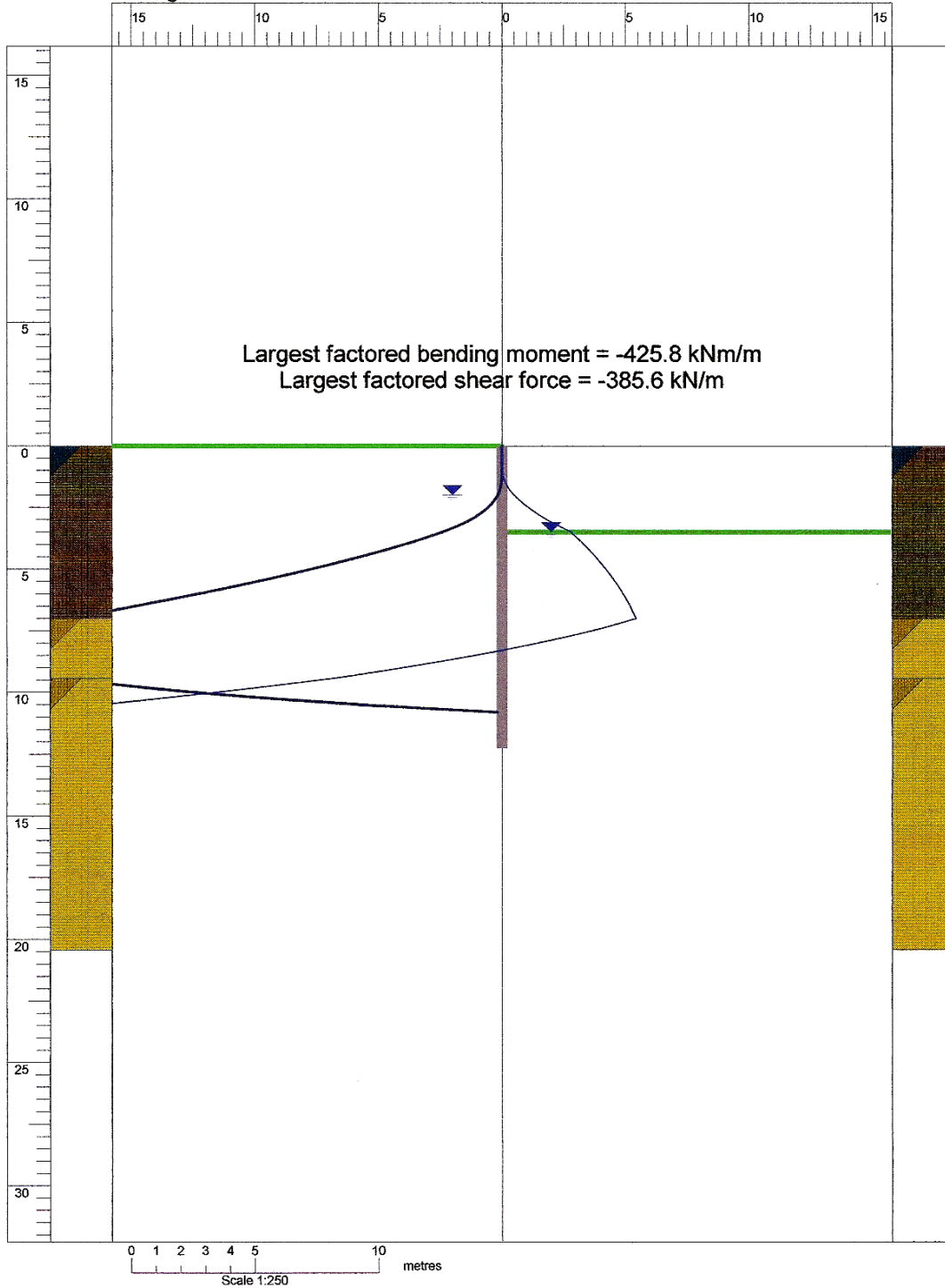
Job No		Revision		Page No	6
Engineer		Date	11/10/2010	Checked	
Document: C:\Users\Inancouco\Desktop\diplvmatikh teliko\8.ΑΘΩΙΟΑΝΤΙΛΙΑΪ ΔΑΘΑΟΙΑ ΔΝΕΙ ΟΪ ΔΝΙΟΙΝΟΕΟΪ.RWD			ReWaRD 2.5 Service Release 10		
Licensed to:					

Construction Stage 1 - Earth Pressures At Minimum Safe Embedment



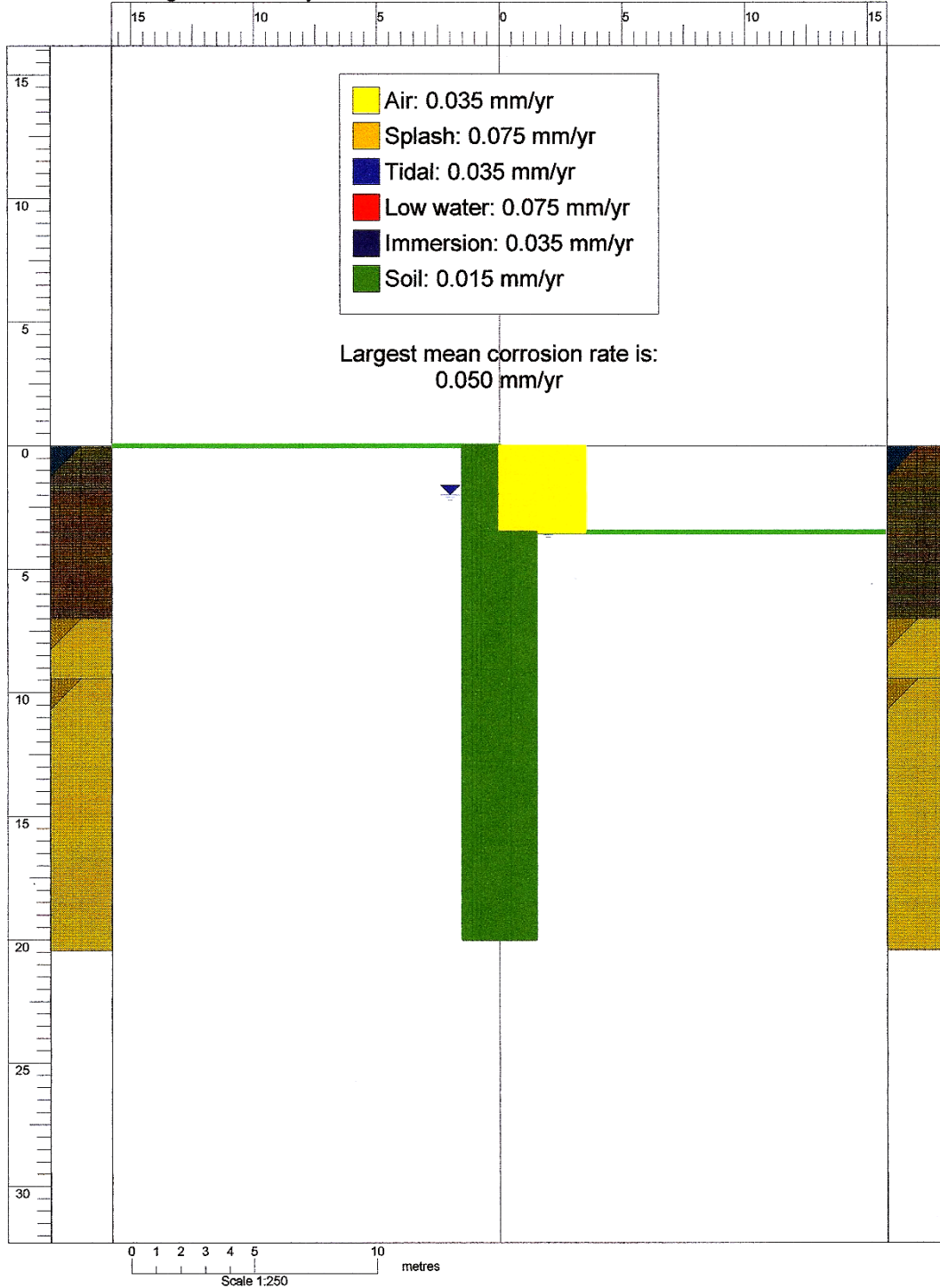
Job No		Revision		Page No	7
Engineer		Date	11/10/2010	Checked	
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\diplvmatikh teliko\8.ΑΌΌΙΟΑΝΪΪΪ ΔΑΌΑΌΙΑ ΔΝΪΪ ΌΪ ΔΝΪΌΪΝΌΈΌΪ.RWD				ReWaRD 2.5 Service Release 10	
Licensed to:					

Construction Stage 1 - Structural Forces



Job No		Revision		Page No	8
Engineer		Date	11/10/2010	Checked	
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\diplmatikh teliko\8.ΑΦΟΙΟΑΝΙΙΑΙΙ ΔΑΘΑΟΙΑ ΔΝΕΙ ΟÇΙ ΔΝΙΟΙΝΟΕΟÇ.RWD				ReWaRD 2.5 Service Release 10	
Licensed to:					

Construction Stage 1 - Durability



Job No	Revision	Page No	9
Engineer	Date	Checked	
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\diplmatikh		ReWaRD 2.5 Service	
teliko8.A00IOANI1AI1 BA0AOIA DN EI OCI DN IOINO EOÇ.RWD		Release 10	
Licensed to:			

Construction Stage 1 - Earth Pressures As Built						
Depth	EarthPr	WaterPr	TotalPr	EarthPr	WaterPr	TotalPr
m	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
	Retained	Retained	Retained	Excavated	Excavated	Excavated
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	18.18	0.00	18.18	0.00	0.00	0.00
2.00	18.18	0.00	18.18	0.00	0.00	0.00
3.50	42.99	0.00	42.99	0.00	0.00	0.00
3.50	42.99	0.00	42.99	21.41	0.00	21.41
5.95	83.51	0.00	83.51	71.05	0.00	71.05
5.95	83.51	0.00	83.51	71.05	0.00	71.05
7.00	100.88	0.00	100.88	92.32	0.00	92.32
7.00	23.52	49.03	72.55	102.02	34.32	136.35
9.45	30.52	73.06	103.58	182.58	58.35	240.93
9.45	28.05	73.06	101.11	198.63	58.35	256.97
10.50	31.09	83.36	114.45	240.06	68.65	308.70
10.50	31.09	83.36	114.45	240.06	68.65	308.70
17.25	50.65	149.55	200.21	506.42	134.84	641.26

Construction Stage 1 - Earth Pressures At Minimum Safe Embedment						
Depth	EarthPr	WaterPr	TotalPr	EarthPr	WaterPr	TotalPr
m	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
	Retained	Retained	Retained	Excavated	Excavated	Excavated
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	18.18	0.00	18.18	0.00	0.00	0.00
2.00	18.18	0.00	18.18	0.00	0.00	0.00
3.50	42.99	0.00	42.99	0.00	0.00	0.00
3.50	42.99	0.00	42.99	21.41	0.00	21.41
5.95	83.51	0.00	83.51	71.05	0.00	71.05
5.95	83.51	0.00	83.51	71.05	0.00	71.05
7.00	100.88	0.00	100.88	92.32	0.00	92.32
7.00	23.52	49.03	72.55	102.02	34.32	136.35
9.45	30.52	73.06	103.58	182.58	58.35	240.93
9.45	28.05	73.06	101.11	198.63	58.35	256.97
10.50	31.09	83.36	114.45	240.06	68.65	308.70
10.50	31.09	83.36	114.45	240.06	68.65	308.70
10.82	32.02	86.49	118.51	252.67	71.78	324.45

Job No	Revision	Page No	10
Engineer	Date	11/10/2010	Checked
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\diplvmatikh		ReWaRD	2.5 Service
teliko8.AOOIOANIITAII ΔΑΟΑΟΙΑ ΔΝΕΙ ΟÇI ΔΝΙΟΙΝΟΕΟÇ.RWD		Release 10	
Licensed to:			

Construction Stage 1 - Required Embedment As Built
Results of earth pressure calculation

Retaining Wall

Name = Prototype: Retaining Wall 1

Retained height = 3.50 m

Depth of toe = 20.00 m

Partial factors

Factors on actions

Unfavourable

Permanent (G) = 1.00

Variable (Q) = 1.00

Accidental (A) = 1.00

Favourable

Permanent (G) = 1.00

Variable (Q) = 1.00

Accidental (A) = 1.00

Minimum surcharge = 0 kPa

Factors on material properties

On shearing resistance = 1.00

On effective cohesion = 1.00

On undrained strength = 1.00

Factors on resistance

On effective earth pressures = 1.50

On total earth pressures = 1.00

Safety factor on resistance applied via: Gross passive pressures

Minimum active pressure = 0.00 kN/m³

Safety margins on geometry

Unplanned excavation = None

Softened formation = 0 m

Factors on structural forces

On bending moments = 1.00

On shear forces = 1.00

On prop forces

Short-term = 1.00/1.00

Long-term = 1/1

Moments

Overturning = 9791 kNm/m

Restoring = 18148 kNm/m

Out-of-balance = -8357 kNm/m

Restoring/Overturning = 185 %

Reaction at wall toe = -2465.8 kN/m

Job No	Revision	Page No	11
Engineer	Date	11/10/2010	Checked
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\diplmatikh		ReWaRD 2.5 Service	
teliko\8.ΑΦΟΙΟΑΝΤΙΛΙ ΔΑΘΑΟΙΑ ΔΝΕΙ ΟΪ ΔΝΙΟΙΝΟΕΟΪ.RWD		Release 10	
Licensed to:			

Construction Stage 1 - Required Embedment At Minimum Safe Embedment
Results of earth pressure calculation

<p>Retaining Wall Name = Prototype: Retaining Wall 1 Retained height = 3.50 m Depth of toe = 12.28 m Partial factors Factors on actions Unfavourable Permanent (G) = 1.00 Variable (Q) = 1.00 Accidental (A) = 1.00 Favourable Permanent (G) = 1.00 Variable (Q) = 1.00 Accidental (A) = 1.00 Minimum surcharge = 0 kPa Factors on material properties On shearing resistance = 1.00 On effective cohesion = 1.00 On undrained strength = 1.00 Factors on resistance On effective earth pressures = 1.50 On total earth pressures = 1.00 Safety factor on resistance applied via: Gross passive pressures Minimum active pressure = 0.00 kN/m³ Safety margins on geometry Unplanned excavation = None Softened formation = 0 m Factors on structural forces On bending moments = 1.00 On shear forces = 1.00 On prop forces Short-term = 1.00/1.00 Long-term = 1/1 Moments Overturning = 2445 kNm/m Restoring = 2445 kNm/m Out-of-balance = 0 kNm/m Restoring/Overturning = 100 % The wall is in equilibrium Reaction at wall toe = -385.6 kN/m</p>

Construction Stage 1: Structural Forces

Depth (m)	Bending Moment (kNm/m)	Shear Force (kN/m)	Prop Force (kN/m)	Notes
8.31	-425.8	-0.7		See above Maximum bending moment
10.82	-3.9	-385.6		See above Maximum shear force


Construction Stage 1: Messages
Validating the construction stage

--

Job No	Revision	Page No	12
Engineer	Date	11/10/2010	Checked
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\diplymatikh		ReWaRD	2.5 Service
teliko8.ΑΟΙΟΑΝΙΙΑΙΙ ΔΑΟΑΟΙΑ ΔΝΕΙ ΟΪ ΔΝΙΟΙΝΟΕΟΪ.RWD		Release	10
Licensed to:			

Construction Stage 1: Messages [Continued]
Calculating earth pressures as built (for the specified wall length and safety factors)
Calculating earth pressures at the minimum safe embedment (with the specified safety factors)
Calculating structural forces
Calculating base stability
Calculating displacements
Calculating durability
2 error/warning message(s) generated during the calculations: please inspect the Messages View for more information

7.1.2 ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ

	Page no	1
	Job no	
	Engineer	
	Revision	
	Date	11/10/2010
	Checked	
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\diplvmatikh teliko\10.Α00Ι0ΑΝΙΙΑΙ ΔΑ0Α0ΙΑ ΜΕΤΑ 0CΙ ΔΝΙ0Ι0Η0Ε0C.RWD Licensed to: ©1992-2003 Geocentrix Ltd. All Rights Reserved.		ReWaRD 2.5 Service Release 10

Construction Stages

Name	Term	Objects present in this stage
Construction Stage 1	Short	Retaining Wall 1 On retained side: Ground Profile 1, Borehole 1, Water Table 1, On excavated side: Excavation 1, Borehole 1, Water Table 2,

Ground Profiles

Name	Type	Other Properties
Ground Profile 1	Horizontal Ground	

Excavations

Name	Type	Depth (m)	Plan length (m)	Plan breadth (m)	Other Properties
Excavation 1	Horizontal Excavation	3.50	-	-	

Soils

Name	Type	Class	State	Other Properties
Soil 2	Sand	Unclassified	Unspecified	
Soil 3	Sand	Unclassified	Unspecified	
Soil 1	Clay	Unclassified	Unspecified	Soil is not fissured

Soil properties

Name	Wet weight kN/m ³	Dry weight kN/m ³	Failure state	Friction °	Cohesion kPa	Poisson's ratio
Soil 2	19.5	16.5	Peak	33.0	0.0	0.30
Soil 3	20.5	17.5	Peak	35.0	0.0	0.30
Soil 1	18.4	18.4	Peak	32.0	0.0	0.30

Soil properties (undrained)

Name	Strength kPa	Strength increase kN/m ³	From depth m
Soil 1	28.3	0.0	0.00

Layers

Name	Type	Thickness (m)	Soil	Dip (°)	OCR	Tension crack	
Layer 1	Undrained Layer	7.00	Soil 1	0.0	1.0	None	Not rigid
Layer 2	Drained Layer	2.45	Soil 2	0.0	1.0	None	Not rigid
Layer 3	Drained Layer	11.00	Soil 3	0.0	1.0	None	Not rigid

Job No		Revision		Page No	2
Engineer		Date	11/10/2010	Checked	
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\diplymatikh teliko\10.ΑΘΩΙΟΑΝΙΛΙΑΙ ΔΑΘΑΟΙΑ ΜΕΤΑ ΟΪ ΔΝΙΟΙΝΘΕΟΪ.RWD				ReWaRD 2.5 Service Release 10	
Licensed to:					

Layers : Limiting coefficients

Name	Limiting coefficients	Ka	Kac	Kp	Kpc
Layer 1	Rankine				
Layer 2	Rankine				
Layer 3	Rankine				

Boreholes

Name	Depth (m)	Contains layers:
Borehole 1	20.45	Layer 1; Layer 2; Layer 3;

Water Tables

Name	Type	Depth (m)	Gradient (kN/m ³)	Other Properties
Water Table 1	Hydrostatic Water Table	2.00	9.81	Hydraulically connected to overlying water
Water Table 2	Hydrostatic Water Table	3.50	9.81	Hydraulically connected to overlying water

Retaining Walls

Name	Type	Depth of toe (m)	Upstand (m)	Material	Density (kg/m ³)	E (GPa)
Retaining Wall 1	Sheet Pile Wall	20.00	0.00	Steel	7800	210.0

Retaining Wall sections

Name	Section	Sectional area (cm ² /m)	Moment of inertia (cm ⁴ /m)	Section modulus (cm ³ /m)
Retaining Wall 1	Sheet pile section = LX32	242	72028	3201

Sheet pile sections

Section	b (mm)	h (mm)	d (mm)	t (mm)	f (mm)	A (cm ² /m)	m/L (kg/m)	m/A (kg/m ²)	I (cm ⁴ /m)	Z (cm ³ /m)
LX32	600	450	21.5	9.8	328	242	113.9	189.8	72028	3201

Retaining Walls : Soil-structure Interface

Name	Soil-structure Interface	Interface /soil friction	Drained adhesion /cohesion	Undrained adhesion /cohesion	Max. adhesion (kPa)
Retaining Wall 1	Custom Interface	0.00	0.00	0.00	0.0
		0.00	0.00	0.00	0.0

Design Standard

Type = Custom Design Standard
Earth pressure coefficients
Type = Rankine
No tension crack
Cantilever toe-in = 20%
Equilibrium calculated at the minimum safe embedment (with designated safety factors)

Job No		Revision		Page No	3
Engineer		Date	11/10/2010	Checked	
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\diplvmatikh teliko\10.ΑΦΟΙΟΑΝΙΙΑΙΙ ΔΑΟΑΟΙΑ ΜΕΤΑ ΟΪ ΔΝΙΟΙΝΟΕΟΪ.RWD				ReWaRD 2.5 Service Release 10	
Licensed to:					

Design Standard [Continued]

Unfavourable
 Permanent (G) = 1.00
 Variable (Q) = 1.00
 Accidental (A) = 1.00
 Favourable
 Permanent (G) = 1.00
 Variable (Q) = 1.00
 Accidental (A) = 1.00
 Minimum surcharge = 0 kPa

 On shearing resistance = 1.00
 On effective cohesion = 1.00
 On undrained strength = 1.00

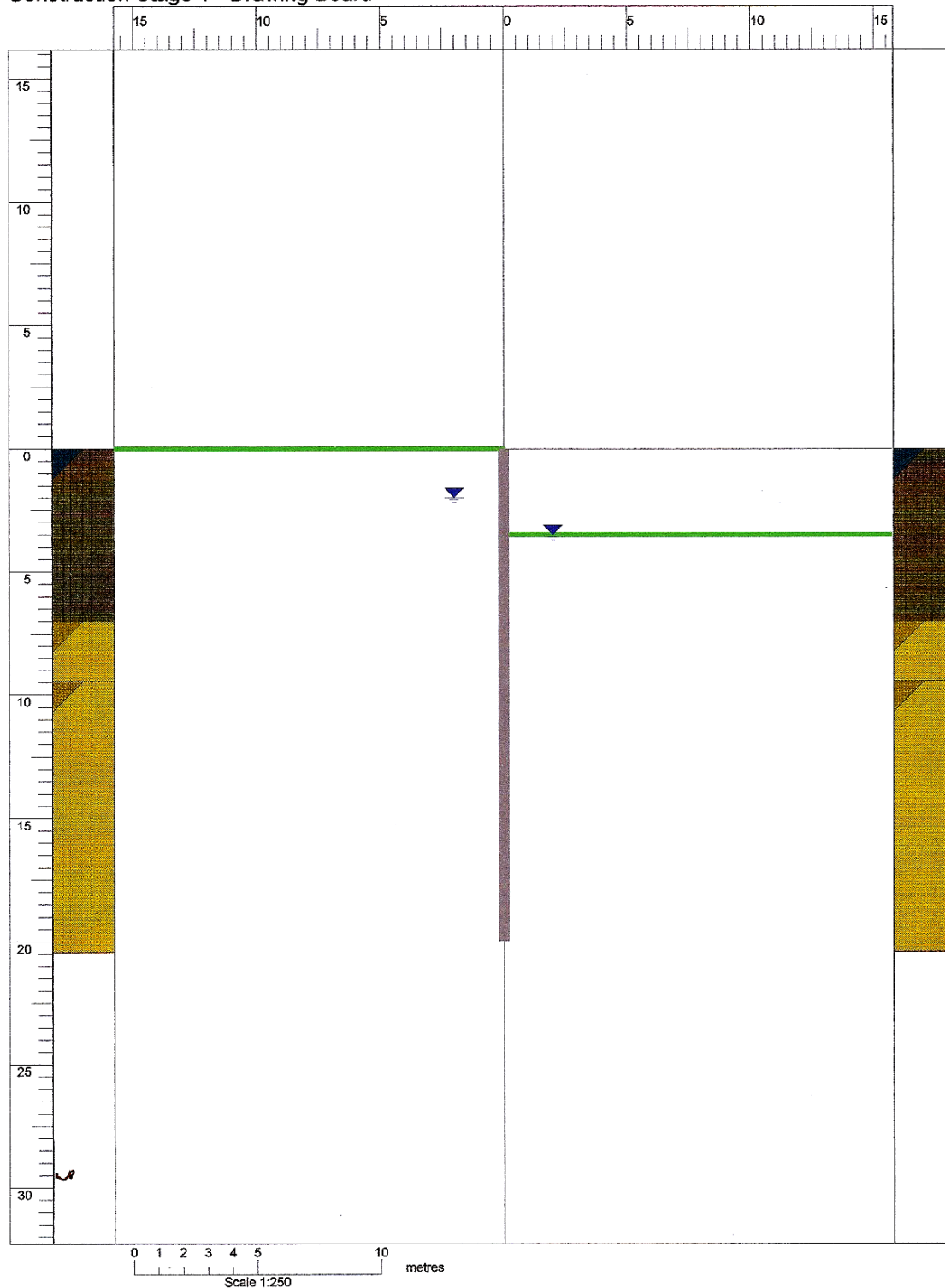
 On effective earth pressures = 1.50
 On total earth pressures = 1.00
 Safety factor on resistance applied via: Gross passive pressures
 Minimum active pressure = 0.00 kN/m³

 Unplanned excavation = None
 Softened formation = 0 m

 On bending moments = 1.00
 On shear forces = 1.00
 On prop forces
 Short-term = 1.00/1.00
 Long-term = 1/1

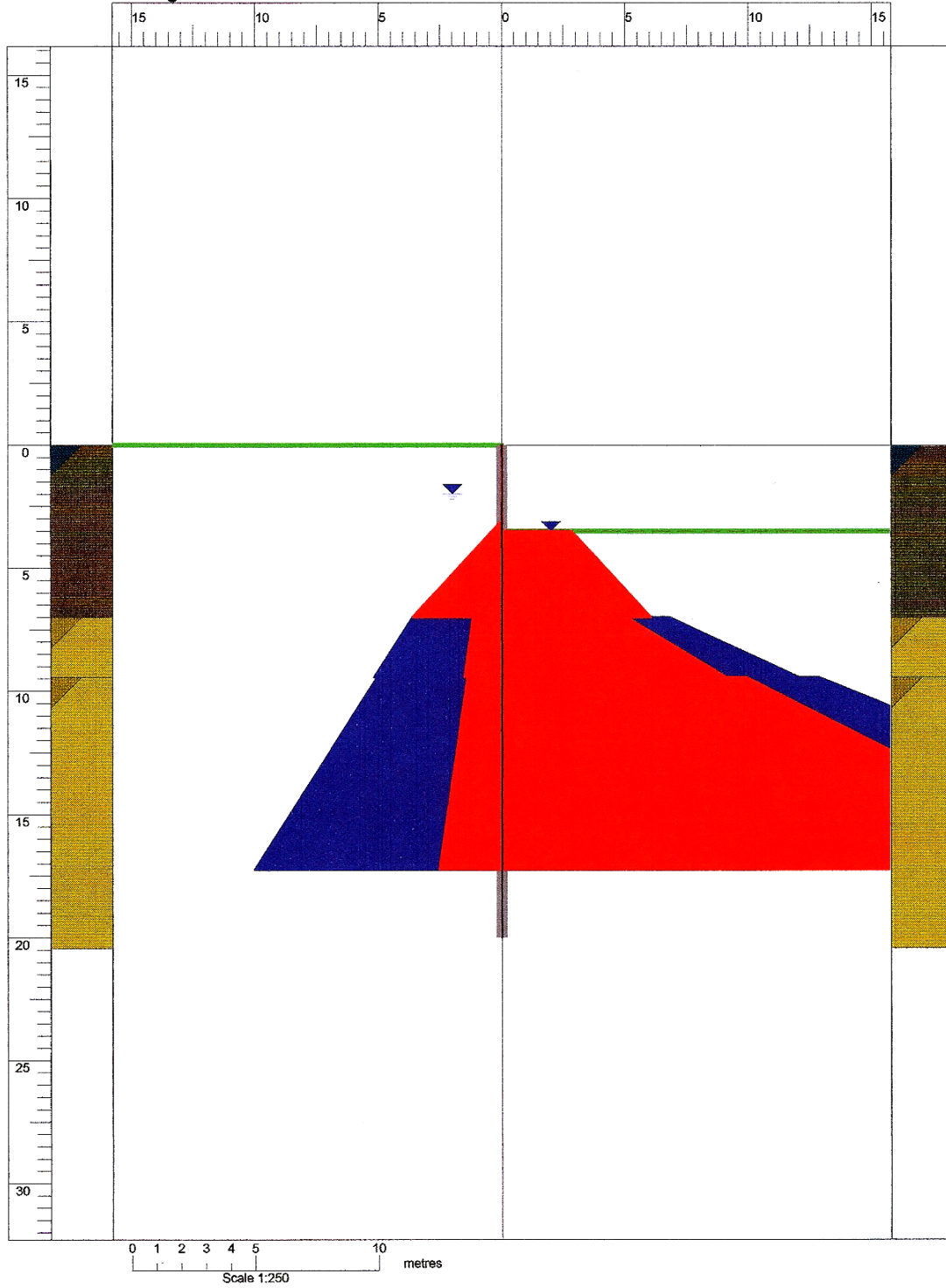
Job No		Revision		Page No	4
Engineer		Date	11/10/2010	Checked	
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\dipl\matikh teliko\10.ΑΦΟΙΟΑΝΙΛΙΑΙ ΔΑΟΑΟΙΑ ΜΕΤΑ ΟΨΙ ΔΝΙΟΙΝΟΕΟÇ.RWD				ReWaRD 2.5 Service Release 10	
Licensed to:					

Construction Stage 1 - Drawing Board



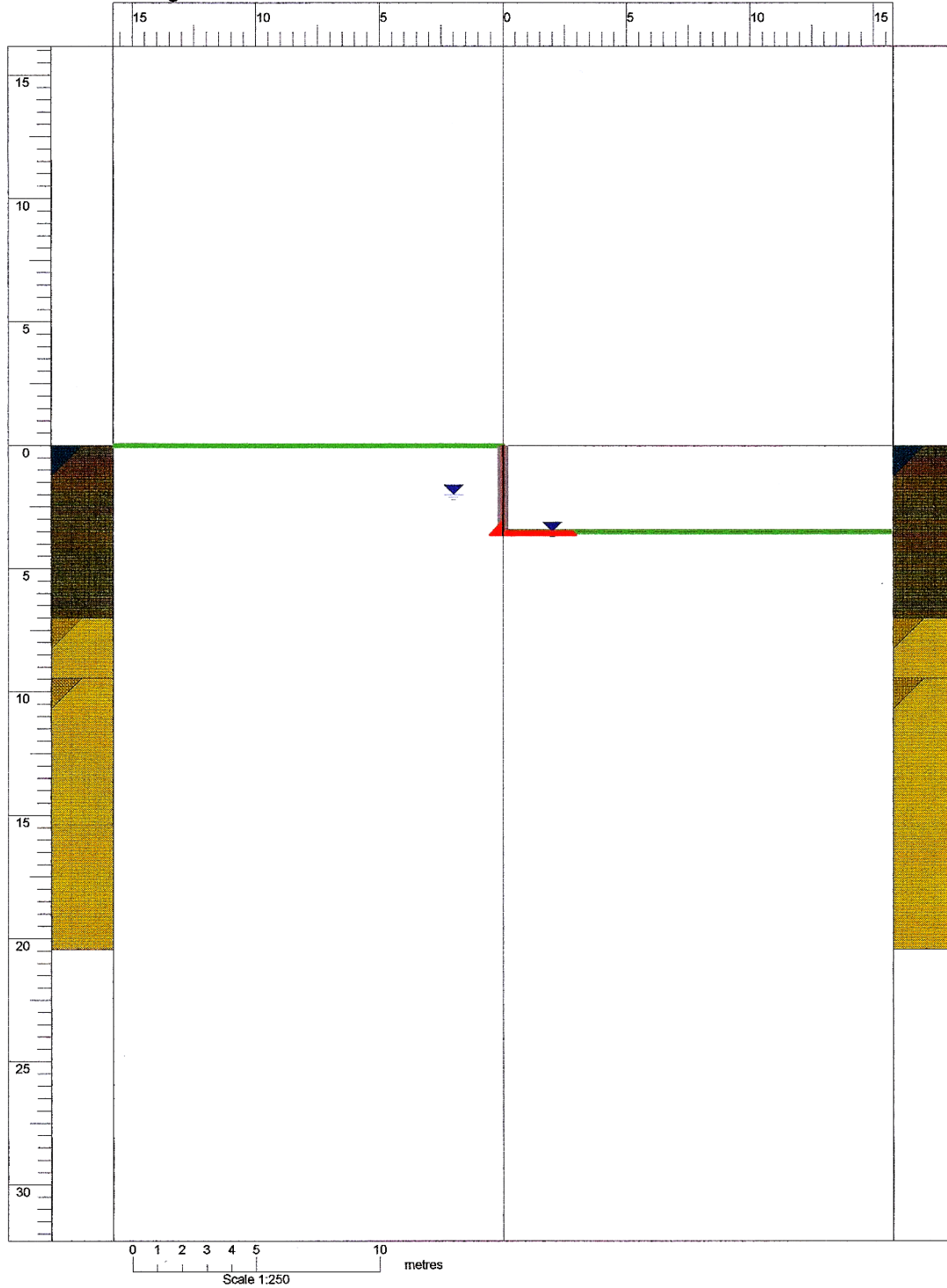
Job No		Revision		Page No	5
Engineer		Date	11/10/2010	Checked	
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\diplvmatikh teliko\10.ΑΦΟΙΟΑΝΙΙΛΙ ΔΑΟΑΟΙΑ ΜΕΤΑ ΟΪ ΔΝΙΟΙΝΟΕΟΪ.RWD				ReWaRD 2.5 Service Release 10	
Licensed to:					

Construction Stage 1 - Earth Pressures As Built



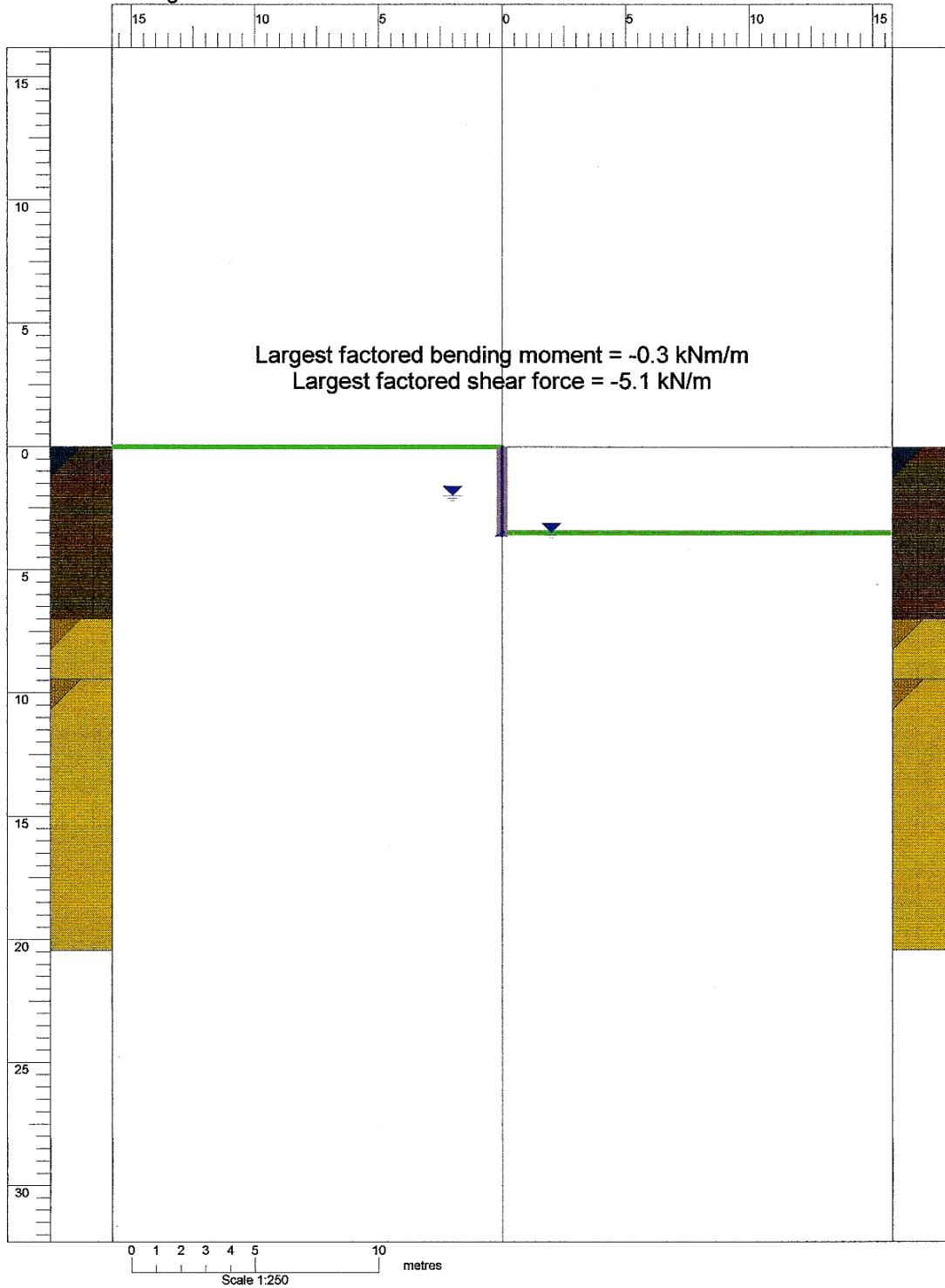
Job No		Revision		Page No	6
Engineer		Date	11/10/2010	Checked	
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\dipl\matikh teliko\10.ΑΘΩΙΟΑΝΙΙΑΙΓ ΔΑΩΑΟΙΑ ΜΕΤΑ ΟΪ ΔΝΙΟΙΝΟΕΟÇ.RWD				ReWaRD 2.5 Service Release 10	
Licensed to:					

Construction Stage 1 - Earth Pressures At Minimum Safe Embedment



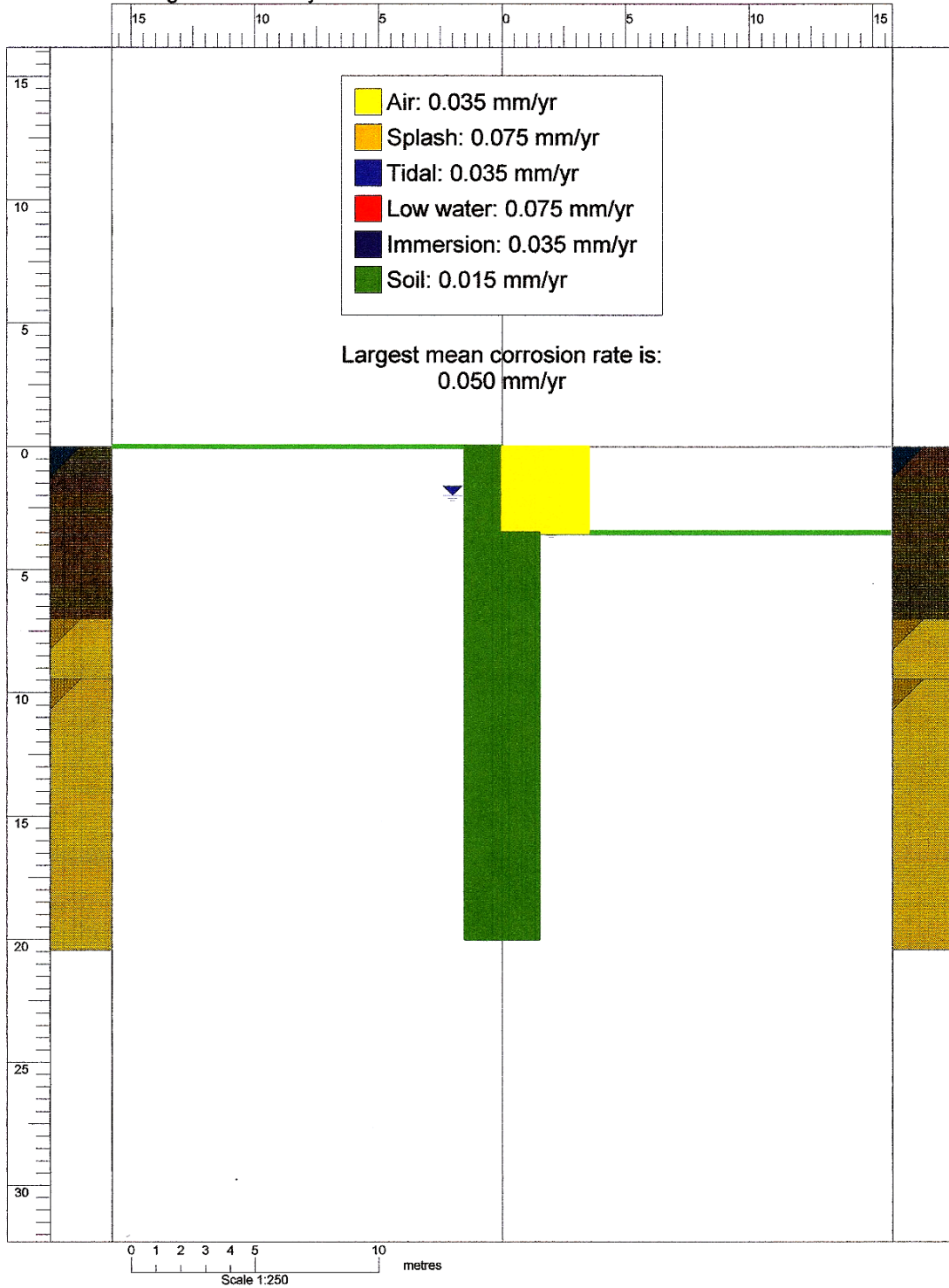
Job No		Revision		Page No	7
Engineer		Date	11/10/2010	Checked	
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\diplvmatikh teliko\10.ΑΌΌΙΟΆÑīĬĀĭ ĐĀÓÁÓĬÁ META ÓÇĬ ĐÑĬΌĨŊÓÉÓÇ.RWD				ReWaRD 2.5 Service Release 10	
Licensed to:					

Construction Stage 1 - Structural Forces



Job No		Revision		Page No	8
Engineer		Date	11/10/2010	Checked	
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\diplvmatikh teliko\10.ΑΦΟΤΟΑΝΙΛΙΑΙ ΔΑΔΑΟΙΑ ΜΕΤΑ ΟÇΙ ΔΝΙΟΙΝΟΕΟÇ.RWD				ReWaRD 2.5 Service Release 10	
Licensed to:					

Construction Stage 1 - Durability



Job No	Revision	Page No	9
Engineer	Date	11/10/2010	Checked
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\diplmatikh		ReWaRD 2.5 Service	
teliko10.AOOTOANIIAII ΔΑΔΑΟΙΑ ΜΕΤΑ ΟΪΙ ΔΝΙΟΙΝΟΕΟÇ.RWD		Release 10	
Licensed to:			

Construction Stage 1 - Earth Pressures As Built

Depth	EarthPr	WaterPr	TotalPr	EarthPr	WaterPr	TotalPr
m	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
	Retained	Retained	Retained	Excavated	Excavated	Excavated
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.50	7.86	0.00	7.86	0.00	0.00	0.00
3.50	7.86	0.00	7.86	56.54	0.00	56.54
5.95	52.94	0.00	52.94	101.62	0.00	101.62
5.95	52.94	0.00	52.94	101.62	0.00	101.62
7.00	72.26	0.00	72.26	120.94	0.00	120.94
7.00	23.52	49.03	72.55	102.02	34.32	136.35
9.45	30.52	73.06	103.58	182.58	58.35	240.93
9.45	28.05	73.06	101.11	198.63	58.35	256.97
10.50	31.09	83.36	114.45	240.06	68.65	308.70
10.50	31.09	83.36	114.45	240.06	68.65	308.70
17.25	50.65	149.55	200.21	506.42	134.84	641.26

Construction Stage 1 - Earth Pressures At Minimum Safe Embedment

Depth	EarthPr	WaterPr	TotalPr	EarthPr	WaterPr	TotalPr
m	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
	Retained	Retained	Retained	Excavated	Excavated	Excavated
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.50	7.86	0.00	7.86	0.00	0.00	0.00
3.50	7.86	0.00	7.86	56.54	0.00	56.54
3.64	10.42	0.00	10.42	59.10	0.00	59.10

Job No	Revision	Page No	10
Engineer	Date	11/10/2010	Checked
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\diplmatikh		ReWaRD 2.5 Service	
teliko\10.ΑΦΟΙΟΑΝΗΛΗ ΔΑΔΑΟΙΑ ΜΕΤΑ ΟΥΙ ΔΝΙΟΙΝΟΕΟÇ.RWD		Release 10	
Licensed to:			

Construction Stage 1 - Required Embedment As Built
Results of earth pressure calculation

<p>Retaining Wall Name = Prototype: Retaining Wall 1 Retained height = 3.50 m Depth of toe = 20.00 m Partial factors Factors on actions Unfavourable Permanent (G) = 1.00 Variable (Q) = 1.00 Accidental (A) = 1.00 Favourable Permanent (G) = 1.00 Variable (Q) = 1.00 Accidental (A) = 1.00 Minimum surcharge = 0 kPa Factors on material properties On shearing resistance = 1.00 On effective cohesion = 1.00 On undrained strength = 1.00 Factors on resistance On effective earth pressures = 1.50 On total earth pressures = 1.00 Safety factor on resistance applied via: Gross passive pressures Minimum active pressure = 0.00 kN/m³ Safety margins on geometry Unplanned excavation = None Softened formation = 0 m Factors on structural forces On bending moments = 1.00 On shear forces = 1.00 On prop forces Short-term = 1.00/1.00 Long-term = 1/1 Moments Overturning = 7652 kNm/m Restoring = 19494 kNm/m Out-of-balance = -11842 kNm/m Restoring/Overturning = 255 % Reaction at wall toe = -2743.1 kN/m</p>

Job No	Revision	Page No	11
Engineer	Date	11/10/2010	Checked
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\diplvmatikh		ReWaRD 2.5 Service	
teliko\10.ΑΦΟΙΟΑΝΙΛΙΑΙ ΕΒΑΟΑΟΙΑ ΜΕΤΑ ΟΥΙ ΕΝΙΟΙΝΟΕΟÇ.RWD		Release 10	
Licensed to:			

Construction Stage 1 - Required Embedment At Minimum Safe Embedment
Results of earth pressure calculation

<p>Retaining Wall Name = Prototype: Retaining Wall 1 Retained height = 3.50 m Depth of toe = 3.67 m Partial factors Factors on actions Unfavourable Permanent (G) = 1.00 Variable (Q) = 1.00 Accidental (A) = 1.00 Favourable Permanent (G) = 1.00 Variable (Q) = 1.00 Accidental (A) = 1.00 Minimum surcharge = 0 kPa Factors on material properties On shearing resistance = 1.00 On effective cohesion = 1.00 On undrained strength = 1.00 Factors on resistance On effective earth pressures = 1.50 On total earth pressures = 1.00 Safety factor on resistance applied via: Gross passive pressures Minimum active pressure = 0.00 kN/m³ Safety margins on geometry Unplanned excavation = None Softened formation = 0 m Factors on structural forces On bending moments = 1.00 On shear forces = 1.00 On prop forces Short-term = 1.00/1.00 Long-term = 1/1 Moments Overturning = 1 kNm/m Restoring = 1 kNm/m Out-of-balance = 0 kNm/m Restoring/Overturning = 100 % The wall is in equilibrium Reaction at wall toe = -5.1 kN/m</p>

Construction Stage 1: Structural Forces

Depth (m)	Bending Moment (kNm/m)	Shear Force (kN/m)	Prop Force (kN/m)	Notes
3.54	-0.3	-0.3		See above Maximum bending moment
3.64	-0.1	-5.1		See above Maximum shear force

Construction Stage 1: Messages
Validating the construction stage

Job No	Revision	Page No	12
Engineer	Date	11/10/2010	Checked
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\diplvmatikh		ReWaRD 2.5 Service	
teliko\10.ΑΦΟΙΟΑΝΙΙΑΙΙ ΔΑΘΑΟΙΑ ΜΕΤΑ ΟΪ ΔΝΙΟΙΝΟΕΟΪ.RWD		Release 10	
Licensed to:			


Construction Stage 1: Messages [Continued]
 Calculating earth pressures as built (for the specified wall length and safety factors)
 Calculating earth pressures at the minimum safe embedment (with the specified safety factors)
 Calculating structural forces
 Calculating base stability
 Calculating displacements
 Calculating durability
 2 error/warning message(s) generated during the calculations: please inspect the Messages View for more information

7.2 ΑΠΛΩΣ ΑΓΚΥΡΩΜΕΝΟ ΠΕΤΑΣΜΑ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΩΝ

Η μελέτη γίνεται με χρήση του προγράμματος ReWard 2.5 στο οποίο τίθενται ως δεδομένα το βάθος της εκσκαφής, οι εδαφικές παράμετροι και τα πάχη των στρώσεων, η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα εκατέρωθεν της εκσκαφής, η διατομή των πασσαλοσανίδων που χρησιμοποιούνται που επιλέγεται σύμφωνα με τους καταλόγους των κατασκευαστικών εταιρειών (Larssen LX32 με $b=600$ mm και $h=450$ mm) και το βάθος των οριζόντιων ελκυστήρων και προκύπτουν ως αποτελέσματα το ελάχιστο βάθος έμπηξης του πετάσματος, οι πιέσεις του εδάφους για απλή στήριξη στον πόδα (FREE EARTH SUPPORT), τα διαγράμματα ροπών κάμψης και τεμνουσών του πετάσματος, οι μέγιστες τιμές τους και το βάθος στο οποίο αυτές αναπτύσσονται και η δύναμη αγκύρωσης των οριζόντιων ελκυστήρων.

ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ					
	ΕΛΑΧΙΣΤΟ ΒΑΘΟΣ ΕΜΠΗΞΗΣ	M_{max}	ΒΑΘΟΣ ΓΙΑ $M=M_{max}$	Q_{max}	ΒΑΘΟΣ ΓΙΑ $Q=Q_{max}$
	m	kNm/m	m	kN/m	m
ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ	7,65	105,2	3,75	-60,9	1,00
	$F_{\alpha}=60,9$ kN/m				
ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	$M_{max}/\sigma_{\epsilon\pi.}=842$ cm ³ <5500 cm ³ Ο έλεγχος ικανοποιείται για επιτρεπόμενη τάση εφελκυσμού του χάλυβα $\sigma_{\epsilon\pi.}=125$ N/mm ² .				
ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ	➤ <u>Η λύση αυτή δεν υφίσταται αφού σε αυτή την περίπτωση δεν απαιτείται πέτασμα για την προσωρινή αντιστήριξη των παρειών της εκσκαφής.</u>				
ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ					

7.2.1 ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ

	Page no	1
	Job no	
	Engineer	
	Revision	
	Date	11/10/2010
	Checked	
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\diplvmatikh teliko\9.ΑΔΕΥΟ ΑΔΕΟΝΥΙΑΙΙ ΔΑΟΑΟΙΑ ΔΝΕΙ ΟCΙ ΔΝΙΟΙΝΟΕΟC.RWD		ReWaRD 2.5 Service Release 10
Licensed to: ©1992-2003 Geocentrix Ltd. All Rights Reserved.		

Construction Stages

Name	Term	Objects present in this stage
Construction Stage 1	Short	Retaining Wall 1 On retained side: Ground Profile 1, Borehole 1, Water Table 1, Anchor 1, On excavated side: Excavation 1, Borehole 1, Water Table 2,

Ground Profiles

Name	Type	Other Properties
Ground Profile 1	Horizontal Ground	

Excavations

Name	Type	Depth (m)	Plan length (m)	Plan breadth (m)	Other Properties
Excavation 1	Horizontal Excavation	3.50	-	-	

Soils

Name	Type	Class	State	Other Properties
Soil 1	Clay	Unclassified	Unspecified	Soil is not fissured
Soil 2	Sand	Unclassified	Unspecified	
Soil 3	Sand	Unclassified	Unspecified	

Soil properties

Name	Wet weight kN/m ³	Dry weight kN/m ³	Failure state	Friction °	Cohesion kPa	Poisson's ratio
Soil 1	18.4	18.4	Peak	32.0	0.0	0.30
Soil 2	19.5	16.5	Peak	33.0	0.0	0.30
Soil 3	20.5	17.5	Peak	35.0	0.0	0.30

Soil properties (undrained)

Name	Strength kPa	Strength increase kN/m ³	From depth m
Soil 1	7.5	0.9	0.00

Layers

Name	Type	Thickness (m)	Soil	Dip (°)	OCR	Tension crack	
Layer 1	Undrained Layer	7.00	Soil 1	0.0	1.0	None	Not rigid
Layer 2	Drained Layer	2.45	Soil 2	0.0	1.0	None	Not rigid
Layer 3	Drained Layer	11.00	Soil 3	0.0	1.0	None	Not rigid

Job No		Revision		Page No	2
Engineer		Date	11/10/2010	Checked	
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\dip\matikh teliko\9.ΑΔΕΥΟ ΑΑΕΟΝΥΙΑΙΙ ΔΑΟΑΟΙΑ ΔΝΕΙ ΟÇΙ ΔΝΙΟΙΝΟΕΟÇ.RWD				ReWaRD 2.5 Service Release 10	
Licensed to:					

Layers : Limiting coefficients

Name	Limiting coefficients	Ka	Kac	Kp	Kpc
Layer 1	Rankine				
Layer 2	Rankine				
Layer 3	Rankine				

Boreholes

Name	Depth (m)	Contains layers:
Borehole 1	20.45	Layer 1; Layer 2; Layer 3;

Water Tables

Name	Type	Depth (m)	Gradient (kN/m ³)	Other Properties
Water Table 1	Hydrostatic Water Table	2.00	9.81	Hydraulically connected to overlying water
Water Table 2	Hydrostatic Water Table	3.50	9.81	Hydraulically connected to overlying water

Retaining Walls

Name	Type	Depth of toe (m)	Upstand (m)	Material	Density (kg/m ³)	E (GPa)
Retaining Wall 1	Sheet Pile Wall	20.00	0.00	Steel	7800	210.0

Retaining Wall sections

Name	Section	Sectional area (cm ² /m)	Moment of inertia (cm ⁴ /m)	Section modulus (cm ³ /m)
Retaining Wall 1	Sheet pile section = LX32	242	72028	3201

Sheet pile sections

Section	b (mm)	h (mm)	d (mm)	t (mm)	f (mm)	A (cm ² /m)	m/L (kg/m)	m/A (kg/m ²)	I (cm ⁴ /m)	Z (cm ³ /m)
LX32	600	450	21.5	9.8	328	242	113.9	189.8	72028	3201

Retaining Walls : Soil-structure Interface

Name	Soil-structure Interface	Interface /soil friction	Drained adhesion /cohesion	Undrained adhesion /cohesion	Max. adhesion (kPa)
Retaining Wall 1	Custom Interface	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00	0.0 0.0

Anchors

Name	Type	Depth (m)	Horizontal spacing (m)	Inclination (°)	Pre-stress (kN/anchor)	L/EA (m/kN)	Other Properties
Anchor 1	Anchor	1.00	1.00	0.0	0.00	0.10	Permanent

Job No		Revision		Page No	3
Engineer		Date	11/10/2010	Checked	
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\diplvmatikh teliko\9.ΑΔΕΥΟ ΑΑΕΘΝΙΙΑΙΙ ΔΑΟΑΟΙΑ ΔΝΕΙ ΟÇΙ ΔΝΙΘΙΝΟΕΟÇ.RWD				ReWaRD 2.5 Service Release 10	
Licensed to:					

Design Standard

Type = Custom Design Standard

Earth pressure coefficients

Type = Rankine

No tension crack

Cantilever toe-in = 20%

Equilibrium calculated at the minimum safe embedment (with designated safety factors)

Unfavourable

Permanent (G) = 1.00

Variable (Q) = 1.00

Accidental (A) = 1.00

Favourable

Permanent (G) = 1.00

Variable (Q) = 1.00

Accidental (A) = 1.00

Minimum surcharge = 0 kPa

On shearing resistance = 1.00

On effective cohesion = 1.00

On undrained strength = 1.00

On effective earth pressures = 1.50

On total earth pressures = 1.00

Safety factor on resistance applied via: Gross passive pressures

Minimum active pressure = 0.00 kN/m³

Unplanned excavation = None

Softened formation = 0 m

On bending moments = 1.00

On shear forces = 1.00

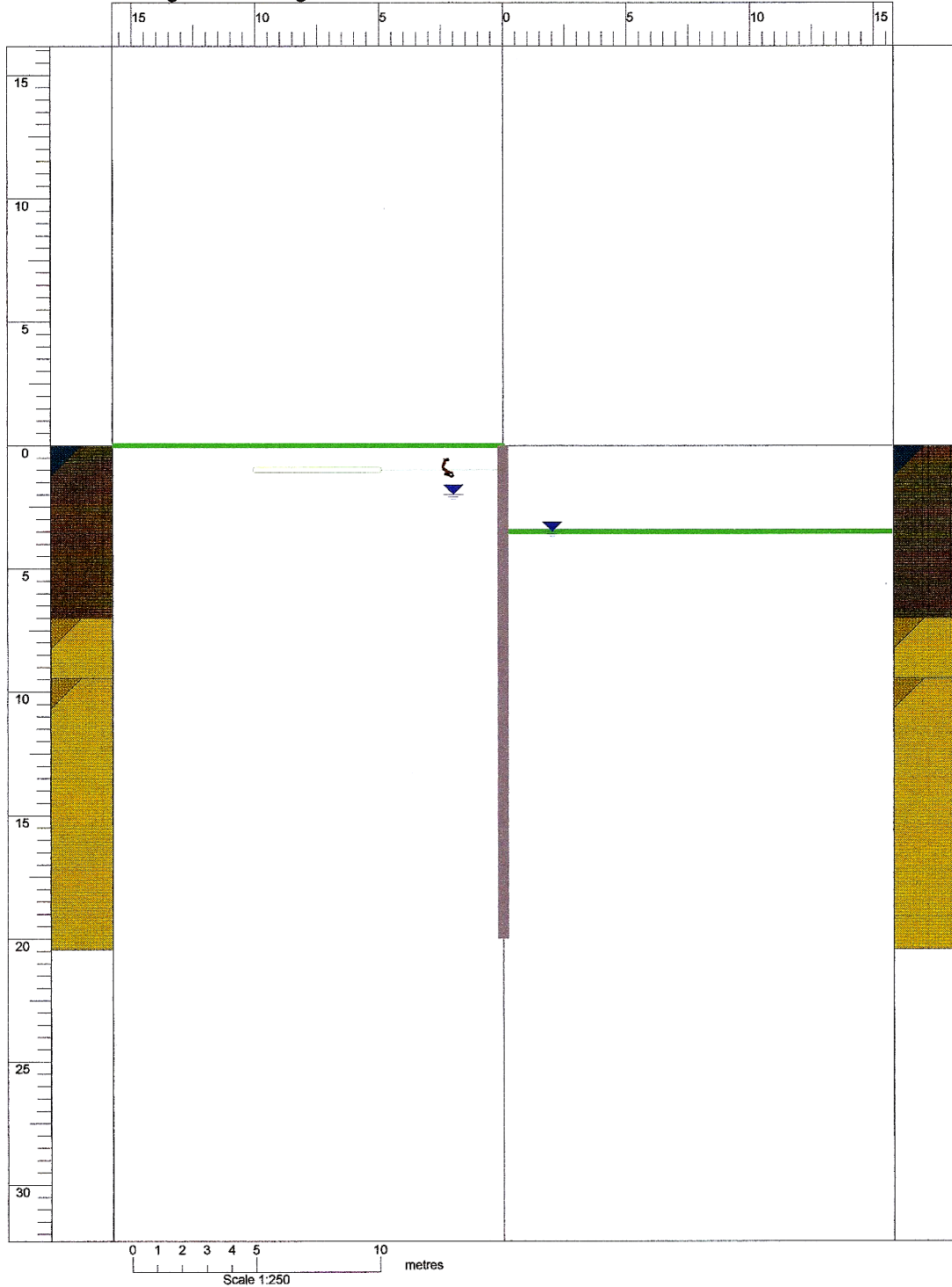
On prop forces

Short-term = 1.00/1.00

Long-term = 1/1

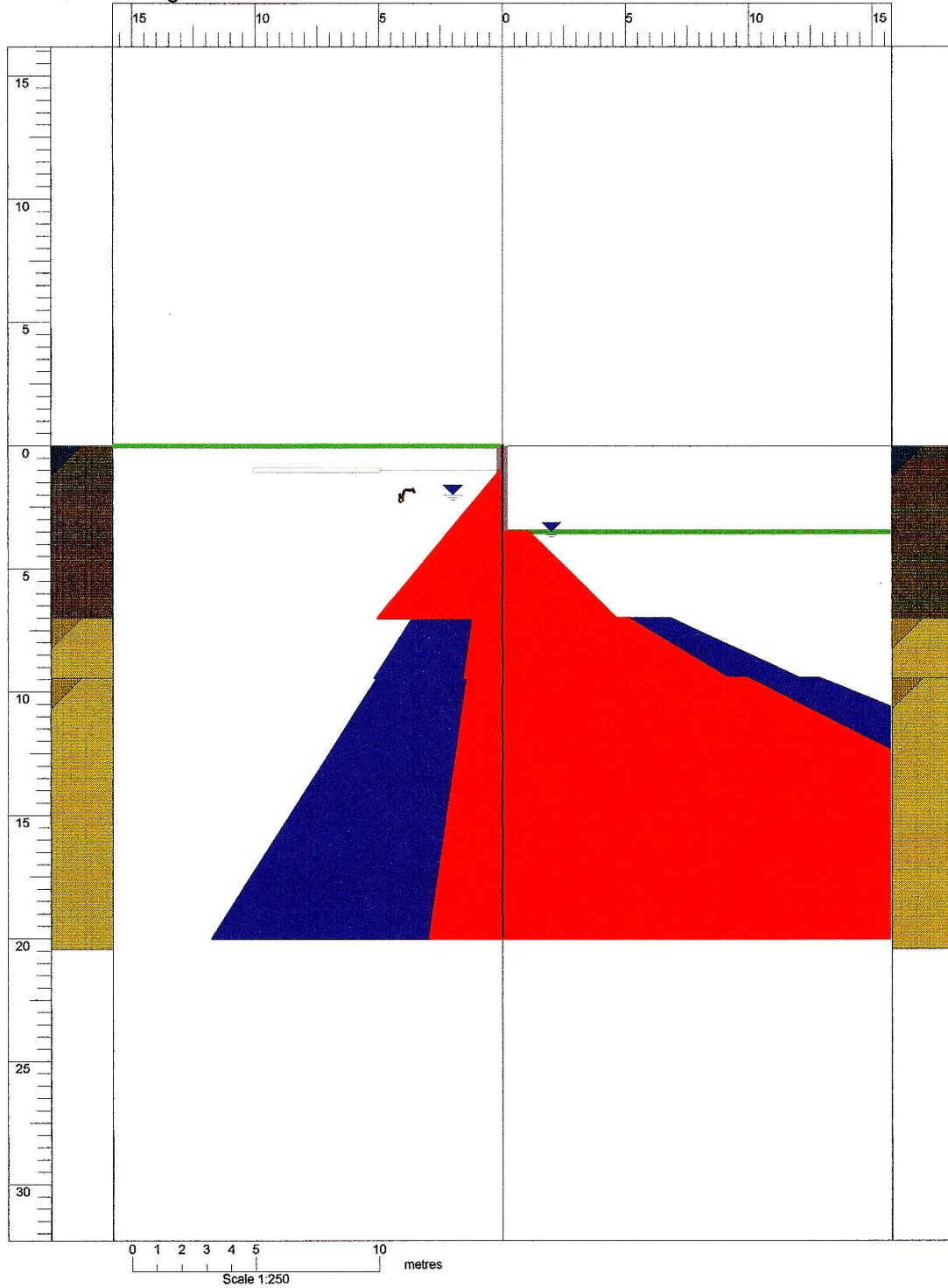
Job No		Revision		Page No	4
Engineer		Date	11/10/2010	Checked	
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\dipl\matikh teliko\9.ΑΔΕΥΟ ΑΑΕΟΝΥΙΑΙΙ ΔΑΟΑΟΙΑ ΕΝΕΙ ΟÇΙ ΕΝΙΟΙΝΟΕÇ. RWD				ReWaRD 2.5 Service Release 10	
Licensed to:					

Construction Stage 1 - Drawing Board



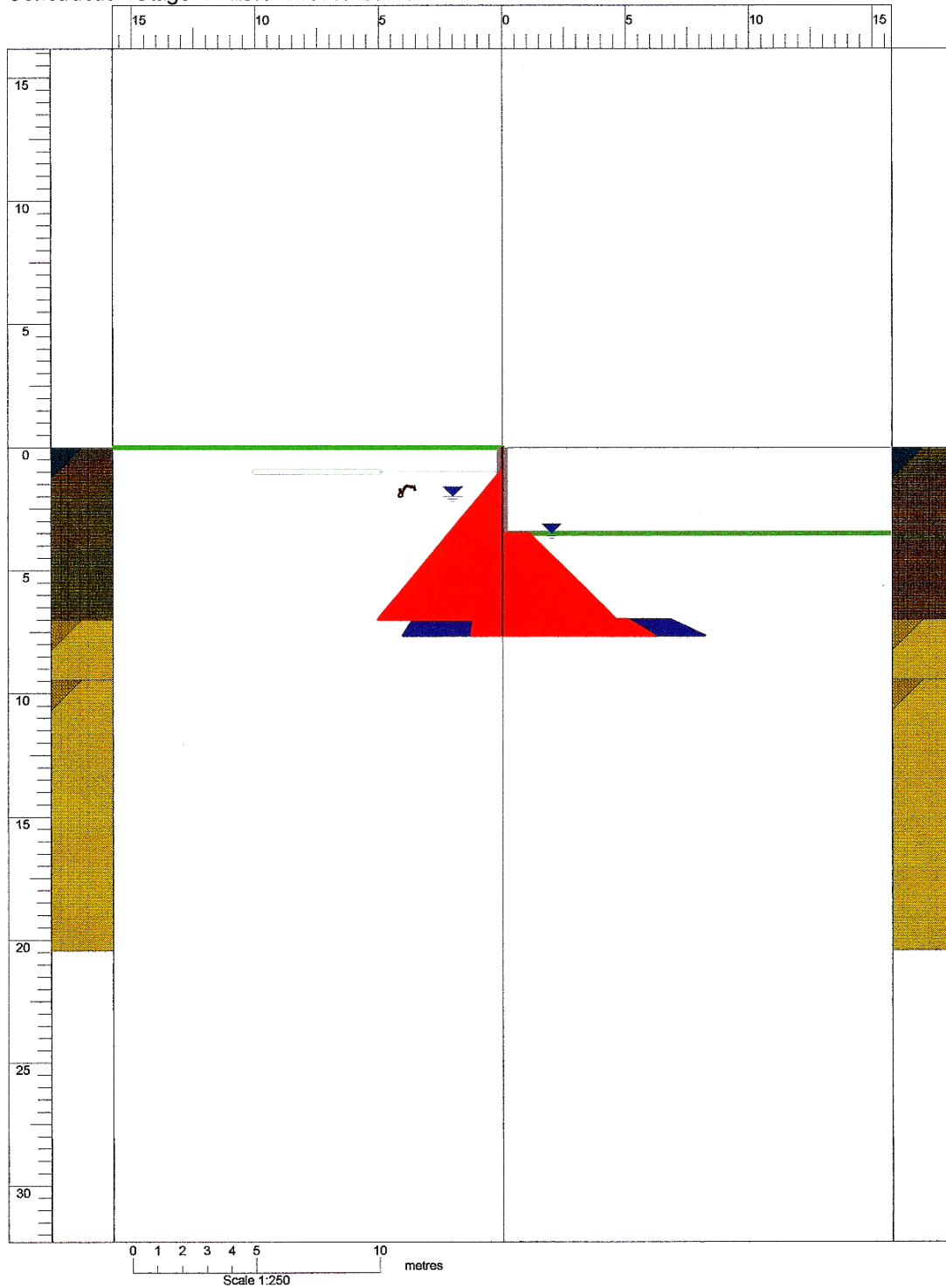
Job No		Revision		Page No	5
Engineer		Date	11/10/2010	Checked	
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\dipl\matikh teliko\9.ΑΔΕΥΟ ΑΑΕΘΝΥΙΑΙΤ ΔΑΘΑΟΙΑ ΔΝΕΙ ΟΪ ΔΝΙΟΙΝΟΕΟÇ.RWD				ReWaRD 2.5 Service Release 10	
Licensed to:					

Construction Stage 1 - Earth Pressures As Built



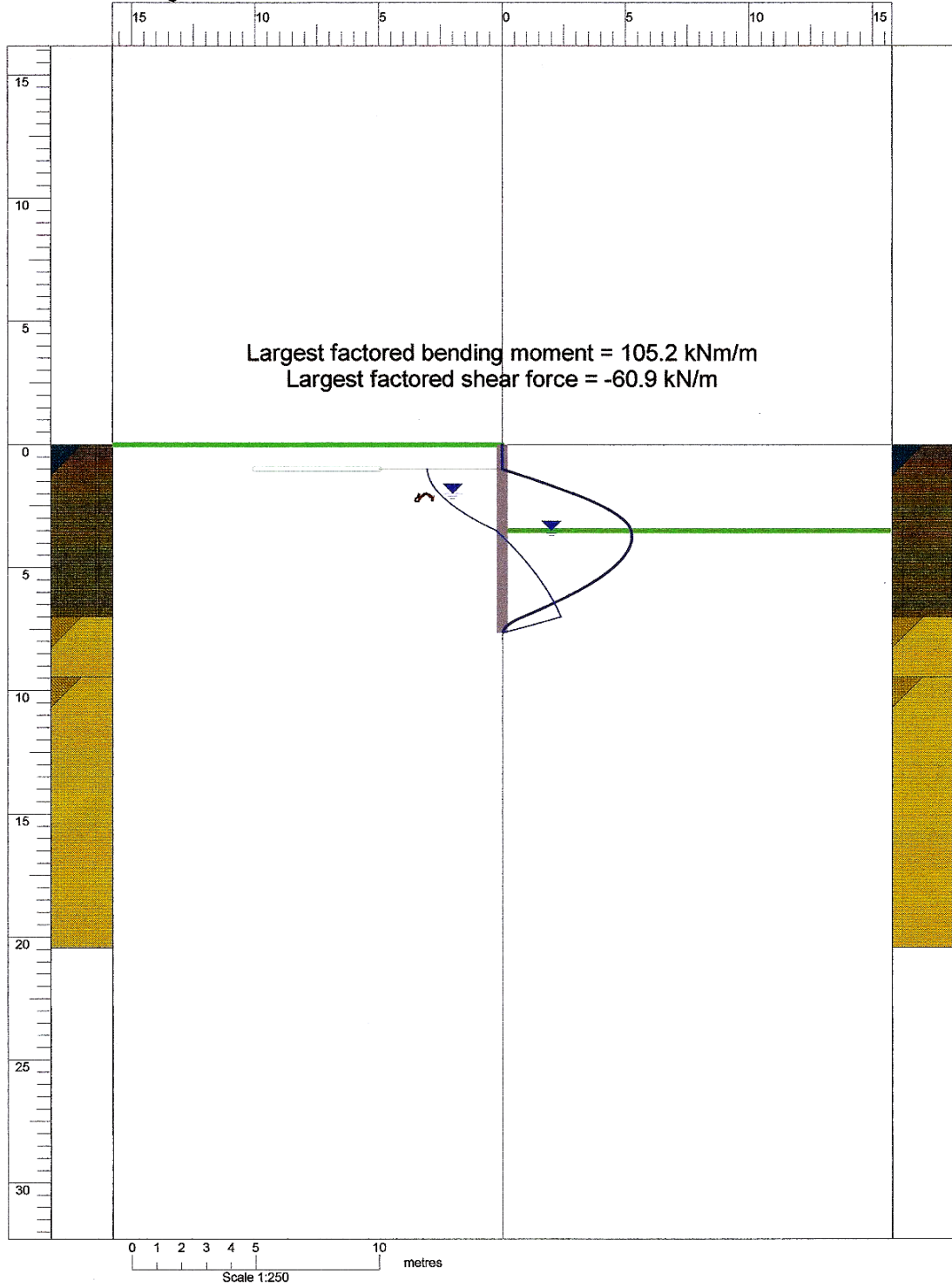
Job No		Revision		Page No	6
Engineer		Date	11/10/2010	Checked	
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\diplymatikh teliko\9.ΑΔΕΥΟ ΑΑΕΟΝΥΙΑΙΙ ΔΑΟΑΟΙΑ ΕΝΕΙ ΟÇΙ ΕΝΙΟΙΝΟΕΟÇ.RWD				ReWaRD 2.5 Service Release 10	
Licensed to:					

Construction Stage 1 - Earth Pressures At Minimum Safe Embedment



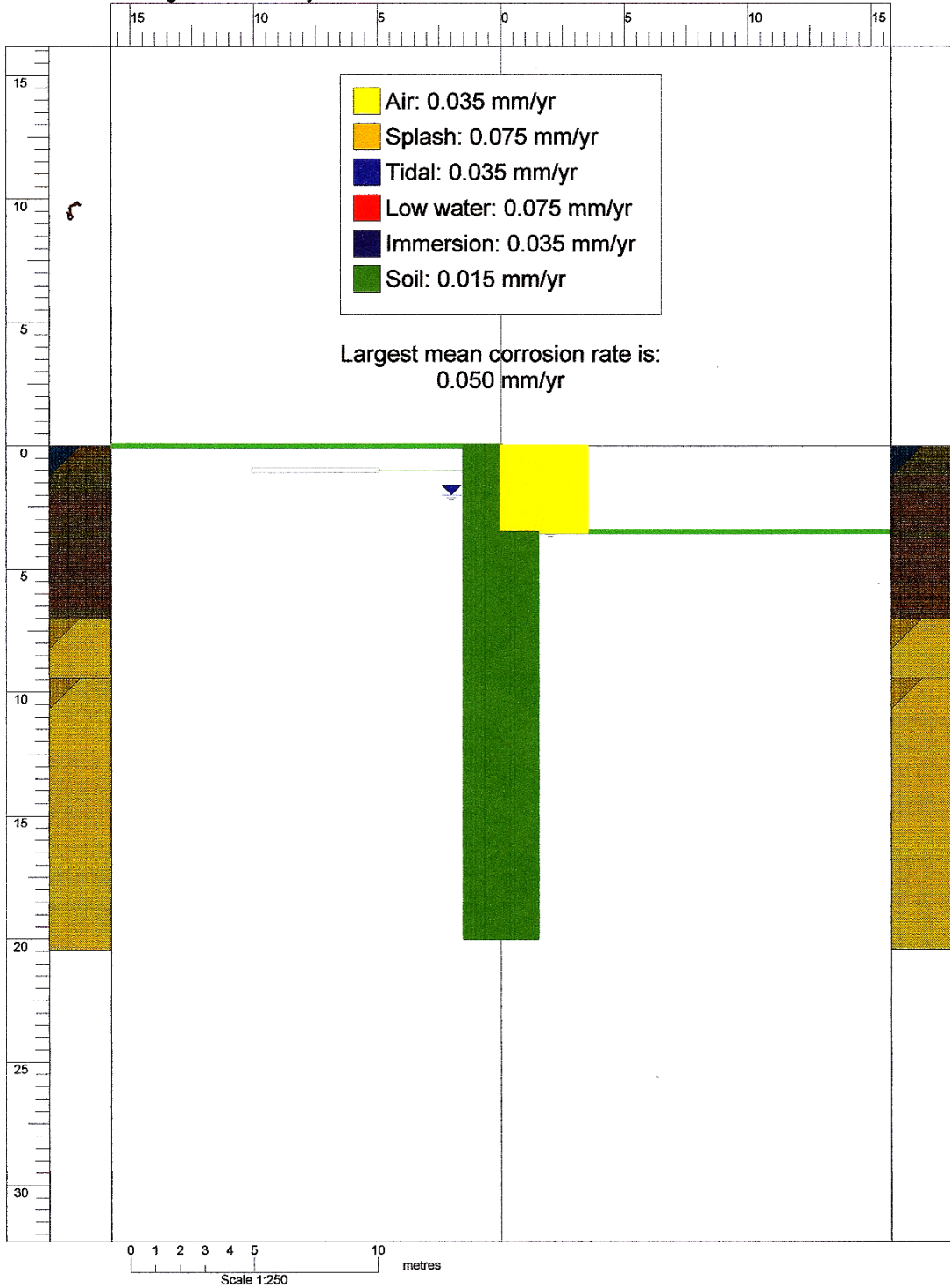
Job No		Revision		Page No	7
Engineer		Date	11/10/2010	Checked	
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\diplvmatikh teliko\9.ΑΔΕΥΟ ΑΑΕΘΝΙΙΑΙΙ ΔΑΟΑΟΙΑ ΔΝΕΙ ΟÇΙ ΔΝΙΟΙΝΟΕΟÇ.RWD				ReWaRD 2.5 Service Release 10	
Licensed to:					

Construction Stage 1 - Structural Forces



Job No		Revision		Page No	8
Engineer		Date	11/10/2010	Checked	
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\diplvmatikh teliko\9.ΑΔΕΥΟ ΑΑΕΘΝΥΙΑΙΙ ΔΑΘΑΟΙΑ ΔΝΕΙ ΟΪ ΔΝΙΟΙΝΟΕΟΪ.RWD			ReWaRD 2.5 Service Release 10		
Licensed to:					

Construction Stage 1 - Durability



Job No	Revision	Page No	9
Engineer	Date	11/10/2010	Checked
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\diplvmatikh teliko\9.ΑΔΕΥΟ		ReWaRD 2.5 Service	
ΆΑΕΟΝΥΙΑΙΙ ΔΑΔΑΟΙΑ ΔΝΕΙ ΟΪ ΔΝΙΟΙΝΟΕΟΪ.RWD		Release 10	
Licensed to:			

Construction Stage 1 - Earth Pressures As Built						
Depth	EarthPr	WaterPr	TotalPr	EarthPr	WaterPr	TotalPr
m	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
	Retained	Retained	Retained	Excavated	Excavated	Excavated
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	1.64	0.00	1.64	0.00	0.00	0.00
1.00	1.64	0.00	1.64	0.00	0.00	0.00
2.00	18.18	0.00	18.18	0.00	0.00	0.00
2.00	18.18	0.00	18.18	0.00	0.00	0.00
3.50	42.99	0.00	42.99	0.00	0.00	0.00
3.50	42.99	0.00	42.99	21.41	0.00	21.41
5.95	83.51	0.00	83.51	71.05	0.00	71.05
5.95	83.51	0.00	83.51	71.05	0.00	71.05
7.00	100.88	0.00	100.88	92.32	0.00	92.32
7.00	23.52	49.03	72.55	102.02	34.32	136.35
9.45	30.52	73.06	103.58	182.58	58.35	240.93
9.45	28.05	73.06	101.11	198.63	58.35	256.97
10.50	31.09	83.36	114.45	240.06	68.65	308.70
10.50	31.09	83.36	114.45	240.06	68.65	308.70
20.00	58.62	176.52	235.14	614.93	161.81	776.74

Construction Stage 1 - Earth Pressures At Minimum Safe Embedment						
Depth	EarthPr	WaterPr	TotalPr	EarthPr	WaterPr	TotalPr
m	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
	Retained	Retained	Retained	Excavated	Excavated	Excavated
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	1.64	0.00	1.64	0.00	0.00	0.00
1.00	1.64	0.00	1.64	0.00	0.00	0.00
2.00	18.18	0.00	18.18	0.00	0.00	0.00
2.00	18.18	0.00	18.18	0.00	0.00	0.00
3.50	42.99	0.00	42.99	0.00	0.00	0.00
3.50	42.99	0.00	42.99	21.41	0.00	21.41
5.95	83.51	0.00	83.51	71.05	0.00	71.05
5.95	83.51	0.00	83.51	71.05	0.00	71.05
7.00	100.88	0.00	100.88	92.32	0.00	92.32
7.00	23.52	49.03	72.55	102.02	34.32	136.35
7.65	25.37	55.39	80.76	123.34	40.68	164.02

7

Job No	Revision	Page No	10
Engineer	Date	11/10/2010	Checked
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\diplvmatikh teliko9.ΑΔΕΥΟ		ReWaRD 2.5 Service	
Licensed to: ΑΑΕΟΝΥΙΑΙ ΔΑΟΑΟΙΑ ΔΝΕΙ ΟΓΙ ΔΝΙΟΙΝΟΕΟÇ.RWD		Release 10	

Construction Stage 1 - Required Embedment As Built
Results of earth pressure calculation

<p>Retaining Wall Name = Prototype: Retaining Wall 1 Retained height = 3.50 m Depth of toe = 20.00 m Partial factors Factors on actions Unfavourable Permanent (G) = 1.00 Variable (Q) = 1.00 Accidental (A) = 1.00 Favourable Permanent (G) = 1.00 Variable (Q) = 1.00 Accidental (A) = 1.00 Minimum surcharge = 0 kPa Factors on material properties On shearing resistance = 1.00 On effective cohesion = 1.00 On undrained strength = 1.00 Factors on resistance On effective earth pressures = 1.50 On total earth pressures = 1.00 Safety factor on resistance applied via: Gross passive pressures Minimum active pressure = 0.00 kN/m³ Safety margins on geometry Unplanned excavation = None Softened formation = 0 m Factors on structural forces On bending moments = 1.00 On shear forces = 1.00 On prop forces Short-term = 1.00/1.00 Long-term = 1/1 Moments Overturning = 28383 kNm/m Restoring = 83971 kNm/m Out-of-balance = -55589 kNm/m Restoring/Overturning = 296 %</p>

Job No	Revision	Page No	11
Engineer	Date	11/10/2010	Checked
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\dip\matikh teliko\9.ΑΔΕΥΟ		ReWaRD 2.5 Service	
AAEONUIAI EAOAOIA ENEI OCI ENIOINOEOC.RWD		Release 10	
Licensed to:			

Construction Stage 1 - Required Embedment At Minimum Safe Embedment
Results of earth pressure calculation

<p>Retaining Wall Name = Prototype: Retaining Wall 1 Retained height = 3.50 m Depth of toe = 7.65 m Partial factors Factors on actions Unfavourable Permanent (G) = 1.00 Variable (Q) = 1.00 Accidental (A) = 1.00 Favourable Permanent (G) = 1.00 Variable (Q) = 1.00 Accidental (A) = 1.00 Minimum surcharge = 0 kPa Factors on material properties On shearing resistance = 1.00 On effective cohesion = 1.00 On undrained strength = 1.00 Factors on resistance On effective earth pressures = 1.50 On total earth pressures = 1.00 Safety factor on resistance applied via: Gross passive pressures Minimum active pressure = 0.00 kN/m³ Safety margins on geometry Unplanned excavation = None Softened formation = 0 m Factors on structural forces On bending moments = 1.00 On shear forces = 1.00 On prop forces Short-term = 1.00/1.00 Long-term = 1/1 Moments Overturning = 1535 kNm/m Restoring = 1535 kNm/m Out-of-balance = 0 kNm/m Restoring/Overturning = 100 % The wall is in equilibrium</p>

Construction Stage 1: Structural Forces

Depth (m)	Bending Moment (kNm/m)	Shear Force (kN/m)	Prop Force (kN/m)	Notes
1.00	0.0	-60.9	60.9	
3.75	105.2	0.2		See above Maximum bending moment
1.00	0.0	-60.9		See above Maximum shear force

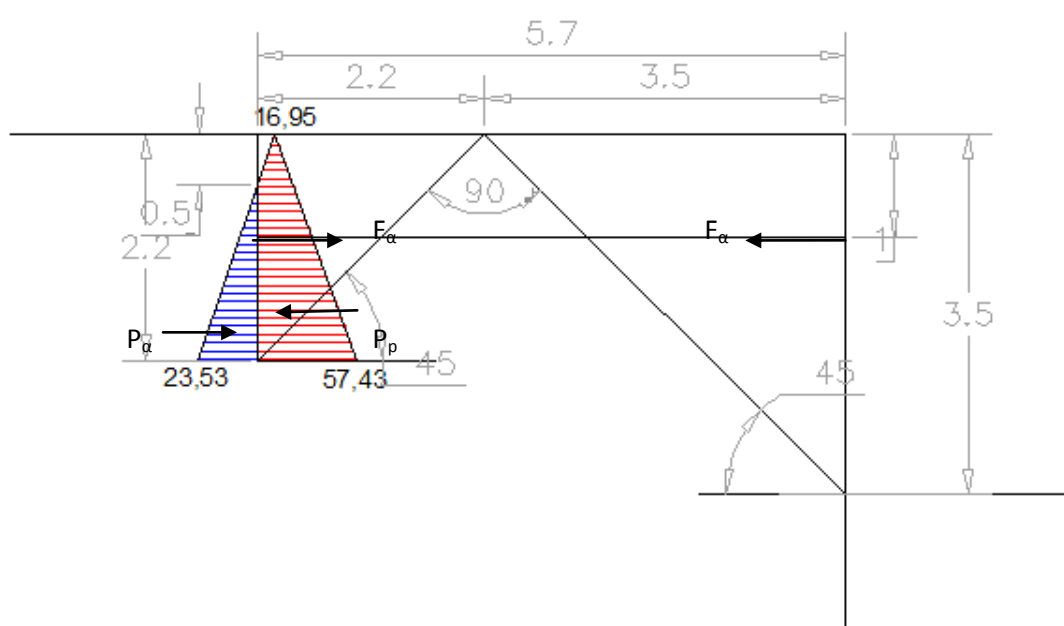
Construction Stage 1: Messages
Validating the construction stage

--

Job No	Revision	Page No	12
Engineer	Date	11/10/2010	Checked
Document: C:\Users\nancouco\Desktop\diplymatikh teliko\9.ΑΔΕΥΟ		ReWaRD 2.5 Service	
Licensed to: ΑΑΕΟΝΥΙΑΙ ΔΑΟΑΟΙΑ ΔΝΕΙ ΟÇΙ ΔΝΙΟΙΝΟΕΟÇ.RWD		Release 10	

Construction Stage 1: Messages [Continued]
 Calculating earth pressures as built (for the specified wall length and safety factors)
 Calculating earth pressures at the minimum safe embedment (with the specified safety factors)
 Calculating structural forces
 Calculating base stability
 Calculating displacements
 Calculating durability
 2 error/warning message(s) generated during the calculations: please inspect the Messages View for more information

Για εγκάρσια απόσταση των οριζόντιων ελκυστήρων που χρησιμοποιούνται 2,5 m η δύναμη αγκύρωσής τους προκύπτει $F_{\alpha}=152,3$ kN και η διατομή τους επιλέγεται σύμφωνα με τους καταλόγους των κατασκευαστικών εταιρειών (Cold Worked High Strength Alloy Steel με $d=25$ mm και $F_{\alpha\max}=170$ kN). Οι οριζόντιοι ελκυστήρες αγκυρώνονται πάνω σε σώμα αγκύρωσης (δεύτερο πέτασμα πασσαλοσανίδων) ύψους 2,2 m (το οποίο ισορροπεί με $P_{\alpha}=20$ kN/m και $P_p=81,8$ kN/m) και σε απόσταση τουλάχιστον 5,7 m από το κυρίως πέτασμα (ώστε το πρίσμα των παθητικών πιέσεων του να μην αλληλεμπλέκεται με το πρίσμα των ενεργητικών πιέσεων του κυρίως πετάσματος - και τα δύο υπό 45° γωνία ως προς την οριζόντιο για άργιλο υπό αστράγγιστες συνθήκες).



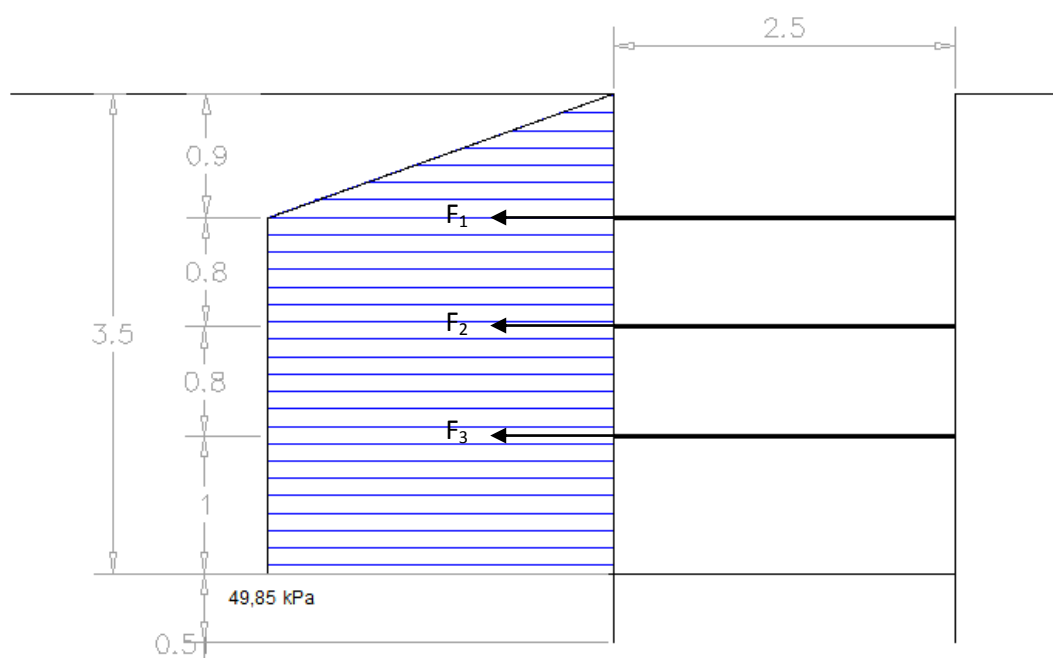
7.2.2 ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ

- Η λύση αυτή δεν υφίσταται αφού σε αυτή την περίπτωση δεν απαιτείται πέτασμα για την προσωρινή αντιστήριξη των παρειών της εκσκαφής.

7.3 ΑΝΤΗΡΙΔΩΤΗ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ

Η μελέτη γίνεται με χρήση της περιβάλλουσας πιέσεων για μαλακή έως σφιχρή άργιλο κατά Peck με $m=0,4$ για στρώση αργίλου με ικανό πάχος και $\lambda_{\alpha}=1-(4 \times m \times \bar{c}_u) / (\gamma_{\text{κορ.}} \times H) = 0,77$ για $\gamma_{\text{κορ.}} \times H / \bar{c}_u \approx 7 > 6$. Τοποθετούνται τρεις σειρές αντηρίδων μήκους 2,5 m με την πρώτη σε βάθος 25% του βάθους της εκσκαφής και την τελευταία σε απόσταση 1 m από τον πυθμένα της - για τη διευκόλυνση της

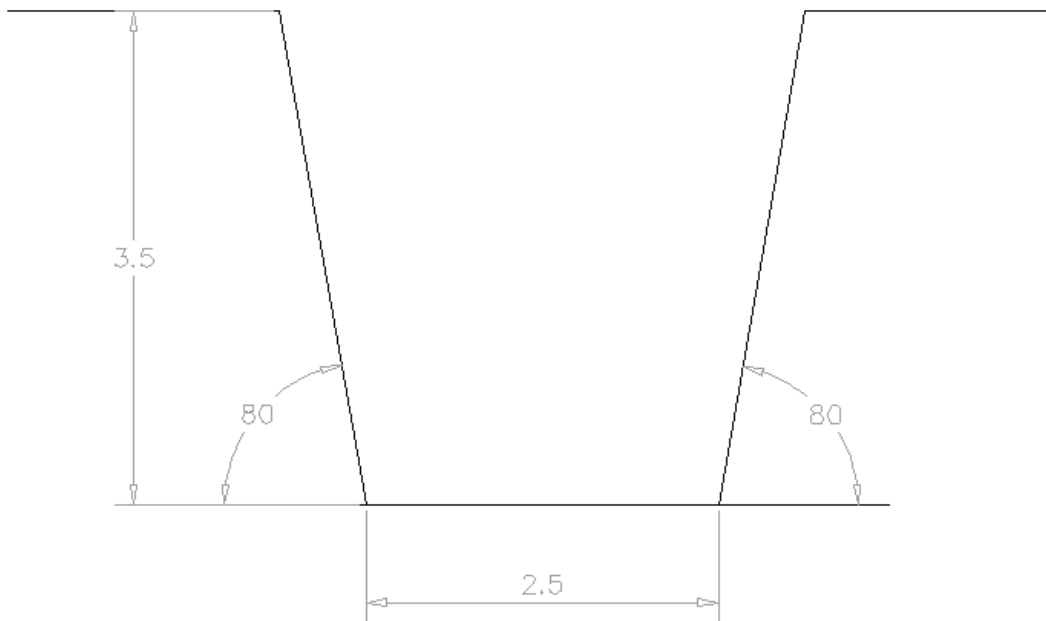
εκτέλεσης εργασιών - που αναλαμβάνουν πίεση $\sigma_{vh} = \lambda_{\alpha} \times \gamma_{kop} \times H = 49,85 \text{ kPa}$ με βάση την αρχή της ισοκατανομής (πρώτη σειρά αντηρίδων με ζώνη επιρροής 1,3 m $F_1 = 42,37 \text{ kN/m}$, δεύτερη σειρά αντηρίδων με ζώνη επιρροής 0,8 m $F_2 = 39,88 \text{ kN/m}$ και τρίτη σειρά αντηρίδων με ζώνη επιρροής 1,4 m $F_3 = 69,79 \text{ kN/m}$). Για εγκάρσια απόσταση των σειρών αντηρίδων που χρησιμοποιούνται 2,5 m η δύναμη που αναλαμβάνει η καθεμία προκύπτει $F_1 = 105,93 \text{ kN}$, $F_2 = 99,7 \text{ kN}$ και $F_3 = 174,48 \text{ kN}$ και η διατομή τους επιλέγεται σύμφωνα με τους καταλόγους των κατασκευαστικών εταιρειών (150×150 για την πρώτη και δεύτερη σειρά αντηρίδων με $F_{max} = 115 \text{ kN}$ και 200×200 για την τρίτη με $F_{max} = 216 \text{ kN}$).



- Είναι προφανές ότι η μελέτη αντηριδωτής αντιστήριξης μετά την προφόρτιση είναι αντικοινομική.

7.4 ΕΛΕΥΘΕΡΟ ΚΕΚΛΙΜΕΝΟ ΠΡΑΝΕΣ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ

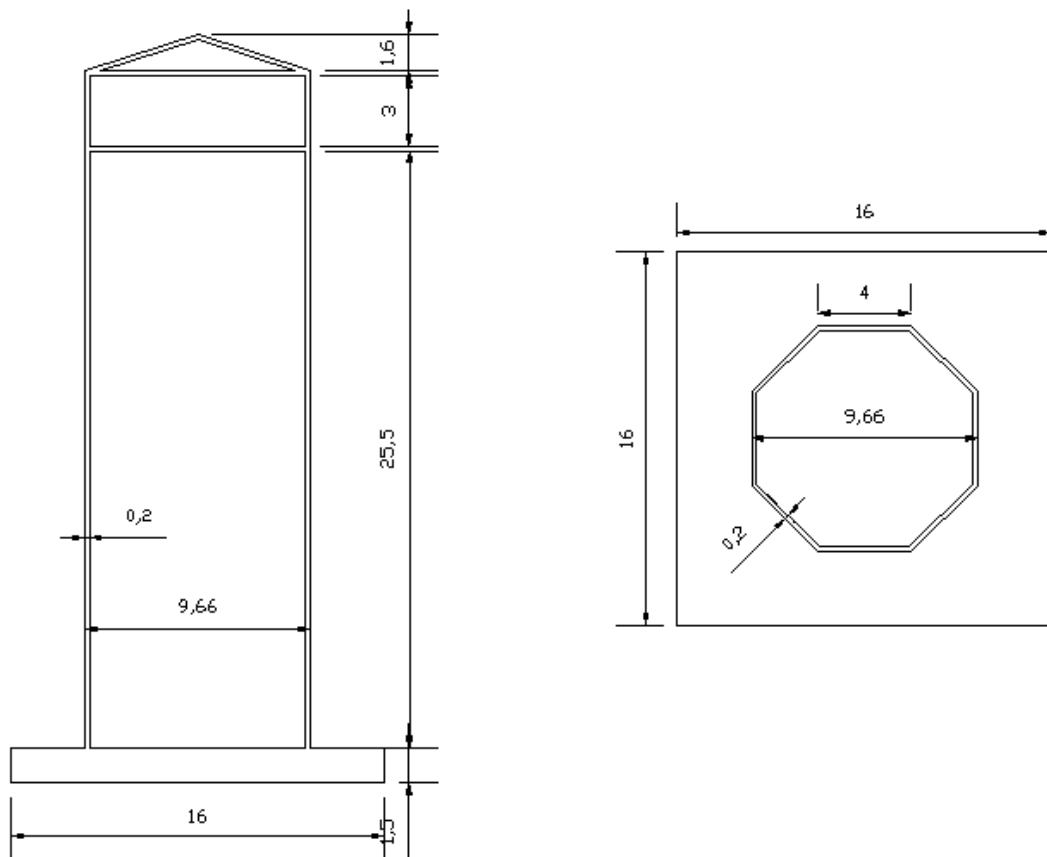
Η μελέτη γίνεται με χρήση του νομογραφήματος του Taylor με $N_s = 0,235$ για πρανές ανοίγματος 2,5 m στον πυθμένα της εκσκαφής υπό γωνία 80° ως προς την οριζόντιο και άργιλο υπό αστράγγιστες συνθήκες. Εξασφαλίζεται ευστάθεια αφού $F = \bar{c}_u / (N_s \times \gamma_{kop} \times H) = 1,9 > 1,5$.



- Είναι προφανές ότι η μελέτη ελεύθερου κεκλιμένου πρσανούς πριν την προφόρτιση δεν εξασφαλίζει ευστάθεια.

8. ΜΕΛΕΤΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΙΛΟ

Μελετάται silo οκταγωνικής διατομής εξωτερικής πλευράς 4 m και διαμέτρου 9,66 m με τοιχώματα πάχους 0,2 m. Το συνολικό του ύψος είναι 32 m από τα οποία 25,5 m είναι το ωφέλιμο ύψος του, 3 m το ύψος του δώματος (με πλάκες πάχους 0,2 m) και 1,6 m το ύψος της στέγης που κατέρχεται με κλίση 1/3. Το silo ιδίου βάρους 5703 kN εδράζεται σε τετραγωνική πλάκα πλευράς 16 m και πάχους 1,5 m ιδίου βάρους 9600 kN και όταν είναι πλήρες με σιτάρι ειδικού βάρους $7,5 \text{ kN/m}^3$ (ιδίου βάρους 13566 kN) μεταφέρει στο έδαφος συνολικό φορτίο 28869 kN ασκώντας του πίεση 113 kPa.



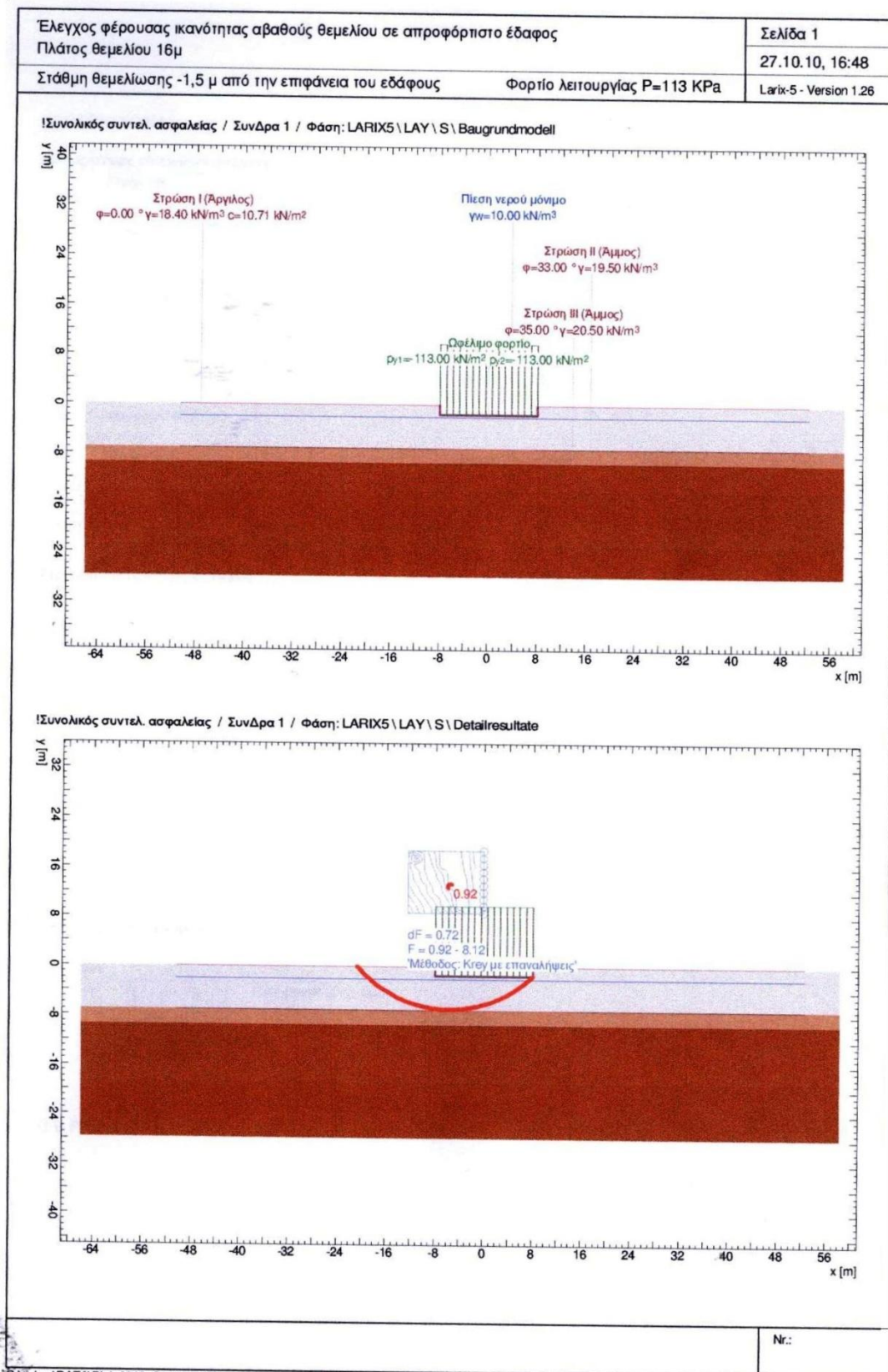
Για τη θεμελίωση του silo μελετούνται ως λύσεις το άκαμπτο αβαθές θεμέλιο, η βαθειά θεμελίωση με πασσάλους και η βελτίωση – ενίσχυση του εδάφους με χαλικοπασσάλους και στραγγιστήρια.

8.1 ΑΚΑΜΠΤΟ ΑΒΑΘΕΣ ΘΕΜΕΛΙΟ

Η μελέτη γίνεται με χρήση του προγράμματος Lagix 5 στο οποίο τίθενται ως δεδομένα η πίεση που ασκείται στο έδαφος, οι εδαφικές παράμετροι και τα πάχη των στρώσεων και προκύπτουν ως αποτελέσματα οι πιθανοί κύκλοι ολίσθησης του εδάφους κατά Bishop, οι αντίστοιχοι συντελεστές ασφαλείας και ο δυσμενέστερος κύκλος με τον ελάχιστο συντελεστή.

ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ	
ΕΛΑΧΙΣΤΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	
ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ*	$F_{min}=0,92$
ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ*	$F_{min}=1,63$
<i>* Η λύση αυτή δεν εξασφαλίζει ευστάθεια αφού ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας είναι μικρότερος του 2.</i>	

8.1.1 ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ



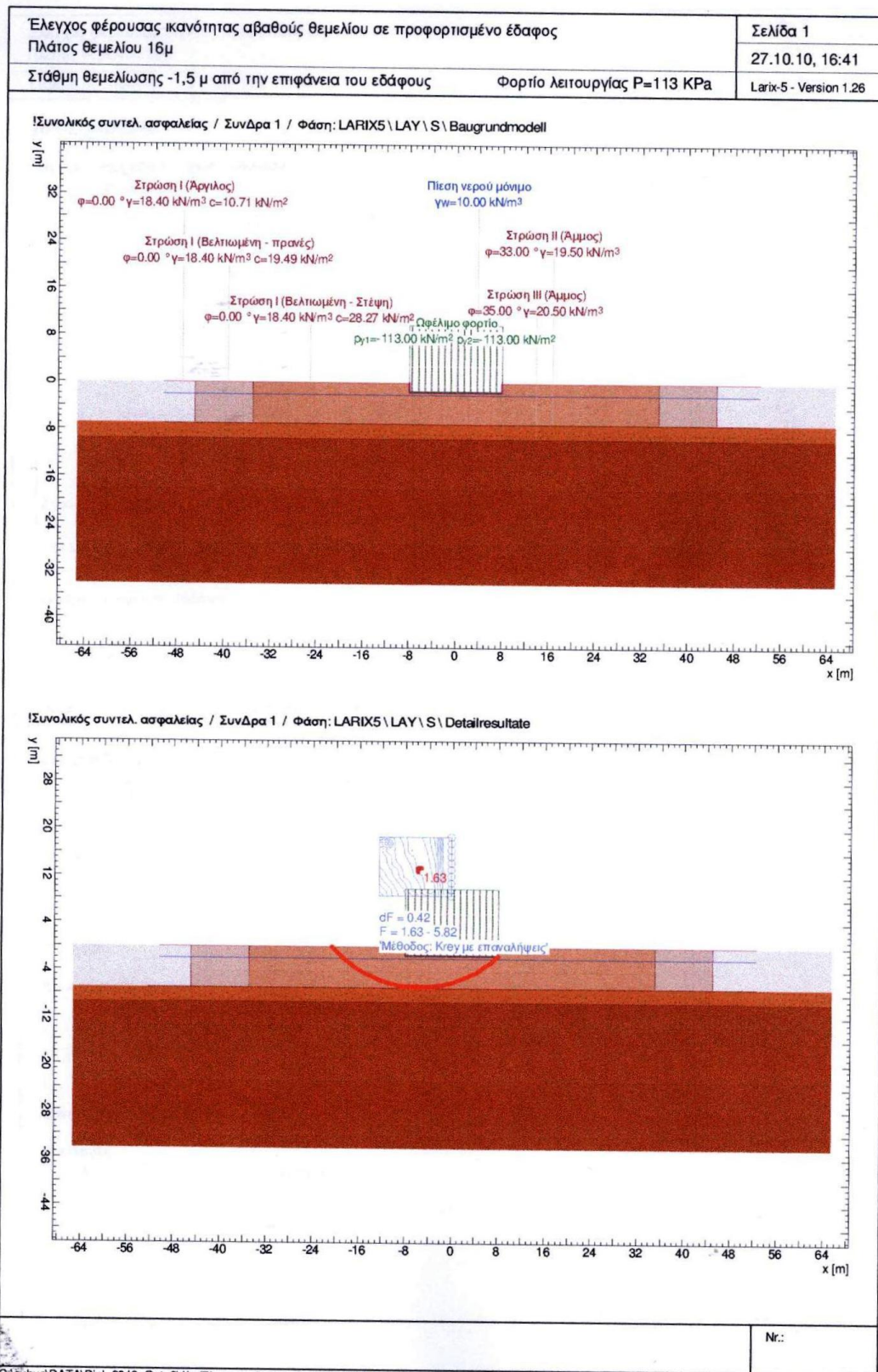
Έλεγχος φέρουσας ικανότητας αβαθούς θεμελίου σε απροφόρτιστο έδαφος Πλάτος θεμελίου 16μ							Σελίδα 2		
Στάθμη θεμελίωσης -1,5 μ από την επιφάνεια του εδάφους							Φορτίο λειτουργίας P=113 KPa		
							Larix-5 - Version 1.26		
ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ									
Διεπιφάνειες εδαφικών στρώσεων									
Περιγραφή	Παράμετρος			Σημεία πολυγώνου					
	ϕ [°]	γ [kN/m ³]	c [kN/m ²]	Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]
Στρώση I (Άργιλος)	0.00	18.40	10.71	1	-48.50	0	2	-45.00	0
				3	-35.00	0	4	-8.00	0.00
				5	-8.00	-1.50	6	-8.00	0.00
				7	-8.00	-1.50	8	8.00	-1.50
				9	8.00	0.00	10	35.00	0
				11	45.00	0	12	50.50	-0.00
Στρώση II (Άμμος)	33.00	19.50	0	1	-48.50	-7.00	2	-45.00	-7.00
				3	-35.00	-7.00	4	35.00	-7.00
				5	45.00	-7.00	6	50.50	-7.00
Στρώση III (Άμμος)	35.00	20.50	0	1	-48.50	-9.45	2	-16.62	-9.45
				3	17.75	-9.45	4	48.50	-9.45
Στάθμη υπογείων υδάτων									
Πίεση νερού μόνιμο									
γ_w [kN/m ³]	Παράμετρος		Σημεία πολυγώνου						
	Κατάσταση	u	Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]	
10.00	Ενεργή	δυναμ.	1	-48.50	-2.00	2	50.50	-2.00	
Κατάσταση : Στάθμη υπογείων υδάτων για τους υπολογισμούς ενεργή ή ανενεργή u : Υπολογισμός πίεσης πόρων υδροδυναμικά ή υδροστατικά									
Στοιχεία διατμητικής αντοχής									
Παράμετρος		Γεωμετρία							
W ₁ [kN/m]	W ₂ [kN/m]	L _E [m]	x ₁ [m]	y ₁ [m]	x ₂ [m]	y ₂ [m]			
1.00E+4	1.00E+4	0	-8.00	-1.50	8.00	-1.50			
1.00E+4	1.00E+4	0	-8.00	0.00	-8.00	-1.50			
1.00E+4	1.00E+4	0	8.00	0.00	8.00	-1.50			
L _E : Μήκος εισαγωγής									
ΦΟΡΤΙΑ									
Επιφανειακό φορτίο									
Περιγραφή	Δράση	x ₁ [m]	y ₁ [m]	x ₂ [m]	y ₂ [m]	p ₁ [kN/m ²]	p ₂ [kN/m ²]	Διεύθυνση	
	Ωφέλιμο φορτίο	-8.00	-1.50	8.00	-1.50	-113.00	-113.00	y	
Επιλογές υπολογισμών									
Επιλογές									
Μέθοδος	δ_T [-]	n _L	ευθυγραμμισμένα άκρα						
Krey	0.0200	50.000	με						
Ο συντελεστής ασφαλείας σε συστάθεια υπολογίζεται με ε									
δ_T : Άνοχη σύγκλισης επαναλήψεων									
n _L : Αριθμός λωρίδων									
ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΕΣ									
									Nr.:

C:\cubus\DATA\Dipl_2010_Oct_2\1c_Έλεγχος αβαθούς θεμελίου.L5S

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας αβαθούς θεμελίου σε απροφόριστο έδαφος							Σελίδα 3		
Πλάτος θεμελίου 16μ							27.10.10, 16:48		
Στάθμη θεμελίωσης -1,5 μ από την επιφάνεια του εδάφους					Φορτίο λειτουργίας P=113 ΚΡα		Larix-5 - Version 1.26		
ΚΥΚΛΟΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΜΕ ΤΟΥΣ ΜΙΚΡΟΤΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ									
Αριθμ. κύκλου	x [m]	y [m]	R [m]	Zwangs-Punkt	Αγκύριο	F διαθέσιμ	L _{απαιτ} [m]	L _{μίν} [m]	Παρατήρηση βλέπε υποσημείωση
451	-5.62	13.08	19.96	1		0.92			1)
F διαθέσιμ : διαθέσιμη ασφάλεια, απαιτούμενη ασφάλεια F _{απαιτ} = 1.00 L _{απαιτ} : υπολογιστικό, απαιτούμενο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης στην περιοχή L _{μίν} - L _{μικ} L _{μίν} : δεδομένο, ελάχιστο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης									
Υπόμνημα υποσημειώσεων									
υποσημείωση	Παρατήρηση								
1)	* : Ο συντελεστής ασφαλείας υπολείπεται του επιθυμητού.								
								Nr.:	

C:\cubus\DATA\Dipl_2010_Oct_21c_Έλεγχος αβαθούς θεμελίου.L55

8.1.2 ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ



Έλεγχος φέρουσας ικανότητας αβαθούς θεμελίου σε προφορισμένο έδαφος	Σελίδα 2
Πλάτος θεμελίου 16μ	27.10.10, 16:41
Στάθμη θεμελίωσης -1,5 μ από την επιφάνεια του εδάφους	Φορτίο λειτουργίας P=113 KPa
	Larix-5 - Version 1.26

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Διεπιφάνειες εδαφικών στρώσεων

Περιγραφή	φ [°]	Παράμετρος		Σημ.	Σημεία πολυγώνου							
		γ [kNm ³]	c [kNm ²]		Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]		
Στρώση I (Αργίλος)	0.00	18.40	10.71	1	-48.50	0	2	-45.00	0			
				3	-35.00	0	4	-8.00	0.00			
				5	-8.00	-1.50	6	-8.00	0.00			
				7	-8.00	-1.50	8	8.00	-1.50			
				9	8.00	0.00	10	35.00	0			
				11	45.00	0	12	50.50	-0.00			
Στρώση I (Βελτιωμένη)	0.00	18.40	19.49	1	-48.50	-7.00	2	-45.00	-7.00			
				3	-45.00	0	4	-35.00	0			
				5	-8.00	0.00	6	-8.00	-1.50			
				7	8.00	-1.50	8	8.00	0.00			
				9	20.50	0	10	45.00	0			
				11	45.00	-7.00	12	50.50	-7.00			
Στρώση I (Βελτιωμένη)	0.00	18.40	28.27	1	-50.50	-7.00	2	-45.00	-7.00			
				3	-35.00	-7.00	4	-35.00	0			
				5	-8.00	0.00	6	-8.00	-1.50			
				7	8.00	-1.50	8	8.00	0.00			
				9	35.00	0	10	35.00	-7.00			
				11	45.00	-7.00	12	50.50	-7.00			
Στρώση II (Άμμος)	33.00	19.50	0	1	-48.50	-7.00	2	-45.00	-7.00			
				3	-35.00	-7.00	4	35.00	-7.00			
				5	45.00	-7.00	6	50.50	-7.00			
Στρώση III (Άμμος)	35.00	20.50	0	1	-48.50	-9.45	2	-16.62	-9.45			
				3	17.75	-9.45	4	48.50	-9.45			

Στάθμη υπογείων υδάτων

Πίεση νερού μόνιμο

γ _w [kN/m ³]	Παράμετρος Κατάσταση	u	Σημεία πολυγώνου								
			Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]			
10.00	Ενεργή δύναμ.		1	-48.50	-2.00	2	50.50	-2.00			

Κατάσταση : Στάθμη υπογείων υδάτων για τους υπολογισμούς ενεργή ή ανενεργή
u : Υπολογισμός πίεσης πάνω υδροδυναμικά ή υδροστατικά

Στοιχεία διατμητικής αντοχής

W ₁ [kN/m]	W ₂ [kN/m]	L _E [m]	Γεωμετρία			
			x ₁ [m]	y ₁ [m]	x ₂ [m]	y ₂ [m]
1.00E+4	1.00E+4	0	-8.00	-1.50	8.00	-1.50
1.00E+4	1.00E+4	0	-8.00	0.00	-8.00	-1.50
1.00E+4	1.00E+4	0	8.00	0.00	8.00	-1.50

L_E : Μήκος εισαγωγής

ΦΟΡΤΙΑ

Επιφανειακό φορτίο

Περιγραφή	Δράση	x ₁ [m]	y ₁ [m]	x ₂ [m]	y ₂ [m]	p ₁ [kN/m ²]	p ₂ [kN/m ²]	Διεύθυνση
	Ωφέλιμο φορτίο	-8.00	-1.50	8.00	-1.50	-113.00	-113.00	y

Επιλογές υπολογισμών

Επιλογές

Μέθοδος	δ _T [-]	n _L	ευθυγραμμισμένα άκρα	
Krey	0.0200	50.000	με	Ο συντελεστής ασφαλείας σε συστάθεια υπολογίζεται με ε

δ_T : Άνοχη σύγκλισης επαναλήψεων
n_L : Αριθμός λωρίδων

Nr.:

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας αβαθούς θεμελίου σε προφορτισμένο έδαφος	Σελίδα 3
Πλάτος θεμελίου 16μ	27.10.10, 16:41
Στάθμη θεμελίωσης -1,5 μ από την επιφάνεια του εδάφους	Φορτίο λειτουργίας P=113 KPa
	Larix-5 - Version 1.26

ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΕΣ

ΚΥΚΛΟΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΜΕ ΤΟΥΣ ΜΙΚΡΟΤΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

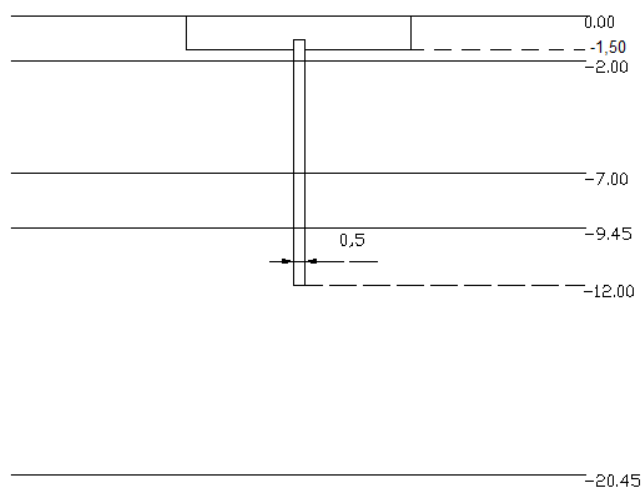
Αριθμ. κύκλου	x [m]	y [m]	R [m]	Zwangs-Punkt	Αγκύριο	F διαθες	L-σπαιτ [m]	L _{min} [m]	Παρατήρηση βλέπε υποσημείωση
451	-5.62	13.08	19.96	1		1.63			

F_{διαθες} : διαθέσιμη ασφάλεια, απαιτούμενη ασφάλεια F_{απαιτ} = 1.00
 L_{σπαιτ} : υπολογιστικό, απαιτούμενο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης στην περιοχή L_{min} - L_{max}
 L_{min} : δεδομένο, ελάχιστο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης

Nr.:

8.2 ΒΑΘΕΙΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ

8.2.1 ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ

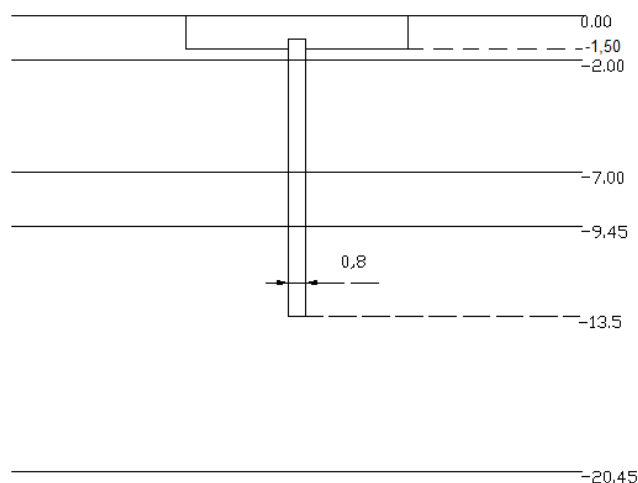


ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΕΜΠΗΓΝΥΟΜΕΝΩΝ ΠΑΣΣΑΛΩΝ Φ50 ΜΕ ΣΤΑΤΙΚΟΥΣ ΤΥΠΟΥΣ					
D		0,50 m	α	ΑΠΟ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΤΟΜΛΙΝΣΟΝ	0,450
A_p	$\pi D^2/4$	0,20 m ²	c_u	ΓΙΑ ΤΟ ΜΕΣΟ ΤΟΥ Δz_I	11,40 kPa
c	ΣΤΡΩΣΗΣ III ΤΕΦΡΗΣ ΠΥΚΝΗΣ ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΗΣ ΑΜΜΟΥ ΜΕ ΛΙΓΥ ΙΛΥ ΜΕ $q_c=14,00$ MPa	0	f_{suI}	αc_u	5,13 kPa
N_c	ΣΤΡΩΣΗΣ III ΤΕΦΡΗΣ ΠΥΚΝΗΣ ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΗΣ ΑΜΜΟΥ ΜΕ ΛΙΓΥ ΙΛΥ ΜΕ $q_c=14,00$ MPa	46,124	Δz_I		5,50 m
σ'_v	ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΙΧΜΗ ΣΤΑ 12,00 m	128,85 kPa	K_{II}	ΓΙΑ ΜΕΣΗ ΣΧΕΤΙΚΗ ΠΥΚΝΟΤΗΤΑ	1,0
N_q	ΣΤΡΩΣΗΣ III ΤΕΦΡΗΣ ΠΥΚΝΗΣ ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΗΣ ΑΜΜΟΥ ΜΕ ΛΙΓΥ ΙΛΥ ΜΕ $q_c=14,00$ MPa	33,296	σ'_{vII}	ΓΙΑ ΤΟ ΜΕΣΟ ΤΟΥ Δz_{II}	90,49 kPa
γ_{av}	ΣΤΡΩΣΗΣ III ΤΕΦΡΗΣ ΠΥΚΝΗΣ ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΗΣ ΑΜΜΟΥ ΜΕ ΛΙΓΥ ΙΛΥ ΜΕ $q_c=14,00$ MPa	10,50 kN/m ³	δ_{II}	ΓΙΑ ΑΜΜΟ ΜΕΣΗΣ ΠΥΚΝΟΤΗΤΑΣ	25 °
N_γ	ΣΤΡΩΣΗΣ III ΤΕΦΡΗΣ ΠΥΚΝΗΣ ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΗΣ ΑΜΜΟΥ ΜΕ ΛΙΓΥ ΙΛΥ ΜΕ $q_c=14,00$ MPa	45,228	f_{suII}	$K_{II}\sigma'_{vII}\tan\delta_{II}$	42,19 kPa
q_{pu}	$1,3c_u + \sigma'_v N_q + 0,3\gamma_{av} DN_\gamma$	4361,42 kPa	Δz_{II}		2,45 m
Q_{pu}	$A_p q_{pu}$	856,36 kN	K_{III}	ΓΙΑ ΜΕΓΑΛΗ ΣΧΕΤΙΚΗ ΠΥΚΝΟΤΗΤΑ	1,5
			σ'_{vIII}	ΓΙΑ ΤΟ ΜΕΣΟ ΤΟΥ Δz_{III}	115,52 kPa
			δ_{III}	ΓΙΑ ΠΥΚΝΗ ΑΜΜΟ	30 °
			f_{suIII}	$K_{III}\sigma'_{vIII}\tan\delta_{III}$	100,04 kPa
			Δz_{III}		2,55 m
			Q_{su}	$\pi D \sum (f_{su} \Delta z)$	607,42 kN
ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ $Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = 1463,78$ kN					

Υπολογίζεται το επιτρεπόμενο φορτίο κεφαλής ενός μεμονωμένου πασσάλου Φ50 $P_{\text{επ.}\Phi 50} = \min(P_1, P_2, P_3) = 671,15 \text{ kN}$ με $P_1 = (Q_{pu} + 0,8 \times Q_{su}) / 2 = 671,15 \text{ kN}$, $P_2 = Q_{pu} / 2,5 + (0,8 \times Q_{su}) / 1 = 828,48 \text{ kN}$ και $P_3 = 6000 \times A_p = 1178,10 \text{ kN}$ και ο απαιτούμενος αριθμός πασσάλων για την ανάληψη του συνολικού φορτίου που μεταφέρει το silo στο έδαφος $n_{\text{απ.}\Phi 50} = \Sigma W / (P_{\text{επ.}} - W_{\text{αν.}\Phi 50}) \approx 46$ με $W_{\text{αν.}\Phi 50} = 31,91 \text{ kN}$.

Υπολογίζεται η ελάχιστη στάθμη αιχμής μεμονωμένων πασσάλων Φ80, Φ100 και Φ120 κατά DIN4014 3D, η αντοχή αιχμής τους $Q_{pu} = q_{pu} \times A_p$ ($q_{pu} = 2,80 \text{ MPa}$ για $q_c = 14,00 \text{ MPa}$), η οριακή αντοχή τους λόγω πλευρικών τριβών σε κάθε στρώση i $Q_{su} = \Sigma (f_{su i} \times \Delta z_i) \times A_p$ (στρώση I με $f_{su} = 11,40 \text{ kPa}$ για $c_u = 11,40 \text{ kPa}$, στρώση II με $f_{su} = 68,00 \text{ kPa}$ για $q_c = 8,50 \text{ MPa}$ και στρώση III με $f_{su} = 112,00 \text{ kPa}$ για $q_c = 14,00 \text{ MPa}$) και η φέρουσα ικανότητά τους $Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$.

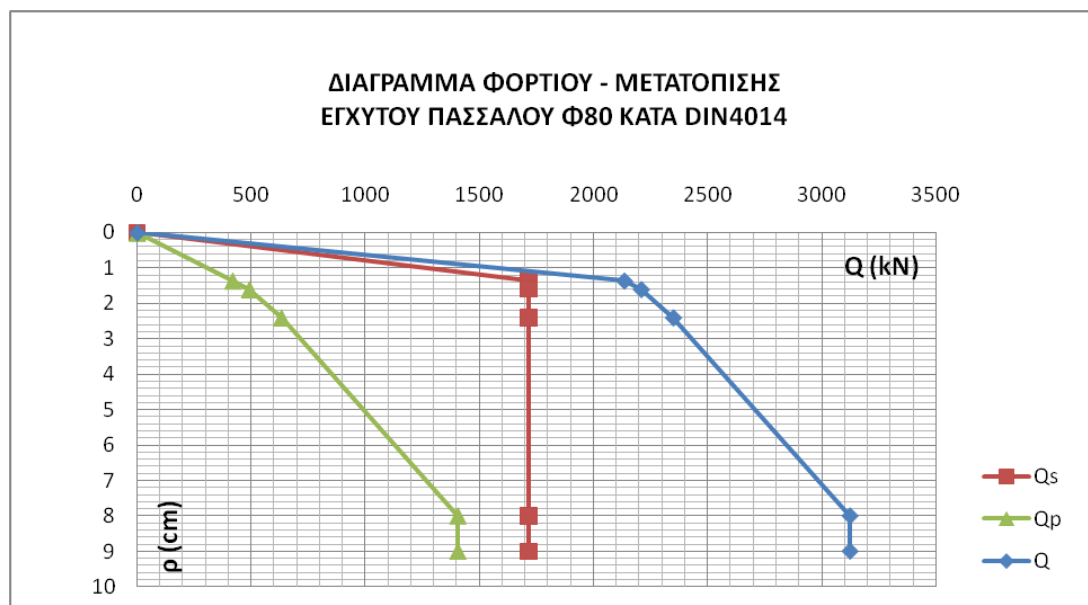
ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΕΓΧΥΤΩΝ ΠΑΣΣΑΛΩΝ Φ80, Φ100 ΚΑΙ Φ120 ΚΑΤΑ DIN4014									
D	A_p	ΕΛΑΧΙΣΤΗ ΣΤΑΘΜΗ ΑΙΧΜΗΣ	ΣΤΑΘΜΗ ΑΙΧΜΗΣ	Q_{pu}	Δz_I	Δz_{II}	Δz_{III}	Q_{su}	Q_u
m	m^2	m	m	kN	m	m	m	kN	kN
0,80	0,50	11,85	13,50	1407,43	5,50	2,45	4,05	1716,31	3123,75
1,00	0,79	12,45	14,50	2199,11	5,50	2,45	5,05	2497,25	4696,37
1,20	1,13	13,05	15,50	3166,73	5,50	2,45	6,05	3418,93	6585,66



Υπολογίζεται το επί μέρους φορτίο που αναλαμβάνει ένας μεμονωμένος πάσσαλος Φ80 κατά DIN4014 για διάφορες στάθμες υποχώρησης της κεφαλής του ρ/D και για την υποχώρηση στην οποία ολοκληρώνονται οι τριβές $\rho_{su} = 0,5 \times Q_{su} + 0,5 < 3 \text{ cm}$.

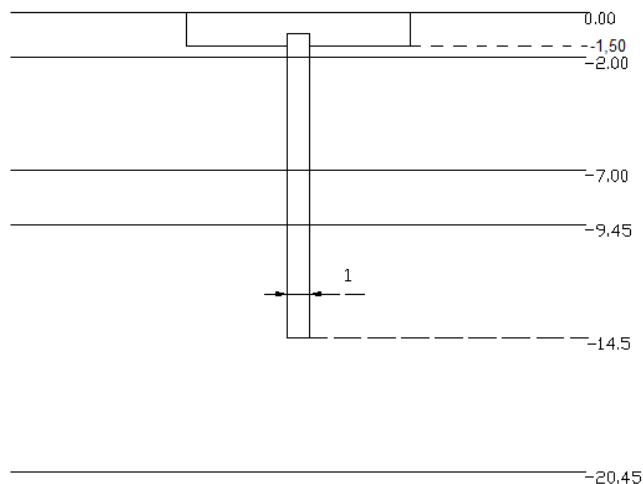
ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΦΟΡΤΙΟΥ - ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗΣ ΕΓΧΥΤΟΥ ΠΑΣΣΑΛΟΥ Φ80 ΚΑΤΑ DIN4014							
ΕΞΑΝΤΛΗΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ ΑΙΧΜΗΣ ΣΤΗ ΣΤΑΘΜΗ ΤΗΣ ΑΙΧΜΗΣ		ΕΞΑΝΤΛΗΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ ΠΛΕΥΡΙΚΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ΣΤΗ ΣΤΡΩΣΗ III ΤΕΦΡΗΣ ΠΥΚΝΗΣ ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΗΣ ΑΜΜΟΥ ΜΕ ΛΙΓΗ ΙΛΥ ΜΕ $q_c=14,00$ MPa		ΕΞΑΝΤΛΗΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ ΠΛΕΥΡΙΚΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ΣΤΗ ΣΤΡΩΣΗ II ΤΕΦΡΗΣ ΧΟΝΔΡΟΚΟΚΚΗΣ ΕΩΣ ΜΕΣΟΛΕΠΤΟΚΟΚΚΗΣ ΙΛΥΩΔΟΥΣ ΑΜΜΟΥ ΜΕΣΗΣ ΠΥΚΝΟΤΗΤΑΣ ΜΕ $q_c=8,50$ MPa		ΕΞΑΝΤΛΗΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ ΠΛΕΥΡΙΚΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ΣΤΗ ΣΤΡΩΣΗ I ΚΑΣΤΑΝΗΣ ΜΑΛΛΑΚΗΣ ΑΡΓΙΛΟΥ ΜΕ $q_c=0,50$ MPa	
$\rho=0,02*D$	1,60 cm						
q_c	14,00 MPa	q_c	14,00 MPa	q_c	8,50 MPa	c_u	11,40 kPa
q_p	0,98 MPa	f_{su}	112,00 kPa	f_{su}	68,00 kPa	f_{su}	11,40 kPa
Q_p	492,60 kN	Q_{su}	1140,02 kN	Q_{su}	418,71 kN	Q_{su}	157,58 kN
				ΣQ_{su}	1716,31 kN	Q	2208,92 kN
$\rho=0,03*D$	2,40 cm						
q_c	14,00 MPa	q_c	14,00 MPa	q_c	8,50 MPa	c_u	11,40 kPa
q_p	1,26 MPa	f_{su}	112,00 kPa	f_{su}	68,00 kPa	f_{su}	11,40 kPa
Q_p	633,35 kN	Q_{su}	1140,02 kN	Q_{su}	418,71 kN	Q_{su}	157,58 kN
				ΣQ_{su}	1716,31 kN	Q	2349,66 kN
$\rho=0,10*D$	8,00 cm						
q_c	14,00 MPa	q_c	14,00 MPa	q_c	8,50 MPa	c_u	11,40 kPa
q_{pu}	2,80 MPa	f_{su}	112,00 kPa	f_{su}	68,00 kPa	f_{su}	11,40 kPa
Q_{pu}	1407,43 kN	Q_{su}	1140,02 kN	Q_{su}	418,71 kN	Q_{su}	157,58 kN
				ΣQ_{su}	1716,31 kN	Q_u	3123,75 kN
ΥΠΟΧΩΡΗΣΗ ΟΠΟΥ ΟΛΟΚΛΗΡΩΝΟΝΤΑΙ ΟΙ ΤΡΙΒΕΣ $\rho_{su}=1,36$ cm < 3,00 cm							
Q_p	418,71 kN			ΣQ_{su}	1716,31 kN	Q	2135,03 kN

Οι τιμές του σχεδιάζονται σε διάγραμμα συναρτήσεως της υποχώρησης της κεφαλής του πασσάλου (Διάγραμμα Φορτίου – Μετατόπισης κατά DIN4014).



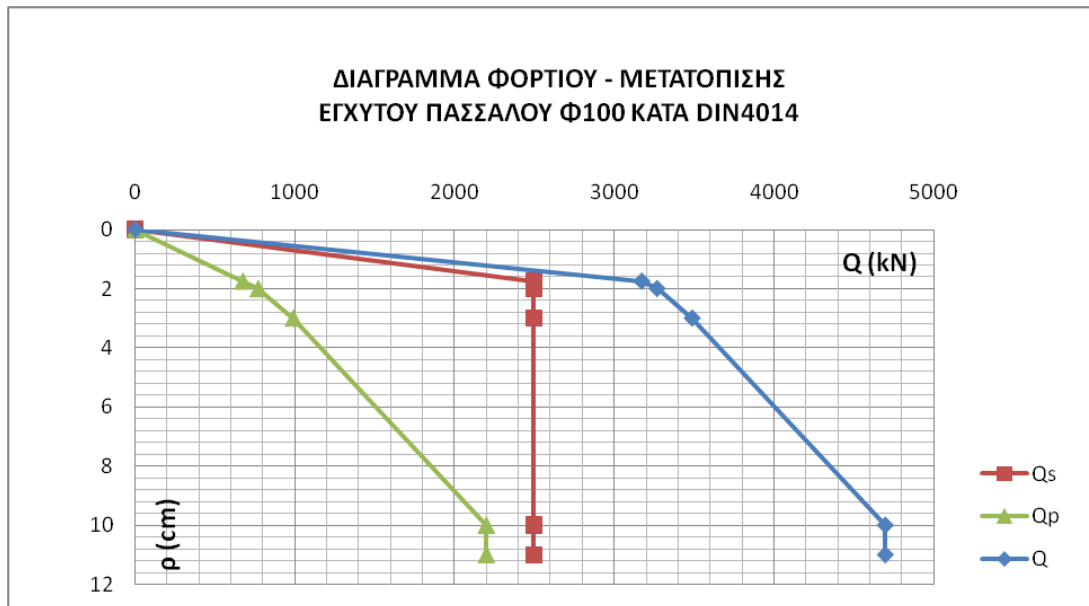
Υπολογίζεται το επιτρεπόμενο φορτίο κεφαλής ενός μεμονωμένου πασσάλου Φ80 $P_{επ.Φ80} = \min(P_1, P_2) = 1561,88$ kN με $\rho_1 = 0,99$ cm για $P_1 = Q_u/2 = 1561,88$ kN και $P_2 = 2171,98$ kN για $\rho_2 = 1,5$ cm και ο απαιτούμενος αριθμός πασσάλων για την

ανάληψη του συνολικού φορτίου που μεταφέρει το silo στο έδαφος
 $n_{\text{απ.}\Phi 80} = \Sigma W / P_{\text{επ.}} \approx 19$ (το υπό άνωση ίδιο βάρος του πασσάλου μπορεί να αγνοηθεί κατά DIN4014).

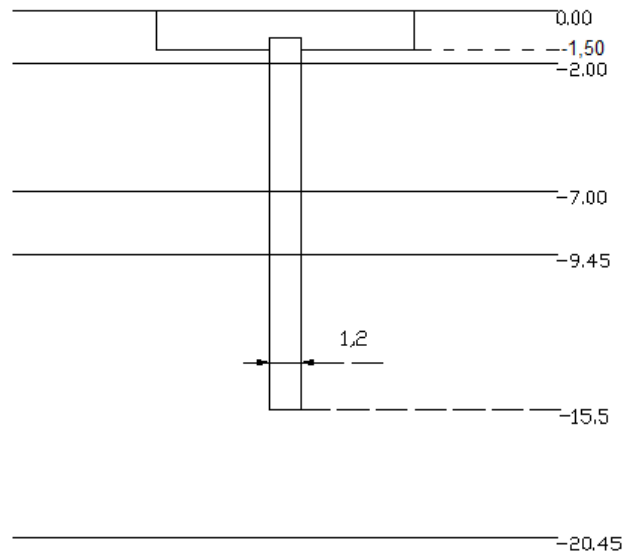


Υπολογίζεται το επί μέρους φορτίο που αναλαμβάνει ένας μεμονωμένος πάσσαλος $\Phi 100$ κατά DIN4014 για διάφορες στάθμες υποχώρησης της κεφαλής του ρ/D και για την υποχώρηση στην οποία ολοκληρώνονται οι τριβές $\rho_{su} = 0,5 \times Q_{su} + 0,5 < 3$ cm.

ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΦΟΡΤΙΟΥ - ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗΣ ΕΓΧΥΤΟΥ ΠΑΣΣΑΛΟΥ $\Phi 100$ ΚΑΤΑ DIN4014							
ΕΞΑΝΤΛΗΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ ΑΙΧΜΗΣ ΣΤΗ ΣΤΑΘΜΗ ΤΗΣ ΑΙΧΜΗΣ		ΕΞΑΝΤΛΗΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ ΠΛΕΥΡΙΚΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ΣΤΗ ΣΤΡΩΣΗ III ΤΕΦΡΗΣ ΠΥΚΝΗΣ ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΗΣ ΑΜΜΟΥ ΜΕ ΛΙΓΗ ΙΛΥ ΜΕ $q_c = 14,00$ MPa		ΕΞΑΝΤΛΗΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ ΠΛΕΥΡΙΚΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ΣΤΗ ΣΤΡΩΣΗ II ΤΕΦΡΗΣ ΧΟΝΔΡΟΚΟΚΚΗΣ ΕΩΣ ΜΕΣΟΛΕΠΤΟΚΟΚΚΗΣ ΙΛΥΩΔΟΥΣ ΑΜΜΟΥ ΜΕΣΗΣ ΠΥΚΝΟΤΗΤΑΣ ΜΕ $q_c = 8,50$ MPa		ΕΞΑΝΤΛΗΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ ΠΛΕΥΡΙΚΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ΣΤΗ ΣΤΡΩΣΗ I ΚΑΣΤΑΝΗΣ ΜΑΛΛΑΚΗΣ ΑΡΓΙΛΙΟΥ ΜΕ $q_c = 0,50$ MPa	
$\rho = 0,02 * D$	2,00 cm						
q_c	14,00 MPa	q_c	14,00 MPa	q_c	8,50 MPa	c_u	11,40 kPa
q_p	0,98 MPa	f_{su}	112,00 kPa	f_{su}	68,00 kPa	f_{su}	11,40 kPa
Q_p	769,69 kN	Q_{su}	1776,88 kN	Q_{su}	523,39 kN	Q_{su}	196,98 kN
				ΣQ_{su}	2497,25 kN	Q	3266,94 kN
$\rho = 0,03 * D$	3,00 cm						
q_c	14,00 MPa	q_c	14,00 MPa	q_c	8,50 MPa	c_u	11,40 kPa
q_p	1,26 MPa	f_{su}	112,00 kPa	f_{su}	68,00 kPa	f_{su}	11,40 kPa
Q_p	989,60 kN	Q_{su}	1776,88 kN	Q_{su}	523,39 kN	Q_{su}	196,98 kN
				ΣQ_{su}	2497,25 kN	Q	3486,85 kN
$\rho = 0,10 * D$	10,00 cm						
q_c	14,00 MPa	q_c	14,00 MPa	q_c	8,50 MPa	c_u	11,40 kPa
q_{pu}	2,80 MPa	f_{su}	112,00 kPa	f_{su}	68,00 kPa	f_{su}	11,40 kPa
Q_{pu}	2199,11 kN	Q_{su}	1776,88 kN	Q_{su}	523,39 kN	Q_{su}	196,98 kN
				ΣQ_{su}	2497,25 kN	Q_u	4696,37 kN
ΥΠΟΧΩΡΗΣΗ ΟΠΟΥ ΟΛΟΚΛΗΡΩΝΟΝΤΑΙ ΟΙ ΤΡΙΒΕΣ $\rho_{su} = 1,75$ cm < 3,00 cm							
Q_p	673,48 kN			ΣQ_{su}	2497,25 kN	Q	3170,73 kN



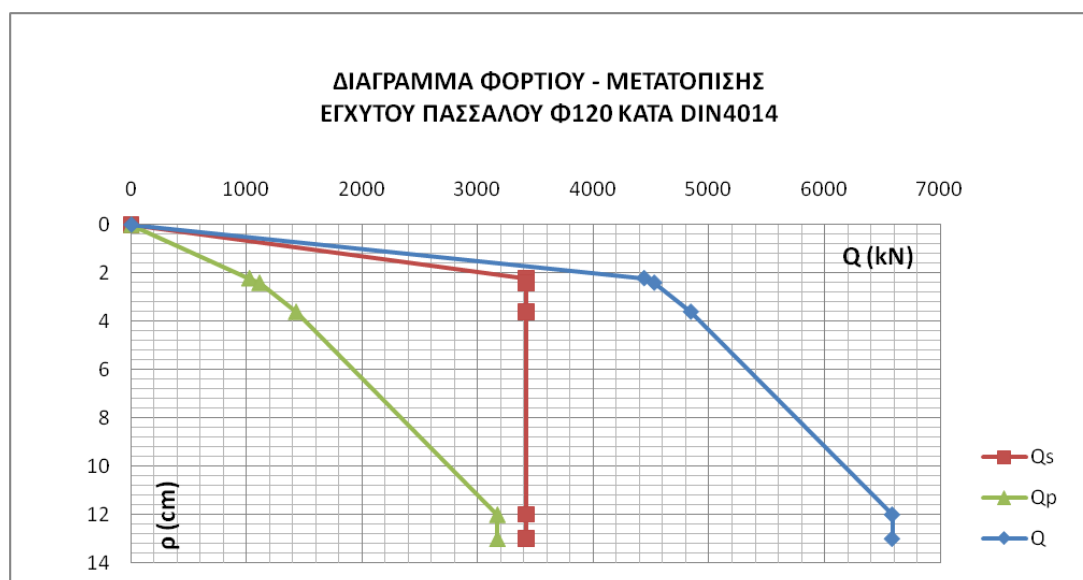
Υπολογίζεται το επιτρεπόμενο φορτίο κεφαλής ενός μεμονωμένου πασσάλου Φ100 $P_{επ.Φ100} = \min(P_1, P_2) = 2348,19 \text{ kN}$ με $\rho_1 = 1,30 \text{ cm}$ για $P_1 = Q_u/2 = 2348,19 \text{ kN}$ και $P_2 = 2717,77 \text{ kN}$ για $\rho_2 = 1,5 \text{ cm}$ και ο απαιτούμενος αριθμός πασσάλων για την ανάληψη του συνολικού φορτίου που μεταφέρει το silo στο έδαφος $n_{απ.Φ100} = \Sigma W/P_{επ.} \approx 13$ (το υπό άνωση ίδιο βάρος του πασσάλου μπορεί να αγνοηθεί κατά DIN4014).



Υπολογίζεται το επί μέρους φορτίο που αναλαμβάνει ένας μεμονωμένος πάσσαλος Φ120 κατά DIN4014 για διάφορες στάθμες υποχώρησης της κεφαλής του ρ/D και για την υποχώρηση στην οποία ολοκληρώνονται οι τριβές $\rho_{su} = 0,5 \times Q_{su} + 0,5 < 3 \text{ cm}$.

ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΦΟΡΤΙΟΥ - ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗΣ ΕΓΧΥΤΟΥ ΠΑΣΣΑΛΟΥ Φ120 ΚΑΤΑ DIN4014							
ΕΞΑΝΤΛΗΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ ΑΙΧΜΗΣ ΣΤΗ ΣΤΑΘΜΗ ΤΗΣ ΑΙΧΜΗΣ		ΕΞΑΝΤΛΗΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ ΠΛΕΥΡΙΚΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ΣΤΗ ΣΤΡΩΣΗ III ΤΕΦΡΗΣ ΠΥΚΝΗΣ ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΗΣ ΑΜΜΟΥ ΜΕ ΛΙΓΗ ΙΛΥ ΜΕ $q_c=14,00$ MPa		ΕΞΑΝΤΛΗΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ ΠΛΕΥΡΙΚΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ΣΤΗ ΣΤΡΩΣΗ II ΤΕΦΡΗΣ ΧΟΝΔΡΟΚΟΚΚΗΣ ΕΩΣ ΜΕΣΟΛΕΠΤΟΚΟΚΚΗΣ ΙΛΥΩΔΟΥΣ ΑΜΜΟΥ ΜΕΣΗΣ ΠΥΚΝΟΤΗΤΑΣ ΜΕ $q_c=8,50$ MPa		ΕΞΑΝΤΛΗΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ ΠΛΕΥΡΙΚΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ΣΤΗ ΣΤΡΩΣΗ I ΚΑΣΤΑΝΗΣ ΜΑΛΑΚΗΣ ΑΡΓΙΛΟΥ ΜΕ $q_c=0,50$ MPa	
$\rho=0,02*D$	2,40 cm						
q_c	14,00 MPa	q_c	14,00 MPa	q_c	8,50 MPa	c_u	11,40 kPa
q_p	0,98 MPa	f_{su}	112,00 kPa	f_{su}	68,00 kPa	f_{su}	11,40 kPa
Q_p	1108,35 kN	Q_{su}	2554,49 kN	Q_{su}	628,07 kN	Q_{su}	236,37 kN
				ΣQ_{su}	3418,93 kN	Q	4527,29 kN
$\rho=0,03*D$	3,60 cm						
q_c	14,00 MPa	q_c	14,00 MPa	q_c	8,50 MPa	c_u	11,40 kPa
q_p	1,26 MPa	f_{su}	112,00 kPa	f_{su}	68,00 kPa	f_{su}	11,40 kPa
Q_p	1425,03 kN	Q_{su}	2554,49 kN	Q_{su}	628,07 kN	Q_{su}	236,37 kN
				ΣQ_{su}	3418,93 kN	Q	4843,96 kN
$\rho=0,10*D$	12,00 cm						
q_c	14,00 MPa	q_c	14,00 MPa	q_c	8,50 MPa	c_u	11,40 kPa
q_{pu}	2,80 MPa	f_{su}	112,00 kPa	f_{su}	68,00 kPa	f_{su}	11,40 kPa
Q_{pu}	3166,73 kN	Q_{su}	2554,49 kN	Q_{su}	628,07 kN	Q_{su}	236,37 kN
				ΣQ_{su}	3418,93 kN	Q_u	6585,66 kN
ΥΠΟΧΩΡΗΣΗ ΟΠΟΥ ΟΛΟΚΛΗΡΩΝΟΝΤΑΙ ΟΙ ΤΡΙΒΕΣ $\rho_{su}=2,21$ cm < 3,00 cm							
Q_p	1020,61 kN			ΣQ_{su}	3418,93 kN	Q	4439,54 kN

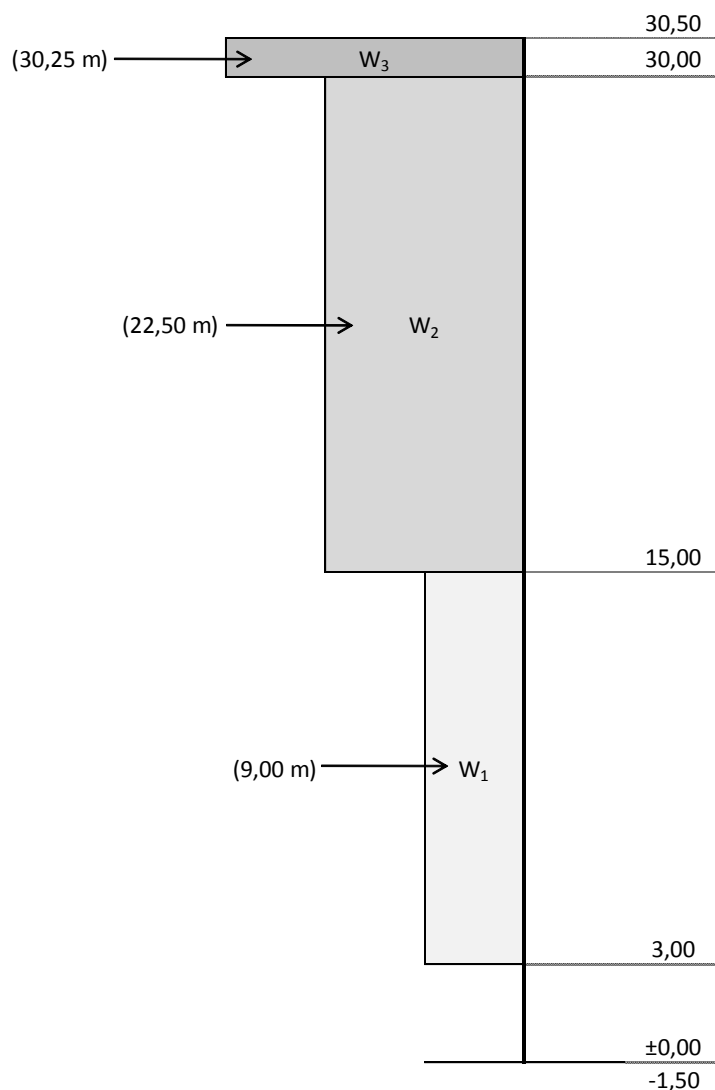
Οι τιμές του σχεδιάζονται σε διάγραμμα συναρτήσεως της υποχώρησης της κεφαλής του πασσάλου (Διάγραμμα Φορτίου – Μετατόπισης κατά DIN4014).



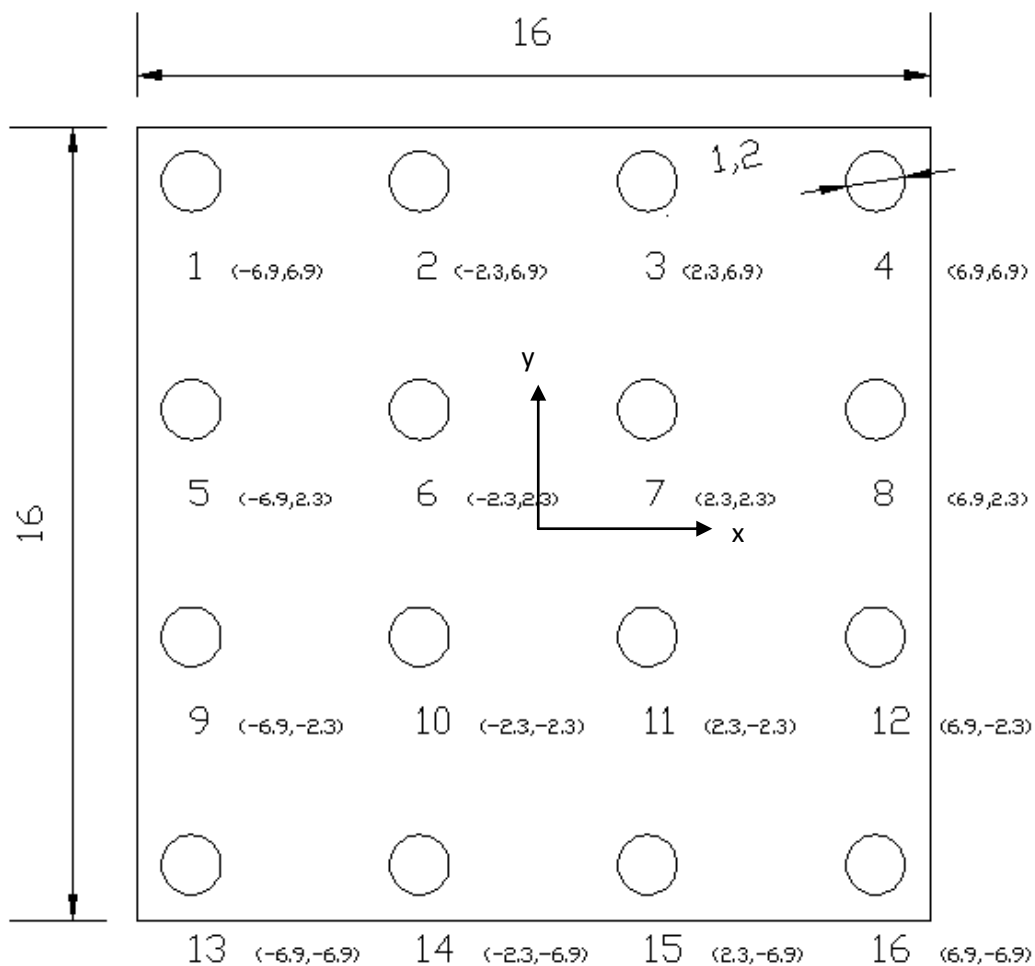
Υπολογίζεται το επιτρεπόμενο φορτίο κεφαλής ενός μεμονωμένου πασσάλου Φ120 $P_{επ.Φ120}=\min(P_1,P_2)=3013,26$ kN με $\rho_1=1,64$ cm για $P_1=Q_u/2=3292,83$ kN και $P_2=3013,26$ kN για $\rho_2=1,5$ cm και ο απαιτούμενος αριθμός πασσάλων για την

ανάληψη του συνολικού φορτίου που μεταφέρει το silo στο έδαφος $n_{\text{απ.}\Phi 120} = \Sigma W / P_{\text{επ.}} \approx 10$ (το υπό άνωση ίδιο βάρος του πασσάλου μπορεί να αγνοηθεί κατά DIN4014).

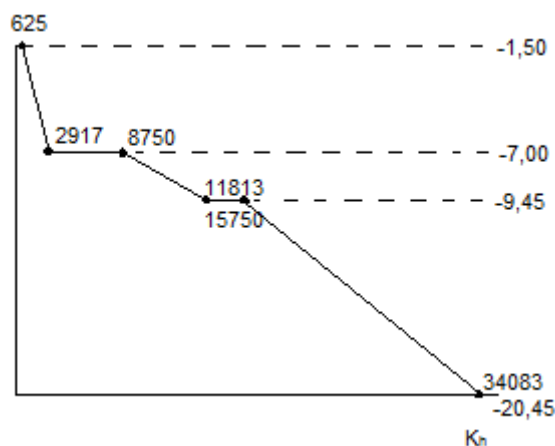
Σχεδιάζεται το διάγραμμα των ανεμοπιέσεων που ασκούνται καθ ύψος του silo σε επιφάνεια διαμέτρου 9,66 m κατά τους Ελληνικούς Κανονισμούς (πρώτα 15 m - εκ των οποίων τα πρώτα 3 m δεν αναλαμβάνουν τίποτα - ανεμοπίεσης 100 kg/m^2 , επόμενα 15 m ανεμοπίεσης 125 kg/m^2 και υπόλοιπο ύψος ανεμοπίεσης 150 kg/m^2), μελετούνται δύο δυσμενείς συνδυασμοί (στατικός συνδυασμός πλήρους ανεμοπίεσης και πλήρους silo και σεισμικός συνδυασμός - λόγω του μεγάλου ύψους του silo και της ευαισθησίας των πασσάλων σε οριζόντιες φορτίσεις - μισής ανεμοπίεσης, σεισμικού συντελεστή $0,16g$ και πλήρους silo) για έκκεντρη φόρτιση κεντρικής πασσαλομάδας $16\Phi 120$ πασσάλων με κεφαλόδεσμο πάχους 1,5 m ως προς το σημείο έμπηξής τους σε αυτόν 0,5 m και υπολογίζεται η τελική διάταξή τους σε αυτήν για τον δυσμενέστερο από τους δύο.



ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΠΑΣΣΑΛΟΜΑΔΑΣ ΥΠΟ ΣΤΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ								
ΣW	28869 kN	α	0,16 g	F _{σεισμική}	4619,04 kN			
W _{πλάκας έδρασης}	9600 kN			F _{σεισμική πλάκας έδρασης}	1536,00 kN	d _{σεισμική πλάκας έδρασης}	0,25 m	
W _{silo}	19269 kN			F _{σεισμική silo}	3083,04 kN	d _{σεισμική silo}	16,25 m	
ΑΝΕΜΟ ΠΙΕΣΕΙΣ	h ₁	12,00 m	σ _{w1}	1,00 kPa	W ₁	115,92 kN	d ₁	10,00 m
	h ₂	15,00 m	σ _{w2}	1,25 kPa	W ₂	181,13 kN	d ₂	23,50 m
	h ₃	0,50 m	σ _{w3}	1,50 kPa	W ₃	7,25 kN	d ₃	31,25 m
ΣΤΑΤΙΚΑ ΓΙΑ ΣΗ=ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΕΜΟΠΙΕΣΗ ΚΑΙ ΣΥ=ΠΛΗΡΗΣ ΣΙΛΟ				ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΓΙΑ ΣΗ=ΜΙΣΗ ΑΝΕΜΟΠΙΕΣΗ ΚΑΙ ΠΛΗΡΗΣ ΣΙΛΟ ΚΑΙ ΣΥ=ΠΛΗΡΗΣ ΣΙΛΟ				
ΣΗ	304,29 kN			ΣΗ	4771,19 kN	ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΑΣΣΑΛΟΜΑΔΑΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΔΥΣΜΕΝΕΣΤΕΡΟ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ		
ΣΥ	28869 kN			ΣΥ	28869 kN			
M _{στατική}	5642,04 kNm			M _{σεισμική}	53304,42 kN			
ΤΟΠΟΘΕΤΟΥΝΤΑΙ ΣΕ ΤΕΤΡΑΓΩΝΙΚΟ ΚΑΝΝΑΒΟ 16Φ120 ΠΑΣΣΑΛΟΙ ΜΕ ΑΞΟΝΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ s=4,60 m ΚΑΙ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΟ ΑΚΡΟ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ s ₁ =0,50 m ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΝΑΛΗΨΗ ΤΩΝ ΣΗ, ΣΥ ΚΑΙ M _{σεισμική}								
n	16	P ₁ (P _{min})	935,22 kN	P _{min} >0 (ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΣΕ ΚΑΝΕΝΑΝ ΠΑΣΣΑΛΟ)				
s	4,60 m	P ₂	1514,61 kN					
s/2	2,30 m	P ₃	2094,01 kN					
3s/2	6,90 m	P ₄ (P _{max})	2673,41 kN	P _{max} <P _{επ.Φ120} =3013,26 kN				



Υπολογίζεται ο δείκτης του εδάφους για οριζόντια φόρτιση κατά Broms $K_h = n_h \times z / D$ για κάθε στρώση (στρώση I με $n_h = 500 \text{ kN/m}^3$ για μαλακή κανονικά στερεοποιημένη άργιλο NC, στρώση II με $n_h = 1500 \text{ kN/m}^3$ και στρώση III με $n_h = 2000 \text{ kN/m}^3$ για μέσης πυκνότητας υπό άνωση άμμους).



Η μελέτη γίνεται με χρήση του προγράμματος RFHAL στο οποίο τίθενται ως δεδομένα τα εντατικά μεγέθη που ασκούνται στην πασσαλομάδα για τους δύο δυσμενείς συνδυασμούς που μελετούνται, οι συντεταγμένες των πασσάλων της με αναφορά στο κέντρο της και ο δείκτης του εδάφους για οριζόντια φόρτιση κατά Broms K_h για κάθε στρώση και προκύπτουν ως αποτελέσματα τα εντατικά μεγέθη που ασκούνται σε κάθε πάσσαλό της χωριστά και η μετατόπιση της κεφαλής τους.

ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ		
	M_{resmax}	δ_{max}
	kNm	m
ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ	88,5	0,0009
ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΡΑΥΣΗΣ	$M_{resmax} = 88,5 \text{ kNm} < M_{yield} = 3118,5 \text{ kNm}$ Ο έλεγχος ικανοποιείται.	
ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ	1369,2	0,0085
ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΡΑΥΣΗΣ	$M_{resmax} = 1369,2 \text{ kNm} < M_{yield} = 3118,5 \text{ kNm}$ Ο έλεγχος ικανοποιείται.	

Επιλέγεται οπλισμός BSt42/50 σε ποσοστό 1% της διατομής του πασσάλου $0,0113 \text{ m}^2$ και σκυρόδεμα Bn250 με $\beta_R = 17500 \text{ kPa}$ και $\beta_s / \beta_R = 24$. Υπολογίζεται η ροπή θραύσης του $M_{yield} = v \times m \times R^3 \times \beta_R = 3118,5 \text{ kNm}$ με $v = 1,5$ και $m = 0,55$ για $n = N_{max} / (R^2 \times \beta_R) = 0,368$ με $N_{max} = 2316,3 \text{ kN}$ και $\mu_0 = 0,01 \times \beta_s / \beta_R = 0,24$ από το αντίστοιχο νομογράφημα.

ΕΡΓΟ: ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΣΕ ΣΥΣΤΟΙΧΙΑ 16 ΠΑΣΣΑΛΩΝ ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ	ΣΕΛΙΔΑ: 1
-----------------------------------------------------------------------------------	-----------

RIB/RZB-Prog. P F A H L I04 Räumliche Pfahlwerke

PILE GROUP 16 PILES D=1.20m (STATIKH FORTISH) T1

E C H O D R U C K D E R E I N G A B E Datei: T1.PFA

```

=====
GEOM 1 17.50 0.0 -6.90 -6.90 0.00 0.00
      2 = = -2.30 -6.90 = =
      3 = = 2.30 -6.90 = =
      4 = = 6.90 -6.90 = =
      5 = = -6.90 -2.30 = =
      6 = = -2.30 -2.30 = =
      7 = = 2.30 -2.30 = =
      8 = = 6.90 -2.30 = =
      9 = = -6.90 2.30 = =
     10 = = -2.30 2.30 = =
     11 = = 2.30 2.30 = =
     12 = = 6.90 2.30 = =
     13 = = -6.90 6.90 = =
     14 = = -2.30 6.90 = =
     15 = = 2.30 6.90 = =
     16 = = 6.90 6.90 = =
QUER (1 16 1) 0.116 0.116 0.232 1.13
MATE 30000. 13000.
BETT 1 2.13 5.50
      1 12.34 2.45
      1 28.45 9.55
RAND (1 16 1) 0 1 1 0 0 0.
LAST 1 28869.00 304.29 0.00 0.00 0.00 5642.04
AUSG 1 10 0 1
ENDE

```

ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

PROTOKOLL DER EINGABE

1. SYSTEM

BRAUCHBARKEITSUNTERSUCHUNG WURDE DURCHGEFUEHRT

DIMENSIONEN:

LAGERUNGSART:

LAENGE , ABSTAND , KOORDINATEN	(M)	ART KOPF FUSS
WINKEL	(ALTGRAD)	0 I-----I
TRAEGHEITSMOMENTE	(M**4)	1 0-----I
FLAECHE	(M**2)	2 0-----0
BETTUNGSGROESSE QUER Z. PFAHL	(MN/M**2)	3 I-----0
BETTUNGSGROESSE AM FUSS	(MN/M**3)	4 I-----
KRAEFTE	(KN)	5 0-----
MOMENTE	(KN.M)	
VERSCHIEBUNGEN	(M)	
VERDREHUNGEN	(1)	
BODENPRESSUNG	(MN/M)	

GEOMETRIE DES SYSTEMS

PFAHL	L (M)	X (M)	Y (M)	Z (M)	ALPHA (GRD)	OMEGA (GRD)
1	17.500	.000	-6.900	-6.900	.000	.000
2	17.500	.000	-2.300	-6.900	.000	.000
3	17.500	.000	2.300	-6.900	.000	.000
4	17.500	.000	6.900	-6.900	.000	.000
5	17.500	.000	-6.900	-2.300	.000	.000
6	17.500	.000	-2.300	-2.300	.000	.000
7	17.500	.000	2.300	-2.300	.000	.000
8	17.500	.000	6.900	-2.300	.000	.000
9	17.500	.000	-6.900	2.300	.000	.000
10	17.500	.000	-2.300	2.300	.000	.000
11	17.500	.000	2.300	2.300	.000	.000
12	17.500	.000	6.900	2.300	.000	.000
13	17.500	.000	-6.900	6.900	.000	.000
14	17.500	.000	-2.300	6.900	.000	.000
15	17.500	.000	2.300	6.900	.000	.000
16	17.500	.000	6.900	6.900	.000	.000

E= 30000. (MN/M2) G= 13000. (MN/M2)

ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

QUERSCHNITTSWERTE

PFAHL	I1 (M4)	I2 (M4)	IT (M4)	F (M2)
1-16	.11600	.11600	.23200	1.13000

SYSTEM BESCHREIBUNG

PFAHL	LAGERUNG ART	QUERBELASTUNG Y1	Z1	BETTUNGSVERLAUF Y1	Z1	FUSS (MN/M3)
1-16	0	0	0	1	1	STARR

BETTUNGSVERLAUF

BETTUNGSNR.	ABSCHN.	ORDINATE (MN/M2)	ABSTAND (M)
1	1	2.1300	5.500
	2	12.3400	2.450
	3	28.4500	9.550

LASTFAELLE

LFNR	RX (KN)	RY (KN)	RZ (KN)	MX (KNM)	MY (KNM)	MZ (KNM)
1	28869.0	304.3	.0	.0	.0	5642.0

ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

Ε Ρ Γ Ε Β Ν Ι Σ Σ Ε

GESAMTFORMÄNDERUNG AM BEZUGSPUNKT

LFNR	VX (M)	VY (M)	VZ (M)	DX(1)	DY (1)	DZ (1)
1	.00093	.00053	.00000	.00000	.00000	.00001

LASTFALL: 1

SCHNITTKRAEFTE

PF	X/L	M1 (KNM)	Q2 (KN)	M2 (KNM)	Q1 (KN)	MRES (KNM)	QRES (KN)	N (KN)	MT (KNM)
1	.0	.0	.0	-88.5	-19.0	88.5	19.0	-1873.3	.0
	.1	.0	.0	-56.9	-17.1	56.9	17.1		
	.2	.0	.0	-28.6	-15.3	28.6	15.3		
	.3	.0	.0	-3.0	-13.9	3.0	13.9		
	.4	.0	.0	17.2	-8.8	17.2	8.8		
	.5	.0	.0	28.2	-3.1	28.2	3.1		
	.6	.0	.0	28.8	1.8	28.8	1.8		
	.7	.0	.0	23.4	4.1	23.4	4.1		
	.8	.0	.0	15.5	4.8	15.5	4.8		
	.9	.0	.0	6.9	5.0	6.9	5.0		
1.0	.0	.0	-1.9	5.0	1.9	5.0			
2	.0	.0	.0	-88.5	-19.0	88.5	19.0	-1827.3	.0
	.1	.0	.0	-56.9	-17.1	56.9	17.1		
	.2	.0	.0	-28.6	-15.3	28.6	15.3		
	.3	.0	.0	-3.0	-13.9	3.0	13.9		
	.4	.0	.0	17.2	-8.8	17.2	8.8		
	.5	.0	.0	28.2	-3.1	28.2	3.1		
	.6	.0	.0	28.8	1.8	28.8	1.8		
	.7	.0	.0	23.4	4.1	23.4	4.1		
	.8	.0	.0	15.5	4.8	15.5	4.8		
	.9	.0	.0	6.9	5.0	6.9	5.0		
1.0	.0	.0	-1.9	5.0	1.9	5.0			
3	.0	.0	.0	-88.5	-19.0	88.5	19.0	-1781.4	.0
	.1	.0	.0	-56.9	-17.1	56.9	17.1		
	.2	.0	.0	-28.6	-15.3	28.6	15.3		
	.3	.0	.0	-3.0	-13.9	3.0	13.9		
	.4	.0	.0	17.2	-8.8	17.2	8.8		
	.5	.0	.0	28.2	-3.1	28.2	3.1		
	.6	.0	.0	28.8	1.8	28.8	1.8		
	.7	.0	.0	23.4	4.1	23.4	4.1		
	.8	.0	.0	15.5	4.8	15.5	4.8		
	.9	.0	.0	6.9	5.0	6.9	5.0		
1.0	.0	.0	-1.9	5.0	1.9	5.0			
4	.0	.0	.0	-88.5	-19.0	88.5	19.0	-1735.5	.0
	.1	.0	.0	-56.9	-17.1	56.9	17.1		
	.2	.0	.0	-28.6	-15.3	28.6	15.3		
	.3	.0	.0	-3.0	-13.9	3.0	13.9		
	.4	.0	.0	17.2	-8.8	17.2	8.8		
	.5	.0	.0	28.2	-3.1	28.2	3.1		
	.6	.0	.0	28.8	1.8	28.8	1.8		
	.7	.0	.0	23.4	4.1	23.4	4.1		
	.8	.0	.0	15.5	4.8	15.5	4.8		
	.9	.0	.0	6.9	5.0	6.9	5.0		
1.0	.0	.0	-1.9	5.0	1.9	5.0			

ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

SCHNITTKRAEFTE

PF	X/L	M1 (KNM)	Q2 (KN)	M2 (KNM)	Q1 (KN)	MRES (KNM)	QRES (KN)	N (KN)	MT (KNM)
5	.0	.0	.0	-88.5	-19.0	88.5	19.0	-1873.3	.0
	.1	.0	.0	-56.9	-17.1	56.9	17.1		
	.2	.0	.0	-28.6	-15.3	28.6	15.3		
	.3	.0	.0	-3.0	-13.9	3.0	13.9		
	.4	.0	.0	17.2	-8.8	17.2	8.8		
	.5	.0	.0	28.2	-3.1	28.2	3.1		
	.6	.0	.0	28.8	1.8	28.8	1.8		
	.7	.0	.0	23.4	4.1	23.4	4.1		
	.8	.0	.0	15.5	4.8	15.5	4.8		
	.9	.0	.0	6.9	5.0	6.9	5.0		
1.0	.0	.0	-1.9	5.0	1.9	5.0			
6	.0	.0	.0	-88.5	-19.0	88.5	19.0	-1827.3	.0
	.1	.0	.0	-56.9	-17.1	56.9	17.1		
	.2	.0	.0	-28.6	-15.3	28.6	15.3		
	.3	.0	.0	-3.0	-13.9	3.0	13.9		
	.4	.0	.0	17.2	-8.8	17.2	8.8		
	.5	.0	.0	28.2	-3.1	28.2	3.1		
	.6	.0	.0	28.8	1.8	28.8	1.8		
	.7	.0	.0	23.4	4.1	23.4	4.1		
	.8	.0	.0	15.5	4.8	15.5	4.8		
	.9	.0	.0	6.9	5.0	6.9	5.0		
1.0	.0	.0	-1.9	5.0	1.9	5.0			
7	.0	.0	.0	-88.5	-19.0	88.5	19.0	-1781.4	.0
	.1	.0	.0	-56.9	-17.1	56.9	17.1		
	.2	.0	.0	-28.6	-15.3	28.6	15.3		
	.3	.0	.0	-3.0	-13.9	3.0	13.9		
	.4	.0	.0	17.2	-8.8	17.2	8.8		
	.5	.0	.0	28.2	-3.1	28.2	3.1		
	.6	.0	.0	28.8	1.8	28.8	1.8		
	.7	.0	.0	23.4	4.1	23.4	4.1		
	.8	.0	.0	15.5	4.8	15.5	4.8		
	.9	.0	.0	6.9	5.0	6.9	5.0		
1.0	.0	.0	-1.9	5.0	1.9	5.0			
8	.0	.0	.0	-88.5	-19.0	88.5	19.0	-1735.5	.0
	.1	.0	.0	-56.9	-17.1	56.9	17.1		
	.2	.0	.0	-28.6	-15.3	28.6	15.3		
	.3	.0	.0	-3.0	-13.9	3.0	13.9		
	.4	.0	.0	17.2	-8.8	17.2	8.8		
	.5	.0	.0	28.2	-3.1	28.2	3.1		
	.6	.0	.0	28.8	1.8	28.8	1.8		
	.7	.0	.0	23.4	4.1	23.4	4.1		
	.8	.0	.0	15.5	4.8	15.5	4.8		
	.9	.0	.0	6.9	5.0	6.9	5.0		
1.0	.0	.0	-1.9	5.0	1.9	5.0			
9	.0	.0	.0	-88.5	-19.0	88.5	19.0	-1873.3	.0
	.1	.0	.0	-56.9	-17.1	56.9	17.1		
	.2	.0	.0	-28.6	-15.3	28.6	15.3		
	.3	.0	.0	-3.0	-13.9	3.0	13.9		
	.4	.0	.0	17.2	-8.8	17.2	8.8		
	.5	.0	.0	28.2	-3.1	28.2	3.1		
	.6	.0	.0	28.8	1.8	28.8	1.8		
	.7	.0	.0	23.4	4.1	23.4	4.1		
	.8	.0	.0	15.5	4.8	15.5	4.8		
	.9	.0	.0	6.9	5.0	6.9	5.0		
1.0	.0	.0	-1.9	5.0	1.9	5.0			

ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

SCHNITTKRÄEFTE

PF	X/L	M1 (KNM)	Q2 (KN)	M2 (KNM)	Q1 (KN)	MRES (KNM)	QRES (KN)	N (KN)	MT (KNM)
10	.0	.0	.0	-88.5	-19.0	88.5	19.0	-1827.3	.0
	.1	.0	.0	-56.9	-17.1	56.9	17.1		
	.2	.0	.0	-28.6	-15.3	28.6	15.3		
	.3	.0	.0	-3.0	-13.9	3.0	13.9		
	.4	.0	.0	17.2	-8.8	17.2	8.8		
	.5	.0	.0	28.2	-3.1	28.2	3.1		
	.6	.0	.0	28.8	1.8	28.8	1.8		
	.7	.0	.0	23.4	4.1	23.4	4.1		
	.8	.0	.0	15.5	4.8	15.5	4.8		
	.9	.0	.0	6.9	5.0	6.9	5.0		
	1.0	.0	.0	-1.9	5.0	1.9	5.0		
11	.0	.0	.0	-88.5	-19.0	88.5	19.0	-1781.4	.0
	.1	.0	.0	-56.9	-17.1	56.9	17.1		
	.2	.0	.0	-28.6	-15.3	28.6	15.3		
	.3	.0	.0	-3.0	-13.9	3.0	13.9		
	.4	.0	.0	17.2	-8.8	17.2	8.8		
	.5	.0	.0	28.2	-3.1	28.2	3.1		
	.6	.0	.0	28.8	1.8	28.8	1.8		
	.7	.0	.0	23.4	4.1	23.4	4.1		
	.8	.0	.0	15.5	4.8	15.5	4.8		
	.9	.0	.0	6.9	5.0	6.9	5.0		
	1.0	.0	.0	-1.9	5.0	1.9	5.0		
12	.0	.0	.0	-88.5	-19.0	88.5	19.0	-1735.5	.0
	.1	.0	.0	-56.9	-17.1	56.9	17.1		
	.2	.0	.0	-28.6	-15.3	28.6	15.3		
	.3	.0	.0	-3.0	-13.9	3.0	13.9		
	.4	.0	.0	17.2	-8.8	17.2	8.8		
	.5	.0	.0	28.2	-3.1	28.2	3.1		
	.6	.0	.0	28.8	1.8	28.8	1.8		
	.7	.0	.0	23.4	4.1	23.4	4.1		
	.8	.0	.0	15.5	4.8	15.5	4.8		
	.9	.0	.0	6.9	5.0	6.9	5.0		
	1.0	.0	.0	-1.9	5.0	1.9	5.0		
13	.0	.0	.0	-88.5	-19.0	88.5	19.0	-1873.3	.0
	.1	.0	.0	-56.9	-17.1	56.9	17.1		
	.2	.0	.0	-28.6	-15.3	28.6	15.3		
	.3	.0	.0	-3.0	-13.9	3.0	13.9		
	.4	.0	.0	17.2	-8.8	17.2	8.8		
	.5	.0	.0	28.2	-3.1	28.2	3.1		
	.6	.0	.0	28.8	1.8	28.8	1.8		
	.7	.0	.0	23.4	4.1	23.4	4.1		
	.8	.0	.0	15.5	4.8	15.5	4.8		
	.9	.0	.0	6.9	5.0	6.9	5.0		
	1.0	.0	.0	-1.9	5.0	1.9	5.0		
14	.0	.0	.0	-88.5	-19.0	88.5	19.0	-1827.3	.0
	.1	.0	.0	-56.9	-17.1	56.9	17.1		
	.2	.0	.0	-28.6	-15.3	28.6	15.3		
	.3	.0	.0	-3.0	-13.9	3.0	13.9		
	.4	.0	.0	17.2	-8.8	17.2	8.8		
	.5	.0	.0	28.2	-3.1	28.2	3.1		
	.6	.0	.0	28.8	1.8	28.8	1.8		
	.7	.0	.0	23.4	4.1	23.4	4.1		
	.8	.0	.0	15.5	4.8	15.5	4.8		
	.9	.0	.0	6.9	5.0	6.9	5.0		
	1.0	.0	.0	-1.9	5.0	1.9	5.0		

ΕΡΓΟ : ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΣΕ ΣΥΣΤΟΙΧΙΑ 16 ΠΑΣΣΑΛΩΝ ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ	ΣΕΛΙΔΑ: 7
------------------------------------------------------------------------------------	-----------

SCHNITTKRAEFTE

EF	X/L	M1 (KNM)	Q2 (KN)	M2 (KNM)	Q1 (KN)	MRES (KNM)	QRES (KN)	N (KN)	MT (KNM)
15	.0	.0	.0	-88.5	-19.0	88.5	19.0	-1781.4	.0
	.1	.0	.0	-56.9	-17.1	56.9	17.1		
	.2	.0	.0	-28.6	-15.3	28.6	15.3		
	.3	.0	.0	-3.0	-13.9	3.0	13.9		
	.4	.0	.0	17.2	-8.8	17.2	8.8		
	.5	.0	.0	28.2	-3.1	28.2	3.1		
	.6	.0	.0	28.8	1.8	28.8	1.8		
	.7	.0	.0	23.4	4.1	23.4	4.1		
	.8	.0	.0	15.5	4.8	15.5	4.8		
	.9	.0	.0	6.9	5.0	6.9	5.0		
	1.0	.0	.0	-1.9	5.0	1.9	5.0		
16	.0	.0	.0	-88.5	-19.0	88.5	19.0	-1735.5	.0
	.1	.0	.0	-56.9	-17.1	56.9	17.1		
	.2	.0	.0	-28.6	-15.3	28.6	15.3		
	.3	.0	.0	-3.0	-13.9	3.0	13.9		
	.4	.0	.0	17.2	-8.8	17.2	8.8		
	.5	.0	.0	28.2	-3.1	28.2	3.1		
	.6	.0	.0	28.8	1.8	28.8	1.8		
	.7	.0	.0	23.4	4.1	23.4	4.1		
	.8	.0	.0	15.5	4.8	15.5	4.8		
	.9	.0	.0	6.9	5.0	6.9	5.0		
	1.0	.0	.0	-1.9	5.0	1.9	5.0		

E N D E

ΕΡΓΟ: ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΣΕ ΣΥΣΤΟΙΧΙΑ 16 ΠΑΣΣΑΛΩΝ
 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

ΣΕΛΙΔΑ: 1

RIB/RZB-Prog. P F A H L I04 Räumliche Pfahlwerke

PILE GROUP 16 PILES D=1.20m (SEISMIKH FORTISH) T2

E C H O D R U C K D E R E I N G A B E Datei:T2.PFA

```

=====
GEOM 1 17.50 0.0 -6.90 -6.90 0.00 0.00
      2 = = -2.30 -6.90 = =
      3 = = 2.30 -6.90 = =
      4 = = 6.90 -6.90 = =
      5 = = -6.90 -2.30 = =
      6 = = -2.30 -2.30 = =
      7 = = 2.30 -2.30 = =
      8 = = 6.90 -2.30 = =
      9 = = -6.90 2.30 = =
     10 = = -2.30 2.30 = =
     11 = = 2.30 2.30 = =
     12 = = 6.90 2.30 = =
     13 = = -6.90 6.90 = =
     14 = = -2.30 6.90 = =
     15 = = 2.30 6.90 = =
     16 = = 6.90 6.90 = =
QUER (1 16 1) 0.116 0.116 0.232 1.13
MATE 30000. 13000.
BETT 1 2.13 5.50
      1 12.34 2.45
      1 28.45 9.55
RAND (1 16 1) 0 1 1 0 0 0.
LAST 1 28869.00 4771.19 0.00 0.00 0.00 53304.42
AUSG 1 10 0 1
ENDE
    
```

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

PROTOKOLL DER EINGABE

1. SYSTEM

BRAUCHBARKEITUNTERSUCHUNG WURDE DURCHGEFUEHRT

DIMENSIONEN:

LAGERUNGSART:

LAENGE ,ABSTAND ,KOORDINATEN	(M)	ART KOPE FUSS
WINKEL	(ALTGRAD)	0 I-----I
TRAEGHEITSMOMENTE	(M**4)	1 0-----I
FLAECHE	(M**2)	2 0-----0
BETTUNGSGROESSE QUER Z. PFAHL	(MN/M**2)	3 I-----0
BETTUNGSGROESSE AM FUSS	(MN/M**3)	4 I-----
KRAEFTE	(KN)	5 0-----
MOMENTE	(KN.M)	
VERSCHIEBUNGEN	(M)	
VERDREHUNGEN	(1)	
BODENPRESSUNG	(MN/M)	

GEOMETRIE DES SYSTEMS

PFAHL	L (M)	X (M)	Y (M)	Z (M)	ALPHA (GRD)	OMEGA (GRD)
1	17.500	.000	-6.900	-6.900	.000	.000
2	17.500	.000	-2.300	-6.900	.000	.000
3	17.500	.000	2.300	-6.900	.000	.000
4	17.500	.000	6.900	-6.900	.000	.000
5	17.500	.000	-6.900	-2.300	.000	.000
6	17.500	.000	-2.300	-2.300	.000	.000
7	17.500	.000	2.300	-2.300	.000	.000
8	17.500	.000	6.900	-2.300	.000	.000
9	17.500	.000	-6.900	2.300	.000	.000
10	17.500	.000	-2.300	2.300	.000	.000
11	17.500	.000	2.300	2.300	.000	.000
12	17.500	.000	6.900	2.300	.000	.000
13	17.500	.000	-6.900	6.900	.000	.000
14	17.500	.000	-2.300	6.900	.000	.000
15	17.500	.000	2.300	6.900	.000	.000
16	17.500	.000	6.900	6.900	.000	.000

E= 30000. (MN/M2) G= 13000. (MN/M2)

ΕΡΓΟ : ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΣΕ ΣΥΣΤΟΙΧΙΑ 16 ΠΑΣΣΑΛΩΝ	ΣΕΛΙΔΑ: 3
ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ	

QUERSCHNITTSWERTTE

PFAHL	I1 (M4)	I2 (M4)	IT (M4)	F (M2)
1-16	.11600	.11600	.23200	1.13000

SYSTEM BESCHREIBUNG

PFAHL	LAGERUNG ART	QUERBELASTUNG Y1 Z1	BETTUNGSVERLAUF Y1 Z1	FUSS (MN/M3)
1-16	0	0 0	1 1	STARR

BETTUNGSVERLAUF

BETTUNGSNR.	ABSCHN.	ORDINATE (MN/M2)	ABSTAND (M)
1	1	2.1300	5.500
	2	12.3400	2.450
	3	28.4500	9.550

LASTFAELLE

LENR	RX (KN)	RY (KN)	RZ (KN)	MX (KNM)	MY (KNM)	MZ (KNM)
1	28869.0	4771.2	.0	.0	.0	53304.4

~

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

Ε Ρ Γ Ε Β Ν Ι Σ Σ Ε

GESAMTFORMAENDERUNG AM BEZUGSPUNKT

LFNR	VX (M)	VY (M)	VZ (M)	DX(1)	DY(1)	DZ(1)
1	.00093	.00847	.00000	.00000	.00000	.00004

LASTFALL: 1

SCHNITTKRAEFTE

PF	X/L	M1 (KNM)	Q2 (KN)	M2 (KNM)	Q1 (KN)	MRES (KNM)	QRES (KN)	N (KN)	MT (KNM)
1	.0	.0	.0	-1369.2	-298.2	1369.2	298.2	-2316.3	.0
	.1	.0	.0	-874.7	-267.2	874.7	267.2		
	.2	.0	.0	-432.0	-239.5	432.0	239.5		
	.3	.0	.0	-33.3	-217.2	33.3	217.2		
	.4	.0	.0	280.9	-136.8	280.9	136.8		
	.5	.0	.0	450.8	-46.4	450.8	46.4		
	.6	.0	.0	457.7	30.0	457.7	30.0		
	.7	.0	.0	369.9	65.1	369.9	65.1		
	.8	.0	.0	243.4	77.0	243.4	77.0		
	.9	.0	.0	106.0	79.1	106.0	79.1		
	1.0	.0	.0	-32.5	79.1	32.5	79.1		
2	.0	.0	.0	-1369.2	-298.2	1369.2	298.2	-1975.0	.0
	.1	.0	.0	-874.7	-267.2	874.7	267.2		
	.2	.0	.0	-432.0	-239.5	432.0	239.5		
	.3	.0	.0	-33.3	-217.2	33.3	217.2		
	.4	.0	.0	280.9	-136.8	280.9	136.8		
	.5	.0	.0	450.8	-46.4	450.8	46.4		
	.6	.0	.0	457.7	30.0	457.7	30.0		
	.7	.0	.0	369.9	65.1	369.9	65.1		
	.8	.0	.0	243.4	77.0	243.4	77.0		
	.9	.0	.0	106.0	79.1	106.0	79.1		
	1.0	.0	.0	-32.5	79.1	32.5	79.1		
3	.0	.0	.0	-1369.2	-298.2	1369.2	298.2	-1633.7	.0
	.1	.0	.0	-874.7	-267.2	874.7	267.2		
	.2	.0	.0	-432.0	-239.5	432.0	239.5		
	.3	.0	.0	-33.3	-217.2	33.3	217.2		
	.4	.0	.0	280.9	-136.8	280.9	136.8		
	.5	.0	.0	450.8	-46.4	450.8	46.4		
	.6	.0	.0	457.7	30.0	457.7	30.0		
	.7	.0	.0	369.9	65.1	369.9	65.1		
	.8	.0	.0	243.4	77.0	243.4	77.0		
	.9	.0	.0	106.0	79.1	106.0	79.1		
	1.0	.0	.0	-32.5	79.1	32.5	79.1		
4	.0	.0	.0	-1369.2	-298.2	1369.2	298.2	-1292.4	.0
	.1	.0	.0	-874.7	-267.2	874.7	267.2		
	.2	.0	.0	-432.0	-239.5	432.0	239.5		
	.3	.0	.0	-33.3	-217.2	33.3	217.2		
	.4	.0	.0	280.9	-136.8	280.9	136.8		
	.5	.0	.0	450.8	-46.4	450.8	46.4		
	.6	.0	.0	457.7	30.0	457.7	30.0		
	.7	.0	.0	369.9	65.1	369.9	65.1		
	.8	.0	.0	243.4	77.0	243.4	77.0		
	.9	.0	.0	106.0	79.1	106.0	79.1		
	1.0	.0	.0	-32.5	79.1	32.5	79.1		

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

SCHNITTKRAEFTE

PF	X/L	M1 (KNM)	Q2 (KN)	M2 (KNM)	Q1 (KN)	MRES (KNM)	QRES (KN)	N (KN)	MT (KNM)
5	.0	.0	.0	-1369.2	-298.2	1369.2	298.2	-2316.3	.0
	.1	.0	.0	-874.7	-267.2	874.7	267.2		
	.2	.0	.0	-432.0	-239.5	432.0	239.5		
	.3	.0	.0	-33.3	-217.2	33.3	217.2		
	.4	.0	.0	280.9	-136.8	280.9	136.8		
	.5	.0	.0	450.8	-46.4	450.8	46.4		
	.6	.0	.0	457.7	30.0	457.7	30.0		
	.7	.0	.0	369.9	65.1	369.9	65.1		
	.8	.0	.0	243.4	77.0	243.4	77.0		
	.9	.0	.0	106.0	79.1	106.0	79.1		
	1.0	.0	.0	-32.5	79.1	32.5	79.1		
6	.0	.0	.0	-1369.2	-298.2	1369.2	298.2	-1975.0	.0
	.1	.0	.0	-874.7	-267.2	874.7	267.2		
	.2	.0	.0	-432.0	-239.5	432.0	239.5		
	.3	.0	.0	-33.3	-217.2	33.3	217.2		
	.4	.0	.0	280.9	-136.8	280.9	136.8		
	.5	.0	.0	450.8	-46.4	450.8	46.4		
	.6	.0	.0	457.7	30.0	457.7	30.0		
	.7	.0	.0	369.9	65.1	369.9	65.1		
	.8	.0	.0	243.4	77.0	243.4	77.0		
	.9	.0	.0	106.0	79.1	106.0	79.1		
	1.0	.0	.0	-32.5	79.1	32.5	79.1		
7	.0	.0	.0	-1369.2	-298.2	1369.2	298.2	-1633.7	.0
	.1	.0	.0	-874.7	-267.2	874.7	267.2		
	.2	.0	.0	-432.0	-239.5	432.0	239.5		
	.3	.0	.0	-33.3	-217.2	33.3	217.2		
	.4	.0	.0	280.9	-136.8	280.9	136.8		
	.5	.0	.0	450.8	-46.4	450.8	46.4		
	.6	.0	.0	457.7	30.0	457.7	30.0		
	.7	.0	.0	369.9	65.1	369.9	65.1		
	.8	.0	.0	243.4	77.0	243.4	77.0		
	.9	.0	.0	106.0	79.1	106.0	79.1		
	1.0	.0	.0	-32.5	79.1	32.5	79.1		
8	.0	.0	.0	-1369.2	-298.2	1369.2	298.2	-1292.4	.0
	.1	.0	.0	-874.7	-267.2	874.7	267.2		
	.2	.0	.0	-432.0	-239.5	432.0	239.5		
	.3	.0	.0	-33.3	-217.2	33.3	217.2		
	.4	.0	.0	280.9	-136.8	280.9	136.8		
	.5	.0	.0	450.8	-46.4	450.8	46.4		
	.6	.0	.0	457.7	30.0	457.7	30.0		
	.7	.0	.0	369.9	65.1	369.9	65.1		
	.8	.0	.0	243.4	77.0	243.4	77.0		
	.9	.0	.0	106.0	79.1	106.0	79.1		
	1.0	.0	.0	-32.5	79.1	32.5	79.1		
9	.0	.0	.0	-1369.2	-298.2	1369.2	298.2	-2316.3	.0
	.1	.0	.0	-874.7	-267.2	874.7	267.2		
	.2	.0	.0	-432.0	-239.5	432.0	239.5		
	.3	.0	.0	-33.3	-217.2	33.3	217.2		
	.4	.0	.0	280.9	-136.8	280.9	136.8		
	.5	.0	.0	450.8	-46.4	450.8	46.4		
	.6	.0	.0	457.7	30.0	457.7	30.0		
	.7	.0	.0	369.9	65.1	369.9	65.1		
	.8	.0	.0	243.4	77.0	243.4	77.0		
	.9	.0	.0	106.0	79.1	106.0	79.1		
	1.0	.0	.0	-32.5	79.1	32.5	79.1		

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

SCHNITTKRAEFTE

PF	X/L	M1 (KNM)	Q2 (KN)	M2 (KNM)	Q1 (KN)	MRES (KNM)	QRES (KN)	N (KN)	MT (KNM)
10	.0	.0	.0	-1369.2	-298.2	1369.2	298.2	-1975.0	.0
	.1	.0	.0	-874.7	-267.2	874.7	267.2		
	.2	.0	.0	-432.0	-239.5	432.0	239.5		
	.3	.0	.0	-33.3	-217.2	33.3	217.2		
	.4	.0	.0	280.9	-136.8	280.9	136.8		
	.5	.0	.0	450.8	-46.4	450.8	46.4		
	.6	.0	.0	457.7	30.0	457.7	30.0		
	.7	.0	.0	369.9	65.1	369.9	65.1		
	.8	.0	.0	243.4	77.0	243.4	77.0		
	.9	.0	.0	106.0	79.1	106.0	79.1		
	1.0	.0	.0	-32.5	79.1	32.5	79.1		
11	.0	.0	.0	-1369.2	-298.2	1369.2	298.2	-1633.7	.0
	.1	.0	.0	-874.7	-267.2	874.7	267.2		
	.2	.0	.0	-432.0	-239.5	432.0	239.5		
	.3	.0	.0	-33.3	-217.2	33.3	217.2		
	.4	.0	.0	280.9	-136.8	280.9	136.8		
	.5	.0	.0	450.8	-46.4	450.8	46.4		
	.6	.0	.0	457.7	30.0	457.7	30.0		
	.7	.0	.0	369.9	65.1	369.9	65.1		
	.8	.0	.0	243.4	77.0	243.4	77.0		
	.9	.0	.0	106.0	79.1	106.0	79.1		
	1.0	.0	.0	-32.5	79.1	32.5	79.1		
12	.0	.0	.0	-1369.2	-298.2	1369.2	298.2	-1292.4	.0
	.1	.0	.0	-874.7	-267.2	874.7	267.2		
	.2	.0	.0	-432.0	-239.5	432.0	239.5		
	.3	.0	.0	-33.3	-217.2	33.3	217.2		
	.4	.0	.0	280.9	-136.8	280.9	136.8		
	.5	.0	.0	450.8	-46.4	450.8	46.4		
	.6	.0	.0	457.7	30.0	457.7	30.0		
	.7	.0	.0	369.9	65.1	369.9	65.1		
	.8	.0	.0	243.4	77.0	243.4	77.0		
	.9	.0	.0	106.0	79.1	106.0	79.1		
	1.0	.0	.0	-32.5	79.1	32.5	79.1		
13	.0	.0	.0	-1369.2	-298.2	1369.2	298.2	-2316.3	.0
	.1	.0	.0	-874.7	-267.2	874.7	267.2		
	.2	.0	.0	-432.0	-239.5	432.0	239.5		
	.3	.0	.0	-33.3	-217.2	33.3	217.2		
	.4	.0	.0	280.9	-136.8	280.9	136.8		
	.5	.0	.0	450.8	-46.4	450.8	46.4		
	.6	.0	.0	457.7	30.0	457.7	30.0		
	.7	.0	.0	369.9	65.1	369.9	65.1		
	.8	.0	.0	243.4	77.0	243.4	77.0		
	.9	.0	.0	106.0	79.1	106.0	79.1		
	1.0	.0	.0	-32.5	79.1	32.5	79.1		
14	.0	.0	.0	-1369.2	-298.2	1369.2	298.2	-1975.0	.0
	.1	.0	.0	-874.7	-267.2	874.7	267.2		
	.2	.0	.0	-432.0	-239.5	432.0	239.5		
	.3	.0	.0	-33.3	-217.2	33.3	217.2		
	.4	.0	.0	280.9	-136.8	280.9	136.8		
	.5	.0	.0	450.8	-46.4	450.8	46.4		
	.6	.0	.0	457.7	30.0	457.7	30.0		
	.7	.0	.0	369.9	65.1	369.9	65.1		
	.8	.0	.0	243.4	77.0	243.4	77.0		
	.9	.0	.0	106.0	79.1	106.0	79.1		
	1.0	.0	.0	-32.5	79.1	32.5	79.1		

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

SCHNITTKRÄEFTE									
PF	X/L	M1	Q2	M2	Q1	MRES	QRES	N	MT
		(KNM)	(KN)	(KNM)	(KN)	(KNM)	(KN)	(KN)	(KNM)
15	.0	.0	.0	-1369.2	-298.2	1369.2	298.2	-1633.7	.0
	.1	.0	.0	-874.7	-267.2	874.7	267.2		
	.2	.0	.0	-432.0	-239.5	432.0	239.5		
	.3	.0	.0	-33.3	-217.2	33.3	217.2		
	.4	.0	.0	280.9	-136.8	280.9	136.8		
	.5	.0	.0	450.8	-46.4	450.8	46.4		
	.6	.0	.0	457.7	30.0	457.7	30.0		
	.7	.0	.0	369.9	65.1	369.9	65.1		
	.8	.0	.0	243.4	77.0	243.4	77.0		
	.9	.0	.0	106.0	79.1	106.0	79.1		
	1.0	.0	.0	-32.5	79.1	32.5	79.1		
16	.0	.0	.0	-1369.2	-298.2	1369.2	298.2	-1292.4	.0
	.1	.0	.0	-874.7	-267.2	874.7	267.2		
	.2	.0	.0	-432.0	-239.5	432.0	239.5		
	.3	.0	.0	-33.3	-217.2	33.3	217.2		
	.4	.0	.0	280.9	-136.8	280.9	136.8		
	.5	.0	.0	450.8	-46.4	450.8	46.4		
	.6	.0	.0	457.7	30.0	457.7	30.0		
	.7	.0	.0	369.9	65.1	369.9	65.1		
	.8	.0	.0	243.4	77.0	243.4	77.0		
	.9	.0	.0	106.0	79.1	106.0	79.1		
	1.0	.0	.0	-32.5	79.1	32.5	79.1		

E N D E

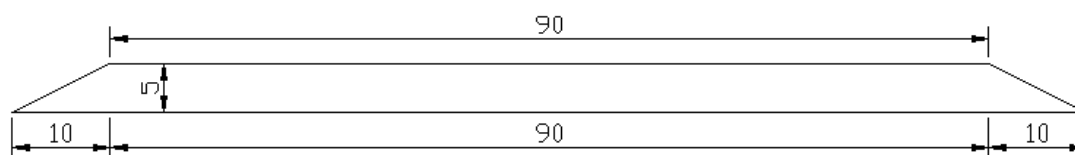
=====

8.2.2 ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ

- Είναι προφανές ότι η μελέτη βαθειάς θεμελίωσης με πασσάλους μετά την προφόρτιση είναι αντικονομική.

8.3 ΒΕΛΤΙΩΣΗ – ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ ΜΕ ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΟΥΣ ΚΑΙ ΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗΡΙΑ

Το επίχωμα της προφόρτισης που αποφασίστηκε τελικά να κατασκευαστεί ώστε να καλύπτει τις ανάγκες της συνολικής μελέτης που έγινε εκτελείται σε δύο φάσεις - μία πρώτη με ύψος 2,5 m και την τελική και δεύτερη φάση με συμπλήρωση άλλων 2,5 m ύψους μέχρι τα 5 m της στέψης του που έχει μήκος 70 m (τα πρανή του επιχώματος κατέρχονται με κλίση $\frac{1}{2}$ και έχουν μήκος 10 m το καθένα). Οι διαστάσεις αυτές αφορούν την πλευρά της περιοχής μελέτης με μήκος 100 m, ενώ μια ενδεικτική τομή του επιχώματος κατά την άλλη διεύθυνση φαίνεται παρακάτω.



Όπως μελετήθηκε ήδη, η απευθείας έδραση του silo στο έδαφος με άκαμπτο αβαθές θεμέλιο δεν εξασφαλίζει τον ελάχιστο απαιτούμενο συντελεστή ασφαλείας 2 ακόμα και μετά την προφόρτισή του. Αποφασίζεται, λοιπόν, βελτίωση - ενίσχυση του εδάφους με δίκτυο χαλικοπασσάλων (με $\gamma_{\text{χαλ.}}=21 \text{ kN/m}^3$, $\phi_{\text{χαλ.}}=42,5^\circ$ και $E_{\text{χαλ.}}/E_{\text{εδ.}} \approx 20$) διαμέτρου $D_{\text{χαλ.}}=0,8 \text{ m}$ σε διάταξη τετραγωνικού καννάβου πλευράς $s=2,3 \text{ m}$ που εκτείνεται κάτω από την περιοχή του silo σε μήκος 40 m, οι οποίοι λειτουργούν ταυτόχρονα και ως στραγγιστήρια επιταχύνοντας την ολοκλήρωση της στερεοποίησης. Στην υπόλοιπη περιοχή μελέτης για τον ίδιο λόγο τοποθετούνται πλαστικά στραγγιστήρια διαμέτρου $d_{\text{στραγγ.}}=5 \text{ cm}$. Το βελτιωμένο - ενισχυμένο έδαφος αποκτά πλέον νέο ειδικό βάρος γ^* και νέες παραμέτρους διατμητικής αντοχής c^* και ϕ^* που υπολογίζονται για το μέσο της στρώσης της αργίλου κάτω από τη στέψη του επιχώματος με την παρακάτω διαδικασία.

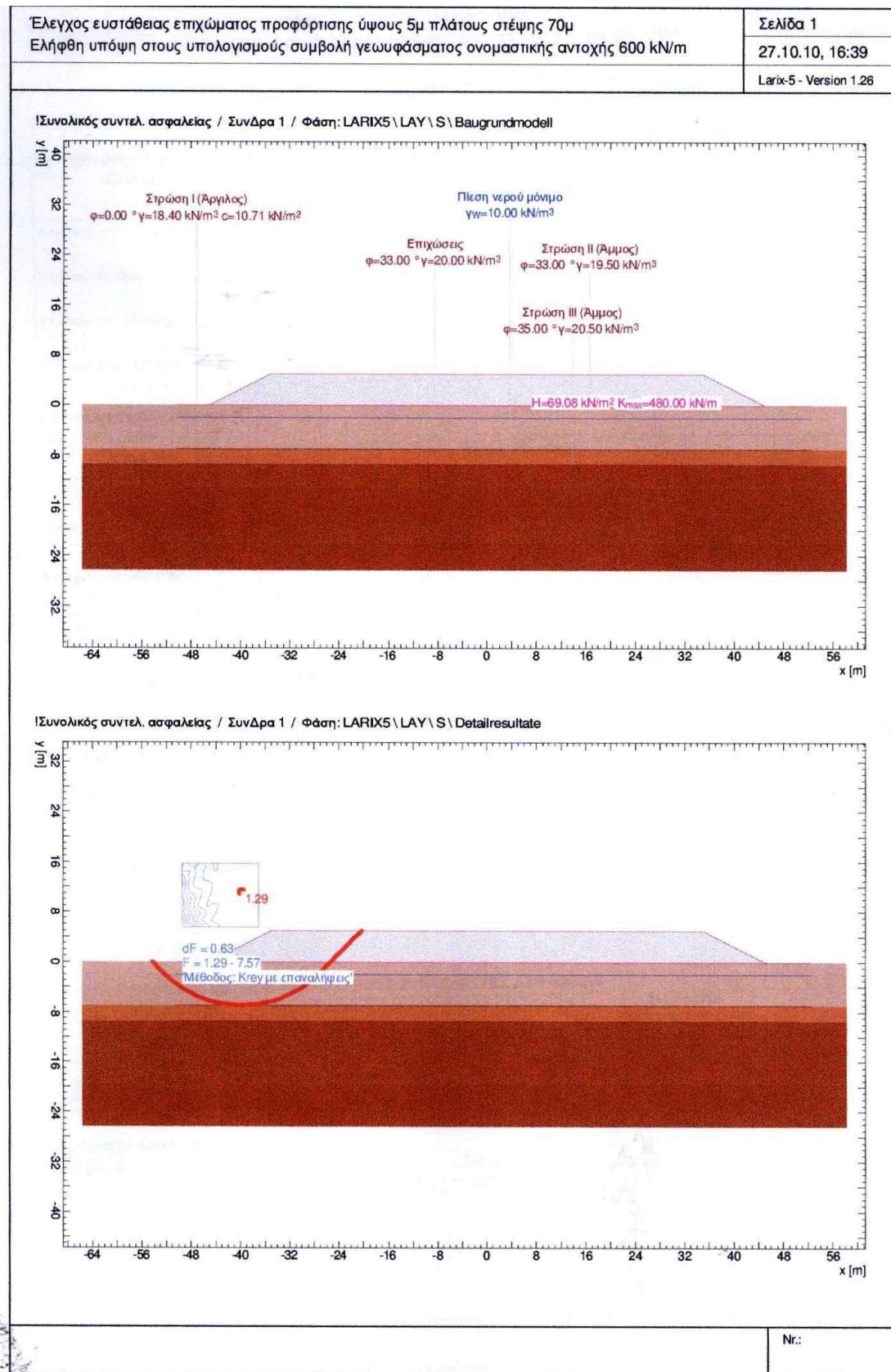
Συντελεστής αντικατάστασης: $\alpha_s=0,78 \times (D_{\chi\alpha\lambda.}/s)^2=0,094$
 Για $(A/A_{\chi\alpha\lambda.})_1=1/\alpha_s=10,64$ και $\phi_{\chi\alpha\lambda.}=42,5^\circ$ από το αντίστοιχο διάγραμμα προκύπτει συντελεστής βελτίωσης - ενίσχυσης του εδάφους κατά Priebe $\beta=1/\gamma=1,45 \Rightarrow \gamma=0,69$.
 Για $E_{\chi\alpha\lambda.}/E_{\epsilon\delta.} \approx 20$ και $\phi_{\chi\alpha\lambda.}=42,5^\circ$ από το αντίστοιχο διάγραμμα προκύπτει διόρθωση του λόγου $A/A_{\chi\alpha\lambda.}$ κατά Priebe $\Delta(A/A_{\chi\alpha\lambda.})=0,3$, άρα τελικά $A/A_{\chi\alpha\lambda.}=(A/A_{\chi\alpha\lambda.})_1+\Delta(A/A_{\chi\alpha\lambda.})=10,94$.
 Συντελεστής συγκέντρωσης τάσεων: $n=[1/\gamma-(1-\alpha_s)]/\alpha_s=5,79$
 Για ομοιόμορφη πίεση $\sigma_o=100$ kPa που ασκείται στο έδαφος από το επιχώμα $\sigma_{\epsilon\delta.}=\sigma_o/[n \times \alpha_s+(1-\alpha_s)]=68,97$ kPa και $\sigma_{\chi\alpha\lambda.}=(n \times \sigma_o)/[n \times \alpha_s+(1-\alpha_s)]=399,11$ kPa.
 $\gamma^*=\alpha_s \times \gamma_{\chi\alpha\lambda.}+(1-\alpha_s) \times \gamma_{\epsilon\delta.}=18,64$ kN/m³
 $c^*_{\alpha\rho\chi.}=(1-\alpha_s) \times c_{\text{υπρoφ.}}=34$ kPa και $\phi^*_{\alpha\rho\chi.}=\tan^{-1}\left[\frac{\alpha_s \times (\gamma'_{\chi\alpha\lambda.} \times z + \sigma_{\chi\alpha\lambda.})}{\gamma^* \times z + \sigma_o}\right] \times \tan\phi_{\chi\alpha\lambda.}=18,8^\circ$
 $c^*_{\tau\epsilon\lambda.}=(1-\alpha_s) \times c_{\text{υτ\epsilon\lambda.}}=25,61$ kPa και $\phi^*_{\tau\epsilon\lambda.}=\alpha_s \times \tan\phi_{\chi\alpha\lambda.}=4,8^\circ$

Σημειώνεται ότι στην περιοχή εκτός του επιχώματος οι παράμετροι διατμητικής αντοχής του εδάφους δεν μεταβάλλονται από τις αρχικές τιμές τους, ενώ στην περιοχή κάτω από τα πρηνή του προκύπτουν ως μέση τιμή των παραμέτρων διατμητικής αντοχής του εδάφους των δύο εκατέρωθεν περιοχών.

Με χρήση του προγράμματος Larix 5 στο οποίο τίθενται ως δεδομένα η πίεση που ασκείται στο έδαφος, οι εδαφικές παράμετροι και τα πάχη των στρώσεων και προκύπτουν ως αποτελέσματα οι πιθανοί κύκλοι ολίσθησης του εδάφους κατά Bishop, οι αντίστοιχοι συντελεστές ασφαλείας και ο δυσμενέστερος κύκλος με τον ελάχιστο συντελεστή εκτελείται έλεγχος ευστάθειας τόσο του ίδιου του επιχώματος όσο και του εδάφους παρουσίας χαλικοπασσάλων για κάθε φάση της προφόρτισης και σε κάθε περίπτωση. Όπου απαιτείται λαμβάνεται υπ όψιν χρήση κατάλληλου γεωυφάσματος συγκεκριμένων προδιαγραφών για βελτίωση των συνθηκών ισορροπίας.

ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ	
	ΕΛΑΧΙΣΤΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ
ΕΠΙΧΩΜΑ*	$F_{\min}=1,29$
Α ΦΑΣΗ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ ΜΕΓΑΛΟ ΑΝΤΙΣΤΑΘΜΙΣΤΙΚΟ*	$F_{\min}=1,62$
Α ΦΑΣΗ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ ΜΙΚΡΟ ΑΝΤΙΣΤΑΘΜΙΣΤΙΚΟ*	$F_{\min}=1,62$
Α ΦΑΣΗ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ ΑΝΤΙΣΤΑΘΜΙΣΤΙΚΟ ΠΡΙΣΜΑ*	$F_{\min}=2,57$
Β ΦΑΣΗ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ ΜΕΓΑΛΟ ΑΝΤΙΣΤΑΘΜΙΣΤΙΚΟ*	$F_{\min}=1,27$
Β ΦΑΣΗ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ ΜΙΚΡΟ ΑΝΤΙΣΤΑΘΜΙΣΤΙΚΟ*	$F_{\min}=1,70$
<i>* Εξασφαλίζεται ευστάθεια ακόμα και με $F_{\min}<2$ αφού πρόκειται για προσωρινή μελέτη.</i>	

8.3.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ



C:\cubus\DATA\Dipl_2010_Oct_2\1a_Έλεγχος επιχώματος προφόρτισης.L5S

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Διεπιφάνειες εδαφικών στρώσεων

Περιγραφή	φ [°]	Παράμετρος		Σημ.	Σημεία πολυγώνου										
		γ [kN/m ³]	c [kN/m ²]		Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]					
Επιχώσεις	33.00	20.00	0	1	-48.50	0	2	-45.00	0	3	-35.00	5.00	4	35.00	5.00
Στρώση I (Άργιλος)	0.00	18.40	10.71	5	45.00	0	6	50.50	-0.00	1	-48.50	0	2	-45.00	0
Στρώση II (Άμμος)	33.00	19.50	0	3	-35.00	0	4	35.00	0	5	45.00	0	6	50.50	-0.00
Στρώση III (Άμμος)	35.00	20.50	0	1	-48.50	-7.00	2	-45.00	-7.00	3	-35.00	-7.00	4	35.00	-7.00
				5	45.00	-7.00	6	50.50	-7.00	1	-48.50	-9.45	2	-16.62	-9.45
				3	17.75	-9.45	4	48.50	-9.45						

Στάθμη υπογείων υδάτων

Πίεση νερού μόνιμο

γ _w [kN/m ³]	Παράμετρος Κατάσταση	u	Σημ.	Σημεία πολυγώνου										
				x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]			
10.00	Ενεργή	δυναμ.	1	-48.50	-2.00	2	50.50	-2.00						

Κατάσταση : Στάθμη υπογείων υδάτων για τους υπολογισμούς ενεργή ή ανενεργή
u : Υπολογισμός πίεσης πόρων υδροδυναμικά ή υδροστατικά

Στοιχεία συνάφειας

H [kN/m ²]	K _{max} [kN/m]	Γεωμετρία			
		X ₁ [m]	Y ₁ [m]	X ₂ [m]	Y ₂ [m]
69.08	480.00	-45.00	0	45.00	0

H : Δύναμη συνάφειας
K_{max} : Δύναμη για την εξόγκωση ή τη διάρρηξη του στοιχείου συνάφειας

Επιλογές υπολογισμών

Επιλογές

Μέθοδος	δ _T [-]	n _L	ευθυγραμμισμένα άκρα	
Krey	0.0200	50.000	με	Ο συντελεστής ασφαλείας σε συστάθεια υπολογίζεται με δ

δ_T : Ανοχή σύγκλισης επαναλήψεων
n_L : Αριθμός λωρίδων

ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΕΣ

ΚΥΚΛΟΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΜΕ ΤΟΥΣ ΜΙΚΡΟΤΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

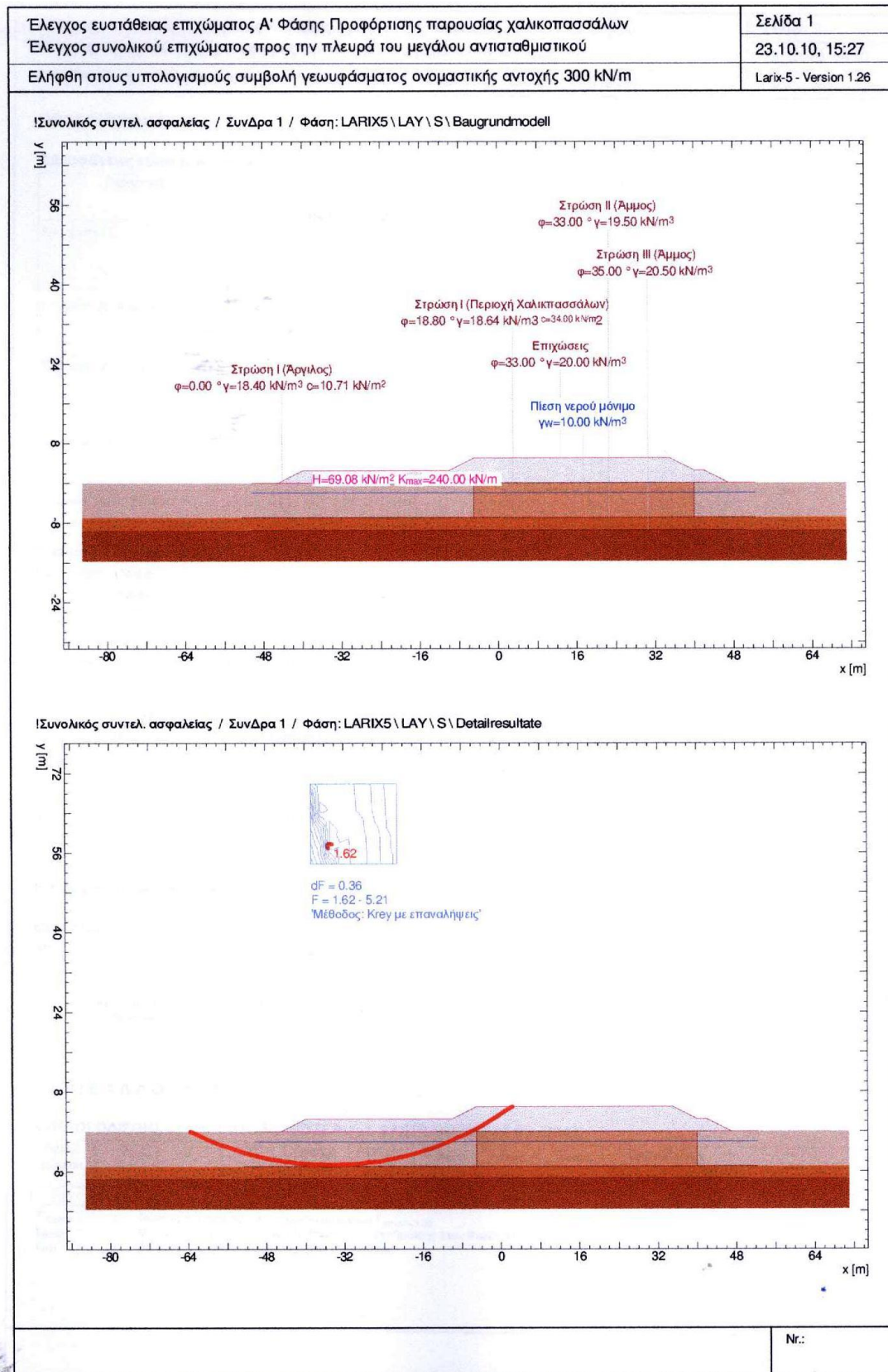
Αριθμ. κύκλου	x [m]	y [m]	R [m]	Zwangs-Punkt	Αγκύριο	F _{διαθες}	L _{σπαιτ} [m]	L _{min} [m]	Παρατήρηση βλέπε υποσημείωση
576	-39.84	11.17	18.14	6		1.29			

F_{διαθες} : διαθέσιμη ασφάλεια, απαιτούμενη ασφάλεια F_{σπαιτ} = 1.00
L_{σπαιτ} : υπολογιστικό, απαιτούμενο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης στην περιοχή L_{min} · L_{max}
L_{min} : δεδομένο, ελάχιστο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης

Υπόμνημα υποσημειώσεων

Υποσημείωση	Παρατήρηση
5)	5) : Τέμνει δύο φορές ένα στοιχείο συνάφειας.

8.3.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣ ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΩΝ



Έλεγχος ευστάθειας επιχώματος Α' Φάσης Προφόρτισης παρουσίας χαλικοπασσάλων Έλεγχος συνολικού επιχώματος προς την πλευρά του μεγάλου αντισταθμιστικού	Σελίδα 2
	23.10.10, 15:27
Ελήφθη στους υπολογισμούς συμβολή γεωυφάσματος ονομαστικής αντοχής 300 kN/m	Larix-5 - Version 1.26

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Διεπιφάνειες εδαφικών στρώσεων

Περιγραφή	ϕ [°]	Παράμετρος		Σημ.	Σημεία πολυγώνου										
		γ [kN/m ³]	c [kN/m ²]		Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]					
Επιχώσεις	33.00	20.00	0	1	-48.50	0	2	-45.00	0	3	-40.00	2.50	4	-10.00	2.50
				5	-5.00	5.00	6	35.00	5.00	7	40.00	2.50	8	42.00	2.50
				9	47.00	0	10	50.50	-0.00	1	-48.50	0	2	-45.00	0
				3	-40.00	0	4	-10.00	0	5	-5.00	0	6	40.00	0
				7	47.00	0	8	50.50	-0.00	1	-50.50	-7.00	2	-45.00	-7.00
				3	-40.00	-7.00	4	-10.00	-7.00	5	-5.00	-7.00	6	-5.00	0
				7	40.00	0	8	40.00	-7.00	9	47.00	-7.00	10	50.50	-7.00
				1	-50.50	-7.00	2	-45.00	-7.00	3	-40.00	-7.00	4	-10.00	-7.00
				5	-5.00	-7.00	6	40.00	-7.00	7	47.00	-7.00	8	50.50	-7.00
				1	-48.50	-9.45	2	-16.62	-9.45	3	17.75	-9.45	4	48.50	-9.45

Στάθμη υπογείων υδάτων

Πίεση νερού μόνιμο

γ_w [kN/m ³]	Παράμετρος		Σημ.	Σημεία πολυγώνου							
	Κατάσταση	u		Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]		
10.00	Ενεργή	δυναμ.	1	-48.50	-2.00	2	50.50	-2.00			

Κατάσταση : Στάθμη υπογείων υδάτων για τους υπολογισμούς ενεργή ή ανενεργή
u : Υπολογισμός πίεσης πόρων υδροδυναμικά ή υδροστατικά

Στοιχεία συνάφειας

H [kN/m ²]	Παράμετρος		Γεωμετρία		
	K_{max} [kN/m]	u	x_1 [m]	y_1 [m]	y_2 [m]
69.08	240.00	-45.00	0	-10.00	0

H : Δύναμη συνάφειας
 K_{max} : Δύναμη για την εξόλκευση ή τη διάρρηξη του στοιχείου συνάφειας

Επιλογές υπολογισμών

Επιλογές

Μέθοδος	δ_T [-]	n_L	ευθυγραμμισμένα άκρα	
Krey	0.0200	50.000	με	0 συντελεστής ασφαλείας σε συστάθεια υπολογίζεται με δ

δ_T : Άνοχη σύγκλιση επαναλήψεων
 n_L : Αριθμός λωρίδων

ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΕΣ

ΚΥΚΛΟΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΜΕ ΤΟΥΣ ΜΙΚΡΟΤΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

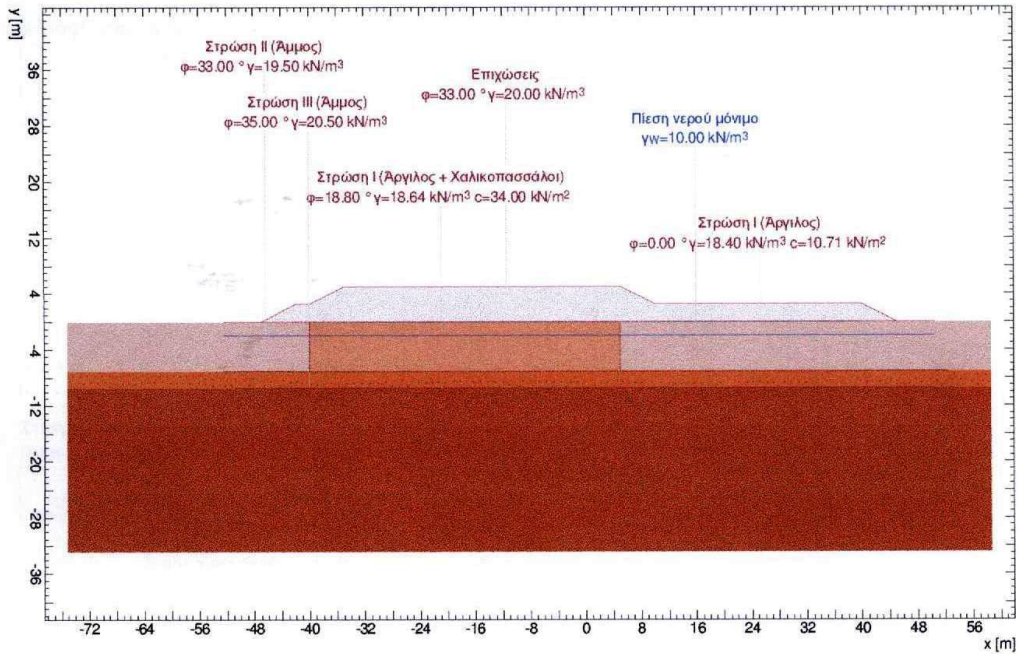
Αριθμ. κύκλου	x [m]	y [m]	R [m]	Zwangs-Punkt	Αγκύριο	$F_{\text{διαθες}}$	$L_{\text{απαιτ}}$ [m]	L_{min} [m]	Παρατήρηση βλέπε υποσημείωση
221	-34.76	57.40	64.20	1		1.62			

$F_{\text{διαθες}}$: διαθέσιμη ασφάλεια, απαιτούμενη ασφάλεια $F_{\text{απαιτ}} = 1.00$
 $L_{\text{απαιτ}}$: υπολογιστικό, απαιτούμενο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης στην περιοχή $L_{\text{min}} - L_{\text{max}}$
 L_{min} : δεδομένο, ελάχιστο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης

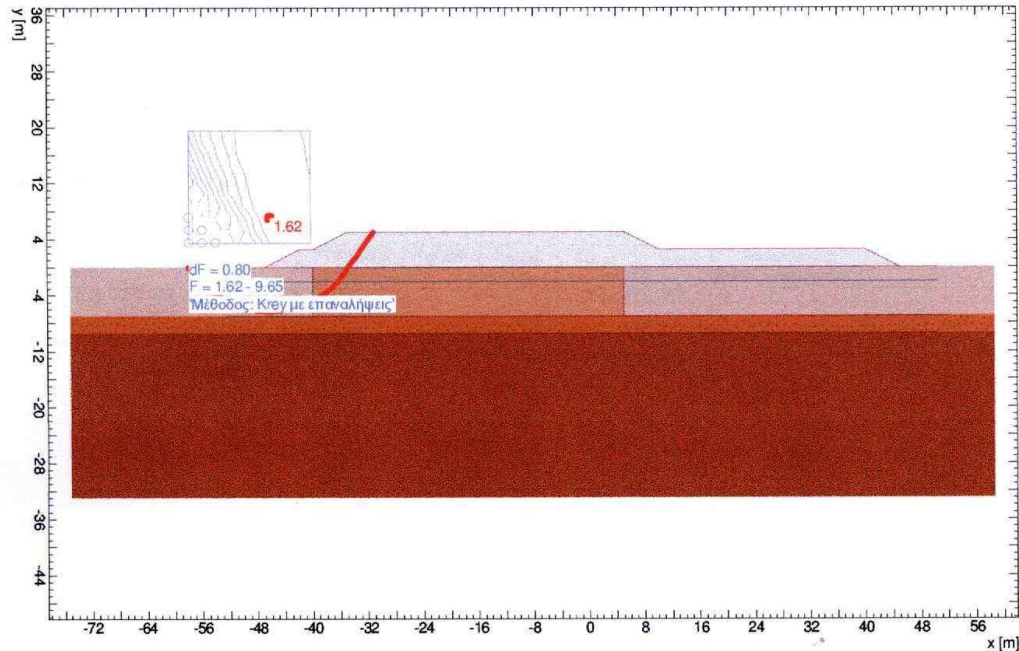
Nr.:

Έλεγχος ευστάθειας επιχώματος Α' Φάσης Προφόρτισης παρουσίας χαλικοπασσάλων		Σελίδα 3
Έλεγχος συνολικού επιχώματος προς την πλευρά του μεγάλου αντισταθμιστικού		23.10.10, 15:27
Ελήφθη στους υπολογισμούς συμβολή γεωυφάσματος ονομαστικής αντοχής 300 kN/m		Larix-5 - Version 1.26
Υπόμνημα υποσημειώσεων		
Υποσημείωση		Παρατήρηση
5)	5)	: Τέμνει δύο φορές ένα στοιχείο συνάφειας.
		Nr.:

Ισολογικός συντελ. ασφαλείας / ΣυνΔρα 1 / Φάση: LARIX5\LAY\S\Baugrundmodell



Ισολογικός συντελ. ασφαλείας / ΣυνΔρα 1 / Φάση: LARIX5\LAY\S\Detailresultate



Nr.:

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Διεπιφάνειες εδαφικών στρώσεων

Περιγραφή	Παράμετρος			Σημεία πολυγώνου					
	ϕ [°]	γ [kN/m ³]	c [kN/m ²]	Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]
Επιχώσεις	33.00	20.00	0	1	-50.50	0.00	2	-47.00	0.00
				3	-42.00	2.50	4	-40.00	2.50
				5	-35.00	5.00	6	5.00	5.00
				7	10.00	2.50	8	40.00	2.50
				9	45.00	-0.00	10	48.50	-0.00
				1	-50.50	0.00	2	-45.00	0.00
				3	-35.00	0.00	4	35.00	-0.00
Στρώση I (Άργιλος)	0.00	18.40	10.71	5	45.00	-0.00	6	48.50	-0.00
				1	-50.50	-7.00	2	-45.00	0.00
				3	-40.00	-7.00	4	-40.00	0.00
Στρώση I (Άργιλος + Χα)	18.80	18.64	34.00	5	5.00	0	6	5.00	-7.00
				7	50.50	-7.00			
				1	-50.50	-7.00	2	-40.00	-7.00
				3	5.00	-7.00	4	50.50	-7.00
Στρώση II (Άμμος)	33.00	19.50	0	1	-50.50	-7.00	2	-40.00	-7.00
				3	5.00	-7.00	4	50.50	-7.00
Στρώση III (Άμμος)	35.00	20.50	0	1	-48.50	-9.45	2	-17.75	-9.45
				3	16.62	-9.45	4	48.50	-9.45

Στάθμη υπογείων υδάτων

Πίεση νερού μόνιμο

γ_w [kN/m ³]	Παράμετρος		Σημεία πολυγώνου								
	Κατάσταση	u	Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]
10.00	Ενεργή	δυναμ.	1	-50.50	-2.00	2	48.50	-2.00			

Κατάσταση : Στάθμη υπογείων υδάτων για τους υπολογισμούς ενεργή ή ανενεργή
 u : Υπολογισμός πίεσης πόρων υδροδυναμικά ή υδροστατικά

Επιλογές υπολογισμών

Επιλογές

Μέθοδος	δ_T [-]	n_L	ευθυγραμμισμένα άκρα	
Key	0.0200	50.000	με	Ο συντελεστής ασφαλείας σε συστάθεια υπολογίζεται με ϵ

δ_T : Ανοχή σύγκλισης επαναλήψεων
 n_L : Αριθμός λωρίδων

ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΕΣ

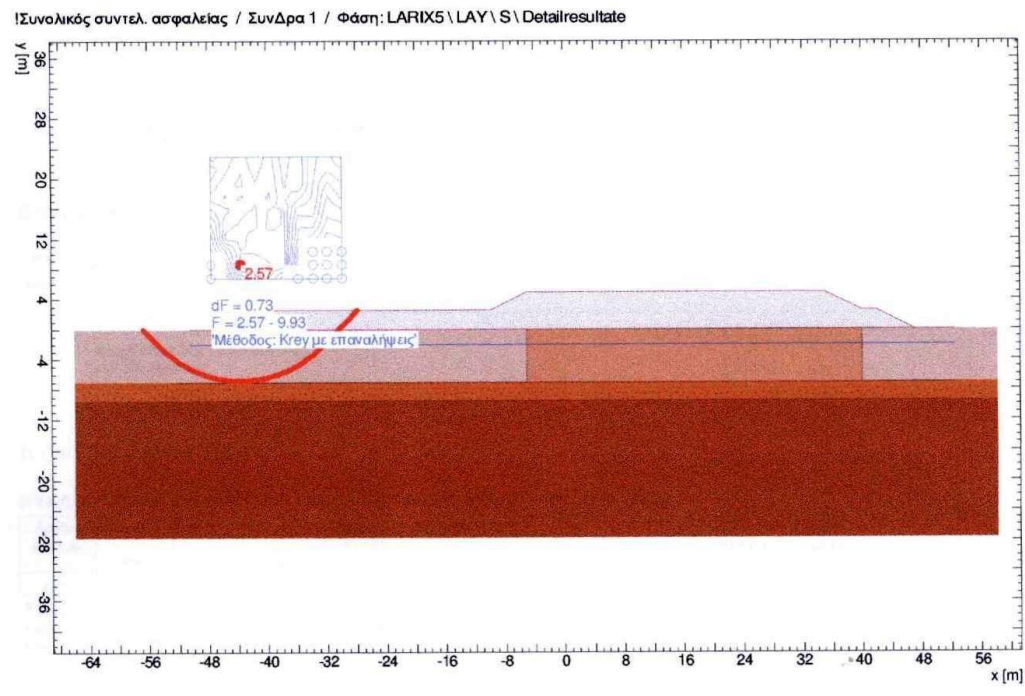
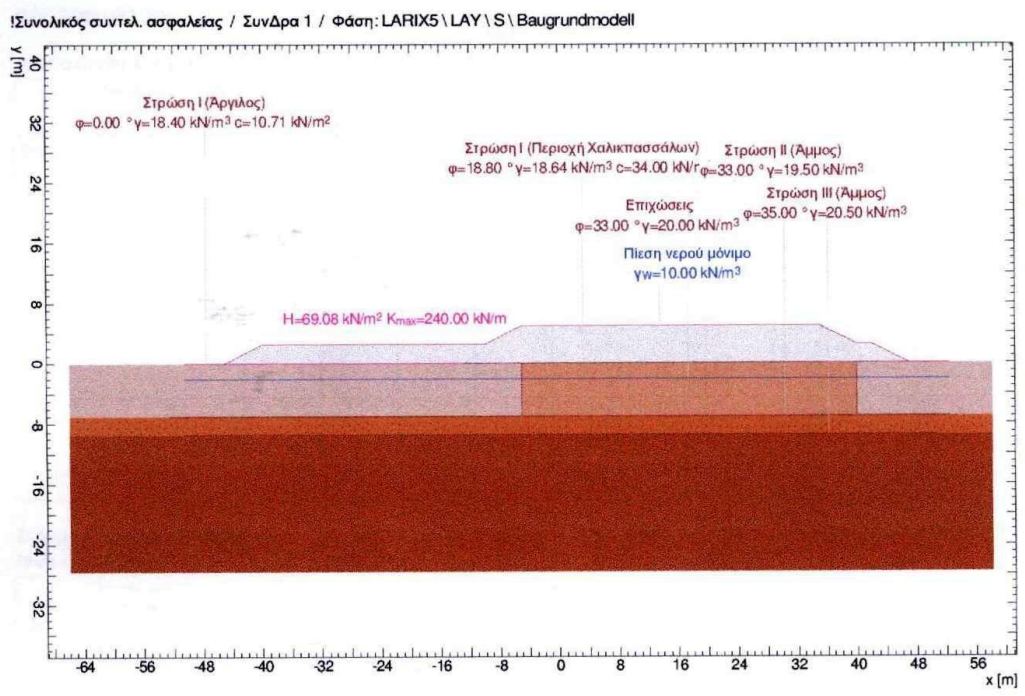
ΚΥΚΛΟΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΜΕ ΤΟΥΣ ΜΙΚΡΟΤΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Αριθμ. κύκλου	x [m]	y [m]	R [m]	Zwangs-Punkt	Αγκύριο	F διαθες	L _{απαιτ} [m]	L _{min} [m]	Παρατήρηση βλέπε υποσημείωση
261	-46.23	7.04	13.39	1		1.62			

F_{διαθες} : διαθέσιμη ασφάλεια, απαιτούμενη ασφάλεια F_{απαιτ} = 1.00
L_{απαιτ} : υπολογιστικό, απαιτούμενο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης στην περιοχή L_{min} - L_{max}
L_{min} : δεδομένο, ελάχιστο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης

Nr.:

Έλεγχος ευστάθειας επιχώματος Α' Φάσης Προφόρτισης παρουσίας χαλικοπασσάλων	Σελίδα 1
Έλεγχος ανισταθμιστικού πρίσματος	23.10.10, 15:30
Ελήφθη στους υπολογισμούς συμβολή γεωφάσματος ονομαστικής αντοχής 300 kN/m	Larix-5 - Version 1.26



Nr.:

Έλεγχος ευστάθειας επιχώματος Α' Φάσης Προφόρτισης παρουσίας χαλικοπασσάλων	Σελίδα 2
Έλεγχος αντισταθμιστικού πρίσματος	23.10.10, 15:30
Ελήφθη στους υπολογισμούς συμβολή γεωφύσματος ονομαστικής αντοχής 300 kN/m	Larix-5 - Version 1.26

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Διεπιφανείς εδαφικών στρώσεων

Περιγραφή	Παράμετρος			Σημ.	Σημεία πολυγώνου					
	ϕ [°]	γ [kN/m ³]	c [kN/m ²]		Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]
Επιχώσεις	33.00	20.00	0	1	-48.50	0	2	-45.00	0	
				3	-40.00	2.50	4	-10.00	2.50	
				5	-5.00	5.00	6	35.00	5.00	
				7	40.00	2.50	8	42.00	2.50	
				9	47.00	0	10	50.50	-0.00	
Στρώση I (Άργιλος)	0.00	18.40	10.71	1	-48.50	0	2	-45.00	0	
				3	-40.00	0	4	-10.00	0	
				5	-5.00	0	6	40.00	0	
				7	47.00	0	8	50.50	-0.00	
Στρώση I (Περιοχή Χαλι)	18.80	18.64	34.00	1	-50.50	-7.00	2	-45.00	-7.00	
				3	-40.00	-7.00	4	-10.00	-7.00	
				5	-5.00	-7.00	6	-5.00	0	
				7	40.00	0	8	40.00	-7.00	
				9	47.00	-7.00	10	50.50	-7.00	
Στρώση II (Άμμος)	33.00	19.50	0	1	-50.50	-7.00	2	-45.00	-7.00	
				3	-40.00	-7.00	4	-10.00	-7.00	
				5	-5.00	-7.00	6	40.00	-7.00	
				7	47.00	-7.00	8	50.50	-7.00	
Στρώση III (Άμμος)	35.00	20.50	0	1	-48.50	-9.45	2	-16.62	-9.45	
				3	17.75	-9.45	4	48.50	-9.45	

Στάθμη υπογείων υδάτων

Πίεση νερού μόνιμο

γ_w [kN/m ³]	Παράμετρος Κατάσταση	u	Σημ.	Σημεία πολυγώνου						
				Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]	
10.00	Ενεργή	δυναμ.	1	-48.50	-2.00	2	50.50	-2.00		

Κατάσταση : Στάθμη υπογείων υδάτων για τους υπολογισμούς ενεργή ή ανενεργή
u : Υπολογισμός πίεσης πόρων υδροδυναμικά ή υδροστατικά

Στοιχεία συνάφειας

Παράμετρος H [kN/m ²]	K _{max} [kN/m]	Γεωμετρία			
		X ₁ [m]	Y ₁ [m]	X ₂ [m]	Y ₂ [m]
69.08	240.00	-45.00	0	-10.00	0

H : Δύναμη συνάφειας
K_{max} : Δύναμη για την εξόλκευση ή τη διάρρηξη του στοιχείου συνάφειας

Επιλογές υπολογισμών

Επιλογές

Μέθοδος	δ_T [-]	n_L	ευθυγραμμισμένα άκρα
Krey	0.0200	50.000	με

δ_T : Άνοχη σύγκλισης επαναλήψεων
 n_L : Αριθμός λωρίδων

ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΕΣ

ΚΥΚΛΟΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΜΕ ΤΟΥΣ ΜΙΚΡΟΤΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Αριθμ. κύκλου	x [m]	y [m]	R [m]	Zwangs-Punkt	Αγκύρια	F _{διαθραξ}	L _{απαιτ} [m]	L _{min} [m]	Παρατήρηση βλέπε υποσημείωση
121	-43.57	8.54	15.37	1		2.57			

F_{διαθραξ} : διαθέσιμη ασφάλεια, απαιτούμενη ασφάλεια F_{απαιτ} = 1.00
L_{απαιτ} : υπολογιστικό, απαιτούμενο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης στην περιοχή L_{min} - L_{max}
L_{min} : δεδομένο, ελάχιστο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης

Nr.:

Έλεγχος ευστάθειας επιχώματος Α' Φάσης Προφόρτισης παρουσίας χαλικοπασσάλων		Σελίδα 3
Έλεγχος αντισταθμιστικού πρίσματος		23.10.10, 15:30
Ελήφθη στους υπολογισμούς συμβολή γεωφάσματος ονομαστικής αντοχής 300 kN/m		Larix-5 - Version 1.26
Υπόμνημα υποσημειώσεων		
Υποσημείωση		Παρατήρηση
5)	5)	: Τέμνει δύο φορές ένα στοιχείο συνάφειας.
		Nr.:

C:\cubus\DATA\Dipl_2010_Oct_2\2a_ia_Έλεγχος επιχώματος Α' Φάσης Προφόρτισης_Αριστερά_Berm.L5S

Έλεγχος ευστάθειας επιχώματος Β' Φάσης Προφόρτισης παρουσίας χαλικοπασσάλων
 Έλεγχος προς την πλευρά του μεγάλου αντισταθμιστικού

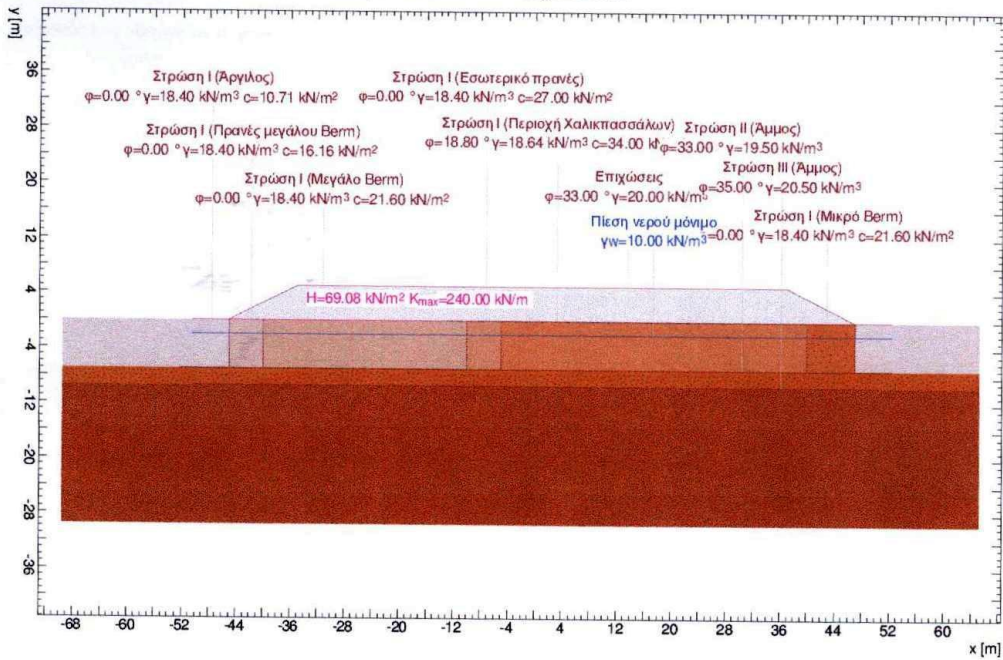
Σελίδα 1

23.10.10, 15:39

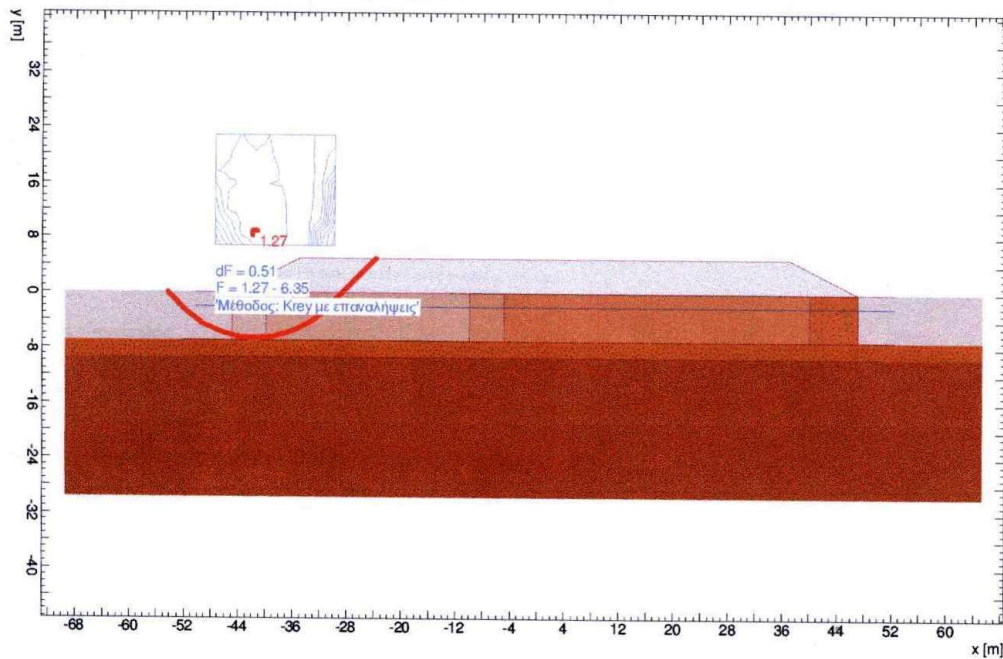
Ελήφθη στους υπολογισμούς συμβολή γεωφάσματος ονομαστικής αντοχής 300 kN/m

Larix-5 - Version 1.26

ΓΣυνολικός συντελ. ασφαλείας / ΣυνΔρα 1 / Φάση: LARIX5\LAY\S\Baugrundmodell



ΓΣυνολικός συντελ. ασφαλείας / ΣυνΔρα 1 / Φάση: LARIX5\LAY\S\Detailresultate



Nr.:

Έλεγχος ευστάθειας επιχώματος Β' Φάσης Προφόρτισης παρουσίας χαλικοπασσάλων Έλεγχος προς την πλευρά του μεγάλου αντισταθμιστικού	Σελίδα 2
	23.10.10, 15:39
Ελήφθη στους υπολογισμούς συμβολή γεωυφάσματος ονομαστικής αντοχής 300 kN/m	Larix-5 - Version 1.26

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Διεπιφάνειες εδαφικών στρώσεων

Περιγραφή	Παράμετρος			Σημ.	Σημεία πολυγώνου																												
	φ [°]	γ [kN/m ³]	c [kN/m ²]		Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]																							
Επιχώσεις	33.00	20.00	0	1	-48.50	0	2	-45.00	0	3	-40.00	2.50	4	-35.00	5.00	5	-5.00	5.00	6	35.00	5.00	7	37.00	5.00	8	42.00	2.50	9	47.00	0	10	50.50	-0.00
Στρώση I (Αργίλος)	0.00	18.40	10.71	1	-48.50	0	2	-45.00	0	3	-40.00	0	4	-10.00	0	5	-5.00	0	6	40.00	0	7	47.00	0	8	50.50	-0.00	9	47.00	-7.00	10	50.50	-7.00
Στρώση I (Πρανές μεγάλ.)	0.00	18.40	16.16	1	-50.50	-7.00	2	-45.00	-7.00	3	-45.00	0	4	-40.00	0	5	-10.00	0	6	-5.00	0	7	40.00	0	8	47.00	0	9	47.00	-7.00	10	50.50	-7.00
Στρώση I (Μεγάλο Βεσμ)	0.00	18.40	21.60	1	-50.50	-7.00	2	-45.00	-7.00	3	-40.00	-7.00	4	-40.00	0	5	-10.00	0	6	-5.00	0	7	40.00	0	8	47.00	0	9	47.00	-7.00	10	50.50	-7.00
Στρώση I (Εσωτερικό πρ)	0.00	18.40	27.00	1	-50.50	-7.00	2	-45.00	-7.00	3	-40.00	-7.00	4	-10.00	-7.00	5	-10.00	0	6	-5.00	0	7	40.00	0	8	47.00	0	9	47.00	-7.00	10	50.50	-7.00
Στρώση I (Περιοχή Χαλι)	18.80	18.64	34.00	1	-50.50	-7.00	2	-45.00	-7.00	3	-40.00	-7.00	4	-10.00	-7.00	5	-5.00	-7.00	6	-5.00	0	7	40.00	0	8	47.00	0	9	47.00	-7.00	10	50.50	-7.00
Στρώση I (Μικρό Βεσμ)	0.00	18.40	21.60	1	-50.50	-7.00	2	-45.00	-7.00	3	-40.00	-7.00	4	-10.00	-7.00	5	-5.00	-7.00	6	40.00	-7.00	7	40.00	0	8	47.00	0	9	47.00	-7.00	10	50.50	-7.00
Στρώση II (Άμμος)	33.00	19.50	0	1	-50.50	-7.00	2	-45.00	-7.00	3	-40.00	-7.00	4	-10.00	-7.00	5	-5.00	-7.00	6	40.00	-7.00	7	47.00	-7.00	8	50.50	-7.00	9	47.00	-7.00	10	50.50	-7.00
Στρώση III (Άμμος)	35.00	20.50	0	1	-48.50	-9.45	2	-16.62	-9.45	3	17.75	-9.45	4	48.50	-9.45																		

Στάθμη υπογείων υδάτων

Πίεση νερού μόνιμο

γ _w [kN/m ³]	Παράμετρος Κατάσταση u	Σημεία πολυγώνου																															
		Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]																							
10.00	Ενεργή δύναμ.	1	-48.50	-2.00	2	50.50	-2.00																										

Κατάσταση : Στάθμη υπογείων υδάτων για τους υπολογισμούς ενεργή ή ανενεργή
u : Υπολογισμός πίεσης πόρων υδροδυναμικά ή υδροστατικά

Στοιχεία συνάφειας

Παράμετρος H [kN/m ²]	K _{max} [kN/m]	Γεωμετρία			
		x ₁ [m]	y ₁ [m]	x ₂ [m]	y ₂ [m]
69.08	240.00	-45.00	0	-10.00	0

H : Δύναμη συνάφειας
K_{max} : Δύναμη για την εξόλκευση ή τη διάρρηξη του στοιχείου συνάφειας

Nr.:

Έλεγχος ευστάθειας επιχώματος Β' Φάσης Προφόρτισης παρουσίας χαλικοπασσάλων	Σελίδα 3
Έλεγχος προς την πλευρά του μεγάλου αντισταθμιστικού	23.10.10, 15:39
Ελήφθη στους υπολογισμούς συμβολή γεωφάσματος ονομαστικής αντοχής 300 kN/m	Larix-5 - Version 1.26

Επιλογές υπολογισμών

Επιλογές

Μέθοδος	δ_T [-]	n_L	ευθυγραμμισμένα άκρα	
Krey	0.0200	50.000	με	Ο συντελεστής ασφαλείας σε συστάθεια υπολογίζεται με s

δ_T : Ανοχή σύγκλισης επαναλήψεων
 n_L : Αριθμός λωρίδων

ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΕΣ

ΚΥΚΛΟΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΜΕ ΤΟΥΣ ΜΙΚΡΟΤΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Αριθμ. κύκλου	x [m]	y [m]	R [m]	Zwangs-Punkt	Αγκύριο	F διαθεσ	L _{απαι} [m]	L _{min} [m]	Παρατήρηση βλέπε υποσημείωση
132	-41.61	8.54	15.14	2		1.27			

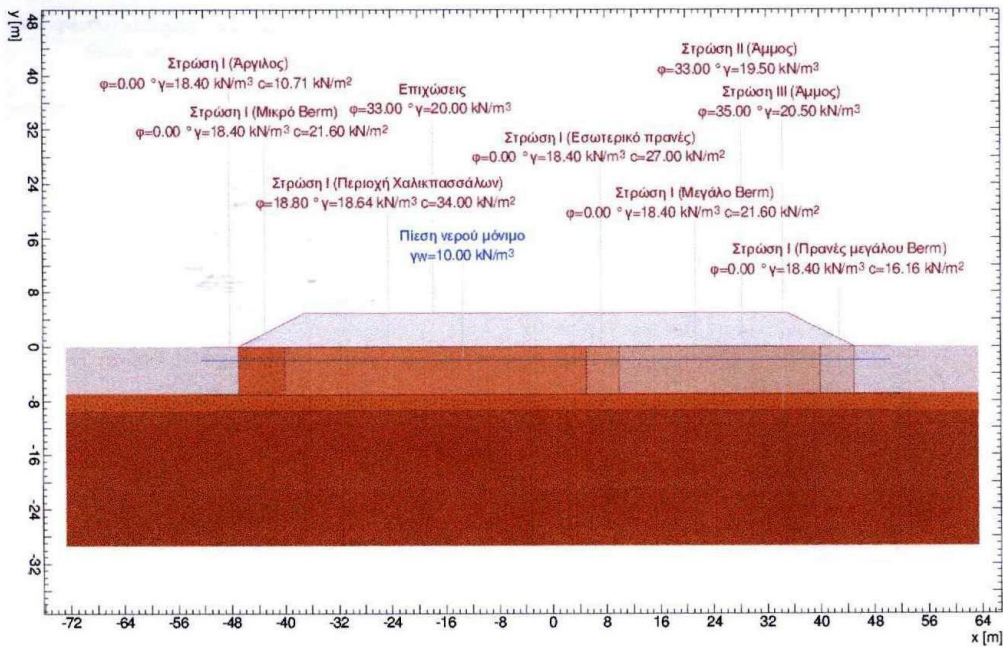
F_{διαθεσ} : διαθέσιμη ασφάλεια, απαιτούμενη ασφάλεια F_{απαι} = 1.00
L_{απαι} : υπολογιστικό, απαιτούμενο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης στην περιοχή L_{min} - L_{max}
L_{min} : δεδομένο, ελάχιστο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης

Υπόμνημα υποσημειώσεων

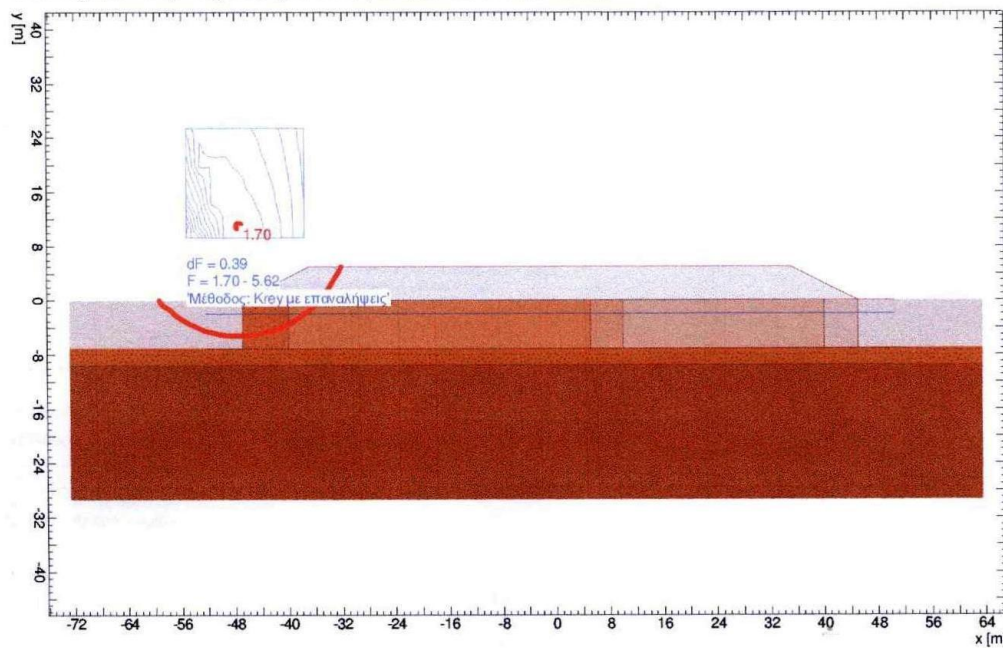
Υποσημείωση	Παρατήρηση
5)	5) : Τέμνει δύο φορές ένα στοιχείο συνάφειας.

Nr.:

!Συνολικός συντελ. ασφαλείας / ΣυνΔρα 1 / Φάση: LARIX5\LAY\S\Baugrundmodell



!Συνολικός συντελ. ασφαλείας / ΣυνΔρα 1 / Φάση: LARIX5\LAY\S\Detailresultate



Nr.:

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Διεπιφάνειες εδαφικών στρώσεων

Περιγραφή	Παράμετρος			Σημ.	Σημεία πολυγώνου					
	ϕ [°]	γ [kN/m ³]	c [kN/m ²]		Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]
Επιχώσεις	33.00	20.00	0	1	-50.50	0.00	2	-47.00	0.00	
				3	-42.00	2.50	4	-37.00	5.00	
				5	-35.00	5.00	6	5.00	5.00	
				7	35.00	5.00	8	40.00	2.50	
				9	45.00	-0.00	10	48.50	-0.00	
Στρώση I (Άργιλος)	0.00	18.40	10.71	1	-50.50	0.00	2	-47.00	0.00	
				3	-40.00	0.00	4	5.00	0	
				5	10.00	0	6	40.00	-0.00	
				7	45.00	-0.00	8	48.50	-0.00	
Στρώση I (Πρανές μεγάλα)	0.00	18.40	16.16	1	-50.50	-7.00	2	-47.00	-7.00	
				3	-47.00	0.00	4	-40.00	0.00	
				5	5.00	0	6	10.00	0	
				7	40.00	-0.00	8	45.00	-0.00	
				9	45.00	-7.00	10	50.50	-7.00	
Στρώση I (Μεγάλο Βερμ)	0.00	18.40	21.60	1	-50.50	-7.00	2	-47.00	-7.00	
				3	-47.00	0.00	4	-40.00	0.00	
				5	5.00	0	6	10.00	0	
				7	40.00	-0.00	8	40.00	-7.00	
				9	45.00	-7.00	10	50.50	-7.00	
Στρώση I (Εσωτερικό πρ)	0.00	18.40	27.00	1	-50.50	-7.00	2	-47.00	-7.00	
				3	-47.00	0.00	4	-40.00	0.00	
				5	5.00	0	6	10.00	0	
				7	10.00	-7.00	8	40.00	-7.00	
				9	45.00	-7.00	10	50.50	-7.00	
Στρώση I (Περιοχή Χαλι)	18.80	18.64	34.00	1	-50.50	-7.00	2	-47.00	-7.00	
				3	-47.00	0.00	4	-40.00	0.00	
				5	5.00	0	6	5.00	-7.00	
				7	10.00	-7.00	8	40.00	-7.00	
				9	45.00	-7.00	10	50.50	-7.00	
Στρώση I (Μικρό Βερμ)	0.00	18.40	21.60	1	-50.50	-7.00	2	-47.00	-7.00	
				3	-47.00	0.00	4	-40.00	0.00	
				5	-40.00	-7.00	6	5.00	-7.00	
				7	10.00	-7.00	8	40.00	-7.00	
				9	45.00	-7.00	10	50.50	-7.00	
Στρώση II (Άμμος)	33.00	19.50	0	1	-50.50	-7.00	2	-47.00	-7.00	
				3	-40.00	-7.00	4	5.00	-7.00	
				5	10.00	-7.00	6	40.00	-7.00	
				7	45.00	-7.00	8	50.50	-7.00	
Στρώση III (Άμμος)	35.00	20.50	0	1	-48.50	-9.45	2	-17.75	-9.45	
				3	16.62	-9.45	4	48.50	-9.45	

Στάθμη υπογείων υδάτων

Πίεση νερού μόνιμο

γ_w [kN/m ³]	Παράμετρος Κατάσταση	u	Σημεία πολυγώνου										
			Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]		
10.00	Ενεργή	δυναμ.	1	-50.50	-2.00	2	48.50	-2.00					

Κατάσταση : Στάθμη υπογείων υδάτων για τους υπολογισμούς ενεργή ή ανενεργή
u : Υπολογισμός πίεσης πάνω υδροδυναμικά ή υδροστατικά

Επιλογές υπολογισμών

Επιλογές

Μέθοδος	δ_T [-]	n_L	ευθυγραμμισμένα άκρα	
Krey	0.0200	50.000	με	Ο συντελεστής ασφαλείας σε συνθήματα υπολογίζεται με σ

δ_T : Άνοξη σύγκλισης επαναλήψεων
 n_L : Αριθμός λωρίδων

Nr.:

ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΕΣ

ΚΥΚΛΟΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΜΕ ΤΟΥΣ ΜΙΚΡΟΤΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Αριθμ. κύκλου	x [m]	y [m]	R [m]	Zwangs-Punkt	Αγκύριο	F διαθέσ	L _{σπασι} [m]	L _{min} [m]	Παρατήρηση βλέπε υποσημείωση
141	-47.40	11.04	16.28	1		1.70			

F_{διαθέσ} : διαθέσιμη ασφάλεια, απαιτούμενη ασφάλεια F_{σπασι} = 1.00
 L_{σπασι} : υπολογιστικό, απαιτούμενο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης στην περιοχή L_{min} - L_{max}
 L_{min} : δεδομένο, ελάχιστο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης

ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΓΕΩΥΦΑΣΜΑΤΟΣ ΟΝΟΜΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ 300 kN/m

Η εισαγωγή των γεωυφασμάτων γίνεται μέσω δύο συντελεστών K_{max} και S όπου:

$K_{max} = H$ μέγιστη αντοχή που απαιτείται για την διαρροή του γεωυφάσματος σε kN/m .

$S = H$ απαιτούμενη τάση για την ενεργοποίηση του γεωυφάσματος σε kN/m^2 .

ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗ ΓΕΩΥΦΑΣΜΑΤΟΣ ΣΤΗ ΣΤΑΘΜΗ 0.00

Ισχύει $K_{max} = T_{ult} / FS$

Είναι : T_{ult} (kN/m) = H ονομαστική αντοχή του γεωυφάσματος = 300

και : $FS =$ Συντελεστής Ασφαλείας (βλ. Πίνακα Koerner 1990) = 1,25

Άρα $K_{max} = 240$

Ισχύει $H = K_{max} / L_e$

όπου $L_e = (K_{max} * F) / 2 * \tau_{min}$ (1)

Είναι : $F =$ συντελεστής ασφάλειας αγκύρωσης = 1,5

και : $\tau_{min} = \sigma_v' * \tan \delta$ όπου : $\delta = 0.83 - 0.90 \varphi$

$\varphi^0 = \eta$ γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους = 33

Θεωρώ συντηρητικά ότι $\delta = 0.83 \varphi = 27,39$

$\sigma_v' = \eta$ ενεργός γεωστατική τάση στην στάθμη τοποθέτησης του γεωυφάσματος

Στάθμη τοποθέτησης γεωυφάσματος h (m) = 0 $\gamma_w = 10$

Στάθμη φυσικού πυθμένα Z (m) = 0

Ελάχιστο ύψος επιχώματος πάνω από το ενεργό τμήμα του γεωυφάσματος Z_{ep} (m) = 5

Ειδικό βάρος επιχώσεων (kN/m^3) = 20

Άρα τελικά σ_v' (kN/m^2) = 100

Επομένως είναι τ_{min} (kN/m^2) = 51,81

Από σχέση (1) έχω L_e (m) = 3

Τελικά είναι $H = 69,08$

ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΓΕΩΥΦΑΣΜΑΤΟΣ ΟΝΟΜΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ 600 kN/m

Η εισαγωγή των γεωυφασμάτων γίνεται μέσω δύο συντελεστών K_{max} και S όπου:

$K_{max} = H$ μέγιστη αντοχή που απαιτείται για την διαρροή του γεωυφάσματος σε kN/m .

$S = H$ απαιτούμενη τάση για την ενεργοποίηση του γεωυφάσματος σε kN/m^2 .

ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗ ΓΕΩΥΦΑΣΜΑΤΟΣ ΣΤΗ ΣΤΑΘΜΗ 0.00

Ισχύει $K_{max} = T_{ult} / FS$

Είναι : T_{ult} (kN/m) = H ονομαστική αντοχή του γεωυφάσματος = 600

και : $FS =$ Συντελεστής Ασφαλείας (βλ. Πίνακα Koerner 1990) = 1,25

Άρα $K_{max} = 480$

Ισχύει $H = K_{max} / L_e$

όπου $L_e = (K_{max} * F) / 2 * \tau_{min}$ (1)

Είναι : $F =$ συντελεστής ασφάλειας αγκύρωσης = 1,5

και : $\tau_{min} = \sigma_v' * \tan \delta$ όπου : $\delta = 0.83 - 0.90 \varphi$

$\varphi^0 = \eta$ γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους = 33

Θεωρώ συντηρητικά ότι $\delta = 0.83 \varphi = 27,39$

$\sigma_v' = \eta$ ενεργός γεωστατική τάση στην στάθμη τοποθέτησης του γεωυφάσματος

Στάθμη τοποθέτησης γεωυφάσματος h (m) = 0 $\gamma_w = 10$

Στάθμη φυσικού πυθμένα Z (m) = 0

Ελάχιστο ύψος επιχώματος πάνω από το ενεργό τμήμα του γεωυφάσματος Z_{ep} (m) = 5

Ειδικό βάρος επιχώσεων (kN/m^3) = 20

Άρα τελικά σ_v' (kN/m^2) = 100

Επομένως είναι τ_{min} (kN/m^2) = 51,81

Από σχέση (1) έχω L_e (m) = 7

Τελικά είναι $H = 69,08$

8.3.3 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΒΑΘΜΟΥ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΗΣ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣ ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΩΝ

Συντελεστής κατακόρυφης στερεοποίησης: $c_v=4,5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{sec}$
Έστω απαιτούμενος χρόνος στερεοποίησης $t_c=3$ μήνες.
Για διπλή στράγγιση της στρώσης της αργίλου ($H=3,50 \text{ m}$) ο χρονικός παράγοντας για κατακόρυφη στράγγιση προκύπτει $T_v=c_v \times t_c / H^2=0,03$ και από το αντίστοιχο διάγραμμα ο βαθμός κατακόρυφης στερεοποίησης $U_v=0,20$.
Για $K_r/K_v=3$ (προσχωσιγενείς αργλικές αποθέσεις με διακοπτόμενες ενστρώσεις και φακούς μεγαλύτερης διαπερατότητας) και $K_{rs}/K_v=1,25$ $K_r/K_{rs}=2,4$.
Συντελεστής οριζόντιας στερεοποίησης: $c_r=(K_r/K_v) \times c_v=13,5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{sec}$
Ακτίνα επιρροής χαλικοπασσάλου: $R_e=(1,13 \times s)/2=1,16 \text{ m}$
Για $R_s/R_{\chi\alpha\lambda.}=1,25$ $A=\ln(R_e/R_{\chi\alpha\lambda.})-3/4+(K_r/K_{rs}-1) \times \ln(R_s/R_{\chi\alpha\lambda.})=0,63$.
Χρονικός παράγοντας για οριζόντια στράγγιση: $T_r=c_r \times t_c / D_e^2=0,19$
Βαθμός οριζόντιας στερεοποίησης: $U_r=1-e^{(-8 \times T_r)/A}=0,91$
Βαθμός στερεοποίησης: $1-U=(1-U_v) \times (1-U_r) \Rightarrow U=0,93 \text{ v}$

Σημειώνεται ότι τα παραπάνω μεγέθη με δείκτη s αναφέρονται στη ζώνη αναμόχλευσης γύρω από κάθε χαλικοπάσσαλο ακτίνας $R_s=0,50 \text{ m}$.

8.3.4 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΝΝΑΒΟΥ ΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗΡΙΩΝ

Συντελεστής κατακόρυφης στερεοποίησης: $c_v=4,5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{sec}$
Έστω απαιτούμενος χρόνος στερεοποίησης $t_c=3$ μήνες.
Για διπλή στράγγιση της στρώσης της αργίλου ($H=3,50 \text{ m}$) ο χρονικός παράγοντας για κατακόρυφη στράγγιση προκύπτει $T_v=c_v \times t_c / H^2=0,03$ και από το αντίστοιχο διάγραμμα ο βαθμός κατακόρυφης στερεοποίησης $U_v=0,20$.
Για $K_r/K_v=2$ (προσχωσιγενείς αργλικές αποθέσεις με διακοπτόμενες ενστρώσεις και φακούς μεγαλύτερης διαπερατότητας) και $K_{rs}/K_v=1,5$ $K_r/K_{rs}=1,3$.
Συντελεστής οριζόντιας στερεοποίησης: $c_r=(K_r/K_v) \times c_v=13,5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{sec}$
Μετά από δοκιμές τελικά επιλέγεται κατάλληλη διάταξη τετραγωνικού καννάβου των στραγγιστηρίων πλευράς $s=1,00 \text{ m}$.
Ακτίνα επιρροής στραγγιστηρίου: $R_e=(1,13 \times s)/2=0,57 \text{ m}$
Για $R_s/r_{\sigma\tau\rho\rho\alpha\gamma\gamma.}=2$ $A=\ln(R_e/r_{\sigma\tau\rho\rho\alpha\gamma\gamma.})-3/4+(K_r/K_{rs}-1) \times \ln(R_s/r_{\sigma\tau\rho\rho\alpha\gamma\gamma.})=2,60$.
Χρονικός παράγοντας για οριζόντια στράγγιση: $T_r=c_r \times t_c / D_e^2=0,82$
Βαθμός οριζόντιας στερεοποίησης: $U_r=1-e^{(-8 \times T_r)/A}=0,92$
Βαθμός στερεοποίησης: $1-U=(1-U_v) \times (1-U_r) \Rightarrow U=0,94$

Σημειώνεται ότι τα παραπάνω μεγέθη με δείκτη s αναφέρονται στη ζώνη αναμόχλευσης γύρω από κάθε στραγγιστήριο ακτίνας $R_s=0,05 \text{ m}$.

8.3.5 ΤΕΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΑΚΑΜΠΤΟΥ ΑΒΑΘΟΥΣ ΘΕΜΕΛΙΟΥ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣ ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΩΝ

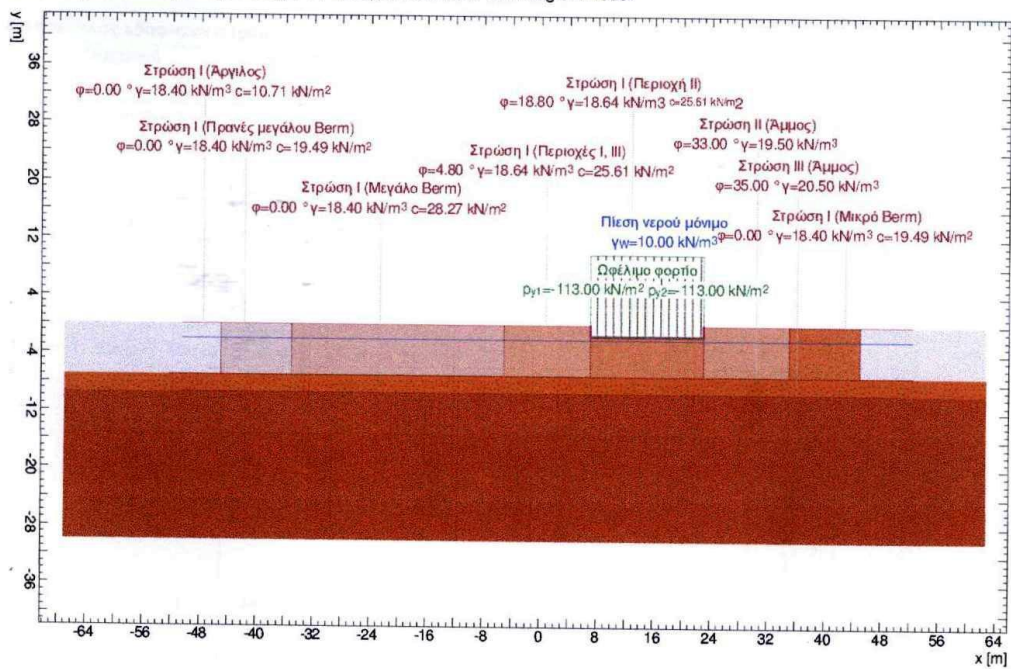
Με χρήση του προγράμματος Larix 5 στο οποίο τίθενται ως δεδομένα η πίεση που ασκείται στο έδαφος, οι εδαφικές παράμετροι και τα πάχη των στρώσεων και προκύπτουν ως αποτελέσματα οι πιθανοί κύκλοι ολίσθησης του εδάφους κατά Bishop, οι αντίστοιχοι συντελεστές ασφαλείας και ο δυσμενέστερος κύκλος με τον ελάχιστο συντελεστή εκτελείται ο τελικός έλεγχος ευστάθειας του silo με άκαμπτο αβαθές θεμέλιο που ασκεί επί του εδάφους ομοιόμορφη πίεση 113 kPa παρουσίας χαλικοπασσάλων σε κάθε περίπτωση.

ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ	
	ΕΛΑΧΙΣΤΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ
ΜΕΓΑΛΟ ΠΡΟΥΠΑΡΧΟΝ ΑΝΤΙΣΤΑΘΜΙΣΤΙΚΟ*	$F_{min}=4,71>2$
ΜΙΚΡΟ ΑΝΤΙΣΤΑΘΜΙΣΤΙΚΟ*	$F_{min}=4,55>2$

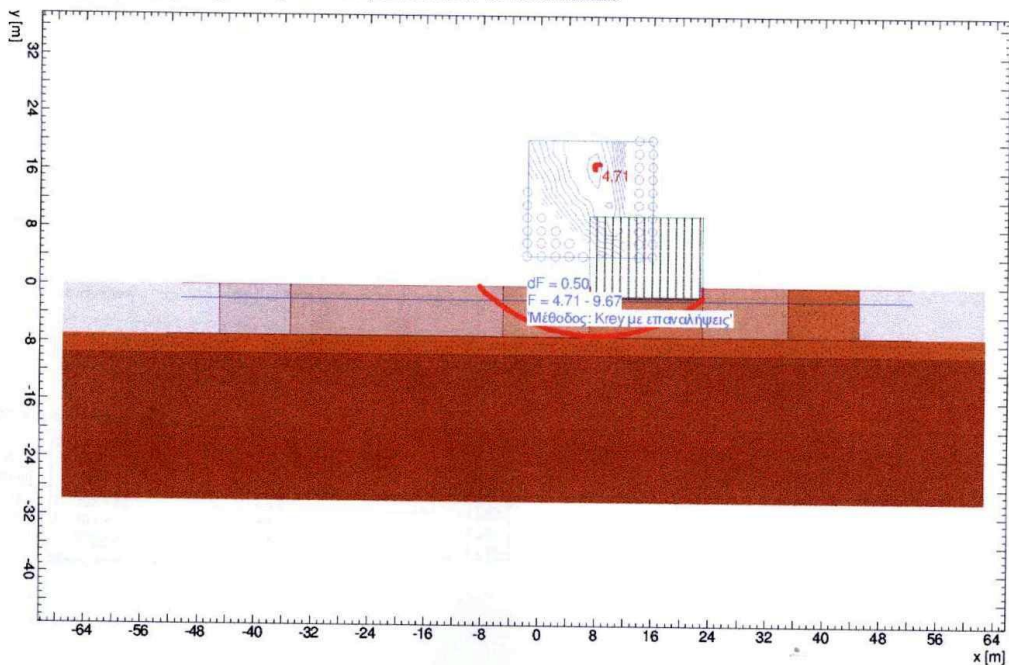
Έλεγχος αβαθούς θεμελίου παρουσίας χαλικοπασσάλων
 Έλεγχος προς την πλευρά του μεγάλου προυπάρχοντος αντισταθμιστικού

Σελίδα 1
 23.10.10, 15:45
 Larix-5 - Version 1.26

Συνολικός συντελ. ασφαλείας / ΣυνΔρα 1 / Φάση: LARIX5 \LAY \S \Bauggrundmodell



Συνολικός συντελ. ασφαλείας / ΣυνΔρα 1 / Φάση: LARIX5 \LAY \S \Detailresultate



Nr.:

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Διεπιφάνειες εδαφικών στρώσεων

Περιγραφή	Παράμετρος			Σημ.	Σημεία πολυγώνου					
	φ [°]	γ [kN/m ³]	c [kN/m ²]		Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]
Στρώση I (Άργιλος)	0.00	18.40	10.71	1	-48.50	0	2	-45.00	0	
				3	-35.00	0	4	-5.00	0	
				5	7.00	0	6	7.00	-1.50	
				7	23.00	-1.50	8	23.00	-0.00	
				9	35.00	0	10	45.00	0	
				11	50.50	-0.00				
Στρώση I (Πρανές μεγάλ)	0.00	18.40	19.49	1	-50.50	-7.00	2	-45.00	-7.00	
				3	-45.00	0	4	-35.00	0	
				5	-5.00	0	6	7.00	0	
				7	7.00	-1.50	8	23.00	-1.50	
				9	23.00	-0.00	10	35.00	0	
				11	45.00	0	12	45.00	-7.00	
				13	50.50	-7.00				
Στρώση I (Μεγάλο Βεσμ)	0.00	18.40	28.27	1	-50.50	-7.00	2	-45.00	-7.00	
				3	-35.00	-7.00	4	-35.00	0	
				5	-5.00	0	6	7.00	0	
				7	7.00	-1.50	8	23.00	-1.50	
				9	23.00	-0.00	10	37.00	0	
				11	45.00	0	12	45.00	-7.00	
				13	50.50	-7.00				
Στρώση I (Περιοχές I,	4.80	18.64	25.61	1	-50.50	-7.00	2	-45.00	-7.00	
				3	-35.00	-7.00	4	-5.00	-7.00	
				5	-5.00	0	6	7.00	0	
				7	7.00	-1.50	8	23.00	-1.50	
				9	23.00	-0.00	10	37.00	0	
				11	45.00	0	12	45.00	-7.00	
				13	50.50	-7.00				
Στρώση I (Περιοχή II)	18.80	18.64	25.61	1	-50.50	-7.00	2	-45.00	-7.00	
				3	-35.00	-7.00	4	-5.00	-7.00	
				5	7.00	-7.00	6	7.00	-1.50	
				7	23.00	-1.50	8	23.00	-7.00	
				9	35.00	-7.00	10	35.00	0	
				11	45.00	0	12	45.00	-7.00	
				13	50.50	-7.00				
Στρώση I (Μικρό Βεσμ)	0.00	18.40	19.49	1	-50.50	-7.00	2	-45.00	-7.00	
				3	-35.00	-7.00	4	-5.00	-7.00	
				5	7.00	-7.00	6	35.00	-7.00	
				7	35.00	0	8	45.00	0	
				9	45.00	-7.00	10	50.50	-7.00	
Στρώση II (Άμμος)	33.00	19.50	0	1	-50.50	-7.00	2	-45.00	-7.00	
				3	-40.00	-7.00	4	-5.00	-7.00	
				5	7.00	-7.00	6	35.00	-7.00	
				7	47.00	-7.00	8	50.50	-7.00	
Στρώση III (Άμμος)	35.00	20.50	0	1	-48.50	-9.45	2	-16.62	-9.45	
				3	17.75	-9.45	4	48.50	-9.45	

Στάθμη υπογείων υδάτων

Πίση νερού μόνιμο

γ _w [kN/m ³]	Παράμετρος Κατάσταση	u	Σημ.	Σημεία πολυγώνου									
				Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]	
10.00	Ενεργή	δυναμ.	1	-48.50	-2.00	2	50.50	-2.00					

Κατάσταση : Στάθμη υπογείων υδάτων για τους υπολογισμούς ενεργή ή ανενεργή
u : Υπολογισμός πίεσης πόρων υδροδυναμικά ή υδροστατικά

Στοιχεία διατμητικής αντοχής

Παράμετρος			Γεωμετρία			
W ₁ [kN/m]	W ₂ [kN/m]	L _E [m]	x ₁ [m]	y ₁ [m]	x ₂ [m]	y ₂ [m]
1.00E+4	1.00E+4	0	7.00	0	7.00	-1.50
1.00E+4	1.00E+4	0	23.00	-0.00	23.00	-1.50
1.00E+4	1.00E+4	0	7.00	-1.50	23.00	-1.50

L_E : Μήκος εισαγωγής

Nr.:

Έλεγχος αβαθούς θεμελίου παρουσίας χαλικοπασσάλων	Σελίδα 3
Έλεγχος προς την πλευρά του μεγάλου προυπάρχοντος αντισταθμιστικού	23.10.10, 15:45
	Larix-5 - Version 1.26

ΦΟΡΤΙΑ

Επιφανειακό φορτίο

Περιγραφή	Δράση	X ₁ [m]	Y ₁ [m]	X ₂ [m]	Y ₂ [m]	ρ ₁ [kN/m ²]	ρ ₂ [kN/m ²]	Διεύθυνση
	Ωφέλιμο φορτίο	7.00	-1.50	23.00	-1.50	-113.00	-113.00	y

Επιλογές υπολογισμών

Επιλογές

Μέθοδος	δ _T [-]	n _L	ευθυγραμμισμένα άκρα	
Krey	0.0200	50.000	με	Ο συντελεστής ασφαλείας σε συστάθεια υπολογίζεται με ε

δ_T : Άνοχη σύγκλισης επαναλήψεων
n_L : Αριθμός λωρίδων

ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΕΣ

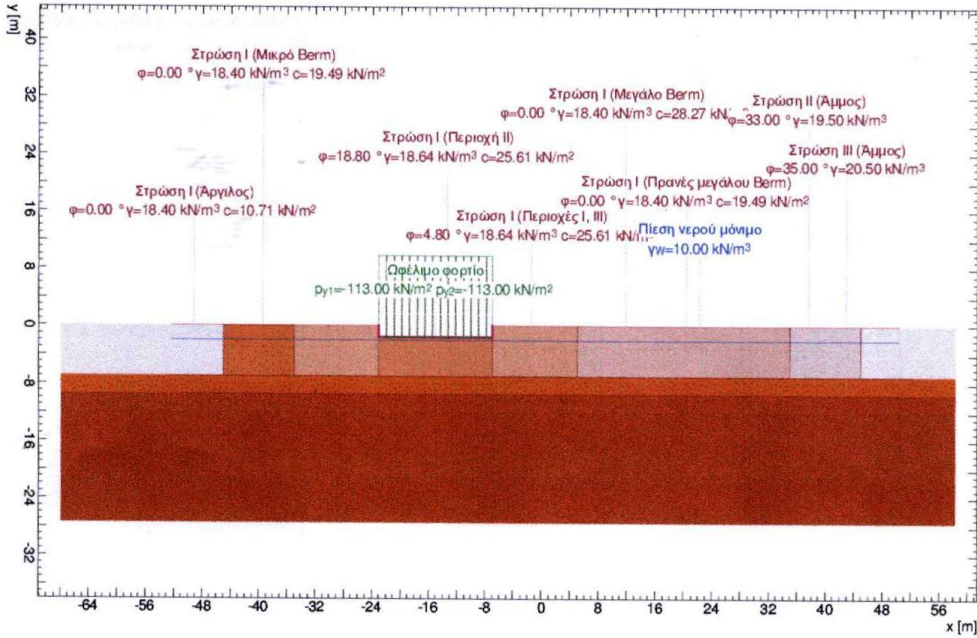
ΚΥΚΛΟΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΜΕ ΤΟΥΣ ΜΙΚΡΟΤΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Αριθμ. κύκλου	x [m]	y [m]	R [m]	Zwangs-Punkt	Αγκύριο	F _{διαθες}	L _{απαιτ} [m]	L _{min} [m]	Παρατήρηση βλέπε υποσημείωση
751	8.11	16.72	23.53	1		4.71			

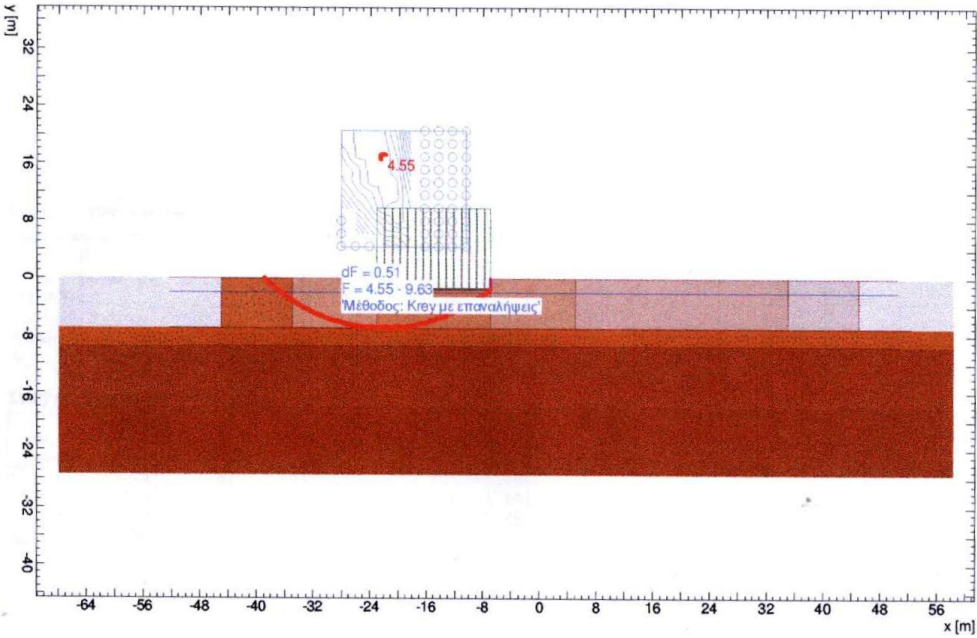
F_{διαθες} : διαθέσιμη ασφάλεια, απαιτούμενη ασφάλεια F_{απαιτ} = 1.00
L_{απαιτ} : υπολογιστικό, απαιτούμενο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης στην περιοχή L_{min} - L_{max}
L_{min} : δεδομένο, ελάχιστο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης

Nr.:

!Συνολικός συντελ. ασφαλείας / ΣυνΔρα 1 / Φάση: LARIX5\LAY\S\Bauggrundmodell



!Συνολικός συντελ. ασφαλείας / ΣυνΔρα 1 / Φάση: LARIX5\LAY\S\Detailresultate



Nr.:

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Διεπιφάνειες εδαφικών στρώσεων

Περιγραφή	Παράμετρος			Σημεία πολυγώνου									
	φ [°]	γ [kN/m ³]	c [kN/m ²]	Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]				
Στρώση I (Αργίλος)	0.00	18.40	10.71	1	-50.50	0.00	2	-45.00	0.00				
				3	-35.00	0.00	4	-23.00	0.00				
				5	-23.00	-1.50	6	-7.00	-1.50				
				7	-7.00	0	8	5.00	0				
				9	35.00	-0.00	10	45.00	-0.00				
				11	48.50	-0.00							
				Στρώση I (Πρανές μεγάλ)	0.00	18.40	19.49	1	-50.50	-7.00	2	-45.00	-7.00
								3	-45.00	0.00	4	-35.00	0.00
								5	-23.00	0.00	6	-23.00	-1.50
								7	-7.00	-1.50	8	-7.00	0
9	5.00	0	10					35.00	-0.00				
11	45.00	-0.00	12					45.00	-7.00				
13	50.50	-7.00											
Στρώση I (Μεγάλο Βεσμ)	0.00	18.40	28.27					1	-50.50	-7.00	2	-45.00	-7.00
								3	-45.00	0.00	4	-37.00	0.00
								5	-23.00	0.00	6	-23.00	-1.50
				7	-7.00	-1.50	8	-7.00	0				
				9	5.00	0	10	35.00	-0.00				
				11	35.00	-7.00	12	45.00	-7.00				
				13	50.50	-7.00							
				Στρώση I (Περιοχές I,	4.80	18.64	25.61	1	-50.50	-7.00	2	-45.00	-7.00
								3	-45.00	0.00	4	-37.00	0.00
								5	-23.00	0.00	6	-23.00	-1.50
7	-7.00	-1.50	8					-7.00	0				
9	5.00	0	10					5.00	-7.00				
11	35.00	-7.00	12					45.00	-7.00				
13	50.50	-7.00											
Στρώση I (Περιοχή II)	18.80	18.64	25.61					1	-50.50	-7.00	2	-45.00	-7.00
								3	-45.00	0.00	4	-35.00	0.00
								5	-35.00	-7.00	6	-23.00	-7.00
				7	-23.00	-1.50	8	-7.00	-1.50				
				9	-7.00	-7.00	10	5.00	-7.00				
				11	35.00	-7.00	12	45.00	-7.00				
				13	50.50	-7.00							
				Στρώση I (Μικρό Βεσμ)	0.00	18.40	19.49	1	-50.50	-7.00	2	-45.00	-7.00
								3	-45.00	0.00	4	-35.00	0.00
								5	-35.00	-7.00	6	-7.00	-7.00
7	5.00	-7.00	8					35.00	-7.00				
9	45.00	-7.00	10					50.50	-7.00				
Στρώση II (Άμμος)	33.00	19.50	0					1	-50.50	-7.00	2	-47.00	-7.00
								3	-35.00	-7.00	4	-7.00	-7.00
								5	5.00	-7.00	6	40.00	-7.00
								7	45.00	-7.00	8	50.50	-7.00
								Στρώση III (Άμμος)	35.00	20.50	0	1	-48.50
				3	16.62	-9.45	4					48.50	-9.45

Στάθμη υπογείων υδάτων

Πίεση νερού μόνιμο

γ _w [kN/m ³]	Παράμετρος		Σημεία πολυγώνου					
	Κατάσταση	u	Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]
10.00	Ενεργή	δυναμ.	1	-50.50	-2.00	2	48.50	-2.00

Κατάσταση : Στάθμη υπογείων υδάτων για τους υπολογισμούς ενεργή ή ανενεργή
u : Υπολογισμός πίεσης πόρων υδροδυναμικά ή υδροστατικά

Στοιχεία διατμητικής αντοχής

Παράμετρος			Γεωμετρία			
W ₁ [kN/m]	W ₂ [kN/m]	L _E [m]	x ₁ [m]	y ₁ [m]	x ₂ [m]	y ₂ [m]
1.00E+4	1.00E+4	0	-7.00	0	-7.00	-1.50
1.00E+4	1.00E+4	0	-23.00	0.00	-23.00	-1.50
1.00E+4	1.00E+4	0	-23.00	-1.50	-7.00	-1.50

L_E : Μήκος εισαγωγής

Nr.:

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας αβαθούς θεμελίου παρουσίας χαλικοπασσάλων	Σελίδα 3
Έλεγχος προς την πλευρά του μικρού αντισταθμιστικού	23.10.10, 15:49
	Larix-5 - Version 1.26

ΦΟΡΤΙΑ

Επιφανειακό φορτίο

Περιγραφή	Δράση	x ₁ [m]	y ₁ [m]	x ₂ [m]	y ₂ [m]	ρ ₁ [kN/m ²]	ρ ₂ [kN/m ²]	Διεύθυνση
	Ωφέλιμο φορτίο	-23.00	-1.50	-7.00	-1.50	-113.00	-113.00	y

Επιλογές υπολογισμών

Επιλογές

Μέθοδος	δ _T [-]	n _L	ευθυγραμμισμένα άκρα	
κρεγ	0.0200	50.000	με	0 συντελεστής ασφαλείας σε συστάθεια υπολογίζεται με ε

δ_T : Ανοχή σύγκλισης επαναλήψεων
n_L : Αριθμός λωρίδων

ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΕΣ

ΚΥΚΛΟΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΜΕ ΤΟΥΣ ΜΙΚΡΟΤΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Αριθμ. κύκλου	x [m]	y [m]	R [m]	Zwangs-Punkt	Αγκύριο	F _{διαθρα}	L _{απαιτ} [m]	L _{min} [m]	Παρατήρηση βλέπε υποσημείωση
731	-22.15	16.92	23.85	1		4.55			

F_{διαθρα} : διαθέσιμη ασφάλεια, απαιτούμενη ασφάλεια F_{απαιτ} = 1.00
L_{απαιτ} : υπολογιστικό, απαιτούμενο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης στην περιοχή L_{min} - L_{max}
L_{min} : δεδομένο, ελάχιστο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης

Nr.:

8.3.6 ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΡΑΥΣΗΣ ΚΕΦΑΛΗΣ ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΩΝ ΣΕ ΦΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ

Συντελεστής αντικατάστασης: $\alpha_s = 0,78 \times (D_{\text{χαλ.}}/s)^2 = 0,094$
Συντελεστής συγκέντρωσης τάσεων: $n = [1/\gamma - (1 - \alpha_s)] / \alpha_s = 5,79$
Για ομοιόμορφη πίεση $\sigma_o = 113$ kPa που ασκείται στο έδαφος από το silo
 $\sigma_{\text{εδ.}} = \sigma_o / [n \times \alpha_s + (1 - \alpha_s)] = 77,87$ kPa και $\sigma_{\text{χαλ.}} = (n \times \sigma_o) / [n \times \alpha_s + (1 - \alpha_s)] = 450,86$ kPa.
 $\sigma'_{\text{hp}} = (1 + K_o) / 2 \times (\sigma'_{\text{vo}(-3,70 \text{ m})} + \sigma_{\text{εδ.}}) + 3 \times c_{\text{υτελ.}(-3,70 \text{ m})} = 181,82$ kPa όπου $K_o = 0,50$ και οι
υπολογισμοί για στάθμη $1 \text{ m} + 1,5D_{\text{χαλ.}}$ κάτω από την κεφαλή των χαλικοπασσάλων.
 $\sigma_{\text{νορ.χαλ.}} = \tan^2(45^\circ + \phi_{\text{χαλ.}}/2) \times \sigma'_{\text{hp}} = 939,11$ kPa
 $F = \sigma_{\text{νορ.χαλ.}} / \sigma_{\text{χαλ.}} = 2,1 > 2$ Εξασφαλίζεται ευστάθεια.

