



ΕΛΛΗΝΙΚΟ ΑΝΟΙΚΤΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΘΕΤΙΚΩΝ ΕΠΙΣΤΗΜΩΝ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΣΠΟΥΔΩΝ:
ΔΙΑΧΕΙΡΗΣΗ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΜΕ ΤΙΤΛΟ:

**«ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥ ΠΡΟΣΩΡΙΝΟΥ
ΠΡΑΝΟΥΣ ΕΚΣΚΑΦΗΣ ΜΕ ΑΓΚΥΡΩΜΕΝΟ ΤΟΙΧΙΟ
ΕΚΤΟΞΕΥΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ – Γεωτεχνική
έρευνα, Σχεδιασμός και Διαστασιολόγηση Μέτρων
Αντιστήριξης»**

ΟΝΟΜΑ ΦΟΙΤΗΤΗ: ΚΟΛΟΚΑ ΛΑΜΠΡΙΝΗ

ΟΝΟΜΑ ΕΠΙΒΛΕΠΟΝΤΑ: ΕΥΑΓΓΕΛΙΑ ΓΑΡΙΝΗ

ΠΑΤΡΑ
ΜΑΪΟΣ 2021

Περίληψη:

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η ανάπτυξη και η εφαρμογή της μεθοδολογίας σχεδιασμού και διαστασιολόγησης μιας αντιστήριξης προσωρινού πρανούς εκσκαφής που περιλαμβάνει εδαφοηλώσεις και μετωπική επένδυση εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Σκοπός του σχεδιασμού είναι η διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων της αντιστήριξης προκειμένου να παραλάβουν τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τις εδαφικές μετακινήσεις υπό τις εξεταζόμενες συνθήκες φόρτισης για το περιορισμένο χρονικό διάστημα για το οποίο το μέτωπο της εκσκαφής παραμένει ανοιχτό. Η μεθοδολογία που αναπτύσσεται επικεντρώνεται στον σχεδιασμό του γεωτεχνικού προσομοιώματος του εδάφους που δομεί το εξεταζόμενο πρανές, στις αναλύσεις ευστάθειας για τους εξεταζόμενους συνδυασμούς φόρτισης προκειμένου να διαστασιολογηθούν τα παθητικά αγκύρια ολόσωμης πάκτωσης με τα οποία θα αγκυρωθεί το τοιχίο αντιστήριξης επί της όψης του πρανούς και στη διαστασιολόγηση της μετωπικής επένδυσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος έναντι των συνήθων μορφών αστοχίας αυτής.

Λέξεις κλειδιά:

Εδαφοηλώσεις, παθητικά αγκύρια ολόσωμης πάκτωσης, αγκυρωμένο τοιχίο εκτοξευόμενο σκυροδέματος, αντιστήριξη προσωρινού πρανούς εκσκαφής, μετωπική επένδυση

Abstract:

Object of this essay is the development and application of a design methodology for a temporary excavation slope retaining structure that includes soil nails and concrete facing. Purpose of the design is the dimensioning of the structural elements of the retaining structure in order to receive forces like axial and shear force and bending moment that are caused due to excavation slope sliding, under the examined scenarios for the temporary time period that the slope face remains open. The methodology developed focuses on the design of the geotechnical model of the slope, on stability analysis for all the examined scenarios in order to dimension the grouted tieback anchors, as well as on the dimensioning of the temporary concrete facing against its usual failure modes.

Key words:

Soil nail walls, passive anchors, grouted tieback, anchored wall, concrete facing, temporary facing

Ευχαριστίες:


Για την ολοκλήρωση της εκπόνησης της παρούσας διπλωματικής εργασίας νιώθω την ανάγκη να ευχαριστήσω την κ. Ευαγγελία Γαρίνη, για την υποστήριξη και τη θετική ενέργεια που μου έδινε ως επιβλέπουσα της εργασίας καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της, την οικογένεια μου Κώστα, Μιχάλη, Κατερίνα και Κωνσταντίνα για τον χρόνο που στερηθήκαμε και ελπίζω σύντομα να αναπληρώσουμε και τους γονείς μου Κώστα και Κατερίνα γιατί με τον τρόπο τους με έμαθαν να μην τα παρατάω ποτέ.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1.	ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	6
1.1	Αντικείμενο της εργασίας.....	6
1.2	Δομή της εργασίας.....	6
2	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ	7
2.1	Βιβλιογραφία σχετική με τον προσδιορισμό των παραμέτρων διατμητικής αντοχής συνεκτικών και μη συνεκτικών εδαφικών σχηματισμών	7
2.2	Βιβλιογραφία σχετική με τον σχεδιασμό και τη διαστασιολόγηση αγκυρωμένων τοιχίων αντιστήριξης (Soil Nail Walls)	7
2.3	Εθνικές Τεχνικές Προδιαγραφές	8
3	ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ	9
3.1	Μεθοδολογία εκτίμησης γεωτεχνικών παραμέτρων σχεδιασμού του εδάφους	9
3.2	Αναλύσεις ευστάθειας: Μεθοδολογία και Παραδοχές – Απαιτούμενοι συντελεστές ασφαλείας.....	14
3.3	Αναλύσεις παραμορφώσεων με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων	19
3.4	Μεθοδολογία διαστασιολόγησης όψης εκτοξευόμενου σκυροδέματος.....	20
4	ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑΣ	29
4.1	Σύντομη περιγραφή του αντικειμένου	29
4.2	Γεωτεχνική έρευνα και αξιολόγηση γεωτεχνικών συνθηκών	30
4.3	Αναλύσεις ευστάθειας προτεινόμενων μέτρων αντιστήριξης του κατακόρυφου προσωρινού πρανούς εκσκαφής	41
4.4	Προσδιορισμός αναμενόμενων παραμορφώσεων προτεινόμενων μέτρων αντιστήριξης του κατακόρυφου προσωρινού πρανούς εκσκαφής.....	56
4.5	Διαστασιολόγηση της όψης του εκτοξευόμενου σκυροδέματος.....	68
5	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΜΕΛΛΟΝΤΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ.....	71
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	73

ΠΙΝΑΚΕΣ


Πίνακας 3.1.1:	Κατάταξη μη συνεκτικών εδαφών από δοκιμές SPT
Πίνακας 3.1.2:	Κατάταξη συνεκτικών εδαφών από δοκιμές SPT
Πίνακας 3.2.1:	Εξεταζόμενοι συνδυασμοί φόρτισης του προσωρινού πρανούς εκσκαφής και αντίστοιχοι απαιτούμενοι συντελεστές ασφαλείας των ελέγχων ευστάθειας
Πίνακας 3.4.1:	Τιμές συντελεστή C_F ανομοιομορφίας εδαφικών πιέσεων πίσω από τη μετωπική επένδυση εκτοξευόμενου σκυροδέματος (Byrne et al., 1998)
Πίνακας 4.2.1:	Αποτελέσματα επιτόπου δοκιμών πρότυπης διείσδυσης SPT που εκτελέστηκαν στις γεωτρήσεις
Πίνακας 4.2.2:	Αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών κατάταξης
Πίνακας 4.2.3:	Αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών αντοχής
Πίνακας 4.2.4:	Χαρακτηριστικά βραχώδους ασβεστολιθικού σχηματισμού που διατρήθηκε στη θέση της γεώτρησης Γ2
Πίνακας 4.2.5:	Εκτίμηση γεωτεχνικών παραμέτρων σχεδιασμού ενότητας I
Πίνακας 4.2.6:	Εκτίμηση γεωτεχνικών παραμέτρων σχεδιασμού ενότητας II
Πίνακας 4.2.7:	Εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής του άρρηκτου πετρώματος (field estimation)
Πίνακας 4.2.8:	Προσδιορισμός δείκτη γεωλογικής αντοχής πετρώματος GSI
Πίνακας 4.2.9:	Τιμές συντελεστή m_i

	<p>ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΜΕ ΤΙΤΛΟ:</p> <p>«Αντιστήριξη κατακόρυφου προσωρινού πρανούς εκσκαφής με αγκυρωμένο τοιχίο εκτοξευόμενου σκυροδέματος– Γεωτεχνική έρευνα, σχεδιασμός και διαστασιολόγηση μέτρων αντιστήριξης»</p>
---	---


Πίνακας 4.2.10:	Εκτίμηση γεωτεχνικών παραμέτρων σχεδιασμού ενότητας IV
Πίνακας 4.3.1:	Προσδιορισμός τιμών σχεδιασμού για την εφελκυστική αντοχή Tensile Strength των χαλύβδινων ράβδων των αγκυρίων
Πίνακας 4.3.2:	Προσδιορισμός εφελκυστικής αντοχής στην περιοχή της κεφαλής των αγκυρίων ανάλογα με τη διάμετρο της ράβδου και τις αξονικές αποστάσεις μεταξύ των αγκυρίων
Πίνακας 4.3.3:	Συντελεστές ασφαλείας αναλύσεων ευστάθειας για τις μελετώμενες διατάξεις των αγκυρίων ανά εξεταζόμενη συνθήκη φόρτισης
Πίνακας 4.3.4:	Συγκριτική αξιολόγηση εναλλακτικών διατάξεων εδαφοηλώσεων με βάση το βάρος των χαλύβδινων ράβδων ανά μέτρο μήκους αντιστήριξης
Πίνακας 4.4.1:	Αποτελέσματα μετακινήσεων κατακόρυφου μετώπου προσωρινού πρανούς εκσκαφής ανά εξεταζόμενο συνδυασμό φόρτισης

ΕΙΚΟΝΕΣ - ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ

Εικόνα 3.4.1:	Απλοποιημένη κατανομή εφελκυστικών τάσεων κατά μήκος του αγκυρίου σε μια διάταξη αντιστήριξης με εδαφοηλώσεις
Εικόνα 3.4.2:	Ανάπτυξη εφελκυστικών δυνάμεων κατά μήκος του αγκυρίου ανάλογα με το σημείο τομής με την κρίσιμη επιφάνεια θραύσης
Εικόνα 3.4.3:	Οπλισμός μετωπικής επένδυσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην περιοχή των κεφαλών των αγκυρίων – Λεπτομέρεια 1 σε όψη
Εικόνα 3.4.4:	Οπλισμός μετωπικής επένδυσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην περιοχή των κεφαλών των αγκυρίων και σε ενδιάμεση περιοχή – Λεπτομέρεια 2 σε όψη και τομή
Εικόνα 3.4.5:	Διάταξη μεταλλικής μετωπικής πλάκας παθητικών αγκυρίων ολόσωμης πάκτωσης στην περίπτωση αντιστήριξης προσωρινού πρανούς εκσκαφής
Εικόνα 3.4.6:	Προτεινόμενη διάταξη κάναβου παθητικών αγκυρίων για την αντιστήριξη κατακόρυφου προσωρινού πρανούς εκσκαφής
Εικόνα 4.1.1:	Σκαρίφημα διατομής στη θέση μελέτης με την απαιτούμενη επιφάνεια εκσκαφής (προσωρινό πρανές εκσκαφής)
Εικόνα 4.2.1:	Θέσεις γεωερευνητικών εργασιών υπαίθρου
Εικόνα 4.2.2:	Γεωτεχνική διατομή (προσομοίωμα) σχεδιασμού για την μελετώμενη περιοχή του πρανούς
Εικόνα 4.3.1:	Επιφάνειες θραύσης του αντιστηριζόμενου πρανούς εκσκαφής σε στατικές συνθήκες με υψηλή στάθμη υπόγειου νερού
Εικόνα 4.3.2:	Κρίσιμη επιφάνεια θραύσης σε στατικές συνθήκες με υψηλή στάθμη υπόγειου νερού $FS = 0,992 < 1,00$ και δυνάμεις κατά μήκος των αγκυρίων
Εικόνα 4.3.3:	Επιφάνειες θραύσης του αντιστηριζόμενου πρανούς εκσκαφής σε σεισμικές συνθήκες φόρτισης
Εικόνα 4.3.4:	Κρίσιμη επιφάνεια θραύσης σε σεισμικές συνθήκες $FS = 1,047 > 1,00$ και δυνάμεις κατά μήκος των αγκυρίων
Εικόνα 4.3.5:	Επιφάνειες θραύσης του αντιστηριζόμενου πρανούς εκσκαφής σε συνθήκες στατικές συνθήκες φόρτισης
Εικόνα 4.3.6:	Κρίσιμη επιφάνεια θραύσης σε σεισμικές συνθήκες $FS = 1,139 > 1,10$ και δυνάμεις κατά μήκος των αγκυρίων
Εικόνα 4.3.7:	Επιφάνειες θραύσης του αντιστηριζόμενου πρανούς εκσκαφής σε στατικές συνθήκες φόρτισης με υψηλή στάθμη υπόγειου νερού
Εικόνα 4.3.8:	Κρίσιμη επιφάνεια θραύσης σε στατικές συνθήκες φόρτισης με υψηλή στάθμη υπόγειου νερού – $FS = 0,967 < 1,00$

	<p>ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΜΕ ΤΙΤΛΟ:</p> <p>«Αντιστήριξη κατακόρυφου προσωρινού πρανού εκσκαφής με αγκυρωμένο τοιχίο εκτοξευόμενου σκυροδέματος– Γεωτεχνική έρευνα, σχεδιασμός και διαστασιολόγηση μέτρων αντιστήριξης»</p>
---	--

Εικόνα 4.3.9:	Επιφάνειες θραύσης του αντιστηριζόμενου πρανού εκσκαφής σε σεισμικές συνθήκες φόρτισης
Εικόνα 4.3.10:	Κρίσιμη επιφάνεια θραύσης του πρανού σε σεισμικές συνθήκες φόρτισης – $FS=1,035 > 1,00$
Εικόνα 4.3.11:	Επιφάνειες θραύσης αντιστηριζόμενου πρανού εκσκαφής σε συνήθεις στατικές συνθήκες φόρτισης
Εικόνα 4.3.12:	Κρίσιμη επιφάνεια θραύσης του πρανού σε συνήθεις στατικές συνθήκες φόρτισης – $FS=1,115 > 1,10$
Εικόνα 4.3.13:	Επιφάνειες θραύσης αντιστηριζόμενου πρανού εκσκαφής σε στατικές συνθήκες φόρτισης με υψηλή στάθμη υπόγειου νερού
Εικόνα 4.3.14:	Κρίσιμη επιφάνεια θραύσης σε στατικές συνθήκες φόρτισης με υψηλή στάθμη υπόγειου νερού – $FS=1,042 > 1,00$
Εικόνα 4.3.15:	Επιφάνειες θραύσης αντιστηριζόμενου πρανού εκσκαφής σε σεισμικές συνθήκες φόρτισης
Εικόνα 4.3.16:	Κρίσιμη επιφάνεια θραύσης σε σεισμικές συνθήκες φόρτισης – $FS=1,129 > 1,00$
Εικόνα 4.3.17:	Επιφάνειες θραύσης αντιστηριζόμενου πρανού εκσκαφής σε συνήθεις στατικές συνθήκες φόρτισης
Εικόνα 4.3.18:	Κρίσιμη επιφάνεια θραύσης σε συνήθεις στατικές συνθήκες φόρτισης – $FS=1,204 > 1,10$
Διάγραμμα 4.3.1:	Ανάλυση ευαισθησίας Συντελεστή ασφαλείας FS vs S_b (m)
Διάγραμμα 4.3.2:	Ανάλυση ευαισθησίας Συντελεστή ασφαλείας FS vs Plate capacity (KN)
Διάγραμμα 4.3.3:	Ανάλυση ευαισθησίας Συντελεστή ασφαλείας FS vs Tensile capacity (KN)
Εικόνα 4.4.1	Τυπική διατομή αντιστήριξης κατακόρυφου προσωρινού πρανού εκσκαφής με τα επιμέρους στάδια εκσκαφής
Εικόνα 4.4.2α:	Μετακινήσεις αναφοράς στο αρχικό στάδιο (υφιστάμενη κατάσταση πρανού πριν την εκσκαφή) – Στατικές συνθήκες φόρτισης με υψηλή στάθμη υπόγειου νερού
Εικόνα 4.4.2β:	Μετακινήσεις στο 1 ^ο στάδιο εκσκαφής μέχρι τη στάθμη -1,75m από την επιφάνεια του εδάφους – Στατικές συνθήκες φόρτισης με υψηλή στάθμη υπόγειου νερού
Εικόνα 4.4.2γ:	Μετακινήσεις στο 2 ^ο στάδιο εκσκαφής μέχρι τη στάθμη -3,25m από την επιφάνεια του εδάφους – Στατικές συνθήκες φόρτισης με υψηλή στάθμη υπόγειου νερού
Εικόνα 4.4.2δ:	Μετακινήσεις στο 3 ^ο στάδιο εκσκαφής μέχρι τη στάθμη -4,75m από την επιφάνεια του εδάφους – Στατικές συνθήκες φόρτισης με υψηλή στάθμη υπόγειου νερού
Εικόνα 4.4.2ε:	Μετακινήσεις στο τελικό στάδιο εκσκαφής μέχρι τη στάθμη -6,50m από την επιφάνεια του εδάφους – Στατικές συνθήκες φόρτισης με υψηλή στάθμη υπόγειου νερού
Εικόνα 4.4.3α:	Μετακινήσεις αναφοράς στο αρχικό στάδιο (υφιστάμενη κατάσταση πρανού πριν την εκσκαφή) – Σεισμικές συνθήκες φόρτισης
Εικόνα 4.4.3β:	Μετακινήσεις στο 1 ^ο στάδιο εκσκαφής μέχρι τη στάθμη -1,75m από την επιφάνεια του εδάφους – Σεισμικές συνθήκες φόρτισης
Εικόνα 4.4.3γ:	Μετακινήσεις στο 2 ^ο στάδιο εκσκαφής μέχρι τη στάθμη -3,25m από την επιφάνεια του εδάφους – Σεισμικές συνθήκες φόρτισης
Εικόνα 4.4.3δ:	Μετακινήσεις στο 3 ^ο στάδιο εκσκαφής μέχρι τη στάθμη -4,75m από την επιφάνεια του εδάφους – Σεισμικές συνθήκες φόρτισης
Εικόνα 4.4.3ε:	Μετακινήσεις στο τελικό στάδιο εκσκαφής μέχρι τη στάθμη -6,50m από την επιφάνεια του εδάφους – Σεισμικές συνθήκες φόρτισης
Εικόνα 4.4.4α:	Μετακινήσεις αναφοράς στο αρχικό στάδιο (υφιστάμενη κατάσταση πρανού πριν την εκσκαφή) – Συνήθεις στατικές συνθήκες φόρτισης
Εικόνα 4.4.4β:	Μετακινήσεις στο 1 ^ο στάδιο εκσκαφής μέχρι τη στάθμη -1,75m από την επιφάνεια

	<p>ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΜΕ ΤΙΤΛΟ:</p> <p>«Αντιστήριξη κατακόρυφου προσωρινού πρανούς εκσκαφής με αγκυρωμένο τοιχίο εκτοξευόμενου σκυροδέματος– Γεωτεχνική έρευνα, σχεδιασμός και διαστασιολόγηση μέτρων αντιστήριξης»</p>
---	---

	του εδάφους – Συνήθεις στατικές συνθήκες φόρτισης
Εικόνα 4.4.4γ:	Μετακινήσεις στο 2 ^ο στάδιο εκσκαφής μέχρι τη στάθμη -3,25m από την επιφάνεια του εδάφους – Συνήθεις στατικές συνθήκες φόρτισης
Εικόνα 4.4.4δ:	Μετακινήσεις στο 3 ^ο στάδιο εκσκαφής μέχρι τη στάθμη -4,75m από την επιφάνεια του εδάφους – Συνήθεις στατικές συνθήκες φόρτισης
Εικόνα 4.4.4ε:	Μετακινήσεις στο τελικό στάδιο εκσκαφής μέχρι τη στάθμη -6,50m από την επιφάνεια του εδάφους – Συνήθεις στατικές συνθήκες φόρτισης
Διάγραμμα 4.4.1:	Συνθετικό γράφημα ολικών μετακινήσεων καθ' ύψος της εκσκαφής σε στατικές συνθήκες φόρτισης με υψηλή στάθμη υπόγειου νερού
Διάγραμμα 4.4.2:	Συνθετικό γράφημα ολικών μετακινήσεων καθ' ύψος της εκσκαφής σε σεισμικές συνθήκες φόρτισης
Διάγραμμα 4.4.3:	Συνθετικό γράφημα ολικών μετακινήσεων καθ' ύψος της εκσκαφής σε συνήθεις στατικές συνθήκες φόρτισης
Διάγραμμα 4.4.4:	Συνθετικό γράφημα ολικών μετακινήσεων τελικού σταδίου εκσκαφής καθ' ύψος της εκσκαφής ανά εξεταζόμενο συνδυασμό φόρτισης

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α:	Μητρώα δειγματοληπτικών γεωτρήσεων
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β:	Εκτίμηση γεωτεχνικών παραμέτρων σχεδιασμού του εδάφους
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ:	Ανάλυση ευαισθησίας για την επιρροή των παραμέτρων α) οριζόντια αξονική απόσταση παθητικών αγκυρίων, β) Plate capacity (εφελκυστική αντοχή στην περιοχή των κεφαλών των αγκυρίων) και γ) Tensile capacity (εφελκυστική αντοχή χαλύβδινων ράβδων αγκυρίων) στον συντελεστή ασφαλείας FS για την ευστάθεια της αντιστήριξης του προσωρινού πρανούς εκσκαφής
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ:	Διαστασιολόγηση μετωπικής επένδυσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος έναντι κάμψης και διάτρησης με τη μεθοδολογία του εγχειριδίου Soil Nail Walls, Geotechnical Engineering Circular No 7, FHWA0-IF-03-017, March 2003
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ε:	Σκαριφήματα τυπικής διατομής, λεπτομερειών οπλισμού μετωπικής επένδυσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος και αναπτύγματος όψης αντιστηριζόμενου προσωρινού πρανούς εκσκαφής

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Αντικείμενο της εργασίας

Το ζήτημα της ευστάθειας των προσωρινών πρανών εκσκαφής που πολλές φορές απαιτείται να διαμορφωθούν στα πλαίσια της κατασκευής τεχνικών και οικοδομικών έργων, απασχολεί συχνά τους τεχνικούς, προκειμένου να ολοκληρωθούν οι εργασίες κατασκευής των έργων με ασφάλεια και με τις λιγότερες δυνατές καθυστερήσεις και απρόοπτα.

Σε πολλές περιπτώσεις η γεωμετρία των προσωρινών πρανών (ύψος και κλίση πρανού) και η φύση του εδάφους απαιτεί την εκπόνηση μελέτης αντιστήριξης προσωρινού πρανού εκσκαφής. Κρίσιμη παράμετρος για τη μελέτη και τη διαστασιολόγηση του έργου προσωρινής αντιστήριξης είναι τα γεωτεχνικά χαρακτηριστικά του αντιστηριζόμενου πρανού, δηλαδή η φύση του σχηματισμού που δομεί το πρανές και οι αντίστοιχες παράμετροι διατμητικής αντοχής (ενεργός συνοχή και γωνία εσωτερικής τριβής, αστράγγιστη διατμητική αντοχή ή θλιπτική αντοχή και δομή ασυνεχειών σε περίπτωση βραχύδους σχηματισμού, μέτρο συμπίεστότητας του εδάφους κ.α.). Ο προσδιορισμός των παραμέτρων διατμητικής αντοχής και η διαμόρφωση του γεωτεχνικού προσομοιώματος σχεδιασμού του πρανού προκύπτει από την αξιολόγηση των γεωτεχνικών ερευνών που εκπονούνται είτε στα πλαίσια εκπόνησης των απαιτούμενων μελετών για την κατασκευή του έργου είτε κατά την διάρκεια της κατασκευής του έργου, στα πλαίσια εκπόνησης των αντίστοιχων μελετών εφαρμογής.

Οι μέθοδοι αντιστήριξης των προσωρινών πρανών εκσκαφής δύναται να περιλαμβάνουν κατασκευή φρεατοπασσάλων (αλληλοτεμνόμενων ή αλληλοεφαπτόμενων ή τοίχων τύπου Βερολίνου), τοποθέτηση πασσαλοσανίδων, αγκυρωμένα τοιχία εκτοξευόμενου σκυροδέματος ή τμηματική εκσκαφή και κατασκευή τοιχίων σκυροδέματος («ντουλάπια») τα οποία δύναται να ενταχθούν μελλοντικά στο σύνολο της κατασκευής του έργου (πχ υπόγεια κτιριακών έργων). Η επιλογή της πλέον ενδεδειγμένης κατά περίπτωση μεθόδου, για την αντιστήριξη ενός προσωρινού πρανού εκσκαφής έγκειται στην συνεκτίμηση των παραμέτρων κόστους, είδους κατασκευαζόμενου έργου, φορτίων που πρέπει να παραληφθούν, γεωμετρικών χαρακτηριστικών (πχ διατιθέμενος χώρος για δημιουργία εκσκαφών) και φύση του εδάφους.

Στην παρούσα εργασία εξετάζεται η αντιστήριξη ενός κατακόρυφου πρανού εκσκαφής, το οποίο δημιουργείται στα πλαίσια κατασκευής ενός έργου οδοποιίας και απαιτείται να αντιστηριχτεί προκειμένου να εκτελεστούν με ασφάλεια οι εργασίες κατασκευής μόνιμου έργου αντιστήριξης παραπλεύρως της οδού, το οποίο προβλέπεται από την οριστική μελέτη του έργου. Η μέθοδος που εξετάζεται είναι η αντιστήριξη του κατακόρυφου προσωρινού πρανού εκσκαφής με αγκυρωμένο επί του εδάφους τοιχίο εκτοξευόμενου σκυροδέματος και η ανάλυση του αντικειμένου περιλαμβάνει τα στάδια από την αξιολόγηση των γεωτεχνικών συνθηκών του σχηματισμού που δομεί το εξεταζόμενο πρανές μέχρι την τελική διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων της αντιστήριξης.

1.2 Δομή της εργασίας

Η εργασία διαχωρίζεται σε δύο κύρια τμήματα. Στο πρώτο τμήμα αναλύεται η προτεινόμενη μεθοδολογία για την ανάπτυξη του θέματος. Συγκεκριμένα στις παραγράφους που ακολουθούν αναλύεται με σχετικές αναφορές στην αντίστοιχη βιβλιογραφία η μεθοδολογία προσδιορισμού των γεωτεχνικών παραμέτρων σχεδιασμού του εδάφους, η λογική επιλογής των εξεταζόμενων συνθηκών φόρτισης των ελέγχων ευστάθειας και οι αντίστοιχοι απαιτούμενοι συντελεστές ασφαλείας, η

μεθοδολογία προσδιορισμού των αναμενόμενων μετακινήσεων και της διαστασιολόγησης του εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

Στο δεύτερο τμήμα της εργασίας, στην μελέτη περίπτωσης εφαρμόζονται σε συγκεκριμένο παράδειγμα οι προαναφερόμενες μεθοδολογίες και διαστασιολογείται το εξεταζόμενο έργο προσωρινής αντιστήριξης.

2 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ

2.1 Βιβλιογραφία σχετική με τον προσδιορισμό των παραμέτρων διατμητικής αντοχής συνεκτικών και μη συνεκτικών εδαφικών σχηματισμών

Οι παράμετροι διατμητικής αντοχής του εδάφους που θα χρησιμοποιηθούν στις αναλύσεις της μελέτης περίπτωσης αφορούν στην ενεργό συνοχή c' , την ενεργό γωνία εσωτερικής τριβής ϕ' , την αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u , το μέτρο συμπίεστότητας E_s και το μοναδιαίο φαινόμενο βάρους γ . Για λόγους πληρότητας θα συμπεριληφθούν και λοιπές παράμετροι όπως τάση προφόρτισης P_0 , λόγος προφόρτισης OCR, μέτρο διάτμησης G , αστράγγιστο μέτρο ελαστικότητας E_u και ενεργό μέτρο ελαστικότητας E' για τα συνεκτικά υλικά και σχετική πυκνότητα D_r για τα μη συνεκτικά υλικά.

Αναφορές σχετικά με τον προσδιορισμό των παραπάνω παραμέτρων έχουν αναζητηθεί στην διεθνή βιβλιογραφία που παρουσιάζεται ακολούθως:

- ✓ Evaluation of soil and rock properties, April 2002, FHWA-IF-02-034, GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 5
- ✓ Report No: FHWA RT 88 040, December 1988
- ✓ "Principles of Foundation Engineering", Braja M. Das, 2004
- ✓ "Principles of Geotechnical Engineering", Braja M. Das, 2002
- ✓ Geotechnical Site Characterization, FHWA-NHI-01-031, July 2001

2.2 Βιβλιογραφία σχετική με τον σχεδιασμό και τη διαστασιολόγηση αγκυρωμένων τοιχίων αντιστήριξης (Soil Nail Walls)

Η μεθοδολογία σχεδιασμού και διαστασιολόγησης αγκυρωμένων τοίχων αντιστήριξης προσωρινού και μόνιμου χαρακτήρα έχει αναζητηθεί σε διεθνή πρότυπα και βιβλιογραφία, κυρίως λόγω της έλλειψης εθνικού πλαισίου και προδιαγραφών για την σύνταξη σχετικών μελετών, ενώ πολύ βοηθητικές έχουν αποδειχθεί οι σχετικές με το θέμα παρουσιάσεις σε πανελλήνια συνέδρια, οι οποίες έχουν αντληθεί κατά την σχετική βιβλιογραφική αναζήτηση.

- ✓ Manual for design and contraction Monitoring Soil Nail Walls, Publication No FHWA-SA-96-069R, Nov 1996 (Revised October 1998)

- ✓ Soil Nail Walls Reference Manual Developed following AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 7th Edition, Publication No FHWA-NHI-14-007, FHWA GEC 007, February 2015
- ✓ Soil Nail Walls Geotechnical Engineering Circular No7, FHWA0-IF-03-017, March 2003
- ✓ Physical and Numerical Modeling of grouted nails in clay by Jonathan David Morris, Magdalen College, Hilary Term 1999
- ✓ Μορφές αστοχίας της επένδυσης αντιστηρίξεων με εδαφοηλώσεις, Καραμπατάκης Δ., Δρ Πολιτικός Μηχανικός ΑΠΘ, Τζάρος Χ., Πολιτικός Μηχανικός ΠΘ, 5^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, ΤΕΕ, Ξάνθη 2006
- ✓ Εσωτερικές μορφές αστοχίας διατάξεων αντιστηρίξεων με εδαφοηλώσεις, Καραμπατάκης Δ. Δρ. Πολιτικός Μηχανικός ΑΠΘ, Τζάρος Χ. Πολιτικός Μηχανικός ΠΘ, 5^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, ΤΕΕ, Ξάνθη 2006

2.3 Εθνικές Τεχνικές Προδιαγραφές

Κατάλογος των ισχυουσών Ελληνικών Τεχνικών Προδιαγραφών για την κατασκευή έργων αντιστήριξης με αγκυρωμένα τοιχία εκτοξευόμενου σκυροδέματος σε μόνιμα ή προσωρινά πρανή έργων οδοποιίας παρατίθεται ακολούθως:

- ✓ ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-01-01-01-00 Παραγωγή και μεταφορά σκυροδέματος
- ✓ ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-01-01-02-00 Διάστρωση σκυροδέματος
- ✓ ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-01-01-03-00 Συντήρηση σκυροδέματος
- ✓ ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-01-01-04-00 Εργοταξιακά συγκροτήματα παραγωγής σκυροδέματος
- ✓ ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-01-01-05-00 Δονητική συμπίκνωση σκυροδέματος
- ✓ ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-01-01-06-00 Αυτοσυμπυκνούμενο σκυρόδεμα
- ✓ ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-01-02-01-00 Χαλύβδινοι οπλισμοί σκυροδέματος
- ✓ ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-02-02-01-00 Γενικές εκσκαφές οδοποιίας και υδραυλικών έργων
- ✓ ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-03-02-00 Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα υπογείων έργων και σηράγγων
- ✓ ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-03-03-00 Γενικές απαιτήσεις για τις αγκυρώσεις σηράγγων
- ✓ ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-03-03-04 Απλά αγκύρια υποστήριξης σηράγγων συνεχούς πάκτωσης (αγκύρια SN)
- ✓ ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-05-01-00 Στεγάνωση επένδυσης σηράγγων με συνθετικές μεμβράνες
- ✓ ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-05-02-00 Γεωϋφάσματα προστασίας ή αποστράγγισης στεγανοποιητικών μεμβρανών επένδυσης σηράγγων
- ✓ ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-07-01-00 Διατρήματα σηράγγων για τσιμεντενέσεις, τοποθέτηση αγκυρίων, οργάνων κλπ

3 ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ

3.1 Μεθοδολογία εκτίμησης γεωτεχνικών παραμέτρων σχεδιασμού του εδάφους

Τα εδαφικά γεωυλικά ταξινομούνται βάσει των αρχών της Τεχνικής Γεωλογίας σε συνεκτικά και μη συνεκτικά υλικά. Η διάκρισή τους στις δύο αυτές κατηγορίες γίνεται κυρίως με βάση το μέγεθος και τη μορφή των κόκκων τους και η συμπεριφορά τους καθορίζεται από τα φυσικά, μηχανικά και υδραυλικά τους χαρακτηριστικά.

Στα φυσικά χαρακτηριστικά των εδαφικών υλικών συγκαταλέγονται η κοκκομετρική διαβάθμιση, η φυσική υγρασία, η πλαστικότητα (όρια Atterberg), και το ειδικό βάρος τα οποία προσδιορίζονται μέσω των αντίστοιχων εργαστηριακών δοκιμών κατάταξης.

Τα υδραυλικά χαρακτηριστικά όπως η υδροπερατότητα των εδαφικών υλικών (συντελεστής διαπερατότητας) προσδιορίζονται είτε με επιτόπου δοκιμές (δοκιμές μεταβλητού φορτίου Maag ή δοκιμές σταθερού φορτίου Lefranc) είτε εργαστηριακά (πχ δοκιμές στερεοποίησης).


Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των εδαφικών γεωυλικών είναι η παραμορφωσιμότητα και συμπίεστικότητα (μέτρα ελαστικότητας), η γωνία εσωτερικής τριβής και η συνοχή (ενεργές και αστράγγιστες τιμές) και η αστράγγιστη διατμητική αντοχή. Υπολογίζονται μέσω εμπειρικών σχέσεων βάσει των αποτελεσμάτων εργαστηριακών δοκιμών κατάταξης και επιτόπου δοκιμών πρότυπης διείδυσης SPT, αλλά και απευθείας από τις αντίστοιχες εργαστηριακές δοκιμές εδαφομηχανικής.

Ο χαρακτηρισμός της πυκνότητας για τα μη συνεκτικά εδαφικά υλικά και τα συνεκτικότητας για τα συνεκτικά με βάση τα αποτελέσματα των επιτόπου δοκιμών πρότυπης διείδυσης SPT (Standard Penetration Test), γίνεται σύμφωνα με τους ακόλουθους πίνακες (Πηγή: Η έρευνα του υπεδάφους, Κεφάλαιο 11, Στοιχεία Εδαφομηχανικής, Έκδοση ΕΜΠ, Σεπτέμβριος 2005, <http://www.civil.ntua.gr/~kavvadas>).

Χαρακτηρισμός Πυκνότητας	Αριθμός κτύπων SPT
Πολύ χαλαρά	< 5
Χαλαρά	5 - 10
Μέσης πυκνότητας	10 - 30
Πυκνά	30 - 50
Πολύ πυκνά	> 50

Πίνακας 3.1.1: Κατάταξη μη συνεκτικών εδαφών από δοκιμές SPT

Χαρακτηρισμός Συνεκτικότητας	Αριθμός κτύπων SPT
Πολύ μαλακά	< 2
Μαλακά	2- 4

 <p>ΕΛΛΗΝΙΚΟ ΑΝΟΙΚΤΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ</p>	<p>ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΜΕ ΤΙΤΛΟ:</p> <p>«Αντιστήριξη κατακόρυφου προσωρινού πρανούς εκσκαφής με αγκυρωμένο τοιχίο εκτοξευόμενου σκυροδέματος– Γεωτεχνική έρευνα, σχεδιασμός και διαστασιολόγηση μέτρων αντιστήριξης»</p>
--	---

Χαρακτηρισμός Συνεκτικότητας	Αριθμός κτύπων SPT
Μέτρια συνεκτικά	4 - 8
Συνεκτικά	8 - 16
Πολύ συνεκτικά	16 – 32
Σκληρά	> 32

Πίνακας 3.1.2: Κατάταξη συνεκτικών εδαφών από δοκιμές SPT

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των εδαφικών υλικών που θα χρησιμοποιηθούν για τις ανάγκες των υπολογισμών της παρούσας εργασίας, προσδιορίζονται βάσει των αποτελεσμάτων των εργαστηριακών δοκιμών κατάταξης και των επιτόπου δοκιμών SPT, σύμφωνα με τη μεθοδολογία που παρουσιάζεται στην συνέχεια.

Για τα συνεκτικά εδάφη:

- Η ενεργός γωνία εσωτερική τριβής προσδιορίζεται από την σχέση: $\phi' = 44,7 - (12 \log PI) \pm 3,67^\circ$

όπου PI είναι ο δείκτης πλαστικότητας. (Πηγή: Evaluation of soil and rock properties, April 2002, FHWA-IF-02-034, GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 5 & Report No: FHWA RT 88 040, December 1988)

Οι διορθωμένες τιμές του αριθμού κτύπων N_{spt} προσδιορίζονται ως εξής: (Πηγή: Evaluation of soil and rock properties, FHWA-IF-02-034, April 2002, GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 5)

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60}, N_1 = N_{meas} C_N \text{ και } N_{60} = N_{meas} C_E C_B C_S C_R \text{ όπου}$$

C_N = διορθωτικός συντελεστής λόγω πίεσης υπερκειμένων γαιών (αντιστοιχεί σε πίεση υπερκειμένων ίση με 1 atm),

N_{meas} = ο αριθμός κτύπων N_{spt} ,

C_E = διορθωτικός συντελεστής ενέργειας πτώσης πρότυπου βάρους, προσδιορίζεται από τον παρακάτω πίνακα:

Energy Ratio	Donut Hammer Safety Hammer Automatic Hammer	$C_E = ER/60$	0.5 to 1.0 ⁽¹⁾ 0.7 to 1.2 ⁽¹⁾ 0.8 to 1.5 ⁽¹⁾
--------------	---	---------------	---

C_B = διορθωτικός συντελεστής διαμέτρου γεώτρησης, προσδιορίζεται από τον παρακάτω πίνακα:

Borehole Diameter	65 to 115 mm 150 mm 200 mm	C_B	1.0 1.05 1.15
-------------------	----------------------------------	-------	---------------------

C_S = διορθωτικός συντελεστής δειγματολήπτη, προσδιορίζεται από τον παρακάτω πίνακα

Sampling method	Standard sampler	C_s	1.0
	Non-standard sampler		1.1 to 1.3

C_R = διορθωτικός συντελεστής μήκους στελεχών, προσδιορίζεται από τον παρακάτω πίνακα

Rod Length	3 to 4 m	C_R	0.75
	4 to 6 m		0.85
	6 to 10 m		0.95
	10 to >30 m		1.0

- Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u προσδιορίζεται από την σχέση $S_u = 29(N_{60})^{0.72}$ (Πηγή: "Principles of Foundation Engineering", Braja M. Das, 2004, p 81).
- Η τάση προφόρτισης P_o προσδιορίζεται συναρτήσει του δείκτη πλαστικότητας PI και της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής S_u από την σχέση $P_o = S_u / [(0.11 + 0.0037 \cdot PI) \cdot (1.7 - 0.54 \cdot \log PI)]$ (Πηγή: "Principles of Geotechnical Engineering", Braja M. Das, 2002), όπου ο παράγοντας $\lambda = 1.7 - 0.54 \cdot \log PI$ (συντελεστής Vane shear test) θα πρέπει να είναι $\lambda \leq 1,1$, διαφορετικά λαμβάνεται ίσος με 1,1.
- Ο λόγος προφόρτισης OCR προσδιορίζεται από την σχέση

$$OCR_{lim \alpha} = \left[\frac{(1 + \sin \phi')}{(1 - \sin \phi')^2} \right]^{(1/\sin \phi')}$$

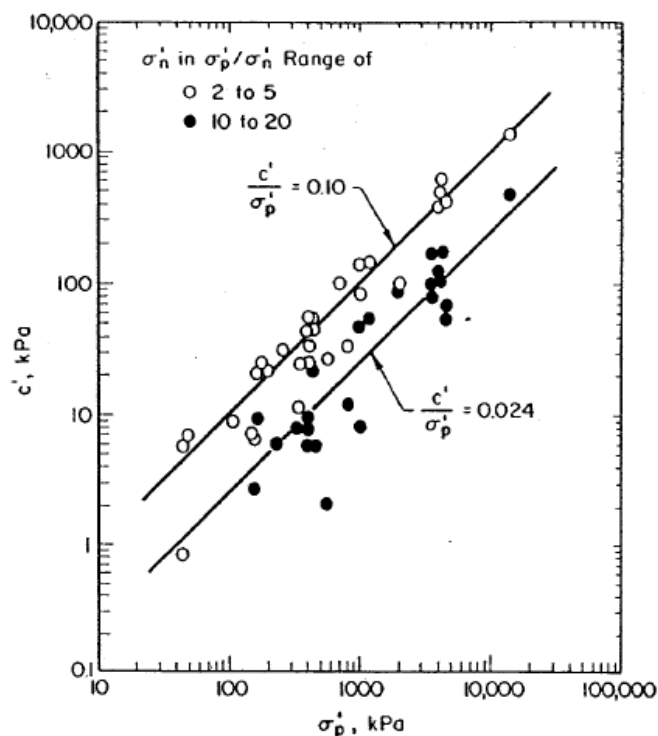
, όπου ϕ' είναι η ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής (Πηγή: "Principles of Geotechnical Engineering", Braja M. Das, 2002).

- Ο συντελεστής ωθήσεων ηρεμίας K_o υπολογίζεται από την σχέση $K_o = (1 - \sin \phi') OCR^{\sin \phi'}$ (Πηγή: Evaluation of soil and rock properties, FHWA-IF-02-034, April 2002, GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 5).
- Το μέτρο διάτμησης G υπολογίζεται από την σχέση $G = I_R \cdot S_u$, όπου I_R είναι ο δείκτης ακαμψίας:

$$I_R \approx \frac{\exp \left[\frac{137 - PI}{23} \right]}{\left[1 + \ln \left\{ 1 + \frac{(OCR - 1)^{3.2}}{26} \right\} \right]^{0.8}}$$

(Πηγή: Geotechnical Site Characterization, FHWA-NHI-01-031, July 2001)

- Τα μέτρα ελαστικότητας E προσδιορίζονται από την σχέση $E = 2(v+1)G$ (Πηγή: Geotechnical Site Characterization, FHWA-NHI-01-031, July 2001) για διάφορες τιμές του λόγου Poisson ν και συγκεκριμένα για $\nu = 0,25$ προκύπτει το ενεργό μέτρο ελαστικότητας E' , για $\nu = 0,5$ προκύπτει το αστράγγιστο μέτρο ελαστικότητας E_u και για $\nu = 0$ προκύπτει το μέτρο συμπίεστότητας E_s .
- Τέλος η ενεργός συνοχή c' προσδιορίζεται συναρτήσει της ενεργού τάσης υπερκειμένων γαιών σ_o' βάσει του ακόλουθου διαγράμματος

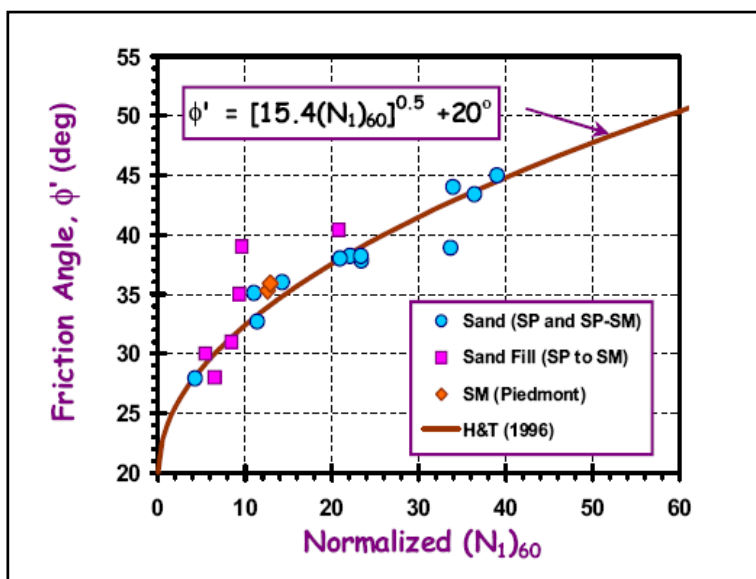


(Πηγή: Evaluation of soil and rock properties, FHWA-IF-02-034, April 2002, GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 5), από το οποίο στον υπολογισμό λαμβάνουμε συντηρητικά η τιμή

$$\frac{c'}{\sigma'_p} = 0.024$$

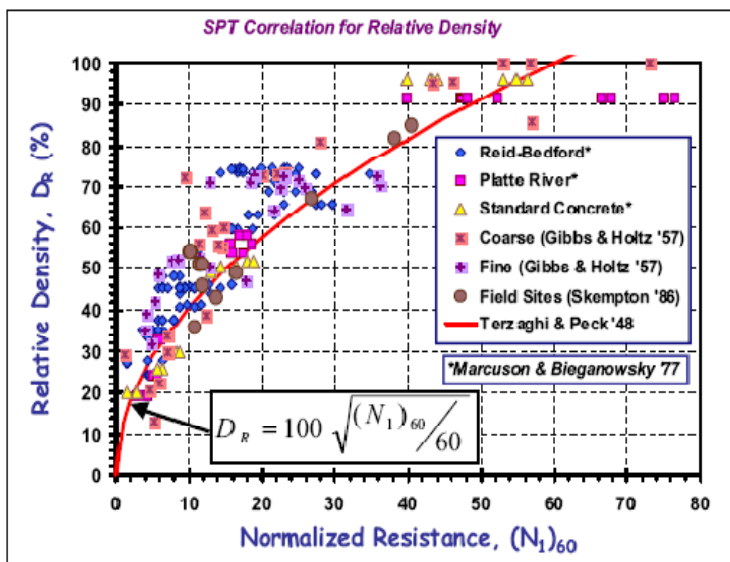
Για τα μη συνεκτικά εδάφη:

- Η ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής προσδιορίζεται βάσει της σχέσης του ακόλουθου διαγράμματος: (Πηγή: Evaluation of soil and rock properties, April 2002, FHWA-IF-02-034, GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 5 & Report No: FHWA RT 88 040, December 1988)



όπου η διορθωμένη τιμή $N_{1(60)}$ του αριθμού κτύπων N_{spt} σύμφωνα με τον τρόπο που αναλύθηκε παραπάνω.

- Η σχετική πυκνότητα D_r προσδιορίζεται βάσει του ακόλουθου διαγράμματος: (Πηγή: Evaluation of soil and rock properties, FHWA-IF-02-034, April 2002, GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 5).



- Το μέτρο ελαστικότητας E_s υπολογίζεται ανάλογα με την κοκκομετρία του εξεταζόμενου υλικού από τον ακόλουθο πίνακα: (Πηγή: Evaluation of soil and rock properties, FHWA-IF-02-034, April 2002, GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 5).

Soil Type	Equivalent Elastic Modulus (kPa)
Silts, sandy silts, slightly cohesive mixtures	400 $(N_1)_{60}$
Clean fine to medium sands and slightly silty sands	700 $(N_1)_{60}$
Coarse sands and sands with little gravel	1,000 $(N_1)_{60}$
Sandy gravels	1,200 $(N_1)_{60}$

- Ο συντελεστή ωθήσεων ηρεμίας K_0 προσδιορίζεται από την σχέση: $K_0 = (1 - \sin \phi')$ συναρτήσει της ενεργού γωνίας εσωτερικής τριβής (Πηγή: Evaluation of soil and rock properties, FHWA-IF-02-034, April 2002, GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 5).

3.2 Αναλύσεις ευστάθειας: Μεθοδολογία και Παραδοχές – Απαιτούμενοι συντελεστές ασφαλείας

Το Εθνικό πλαίσιο για τις γεωτεχνικές μελέτες των έργων οδοποιίας καθορίζεται από τις ΟΜΟΕ (Οδηγίες Μελετών Οδικών Έργων) Τεύχος 11: Γεωλογικές και Γεωτεχνικές έρευνες και μελέτες, του τ. Υπουργείου ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε., Γενική Γραμματεία Δημοσίων Έργων, Ειδική Επιτροπή Επεξεργασίας Θεμάτων Διερωπαϊκού Δικτύου, Ιούλιος 2003.

Συγκεκριμένα στο Κεφάλαιο 4 που αφορά στις Γεωτεχνικές μελέτες και μελέτες γεωτεχνικών έργων, στην παράγραφο 1.2.1: Πρανή γαιωδών ορυγμάτων καθορίζονται οι αρχές σχεδιασμού των πρανών ορυγμάτων που δομούνται από εδαφικά υλικά, οι εξεταζόμενοι συνδυασμοί φόρτισης που αφορούν σε συνθήκες σεισμού ή όχι, ύπαρξη υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα κ.α. και οι αντίστοιχοι απαιτούμενοι συντελεστές ασφαλείας για τους υπολογισμούς ευστάθειας των πρανών.

Στο τέλος της παραγράφου αναφέρεται ότι «Για προσωρινά πρανή (εκτεθειμένα για περίοδο κάτω του ενός έτους) απαιτείται συντελεστής ασφαλείας τουλάχιστον 1.1 χωρίς σεισμό και με υπόγειο ορίζοντα συμφώνως προς παραδοχές της γεωτεχνικής μελέτης.»

Στην μελέτη περίπτωση που αναλύεται στην παρούσα διπλωματική εργασία, το εξεταζόμενο κατακόρυφο πρανές εκσκαφές θεωρείται ως προσωρινό με διάρκεια κάτω του ενός έτους, δεδομένου ότι η εκσκαφή του απαιτείται προκειμένου να ολοκληρωθεί η κατασκευή μόνιμου έργου αντιστήριξης παραπλεύρως της οδού.

Στην προαναφερόμενη παράγραφο του Κεφαλαίου 4 του Τεύχους 11 των ΟΜΟΕ, που αφορά στα προσωρινά πρανή εκσκαφής δεν γίνεται αναφορά για έλεγχο σε σεισμό, παρόλα αυτά στα πλαίσια εκπόνησης της εργασίας επιλέχθηκε να εξεταστεί και η περίπτωση της σεισμικής φόρτισης δεδομένου ότι πρόκειται για πιθανό ενδεχόμενο κατά την διάρκεια κατασκευής του έργου, λαμβάνοντας όμως μειωμένους κατά 50% σεισμικούς συντελεστές σε σχέση με τους οριζόμενους κατά ΕΑΚ2000, λόγω της περιορισμένης διάρκειας ζωής του έργου.

Συγκεκριμένα, σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000 (ΦΕΚ 2184Β/20-12-1999) και τις τροποποιήσεις του (ΦΕΚ 781Β/18-06-2006, διευκρινήσεις μόνιμης επιστημονικής επιτροπής και ΦΕΚ 1154Β/ 12-8-2003, αναθεώρηση χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας) στο Κεφάλαιο 5 – Θεμελιώσεις, Αντιστηρίξεις, Γεωκατασκευές, στην παράγραφο 5.4.1 εδάφιο [1] αναφέρονται τα εξής:

«Η ευστάθεια φυσικών ή τεχνητών πρανών κατά τον σεισμικό κραδασμό θα ελέγχεται με θεώρηση των ακόλουθων πρόσθετων ενεργών επιταχύνσεων που δρουν στην εδαφική μάζα.

Οριζόντια: $a_h = a_\pi$ και κατακόρυφη $a_v = \pm 0.50 a_\pi$, όπου a_π είναι η σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού του πρανού, που λαμβάνεται ίση με 0,50α για φυσικά πρανή και ίση με $(a_B + a_K)/2$ για πρανή αναχωμάτων.»

Το μελετώμενο στην παρούσα εργασία πρανές είναι πρανές ορύγματος και η περιοχή μελέτης (Ηράκλειο Κρήτης) σύμφωνα με τον πίνακα 2.1 και τον χάρτη 2.2 των Ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας του Κεφαλαίου 2 του ΕΑΚ 2000, ανήκει στην ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II με σεισμική επιτάχυνση του εδάφους $A = a g$ ($a = 0,24$ και g : επιτάχυνση βαρύτητας).

Σύμφωνα με τα παραπάνω η οριζόντια σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού του πρανού είναι $a_h = 0.50 a = 0,12$ και η κατακόρυφη σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού είναι $a_v = \pm 0.50 a_\pi = \pm 0.06$.

Κατά τις παραδοχές της εργασίας λοιπόν, οι σεισμικοί συντελεστές που θα ληφθούν μειωμένοι κατά 50% λόγω του προσωρινού χαρακτήρα του πρανού θα είναι $a_h = 0,06$ και $a_v = \pm 0.03$. Ο ελάχιστος αποδεκτός συντελεστής ασφαλείας για την ευστάθεια του πρανού σε σεισμικές συνθήκες φόρτισης είναι $FS = 1,00$, σύμφωνα με την παράγραφο 5.4.3 Έλεγχος ευστάθειας, του Κεφαλαίου 5 του ΕΑΚ 2000.

Κατά τον έλεγχο σε στατικές συνθήκες φόρτισης (χωρίς σεισμό) και παραδοχή για την στάθμη υπόγειου νερού στο βάθος που βρέθηκε κατά την εκτέλεση των γεωερευνητικών εργασιών, ο ελάχιστος αποδεκτός συντελεστής ασφαλείας όπως προαναφέρεται είναι $FS = 1,10$ (κατά ΟΜΟΕ για προσωρινά πρανή εκσκαφής).

Για ελαχιστοποίηση των αβεβαιοτήτων στον σχεδιασμό της αντιστήριξης του προσωρινού πρανού, επιλέγεται να εξεταστεί και η ακραία συνθήκη κορεσμού του εξεταζόμενου πρανού με νερό (υψηλή στάθμη υπόγειου νερού) και ο αντίστοιχος ελάχιστος αποδεκτός συντελεστής ασφαλείας για την ευστάθεια του πρανού λαμβάνεται $FS = 1,00$.

Οι παραπάνω εξεταζόμενοι συνδυασμοί φόρτισης και οι αντίστοιχοι απαιτούμενοι συντελεστές ασφαλείας συνοψίζονται στον ακόλουθο πίνακα 3.2.1.

α/α Συνδυασμού φόρτισης	Περιγραφή	Στάθμη υπόγειου νερού	Σεισμικοί συντελεστές	Απαιτούμενος συντελεστής ασφαλείας για την ευστάθεια του πρανού
1	Συνήθεις στατικές συνθήκες φόρτισης	Συνήθης στάθμη, στο βάθος που εντοπίστηκε κατά τις γεωερευνητικές εργασίες	-	1,10
2	Σεισμικές συνθήκες φόρτισης	Συνήθης στάθμη, στο βάθος που εντοπίστηκε κατά	$a_h = 0.06$ & $a_v = \pm 0.03$	1,00

α/α Συνδυασμού φόρτισης	Περιγραφή	Στάθμη υπόγειου νερού	Σεισμικοί συντελεστές	Απαιτούμενος συντελεστής ασφαλείας για την ευστάθεια του πρανού
		τις γεωερευνητικές εργασίες		
3	Στατικές συνθήκες φόρτισης με υψηλή στάθμη υπόγειου νερού	Πολύ υψηλή στάθμη υπόγειου νερού – Συνθήκες κορεσμού του πρανού	-	1,00

Πίνακας 3.2.1: Εξεταζόμενοι συνδυασμοί φόρτισης του προσωρινού πρανού εκσκαφής και αντίστοιχοι απαιτούμενοι συντελεστές ασφαλείας των ελέγχων ευστάθειας

Οι αναλύσεις ευστάθειας που παρουσιάζονται στο επόμενο κεφάλαιο πραγματοποιούνται με χρήση κατάλληλου γεωτεχνικού λογισμικού αναλύσεων ευστάθειας πρανών (Slide6.0, Rocscience) όπου εξετάζονται πολυγωνικές επιφάνειες θραύσης του μελετώμενου πρανού με τα προτεινόμενα μέτρα αντιστήριξης, σύμφωνα με την τροποποιημένη μέθοδο Janbu (Janbu corrected).

Η απλοποιημένη και η τροποποιημένη μέθοδος Janbu χρησιμοποιεί τη μέθοδο των τεμαχίων για να προσδιορίσει την ευστάθεια της κατολισθαίνουσας μάζας. Βασίζεται στις δυνάμεις οι οποίες ασκούνται σε ένα τυπικό τεμάχιο. Η απλοποιημένη διαδικασία παραδέχεται ότι δεν υπάρχουν δυνάμεις διάτμησης εντός του τεμαχίου.

Η μέθοδος Janbu ικανοποιεί την ισορροπία των κατακόρυφων δυνάμεων για κάθε τεμάχιο, καθώς επίσης και την συνολική ισορροπία των οριζόντιων δυνάμεων για την συνολική κατολισθαίνουσα μάζα (π.χ. όλα τα τεμάχια). Η ισορροπία των κατακόρυφων δυνάμεων για κάθε τεμάχιο i δίνεται από την σχέση :

$$\sum [F_v]_i = (N' + U_\alpha) \cos \alpha + S_m \sin \alpha - W(1 - k_v) - U_\beta \cos \beta - Q \cos \delta = 0 \quad (1)$$

$$N' = \frac{-U_\alpha \cos \alpha - S_m \sin \alpha + W(1 - k_v) + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta}{\cos \alpha} \quad (2)$$

Αν ο Συντελεστής Ασφαλείας απέναντι σε διατμητική αστοχία καθορίζεται ως F και δεχόμαστε ότι είναι ο ίδιος για όλα τα τεμάχια η κατά Mohr-Coulomb κινητοποιηθείσα διατμητική αντοχή (S_m) κατά μήκος της βάσης κάθε τεμαχίου δίνεται από την σχέση :

$$S_m = \frac{C + N' \tan \varphi}{F} \quad (3)$$

όπου C και $N' \tan \varphi$ είναι αντίστοιχα η συνιστώσα της συνοχής και της τριβής της διατμητικής αντοχής του εδάφους. Αντικαθιστώντας την εξίσωση (3) στην (2) η ενεργός δύναμη που δρα κάθετα στην βάση του τεμαχίου μπορεί να προσδιοριστεί ως εξής :

$$N' = \frac{1}{m_\alpha} \left[W(1 - k_v) - \frac{C \sin \alpha}{F} - U_\alpha \cos \alpha + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta \right] \quad (4)$$

όπου

$$m_\alpha = \cos \alpha \left[1 + \frac{\tan \alpha \tan \varphi}{F} \right] \quad (5)$$

Μετά, η ολική ισορροπία των οριζόντιων δυνάμεων υπολογίζεται για όλα τα τεμάχια της κατολισθαίνουσας μάζας. Σ' αυτήν την περίπτωση για ένα μεμονωμένο τεμάχιο i :

$$[F_H]_i = -(N' + U_\alpha) \sin \alpha - Wk_h + U_\beta \sin \beta + Q \sin \delta + S_m \cos \alpha \quad (6)$$

Τότε αντικαθιστώντας το S_m από την εξίσωση (1.3) και επιλύοντας ξανά η ολική ισορροπία οριζόντιων δυνάμεων για την κατολισθαίνουσα μάζα δίνεται από την σχέση:

$$\sum_{i=1}^n [F_H]_i = \sum_{i=1}^n \left[(N' + U_\alpha) \sin \alpha + Wk_h - U_\beta \sin \beta - Q \sin \delta - \frac{C + N' \tan \varphi}{F} \cos \alpha \right] = 0 \quad (7)$$

Πρέπει να σημειωθεί ότι κάθε δύναμη τεμαχίου στις παραπάνω εξισώσεις θα έχει έναν δείκτη i ο οποίος έχει παραλειφθεί για λόγους απλοποίησης. Επιλύοντας ξανά την παραπάνω εξίσωση μπορούμε να πάρουμε την εξής μορφή :

$$\sum_{i=1}^n [(N' + U_\alpha) \sin \alpha + Wk_h - U_\beta \sin \beta - Q \sin \delta] = \sum_{i=1}^n \left[\frac{1}{F} (C + N' \tan \varphi) \cos \alpha \right] \quad (8)$$

τότε αν το κάθε τεμάχιο έχει τον ίδιο παράγοντα ασφαλείας, F ,

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n [C + N' \tan \varphi] \cos \alpha}{\sum_{i=1}^n A_i + \sum_{i=1}^n N' \sin \alpha} \quad (9)$$

όπου το N' δίνεται από την εξίσωση (1.4) και

$$A_i = U_\alpha \sin \alpha + Wk_h - U_\beta \sin \beta - Q \sin \delta \quad (10)$$

Η εξίσωση (10) είναι ένας λόγος των οριζόντιων συνιστωσών της διαθέσιμης αντίστασης και των δυνάμεων ωθήσεως ή εναλλακτικά μπορεί κανείς να τη θεωρήσει σαν τον λόγο της διαθέσιμης διατμητικής αντοχής και της διατμητικής δύναμης ώθησης κατά μήκος της επιφάνειας αστοχίας. Αυτή η εξίσωση είναι προγραμματισμένη στο SLIDE για να υπολογίζει τον μη διορθωμένο συντελεστή ασφαλείας $Janbu$. Αυτή η μέθοδος επιτρέπει τον καθορισμό της κατάστασης των ενεργών τάσεων και κατάλληλες διορθώσεις να περιλαμβάνονται αν το N' υπολογίζεται να είναι μικρότερο από μηδέν.

Το SLIDE επίσης υπολογίζει την ολική διαθέσιμη διατμητική αντοχή κατά μήκος της επιφάνειας αστοχίας, $\Sigma(C + N' \tan \varphi)$ και αναφέρει αυτήν την τιμή στον περιληπτικό πίνακα που ακολουθεί μία έρευνα ή ανάλυση μιας μόνο επιφάνειας.

Ο αναφερόμενος συντελεστής ασφαλείας $Janbu$ υπολογίζεται πολλαπλασιάζοντας την υπολογισμένη τιμή F επί ένα συντελεστή διόρθωσης f_0

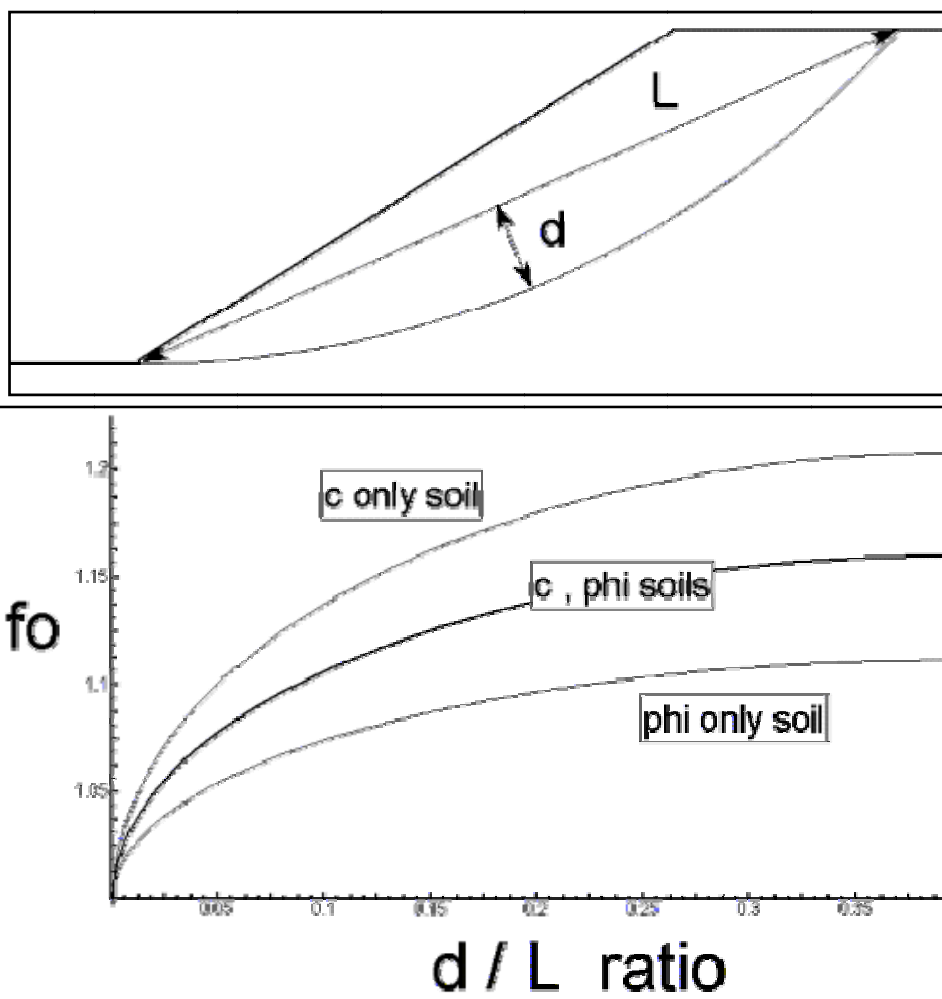
$$(\text{Συντελεστής ασφαλείας})_{Janbu} = f_0 \cdot (\text{Συντελεστής ασφαλείας})_{\text{υπολογισμού}}$$

Αυτός ο παράγοντας διόρθωσης είναι μια συνάρτηση της γεωμετρίας της κατολίσθησης και των παραμέτρων αντοχής του εδάφους.

Το ακόλουθο σχήμα δείχνει την μεταβολή της τιμής του f_0 σε συνάρτηση με τη γεωμετρία της κατολίσθησης (d και L) και τον τύπο του εδάφους.

Αυτές οι καμπύλες παρουσιάστηκαν από τον $Janbu$ σε μία προσπάθεια να καλύψει τις αδυναμίες από την υπόθεση των αμελητέων διατμητικών δυνάμεων μεταξύ των τεμαχίων, οι οποίες καταλήγουν σε μία μηδενική μεταξύ των τεμαχίων γωνία δύναμης για την απλοποιημένη μέθοδο. Ο $Janbu$ έπειτα έκανε υπολογισμούς χρησιμοποιώντας την απλοποιημένη και "πλήρη" (που ικανοποιεί την πλήρη ισορροπία) μέθοδό του για τις ίδιες κλίσεις με ομοιογενείς συνθήκες εδάφους.

Η επακόλουθη σύγκριση μεταξύ των απλοποιημένων και "πλήρων" τιμών του συντελεστή ασφαλείας χρησιμοποιήθηκε για να αναπτυχθούν οι διορθωμένες καμπύλες που απεικονίζονται στο ακόλουθο σχήμα (Τροποποιημένη μέθοδος)



Διορθωτικός παράγοντας για την μέθοδο Janbu

Δεν υπάρχει συμφωνία που να αφορά στην επιλογή της κατάλληλης τιμής για το f_o για μια επιφάνεια που τέμνει διαφορετικούς τύπους εδάφους που αποτελούνται από εδάφη μόνο με c , εδάφη μόνο με ϕ και εδάφη με $c - \phi$. Σε περιπτώσεις όπου μια τέτοια ανακατεμένη ποικιλία εδαφών παρουσιάζεται, η καμπύλη $c - \phi$ συνήθως χρησιμοποιείται για να διορθωθεί η υπολογισμένη τιμή του συντελεστή ασφαλείας.

Μέσα στο SLIDE αυτός ο συντελεστής διόρθωσης υπολογίζεται σύμφωνα με την σχέση :

$$f_o = 1.0 + b_1 \left[\frac{d}{L} - 1.4 \left(\frac{d}{L} \right)^2 \right] \quad (11)$$

όπου το b_1 διαφέρει ανάλογα με τον τύπο εδάφους :

εδάφη μόνο με c	: $b_1 = 0.69$
εδάφη μόνο με ϕ	: $b_1 = 0.31$
εδάφη με c και ϕ	: $b_1 = 0.50$

Η κατάλληλη τιμή b_1 επιλέγεται για χρήση στην εξίσωση (11) ανάλογα με τον τύπο του εδάφους, (π.χ. c μόνο, ϕ μόνο ή και τα δύο c και ϕ) που απαντάται κατά μήκος της αναλυόμενης επιφάνειας αστοχίας. Αν απαντάται σύνθετος τύπος εδάφους το SLIDE χρησιμοποιεί την σχέση c και ϕ που περιγράφεται από την παραπάνω έκφραση.

3.3 Αναλύσεις παραμορφώσεων με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων

Κατά την διάρκεια κατασκευής ενός συστήματος αντιστήριξης πρανούς με εδαφοηλώσεις, η μετωπική επένδυση στην όψη του πρανούς τείνει να παραμορφώνεται με μετακινήσεις που προσομοιάζουν σε τοίχο αντιστήριξης τύπου «προβόλου». Ως εκ τούτου η μεγαλύτερη τιμή της μετακίνησης του αγκυρωμένου τοιχίου αναμένεται στην περιοχή της στέψης του. Συγκεκριμένα οι μέγιστες οριζόντιες μετακινήσεις λαμβάνουν χώρα στην περιοχή της στέψης του τοιχίου και μειώνονται σταδιακά προς το ποδαρικό του. Οι μέγιστες κατακόρυφες μετακινήσεις αναμένεται να έχουν μικρή τιμή και γενικά ακολουθούν τη μορφή των οριζόντιων μετακινήσεων καθ' ύψος της μετωπικής επένδυσης του πρανούς.

Το μεγαλύτερο ποσοστό των αναμενόμενων μετακινήσεων του τοιχίου λαμβάνει χώρα άμεσα μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής και της εκσκαφής του πρανούς.

Σύμφωνα με το εγχειρίδιο Soil Nail Wall Reference Manual, Developed following AASHTO ;RFD Bridge Design Specifications, 7th Edition Publication No FHWA-NHI-14-007, FHWA GEV007, February 2015, οι παράμετροι που επηρεάζουν τις αναμενόμενες μετακινήσεις ενός συστήματος αντιστήριξης πρανούς εκσκαφής με εδαφοηλώσεις και μετωπική επένδυση είναι:

- ✓ Το ύψος του πρανούς
- ✓ Η γεωμετρία του (με κλίση ή κατακόρυφο)
- ✓ Τα χαρακτηριστικά και η αντοχή του αντιστηριζόμενου εδάφους
- ✓ Οι αξονικές αποστάσεις μεταξύ των αγκυρίων
- ✓ Η τιμή του συντελεστή ασφαλείας για τη γενική ευστάθεια του συστήματος
- ✓ Η τιμή του λόγου μήκους αγκυρίων προς ύψος τοιχίου
- ✓ Η κλίση των αγκυρίων και
- ✓ Η ύπαρξη επιφόρτισης πλησίον του αντιστηριζόμενου πρανούς.

Η εκτίμηση των αναμενόμενων μετακινήσεων του προτεινόμενου συστήματος αντιστήριξης του πρανούς προσδιορίζονται με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, με χρήση κατάλληλου γεωτεχνικού λογισμικού με κώδικα πεπερασμένων στοιχείων (Phase2 της εταιρίας Rocscience).

Δεδομένου του προσωρινού χαρακτήρα της κατασκευής και του αρμού που θα διατηρηθεί ανάμεσα στην προσωρινή και την μόνιμη κατασκευή παραπλεύρως της οδού, γίνεται η παραδοχή μέγιστων επιτρεπτών μετακινήσεων του κατακόρυφου μετώπου του προσωρινού πρανούς εκσκαφής της τάξης των 15cm (στην στέψη του τοιχίου).

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων είναι μια αριθμητική μέθοδος που εφαρμόζεται για την ανάλυση σύνθετων μοντέλων σε προβλήματα της μηχανικής, η οποία μπορεί να δώσει αξιόπιστα αποτελέσματα για τις ζητούμενες παραμέτρους του μελετώμενου έργου.

Η μέθοδος βασίζεται στην προσομοίωση της κατασκευής (στην προκειμένη περίπτωση εδαφικό μοντέλο) με επίπεδα στοιχεία τα οποία συνδέονται με έναν πεπερασμένο αριθμό κόμβων. Τα επίπεδα στοιχεία είναι συνήθως τετράπλευρα ή τριγωνικά και οι κόμβοι βρίσκονται στα άκρα τους, ενώ τους δίνονται συγκεκριμένα χαρακτηριστικά και ιδιότητες (γεωτεχνικές παράμετροι του εδάφους). Οι αναμενόμενες παραμορφώσεις προσδιορίζονται από τις μετακινήσεις των κόμβων του μοντέλου μετά το πέρας της ανάλυσης. Η ακρίβεια της επίλυσης και η ελαχιστοποίηση του σφάλματος επιτυγχάνονται με αύξηση του αριθμού των στοιχείων του μοντέλου, κάτι όμως που αυξάνει ανάλογα και τον χρόνο υπολογισμού στον Η/Υ.

3.4 Μεθοδολογία διαστασιολόγησης όψης εκτοξευόμενου σκυροδέματος

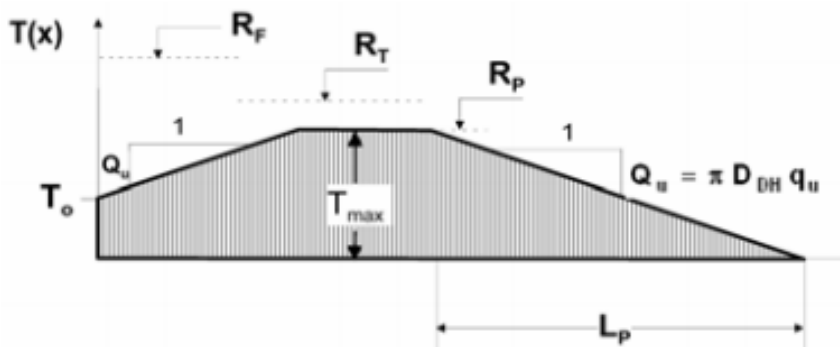
Η μέθοδος που θα αναπτυχθεί στην παρούσα διπλωματική εργασία είναι η αντιστήριξη με εδαφοηλώσεις και μετωπική επένδυση εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Ειδικότερα για την περίπτωση προσωρινού πρανούς εκσκαφής, η μετωπική επένδυση συνήθως έχει πάχος 75-100mm και στο εσωτερικό της δύναται να τοποθετηθεί οπλισμός από χαλύβδινο δομικό πλέγμα. Οι μορφές αστοχίας ενός προσωρινού συστήματος αντιστήριξης έχουν να κάνουν με την αστοχία της μετωπικής επένδυσης και με την εσωτερικές μορφές αστοχίας των ήλων. Ως εδαφοήλωση νοείται η εισαγωγή χαλύβδινων ράβδων εντός του εδάφους, συνήθως υπό κλίση ως προς το οριζόντιο επίπεδο σε μια συγκεκριμένη διάταξη κανάβου οριζοντίων και κατακόρυφων αποστάσεων μεταξύ τους, με σκοπό την παραλαβή εφελκυστικών και διατμητικών δυνάμεων και καμπτικών ροπών. Στη μελετώμενη περίπτωση οι χαλύβδινες ράβδοι εισάγονται εντός ήδη διανοιγμένων οπών οι οποίες πληρώνονται σε ολόκληρο το μήκος τους με τσιμεντένεμα κατάλληλης αντοχής (ολόσωμη πάκτωση).

Οι εσωτερικές μορφές αστοχίας μιας διάταξης εδαφοηλώσεων έχουν να κάνουν με την περιοχή μεταξύ εδάφους, ήλου και ενέματος και είναι οι εξής:

- ✓ Εξόλκευση των αγκυρίων λόγω ανεπαρκούς συνάφειας με το έδαφος ή λόγω ανεπαρκούς μήκους αγκύρωσης.
- ✓ Ολίσθηση της χαλύβδινης ράβδου λόγω ανεπαρκούς συνάφειας με το τσιμεντένεμα.
- ✓ Θραύση του αγκυρίου λόγω ανεπαρκούς εφελκυστικής αντοχής και
- ✓ Κάμψη και διάτμηση του αγκυρίου.

Αναφέρεται ότι στην περίπτωση κατασκευής εδαφοήλωσης για αντιστήριξης απότομου έως κατακόρυφου πρανούς εκσκαφής, ενεργοποιείται η καμπτική και διατμητική αντοχή των αγκυρίων λόγω των αναμενόμενων μετακινήσεων, χωρίς όμως αυτή να συνεισφέρει σημαντικά στην γενική ευστάθεια του συστήματος. Για τον λόγο αυτό, στην συγκεκριμένη περίπτωση η τελευταία μορφή αστοχίας δεν είναι αναμενόμενη και κατά τον σχεδιασμό η διατμητική και καμπτική αντοχή των αγκυρίων θεωρείται αμελητέα.

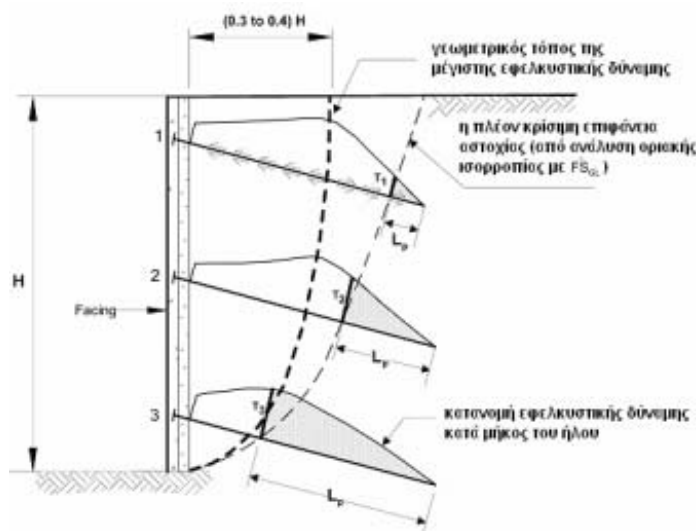
Η απλοποιημένη κατανομή των εφελκυστικών δυνάμεων κατά μήκος των αγκυρίων απεικονίζεται στην ακόλουθη εικόνα 3.4.1.



Εικόνα 3.4.1: Απλοποιημένη κατανομή εφελκυστικών τάσεων κατά μήκος του αγκυρίου σε μια διάταξη αντιστήριξης με εδαφοηλώσεις, όπου R_P είναι η αντοχή έναντι εξόλκευσης, R_T είναι η αντοχή έναντι θραύσης της ράβδου και R_F είναι η αντοχή της μετωπικής επένδυσης. (Πηγή: Εσωτερικές μορφές αστοχίας διατάξεων αντιστηρίξεων με εδαφοηλώσεις, Καραμπατάκης Δ., Δρ Πολιτικός Μηχανικός ΑΠΘ, Τζάρος Χ., Πολιτικός Μηχανικός ΠΘ, 5^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, ΤΕΕ, Ξάνθη 2006).

Η συνεισφορά του κάθε μεμονωμένου αγκυρίου στο σύνολο της διάταξης έχει να κάνει με το σημείο τομής του με την κρίσιμη επιφάνεια θραύσης του πρανούς και συγκεκριμένα, αν η επιφάνεια θραύσης τέμνει το μήκος L_P του αγκυρίου ενεργοποιείται η αντοχή έναντι εξόλκευσης, εάν η επιφάνεια θραύσης διέρχεται από το τμήμα με τη μέγιστη εφελκυστική τάση t_{max} ενεργοποιείται η εφελκυστική αντοχή του αγκυρίου, ενώ αν διέρχεται από το τμήμα T_0 έως t_{max} , ενεργοποιείται η αντοχή της μετωπικής επένδυσης του συστήματος αντιστήριξης. Εξυπακούεται πως αν ο συντελεστής ασφαλείας της κρίσιμης επιφάνειας θραύσης είναι μικρότερος από τον ελάχιστο αποδεκτό για τον εξεταζόμενο συνδυασμό φόρτισης, θα πρέπει να αυξηθεί το μήκος ή η αντοχή των αγκυρίων ή η αντοχή της επένδυσης στην περιοχή κεφαλής των αγκυρίων, ανάλογα με το που βρίσκεται το σημείο τομής του αγκυρίου με την κρίσιμη επιφάνεια θραύσης.

Από τα παραπάνω γίνεται αντιληπτό ότι δεν συνεισφέρει κάθε σειρά αγκυρίων εξίσου στην συνολική ευστάθεια της αντιστήριξης και συνήθως οι κατώτερες σειρές συνεισφέρουν περισσότερο σε σχέση με τις ανώτερες διότι το μήκος L_P πίσω από το σημείο τομής με την επιφάνεια θραύσης είναι ικανό ώστε να αναπτυχτεί σε μεγάλο βαθμό ή και πλήρως η αντοχή έναντι εξόλκευσης, σύμφωνα και με την ακόλουθη εικόνα 3.4.2.



Εικόνα 3.4.2: Ανάπτυξη εφελκυστικών δυνάμεων κατά μήκος των αγκυρίων ανάλογα με το σημείο τομής με την κρίσιμη επιφάνεια θραύσης (Πηγή: Εσωτερικές μορφές αστοχίας διατάξεων αντιστηρίξεων με εδαφοηλώσεις, Καραμπατάκης Δ., Δρ Πολιτικός Μηχανικός ΑΠΘ, Τζάρος Χ., Πολιτικός Μηχανικός ΠΘ, 5^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, ΤΕΕ, Ξάνθη 2006).

Ο έλεγχος των παραπάνω περιγραφόμενων εσωτερικών μορφών αστοχίας της μελετώμενης διάταξης αντιστήριξης με εδαφοηλώσεις, πραγματοποιείται κατά τις αναλύσεις ευστάθειας του πρανού.

Οι μορφές αστοχίας της μετωπικής επένδυσης έχουν να κάνουν με:

- ✓ Την καμπτική αστοχία με δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα σημεία των κεφαλών των αγκυρίων και
- ✓ Την αστοχία σε διάτρηση του σκυροδέματος στις περιοχές των πλακών κεφαλής των αγκυρίων.

Οι παραπάνω περιγραφόμενες αστοχίες συνήθως δεν επηρεάζουν την συνολική ευστάθεια του έργου.

Η εφελκυστική δύναμη T_o στην κεφαλή του αγκυρίου, έναντι της οποίας πραγματοποιούνται οι απαιτούμενοι έλεγχοι σε κάμψη και διάτρηση της μετωπικής επένδυσης, ισούται με:

- 60% της μέγιστης εφελκυστικής δύναμης σχεδιασμού τ_{max} όταν η μέγιστη απόσταση των αγκυρίων είναι έως 1,00m,
- Ίση με τη μέγιστη εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού τ_{max} όταν η μέγιστη απόσταση των αγκυρίων είναι $\geq 3,00m$ και
- Ίση με την τιμή που προκύπτει από γραμμική παρεμβολή για μέγιστη απόσταση μεταξύ των αγκυρίων (οριζόντια ή κατακόρυφη) ανάμεσα στις παραπάνω τιμές.

Τα παραπάνω συνοψίζονται στην εξίσωση: $T_o = \tau_{max} [0,60 + 0,20(S_{max} - 1)]$ (Πηγή: Μορφές αστοχίας της επένδυσης αντιστηρίξεων με εδαφοηλώσεις, Καραμπατάκης Δ., Δρ Πολιτικός Μηχανικός ΑΠΘ, Τζάρος Χ., Πολιτικός Μηχανικός ΠΘ, 5^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, ΤΕΕ, Ξάνθη 2006),

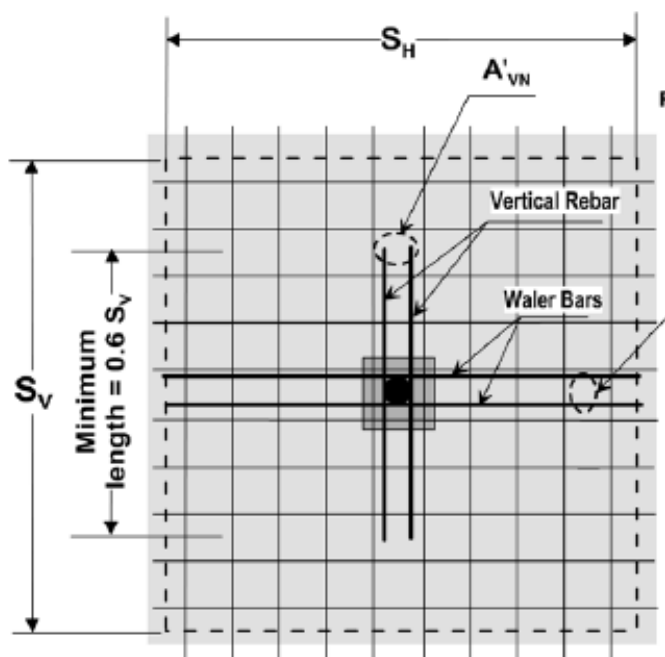
όπου τ_{\max} είναι η μέγιστη εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού της χαλύβδινης ράβδου (Tensile capacity στις αναλύσεις ευστάθειας με το Slide), S_{\max} είναι η μέγιστη οριζόντια ή κατακόρυφη απόσταση μεταξύ των αγκυρίων και T_o είναι η εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού στην κεφαλή του αγκυρίου (Plate capacity στις αναλύσεις ευστάθειας με το Slide).

Η διαστασιολόγηση της μετωπικής επένδυσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος έναντι κάμψης και διάτρησης για την αντιστήριξη του προσωρινού πρανούς εκσκαφής γίνεται με βάση την ακόλουθως περιγραφόμενη μεθοδολογία, η οποία στηρίζεται στο εγχειρίδιο Soil Nail Walls, Geotechnical Engineering Circular No7, FHWA0-IF-03-017, March 2003 και το Soil Nail Wall Reference Manual, Developed following AASHTO ;RFD Bridge Design Specifications, 7th Edition Publication No FHWA-NHI-14-007, FHWA GEV007, February 2015.

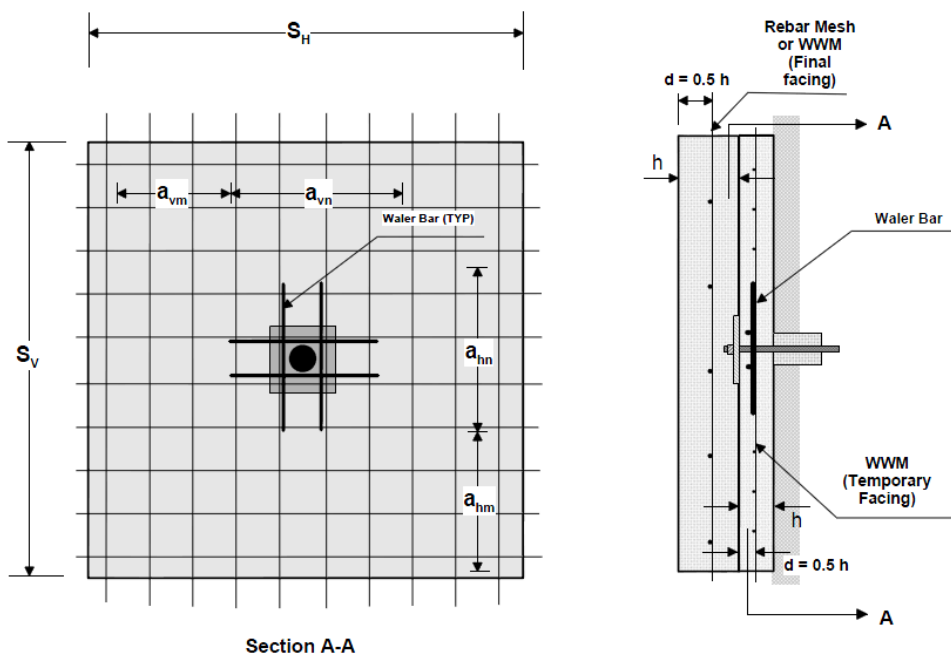
Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης:

Το πάχος της μετωπικής επένδυσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην περίπτωση αντιστήριξης προσωρινού πρανούς εκσκαφής είναι συνήθως 75-100mm.

Για την παραλαβή των καμπτικών μεγεθών τοποθετείται στο εσωτερικό της επένδυσης με κατάλληλο πάχος επικάλυψης, πλέγμα χαλύβδινων ράβδων οπλισμού (δομικό πλέγμα ή όχι) και στις θέσεις των κεφαλών των αγκυρίων τοποθετούνται 2+2 χαλύβδινες ράβδοι κατάλληλης διαμέτρου για τοπική ενίσχυση έναντι καμπτικών ροπών, σε μορφή πλέγματος σύμφωνα με το ακόλουθο σκαρίφημα.



Εικόνα 3.4.3: Οπλισμός μετωπικής επένδυσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην περιοχή των κεφαλών των αγκυρίων – Λεπτομέρεια 1 σε όψη



Εικόνα 3.4.4: Οπλισμός μετωπικής επένδυσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην περιοχή των κεφαλών των αγκυρών και σε ενδιάμεση περιοχή – Λεπτομέρεια 2 σε όψη και τομή (παρατήρηση: στο σχέδιο της τομής απεικονίζεται και το τμήμα της μόνιμης επένδυσης μπροστά από την προσωρινή)

Το ελάχιστο μήκος των δύο κάθετων ράβδων στη θέση της κεφαλής του αγκυρίου είναι $0,60 \times S_v$, ενώ το μήκος των οριζόντιων ράβδων είναι $(0,60 - 1,00) \times S_h$.

Το εμβαδόν του κατακόρυφου και οριζόντιου οπλισμού της μετωπικής επένδυσης στις θέσεις των κεφαλών των αγκυρών είναι a_{vn} και a_{hn} , αντίστοιχα σε mm^2/m .

Το εμβαδόν του κατακόρυφου και οριζόντιου οπλισμού σε ενδιάμεσες των αγκυρών θέσεις είναι a_{vm} και a_{hm} , αντίστοιχα σε mm^2/m .

Η καμπτική αντοχή (flexure capacity) R_{FF} της μετωπικής επένδυσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην κατακόρυφη και την οριζόντια διεύθυνση δίνεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$R_{FF} [\text{kN}] = \frac{C_F}{265} \times (a_{vn} + a_{vm}) [\text{mm}^2/\text{m}] \times \left(\frac{S_h h [\text{m}]}{S_v} \right) \times f_y [\text{MPa}]$$

$$R_{FF} [\text{kN}] = \frac{C_F}{265} \times (a_{hn} + a_{hm}) [\text{mm}^2/\text{m}] \times \left(\frac{S_v h [\text{m}]}{S_h} \right) \times f_y [\text{MPa}]$$

όπου

- ✓ C_F = συντελεστής ανομοιομορφίας εδαφικών πιέσεων πίσω από την μετωπική επένδυση εκτοξευόμενου σκυροδέματος (Byrne et al., 1998)
- ✓ h = πάχος μετωπική επένδυσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος
- ✓ d = ήμισυ του πάχους της μετωπικής επένδυσης

- ✓ a_{vn} = εμβαδόν οπλισμού ανά μέτρο μήκους στην κατακόρυφη διεύθυνση στην περιοχή της κεφαλής του αγκυρίου
- ✓ a_{vm} = εμβαδόν οπλισμού ανά μέτρο μήκους στην κατακόρυφη διεύθυνση σε ενδιάμεση των αγκυρίων θέση
- ✓ a_{hn} = εμβαδόν οπλισμού ανά μέτρο μήκους στην οριζόντια διεύθυνση στην περιοχή της κεφαλής του αγκυρίου
- ✓ a_{hm} = εμβαδόν οπλισμού ανά μέτρο μήκους στην οριζόντια διεύθυνση σε ενδιάμεση των αγκυρίων θέση
- ✓ S_h = οριζόντια απόσταση κανάβου αγκυρίων
- ✓ S_v = κατακόρυφη απόσταση κανάβου αγκυρίων
- ✓ f_y = τάση διαρροής χάλυβα οπλισμού σκυροδέματος
- ✓ f_c = θλιπτική αντοχή σκυροδέματος

Ο συντελεστής C_F λαμβάνεται στον υπολογισμό, ανάλογα με το είδος της αντιστήριξης και το πάχος της μετωπική επένδυσης από την ακόλουθο πίνακα 3.4.1.

Table 5.1: Factors C_F .

Type of Structure	Nominal Facing Thickness mm (in.)	Factor C_F
Temporary	100 (4)	2.0
	150 (6)	1.5
	200 (8)	1.0
Permanent	All	1.0

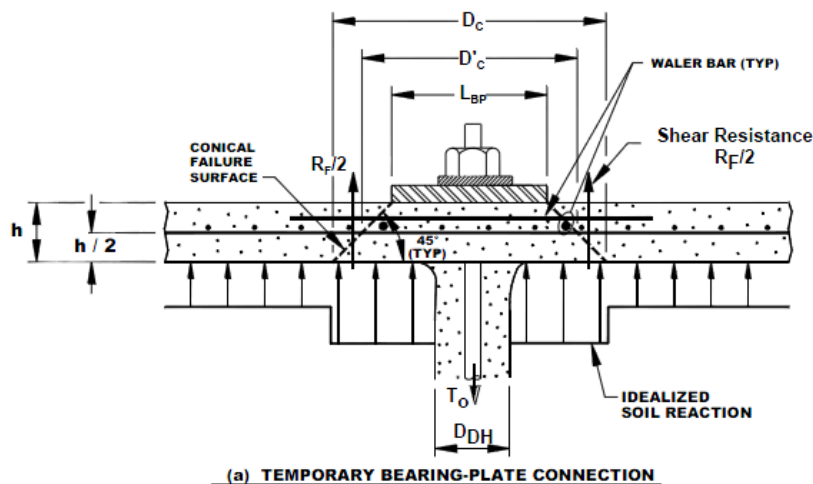
Πίνακας 3.4.1: Τιμές συντελεστή C_F (Soil Nail Walls, Geotechnical Engineering Circular No7, FHWA0-IF-03-017, March 2003, p. 98)

Σε περίπτωση που οι οριζόντιες και κατακόρυφες αποστάσεις του κανάβου των παθητικών αγκυρίων είναι ίσες $S_h = S_v$, οι παραπάνω δύο εξισώσεις υπολογισμού της καμπτικής αντοχής ανά διεύθυνση συνοψίζονται στην ακόλουθη εξίσωση και για τις δύο διευθύνσεις της μετωπικής επένδυσης:

$$R_{FF} [kN] = 1.6 \times C_F \times (a_{vn} + a_{vm}) [mm^2/m] \times h[m]$$

Διαστασιολόγηση έναντι διάτρησης:

Στις κεφαλές των αγκυρίων τοποθετούνται μεταλλικές πλάκες κατάλληλων διαστάσεων και αντοχής για την παραλαβή των μεγεθών διάτρησης, τοπικά στην περιοχή αυτή. Για την περίπτωση αντιστήριξης προσωρινού χαρακτήρα, οι μεταλλικές πλάκες τοποθετούνται μπροστά από την μετωπική επένδυση εκτοξευόμενου σκυροδέματος σύμφωνα με την διάταξη του σχήματος που ακολουθεί.



Εικόνα 3.4.5: Διάταξη μεταλλικής μετωπικής πλάκας παθητικών αγκυρίων ολόσωμης πάκτωσης στην περίπτωση αντιστήριξης προσωρινού πρανούς εκσκαφής (Soil Nail Walls, Geotechnical Engineering Circular No7, FHWA0-IF-03-017, March 2003, p. 101)

Για την περίπτωση αντιστήριξης μόνιμου χαρακτήρα, οι μεταλλικές μετωπικές πλάκες εγκιβωτίζονται στο εσωτερικό του μόνιμου τμήματος της μετωπικής επένδυσης ενώ φέρουν και κοχλίες.

Η αντοχή έναντι διάτρησης R_{FP} στην περιοχή των κεφαλών των αγκυρίων όπου τοποθετούνται και οι μεταλλικές μετωπικές πλάκες προσδιορίζεται από την ακόλουθη εξίσωση:

$$R_{FP} = C_P V_F$$

όπου C_P = διορθωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη του της κατανομή της φέρουσας ικανότητας του εδάφους και V_F = η τέμνουσα δύναμη διάτρησης που δρα στην μετωπική επένδυση. Ο συντελεστής C_P λαμβάνει την τιμή 1,0 εάν δεν ληφθούν υπόψη οι εδαφικές ωθήσεις ενώ στην περίπτωση μπορεί να λάβει τιμές έως και 1,15. (Πηγή: Μορφές αστοχίας της επένδυσης αντιστηρίξεων με εδαφοηλώσεις, Καραμπατάκης Δ., Δρ Πολιτικός Μηχανικός ΑΠΘ, Τζάρος Χ., Πολιτικός Μηχανικός ΠΘ, 5^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, ΤΕΕ, Ξάνθη 2006)/

$$V_F \text{ [kN]} = 330 \sqrt{f'_c \text{ [MPa]}} \pi D'_c \text{ [m]} h_c \text{ [m]}$$

Όπου D'_c = η ενεργός διάμετρος της κωνικής επιφάνειας θραύσης που δημιουργείται πίσω από την μεταλλική πλάκα

Οι σχέσεις προσδιορισμού των τιμών D'_c και h_c διαφοροποιούνται ώστε να συνυπολογισθεί στην ανάλυση ο μόνιμος ή προσωρινός χαρακτήρας της αντιστήριξης. Συγκεκριμένα για την περίπτωση αντιστήριξης προσωρινού πρανούς εκσκαφής ισχύει η ακόλουθη εξίσωση:

$$D'_c = L_{BP} + h$$

$$h_c = h$$

where L_{BP} = bearing plate length, h = temporary facing thickness.

Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι κάμψης και έναντι διάτρησης της μετωπικής επένδυσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος προκύπτει από τον λόγο της αντοχής R προς την εφελκυστική δύναμη T_o στην περιοχή της κεφαλής των αγκυρίων: $FS = R / T_o$ και για την περίπτωση της αντιστήριξης προσωρινού χαρακτήρα θα πρέπει $FS \geq 1.35$.

Τόσο στην καμπτική αντοχή της μετωπικής επένδυσης του συστήματος εδαφηλώσεων, όσο και στην αντοχή έναντι διάτρησης, υπέρ της ασφαλείας εφαρμόζονται επιμέρους συντελεστές ασφαλείας σύμφωνα με τους ακόλουθους πίνακες του εγχειριδίου Soil Nail Wall Reference Manual, Developed following AASHTO ;RFD Bridge Design Specifications, 7th Edition Publication No FHWA-NHI-14-007, FHWA GEV007, February 2015, p. 139.

Table 5.9: Resistance Factors for Flexure Resistance at Facing

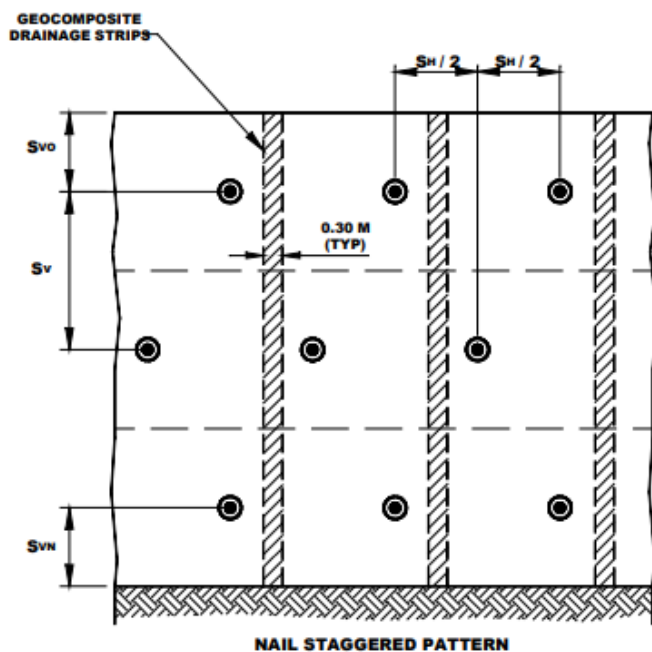
Condition	Case	Symbol	Resistance Factor
Static	Initial and final facing	ϕ_{FF}	0.90
Seismic loading	Initial and final facing	ϕ_{FF}	0.90

Table 5.10: Resistance Factors for Punching Shear at Facing

Condition	Case	Symbol	Resistance Factor
Static	Initial and final facing	ϕ_{FP}	0.90
Seismic loading	Initial and final facing	ϕ_{FP}	0.90

Η παραπάνω περιγραφόμενη μεθοδολογία έχει παραμετροποιηθεί σε υπολογιστικό φύλλο excel προκειμένου να εφαρμοσθεί στην μελέτη περίπτωση που αναλύεται στο επόμενο κεφάλαιο.

Τα παθητικά αγκύρια ολόσωμης πάκτωσης θα διαταχθούν σε κানাβο πεσσοειδούς μορφής με οριζόντιες αξονικές αποστάσεις S_h και κατακόρυφες αξονικές αποστάσεις S_v , ενώ η ελάχιστη κατακόρυφη απόσταση της ανώτερης σειράς παθητικών αγκυρίων από την στέψη του πρανούς είναι $S_{VG}=0,50m$ και της κατώτατης σειράς από τη βάση της εκσκαφής είναι $S_{VN}= 1,00m$, αντίστοιχα. Για τη βέλτιστη αποστράγγιση των υπόγειων υδάτων και την εκτόνωση των πιέσεων νερού πίσω από την μετωπική επένδυση της αντιστήριξης, τοποθετούνται γεωσυνθετικές αποστραγγιστικές ταινίες ελάχιστου πλάτους $0,30m$, στα διάκενα του κανάβου των παθητικών αγκυρίων σύμφωνα με το ακόλουθο σκαρίφημα.



Εικόνα 3.4.6: Προτεινόμενη διάταξη κάναβου παθητικών αγκυρίων για την αντιστήριξη κατακόρυφου προσωρινού πρανούς εκσκαφής

4 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑΣ

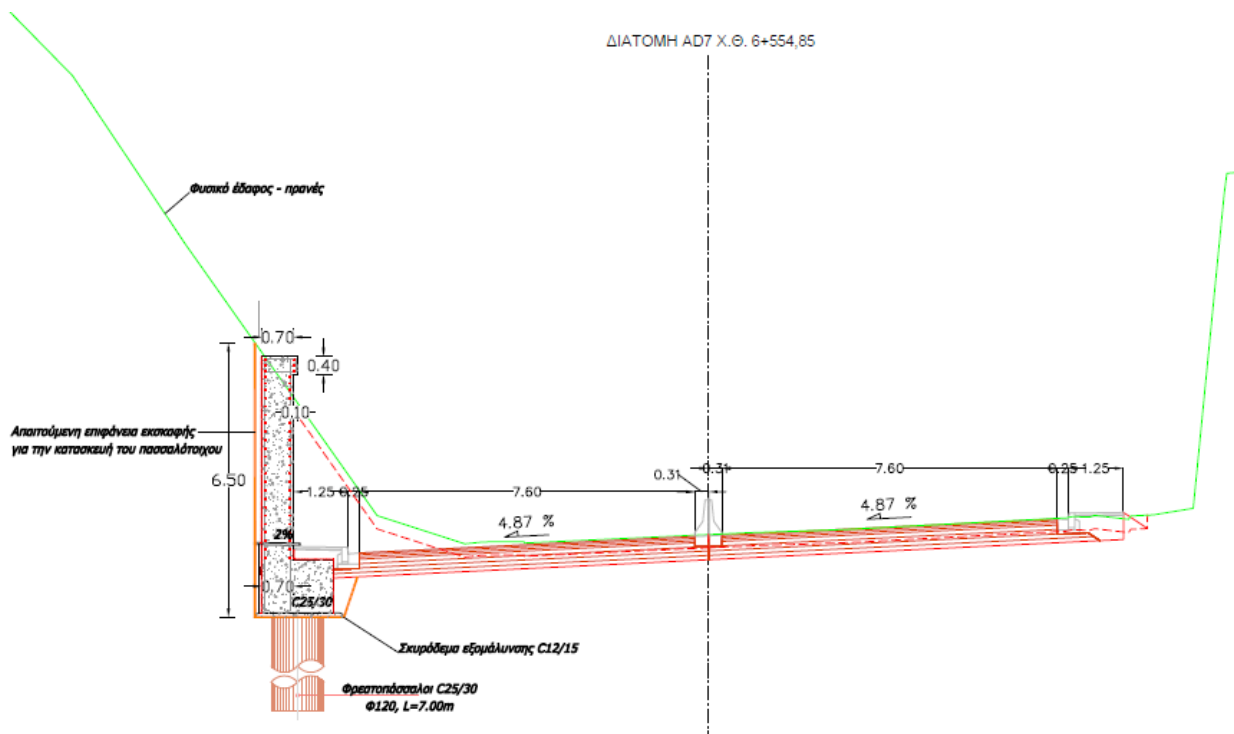
4.1 Σύντομη περιγραφή του αντικειμένου

Η μεθοδολογία υπολογισμού και διαστασιολόγησης που παρουσιάστηκε θεωρητικά στο προηγούμενο Κεφάλαιο 3, για την αντιστήριξη προσωρινού πρανούς εκσκαφής με σύστημα αντιστήριξης με εδαφοηλώσεις και μετωπική επένδυση εκτοξευόμενου σκυροδέματος (αγκυρωμένο τοιχίο εκτοξευόμενου σκυροδέματος), επιλέχθηκε να εφαρμοσθεί σε κατακόρυφο προσωρινό πρανές εκσκαφής μέγιστου ύψους περί τα 6,50m, η εκσκαφή του οποίου απαιτήθηκε στα πλαίσια κατασκευής έργου οδοποιίας, προκειμένου να δημιουργηθεί ο απαιτούμενος χώρος παραπλεύρως της οδού για την κατασκευή μόνιμου έργου αντιστήριξης (πασσαλότοιχου) που προβλέπεται από την οριστική μελέτη του έργου.

Συγκεκριμένα, η οριστική μελέτη οδοποιίας για την αναβάθμιση του ΒΟΑΚ (Βόρειος Οδικός Άξονας Κρήτης) στο τμήμα Γούρνες – Χερσόνησος Ν. Ηρακλείου, περιλαμβάνει την κατασκευή μόνιμων έργων αντιστήριξης (πασσαλότοιχων) κατά θέσεις, παραπλεύρως της οδού.

Στη θέση μελέτης, για την κατασκευή του πασσαλότοιχου T2 μήκους 100m περί την Χ.Θ. 6+500 του έργου, απαιτείται η δημιουργία κατακόρυφου προσωρινού πρανούς εκσκαφής, ώστε να δημιουργηθεί ο απαιτούμενος χώρος για την κατασκευή του τεχνικού, χωρίς να διακοπεί η κυκλοφορία των οχημάτων στον υφιστάμενο δρόμο. Το κατακόρυφο προσωρινό πρανές θα έχει μέγιστο ύψος περί τα 6,50m και απαιτείται η αντιστήριξη του προκειμένου να εκτελεστούν με ασφάλεια οι εργασίες κατασκευής.

Χαρακτηριστική διατομή στη θέση μελέτης δίνεται στην ακόλουθη εικόνα 4.1.1.

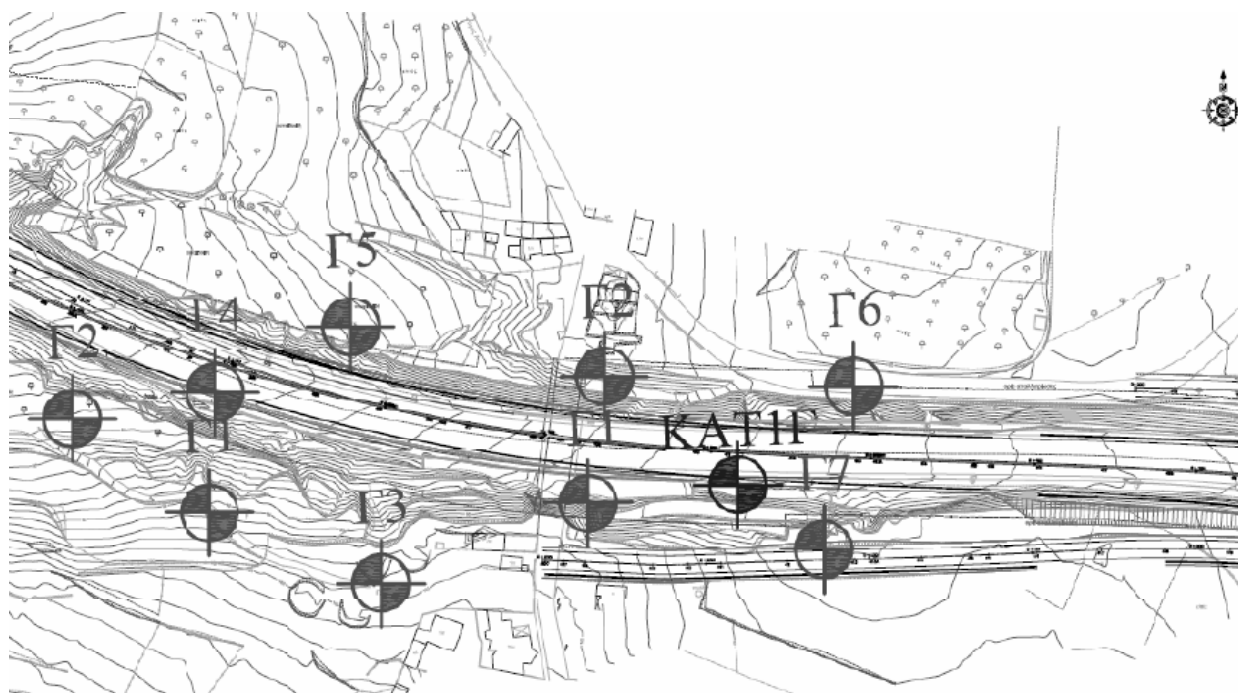


Εικόνα 4.1.1: Σκαρίφημα διατομής στη θέση μελέτης με την απαιτούμενη επιφάνεια εκσκαφής (προσωρινό πρανές εκσκαφής)

4.2 Γεωτεχνική έρευνα και αξιολόγηση γεωτεχνικών συνθηκών

Τα στοιχεία για την αξιολόγηση των γεωτεχνικών συνθηκών του εδάφους που δομεί το μελετώμενο πρανές αντλήθηκαν από προϋπάρχουσα γεωτεχνική μελέτη: «Μελέτη αναβάθμισης του Β.Ο.Α.Κ. στο τμήμα «Γούρνες – Χερσόνησος του Ν. Ηρακλείου», Γεωτεχνική Μελέτη, Αξιολόγηση αποτελεσμάτων γεωτεχνικών ερευνών κατολίσθησης ΚΑΤ1Γ (Χ.Θ. 6+610), ΠΑΝΓΑΙΑ Σύμβουλοι Μηχανικοί Ε.Π.Ε., Δεκέμβριος 2009».

Οι θέσεις των γεωερευνητικών εργασιών υπαίθρου δίνονται οριζοντιογραφικά στο ακόλουθο σκαρίφημα.




Εικόνα 4.2.1: Θέσεις γεωερευνητικών εργασιών υπαίθρου

Οι γεωτρήσεις που αφορούν στο μελετώμενο πρανές και χρησιμοποιήθηκαν στα πλαίσια εκπόνησης της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι οι ακόλουθες:

- ✓ Γεώτρηση Γ2, βάθος 30m
- ✓ Γεώτρηση Γ5, βάθος 20m και
- ✓ Γεώτρηση Γ6, βάθος 20m

Οι γεωτρήσεις αυτές διανοίχθηκαν σε προγενέστερη χρονική περίοδο (01-2002) και τα αποτελέσματά τους περιλαμβάνονται στο τεύχος της προαναφερόμενης γεωτεχνικής μελέτης του 2009.

Τα μητρώα των δειγματοληπτικών γεωτρήσεων Γ2, Γ5 και Γ6 παρουσιάζονται στο Παράρτημα Α της εργασίας.

	<p>ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΜΕ ΤΙΤΛΟ:</p> <p>«Αντιστήριξη κατακόρυφου προσωρινού πρανούς εκσκαφής με αγκυρωμένο τοιχίο εκτοξευόμενου σκυροδέματος- Γεωτεχνική έρευνα, σχεδιασμός και διαστασιολόγηση μέτρων αντιστήριξης»</p>
---	---

Κατά την διάρκεια εκτέλεσης των γεωερευνητικών εργασιών πραγματοποιήθηκαν συνολικά δεκαεπτά (17) επιτόπου δοκιμές πρότυπης διείδυσης SPT. Τα αποτελέσματα του δίνονται στον πίνακα που ακολουθεί.

Γεώτρηση	Δείγμα	Βάθος (m)	Αριθμός Nspt
Γ2	T1	2,50-2,95	29
	T2	4,10-4,35	100 (44-50/10cm)
	T3	6,00-6,45	82
	T4	8,10-8,37	100 (29-50/12cm)
	T5	10,00-10,28	100 (31-50/13cm)
Γ5	T1	2,00-2,45	55
	T2	3,60-4,05	46
	T3	6,00-6,29	100 (23-50/14cm)
	T4	8,80-9,08	100 (21-50/4cm)
	T5	10,30-10,58	100 (33-50/14cm)
	T6	12,5-12,79	100 (26-50/14cm)
Γ6	T1	2,00-2,45	27
	T2	4,00-4,45	25
	T3	6,00-6,29	100 (20-50/14cm)
	T4	11,80-12,25	60
	T5	15,35-15,59	100 (39-50/9cm)
	T6	19,10-19,37	100 (211-50/12cm)

Πίνακας 4.2.1: Αποτελέσματα επιτόπου δοκιμών πρότυπης διείδυσης SPT που εκτελέστηκαν στις γεωτρήσεις

Στα πλαίσια της γεωτεχνικής έρευνας και προκειμένου να προσδιορισθούν τα φυσικά και μηχανικά χαρακτηριστικά των σχηματισμών που διατηρήθηκαν στις γεωτρήσεις, πραγματοποιήθηκαν σε επιλεγμένα δείγματα, εργαστηριακές δοκιμές κατάταξης και αντοχής.

Οι εργαστηριακές δοκιμές εκτελούνται σύμφωνα με τις εξής προδιαγραφές:

- Προδιαγραφές εργαστηριακών δοκιμών εδαφομηχανικής Ε 105-86 ΦΕΚ 955/31-12-1986, Τεύχος Δεύτερο και
- Προδιαγραφές εργαστηριακών δοκιμών βραχομηχανικής Ε103-84 Φεκ 70/08-02-1985, Τεύχος Δεύτερο


και τα αποτελέσματα τους παρουσιάζονται στους πίνακες που ακολουθούν.

Δείγμα	Βάθος	Φυσική υγρασία	Όριο υδαρότητας	Δείκτης πλαστικότητας	Υγρό φαινόμενο βάρος γ ₀	Χαλίκια	Άμμος	Λεπτόκοκκα		Κατάταξη ASTM
	(m)	w(%)	LL(%)	PI(%)	(KN/m ³)	(%)	(%)	Πλύς (%)	Άργιλος (%)	
Γ2Δ2	0,60	22,4	28,5	8,6	-	29	35	36		SC
Γ2Δ3	0,80	18,2	31,7	11,3	-	1	32	67		CL
Γ2Δ5	1,50	24,9	26,2	7,7	-	41	33	26		GC
Γ2Δ6	2,00	19,7	24,8	7,6	-	65	23	22		GC
Γ2Τ1	2,50	14,9	27,9	9,5	-	3	33	64		CL
Γ2Τ2	4,10	13,8	26,5	6,7	-	3	48	49		CL
Γ2Τ3	6,00	19,1	43,1	18,0	-	0	13	87		CL
Γ2Τ4	8,10	22,8	44,9	20,3	-	0	5	95		CL
Γ2Τ5	10,00	24,1	24,1	22,4	-	0	5	95		CL
Γ5Τ1	2,00	16,4	32,8	13,0	-	4	22	74		CL
Γ5Τ2	3,60	15,8	32,0	12,2	-	1	25	74		CL
Γ5Δ5	4,50	16,6	37,2	16,9	21,8	0	14	48	38	CL
Γ5Δ7	5,80	15,6	34,3	15,2	21,5	0	19	49	32	CL
Γ5Τ3	6,00	16,2	31,9	12,8	-	0	16	84		CL
Γ5Δ9	7,10	16,2	31,1	11,2	-	3	23	74		CL

Δείγμα	Βάθος	Φυσική υγρασία	Όριο υδαρότητας	Δείκτης πλαστικότητας	Υγρό φαινόμενο βάρος γ ₀	Χαλίκια	Άμμος	Λεπτόκοκκα		Κατάταξη ASTM
	(m)	w(%)	LL(%)	PI(%)	(KN/m ³)	(%)	(%)	Ιλύς (%)	Άργιλος (%)	
Γ5Δ11	8,60	14,0	31,0	11,3	-	5	28	67		CL
Γ5Τ4	8,80	15,1	29,8	11,6	-	0	15	48	37	CL
Γ5Δ13	10,10	16,3	35,9	16,7	21,7	0	14	57	29	CL
Γ5Τ5	10,30	14,7	28,6	10,0	-	5	39	56		CL
Γ5Δ14	13,30	14,4	32,6	13,5	-	0	19	81		CL
Γ5Τ6	12,50	14,6	27,4	7,2	-	10	44	46		SC
Γ6Τ1	2,00	11,7	29,0	12,1	-	16	34	50		SC-CL
Γ6Τ2	4,00	14,8	33,5	14,5	-	9	26	65		CL
Γ6Δ9	5,10	11,5	30,9	11,5	-	9	31	60		CL
Γ6Δ11	7,80	15,2	17,2	4,2	-	34	27	39		GC-CM
Γ6Τ4	11,80	14,6	32,2	13,3	-	0	12	88		CL
Γ6Τ5	15,35	15,6	32,5	12,3	-	5	31	64		CL
Γ6Τ6	19,10	15,1	33,0	14,5	-	6	63	31		SC

Πίνακας 4.2.2: Αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών κατάταξης

Δείγμα	Βάθος (m)	Δοκιμές διάτμησης ή τριαξονικής φόρτισης			
		φ _u (μοίρες)	c _u (Kpa)	φ' (μοίρες)	c' (Kpa)
Γ5Δ5	4,50	-	-	26,4	75,4
Γ5Δ7	5,80	11,6	366,1	-	-

 ΕΛΛΗΝΙΚΟ ΑΝΟΙΚΤΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ	<p>ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΜΕ ΤΙΤΛΟ:</p> <p>«Αντιστήριξη κατακόρυφου προσωρινού πρανούς εκσκαφής με αγκυρωμένο τοιχίο εκτοξευόμενου σκυροδέματος– Γεωτεχνική έρευνα, σχεδιασμός και διαστασιολόγηση μέτρων αντιστήριξης»</p>
--	---

Δείγμα	Βάθος (m)	Δοκιμές διάτμησης ή τριαξονικής φόρτισης			
		φ_u (μοίρες)	c_u (Kpa)	φ' (μοίρες)	c' (Kpa)
Γ5Δ13	10,10	17,4	224,0	-	-
Γ5Δ14	11,30	32,9	18,0	27,1	8,9

Πίνακας 4.2.3: Αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών αντοχής

Τα χαρακτηριστικά του βραχώδους ασβεστολιθικού σχηματισμού που διατρήθηκε στη θέση της γεώτρησης Γ2, όσον αφορά στον δείκτη ποιότητας βράχου RQD, την αποσάθρωση και τον κερματισμό, παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα 4.2.4.

Γεώτρηση	Βάθος (m)	Πυρηνοληψία (%)	RQD (%)	Αποσάθρωση σχηματισμού	Κερματισμός σχηματισμού
Γ2	11,30-12,00	71	20	Ελαφρά αποσάθρωμένος	Ισχυρά κερματισμένος έως κατακερματισμένος
	12,00-13,00	92	0		
	13,00-14,80	62	0		
	14,80-15,50	100	0		
	15,50-17,00	74	0		
	17,00-18,00	90	0		
	18,00-19,00	67	0		
	19,00-21,00	50	0		
	21,00-22,00	60	0		
	22,00-23,50	50	0		

Πίνακας 4.2.4: Χαρακτηριστικά βραχώδους ασβεστολιθικού σχηματισμού που διατρήθηκε στη θέση της γεώτρησης Γ2

Κατά τη διάρκεια εκτέλεσης των γεωερευνητικών εργασιών (01-2002) διαπιστώθηκε στάθμη υπόγειου νερού στις γεωτρήσεις:

- Στην γεώτρηση Γ2 στο βάθος διάτρησης του ασβεστολιθικού σχηματισμού περί τα 11,30m από την επιφάνεια του εδάφους
- Στην γεώτρηση Γ5 σε βάθος 5,20m από την επιφάνεια του εδάφους και
- Στην γεώτρηση Γ6 σε βάθος 11,10m από την επιφάνεια του εδάφους.

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της εκτελεσθείσας κατά το παρελθόν, γεωτεχνικής έρευνας, στο μελετώμενο πρανές το έδαφος δομεύεται από τις εξής γεωτεχνικές ενότητες:

- Γεωτεχνική ενότητα I: Χαρακτηρίζεται «Πολύ συνεκτική έως σκληρή καστανέρυθρη αμμώδης άργιλος μέσης πλαστικότητας με χαλίκια» και έχει βάθος εμφάνισης στο πρανές στην περιοχή όπου θα κατασκευαστεί το μελετώμενο έργο, περί τα 11m.
- Γεωτεχνική ενότητα II: Χαρακτηρίζεται «Καστανέρυθρη πολύ πυκνή άμμος με χαλίκια έως αμμοχάλικο» και έχει αμελητέο μέσο βάθος στην μελετώμενη περιοχή του πρανούς περί το 1,00m.
- Γεωτεχνική ενότητα III: Χαρακτηρίζεται «Ασβεστόλιθος μέτρια έως ισχυρά κερματισμένος, ελαφρά έως μέτρια αποσαθρωμένος» και έχει μέσο βάθος εμφάνισης στο μελετώμενο τμήμα του πρανούς περί τα 5,00m.
- Γεωτεχνική ενότητα IV: Χαρακτηρίζεται «Καστανέρυθρη σκληρή αμμώδης άργιλος με χαλίκια» και εμφανίζεται μέχρι το πέρας των δειγματοληπτικών γεωτρήσεων.

Η εκτίμηση των γεωτεχνικών παραμέτρων σχεδιασμού των προαναφερομένων ενοτήτων του εδάφους γίνεται για τα εδαφικά (συνεκτικά και μη συνεκτικά) υλικά, όπως είναι οι γεωτεχνικές ενότητες I, II και IV, από τη μεθοδολογία συν-αξιολόγησης των αποτελεσμάτων των επιτόπου δοκιμών SPT και των εργαστηριακών δοκιμών κατάταξης, που παρουσιάστηκε στην παράγραφο 3.1 του Κεφαλαίου 3.

Η εκτίμηση των παραμέτρων διατμητικής αντοχής του ασβεστολιθικού σχηματισμού που συναντήθηκε κατά την διάτρηση θα γίνει με το γενικευμένο κριτήριο Hoek – Brown, κάνοντας χρήση του λογισμικού RocData της εταιρίας Rocscience.

Εκτίμηση γεωτεχνικών παραμέτρων σχεδιασμού ενότητας I: Πολύ συνεκτική έως σκληρή καστανέρυθρη αμμώδης άργιλος μέσης πλαστικότητας με χαλίκια

Στον ακόλουθο πίνακα παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα από την εφαρμογή της μεθοδολογίας που παρουσιάστηκε στην παραπάνω παράγραφο 3.1, προκειμένου να προσδιοριστούν οι τιμές σχεδιασμού για τις παραμέτρους ενεργού συνοχής c' , ενεργού γωνίας εσωτερικής τριβής ϕ' , αστράγγιστης διατμητικής αντοχής S_u και μέτρου συμπίεστότητας E_s . Τα υπολογιστικά φύλλα excel δίνονται αναλυτικά στο Παράρτημα Β της εργασίας. Στον πίνακα περιλαμβάνονται και οι τιμές των παραμέτρων που προέκυψαν από εργαστηριακές δοκιμές διάτμησης ή τριαξονικής φόρτισης και η τιμή σχεδιασμού για την κάθε γεωτεχνική παράμετρο λαμβάνεται μετά από στατιστική επεξεργασία ελάχιστης χαρακτηριστικής τιμής με την κατανομή t-Student στις διατιθέμενες τιμές.

Γεώτρηση	Βάθος (m)	Nspt	w (%)	LL (%)	PI(%)	ϕ' (μοίρες)	c' (Kpa)	S_u (Kpsa)	E_s (Mpa)
Γ2	2,50	29	14,9	27,9	9,5	33	13,3	88	9,6
	4,10	100	13,8	26,5	6,7	34,8	38,1	236	24,1
	6,00	82	19,1	43,1	18,0	29,6	27,2	204	15,8
	8,00	100	22,8	44,9	20,3	29,0	33,3	255	18,1

Γεώτρηση	Βάθος (m)	Nspt	w (%)	LL (%)	PI(%)	ϕ' (μοίρες)	c' (Kpa)	Su (Kpsa)	Es (Mpa)
	10,00	100	24,1	24,1	22,4	28,5	32,7	255	18,1
Γ5	2,00	55	16,4	32,8	13,0	31,3	19,4	140	12,8
	3,60	46	15,8	32,0	12,2	31,7	17,3	123	16,2
	4,50	-	-	-	-	26,4	75,4	-	-
	5,80	-	-	-	-	-	-	366,1	-
	6,00	100	15,6	34,3	15,2	30,5	34,7	255	25,9
	8,80	100	15,1	29,8	11,6	31,9	36,4	255	33,7
	10,10	-	-	-	-	-	-	224	-
	10,30	100	16,3	35,9	16,7	30,0	35,6	265	30,0
	11,30	-	-	-	-	27,1	8,9	18,0	-
Γ6	2,00	27	11,70	29,0	12,10	31,7	11,8	84	10,0
	4,00	25	14,8	33,5	14,5	30,8	11,9	87	15,0
	6,00	100	11,5	30,9	11,5	32,0	36,5	255	30,8
Πλήθος τιμών						15	15	16	13
Μέσος όρος τιμών						30,6	28,8	194,4	20,0
Τυπική απόκλιση						2,2	16,8	93,0	8,1
Ελάχιστη Χαρακτηριστική τιμή						29,6	21,2	153,8	16,0

Πίνακας 4.2.5: Εκτίμηση γεωτεχνικών παραμέτρων σχεδιασμού ενότητας I

Η τιμή του μοναδιαίου φαινόμενου βάρους για την γεωτεχνική ενότητα I λαμβάνεται εμπειρικά $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$ και οι γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού για την ενότητα της Πολύ συνεκτικής έως σκληρής αμμώδους αργίλου λαμβάνονται σύμφωνα με τα παραπάνω ως εξής:

- Μοναδιαίο φαινόμενο βάρος $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$
- Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής $\phi' = 30$ μοίρες
- Ενεργός συνοχή $c' = 20 \text{ Kpa}$

- Αστράγγιστη διατμητική αντοχή $S_u = 150 \text{ Kpa}$
- Μέτρο συμπίεστικότητας $E_s = 16 \text{ Mpa}$

Εκτίμηση γεωτεχνικών παραμέτρων σχεδιασμού ενότητας II: Καστανέρυθη πολύ πυκνή άμμος με χαλίκια έως αμμοχάλικο

Με την ίδια μεθοδολογία προσδιορίζονται οι παράμετροι διατμητικής αντοχής για την γεωτεχνική ενότητα I, από το δείγμα της γεώτρησης Γ5 στο βάθος των 12,50m. Σημειώνεται ότι στην εξεταζόμενη περιοχή του πρανούς, το πάχος της γεωτεχνικής ενότητας είναι αμελητέο (μικρότερο του 1,00m) και δεν θα ληφθεί υπόψη στον σχεδιασμό.

Γεώτρηση	Βάθος (m)	Nspt	w (%)	LL (%)	PI(%)	ϕ' (μοίρες)	c' (Kpa)	E_s (Mpa)
Γ5	12,50	100	14,6	27,4	7,2	49,9	0	57,9

Πίνακας 4.2.6: Εκτίμηση γεωτεχνικών παραμέτρων σχεδιασμού ενότητας II

Το μοναδιαίο φαινόμενο βάρος λαμβάνεται σύμφωνα με τα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών κατάταξης $\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$ και οι γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού για την ενότητα της Πολύ πυκνής άμμου με χαλίκια λαμβάνονται σύμφωνα με τα παραπάνω ως εξής:

- Μοναδιαίο φαινόμενο βάρος $\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$
- Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής $\phi' = 45$ μοίρες
- Ενεργός συνοχή $c' = 0 \text{ Kpa}$
- Μέτρο συμπίεστικότητας $E_s = 58 \text{ Mpa}$

Εκτίμηση γεωτεχνικών παραμέτρων σχεδιασμού ενότητας III: Ασβεστόλιθος μέτρια έως ισχυρά κερματισμένος, ελαφρά έως μέτρια αποσαθρωμένος»

Η εκτίμηση των παραμέτρων διατμητικής αντοχής του ισχυρά κερματισμένου και μέτρια αποσαθρωμένου ασβεστόλιθου σχηματισμού που διαπιστώθηκε στην περιοχή του εξεταζόμενου πρανούς σε βάθος μεγαλύτερο των 11m με πάχος περί τα 5,00m, γίνεται με το γενικευμένο κριτήριο Hoek – Brown.

Η θλιπτική αντοχή του ασβεστόλιθου λαμβάνεται $\sigma_c = 5 \text{ Mpa}$ βάσει του ακόλουθου πίνακα, ως ισχυρά αποσαθρωμένη βραχομάζα (highly weathered or altered rock).

Intact Uniaxial Compressive Strength

Field Estimate of Strength	Examples	Strength (MPa)
Specimen can only be chipped with a geological hammer.	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite.	> 250
Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it.	Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, limestone, marble, rhyolite, tuff.	100-250
Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it.	Limestone, marble, phyllite, sandstone, schist, shale.	50-100
Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with a single blow from a geological hammer.	Claystone, coal, concrete, schist, shale, siltstone.	25-50
Can be peeled with a pocket knife with difficulty, shallow indentation made by firm blow with point of a geological hammer.	Chalk, rocksalt, potash.	5-25
Crumbles under firm blows with point of a geological hammer, can be peeled by a pocket knife.	Highly weathered or altered rock.	1-5
Indented by thumbnail.	Stiff fault gouge.	0.25-1

Uniaxial Compressive Strength (sigci): MPa







Πίνακας 4.2.7: Εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής του άρρηκτου πετρώματος (field estimation)

Ο δείκτης γεωλογικής αντοχής του εξεταζόμενου ασβεστόλιθου λαμβάνεται $GSI = 25$ ως ισχυρά κερματισμένη βραχομάζα με φτωχή ποιότητα ασυνεχειών.

Pick GSI Value

Rock Type:

GSI Selection:

		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90	80	70	N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70	60	50	40
	VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets	70	60	50	40	30
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity	60	50	40	30	20
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces	50	40	30	20	10
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓

Πίνακας 4.2.8: Προσδιορισμός δείκτη γεωλογικής αντοχής πετρώματος GSI

Η τιμή του δείκτη m_i λαμβάνεται $m_i = 10$ βάσει του ακόλουθου πίνακα.

List of M_i Values

Anhydrite	12 ± 2
Breccias	20 ± 2
Chalk	7 ± 2
Claystones	4 ± 2
Conglomerates	21 ± 3
Crystalline Limestone	12 ± 3
Dolomites	9 ± 3
Greywackes	18 ± 3
Gypsum	10 ± 2
Marls	7 ± 2
Micritic Limestones	8 ± 3
Sandstones	17 ± 4
Shales	6 ± 2
Siltstones	7 ± 2
Sparitic Limestones	10 ± 5

Selected M_i Value

M_i Value:

Filter List

☒ Rock Type

☐ Texture

☒ Sedimentary

☐ Coarse

☐ Igneous

☐ Medium

☐ Metamorphic

☐ Fine

☐ Very Fine

Πίνακας 4.2.9: Τιμές συντελεστή m_i

Τέλος, ο συντελεστής διαταραχής της βραχομάζας από χρήση εκρηκτικών κατά την εκσκαφή λαμβάνεται $D=0$ και από την εφαρμογή του γενικευμένου κριτηρίου Hoek – Brown με το λογισμικό RocData προκύπτουν:

- $mb = 0.687$

- $s = 0.0002$
- $a = 0.531$ και
- Το μοναδιαίο φαινόμενο βάρος για τον ασβεστόλιθο λαμβάνεται εμπειρικά $\gamma = 24 \text{ KN/m}^3$.

Εκτίμηση γεωτεχνικών παραμέτρων σχεδιασμού ενότητας IV: Καστανέρυθρη σκληρή αμμώδης άργιλος με χαλίκια

Από την ίδια ακριβώς διαδικασία με την γεωτεχνική ενότητα I προκύπτει ο ακόλουθος πίνακας 4.2.10.

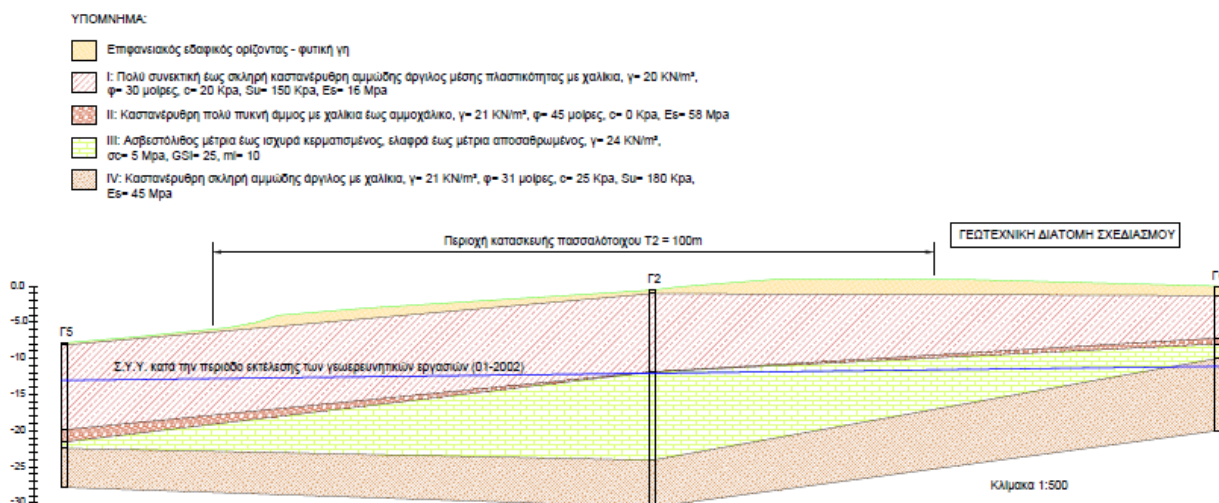
Γεώτρηση	Βάθος (m)	Nspt	w (%)	LL (%)	PI(%)	ϕ' (μοίρες)	c' (Kpa)	Su (Kpsa)	Es (Mpa)
Γ6	11,80	60	14,6	32,2	13,3	31,2	25,3	183	44,6
	15,35	100	15,6	32,5	12,3	31,6	37,2	265	52,7
	19,10	100	15,10	33,00	14,50	30,8	36,2	265	57,00
Πλήθος τιμών						3	3	3	3
Μέσος όρος τιμών						31,2	51,4	237,7	32,9
Τυπική απόκλιση						0,4	6,3	47,3	6,6
Ελάχιστη Χαρακτηριστική τιμή						30,7	42,9	173,4	23,9

Πίνακας 4.2.10: Εκτίμηση γεωτεχνικών παραμέτρων σχεδιασμού ενότητας IV

Η τιμή του μοναδιαίου φαινόμενου βάρους για την γεωτεχνική ενότητα IV λαμβάνεται εμπειρικά $\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$ και οι γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού για την ενότητα της Σκληρής αμμώδους άργιλου με χαλίκια λαμβάνονται σύμφωνα με τα παραπάνω ως εξής:

- Μοναδιαίο φαινόμενο βάρος $\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$
- Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής $\phi' = 31$ μοίρες
- Ενεργός συνοχή $c' = 25 \text{ Kpa}$
- Αστράγγιστη διατμητική αντοχή $S_u = 180 \text{ Kpa}$
- Μέτρο συμπίεστότητας $E_s = 45 \text{ Mpa}$

Η γεωτεχνική διατομή σχεδιασμού του εδάφους Γ5-Γ2-Γ6 στην μελετώμενη περιοχή του πρανούς, όπως θα ληφθεί υπόψη στον σχεδιασμό της προσωρινής αντιστήριξης, παρουσιάζεται στο ακόλουθο σκαρίφημα.



Εικόνα 4.2.2: Γεωτεχνική διατομή (προσομοίωμα) σχεδιασμού για την μελετώμενη περιοχή του πρανούς

Όπως προαναφέρθηκε και είναι φανερό και από την παραπάνω εικόνα, η γεωτεχνική ενότητα II στην περιοχή του έργου αντιστήριξης κατά μήκος του πρανούς έχει αμελητέο πάχος και ως εκ τούτου θα αγνοηθεί κατά τον σχεδιασμό.

4.3 Αναλύσεις ευστάθειας προτεινόμενων μέτρων αντιστήριξης του κατακόρυφου προσωρινού πρανούς εκσκαφής


Οι έλεγχοι ευστάθειας του προτεινόμενου συστήματος αντιστήριξης του κατακόρυφου προσωρινού πρανούς εκσκαφής πραγματοποιούνται στην δυσμενέστερη γεωμετρικά διατομή στην οποία το πρανές έχει ύψος 6,50m.

Εξετάζονται οι ακόλουθες τρεις διατάξεις αγκυρίων:

- Χαλύβδινες ράβδοι $\Phi 20\text{mm}$ ποιότητας χάλυβα B500c εντός οπής διατρήματος 0,10m σε κানাβο οριζόντιων και κατακόρυφων αποστάσεων $S_h = S_v = 1.50\text{m}$.
- Χαλύβδινες ράβδοι $\Phi 25\text{mm}$ ποιότητας χάλυβα B500c εντός οπής διατρήματος 0,10m σε κানাβο οριζόντιων και κατακόρυφων αποστάσεων $S_h = S_v = 2,00\text{m}$ και
- Χαλύβδινες ράβδοι $\Phi 25\text{mm}$ ποιότητας χάλυβα B500c εντός οπής διατρήματος 0,10m σε κানাβο οριζόντιων και κατακόρυφων αποστάσεων $S_h = S_v = 1.50\text{m}$.

Η εφελκυστική αντοχή της χαλύβδινης ράβδου υπολογίζεται από το γινόμενο της επιφάνειας της διατομής της ράβδου με την τάση διαρροής αυτής και συγκεκριμένα $\text{Tensile Strength} = \pi r^2 \times f_y$, όπου r είναι η ακτίνα της ράβδου και $f_y = 500\text{Mpa}/1.15 = 434782,61 \text{ Kpa}$.

Στην χαρακτηριστική τιμή της εφελκυστικής αντοχής της ράβδου εφαρμόζεται επιμέρους συντελεστής ασφαλείας $\gamma_M = 1,40$ ώστε να προκύψει η αντίστοιχη τιμή σχεδιασμού σε στατικές συνθήκες φόρτισης, ενώ ο αντίστοιχος επιμέρους συντελεστής σε σεισμικές συνθήκες φόρτισης λαμβάνεται $\gamma_M = 1,10$.

	<p>ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΜΕ ΤΙΤΛΟ:</p> <p>«Αντιστήριξη κατακόρυφου προσωρινού πρανούς εκσκαφής με αγκυρωμένο τοιχίο εκτοξευόμενου σκυροδέματος– Γεωτεχνική έρευνα, σχεδιασμός και διαστασιολόγηση μέτρων αντιστήριξης»</p>
---	---

Σύμφωνα με τα παραπάνω, οι τιμές σχεδιασμού για την εφελκυστική αντοχή των χαλύβδινων ράβδων των αγκυρίων που λαμβάνονται υπόψη στις αναλύσεις ευστάθειας παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα 4.3.1.

Διάμετρος ράβδου	Ποιότητα χάλυβα	Εμβαδόν διατομής ράβδου (m ²)	Τάση διαρροής χάλυβα (Kpa)	Χαρακτηριστική τιμή εφελκυστικής αντοχής ράβδου χάλυβα (KN)	Συνθήκες φόρτισης	Επιμέρους συντελεστής για την εφελκυστική αντοχή γ _M	Τιμή σχεδ. Tensile Strength (KN)
Φ20mm	B500c	0,0003142	434782,61	137	Στατικές	1,40	98
					Με σεισμό	1,10	124
Φ25mm	B500c	0,0004909	434782,61	213	Στατικές	1,40	152
					Με σεισμό	1,10	194

Πίνακας 4.3.1: Προσδιορισμός τιμών σχεδιασμού για την εφελκυστική αντοχή Tensile Strength των χαλύβδινων ράβδων των αγκυρίων

Η αντοχή στην κεφαλή των αγκυρίων λαμβάνεται από την εξίσωση $T_o = \tau_{max} [0,60 + 0,20(S_{max} - 1)]$ της παραπάνω παραγράφου 3.4, ενώ δεν λαμβάνεται υπόψη η διατμητική και καμπτική αντοχή των ράβδων δεδομένου ότι η συνεισφορά τους στην ευστάθεια του κατακόρυφου πρανούς εκσκαφής είναι αμελητέα.

Διάμετρος ράβδου	$S_{max} = S_h = S_v$ (m)	Συνθήκες φόρτισης	T_{max} (KN)	T_o (KN)
Φ20mm	1,50	Στατικές	98	68,6
		Με σεισμό	124	86,8
Φ25mm	2,00	Στατικές	152	121,60
		Με σεισμό	194	156,00
Φ25mm	1,50	Στατικές	152	106,40
		Με σεισμό	194	135,80

Πίνακας 4.3.2: Προσδιορισμός εφελκυστικής αντοχής στην περιοχή της κεφαλής των αγκυρίων, ανάλογα με τη διάμετρο της ράβδου και τις αξονικές αποστάσεις μεταξύ των αγκυρίων

Με βάση τον παραπάνω πίνακα, οι τιμή της παραμέτρου Plate capacity που υπεισέρχεται στις αναλύσεις ευστάθειας της αντιστήριξης του κατακόρυφου προσωρινού πρανού εκσκαφής με διάταξη εδαφοηλώσεων με μετωπική επένδυση, λαμβάνεται ως ακολούθως:

- Για την εξεταζόμενη διάταξη $\Phi 20\text{mm}/1,50\text{m}$, Plate capacity= 60 KN
- Για την εξεταζόμενη διάταξη $\Phi 25\text{mm}/2,00\text{m}$, Plate capacity= 120 KN και
- Για την εξεταζόμενη διάταξη $\Phi 25\text{mm}/1,50\text{m}$, Plate capacity= 100KN.

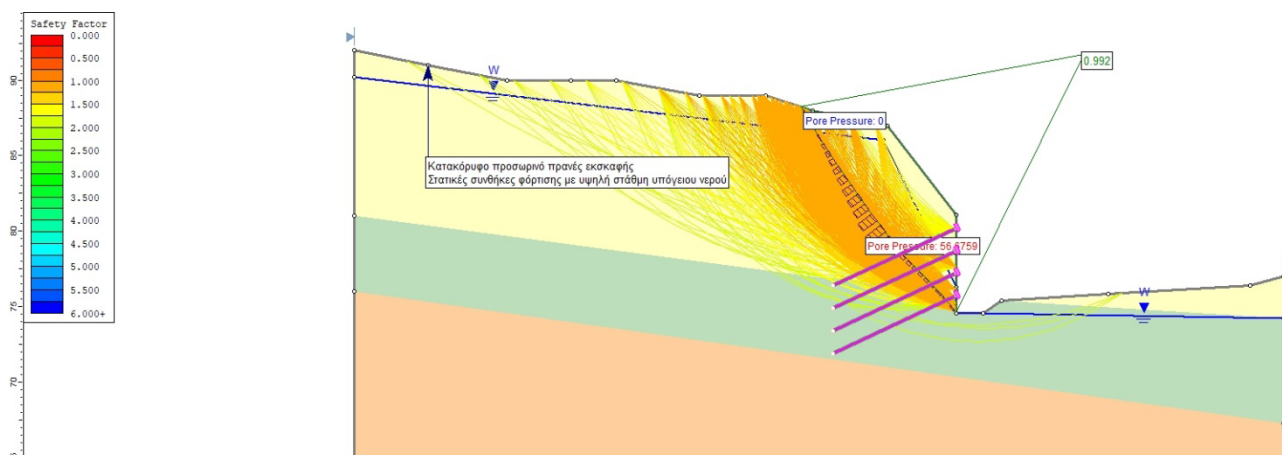
Η διάμετρος της οπής εντός της οποίας θα τοποθετηθούν και κεντραριστούν οι χαλύβδινες ράβδοι των αγκυρών λαμβάνεται $d=0.10\text{m}$, λόγω του προσωρινού χαρακτήρα του πρανού. Η οπή μετά την τοποθέτηση της ράβδου θα πληρωθεί με τσιμεντένιο αναλογίας νερό/ τσιμέντο= 0,50 σε ολόκληρο το βάθος της, δεδομένου ότι τα εξεταζόμενα αγκύρια είναι παθητικά αγκύρια ολόσωμης πάκτωσης.

Οι αναλύσεις ευστάθειας πραγματοποιούνται λαμβάνοντας υπόψη όλα τα προαναφερόμενα και σύμφωνα με τις παραδοχές για τις εξεταζόμενες συνθήκες φόρτισης και τους απαιτούμενους συντελεστές ασφαλείας που έχουν αναλυθεί στην παράγραφο 3.2 και τα αποτελέσματα τους παρουσιάζονται επιγραμματικά στην συνέχεια.

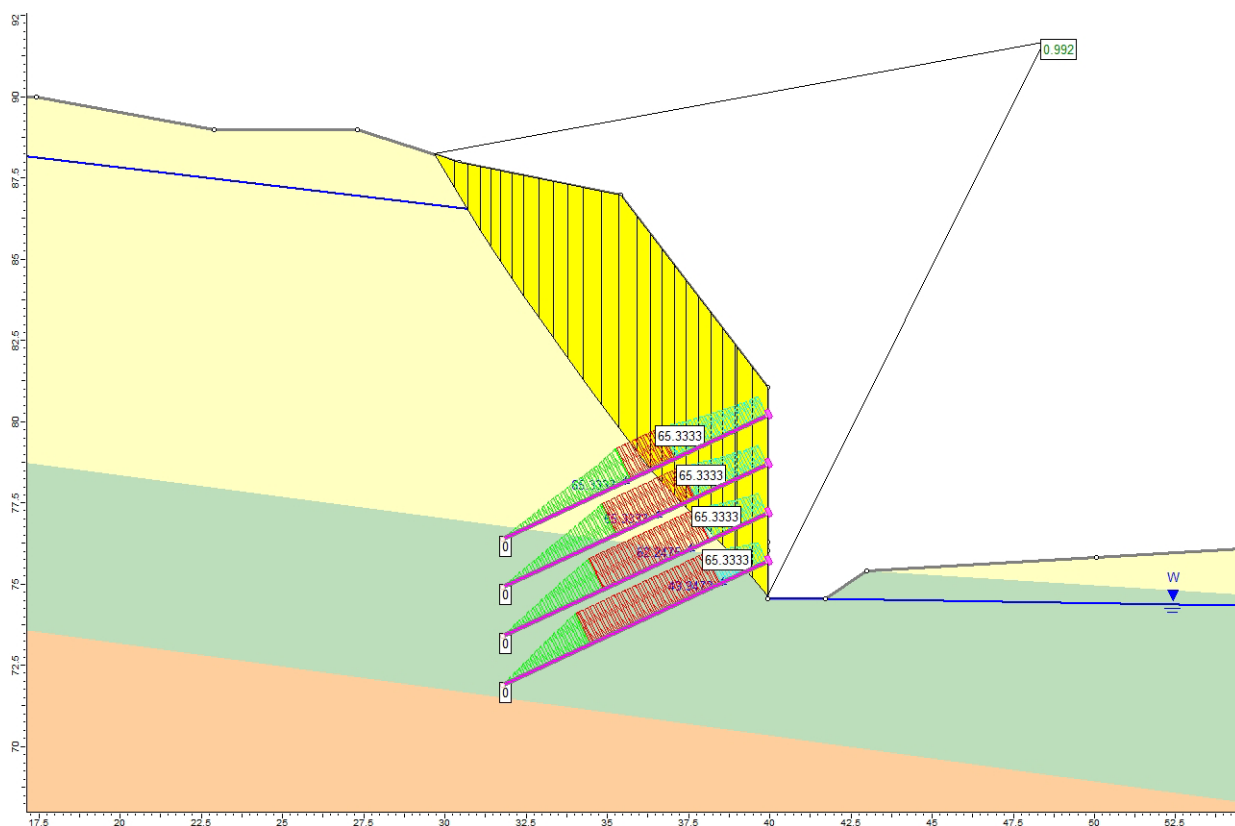
Διάταξη αγκυρών με ράβδους $\Phi 20\text{mm}$ σε κάναβο οριζόντιων και κατακόρυφων αποστάσεων 1,50m:

Τα παθητικά αγκύρια ολόσωμης πάκτωσης τοποθετούνται σε οριζόντιες και κατακόρυφες αποστάσεις $S_h = S_v = 1.50\text{m}$, τοποθετούνται με κλίση 25 μοιρών προς τα κάτω ως προς το οριζόντιο επίπεδο και έχουν βάθος 9,00m. Η κατώτατη σειρά αγκυρών βρίσκεται σε ύψος 1,00m πάνω από τον πυθμένα της εκσκαφής και συνολικά υπάρχουν τέσσερις στάθμες αγκυρών καθ' ύψος του πρανού.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων ευστάθειας έχουν ως εξής:

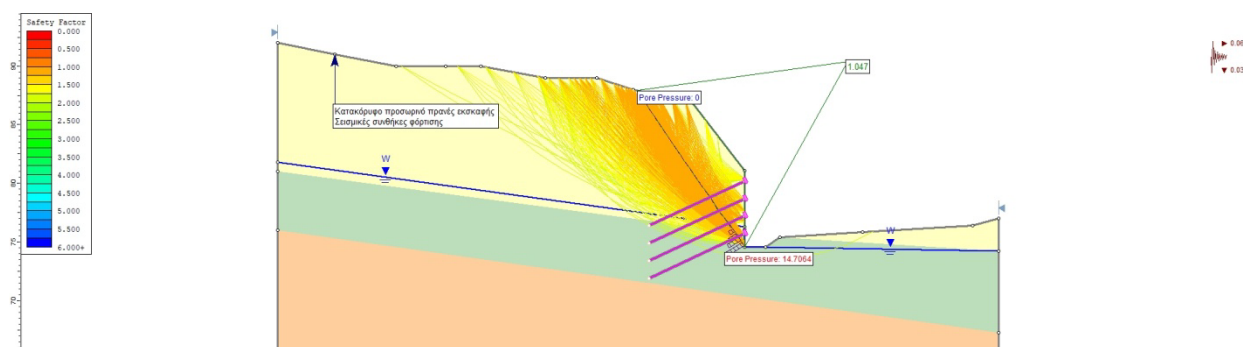


Εικόνα 4.3.1: Επιφάνειες θραύσης του αντιστηριζόμενου πρανού εκσκαφής σε στατικές συνθήκες με υψηλή στάθμη υπόγειου νερού

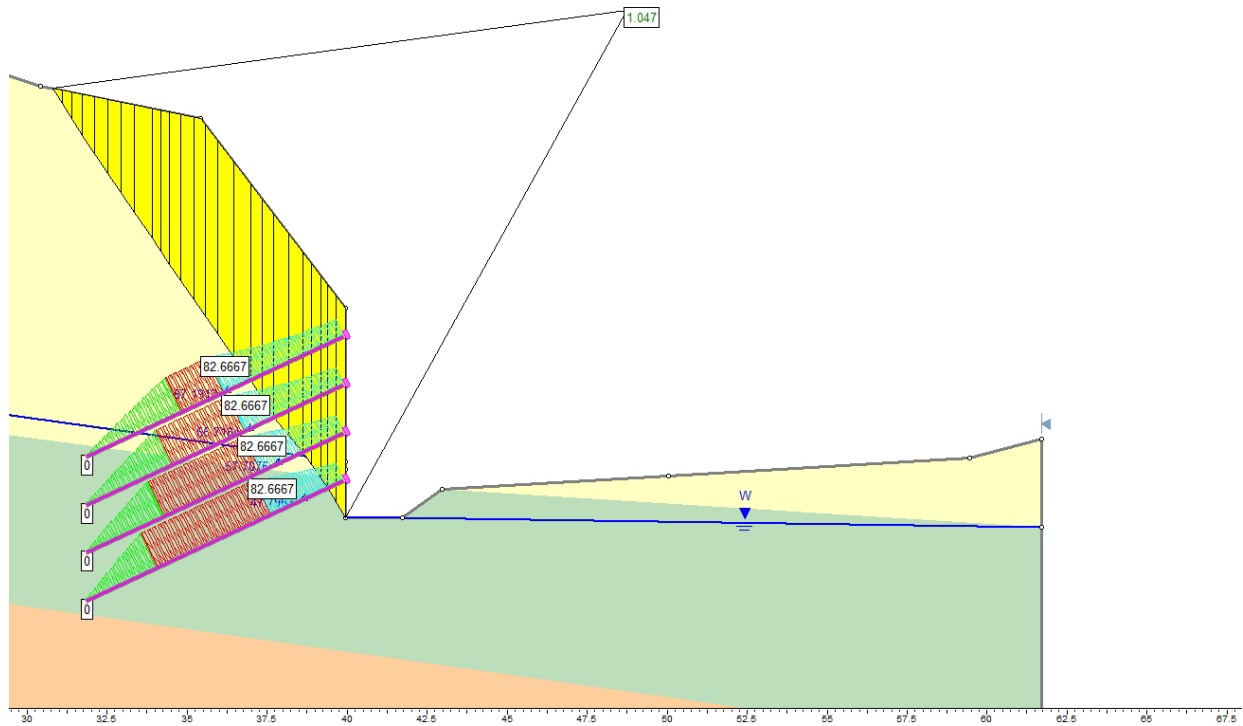


Εικόνα 4.3.2: Κρίσιμη επιφάνεια θραύσης σε στατικές συνθήκες με υψηλή στάθμη υπόγειου νερού $FS = 0,992 < 1,00$ και δυνάμεις κατά μήκος των αγκυρίων

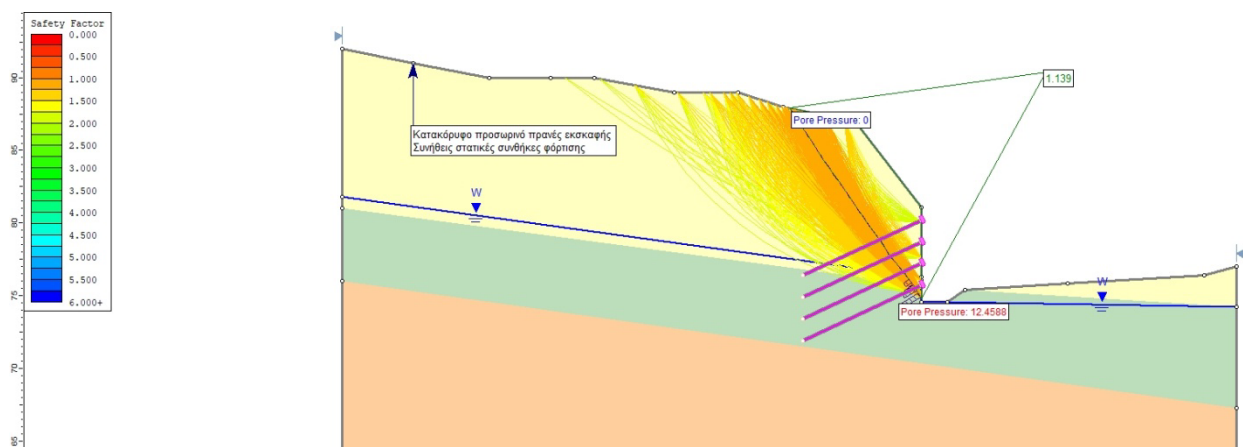
Από την παραπάνω εικόνα και ανάλογα με το σημείο τομής της κρίσιμης επιφάνειας θραύσης και των αγκυρίων, παρατηρούμε ότι για να επιτευχθεί αύξηση του συντελεστή ασφαλείας θα πρέπει να αυξηθεί η εφελκυστική αντοχή της ράβδου και η αντοχή στην περιοχή της κεφαλής του αγκυρίου.



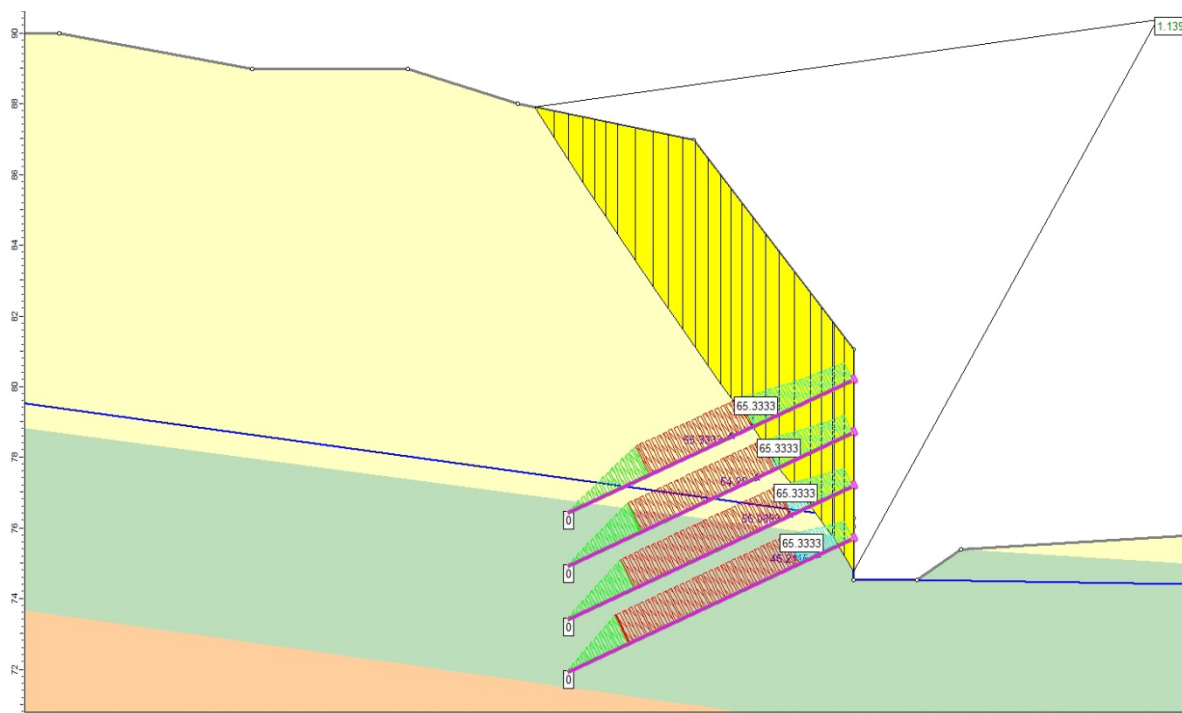
Εικόνα 4.3.3: Επιφάνειες θραύσης του αντιστηριζόμενου πρανούς εκσκαφής σε σεισμικές συνθήκες φόρτισης



Εικόνα 4.3.4: Κρίσιμη επιφάνεια θραύσης σε σεισμικές συνθήκες $FS = 1,047 > 1,00$ και δυνάμεις κατά μήκος των αγκυρίων



Εικόνα 4.3.5: Επιφάνειες θραύσης του αντιστηριζόμενου πρανούς εκσκαφής σε συνήθεις στατικές συνθήκες φόρτισης

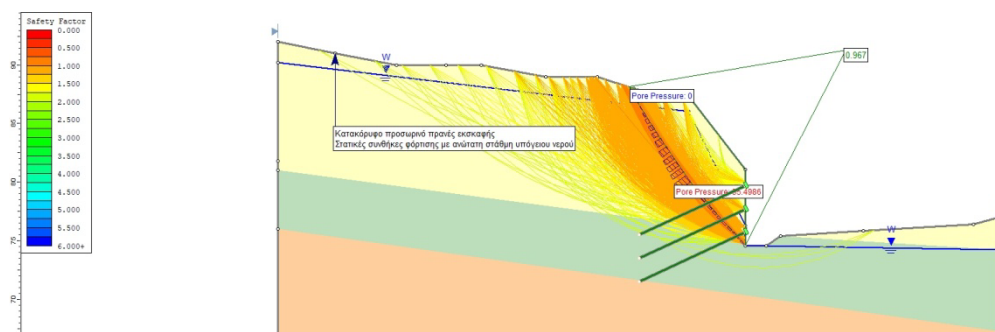


Εικόνα 4.3.6: Κρίσιμη επιφάνεια θραύσης σε σεισμικές συνθήκες $FS = 1,139 > 1,10$ και δυνάμεις κατά μήκος των αγκυρίων

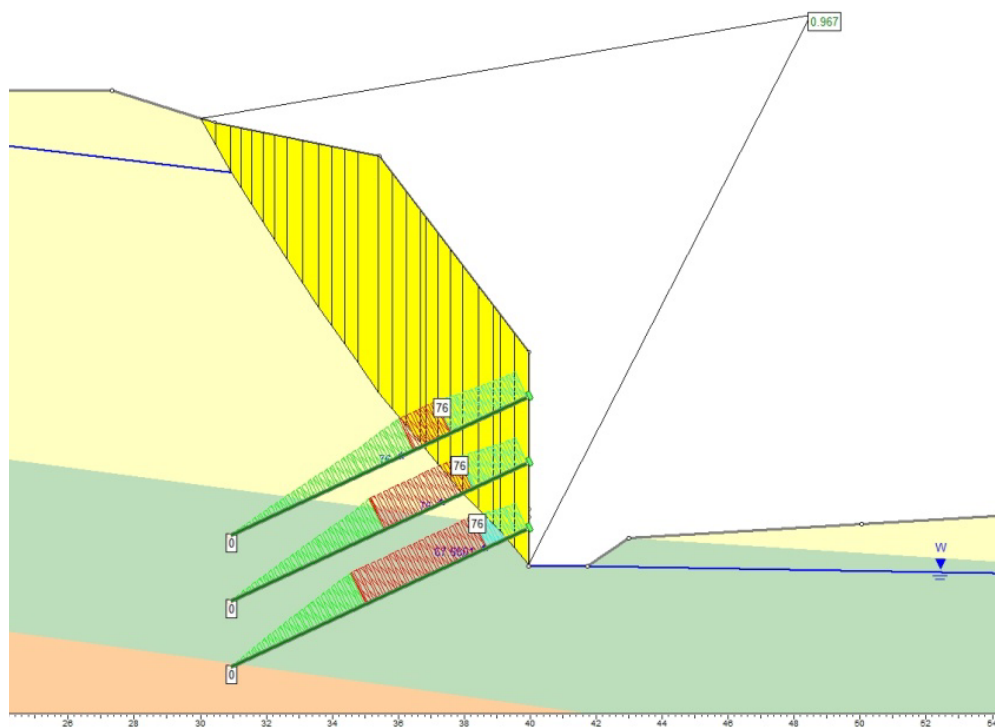
Διάταξη αγκυρίων με ράβδους $\Phi 25mm$ σε κάναβο οριζόντιων και κατακόρυφων αποστάσεων 2,00m:

Τα παθητικά αγκύρια ολόσωμης πάκτωσης τοποθετούνται σε οριζόντιες και κατακόρυφες αποστάσεις $S_h = S_v = 2,00m$, τοποθετούνται με κλίση 25 μοιρών προς τα κάτω ως προς το οριζόντιο επίπεδο και έχουν βάθος 10,00m. Η κατώτατη σειρά αγκυρίων βρίσκεται σε ύψος 1,00m πάνω από τον πυθμένα της εκσκαφής και συνολικά υπάρχουν τρεις στάθμες αγκυρίων καθ' ύψος του πρανού.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων ευστάθειας έχουν ως εξής:

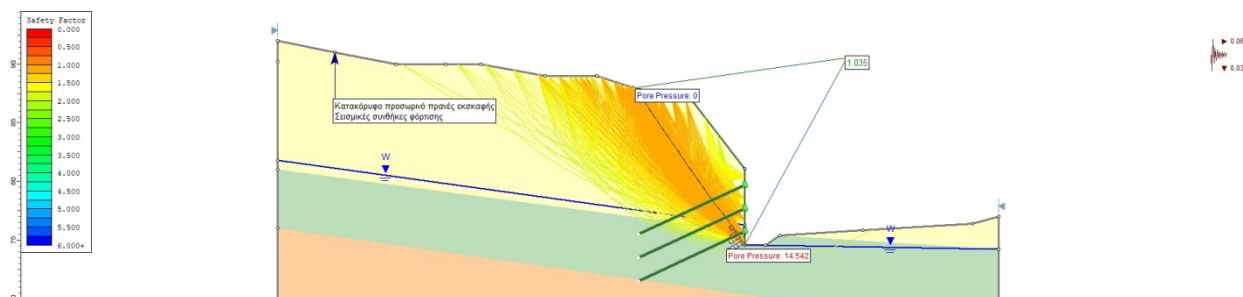


Εικόνα 4.3.7: Επιφάνειες θραύσης του αντιστηριζόμενου πρανούς εκσκαφής σε στατικές συνθήκες φόρτισης με υψηλή στάθμη υπόγειου νερού

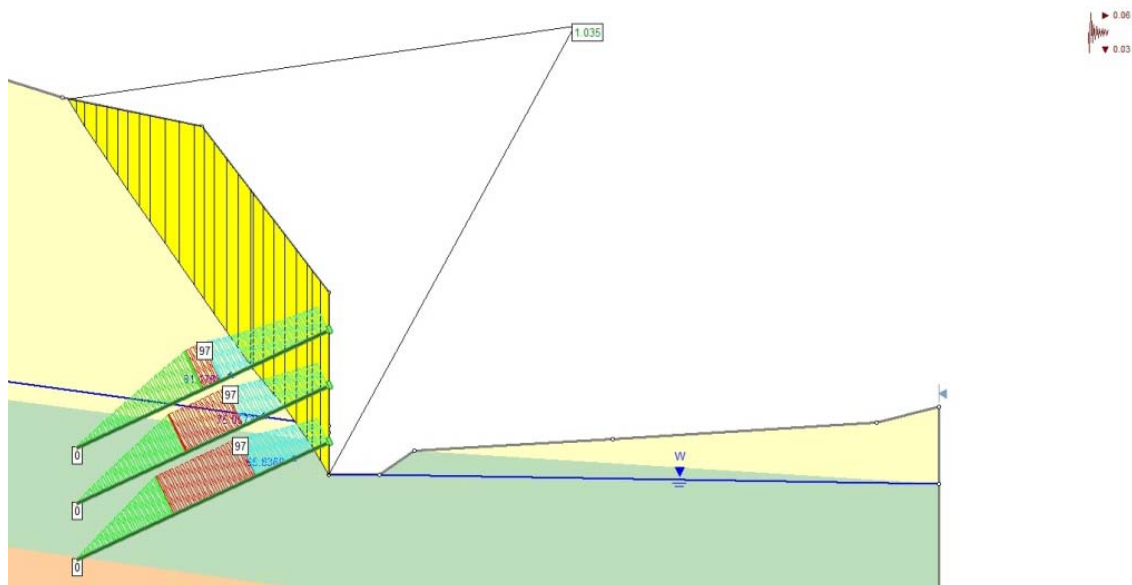


Εικόνα 4.3.8: Κρίσιμη επιφάνεια θραύσης σε στατικές συνθήκες φόρτισης με υψηλή στάθμη υπόγειου νερού – $FS = 0,967 < 1,00$

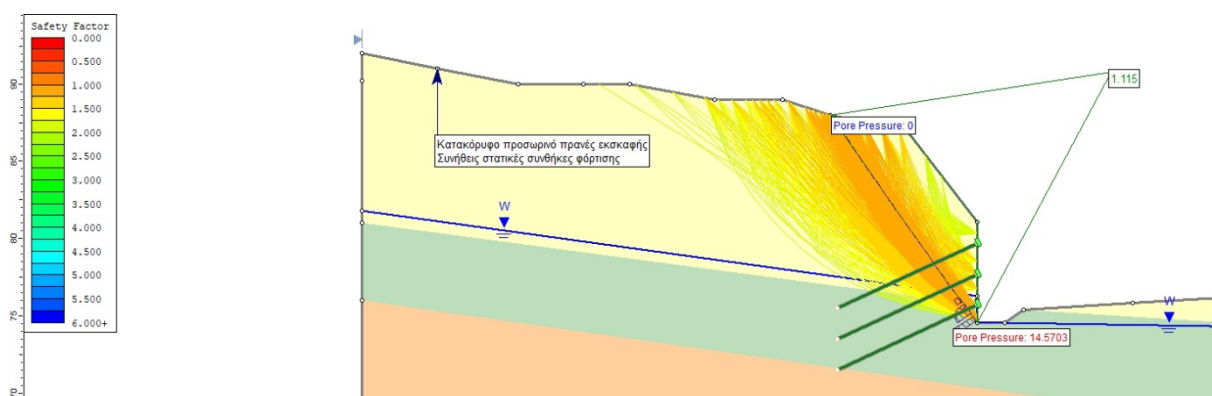
Από την παραπάνω εικόνα και ανάλογα με το σημείο τομής της κρίσιμης επιφάνειας θραύσης με τα παθητικά αγκύρια ολόσωμης πάκτωσης, διαπιστώνεται ότι για την αύξηση του συντελεστή ασφαλείας για την ευστάθεια απαιτείται πρωτίστως η αύξηση της αντοχής της ράβδου του αγκυρίου



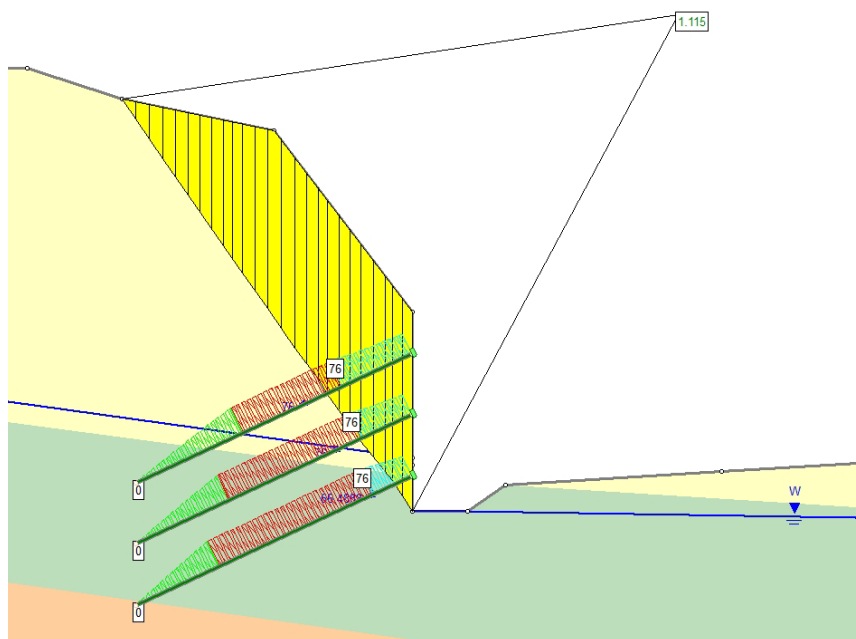
Εικόνα 4.3.9: Επιφάνειες θραύσης του αντιστηριζόμενου πρανούς εκσκαφής σε σεισμικές συνθήκες φόρτισης



Εικόνα 4.3.10: Κρίσιμη επιφάνεια θραύσης του πρανού σε σεισμικές συνθήκες φόρτισης – $FS = 1,035 > 1,00$



Εικόνα 4.3.11: Επιφάνειες θραύσης αντιστηριζόμενου πρανού εκσκαφής σε συνήθεις στατικές συνθήκες φόρτισης

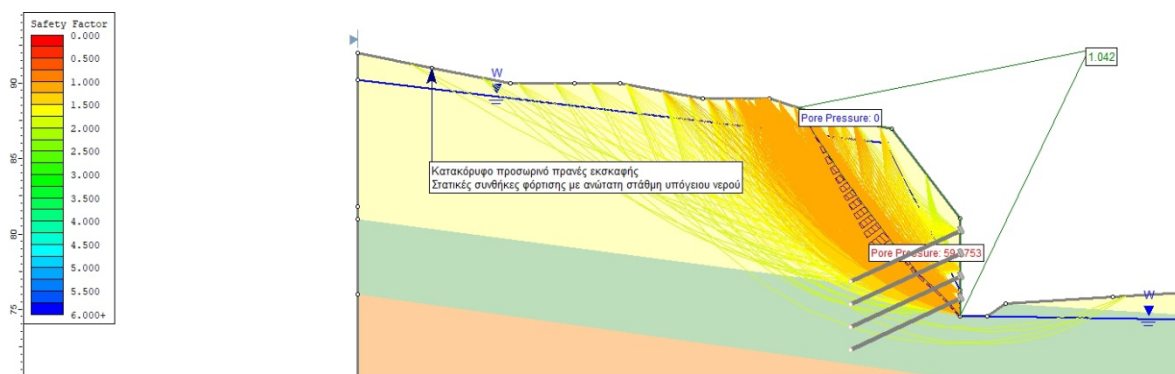


Εικόνα 4.3.12: Κρίσιμη επιφάνεια θραύσης του πρανούς σε συνήθεις στατικές συνθήκες φόρτισης – $FS=1,115 > 1,10$

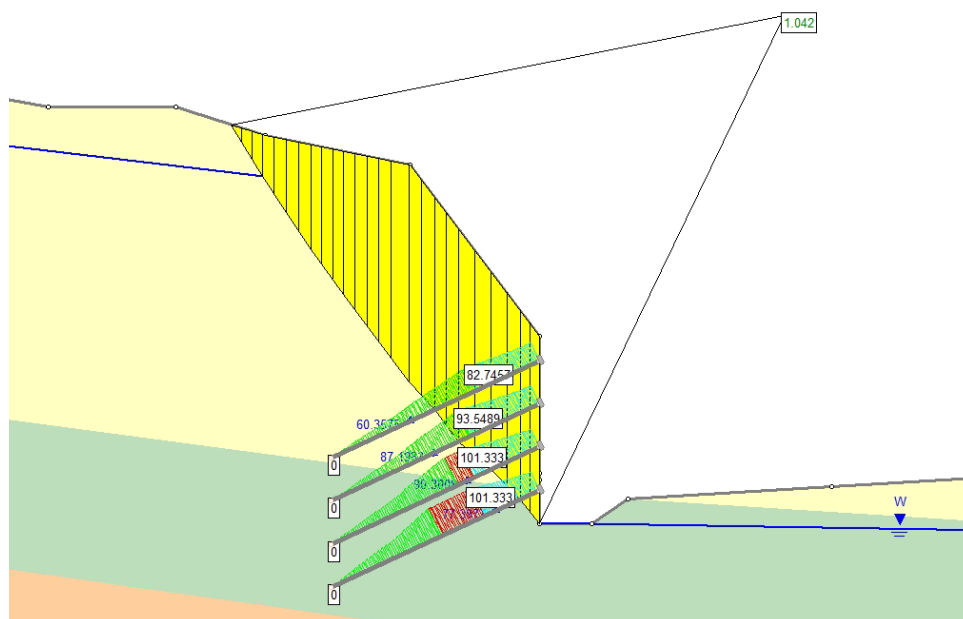
Διάταξη αγκυρίων με ράβδους $\Phi 25mm$ σε κάναβο οριζόντιων και κατακόρυφων αποστάσεων $1,50m$:

Τα παθητικά αγκύρια ολόσωμης πάκτωσης τοποθετούνται σε οριζόντιες και κατακόρυφες αποστάσεις $S_h = S_v = 1,50m$, τοποθετούνται με κλίση 25 μοιρών προς τα κάτω ως προς το οριζόντιο επίπεδο και έχουν βάθος $8,00m$. Η κατώτατη σειρά αγκυρίων βρίσκεται σε ύψος $1,00m$ πάνω από τον πυθμένα της εκσκαφής και συνολικά υπάρχουν τέσσερις στάθμες αγκυρίων καθ' ύψος του πρανούς.

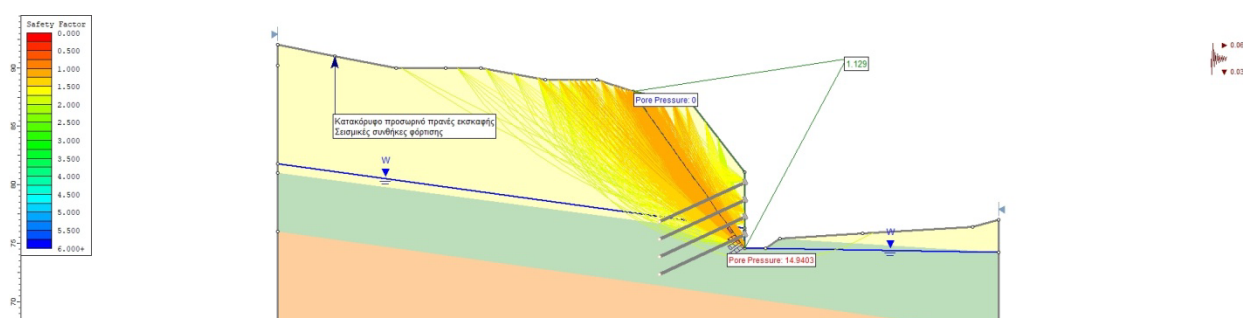
Τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αναλύσεων ευστάθειας έχουν ως εξής:



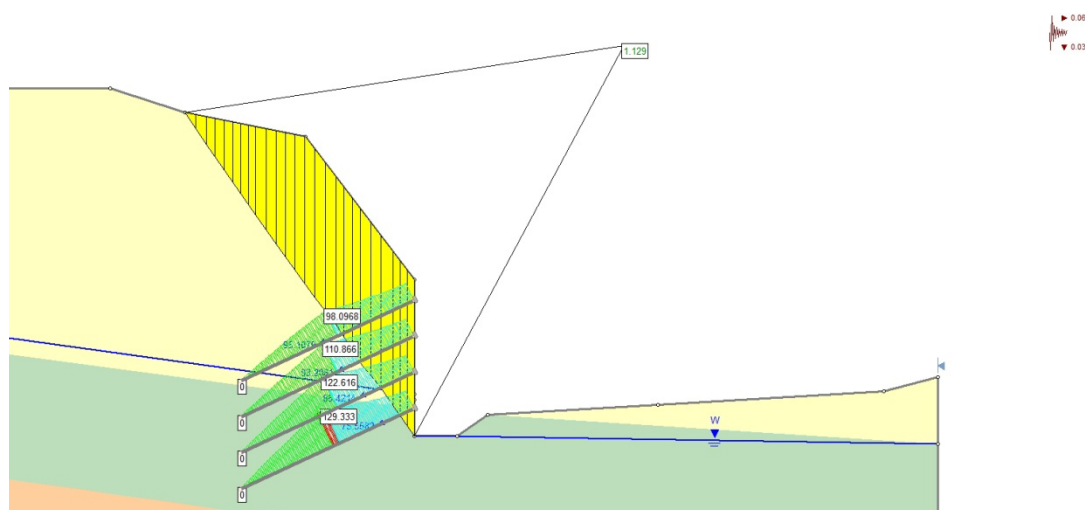
Εικόνα 4.3.13: Επιφάνειες θραύσης αντιστηριζόμενου πρανούς εκσκαφής σε στατικές συνθήκες φόρτισης με υψηλή στάθμη υπόγειου νερού



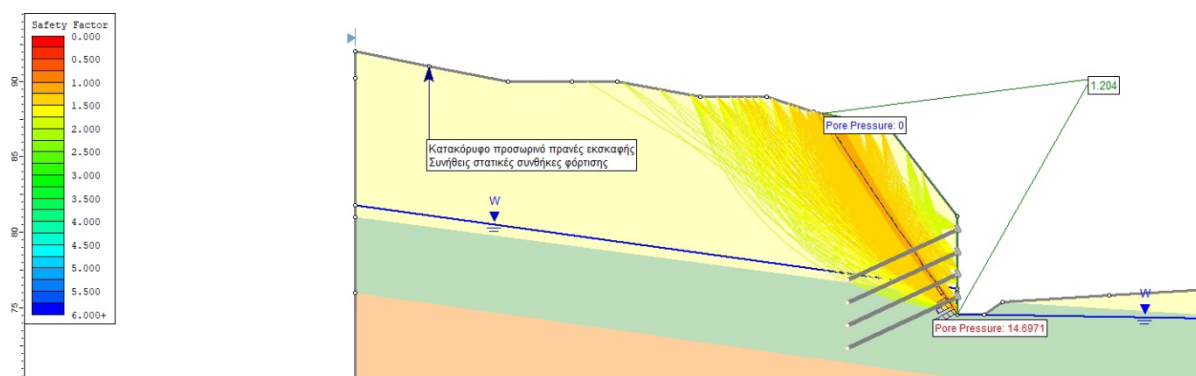
Εικόνα 4.3.14: Κρίσιμη επιφάνεια θραύσης σε στατικές συνθήκες φόρτισης με υψηλή στάθμη υπόγειου νερού – $FS = 1,042 > 1,00$



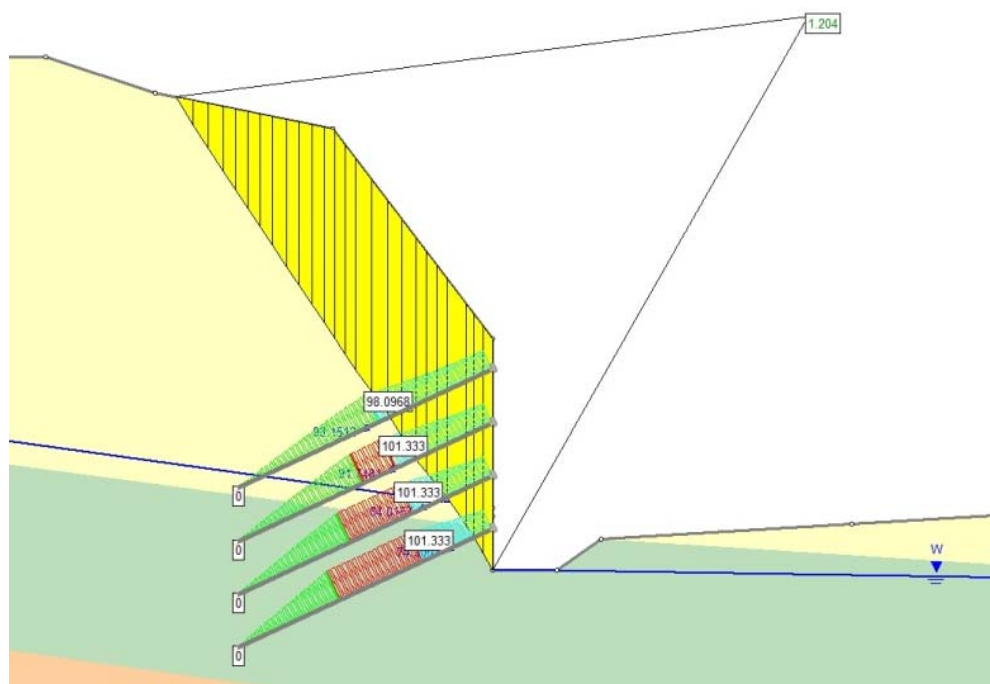
Εικόνα 4.3.15: Επιφάνειες θραύσης αντιστηριζόμενου πρανούς εκσκαφής σε σεισμικές συνθήκες φόρτισης



Εικόνα 4.3.16: Κρίσιμη επιφάνεια θραύσης σε σεισμικές συνθήκες φόρτισης – $FS = 1,129 > 1,00$



Εικόνα 4.3.17: Επιφάνειες θραύσης αντιστηριζόμενου πρανούς εκσκαφής σε συνήθεις στατικές συνθήκες φόρτισης



Εικόνα 4.3.18: Κρίσιμη επιφάνεια θραύσης σε συνήθεις στατικές συνθήκες φόρτισης – $FS = 1,204 > 1,10$

Τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα των αναλύσεων ευστάθειας που απεικονίζονται στις προηγούμενες εικόνες, παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στον ακόλουθο πίνακα 4.3.3.

Εξεταζόμενη διάταξη εδαφοηλώσεων	Επιτυγχανόμενος συντελεστής ασφαλείας FS			Παρατηρήσεις
	Στατικές συνθήκες φόρτισης με υψηλή στάθμη υπόγειου νερού	Σεισμικές συνθήκες φόρτισης	Συνήθεις στατικές συνθήκες φόρτισης	
Απαιτούμενος συντελεστής ασφαλείας	1,00	1,00	1,10	
Φ20mm/1.50m	0,992	1,047	1,139	Οριακά αποδεκτό
Φ25mm/2.00m	0,967	1,035	1,115	Μη αποδεκτό
Φ25mm/1.50m	1,042	1,129	1,204	Αποδεκτό

Πίνακας 4.3.3: Συντελεστές ασφαλείας αναλύσεων ευστάθειας για τις μελετώμενες διατάξεις των αγκυρίων ανά εξεταζόμενη συνθήκη φόρτισης

Σύμφωνα με τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα που παρουσιάζονται στον προηγούμενο πίνακα, η διάταξη των αγκυρίων $\Phi 25/2,00\text{m}$ απορρίπτεται διότι ο συντελεστής ασφαλείας για την ευστάθειας σε στατικές συνθήκες φόρτισης με υψηλή στάθμη υπόγειου νερού προκύπτει μικρότερος από τη μονάδα.

Ο αντίστοιχος συντελεστής ασφαλείας για την εξεταζόμενη διάταξη $\Phi 20/1,50\text{m}$ προκύπτει οριακά αποδεκτός $FS = 0,992 \approx 1,0$. Συνεκτιμώντας όμως και την παράμετρο του κόστους όπου σύμφωνα με τον ακόλουθο πίνακα, δεν προκύπτει σημαντική αύξηση του κόστους από την επιλογή της διάταξης $\Phi 25/1,50\text{m}$ (συγκεκριμένα η αύξηση του βάρους των χαλύβδινων ράβδων των αγκυρίων ανά μέτρο μήκους αντιστήριξης είναι μικρή, της τάξης των 22Kgr/m) για την οποία προέκυψαν αποδεκτοί συντελεστές ασφαλείας σε όλους τους εξεταζόμενους συνδυασμούς φόρτισης, επιλέγεται υπέρ της ασφαλείας ο σχεδιασμός του έργου προσωρινής αντιστήριξης με διάταξη εδαφοηλώσεων $\Phi 25\text{mm}/1,50\text{m}$.

Εξεταζόμενη διάταξη εδαφοηλώσεων	Μήκος αγκυρίων στη διατομή (m)	Βάρος ράβδων αγκυρίων (Kgr/m)	Συνολικό βάρος ράβδων (Kgr) στη διατομή	Βάρος ράβδων αγκυρίων ανά μέτρο μήκους αντιστήριξης (Kgr)
$\Phi 20\text{mm}/1,50\text{m}$	$4 \times 9,0 = 36$	2.47	88.92	59.28
$\Phi 25\text{mm}/1,50\text{m}$	$4 \times 8,0 = 32$	3.85	123.20	82,13

Πίνακας 4.3.4: Συγκριτική αξιολόγηση εναλλακτικών διατάξεων εδαφοηλώσεων με βάση το βάρος των χαλύβδινων ράβδων ανά μέτρο μήκους αντιστήριξης

Στα πλαίσια των υπολογισμών ευστάθειας έχει πραγματοποιηθεί για την διάταξη των εδαφοηλώσεων που έχει επιλεγεί για τον σχεδιασμό ($\Phi 25\text{mm}/1,50\text{m}$) ανάλυση ευαισθησίας για την επιρροή των ακόλουθων παραμέτρων:

- Οριζόντια αξονική απόσταση παθητικών αγκυρίων
- Εφελκυστική αντοχή στην περιοχή της κεφαλής των παθητικών αγκυρίων (Plate capacity) και
- Εφελκυστική αντοχή χαλύβδινης ράβδου αγκυρίου (Tensile capacity)

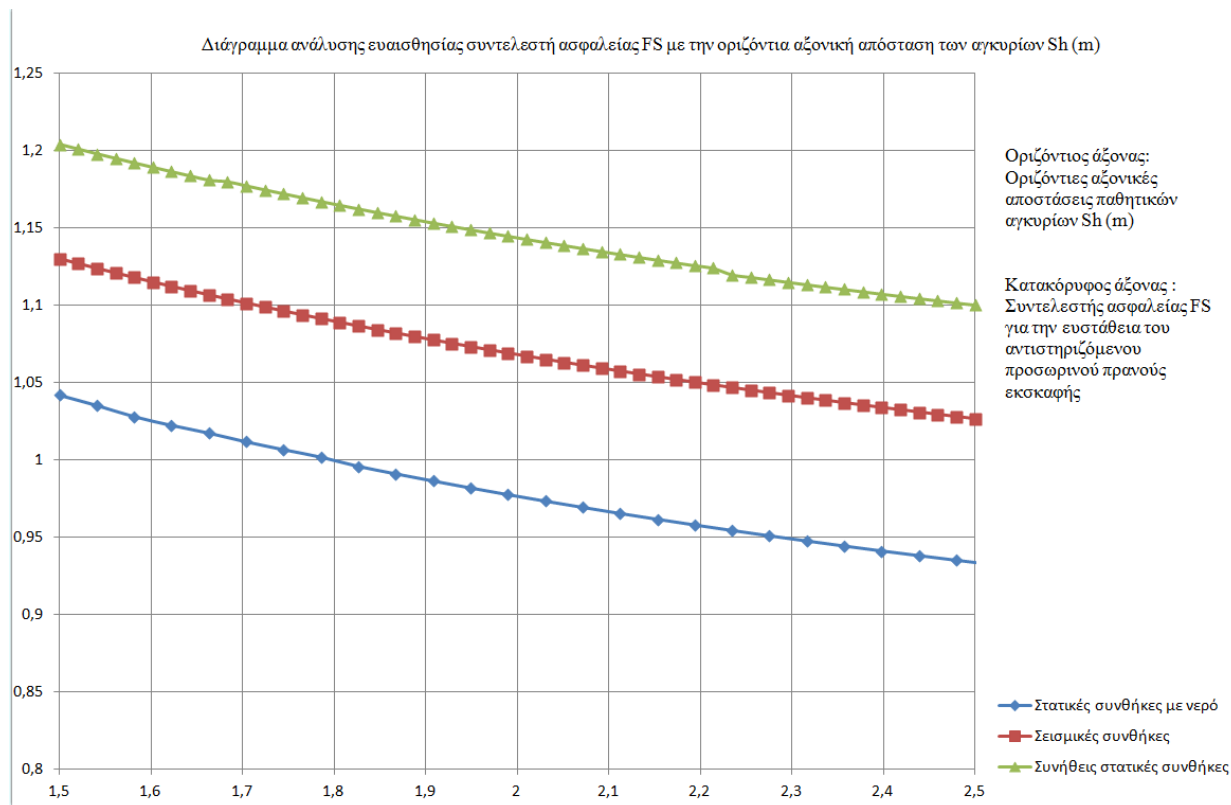
στον συντελεστή ασφαλείας FS για την ευστάθεια του αντιστηριζόμενου προσωρινού πρανούς εκσκαφής, για τους εξεταζόμενους συνδυασμούς φόρτισης.

Τα διαγράμματα της ανάλυσης ευαισθησίας ανά εξεταζόμενη παράμετρο και συνδυασμό φόρτισης δίνονται στο Παράρτημα Γ και παρουσιάζονται – αξιολογούνται συγκεντρωτικά στην συνέχεια.

Σε όλα τα διαγράμματα ανάλυσης ευαισθησίας είναι φανερό ότι ο κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης είναι οι στατικές συνθήκες με την θεώρηση υψηλής στάθμης υπόγειου νερού στο πρανές.

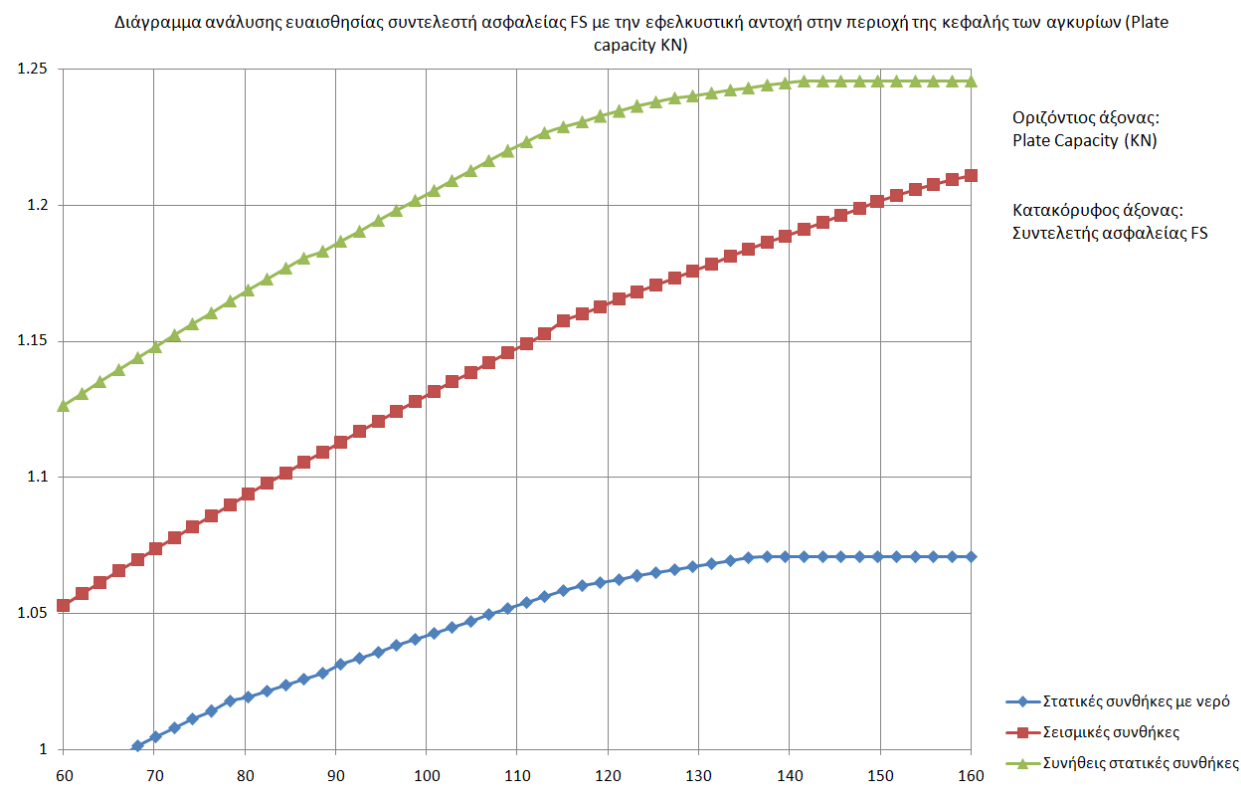
Από το διάγραμμα ανάλυσης ευαισθησίας του συντελεστή ασφαλείας FS σε σχέση με την οριζόντια αξονική απόσταση των παθητικών αγκυρίων S_h (4.3.1), όπως είναι προφανές παρατηρείται μείωση του συντελεστή ασφαλείας με την αύξηση της απόστασης S_h , ενώ η κρίσιμη αξονική απόσταση των αγκυρίων, για τιμές μεγαλύτερες της οποίας δεν επιτυγχάνονται οι ελάχιστοι απαιτούμενοι συντελεστές ασφαλείας για την ευστάθεια ανά εξεταζόμενη συνθήκη φόρτισης είναι $S_h = 1,80\text{m}$.

Η τιμή αυτή αποτελεί την μέγιστη αξονική απόσταση που μπορούν να τοποθετηθούν τα αγκύρια για κατακόρυφες αποστάσεις $S_v = 1.50\text{m}$ κατά τον σχεδιασμό της αντιστήριξης, ώστε να πληρούνται οι παραδοχές των υπολογισμών.



Διάγραμμα 4.3.1: Ανάλυση ευαισθησίας Συντελεστή ασφαλείας FS vs S_h (m)

Από το αντίστοιχο διάγραμμα ανάλυσης ευαισθησίας FS vs Plate capacity (4.3.2) και όπως είναι αναμενόμενο ο συντελεστής ασφαλείας αυξάνεται με την αύξηση της τιμής της εφελκυστικής αντοχής στην περιοχή της κεφαλής του αγκυρίου, ενώ για όλες τις εξεταζόμενες τιμές Plate capacity = 80 – 140 KN, επιτυγχάνονται οι ελάχιστοι αποδεκτοί συντελεστές ασφαλείας ανά εξεταζόμενο συνδυασμό φόρτισης. Συμπεραίνουμε λοιπόν ότι για τα εξεταζόμενα αγκύρια $\Phi 25\text{mm}$ ανά $1,50\text{m}$ αξονικές αποστάσεις καθ' ύψος του πρανούς, η εφελκυστική αντοχή στην περιοχή της κεφαλής των αγκυρίων δεν αποτελεί καθοριστική παράμετρο για τον σχεδιασμό της αντιστήριξης.

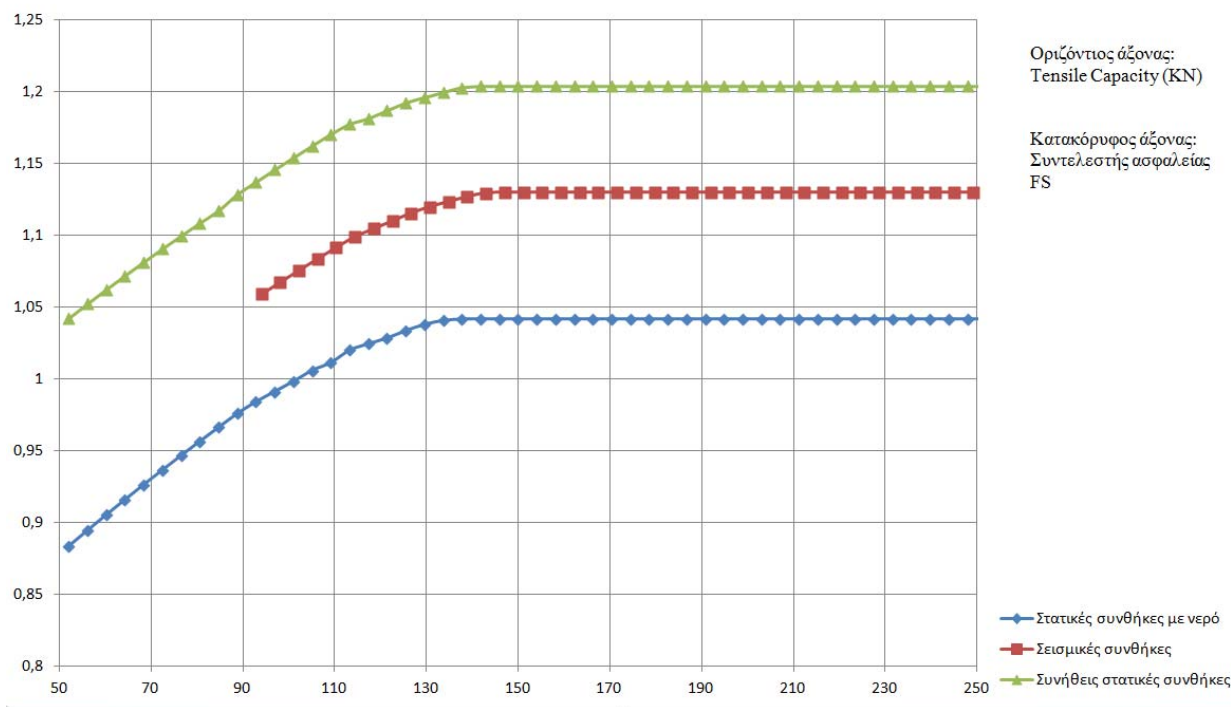


Διάγραμμα 4.3.2: Ανάλυση ευαισθησίας Συντελεστή ασφαλείας FS vs Plate capacity (KN)

Από το διάγραμμα ανάλυσης ευαισθησίας FS vs Tensile capacity (4.3.3) παρατηρούμε ότι ο συντελεστής ασφαλείας αυξάνεται καθώς αυξάνεται η εφελκυστική αντοχή της ράβδου των αγκυριών μέχρι την τιμή των 150 KN. Για τιμές μεγαλύτερες από 150 KN (αντιστοιχεί σε ράβδο Φ25mm) ο συντελεστής ασφαλείας παραμένει σταθερός, οπότε δεν έχει νόημα για την ενίσχυση της ευστάθειας η περεταίρω αύξηση της εφελκυστικής αντοχής του αγκυρίου, πχ με αύξηση της διαμέτρου της χαλύβδινης ράβδου.

Η κρίσιμη τιμή τη εφελκυστικής αντοχής της χαλύβδινης ράβδου, ώστε να επιτυγχάνονται οι ελάχιστοι απαιτούμενοι συντελεστές ασφαλείας σε όλους τους εξεταζόμενους συνδυασμούς φόρτισης είναι 100 KN.

Διάγραμμα ανάλυσης ευαισθησίας συντελεστή ασφαλείας FS με την εφελκυστική αντοχή της χαλύβδινης ράβδου του αγκυρίου (Tensile Capacity KN)

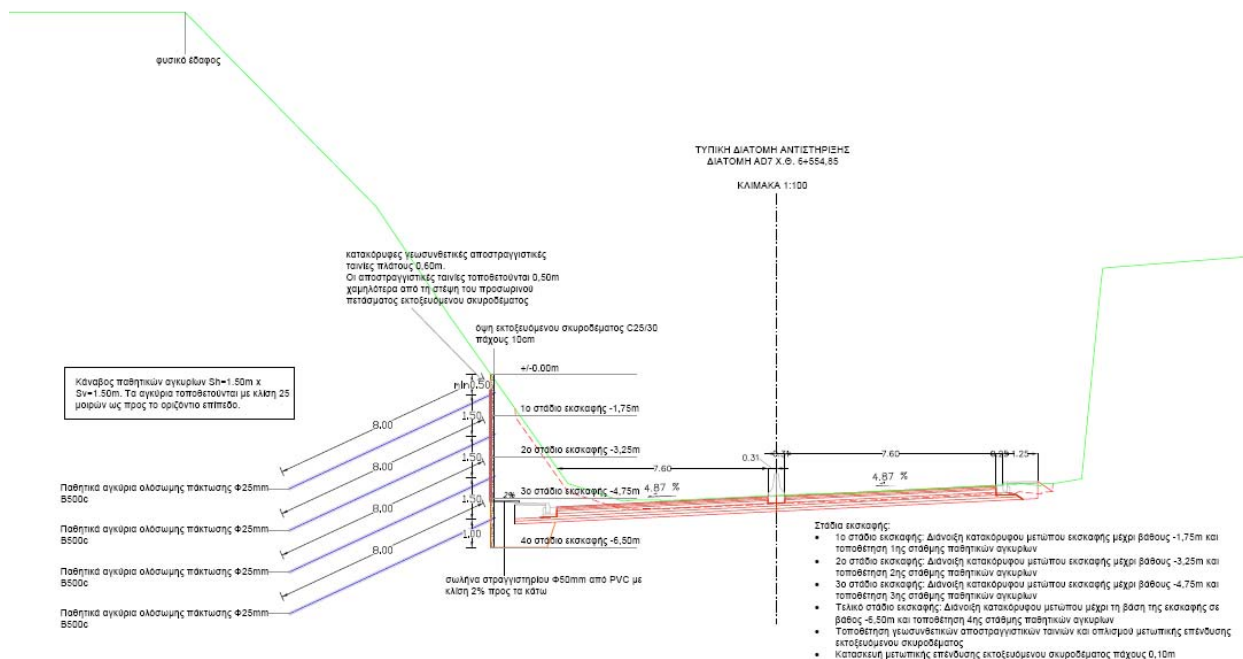


Διάγραμμα 4.3.3: Ανάλυση ευαισθησίας Συντελεστή ασφαλείας FS vs Tensile capacity (KN)

4.4 Προσδιορισμός αναμενόμενων παραμορφώσεων προτεινόμενων μέτρων αντιστήριξης του κατακόρυφου προσωρινού πρανούς εκσκαφής

Η διάνοιξη του μετώπου του κατακόρυφου προσωρινού πρανούς εκσκαφής πραγματοποιείται σε στάδια. Το κάθε στάδιο εκσκαφής περιλαμβάνει τη διάνοιξη του μετώπου μέχρι βάθους 0,75m κάτω από την εκάστοτε στάθμη αγκυρίων καθώς και την τοποθέτηση των αγκυρίων. Συνολικά τοποθετούνται τέσσερις (4) στάθμες παθητικών αγκυρίων ολόσωμης πάκτωσης σε ισάριθμα στάδια εκσκαφής.

Μετά την ολοκλήρωση της διάνοιξης του μετώπου της εκσκαφής με τις εδαφοηλώσεις, κατασκευάζεται και η μετωπική επένδυση εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Τα επιμέρους στάδια της εκσκαφής απεικονίζονται στο ακόλουθο σκαρίφημα της τυπικής διατομής της αντιστήριξης.



Εικόνα 4.4.1: Τυπική διατομή αντιστήριξης κατακόρυφου προσωρινού πρανούς εκσκαφής με τα επιμέρους στάδια εκσκαφής

Ο προσδιορισμός των αναμενόμενων μετακινήσεων του κατακόρυφου μετώπου της εκσκαφής γίνεται με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, λαμβάνοντας υπόψη στην ανάλυση τα επιμέρους στάδια εκσκαφής. Οι αναλύσεις πραγματοποιούνται ανά εξεταζόμενο συνδυασμό φόρτισης.

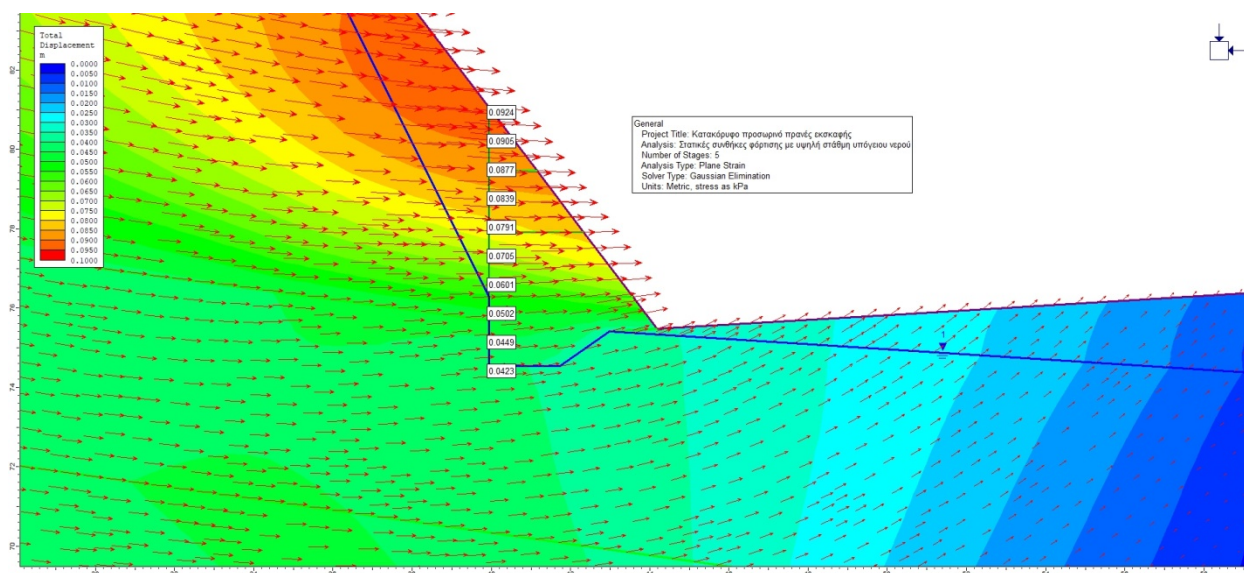
Οι αναμενόμενες σχετικές ολικές μετακινήσεις του κατακόρυφου προσωρινού πρανούς εκσκαφής έχουν υπολογιστεί αφαιρώντας από τις τιμές των μετακινήσεων ανά στάδιο, τις αντίστοιχες τιμές των μετακινήσεων που υπολογίστηκαν στο αρχικό στάδιο (υφιστάμενη κατάσταση πριν την διάνοιξη του μετώπου εκσκαφής) και παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στον ακόλουθο πίνακα 4.4.1 και τις αντίστοιχες εικόνες.

Στάδια εκσκαφής	1 ^ο στάδιο		2 ^ο στάδιο		3 ^ο στάδιο		Τελικό στάδιο	
Βάθος από την επιφάνεια του εδάφους ±0,00m	-1,75m		-3,25m		-4,75m		-6,50m	
	Μετακίνηση στη βάση της εκσκαφής (cm)	Μετακίνηση στην στέψη της εκσκαφής (cm)	Μετακίνηση στη βάση της εκσκαφής (cm)	Μετακίνηση στην στέψη της εκσκαφής (cm)	Μετακίνηση στη βάση της εκσκαφής (cm)	Μετακίνηση στην στέψη της εκσκαφής (cm)	Μετακίνηση στη βάση της εκσκαφής (cm)	Μετακίνηση στην στέψη της εκσκαφής (cm)
Στατικές συνθήκες με υψηλή	0,00	0,27	0,00	1,14	0,00	11,9	0,01	14,7

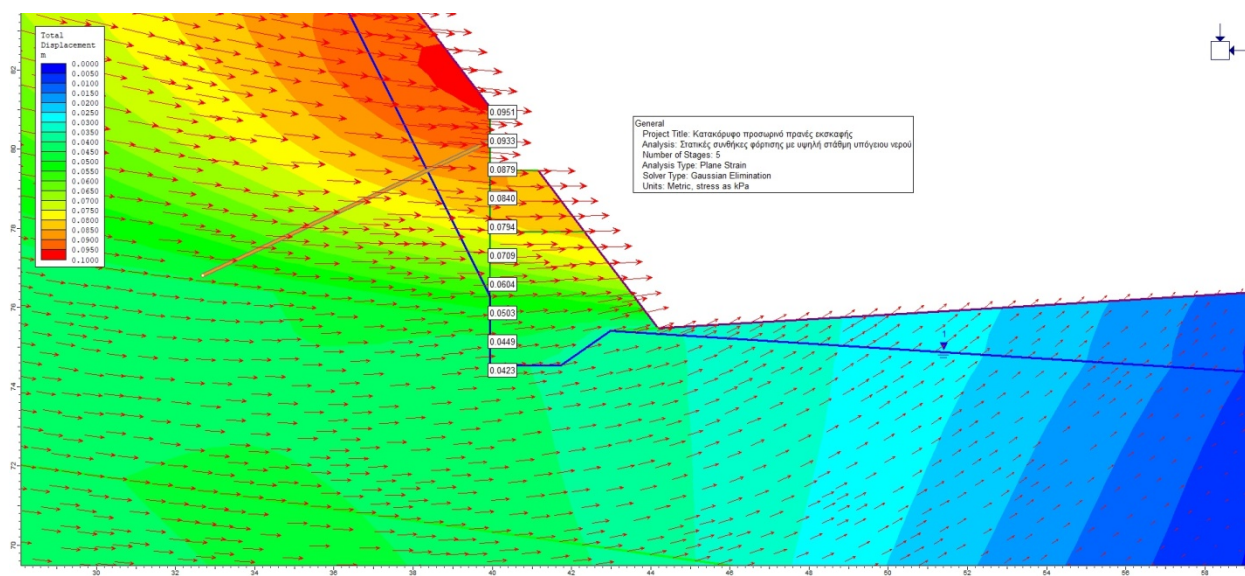
Στάδια εκσκαφής	1 ^ο στάδιο		2 ^ο στάδιο		3 ^ο στάδιο		Τελικό στάδιο	
στάθμη υπόγειου νερού								
Σεισμικές συνθήκες φόρτισης	0,00	0,27	0,00	0,81	0,00	2,40	0,01	3,37
Συνήθεις στατικές συνθήκες φόρτισης	0,00	0,20	0,00	0,67	0,00	1,39	0,00	1,82

Πίνακας 4.4.1: Αποτελέσματα μετακινήσεων κατακόρυφου μετώπου προσωρινού πρανούς εκσκαφής ανά εξεταζόμενο συνδυασμό φόρτισης

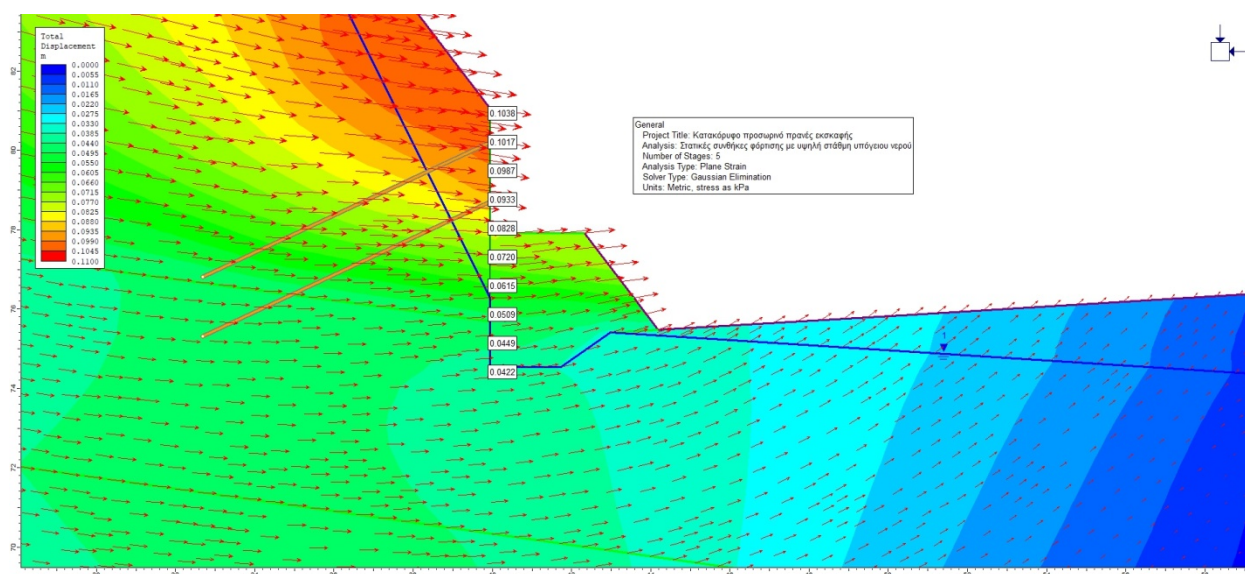
Οι μεγαλύτερες μετακινήσεις στην περιοχή της στέψης της αντιστήριξης του κατακόρυφου πρανούς (της τάξης των 15cm) διαπιστώνονται για τον κρίσιμο συνδυασμό αστοχίας που έχει προκύψει και από τις αντίστοιχες αναλύσεις ευστάθειας, των στατικών συνθηκών με υψηλή στάθμη υπόγειου νερού, ενώ υπάρχει σημαντική διαφορά από τις αντίστοιχες μετακινήσεις σε συνήθεις στατικές και σε σεισμικές συνθήκες φόρτισης οι οποίες κυμαίνονται από 1,80cm έως 3,40cm.



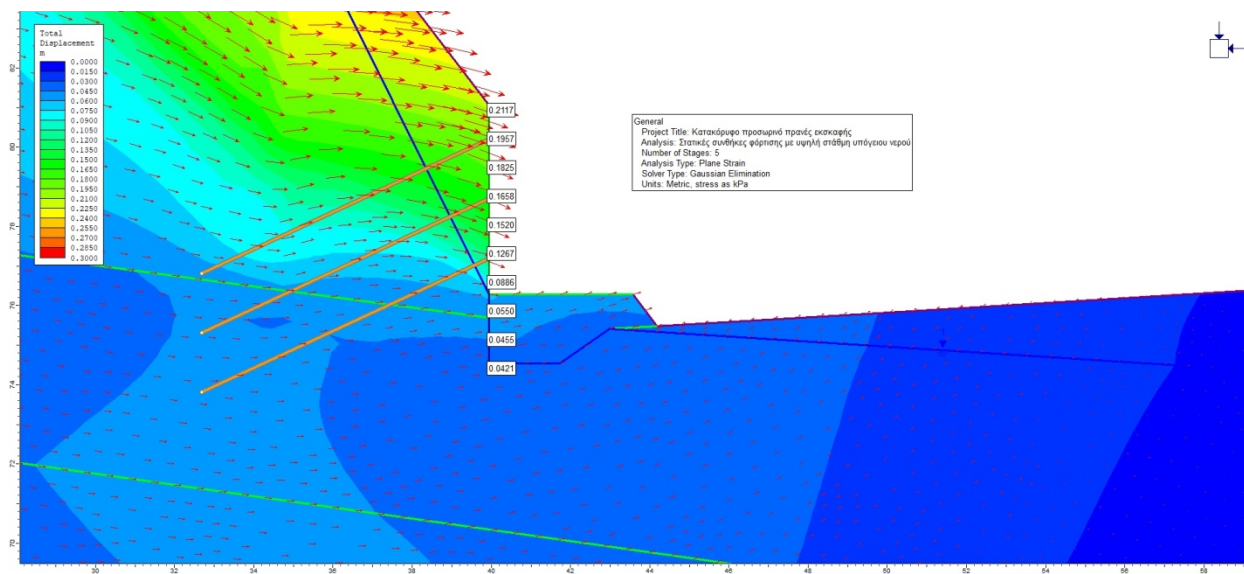
Εικόνα 4.4.2α: Μετακινήσεις αναφοράς στο αρχικό στάδιο (υφιστάμενη κατάσταση πρανούς πριν την εκσκαφή) – Στατικές συνθήκες φόρτισης με υψηλή στάθμη υπόγειου νερού



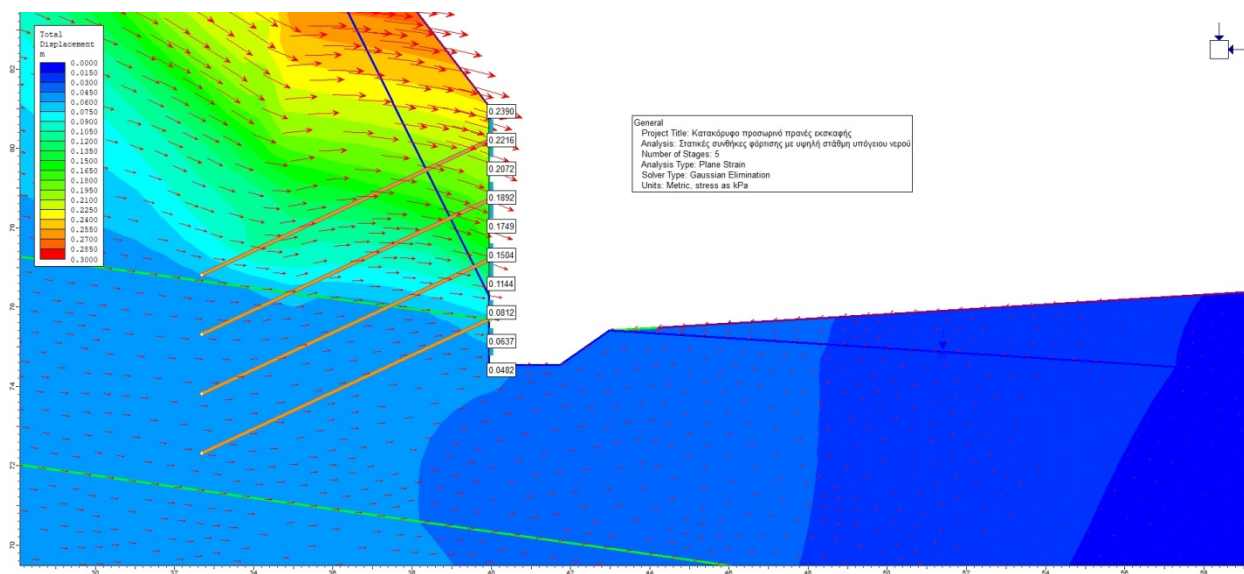
Εικόνα 4.4.2β: Μετακινήσεις στο 1^ο στάδιο εκσκαφής μέχρι τη στάθμη –1,75m από την επιφάνεια του εδάφους – Στατικές συνθήκες φόρτισης με υψηλή στάθμη υπόγειου νερού



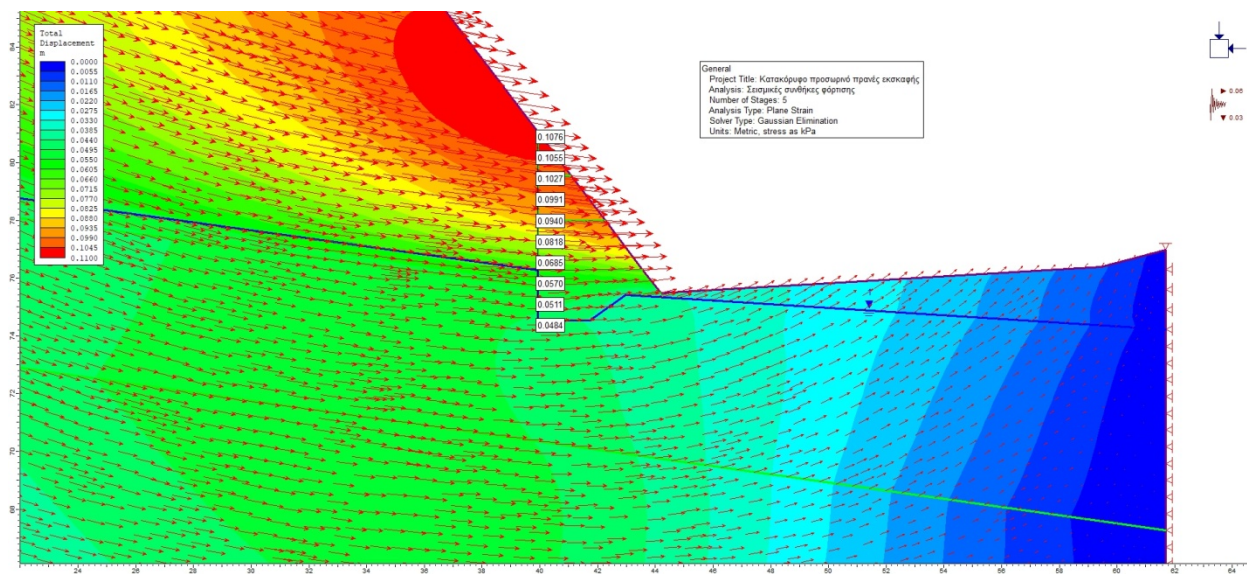
Εικόνα 4.4.2γ: Μετακινήσεις στο 2^ο στάδιο εκσκαφής μέχρι τη στάθμη –3,25m από την επιφάνεια του εδάφους – Στατικές συνθήκες φόρτισης με υψηλή στάθμη υπόγειου νερού



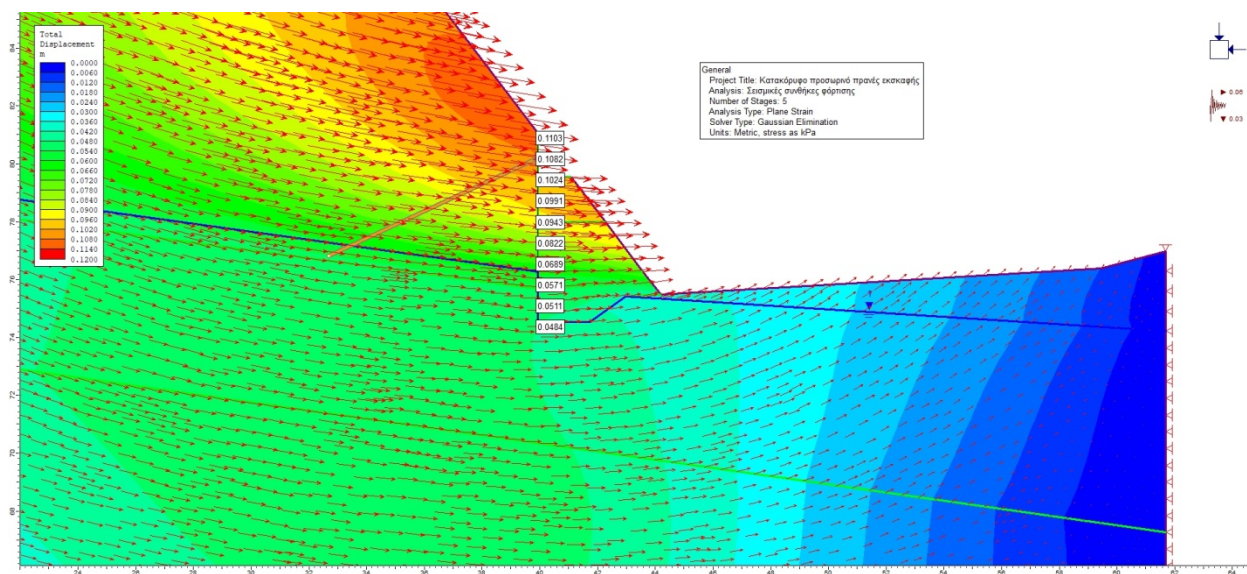
Εικόνα 4.4.2δ: Μετακινήσεις στο 3^ο στάδιο εκσκαφής μέχρι τη στάθμη –4,75m από την επιφάνεια του εδάφους – Στατικές συνθήκες φόρτισης με υψηλή στάθμη υπόγειου νερού



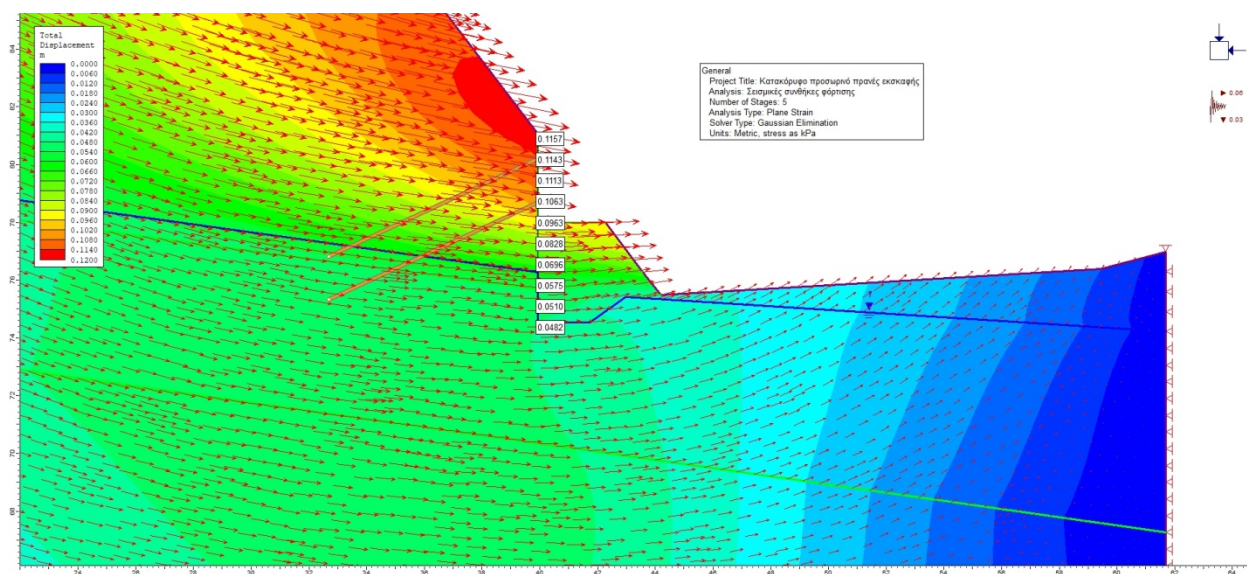
Εικόνα 4.4.2ε: Μετακινήσεις στο τελικό στάδιο εκσκαφής μέχρι τη στάθμη –6,50m από την επιφάνεια του εδάφους – Στατικές συνθήκες φόρτισης με υψηλή στάθμη υπόγειου νερού



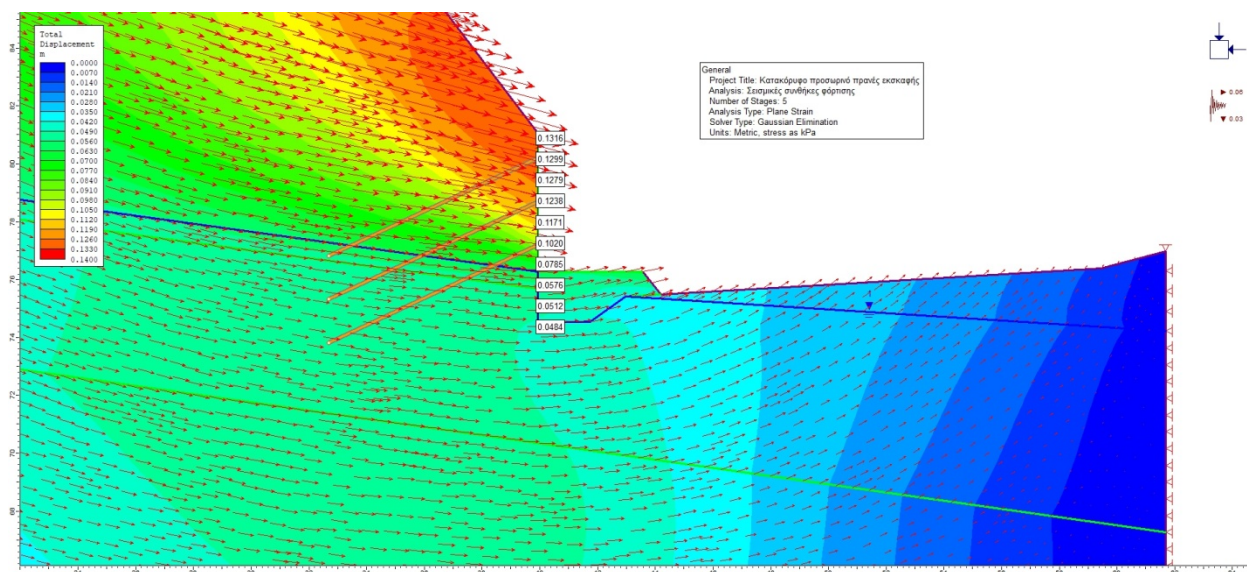
Εικόνα 4.4.3α: Μετακινήσεις αναφοράς στο αρχικό στάδιο (υφιστάμενη κατάσταση πρανούς πριν την εκσκαφή) – Σεισμικές συνθήκες φόρτισης



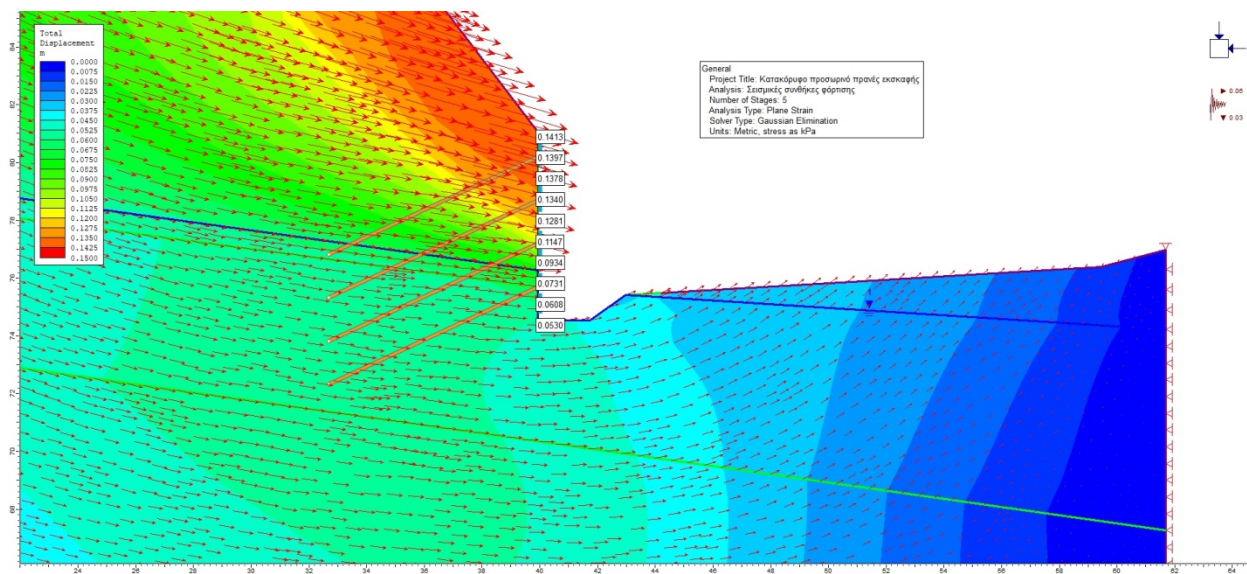
Εικόνα 4.4.3β: Μετακινήσεις στο 1^ο στάδιο εκσκαφής μέχρι τη στάθμη -1,75m από την επιφάνεια του εδάφους – Σεισμικές συνθήκες φόρτισης



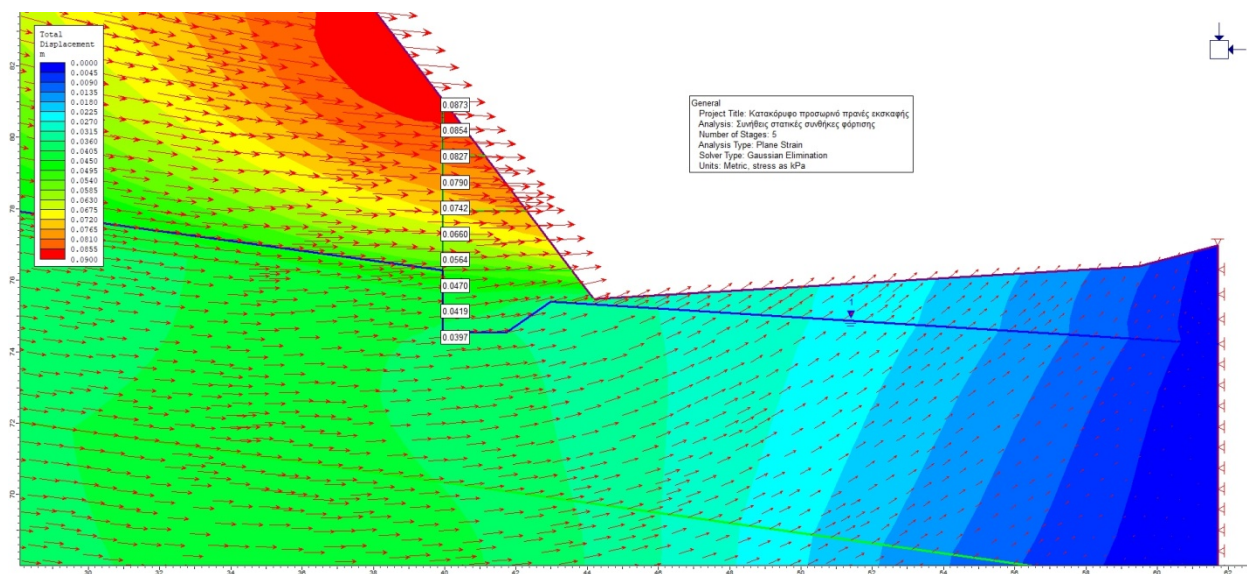
Εικόνα 4.4.3γ: Μετακινήσεις στο 2^ο στάδιο εκσκαφής μέχρι τη στάθμη −3,25m από την επιφάνεια του εδάφους – Σεισμικές συνθήκες φόρτισης



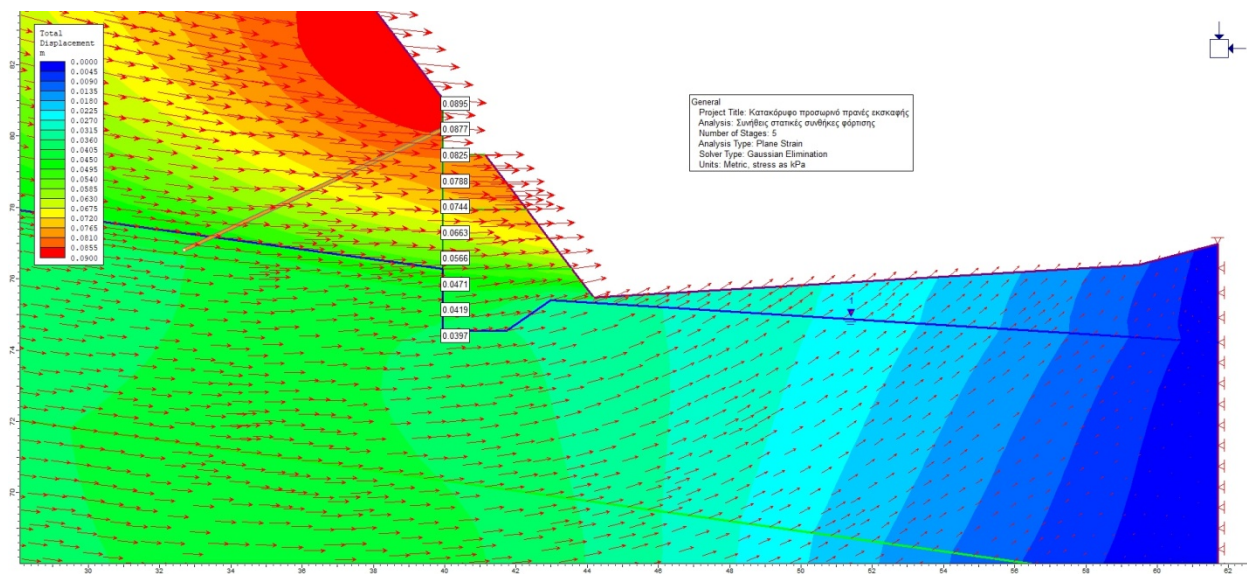
Εικόνα 4.4.3δ: Μετακινήσεις στο 3^ο στάδιο εκσκαφής μέχρι τη στάθμη −4,75m από την επιφάνεια του εδάφους – Σεισμικές συνθήκες φόρτισης



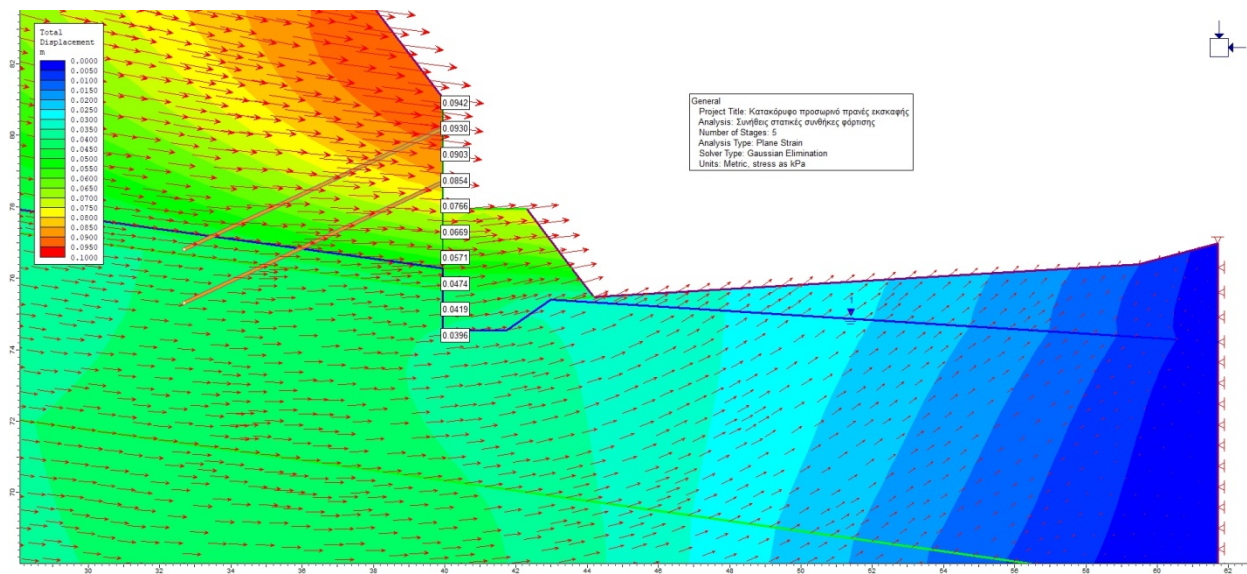
Εικόνα 4.4.3ε: Μετακινήσεις στο τελικό στάδιο εκσκαφής μέχρι τη στάθμη –6,50m από την επιφάνεια του εδάφους – Σεισμικές συνθήκες φόρτισης



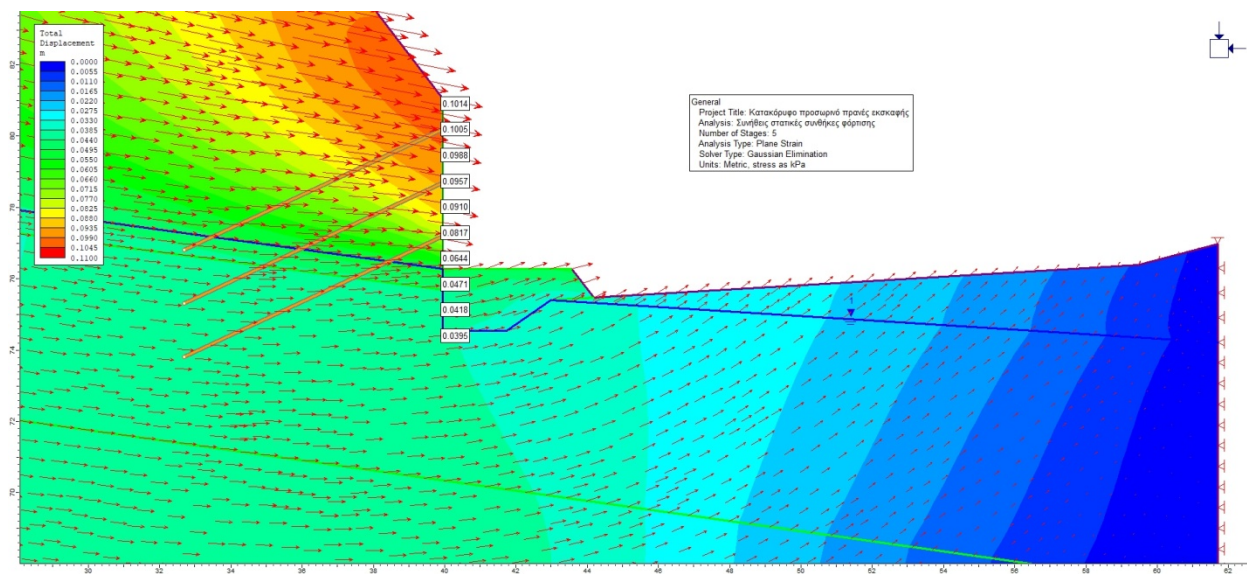
Εικόνα 4.4.4α: Μετακινήσεις αναφοράς στο αρχικό στάδιο (υφιστάμενη κατάσταση πρανούς πριν την εκσκαφή) – Συνήθεις στατικές συνθήκες φόρτισης



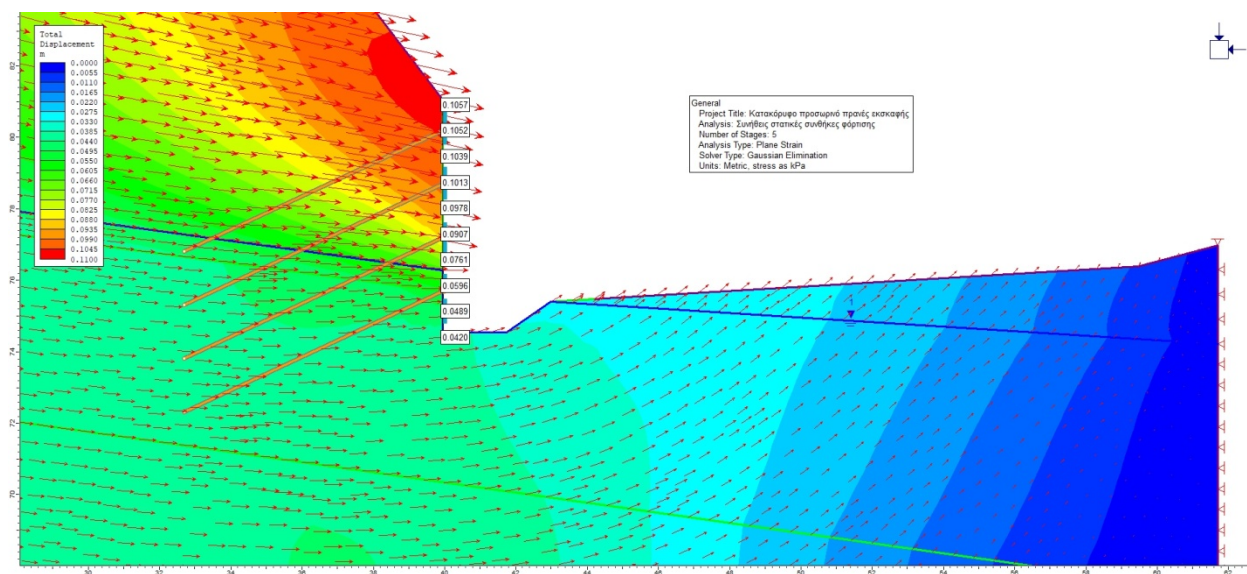
Εικόνα 4.4.4β: Μετακινήσεις στο 1^ο στάδιο εκσκαφής μέχρι τη στάθμη $-1,75\text{m}$ από την επιφάνεια του εδάφους – Συνήθεις στατικές συνθήκες φόρτισης



Εικόνα 4.4.4γ: Μετακινήσεις στο 2^ο στάδιο εκσκαφής μέχρι τη στάθμη $-3,25\text{m}$ από την επιφάνεια του εδάφους – Συνήθεις στατικές συνθήκες φόρτισης



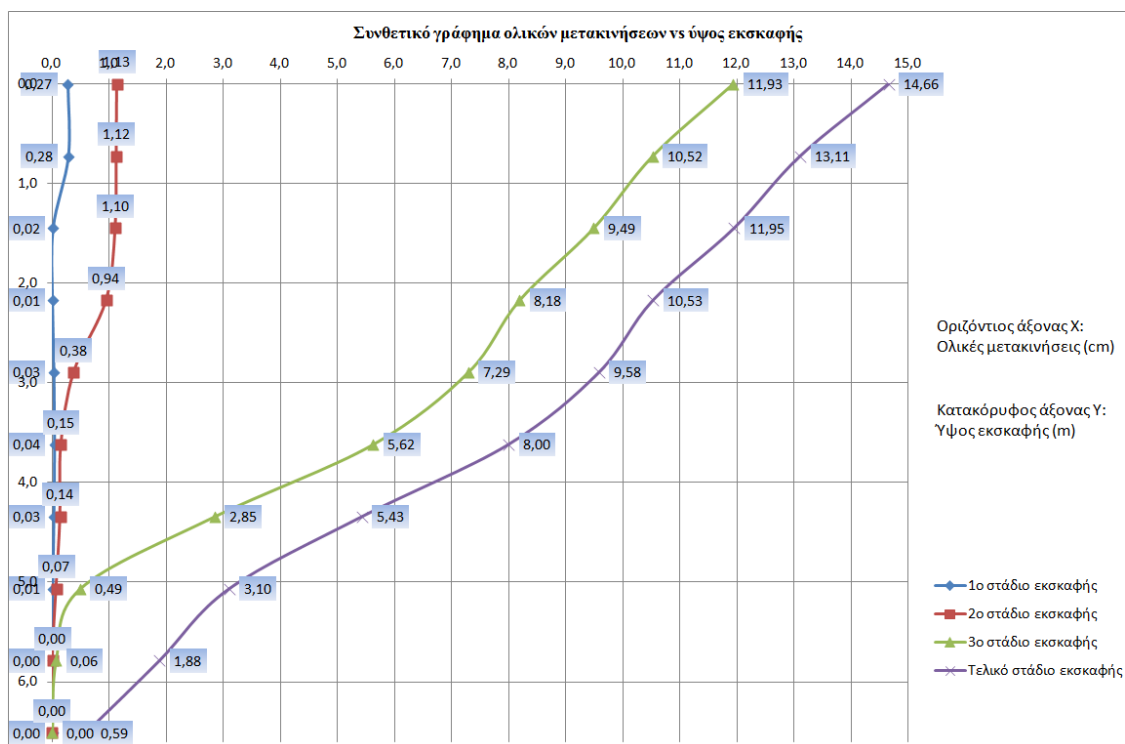
Εικόνα 4.4.4δ: Μετακινήσεις στο 3^ο στάδιο εκσκαφής μέχρι τη στάθμη −4,75m από την επιφάνεια του εδάφους – Συνήθεις στατικές συνθήκες φόρτισης



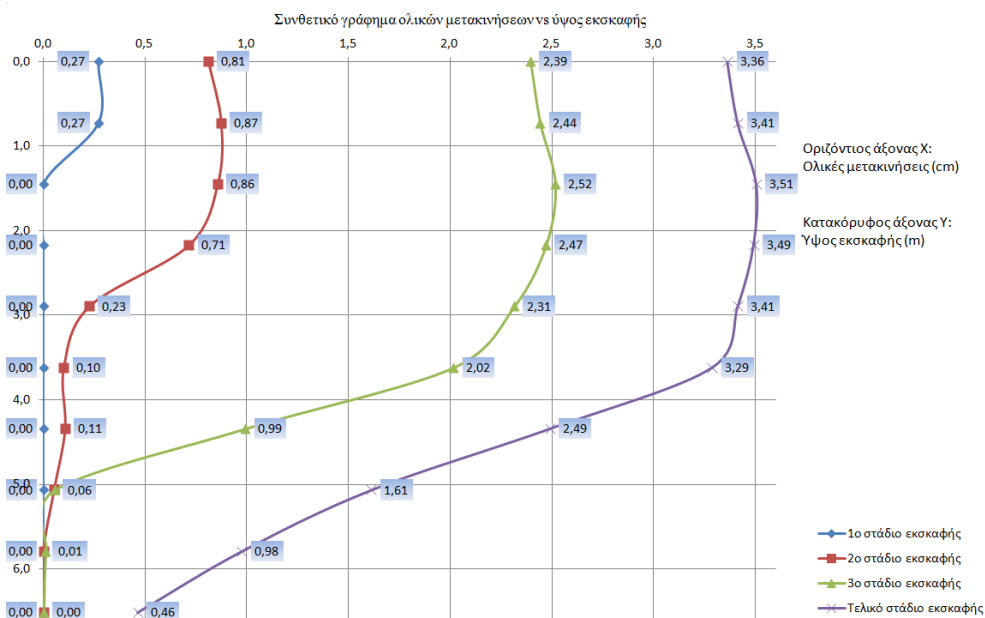
Εικόνα 4.4.4ε: Μετακινήσεις στο τελικό στάδιο εκσκαφής μέχρι τη στάθμη −6,50m από την επιφάνεια του εδάφους – Συνήθεις στατικές συνθήκες φόρτισης

Ακολούθως παρατίθενται και συνθετικά γραφήματα:

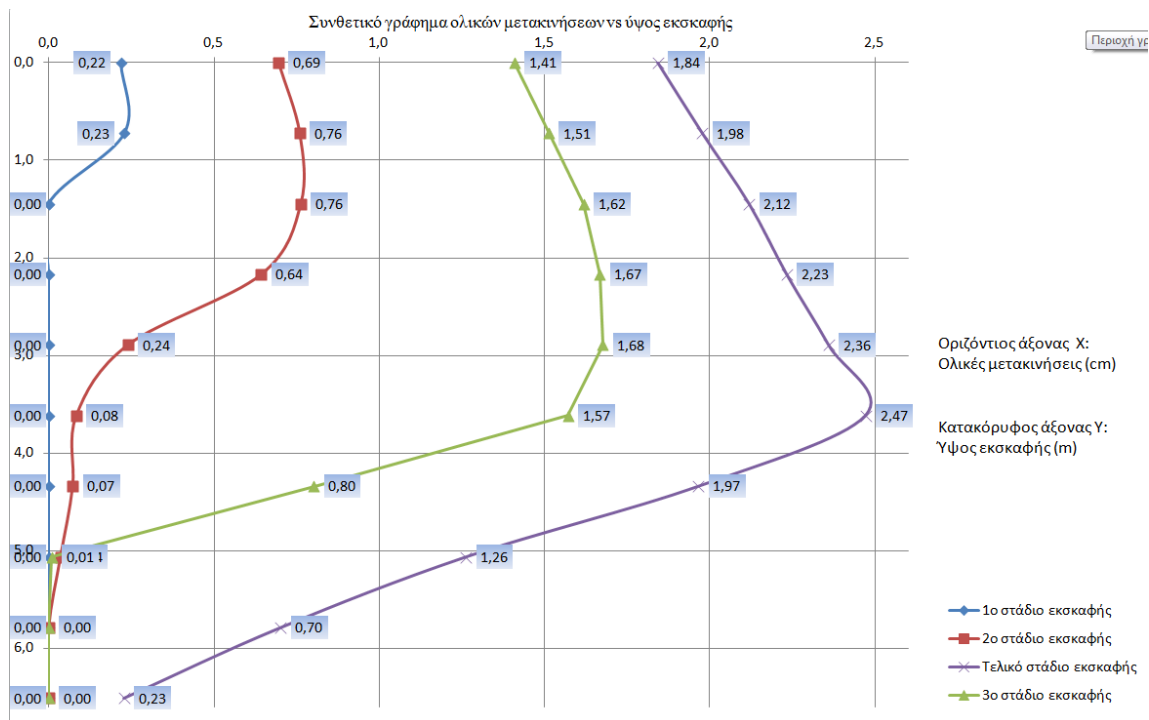
- Με τις ολικές μετακινήσεις καθ' ύψος της εκσκαφής για τα επιμέρους στάδια εκσκαφής καθώς και
- Με τις ολικές μετακινήσεις του τελικού σταδίου εκσκαφής για όλους του εξεταζόμενους συνδυασμούς φόρτισης.



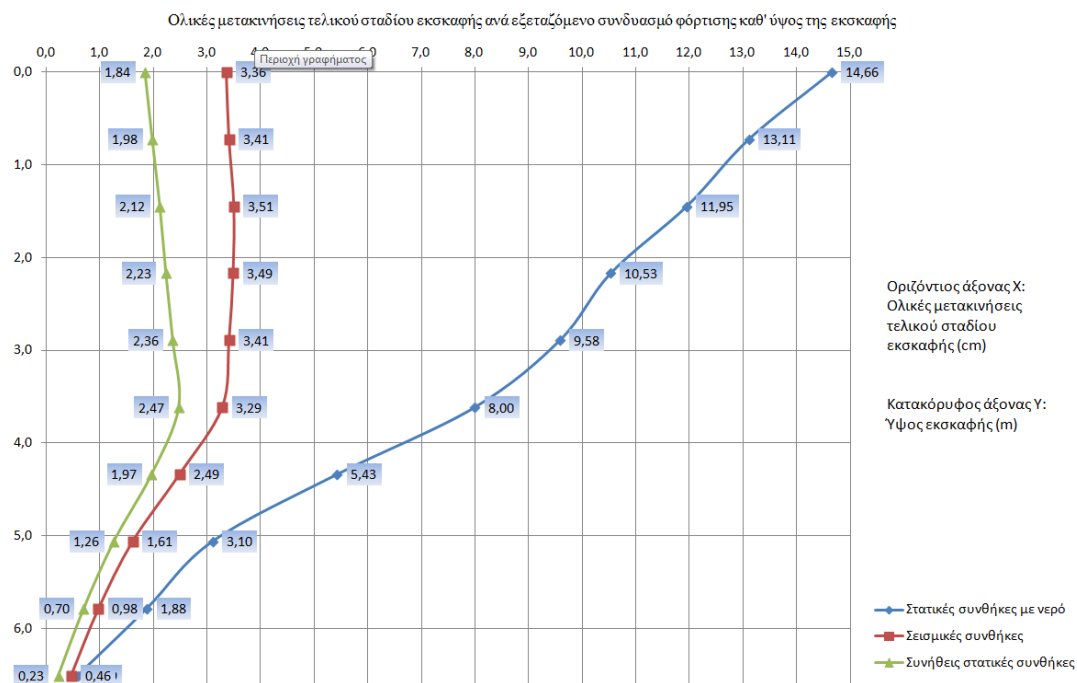
Διάγραμμα 4.4.1: Συνθετικό γράφημα ολικών μετακινήσεων καθ' ύψος της εκσκαφής σε στατικές συνθήκες φόρτισης με υψηλή στάθμη υπόγειου νερού



Διάγραμμα 4.4.2: Συνθετικό γράφημα ολικών μετακινήσεων καθ' ύψος της εκσκαφής σε σεισμικές συνθήκες φόρτισης



Διάγραμμα 4.4.3: Συνθετικό γράφημα ολικών μετακινήσεων καθ' ύψος της εκσκαφής σε συνήθεις στατικές συνθήκες φόρτισης



Διάγραμμα 4.4.4: Συνθετικό γράφημα ολικών μετακινήσεων τελικού σταδίου εκσκαφής καθ' ύψος της εκσκαφής ανά εξεταζόμενο συνδυασμό φόρτισης

4.5 Διαστασιολόγηση της όψης του εκτοξευόμενου σκυροδέματος

Από τις αναλύσεις ευστάθειας που παρουσιάστηκαν στην παράγραφο 4.3 της εργασίας, επιλέχθηκε ως βέλτιστη τεχνικο-οικονομικά λύση η διάταξη των παθητικών αγκυρίων ολόσωμης πάκτωσης με χαλύβδινες ράβδους Φ25mm σε κανάβο πεσσοειδούς μορφής οριζόντιων και κατακόρυφων αποστάσεων

$S_h = S_v = 1.50\text{m}$. Τα αγκύρια κατασκευάζονται με κλίση 25 μοιρών προς τα κάτω ως προς το οριζόντιο επίπεδο και έχουν μήκος 8,00m. Οι χαλύβδινες ράβδοι τοποθετούνται εντός οπών που μετά την τοποθέτηση και το κεντράρισμα των ράβδων θα πληρωθούν με τσιμεντένεμα αναλογίας νερό/ τσιμέντο= 0,50, σε ολόκληρο το βάθος του (ολόσωμη πάκτωση).

Στην παρούσα παράγραφο πραγματοποιείται εφαρμογή της μεθοδολογίας που έχει περιγραφεί στην παραπάνω παράγραφο 3.4, βάσει του εγχειριδίου Soil Nail Walls, Geotechnical Engineering Circular No7, FHWA0-IF-03-017, March 2003, προκειμένου να διαστασιολογηθεί η μετωπική επένδυση εκτοξευόμενου σκυροδέματος του συστήματος αντιστήριξης του προσωρινού πρανούς εκσκαφής με εδαφοηλώσεις, έναντι κάμψης και διάτρησης.

Η διαστασιολόγηση γίνεται με τις εξής παραδοχές:

- ✓ Χαλύβδινες ράβδοι παθητικών αγκυρίων ολόσωμης πάκτωσης: Φ25mm
- ✓ Ποιότητα χάλυβα ράβδων αγκυρίων και οπλισμού μετωπικής επένδυσης: B500c
- ✓ Επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την τάση διαρροής του χάλυβα: $\gamma_s = 1.15$
- ✓ Ποιότητα σκυροδέματος μετωπικής επένδυσης: C25/30
- ✓ Επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος: $\gamma_c = 1.50$
- ✓ Οριζόντιες αποστάσεις κανάβου παθητικών αγκυρίων: $S_h = 1.50\text{m}$
- ✓ Κατακόρυφες αποστάσεις κανάβου παθητικών αγκυρίων $S_v = 1.50\text{m}$
- ✓ Αντοχή της μετωπικής επένδυσης στην περιοχή της κεφαλής του αγκυρίου:

Plate capacity $P_o = 100\text{KN}$

Διαστασιολόγηση μετωπικής επένδυσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος έναντι κάμψης:

Θεωρούμε πάχος μετωπικής επένδυσης $h = 0.10\text{m}$ και οπλισμό με δομικό πλέγμα T188 με εμβαδόν οπλισμού $a_{vm} = a_{hm} = 1.88\text{ cm}^2/\text{m}$, ενώ στις περιοχές των αγκυρίων, η καμπτική αντοχή της διατομής ενισχύεται με 2+2 ράβδους Φ12 σε μορφή πλέγματος, με εμβαδόν οπλισμού 1.13 cm^2 έκαστη.

Το μήκος των ράβδων Φ12 για τον σχεδιασμό, θα είναι $1.00\text{m} > \min 0.6x(S_h \text{ ή } S_v) = 0.90\text{m}$. Ανάγοντας το εμβαδόν οπλισμού των δύο πρόσθετων ράβδων ανά διεύθυνση σε μέτρο μήκους το πρόσθετο εμβαδόν οπλισμού που προκύπτει από τις ράβδους Φ12mm ανά διεύθυνση θα είναι $A_s = 1.507\text{ cm}^2/\text{m}$, άρα το συνολικό εμβαδόν οπλισμού ανά διεύθυνση θα είναι $a_{vm} = a_{hm} = 1.507 + 1.88 = 3.39\text{ cm}^2/\text{m}$.

Αρχικά ελέγχεται το μέγιστο και ελάχιστο επιτρεπόμενο εμβαδόν οπλισμού στη διατομή βάσει των ακόλουθων εξισώσεων: (Πηγή: Soil Nail Walls, Geotechnical Engineering Circular No7, FHWA0-IF-03-017, March 2003, p. 100)

$$\rho_{\min} [\%] = 20 \frac{\sqrt{f'_c [\text{MPa}]}}{f_y [\text{MPa}]}$$

= 0,19 και

$$\rho_{\max} [\%] = 0.5 \frac{f'_c [\text{MPa}]}{f_y [\text{MPa}]} \left(\frac{600}{600 + f_y [\text{MPa}]} \right)$$

= 1,13. Ανάγοντας τα παραπάνω ποσοστά σε εμβαδόν οπλισμού στη διατομή έχουμε $A_{s_{\min}} = 1.88 \text{ cm}^2/\text{m} < a_{vn} = a_{hn} = 3,39 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s_{\max}} = 11.27 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Λαμβάνοντας συντελεστή $C_F = 2.00$ για προσωρινή αντιστήριξη πάχους 10cm, σύμφωνα με τη μεθοδολογία που αναλύθηκε στην παρούσα εργασία, η αντοχή έναντι κάμψης της μετωπικής επένδυσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος ανά διεύθυνση προκύπτει $R_{FF1} = R_{FF2} = 172,82 \text{ KN}$ και εφαρμόζοντας επιμέρους συντελεστή ίσο με 0,90 (σύμφωνα με όσα αναφέρονται παραπάνω στην παράγραφο 3.4) προκύπτει $R_{FF} = 155,54 \text{ KN}$

Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι καμπτικής καταπόνησης είναι $FS = R_{FF}/T_o$ και θα πρέπει να είναι $FS > 1,35$ για αντιστήριξη προσωρινού χαρακτήρα. Έχουμε $FS = 155,54 / 100 = 1,55 > 1,35$, άρα ο εξεταζόμενος οπλισμός και το πάχος της μετωπικής επένδυσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος επαρκούν έναντι καμπτικής καταπόνησης.

Διαστασιολόγηση μετωπικής επένδυσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος έναντι διάτρησης:

Για τον υπολογισμό της αντοχής έναντι διάτρησης θεωρούμε τετραγωνική μεταλλική μετωπική πλάκα διαστάσεων $L_{bp} = 275\text{mm}$.

Το πάχος της μετωπικής επένδυσης είναι $h = 0.10\text{m}$, άρα η ενεργός διάμετρος της κωνικής επιφάνειας θραύσης πίσω από την μετωπική πλάκα θα είναι $Dc' = 275 + 100 = 375\text{mm}$.

Για χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή σκυροδέματος μετωπικής επένδυσης $f_{ck} = 25 / 1.50 = 16.67 \text{ MPa}$, η δύναμη διάτρησης προκύπτει $V_F = 158.72 \text{ KN}$, σύμφωνα με τη μεθοδολογία της παραγράφου 4.3. Για συντελεστή $C_p = 1.00$ και μετά την εφαρμογή επιμέρους συντελεστή ασφαλείας ίσο με 0,90 (βλ. παράγραφο 3.4) η αντοχή της μετωπικής επένδυσης έναντι διατήρησης προκύπτει $R_{FP} = 142.84 \text{ KN}$.

Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι διάτρησης είναι $FS = R_{FP}/T_o$ και θα πρέπει να είναι $FS > 1,35$ για αντιστήριξη προσωρινού χαρακτήρα. Έχουμε $FS = 142,84 / 100 = 1,42 > 1,35$, άρα η εξεταζόμενη τετραγωνική μεταλλική μετωπική πλάκα πλάτους 275mm επαρκεί έναντι διάτρησης.

Σύμφωνα με τα παραπάνω η μετωπική επένδυση του μελετώμενου συστήματος αντιστήριξης του κατακόρυφου προσωρινού πρανούς εκσκαφής με εδαφοηλώσεις, θα έχει τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:

- Πάχος μετωπικής επένδυσης $h = 0,10\text{m}$
- Ποιότητα εκτοξευόμενου σκυροδέματος μετωπικής επένδυσης C25/30
- Οπλισμός με χαλύβδινο δομικό πλέγμα T188
- Πάχος επικάλυψης 5cm
- Πρόσθετες ράβδοι στις περιοχές των κεφαλών των αγκυρίων # 2+2 Φ12 B500c, μήκους 1,00m έκαστη
- Τετραγωνικές μεταλλικές μετωπικές πλάκες στις κεφαλές των αγκυρίων $b = 275\text{mm} \times d = 20\text{mm}$ (πάχος).
- Ποιότητα δομικού χάλυβα μεταλλικής μετωπικής πλάκας S275

Συστήνεται πίσω από την μετωπική επένδυση εκτοξευόμενου σκυροδέματος και επί της κατακόρυφης επιφάνειας εκσκαφής να τοποθετηθούν στα διάκενα των παθητικών αγκυρίων, κατακόρυφες γεωσυνθετικές αποστραγγιστικές ταινίες. Σκαριφήματα τυπικής διατομής, λεπτομερειών οπλισμού της μετωπικής επένδυσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος, καθώς και ανάπτυγμα όψης του αντιστηριζόμενου πρανούς, δίνονται στο Παράρτημα Ε της εργασίας.

Τα υπολογιστικά φύλλα για την διαστασιολόγηση της όψης του εκτοξευόμενου σκυροδέματος των μελετώμενης προσωρινής αντιστήριξης δίνονται στο Παράρτημα Δ.

5 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΜΕΛΛΟΝΤΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία αναλύθηκε η αντιστήριξη ενός κατακόρυφου προσωρινού πρανούς εκσκαφής με τη μέθοδο των εδαφοηλώσεων, με μετωπική επένδυση εκτοξευόμενου σκυροδέματος (αγκυρωμένο τοιχίο εκτοξευόμενου σκυροδέματος).

Το αντικείμενο αναπτύχθηκε από το στάδιο της γεωτεχνικής διερεύνησης του εδάφους που δομεί το μελετώμενο πρανές μέχρι και τη διαστασιολόγηση του οπλισμού της μετωπικής επένδυσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

Τα επιμέρους στάδια του σχεδιασμού περιλαμβάνουν:

- Τον προσδιορισμό των γεωτεχνικών παραμέτρων σχεδιασμού των εδαφικών ενοτήτων, που αποτελεί την πλέον κρίσιμη παράμετρο για τον σχεδιασμό της αντιστήριξης.

Η εκτίμηση των γεωτεχνικών παραμέτρων σχεδιασμού για τους εδαφικούς σχηματισμούς πραγματοποιήθηκε με την συν-αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των επιτόπου δοκιμών πρότυπης διείσδυσης και των εργαστηριακών δοκιμών κατάταξης και αντοχής. Για τον βραχύδη ασβεστολιθικό σχηματισμό που διαπιστώθηκε τοπικά στο πρανές, οι παράμετροι σχεδιασμού λήφθηκαν κατά το γενικευμένο κριτήριο Hoek – Brown κάνοντας κατάλληλες παραδοχές για την θλιπτική αντοχή του σχηματισμού και τον δείκτη γεωλογικής αντοχής GSI

- Την εκτέλεση των απαιτούμενων αναλύσεων ευστάθειας προκειμένου να σχεδιαστεί η διάταξη των παθητικών αγκυρών ολόσωμης πάκτωσης (κάναβος οριζόντιων και κατακόρυφων αποστάσεων, διάμετρος χαλύβδινης ράβδου, κλίση ως προς το οριζόντιο επίπεδο, μήκος κλπ).

Οι αναλύσεις ευστάθειας έγιναν για τις εξεταζόμενες συνθήκες φόρτισης που προέκυψαν από το αντίστοιχο κεφάλαιο των Οδηγιών Μελετών Οδικών Έργων για προσωρινά πρανή εκσκαφής, με κατάλληλες παραδοχές για την συνήθη και την υψηλή στάθμη υπόγειου νερού στο πρανές καθώς και για τους σεισμικούς συντελεστές.

Από τους υπολογισμούς ευστάθειας έγινε σαφές ότι καθοριστικό ρόλο παίζει η ύπαρξη υπόγειου ύδατος στο εσωτερικό του εδάφους, η οποία μειώνει κατά πολύ τη διατμητική αντοχή του και ως εκ τούτου απαιτούνται τα αντίστοιχα μέτρα αντιστήριξης. Με βάση τα αποτελέσματα των αναλύσεων ευστάθειας επιλέχθηκε από τεχνικής και οικονομικής άποψης, η βέλτιστη διάταξη των παθητικών αγκυρών ολόσωμης πάκτωσης μεταξύ τριών εναλλακτικών διατάξεων που εξετάστηκαν.

Επίσης πραγματοποιήθηκε ανάλυση ευαισθησίας του συντελεστή ασφαλείας για την ευστάθεια του αντιστηριζόμενου πρανούς σε σχέση με τις οριζόντιες αποστάσεις των αγκυρών, την εφελκυστική αντοχή της ράβδου και την ανοχή στην περιοχή της κεφαλής των αγκυρών από όπου προέκυψε όπως ήταν αναμενόμενο ότι ο συντελεστής ασφαλείας FS αυξάνεται καθώς μειώνεται η οριζόντια αξονική απόσταση των αγκυρών και καθώς αυξάνεται η αντοχή Plate capacity στην περιοχή της κεφαλής των αγκυρών, ενώ για τιμές της εφελκυστικής αντοχής σχεδιασμού της ράβδου των αγκυρών μεγαλύτερες από 150KN, ο συντελεστής ασφαλείας (για τη δεδομένη διάταξη των αγκυρών) παραμένει σταθερός, οπότε δεν έχει νόημα η περεταίρω αύξηση της διατομής της ράβδου.

- Τον προσδιορισμό των αναμενόμενων μετακινήσεων της κατακόρυφης μετωπικής επένδυσης με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, όπου οι μεγαλύτερες μετακινήσεις προέκυψαν για την ακραία εξεταζόμενη συνθήκη της υψηλής στάθμης υπόγειου νερού σε στατικές συνθήκες φόρτισης και

- Την διαστασιολόγηση του οπλισμού της μετωπικής επένδυσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος αντιστήριξης του προσωρινού πρανούς εκσκαφής βάσει των αντίστοιχων manuals FHWA (U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration) που αφορούν σε αγκυρωμένα τοιχία (soil nail walls).

Οι προτάσεις για μελλοντική έρευνα σε αντικείμενο συναφές με την παρούσα διπλωματική εργασία συνοψίζονται στα εξής σημεία:

- Η μεθοδολογία που αναπτύχθηκε για τον σχεδιασμό και την διαστασιολόγηση του προτεινόμενου συστήματος προσωρινής αντιστήριξης στα αντίστοιχα papers του FHWA που αφορούν Soil Nail Walls, περιλαμβάνει και την αντίστοιχη μεθοδολογία σχεδιασμού για μόνιμη αντιστήριξη πρανών εκσκαφής με εδαφοηλώσεις. Κατά την διαστασιολόγηση της μόνιμης μετωπικής επένδυσης αγνοείται από τον σχεδιασμό το προσωρινό τμήμα πάχους 75-100mm, η κατασκευή του οποίου αποτελεί την α' φάση μιας μόνιμης αντιστήριξης με εδαφολώσεις. Ως μελλοντική έρευνα, προτείνεται η εξέταση με εφαρμογή αναλυτικών και εργαστηριακών μεθόδων, της δυνατότητας ένταξης του προσωρινού τμήματος στην διαστασιολόγηση της μόνιμης αντιστήριξης, προκειμένου να εξοικονομηθεί χρόνος, ποσότητες υλικών και χρήματα σε τέτοιου είδους κατασκευές.
- Επίσης δεδομένης της έλλειψης εθνικού πλαισίου για τον σχεδιασμό έργων αντιστήριξης πρανών με εδαφοηλώσεις και μετωπική επένδυση, προτείνεται η εναρμόνιση της σχετικής διεθνούς μεθοδολογίας σχεδιασμού και διαστασιολόγησης που αναπτύχθηκε στην παρούσα εργασία, με τους Ελληνικούς Κανονισμούς και Τεχνικές Προδιαγραφές ώστε να δημιουργηθεί ένα εθνικό πλαίσιο διαχείρισης των μελετών αυτού του είδους των αντιστηρίξεων.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

FHWA-IF-02-034

GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO 5, Evaluation of soil and rock properties, April 2002

FHWA-RT-88-040

Highway Slope maintenance and slide restoration workshop, December 1988

Principles of Foundation Engineering

Braja M. Das, 2004

Principles of Geotechnical Engineering

Braja M. Das, 2002

FHWA-NHI-01-031

Geotechnical site characterization, July 2001

ΕΚΩΣ 2000

Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος "ΕΚΩΣ 2000", ΦΕΚ 1329Ε/6.11.2000.

ΕΑΚ 2000

Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΦΕΚ 2184Β/20-12-1999) και τροποποιήσεις ΦΕΚ 781Β/18-06-2033, ΦΕΚ 1154Β/12-08-2003 και ΦΕΚ 270Β/16-03-2010

ΚΤΧ 2008

Νέος Κανονισμός Τεχνολογίας Χαλύβων Οπλισμού Σκυροδέματος, ΦΕΚ 1416Β/17-07-2008 και ΦΕΚ 2113Β/13-10-2008

ΚΤΣ 2016

Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος, ΦΕΚ 1561Β/ 02-06-2016

HOEK E., BROWN E.T. (2019)

"The Hoek-Brown failure criterion and GSI - 2018 edition", Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, Volume 11, Issue 3, June 2019, pp. 445-463.

MARINOS, P.G., HOEK, E. (2000)

"A geologically friendly tool for rock mass strength estimation", Proceeding of GeoEng2000 at the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, Melbourne, pp. 1422-1446, Technomic Publishers, Lancaster, Pennsylvania.

NAVFAC DM-7 (1986)

"Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures", Design Manual, Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command, U.S.A.

ΟΔΗΓΙΕΣ ΜΕΛΕΤΩΝ ΟΔΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ, Ο.Μ.Ο.Ε. (2003)

"Γεωλογικές και Γεωτεχνικές Έρευνες και Μελέτες", Τεύχος 11, Υπουργείο ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε., Γενική Γραμματεία Δημοσίων Έργων, Αθήνα

<http://www.civil.ntua.gr/~kavvadas>

Διδακτικά βιβλία του Μ. Καββαδά, Η έρευνα του υπεδάφους, Κεφάλαιο 11, Στοιχεία Εδαφομηχανικής, Έκδοση ΕΜΠ, Σεπτέμβριος 2005

Soil Nail Wall Reference Manual

Developed following AASHTO ;RFD Bridge Design Specifications, 7th Edition Publication No FHWA-NHI-14-007, FHWA GEV007, February 2015

Manual for design and contraction Monitoring Soil Nail Walls

Publication No FHWA-SA-96-069R, Nov 1996 (Revised October 1998)

Soil Nail Walls Geotechnical Engineering

Circular No7, FHWA0-IF-03-017, March 2003

Physical and Numerical Modeling of grouted nails in clay

By Jonathan David Morris, Magdalen College, Hilary Term 1999

Μορφές αστοχίας της επένδυσης αντιστηρίξεων με εδαφοηλώσεις

Καραμπατάκης Δ., Δρ Πολιτικός Μηχανικός ΑΠΘ, Τζάρος Χ., Πολιτικός Μηχανικός ΠΘ, 5^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, ΤΕΕ, Ξάνθη 2006

Εσωτερικές μορφές αστοχίας διατάξεων αντιστηρίξεων με εδαφοηλώσεις

Καραμπατάκης Δ., Δρ Πολιτικός Μηχανικός ΑΠΘ, Τζάρος Χ., Πολιτικός Μηχανικός ΠΘ, 5^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, ΤΕΕ, Ξάνθη 2006

Δειγματοληπτικές γεωτρήσεις ξηράς και γεωτεχνικές έρευνες

Τεχνικές προδιαγραφές Ε101-83 (ΦΕΚ 363Β/1983)

Επιτόπου δοκιμές εδαφομηχανικής

Τεχνικές προδιαγραφές Ε106-86 (ΦΕΚ 955Β/1986)

Εργαστηριακές δοκιμές εδαφομηχανικής

Τεχνικές προδιαγραφές Ε105-86 (ΦΕΚ 955Β/1986)

Εργαστηριακές και επιτόπου δοκιμές βραχομηχανικής

Τεχνικές προδιαγραφές Ε103-84 (ΦΕΚ 70Β/1985)

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α:

ΜΗΤΡΩΑ ΔΕΙΓΜΑΤΟΛΗΤΠΙΚΩΝ ΓΕΩΤΡΗΣΕΩΝ

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΔΑΦΟΥΣ	ΒΑΘΟΣ (m)	Α.Υ. (m)	ΒΑΘΟΣ ΝΕΡΟΥ	ASTM	ΚΟΠΤΙΚΟ ΣΩΛΗΝΩΣΗ	ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΕΙΓΜΑΤΟΣ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΥΔΡΟΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑΣ	ΚΡΟΥΣΕΙΣ ΔΟΚΙΜΗΣ SPT	Nspt	ΠΥΡΗΝΟ-ΛΗΨΙΑ (%)	RQD (%)	w (%)	LL (%)	PI (%)	γ _υ (KN/m³)	Gravel (%)	Sand (%)	Fines (%)	Ανεμπόδιση Θλίψη	Μονοδιάστατη Στερεοποίηση					Διάτμηση ή Τριαξονική Φόρτιση				Μονοαξονική Θλίψη				Σημειακή Φόρτιση	
																			q _υ (Kpa)	Cc	C _v (cm² / sec)	Po (Kpa)	Es (Mpa)	eo	Φ _υ (°)	c _υ (Kpa)	Φ' (°)	c' (Kpa)	σ _c (Mpa)	E _{tan} (Mpa)	E _s (Mpa)	ν	I _{s,50} (Mpa)	σ _{c,est} (Mpa)
Καστανέρυθρη σκληρή άργιλος με πολλά χαλίκια ψαμμιτικής και ασβεστολιθικής σύστασης, προϊόν αποσάθρωσης του ασβεστολιθικού σχηματισμού (συνέχεια)	18.0	+63.2			1101mm μονή																													
	19.0																																	
	20.0																																	

ΠΕΡΑΣ ΓΕΩΤΡΗΣΗΣ

[illegible]

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΔΑΦΟΥΣ	ΒΑΘΟΣ (m)	Α.Υ. (m)	ΒΑΘΟΣ ΝΕΡΟΥ	ASTM	ΚΟΠΤΙΚΟ ΣΩΛΗΝΩΣΗ	ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΕΙΓΜΑΤΟΣ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΥΔΡΟΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑΣ	ΚΡΟΥΣΕΙΣ ΔΟΚΙΜΗΣ SPT	Nspt	ΠΥΡΗΝΟ-ΛΗΨΙΑ (%)	RQD (%)	w (%)	LL (%)	PI (%)	γ _υ (KN/m³)	Gravel (%)	Sand (%)	Fines (%)	Ανεμπόδιση Θλίψη	Μονοδιάστατη Στερεοποίηση					Διάτμηση ή Τριαξονική Φόρτιση				Μονοαξονική Θλίψη				Σημειακή Φόρτιση	
																			q _υ (Kpa)	Cc	C _v (cm² / sec)	Po (Kpa)	Es (Mpa)	eo	Φ _υ (°)	c _υ (Kpa)	Φ' (°)	c' (Kpa)	σ _c (Mpa)	E _{tan} (Mpa)	E _s (Mpa)	ν	I _{s,50} (Mpa)	σ _{c,est} (Mpa)
Πολύ πυκνή καστανέρυθρη αργιλώδης άμμος με λίγα χαλίκια	18.0	+71.1			1101mm μονή																													
	19.0					T6 19,1-19,37		21 / 50, 12εκ Άρνηση	100			15.1	33.0	14.5		6	63	31																
	20.0																																	

ΠΕΡΑΣ ΓΕΩΤΡΗΣΗΣ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β:

ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΟΥ ΕΛΑΦΟΥΣ

ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΕΝΟΤΗΤΑ Ι:

Πολύ συνεκτική έως σκληρή καστανέρυθρη αμμώδης άργιλος μέσης πλαστικότητας με χαλίκια

ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΩΝ ΕΔΑΦΩΝ

Εισαγωγή δεδομένων:

Γεώτρηση	Γ2
Αριθμός δείγματος	T1
Βάθος δείγματος	h= 2,50 m
Βάθος δοκιμής SPT	H= 2,50 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT	Nspt= 29
Ποσοστό φυσικής υγρασίας	w(%)= 14,90
Δείκτης πλαστικότητας	PI(%)= 9,50
Όριο υδαρότητας	LL(%)= 27,90
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους	$\gamma = 20,00$ KN/m ³
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων	Hw= 0,40 m
Ειδικό βάρος στερεών εδάφους	Gs= 26,00 KN/m ³
Φαινόμενο βάρος νερού	$\gamma_w = 9,81$ KN/m ³
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση	$\gamma' = 10,19$ KN/m ³
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών	$\sigma_v' = 29,40$ Kpa
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους $\gamma_d = \gamma / (1+w)$	$\gamma_d = 17,41$ KN/m ³
Λόγος κενών $e = [(Gs \cdot \gamma_w) - \gamma_d] / \gamma_d$	e= 0,47
Βαθμός κορεσμού $S_r = w \cdot G_s / e$	Sr= 0,83 83,25%
Δεικτής συμπίεστότητας $C_c = 0.009 \cdot (LL-10)$	Cc= 0,16
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ	πολύ συνεκτικό έδαφος

ΕΝΕΡΓΟΣ ΓΩΝΙΑ ΕΣΩΤΕΡΙΚΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ϕ'

Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους $\phi' = (44.7 - 12 \cdot \log PI) \pm 3.67^\circ =$ **33,0** μοίρες

Πεδίο τιμών ενεργού γωνίας εσωτερικής τριβής: 29,3 $\leq \phi \leq$ 36,6

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ Nspt

Αριθμός κτύπων Nspt	29
Διορθώσεις Nspt:	
N60 = Nspt * CE * CB * Cs * CR	N60= 17,4
Διορθωτικός συντελεστής ενέργειας πτώσης του πρότυπου βάρους	CE= 0,80
Donut Hammer 0.5 έως 1.0	
Safety Hammer 0.7 έως 1.2	
Automatic Hammer 0.8 έως 1.5	
Διορθωτικός συντελεστής διαμέτρου γεώτρησης	CB= 1,00
Διάμετρος γεώτρησης: 65 έως 115mm	1,00
150 mm	1,05
200 mm	1,15
Διορθωτικός συντελεστής δειγματολήπτη	Cs= 1,00
Standard sampler 1,0	
Non standard sampler 1.1 έως 1.3	
Διορθωτικός συντελεστής μήκους στελεχών κάτω από τον άκμονα	CR= 0,75
Μήκος στελεχών 3 έως 4m	0,75
4 έως 6m	0,85
6 έως 10m	0,95
10 έως >30r	1,00

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ N_{spt}

$$N1(60) = CN * N60$$

$$N1(60) = 59,2$$

Διορθωτικός συντελεστής λόγω πίεσης υπερκειμένων γαιών
για την εύρεση του ισοδύναμου αριθμοί $N1$ που αντιστοιχεί
σε πίεση υπερκειμένων γαιών ίση με 1 atm $CN = (P_{at}/\sigma'_v)^n$
όπου για συνεκτικά εδάφη $n=1$

$$CN = 3,401$$

$$N1 = N_{spt} * CN$$

$$N1 = 98,6$$

ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ S_u

$$\text{Αστράγγιστη δοαμητική αντοχή} \quad S_u = (29 * N60)^{0.72}$$

$$S_u = 88 \text{ Kpa}$$

ΤΑΣΗ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ P_o ΚΑΙ ΛΟΓΟΣ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ OCR

$$\text{Τάση προφόρτισης} \quad P_o = S_u / [(0.11 + 0.0037 * PI) * (1.7 - 0.54 * \log PI)]$$

$$P_o = 553 \text{ Kpa}$$

$$OCR_{lim} = \left[\frac{(1 + \sin \phi')}{(1 - \sin \phi')^2} \right]^{(1/\sin \phi')}$$

οριακή τιμή λόγου προφόρτισης

$$OCR_{limit} = 39,9$$

$$\text{Λόγος προφόρτισης} \quad OCR = P_o / \sigma'_v$$

$$OCR = 18,8 \text{ Kpa}$$

ΜΕΤΡΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ G ΚΑΙ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ E_s

Δείκτης ακαμψίας

$$I_R \approx \frac{\exp\left[\frac{137 - PI}{23}\right]}{\left[1 + \ln\left\{1 + \frac{(OCR - 1)^{3.2}}{26}\right\}\right]^{0.8}}$$

$$I_R = 54,1$$

$$\text{Μέτρο διάτμησης} \quad G = I_R * S_u$$

$$G = 4781 \text{ Kpa}$$

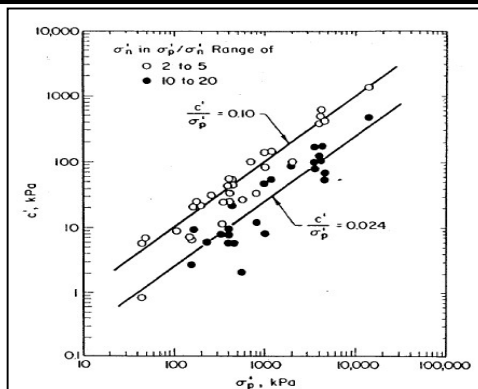
$$\text{Μέτρο ελαστικότητας} \quad E = 2 * (\nu + 1) * G \text{ όπου } \nu \text{ είναι ο λόγος Poisson}$$

$$E_s = 9561 \text{ Kpa}$$

για λόγο Poisson $\nu = 0$

Μέτρο συμπίεστότητας

ΕΝΕΡΓΟΣ ΣΥΝΟΧΗ c'



Ανώτατο όριο τιμής ενεργού συνοχής εδάφους

$$c' = 0.10 * P_o = 55,32 \text{ Kpa}$$

Κατώτατο όριο τιμής ενεργού συνοχής εδάφους

$$c' = 0.024 * P_o = 13,28 \text{ Kpa}$$

Επιλέγεται συντηρητικά το κατώτατο όριο της τιμής της ενεργού συνοχής του εδάφους:

$$c' = 13,3 \text{ Kpa}$$

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΥ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

Γεώτρηση: Γ2	Δείγμα: T1	Βάθος:	2,50 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT:		N _{spt} =	29
Διορθώσεις αριθμού κτύπων N _{spt} :		N ₆₀ =	17,4
		N ₁₍₆₀₎ =	59,2
		N ₁ =	98,6
Φυσική υγρασία w:		w=	14,90 %
Όριο υδαρότητας LL:		LL=	27,90 %
Δείκτης πλαστικότητας PI:		PI=	9,50 %
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων H _w :		H _w =	0,40 m
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους γ:		γ=	20,00 KN/m ³
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση γ':		γ'=	10,19 KN/m ³
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών σν':		σν'=	29,40 Kpa
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους γ _d :		γ _d =	17,41 KN/m ³
Λόγος κενών e:		e=	0,47
Βαθμός κορεσμού S _r :		S _r =	83 %
Δείκτης συμπίεστικότητας C _c :		C _c =	0,16
Χαρακτηρισμός βάσει αριθμού κτύπων δοκιμής SPT:			πολύ συνεκτικό έδαφος
Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής φ':		φ'=	33,0 μοίρες
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή S _u :		S _u =	88 Kpa
Τάση προφόρτισης P _o :		P _o =	553 Kpa
Λόγος προφόρτισης OCR:		OCR=	18,8
Μέτρο διάτμησης G:		G=	4,8 Mpa
Ενεργό μέτρο ελαστικότητας E':	για λόγο Poisson ν=0.25	E'=	12,0 Mpa
Αστράγγιστο μέτρο ελαστικότητας E _u :	για λόγο Poisson ν=0.50	E _u =	14,3 Mpa
Μέτρο συμπίεστικότητας E _s :	για λόγο Poisson ν=0	E _s =	9,6 Mpa
Ενεργός συνοχή c':		c'=	13,3 Kpa

ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΩΝ ΕΔΑΦΩΝ

Εισαγωγή δεδομένων:

Γεώτρηση	Γ2
Αριθμός δείγματος	T2
Βάθος δείγματος	h= 4,10 m
Βάθος δοκιμής SPT	H= 4,10 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT	Nspt= 100
Ποσοστό φυσικής υγρασίας	w(%)= 13,80
Δείκτης πλαστικότητας	PI(%)= 6,70
Όριο υδαρότητας	LL(%)= 26,50
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους	γ= 21,00 KN/m3
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων	Hw= 0,40 m
Ειδικό βάρος στερεών εδάφους	Gs= 26,00 KN/m3
Φαινόμενο βάρος νερού	γw= 9,81 KN/m3
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση	γ' = 11,19 KN/m3
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών	σν' = 49,80 Kpa
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους γd= γ / (1+w)	γd= 18,45 KN/m3
Λόγος κενών e= [(Gs*γw)-γd] / γd	e= 0,38
Βαθμός κορεσμού Sr= w * Gs / e	Sr= 0,94 93,88%
Δεικτής συμπίεστότητας Cc= 0.009*(LL-10)	Cc= 0,15
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ	πολύ σκληρό έδαφος

ΕΝΕΡΓΟΣ ΓΩΝΙΑ ΕΣΩΤΕΡΙΚΗΣ ΤΡΙΒΗΣ φ'

Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους $\phi' = (44.7 - 12 * \log PI) \pm 3.67^\circ =$ **34,8** μοίρες

Πεδίο τιμών ενεργού γωνίας εσωτερικής τριβής: 31,1 ≤ φ ≤ 38,5

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ Nspt

Αριθμός κτύπων Nspt	100
Διορθώσεις Nspt:	
N60 = Nspt * CE * CB * Cs * CR	N60= 68,0
Διορθωτικός συντελεστής ενέργειας πτώσης του πρότυπου βάρους	CE= 0,80
Donut Hammer 0.5 έως 1.0	
Safety Hammer 0.7 έως 1.2	
Automatic Hammer 0.8 έως 1.5	
Διορθωτικός συντελεστής διαμέτρου γεώτρησης	CB= 1,00
Διάμετρος γεώτρησης: 65 έως 115mm	1,00
150 mm	1,05
200 mm	1,15
Διορθωτικός συντελεστής δειγματολήπτη	Cs= 1,00
Standard sampler 1,0	
Non standard sampler 1.1 έως 1.3	
Διορθωτικός συντελεστής μήκους στελεχών κάτω από τον άκμονα	CR= 0,85
Μήκος στελεχών 3 έως 4m	0,75
4 έως 6m	0,85
6 έως 10m	0,95
10 έως >30r	1,00

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ N_{spt}

$$N1(60) = CN * N60$$

$$N1(60) = 136,5$$

Διορθωτικός συντελεστής λόγω πίεσης υπερκειμένων γαιών
για την εύρεση του ισοδύναμου αριθμοί $N1$ που αντιστοιχεί
σε πίεση υπερκειμένων γαιών ίση με 1 atm $CN = (Pat/\sigma_v')^n$
όπου για συνεκτικά εδάφη $n=1$

$$CN = 2,008$$

$$N1 = N_{spt} * CN$$

$$N1 = 200,8$$

ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ S_u

$$\text{Αστράγγιστη δοαμητική αντοχή } S_u = (29 * N60)^{0.72}$$

$$S_u = 236 \text{ Kpa}$$

ΤΑΣΗ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ P_o ΚΑΙ ΛΟΓΟΣ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ OCR

$$\text{Τάση προφόρτισης } P_o = S_u / [(0.11 + 0.0037 * PI) * (1.7 - 0.54 * \log PI)]$$

$$P_o = 1590 \text{ Kpa}$$

$$OCR_{lim} = \left[\frac{(1 + \sin \phi')}{(1 - \sin \phi')^2} \right]^{(1/\sin \phi')}$$

οριακή τιμή λόγου προφόρτισης

$$OCR_{limit} = 42,7$$

$$\text{Λόγος προφόρτισης } OCR = P_o / \sigma_v'$$

$$OCR = 31,9 \text{ Kpa}$$

ΜΕΤΡΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ G ΚΑΙ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ E_s

Δείκτης ακαμψίας

$$I_R \approx \frac{\exp\left[\frac{137 - PI}{23}\right]}{\left[1 + \ln\left\{1 + \frac{(OCR - 1)^{3.2}}{26}\right\}\right]^{0.8}}$$

$$I_R = 51,0$$

$$\text{Μέτρο διάτμησης } G = I_R * S_u$$

$$G = 12028 \text{ Kpa}$$

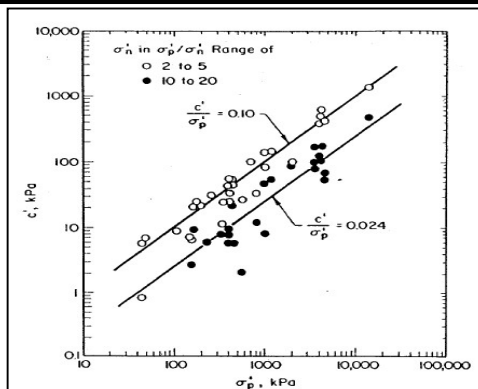
$$\text{Μέτρο ελαστικότητας } E = 2 * (\nu + 1) * G \text{ όπου } \nu \text{ είναι ο λόγος Poisson}$$

$$E_s = 24056 \text{ Kpa}$$

για λόγο Poisson $\nu = 0$

Μέτρο συμπίεστότητας

ΕΝΕΡΓΟΣ ΣΥΝΟΧΗ c'



Ανώτατο όριο τιμής ενεργού συνοχής εδάφους

$$c' = 0.10 * P_o = 158,96 \text{ Kpa}$$

Κατώτατο όριο τιμής ενεργού συνοχής εδάφους

$$c' = 0.024 * P_o = 38,15 \text{ Kpa}$$

Επιλέγεται συντηρητικά το κατώτατο όριο της τιμής της ενεργού συνοχής του εδάφους:

$$c' = 38,1 \text{ Kpa}$$

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΥ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

Γεώτρηση: Γ2	Δείγμα: T2	Βάθος:	4,10 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT:		N _{spt} =	100
Διορθώσεις αριθμού κτύπων N _{spt} :		N ₆₀ =	68,0
		N ₁₍₆₀₎ =	136,5
		N ₁ =	200,8
Φυσική υγρασία w:		w=	13,80 %
Όριο υδαρότητας LL:		LL=	26,50 %
Δείκτης πλαστικότητας PI:		PI=	6,70 %
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων H _w :		H _w =	0,40 m
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους γ:		γ=	21,00 KN/m ³
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση γ':		γ'=	11,19 KN/m ³
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών σν':		σν'=	49,80 Kpa
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους γ _d :		γ _d =	18,45 KN/m ³
Λόγος κενών e:		e=	0,38
Βαθμός κορεσμού S _r :		S _r =	94 %
Δείκτης συμπίεστικότητας C _c :		C _c =	0,15
Χαρακτηρισμός βάσει αριθμού κτύπων δοκιμής SPT:			πολύ σκληρό έδαφος
Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής φ':		φ'=	34,8 μοίρες
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή S _u :		S _u =	236 Kpa
Τάση προφόρτισης P _o :		P _o =	1590 Kpa
Λόγος προφόρτισης OCR:		OCR=	31,9
Μέτρο διάτμησης G:		G=	12,0 Mpa
Ενεργό μέτρο ελαστικότητας E':	για λόγο Poisson ν=0.25	E'=	30,1 Mpa
Αστράγγιστο μέτρο ελαστικότητας E _u :	για λόγο Poisson ν=0.50	E _u =	36,1 Mpa
Μέτρο συμπίεστικότητας E _s :	για λόγο Poisson ν=0	E _s =	24,1 Mpa
Ενεργός συνοχή c':		c'=	38,1 Kpa

ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΩΝ ΕΔΑΦΩΝ

Εισαγωγή δεδομένων:

Γεώτρηση	Γ2
Αριθμός δείγματος	T3
Βάθος δείγματος	h= 6,00 m
Βάθος δοκιμής SPT	H= 6,00 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT	Nspt= 82
Ποσοστό φυσικής υγρασίας	w(%)= 19,10
Δείκτης πλαστικότητας	PI(%)= 18,00
Όριο υδαρότητας	LL(%)= 43,10
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους	γ= 20,00 KN/m3
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων	Hw= 0,40 m
Ειδικό βάρος στερεών εδάφους	Gs= 26,00 KN/m3
Φαινόμενο βάρος νερού	γw= 9,81 KN/m3
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση	γ' = 10,19 KN/m3
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών	σν' = 65,06 Kpa
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους γd= γ / (1+w)	γd= 16,79 KN/m3
Λόγος κενών e= [(Gs*γw)-γd] / γd	e= 0,52
Βαθμός κορεσμού Sr= w * Gs / e	Sr= 0,96 95,71%
Δεικτής συμπίεστότητας Cc= 0.009*(LL-10)	Cc= 0,30
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ	πολύ σκληρό έδαφος

ΕΝΕΡΓΟΣ ΓΩΝΙΑ ΕΣΩΤΕΡΙΚΗΣ ΤΡΙΒΗΣ φ'

Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους	φ' = (44.7-12*logPI) ± 3.67° =	29,6 μοίρες
Πεδίο τιμών ενεργού γωνίας εσωτερικής τριβής:	26,0 ≤ φ ≤	33,3

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ Nspt

Αριθμός κτύπων Nspt	82
Διορθώσεις Nspt:	
N60 = Nspt * CE * CB * Cs * CR	N60= 55,8
Διορθωτικός συντελεστής ενέργειας πτώσης του πρότυπου βάρους	CE= 0,80
Donut Hammer 0.5 έως 1.0	
Safety Hammer 0.7 έως 1.2	
Automatic Hammer 0.8 έως 1.5	
Διορθωτικός συντελεστής διαμέτρου γεώτρησης	CB= 1,00
Διάμετρος γεώτρησης: 65 έως 115mm	1,00
150 mm	1,05
200 mm	1,15
Διορθωτικός συντελεστής δειγματολήπτη	Cs= 1,00
Standard sampler 1,0	
Non standard sampler 1.1 έως 1.3	
Διορθωτικός συντελεστής μήκους στελεχών κάτω από τον άκμονα	CR= 0,85
Μήκος στελεχών 3 έως 4m	0,75
4 έως 6m	0,85
6 έως 10m	0,95
10 έως >30r	1,00

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ N_{spt}

$$N1(60) = CN * N60$$

$$N1(60) = 85,7$$

Διορθωτικός συντελεστής λόγω πίεσης υπερκειμένων γαιών
για την εύρεση του ισοδύναμου αριθμοί $N1$ που αντιστοιχεί
σε πίεση υπερκειμένων γαιών ίση με 1 atm $CN = (Pat/\sigma_v')^n$
όπου για συνεκτικά εδάφη $n=1$

$$CN = 1,537$$

$$N1 = N_{spt} * CN$$

$$N1 = 126,0$$

ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ S_u

$$\text{Αστράγγιστη δοαμητική αντοχή } S_u = (29 * N60)^{0.72}$$

$$S_u = 204 \text{ Kpa}$$

ΤΑΣΗ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ P_o ΚΑΙ ΛΟΓΟΣ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ OCR

$$\text{Τάση προφόρτισης } P_o = S_u / [(0.11 + 0.0037 * PI) * (1.7 - 0.54 * \log PI)]$$

$$P_o = 1132 \text{ Kpa}$$

$$OCR_{lim} = \left[\frac{(1 + \sin \phi')}{(1 - \sin \phi')^2} \right]^{(1/\sin \phi')}$$

οριακή τιμή λόγου προφόρτισης

$$OCR_{limit} = 35,6$$

$$\text{Λόγος προφόρτισης } OCR = P_o / \sigma_v'$$

$$OCR = 17,4 \text{ Kpa}$$

ΜΕΤΡΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ G ΚΑΙ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ E_s

Δείκτης ακαμψίας

$$I_R \approx \frac{\exp\left[\frac{137 - PI}{23}\right]}{\left[1 + \ln\left\{1 + \frac{(OCR - 1)^{3.2}}{26}\right\}\right]^{0.8}}$$

$$I_R = 38,6$$

$$\text{Μέτρο διάτμησης } G = I_R * S_u$$

$$G = 7882 \text{ Kpa}$$

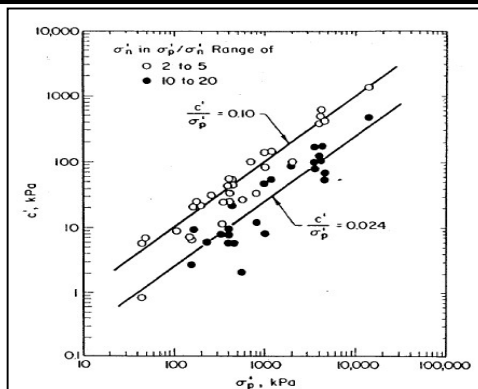
$$\text{Μέτρο ελαστικότητας } E = 2 * (v + 1) * G \text{ όπου } v \text{ είναι ο λόγος Poisson}$$

$$E_s = 15764 \text{ Kpa}$$

για λόγο Poisson $v = 0$

Μέτρο συμπίεστότητας

ΕΝΕΡΓΟΣ ΣΥΝΟΧΗ c'



Ανώτατο όριο τιμής ενεργού συνοχής εδάφους

$$c' = 0.10 * P_o = 113,18 \text{ Kpa}$$

Κατώτατο όριο τιμής ενεργού συνοχής εδάφους

$$c' = 0.024 * P_o = 27,16 \text{ Kpa}$$

Επιλέγεται συντηρητικά το κατώτατο όριο της τιμής της ενεργού συνοχής του εδάφους:

$$c' = 27,2 \text{ Kpa}$$

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΥ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

Γεώτρηση: Γ2	Δείγμα: T3	Βάθος:	6,00 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT:		N _{spt} =	82
Διορθώσεις αριθμού κτύπων N _{spt} :		N ₆₀ =	55,8
		N ₁₍₆₀₎ =	85,7
		N ₁ =	126,0
Φυσική υγρασία w:		w=	19,10 %
Όριο υδαρότητας LL:		LL=	43,10 %
Δείκτης πλαστικότητας PI:		PI=	18,00 %
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων H _w :		H _w =	0,40 m
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους γ:		γ=	20,00 KN/m ³
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση γ':		γ'=	10,19 KN/m ³
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών σν':		σν'=	65,06 Kpa
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους γ _d :		γ _d =	16,79 KN/m ³
Λόγος κενών e:		e=	0,52
Βαθμός κορεσμού S _r :		S _r =	96 %
Δείκτης συμπίεστικότητας C _c :		C _c =	0,30
Χαρακτηρισμός βάσει αριθμού κτύπων δοκιμής SPT:			πολύ σκληρό έδαφος
Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής φ':		φ'=	29,6 μοίρες
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή Su:		Su=	204 Kpa
Τάση προφόρτισης P _o :		P _o =	1132 Kpa
Λόγος προφόρτισης OCR:		OCR=	17,4
Μέτρο διάτμησης G:		G=	7,9 Mpa
Ενεργό μέτρο ελαστικότητας E':	για λόγο Poisson ν=0.25	E'=	19,7 Mpa
Αστράγγιστο μέτρο ελαστικότητας Eu:	για λόγο Poisson ν=0.50	Eu=	23,6 Mpa
Μέτρο συμπίεστικότητας Es:	για λόγο Poisson ν=0	Es=	15,8 Mpa
Ενεργός συνοχή c':		c'=	27,2 Kpa

ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΩΝ ΕΔΑΦΩΝ

Εισαγωγή δεδομένων:

Γεώτρηση	Γ2
Αριθμός δείγματος	T4
Βάθος δείγματος	h= 8,10 m
Βάθος δοκιμής SPT	H= 8,10 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT	Nspt= 100
Ποσοστό φυσικής υγρασίας	w(%)= 22,80
Δείκτης πλαστικότητας	PI(%)= 20,30
Όριο υδαρότητας	LL(%)= 44,90
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους	$\gamma = 19,50$ KN/m ³
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων	Hw= 0,40 m
Ειδικό βάρος στερεών εδάφους	Gs= 26,00 KN/m ³
Φαινόμενο βάρος νερού	$\gamma_w = 9,81$ KN/m ³
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση	$\gamma' = 9,69$ KN/m ³
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών	$\sigma_v' = 82,41$ Kpa
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους $\gamma_d = \gamma / (1+w)$	$\gamma_d = 15,88$ KN/m ³
Λόγος κενών $e = [(Gs \cdot \gamma_w) - \gamma_d] / \gamma_d$	e= 0,61
Βαθμός κορεσμού $S_r = w \cdot G_s / e$	Sr= 0,98 97,79%
Δεικτής συμπίεστότητας $C_c = 0.009 \cdot (LL-10)$	Cc= 0,31
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ	πολύ σκληρό έδαφος

ΕΝΕΡΓΟΣ ΓΩΝΙΑ ΕΣΩΤΕΡΙΚΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ϕ'

Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους $\phi' = (44.7 - 12 \cdot \log PI) \pm 3.67^\circ =$ **29,0** μοίρες

Πεδίο τιμών ενεργού γωνίας εσωτερικής τριβής: 25,3 $\leq \phi \leq$ 32,7

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ Nspt

Αριθμός κτύπων Nspt	100
Διορθώσεις Nspt:	
N60 = Nspt * CE * CB * Cs * CR	N60= 76,0
Διορθωτικός συντελεστής ενέργειας πτώσης του πρότυπου βάρους	CE= 0,80
Donut Hammer 0.5 έως 1.0	
Safety Hammer 0.7 έως 1.2	
Automatic Hammer 0.8 έως 1.5	
Διορθωτικός συντελεστής διαμέτρου γεώτρησης	CB= 1,00
Διάμετρος γεώτρησης: 65 έως 115mm	1,00
150 mm	1,05
200 mm	1,15
Διορθωτικός συντελεστής δειγματολήπτη	Cs= 1,00
Standard sampler 1,0	
Non standard sampler 1.1 έως 1.3	
Διορθωτικός συντελεστής μήκους στελεχών κάτω από τον άκμονα	CR= 0,95
Μήκος στελεχών 3 έως 4m	0,75
4 έως 6m	0,85
6 έως 10m	0,95
10 έως >30r	1,00

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ N_{spt}

$$N1(60) = CN * N60$$

$$N1(60) = 92,2$$

Διορθωτικός συντελεστής λόγω πίεσης υπερκειμένων γαιών
για την εύρεση του ισοδύναμου αριθμοί $N1$ που αντιστοιχεί
σε πίεση υπερκειμένων γαιών ίση με 1 atm $CN = (P_{at}/\sigma_v')^n$
όπου για συνεκτικά εδάφη $n=1$

$$CN = 1,213$$

$$N1 = N_{spt} * CN$$

$$N1 = 121,3$$

ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ S_u

$$\text{Αστράγγιστη δοαμητική αντοχή} \quad S_u = (29 * N60)^{0.72}$$

$$S_u = 255 \text{ Kpa}$$

ΤΑΣΗ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ P_o ΚΑΙ ΛΟΓΟΣ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ OCR

$$\text{Τάση προφόρτισης} \quad P_o = S_u / [(0.11 + 0.0037 * PI) * (1.7 - 0.54 * \log PI)]$$

$$P_o = 1388 \text{ Kpa}$$

$$OCR_{lim} = \left[\frac{(1 + \sin \phi')}{(1 - \sin \phi')^2} \right]^{(1/\sin \phi')}$$

οριακή τιμή λόγου προφόρτισης

$$OCR_{limit} = 34,9$$

$$\text{Λόγος προφόρτισης} \quad OCR = P_o / \sigma_v'$$

$$OCR = 16,8 \text{ Kpa}$$

ΜΕΤΡΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ G ΚΑΙ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ E_s

Δείκτης ακαμψίας

$$I_R \approx \frac{\exp \left[\frac{137 - PI}{23} \right]}{\left[1 + \ln \left(1 + \frac{(OCR - 1)^{3.2}}{26} \right) \right]^{0.8}}$$

$$I_R = 35,4$$

$$\text{Μέτρο διάτμησης} \quad G = I_R * S_u$$

$$G = 9032 \text{ Kpa}$$

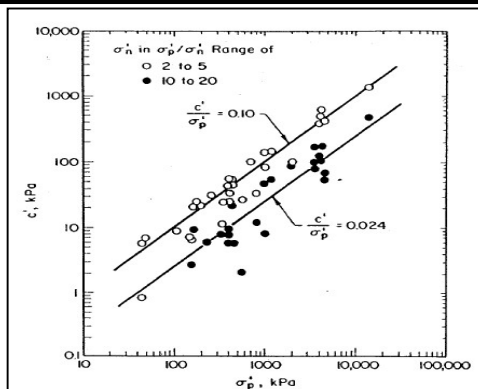
$$\text{Μέτρο ελαστικότητας} \quad E = 2 * (\nu + 1) * G \text{ όπου } \nu \text{ είναι ο λόγος Poisson}$$

$$E_s = 18065 \text{ Kpa}$$

για λόγο Poisson $\nu = 0$

Μέτρο συμπίεστότητας

ΕΝΕΡΓΟΣ ΣΥΝΟΧΗ c'



Ανώτατο όριο τιμής ενεργού συνοχής εδάφους

$$c' = 0.10 * P_o \quad 138,78 \text{ Kpa}$$

Κατώτατο όριο τιμής ενεργού συνοχής εδάφους

$$c' = 0.024 * P_o \quad 33,31 \text{ Kpa}$$

Επιλέγεται συντηρητικά το κατώτατο όριο της τιμής της ενεργού συνοχής του εδάφους:

$$c' = 33,3 \text{ Kpa}$$

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΥ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

Γεώτρηση: Γ2	Δείγμα: T4	Βάθος:	8,10 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT:		N _{spt} =	100
Διορθώσεις αριθμού κτύπων N _{spt} :		N ₆₀ =	76,0
		N ₁₍₆₀₎ =	92,2
		N ₁ =	121,3
Φυσική υγρασία w:		w=	22,80 %
Όριο υδαρότητας LL:		LL=	44,90 %
Δείκτης πλαστικότητας PI:		PI=	20,30 %
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων H _w :		H _w =	0,40 m
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους γ:		γ=	19,50 KN/m ³
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση γ':		γ'=	9,69 KN/m ³
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών σν':		σν'=	82,41 Kpa
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους γ _d :		γ _d =	15,88 KN/m ³
Λόγος κενών e:		e=	0,61
Βαθμός κορεσμού S _r :		S _r =	98 %
Δείκτης συμπίεστικότητας C _c :		C _c =	0,31
Χαρακτηρισμός βάσει αριθμού κτύπων δοκιμής SPT:			πολύ σκληρό έδαφος
Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής φ':		φ'=	29,0 μοίρες
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή S _u :		S _u =	255 Kpa
Τάση προφόρτισης P _o :		P _o =	1388 Kpa
Λόγος προφόρτισης OCR:		OCR=	16,8
Μέτρο διάτμησης G:		G=	9,0 Mpa
Ενεργό μέτρο ελαστικότητας E':	για λόγο Poisson ν=0.25	E'=	22,6 Mpa
Αστράγγιστο μέτρο ελαστικότητας E _u :	για λόγο Poisson ν=0.50	E _u =	27,1 Mpa
Μέτρο συμπίεστικότητας E _s :	για λόγο Poisson ν=0	E _s =	18,1 Mpa
Ενεργός συνοχή c':		c'=	33,3 Kpa

ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΩΝ ΕΔΑΦΩΝ

Εισαγωγή δεδομένων:

Γεώτρηση	Γ2
Αριθμός δείγματος	T5
Βάθος δείγματος	h= 10,00 m
Βάθος δοκιμής SPT	H= 10,00 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT	Nspt= 100
Ποσοστό φυσικής υγρασίας	w(%)= 24,10
Δείκτης πλαστικότητας	PI(%)= 22,40
Όριο υδαρότητας	LL(%)= 24,10
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους	$\gamma = 19,40$ KN/m ³
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων	Hw= 0,40 m
Ειδικό βάρος στερεών εδάφους	Gs= 26,00 KN/m ³
Φαινόμενο βάρος νερού	$\gamma_w = 9,81$ KN/m ³
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση	$\gamma' = 9,59$ KN/m ³
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών	$\sigma_v' = 99,82$ Kpa
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους $\gamma_d = \gamma / (1+w)$	$\gamma_d = 15,63$ KN/m ³
Λόγος κενών $e = [(Gs \cdot \gamma_w) - \gamma_d] / \gamma_d$	e= 0,63
Βαθμός κορεσμού $S_r = w \cdot G_s / e$	Sr= 0,99 99,21%
Δεικτής συμπίεστότητας $C_c = 0.009 \cdot (LL-10)$	Cc= 0,13
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ	πολύ σκληρό έδαφος

ΕΝΕΡΓΟΣ ΓΩΝΙΑ ΕΣΩΤΕΡΙΚΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ϕ'

Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους	$\phi' = (44.7 - 12 \cdot \log PI) \pm 3.67^\circ =$	28,5 μοίρες
Πεδίο τιμών ενεργού γωνίας εσωτερικής τριβής:	24,8	$\leq \phi \leq$ 32,2

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ Nspt

Αριθμός κτύπων Nspt	100
Διορθώσεις Nspt:	
N60 = Nspt * CE * CB * Cs * CR	N60= 76,0
Διορθωτικός συντελεστής ενέργειας πτώσης του πρότυπου βάρους	CE= 0,80
Donut Hammer 0.5 έως 1.0	
Safety Hammer 0.7 έως 1.2	
Automatic Hammer 0.8 έως 1.5	
Διορθωτικός συντελεστής διαμέτρου γεώτρησης	CB= 1,00
Διάμετρος γεώτρησης: 65 έως 115mm	1,00
150 mm	1,05
200 mm	1,15
Διορθωτικός συντελεστής δειγματολήπτη	Cs= 1,00
Standard sampler 1,0	
Non standard sampler 1.1 έως 1.3	
Διορθωτικός συντελεστής μήκους στελεχών κάτω από τον άκμονα	CR= 0,95
Μήκος στελεχών 3 έως 4m	0,75
4 έως 6m	0,85
6 έως 10m	0,95
10 έως >30r	1,00

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ N_{spt}

$$N1(60) = CN * N60$$

$$N1(60) = 76,1$$

Διορθωτικός συντελεστής λόγω πίεσης υπερκειμένων γαιών
για την εύρεση του ισοδύναμου αριθμοί $N1$ που αντιστοιχεί
σε πίεση υπερκειμένων γαιών ίση με 1 atm $CN = (P_{at}/\sigma_v')^n$
όπου για συνεκτικά εδάφη $n=1$

$$CN = 1,002$$

$$N1 = N_{spt} * CN$$

$$N1 = 100,2$$

ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ S_u

$$\text{Αστράγγιστη δοαμητική αντοχή} \quad S_u = (29 * N60)^{0.72}$$

$$S_u = 255 \text{ Kpa}$$

ΤΑΣΗ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ P_o ΚΑΙ ΛΟΓΟΣ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ OCR

$$\text{Τάση προφόρτισης} \quad P_o = S_u / [(0.11 + 0.0037 * PI) * (1.7 - 0.54 * \log PI)]$$

$$P_o = 1364 \text{ Kpa}$$

$$OCR_{lim} = \left[\frac{(1 + \sin \phi')}{(1 - \sin \phi')^2} \right]^{(1/\sin \phi')}$$

οριακή τιμή λόγου προφόρτισης

$$OCR_{limit} = 34,3$$

$$\text{Λόγος προφόρτισης} \quad OCR = P_o / \sigma_v'$$

$$OCR = 13,7 \text{ Kpa}$$

ΜΕΤΡΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ G ΚΑΙ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ E_s

Δείκτης ακαμψίας

$$I_R \approx \frac{\exp\left[\frac{137 - PI}{23}\right]}{\left[1 + \ln\left\{1 + \frac{(OCR - 1)^{3.2}}{26}\right\}\right]^{0.8}}$$

$$I_R = 35,4$$

$$\text{Μέτρο διάτμησης} \quad G = I_R * S_u$$

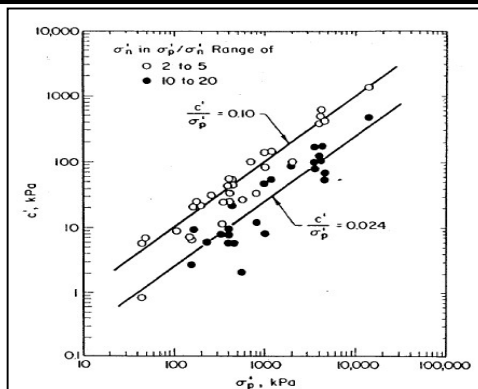
$$G = 9036 \text{ Kpa}$$

$$\text{Μέτρο ελαστικότητας} \quad E = 2 * (\nu + 1) * G \text{ όπου } \nu \text{ είναι ο λόγος Poisson}$$

$$E_s = 18072 \text{ Kpa}$$

Μέτρο συμπίεστότητας

ΕΝΕΡΓΟΣ ΣΥΝΟΧΗ c'



Ανώτατο όριο τιμής ενεργού συνοχής εδάφους

$$c' = 0.10 * P_o \quad 136,35 \text{ Kpa}$$

Κατώτατο όριο τιμής ενεργού συνοχής εδάφους

$$c' = 0.024 * P_o \quad 32,72 \text{ Kpa}$$

Επιλέγεται συντηρητικά το κατώτατο όριο της τιμής της ενεργού συνοχής του εδάφους:

$$c' = 32,7 \text{ Kpa}$$

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΥ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

Γεώτρηση: Γ2	Δείγμα: T5	Βάθος:	10,00 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT:		N _{spt} =	100
Διορθώσεις αριθμού κτύπων N _{spt} :		N ₆₀ =	76,0
		N ₁₍₆₀₎ =	76,1
		N ₁ =	100,2
Φυσική υγρασία w:		w=	24,10 %
Όριο υδαρότητας LL:		LL=	24,10 %
Δείκτης πλαστικότητας PI:		PI=	22,40 %
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων H _w :		H _w =	0,40 m
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους γ:		γ=	19,40 KN/m ³
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση γ':		γ'=	9,59 KN/m ³
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών σν':		σν'=	99,82 Kpa
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους γ _d :		γ _d =	15,63 KN/m ³
Λόγος κενών e:		e=	0,63
Βαθμός κορεσμού S _r :		S _r =	99 %
Δείκτης συμπίεστικότητας C _c :		C _c =	0,13
Χαρακτηρισμός βάσει αριθμού κτύπων δοκιμής SPT:			πολύ σκληρό έδαφος
Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής φ':		φ'=	28,5 μοίρες
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή S _u :		S _u =	255 Kpa
Τάση προφόρτισης P _o :		P _o =	1364 Kpa
Λόγος προφόρτισης OCR:		OCR=	13,7
Μέτρο διάτμησης G:		G=	9,0 Mpa
Ενεργό μέτρο ελαστικότητας E':	για λόγο Poisson ν=0.25	E'=	22,6 Mpa
Αστράγγιστο μέτρο ελαστικότητας E _u :	για λόγο Poisson ν=0.50	E _u =	27,1 Mpa
Μέτρο συμπίεστικότητας E _s :	για λόγο Poisson ν=0	E _s =	18,1 Mpa
Ενεργός συνοχή c':		c'=	32,7 Kpa

ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΩΝ ΕΔΑΦΩΝ

Εισαγωγή δεδομένων:

Γεώτρηση	Γ5
Αριθμός δείγματος	T1
Βάθος δείγματος	h= 2,00 m
Βάθος δοκιμής SPT	H= 2,00 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT	Nspt= 55
Ποσοστό φυσικής υγρασίας	w(%)= 16,40
Δείκτης πλαστικότητας	PI(%)= 13,00
Όριο υδαρότητας	LL(%)= 32,80
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους	$\gamma = 20,50$ KN/m ³
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων	Hw= 5,20 m
Ειδικό βάρος στερεών εδάφους	Gs= 26,00 KN/m ³
Φαινόμενο βάρος νερού	$\gamma_w = 9,81$ KN/m ³
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση	$\gamma' = 10,69$ KN/m ³
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών	$\sigma_v' = 41,00$ Kpa
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους $\gamma_d = \gamma / (1+w)$	$\gamma_d = 17,61$ KN/m ³
Λόγος κενών $e = [(Gs \cdot \gamma_w) - \gamma_d] / \gamma_d$	e= 0,45
Βαθμός κορεσμού $S_r = w \cdot G_s / e$	Sr= 0,95 95,13%
Δεικτής συμπίεστότητας $C_c = 0.009 \cdot (LL-10)$	Cc= 0,21
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ	σκληρό έδαφος

ΕΝΕΡΓΟΣ ΓΩΝΙΑ ΕΣΩΤΕΡΙΚΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ϕ'

Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους	$\phi' = (44.7 - 12 \cdot \log PI) \pm 3.67^\circ =$	31,3 μοίρες
Πεδίο τιμών ενεργού γωνίας εσωτερικής τριβής:	27,7	$\leq \phi \leq$ 35,0

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ Nspt

Αριθμός κτύπων Nspt	55
Διορθώσεις Nspt:	
N60 = Nspt * CE * CB * Cs * CR	N60= 33,0
Διορθωτικός συντελεστής ενέργειας πτώσης του πρότυπου βάρους	CE= 0,80
Donut Hammer 0.5 έως 1.0	
Safety Hammer 0.7 έως 1.2	
Automatic Hammer 0.8 έως 1.5	
Διορθωτικός συντελεστής διαμέτρου γεώτρησης	CB= 1,00
Διάμετρος γεώτρησης: 65 έως 115mm	1,00
150 mm	1,05
200 mm	1,15
Διορθωτικός συντελεστής δειγματολήπτη	Cs= 1,00
Standard sampler 1,0	
Non standard sampler 1.1 έως 1.3	
Διορθωτικός συντελεστής μήκους στελεχών κάτω από τον άκμονα	CR= 0,75
Μήκος στελεχών 3 έως 4m	0,75
4 έως 6m	0,85
6 έως 10m	0,95
10 έως >30r	1,00

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ N_{spt}

$$N1(60) = CN * N60$$

$$N1(60) = 80,5$$

Διορθωτικός συντελεστής λόγω πίεσης υπερκειμένων γαιών
για την εύρεση του ισοδύναμου αριθμοί $N1$ που αντιστοιχεί
σε πίεση υπερκειμένων γαιών ίση με 1 atm $CN = (P_{at}/\sigma_v')^n$
όπου για συνεκτικά εδάφη $n=1$

$$CN = 2,439$$

$$N1 = N_{spt} * CN$$

$$N1 = 134,1$$

ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ S_u

$$\text{Αστράγγιστη δοαμητική αντοχή } S_u = (29 * N60)^{0.72}$$

$$S_u = 140 \text{ Kpa}$$

ΤΑΣΗ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ P_o ΚΑΙ ΛΟΓΟΣ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ OCR

$$\text{Τάση προφόρτισης } P_o = S_u / [(0.11 + 0.0037 * PI) * (1.7 - 0.54 * \log PI)]$$

$$P_o = 806 \text{ Kpa}$$

$$OCR_{lim} = \left[\frac{(1 + \sin \phi')}{(1 - \sin \phi')^2} \right]^{(1/\sin \phi')}$$

οριακή τιμή λόγου προφόρτισης

$$OCR_{limit} = 37,6$$

$$\text{Λόγος προφόρτισης } OCR = P_o / \sigma_v'$$

$$OCR = 19,7 \text{ Kpa}$$

ΜΕΤΡΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ G ΚΑΙ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ E_s

Δείκτης ακαμψίας

$$I_R \approx \frac{\exp\left[\frac{137 - PI}{23}\right]}{\left[1 + \ln\left\{1 + \frac{(OCR - 1)^{3.2}}{26}\right\}\right]^{0.8}}$$

$$I_R = 45,7$$

$$\text{Μέτρο διάτμησης } G = I_R * S_u$$

$$G = 6400 \text{ Kpa}$$

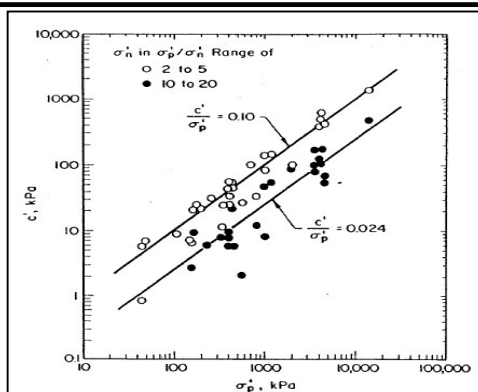
$$\text{Μέτρο ελαστικότητας } E = 2 * (\nu + 1) * G \text{ όπου } \nu \text{ είναι ο λόγος Poisson}$$

$$E_s = 12800 \text{ Kpa}$$

για λόγο Poisson $\nu = 0$

Μέτρο συμπίεστότητας

ΕΝΕΡΓΟΣ ΣΥΝΟΧΗ c'



Ανώτατο όριο τιμής ενεργού συνοχής εδάφους

$$c' = 0.10 * P_o = 80,64 \text{ Kpa}$$

Κατώτατο όριο τιμής ενεργού συνοχής εδάφους

$$c' = 0.024 * P_o = 19,35 \text{ Kpa}$$

Επιλέγεται συντηρητικά το κατώτατο όριο της τιμής της ενεργού συνοχής του εδάφους:

$$c' = 19,4 \text{ Kpa}$$

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΥ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

Γεώτρηση: Γ5	Δείγμα: T1	Βάθος:	2,00 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT:		N _{spt} =	55
Διορθώσεις αριθμού κτύπων N _{spt} :		N ₆₀ =	33,0
		N ₁₍₆₀₎ =	80,5
		N ₁ =	134,1
Φυσική υγρασία w:		w=	16,40 %
Όριο υδαρότητας LL:		LL=	32,80 %
Δείκτης πλαστικότητας PI:		PI=	13,00 %
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων H _w :		H _w =	5,20 m
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους γ:		γ=	20,50 KN/m ³
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση γ':		γ'=	10,69 KN/m ³
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών σν':		σν'=	41,00 Kpa
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους γ _d :		γ _d =	17,61 KN/m ³
Λόγος κενών e:		e=	0,45
Βαθμός κορεσμού S _r :		S _r =	95 %
Δείκτης συμπίεστικότητας C _c :		C _c =	0,21
Χαρακτηρισμός βάσει αριθμού κτύπων δοκιμής SPT:		σκληρό έδαφος	
Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής φ':		φ'=	31,3 μοίρες
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή S _u :		S _u =	140 Kpa
Τάση προφόρτισης P _o :		P _o =	806 Kpa
Λόγος προφόρτισης OCR:		OCR=	19,7
Μέτρο διάτμησης G:		G=	6,4 Mpa
Ενεργό μέτρο ελαστικότητας E':	για λόγο Poisson ν=0.25	E'=	16,0 Mpa
Αστράγγιστο μέτρο ελαστικότητας E _u :	για λόγο Poisson ν=0.50	E _u =	19,2 Mpa
Μέτρο συμπίεστικότητας E _s :	για λόγο Poisson ν=0	E _s =	12,8 Mpa
Ενεργός συνοχή c':		c'=	19,4 Kpa

ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΩΝ ΕΔΑΦΩΝ

Εισαγωγή δεδομένων:

Γεώτρηση		Γ5
Αριθμός δείγματος		T2
Βάθος δείγματος	h=	3,60 m
Βάθος δοκιμής SPT	H=	3,60 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT	Nspt=	46
Ποσοστό φυσικής υγρασίας	w(%)=	15,80
Δείκτης πλαστικότητας	PI(%)=	12,20
Όριο υδαρότητας	LL(%)=	32,00
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους	γ =	20,50 KN/m ³
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων	Hw=	5,20 m
Ειδικό βάρος στερεών εδάφους	Gs=	26,00 KN/m ³
Φαινόμενο βάρος νερού	γ_w =	9,81 KN/m ³
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση	γ' =	10,69 KN/m ³
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών	σ_v' =	73,80 Kpa
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους $\gamma_d = \gamma / (1+w)$	γ_d =	17,70 KN/m ³
Λόγος κενών $e = [(G_s \cdot \gamma_w) - \gamma_d] / \gamma_d$	e=	0,44
Βαθμός κορεσμού $S_r = w \cdot G_s / e$	Sr=	0,93 93,20%
Δεικτής συμπίεστότητας $C_c = 0.009 \cdot (LL-10)$	Cc=	0,20
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ	σκληρό έδαφος	

ΕΝΕΡΓΟΣ ΓΩΝΙΑ ΕΣΩΤΕΡΙΚΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ϕ'

Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους	$\phi' = (44.7 - 12 \cdot \log PI) \pm 3.67^\circ =$	31,7 μοίρες
Πεδίο τιμών ενεργού γωνίας εσωτερικής τριβής:	28,0	$\leq \phi \leq$ 35,3

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ Nspt

Αριθμός κτύπων Nspt		46
Διορθώσεις Nspt:		
N60 = Nspt * CE * CB * Cs * CR	N60=	27,6
Διορθωτικός συντελεστής ενέργειας πτώσης του πρότυπου βάρους	CE=	0,80
Donut Hammer 0.5 έως 1.0		
Safety Hammer 0.7 έως 1.2		
Automatic Hammer 0.8 έως 1.5		
Διορθωτικός συντελεστής διαμέτρου γεώτρησης	CB=	1,00
Διάμετρος γεώτρησης: 65 έως 115mm	1,00	
150 mm	1,05	
200 mm	1,15	
Διορθωτικός συντελεστής δειγματολήπτη	Cs=	1,00
Standard sampler 1,0		
Non standard sampler 1.1 έως 1.3		
Διορθωτικός συντελεστής μήκους στελεχών κάτω από τον άκμονα	CR=	0,75
Μήκος στελεχών 3 έως 4m	0,75	
4 έως 6m	0,85	
6 έως 10m	0,95	
10 έως >30r	1,00	

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ N_{spt}

$$N1(60) = CN * N60$$

$$N1(60) = 37,4$$

Διορθωτικός συντελεστής λόγω πίεσης υπερκειμένων γαιών
για την εύρεση του ισοδύναμου αριθμοί $N1$ που αντιστοιχεί
σε πίεση υπερκειμένων γαιών ίση με 1 atm $CN = (Pat/\sigma_v')^n$
όπου για συνεκτικά εδάφη $n=1$

$$CN = 1,355$$

$$N1 = N_{spt} * CN$$

$$N1 = 62,3$$

ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ S_u

$$\text{Αστράγγιστη δοαμητική αντοχή } S_u = (29 * N60)^{0.72}$$

$$S_u = 123 \text{ Kpa}$$

ΤΑΣΗ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ P_o ΚΑΙ ΛΟΓΟΣ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ OCR

$$\text{Τάση προφόρτισης } P_o = S_u / [(0.11 + 0.0037 * PI) * (1.7 - 0.54 * \log PI)]$$

$$P_o = 722 \text{ Kpa}$$

$$OCR_{lim} = \left[\frac{(1 + \sin \phi')}{(1 - \sin \phi')^2} \right]^{(1/\sin \phi')}$$

οριακή τιμή λόγου προφόρτισης

$$OCR_{limit} = 38,1$$

$$\text{Λόγος προφόρτισης } OCR = P_o / \sigma_v'$$

$$OCR = 9,8 \text{ Kpa}$$

ΜΕΤΡΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ G ΚΑΙ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ E_s

Δείκτης ακαμψίας

$$I_R \approx \frac{\exp \left[\frac{137 - PI}{23} \right]}{\left[1 + \ln \left\{ 1 + \frac{(OCR - 1)^{3.2}}{26} \right\} \right]^{0.8}}$$

$$I_R = 65,7$$

$$\text{Μέτρο διάτμησης } G = I_R * S_u$$

$$G = 8090 \text{ Kpa}$$

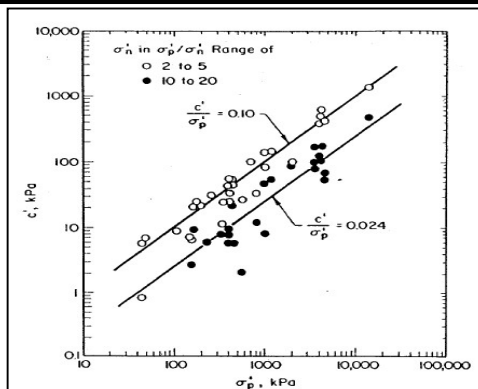
$$\text{Μέτρο ελαστικότητας } E = 2 * (v + 1) * G \text{ όπου } v \text{ είναι ο λόγος Poisson}$$

$$E_s = 16180 \text{ Kpa}$$

$$\text{για λόγο Poisson } v = 0$$

Μέτρο συμπίεστότητας

ΕΝΕΡΓΟΣ ΣΥΝΟΧΗ c'



Ανώτατο όριο τιμής ενεργού συνοχής εδάφους

$$c' = 0.10 * P_o = 72,15 \text{ Kpa}$$

Κατώτατο όριο τιμής ενεργού συνοχής εδάφους

$$c' = 0.024 * P_o = 17,32 \text{ Kpa}$$

Επιλέγεται συντηρητικά το κατώτατο όριο της τιμής της ενεργού συνοχής του εδάφους:

$$c' = 17,3 \text{ Kpa}$$

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΥ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

Γεώτρηση: Γ5	Δείγμα: T2	Βάθος:	3,60 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT:		N _{spt} =	46
Διορθώσεις αριθμού κτύπων N _{spt} :		N ₆₀ =	27,6
		N ₁₍₆₀₎ =	37,4
		N ₁ =	62,3
Φυσική υγρασία w:		w=	15,80 %
Όριο υδαρότητας LL:		LL=	32,00 %
Δείκτης πλαστικότητας PI:		PI=	12,20 %
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων H _w :		H _w =	5,20 m
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους γ:		γ=	20,50 KN/m ³
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση γ':		γ'=	10,69 KN/m ³
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών σν':		σν'=	73,80 Kpa
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους γ _d :		γ _d =	17,70 KN/m ³
Λόγος κενών e:		e=	0,44
Βαθμός κορεσμού S _r :		S _r =	93 %
Δείκτης συμπίεστικότητας C _c :		C _c =	0,20
Χαρακτηρισμός βάσει αριθμού κτύπων δοκιμής SPT:		σκληρό έδαφος	
Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής φ':		φ'=	31,7 μοίρες
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή S _u :		S _u =	123 Kpa
Τάση προφόρτισης P _o :		P _o =	722 Kpa
Λόγος προφόρτισης OCR:		OCR=	9,8
Μέτρο διάτμησης G:		G=	8,1 Mpa
Ενεργό μέτρο ελαστικότητας E':	για λόγο Poisson ν=0.25	E'=	20,2 Mpa
Αστράγγιστο μέτρο ελαστικότητας E _u :	για λόγο Poisson ν=0.50	E _u =	24,3 Mpa
Μέτρο συμπίεστικότητας E _s :	για λόγο Poisson ν=0	E _s =	16,2 Mpa
Ενεργός συνοχή c':		c'=	17,3 Kpa

ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΩΝ ΕΔΑΦΩΝ

Εισαγωγή δεδομένων:

Γεώτρηση	Γ5
Αριθμός δείγματος	T4
Βάθος δείγματος	h= 8,80 m
Βάθος δοκιμής SPT	H= 8,80 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT	Nspt= 100
Ποσοστό φυσικής υγρασίας	w(%)= 15,10
Δείκτης πλαστικότητας	PI(%)= 11,60
Όριο υδαρότητας	LL(%)= 29,80
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους	$\gamma = 21,00$ KN/m ³
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων	Hw= 5,20 m
Ειδικό βάρος στερεών εδάφους	Gs= 26,00 KN/m ³
Φαινόμενο βάρος νερού	$\gamma_w = 9,81$ KN/m ³
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση	$\gamma' = 11,19$ KN/m ³
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών	$\sigma_v' = 149,48$ Kpa
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους $\gamma_d = \gamma / (1+w)$	$\gamma_d = 18,25$ KN/m ³
Λόγος κενών $e = [(G_s \cdot \gamma_w) - \gamma_d] / \gamma_d$	e= 0,40
Βαθμός κορεσμού $S_r = w \cdot G_s / e$	Sr= 0,99 98,65%
Δεικτής συμπίεστότητας $C_c = 0.009 \cdot (LL-10)$	Cc= 0,18
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ	πολύ σκληρό έδαφος

ΕΝΕΡΓΟΣ ΓΩΝΙΑ ΕΣΩΤΕΡΙΚΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ϕ'

Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους $\phi' = (44.7 - 12 \cdot \log PI) \pm 3.67^\circ =$ **31,9** μοίρες

Πεδίο τιμών ενεργού γωνίας εσωτερικής τριβής: 28,3 $\leq \phi \leq$ 35,6

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ Nspt

Αριθμός κτύπων Nspt	100
Διορθώσεις Nspt:	
N60 = Nspt * CE * CB * Cs * CR	N60= 76,0
Διορθωτικός συντελεστής ενέργειας πτώσης του πρότυπου βάρους	CE= 0,80
Donut Hammer 0.5 έως 1.0	
Safety Hammer 0.7 έως 1.2	
Automatic Hammer 0.8 έως 1.5	
Διορθωτικός συντελεστής διαμέτρου γεώτρησης	CB= 1,00
Διάμετρος γεώτρησης: 65 έως 115mm	1,00
150 mm	1,05
200 mm	1,15
Διορθωτικός συντελεστής δειγματολήπτη	Cs= 1,00
Standard sampler 1,0	
Non standard sampler 1.1 έως 1.3	
Διορθωτικός συντελεστής μήκους στελεχών κάτω από τον άκμονα	CR= 0,95
Μήκος στελεχών 3 έως 4m	0,75
4 έως 6m	0,85
6 έως 10m	0,95
10 έως >30r	1,00

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ N_{spt}

$$N1(60) = CN * N60$$

$$N1(60) = 50,8$$

Διορθωτικός συντελεστής λόγω πίεσης υπερκειμένων γαιών
για την εύρεση του ισοδύναμου αριθμοί $N1$ που αντιστοιχεί
σε πίεση υπερκειμένων γαιών ίση με 1 atm $CN = (P_{at}/\sigma'_v)^n$
όπου για συνεκτικά εδάφη $n=1$

$$CN = 0,669$$

$$N1 = N_{spt} * CN$$

$$N1 = 66,9$$

ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ S_u

$$\text{Αστράγγιστη δοαμητική αντοχή} \quad S_u = (29 * N60)^{0.72}$$

$$S_u = 255 \text{ Kpa}$$

ΤΑΣΗ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ P_o ΚΑΙ ΛΟΓΟΣ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ OCR

$$\text{Τάση προφόρτισης} \quad P_o = S_u / [(0.11 + 0.0037 * PI) * (1.7 - 0.54 * \log PI)]$$

$$P_o = 1518 \text{ Kpa}$$

$$OCR_{lim} = \left[\frac{(1 + \sin \phi')}{(1 - \sin \phi')^2} \right]^{(1/\sin \phi')}$$

οριακή τιμή λόγου προφόρτισης

$$OCR_{limit} = 38,4$$

$$\text{Λόγος προφόρτισης} \quad OCR = P_o / \sigma'_v$$

$$OCR = 10,2 \text{ Kpa}$$

ΜΕΤΡΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ G ΚΑΙ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ E_s

Δείκτης ακαμψίας

$$I_R \approx \frac{\exp\left[\frac{137 - PI}{23}\right]}{\left[1 + \ln\left\{1 + \frac{(OCR - 1)^{3.2}}{26}\right\}\right]^{0.8}}$$

$$I_R = 66,0$$

$$\text{Μέτρο διάτμησης} \quad G = I_R * S_u$$

$$G = 16844 \text{ Kpa}$$

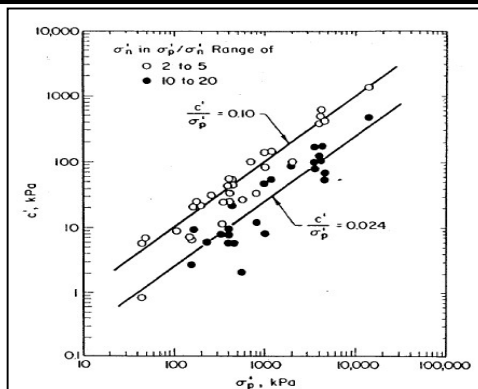
$$\text{Μέτρο ελαστικότητας} \quad E = 2 * (\nu + 1) * G \text{ όπου } \nu \text{ είναι ο λόγος Poisson}$$

$$E_s = 33687 \text{ Kpa}$$

για λόγο Poisson $\nu = 0$

Μέτρο συμπίεστότητας

ΕΝΕΡΓΟΣ ΣΥΝΟΧΗ c'



Ανώτατο όριο τιμής ενεργού συνοχής εδάφους

$$c' = 0.10 * P_o = 151,79 \text{ Kpa}$$

Κατώτατο όριο τιμής ενεργού συνοχής εδάφους

$$c' = 0.024 * P_o = 36,43 \text{ Kpa}$$

Επιλέγεται συντηρητικά το κατώτατο όριο της τιμής της ενεργού συνοχής του εδάφους:

$$c' = 36,4 \text{ Kpa}$$

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΥ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

Γεώτρηση: Γ5	Δείγμα: T4	Βάθος:	8,80 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT:		Nspt=	100
Διορθώσεις αριθμού κτύπων Nspt:		N60=	76,0
		N1(60)=	50,8
		N1=	66,9
Φυσική υγρασία w:		w=	15,10 %
Όριο υδαρότητας LL:		LL=	29,80 %
Δείκτης πλαστικότητας PI:		PI=	11,60 %
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων Hw:		Hw=	5,20 m
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους γ:		γ=	21,00 KN/m ³
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση γ':		γ'=	11,19 KN/m ³
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών σν':		σν'=	149,48 Kpa
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους γd:		γd=	18,25 KN/m ³
Λόγος κενών e:		e=	0,40
Βαθμός κορεσμού Sr:		Sr=	99 %
Δείκτης συμπίεστικότητας Cc:		Cc=	0,18
Χαρακτηρισμός βάσει αριθμού κτύπων δοκιμής SPT:			πολύ σκληρό έδαφος
Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής φ':		φ'=	31,9 μοίρες
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή Su:		Su=	255 Kpa
Τάση προφόρτισης Po:		Po=	1518 Kpa
Λόγος προφόρτισης OCR:		OCR=	10,2
Μέτρο διάτμησης G:		G=	16,8 Mpa
Ενεργό μέτρο ελαστικότητας E':	για λόγο Poisson ν=0.25	E'=	42,1 Mpa
Αστράγγιστο μέτρο ελαστικότητας Eu:	για λόγο Poisson ν=0.50	Eu=	50,5 Mpa
Μέτρο συμπίεστικότητας Es:	για λόγο Poisson ν=0	Es=	33,7 Mpa
Ενεργός συνοχή c':		c'=	36,4 Kpa

ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΩΝ ΕΔΑΦΩΝ

Εισαγωγή δεδομένων:

Γεώτρηση	Γ5
Αριθμός δείγματος	T5
Βάθος δείγματος	h= 10,30 m
Βάθος δοκιμής SPT	H= 10,30 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT	Nspt= 100
Ποσοστό φυσικής υγρασίας	w(%)= 16,30
Δείκτης πλαστικότητας	PI(%)= 16,70
Όριο υδαρότητας	LL(%)= 35,90
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους	$\gamma = 20,80$ KN/m ³
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων	Hw= 5,20 m
Ειδικό βάρος στερεών εδάφους	Gs= 26,00 KN/m ³
Φαινόμενο βάρος νερού	$\gamma_w = 9,81$ KN/m ³
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση	$\gamma' = 10,99$ KN/m ³
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών	$\sigma_v' = 164,21$ Kpa
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους $\gamma_d = \gamma / (1+w)$	$\gamma_d = 17,88$ KN/m ³
Λόγος κενών $e = [(Gs \cdot \gamma_w) - \gamma_d] / \gamma_d$	e= 0,43
Βαθμός κορεσμού $S_r = w \cdot G_s / e$	Sr= 0,99 99,45%
Δεικτής συμπίεστότητας $C_c = 0.009 \cdot (LL-10)$	Cc= 0,23
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ	πολύ σκληρό έδαφος

ΕΝΕΡΓΟΣ ΓΩΝΙΑ ΕΣΩΤΕΡΙΚΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ϕ'

Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους $\phi' = (44.7 - 12 \cdot \log PI) \pm 3.67^\circ =$ **30,0** μοίρες

Πεδίο τιμών ενεργού γωνίας εσωτερικής τριβής: 26,4 $\leq \phi \leq$ 33,7

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ Nspt

Αριθμός κτύπων Nspt	100
Διορθώσεις Nspt:	
N60 = Nspt * CE * CB * Cs * CR	N60= 80,0
Διορθωτικός συντελεστής ενέργειας πτώσης του πρότυπου βάρους	CE= 0,80
Donut Hammer 0.5 έως 1.0	
Safety Hammer 0.7 έως 1.2	
Automatic Hammer 0.8 έως 1.5	
Διορθωτικός συντελεστής διαμέτρου γεώτρησης	CB= 1,00
Διάμετρος γεώτρησης: 65 έως 115mm	1,00
150 mm	1,05
200 mm	1,15
Διορθωτικός συντελεστής δειγματολήπτη	Cs= 1,00
Standard sampler 1,0	
Non standard sampler 1.1 έως 1.3	
Διορθωτικός συντελεστής μήκους στελεχών κάτω από τον άκμονα	CR= 1,00
Μήκος στελεχών 3 έως 4m	0,75
4 έως 6m	0,85
6 έως 10m	0,95
10 έως >30r	1,00

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ N_{spt}

$$N1(60) = CN * N60$$

$$N1(60) = 48,7$$

Διορθωτικός συντελεστής λόγω πίεσης υπερκειμένων γαιών
για την εύρεση του ισοδύναμου αριθμοί $N1$ που αντιστοιχεί
σε πίεση υπερκειμένων γαιών ίση με 1 atm $CN = (P_{at}/\sigma_v')^n$
όπου για συνεκτικά εδάφη $n=1$

$$CN = 0,609$$

$$N1 = N_{spt} * CN$$

$$N1 = 60,9$$

ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ S_u

$$\text{Αστράγγιστη δοαμητική αντοχή} \quad S_u = (29 * N60)^{0.72}$$

$$S_u = 265 \text{ Kpa}$$

ΤΑΣΗ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ P_o ΚΑΙ ΛΟΓΟΣ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ OCR

$$\text{Τάση προφόρτισης} \quad P_o = S_u / [(0.11 + 0.0037 * PI) * (1.7 - 0.54 * \log PI)]$$

$$P_o = 1483 \text{ Kpa}$$

$$OCR_{lim} = \left[\frac{(1 + \sin \phi')}{(1 - \sin \phi')^2} \right]^{(1/\sin \phi')}$$

οριακή τιμή λόγου προφόρτισης

$$OCR_{limit} = 36,0$$

$$\text{Λόγος προφόρτισης} \quad OCR = P_o / \sigma_v'$$

$$OCR = 9,0 \text{ Kpa}$$

ΜΕΤΡΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ G ΚΑΙ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ E_s

Δείκτης ακαμψίας

$$I_R \approx \frac{\exp \left[\frac{137 - PI}{23} \right]}{\left[1 + \ln \left\{ 1 + \frac{(OCR - 1)^{3.2}}{26} \right\} \right]^{0.8}}$$

$$I_R = 56,7$$

$$\text{Μέτρο διάτμησης} \quad G = I_R * S_u$$

$$G = 15019 \text{ Kpa}$$

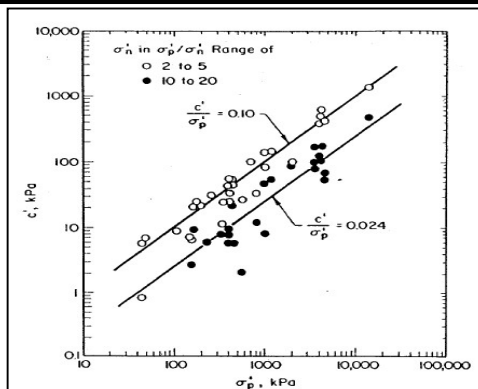
$$\text{Μέτρο ελαστικότητας} \quad E = 2 * (\nu + 1) * G \text{ όπου } \nu \text{ είναι ο λόγος Poisson}$$

$$E_s = 30039 \text{ Kpa}$$

$$\text{για λόγο Poisson } \nu = 0$$

Μέτρο συμπίεστότητας

ΕΝΕΡΓΟΣ ΣΥΝΟΧΗ c'



Ανώτατο όριο τιμής ενεργού συνοχής εδάφους

$$c' = 0.10 * P_o \quad 148,33 \text{ Kpa}$$

Κατώτατο όριο τιμής ενεργού συνοχής εδάφους

$$c' = 0.024 * P_o \quad 35,60 \text{ Kpa}$$

Επιλέγεται συντηρητικά το κατώτατο όριο της τιμής της ενεργού συνοχής του εδάφους:

$$c' = 35,6 \text{ Kpa}$$

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΥ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

Γεώτρηση: Γ5	Δείγμα: T5	Βάθος:	10,30 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT:		N _{spt} =	100
Διορθώσεις αριθμού κτύπων N _{spt} :		N ₆₀ =	80,0
		N ₁₍₆₀₎ =	48,7
		N ₁ =	60,9
Φυσική υγρασία w:		w=	16,30 %
Όριο υδαρότητας LL:		LL=	35,90 %
Δείκτης πλαστικότητας PI:		PI=	16,70 %
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων H _w :		H _w =	5,20 m
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους γ:		γ=	20,80 KN/m ³
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση γ':		γ'=	10,99 KN/m ³
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών σν':		σν'=	164,21 Kpa
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους γ _d :		γ _d =	17,88 KN/m ³
Λόγος κενών e:		e=	0,43
Βαθμός κορεσμού S _r :		S _r =	99 %
Δείκτης συμπίεστικότητας C _c :		C _c =	0,23
Χαρακτηρισμός βάσει αριθμού κτύπων δοκιμής SPT:			πολύ σκληρό έδαφος
Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής φ':		φ'=	30,0 μοίρες
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή S _u :		S _u =	265 Kpa
Τάση προφόρτισης P _o :		P _o =	1483 Kpa
Λόγος προφόρτισης OCR:		OCR=	9,0
Μέτρο διάτμησης G:		G=	15,0 Mpa
Ενεργό μέτρο ελαστικότητας E':	για λόγο Poisson ν=0.25	E'=	37,5 Mpa
Αστράγγιστο μέτρο ελαστικότητας E _u :	για λόγο Poisson ν=0.50	E _u =	45,1 Mpa
Μέτρο συμπίεστικότητας E _s :	για λόγο Poisson ν=0	E _s =	30,0 Mpa
Ενεργός συνοχή c':		c'=	35,6 Kpa

ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΩΝ ΕΔΑΦΩΝ

Εισαγωγή δεδομένων:

Γεώτρηση	Γ6
Αριθμός δείγματος	T1
Βάθος δείγματος	h= 2,00 m
Βάθος δοκιμής SPT	H= 2,00 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT	Nspt= 27
Ποσοστό φυσικής υγρασίας	w(%)= 11,70
Δείκτης πλαστικότητας	PI(%)= 12,10
Όριο υδαρότητας	LL(%)= 29,00
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους	$\gamma = 21,00$ KN/m ³
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων	Hw= 11,10 m
Ειδικό βάρος στερεών εδάφους	Gs= 26,00 KN/m ³
Φαινόμενο βάρος νερού	$\gamma_w = 9,81$ KN/m ³
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση	$\gamma' = 11,19$ KN/m ³
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών	$\sigma_v' = 42,00$ Kpa
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους $\gamma_d = \gamma / (1+w)$	$\gamma_d = 18,80$ KN/m ³
Λόγος κενών $e = [(G_s * \gamma_w) - \gamma_d] / \gamma_d$	e= 0,36
Βαθμός κορεσμού $S_r = w * G_s / e$	Sr= 0,85 85,29%
Δεικτής συμπίεστότητας $C_c = 0.009 * (LL-10)$	Cc= 0,17
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ	πολύ συνεκτικό έδαφος

ΕΝΕΡΓΟΣ ΓΩΝΙΑ ΕΣΩΤΕΡΙΚΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ϕ'

Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους $\phi' = (44.7 - 12 * \log PI) \pm 3.67^\circ =$ **31,7** μοίρες

Πεδίο τιμών ενεργού γωνίας εσωτερικής τριβής: 28,0 $\leq \phi \leq$ 35,4

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ Nspt

Αριθμός κτύπων Nspt	27
Διορθώσεις Nspt:	
N60 = Nspt * CE * CB * Cs * CR	N60= 16,2
Διορθωτικός συντελεστής ενέργειας πτώσης του πρότυπου βάρους	CE= 0,80
Donut Hammer 0.5 έως 1.0	
Safety Hammer 0.7 έως 1.2	
Automatic Hammer 0.8 έως 1.5	
Διορθωτικός συντελεστής διαμέτρου γεώτρησης	CB= 1,00
Διάμετρος γεώτρησης: 65 έως 115mm	1,00
150 mm	1,05
200 mm	1,15
Διορθωτικός συντελεστής δειγματολήπτη	Cs= 1,00
Standard sampler 1,0	
Non standard sampler 1.1 έως 1.3	
Διορθωτικός συντελεστής μήκους στελεχών κάτω από τον άκμονα	CR= 0,75
Μήκος στελεχών 3 έως 4m	0,75
4 έως 6m	0,85
6 έως 10m	0,95
10 έως >30r	1,00

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ N_{spt}

$$N1(60) = CN * N60$$

$$N1(60) = 38,6$$

Διορθωτικός συντελεστής λόγω πίεσης υπερκειμένων γαιών
για την εύρεση του ισοδύναμου αριθμοί $N1$ που αντιστοιχεί
σε πίεση υπερκειμένων γαιών ίση με 1 atm $CN = (Pat/\sigma_v')^n$
όπου για συνεκτικά εδάφη $n=1$

$$CN = 2,381$$

$$N1 = N_{spt} * CN$$

$$N1 = 64,3$$

ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ S_u

$$\text{Αστράγγιστη δοαμητική αντοχή } S_u = (29 * N60)^{0.72}$$

$$S_u = 84 \text{ Kpa}$$

ΤΑΣΗ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ P_o ΚΑΙ ΛΟΓΟΣ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ OCR

$$\text{Τάση προφόρτισης } P_o = S_u / [(0.11 + 0.0037 * PI) * (1.7 - 0.54 * \log PI)]$$

$$P_o = 493 \text{ Kpa}$$

$$OCR_{lim} = \left[\frac{(1 + \sin \phi')}{(1 - \sin \phi')^2} \right]^{(1/\sin \phi')}$$

οριακή τιμή λόγου προφόρτισης

$$OCR_{limit} = 38,1$$

$$\text{Λόγος προφόρτισης } OCR = P_o / \sigma_v'$$

$$OCR = 11,7 \text{ Kpa}$$

ΜΕΤΡΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ G ΚΑΙ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ E_s

Δείκτης ακαμψίας

$$I_R \approx \frac{\exp\left[\frac{137 - PI}{23}\right]}{\left[1 + \ln\left\{1 + \frac{(OCR - 1)^{3.2}}{26}\right\}\right]^{0.8}}$$

$$I_R = 59,7$$

$$\text{Μέτρο διάτμησης } G = I_R * S_u$$

$$G = 5006 \text{ Kpa}$$

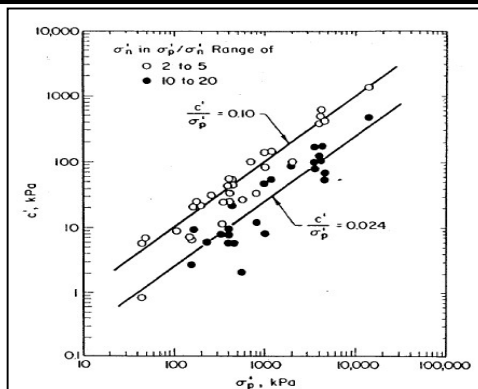
$$\text{Μέτρο ελαστικότητας } E = 2 * (\nu + 1) * G \text{ όπου } \nu \text{ είναι ο λόγος Poisson}$$

$$E_s = 10012 \text{ Kpa}$$

για λόγο Poisson $\nu = 0$

Μέτρο συμπίεστότητας

ΕΝΕΡΓΟΣ ΣΥΝΟΧΗ c'



Ανώτατο όριο τιμής ενεργού συνοχής εδάφους

$$c' = 0.10 * P_o = 49,28 \text{ Kpa}$$

Κατώτατο όριο τιμής ενεργού συνοχής εδάφους

$$c' = 0.024 * P_o = 11,83 \text{ Kpa}$$

Επιλέγεται συντηρητικά το κατώτατο όριο της τιμής της ενεργού συνοχής του εδάφους:

$$c' = 11,8 \text{ Kpa}$$

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΥ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

Γεώτρηση: Γ6	Δείγμα: T1	Βάθος:	2,00 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT:		N _{spt} =	27
Διορθώσεις αριθμού κτύπων N _{spt} :		N ₆₀ =	16,2
		N ₁₍₆₀₎ =	38,6
		N ₁ =	64,3
Φυσική υγρασία w:		w=	11,70 %
Όριο υδαρότητας LL:		LL=	29,00 %
Δείκτης πλαστικότητας PI:		PI=	12,10 %
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων H _w :		H _w =	11,10 m
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους γ:		γ=	21,00 KN/m ³
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση γ':		γ'=	11,19 KN/m ³
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών σν':		σν'=	42,00 Kpa
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους γ _d :		γ _d =	18,80 KN/m ³
Λόγος κενών e:		e=	0,36
Βαθμός κορεσμού S _r :		S _r =	85 %
Δείκτης συμπίεστότητας C _c :		C _c =	0,17
Χαρακτηρισμός βάσει αριθμού κτύπων δοκιμής SPT:			πολύ συνεκτικό έδαφος
Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής φ':		φ'=	31,7 μοίρες
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή S _u :		S _u =	84 Kpa
Τάση προφόρτισης P _o :		P _o =	493 Kpa
Λόγος προφόρτισης OCR:		OCR=	11,7
Μέτρο διάτμησης G:		G=	5,0 Mpa
Ενεργό μέτρο ελαστικότητας E':	για λόγο Poisson ν=0.25	E'=	12,5 Mpa
Αστράγγιστο μέτρο ελαστικότητας E _u :	για λόγο Poisson ν=0.50	E _u =	15,0 Mpa
Μέτρο συμπίεστότητας E _s :	για λόγο Poisson ν=0	E _s =	10,0 Mpa
Ενεργός συνοχή c':		c'=	11,8 Kpa

ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΩΝ ΕΔΑΦΩΝ

Εισαγωγή δεδομένων:

Γεώτρηση	Γ6
Αριθμός δείγματος	T2
Βάθος δείγματος	h= 4,00 m
Βάθος δοκιμής SPT	H= 4,00 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT	Nspt= 25
Ποσοστό φυσικής υγρασίας	w(%)= 14,80
Δείκτης πλαστικότητας	PI(%)= 14,50
Όριο υδαρότητας	LL(%)= 33,50
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους	$\gamma = 21,00$ KN/m ³
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων	Hw= 11,10 m
Ειδικό βάρος στερεών εδάφους	Gs= 26,00 KN/m ³
Φαινόμενο βάρος νερού	$\gamma_w = 9,81$ KN/m ³
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση	$\gamma' = 11,19$ KN/m ³
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών	$\sigma_v' = 84,00$ Kpa
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους $\gamma_d = \gamma / (1+w)$	$\gamma_d = 18,29$ KN/m ³
Λόγος κενών $e = [(Gs \cdot \gamma_w) - \gamma_d] / \gamma_d$	e= 0,39
Βαθμός κορεσμού $S_r = w \cdot G_s / e$	Sr= 0,98 97,58%
Δεικτής συμπιεστότητας $C_c = 0.009 \cdot (LL-10)$	Cc= 0,21
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ	πολύ συνεκτικό έδαφος

ΕΝΕΡΓΟΣ ΓΩΝΙΑ ΕΣΩΤΕΡΙΚΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ϕ'

Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους $\phi' = (44.7 - 12 \cdot \log PI) \pm 3.67^\circ =$ **30,8** μοίρες

Πεδίο τιμών ενεργού γωνίας εσωτερικής τριβής: 27,1 $\leq \phi \leq$ 34,4

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ Nspt

Αριθμός κτύπων Nspt	25
Διορθώσεις Nspt:	
N60 = Nspt * CE * CB * Cs * CR	N60= 17,0
Διορθωτικός συντελεστής ενέργειας πτώσης του πρότυπου βάρους	CE= 0,80
Donut Hammer 0.5 έως 1.0	
Safety Hammer 0.7 έως 1.2	
Automatic Hammer 0.8 έως 1.5	
Διορθωτικός συντελεστής διαμέτρου γεώτρησης	CB= 1,00
Διάμετρος γεώτρησης: 65 έως 115mm	1,00
150 mm	1,05
200 mm	1,15
Διορθωτικός συντελεστής δειγματολήπτη	Cs= 1,00
Standard sampler 1,0	
Non standard sampler 1.1 έως 1.3	
Διορθωτικός συντελεστής μήκους στελεχών κάτω από τον άκμονα	CR= 0,85
Μήκος στελεχών 3 έως 4m	0,75
4 έως 6m	0,85
6 έως 10m	0,95
10 έως >30r	1,00

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ N_{spt}

$$N1(60) = CN * N60$$

$$N1(60) = 20,2$$

Διορθωτικός συντελεστής λόγω πίεσης υπερκειμένων γαιών
για την εύρεση του ισοδύναμου αριθμοί $N1$ που αντιστοιχεί
σε πίεση υπερκειμένων γαιών ίση με 1 atm $CN = (Pat/\sigma_v')^n$
όπου για συνεκτικά εδάφη $n=1$

$$CN = 1,190$$

$$N1 = N_{spt} * CN$$

$$N1 = 29,8$$

ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ S_u

$$\text{Αστράγγιστη δοαμητική αντοχή } S_u = (29 * N60)^{0.72}$$

$$S_u = 87 \text{ Kpa}$$

ΤΑΣΗ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ P_o ΚΑΙ ΛΟΓΟΣ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ OCR

$$\text{Τάση προφόρτισης } P_o = S_u / [(0.11 + 0.0037 * PI) * (1.7 - 0.54 * \log PI)]$$

$$P_o = 495 \text{ Kpa}$$

$$OCR_{lim} = \left[\frac{(1 + \sin \phi')}{(1 - \sin \phi')^2} \right]^{(1/\sin \phi')}$$

οριακή τιμή λόγου προφόρτισης

$$OCR_{lim} = 36,9$$

$$\text{Λόγος προφόρτισης } OCR = P_o / \sigma_v'$$

$$OCR = 5,9 \text{ Kpa}$$

ΜΕΤΡΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ G ΚΑΙ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ E_s

Δείκτης ακαμψίας

$$I_R \approx \frac{\exp\left[\frac{137 - PI}{23}\right]}{\left[1 + \ln\left\{1 + \frac{(OCR - 1)^{3.2}}{26}\right\}\right]^{0.8}}$$

$$I_R = 86,1$$

$$\text{Μέτρο διάτμησης } G = I_R * S_u$$

$$G = 7475 \text{ Kpa}$$

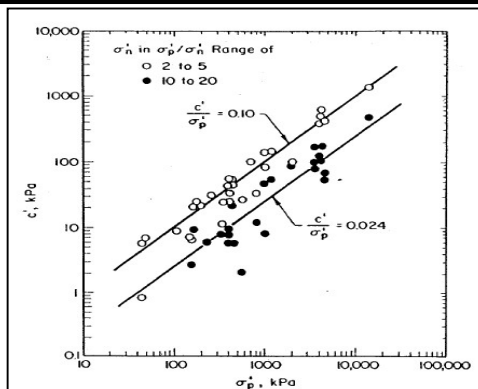
$$\text{Μέτρο ελαστικότητας } E = 2 * (\nu + 1) * G \text{ όπου } \nu \text{ είναι ο λόγος Poisson}$$

$$E_s = 14951 \text{ Kpa}$$

για λόγο Poisson $\nu = 0$

Μέτρο συμπίεστότητας

ΕΝΕΡΓΟΣ ΣΥΝΟΧΗ c'



Ανώτατο όριο τιμής ενεργού συνοχής εδάφους

$$c' = 0.10 * P_o = 49,48 \text{ Kpa}$$

Κατώτατο όριο τιμής ενεργού συνοχής εδάφους

$$c' = 0.024 * P_o = 11,87 \text{ Kpa}$$

Επιλέγεται συντηρητικά το κατώτατο όριο της τιμής της ενεργού συνοχής του εδάφους:

$$c' = 11,9 \text{ Kpa}$$

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΥ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

Γεώτρηση: Γ6	Δείγμα: T2	Βάθος:	4,00 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT:		N _{spt} =	25
Διορθώσεις αριθμού κτύπων N _{spt} :		N ₆₀ =	17,0
		N ₁₍₆₀₎ =	20,2
		N ₁ =	29,8
Φυσική υγρασία w:		w=	14,80 %
Όριο υδαρότητας LL:		LL=	33,50 %
Δείκτης πλαστικότητας PI:		PI=	14,50 %
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων H _w :		H _w =	11,10 m
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους γ:		γ=	21,00 KN/m ³
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση γ':		γ'=	11,19 KN/m ³
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών σν':		σν'=	84,00 Kpa
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους γ _d :		γ _d =	18,29 KN/m ³
Λόγος κενών e:		e=	0,39
Βαθμός κορεσμού S _r :		S _r =	98 %
Δείκτης συμπίεστικότητας C _c :		C _c =	0,21
Χαρακτηρισμός βάσει αριθμού κτύπων δοκιμής SPT:		πολύ συνεκτικό έδαφος	
Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής φ':		φ'=	30,8 μοίρες
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή S _u :		S _u =	87 Kpa
Τάση προφόρτισης P _o :		P _o =	495 Kpa
Λόγος προφόρτισης OCR:		OCR=	5,9
Μέτρο διάτμησης G:		G=	7,5 Mpa
Ενεργό μέτρο ελαστικότητας E':	για λόγο Poisson ν=0.25	E'=	18,7 Mpa
Αστράγγιστο μέτρο ελαστικότητας E _u :	για λόγο Poisson ν=0.50	E _u =	22,4 Mpa
Μέτρο συμπίεστικότητας E _s :	για λόγο Poisson ν=0	E _s =	15,0 Mpa
Ενεργός συνοχή c':		c'=	11,9 Kpa

ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΩΝ ΕΔΑΦΩΝ

Εισαγωγή δεδομένων:

Γεώτρηση	Γ6
Αριθμός δείγματος	T3
Βάθος δείγματος	h= 6,00 m
Βάθος δοκιμής SPT	H= 6,00 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT	Nspt= 100
Ποσοστό φυσικής υγρασίας	w(%)= 11,50
Δείκτης πλαστικότητας	PI(%)= 11,50
Όριο υδαρότητας	LL(%)= 30,90
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους	$\gamma = 21,00$ KN/m ³
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων	Hw= 11,10 m
Ειδικό βάρος στερεών εδάφους	Gs= 26,00 KN/m ³
Φαινόμενο βάρος νερού	$\gamma_w = 9,81$ KN/m ³
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση	$\gamma' = 11,19$ KN/m ³
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών	$\sigma_v' = 126,00$ Kpa
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους $\gamma_d = \gamma / (1+w)$	$\gamma_d = 18,83$ KN/m ³
Λόγος κενών $e = [(Gs \cdot \gamma_w) - \gamma_d] / \gamma_d$	e= 0,35
Βαθμός κορεσμού $S_r = w \cdot G_s / e$	Sr= 0,84 84,40%
Δεικτής συμπίεστότητας $C_c = 0.009 \cdot (LL-10)$	Cc= 0,19
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ	πολύ σκληρό έδαφος

ΕΝΕΡΓΟΣ ΓΩΝΙΑ ΕΣΩΤΕΡΙΚΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ϕ'

Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους	$\phi' = (44.7 - 12 \cdot \log PI) \pm 3.67^\circ =$	32,0 μοίρες
Πεδίο τιμών ενεργού γωνίας εσωτερικής τριβής:	28,3	$\leq \phi \leq$ 35,6

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ Nspt

Αριθμός κτύπων Nspt	100
Διορθώσεις Nspt:	
N60 = Nspt * CE * CB * Cs * CR	N60= 76,0
Διορθωτικός συντελεστής ενέργειας πτώσης του πρότυπου βάρους	CE= 0,80
Donut Hammer 0.5 έως 1.0	
Safety Hammer 0.7 έως 1.2	
Automatic Hammer 0.8 έως 1.5	
Διορθωτικός συντελεστής διαμέτρου γεώτρησης	CB= 1,00
Διάμετρος γεώτρησης: 65 έως 115mm	1,00
150 mm	1,05
200 mm	1,15
Διορθωτικός συντελεστής δειγματολήπτη	Cs= 1,00
Standard sampler 1,0	
Non standard sampler 1.1 έως 1.3	
Διορθωτικός συντελεστής μήκους στελεχών κάτω από τον άκμονα	CR= 0,95
Μήκος στελεχών 3 έως 4m	0,75
4 έως 6m	0,85
6 έως 10m	0,95
10 έως >30r	1,00

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ N_{spt}

$$N1(60) = CN * N60$$

$$N1(60) = 60,3$$

Διορθωτικός συντελεστής λόγω πίεσης υπερκειμένων γαιών
για την εύρεση του ισοδύναμου αριθμοί $N1$ που αντιστοιχεί
σε πίεση υπερκειμένων γαιών ίση με 1 atm $CN = (Pat/\sigma_v')^n$
όπου για συνεκτικά εδάφη $n=1$

$$CN = 0,794$$

$$N1 = N_{spt} * CN$$

$$N1 = 79,4$$

ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ S_u

$$\text{Αστράγγιστη δοαμητική αντοχή} \quad S_u = (29 * N60)^{0.72}$$

$$S_u = 255 \text{ Kpa}$$

ΤΑΣΗ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ P_o ΚΑΙ ΛΟΓΟΣ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ OCR

$$\text{Τάση προφόρτισης} \quad P_o = S_u / [(0.11 + 0.0037 * PI) * (1.7 - 0.54 * \log PI)]$$

$$P_o = 1522 \text{ Kpa}$$

$$OCR_{lim} = \left[\frac{(1 + \sin \phi')}{(1 - \sin \phi')^2} \right]^{(1/\sin \phi')}$$

οριακή τιμή λόγου προφόρτισης

$$OCR_{limit} = 38,5$$

$$\text{Λόγος προφόρτισης} \quad OCR = P_o / \sigma_v'$$

$$OCR = 12,1 \text{ Kpa}$$

ΜΕΤΡΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ G ΚΑΙ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ E_s

Δείκτης ακαμψίας

$$I_R \approx \frac{\exp \left[\frac{137 - PI}{23} \right]}{\left[1 + \ln \left\{ 1 + \frac{(OCR - 1)^{3.2}}{26} \right\} \right]^{0.8}}$$

$$I_R = 60,4$$

$$\text{Μέτρο διάτμησης} \quad G = I_R * S_u$$

$$G = 15410 \text{ Kpa}$$

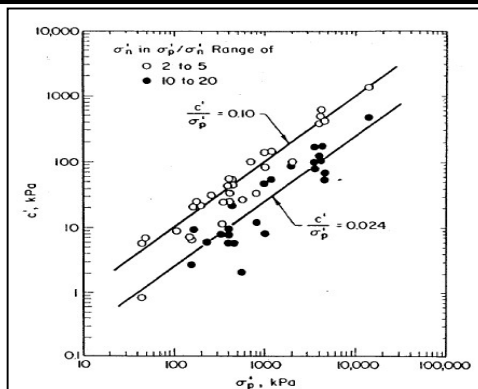
$$\text{Μέτρο ελαστικότητας} \quad E = 2 * (\nu + 1) * G \text{ όπου } \nu \text{ είναι ο λόγος Poisson}$$

$$E_s = 30819 \text{ Kpa}$$

$$\text{για λόγο Poisson } \nu = 0$$

Μέτρο συμπίεστότητας

ΕΝΕΡΓΟΣ ΣΥΝΟΧΗ c'



Ανώτατο όριο τιμής ενεργού συνοχής εδάφους

$$c' = 0.10 * P_o$$

$$152,16 \text{ Kpa}$$

Κατώτατο όριο τιμής ενεργού συνοχής εδάφους

$$c' = 0.024 * P_o$$

$$36,52 \text{ Kpa}$$

Επιλέγεται συντηρητικά το κατώτατο όριο της τιμής της ενεργού συνοχής του εδάφους:

$$c' = 36,5 \text{ Kpa}$$

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΥ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

Γεώτρηση: Γ6	Δείγμα: T3	Βάθος:	6,00 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT:		N _{spt} =	100
Διορθώσεις αριθμού κτύπων N _{spt} :		N ₆₀ =	76,0
		N ₁₍₆₀₎ =	60,3
		N ₁ =	79,4
Φυσική υγρασία w:		w=	11,50 %
Όριο υδαρότητας LL:		LL=	30,90 %
Δείκτης πλαστικότητας PI:		PI=	11,50 %
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων H _w :		H _w =	11,10 m
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους γ:		γ=	21,00 KN/m ³
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση γ':		γ'=	11,19 KN/m ³
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών σν':		σν'=	126,00 Kpa
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους γ _d :		γ _d =	18,83 KN/m ³
Λόγος κενών e:		e=	0,35
Βαθμός κορεσμού S _r :		S _r =	84 %
Δείκτης συμπίεστικότητας C _c :		C _c =	0,19
Χαρακτηρισμός βάσει αριθμού κτύπων δοκιμής SPT:		πολύ σκληρό έδαφος	
Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής φ':		φ'=	32,0 μοίρες
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή S _u :		S _u =	255 Kpa
Τάση προφόρτισης P _o :		P _o =	1522 Kpa
Λόγος προφόρτισης OCR:		OCR=	12,1
Μέτρο διάτμησης G:		G=	15,4 Mpa
Ενεργό μέτρο ελαστικότητας E':	για λόγο Poisson ν=0.25	E'=	38,5 Mpa
Αστράγγιστο μέτρο ελαστικότητας E _u :	για λόγο Poisson ν=0.50	E _u =	46,2 Mpa
Μέτρο συμπίεστικότητας E _s :	για λόγο Poisson ν=0	E _s =	30,8 Mpa
Ενεργός συνοχή c':		c'=	36,5 Kpa

ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΕΝΟΤΗΤΑ II:

Καστανέρυθρη πολύ πυκνή άμμος με χαλίκια έως αμμοχάλικο

ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΜΗ ΣΥΝΕΚΤΙΚΩΝ ΕΔΑΦΩΝ

Εισαγωγή δεδομένων:

Γεώτρηση		Γ5
Αριθμός δείγματος		T6
Βάθος δείγματος	h=	12,50 m
Βάθος δοκιμής SPT	H=	12,50 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT	Nspt=	100
Ποσοστό φυσικής υγρασίας	w(%)=	14,60
Δείκτης πλαστικότητας	PI(%)=	7,20
Όριο υδαρότητας	LL(%)=	27,40
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους	γ=	21,00 KN/m3
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων	Hw=	5,20 m
Ειδικό βάρος στερεών εδάφους	Gs=	27,00 KN/m3
Φαινόμενο βάρος νερού	γw=	9,81 KN/m3
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση	γ' =	11,19 KN/m3
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών	σν' =	190,89 Kpa
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους $\gamma_d = \gamma / (1+w)$	γd=	18,32 KN/m3
Λόγος κενών $e = [(Gs \cdot \gamma_w) - \gamma_d] / \gamma_d$	e=	0,45
Βαθμός κορεσμού $S_r = w \cdot G_s / e$	Sr=	0,88 88,50%
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ	πολύ πυκνό έδαφος	

ΕΝΕΡΓΟΣ ΓΩΝΙΑ ΕΣΩΤΕΡΙΚΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ϕ'

Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους $\phi' = [15.4 \cdot N_1(60)]^{0.5} + 20^\circ =$ **49,9** μοίρες

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ Nspt

Αριθμός κτύπων Nspt		100
Διορθώσεις Nspt:		
N60 = Nspt * CE * CB * Cs * CR	N60=	80,0
Διορθωτικός συντελεστής ενέργειας πτώσης του πρότυπου βάρους	CE=	0,80
Donut Hammer 0.5 έως 1.0		
Safety Hammer 0.7 έως 1.2		
Automatic Hammer 0.8 έως 1.5		
Διορθωτικός συντελεστής διαμέτρου γεώτρησης	CB=	1,00
Διάμετρος γεώτρησης: 65 έως 115mm	1,00	
150 mm	1,05	
200 mm	1,15	
Διορθωτικός συντελεστής δειγματολήπτη	Cs=	1,00
Standard sampler 1,0		
Non standard sampler 1.1 έως 1.3		
Διορθωτικός συντελεστής μήκους στελεχών κάτω από τον άκμονα	CR=	1,00
Μήκος στελεχών 3 έως 4m	0,75	
4 έως 6m	0,85	
6 έως 10m	0,95	
10 έως >30r	1,00	

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ N_{spt}

$$N1(60) = CN * N60$$

$$N1(60) = 57,9$$

Διορθωτικός συντελεστής λόγω πίεσης υπερκειμένων γαιών
για την εύρεση του ισοδύναμου αριθμοί $N1$ που αντιστοιχεί
σε πίεση υπερκειμένων γαιών ίση με 1 atm $CN = (P_{at}/\sigma'_v)^n$
όπου για μη συνεκτικά εδάφη $n=0.5$

$$CN = 0,724$$

$$N1 = N_{spt} * CN$$

$$N1 = 72,4$$

ΣΧΕΤΙΚΗ ΠΥΚΝΟΤΗΤΑ D_r

Σχετική πυκνότητα

$$D_r = 100 * [N1(60)/60]^{0.5}$$

$$D_r = 98,2 \%$$

ΜΕΤΡΟ ΣΥΜΠΙΕΣΤΟΤΗΤΑΣ E_s

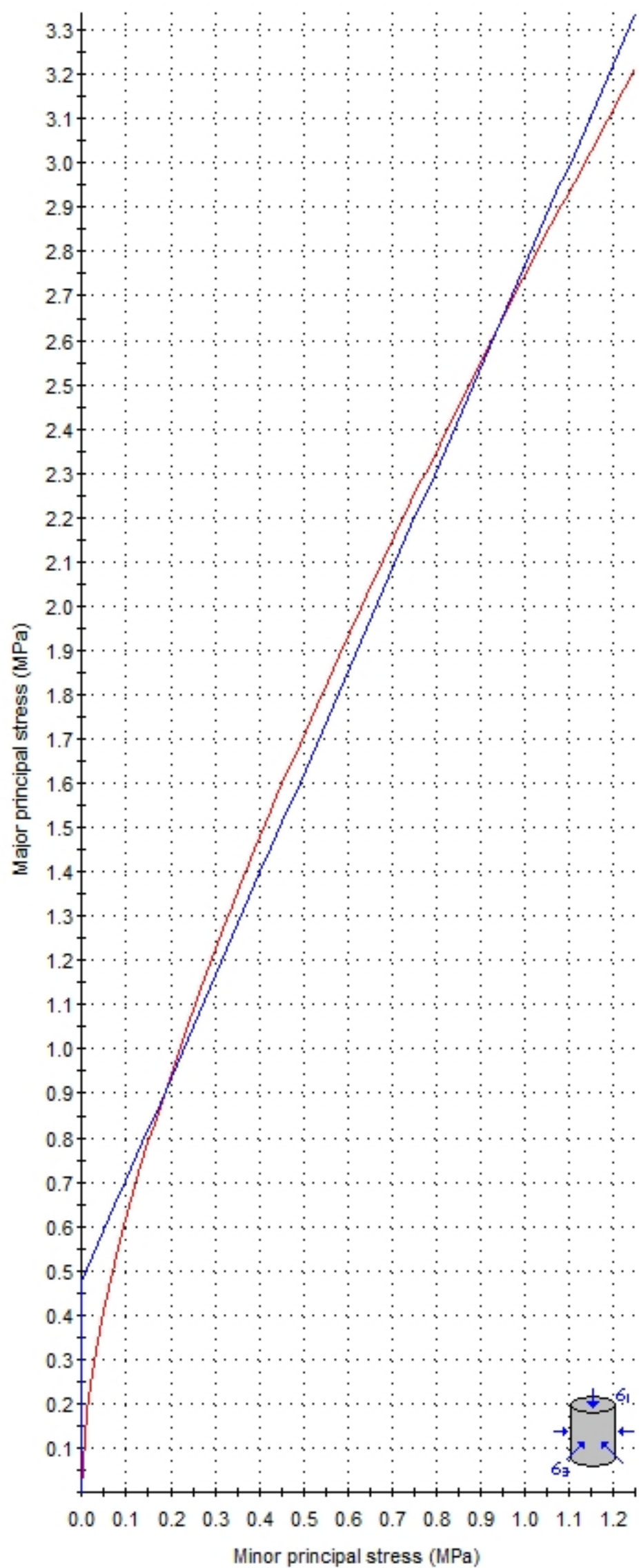
κοκκομετρία εδάφους	Ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας σε Kpa
ιλύς και αμμώδης ιλύς	$400 * N1(60)$
λεπτόκοκκη έως μεσόκοκκη άμμος και ιλυώδης άμμος	$700 * N1(60)$
χονδρόκοκκη άμμος και άμμος με λίγα χαλίκια	$1000 * N1(60)$
αμμοχάλικο	$1200 * N1(60)$
Κοκκομετρία: 1000	Μέτρο συμπίεστότητας $E_s = 57903$ Kpa

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΥ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΜΗ ΣΥΝΕΚΤΙΚΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

Γεώτρηση: Γ5	Δείγμα: T6	Βάθος: 12,50 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT:	$N_{spt} = 100$	
Διορθώσεις αριθμού κτύπων N_{spt} :	$N60 = 80,0$	
	$N1(60) = 57,9$	
	$N1 = 72,4$	
Φυσική υγρασία w:	w = 14,60 %	
Όριο υδαρότητας LL:	LL = 27,40 %	
Δείκτης πλαστικότητας PI:	PI = 7,20 %	
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων H_w :	$H_w = 5,20$ m	
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους γ :	$\gamma = 21,00$ KN/m ³	
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση γ' :	$\gamma' = 11,19$ KN/m ³	
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών σ'_v :	$\sigma'_v = 190,89$ Kpa	
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους γ_d :	$\gamma_d = 18,32$ KN/m ³	
Λόγος κενών e:	e = 0,45	
Βαθμός κορεσμού Sr:	Sr = 88 %	
Χαρακτηρισμός βάσει αριθμού κτύπων δοκιμής SPT:	πολύ πυκνό έδαφος	
Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής ϕ' :	$\phi' = 49,9$ μοίρες	
Σχετική πυκνότητα D_r :	$D_r = 98,2$ %	
Μέτρο συμπίεστότητας E_s :	$E_s = 57,9$ Mpa	

ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΕΝΟΤΗΤΑ ΙΙΙ:

Ασβεστόλιθος μέτρια έως ισχυρά κερματισμένος, ελαφρά έως μέτρια αποσαθρωμένος



Hoek-Brown Classification

intact uniaxial compressive strength = 5 MPa
GSI = 25 m_i = 10 Disturbance factor = 0

Hoek-Brown Criterion

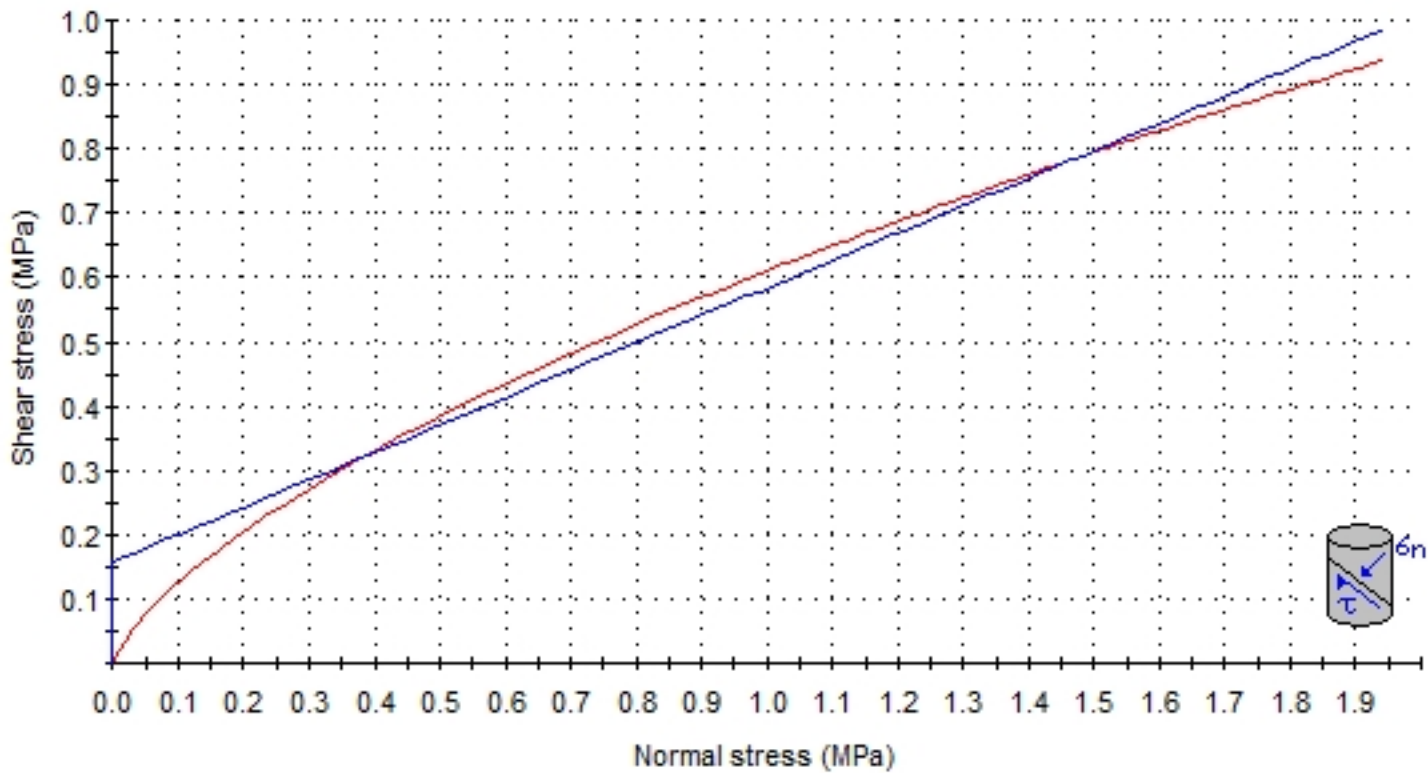
m_b = 0.687 s = 0.0002 a = 0.531

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.158 MPa friction angle = 23.07 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.002 MPa
uniaxial compressive strength = 0.060 MPa
global strength = 0.477 MPa
modulus of deformation = 530.26 MPa



ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΕΝΟΤΗΤΑ IV:

Καστανέρυθρη σκληρή αμμώδης άργιλος με χαλίκια

ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΩΝ ΕΔΑΦΩΝ

Εισαγωγή δεδομένων:

Γεώτρηση		Γ6
Αριθμός δείγματος		T4
Βάθος δείγματος	h=	11,80 m
Βάθος δοκιμής SPT	H=	11,80 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT	Nspt=	60
Ποσοστό φυσικής υγρασίας	w(%)=	14,60
Δείκτης πλαστικότητας	PI(%)=	13,30
Όριο υδαρότητας	LL(%)=	32,20
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους	γ =	21,00 KN/m ³
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων	Hw=	11,10 m
Ειδικό βάρος στερεών εδάφους	Gs=	26,00 KN/m ³
Φαινόμενο βάρος νερού	γ_w =	9,81 KN/m ³
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση	γ' =	11,19 KN/m ³
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών	σ_v' =	240,93 Kpa
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους $\gamma_d = \gamma / (1+w)$	γ_d =	18,32 KN/m ³
Λόγος κενών $e = [(G_s \cdot \gamma_w) - \gamma_d] / \gamma_d$	e=	0,39
Βαθμός κορεσμού $S_r = w \cdot G_s / e$	Sr=	0,97 96,86%
Δεικτής συμπίεστότητας $C_c = 0.009 \cdot (LL-10)$	Cc=	0,20
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ	σκληρό έδαφος	

ΕΝΕΡΓΟΣ ΓΩΝΙΑ ΕΣΩΤΕΡΙΚΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ϕ'

Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους	$\phi' = (44.7 - 12 \cdot \log PI) \pm 3.67^\circ =$	31,2 μοίρες
Πεδίο τιμών ενεργού γωνίας εσωτερικής τριβής:	27,5	$\leq \phi \leq$ 34,9

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ Nspt

Αριθμός κτύπων Nspt	60	
Διορθώσεις Nspt:		
N60 = Nspt * CE * CB * Cs * CR	N60=	48,0
Διορθωτικός συντελεστής ενέργειας πτώσης του πρότυπου βάρους	CE=	0,80
Donut Hammer 0.5 έως 1.0		
Safety Hammer 0.7 έως 1.2		
Automatic Hammer 0.8 έως 1.5		
Διορθωτικός συντελεστής διαμέτρου γεώτρησης	CB=	1,00
Διάμετρος γεώτρησης: 65 έως 115mm	1,00	
150 mm	1,05	
200 mm	1,15	
Διορθωτικός συντελεστής δειγματολήπτη	Cs=	1,00
Standard sampler 1,0		
Non standard sampler 1.1 έως 1.3		
Διορθωτικός συντελεστής μήκους στελεχών κάτω από τον άκμονα	CR=	1,00
Μήκος στελεχών 3 έως 4m	0,75	
4 έως 6m	0,85	
6 έως 10m	0,95	
10 έως >30r	1,00	

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ N_{spt}

$$N1(60) = CN * N60$$

$$N1(60) = 19,9$$

Διορθωτικός συντελεστής λόγω πίεσης υπερκειμένων γαιών
για την εύρεση του ισοδύναμου αριθμοί $N1$ που αντιστοιχεί
σε πίεση υπερκειμένων γαιών ίση με 1 atm $CN = (P_{at}/\sigma_v')^n$
όπου για συνεκτικά εδάφη $n=1$

$$CN = 0,415$$

$$N1 = N_{spt} * CN$$

$$N1 = 24,9$$

ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ S_u

$$\text{Αστράγγιστη δοαμητική αντοχή} \quad S_u = (29 * N60)^{0.72}$$

$$S_u = 183 \text{ Kpa}$$

ΤΑΣΗ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ P_o ΚΑΙ ΛΟΓΟΣ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ OCR

$$\text{Τάση προφόρτισης} \quad P_o = S_u / [(0.11 + 0.0037 * PI) * (1.7 - 0.54 * \log PI)]$$

$$P_o = 1054 \text{ Kpa}$$

$$OCR_{lim} = \left[\frac{(1 + \sin \phi')}{(1 - \sin \phi')^2} \right]^{(1/\sin \phi')}$$

οριακή τιμή λόγου προφόρτισης

$$OCR_{lim} = 37,5$$

$$\text{Λόγος προφόρτισης} \quad OCR = P_o / \sigma_v'$$

$$OCR = 4,4 \text{ Kpa}$$

ΜΕΤΡΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ G ΚΑΙ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ E_s

Δείκτης ακαμψίας

$$I_R \approx \frac{\exp\left[\frac{137 - PI}{23}\right]}{\left[1 + \ln\left\{1 + \frac{(OCR - 1)^{3.2}}{26}\right\}\right]^{0.8}}$$

$$I_R = 121,6$$

$$\text{Μέτρο διάτμησης} \quad G = I_R * S_u$$

$$G = 22295 \text{ Kpa}$$

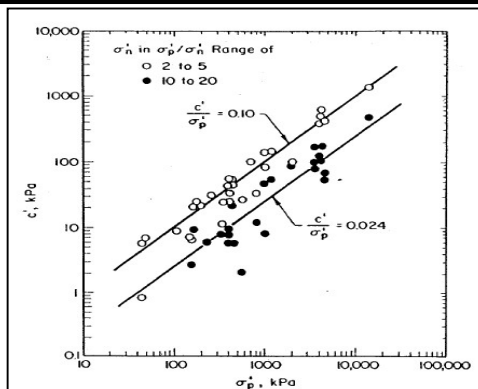
$$\text{Μέτρο ελαστικότητας} \quad E = 2 * (\nu + 1) * G \text{ όπου } \nu \text{ είναι ο λόγος Poisson}$$

$$E_s = 44590 \text{ Kpa}$$

για λόγο Poisson $\nu = 0$

Μέτρο συμπίεστότητας

ΕΝΕΡΓΟΣ ΣΥΝΟΧΗ c'



Ανώτατο όριο τιμής ενεργού συνοχής εδάφους

$$c' = 0.10 * P_o = 105,39 \text{ Kpa}$$

Κατώτατο όριο τιμής ενεργού συνοχής εδάφους

$$c' = 0.024 * P_o = 25,29 \text{ Kpa}$$

Επιλέγεται συντηρητικά το κατώτατο όριο της τιμής της ενεργού συνοχής του εδάφους:

$$c' = 25,3 \text{ Kpa}$$

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΥ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

Γεώτρηση: Γ6	Δείγμα: T4	Βάθος:	11,80 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT:		Nspt=	60
Διορθώσεις αριθμού κτύπων Nspt:		N60=	48,0
		N1(60)=	19,9
		N1=	24,9
Φυσική υγρασία w:		w=	14,60 %
Όριο υδαρότητας LL:		LL=	32,20 %
Δείκτης πλαστικότητας PI:		PI=	13,30 %
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων Hw:		Hw=	11,10 m
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους γ:		γ=	21,00 KN/m ³
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση γ':		γ'=	11,19 KN/m ³
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών σν':		σν'=	240,93 Kpa
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους γd:		γd=	18,32 KN/m ³
Λόγος κενών e:		e=	0,39
Βαθμός κορεσμού Sr:		Sr=	97 %
Δείκτης συμπίεστικότητας Cc:		Cc=	0,20
Χαρακτηρισμός βάσει αριθμού κτύπων δοκιμής SPT:		σκληρό έδαφος	
Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής φ':		φ'=	31,2 μοίρες
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή Su:		Su=	183 Kpa
Τάση προφόρτισης Po:		Po=	1054 Kpa
Λόγος προφόρτισης OCR:		OCR=	4,4
Μέτρο διάτμησης G:		G=	22,3 Mpa
Ενεργό μέτρο ελαστικότητας E':	για λόγο Poisson ν=0.25	E'=	55,7 Mpa
Αστράγγιστο μέτρο ελαστικότητας Eu:	για λόγο Poisson ν=0.50	Eu=	66,9 Mpa
Μέτρο συμπίεστικότητας Es:	για λόγο Poisson ν=0	Es=	44,6 Mpa
Ενεργός συνοχή c':		c'=	25,3 Kpa

ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΩΝ ΕΔΑΦΩΝ

Εισαγωγή δεδομένων:

Γεώτρηση		Γ6
Αριθμός δείγματος		T5
Βάθος δείγματος	h=	15,35 m
Βάθος δοκιμής SPT	H=	15,35 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT	Nspt=	100
Ποσοστό φυσικής υγρασίας	w(%)=	15,60
Δείκτης πλαστικότητας	PI(%)=	12,30
Όριο υδαρότητας	LL(%)=	32,50
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους	γ =	20,80 KN/m ³
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων	Hw=	11,10 m
Ειδικό βάρος στερεών εδάφους	Gs=	26,00 KN/m ³
Φαινόμενο βάρος νερού	γ_w =	9,81 KN/m ³
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση	γ' =	10,99 KN/m ³
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών	σ_v' =	277,59 Kpa
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους $\gamma_d = \gamma / (1+w)$	γ_d =	17,99 KN/m ³
Λόγος κενών $e = [(G_s \cdot \gamma_w) - \gamma_d] / \gamma_d$	e=	0,42
Βαθμός κορεσμού $S_r = w \cdot G_s / e$	Sr=	0,97 97,14%
Δεικτής συμπιεστότητας $C_c = 0.009 \cdot (LL-10)$	Cc=	0,20
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ		πολύ σκληρό έδαφος

ΕΝΕΡΓΟΣ ΓΩΝΙΑ ΕΣΩΤΕΡΙΚΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ϕ'

Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους $\phi' = (44.7 - 12 \cdot \log PI) \pm 3.67^\circ =$ **31,6** μοίρες

Πεδίο τιμών ενεργού γωνίας εσωτερικής τριβής: 28,0 $\leq \phi \leq$ 35,3

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ Nspt

Αριθμός κτύπων Nspt		100
Διορθώσεις Nspt:		
N60 = Nspt * CE * CB * Cs * CR	N60=	80,0
Διορθωτικός συντελεστής ενέργειας πτώσης του πρότυπου βάρους	CE=	0,80
Donut Hammer 0.5 έως 1.0		
Safety Hammer 0.7 έως 1.2		
Automatic Hammer 0.8 έως 1.5		
Διορθωτικός συντελεστής διαμέτρου γεώτρησης	CB=	1,00
Διάμετρος γεώτρησης: 65 έως 115mm	1,00	
150 mm	1,05	
200 mm	1,15	
Διορθωτικός συντελεστής δειγματολήπτη	Cs=	1,00
Standard sampler 1,0		
Non standard sampler 1.1 έως 1.3		
Διορθωτικός συντελεστής μήκους στελεχών κάτω από τον άκμονα	CR=	1,00
Μήκος στελεχών 3 έως 4m	0,75	
4 έως 6m	0,85	
6 έως 10m	0,95	
10 έως >30r	1,00	

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ N_{spt}

$$N1(60) = CN * N60$$

$$N1(60) = 28,8$$

Διορθωτικός συντελεστής λόγω πίεσης υπερκειμένων γαιών
για την εύρεση του ισοδύναμου αριθμοί $N1$ που αντιστοιχεί
σε πίεση υπερκειμένων γαιών ίση με 1 atm $CN = (P_{at}/\sigma'_v)^n$
όπου για συνεκτικά εδάφη $n=1$

$$CN = 0,360$$

$$N1 = N_{spt} * CN$$

$$N1 = 36,0$$

ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ S_u

$$\text{Αστράγγιστη δοαμητική αντοχή} \quad S_u = (29 * N60)^{0.72}$$

$$S_u = 265 \text{ Kpa}$$

ΤΑΣΗ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ P_o ΚΑΙ ΛΟΓΟΣ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ OCR

$$\text{Τάση προφόρτισης} \quad P_o = S_u / [(0.11 + 0.0037 * PI) * (1.7 - 0.54 * \log PI)]$$

$$P_o = 1549 \text{ Kpa}$$

$$OCR_{lim} = \left[\frac{(1 + \sin \phi')}{(1 - \sin \phi')^2} \right]^{(1/\sin \phi')}$$

οριακή τιμή λόγου προφόρτισης

$$OCR_{limit} = 38,0$$

$$\text{Λόγος προφόρτισης} \quad OCR = P_o / \sigma'_v$$

$$OCR = 5,6 \text{ Kpa}$$

ΜΕΤΡΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ G ΚΑΙ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ E_s

Δείκτης ακαμψίας

$$I_R \approx \frac{\exp \left[\frac{137 - PI}{23} \right]}{\left[1 + \ln \left\{ 1 + \frac{(OCR - 1)^{3.2}}{26} \right\} \right]^{0.8}}$$

$$I_R = 99,5$$

$$\text{Μέτρο διάτμησης} \quad G = I_R * S_u$$

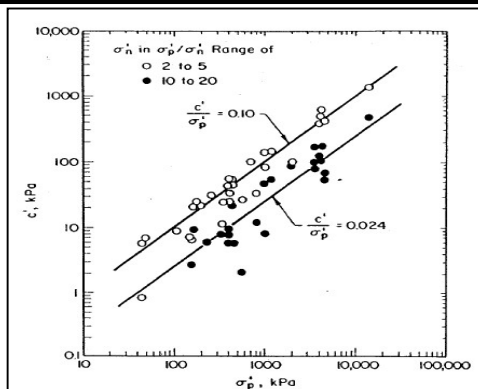
$$G = 26358 \text{ Kpa}$$

$$\text{Μέτρο ελαστικότητας} \quad E = 2 * (\nu + 1) * G \text{ όπου } \nu \text{ είναι ο λόγος Poisson}$$

$$E_s = 52716 \text{ Kpa}$$

Μέτρο συμπίεστότητας

ΕΝΕΡΓΟΣ ΣΥΝΟΧΗ c'



Ανώτατο όριο τιμής ενεργού συνοχής εδάφους

$$c' = 0.10 * P_o \quad 154,88 \text{ Kpa}$$

Κατώτατο όριο τιμής ενεργού συνοχής εδάφους

$$c' = 0.024 * P_o \quad 37,17 \text{ Kpa}$$

Επιλέγεται συντηρητικά το κατώτατο όριο της τιμής της ενεργού συνοχής του εδάφους:

$$c' = 37,2 \text{ Kpa}$$

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΥ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

Γεώτρηση: Γ6	Δείγμα: T5	Βάθος:	15,35 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT:		N _{spt} =	100
Διορθώσεις αριθμού κτύπων N _{spt} :		N ₆₀ =	80,0
		N ₁₍₆₀₎ =	28,8
		N ₁ =	36,0
Φυσική υγρασία w:		w=	15,60 %
Όριο υδαρότητας LL:		LL=	32,50 %
Δείκτης πλαστικότητας PI:		PI=	12,30 %
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων H _w :		H _w =	11,10 m
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους γ:		γ=	20,80 KN/m ³
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση γ':		γ'=	10,99 KN/m ³
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών σν':		σν'=	277,59 Kpa
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους γ _d :		γ _d =	17,99 KN/m ³
Λόγος κενών e:		e=	0,42
Βαθμός κορεσμού S _r :		S _r =	97 %
Δείκτης συμπίεστικότητας C _c :		C _c =	0,20
Χαρακτηρισμός βάσει αριθμού κτύπων δοκιμής SPT:			πολύ σκληρό έδαφος
Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής φ':		φ'=	31,6 μοίρες
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή S _u :		S _u =	265 Kpa
Τάση προφόρτισης P _o :		P _o =	1549 Kpa
Λόγος προφόρτισης OCR:		OCR=	5,6
Μέτρο διάτμησης G:		G=	26,4 Mpa
Ενεργό μέτρο ελαστικότητας E':	για λόγο Poisson ν=0.25	E'=	65,9 Mpa
Αστράγγιστο μέτρο ελαστικότητας E _u :	για λόγο Poisson ν=0.50	E _u =	79,1 Mpa
Μέτρο συμπίεστικότητας E _s :	για λόγο Poisson ν=0	E _s =	52,7 Mpa
Ενεργός συνοχή c':		c'=	37,2 Kpa

ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΩΝ ΕΔΑΦΩΝ

Εισαγωγή δεδομένων:

Γεώτρηση	Γ6
Αριθμός δείγματος	T6
Βάθος δείγματος	h= 19,10 m
Βάθος δοκιμής SPT	H= 19,10 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT	Nspt= 100
Ποσοστό φυσικής υγρασίας	w(%)= 15,10
Δείκτης πλαστικότητας	PI(%)= 14,50
Όριο υδαρότητας	LL(%)= 33,00
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους	$\gamma = 21,00$ KN/m ³
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων	Hw= 11,10 m
Ειδικό βάρος στερεών εδάφους	Gs= 26,00 KN/m ³
Φαινόμενο βάρος νερού	$\gamma_w = 9,81$ KN/m ³
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση	$\gamma' = 11,19$ KN/m ³
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών	$\sigma_v' = 322,62$ Kpa
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους $\gamma_d = \gamma / (1+w)$	$\gamma_d = 18,25$ KN/m ³
Λόγος κενών $e = [(Gs \cdot \gamma_w) - \gamma_d] / \gamma_d$	e= 0,40
Βαθμός κορεσμού $S_r = w \cdot G_s / e$	Sr= 0,99 98,65%
Δεικτής συμπίεστότητας $C_c = 0.009 \cdot (LL-10)$	Cc= 0,21
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ	πολύ σκληρό έδαφος

ΕΝΕΡΓΟΣ ΓΩΝΙΑ ΕΣΩΤΕΡΙΚΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ϕ'

Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους $\phi' = (44.7 - 12 \cdot \log PI) \pm 3.67^\circ =$ **30,8** μοίρες

Πεδίο τιμών ενεργού γωνίας εσωτερικής τριβής: 27,1 $\leq \phi \leq$ 34,4

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ Nspt

Αριθμός κτύπων Nspt	100
Διορθώσεις Nspt:	
N60 = Nspt * CE * CB * Cs * CR	N60= 80,0
Διορθωτικός συντελεστής ενέργειας πτώσης του πρότυπου βάρους	CE= 0,80
Donut Hammer 0.5 έως 1.0	
Safety Hammer 0.7 έως 1.2	
Automatic Hammer 0.8 έως 1.5	
Διορθωτικός συντελεστής διαμέτρου γεώτρησης	CB= 1,00
Διάμετρος γεώτρησης: 65 έως 115mm	1,00
150 mm	1,05
200 mm	1,15
Διορθωτικός συντελεστής δειγματολήπτη	Cs= 1,00
Standard sampler 1,0	
Non standard sampler 1.1 έως 1.3	
Διορθωτικός συντελεστής μήκους στελεχών κάτω από τον άκμονα	CR= 1,00
Μήκος στελεχών 3 έως 4m	0,75
4 έως 6m	0,85
6 έως 10m	0,95
10 έως >30r	1,00

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΤΥΠΩΝ N_{spt}

$$N1(60) = CN * N60$$

$$N1(60) = 24,8$$

Διορθωτικός συντελεστής λόγω πίεσης υπερκειμένων γαιών
για την εύρεση του ισοδύναμου αριθμοί $N1$ που αντιστοιχεί
σε πίεση υπερκειμένων γαιών ίση με 1 atm $CN = (Pat/\sigma_v')^n$
όπου για συνεκτικά εδάφη $n=1$

$$CN = 0,310$$

$$N1 = N_{spt} * CN$$

$$N1 = 31,0$$

ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ S_u

$$\text{Αστράγγιστη δοαμητική αντοχή } S_u = (29 * N60)^{0.72}$$

$$S_u = 265 \text{ Kpa}$$

ΤΑΣΗ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ P_o ΚΑΙ ΛΟΓΟΣ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ OCR

$$\text{Τάση προφόρτισης } P_o = S_u / [(0.11 + 0.0037 * PI) * (1.7 - 0.54 * \log PI)]$$

$$P_o = 1509 \text{ Kpa}$$

$$OCR_{lim} = \left[\frac{(1 + \sin \phi')}{(1 - \sin \phi')^2} \right]^{(1/\sin \phi')}$$

οριακή τιμή λόγου προφόρτισης

$$OCR_{limit} = 36,9$$

$$\text{Λόγος προφόρτισης } OCR = P_o / \sigma_v'$$

$$OCR = 4,7 \text{ Kpa}$$

ΜΕΤΡΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ G ΚΑΙ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ E_s

Δείκτης ακαμψίας

$$I_R \approx \frac{\exp \left[\frac{137 - PI}{23} \right]}{\left[1 + \ln \left\{ 1 + \frac{(OCR - 1)^{3.2}}{26} \right\} \right]^{0.8}}$$

$$I_R = 107,6$$

$$\text{Μέτρο διάτμησης } G = I_R * S_u$$

$$G = 28502 \text{ Kpa}$$

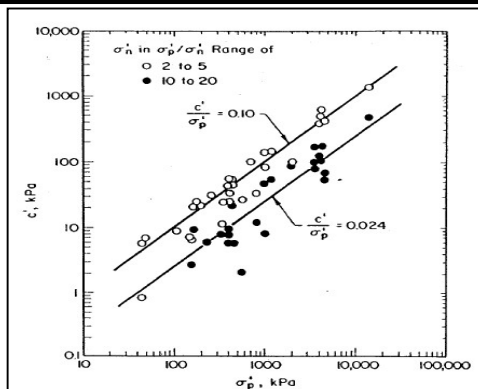
$$\text{Μέτρο ελαστικότητας } E = 2 * (\nu + 1) * G \text{ όπου } \nu \text{ είναι ο λόγος Poisson}$$

$$E_s = 57005 \text{ Kpa}$$

για λόγο Poisson $\nu = 0$

Μέτρο συμπίεστότητας

ΕΝΕΡΓΟΣ ΣΥΝΟΧΗ c'



Ανώτατο όριο τιμής ενεργού συνοχής εδάφους

$$c' = 0.10 * P_o = 150,90 \text{ Kpa}$$

Κατώτατο όριο τιμής ενεργού συνοχής εδάφους

$$c' = 0.024 * P_o = 36,22 \text{ Kpa}$$

Επιλέγεται συντηρητικά το κατώτατο όριο της τιμής της ενεργού συνοχής του εδάφους:

$$c' = 36,2 \text{ Kpa}$$

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΥ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΥΝΕΚΤΙΚΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

Γεώτρηση: Γ6	Δείγμα: T6	Βάθος:	19,10 m
Αριθμός κτύπων δοκιμής SPT:		N _{spt} =	100
Διορθώσεις αριθμού κτύπων N _{spt} :		N ₆₀ =	80,0
		N ₁₍₆₀₎ =	24,8
		N ₁ =	31,0
Φυσική υγρασία w:		w=	15,10 %
Όριο υδαρότητας LL:		LL=	33,00 %
Δείκτης πλαστικότητας PI:		PI=	14,50 %
Βάθος στάθμης υπογείων υδάτων H _w :		H _w =	11,10 m
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους γ:		γ=	21,00 KN/m ³
Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους υπό άνωση γ':		γ'=	11,19 KN/m ³
Ενεργός τάση υπερκειμένων γαιών σν':		σν'=	322,62 Kpa
Ξηρό φαινόμενο βάρος εδάφους γ _d :		γ _d =	18,25 KN/m ³
Λόγος κενών e:		e=	0,40
Βαθμός κορεσμού S _r :		S _r =	99 %
Δείκτης συμπίεστικότητας C _c :		C _c =	0,21
Χαρακτηρισμός βάσει αριθμού κτύπων δοκιμής SPT:			πολύ σκληρό έδαφος
Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής φ':		φ'=	30,8 μοίρες
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή S _u :		S _u =	265 Kpa
Τάση προφόρτισης P _o :		P _o =	1509 Kpa
Λόγος προφόρτισης OCR:		OCR=	4,7
Μέτρο διάτμησης G:		G=	28,5 Mpa
Ενεργό μέτρο ελαστικότητας E':	για λόγο Poisson ν=0.25	E'=	71,3 Mpa
Αστράγγιστο μέτρο ελαστικότητας E _u :	για λόγο Poisson ν=0.50	E _u =	85,5 Mpa
Μέτρο συμπίεστικότητας E _s :	για λόγο Poisson ν=0	E _s =	57,0 Mpa
Ενεργός συνοχή c':		c'=	36,2 Kpa

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ:

Ανάλυση ευαισθησίας για την επιρροή των παραμέτρων α) οριζόντια αξονική απόσταση παθητικών αγκυρίων, β) Plate capacity (εφελκυστική αντοχή στην περιοχή των κεφαλών των αγκυρίων) και γ) Tensile capacity (εφελκυστική αντοχή χαλύβδινων ράβδων αγκυρίων) στον συντελεστή ασφαλείας FS για την ευστάθεια της αντιστήριξης του προσωρινού πρανούς εκσκαφής

Sensitivity Plot - Sh (m)

Project Title: Κατακόρυφο προσωρινό πρανές εκσκαφής

Filename: elegchos me nero

elegchos me seismo

elegchos synitheis statikes

Sh (m)	Factor of Safety - janbu corrected	Sh (m)	Factor of Safety - janbu corrected	Sh (m)	Factor of Safety - janbu corrected
1,5	1,04179	1,5	1,12999	1,5	1,20392
1,54082	1,03517	1,52041	1,12685	1,52041	1,20082
1,58163	1,02792	1,54082	1,12378	1,54082	1,19779
1,62245	1,02226	1,56122	1,12077	1,56122	1,19481
1,66327	1,01726	1,58163	1,11781	1,58163	1,1919
1,70408	1,01158	1,60204	1,11492	1,60204	1,18904
1,7449	1,00653	1,62245	1,11208	1,62245	1,18623
1,78571	1,00168	1,64286	1,10929	1,64286	1,18348
1,82653	0,9957	1,66327	1,10656	1,66327	1,18078
1,86735	0,990878	1,68367	1,10388	1,68367	1,17973
1,90816	0,986226	1,70408	1,10124	1,70408	1,17709
1,94898	0,981736	1,72449	1,09866	1,72449	1,17449
1,9898	0,977399	1,7449	1,09612	1,7449	1,17195
2,03061	0,973208	1,76531	1,09363	1,76531	1,16944
2,07143	0,969155	1,78571	1,09118	1,78571	1,16699
2,11224	0,965233	1,80612	1,08878	1,80612	1,16457
2,15306	0,961436	1,82653	1,08641	1,82653	1,1622
2,19388	0,957759	1,84694	1,08409	1,84694	1,15987
2,23469	0,954194	1,86735	1,08181	1,86735	1,15758
2,27551	0,950738	1,88776	1,07956	1,88776	1,15533
2,31633	0,947385	1,90816	1,07736	1,90816	1,15312
2,35714	0,94413	1,92857	1,07519	1,92857	1,15094
2,39796	0,94097	1,94898	1,07305	1,94898	1,1488
2,43878	0,9379	1,96939	1,07096	1,96939	1,14669
2,47959	0,934916	1,9898	1,06889	1,9898	1,14462
2,52041	0,932015	2,0102	1,06686	2,0102	1,14259
2,56122	0,929193	2,03061	1,06486	2,03061	1,14058
2,60204	0,926447	2,05102	1,06289	2,05102	1,13861
2,64286	0,923774	2,07143	1,06096	2,07143	1,13667
2,68367	0,921171	2,09184	1,05905	2,09184	1,13475
2,72449	0,918635	2,11224	1,05717	2,11224	1,13287
2,76531	0,916164	2,13265	1,05533	2,13265	1,13102
2,80612	0,913755	2,15306	1,05351	2,15306	1,1292
2,84694	0,911406	2,17347	1,05171	2,17347	1,1274
2,88776	0,909114	2,19388	1,04995	2,19388	1,12563
2,92857	0,906878	2,21429	1,04821	2,21429	1,12389
2,96939	0,904696	2,23469	1,04649	2,23469	1,11973
3,0102	0,902565	2,2551	1,0448	2,2551	1,1181
3,05102	0,900483	2,27551	1,04314	2,27551	1,1165
3,09184	0,89845	2,29592	1,0415	2,29592	1,11491
3,13265	0,896463	2,31633	1,03988	2,31633	1,11335
3,17347	0,894521	2,33673	1,03829	2,33673	1,11181
3,21429	0,892621	2,35714	1,03671	2,35714	1,11029
3,2551	0,890764	2,37755	1,03516	2,37755	1,10879
3,29592	0,888947	2,39796	1,03363	2,39796	1,10731
3,33673	0,88717	2,41837	1,03213	2,41837	1,10586
3,37755	0,88543	2,43878	1,03064	2,43878	1,10442
3,41837	0,883726	2,45918	1,02917	2,45918	1,103
3,45918	0,882058	2,47959	1,02773	2,47959	1,1016
3,5	0,880425	2,5	1,0263	2,5	1,10022

Sensitivity Plot

Project Title: Κατακόρυφο προσωρινό πρανές εκσκαφής

Filename: elegxos me nero

Plate Capacity (kN)	Factor of Safety - janbu corrected	Plate Capacity (kN)	Factor of Safety - janbu corrected	Plate Capacity (kN)	Factor of Safety - janbu corrected
80	1,02007	80	1,09302	80	1,16786
81,2245	1,0202	81,2245	1,09537	81,2245	1,17028
82,449	1,02152	82,449	1,0977	82,449	1,17269
83,6735	1,02282	83,6735	1,10003	83,6735	1,17509
84,898	1,02413	84,898	1,10234	84,898	1,17747
86,1224	1,02543	86,1224	1,10465	86,1224	1,17984
87,3469	1,02673	87,3469	1,10694	87,3469	1,18057
88,5714	1,02803	88,5714	1,10922	88,5714	1,18288
89,7959	1,02932	89,7959	1,11149	89,7959	1,18518
91,0204	1,03172	91,0204	1,11375	91,0204	1,18747
92,2449	1,0331	92,2449	1,11599	92,2449	1,18975
93,4694	1,03448	93,4694	1,11823	93,4694	1,19201
94,6939	1,03586	94,6939	1,12046	94,6939	1,19427
95,9184	1,03723	95,9184	1,12267	95,9184	1,19651
97,1429	1,0386	97,1429	1,12488	97,1429	1,19875
98,3673	1,03997	98,3673	1,12707	98,3673	1,20097
99,5918	1,04133	99,5918	1,12926	99,5918	1,20318
100,816	1,0427	100,816	1,13143	100,816	1,20538
102,041	1,04406	102,041	1,1336	102,041	1,20757
103,265	1,04541	103,265	1,13576	103,265	1,20975
104,49	1,04676	104,49	1,1379	104,49	1,21192
105,714	1,04812	105,714	1,14004	105,714	1,21408
106,939	1,04946	106,939	1,14216	106,939	1,21623
108,163	1,05081	108,163	1,14428	108,163	1,21836
109,388	1,05215	109,388	1,14639	109,388	1,22049
110,612	1,05349	110,612	1,14848	110,612	1,22261
111,837	1,05482	111,837	1,15057	111,837	1,22472
113,061	1,05616	113,061	1,15263	113,061	1,2265
114,286	1,05749	114,286	1,15624	114,286	1,2281
115,51	1,05881	115,51	1,15786	115,51	1,22925
116,735	1,06004	116,735	1,15948	116,735	1,23036
117,959	1,06073	117,959	1,16109	117,959	1,23147
119,184	1,06141	119,184	1,16269	119,184	1,23257
120,408	1,06209	120,408	1,16429	120,408	1,23367
121,633	1,06277	121,633	1,16588	121,633	1,23477
122,857	1,06345	122,857	1,16747	122,857	1,23586
124,082	1,06413	124,082	1,16906	124,082	1,23695
125,306	1,06481	125,306	1,17063	125,306	1,23804
126,531	1,06549	126,531	1,17221	126,531	1,2389
127,755	1,06617	127,755	1,17378	127,755	1,23947
128,98	1,06684	128,98	1,17534	128,98	1,24004
130,204	1,06752	130,204	1,1769	130,204	1,24061
131,429	1,06819	131,429	1,17846	131,429	1,24118

132,653	1,06886	132,653	1,18001	132,653	1,24175
133,878	1,06953	133,878	1,18155	133,878	1,24232
135,102	1,07021	135,102	1,18309	135,102	1,24289
136,327	1,07064	136,327	1,18463	136,327	1,24346
137,551	1,07064	137,551	1,18616	137,551	1,24402
138,776	1,07064	138,776	1,18769	138,776	1,24458
140	1,07064	140	1,18921	140	1,24515

Sensitivity Plot

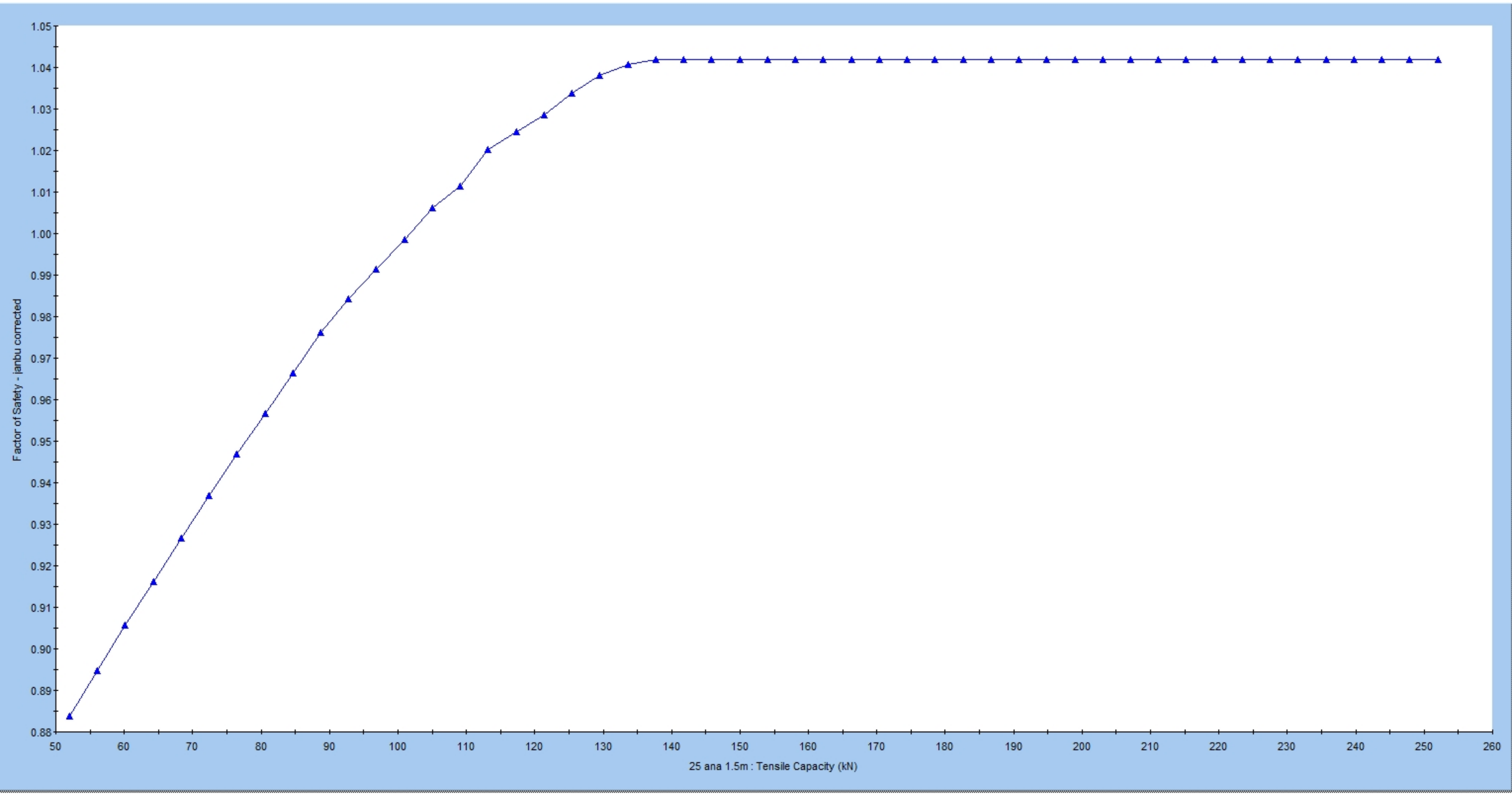
Project Title: Κατακόρυφο προσωρινό πρανές εκσκαφής

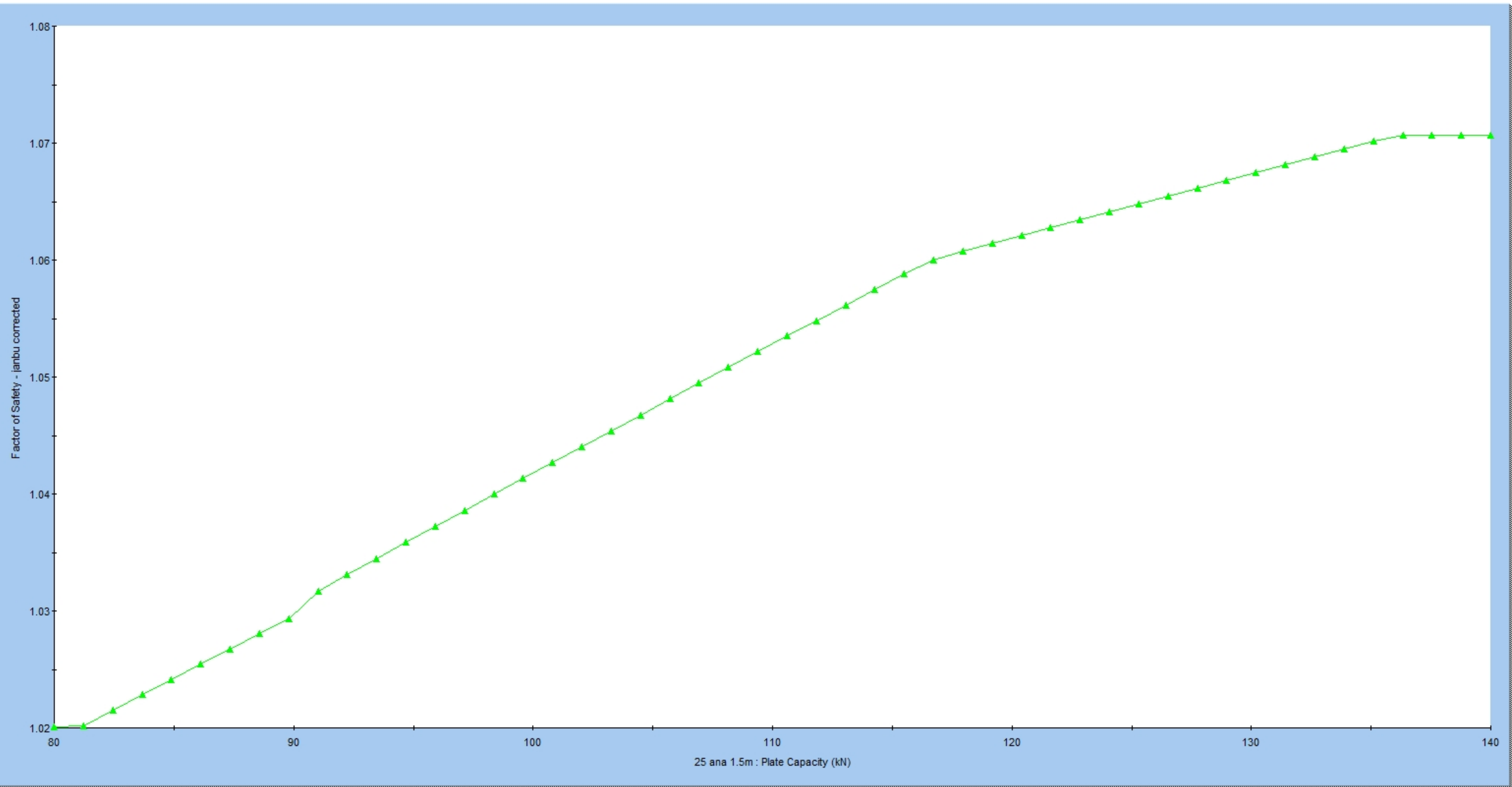
Filename: elegxos me nero elegxos me seismo elegxos syntheis statikes

Tensile Capacity (kN)	Factor of Safety - janbu corrected	Tensile Capacity (kN)	Factor of Safety - janbu corrected	Tensile Capacity (kN)	Factor of Safety - janbu corrected
52	0,883843	94	1,0592	52	1,04232
56,0816	0,894821	98,0816	1,06755	56,0816	1,05247
60,1633	0,9056	102,163	1,07576	60,1633	1,06237
64,2449	0,916187	106,245	1,08382	64,2449	1,07205
68,3265	0,926592	110,327	1,09176	68,3265	1,08151
72,4082	0,93682	114,408	1,09921	72,4082	1,09077
76,4898	0,946878	118,49	1,10471	76,4898	1,09983
80,5714	0,956773	122,571	1,11015	80,5714	1,1087
84,6531	0,96651	126,653	1,11552	84,6531	1,11738
88,7347	0,976094	130,735	1,12006	88,7347	1,12859
92,8163	0,984299	134,816	1,12354	92,8163	1,13728
96,898	0,991433	138,898	1,12698	96,898	1,14582
100,98	0,998487	142,98	1,12958	100,98	1,15421
105,061	1,00613	147,061	1,12999	105,061	1,16246
109,143	1,01154	151,143	1,12999	109,143	1,17057
113,224	1,02013	155,224	1,12999	113,224	1,17756
117,306	1,02456	159,306	1,12999	117,306	1,18153
121,388	1,02855	163,388	1,12999	121,388	1,18702
125,469	1,03377	167,469	1,12999	125,469	1,19244
129,551	1,038	171,551	1,12999	129,551	1,1962
133,633	1,04081	175,633	1,12999	133,633	1,19967
137,714	1,04179	179,714	1,12999	137,714	1,20307
141,796	1,04179	183,796	1,12999	141,796	1,20392
145,878	1,04179	187,878	1,12999	145,878	1,20392
149,959	1,04179	191,959	1,12999	149,959	1,20392
154,041	1,04179	196,041	1,12999	154,041	1,20392
158,122	1,04179	200,122	1,12999	158,122	1,20392
162,204	1,04179	204,204	1,12999	162,204	1,20392
166,286	1,04179	208,286	1,12999	166,286	1,20392
170,367	1,04179	212,367	1,12999	170,367	1,20392
174,449	1,04179	216,449	1,12999	174,449	1,20392
178,531	1,04179	220,531	1,12999	178,531	1,20392
182,612	1,04179	224,612	1,12999	182,612	1,20392
186,694	1,04179	228,694	1,12999	186,694	1,20392
190,776	1,04179	232,776	1,12999	190,776	1,20392
194,857	1,04179	236,857	1,12999	194,857	1,20392
198,939	1,04179	240,939	1,12999	198,939	1,20392
203,02	1,04179	245,02	1,12999	203,02	1,20392
207,102	1,04179	249,102	1,12999	207,102	1,20392
211,184	1,04179	253,184	1,12999	211,184	1,20392
215,265	1,04179	257,265	1,12999	215,265	1,20392
219,347	1,04179	261,347	1,12999	219,347	1,20392
223,429	1,04179	265,429	1,12999	223,429	1,20392
227,51	1,04179	269,51	1,12999	227,51	1,20392

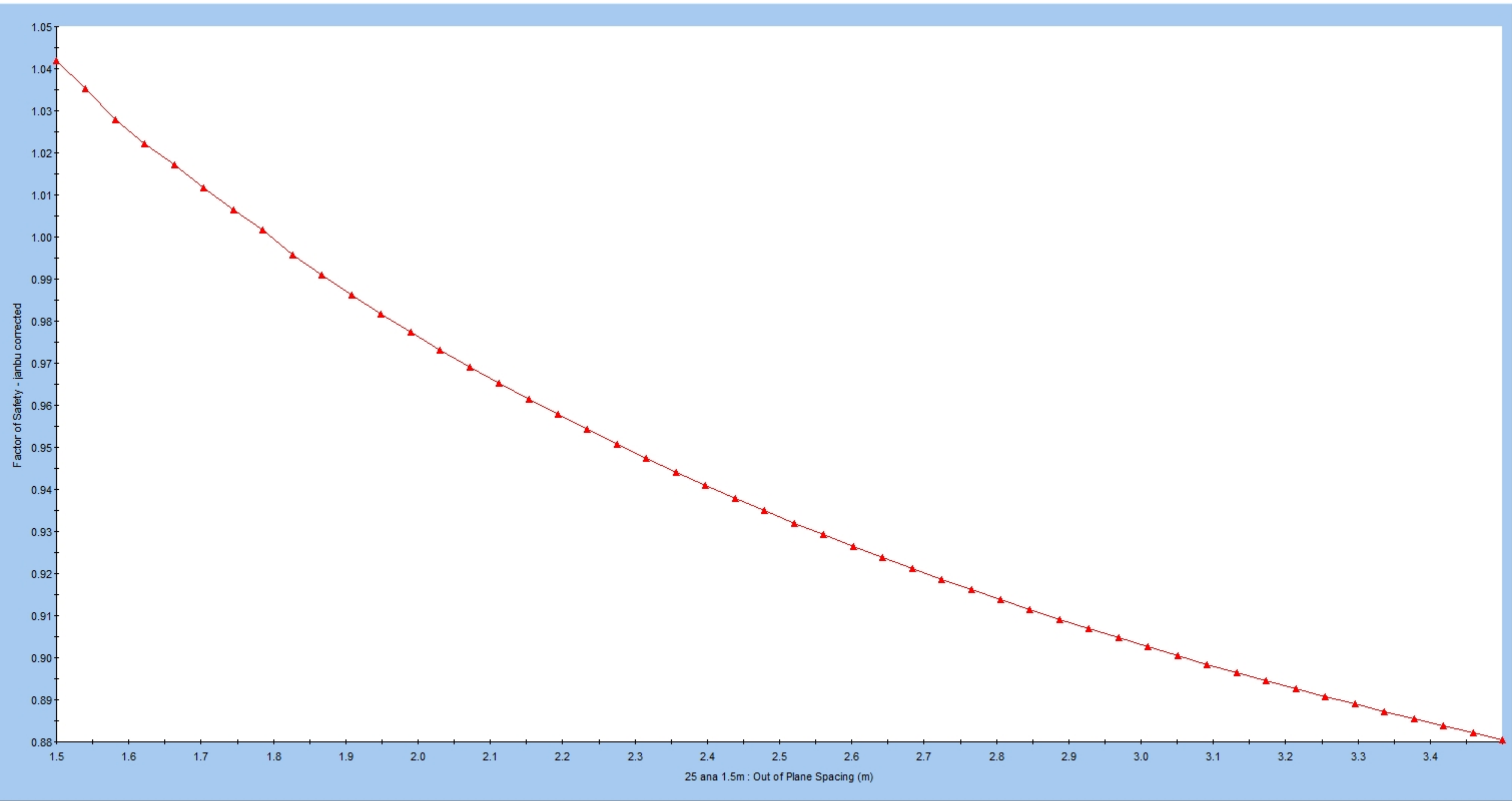
231,592	1,04179	273,592	1,12999	231,592	1,20392
235,673	1,04179	277,673	1,12999	235,673	1,20392
239,755	1,04179	281,755	1,12999	239,755	1,20392
243,837	1,04179	285,837	1,12999	243,837	1,20392
247,918	1,04179	289,918	1,12999	247,918	1,20392
252	1,04179	294	1,12999	252	1,20392

**ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ ΜΕ ΥΨΗΛΗ
ΣΤΑΘΜΗ ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΝΕΡΟΥ**

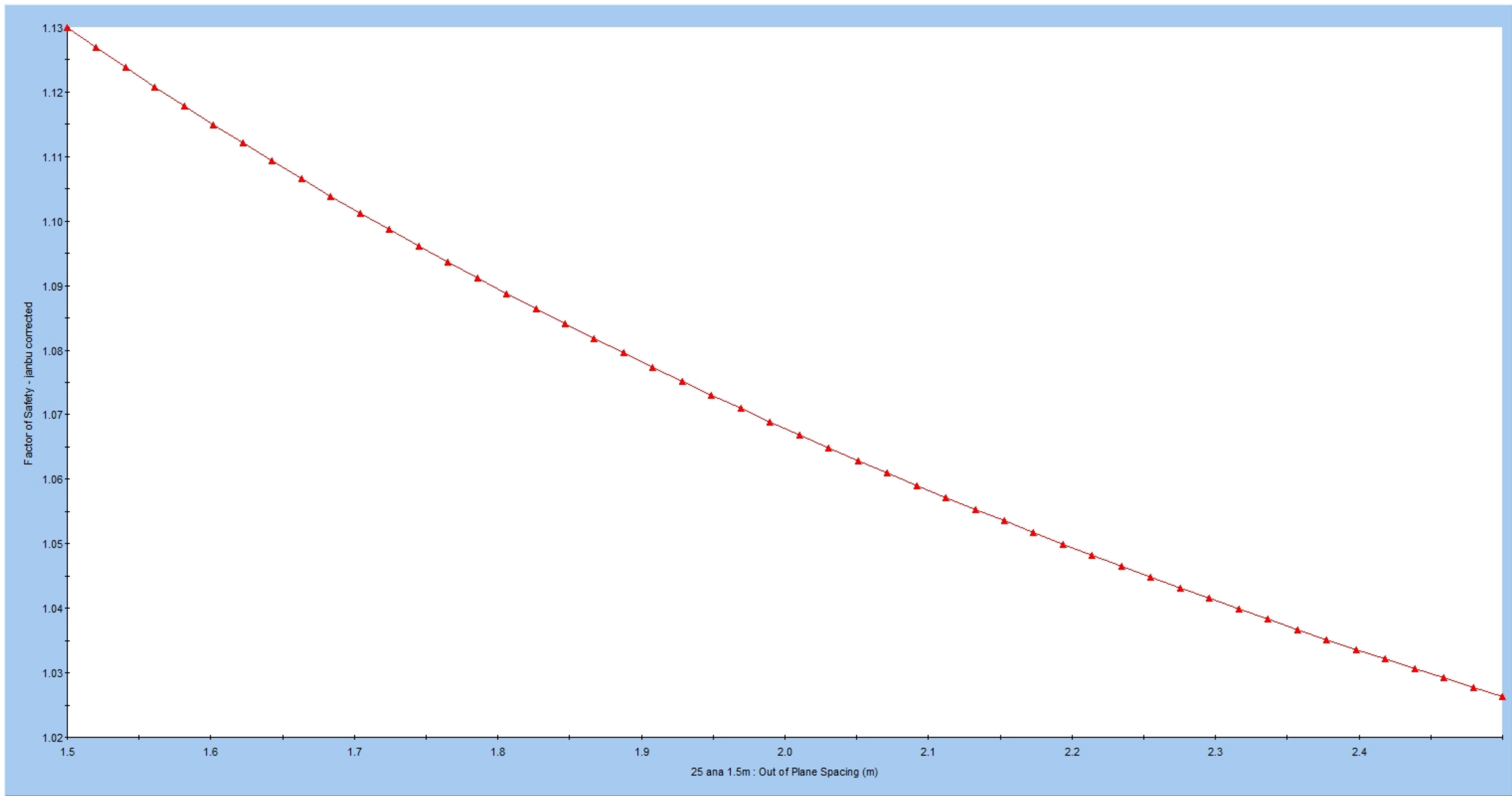


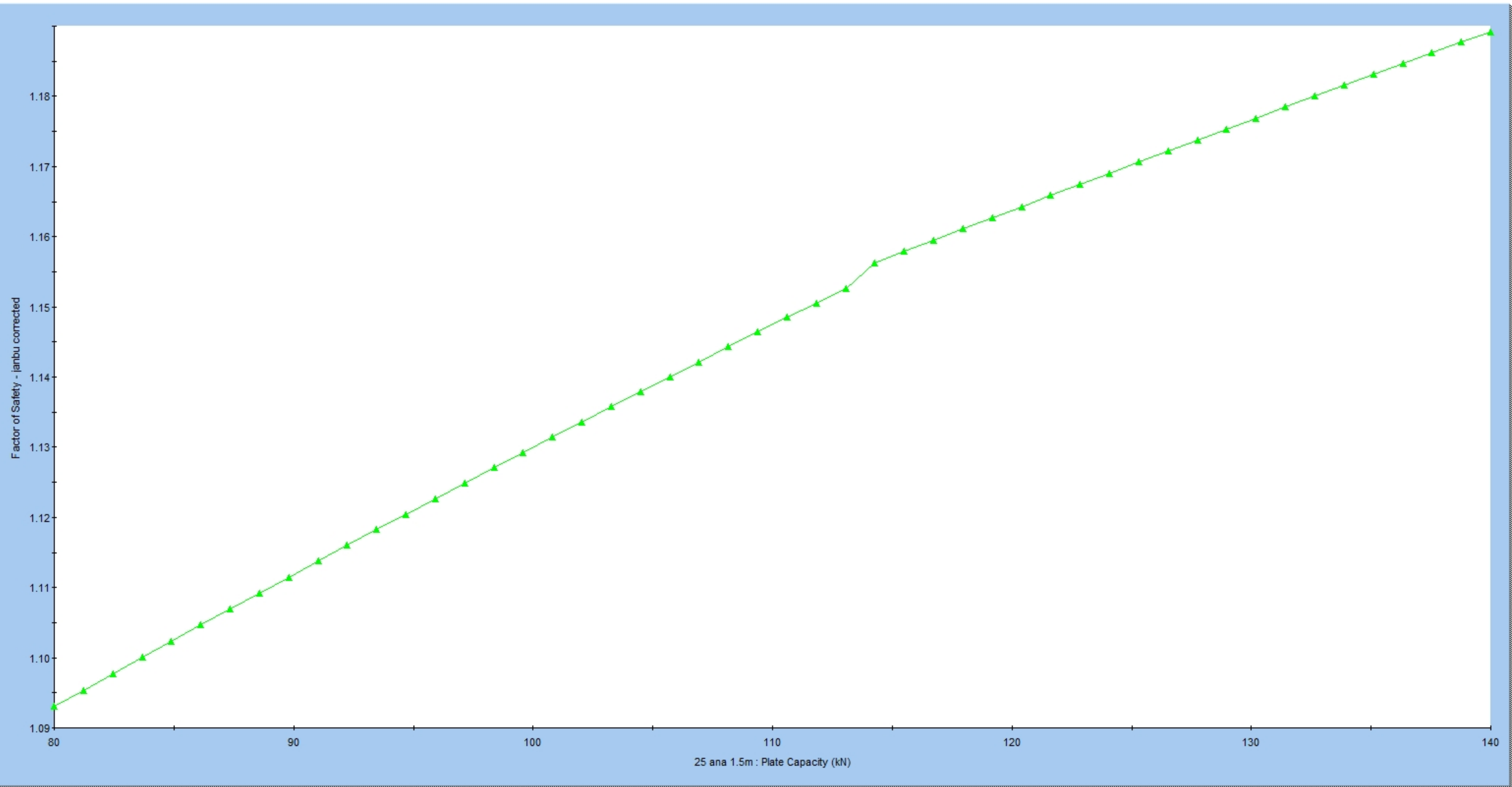


25 ana 1.5m : Plate Capacity (kN)

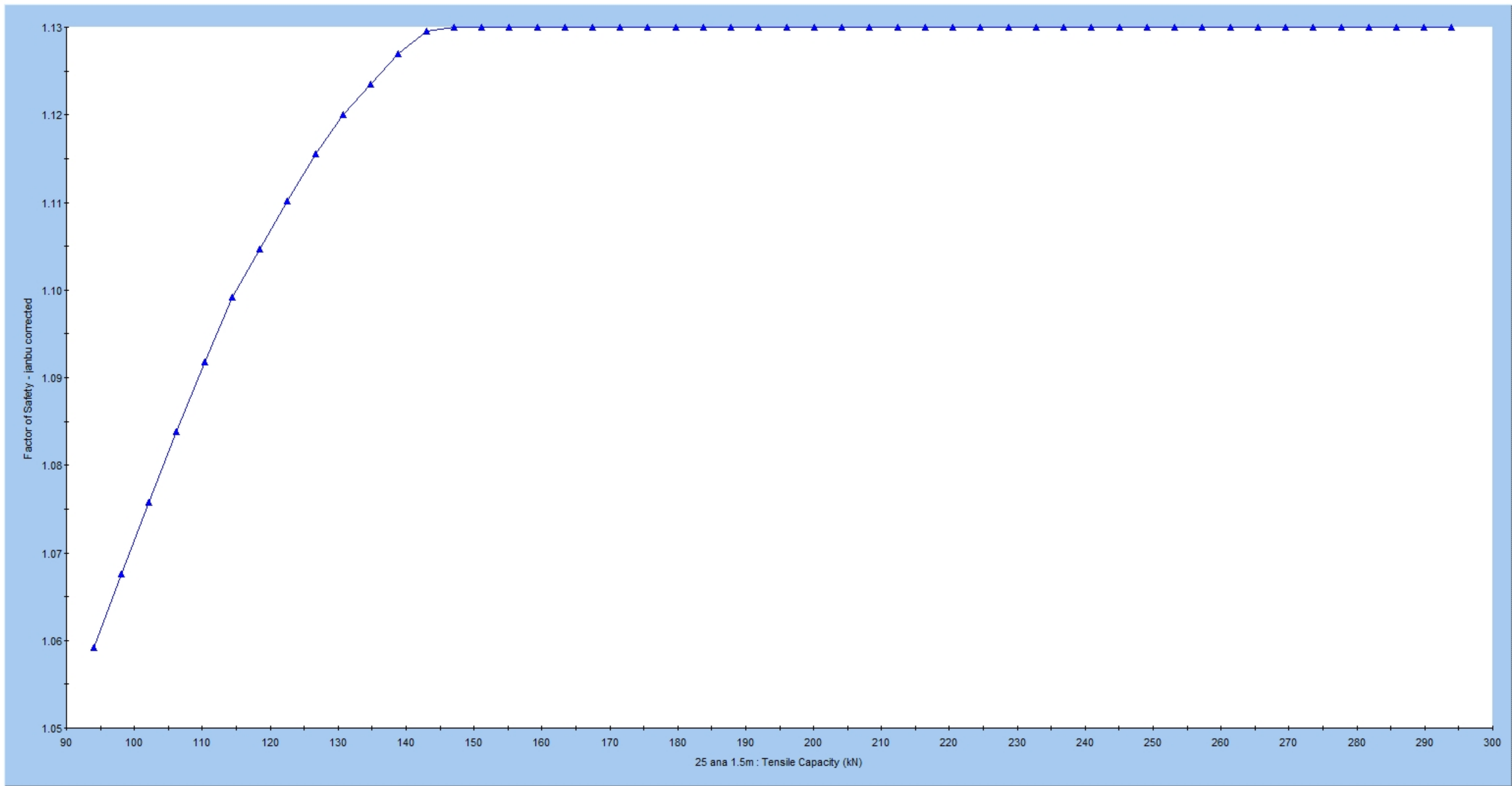


ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

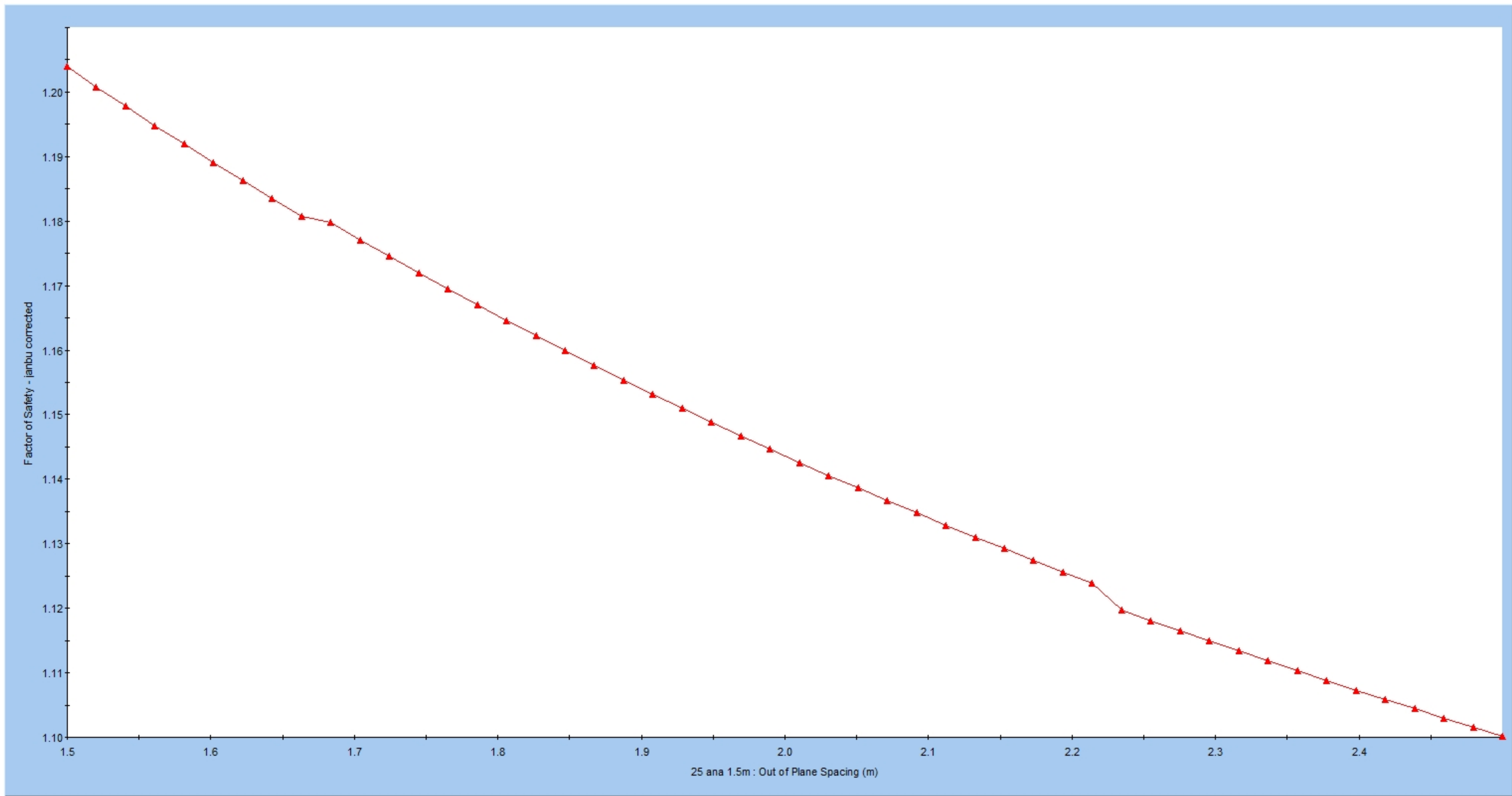


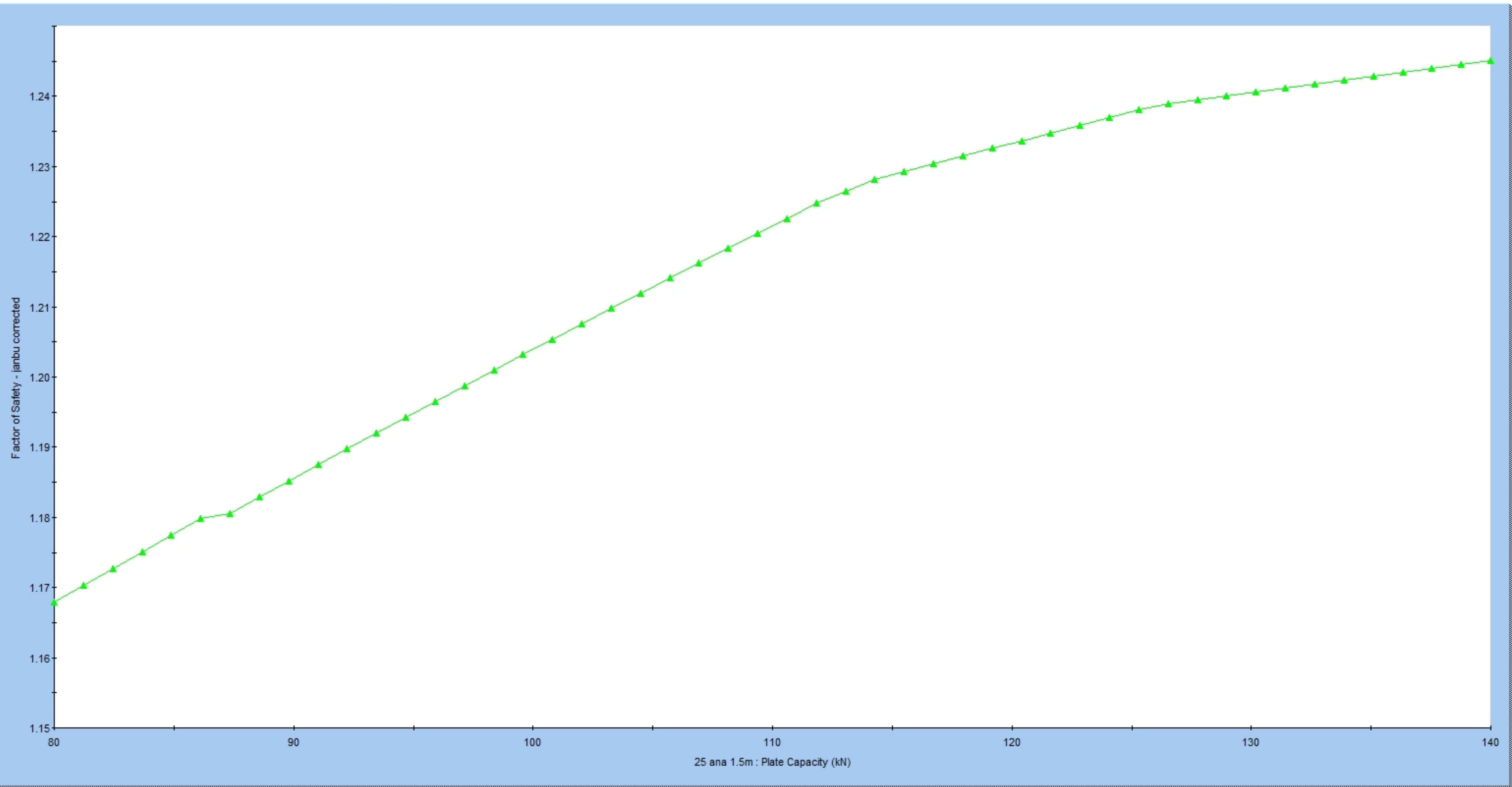


25 ana 1.5m : Plate Capacity (kN)

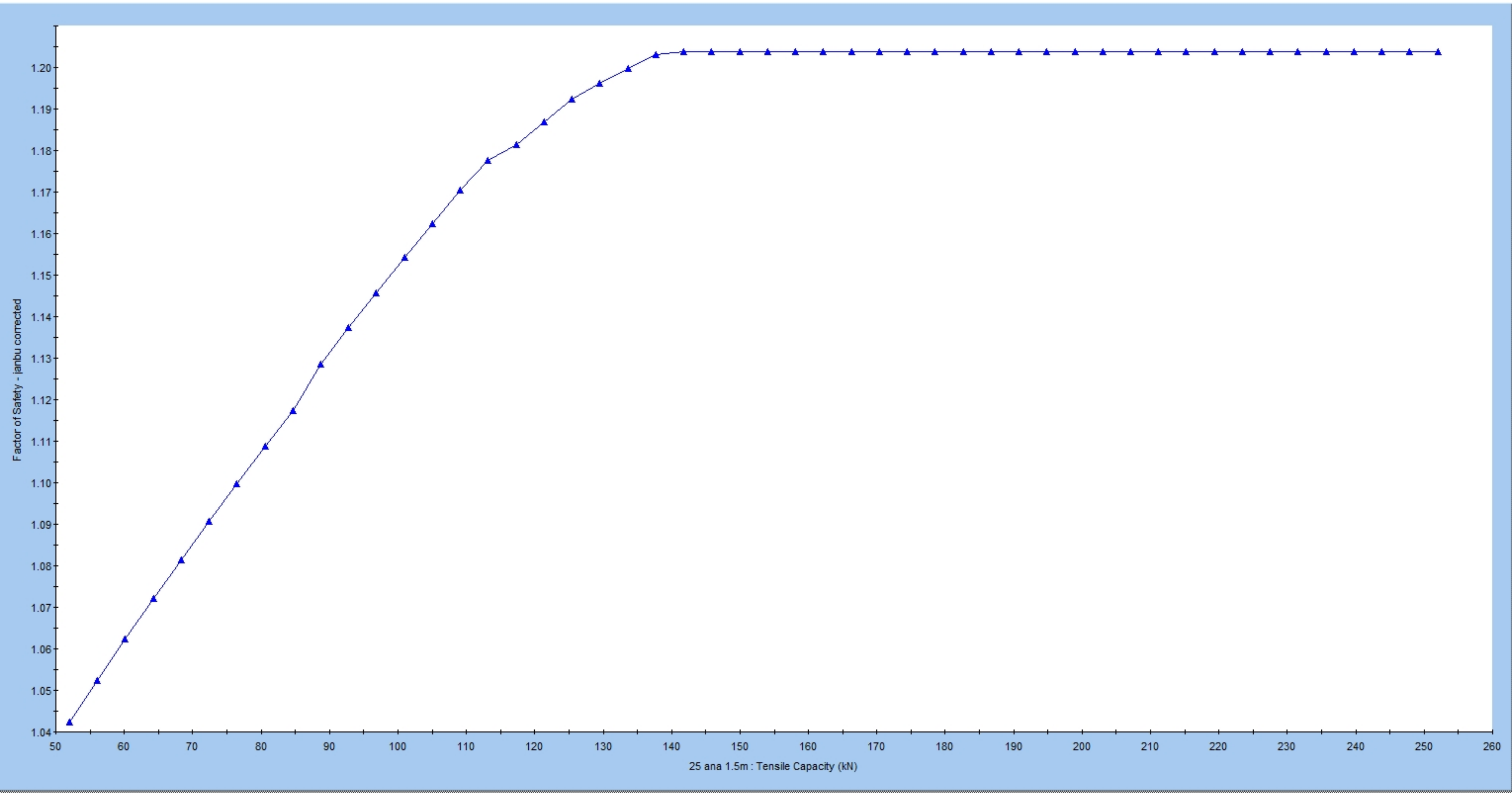


ΣΥΝΗΘΕΙΣ ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ





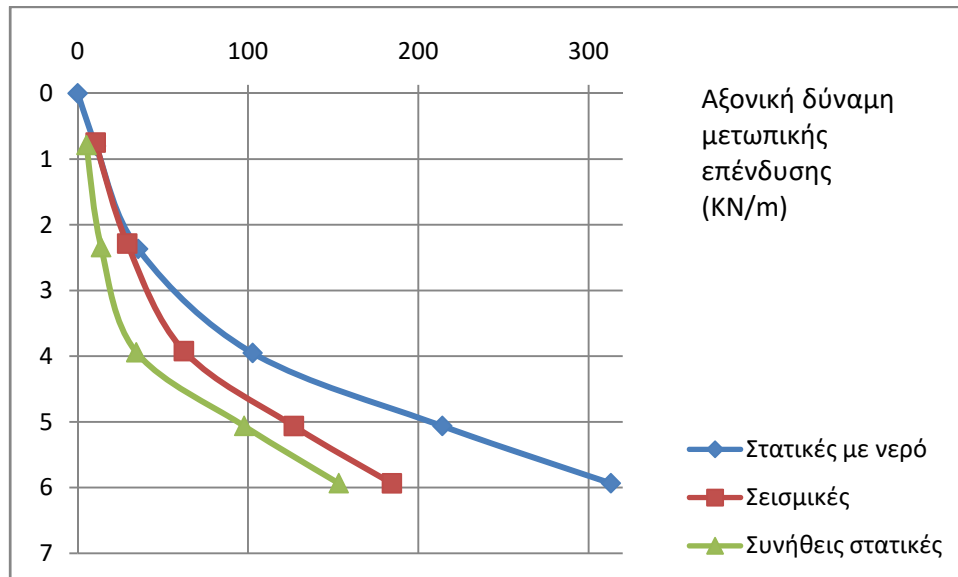
25 ana 1.5m : Plate Capacity (kN)



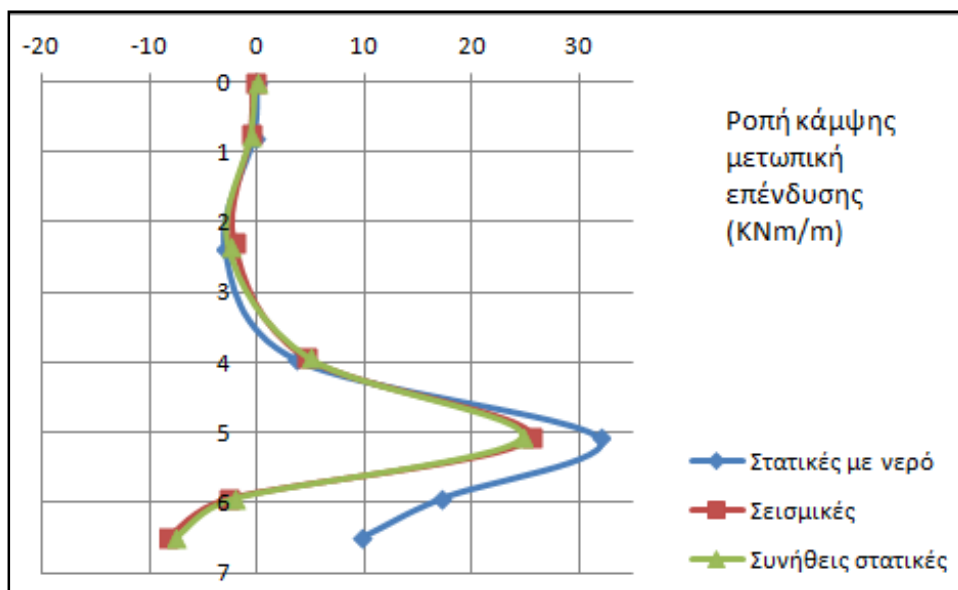
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ:

*Προσδιορισμός εντατικών μεγεθών παθητικών αγκυρίων και μετωπικής επένδυσης με τη
μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων*

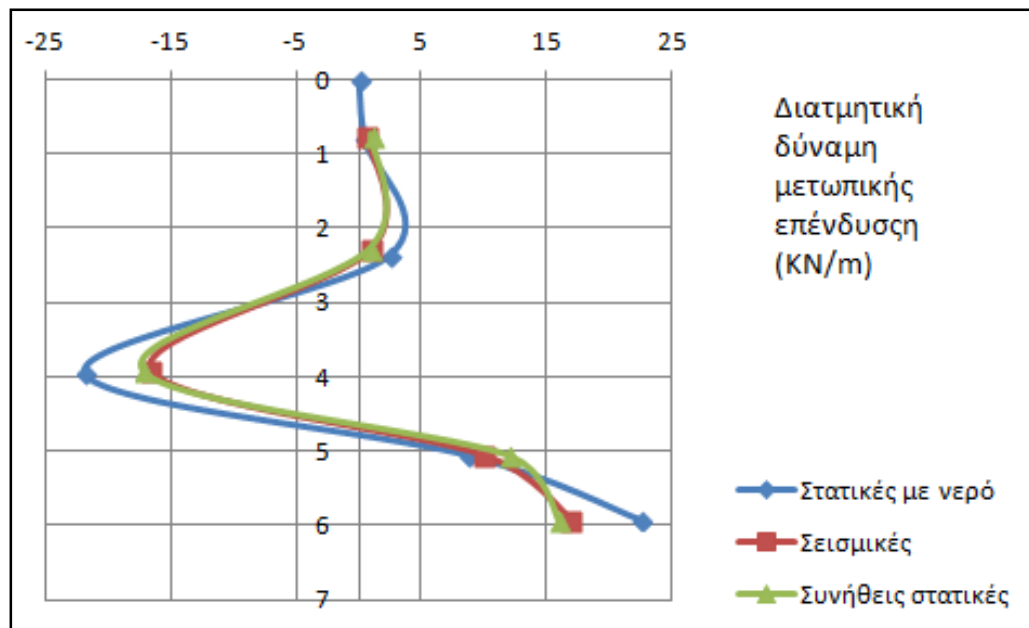
Στα πλαίσια των αναλύσεων του προσομοιώματος σχεδιασμού της αντιστήριξης με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, προσδιορίστηκαν επίσης τα εντατικά μεγέθη στην μετωπική επένδυση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος καθώς και οι αξονικές (εφελκυστικές) δυνάμεις ανά στάθμη παθητικών αγκυρίων, στο τελικό στάδιο της εκσκαφής. Τα αντίστοιχα διαγράμματα παρουσιάζονται στην συνέχεια.



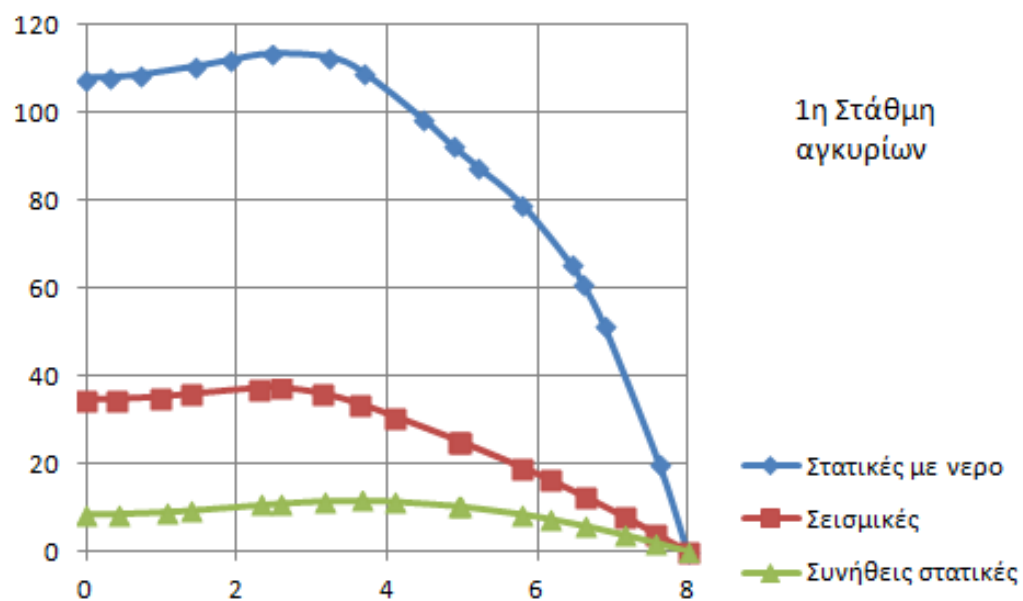
Διάγραμμα 4.4.5: Αξονική δύναμη ανά μέτρο μήκους μετωπικής επένδυσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος



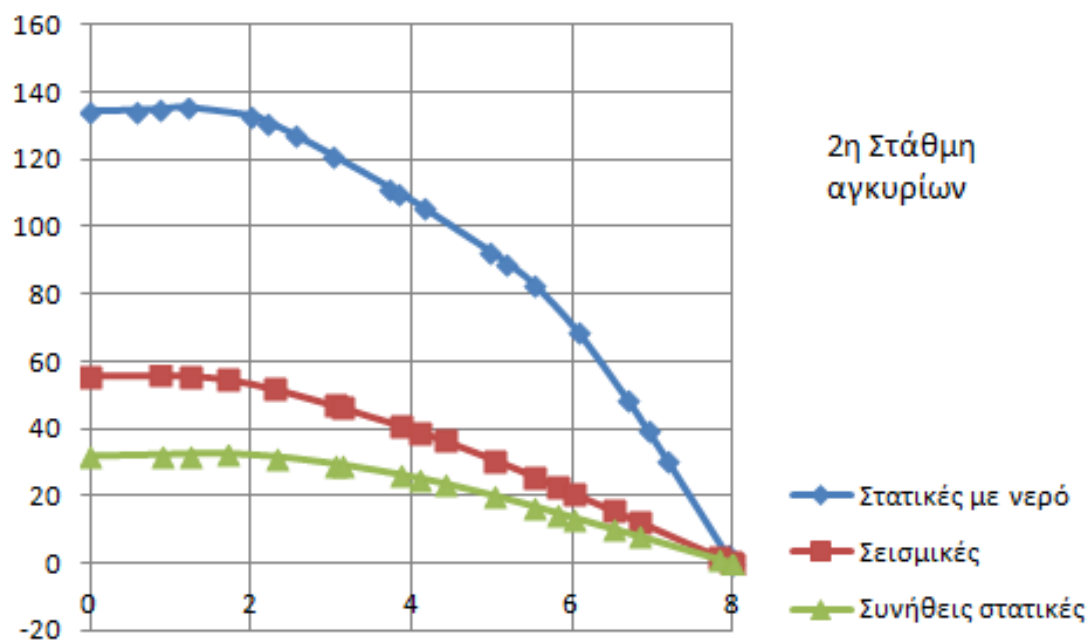
Διάγραμμα 4.4.6: Ροπή κάμψης ανά μέτρο μήκους μετωπικής επένδυσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος



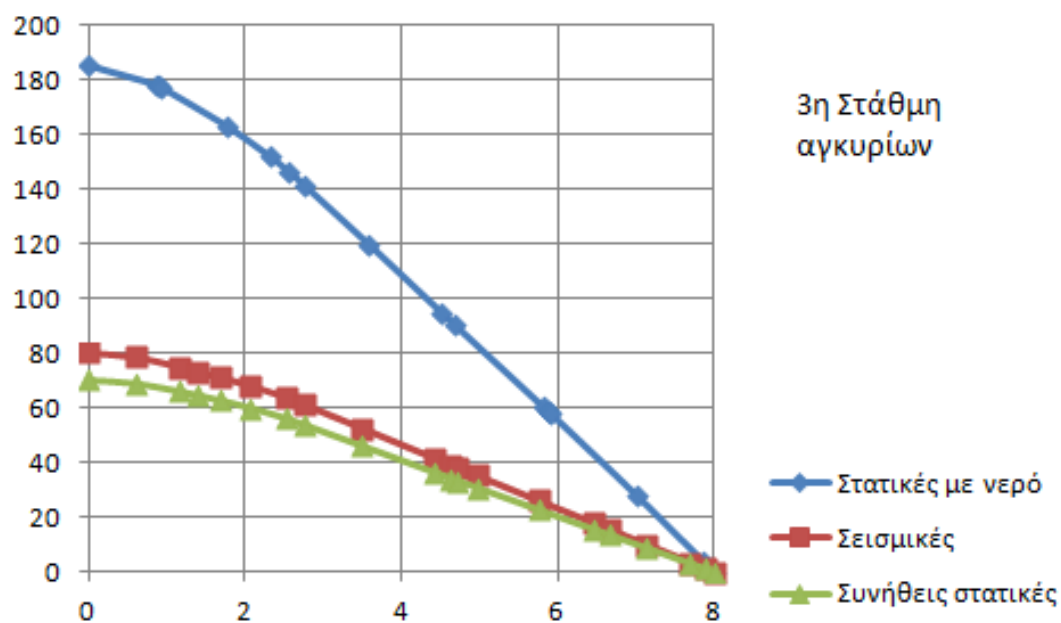
Διάγραμμα 4.4.7: Διατμητική δύναμη ανά μέτρο μήκους μετωπικής επένδυσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος



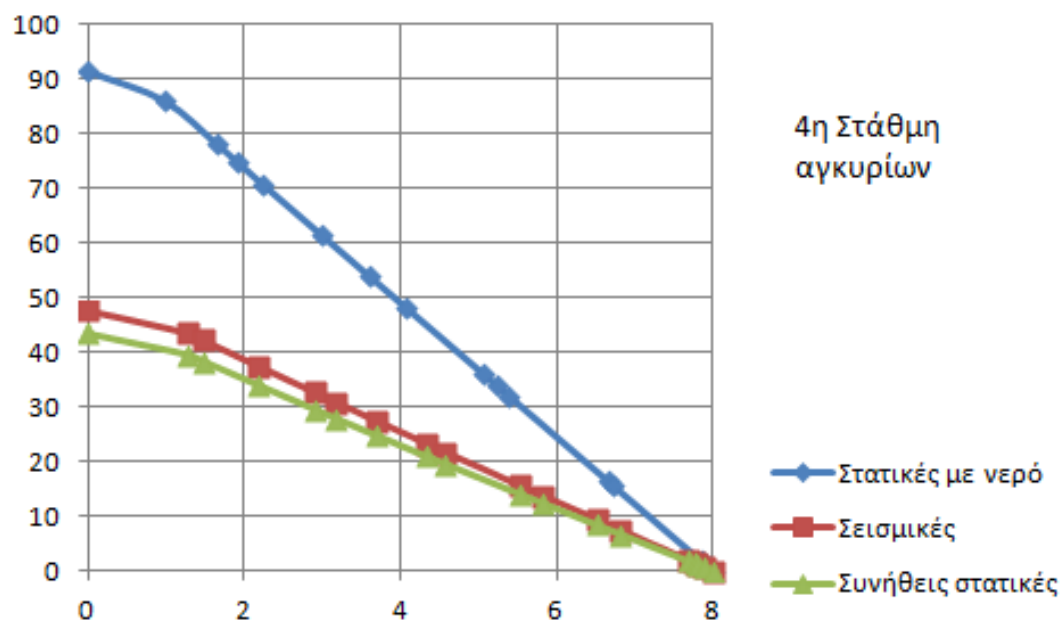
Διάγραμμα 4.4.8: Αξονική εφελκυστική δύναμη 1^{ης} στάθμης παθητικών αγκυρίων ολόσωμης πάκτωσης



Διάγραμμα 4.4.9: Αξονική εφελκυστική δύναμη 2^{ης} στάθμης παθητικών αγκυρίων ολόσωμης πάκτωσης



Διάγραμμα 4.4.10: Αξονική εφελκυστική δύναμη 3^{ης} στάθμης παθητικών αγκυρίων ολόσωμης πάκτωσης



Διάγραμμα 4.4.11: Αξονική εφελκυστική δύναμη 4^{ης} στάθμης παθητικών αγκυρίων ολόσωμης πάκτωσης

Στον ακόλουθο πίνακα παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα συμπεράσματα των ως άνω διαγραμμάτων σχετικά με τον ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας έναντι εφελκυστικής αντοχής της χαλύβδινης ράβδου του αγκυρίου.

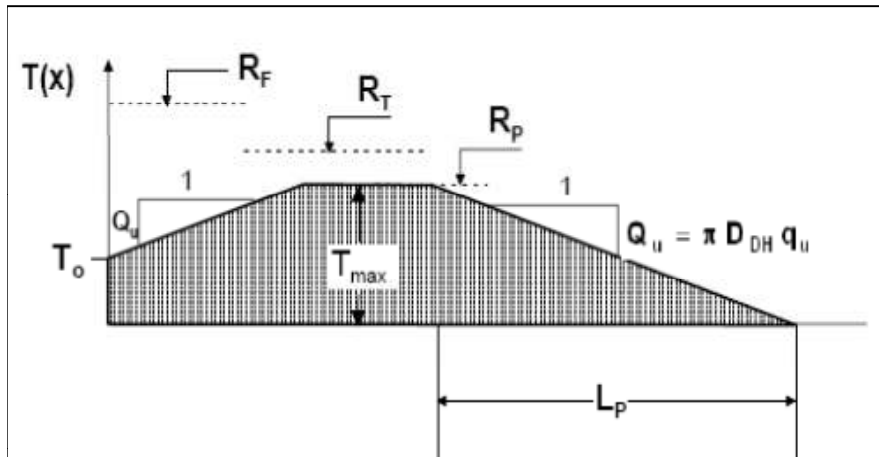
Συνδυασμός φόρτισης	Μέγιστη εφελκυστική δύναμη παθητικών αγκυρίων (KN)			Εφελκυστική αντοχή χαλύβδινης ράβδου αγκυρίου (KN)	Ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας έναντι εφελκυστικής αντοχής
	Στατικές συνθήκες με υψηλή στάθμη υπόγειου νερού	Σεισμικές συνθήκες	Συνήθεις στατικές συνθήκες		
1 ^η στάθμη αγκυρίων (ανώτερη)	113,4	37,3	11,7	213	1,87
2 ^η στάθμη αγκυρίων	135,7	56,0	32,3	213	1,57
3 ^η στάθμη αγκυρίων	185,4	80,5	70,3	213	1,15
4 ^η στάθμη αγκυρίων (κατώτερη)	91,5	47,8	43,5	213	2,32

Πίνακας 4.4.2: Συντελεστής ασφαλείας έναντι εφελκυστικής αντοχής χαλύβδινης ράβδου παθητικών αγκυρίων ανά στάθμη αγκυρίου και εξεταζόμενη συνθήκη φόρτισης

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ε:

*Διαστασιολόγηση μετωπικής επένδυσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος έναντι κάμψης και
διάτρησης με τη μεθοδολογία του εγχειριδίου Soil Nail Walls, Geotechnical Engineering
Circular No7, FHWA0-IF-03-017, March 2003*

Προσδιορισμός δυνάμεων κατά μήκος του καρφιού:



R_T = Nail Tensile Capacity
 R_F = Facing Capacity
 R_p = Pullout Capacity

Reference: Geotechnical Engineering Circular NO.7
FHWA0-IF-03-017
March 2003

Υπολογισμός μέγιστης εφελκυστικής αντοχής ράβδου R_T :

f_y σε Mpa	500,00
γ_y	1,15
f_{yk} σε Mpa	434,78
f_c σε Mpa	25,00
γ_c	1,50
f_{ck} σε Mpa	16,67
Διάμετρος ράβδου αγκυρίου σε m	0,025
Διατομή ράβδου σε m ²	0,00049
R_T σε KN	213,42

Προσδιορισμός εφελκυστικής αντοχής ράβδου στην όψη T_o :

S_h σε m	1,50
S_v σε m	1,50
Plate capacity από Slide σε KN	100,00
T_o σε KN	100,00

Υπολογισμός αντοχής σε κάμψη τοίχου RFF:

Εξίσωση 1:

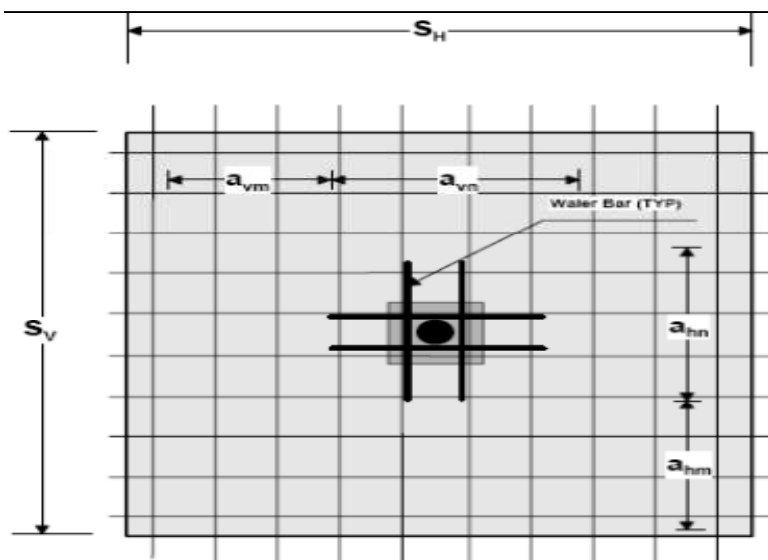
$$R_{FF} [kN] = \frac{C_F}{265} \times (a_{vn} + a_{vm}) [mm^2/m] \times \left(\frac{S_h h [m]}{S_v} \right) \times f_y [MPa]$$

Εξίσωση 2:

$$R_{FF} [kN] = \frac{C_F}{265} \times (a_{hn} + a_{hm}) [mm^2/m] \times \left(\frac{S_v h [m]}{S_H} \right) \times f_y [MPa]$$

C_F = factor that considers the non-uniform soil pressures behind the facing (Byrne et al., 1998);
 h = thickness of facing (Figure 5.19);
 d = half-thickness of facing;
 a_{vn} = reinforcement cross sectional area per unit width in the vertical direction at the nail head;
 a_{vm} = reinforcement cross sectional area per unit width in the vertical direction at midspan;
 a_{hn} = reinforcement cross sectional area per unit width in the horizontal direction at the nail head;
 a_{hm} = reinforcement cross sectional area per unit width in the horizontal direction at midspan;
 S_H = nail horizontal spacing;
 S_v = nail vertical spacing;
 f_y = reinforcement tensile yield strength; and
 f'_c = concrete compressive strength.

Type of Structure	Nominal Facing Thickness mm (in.)	Factor C_F
Temporary	100 (4)	2.0
	150 (6)	1.5
	200 (8)	1.0
Permanent	All	1.0



Reference: Geotechnical Engineering Circular NO.7
 FHWA0-IF-03-017
 March 2003

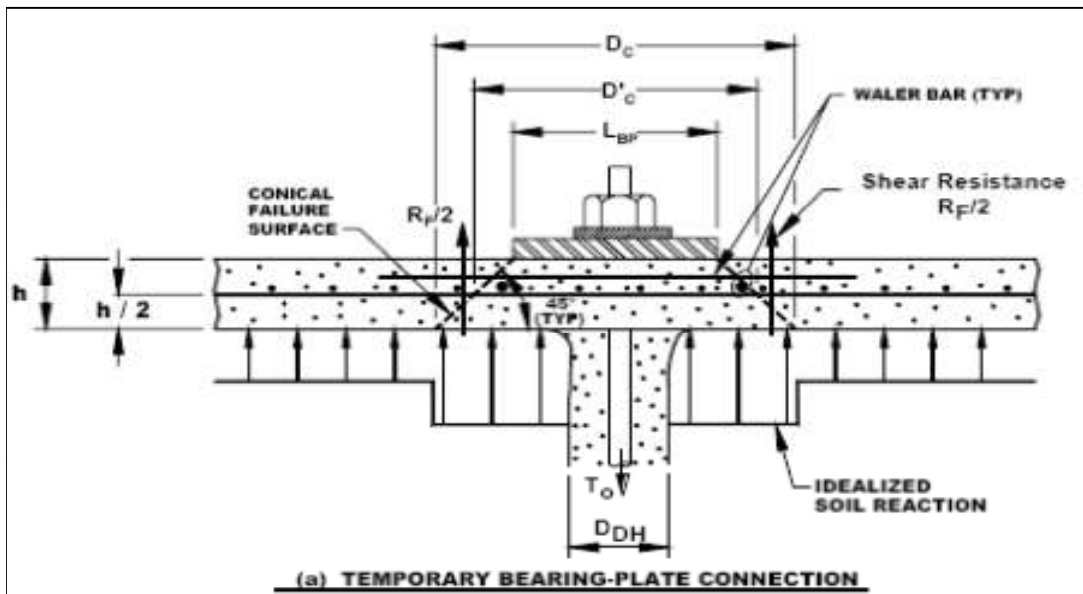
Υπολογισμός τοποθετούμενου οπλισμού στην διατομή:

f_{ck} σε Mpa	16,67	Πάχος τοίχου h σε m	0,10
f_{yk} σε Mpa	434,78	Διατομή σε m ²	0,10
ρ_{min} (%)	0,19	Ελάχιστο εμβαδόν οπλισμού σε cm ² /m	1,88 OK
ρ_{max} (%)	1,13	Μέγιστο εμβαδόν οπλισμού σε cm ² /m	11,27 OK
		Τοποθετούμενο εμβαδόν $a_{vm}=a_{hm}$ σε cm ² /m	1,88
		Εμβαδόν έκαστης από τις επιπρόσθετες ράβδους στις κεφαλές των αγκυρίων (cm ²)	1,130
		Επιπλέον τοποθετούμενο εμβαδόν σε cm ² /m	1,507
		Συνολικός τοποθετούμενος οπλισμός $a_{nh}=a_{hm}$ σε cm ² /m	3,39

C_F	2,00
Πάχος τοίχου h σε m	0,10
S_h σε m	1,50
S_v σε m	1,50
R_{FF1} (KN)	172,82
R_{FF2} (KN)	172,82
R_{FF} (KN) μ	155,54 με Resistance Factor = 0,90
T_o σε KN	100,00
Απαιτούμενος συντελεστής ασφαλείας	1,35 για προσωρινό πρανές εκσκαφής
FS_{FF}	1,56 OK

Failure Mode	Resisting Component	Symbol	Minimum Recommended Factors of Safety		
			Static Loads ⁽¹⁾		Seismic Loads ⁽²⁾ (Temporary and Permanent Structures)
			Temporary Structure	Permanent Structure	
External Stability	Global Stability (long-term)	FS_G	1.35	1.5 ⁽¹⁾	1.1
	Global Stability (excavation)	FS_G	1.2-1.3 ⁽²⁾		NA
	Sliding	FS_{SL}	1.3	1.5	1.1
	Bearing Capacity	FS_H	2.5 ⁽³⁾	3.0 ⁽³⁾	2.3 ⁽³⁾
Internal Stability	Pullout Resistance	FS_p	2.0		1.5
	Nail Bar Tensile Strength	FS_T	1.8		1.35
Facing Strength	Facing Flexure	FS_{FF}	1.35	1.5	1.1
	Facing Punching Shear	FS_{FP}	1.35	1.5	1.1
	H-Stud Tensile (A307 Bolt)	FS_{HT}	1.8	2.0	1.5
	H-Stud Tensile (A325 Bolt)	FS_{HT}	1.5	1.7	1.3

Υπολογισμός αντοχής σε διάτρηση R_{FP}:



$$R_{FP} = C_P V_F \quad \text{αντοχή έναντι διάτρησης (KN)}$$

$$V_F \text{ [kN]} = 330 \sqrt{f'_c \text{ [MPa]}} \pi D_c' \text{ [m]} h_c \text{ [m]} \quad \text{δύναμη διάτρησης (KN)}$$

$$D'_C = L_{BP} + h$$

$$h_c = h$$

where L_{BP} = bearing plate length, h = temporary facing thickness.

Για αντιστήριξη προσωρινού χαρακτήρα:

Πλάτος τετραγωνικής μεταλλικής πλάκας L_{bp} σε m

0,275

Πάχος τοίχου h σε m

0,10

Ενεργός διάμετρος κωνικής επιφάνειας θραύσης D_c' σε m

0,375

f_{ck} (Mpa)

16,67

Δύναμη διάτρησης V_f σε KN

158,72

C_p

1,00

R_{FP} (KN)

142,84 με Resistance Factor = 0,90

T_o σε KN

100,00

Απαιτούμενος συντελεστής ασφαλείας

1,35 για προσωρινό πρανές

FS_{FP}

1,43 OK

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΤ:

*Σκαριφήματα τυπικής διατομής, λεπτομερειών οπλισμού μετωπικής επένδυσης εκτοξευόμενου
σκυροδέματος και αναπτύγματος όψης αντιστηριζόμενου προσωρινού πρανούς εκσκαφής*

φυσικό έδαφος

ΤΥΠΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ
ΔΙΑΤΟΜΗ AD7 Χ.Θ. 6+554,85

ΚΛΙΜΑΚΑ 1:100

κατακόρυφες γεωσυνθετικές αποστραγγιστικές
ταινίες πλάτους 0,60m.
Οι αποστραγγιστικές ταινίες τοποθετούνται 0,50m
χαμηλότερα από τη στέψη του προσωρινού
πετάσματος εκτοξευόμενου σκυροδέματος

όψη εκτοξευόμενου σκυροδέματος C25/30
πάχους 10cm

Κάναβος παθητικών αγκυρίων Sh=1.50m x
Sv=1.50m. Τα αγκύρια τοποθετούνται με κλίση 25
μοιρών ως προς το οριζόντιο επίπεδο.

Παθητικά αγκύρια ολόσωμης πάκτωσης Φ25mm
B500c

Παθητικά αγκύρια ολόσωμης πάκτωσης Φ25mm
B500c

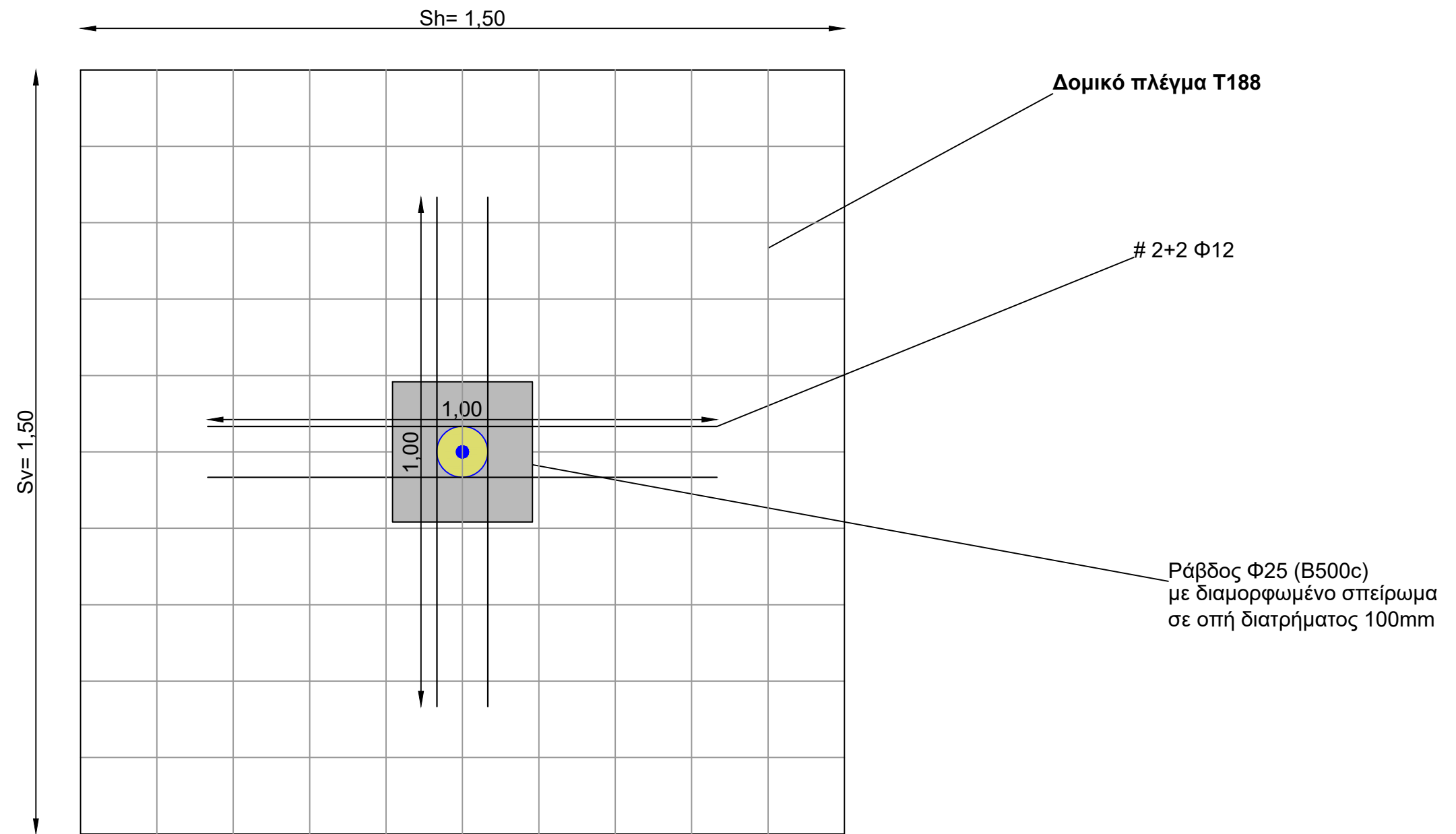
Παθητικά αγκύρια ολόσωμης πάκτωσης Φ25mm
B500c

Παθητικά αγκύρια ολόσωμης πάκτωσης Φ25mm
B500c

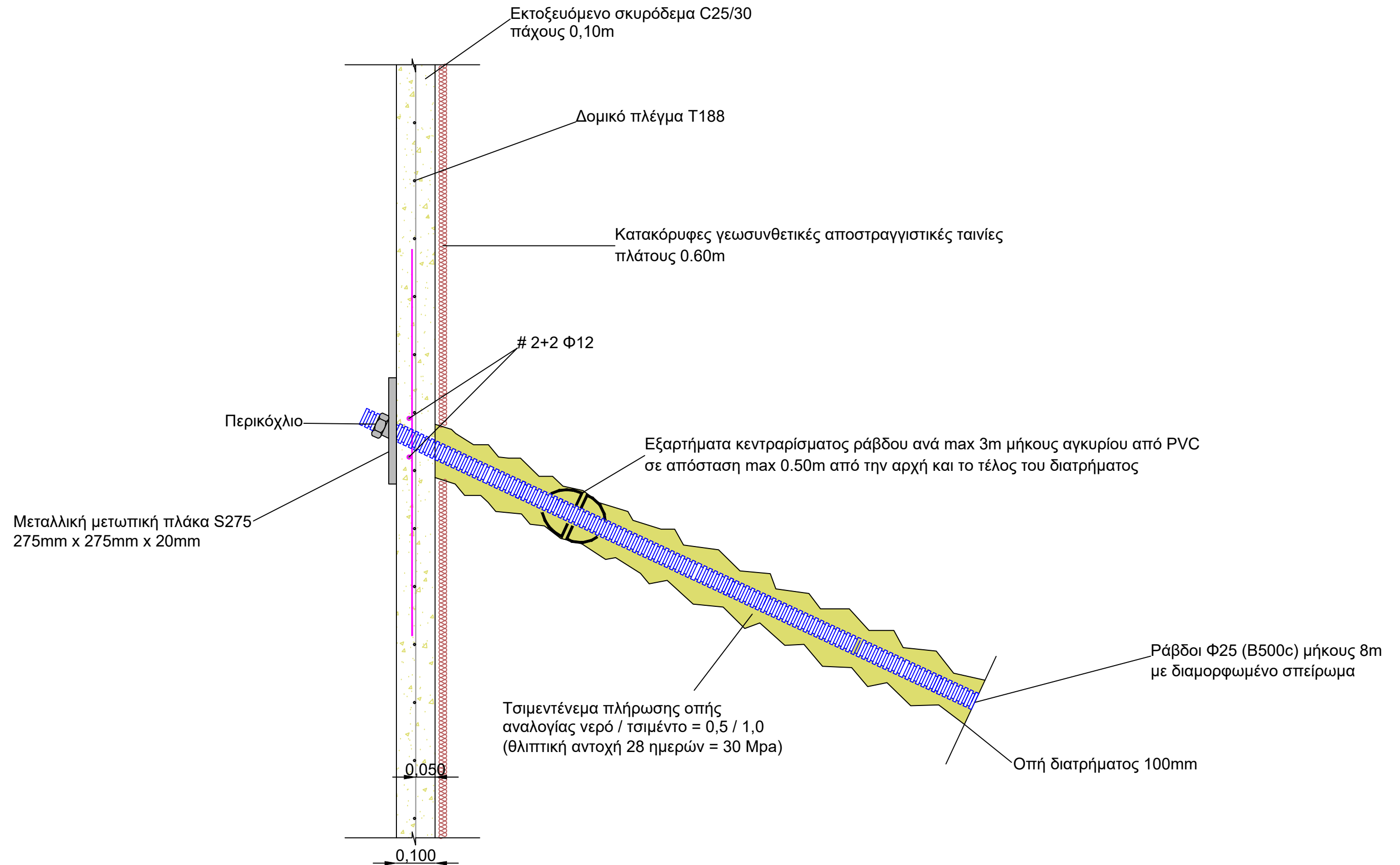
σωλήνα στραγγιστηρίου Φ50mm από PVC με
κλίση 2% προς τα κάτω

Στάδια εκσκαφής:

- 1ο στάδιο εκσκαφής: Διάνοξη κατακόρυφου μετώπου εκσκαφής μέχρι βάθους -1,75m και τοποθέτηση 1ης στάθμης παθητικών αγκυρίων
- 2ο στάδιο εκσκαφής: Διάνοξη κατακόρυφου μετώπου εκσκαφής μέχρι βάθους -3,25m και τοποθέτηση 2ης στάθμης παθητικών αγκυρίων
- 3ο στάδιο εκσκαφής: Διάνοξη κατακόρυφου μετώπου εκσκαφής μέχρι βάθους -4,75m και τοποθέτηση 3ης στάθμης παθητικών αγκυρίων
- Τελικό στάδιο εκσκαφής: Διάνοξη κατακόρυφου μετώπου μέχρι τη βάση της εκσκαφής σε βάθος -6,50m και τοποθέτηση 4ης στάθμης παθητικών αγκυρίων
- Τοποθέτηση γεωσυνθετικών αποστραγγιστικών ταινιών και οπλισμού μετωπικής επένδυσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος
- Κατασκευή μετωπικής επένδυσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 0,10m

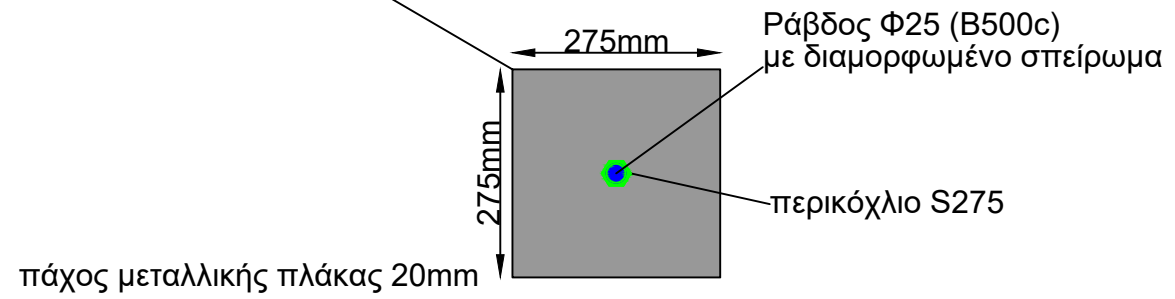


Λεπτομέρεια οπλισμού όψης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους $h=0.10m$
(Όψη , Κλίμακα 1:10)



Λεπτομέρεια οπλισμού όψης εκτοξευόμενου σκυροδέματος σε τομή , Κλίμακα 1:10

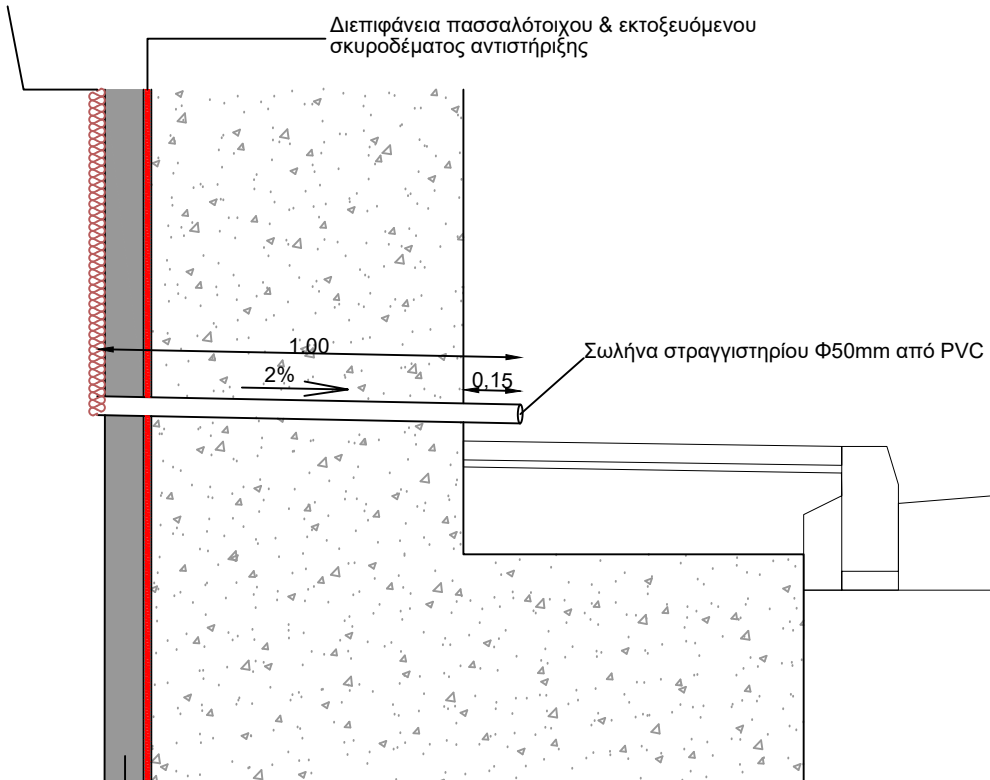
Μεταλλική πλάκα
ποιότητας χάλυβα
Fe 430 (S275)



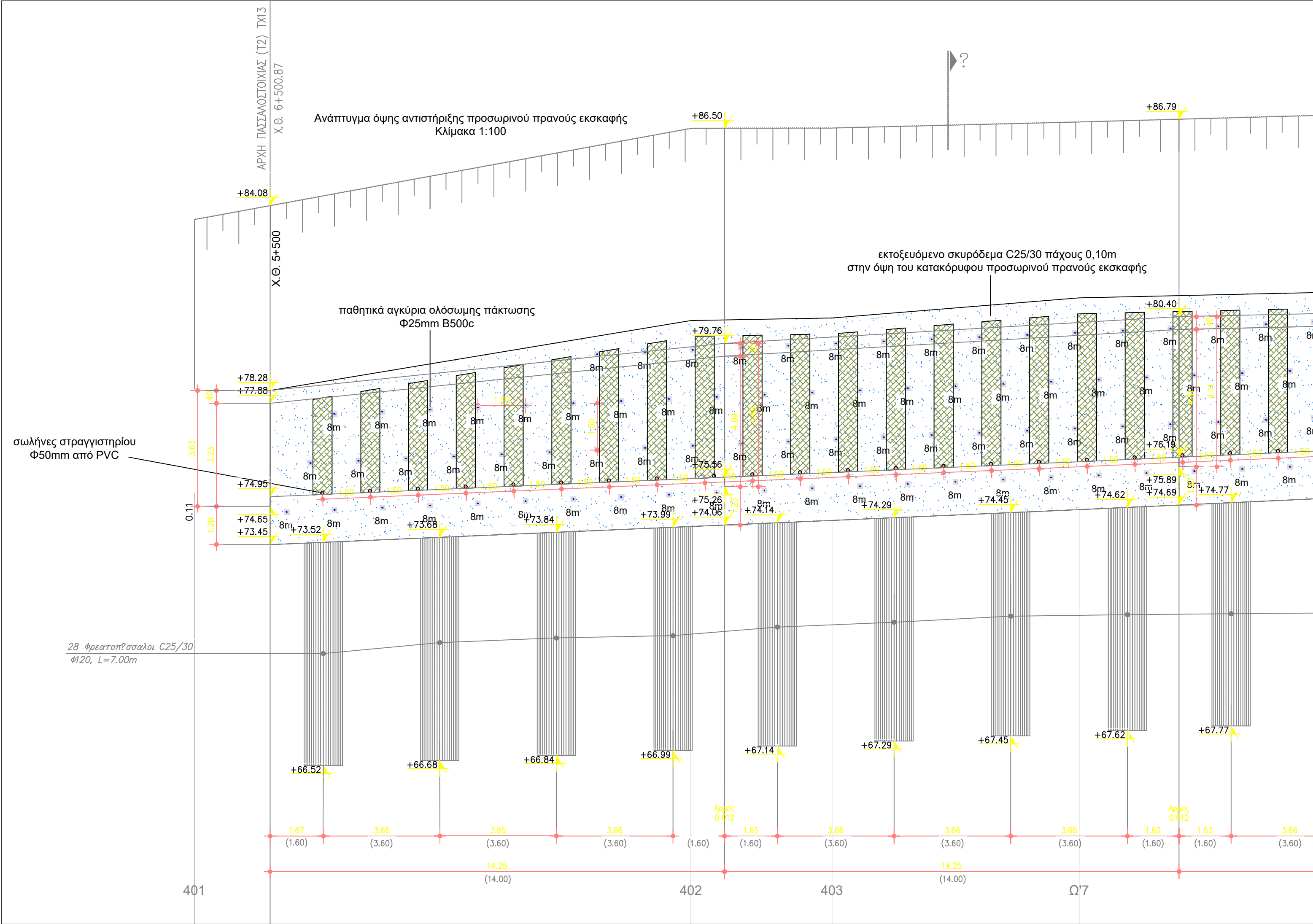
**Λεπτομέρεια μεταλλικής πλάκας
παθητικών αγκυρίων σε όψη
Κλίμακα 1:10**

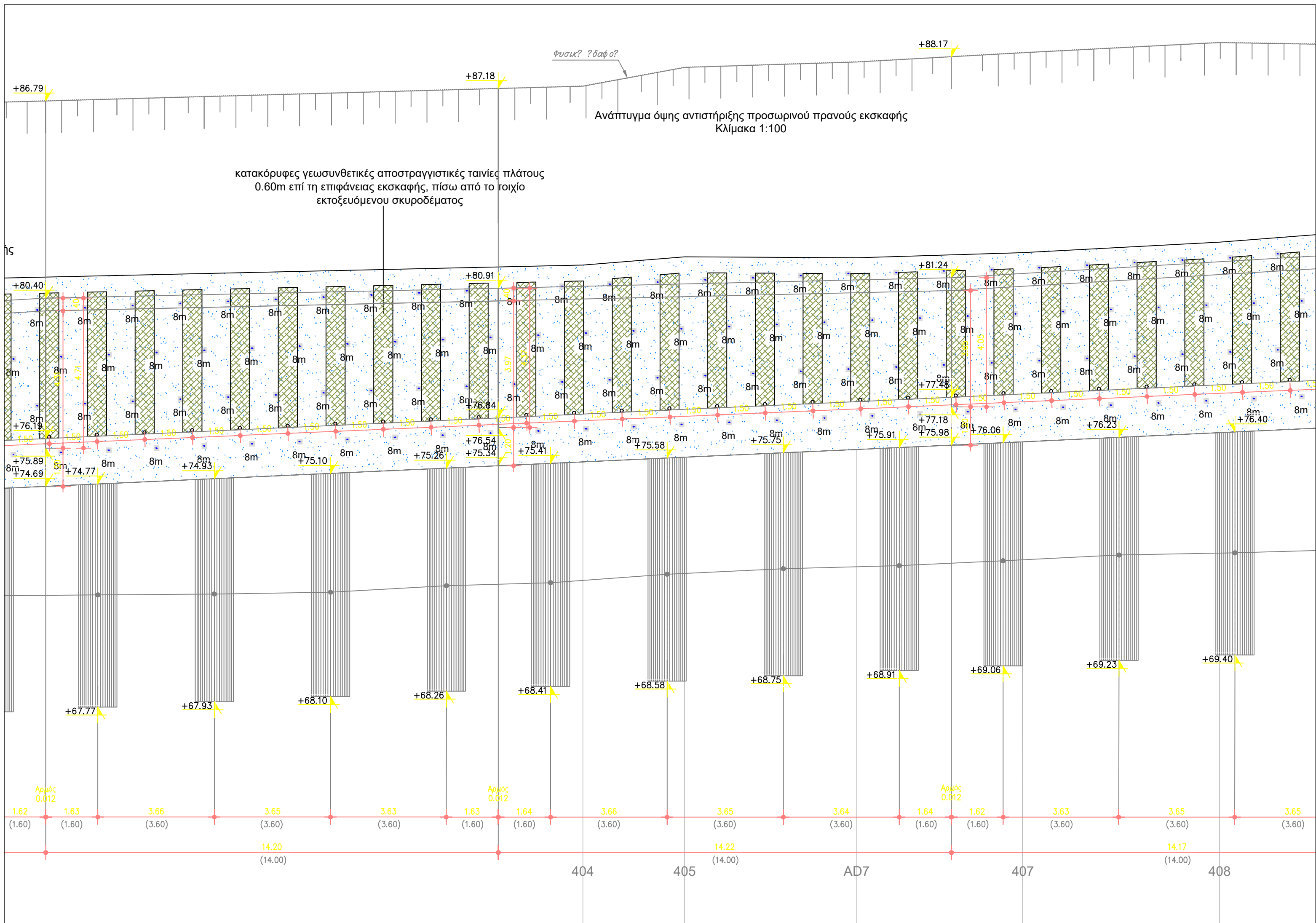
Κατακόρυφες γεωσυνθετικές αποστραγγιστικές ταινίες
πλάτους 0.60m

Διεπιφάνεια πασσαλότοιχου & εκτοξευόμενου
σκυροδέματος αντιστήριξης



Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα C20/ 25 πάχους 10cm
αντιστήριξης προσωρινού χαρακτήρα





Ανάπτυγμα όψης αντιστήριξης προσωρινού πρανούς εκσκαφής
Κλίμακα 1:100

