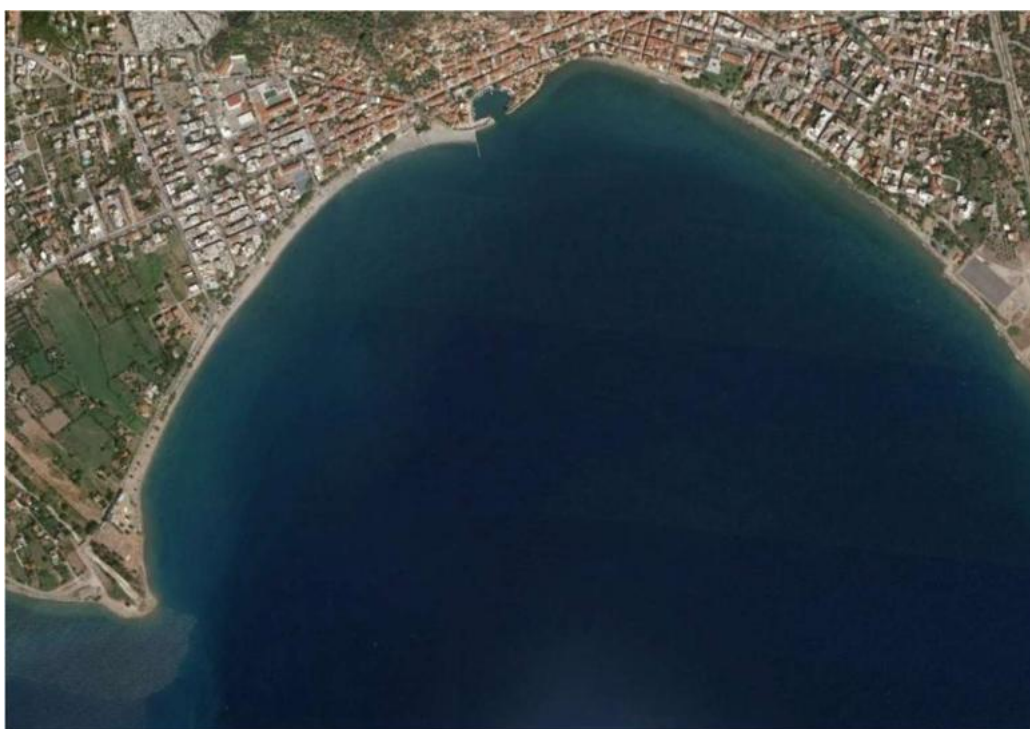




# **ΜΕΛΕΤΗ ΛΙΜΕΝΙΚΗΣ ΕΓΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΕΞΥΠΗΡΕΤΗΣΗΣ ΣΚΑΦΩΝ ΣΤΗ ΘΕΣΗ ΨΑΝΗ ΝΑΥΠΑΚΤΟΥ**



**ΣΤΑΔΙΟ: ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ**

**ΤΕΥΧΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ**

[R0]

ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2023

## Πίνακας Περιεχομένων

<b>1</b>	<b>ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΜΕΛΕΤΗΣ .....</b>	<b>9</b>
1.1	Γενικά .....	9
1.2	Ισχύοντες κανονισμοί – Συστάσεις λιμενικών έργων .....	10
<b>2</b>	<b>ΠΕΡΙΟΧΗ ΜΕΛΕΤΗΣ .....</b>	<b>11</b>
2.1	Γεωγραφικά στοιχεία .....	11
<b>3</b>	<b>ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΠΕΡΙΟΧΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ.....</b>	<b>12</b>
3.1	Ανεμολογικά στοιχεία .....	12
3.2	Στατιστική επεξεργασία .....	14
3.3	Στοιχεία παλίρροιας .....	15
3.4	Στοιχεία ρευμάτων.....	16
3.5	Εκτίμηση κυματικού κλίματος .....	16
3.5.1	Επιλογή μήκους αναπτύγματος πελάγους - Γένεση κυμάτων στα βαθιά .	16
3.5.2	Υπολογισμός τοπικών κυματικών χαρακτηριστικών.....	21
<b>4</b>	<b>ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΡΗΠΙΔΩΜΑΤΟΣ - ΓΕΦΥΡΩΜΑΤΟΣ .....</b>	<b>24</b>
4.1	Εισαγωγή.....	24
4.2	Σχεδιασμός Διατομής.....	25
4.2.1	Διατομή κρηπιδώματος παραβολής .....	25
4.2.2	Διατομή γεφυρώματος πρόσβασης .....	25
4.3	Παράμετροι σχεδιασμού .....	26
4.3.1	Χαρακτηριστικά υλικών κατασκευής.....	26
4.3.2	Γενικές παραδοχές .....	26
4.4	Φορτία σχεδιασμού .....	27
4.4.1	Υδροδυναμικό φορτίο.....	27
4.4.2	Φορτίο δέστρας .....	31

4.4.3	Φορτίο πρόσκρουσης .....	34
4.4.4	Σεισμικά φορτία .....	35
<b>4.5</b>	<b>Έλεγχοι ευστάθειας .....</b>	<b>36</b>
<b>4.6</b>	<b>Αποτελέσματα υπολογισμών .....</b>	<b>37</b>
<b>5</b>	<b>ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ ΠΟΔΟΣ .....</b>	<b>39</b>
<b>5.1</b>	<b>Γενικά .....</b>	<b>39</b>
<b>5.2</b>	<b>Υπολογισμός πυθμενικής ταχύτητας .....</b>	<b>40</b>
<b>5.3</b>	<b>Διαστασιολόγηση συστήματος προστασίας .....</b>	<b>42</b>
<b>5.4</b>	<b>Διαστασιολόγηση της θωράκισης εκ Φυσικών Ογκολίθων έμπροσθεν των πλακών σκυροδέματος.....</b>	<b>44</b>
<b>6</b>	<b>ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΕΡΓΟΥ .....</b>	<b>45</b>
<b>6.1</b>	<b>Εισαγωγή.....</b>	<b>45</b>
6.1.1	Αντικείμενο .....	45
6.1.2	Διαθέσιμα στοιχεία .....	45
6.1.3	Κανονισμοί-συστάσεις γεωτεχνικών μελετών – Διεθνής βιβλιογραφία....	45
<b>6.2</b>	<b>Γεωτεχνικές συνθήκες – Στρωματογραφία υπολογισμού – Γεωτεχνικές παράμετροι .....</b>	<b>46</b>
<b>6.3</b>	<b>Πρόταση θεμελίωσης.....</b>	<b>52</b>
<b>6.4</b>	<b>Διατομές ελέγχου .....</b>	<b>55</b>
<b>6.5</b>	<b>Φορτία σχεδιασμού .....</b>	<b>58</b>
6.5.1	Ίδια βάρη.....	58
6.5.2	Κινητό φορτίο.....	58
6.5.3	Φορτίο πρόσδεσης.....	58
6.5.4	Υδροδυναμικά φορτία.....	59
6.5.5	Σεισμικές δράσεις σχεδιασμού .....	60
<b>6.6</b>	<b>Έλεγχοι γενικής ευστάθειας .....</b>	<b>64</b>
6.6.1	Γενικά .....	64

6.6.2	Γεωτεχνικό προσομοίωμα .....	65
6.6.3	Παράμετροι γεωφασμάτων .....	66
6.6.4	Συντελεστές ασφαλείας .....	67
6.6.5	Αποτελέσματα ελέγχων .....	68
6.6.6	Υπολογισμός παραμενουσών μετατοπίσεων λόγω σεισμού.....	69
<b>6.7</b>	<b>Έλεγχος καθιζήσεων .....</b>	<b>72</b>
6.7.1	Γενικά .....	72
6.7.2	Εδαφικό προσομοίωμα – Παραδοχές.....	74
6.7.3	Γεωφάσματα.....	80
6.7.4	Στάδια Ανάλυσης .....	81
6.7.5	Αποτελέσματα καθιζήσεων.....	83



## **Παραρτήματα**

Παράρτημα Α: Στατιστική επεξεργασία ανεμολογικών δεδομένων

Παράρτημα Β: Κυματικό κλίμα

Παράρτημα Γ: Υπολογισμός υδροδυναμικών φορτίσεων επί του κατακόρυφου μετώπου

Παράρτημα Δ: Αποτελέσματα προγράμματος GEO5

Παράρτημα Ε: Διαστασιολόγηση Συστήματος Προστασίας Ποδός

Παράρτημα ΣΤ: Γεωτεχνικοί υπολογισμοί & αριθμητικές αναλύσεις

## **Πίνακες**

Πίνακας 3-1: Ανεμολογικά στοιχεία (ΕΜΥ) μετεωρολογικού σταθμού Πάτρας..... 13

Πίνακας 3-2: Ταχύτητες ανέμων σχεδιασμού ..... 15

Πίνακας 3-3: Στατιστικά Στοιχεία Παλirroιας (Πηγή: Υδρογραφική Υπηρεσία)..... 16

Πίνακας 3-4: Μήκος ενεργού αναπτύγματος κυματισμού ανά διεύθυνση ..... 19

Πίνακας 3-5: Κυματικά χαρακτηριστικά για την Νοτιοανατολική διεύθυνση..... 21

Πίνακας 3-6: Κυματικά χαρακτηριστικά για την Νότια διεύθυνση ..... 21

Πίνακας 3-7: Κυματικά χαρακτηριστικά για την Νοτιοδυτική διεύθυνση..... 21

Πίνακας 3-8: Προώθηση νοτιοανατολικού κυματισμού για  $T=75$  έτη..... 22

Πίνακας 3-9: Προώθηση νοτιοανατολικού κυματισμού για  $T=1$  έτος ..... 22

Πίνακας 3-10: Προώθηση νότιου κυματισμού για  $T=75$  έτη ..... 23

Πίνακας 3-11: Προώθηση νότιου κυματισμού για  $T=1$  έτος..... 23

Πίνακας 3-12: Προώθηση νοτιοδυτικού κυματισμού για  $T=75$  έτη ..... 23

Πίνακας 3-13: Προώθηση νοτιοδυτικού κυματισμού για  $T=1$  έτος ..... 23

Πίνακας 4-1: Μεγέθη σχεδιασμού για τον υπολογισμό των υδροδυναμικών πιέσεων για περίοδο επαναφοράς 1 έτους ..... 29

Πίνακας 4-2: Αποτελέσματα υπολογισμού υδροδυναμικών πιέσεων/δυνάμεων επί του κατακόρυφου μετώπου για περίοδο επαναφοράς 75 ετών ..... 30

Πίνακας 4-3: Αποτελέσματα υπολογισμού υδροδυναμικών πιέσεων/δυνάμεων επί του κατακόρυφου μετώπου για περίοδο επαναφοράς 1 έτους .....	30
Πίνακας 4-4: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά εξυπηρετούμενων σκαφών (πηγή: PIANC) .....	32
Πίνακας 4-5: Τυπικές τιμές συντελεστή συρτικής δύναμης (πηγή: Australian Standards) .....	33
Πίνακας 4-6: Επιφάνεια σκαφών για τον υπολογισμό της ανεμοπίεσης (πηγή: Australian Standards) .....	33
Πίνακας 4-7: Αποτελέσματα μεθοδολογίας .....	34
Πίνακας 6-4: Συντελεστές ασφαλείας σε συνθήκες στατικής φόρτισης του κρηπιδώματος .....	38
Πίνακας 6-5: Συντελεστές ασφαλείας σε συνθήκες σεισμικής φόρτισης του κρηπιδώματος .....	38
Πίνακας 6-6: Συντελεστές ασφαλείας σε συνθήκες ατυχηματικής φόρτισης του κρηπιδώματος .....	38
Πίνακας 6-7: Συντελεστές ασφαλείας σε συνθήκες στατικής φόρτισης του βάθρου .	38
Πίνακας 6-8: Συντελεστές ασφαλείας σε συνθήκες σεισμικής φόρτισης του βάθρου	38
Πίνακας 5-1: Στοιχεία σκαφών .....	41
Πίνακας 5-2: Τιμές παραμέτρων εξίσωσης Pilarczyk θωράκισης Φ.Ο. ....	44
Πίνακας 6-1: Γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού γεωυλικών και λοιπών υλικών που δομούν το σώμα του έργου .....	52
Πίνακας 6-2: Ασκούμενες υδροδυναμικές πιέσεις καθ' ύψος του κατακόρυφου μετώπου της προσήνεμης (εξωτερικής) παρειάς του έργου.....	59
Πίνακας 6-3: Συνισταμένη υδροδυναμική πίεση καθ' ύψος των κατακόρυφων μετώπων της προσήνεμης και υπήνεμης παρειάς του έργου .....	62
Πίνακας 6-4: Βελτιωμένες παράμετροι αντοχής εδάφους εντός ζώνης χαλικοπασσάλων .....	65
Πίνακας 6-5: Παράμετροι σχεδιασμού του γεωυφάσματος που εισάγονται στο πρόγραμμα.....	66

Πίνακας 6-6: Ελάχιστοι επιτρεπόμενοι συντελεστές ασφαλείας DIN 4084 .....	67
Πίνακας 6-7: Αποτελέσματα αναλύσεων γενικής ευστάθειας .....	68
Πίνακας 6-8: Αποτελέσματα αναμενόμενων παραμενουσών μετατοπίσεων στο σώμα του έργου λόγω σεισμού .....	71
Πίνακας 6-9: Δεδομένα ακαμψίας για την προσομοίωση της Στρώσης Ι με το καταστατικό μοντέλο Hardening Soil .....	77
Πίνακας 6-10: Αποτελέσματα καθιζήσεων Διατομής Ελέγχου Γ-Γ (συνεχής κρηπίδωση) .....	83
Πίνακας 6-11: Αποτελέσματα καθιζήσεων Διατομής Ελέγχου Α-Α (μεμονωμένο βάθρο) .....	84

## **Εικόνες**

Εικόνα 2-1: Περιοχή μελέτης (Πηγή υποβάθρου: Google Earth) .....	11
Εικόνα 2-2: Απόσπασμα από το ΦΕΚ 866Δ'/2-12-2021 .....	11
Εικόνα 3-1: Δίκτυο μετεωρολογικών σταθμών ΕΜΥ πλησίον της περιοχής ενδιαφέροντος.....	12
Εικόνα 3-2: Ανεμόγραμμα Σταθμού Πάτρα (1955-2003) .....	13
Εικόνα 3-3: Ακτίνες ενεργού αναπτύγματος (Fetch) για την Νοτιοανατολική Διεύθυνση (Πηγή Υποβάθρου: Google Earth).....	18
Εικόνα 3-4: Ακτίνες ενεργού αναπτύγματος (Fetch) για την Νότια Διεύθυνση (Πηγή Υποβάθρου: Google Earth) .....	18
Εικόνα 3-5: Ακτίνες ενεργού αναπτύγματος (Fetch) για την Νοτιοδυτική Διεύθυνση (Πηγή Υποβάθρου: Google Earth).....	19
Εικόνα 4-1: Τυπική διατομή κρηπιδώματος παραβολής .....	25
Εικόνα 4-2: Απόσπασμα όψης βάθρων γεφυρώματος .....	26
Εικόνα 4-3: Σχεδιάγραμμα υδροδυναμικών πιέσεων σε κατακόρυφο μέτωπο .....	27
Εικόνα 4-4: Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας, σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000 και την πρόσφατη τροποποίηση του .....	35

Εικόνα 4-5: Στατική φόρτιση (Επίλυση στο GEO5, με κόκκινο η δύναμη που δεν συμμετέχει στο βάθρο) .....	37
Εικόνα 4-6: Σεισμική φόρτιση (Επίλυση στο GEO5, με κόκκινο η δύναμη που δεν συμμετέχει στο βάθρο) .....	37
Εικόνα 4-7: Ατυχηματική φόρτιση (επίλυση με GEO5) .....	38
Εικόνα 6-1: Θέσεις θαλάσσιων γεωτρήσεων έρευνας Μαΐου 2023 .....	47
Εικόνα 6-2: Γεωτεχνικές τομές γεωτρήσεων – Γεωτεχνικές παράμετροι υπολογισμού στρώσεων πυθμένα .....	49
Εικόνα 6-3: Απλοποιημένη στρωματογραφία υπολογισμού .....	51
Εικόνα 6-4: Θέσεις τυπικών διατομών έργου .....	56
Εικόνα 6-5: Διατομή Ελέγχου Α-Α .....	57
Εικόνα 6-6: Διατομή Ελέγχου Γ-Γ .....	57
Εικόνα 6-7: Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας Ελλάδας .....	61

## 1 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΜΕΛΕΤΗΣ

### 1.1 Γενικά

Το παρόν Τεύχος υπολογισμών συνοδεύει την Οριστική Τεχνική Μελέτη του έργου με τίτλο «ΜΕΛΕΤΗ ΛΙΜΕΝΙΚΗΣ ΕΓΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΕΞΥΠΗΡΕΤΗΣΗΣ ΣΚΑΦΩΝ ΣΤΗ ΘΕΣΗ ΨΑΝΗ ΝΑΥΠΑΚΤΟΥ», στα πλαίσια της Σύμβασης που υπογράφηκε την 8<sup>η</sup> Σεπτεμβρίου 2022, μεταξύ του «Δημοτικού Λιμενικού Ταμείου Ναυπάκτου» και της Τεχνικής Εταιρείας με την επωνυμία «Τρίτων Σύμβουλοι Μηχανικοί Α.Ε.».

Το έργο αφορά την κατασκευή νέου προβλήτα εξυπηρέτησης αλιευτικών και λοιπών μικρών σκαφών μήκους έως 15m. Ο νέος προβλήτας είναι σχήματος τύπου «Γ» και θα κατασκευαστεί ως έργο βαρύτητας από επάλληλες στήλες Τεχνιτών Ογκολίθων (Τ.Ο.) εκ σκυροδέματος και έγχυτη επί τόπου ανωδομή από σκυρόδεμα με στέψη στη στάθμη +1,10m από Μ.Σ.Θ.. Το συνολικό μήκος του προσήνεμου μετώπου του προβλήτα θα είναι ίσο με 161,3m με ωφέλιμο βάθος στα -3,5m. Για την διαμόρφωση του ωφέλιμου βάθους προβλέπεται εκβάθυνση εντός της λιμενολεκάνης, μέχρι απαντήσεως της ισοβαθούς των -3,5m.

Το έργο αποτελείται από ένα τμήμα συναρμογής με την ακτή στην γένεση, ένα γεφύρωμα πρόσβασης θεμελιωμένο επί βάθρων και από το κρηπίδωμα παραβολής. Το πλάτος του γεφυρώματος και του κρηπιδώματος παραβολής θα είναι σταθερό και ίσο με 5m, με εξαίρεση το ακρομώλιο, στο πέρας του έργου, το οποίο κατασκευάζεται ως πεπλατυσμένο στοιχείο πλάτους 10m. Πλησίον του προσήνεμου μετώπου θα κατασκευαστεί τοίχιο για την προστασία της ανωδομής από την υπερπήδηση του κυματισμού. Για την διασφάλιση της απορροής ομβρίων, η στέψη της ανωδομής θα διαμορφωθεί με κλίση 1% προς τα θαλάσσια μέτωπα εκατέρωθεν του προβλήτα. Η εγκατάσταση προβλέπεται να έχει χωρητικότητα 20 σκαφών εντός της λιμενολεκάνης, ενώ θα διαθέτει περί τις 25 επιπλέον εποχιακές θέσεις παραβολής στην προσήνεμη πλευρά εφόσον το κυματικό κλίμα στην περιοχή είναι ευμενές. Επί της ανωδομής θα εγκατασταθεί ο κατάλληλος εξοπλισμός όπως δέστρες, φρεάτια παροχών, προσκρουστήρες.

Οι υπολογισμοί που περιλαμβάνονται στο παρόν τεύχος είναι συνοπτικά:

- Εκτίμηση κυματικού κλίματος της περιοχής
- Εκτίμηση υδροδυναμικών πιέσεων επί του κατακόρυφου μετώπου
- Εκτίμηση δυνάμεων ανεμοπίεσης/δέστρας

- Έλεγχος ευστάθειας και της κατασκευής
- Γεωτεχνικοί έλεγχοι

### 1.2 Ισχύοντες κανονισμοί – Συστάσεις λιμενικών έργων

Οι κανονισμοί και η διεθνείς εξειδικευμένη βιβλιογραφία που χρησιμοποιήθηκαν και εφαρμόστηκαν για τη διαστασιολόγηση των υπό μελέτη έργων είναι:

- USACE (2006). Coastal Engineering Manual (CEM), United States Army Corps of Engineers
- CERC 1977 – Shore Protection Manual [SPM], 3rd edn, Coastal Engineering Research Center, US Army Corps of Engineers, Vicksburg, MS
- CIRIA, CUR, CETMEF (2007). The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition). C683, CIRIA, London
- Shore Protection Manual (1984), United States Army Corps of Engineers
- Australian Standards: "Guidelines for design of marinas"
- Ε.Α.Κ. 2003 Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000
- EM 1110-2-1614 USACE 1995
- PIANC Report n° 149-2016 "Guidelines for marina design"
- PIANC Report n° 180-2015 "Guidelines for protecting berthing structures from scour caused by ships"
- «Εισαγωγή στα Λιμενικά Έργα», Κωνσταντίνος Μέμος, 2013

## 2 ΠΕΡΙΟΧΗ ΜΕΛΕΤΗΣ

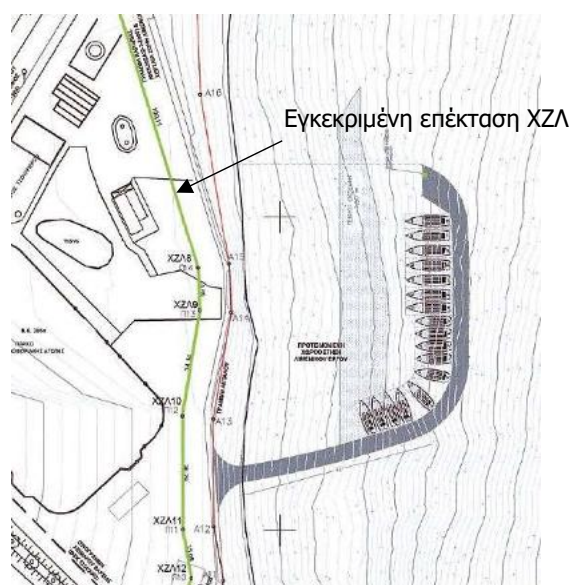
### 2.1 Γεωγραφικά στοιχεία

Το υπό μελέτη έργο χωροθετείται στη θαλάσσια περιοχή της Ναυπάκτου και πιο συγκεκριμένα στην παραλία Ψανή 1,5km περίπου νοτιοδυτικά της πόλης πλησίον των εκβολών του ρέματος Βαρείας. Η περιοχή χαρακτηρίζεται από αραιή δόμηση ενώ διαθέτει εύκολη οδική σύνδεση με την πόλη της Ναυπάκτου. Η περιοχή μελέτης φαίνεται σε δορυφορική λήψη στην Εικόνα 2-1.



Εικόνα 2-1: Περιοχή μελέτης (Πηγή υποβάθρου: Google Earth)

Ο νέος προβλήτας χωροθετείται εντός της Χερσαίας Ζώνης Λιμένα Ναυπάκτου όπως έχει καθοριστεί με το ΦΕΚ 866Δ'/2-12-2021.



Εικόνα 2-2: Απόσπασμα από το ΦΕΚ 866Δ'/2-12-2021



### 3 ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΠΕΡΙΟΧΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

#### 3.1 Ανεμολογικά στοιχεία

Το ανεμολογικό καθεστώς της περιοχής μελέτης είναι αναγκαίο για τον προσδιορισμό του κυματικού κλίματος, δεδομένου ότι στη συντριπτική πλειοψηφία των παράκτιων περιοχών στον Ελλαδικό χώρο οι κυματισμοί είναι κυρίως ανεμογενούς προέλευσης. Οι πλησιέστεροι σταθμοί της ΕΜΥ είναι αυτοί της Ναυπάκτου, της Πάτρας (σε απόσταση 15km από την περιοχή μελέτης) και του Αιγίου (σε απόσταση 25km από την περιοχή μελέτης). Τελικά τα ανεμολογικά στοιχεία που χρησιμοποιήθηκαν προέρχονται από τον μετεωρολογικό σταθμό της Εθνικής Μετεωρολογικής Υπηρεσίας (Ε.Μ.Υ) στην Πάτρα αφενός λόγω της εγγύτητας του στην περιοχή και αφετέρου λόγω της μεγάλης περιόδου των διαθέσιμων μετρήσεων που αφορά σε περίοδο 49 ετών (σε αντίθεση με τους σταθμούς της Ναυπάκτου και του Αιγίου όπου οι διαθέσιμες μετρήσεις αφορούν σημαντικά μικρότερο χρονικό διάστημα). Παρακάτω φαίνεται ο χάρτης των μετεωρολογικών σταθμών της ΕΜΥ στην ευρύτερη περιοχή (Εικόνα 3-1).



**Εικόνα 3-1: Δίκτυο μετεωρολογικών σταθμών ΕΜΥ πλησίον της περιοχής ενδιαφέροντος**

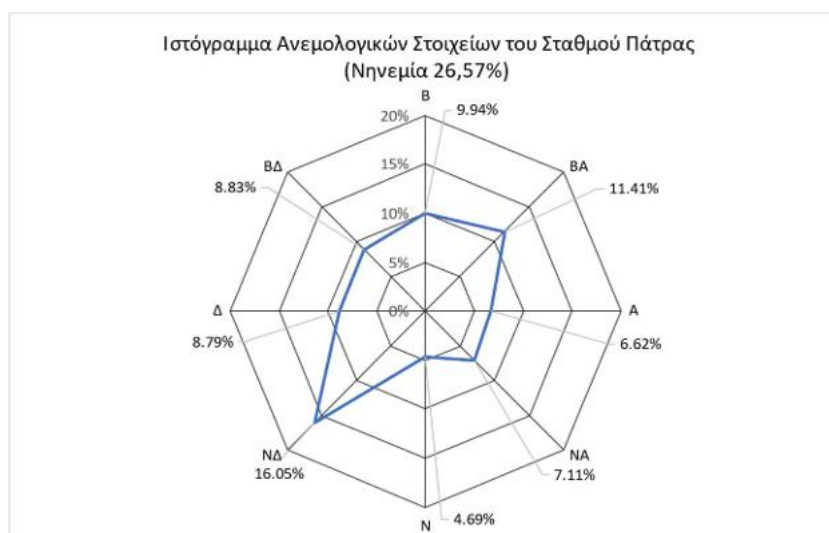
Τα ανεμολογικά στοιχεία από του σταθμού της Πάτρας αξιολογήθηκαν για τον προσδιορισμό των ανεμολογικών χαρακτηριστικών στην περιοχή του έργου, τα οποία χρησιμοποιούνται τελικά για την εκτίμηση του κυματικού κλίματος της περιοχής. Οι ετήσιες συχνότητες εμφάνισης για κάθε διεύθυνση ανέμου και για κάθε ένταση, του



εξεταζόμενου σταθμού, παρουσιάζονται στον Πίνακα 3-1 και στο ανεμόγραμμα της Εικόνας 3-2.

ΕΘΝΙΚΗ ΜΕΤΕΩΡΟΛΟΓΙΚΗ ΥΠΗΡΕΣΙΑ HELLENIC NATIONAL METEOROLOGICAL SERVICE		ΕΤΗΣΙΕΣ ΣΥΧΝΟΤΗΤΕΣ ΑΝΕΜΟΥ (%)									
ΟΝΟΜΑ ΣΤΑΘΜΟΥ		ΚΩΔΙΚΟΣ ΣΤΑΘΜΟΥ		ΓΕΩΓ. ΜΗΚΟΣ		ΓΕΩΓ. ΠΛΑΤΟΣ		ΥΨΟΣ (m)		ΠΕΡΙΟΔΟΣ	
ΠΑΤΡΑ		16689		38.08		21.73		-		1955-2003	
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ		N	NE	E	SE	S	SW	W	NW	CALM/VRB	SUM
Bf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	26.568	26.568
Bf	1	2.095	3.765	4.498	4.134	1.957	3.865	3.296	3.062	0.001	26.673
Bf	2	3.105	3.981	1.595	2.286	1.491	5.496	3.439	3.384	0.005	24.782
Bf	3	2.521	2.053	0.298	0.468	0.745	3.810	1.315	1.662	0.000	12.872
Bf	4	1.548	1.035	0.126	0.163	0.353	1.883	0.514	0.536	0.000	6.157
Bf	5	0.529	0.370	0.064	0.036	0.111	0.727	0.135	0.136	0.000	2.107
Bf	6	0.127	0.176	0.036	0.019	0.022	0.241	0.067	0.040	0.000	0.727
Bf	7	0.010	0.015	0.001	0.003	0.008	0.025	0.014	0.008	0.000	0.084
Bf	8	0.001	0.006	0.000	0.000	0.000	0.001	0.004	0.000	0.000	0.013
Bf	>= 9	0.001	0.006	0.001	0.000	0.000	0.004	0.004	0.000	0.000	0.017
SUM		9.94	11.41	6.62	7.11	4.69	16.05	8.79	8.83	26.57	100.0

Πίνακας 3-1: Ανεμολογικά στοιχεία (ΕΜΥ) μετεωρολογικού σταθμού Πάτρας



Εικόνα 3-2: Ανεμόγραμμα Σταθμού Πάτρα (1955-2003)

Σύμφωνα με αυτά τα στοιχεία οι συχνότερα εμφανιζόμενοι άνεμοι στην περιοχή είναι οι προερχόμενοι εκ του Νοτιοδυτικού τομέα με συχνότητα εμφάνισης 16,05% και ακολουθούν αυτοί του Βορειοανατολικού και Βόρειου τομέα ανάπτυξης με συχνότητες εμφάνισης 11,41% και 9,94% αντίστοιχα. Οι Ανατολικοί, Νοτιοανατολικοί και Νότιοι άνεμοι πνέουν το 6,62%, το 7,11% και το 4,69% του έτους αντίστοιχα. Τέλος, οι Δυτικοί και Βορειοδυτικοί άνεμοι εμφανίζονται σχεδόν με την ίδια συχνότητα δηλαδή ίση με 8,79% και το 8,83% αντίστοιχα. Νηνεμία επικρατεί στο 26,57% του έτους.

Οι εντάσεις ανεμοπνοής φτάνουν και ξεπερνούν τα 9Bf για τις περισσότερες διευθύνσεις με πολύ μικρή ωστόσο συχνότητα. Γενικά λόγω της πολύ μικρής

συχνότητας εμφάνισης ανέμων 9Bf θεωρείται ότι οι καταγραφές αυτές αποτελούν τοπικά μέγιστα, μη δυνάμενα κατά το πλείστον να δημιουργήσουν θύελλες αντίστοιχων εντάσεων. Εξαιρέση αποτελούν οι άνεμοι της Νοτιοανατολικής της Νότιας και της Βορειοδυτικής διεύθυνσης όπου η μέγιστη ταχύτητα ανέμου φτάνει τα 7 Bf.

Λόγω του προσανατολισμού του όρμου Ναυπάκτου και των νέων έργων οι κρίσιμες διευθύνσεις των κυματισμών που μελετώνται είναι οι προωθούμενοι εκ του Νοτιοδυτικού, Νότιου και Νοτιοανατολικού τομέα, καθώς λόγω προσανατολισμού της ακτογραμμής στη θέση του έργου μόνο αυτοί δύναται να προσβάλουν το έργο.

### 3.2 Στατιστική επεξεργασία

Η εκτίμηση του κυματικού κλίματος σε μία περιοχή γίνεται είτε από επεξεργασία υφιστάμενων κυματικών καταγραφών – ώστε να προκύψει ο κυματισμός σχεδιασμός για την περίοδο επαναφοράς που προβλέπεται από τον σχεδιασμό του έργου – είτε μέσω αναλυτικής μεθοδολογίας πρόγνωσης που στηρίζεται σε χαρακτηριστικά γεωγραφικά, γεωμορφολογικά και ανεμολογικά στοιχεία τα οποία υπεισέρχονται στην γένεση των κυμάτων. Σημειώνεται ότι οι κυματισμοί που χρησιμοποιούνται συνήθως για τον σχεδιασμό των λιμενικών εγκαταστάσεων είναι ανεμογενείς.

Όπως αναφέρθηκε στον Ελλαδικό χώρο δεν υφίστανται κυματικές καταγραφές, με αποτέλεσμα η πρόγνωση των κυματισμών με σημαντική περίοδο επαναφοράς να στηρίζεται στην στατιστική επεξεργασία ανεμολογικών καταγραφών. Τα διαθέσιμα ανεμολογικά στοιχεία, όπως επεξηγήθηκε ανωτέρω προέρχονται από το Μ.Σ. Πάτρας. Στο πλαίσιο αυτό, επελέγη χαρακτηριστικός κυματισμός ανά διεύθυνση, λαμβάνοντας υπόψη την πιθανότητα περιοδικής εμφάνισής του στη χρονική διάρκεια ζωής του έργου. Σύμφωνα με τις συστάσεις λιμενικών έργων (CEM, 2006, US.A.C.E.) η περίοδος επαναφοράς για τα μεγέθη σχεδιασμού (άνεμος και κύμα σχεδιασμού) θα πρέπει να έχει πιθανότητα εμφάνισης 50% στην διάρκεια ζωής του έργου, που συνήθως λαμβάνεται ίση με 50 έτη για λιμενικά έργα του τύπου αυτού. Η πιθανότητα εμφάνισης ενός φαινομένου με περίοδο επαναφοράς  $T$  έτη σε  $L$  χρόνια δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$P = 1 - e^{-L/T}$$

Συνεπώς η ζητούμενη περίοδος επαναφοράς είναι τα 73 έτη και λαμβάνεται τελικά συντηρητικά ίση με 75 έτη. Οι διαθέσιμες ανεμολογικές καταγραφές για τις διευθύνσεις ενδιαφέροντος (N, ΝΔ, ΝΑ) αναλύθηκαν στατιστικά ώστε να προκύψει τελικά η τιμή

έντασης ανέμου με περίοδο επαναφοράς 75 χρόνια. Η παραπάνω διαδικασία συνίσταται στην προσαρμογή με αντικειμενικές στατιστικές μεθόδους της αθροιστικής κατανομής των υπό εξέταση καταγραφών σε μια από τις υπάρχουσες αθροιστικές κατανομές (με γνωστή την αναλυτική σχέση τους) με 2 ή 3 βαθμούς ελευθερίας και στην συνέχεια η προεκβολή της ως την ζητούμενη πιθανότητα υπέρβασης, που στην προκείμενη περίπτωση αντιστοιχεί στην περίοδο επαναφοράς 75 ετών. Οι ανεμολογικές καταγραφές προσαρμόστηκαν σε κατανομές Fisher – Tippet-I (Gumbel) και Weibull, δύο και τριών παραμέτρων αντίστοιχα και με την χρήση της μεθόδου των ελαχίστων τετραγώνων (R-square) προέκυψε ότι η χρήση της κατανομής Weibull αναπαριστά αντιπροσωπευτικότερα τις μετρήσεις του μετεωρολογικού σταθμού για τις τρεις αυτές διευθύνσεις ενδιαφέροντος. Από την στατιστική ανάλυση προκύπτει η τιμή έντασης ανέμου σχεδιασμού για κάθε διεύθυνση. Σημειώνεται ότι για τις ανάγκες της μελέτης υπολογίστηκε και η ταχύτητα ανέμου για περίοδο επαναφοράς 1 έτους. Τα αποτελέσματα παρατίθενται στον Πίνακα 3-1 ενώ η όλη διαδικασία παρουσιάζεται στο **Παράρτημα Α** της παρούσας.

Διεύθυνση Προώθησης	Ταχύτητα Ανέμου Περιόδου Επαναφοράς 75 ετών (m/s)	Ταχύτητα Ανέμου Περιόδου Επαναφοράς 1 έτος (m/s)
Νοτιανατολική	13,48	5,80
Νότια	14,48	7,18
Νοτιοδυτική	19,45	11,51

**Πίνακας 3-2: Ταχύτητες ανέμων σχεδιασμού**

### 3.3 Στοιχεία παλίρροιας

Στοιχεία που αφορούν στις μεταβολές της στάθμης της θάλασσας έχουν ληφθεί από τους σταθμούς μέτρησης παλίρροιας της Υδρογραφικής Υπηρεσίας του Πολεμικού Ναυτικού και συγκεκριμένα από τον σταθμό καταγραφής της Πάτρας που είναι και ο εγγύτερος σταθμός στην περιοχή. Τα στατιστικά στοιχεία της παλίρροιας αφορούν την περίοδο 1990-2008 και παρατίθενται στον ακόλουθο Πίνακα 3-3.

Στοιχεία Παλίρροιας (m)	Σταθμός Μετρήσεων
	Πάτρα (1990-2008)
Μέγιστο Εύρος (m)	0,61
Μέσο εύρος (m)	0,18
Ελάχιστο εύρος (m)	0,01
Επάλλαξη (m)	1,39
Υψομετρική διαφορά μεταξύ μέγιστης πλήμμης και μέσης στάθμης θάλασσας	0,53
Υψομετρική διαφορά μεταξύ μέσης στάθμης και κατωτάτης ρηχίας	0,86

**Πίνακας 3-3: Στατιστικά Στοιχεία Παλίρροιας (Πηγή: Υδρογραφική Υπηρεσία)**

Το εύρος της παλίρροιας είναι η διαφορά της στάθμης μιας πλήμμης και της επακόλουθης ρηχίας ή αντιστρόφως. Η μέγιστη πλήμμη και κατωτάτη ρηχία είναι η υψηλότερη και χαμηλότερη καταγραφή της στάθμης της θάλασσας. Τέλος η επάλλαξη αναφέρεται στη διαφορά της στάθμης μεταξύ της μέγιστης πλήμμης και της κατωτάτης ρηχίας.

Η διακύμανση της ελεύθερης επιφάνειας της θαλάσσης λόγω παλιρροιακών μεταβολών στην περιοχή όπως και γενικότερα στον ελλαδικό χώρο δεν κρίνεται σημαντική για την διαστασιολόγηση του έργου. Ωστόσο λαμβάνεται υπόψιν για τον υπολογισμό του ωφέλιμου βάθους της εγκατάστασης, η υψομετρική διαφορά μεταξύ Μ.Σ.Θ. και κατώτατης ρηχίας ώστε να διασφαλιστεί ο ασφαλής ελλιμενισμός των εξυπηρετούμενων πλοίων.

### 3.4 Στοιχεία ρευμάτων

Ρευματομετρήσεις δεν έχουν πραγματοποιηθεί στην περιοχή μελέτης. Από το γεγονός ότι δεν υπάρχουν αναφορές για έντονα καταγεγραμμένα φαινόμενα συνάγεται ότι τα πιθανά εμφανιζόμενα ρεύματα θα είναι γενικά μικρών τιμών ταχυτήτων (μικρότερες ταχύτητες των 0.2 κόμβων ή 0.1 m/sec) και ως εκ τούτου δεν λαμβάνονται υπόψιν στο πλαίσιο της παρούσας.

### 3.5 Εκτίμηση κυματικού κλίματος

#### 3.5.1 Επιλογή μήκους αναπτύγματος πελάγους - Γένεση κυμάτων στα βαθιά

Η εκτίμηση των χαρακτηριστικών μεγεθών των ανεμογενών κυμάτων στην περιοχή ενδιαφέροντος, γίνεται βάσει της θεωρίας της φασματικής ανάλυσης η οποία

προσεγγίζει την κατανομή της ενέργειας των κυμάτων σε συνάρτηση με το ανάπτυγμα πελάγους (fetch), την ταχύτητα και διάρκεια πνοής του ανέμου και τα μέσα στατιστικά χαρακτηριστικά της συχνότητας, μετατρέποντας τη χρονική ακολουθία των κυμάτων σε φάσμα.

Για τον υπολογισμό του αναπτύγματος πελάγους εφαρμόζεται η μέθοδος του «ενεργού αναπτύγματος» ("effective fetch"), που προτείνεται επίσης στο C.E.R.C 1977, με 15 ακτίνες. Η διαίρεση του τομέα πελάγους αντιστοιχεί σε μία ακτίνα κατά την κύρια διεύθυνση του ανέμου και 7 ακτίνες εκατέρωθεν αυτής, με βήμα γωνίας  $6^\circ$ . Το εύρος του τομέα αυτού είναι  $84^\circ$  (τομέας γωνίας  $42^\circ$  εκατέρωθεν της κύριας διεύθυνσης του ανέμου). Η μέθοδος του ενεργού αναπτύγματος είναι σχετικά χονδρική προσομοίωση της κατευθυντικής συνάρτησης (directional spreading function) κατά Mitsuyasu, στην οποία εισάγεται το συνημίτονο του αζιμούθιου από την κύρια διεύθυνση του κύματος καθώς και μια παράμετρος διάχυσης (spreading parameter).

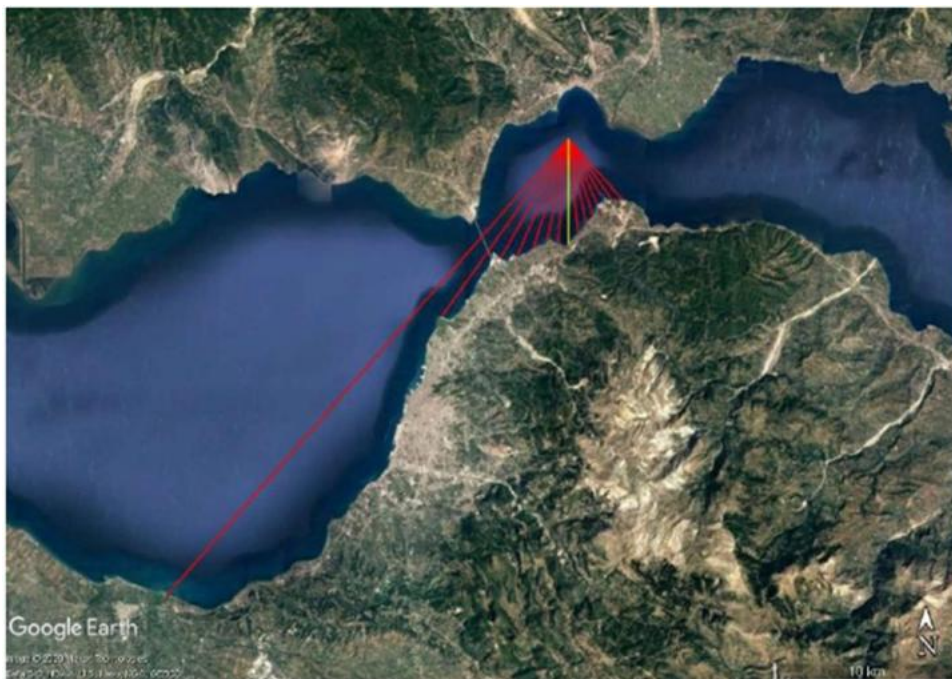
Οι μέθοδοι προσδιορισμού που παρουσιάσθηκαν στην συνέχεια από τις Διεθνείς Συστάσεις Λιμενικών Έργων (C.E.R.C. 1984, ανάπτυγμα πελάγους με χρήση 9 ακτινών και C.E.M. 2006, ανάπτυγμα πελάγους με μία και μόνο ακτίνα) έχει παρατηρηθεί ότι δεν δίνουν γενικά ικανοποιητικά αποτελέσματα στις ελληνικές θάλασσες, ιδιαίτερα σε σύγκριση με την παλαιότερη χρονολογικά μέθοδο κατά S.M.B., πιθανώς εξ' αιτίας της πολύπλοκης γεωμετρίας της ελληνικής ακτογραμμής, της μεγάλης διασποράς των νησιών και του ριπαίου χαρακτήρα των ανέμων.

Όπως έχει προαναφερθεί η θέση του έργου είναι εκτεθειμένη σε κυματισμούς που γεννώνται από ανέμους προερχόμενους από τον ευρύτερο ΝΑ-Ν-ΝΔ τομέα. Έτσι για τους εν λόγω τομείς γίνεται ο υπολογισμός του αναπτύγματος πελάγους. Οι ακτίνες από τις οποίες υπολογίζεται το ανάπτυγμα φαίνονται στις Εικόνες (3-3, 3-4, 3-5) και τα τελικά αποτελέσματα στον Πίνακα 3-4.

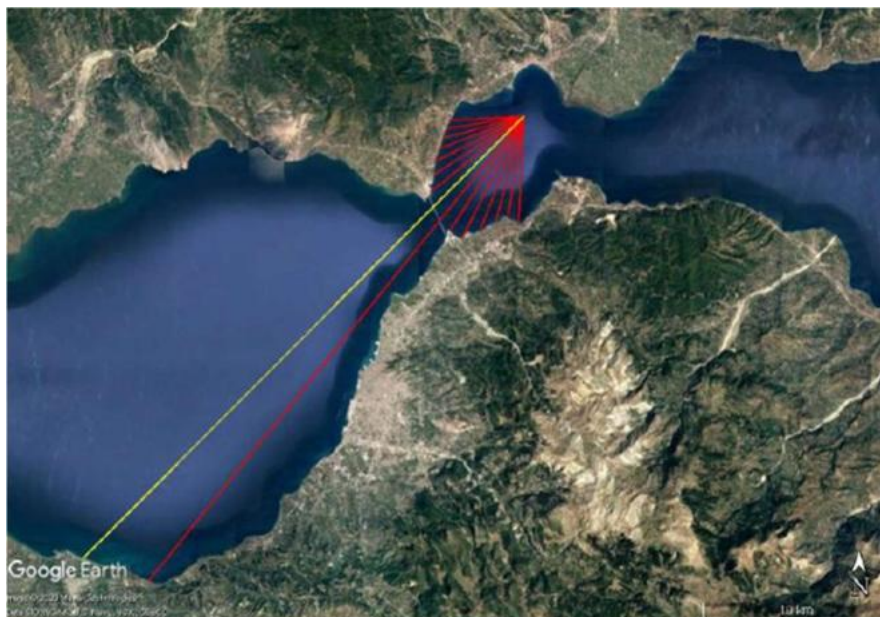




**Εικόνα 3-3: Ακτίνες ενεργού αναπτύγματος (Fetch) για την Νοτιοανατολική Διεύθυνση  
(Πηγή Υποβάθρου: Google Earth)**



**Εικόνα 3-4: Ακτίνες ενεργού αναπτύγματος (Fetch) για την Νότια Διεύθυνση (Πηγή  
Υποβάθρου: Google Earth)**



**Εικόνα 3-5: Ακτίνες ενεργού αναπτύγματος (Fetch) για την Νοτιοδυτική Διεύθυνση (Πηγή Υποβάθρου: Google Earth)**

Τομέας Ανέμου	Fetch (km)
Νοτιοανατολικός	18,96
Νότιος	5,97
Νοτιοδυτικός	10,21

**Πίνακας 3-4: Μήκος ενεργού αναπτύγματος κυματισμού ανά διεύθυνση**

Οι συνθήκες σταθερής πνοής κατά διεύθυνση και ένταση σπανίως συναντώνται στην φύση. Θεωρήθηκε διάρκεια πνοής του ανέμου σχεδιασμού ίση με 8 ώρες, διάρκεια που προσεγγίζει πολύ τις συνήθειες θύελλες που απαντώνται στον ελλαδικό χώρο.

Ο χρόνος διάρκειας πνοής που απαιτείται για κύματα που διασχίζουν ένα ανάπτυγμα πελάγους μήκους  $\chi$  και με πνοή ανέμου ταχύτητας  $u$  για να γίνουν fetch-limited, ήτοι η ανάπτυξή τους να περιορίζεται από το μήκος του αναπτύγματος πελάγους και όχι από τη χρονική διάρκεια πνοής, είναι:

$$t_{\chi,u} = 77.23 \frac{\chi^{0.67}}{u^{0.34} g^{0.33}}$$

Λόγω των μικρών, σχετικά, αναπτυγμάτων πελάγους που εμφανίζονται στην περιοχή μελέτης (μικρότερα των 20km) οι απαιτούμενοι χρόνοι για την ανάπτυξη fetch-limited κυματισμών είναι μικροί, συνεπώς η ανάπτυξη των κυματισμών περιορίζεται από το

μήκος του αναπτύγματος πελάγους και όχι από τη διάρκεια πνοής (fetch-limited conditions).

Για την εκτίμηση των χαρακτηριστικών μεγεθών των κυμάτων που προωθούνται στα ανοιχτά του έργου, από τους ΝΑ, Ν και ΝΔ τομείς, εφαρμόζεται τελικά, το αριθμητικό ομοίωμα κατά Sverdrup - Munk - Bretshneider (S.M.B.), όπως αυτό περιγράφεται στο Shore Protection Manual (C.E.R.C, 1977). Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή, τα μεγέθη του χαρακτηριστικού κύματος (μέσες τιμές του 1/3 των μεγαλύτερων κυμάτων της καταγραφής) υπολογίζονται, όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, σε συνάρτηση με το ενεργό ανάπτυγμα πελάγους, την ταχύτητα και την διάρκεια πνοής του ανέμου που δημιουργεί τον κυματισμό.

Τα χαρακτηριστικά των μελετώμενων κυματισμών, δηλαδή τα  $H_s$ ,  $T_s$  και  $L_0$  υπολογίζονται ως εξής:

$$\frac{gH_s}{U^2} = 0.283 * \tanh \left[ 0.0125 * \left( \frac{gF}{U^2} \right)^{0.42} \right]$$

$$\frac{gT_s}{2\pi U} = 1.20 * \tanh \left[ 0.077 * \left( \frac{gF}{U^2} \right)^{0.25} \right]$$

$$\frac{gt_d}{U} = K * \exp \left\{ \left[ A \left( \ln \left( \frac{gF}{U^2} \right) \right)^2 - B \ln \left( \frac{gF}{U^2} \right) + C \right]^{1/2} + D \ln \left( \frac{gF}{U^2} \right) \right\}$$

Όπου:

- F: το ενεργό ανάπτυγμα πελάγους
- $H_s$ : το χαρακτηριστικό ύψος κύματος βασισμένο σε φασματική ανάλυση ( $H_{m0}=H_s=H_{1/3}$  στα βαθιά, CEM 2002)
- $T_s$ : η χαρακτηριστική περίοδος του φάσματος
- $K=6.5882$
- $A=0.0161$
- $B=0.3692$
- $C=2.2024$
- $D=0.8798$

Η σχέση μεταξύ του χαρακτηριστικού ύψους και μέγιστης περιόδου του κύματος βασίζεται σε φάσμα σχεδιασμού τύπου JONSWAP (Hasselmann et al 1973, 1976) και λαμβάνεται βάσει και των συστάσεων του Goda (1985, 2000) ίση με:

$$T_p = 4.5 * H_s^{1/2}$$



Τα κυματικά χαρακτηριστικά που προέκυψαν στα ανοικτά για τις εξεταζόμενες περιόδους επαναφοράς των 75 ετών και του 1 έτους συνοψίζονται στους Πίνακες 3-5, 3-6 και 3-7, ενώ η διαδικασία υπολογισμού παρατίθεται αναλυτικά στο **Παράρτημα Β** του παρόντος.

Περίοδος Επαναφοράς	75 έτη	1 έτος
$H_s$ (m)	1,18	0,42
$T_s$ (s)	4,25	2,59
$L_o$ (m)	28,16	10,47

**Πίνακας 3-5: Κυματικά χαρακτηριστικά για την Νοτιοανατολική διεύθυνση**

Περίοδος Επαναφοράς	75 έτη	1 έτος
$H_s$ (m)	0,80	0,35
$T_s$ (s)	3,39	2,31
$L_o$ (m)	17,96	8,36

**Πίνακας 3-6: Κυματικά χαρακτηριστικά για την Νότια διεύθυνση**

Περίοδος Επαναφοράς	75 έτη	1 έτος
$H_s$ (m)	1,41	0,76
$T_s$ (s)	4,50	3,39
$L_o$ (m)	31,61	17,94

**Πίνακας 3-7: Κυματικά χαρακτηριστικά για την Νοτιοδυτική διεύθυνση**

### 3.5.2 Υπολογισμός τοπικών κυματικών χαρακτηριστικών

Τα χαρακτηριστικά των κυματισμών μεταβάλλονται κατά την προώθησή τους στην ξηρά, εξαιτίας της αλληλεπίδρασης με τον πυθμένα της θάλασσας. Τα φαινόμενα που συνεκτιμώνται είναι η ρήχωση και η διάθλαση των κυμάτων.

Το φαινόμενο της ρήχωσης εκφράζει αποκλειστικά την επιρροή του πυθμένα, η οποία γίνεται μεγαλύτερη όσο μειώνεται το ύψος του κυματισμού και το βάθος. Η αλληλεπίδραση (τριβή) του κυματισμού με το πυθμένα, έχει ως αποτέλεσμα την σταδιακή διάχυση της κινητικής ενέργειας του κύματος και την τροποποίηση των χαρακτηριστικών του. Αντίστοιχα το φαινόμενο της διάθλασης έχει σχέση με την γωνία που σχηματίζεται μεταξύ του μετώπου προώθησης των κυμάτων και της μέσης διεύθυνσης των ισοβαθών του θαλάσσιου πυθμένα. Μέσω αυτής της διαδικασίας παρατηρείται στροφή του μετώπου του κύματος, το οποίο τείνει να γίνει παράλληλο προς τις ισοβαθείς του πυθμένα. Η διαδικασία αυτή έχει και πάλι ως αποτέλεσμα την

σταδιακή διάχυση της κυματικής ενέργειας, που εκφράζεται μέσω της τροποποίησης των κυματικών χαρακτηριστικών.

Η επιρροή των ανωτέρω φαινομένων επιβάλλει την εύρεση των τροποποιημένων χαρακτηριστικών του κύματος (ύψος και μήκος). Ο υπολογισμός των τροποποιημένων χαρακτηριστικών των κυματισμών (λόγω ρήχωσης και διάθλασης) στηρίχθηκε στη μεθοδολογία και τις συστάσεις του Goda (1985,2000), όπως προτείνεται και από EM 1110-2-1614 USACE 1995. Τα τροποποιημένα στοιχεία του χαρακτηριστικού κυματισμού του φάσματος ( $H_s$ ) και του μέγιστου κυματισμού του φάσματος ( $H_{max}$ ) λόγω ρήχωσης και διάθλασης, παρουσιάζονται στον επόμενο πίνακα σε συνάρτηση με το βάθος. Βάσει συστάσεων η διαστασιολόγηση έργων κοντά στην ακτή, εκτελείται λαμβάνοντας ως φάσμα σχεδιασμού το φάσμα σε απόσταση  $0.5xH_o'$  από αυτή, λόγω της έντονης συσσώρευσης ενέργειας, η οποία έχει ως αποτέλεσμα τα χαρακτηριστικά του φάσματος να υπόκεινται σε έντονες αλλαγές.

Τα στοιχεία των χαρακτηριστικών κυματισμών σχεδιασμού των φασμάτων συνοψίζονται στους παρακάτω Πίνακες για τις τρεις διευθύνσεις υπολογισμού (ΝΑ, Ν και ΝΔ) και για τις δύο περιόδους επαναφοράς. Οι αναλυτικοί υπολογισμοί παρουσιάζονται στο **Παράρτημα Β** του παρόντος τεύχους.

➤ Νοτιοανατολική Διεύθυνση

$T=75$  έτη:

Depth (m)	T (sec)	d/L	L (m)	Cg (m/sec)	Ks	$\theta$ (°)	Kr	$H_o'$	$H_s$ (m)	$H_{max}$ (m)
20	4.25	0.7102	28.16	3.32	0.9989	0.00	1.0000	1.18	1.18	2.13
15	4.25	0.5333	28.13	3.36	0.9931	0.00	1.0000	1.18	1.18	2.12
10	4.25	0.3625	27.59	3.56	0.9654	0.00	1.0000	1.18	1.14	2.06
8	4.25	0.2978	26.86	3.72	0.9437	0.00	1.0000	1.18	1.12	2.01
6	4.25	0.2361	25.41	3.91	0.9212	0.00	1.0000	1.18	1.09	1.96
4	4.25	0.1766	22.65	3.97	0.9142	0.00	1.0000	1.18	1.08	1.95

**Πίνακας 3-8: Προώθηση νοτιοανατολικού κυματισμού για  $T=75$  έτη**

$T=1$  έτος:

Depth (m)	T (sec)	d/L	L (m)	Cg (m/sec)	Ks	$\theta$ (°)	Kr	$H_o'$	$H_s$ (m)	$H_{max}$ (m)
20	2.59	1.0000	20.00	2.02	1.0000	0.00	1.0000	0.42	0.42	0.76
15	2.59	1.0000	15.00	2.02	1.0000	0.00	1.0000	0.42	0.42	0.76
10	2.59	0.9500	10.53	2.02	0.9999	0.00	1.0000	0.42	0.42	0.76
8	2.59	0.7601	10.52	2.02	0.9994	0.00	1.0000	0.42	0.42	0.76
6	2.59	0.5729	10.47	2.04	0.9954	0.00	1.0000	0.42	0.42	0.76
4	2.59	0.3869	10.34	2.14	0.9719	0.00	1.0000	0.42	0.41	0.74

**Πίνακας 3-9: Προώθηση νοτιοανατολικού κυματισμού για  $T=1$  έτος**

➤ Νότια Διεύθυνση: $T=75$  έτη:

Depth (m)	T (sec)	d/L	L (m)	C <sub>g</sub> (m/sec)	K <sub>s</sub>	θ (°)	K <sub>r</sub>	H <sub>o'</sub>	H <sub>s</sub> (m)	H <sub>max</sub> (m)
15	3.39	0.8301	18.07	2.65	0.9997	45.35	1.0031	0.80	0.80	1.44
10	3.39	0.5570	17.95	2.68	0.9946	44.98	0.9998	0.80	0.80	1.43
8	3.39	0.4482	17.85	2.73	0.9839	44.65	0.9969	0.80	0.79	1.41
6	3.39	0.3431	17.49	2.88	0.9595	43.51	0.9874	0.79	0.76	1.36
4	3.39	0.2438	16.41	3.10	0.9237	40.24	0.9624	0.77	0.71	1.28

Πίνακας 3-10: Προώθηση νότιου κυματισμού για T=75 έτη

 $T=1$  έτος:

Depth (m)	T (sec)	d/L	L (m)	C <sub>g</sub> (m/sec)	K <sub>s</sub>	θ (°)	K <sub>r</sub>	H <sub>o'</sub>	H <sub>s</sub> (m)	H <sub>max</sub> (m)
8	2.31	0.9500	8.42	1.81	0.9999	45.39	1.0035	0.35	0.35	0.63
6	2.31	0.7102	8.45	1.81	0.9989	45.58	1.0051	0.35	0.35	0.63
4	2.31	0.4803	8.33	1.85	0.9882	44.76	0.9979	0.35	0.35	0.62

Πίνακας 3-11: Προώθηση νότιου κυματισμού για T=1 έτος

➤ Νοτιοδυτική Διεύθυνση: $T=75$  έτη:

Depth (m)	T (sec)	d/L	L (m)	C <sub>g</sub> (m/sec)	K <sub>s</sub>	θ (°)	K <sub>r</sub>	H <sub>o'</sub>	H <sub>s</sub> (m)	H <sub>max</sub> (m)
20	4.50	0.6305	31.72	3.53	0.9975	81.18	1.0640	1.50	1.50	2.70
15	4.50	0.4764	31.49	3.60	0.9878	78.77	0.9443	1.33	1.32	2.37
10	4.50	0.3266	30.62	3.86	0.9541	72.52	0.7604	1.07	1.02	1.84
8	4.50	0.2705	29.57	4.03	0.9333	67.12	0.6683	0.94	0.88	1.59
6	4.50	0.2159	27.79	4.19	0.9159	59.97	0.5890	0.83	0.76	1.37
4	4.50	0.1632	24.51	4.17	0.9181	49.78	0.5186	0.73	0.67	1.21

Πίνακας 3-12: Προώθηση νοτιοδυτικού κυματισμού για T=75 έτη

 $T=1$  έτος:

Depth (m)	T (sec)	d/L	L (m)	C <sub>g</sub> (m/sec)	K <sub>s</sub>	θ (°)	K <sub>r</sub>	H <sub>o'</sub>	H <sub>s</sub> (m)	H <sub>max</sub> (m)
15	3.39	0.8301	18.07	2.65	0.9997	82.69	1.1683	0.89	0.89	1.60
10	3.39	0.5580	17.92	2.67	0.9946	79.64	0.9827	0.75	0.75	1.34
8	3.39	0.4482	17.85	2.73	0.9839	78.45	0.9312	0.71	0.70	1.26
6	3.39	0.3431	17.49	2.87	0.9595	73.72	0.7870	0.60	0.58	1.04
4	3.39	0.2438	16.41	3.10	0.9237	64.23	0.6320	0.48	0.45	0.80

Πίνακας 3-13: Προώθηση νοτιοδυτικού κυματισμού για T=1 έτος

## 4 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΡΗΠΙΔΩΜΑΤΟΣ - ΓΕΦΥΡΩΜΑΤΟΣ

### 4.1 Εισαγωγή

Στην παρούσα μελέτη προβλέπεται η διαστασιολόγηση του κύριου τμήματος του προβλήτα που θα κατασκευαστεί ως κρηπιδότοιχος βαρύτητας από επάλληλες στήλες Τ.Ο. και του γεφυρώματος πρόσβασης σε αυτό, το οποίο προβλέπεται να κατασκευαστεί επί βάθρων. Τα βάθρα θα δομούνται και αυτά από στήλες Τ.Ο. σκυροδέματος.

Η διαστασιολόγηση των προτεινόμενων έργων έγκειται στους ελέγχους ευστάθειας των στηλών Τ.Ο. σε στατική, σεισμική και ατυχηματική φόρτιση. Ο κρίσιμος έλεγχος στις περιπτώσεις των έργων βαρύτητας αφορά κυρίως τις δυναμικές φορτίσεις που πρόκειται να αναπτυχθούν κατά την διάρκεια ζωής του έργου. Τα φορτία σχεδιασμού αλλά και η μεθοδολογία υπολογισμού εκτελείται σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ε.Α.Κ. 2000 όπως αυτός τροποποιήθηκε και ισχύει σήμερα).

Οι έλεγχοι ευστάθειας αφορούν στους ελέγχους ολίσθησης και ανατροπής των στηλών εκ Τ.Ο. και εκτελούνται συνολικά για την κάθε στήλη αλλά και ανά στάθμη Τ.Ο. δεδομένου ότι οι στήλες συνίστανται από επάλληλους Τ.Ο.. Επιπρόσθετα εξετάζονται και οι αναπτυσσόμενες τάσεις που μεταφέρονται στην θεμελίωση της κατασκευής.

Όσον αφορά στην ευστάθεια των στηλών του κρηπιδώματος παραβολής δεν υπάρχουν ωθήσεις γαιών και τα μόνα επιπλέον σεισμικά φορτία που αναπτύσσονται είναι τα αδρανειακά των Τ.Ο., της ανωδομής και οι επιπρόσθετες υδροδυναμικές πιέσεις (δυνάμεις Westergaard). Επίσης σημαντική είναι η υδροδυναμική φόρτιση που ασκείται στο προσήνεμο μέτωπο λόγω των προσπιπόντων κυματισμών κυρίως στη στατική φόρτιση. Κατά την ατυχηματική φόρτιση υπολογίζονται οι δυνάμεις πρόσκρουσης των σκαφών στις εποχιακές θέσεις πρόσδεσης χωρίς να λαμβάνεται υπόψιν η επίδραση του κύματος, καθώς αυτές θα λειτουργούν μόνο όταν το κυματικό κλίμα είναι ευμενές. Στους τρεις συνδυασμούς φορτίσεων προστίθεται και η δύναμη της δέστρας που ασκείται στην ανωδομή από τα ελλιμενισμένα σκάφη.

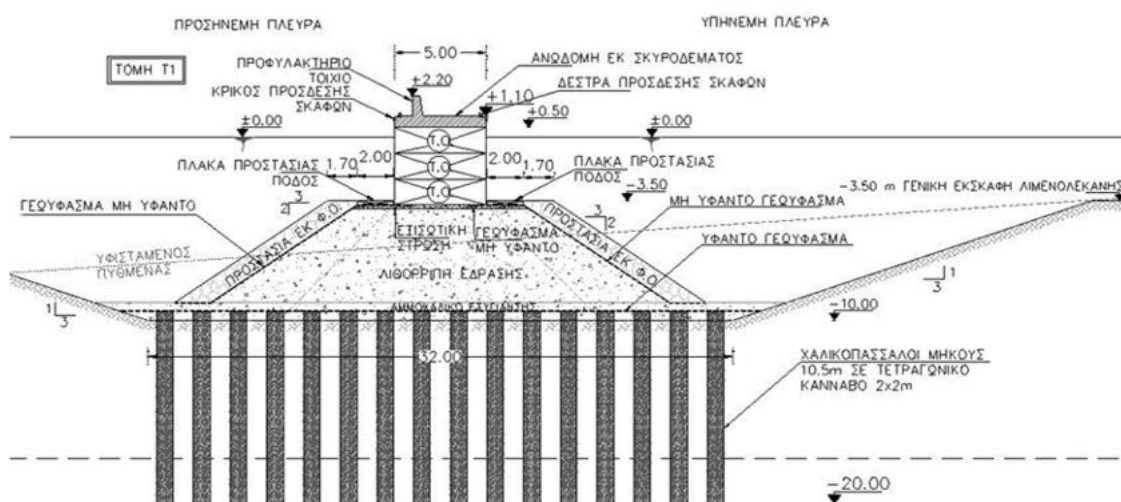
Κατά την επίλυση ευστάθειας του γεφυρώματος ελέγχεται το ένα βάθρο εκ των τριών και πιο συγκεκριμένα το βάθρο 3, δηλαδή αυτό που δομείται από τρεις σειρές Τ.Ο.. Με τον έλεγχο των ενδιάμεσων στάθμεων του βάθρου και λόγω όμοιας γεωμετρίας θεωρείται ικανοποιούνται και οι έλεγχοι των υπόλοιπων δύο βάθρων. Στους υπολογισμούς δεν λαμβάνεται υπόψιν το φορτίο των δεστρών ούτε το φορτίο

πρόσκρουσης, καθώς δεν προβλέπεται ο ελλιμενισμός σκαφών σε αυτό το τμήμα του προβλήτα. Κατά την επίλυση του βάθρου για την συμπερίληψη του βάρους της ανωδομής εκατέρωθεν αυτού, το ειδικό βάρος της ανωδομής εισέρχεται επαυξημένο.

## 4.2 Σχεδιασμός Διατομής

### 4.2.1 Διατομή κρηπιδώματος παραβολής

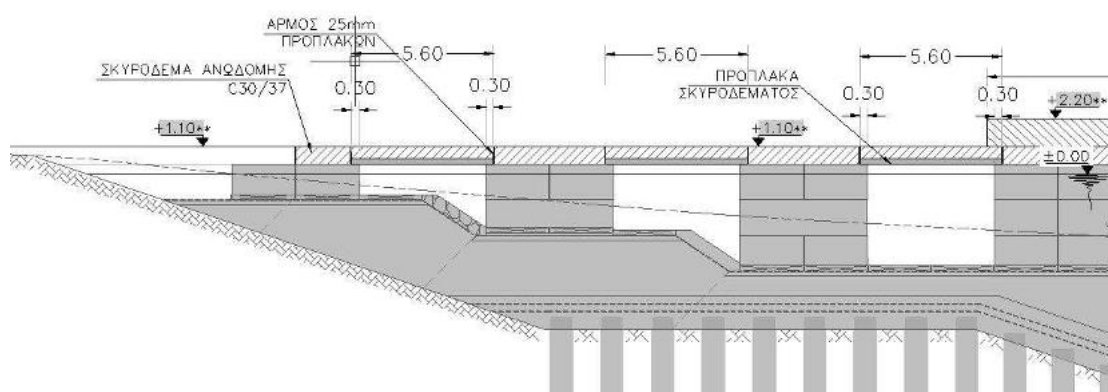
Το έργο διαμορφώνεται ως ένας συνεχής κρηπιδότοιχος δύο κατακόρυφων μετώπων από επάλληλες στήλες Τ.Ο. πλάτους 5m. Η έδρασή του προβλέπεται στη στάθμη -3,70m από ΜΣΘ και η στέψη της ανωδομής βρίσκεται στα +1,10m. Έκαστη στήλη θα δομείται από τρεις Τ.Ο. πλάτους 5m, ύψους 1,40m και μήκους μετώπου 2,5m και ανωδομή εκ σκυροδέματος. Στην προσήνεμη πλευρά του κυματοθραύστη προβλέπεται τοιχίο επί της ανωδομής για την αποφυγή της υπερπήδησης του κυματισμού, δεδομένου ότι ο προβλήτας θα λειτουργεί και ως κυματοθραύστης. Παρακάτω στην Εικόνα 4-1 παρουσιάζεται απόσπασμα μίας τυπικής διατομής του κρηπιδώματος.



Εικόνα 4-1: Τυπική διατομή κρηπιδώματος παραβολής

### 4.2.2 Διατομή γεφυρώματος πρόσβασης

Το γεφύρωμα πρόσβασης κατασκευάζεται επί τριών βάθρων σε αποστάσεις 5m μεταξύ τους τα οποία δομούνται από Τ.Ο. όμοιων διαστάσεων με το κρηπιδώμα παραβολής. Λόγω της μεταβολής του βάθους στο σημείο, ο πυθμένας διαμορφώνεται βαθμιδωτά για την έδραση τους σε βάθη -0,90m (1 x Τ.Ο. στήλης), -2,30m (2 x Τ.Ο. στήλης) και -3,70m (3 x Τ.Ο. στήλης). Επί των βάθρων τοποθετείται η οπλισμένη ανωδομή εκ σκυροδέματος. Παρακάτω στην Εικόνα 4-2 παρουσιάζονται σε απόσπασμα όψης η διάταξη των βάθρων του γεφυρώματος της τυπικής διατομής του κρηπιδώματος.



Εικόνα 4-2: Απόσπασμα όψης βάθρων γεφυρώματος

### 4.3 Παράμετροι σχεδιασμού

#### 4.3.1 Χαρακτηριστικά υλικών κατασκευής

- Κρηπίδωμα παραβολής:
  - Ειδικό βάρος σκυροδέματος Τ.Ο.: 23,50 kN/m<sup>3</sup>
  - Ειδικό βάρος σκυροδέματος ανωδομής: 23,50 kN/m<sup>3</sup>
- Γεφύρωμα πρόσβασης
  - Ειδικό βάρος σκυροδέματος Τ.Ο.: 23,50 kN/m<sup>3</sup>
  - Ειδικό βάρος οπλισμένου σκυροδέματος πρόπλακας: 24,00 kN/m<sup>3</sup>
  - Ειδικό βάρος οπλισμένου σκυροδέματος ανωδομής: 24,00 kN/m<sup>3</sup>
  - Ειδικό βάρος άοπλου σκυροδέματος ανωδομής: 23,50 kN/m<sup>3</sup>

Τα παραπάνω ειδικά βάρη συμμετέχουν στην επίδραση του ίδιου βάρους της κατασκευής κατά τον έλεγχο ευστάθειας.

#### 4.3.2 Γενικές παραδοχές

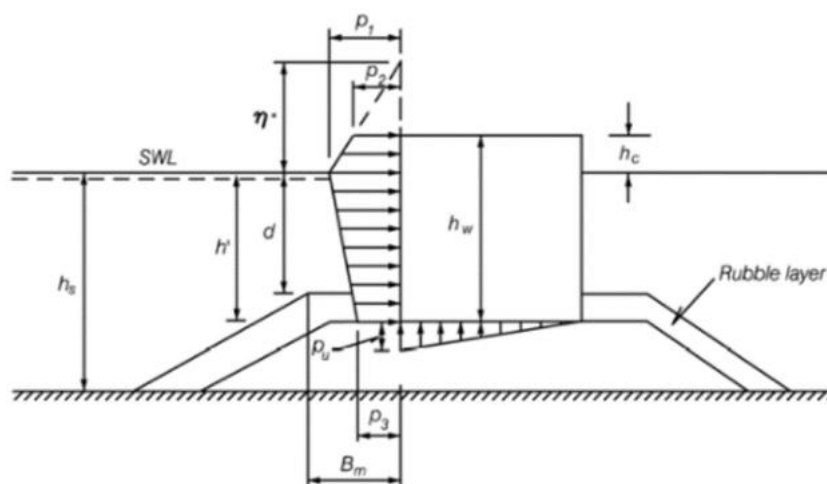
Στο πλαίσιο της παρούσας μελέτης θεωρήθηκε ότι η πυκνότητα του θαλάσσιου νερού είναι 10,05 kN/m<sup>3</sup>. Η κινηματική συνεκτικότητα του θαλασσινού νερού σε θερμοκρασία 16°C είναι ίση με 1,17\*10<sup>-6</sup>m<sup>2</sup>/s.

Ο συντελεστής τριβής μεταξύ ανωδομής και ανώτατου Τ.Ο. λαμβάνεται ίσος με 0,60 όσο και ο συντελεστής τριβής μεταξύ πρίσματος έδρασης και ογκολίθου βάσης. Ο αντίστοιχος συντελεστής μεταξύ των Τ.Ο. έκαστης στήλης λαμβάνεται ίσος με 0,50. Οι έλεγχοι ευστάθειας εκτελούνται ανά τρέχον μέτρο και όχι ανά στήλη.

## 4.4 Φορτία σχεδιασμού

### 4.4.1 Υδροδυναμικό φορτίο

Η μεθοδολογία που αφορά στην κυματική φόρτιση παρουσιάζεται στο CEM (2006) και έχει προταθεί από τους Υ. Goda & Tanimoto (Εικόνα 4-2). Στην συνέχεια παρατίθεται η εν λόγω μεθοδολογία.



Εικόνα 4-3: Σχεδιάγραμμα υδροδυναμικών πιέσεων σε κατακόρυφο μέτωπο

$$\eta^* = 0,75(1 + \cos \beta) \lambda_1 H_{design}$$

$$p_1 = 0,5(1 + \cos \beta)(\lambda_1 a_1 + \lambda_2 a_* \cos^2 \beta) \rho_w g H_{design}$$

$$p_2 = \left(1 - \frac{h_c}{\eta^*}\right) p_1 \quad \text{για } \eta^* > h_c$$

$$0 \quad \text{για } \eta^* \leq h_c$$

$$p_3 = a_3 p_1$$

$$p_u = 0.5(1 + \cos \beta) \lambda_3 a_1 a_3 \rho_w g H_{design}$$

$$\alpha_1 = \alpha_2$$

$$a_1 = 0.6 + 0.5 \left[ \frac{4\pi h_s / L}{\sinh(4\pi h_s / L)} \right]^2$$

$$\alpha_2 = \text{το μικρότερο από } \frac{h_b - d}{3h_b} \left( \frac{H_{design}}{d} \right)^2 \quad \text{και} \quad \frac{2d}{H_{design}}$$

$$a_3 = 1 - \frac{h_w - h_c}{h_s} \left[ 1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h_s / L)} \right]$$

Όπου:

- $\eta^*$ : υπερύψωση στάθμης της θάλασσας λόγω του κυματισμού και της επίδρασης του κατακόρυφου μετώπου
- $\beta$ : η γωνία μεταξύ του μετώπου του κυματισμού και του μετώπου της κατασκευής
- $\rho_w$ : πυκνότητα θαλασσινού νερού ( $1025 \text{ kg/m}^3$ )
- $H_{\text{design}}$ : ύψος κύματος σχεδιασμού το οποίο ορίζεται ως το υψηλότερο κύμα στη κατάσταση σχεδιασμού της θάλασσας σε μια περιοχή ακριβώς μπροστά από στον μώλο. Αν το έργο βρίσκεται στα ανοιχτά της ζώνης θραύσης ο Goda (1985) προτείνει να χρησιμοποιείται για πρακτικό σχεδιασμό μια τιμή ίση με  $1,8H_s$  η οποία αντιστοιχεί στο 0,15% των μεγαλύτερων τιμών των υψών των κυματισμών κατανεμημένα με Rayleigh. Αυτό αντιστοιχεί στο  $H_{1/250}$  (τον μέσο όρο των υψών των κυμάτων που συμπεριλαμβάνονται στο 1/250 του συνολικού αριθμού των κυμάτων, κατατασσόμενα σε φθίνουσα σειρά ύψους από τον υψηλότερο κυματισμό). Οι προτάσεις του Goda περιλαμβάνουν ένα συντελεστή ασφαλείας όπως αναφέρεται στους σχετικούς πίνακες (βλ. EM1110-2-1100 (Part VI) 2006 – Table VI-5-55). Αν το έργο βρίσκεται στη ζώνη θραύσης  $H_{\text{design}}$  λαμβάνεται ως το υψηλότερο από τα τυχαία θραυόμενα κύματα σε απόσταση  $5H_s$  ανοιχτά της κατασκευής.
- $L$ : το μήκος κύματος
- $d$ : βάθος πυθμένα έμπροσθεν του μετώπου του έργου
- $h_b$ : βάθος σε απόσταση  $5H_s$  ανοιχτά του μετώπου του έργου
- $h_c$ : στάθμη στέψης κυματοθραύστη
- $h'$ : βάθος στη στάθμη έδρασης
- $h_w$ : συνολικό ύψος κατασκευής από την στέψη έως την έδραση
- $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ : είναι τροποποιητικοί συντελεστές που εξαρτώνται από τον τύπο κατασκευής. Για συμβατικά κατακόρυφα έργα  $\lambda_1=\lambda_2=\lambda_3=1$  τιμές για άλλους τύπους κατασκευών δίνονται σε σχετικούς πίνακες

Η αναλυτική εκτέλεση των υπολογισμών του προφίλ των πιέσεων  $p_1, p_2, p_3$  και  $p_u$  εξαιτίας της δράσης του κύματος έγινε με τη βοήθεια υπολογιστικού φύλλου εργασίας σε Η.Υ. που παρουσιάζεται αναλυτικά στο **Παράρτημα Γ**.



Για τον υπολογισμό των υδροδυναμικών φορτίσεων στην στατική φόρτιση, ως κύμα σχεδιασμού λαμβάνεται το μέγιστο κύμα ( $H_{\max}$ ) του φάσματος στην περιοχή του έργου (μετά την προώθηση του κυματισμού και την επίδραση της διάθλασης και της ρήχωσης) για την δυσμενέστερη διεύθυνση και για περίοδο επαναφοράς 75 ετών. Ως κρίσιμη διεύθυνση κυματισμού επιλέγεται η Νοτιοανατολική και τελικά τα μεγέθη σχεδιασμού είναι αυτά που συνοψίζονται στον Πίνακα 4-1. Αντίστοιχα για την σεισμική φόρτιση λαμβάνεται ο κυματισμός ( $H_{\max}$ ) της ίδιας διεύθυνσης (NA) για περίοδο επαναφοράς 1 έτους.

Σημειώνεται ότι, όπως παρουσιάστηκε και σε προηγούμενο Κεφάλαιο, το μέσο εύρος της διακύμανσης της Μέσης Στάθμης Θάλασσας λόγω παλίρροιας είναι μικρό (περίπου 18 cm) και επομένως η επίδρασή της στα υδροδυναμικά χαρακτηριστικά των υπό μελέτη κυματικών γεγονότων κρίνεται αμελητέα και δεν λαμβάνεται υπόψη στο πλαίσιο της παρούσας. Επιπλέον, στην περιοχή εκτιμάται ότι τα θαλάσσια ρεύματα είναι ασθενή και ως εκ τούτου η συνεισφορά τους στην υδροδυναμική φόρτιση επίσης αμελείται.

Μεγέθη σχεδιασμού	Περίοδος Επαναφοράς 75 έτη	Περίοδος Επαναφοράς 1 έτος
$H_{\max}$ (m)	1,96	0,76
L (m)	25,40	10,47
T(s)	4,25	2,59
$\eta^*_{\max}$ (m)	2,94	1,14
d (m)	3,50	
$\beta$ (°)	0	
$h_s$ (m)	9,00	
$h_b$ (m)	5,00	
$h_c$ (m)	2,20	
$h'$ (m)	3,70	
$h_w$ (m)	5,90	

**Πίνακας 4-1: Μεγέθη σχεδιασμού για τον υπολογισμό των υδροδυναμικών πιέσεων για περίοδο επαναφοράς 1 έτους**

Τελικά τα αποτελέσματα των υδροδυναμικών πιέσεων και η συνολική δύναμη επί του κατακόρυφου μετώπου παρουσιάζονται στους Πίνακες 4-2, 4-3 ενώ το προφίλ αυτών φαίνεται στην Εικόνα 4-3. Ειδικότερα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που αφορούν τις οριζόντιες υδροδυναμικές πιέσεις στις χαρακτηριστικές στάθμες, δηλαδή στην

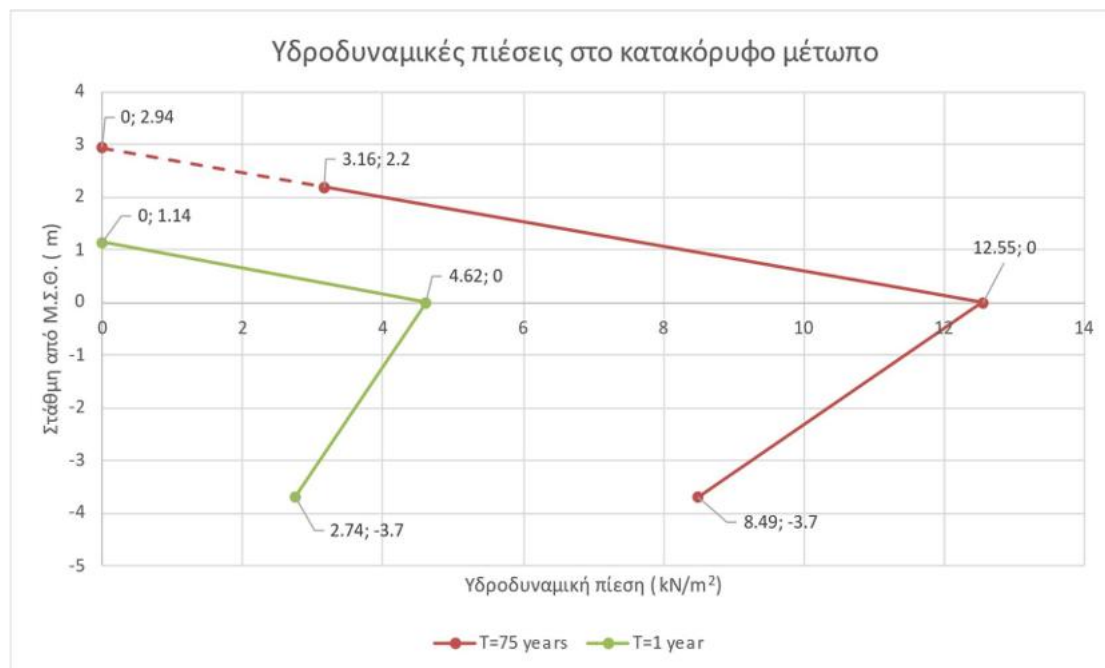
Μ.Σ.Θ. ( $\pm 0$ m), στην στάθμη της μέγιστης υπερύψωσης (+2.94m και +1,14m αντίστοιχα), στη στάθμη στέψης του τοιχίου (+2,20m) και στην στάθμη έδρασης του κρηπιδότοιχου (-3,70m). Στην στάθμη θεμελίωσης υπολογίζεται επιπλέον η κατακόρυφη πίεση που ασκείται στη γωνία του μετώπου της κατασκευής. Οι πιέσεις μεταξύ τους μεταβάλλονται γραμμικά, έτσι με απλή ολοκλήρωση των τιμών αυτών προκύπτει η υδροδυναμική δύναμη ανά μέτρο μήκους του μώλου που ασκείται σε κάθε διεπιφάνεια ελέγχου των Τ.Ο. για την εισαγωγή τους στο πρόγραμμα επίλυσης.

Πιέσεις	Στάθμη	75yr (kN/m <sup>2</sup> )
$p_0$	2,94	0,00
$p_2(\text{τοιχ})$	2,20	3,16
$p_1$	0,00	12,55
$p_3$	-3,70	8,49
<b>ΣF (kN/m)</b>		56,20
<b><math>p_u</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>		8,07

**Πίνακας 4-2: Αποτελέσματα υπολογισμού υδροδυναμικών πιέσεων/δυνάμεων επί του κατακόρυφου μετώπου για περίοδο επαναφοράς 75 ετών**

Πιέσεις	Στάθμη	1yr (kN/m <sup>2</sup> )
$p_0$ (τοιχ)	2,20	-
$p_2$	1,14	0,00
$p_1$	0,00	4,62
$p_3$	-3,70	2,74
<b>ΣF (kN/m)</b>		16,25
<b><math>p_u</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>		2,72

**Πίνακας 4-3: Αποτελέσματα υπολογισμού υδροδυναμικών πιέσεων/δυνάμεων επί του κατακόρυφου μετώπου για περίοδο επαναφοράς 1 έτους**



#### 4.4.2 Φορτίο δέστρας

Στα πλαίσια του σχεδιασμού σημαντικός κρίνεται και ο υπολογισμός των ελκτικών φορτίων των δεσμών του μώλου κατά την πρόσδεση και παραμονή των σκαφών επί του προσήνεμου μώλου. Ο μώλος προβλέπεται να εξυπηρετεί σκάφη μήκους έως 15m και πλάτους περίπου 5,0m. Τα εξυπηρετούμενα σκάφη είναι που θα καθορίσουν την επιλογή του τύπου δέστρας και της ονομαστικής της αντοχής. Σημειώνεται ότι η πρυμοδέτηση θα γίνεται κυρίως στην υπήνεμη πλευρά του μώλου με επιπλέον θέσεις εποχιακής πρόσδεσης να διατίθενται εποχιακά και στο προσήνεμο μέτωπο, για σκάφη ίδιου μεγέθους.

Η απόσταση μεταξύ των δεσμών υπολογίζεται με βάση το πλάτος πρόσδεσης των εξυπηρετούμενων σκαφών. Βάσει των διαγραμμάτων μήκους – πλάτους που παρουσιάζονται στις συστάσεις της ΡΙΑNC, προκύπτει η τιμή σχεδιασμού για το πλάτος των σκαφών. Σε αυτή τη τιμή προστίθεται η ελεύθερη απόσταση ίση με περίπου 0,5m (εκατέρωθεν), για το μέγιστο σκάφος. Έτσι το πλάτος πρόσδεσης λαμβάνεται ίσο με περίπου 6,0m. Τα στοιχεία για τα εξυπηρετούμενα σκάφη συνοψίζονται στον Πίνακα 4-4.

Κατηγορία σκαφών	Μήκος (m)	Πλάτος (m)	Πλάτος πρόσδεσης (m)
I	<10	3,5	4,2
II	10-12	4,4	5,2
III	12-15	5,0	6,0

**Πίνακας 4-4: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά εξυπηρετούμενων σκαφών (πηγή: PIANC)**

Σύμφωνα με τα παραπάνω, προτείνεται η τοποθέτηση δεσμών ανά 6m σε ένα μήκος περίπου 115m για κάθε μέτωπο. Παράλληλα προτείνεται η εγκατάσταση συμπληρωματικών κρίκων πρόσδεσης και πάλι ανά 6m για την εξυπηρέτηση μικρότερων σκαφών καθώς και για επικουρική χρήση. Σημειώνεται ότι η εγκατάσταση των δεσμών προβλέπεται αποκλειστικά στο κρηπίδωμα παραβολής. Αφού επιλέχθηκε η απόσταση μεταξύ των δεσμών σειρά έχει η εκτίμηση των φορτίων που ασκούνται στο έργο από αυτές.

Η δράση του ανέμου, εκτός από την γένεση και προώθηση των κυματισμών προς το έργο, επηρεάζει και τα ελλιμενιζόμενα σε αυτό σκάφη. Οι ανεμοπιέσεις που αναπτύσσονται από την δράση του ανέμου μεταφέρονται μέσω των κάβων στα σημεία πρόσδεσης επί του μώλου. Το μέγεθος της δύναμης της ανεμοπίεσης που αναλαμβάνει η δέστρα εξαρτάται από την ταχύτητα του ανέμου και από την επιφάνεια του σκάφους στο οποίο προσπίπτει. Βάσει των συστάσεων που προτείνονται από τα Australian Standards, ο υπολογισμός της δύναμης που προκαλείται από την δράση του ανέμου στα σκάφη, προτείνεται να γίνεται με εφαρμογή των παρακάτω σχέσεων:

$$q_z = 0.0006 * V^2$$

Όπου,

- $q_z$ : πίεση ανέμου σε kPa
- $V$ : ταχύτητα σχεδιασμού του ανέμου (για εγκαταστάσεις μόνιμου ελλιμενισμού σκαφών προτείνεται ως άνεμος σχεδιασμός να επιλέγεται η μέγιστη καταγεγραμμένη ταχύτητα)

$$F_D = C_D * A * q_z$$

Όπου,

- $F_D$ : δύναμη του ανέμου στην διεύθυνση πνοής αυτού σε kN
- $C_D$ : συντελεστής συρτικής δύναμης (βλ. Πίνακα 4-5)

- Α: προβολή της επιφάνειας του σκάφους κάθετα στη διεύθυνση πνοής (Πίνακας 4-6)

Τμήμα του σκάφους που δέχεται στην ανεμοπίεση	Μήκος (m)
Πλώρη	0,7-0,9
Πρύμνη	0,9-1,1
Κάθετα στον άξονα του σκάφους	0,9-1,1

Πίνακας 4-5: Τυπικές τιμές συντελεστή συρτικής δύναμης (πηγή: Australian Standards)

DESIGN VESSEL AREA FOR WIND PROFILES				
Vessel length in metres	Motor vessels		Yachts	
	Exposed area, m <sup>2</sup>		Exposed area, m <sup>2</sup>	
	Head	Beam	Head	Beam
8	5	16	4	11
10	7	22	5	15
12	11	29	6	20
15	18	45	9	28
18	22	64	11	40
20	24	76	12	44
25	30	95	15	60
30	45	120	35	92
35	54	167	36	122
40	78	213	40	182
45	85	264	50	210
50	90	285	60	249

NOTE: For vessels larger than 25 m a structure height  $z$  greater than 3 m should be considered see AS 1170.2.

Πίνακας 4-6: Επιφάνεια σκαφών για τον υπολογισμό της ανεμοπίεσης (πηγή: Australian Standards)

Στην παρούσα εξετάζονται δύο περιπτώσεις που αφορούν την διεύθυνση του ανέμου. Η μία περίπτωση θεωρείται ότι ο άνεμος πνέει κατά την διεύθυνση του άξονα του σκάφους και η δεύτερη όπου ο άνεμος πνέει κάθετα σε αυτήν. Στην πρώτη περίπτωση η επιφάνεια στην οποία δρα η ανεμοπίεση αφορά την πρύμνη του πλοίου (wind to stern) ενώ στη δεύτερη την πλάγια επιφάνεια κατά μήκος αυτού (wind to beam). Δεδομένου ότι πρόκειται για εγκατάσταση μόνιμου ελλιμενισμού σκαφών η ταχύτητα επιλέγεται ίση με την μέγιστη καταγεγραμμένη από τα ανεμολογικά δεδομένα και ίση

με  **$u=30$  m/s**. Τα τελικά αποτελέσματα της μεθοδολογίας παρουσιάζονται στον Πίνακα 4-7.

Μεγέθη σχεδιασμού	Τιμή
Ταχύτητα ανέμου $u$ (m/s)	30
Πίεση ανέμου $q_z$ (kPa)	0,54
Συντελεστής σύρσης $C_D$	1
Επιφάνεια εφαρμογής του ανέμου $A$ στην πρύμνη ( $m^2$ )	18
Ολική δύναμη ανεμοπίεσης ασκούμενη στην πρύμνη $F_D$ (kN)	9,7
Επιφάνεια εφαρμογής του ανέμου $A$ με διεύθυνση κάθετη στον άξονα ( $m^2$ )	45
Ολική δύναμη ανεμοπίεσης κάθετα στον άξονα $F_D$ (kN)	24,3

**Πίνακας 4-7: Αποτελέσματα μεθοδολογίας**

Από τα παραπάνω αποτελέσματα προκύπτει ότι η δυσμενής περίπτωση αφορά τον άνεμο που πνέει κάθετα στα σκάφη λόγω της μεγαλύτερης επιφάνειας στην οποία εφαρμόζεται. Η μέγιστη δύναμη που καλούνται να παραλάβουν οι δέστρες είναι ίση με **24,3 kN** ή περίπου **2,5 tn**. Σημειώνεται ότι κάθε σκάφος δένει σε δύο δέστρες ωστόσο σε κάθε δέστρα μπορούν να δέσουν έως δύο σκάφη οπότε η τελική δύναμη που ασκείται στην δέστρα είναι η ως άνω υπολογισθείσα. Η δύναμη που ασκούν οι δέστρες στον μώλο ανά μέτρο μήκους, δεδομένης της απόστασης μεταξύ τους ίσης με 6m υπολογίζεται ίση με **4,1 kN/m**. Δυσμενώς για τους ελέγχους ευστάθειας στη στατική και ατυχηματική κατάσταση η δύναμη επιλέγεται ίση με **5 kN/m**. Το φορτίο αυτό απομειώνεται κατά 50% για την σεισμική φόρτιση και λαμβάνεται ίσο με **2,5 kN/m**.

Σύμφωνα με τους παραπάνω υπολογισμούς επιλέγονται δέστρες ονομαστικής ελκτικής αντοχής 5tn και κρίκοι αντοχής 1tn. Οι δέστρες θα τοποθετηθούν εκατέρωθεν των προβλεπόμενων θέσεων ελλιμενισμού, ενώ μεταξύ διαδοχικών δεσμών θα εγκατασταθούν οι κρίκοι. Σημειώνεται ότι στους υπολογισμούς δεν προστίθεται κάποια δύναμη από τους κρίκους καθώς θα λειτουργούν επικουρικά ή σε περιπτώσεις ελλιμενισμού μικρότερων σκαφών. Εξάλλου η αντοχή τους είναι σαφώς μικρότερη της αντοχής των δεσμών.

#### 4.4.3 Φορτίο πρόσκρουσης

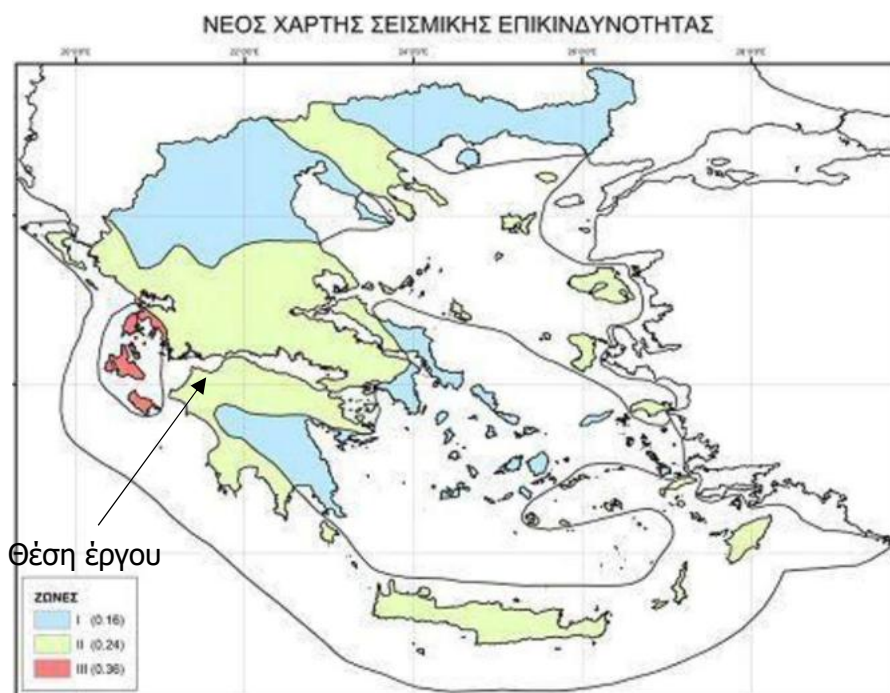
Κατά τον έλεγχο της ατυχηματικής φόρτισης λαμβάνεται υπόψιν το φορτίο πρόσκρουσης των σκαφών κατά τον ελλιμενισμό τους. Κρίσιμη είναι η δύναμη που

ασκείται στο προσήνεμο μέτωπο κατά τον ελλιμενισμό στις εποχιακές θέσεις πρόσδεσης. Δεδομένου ότι οι θέσεις αυτές θα καθίστανται λειτουργικές απουσία κυματισμού, κατά τον έλεγχο ευστάθειας, δεν λαμβάνεται υπόψιν το υδροδυναμικό φορτίο. Σύμφωνα με την βιβλιογραφία για σκάφη με εκτόπισμα έως 5000t το φορτίο πρόσκρουσης μπορεί να λαμβάνεται ίσο με περίπου **1,5tn/m** ή **15kN/m**.

#### 4.4.4 Σεισμικά φορτία

Σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ. η υπό μελέτη περιοχή ανήκει στη ζώνη (II) σεισμικής επικινδυνότητας του κανονισμού. Ο συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους για τη ζώνη II είναι  $a=0.24$ , ενώ η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους A δίνεται από τον τύπο:

$$A = a * g \text{ (Όπου } g \text{ η επιτάχυνση της βαρύτητας).}$$



**Εικόνα 4-4: Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας, σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000 και την πρόσφατη τροποποίηση του**

Επιλέγοντας συντελεστή συμπεριφοράς  **$q_w=2,00$** , καθώς οι μέγιστες αναμενόμενες παραμορφώσεις δεν θα υπερβούν τα  $300a = 72\text{mm}$  η τιμή της οριζόντιας συνιστώσας της σεισμικής επιτάχυνσης προκύπτει ίση με  $a_h = 0,24g / 2 = \mathbf{0,12g}$ .

Αντίστοιχα η τιμή της κατακόρυφης συνιστώσας θα είναι ίση με  **$a_v = 0,24g \times 0,3 = 0,072g$** .

Στην περίπτωση δυναμικής φόρτισης στις σεισμικές δράσεις προστίθεται η υδροδυναμική μεταβολή της πίεσης του νερού η οποία υπολογίζεται σύμφωνα με τη θεωρία του Westergaard. Οι **υδροδυναμικές πιέσεις κατά Westergaard** δίνονται από τη σχέση:

$$p(z) = \pm \left(\frac{7}{8}\right) * a_h * \gamma_w * \sqrt{H_z}$$

Όπου,

- H: το βάθος του τοίχου κάτω από την ελεύθερη επιφάνεια (Μ.Σ.Θ.)
- z: το βάθος του εξεταζόμενου σημείου
- $\gamma_w$ : το μοναδιαίο βάρος του νερού
- $a_h$ : ο οριζόντιος συντελεστής ( $a_h = a/q_w$ )

Η παραπάνω σχέση δίνει τις υδροδυναμικές πιέσεις στην εξωτερική παρειά του τοίχου αντιστήριξης. Συνίσταται σε περιπτώσεις όπως η εξεταζόμενη η εφαρμογή στο αποτέλεσμα της παραπάνω σχέσης πολλαπλασιαστικού συντελεστή ίσο με 2, λόγω του αρνητικού και θετικού πρόσημου στη σχέση.

#### 4.5 Έλεγχοι ευστάθειας

Η ανάλυση εκτελέστηκε με το εξειδικευμένο λογισμικό GEO 5 με βάση την εισαχθείσα γεωμετρία και φόρτιση όπως φαίνεται στις Εικόνες 4-5 έως 4-7.

Οι απαιτούμενοι συντελεστές ασφαλείας για την περίπτωση στατικής φόρτισης/συνθηκών λειτουργίας είναι:

- 1.75 για ολίσθηση
- 1.75 για ανατροπή

Οι απαιτούμενοι συντελεστές ασφαλείας για την περίπτωση σεισμικής και της ατυχηματικής φόρτισης είναι:

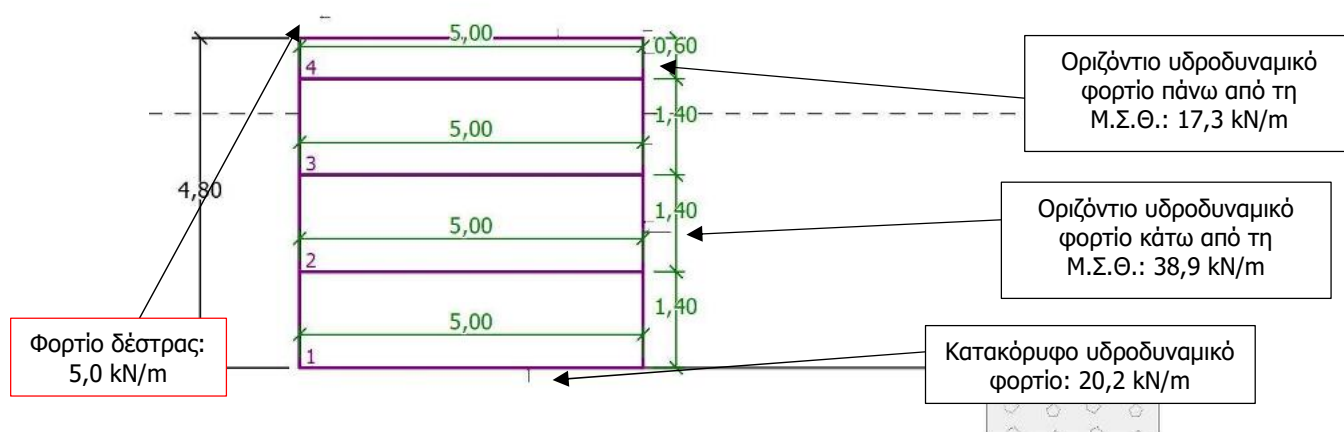
- 1,00 για ολίσθηση
- 1,00 για ανατροπή

Αναφορικά με την εκκεντρότητα ισχύει ο περιορισμός  $e < b/6$ , ενώ μόνο για την σεισμική φόρτιση η ζητούμενη εκκεντρότητα περιορίζεται από το  $e < b/3$ .

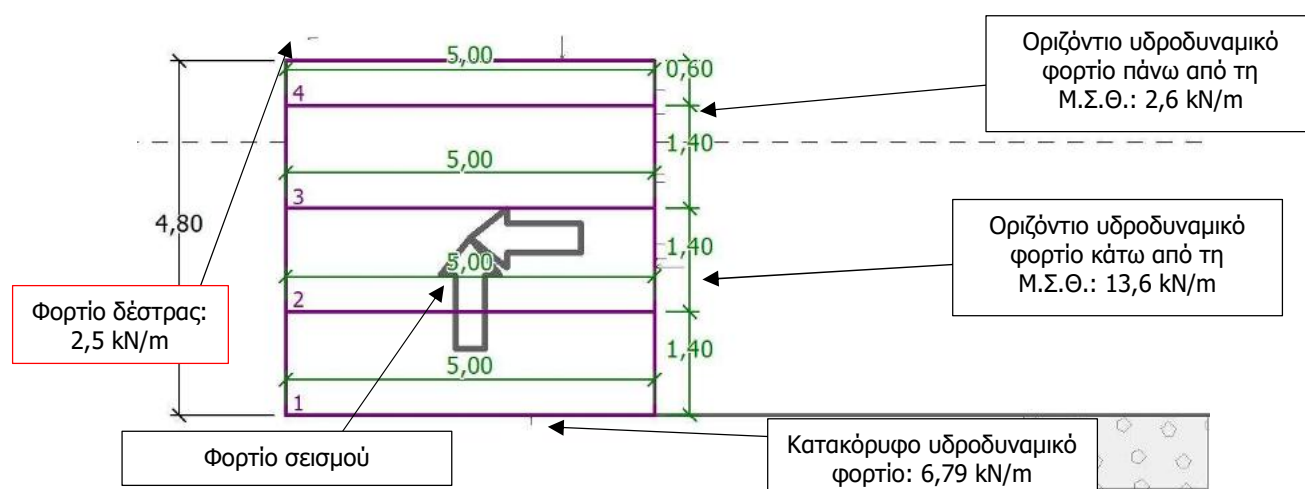


#### 4.6 Αποτελέσματα υπολογισμών

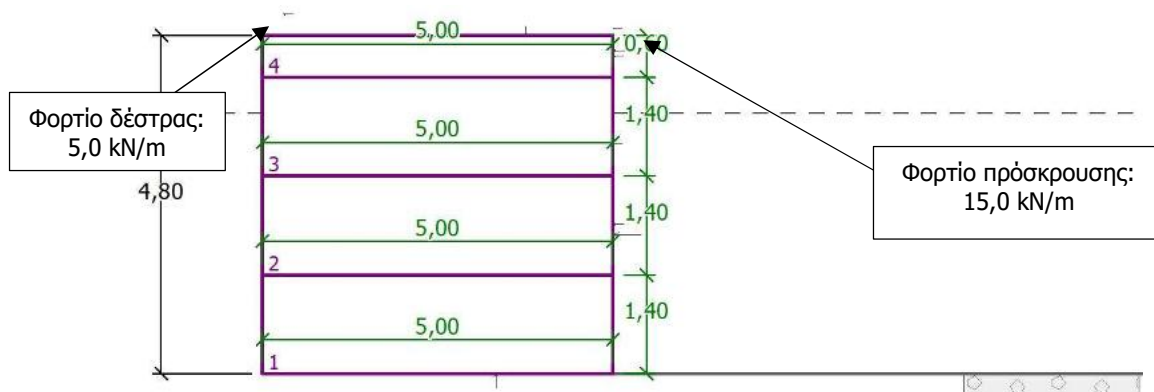
Οι συντελεστές ασφαλείας σε κάθε στάθμη ελέγχου για τους τρεις συνδυασμούς φόρτισης για το συνεχές κρηπίδωμα και για τους δύο συνδυασμούς για το βάθρο αντίστοιχα φαίνονται στους Πίνακες 4-6 έως 4-10. Η αναλυτική παρουσίαση των υπολογισμών και των αποτελεσμάτων της ανάλυσης παρατίθεται ανά συνδυασμό φόρτισης στο **Παράρτημα Δ**. Σημειώνεται ότι κατά τους ελέγχους δεν λήφθηκαν υπόψιν οι εκτιμώμενες καθιζήσεις που προέκυψα από την Γεωτεχνική Μελέτη που παρουσιάζεται σε επόμενο Κεφάλαιο. Ωστόσο στο σύνολο τους οι συντελεστές προέκυψαν σημαντικά μεγαλύτεροι από τους συντελεστές ασφαλείας συνεπώς οι όποιες καθιζήσεις της τάξης των 10cm και 20cm δεν κρίνονται σημαντικές.



**Εικόνα 4-5: Στατική φόρτιση (Επίλυση στο GEO5, με κόκκινο η δύναμη που δεν συμμετέχει στο βάθρο)**



**Εικόνα 4-6: Σεισμική φόρτιση (Επίλυση στο GEO5, με κόκκινο η δύναμη που δεν συμμετέχει στο βάθρο)**



Εικόνα 4-7: Ατυχηματική φόρτιση (επίλυση με GEO5)

Στάθμη ελέγχου (m)	-3,70 (έδραση)	-2,30	-0,90	+0,50
<b>ΣΑ<sub>ανατροπής</sub> &gt; 1,75</b>	3,99	7,22	10,97	17,45
<b>ΣΑ<sub>ολίσθησης</sub> &gt; 1,75</b>	3,63	3,07	3,04	2,98

Πίνακας 4-8: Συντελεστές ασφαλείας σε συνθήκες στατικής φόρτισης του κρηπιδώματος

Στάθμη ελέγχου (m)	-3,70 (έδραση)	-2,30	-0,90	+0,50
<b>ΣΑ<sub>ανατροπής</sub> &gt; 1,00</b>	3,36	5,79	11,88	41,49
<b>ΣΑ<sub>ολίσθησης</sub> &gt; 1,00</b>	1,95	1,86	2,33	3,90

Πίνακας 4-9: Συντελεστές ασφαλείας σε συνθήκες σεισμικής φόρτισης του κρηπιδώματος

Στάθμη ελέγχου (m)	-3,70 (έδραση)	-2,30	-0,90	+0,50
<b>ΣΑ<sub>ανατροπής</sub> &gt; 1,00</b>	10,65	11,61	14,01	24,39
<b>ΣΑ<sub>ολίσθησης</sub> &gt; 1,00</b>	11,72	7,40	5,04	2,46

Πίνακας 4-10: Συντελεστές ασφαλείας σε συνθήκες ατυχηματικής φόρτισης του κρηπιδώματος

Στάθμη ελέγχου (m)	-3,70 (έδραση)	-2,30	-0,90	+0,50
<b>ΣΑ<sub>ανατροπής</sub> &gt; 1,75</b>	5,27	10,91	19,64	49,92
<b>ΣΑ<sub>ολίσθησης</sub> &gt; 1,75</b>	4,74	4,27	4,89	8,09

Πίνακας 4-11: Συντελεστές ασφαλείας σε συνθήκες στατικής φόρτισης του βάθρου

Στάθμη ελέγχου (m)	-3,70 (έδραση)	-2,30	-0,90	+0,50
<b>ΣΑ<sub>ανατροπής</sub> &gt; 1,00</b>	3,64	6,28	13,12	70,25
<b>ΣΑ<sub>ολίσθησης</sub> &gt; 1,00</b>	2,20	2,15	2,75	4,80

Πίνακας 4-12: Συντελεστές ασφαλείας σε συνθήκες σεισμικής φόρτισης του βάθρου

## 5 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ ΠΟΔΟΣ

### 5.1 Γενικά

Το πρόβλημα της υποσκαφής ποδός των κρηπιδοτοιχών από την δράση των προπελών είναι ένα σύνηθες φαινόμενο. Είναι αξιοσημείωτο μάλιστα ότι τα τελευταία χρόνια επιδεινώνεται ακόμα περισσότερο το φαινόμενο αυτό, λόγω της αυξημένης ισχύος των μηχανών και του μεγέθους των ελίκων των σύγχρονων πλοίων. Για την αντιμετώπιση του προβλήματος, χρησιμοποιούνται διάφορα υλικά τα οποία τοποθετούμενα σχηματίζουν μια ζώνη προστασίας (θωράκισης) επαρκούς πλάτους (εύρος εφαρμογής) και πάχους μπροστά από τον πόδα του κρηπιδοτοιχίου, ώστε να μην παρασύρονται από τις υψηλές πυθμενικές ταχύτητες που προκαλούνται από τις έλικες των πλοίων. Τα υλικά που χρησιμοποιούνται, κυρίως, είναι:

- Πλάκες προστασίας ποδός, που είναι προκατασκευασμένα στοιχεία εκ σκυροδέματος
- Ορθογωνικά συρματοκιβώτια γεμάτα με λιθορριπές και λίθους
- Πλάκες έγχυτου σκυροδέματος
- Φυσικοί ογκόλιθοι
- Σακκόλιθοι εκ σκυροδέματος
- Εύκαμπτα στρώματα κυβολίθων από σκυρόδεμα

Οι μεθοδολογίες υπολογισμού της απαιτούμενης προστασίας ποδός των κρηπιδοτοιχών από την διαβρωτική δράση των προπελών των πλοίων, βασίζονται σε θεωρητικές μελέτες και πειραματικές έρευνες που αναφέρονται στην διεθνή βιβλιογραφία.

Η ολοκληρωμένη προστασία ποδός του κρηπιδοτοιχίου, επιτυγχάνεται με την προστασία του πρίσματος των λιθορριπών στο οποίο εδράζεται ο κρηπιδοτοιχός, από φυσικούς ογκόλιθους. Στην παρούσα χρησιμοποιούνται πλάκες προστασίας ποδός εκ σκυροδέματος και πρανές εκ φυσικών ογκολίθων (Φ.Ο.).

Στην συνέχεια, περιγράφεται η μεθοδολογία υπολογισμού της αρχικής ταχύτητας ροής της φλέβας που δημιουργείται από την προπέλα του πλοίου (ή αλλιώς της ταχύτητας της φλέβας στην θέση πλήρους συστολής αυτής) και των πυθμενικών ταχυτήτων που προκύπτουν από αυτή και δημιουργούν ουσιαστικά τον κίνδυνο υποσκαφής. Μέσω της τελευταίας γίνεται η διαστασιολόγηση του συστήματος προστασίας και της θωράκισης ποδός.

## 5.2 Υπολογισμός πυθμενικής ταχύτητας

Στην παρούσα μελέτη είναι αναγκαίο να προσδιοριστεί η ταχύτητα ροής που προκαλούν οι κύριες προπέλες (main propellers) των σκαφών τα οποία θα πρυμνοδετούν στην σχεδιαζόμενη λιμενική εγκατάσταση. Οι εν λόγω προπέλες είναι υπεύθυνες για την διάβρωση που προκαλείται στον πόδα του κρηπιδότοιχου και συνεπώς σύμφωνα με αυτές γίνεται η διαστασιολόγηση του συστήματος προστασίας.

Οι κύριες προπέλες βρίσκονται στο πίσω μέρος του πλοίου, χρησιμοποιούνται για την κίνηση αυτού και χαρακτηρίζονται από μεγάλη ισχύ μηχανής και συνεπώς μεγάλη διάμετρο, σε αντίθεση με τις προπέλες ελιγμών. Όταν η προπέλα χρησιμοποιείται πλησίον του κρηπιδότοιχου, η υδάτινη φλέβα που δημιουργείται, τον «χτυπάει» και στην συνέχεια εκτρέπεται προς τον πυθμένα και την επιφάνεια της θάλασσας. Το ποσοστό της ροής της φλέβας που ανακλάται στον πυθμένα είναι αυτό που θα προκαλέσει και τα προβλήματα υποσκαφής του μετώπου. Οι κύριες προπέλες κατά την προσέγγιση της λιμενικής εγκατάστασης μειώνουν σημαντικά την ισχύ των μηχανών σε σχέση με την μέγιστη που χρησιμοποιούν κατά την «πρόσω-ολοταχώς» πορεία τους στα ανοιχτά. Συγκεκριμένα, η ισχύς με την οποία λειτουργεί η προπέλα κατά την πραγματοποίηση των ελιγμών κυμαίνεται μεταξύ του 5% με 15% σύμφωνα με τις συστάσεις της PIANC. Για τον λόγο αυτό προβλέπεται απομείωση της ισχύος κατά τον υπολογισμό της ταχύτητας ροής.

Στη συνέχεια υπολογίζεται η ταχύτητα της ροής που δημιουργείται από τις προπέλες, η οποία μπορεί να θεωρηθεί ως υδάτινη φλέβα που εκρέει μέσα από ένα άνοιγμα. Ως εκ τούτου σύμφωνα με τις συστάσεις του PIANC (2015), η ταχύτητα εκροής στο κέντρο της φλέβας προσδιορίζεται ως εξής:

$$V_0 = C_3 \left( \frac{f_d P_D}{\rho_w D_p^2} \right)^{0.33}$$

Όπου,

- $P_D$ : η ισχύς της μηχανής σε (kW)
- $\rho_w$ : η πυκνότητα του θαλάσσιου ύδατος (ton/m<sup>3</sup>)
- $f_p$ : το ποσοστό χρήσης ισχύος (5% - 15%), λαμβάνεται ίσο με 10%
- $C_3$ : συντελεστής για το είδος προπέλας που χρησιμοποιείται = 1,17 για έλικες μέσα σε αγωγό ή 1,48 για ανοικτού τύπου έλικες
- $D_p$ : η διάμετρος της προπέλας

Για τον υπολογισμό της ταχύτητας ροής, πρέπει να καθοριστεί η ισχύς της μηχανής με βάση το μέγιστο εξυπηρετούμενο σκάφος. Από στοιχεία που ελήφθησαν από την παρούσα αγορά σκαφών και σύμφωνα με τους κατασκευαστές αυτών θεωρείται ότι για μηχανοκίνητο σκάφος μήκους 15m ισχύουν τα κάτωθι στοιχεία του Πίνακα 5-1.

Μεγέθη σχεδιασμού	Τιμή
Ισχύς μηχανής (kW)	428
Αριθμός μηχανών	2
Συνολική ισχύς (kW)	856
Διάμετρος προπέλας (m)	1.00

**Πίνακας 5-1: Στοιχεία σκαφών**

Με βάση τα παραπάνω και θεωρώντας ελεύθερες προπέλες ( $C_3=1,48$ ) προκύπτει η μέγιστη ταχύτητα ροής της προπέλας ίση με  **$V_0=6,37 \text{ m/s}$** .

Τον υπολογισμό της ταχύτητας εκροής στο κέντρο της υδάτινης φλέβας ακολουθεί ο προσδιορισμός της ταχύτητας ροής στον πυθμένα, που προκύπτει από την εκτροπή της φλέβας προς τον πυθμένα κατά την κρούση της στον κρηπιδότοιχο. Στην παρούσα μελέτη για τον υπολογισμό της πυθμενικής ταχύτητας γίνεται χρήση των εξισώσεων σύμφωνα με την Γερμανική Μέθοδο (German Approach, PIANC (2015)). Για σκάφη με διάταξη διπλής προπέλας (και για  $h_p/D_p=2,7$ ) χρησιμοποιείται η κάτωθι σχέση υπολογισμού της πυθμενικής ταχύτητας.

$$V_{b,max} = E_{twin} * V_0 * \left( \frac{h_p}{D_p} \right)^{-0.275}, \text{ για } 0,9 < \frac{h_p}{D_p} < 3,0$$

Όπου,

- $E_{twin}$ : συντελεστής = 0,42 για πλοία με δύο προπέλες και ένα κεντρικό πηδάλιο, = 0,52 για πλοία με δύο προπέλες και ένα διπλό πηδάλιο
- $h_p$ : το ύψος στο οποίο βρίσκεται ο άξονας της προπέλας από την στάθμη του πυθμένα

Θεωρώντας σκάφος με διπλό πηδάλιο ( $E=0,52$ ), προκύπτει η τιμή της πυθμενικής ταχύτητας ίση με  **$V_b=2,52 \text{ m/s}$** . Οι αναλυτικοί υπολογισμοί εκτελέστηκαν σε φύλλα εργασίας (spreadsheet) και επισυνάπτονται στο **Παράρτημα Ε** του παρόντος.

### 5.3 Διαστασιολόγηση συστήματος προστασίας

Για τον υπολογισμό της επάρκειας του προτεινόμενου συστήματος προστασίας ποδός χρησιμοποιείται η μεθοδολογία που προτάθηκε από τον Pilarczyk (CIRIA, CUR, CETMEF, 2007) η βασική εξίσωση της οποίας είναι η εξής:

$$\Delta D = \Phi \frac{0.035}{\psi_{cr}} k_h k_{sl}^{-1} \frac{k_t^2 V^2}{2g}$$

Όπου,

- V: η πυθμενική ταχύτητα που υπολογίστηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο
- Δ: η σχετική πυκνότητα των στοιχείων θωράκισης
- Φ: συντελεστής ευστάθειας
- $\Psi_{cr}$ : εμπειρική παράμετρος (Shields parameter) που αντιπροσωπεύει την ικανότητα διάβρωσης και μεταφοράς του υλικού προστασίας
- $k_t$ : συντελεστής τύρβης
- $k_h$ : συντελεστής ο οποίος εξαρτάται από το τοπικό βάθος και την τραχύτητα του υλικού (velocity profile factor)
- $k_s$ : παράμετρος που εξαρτάται από την κλίση του πρανούς (α) και την εσωτερική γωνία τριβής του υλικού προστασίας (φ) (slide slope factor)

Η παράμετρος  $D_n$  είναι η διάμετρος των λίθων του συστήματος προστασίας, όταν αυτό αποτελείται από φυσικούς ογκολίθους, ή ίσο με το πάχος του προστατευτικού στοιχείου, όταν αυτό είναι π.χ. πλάκες εκ σκυροδέματος όπως στην εν λόγω περίπτωση. Η σχετική πυκνότητα του υλικού προστασίας υπολογίζεται βάσει της σχέσης  $\Delta = (\rho_s - \rho_w)/\rho_w$  (όπου  $\rho_s = 2,35 \text{ t/m}^3$  για σκυρόδεμα και  $\rho_w = 1,025 \text{ t/m}^3$  θαλασσινό νερό). Ο συντελεστής Shields ( $\Psi_{cr}$ ) λαμβάνει τιμές μεταξύ των ορίων 0,035 και 0,07 για λίθους και πλάκες σκυροδέματος. Εν προκειμένω λαμβάνεται η τιμή 0,07. Ο συντελεστής ευστάθειας Φ μπορεί να πάρει τιμές μεταξύ 0,5-0,75 και λαμβάνεται ίσος με 0,60, βάσει συστάσεων για πλάκες σκυροδέματος. Δεδομένου ότι πρόκειται για κατακόρυφο μέτωπο σε συνδυασμό με το γεγονός ότι η τοποθέτηση της πλάκας προστασίας ποδός θα γίνει οριζόντια ο συντελεστής κλίσης πρανούς ισούται με 1. Μια σημαντική παράμετρος που υπεισέρχεται στον σχεδιασμό είναι ο συντελεστής του προφίλ της ταχύτητας που εξαρτάται από το υλικό της θωράκισης. Η τιμή του συντελεστή  $k_h$  λαμβάνει τιμή 1, σύμφωνα με τις συστάσεις του PIANC (2015), για περιβάλλον έντονης δράσης προπελών. Ο συντελεστής τύρβης εξαρτάται από το καθεστώς της ροής το οποίο επηρεάζεται από την εγγύτητα στον κρηπιδότοιχο ο οποίος

προκαλεί ανάκλαση της φλέβας και υψηλές ταχύτητες ροής. Σύμφωνα με τις συστάσεις του PIANC, όταν η επίλυση γίνεται με τα Γερμανικά πρότυπα, όπως στην προκειμένη περίπτωση, η τιμή για το  $k_t^2$  ισούται με 1,5 για κατάσταση αυξημένης έντασης τυρβώδους ροή.

Τελικά, βάσει όλων των παραπάνω παραδοχών, το πάχος της πλάκας προστασίας ποδός προκύπτει ίσο με **D=0,20m**.

Το πλάτος προστασίας επιλέγεται ίσο με 2m και το μήκος της ισούται με το μήκος του μετώπου της στήλης Τ.Ο.. Τέλος πραγματοποιήθηκε έλεγχος των δυνάμεων που ασκούνται στην πλάκα για τον έλεγχο ευστάθειας της. Συγκεκριμένα οι δυνάμεις που ασκούνται είναι κατακόρυφες και αφορούν την δύναμη του βάρους υπό άνωση της πλάκας και μια ανωστική δύναμη από την λειτουργία των προπελών. Η δύναμη αυτή δημιουργείται λόγω διαφοράς πίεσης μεταξύ του νερού στην άνω παρειά της πλάκας και αυτού στην στάθμη του πυθμένα. Για τον έλεγχο θα πρέπει η μέγιστη ανωστική δύναμη να είναι μικρότερη του υπό άνωση βάρους της πλάκας. Ο τύπος που δίνει την εν λόγω δύναμη είναι ο εξής:

$$\Delta p = C_L \frac{\rho_w * V_{bottom}^2}{2}$$

και πρέπει να ικανοποιείται η ανίσωση:

$$\Delta p < (\rho_m - \rho_w) * g * D$$

Όπου:

- $C_L$ : συντελεστής ανύψωσης
- $\rho_w$ : ειδικό βάρος θαλασσινού νερού
- $\rho_m$ : ειδικό βάρος υλικού προστασίας πυθμένα
- $D$ : πάχος στρώσης προστασίας ποδός

Λαμβάνοντας συντελεστή ανύψωσης ίσο με 0,6 σύμφωνα με τις συστάσεις του PIANC (2015) προκύπτει ένας συντελεστής ασφαλείας ίσος με  $1,33 > 1,0$ , συνεπώς ο έλεγχος ικανοποιείται. Οι αναλυτικοί υπολογισμοί της παραπάνω μεθοδολογίας επισυνάπτονται στο **Παράρτημα Ε** του παρόντος.



#### 5.4 Διαστασιολόγηση της θωράκισης εκ Φυσικών Ογκολίθων έμπροσθεν των πλακών σκυροδέματος

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως η ολοκληρωμένη προστασία ποδός του κρηπιδότοιχου, επιτυγχάνεται με την προστασία του πρίσματος των λιθορριπών, στο οποίο εδράζεται ο κρηπιδότοιχος, από πρανές εκ Φυσικών Ογκολίθων. Συνεπώς, είναι αναγκαίο να υπολογιστούν οι διαστάσεις και το βάρος των Φ.Ο. που θα χρησιμοποιηθούν ως θωράκιση. Η διαδικασία που ακολουθείται για την διαστασιολόγηση των Φ.Ο. είναι παρόμοια με αυτή που χρησιμοποιήθηκε για τις πλάκες προστασίας ποδός (εξ. Pilarczyk), μόνο που στην συγκεκριμένη περίπτωση όλοι οι συντελεστές και οι παράμετροι που υπάρχουν στην εξίσωση λαμβάνουν τιμές ώστε να ανταποκρίνονται στην διάταξη των Φ.Ο.. Ειδικότερα, παρατίθενται οι τιμές όλων των συντελεστών για την διαστασιολόγηση των Φ.Ο. στον Πίνακα 5-2.

$\Psi_{cr}$	0,035
$\Phi$	0,93
$k_h$	0,822
$k_s$	0,472
$k_t^2$	1,7
$\tan(a)$	0,667

**Πίνακας 5-2: Τιμές παραμέτρων εξίσωσης Pilarczyk θωράκισης Φ.Ο.**

Η τιμή της πυθμενικής ταχύτητας είναι η ίδια με αυτή που χρησιμοποιήθηκε στο σχεδιασμό των πλακών προστασίας. Βάσει των ανωτέρω παραδοχών προβλέπεται η χρήση Φ.Ο. ονομαστικής διαμέτρου  **$D_n=0,58m$**  και βάρους  **$W=506kg$** . Η προστασία θα γίνεται με διάταξη δύο στρώσεων ογκολίθων, ενώ ακριβώς έμπροσθεν της πλάκας κατά την οριζόντια διεύθυνση προτείνεται η τοποθέτηση τριών ογκολίθων θωράκισης. Η θωράκιση θα τοποθετηθεί σε όλο το μήκος του νέου κρηπιδώματος και στα δύο μέτωπα, αλλά και περιμετρικά των πρανών των βάθρων. Τελικά η διαβάθμιση που θα χρησιμοποιηθεί στην προκειμένη περίπτωση είναι κυμαίνεται μεταξύ **400-600kg**. Το υπολογιστικό φύλλο για την διαστασιολόγηση της θωράκισης εκ φυσικών ογκολίθων επισυνάπτεται στο **Παράρτημα Ε** του παρόντος.

## 6 ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΕΡΓΟΥ

### 6.1 Εισαγωγή

#### 6.1.1 Αντικείμενο

Στις παραγράφους που ακολουθούν πραγματοποιείται ο γεωτεχνικός σχεδιασμός της θεμελίωσης των νέων λιμενικών έργων εξυπηρέτησης αλιευτικών λοιπών μικρών σκαφών στη θέση Ψανή Ναυπάκτου, ώστε να δύνανται αυτά να φέρουν με ασφάλεια τα προβλεπόμενα μόνιμα και κινητά φορτία σχεδιασμού, πληρουμένων των απαιτήσεων ασφάλειας και λειτουργικότητας βάσει του ισχύοντος κανονιστικού πλαισίου. Η επάρκεια της προτεινόμενης λύσης θεμελίωσης τεκμηριώνεται υπολογιστικά μέσω αναλυτικών γεωτεχνικών ελέγχων και αριθμητικών αναλύσεων στις οποίες περιλαμβάνονται:

- Έλεγχοι γενικής ευστάθειας του έργου υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες φόρτισης σε κρίσιμες διατομές του έργου.
- Έλεγχοι αποτίμησης του μεγέθους και της χρονικής εξέλιξης των καθιζήσεων τόσο κατά τη φάση λειτουργίας του έργου όσο και κατά τις ενδιάμεσες κατασκευαστικές φάσεις.

#### 6.1.2 Διαθέσιμα στοιχεία

- Δήμος Ναυπακτίας, Εκπόνηση Μελετών για την Λιμενική Εγκατάσταση Εξυπηρέτησης Σκαφών στη θέση Ψανή Ναυπάκτου – «Έκθεση Αξιολόγησης Αποτελεσμάτων Γεωτεχνικής Έρευνας», Τρίτων Σύμβουλοι Μηχανικοί, Μάιος 2023 [1]
- A. Beckers, C. Beckb, A. Hubert-Ferrari, E. Tripsanas, C. Crouzet, D. Sakellariou, G. Papatheodorou, M. De Batist, Influence of Bottom Currents on the Sedimentary Process at the Western Tip of the Gulf of Corinth, Greece, (May 2016). [2]

#### 6.1.3 Κανονισμοί-συστάσεις γεωτεχνικών μελετών – Διεθνής βιβλιογραφία

- i. ΟΜΟΕ “Τεύχος 10: Τεχνικά Έργα” (Απόφασης έγκρισης ΔΜΕΟ/γ/ο/66/17-2-2003 του Υφυπουργού ΠΕΧΩΔΕ).

- ii. Ο.Μ.Ο.Ε. "Τεύχος 11: Γεωλογικές και Γεωτεχνικές Έρευνες και Μελέτες", Ιούλιος 2003
- iii. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ 2003) (ΦΕΚ Β781/16-6-03, ΦΕΚ Β1154/12-8-03).
- iv. Γερμανικοί κανονισμοί DIN 4019
- v. Γερμανικοί κανονισμοί DIN 4084
- vi. Γερμανικοί κανονισμοί DIN 1072
- vii. Α. Γ. Αναγνωστόπουλος, Β. Π. Παπαδόπουλος, «Επιφανειακές Θεμελιώσεις», 1989
- viii. J. E. Bowles "Foundation Analysis & Design – 5th Edition", 1996
- ix. D.T. Bergado, J.C. Chai, M.C. Alfaro & A.S. Balasubramaniam, "Improvement Techniques of Soft Ground in Subsiding and Lowland Environment", 1994
- x. S.L. Cramer, "Geotechnical Earthquake Engineering", 1996
- xi. R. M. Koerner "Design with Geosynthetics – Second Edition", 1990
- xii. CEM (2008) "Coastal Engineering Manual"
- xiii. CIRIA, CUR, CETMEF The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition). C683, CIRIA, London (2007)
- xiv. PIANC (2001), Seismic Design Guidelines for Port Structures
- xv. J. Priebe, "The Design of Vibro-Replacement", 1995
- xvi. T.L Youd, I.M. Idriss, "Liquefaction Resistance of Soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils"

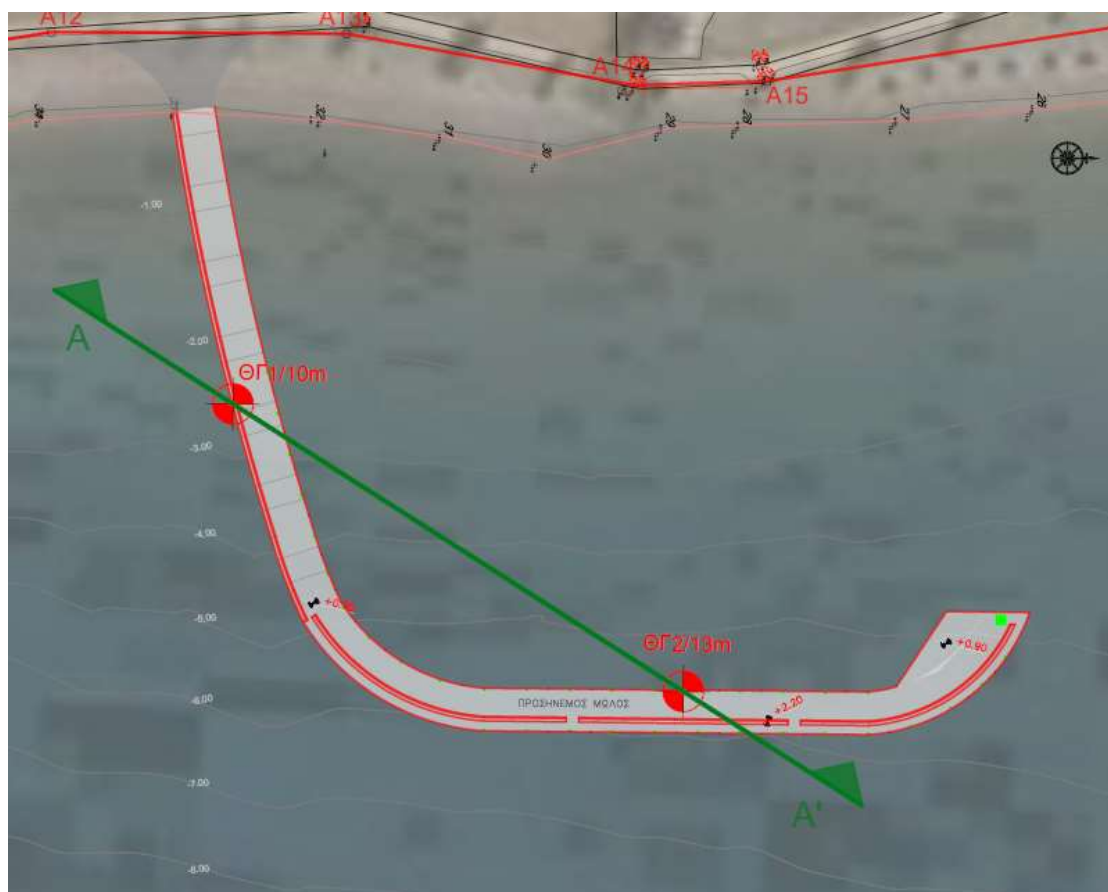
## **6.2 Γεωτεχνικές συνθήκες – Στρωματογραφία υπολογισμού – Γεωτεχνικές παράμετροι**

Στην περιοχή του έργου πραγματοποιήθηκε στο πλαίσιο εκπόνησης της Οριστικής Μελέτης των νέων λιμενικών έργων, γεωτεχνική έρευνα η οποία περιελάμβανε την εκτέλεση δύο θαλάσσιων δειγματοληπτικών γεωτρήσεων, με σήμανση ΘΓ1 και ΘΓ2, με βάθη διάτρησης 10 και 13m αντίστοιχα. Οι γεωτρήσεις εκτελέσθηκαν σε θέσεις εντός της κάτοψης του μελετώμενου νέου προβλήτα, η μεν ΘΓ1 πλησίον της γένεσής

του, η δε ΘΓ2 περί το μέσο του παράλληλου προς την ακτογραμμή βραχίονα αυτού, στις θέσεις όπως παρουσιάζονται οριζοντιογραφικά στην Εικόνα 6-1 που ακολουθεί.

Παράλληλα με τις γεωτρήσεις εκτελέσθηκαν και δοκιμές πεδίου (πρότυπες δοκιμές διείσδυσης SPT) για την επιτόπου εκτίμηση της αντοχής των απαντηθέντων σχηματισμών ενώ μετά το πέρας των εργασιών υπαίθρου πραγματοποιήθηκαν και εργαστηριακές δοκιμές σε επιλεγθέντα δείγματα, για την εκτίμηση των φυσικών και μηχανικών χαρακτηριστικών των στρώσεων του πυθμένα.

Αναλυτική αξιολόγηση των ευρημάτων της ως άνω γεωτεχνικής έρευνας παρουσιάζεται στο τεύχος, «Έκθεση Αξιολόγησης Αποτελεσμάτων Γεωτεχνικής Έρευνας, Μάιος 2023», (βλ. [1] § 6.1.2).



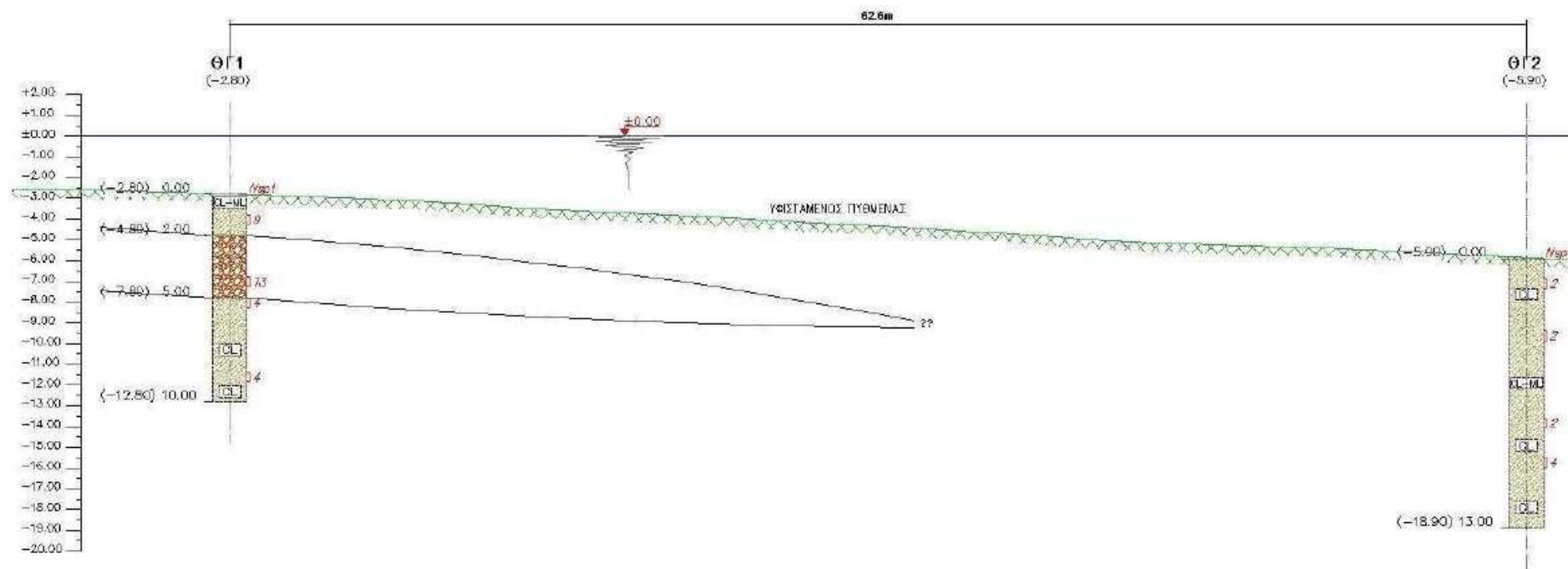
**Εικόνα 6-1: Θέσεις θαλάσσιων γεωτρήσεων έρευνας Μαΐου 2023**

Σύμφωνα με τα ευρήματα και αποτελέσματα της ως άνω γεωτεχνικής έρευνας, ο φυσικός πυθμένας στην περιοχή ενδιαφέροντος απαρτίζεται μέχρι και το τελικό ερευνηθέν βάθος, από έναν κύριο σχηματισμό της σύγχρονης ιζηματογένεσης του πυθμένα, ολοκαινικής ηλικίας (**Στρώση Ι**), αποτελούμενο από χαμηλής εν γένει αντοχής ισχνές αργίλους και αργιλοϊλύες (CL, CL-ML). Σύμφωνα με τα αποτελέσματα

των επιτόπου και εργαστηριακών δοκιμών, ο εν λόγω σχηματισμός χαρακτηρίζεται επιφανειακά ως πολύ μαλακός ενώ σε βάθη από το φυσικό πυθμένα που υπερβαίνουν τα 5m, μεταβαίνει σε μαλακό ως μέσης συνεκτικότητας, με τα μηχανικά του χαρακτηριστικά να εμφανίζουν σταδιακή βελτίωση με το βάθος.



Τοπικά, στην πλησιέστερη προς την ξηρά Γεώτρηση ΘΓ1, απαντάται ένστρωση πάχους 3m σε βάθος από 2 ως 5m από την επιφάνεια του φυσικού πυθμένα (**Στρώση II**), αποτελούμενη από χαμηλής ως μέσης πυκνότητας αμμοχάλικα με αποστρογγυλεμένους χάλικες ασβεστολιθικής προέλευσης.

Οι γεωτεχνικές τομές των δύο γεωτρήσεων και οι γεωτεχνικές παράμετροι υπολογισμού των δύο στρώσεων, όπως εξήχθησαν από το σχετικό Τεύχος Αξιολόγησης Γεωτεχνικής Έρευνας (Μάιος 2023), παρουσιάζονται στην εικόνα που ακολουθεί.



## ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ

## ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑ

			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$c_u$ (kPa)	$c_c$	$C_v$ ( $\times 10^{-4}$ cm <sup>2</sup> /s)	$E_s$ (MPa)
ΣΤΡΩΣΗ I		ΜΑΛΑΚΗ ΕΩΣ ΠΟΛΥ ΜΑΛΑΚΗ ΙΛΥΩΔΗΣ ΙΣΧΥΗ ΑΡΠΛΟΣ AUSCS: CL, CL-ML	19.0	—	—	$z < 5: 12$ $z \geq 5: 12 + 3(z-5)$	0.25	25 – 30	$z < 5: 1.2$ $z \geq 5: 1.2 - 4.2$
ΣΤΡΩΣΗ II		ΧΑΛΑΡΗΣ ΕΩΣ ΜΕΣΗΣ ΠΥΚΝΟΤΗΤΑΣ ΑΜΜΟΧΑΛΙΚΑ AUSCS: —	19.0	32	0	—	—	—	5.0 – 8.0

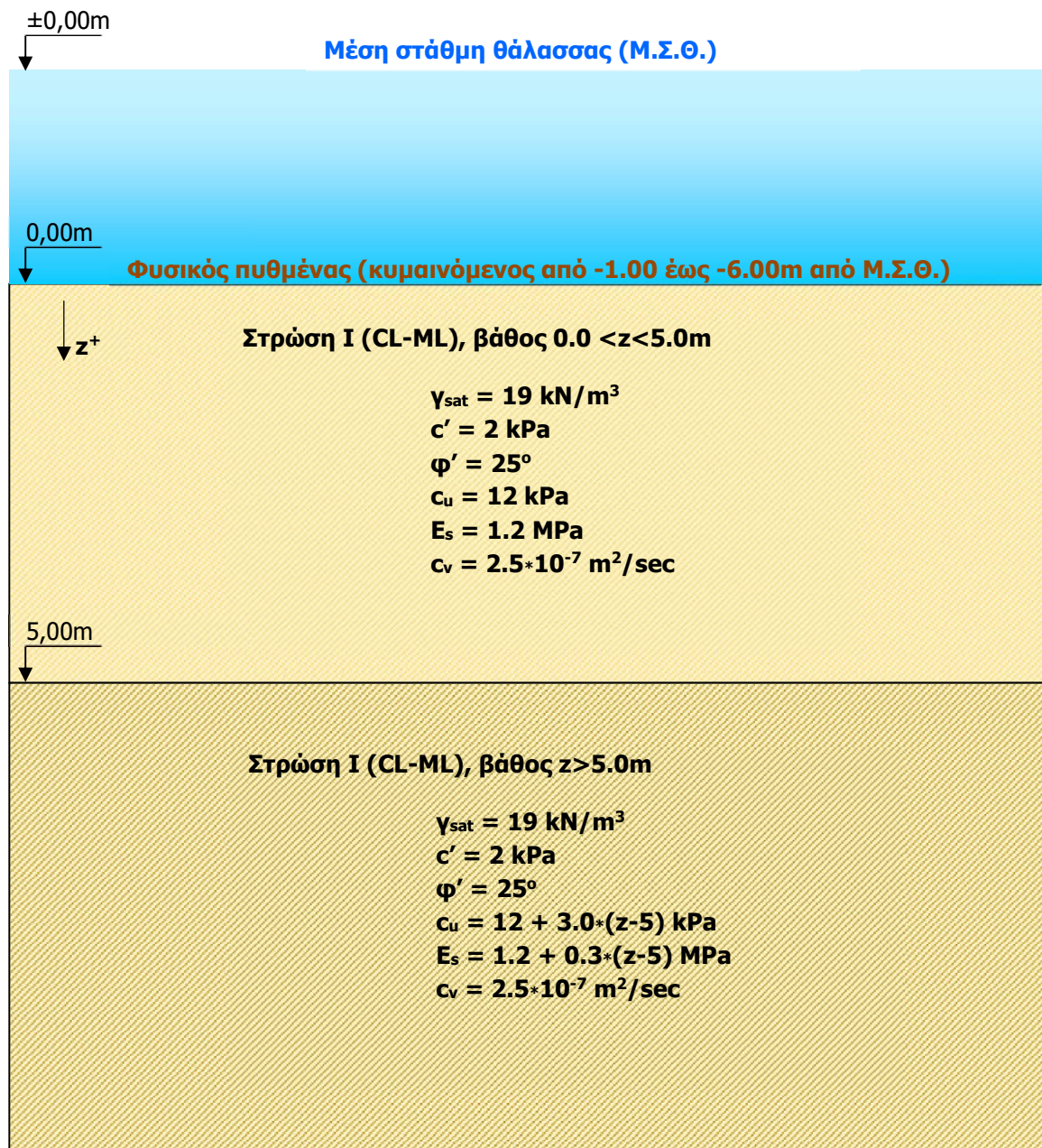
Εικόνα 6-2: Γεωτεχνικές τομές γεωτρήσεων – Γεωτεχνικές παράμετροι υπολογισμού στρώσεων πυθμένα

Από γεωτεχνικής άποψης, η Στρώση I χαρακτηρίζεται από χαμηλή αντοχή και μεγάλη συμπιεστότητα. Σχετικοί ποιοτικοί έλεγχοι ρευστοποίησης που πραγματοποιήθηκαν στο Τεύχος Αξιολόγησης (Μάιος 2023), κατέταξαν αυτή και ειδικώς τα επιφανειακά τμήματά της, στα εν δυνάμει ρευστοποιήσιμα εδάφη. Αναμένεται ως εκ τούτου σημαντική απώλεια της διατμητικής της αντοχής κατά την εκδήλωση ισχυρού σεισμικού γεγονότος, με συνεπακόλουθα την εκδήλωση αστοχιών και την ανάπτυξη υπερβολικών καθιζήσεων στο σώμα του έργου. Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω, η Στρώση I κρίνεται ως ακατάλληλη για την απ' ευθείας θεμελίωση επ' αυτής, των μελετώμενων λιμενικών έργων, χωρίς προηγηθείσα εφαρμογή κατάλληλων μέτρων βελτίωσής της. Προκειμένου λοιπόν να εξασφαλισθούν τα νέα έργα έναντι εδαφικών αστοχιών ή/και υπερβολικών μετατοπίσεων/ καθιζήσεων, κρίνεται σκόπιμη η μερική αντικατάσταση των επιφανειακών στρωμάτων της εν λόγω στρώσης αλλά και η βελτίωση των υποκειμένων παραμενόντων μέχρις ικανού βάθους προς επίτευξη των επιθυμητών επιπέδων ασφαλείας.

Η Στρώση II διαθέτει βελτιωμένα μηχανικά χαρακτηριστικά συγκριτικά με τη Στρώση I, ενώ λόγω της φύσης της (αμμοχαλικώδης σχηματισμός) πιθανότατα να μην υφίσταται και ο κίνδυνος εκδήλωσης φαινομένων ρευστοποίησης εντός του σώματός της. Εντούτοις, λόγω του περιορισμένου πάχους αλλά και της τοπικής της εμφάνισης, για λόγους συντηρητικού σχεδιασμού δεν λαμβάνεται υπόψη κατά τους διενεργηθέντες γεωτεχνικούς ελέγχους, στο γεωτεχνικό προσομοίωμα.

Επί τη βάση των παραπάνω, υιοθετείται για τη διενέργεια των σχετικών γεωτεχνικών ελέγχων η κάτωθι απλοποιημένη στρωματογραφία υπολογισμού.



**Εικόνα 6-3: Απλοποιημένη στρωματογραφία υπολογισμού**

Για τα γεωυλικά και λοιπά δομικά υλικά που θα δομούν το σώμα του έργου, ελήφθησαν υπόψη σύμφωνα με τη διεθνή βιβλιογραφία (βλ. [xiii] § 6.1.3) αλλά και με βάση την προγενέστερη εμπειρία σε αντίστοιχα έργα, οι παράμετροι που παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί.

Υλικό	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)
Λιθορριπές	21	19	43	0
Αμμοχάλικο εξυγίανσης	21	19	36	0
Φυσικοί ογκόλιθοι	18	13	43	5
Άοπλο σκυρόδεμα*	-	23.5	45	1000
Οπλισμένο σκυρόδεμα*	-	14	45	1000

\*Επιλέχθηκαν επαρκώς αυξημένες παράμετροι αντοχής ώστε να αποτρέπεται, κατά τους σχετικούς ελέγχους ευστάθειας, η διέλευση επιφανειών ολίσθησης δια των σωμάτων αυτών.

**Πίνακας 6-1: Γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού γεωυλικών και λοιπών υλικών που δομούν το σώμα του έργου**

### 6.3 Πρόταση θεμελίωσης

Για την αντιμετώπιση των δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών και την επίτευξη των επιθυμητών επιπέδων ασφαλείας στην έδραση των μελετώμενων έργων, προέκυψε κατόπιν διερεύνησης με διαδοχικές προσεγγίσεις μέσω γεωτεχνικών αναλύσεων, λύση η οποία συνοπτικώς περιλαμβάνει:

- Εκσκαφή σε βάθος της τάξης των 4 ως 5m από την επιφάνεια του φυσικού πυθμένα για την απομάκρυνση, υποκείμενα της θεμελίωσης των νέων έργων, του μεγαλύτερου μέρους των επιφανειακών πολύ μαλακών τμημάτων της Στρώσης Ι και αντικατάστασή τους από κατάλληλα λιθόρριπτα/αδρομερή υλικά καθώς και διάστρωση πλησίον του πυθμένα της διαμορφωνόμενης σκάφης εκσκαφής, υφαντών γεωυφασμάτων υψηλής ονομαστικής εφελκυστικής αντοχής. Τα γεωυφάσματα θα καλύπτουν το σύνολο του πλάτους της σκάφης εκσκαφής, καθ' όλο το μήκος των προβλεπόμενων νέων έργων.

Ειδικότερα, κατά μήκος του τμήματος συνεχούς κρηπίδωσης του έργου προβλέπεται διάστρωση μονής σειράς γεωυφασμάτων ονομαστικής εφελκυστικής αντοχής, 800 kN/m. Τα γεωυφάσματα διαστρώνονται με την κύρια διεύθυνσή τους κάθετη προς τον διαμήκη άξονα του έργου, πλην όμως προβλέπεται η τοποθέτηση στα δύο μέτωπα στην αρχή και το πέρας (ακροώλιο) του εν λόγω τμήματος, μίας επιπρόσθετης καθ' ύψος σειράς γεωυφασμάτων, της ίδιας εφελκυστικής αντοχής, με την κύρια διεύθυνσή τους όμως παράλληλη προς τον διαμήκη άξονα του έργου, προκειμένου αυτά να λειτουργήσουν για την ανάσχεση δυνητικών κύκλων ολίσθησης που ενεργοποιούνται κατά την διεύθυνση αυτή. Μεταξύ των δύο σειρών

γεωυφασμάτων θα παρεμβάλλεται εξυγιαντική στρώση αμμοχαλίκου, πάχους 30cm.

Στις θέσεις των μεμονωμένων βάθρων, λόγω της πεπερασμένης τους κάτοψης, είναι πιθανή η εμφάνιση κύκλων αστοχίας και κατά τις δύο διευθύνσεις, (ήτοι τόσο κατά μήκος όσο και κάθετα προς τον διαμήκη άξονα του έργου), για τον λόγο αυτόν διαστρώνεται υποκείμενα της θεμελίωσης των έργων στις θέσεις αυτές, διπλή σειρά γεωυφασμάτων ονομαστικής αντοχής 600kN/m, με τις κύριες διευθύνσεις τους κάθετες μεταξύ τους, ήτοι η μία εγκάρσια και η άλλη παράλληλα προς τον διαμήκη άξονα του έργου. Μεταξύ των δύο σειρών γεωυφασμάτων παρεμβάλλεται εξυγιαντική στρώση αμμοχαλίκου, πάχους 30cm.

- Βελτίωση των υποκείμενων μαλακών ως μέτρια συνεκτικών τμημάτων της Στρώσης I, με την κατασκευή χαλικοπασσάλων μέσω της μεθόδου βαθιάς δονητικής αντικατάστασης (vibroreplacement). Τα ακριβή γεωμετρικά χαρακτηριστικά των χαλικοπασσάλων όπως διαμορφώθηκαν για την εξασφάλιση του ανωτέρω σκοπού, έχουν ως εξής:
  - Κάνναβος χαλικοπασσάλων: τετραγωνικός, διαστάσεων 2x2m.
  - Συνολικό μήκος χαλικοπασσάλων, 10.5m, με το ανώτερο μισό μέτρο αυτών εγκιβωτισμένο εντός της κατώτερης εξυγιαντικής στρώσης εξ αμμοχαλίκου του πυθμένα.
- Πρόβλεψη σταδιακής κατασκευής του έργου σε δύο φάσεις, με ενδιάμεση παραμονή στο χρονικό διάστημα που απαιτείται για την ανάληψη του μεγαλύτερου μέρους των καθιζήσεων αλλά και την βελτίωση του εδάφους θεμελίωσης κατά τη φάση κατασκευής.

Ειδικότερα:

- Κατά την **Α' Φάση Κατασκευής** ολοκληρώνονται οι εργασίες μέχρι και την τοποθέτηση του συνόλου των Τ.Ο. στις τελικές προβλεπόμενες στάθμες τους ενώ πραγματοποιείται και επιφόρτιση των στηλών των Τ.Ο. με τοποθέτηση μίας πρόσθετης σειράς Τ.Ο. για την περαιτέρω μείωση των μετακατασκευαστικών καθιζήσεων κατά τη φάση λειτουργίας του έργου. Το έργο θα παραμείνει στη φάση αυτή για χρονικό διάστημα **2-μηνών**, με το πέρας του οποίου και εκτιμάται, σύμφωνα με σχετικούς γεωτεχνικούς υπολογισμούς που παρουσιάζονται στο **Παράρτημα ΣΤ-1** του παρόντος, ότι θα έχει πρακτικώς

ολοκληρωθεί η στερεοποίηση των στρώσεων του πυθμένα στην εντός ζώνης χαλικοπασσάλων περιοχή.

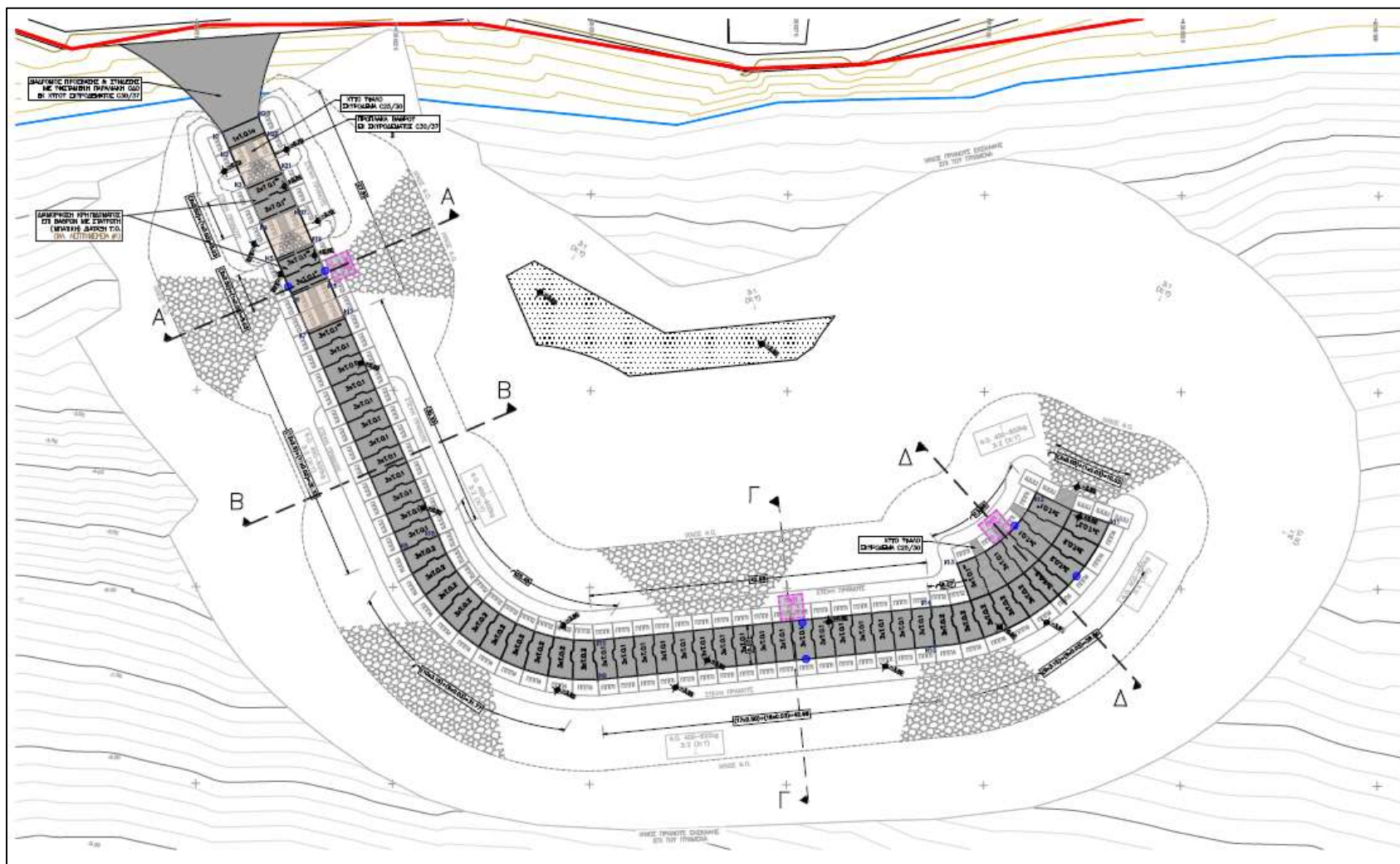
- Η **Β' Φάση Κατασκευής** αποτελεί την ολοκλήρωση της κατασκευής του έργου, ήτοι, την απομάκρυνση των Τ.Ο. επιφόρτισης, την κατασκευή των ανωδομών και την εγκατάσταση του λοιπού λιμενολογικού εξοπλισμού.
  - Έλεγχος των καθιζήσεων και παρακολούθηση της συμπεριφοράς του έργου κατά τη φάση κατασκευής μέσω της εγκατάστασης κατάλληλων οργάνων παρατήρησης.
- Η ως άνω προτεινόμενη λύση θεμελίωσης περιγράφεται αναλυτικά στο κεφάλαιο Τεχνικής Περιγραφής του τεύχους Τεχνικής Έκθεσης της Οριστικής Μελέτης ενώ παρουσιάζεται και στα σχετικά σχέδια οριζοντιογραφίας και διατομών που τη συνοδεύουν. Με την ως άνω προτεινόμενη λύση επιτυγχάνονται:
- i) Έλεγχος των καθιζήσεων κατά τη φάση κατασκευής και περιορισμός των μακροχρόνιων μετακατασκευαστικών καθιζήσεων σε αποδεκτά για τη φύση του έργου μεγέθη.
  - ii) Ελαχιστοποίηση της πιθανότητας εκδήλωσης φαινομένων ρευστοποίησης εντός της ζώνης των χαλικοπασσάλων υποκείμενα της θεμελίωσης των έργων, λόγω,
    - α) της αυξημένης διστμησίας που προσδίδουν οι χαλικοπάσσαλοι στο έδαφος.
    - β) της πλευρικής στερεοποίησης στην οποία υποβάλλεται το ίδιο το έδαφος, εκ των ασκούμενων ισχυρών πλευρικών πιέσεων κατά τη διαδικασία κατασκευής των χαλικοπασσάλων,
    - γ) της ταχείας κατακόρυφης στερεοποίησης του εδάφους, εκ της πρόβλεψης σταδιακής κατασκευής του έργου παρουσία των χαλικοπασσάλων και
    - δ) των συνθηκών ταχείας οριζόντιας στράγγισης που προσδίδουν στην εδαφική μάζα τα αυξημένης διαπερατότητας χαλικώδη υλικά των κατακόρυφων στηλών των χαλικοπασσάλων, οι οποίες και παρεμποδίζουν την ανάπτυξη υπερπιέσεων στο νερό των εδαφικών πόρων αποτρέποντας έτσι την εκδήλωση του φαινομένου.
  - iii) Ικανοποιητική επάρκεια σε γενική ευστάθεια του έργου τόσο κατά τη φάση κατασκευής όσο και στη φάση λειτουργίας, καθώς και ανεκτές παραμένουσες μετατοπίσεις, υπό σεισμικές συνθήκες φόρτισης, στο σώμα αυτού, απόρροια της

σημαντικής αύξησης της διατμητικής αντοχής του εδάφους στην εντός ζώνης χαλικοπασσάλων περιοχή.

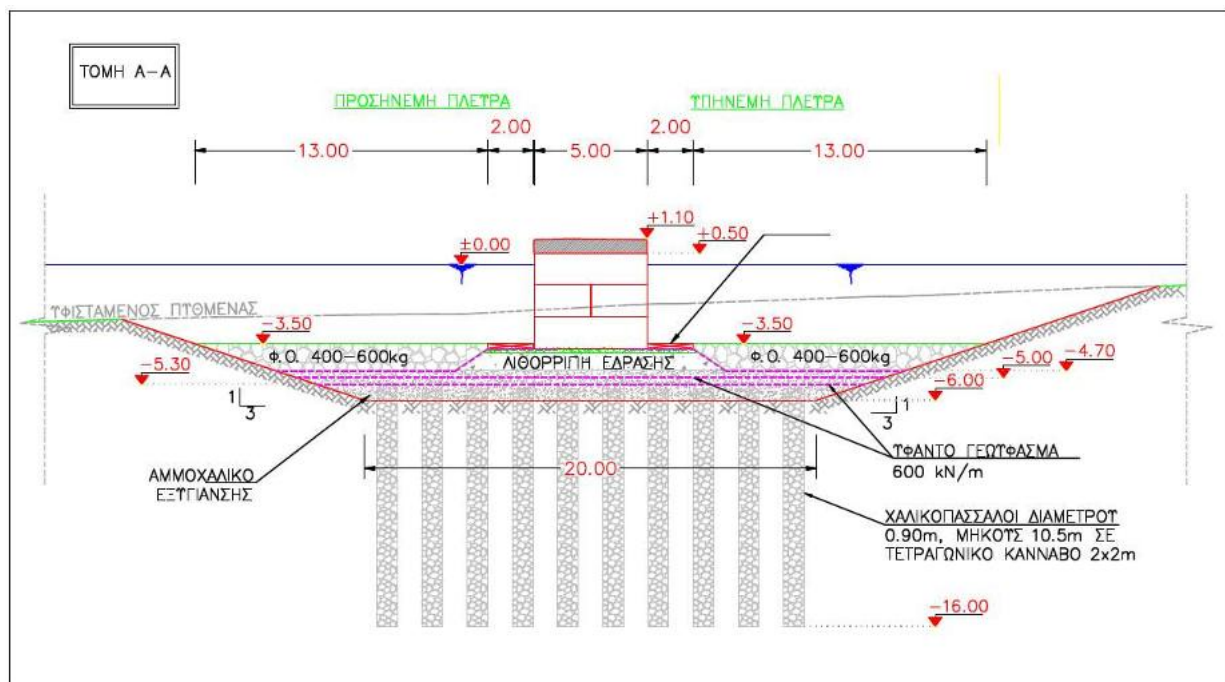
#### **6.4 Διατομές ελέγχου**

Επιλέχθηκαν για τη διενέργεια των γεωτεχνικών ελέγχων, οι διατομές Γ-Γ και Α-Α του έργου που αφορούν αντιστοίχως σε τυπικές διατομές συνεχούς κρηπίδωσης και μεμονωμένων βάθρων. Οι ως άνω διατομές αποτελούν κατά περίπτωση τις δυσμενέστερες στο έργο από άποψη μεγίστων απαντηθέντων βαθών φυσικού πυθμένα. Οι διατομές ελέγχου παρουσιάζονται στις εικόνες που ακολουθούν καθώς και στη σειρά σχεδίων Λ-03 της παρούσας μελέτης.

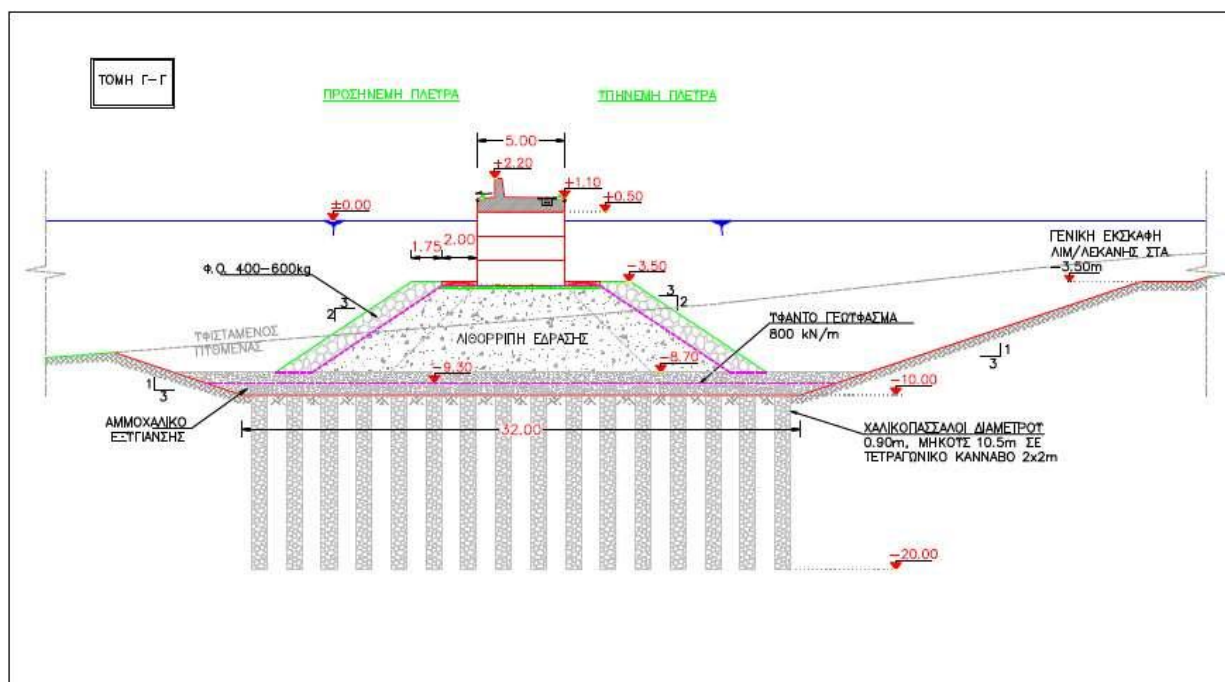




Εικόνα 6-4: Θέσεις τυπικών διατομών έργου



Εικόνα 6-5: Διατομή Ελέγχου Α-Α



Εικόνα 6-6: Διατομή Ελέγχου Γ-Γ



## 6.5 Φορτία σχεδιασμού

### 6.5.1 Ίδια βάρη

Τα φορτία από τα ίδια βάρη του σώματος του έργου, που μεταβιβάζονται στο έδαφος θεμελίωσης, αποτιμώνται κατά τις σχετικές αναλύσεις επί τη βάσει της εισαχθείσας στο προσομοίωμα γεωμετρίας των διατομών ελέγχου και των φαινομένων βαρών των υλικών που το δομούν (**Error! Reference source not found.** § 6.2).

Ειδικώς για την αντιπροσωπευτική των μεμονωμένων βάθρων, Διατομή Ελέγχου A-A, εισάγεται για το ειδικό βάρος της έγχυτης ανωδομής, το διπλάσιο της ονομαστικής του τιμής (ήτοι  $2 \cdot 24.0 \text{ kN/m}^3 = 48 \text{ kN/m}^3$ ), προκειμένου να ληφθούν υπόψη στο δισδιάστατο προσομοίωμα, τα πρόσθετα βάρη που μεταβιβάζονται σε κάθε βάθρο από το ήμισυ των ανοιγμάτων των εκατέρωθεν αυτού γεφυρωμάτων (μήκους 5m).

### 6.5.2 Κινητό φορτίο

Επί του καταστρώματος προβλέπεται μόνον κυκλοφορία πεζών πλην ενός μικρού σχετικά οχήματος τροφοδοσίας. Λαμβάνεται συντηρητικώς για την προσομοίωση των ως άνω φορτίων, ισοδύναμο επιφανειακό κατανεμημένο φορτίο:  **$q = 5 \text{ kN/m}^2$**

Κατά DIN 1072, το ως άνω φορτίο αντιστοιχεί σε κυκλοφορία οχημάτων βάρους ως 9 τόνων επί του καταστρώματος της ανωδομής (κλάση LKW 9) που υπερκαλύπτει τις απαιτήσεις σχεδιασμού της μελετώμενης λιμενικής εγκατάστασης.

Ειδικώς για την αντιπροσωπευτική των μεμονωμένων βάθρων, Διατομή Ελέγχου A-A, εισάγεται στο λογισμικό το διπλάσιο της ως άνω αναγραφόμενης τιμής, ήτοι  **$q = 10 \text{ kN/m}^2$** , προκειμένου να ληφθούν υπόψη στο δισδιάστατο προσομοίωμα, τα πρόσθετα φορτία που μεταβιβάζονται σε κάθε βάθρο από το ήμισυ των ανοιγμάτων των εκατέρωθεν αυτού γεφυρωμάτων (συνολικού μήκους 5m).

Υπό σεισμικές συνθήκες φόρτισης επαλληλίζεται με τις σεισμικές δράσεις σχεδιασμού, κατά περίπτωση, το 50% των ως άνω αναγραφεισών τιμών.

### 6.5.3 Φορτίο πρόσδεσης

Προβλέπεται η τοποθέτηση 5-τονων δεστρών διατεταγμένων ανά αποστάσεις των 6m κατά μήκος των δύο μετώπων του νέου λιμενικού έργου.

Το μέγιστο λειτουργικό φορτίο κάθε δέστρας λόγω της ασκούμενης ανεμοπίεσης επί των εξυπηρετούμενων σκαφών, εκτιμήθηκε αναλυτικά στην § 4.4.2 του παρόντος

τεύχους, ίσο προς 2.5tons/δέστρα (ή 25 kN/δέστρα). Το αντίστοιχο ισοδύναμο γραμμικό φορτίο στο τρέχον μέτρο μήκους κρηπίδωσης, προκύπτει ίσο προς,  $q_{b,ser} \approx 5 \text{ kN/m}$ . Το ως άνω φορτίο λαμβάνεται υπόψη κατά τους Ελέγχους Καθιζήσεων (έλεγχος λειτουργικότητας του έργου ).

Το μέγιστο οριζόντιο γραμμικό φορτίο πρόσδεσης, όπως προκύπτει βάσει της ελκτικής ικανότητας των δεσμών (50 kN/δέστρα), λαμβάνεται, ίσο προς,  $q_{b,d} \approx 9 \text{ kN/m}$ , αποτελεί δε φόρτιση ατυχηματικού χαρακτήρα. Το εν λόγω φορτίο λαμβάνεται δυσμενώς υπόψη, κατά τους ελέγχους γενικής ευστάθειας του έργου. Υπό σεισμικές συνθήκες φόρτισης, επαλληλίζεται με τις σεισμικές δράσεις σχεδιασμού, το 50% της ως άνω αναγραφείσας τιμής.

Ειδικώς για την αντιπροσωπευτική των μεμονωμένων βάθρων, Διατομή Ελέγχου Α-Α, ισχύουν και για την έλξη δέστρας τα αναγραφόμενα στην προηγούμενη § 6.5.2, ήτοι εισάγονται κατά περίπτωση στο γεωτεχνικό προσομοίωμα, οι τιμές,  $q_{b,ser} \approx 10 \text{ kN/m}$  και  $q_{b,d} \approx 18 \text{ kN/m}$  αντιστοίχως.

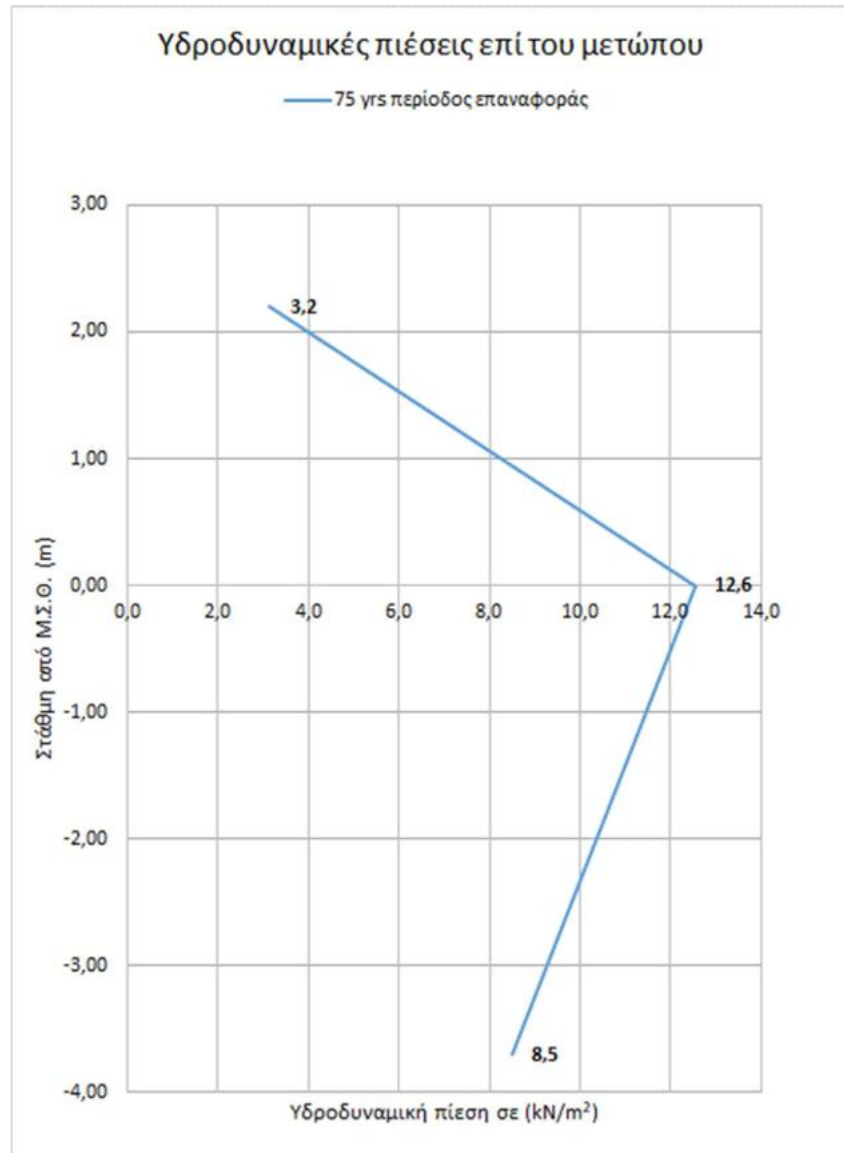
#### 6.5.4 Υδροδυναμικά φορτία

Λαμβάνονται δυσμενώς οι οριζόντιες υδροδυναμικές πιέσεις καθ' ύψος του προσήνεμου κατακόρυφου μετώπου του έργου, για περίοδο επαναφοράς 75 ετών, όπως αναλυτικά εκτιμώνται στην § 4.4.1 της παρούσας και παρουσιάζονται στον πίνακα και το διάγραμμα που ακολουθούν.

	Στάθμη (Μ.Σ.Θ.) (m)	z (m)	75yrs kN/m <sup>2</sup>
p <sub>2</sub>	2.20	0.00	3.2
p <sub>1</sub>	0.00	2.20	12.6
p <sub>1-3</sub>	-3,70	5,90	8.5

**Πίνακας 6-2: Ασκούμενες υδροδυναμικές πιέσεις καθ' ύψος του κατακόρυφου μετώπου της προσήνεμης (εξωτερικής) παρειάς του έργου**

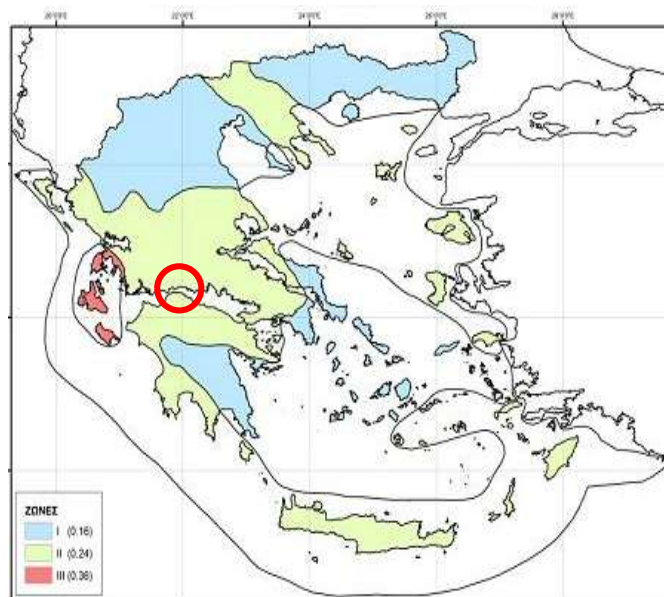
Τα εν λόγω φορτία λαμβάνονται υπόψη κατά τους *Ελέγχους Γενικής Ευστάθειας* υπό *Στατικές* μόνον *Συνθήκες*. Υπό *Σεισμικές Συνθήκες* φόρτισης θεωρείται ότι αυτά δεν είναι πιθανό να επαλληλισθούν με τις εντόνως και ταχέως ανακυκλιζόμενες σεισμικές δράσεις, ως εκ τούτου αγνοούνται. Λόγω του δυναμικού τους χαρακτήρα, δεν λαμβάνονται επίσης υπόψη ούτε κατά τους *Ελέγχους Καθιζήσεων (Λειτουργικότητας)* του έργου.



**Διάγραμμα 6-1: Ασκοούμενες υδροδυναμικές πιέσεις καθ' ύψος του κατακόρυφου μετώπου της προσήνεμης (εξωτερικής) παρειάς του έργου**

#### 6.5.5 Σεισμικές δράσεις σχεδιασμού

Σύμφωνα με τον Νέο Χάρτη Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδας (Ο.Α.Σ.Π. – 2003, βλ. Εικόνα 6-7, η περιοχή του έργου κατατάσσεται στην **Ζώνη ΙΙ** σεισμικής επικινδυνότητας, όπου και ορίζεται τιμή ενεργού σεισμικής επιτάχυνσης υποβάθρου ίση προς,  **$\alpha = 0,24g$** , όπου  **$g$**  η επιτάχυνση της βαρύτητας (βλ. [1] § 6.1.2 και [iii] § 6.1.3).



Εικόνα 6-7: Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας Ελλάδας

Το υπόψιν λιμενικό έργο αντιμετωπίζεται βάσει της § 5.4.2 του Ε.Α.Κ. 2000, που αφορά σε αναχώματα ύψους έως και 15,00μ., των οποίων η οριζόντια συνιστώσα του σεισμικού κραδασμού λαμβάνεται ίση προς,  $a_{h,d} = 0,5 \cdot (a_k + a_\beta)$ , όπου,

$a_\beta$ : η οριζόντια επιτάχυνση στη βάση,  $a_\beta = 0,50 \cdot a = 0,50 \cdot 0,24g = \mathbf{0.12g}$

$a_k$ : η οριζόντια επιτάχυνση στη κορυφή,  $a_k = 2,50 \cdot a_\beta = 2,50 \cdot 0,12g = \mathbf{0.30g}$

Αντίστοιχα, η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμικού κραδασμού λαμβάνεται ίση προς,  $a_{v,d} = \pm 0,50 \cdot a$ .

Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω προκύπτουν οι τιμές σχεδιασμού για την οριζόντια και την κατακόρυφη συνιστώσα σεισμικής επιτάχυνσης που ασκούνται επί των διαφόρων επιμέρους μαζών του μελετώμενου λιμενικού, ίσες προς:

➤ Οριζόντια σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού:  $a_{h,d} = 0,5 \cdot (0,30g + 0,12g) = \mathbf{0.21g}$

➤ Κατακόρυφη σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού:  $a_{v,d} = 0,5 \cdot 0,21g = \mathbf{\pm 0.105g}$

Παράλληλα με τις αδρανειακές δυνάμεις, λαμβάνονται υπόψη και οι ασκούμενες υδροδυναμικές ωθήσεις λόγω σεισμού καθ' ύψος των κατακόρυφων μετώπων του έργου, οι οποίες και υπολογίζονται κατά Westergaard, σύμφωνα με την σχέση 5.11 του Ε.Α.Κ. 2000 που ακολουθεί:

$$p_w(z) = \pm (7/8) \cdot \alpha \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H \cdot z}$$

όπου,

$\alpha$ : θεωρείται συντηρητικώς η οριζόντια σεισμική επιτάχυνση υποβάθρου ( $\alpha = 0.24g$ )

$\gamma_w$ : το ειδικό βάρος του θαλασσινού νερού ( $\gamma_w = 10.06 \text{ kN/m}^3$ )

$H$ : το ύψαλο ύψος του μετώπου ( $H = 3.50\text{m}$ )

$z$ : το εκάστοτε βάθος ελέγχου από τη Μ.Σ.Θ.

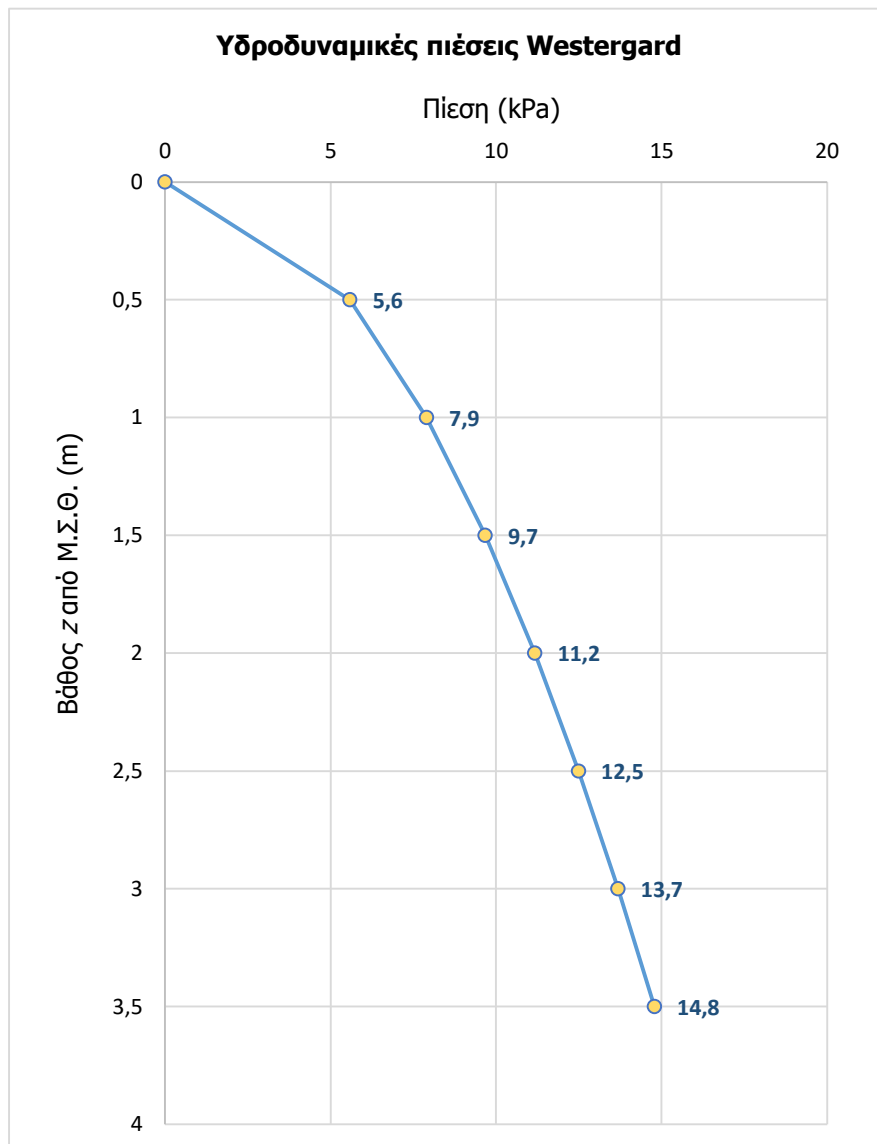
Δεδομένου ότι η ως άνω υδροδυναμική φόρτιση δύναται να ασκείται ταυτόχρονα, στα δύο εκατέρωθεν κατακόρυφα του κρηπιδώματος, ως υπερπίεση και υποπίεση αντίστοιχα, λαμβάνεται υπόψη ως τιμή σχεδιασμού το διπλάσιο των προκυπτουσών από την παραπάνω σχέση τιμών, ήτοι.

$$p_{w,d}(z) = 2 \cdot p_w(z)$$

Τα αποτελέσματα των υδροδυναμικών ωθήσεων λόγω σεισμού παρουσιάζονται στον πίνακα και το διάγραμμα που ακολουθούν.

$z$ (m)	$p_{w,d}(z)$ (kPa)
0.0	0.00
0.5	5.59
1.0	7.90
1.5	9.68
2.0	11.17
2.5	12.49
3.0	13.68
3.5	14.78

**Πίνακας 6-3: Συνισταμένη υδροδυναμική πίεση καθ' ύψος των κατακόρυφων μετώπων της προσήνεμης και υπήνεμης παρειάς του έργου**



**Διάγραμμα 6-2: Συνισταμένη υδροδυναμική πίεση καθ' ύψος των κατακόρυφων μετώπων της προσήνεμης και υπήνεμης παρειάς του έργου, λόγω σεισμού**

## 6.6 Έλεγχοι γενικής ευστάθειας

### 6.6.1 Γενικά

Πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις ολικής ευστάθειας για τις δύο επιλεχθείσες Διατομές Ελέγχου Α-Α και Γ-Γ του έργου. Εξετάσθηκαν περιπτώσεις επιφανειών ολίσθησης κυκλικής μορφής υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες φόρτισης.

Οι αναλύσεις γενικής ευστάθειας πραγματοποιήθηκαν με το εμπορικά διαθέσιμο λογισμικό, LARIX-5S της εταιρείας CUBUS. Πρόκειται για πρόγραμμα εφαρμοζόμενο εκτενώς σε ελέγχους ευστάθειας πρανών, με χρήση της μεθόδου των λωρίδων. Η ευστάθεια προσδιορίζεται από την διατύπωση των εξισώσεων ισορροπίας των δυνάμεων επί των λωρίδων, με θεώρηση των εδαφικών στρώσεων, των πιέσεων του νερού, των επιφορτίσεων, των στοιχείων εφελκυστικής ή διατμητικής αντοχής, τυχόν αγκυριών και των σεισμικών φορτίων σύμφωνα με τις αναγνωρισμένες μεθόδους των Krey και Janbu.

Το υλικό θεωρείται ότι έχει ιδανικά πλαστική συμπεριφορά, σύμφωνα με την οποία εμφανίζονται μηδενικές παραμορφώσεις μέχρι οι διατμητικές τάσεις να φτάσουν στο όριο θραύσης, ενώ πέρα του ορίου αυτού - υπό σταθερή διατμητική τάση - οι παραμορφώσεις μπορούν να λαμβάνουν οποιαδήποτε μεγάλη τιμή.

Το πρόγραμμα Larix-5S υπολογίζει τον συντελεστή ασφαλείας έναντι προκαθορισμένων μηχανισμών θραύσης, κυκλικής ή πολυγωνικής μορφής. Στην παρούσα εξετάζονται επιφάνειες ολίσθησης κυκλικής μορφής όπου ο μηχανισμός θραύσης περιλαμβάνει περιστροφή στερεού σώματος. Στην περίπτωση αυτή οι αναλύσεις γίνονται με τη μέθοδο Krey.

Για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας συγκρίνονται οι αναπτυσσόμενες στην επιφάνεια ολίσθησης διατμητικές τάσεις με την διατμητική αντοχή του εδάφους. Κατ' επέκταση ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης ορίζεται ως η σχέση ανάμεσα στις αντιστάσεις και δράσεις δηλαδή ανάμεσα σε δυνάμεις που τείνουν να προκαλέσουν ολίσθηση και τις δυνάμεις που αντιστέκονται σε αυτή.



### 6.6.2 Γεωτεχνικό προσομοίωμα

Η στρωματογραφία υπολογισμού και οι παράμετροι των φυσικών και τεχνητών στρώσεων του πυθμένα, που υπεισέρχονται στους ελέγχους, έχουν εν γένει όπως παρουσιάζονται στην § 6.2 του παρόντος κεφαλαίου.

Για τους σχηματισμούς του φυσικού πυθμένα, λαμβάνονται υπόψη οι αστράγγιστες παράμετροι διατμητικής αντοχής ( $c_u$ ,  $\phi_u = 0$ ), οι οποίες σε κανονικά και ελαφρώς προστερεοποιημένα εδάφη, είναι κατά κανόνα δυσμενέστερες των αντίστοιχων στραγγιζόμενων ( $\phi'$ ,  $c'$ ). Λόγω της μη σταθερής κατανομής της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής με το βάθος, ο εδαφικός ημίχωρος υποκείμενα του φυσικού πυθμένα, χωρίζεται σε επάλληλες στρώσεις πάχους 5m έκαστη και λαμβάνονται υπόψη οι αντιπροσωπευτικές τιμές αστράγγιστης διατμητικής αντοχής στο μέσο κάθε μίας από αυτές.

Εντός της ζώνης των χαλικοπασσάλων λαμβάνονται υπόψη οι βελτιωμένες παράμετροι αντοχής που παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί και υπολογίζονται αναλυτικά στο **Παράρτημα ΣΤ-2** του παρόντος τεύχους.

Διατομή Ελέγχου	Βάθος από κεφαλή Χ/Π	Βελτιωμένες παράμετροι αντοχής		
		$\gamma^*$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c_u^*$ (kPa)	$\phi_u^*$ (°)
	0 – 5m	19.3	14.8	21.3
	5 – 10m	19.3	27.5	18.0
	0 – 5m	19.3	13.5	22.3
	5 – 10m	19.3	26.1	17.5

**Πίνακας 6-4: Βελτιωμένες παράμετροι αντοχής εδάφους εντός ζώνης χαλικοπασσάλων**

Υπό σεισμικές συνθήκες φόρτισης λαμβάνεται υπόψη, για τους επιφανειακούς – εν δυνάμει ρευστοποιήσιμους – εκτός ζώνης χαλικοπασσάλων – σχηματισμούς του πυθμένα, μειωμένη παραμένουσα αστράγγιστη διατμητική αντοχή που δίδεται από την κατανομή,  $c_u = 0.9 \cdot z$  (kPa), όπου  $z$  το βάθος από την επιφάνεια του πυθμένα. Σχετική τεκμηρίωση της ως άνω υιοθετηθείσας παραμένουσας αντοχής, περιλαμβάνεται στο **Παράρτημα ΣΤ-3** της παρούσας. Η ως άνω απομείωση, θεωρείται κατά τις αναλύσεις ευστάθειας, ότι λαμβάνει χώρα μέχρι το βάθος των 10m από την επιφάνεια του πυθμένα ούτως ώστε να αποκλειστούν πολύ βαθείς μη ρεαλιστικοί κύκλοι αστοχίας κατά τις σχετικές αριθμητικές αναλύσεις.

Τα υλικά εκ σκυροδέματος (ανωδομή, Τ.Ο.) προσομοιάζονται με επιτηδευμένα μεγάλη ενεργό γωνία τριβής και συνοχή ( $\varphi'=45^\circ$  &  $c'=1000\text{kPa}$ ) ούτως ώστε να εξασφαλιστεί ότι ο κρίσιμος κύκλος αστοχίας δεν θα διέρχεται εντός αυτών.

### 6.6.3 Παράμετροι γεωυφασμάτων

Τα γεωυφάσματα εισάγονται στο πρόγραμμα ως στοιχεία εφελκυστικής αντοχής τα οποία δέχονται ως δεδομένα την αντοχή σχεδιασμού του γεωυφάσματος  $K_{\max}$  (που ισούται με την ονομαστική εφελκυστική αντοχή του διηρημένη με κατάλληλο συντελεστή ασφαλείας) και τον συντελεστή συνάφειας  $H$  μέσω του οποίου καθορίζεται από το πρόγραμμα το ελάχιστο απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης για το οποίο αναπτύσσεται πλήρως η αντοχή σχεδιασμού του.

Ως συνήθης τιμή για τον συντελεστή ασφαλείας επί της ονομαστικής αντοχής υφαντών γεωυφασμάτων εγκιβωτισμένων εντός αμμωδών υλικών, λαμβάνεται, με βάση τόσο τις τεχνικές προδιαγραφές διαθέσιμων στο εμπόριο υφαντών γεωυφασμάτων αλλά και την διεθνή βιβλιογραφία (βλ. [xi] § 6.1.3), η τιμή 2.00. Στον συντελεστή αυτόν περιλαμβάνονται φαινόμενα ερπυσμού, διάβρωσης, φθοράς κατά την κατασκευή και λειτουργία κ.λ.π.

Οι ως άνω παράμετροι παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί και υπολογίζονται αναλυτικά βάσει της ιδιαίτερης γεωμετρίας εκάστοτε διατομής ελέγχου στο **Παράρτημα ΣΤ-4** που συνοδεύει το παρόν τεύχος.

Διατομή ελέγχου	Ονομαστική αντοχή γεωυφάσματος (kN/m)	$K_{\max}$ (kN/m)	$H$ (kN/m <sup>2</sup> )
Γ-Γ	800	400	25.4
Α-Α	600	300	24.7

**Πίνακας 6-5: Παράμετροι σχεδιασμού του γεωυφάσματος που εισάγονται στο πρόγραμμα**

#### 6.6.4 Συντελεστές ασφαλείας

Κατά DIN 4084, επιβάλλεται για την ευστάθεια πρανών, συντελεστής ασφαλείας  $FS = 1.40$  υπό στατικές συνθήκες, που αντιστοιχεί στην περίπτωση φόρτισης 1 (μόνιμα φορτία και κινητά φορτία λόγω της μετακίνησης των γαιών και των υδροστατικών φορτίσεων). Ο ίδιος συντελεστής υιοθετείται και στους Κανονισμούς των συγκοινωνιακών έργων της χώρας (π.χ. ΚΜΕ, ΟΣΜΕΟ κλπ.).

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000, για την περίπτωση ευστάθειας πρανών και σχεδιασμού συστημάτων αντιστήριξης υπό σεισμικά φορτία, θεωρείται αποδεκτή η εξασφάλιση συντελεστή ασφαλείας ίσου τουλάχιστον με 1.00.

Περίπτωση Φορτίσεως	Ευστάθεια πρανών - Απαιτούμενοι Συντελεστές Ασφαλείας
Υπό Στατικές Συνθήκες	1.4
Υπό σεισμικές συνθήκες	1.0

**Πίνακας 6-6: Ελάχιστοι επιτρεπόμενοι συντελεστές ασφαλείας DIN 4084**

6.6.5 Αποτελέσματα ελέγχων

Παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί, τα αποτελέσματα των ελέγχων γενικής ευστάθειας, για τις δύο επιλεχθείσες προς έλεγχο κρίσιμες διατομές Α-Α και Γ-Γ του έργου, υπό την υιοθετηθείσα – στο παρόν τεύχος – πρόταση θεμελίωσης (βλ. § 6.3). Τα αναλυτικά δεδομένα και αποτελέσματα του προγράμματος Larix 5s περιλαμβάνονται στο **Παράρτημα ΣΤ-5** του παρόντος.

Διατομή ελέγχου	Συντελεστές ασφαλείας		
	Στατικά	Σεισμικά	
		Βαθύς κύκλος	Ρηχός (πρανούς)
<b>Γ-Γ</b>	1.91	$\approx 1.00$ ( $a_{cr} = 0,12g$ )	$\approx 1.00$ ( $a_{cr} = 0,13g$ )
<b>Α-Α</b>	2.97	$\approx 1.00$ ( $a_{cr} = 0,13g$ )	-

Πίνακας 6-7: Αποτελέσματα αναλύσεων γενικής ευστάθειας

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αναλύσεων γενικής ευστάθειας προκύπτουν τα εξής:

- Υπό Στατικές Συνθήκες φόρτισης, προκύπτουν ικανοποιητικοί συντελεστές ασφαλείας έναντι γενικής αστοχίας ( $SF_{ST} > SF_{min} = 1.40$ ), συνεπώς η προτεινόμενη με την παρούσα λύση θεμελίωσης κρίνεται επαρκής για την ασφαλή έδραση των μελετώμενων έργων. Ειδικώς για τη Διατομή Γ-Γ, σημειώνεται ότι ο κρίσιμος κύκλος αστοχίας διέρχεται διαμέσου μόνον των υλικών του πρίσματος έδρασης, (υπό τον συντελεστή ασφαλείας που παρουσιάζεται στον παραπάνω πίνακα,  $SF_{ST} = 1.91$ ), ενώ δεν προκύπτει από τις αναλύσεις, βαθύτερος κύκλος ο οποίος να διατέμνει το γεώφασμα και το υποκείμενο βελτιωμένο δια της μεθόδου των χαλικοπασσάλων έδαφος, γεγονός το οποίο και υποδηλώνει ότι επιφάνειες του τύπου αυτού διαθέτουν σημαντικά πιο αυξημένους συντελεστές ασφαλείας. Στη Διατομή Α-Α αντιθέτως, λόγω του περιορισμένου πάχους του πρίσματος έδρασης (1m) στη θέση αυτή, ο κρίσιμος κύκλος ολίσθησης διατέμνει το γεώφασμα και διέρχεται και εντός του υποκείμενου βελτιωμένου εδάφους, υπό τον συντελεστή ασφαλείας,  $SF = 2.97$ , όπως παρουσιάζεται στον παραπάνω πίνακα.
- Υπό Σεισμικές Συνθήκες φόρτισης, επιτυγχάνονται αποδεκτοί συντελεστές ασφαλείας για σεισμικές επιταχύνσεις μικρότερες της σεισμικής επιτάχυνσης σχεδιασμού που ορίζεται στην § 6.5.5 του παρόντος τεύχους, συνεπώς αναμένεται

η ανάπτυξη παραμενουσών μετατοπίσεων επί του σώματος των έργων, οι οποίες αποτιμώνται για κάθε διατομή ελέγχου ξεχωριστά στην § 6.6.6 που ακολουθεί.

Συγκεκριμένα, στη Διατομή Ελέγχου Γ-Γ συνεχούς κρηπίδωσης, προκύπτουν υπό σεισμικές συνθήκες, δύο κρίσιμοι κύκλοι αστοχίας:

- Ο πρώτος, ο οποίος εμφανίζει κρίσιμη σεισμική επιτάχυνση,  $a_{cr} = 0.12g$ , αποτελεί βαθύ κύκλο που εκκινεί από την υπήνεμη παρειά του Τ.Ο. βάσης, διατέμνει το γεώφασμα και εισέρχεται σε σημαντικό βάθος και εντός του υποκείμενου βελτιωμένου εδάφους, καταλήγει δε αρκετά μέτρα εμπροσθεν του προσήνεμου ορίου της σκάφης εκσκαφής. Για τον κύκλο αυτόν προέκυψε σύμφωνα με τα αποτελέσματα της § 6.6.6 παραμένουσα μετατόπιση της τάξης των, **13 cm**.
- Ο δεύτερος, ο οποίος εμφανίζει κρίσιμη σεισμική επιτάχυνση,  $a_{cr} = 0.13g$ , αποτελεί επιφανειακό «ρηχό» κύκλο, ο οποίος εκκινεί από τη στέψη της προσήνεμης θωράκισης, διέρχεται διαμέσου των λιθορριπών του πρίσματος έδρασης πλησίον της επιφάνειας του πρανούς της και καταλήγει στον πόδα αυτής. Για ρηχό τον αυτόν κύκλο, εκτιμήθηκε παραμένουσα μετατόπιση λόγω σεισμού, της τάξης των **10cm**.

Στη Διατομή Ελέγχου Α-Α, προκύπτει, όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, βαθύς μόνον κρίσιμος κύκλος ολίσθησης, με κρίσιμη σεισμική επιτάχυνση,  $a_{cr} = 0.13g$ , και αναμενόμενες παραμένουσες μετατοπίσεις λόγω σεισμού, της τάξης των, **10cm**.

Οι ως άνω εκτιμηθείσες παραμένουσες μετατοπίσεις που αναμένεται να εκδηλωθούν στο σώμα του έργου σε περίπτωση σεισμού, κρίνονται αποδεκτές και εφόσον απαιτηθεί ευκόλως ανατάξιμες για τον εν λόγω εύκαμπτο τύπο λιμενικού έργου όπως το προκείμενο.

#### 6.6.6 Υπολογισμός παραμενουσών μετατοπίσεων λόγω σεισμού

Οι παραμένουσες μετατοπίσεις λόγω σεισμού αποτελούν συνάρτηση του λόγου της κρίσιμης επιτάχυνσης (για την οποία προκύπτει συντελεστής ασφαλείας ίσος προς την μονάδα, Πίνακας 6-7), προς την οριζόντια επιτάχυνση σχεδιασμού,  $a_{cr}/a_{hd}$ , εκτιμώνται δε με τη βοήθεια της σχέσης που ακολουθεί, η οποία και προτάθηκε από τους Franklin & Chang (1977), επί τη βάσει συγκρίσεων αποτελεσμάτων αριθμητικών αναλύσεων που πραγματοποίησαν επί πραγματικών σεισμικών διεγέρσεων.

$$d_r = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.087 \cdot \frac{v_{max}^2}{a_{max}} \cdot \left( \frac{a_{max}}{a_{cr}} \right)^4 \text{ Richards Elms(1979)} \\ 0.50 \cdot \frac{v_{max}^2}{a_{max}} \cdot \left( \frac{a_{max}}{a_{cr}} \right)^2 \text{ Newmark(1965)} \end{array} \right\}$$

όπου,

$d_r$ : η παραμένουσα μετατόπιση λόγω σεισμού

$a_{max}$ ,  $v_{max}$ : η μέγιστη επιτάχυνση, *P.G.A.*, και ταχύτητα *P.G.A.*, αντίστοιχα του σεισμικού κραδασμού.

$a_{cr}$ : η κρίσιμη επιτάχυνση για την οποία προκύπτει οριακός συντελεστής ασφαλείας έναντι αστοχίας σε , ίσος προς την μονάδα.

Η μέγιστη οριζόντιος σεισμική επιτάχυνση προκύπτει βάσει των διεθνών κανονισμών και συστάσεων ( NCEER 2003) με διαίρεση της δρώσας επιτάχυνσης σχεδιασμού (βλ. § 6.5.5) με τον συντελεστή 0.8, δηλαδή,  $a_{max}=a_{hd}*g/0.8= 0.21/0.8=$ **0.263g**.

Η μέγιστη ταχύτητα υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση που την συνδέει με την μέγιστη επιτάχυνση  $a_{max}$  και την δεσπόζουσα περίοδο **T** της σεισμικής κίνησης (Fajfar et al. 1990):

$$v_{max} \approx \frac{a_{max} T}{4.3}$$

Σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ. (2000), προτείνεται για τη δεσπόζουσα περίοδο του σεισμικού κραδασμού, σε εδάφη Κατηγορίας Γ, εύρος τιμών μεταξύ 0.20 ÷ 0.80sec.

Λαμβάνοντας συντηρητικώς, **T = 0.70sec**, προκύπτει με αντικατάσταση στην παραπάνω σχέση, τιμή οριζόντιας ταχύτητας του υλικού σημείου λόγω σεισμού, ίση προς,

$$v_{max} = 0.263g*0.70sec/4.3 \approx \mathbf{0.42m/sec}.$$

Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται οι τιμές μέγιστης επιτάχυνσης και ταχύτητας της σεισμικής διέγερσης σχεδιασμού καθώς και οι αντίστοιχες παραμένουσες μετατοπίσεις  $d_{max}$  που αναμένεται να αναπτυχθούν επί του σώματος του έργου σε κάθε διατομή, κατά την εκδήλωση σεισμικού γεγονότος αντίστοιχου του σεισμού σχεδιασμού.

Διατομή ελέγχου	Κύκλος αστοχίας	$a_{max}$ (g)	$a_{cr}$ (g)	$v_{max}$ (m/sec)	$d_{max}$ (m)
Γ-Γ	Βαθύς	0,263	0.12	0.42	<b>0.13</b>
	Ρηχός	0,263	0.13	0.42	<b>0.10</b>
A-A	Βαθύς	0,263	0.13	0.42	<b>0.10</b>

**Πίνακας 6-8: Αποτελέσματα αναμενόμενων παραμενουσών μετατοπίσεων στο σώμα του έργου λόγω σεισμού**



## 6.7 Έλεγχος καθιζήσεων

### 6.7.1 Γενικά

Στις παραγράφους που ακολουθούν παρουσιάζονται αριθμητικές αναλύσεις αποτίμησης του μεγέθους των καθιζήσεων για τις δύο διατομές ελέγχου Α-Α και Γ-Γ. Οι αναλύσεις πραγματοποιούνται με το εξειδικευμένο για τον σκοπό αυτόν λογισμικό, Plaxis 7.2.

Το Plaxis 7.2, πρόκειται για εμπορικά διαθέσιμο κώδικα πεπερασμένων στοιχείων για γεωτεχνικές κατασκευές με ευρύ φάσμα εφαρμογών. Χρησιμοποιείται για την αναλυτική προσομοίωση των σταδίων κατασκευής ενός έργου με ταυτόχρονο υπολογισμό των καθιζήσεων σε κάθε ένα από αυτά.

Η χρήση του κώδικα έγινε με την παραδοχή συνθηκών επίπεδης παραμόρφωσης (plane strain analysis), ενώ για την προσομοίωση των εδαφικών στρώσεων χρησιμοποιήθηκαν επιφανειακά 15-κομβικά πεπερασμένα στοιχεία.

Το λογισμικό λαμβάνει υπόψη του την μη γραμμική συμπεριφορά των εδαφικών υλικών, με χρήση ποικίλων μη γραμμικών καταστατικών μοντέλων. Στην παρούσα μελέτη, υιοθετήθηκαν κατά περίπτωση, τα καταστατικά μοντέλα *Mohr-Coulomb* και *Hardening Soil*, το τελευταίο το οποίο προσεγγίζει με ικανοποιητική ακρίβεια τη συμπεριφορά προφορτισμένων εδαφών καθώς και τις συνθήκες αποφόρτισης και επαναφόρτισης του εδάφους.

Αναλυτικά, το κριτήριο αστοχίας *Mohr-Coulomb* λαμβάνει υπόψη του ελαστική σε πρώτο στάδιο και στη συνέχεια τέλεια πλαστική συμπεριφορά του εδαφικού υλικού. Η ελαστική συμπεριφορά του εδάφους καθορίζεται από το μέτρο ελαστικότητας και το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσής του,  $E$  και  $E_{oed}$  αντίστοιχα, ενώ η αντοχή του, από την γωνία εσωτερικής τριβής και την συνοχή ( $\phi'$ ,  $c'$ ).

Το *Hardening Soil Model*, πρόκειται για πιο προηγμένο καταστατικό μοντέλο προσομοίωσης της συμπεριφοράς του εδάφους. Όπως και στην περίπτωση του μοντέλου *Mohr-Coulomb* το κριτήριο διατμητικής αστοχίας του εδαφικού υλικού καθορίζεται από την συνοχή  $c'$  και τη γωνία εσωτερικής τριβής  $\phi'$  του εδάφους. Ωστόσο, η συμπίεστικότητα του εδάφους περιγράφεται με ακριβέστερο τρόπο, μέσω χρήσης τριών παραμέτρων ακαμψίας, το τριαξονικό μέτρο ελαστικότητας  $E_{50}$ , το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης  $E_{oed}$  και το τριαξονικό μέτρο αποφόρτισης - επαναφόρτισης  $E_{ur}$ . Με τα πρώτα δύο καθορίζεται κυρίως η συμπεριφορά του εδάφους υπό συνθήκες κανονικής φόρτισης ενώ μέσω του τρίτου, προσομοιάζονται οι συνθήκες αποφόρτισης

και επαναφόρτισης αυτού. Επιπρόσθετα, όλες οι παραπάνω παράμετροι ακαμψίας είναι άμεσα εξαρτημένες από το εκάστοτε ισχύον εντατικό πεδίο εντός του εδάφους, που σημαίνει ότι μεταβάλλονται (αυξάνονται) είτε με το βάθος είτε με την αύξηση των ενεργών τάσεων λόγω της επιβολής εξωτερικών φορτίων. Η σχέση αυτή εξάρτησης καθορίζεται από τις παραμέτρους  $p_{ref}$  και  $m$ , που αφορούν αντίστοιχα, στην τάση αναφοράς των εισαχθεισών στο πρόγραμμα τιμών ακαμψίας και στον τρόπο μεταβολής αυτών συναρτήσει της μεταβολής του εντατικού πεδίου.

Τα υφαντά γεωυφάσματα που προβλέπεται να διαστρωθούν στην έδραση των νέων έργων προσομοιώθηκαν στο πρόγραμμα μέσω γραμμικών στοιχείων εφελκυστικής αντοχής, τύπου «geotextile». Πρόκειται για πεντακομβικά πεπερασμένα στοιχεία, η ακαμψία των οποίων ενεργοποιείται μόνον σε περίπτωση ανάπτυξης εφελκυστικών δυνάμεων σε αυτά. Από την σύνδεση των εσωτερικών κόμβων τους με τον υπόλοιπο φορέα είναι δυνατή η ανάπτυξη διατμητικών τάσεων κατά μήκος της διεπιφάνειας τους με το περιβάλλον έδαφος, οπότε με τον τρόπο αυτόν λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση μεταξύ των δύο υλικών (εδάφους και γεωυφάσματος). Τα εν λόγω στοιχεία λαμβάνουν ως δεδομένα την ανά τρέχον μέτρο ακαμψία του υλικού και παρέχουν ως αποτέλεσμα, διαγράμματα εφελκυστικών δυνάμεων που αναπτύσσονται κατά μήκος αυτών. Οι συνθήκες που επικρατούν στην διεπιφάνεια μεταξύ γεωυφάσματος και εδάφους, προσομοιώνονται με προσθήκη κατάλληλων στοιχείων διεπιφάνειας κατά μήκος του πρώτου. Τα εν λόγω στοιχεία λαμβάνουν τις επιθυμητές τιμές τριβής και συνάφειας μέσω του συντελεστή  $R_{int}$ , ο οποίος δέχεται τιμές μεταξύ 0 και 1 και απομειώνει αντιστοίχως τις αντοχές των εδαφικών υλικών που έρχονται σε επαφή το γεωύφασμα, σύμφωνα με την σχέση,

$$R_{int} = \tan \varphi_{διεν} / \tan \varphi = c_{διεν} / c$$

### 6.7.2 Εδαφικό προσομοίωμα – Παραδοχές

Στο πρόγραμμα εισήχθησαν εν γένει οι γεωτεχνικές παράμετροι που παρουσιάζονται στην § 6.2 του παρόντος τεύχους. Εντός της ζώνης των χαλικοπασσάλων εισήχθησαν οι βελτιωμένες παράμετροι αντοχής και συμπίεστότητας της Στρώσης Ι οι οποίες εκτιμώνται αναλυτικά στο **Παράρτημα ΣΤ-2**. Η απλοποιημένη στρωματογραφία υπολογισμού της ίδιας παραγράφου προσαρμόζεται στις διατομές ελέγχου της § 6.4 υπό τη θεώρηση παράλληλης διάταξης των ορίων των στρώσεων προς την επιφάνεια του φυσικού πυθμένα. Θεωρείται ότι στην ανάπτυξη καθιζήσεων συμμετέχουν οι σχηματισμοί του φυσικού πυθμένα μέχρι το βάθος των 30μ. περίπου από την επιφάνεια αυτού. Η ως άνω παραδοχή βασίζεται στα συμπεράσματα γεωλογικών/γεωφυσικών μελετών που εκπονήθηκαν για την ευρύτερη θαλάσσια ζώνη πλησίον της περιοχής του μελετώμενου έργου (βλ. [2] § 6.1.2), από όπου και προκύπτει ότι περί το βάθος αυτό αναμένεται η απάντηση γεωλογικά παλαιότερων, πρακτικώς ασυμπίεστων σχηματισμών (σχηματισμοί πλειστοκαίνου).

Οι αναμενόμενες καθιζήσεις εκτιμώνται τόσο για την ενδιάμεση κατασκευαστική φάση (*Α' Φάση Κατασκευής, βλ. § 6.3*), (η οποία και περιλαμβάνει την κατασκευή του έργου ως και την τοποθέτηση και επιφόρτιση των Τ.Ο. και παραμονή στη φάση αυτή χωρίς περαιτέρω πρόοδο των εργασιών για χρονικό διάστημα 2 μηνών ούτως ώστε να ολοκληρωθεί η στερεοποίηση στους εντός ζώνης χαλικοπασσάλων αργιλικούς σχηματισμούς), όσο και κατά τη φάση λειτουργίας των έργων λαμβανομένων υπόψη και των κινητών φορτίων σχεδιασμού.

Εισάγονται καταρχάς στο πρόγραμμα, για το σύνολο των στρώσεων του πυθμένα, οι ενεργές γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού, προκειμένου να καταστεί δυνατή η προσομοίωση της μακροχρόνιας συμπεριφοράς του εδάφους και να προκύψουν αποτελέσματα για τις συνολικές (άμεσες και μακροχρόνιες) καθιζήσεις μετά την ολοκλήρωση της στερεοποίησης του συνόλου των στρώσεων του πυθμένα. Όπου είναι επιθυμητή η προσομοίωση και της βραχυχρόνιας συμπεριφοράς σε κάποιον σχηματισμό, (όπως επί παραδείγματι στους χαμηλής διαπερατότητας – εκτός της ζώνης των χαλικοπασσάλων – αργιλικούς σχηματισμούς του φυσικού πυθμένα (Στρώση Ι)), αυτή επιτυγχάνεται με την επιλογή για τη συγκεκριμένη στρώση, της λειτουργίας “undrained” του προγράμματος, μέσω της οποίας και επιβάλλεται η δέσμευση, οι εκδηλωνόμενες εντός αυτής μετατοπίσεις να λαμβάνουν χώρα υπό μηδενική

ογκομετρική παραμόρφωση, το οποίο και συνιστά αστράγγιστες συνθήκες συμπεριφοράς. Ειδικότερα:

- α) Το σύνολο των γεωυλικών που δομούν το σώμα του έργου (λιθόρριπτα υλικά, θωρακίσεις, αμμοχάλικο εξυγίανσης κ.λπ.) αντιμετωπίζονται ως πλήρως στραγγιζόμενα, επιλέγεται συνεπώς σε αυτά η λειτουργία «drained» του προγράμματος, οπότε και προκύπτουν κατά τις σχετικές αναλύσεις άμεσες μόνον καθιζήσεις εντός του σώματός τους.
- β) Η ως άνω παραδοχή υιοθετείται και για την εντός ζώνης χαλικοπασσάλων αργιλική Στρώση I, λόγω της ταχείας οριζόντιας στράγγισης που επιτυγχάνεται σε αυτήν εκ της παρουσίας των κατακόρυφων στηλών των χαλικοπασσάλων. Σύμφωνα με αναλυτικούς γεωτεχνικούς υπολογισμούς που περιλαμβάνονται στο **Παράρτημα ΣΤ-1**, απαιτείται χρονικό διάστημα μόλις 2 μηνών για την ολοκλήρωση της στερεοποίησης των στρώσεων εντός της ζώνης αυτής (με επιτυγχανόμενο βαθμό στερεοποίησης,  $U \approx 98\%$ ). Συνεπώς, μετά την προβλεπόμενη 2-μηνια παραμονή του έργου κατά την Α' Φάση Κατασκευής, οι μακροχρόνιες καθιζήσεις λόγω στερεοποίησης εντός της ζώνης των χαλικοπασσάλων θα έχουν πρακτικώς ολοκληρωθεί.
- γ) Αστράγγιστη συμπεριφορά λαμβάνεται μόνον για την εκτός ζώνης χαλικοπασσάλων αργιλική Στρώση I, η οποία «στραγγίζει» μόνον κατακόρυφα προς την επιφάνεια του πυθμένα, αναμένεται δε να επιδείξει ιδιαίτερα βραδεία στερεοποίηση λόγω της χαμηλής διαπερατότητάς κατά την ως άνω διεύθυνση.

Προκειμένου να ληφθούν υπόψη οι συνθήκες αποφόρτισης – επαναφόρτισης του εδάφους, λόγω των σημαντικών προβλεπόμενων εκσκαφών για την εξυγίανση του πυθμένα (το βάθος εκσκαφής φθάνει κατά τόπους ως και τα 5m περίπου από την επιφάνεια του φυσικού πυθμένα), η Στρώση I εντός και εκτός της ζώνης των χαλικοπασσάλων προσομοιώνεται με το καταστατικό μοντέλο *Hardening Soil*, το οποίο και λαμβάνει υπόψη την εν λόγω συμπεριφορά.

Κατά την εφαρμογή του καταστατικού μοντέλου *Hardening Soil*, το πρόγραμμα λαμβάνει ως δεδομένα, το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης αναφοράς  $E_{oed}^{ref}$ , το τριαξονικό μέτρο ελαστικότητας αναφοράς  $E_{50}^{ref}$ , το μέτρο αποφόρτισης επαναφόρτισης αναφοράς  $E_{ur}^{ref}$ , την τάση αναφοράς  $p^{ref}$  και τον συντελεστή κατανομής  $m$  και συσχετίζει τις παραμέτρους ακαμψίας του εδάφους συναρτήσει του εκάστοτε

ισχύοντος εντατικού πεδίου και των ενεργών παραμέτρων αντοχής μέσω των ακόλουθων εξισώσεων:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left( \frac{c \cdot \cot \phi - \sigma'_1}{c \cdot \cot \phi + p^{ref}} \right)^m \quad (1)$$

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left( \frac{c \cdot \cot \phi - \sigma'_3}{c \cdot \cot \phi + p^{ref}} \right)^m \quad (2)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot \left( \frac{c \cdot \cot \phi - \sigma'_3}{c \cdot \cot \phi + p^{ref}} \right)^m \quad (3)$$

όπου:

$E_{oed}$ : το εφαπτομενικό μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης για παρθενική φόρτιση συμπίεσομέτρου (κανονικά στερεοποιημένου εδάφους) [kN/m<sup>2</sup>]

$E_{50}$ : το μέτρο ελαστικότητας από στραγγιζόμενη τριαξονική δοκιμή ή εμπειρικά εκτιμώμενο [kN/m<sup>2</sup>]

$E_{ur}$ : το μέτρο ελαστικότητας για αποφόρτιση/επαναφόρτιση του εδάφους [kN/m<sup>2</sup>]

$\sigma'_1$ : η κατακόρυφη ενεργός τάση στην στάθμη ελέγχου (λαμβάνει αρνητική τιμή σε περίπτωση θλίψης)

$\sigma'_3$ : η οριζόντια ενεργός τάση στην στάθμη ελέγχου (λαμβάνει αρνητική τιμή σε περίπτωση θλίψης)

$m$ : εκθέτης που καθορίζει τη μορφή της μεταβολής των μέτρων ακαμψίας συναρτήσει του εντατικού πεδίου (λαμβάνει τιμές μεταξύ 0,50 και 1)

$p^{ref}$ : η θεωρηθείσα τάση αναφοράς [kN/m<sup>2</sup>]

$c$ ,  $\phi$ : οι ενεργές παράμετροι αντοχής του υλικού (συνοχή και γωνία τριβής), [kPa, °]

Τα δεδομένα εισαγωγής ( $E_{oed}^{ref}$ ,  $E_{50}^{ref}$ ,  $p^{ref}$  και  $m$ ) επελέγησαν με τρόπο ώστε η προκύπτουσα κατανομή των παραμέτρων ακαμψίας με το βάθος αλλά και με την αύξηση των ενεργών τάσεων λόγω επιβολής των φορτίων του έργου, να συνάδει με την αξιολογηθείσα στο σχετικό Τεύχος Αξιολόγησης (Μάιος 2023) κατανομή του

μέτρου μονοδιάστατης συμπίεσης (βλ. § 6.1.2 και Στρωματογραφία υπολογισμού § 6.2) ενώ παράλληλα ο λόγος Poisson,  $\nu$ , της στρώσης, ο οποίος συνδέει το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης με το μέτρο ελαστικότητας μέσω της σχέσης,  $E_s = E\{(1-\nu)/[(1+\nu)(1-2\nu)]\}$ , να προκύπτει περίπου ίσος προς,  $\nu \approx 0.33$ .

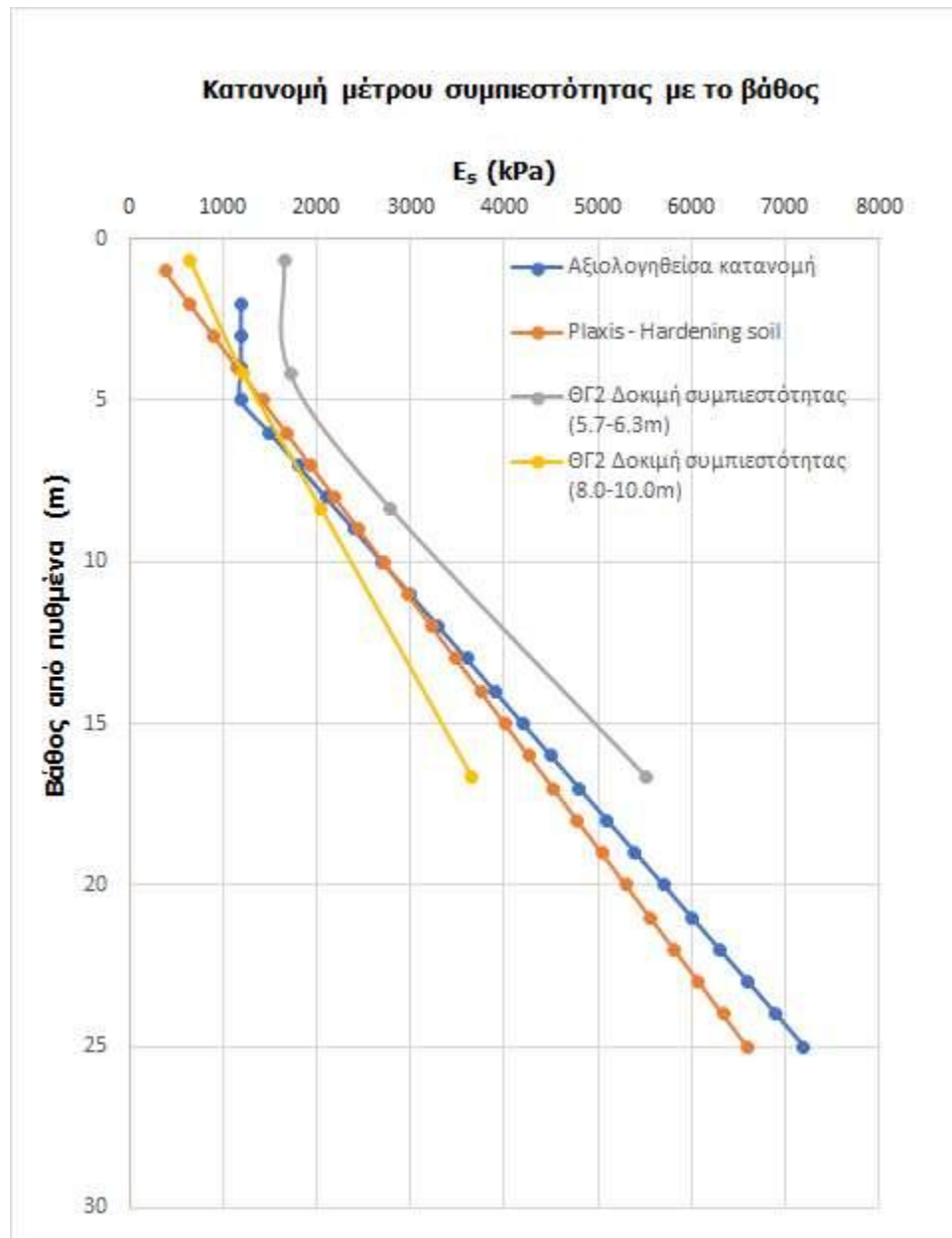
Όσον αφορά στο μέτρο αποφόρτισης – επαναφόρτισης αυτό εκτιμήθηκε υπό τη θεώρηση ότι  $E_{ur}/E_{50} \approx C_r/C_c$ , όπου  $C_c$ ,  $C_r$  οι δείκτες συμπιεστότητας και διόγκωσης οι οποίοι εξάγονται από τις εργαστηριακές δοκιμές συμπίεσομέτρου. Από τα αποτελέσματα των εν λόγω δοκιμών που παρουσιάζονται στο σχετικό Τεύχος Αξιολόγησης (Μάιος 2023) προκύπτει ότι ο λόγος  $C_r/C_c$  κυμαίνεται μεταξύ 3 και 7. Επιλέγεται συντηρητικώς κατά τους ελέγχους,  $E_{ur}^{ref} = 3 * E_{50}^{ref}$ .

Οι επιλεχθείσες παράμετροι για την προσομοίωση της Στρώσης I μέσω του καταστατικού μοντέλου *Hardening Soil*, συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα. Στο διάγραμμα που ακολουθεί παρουσιάζεται σύγκριση της πρόβλεψης του μέτρου μονοδιάστατης συμπίεσης βάσει του ως άνω καταστατικού μοντέλου, με την αξιολογηθείσα στο σχετικό Τεύχος Αξιολόγησης (Μάιος 2023) κατανομή, αλλά και τα άμεσα αποτελέσματα σχετικών δοκιμών μονοδιάστατης στερεοποίησης που περιλαμβάνονται σε αυτό, επιβεβαιώνεται δε η ικανοποιητική σύγκλιση μεταξύ των αποτελεσμάτων.

Για την εντός ζώνης χαλικοπασσάλων περιοχή, οι παράμετροι  $E_s$ ,  $E_{50}$  και  $E_{ur}$  αυξήθηκαν μέσω πολλαπλασιασμού τους με κατάλληλο συντελεστή βελτίωσης,  $n_2 \approx 1.60$  και  $n_2 \approx 2.00$  αντιστοίχως για τις Διατομές Ελέγχου Γ-Γ και Α-Α, όπως αυτός προκύπτει βάσει αναλυτικών υπολογισμών που παρουσιάζονται στο **Παράρτημα ΣΤ-2** του παρόντος τεύχους. Με τον εν λόγω συντελεστή, λαμβάνεται υπόψη η αύξηση στη δυστροπία του εδάφους, λόγω της παρουσίας των αυξημένης ακαμψίας κατακόρυφων στηλών των χαλικοπασσάλων.

Στρώση	$E_{oed}^{ref}$ (MPa)	$E_{50}^{ref}$ (MPa)	$E_{ur}^{ref}$ (MPa)	$p^{ref}$ (kPa)	$m$ (-)
Στρώση I	3.0	3.4	10.2	100	1.00
Στρώση I εντός ζώνης Χ/Π	4.7	5.3	15.9	100	1.00

**Πίνακας 6-9: Δεδομένα ακαμψίας για την προσομοίωση της Στρώσης I με το καταστατικό μοντέλο *Hardening Soil***



**Διάγραμμα 6-3: Σύγκριση αξιολογηθείσας κατανομής μέτρου μονοδιάστατης συμπίεσης  $E_s$  και αποτελεσμάτων δοκιμής μονοδιάστατης στερεοποίησης του τεύχους Αξιολόγησης (Μάιος 2023), με την αντίστοιχη προκύπτουσα βάση του καταστατικού μοντέλου Hardening Soil**



Από τις αναλύσεις με το πρόγραμμα Plaxis εκτιμώνται καταρχάς οι καθιζήσεις που αναμένεται να εκδηλωθούν κατά την Α' Φάση Κατασκευής (βλ. § 6.3) μετά και την παρέλευση του 2-μήνου χρονικού διαστήματος παραμονής του έργου στη φάση αυτή, χωρίς περαιτέρω πρόοδο των εργασιών. Οι καθιζήσεις περιλαμβάνουν τις άμεσες καθιζήσεις του συνόλου των στρώσεων για τα βάρη της Α' Φάσης, καθώς και τις καθιζήσεις εκ στερεοποίησης εντός της ζώνης των χαλικοπασσάλων, θεωρώντας ότι με την πάροδο του ως άνω χρονικού διαστήματος αυτές θα έχουν πρακτικώς ολοκληρωθεί. Αγνοούνται συντηρητικώς πλήρως, οι όποιες καθιζήσεις εκ στερεοποίησης στην εκτός ζώνης χαλικοπασσάλων Στρώση Ι του πυθμένα, για την οποία και λαμβάνονται όπως αναφέρθηκε παραπάνω, αστράγγιστες συνθήκες συμπεριφοράς.

Οι αναλύσεις επαναλαμβάνονται μέχρις ολοκλήρωσης της πλήρους διατομής του έργου (ήτοι κατασκευή και της ανωδομής), λαμβάνοντας υπόψη τώρα την πλήρως στραγγιζόμενη συμπεριφορά του συνόλου των στρώσεων του πυθμένα (συμπεριλαμβανομένης και της εκτός ζώνης χαλικοπασσάλων Στρώσης Ι). Από τις αναλύσεις προκύπτουν οι συνολικές (άμεσες και μακροχρόνιες) καθιζήσεις εκ του συνόλου των στρώσεων τις οποίες θα παραλάμβανε το έργο από την αρχή της κατασκευής του μέχρι και την πλήρη ολοκλήρωση της στερεοποίησης του εδάφους κατά τη φάση λειτουργίας αυτού.

Από την διαφορά των αποτελεσμάτων των δύο ως άνω αναλύσεων προκύπτουν οι συνολικές μετακατασκευαστικές καθιζήσεις που θα κληθεί να παραλάβει στην πράξη το έργο κατά τη φάση λειτουργίας του, δεδομένης της πρόβλεψης για σταδιακή του κατασκευή και έλεγχο των καθιζήσεων μέσω των απαιτούμενων διαστημάτων παραμονής σε ενδιάμεση κατασκευαστική φάση, σύμφωνα με τα ανωτέρω. Σημειώνεται ότι στην ως άνω διαφορά λαμβάνονται συντηρητικώς υπόψη, οι κατά τι μειωμένες καθιζήσεις της Α' Φάσης Κατασκευής όπως αυτές προκύπτουν μετά και την απομάκρυνση των Τ.Ο. επιφόρτισης, στάδιο το οποίο λαμβάνεται διακριτά υπόψη για τον σκοπό αυτόν, κατά τις σχετικές αριθμητικές αναλύσεις. Η ως άνω θεώρηση βρίσκεται προς την πλευρά της ασφαλείας, καθώς οδηγεί σε αύξηση των μετακατασκευαστικών καθιζήσεων αφού οι τελευταίες επιφορτίζονται και την επικείμενη ανύψωση του εδάφους μετά την απομάκρυνση των Τ.Ο. επιφόρτισης, θεωρείται δε ρεαλιστική.

### 6.7.3 Γεωυφάσματα

Απαιτείται βάσει των αναλύσεων ευστάθειας, η διάστρωση πλησίον του πυθμένα της σκάφης εκσκαφής, υφαντών πολυεστερικών γεωυφασμάτων, ονομαστικής αντοχής, στη μεν περιοχή συνεχούς κρηπίδωσης του έργου (Διατομή Γ-Γ), **800 kN/m**, στα δε μεμονωμένα βάθρα πλησίον της γένεσης του μώλου (Διατομή Α-Α), **600 kN/m**.

Τα γεωυφάσματα προσομοιώνονται όπως περιγράφεται στην § 6.7.1, όπου παρουσιάζεται συνοπτικά η μεθοδολογία υπολογισμού και οι λοιπές θεωρήσεις που ακολουθούνται κατά τις αριθμητικές αναλύσεις με το πρόγραμμα Plaxis 7.2.

Η ανά τρέχον μέτρο ακαμψία, **K**, του γεωυφάσματος, η οποία και εισάγεται ως δεδομένο στο πρόγραμμα, προκύπτει από την σχέση:  $K = F_d / \epsilon$ , όπου **F<sub>d</sub>** η αντοχή σχεδιασμού του γεωυφάσματος (βλ. § 6.6.3) και, **ε**, η ανηγμένη παραμόρφωση που απαιτείται ώστε να αναπτυχθεί η αντοχή σχεδιασμού του, η οποία σύμφωνα με τεχνικά χαρακτηριστικά διαθέσιμων στο εμπόριο υφαντών γεωυφασμάτων, είναι της τάξης περίπου του, **ε = 6%**. Σύμφωνα με τα παραπάνω προκύπτει,

- Για το γεωύφασμα των 800 kN/m:  $K = 400 \text{ kN/m} / 0.06 = \mathbf{6700 \text{ kN/m}}$
- Για το γεωύφασμα των 500 kN/m:  $K = 300 \text{ kN/m} / 0.06 = \mathbf{5000 \text{ kN/m}}$

Η γωνία τριβής **δ** στην διεπιφάνεια γεωυφάσματος - εδάφους λαμβάνεται ως ποσοστό της γωνίας εσωτερικής τριβής της στρώσης που το περιβάλλει και συγκεκριμένα, **δ = 0,80÷0.90 φ'** (βλ. [xi] § 6.1.3). Λαμβάνοντας υπόψη ότι τα γεωυφάσματα θα εγκιβωτισθούν εντός εξυγιαντικής στρώσης αμμοχάλικου με γωνία εσωτερικής τριβής,  $\phi' = 36^\circ$ , εισάγεται στο πρόγραμμα (βλ. § 6.7.1 της παρούσας), συντελεστής διεπιφάνειας εντός της στρώσης αυτής,  $R_{int} = \tan(0.83\phi') / \tan\phi' \approx \mathbf{0,80}$ .

#### 6.7.4 Στάδια Ανάλυσης

Τα στάδια ανάλυσης που πραγματοποιούνται για τη διεξαγωγή των αριθμητικών αναλύσεων ελέγχου των καθιζήσεων με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, έχουν ως εξής:

1. Φάση 0 (Initial Phase): Αποτελεί αρχικό στάδιο υπολογισμών κατά το οποίο υπολογίζονται οι υδροστατικές πιέσεις του νερού των πόρων με την εισαγωγή οριζόντιας γραμμής υδροφόρου ορίζοντα στην στάθμη  $\pm 0.00$  (Μ.Σ.Θ.).
2. Φάση 1 (Αρχική κατάσταση) – Εκκινεί από την Φάση 0: Πραγματοποιείται πλαστική ανάλυση κατά την οποία υπολογίζεται το πεδίο τάσεων από τα ίδια βάρη των φυσικών σχηματισμών, λαμβάνοντας υπόψη την υφιστάμενη προ της κατασκευής του έργου γεωμετρία του φυσικού πυθμένα. Προσομοιώνεται με τον τρόπο αυτόν το ισχύον μέχρι σήμερα εντατικό πεδίο εντός του εδαφικού ημίχωρου. Οι αναλύσεις πραγματοποιούνται υπό πλήρως στραγγιζόμενες συνθήκες.
3. Φάση 2 (Εκσκαφή πυθμένα) – Εκκινεί από την Φάση 1: Προσομοιώνεται η εκσκαφή του πυθμένα. Οι αναλύσεις πραγματοποιούνται συντηρητικώς υπό πλήρως στραγγιζόμενες συνθήκες ώστε να πραγματοποιηθεί η μέγιστη δυνατή ανύψωση του τελικού πυθμένα της σκάφης.
4. Φάση 3 (Κατασκευή χαλικοπασσάλων και εξυγιαντικής στρώσης) – Εκκινεί από την Φάση 2: Προσομοιώνεται η βελτίωση του εδάφους εντός της ζώνης των χαλικοπασσάλων και η κατασκευή της εξυγιαντικής στρώσης μετά της διάστρωσης του γεωυφάσματος. Λόγω του πολύ μικρού επιβαλλόμενου φορτίου οι αναλύσεις πραγματοποιούνται υπό πλήρως στραγγιζόμενες συνθήκες.
5. Φάση 4 (Κατασκευή πρίσματος έδρασης – Αστράγγιστες συνθήκες) – Εκκινεί από την Φάση 3: Στην φάση αυτή προσομοιώνεται η κατασκευή του πρίσματος έδρασης μέχρι την τελική προβλεπόμενη στάθμη του (βλ. Διατομές Ελέγχου § 6.4). Οι αναλύσεις πραγματοποιούνται λαμβάνοντας υπόψη αστράγγιστες συνθήκες για την εκτός ζώνης χαλικοπασσάλων Στρώση Ι του πυθμένα.
6. Φάση 5 (Ολοκλήρωση Α' Φάσης Κατασκευής: Τοποθέτηση - επιφόρτιση Τ.Ο. – Αστράγγιστες συνθήκες) – Εκκινεί από την Φάση 4: Προσομοιώνεται η τοποθέτηση του συνόλου των Τ.Ο. μέχρι την προβλεπόμενη στάθμη  $+0,50\text{m}$  από Μ.Σ.Θ. και η επιφόρτισή τους με μία πρόσθετη σειρά Τ.Ο. Οι αναλύσεις πραγματοποιούνται λαμβάνοντας υπόψη αστράγγιστες συνθήκες συμπεριφοράς για την εκτός ζώνης χαλικοπασσάλων Στρώση Ι του πυθμένα. Από την ανάλυση του εν λόγω σταδίου

λαμβάνονται αποτελέσματα καθιζήσεων στην στάθμη έδρασης των Τ.Ο. Στις καθιζήσεις περιλαμβάνονται οι άμεσες καθιζήσεις εκ του συνόλου των στρώσεων του πυθμένα και των γεωυλικών του σώματος του έργου όπως επίσης οι μακροχρόνιες καθιζήσεις λόγω στερεοποίησης της εντός ζώνης χαλικοπασσάλων Στρώσης Ι, υπό τα φορτία της Α΄ Φάσης Κατασκευής του έργου. Οι εν λόγω καθιζήσεις αναμένεται ότι θα έχουν ολοκληρωθεί στην πράξη μετά και τη 2-μηνια παραμονή του έργου από την ολοκλήρωση της Α΄ Φάσης Κατασκευής.

7. Φάση 6 (Απομάκρυνση Τ.Ο. επιφόρτιση – Αστράγγιστες συνθήκες) – Εκκινεί από την Φάση 5: Προσομοιώνεται η απομάκρυνση των Τ.Ο. επιφόρτισης του έργου. Στο στάδιο αυτό λαμβάνονται καθιζήσεις κατά τι μειωμένες των εκτιμηθεισών στην προηγηθείσα 5<sup>η</sup> Φάση, λόγω αποφόρτισης του εδάφους θεμελίωσης μετά την απομάκρυνση των Τ.Ο. επιφόρτισης. Οι εν λόγω καθιζήσεις χρησιμοποιούνται για την εκτίμηση των μακροχρόνιων μετακατασκευαστικών καθιζήσεων του έργου σύμφωνα με τα αναγραφόμενα στην § 6.7.2.
8. Φάσεις 7 και 8 (Κατασκευή πρίσματος έδρασης και τοποθέτηση Τ.Ο. – Στραγγιζόμενες συνθήκες) – Εκκινεί από την Φάση 3: Επαναλαμβάνονται οι αναλύσεις των σταδίων 4 και 5, υπό πλήρως όμως στραγγιζόμενες συνθήκες.
9. Φάση 9 (Κατασκευή ανωδομής – Στραγγιζόμενες συνθήκες) – Εκκινεί από την Φάση 8: Προσομοιώνεται η ολοκλήρωση της κατασκευής του έργου με τη σκυροδέτηση της ανωδομής. Οι αναλύσεις πραγματοποιούνται υπό πλήρως στραγγιζόμενες συνθήκες για το σύνολο των στρώσεων του πυθμένα (εντός ή εκτός της ζώνης των χαλικοπασσάλων). Από την ανάλυση του εν λόγω σταδίου λαμβάνονται αποτελέσματα για τις συνολικές (άμεσες + μακροχρόνιες εκ στερεοποίησεως) καθιζήσεις που θα παραλάμβανε το έργο από την αρχή της κατασκευής του μέχρι και την πλήρη ολοκλήρωση της στερεοποίησης των σχηματισμών του πυθμένα κατά τη φάση λειτουργίας αυτού.
10. Φάση 10 (Φάση Λειτουργίας: Επιβολή κινητών φορτίων) – Εκκινεί από την Φάση 9: Επιβάλλονται τα προβλεπόμενα κινητά φορτία σχεδιασμού υπό στατικές συνθήκες (βλ. § 6.5) και υιοθετούνται αστράγγιστες συνθήκες συμπεριφοράς της εκτός ζώνης χαλικοπασσάλων αργιλικής Στρώσης Ι λόγω του παροδικού χαρακτήρα των εν λόγω φορτίων. Από την ανάλυση του εν λόγω σταδίου προκύπτουν οι πρόσθετες καθιζήσεις λόγω της επιβολής των κινητών φορτίων σχεδιασμού.

**6.7.5 Αποτελέσματα καθιζήσεων**

Στους πίνακες που ακολουθούν παρουσιάζονται ανά διατομή ελέγχου και φάση κατασκευής, τα αποτελέσματα των αναμενόμενων καθιζήσεων και στροφών στις δύο παρειές, στη στάθμη έδρασης των Τ.Ο. του έργου, όπως αυτά προέκυψαν από τις αριθμητικές αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων με το πρόγραμμα Plaxis 7.2., βάσει της μεθοδολογίας που αναπτύχθηκε στις προηγούμενες παραγράφους. Τα αναλυτικά φύλλα αποτελεσμάτων του προγράμματος περιλαμβάνονται στο **Παράρτημα ΣΤ-6**.

α/α	Ανάλυση Plaxis	Περιγραφή	S <sub>ext</sub> (cm)	S <sub>int</sub> (cm)	r (-)
1	Phase 6	Αναμενόμενες καθιζήσεις μετά την ολοκλήρωση της Α' Φάσης Κατασκευής	<b>19.7</b>	<b>19.2</b>	<b>1/1000</b>
2	Phase 7	Καθιζήσεις μετά την απομάκρυνση των Τ.Ο. επιφόρτισης του έργου	<b>18.2</b>	<b>17.7</b>	<b>1/1000</b>
3	Phase 9	Συνολικές (άμεσες + μακροχρόνιες) καθιζήσεις	23.0	22.3	1/715
4(=3-2)	-	Αναμενόμενες μετακατασκευαστικές καθιζήσεις κατά τη Φάση Λειτουργίας του έργου	<b>4.8</b>	<b>4.6</b>	<b>1/2500</b>
5	Phase 10	Πρόσθετες μετατοπίσεις λόγω της επιβολής των κινητών φορτίων	<b>0.6</b>	<b>0.5</b>	<b>1/5000</b>
Όπου, S <sub>ext</sub> : οι καθιζήσεις στην έδραση των Τ.Ο. κάτω από το ίχνος της προσήνεμης πλευράς τους S <sub>int</sub> : οι καθιζήσεις στην έδραση των Τ.Ο. κάτω από το ίχνος της υπήνεμης πλευράς τους r: η στρόφη της βάσης των Τ.Ο., $r = (S_{ext} - S_{int})/B$ , όπου B το πλάτος έδρασης των Τ.Ο.					

**Πίνακας 6-10: Αποτελέσματα καθιζήσεων Διατομής Ελέγχου Γ-Γ (συνεχής κρηπίδωση)**

α/α	Ανάλυση Plaxis	Περιγραφή	S <sub>ext</sub> (cm)	S <sub>int</sub> (cm)	r (-)
1	Phase 6	Αναμενόμενες καθιζήσεις μετά την ολοκλήρωση της Α' Φάσης Κατασκευής	<b>10.8</b>	<b>10.7</b>	<b>1/5000</b>
2	Phase 7	Καθιζήσεις μετά την απομάκρυνση των Τ.Ο. επιφόρτισης του έργου	<b>8.8</b>	<b>8.7</b>	<b>1/5000</b>
3	Phase 9	Συνολικές (άμεσες + μακροχρόνιες) καθιζήσεις	13.6	13.0	1/1000
4(=3-2)	-	Αναμενόμενες μετακατασκευαστικές καθιζήσεις κατά τη Φάση Λειτουργίας του έργου	<b>4.8</b>	<b>4.3</b>	<b>1/1000</b>
5	Phase 10	Πρόσθετες μετατοπίσεις λόγω της επιβολής των κινητών φορτίων	<b>1.4</b>	<b>0.9</b>	<b>1/1000</b>
<p>Όπου,  S<sub>ext</sub>: οι καθιζήσεις στην έδραση των Τ.Ο. κάτω από το ίχνος της προσήνεμης πλευράς τους  S<sub>int</sub>: οι καθιζήσεις στην έδραση των Τ.Ο. κάτω από το ίχνος της υπήνεμης πλευράς τους  r: η στροφή της βάσης των Τ.Ο., <math>r = (S_{ext} - S_{int})/B</math>, όπου B το πλάτος έδρασης των Τ.Ο.</p>					

**Πίνακας 6-11: Αποτελέσματα καθιζήσεων Διατομής Ελέγχου Α-Α (μεμονωμένο βάθρο)**

Από τα αποτελέσματα καθιζήσεων που συνοψίζονται στους παραπάνω πίνακες συνάγονται τα κάτωθι συμπεράσματα:

➤ Διατομή Ελέγχου Γ-Γ:

- Οι καθιζήσεις που αναμένεται να έχουν εκδηλωθεί μετά την ολοκλήρωση της Α' Φάσης Κατασκευής του έργου και την πάροδο του 2-μηνου χρονικού διαστήματος παραμονής για την ολοκλήρωση της στερεοποίησης της εντός ζώνης χαλικοπασσάλων Στρώσης Ι, ανέρχονται σε **19.7cm** και **19.2cm** αντίστοιχα στην εξωτερική και εσωτερική παρειά της βάσεως έδρασης των Τ.Ο., με προκύπτουσα στροφή της βάσης, της τάξης των 1/1000.
- Οι μετακατασκευαστικές καθιζήσεις του έργου που αναμένεται να εκδηλωθούν κατά τη φάση λειτουργίας αυτού, οι οποίες και επηρεάζουν ως επί το πλείστον τη λειτουργικότητά του, ανέρχονται σε **4.8cm** και **4.6cm** αντίστοιχα στην εξωτερική και εσωτερική παρειά της βάσεως έδρασης των Τ.Ο. με προκύπτουσα στροφή της βάσης της τάξης των **1/2500**.
- Οι πρόσθετες μετατοπίσεις στο σώμα του έργου λόγω της επιβολής και των κινητών φορτίων εκτιμώνται σε **0.6** και **0.5cm** στην εξωτερική και εσωτερική

παρειά του έργου αντίστοιχα, με πρόσθετη στροφή της βάσεως των Τ.Ο. της τάξης του **1/5000**.

➤ Διατομή Ελέγχου A-A:

- Οι καθιζήσεις που αναμένεται να έχουν εκδηλωθεί μετά την ολοκλήρωση της Α' Φάσης Κατασκευής του έργου και την πάροδο του 2-μηνου χρονικού διαστήματος παραμονής για την ολοκλήρωση της στερεοποίησης της εντός ζώνης χαλικοπασσάλων Στρώσης Ι, ανέρχονται σε **10.8cm** και **10.7cm** αντίστοιχα στην εξωτερική και εσωτερική παρειά της βάσεως έδρασης των Τ.Ο. με προκύπτουσα στροφή της βάσης της τάξης των 1/5000.
- Οι μετακατασκευαστικές καθιζήσεις του έργου που αναμένεται να εκδηλωθούν κατά τη φάση λειτουργίας αυτού, οι οποίες και επηρεάζουν ως επί το πλείστον τη λειτουργικότητά του, ανέρχονται σε **4.8cm** και **4.3cm** αντίστοιχα στην εξωτερική και εσωτερική παρειά της βάσεως έδρασης των Τ.Ο., με προκύπτουσα στροφή της βάσης, της τάξης των **1/1000**.
- Οι πρόσθετες μετατοπίσεις στο σώμα του έργου λόγω της επιβολής και των κινητών φορτίων εκτιμώνται σε **1.4** και **0.9cm** στην εξωτερική και εσωτερική παρειά του έργου αντίστοιχα, με πρόσθετη στροφή της βάσεως των Τ.Ο. της τάξης του **1/1000**.

Ως γενικό συμπέρασμα των παραπάνω αποτελεσμάτων προκύπτει ότι, με την προτεινόμενη με την παρούσα, λύση θεμελίωσης η οποία συνοπτικώς περιλαμβάνει,

- βελτίωση του εδάφους μέσω εκσκαφής και εξυγίανσης των επιφανειακών πολύ μαλακών στρώσεων του πυθμένα αλλά και κατασκευή χαλικοπασσάλων κατάλληλης διαμέτρου και σε κατάλληλο κάνναβο και εύρος, και
- υιοθέτηση σταδιακής κατασκευής του έργου με έλεγχο των καθιζήσεων μέσω πρόβλεψης ικανού χρονικού διαστήματος παραμονής σε ενδιάμεσο κατασκευαστικό στάδιο,

επιτυγχάνονται επαρκώς περιορισμένα μεγέθη μακροχρόνιων μετακατασκευαστικών καθιζήσεων και στροφών, τα οποία και θα εκδηλωθούν στο σώμα του έργου κατά τη φάση λειτουργίας αυτού.

Συγκεκριμένα, οι μακροχρόνιες μετακατασκευαστικές καθιζήσεις, περιορίζονται σε κάθε περίπτωση σε μικρότερες των 5cm ενώ οι αντίστοιχες στροφές σαφώς μικρότερες του 1/500, όριο το οποίο θα μπορούσε να θεωρηθεί ως κανονιστικά αποδεκτό ακόμη και



σε κτηριακά έργα. Εν κατακλείδι, τα παραπάνω μεγέθη μετακασκευαστικών καθιζήσεων και στροφών κρίνονται αποδεκτά για τον εύκαμπτο τύπο λιμενικού έργου όπως το προκείμενο, που δεν φέρει επί της ανωδομής του κατασκευές και μηχανήματα ευαίσθητα σε μετατοπίσεις.

Δεδομένων των ως άνω περιορισμένων μεγεθών, εκτιμάται ότι οι όποιες μετακατασκευαστικές καθιζήσεις και στρόφες εκδηλωθούν στην πράξη, θα κατανεμηθούν ομοιόμορφα στο σύνολο της κάτοψης των έργων χωρίς δημιουργία εμφανών ανισοσταθμιών μεταξύ των επάλληλων στηλών των Τ.Ο.

Για την ΤΡΙΤΩΝ Σύμβουλοι Μηχανικοί Α.Ε.



Ελευθέριος Βασ. Ρουχωτάς  
Λιμενολόγος Πολιτικός Μηχανικός M.Sc.- D.I.C.

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α**

### **Στατιστική Επεξεργασία Ανεμολογικών Δεδομένων**

## ➤ Νοτιοανατολική Διεύθυνση

Διεύθυνση Προώθησης:		SOUTHEAST					
						Μετ. Σταθμός:	ΠΑΤΡΑ
Συνολικός Αριθμός Παρατηρήσεων		53655					
Κλίμακα Ανέμου	Μέση ταχύτητα Ανέμου (m/s)	Συχνότητα	Αρ. Παρατηρήσεων	Πιθανότητα Εμφάνισης	Αθροιστική Κατανομή Πιθανότητας - CDF (παρατηρήσεων)		
1Bf	1.03	4.134	2218	0.5816	0.5816		
2Bf	2.57	2.286	1226	0.3216	0.9032		
3Bf	4.37	0.468	251	0.0658	0.9690		
4Bf	6.95	0.163	87	0.0229	0.9919		
5Bf	9.77	0.036	19	0.0050	0.9969		
6Bf	12.60	0.019	10	0.0027	0.9996		
7Bf	15.69	0.003	1	0.0004	1.0000		
8Bf	19.03	0.000	0	0.0000	1.0000		
9Bf	22.64	0.000	0	0.0000	1.0000		
10Bf	26.49	0.000	0	0.0000	1.0000		
11Bf	30.609	0.000	0	0.0000	1.0000		
Αθροίσματα	-	7.107	3813	1.000	-		
Βέλτιστη Προσαρμογή							
	Weibull		FT-I (Gumbel Distribution)				
Παράμετροι	A(?)=		0.300		A=	-0.215	
	B=		0.853		B=	1.500	
	k=		0.789				
Συσχέτιση	R²=		0.987		R²=	0.9695	
Συνθήκη	ΕΦΑΡΜΟΣΙΜΟ		ΕΦΑΡΜΟΣΙΜΟ				
Υπολογιζόμενη Κατανομή Πιθανότητας							
	Weibull			FT-I (Gumbel Distribution)			
Ταχύτητα Ανέμου (m/s)	CDF	PDF	Rsqr	CDF	PDF	Rsqr	
1.0289	0.5864	0.3954	0.000	0.6465	0.1880434	0.004	
2.5722	0.8854	0.0862	0.000	0.8557	0.0889357	0.002	
4.3728	0.9677	0.0215	0.000	0.9542	0.0298518	0.000	
6.9450	0.9936	0.0038	0.000	0.9916	0.0055820	0.000	
9.7744	0.9988	0.0007	0.000	0.9987	0.0008522	0.000	
12.6039	0.9997	0.0001	0.000	0.9998	0.0001293	0.000	
15.6906	0.9999	0.0000	0.000	1.0000	0.0000165	0.000	
19.0344	1.0000	0.0000	0.000	1.0000	0.0000018	0.000	
22.6356	1.0000	0.0000	0.000	1.0000	0.0000002	0.000	
			1.000			0.993	
Αρ. Ετών Παρατηρήσεων	49						
Αρ. Παρατηρήσεων	3813						
				Πιθανότητα εμφάνισης ενός συμβάντος με Χ έτη Περίοδο Επαναφοράς σε διάρκεια Υ ετών			
Περίοδος Επαναφοράς (Έτη)	P( Χ<χ)	Weibull Ταχύτητα Ανέμου (m/s)	Gumbel Ταχύτητα Ανέμου (m/s)				
1	0.987151	5.80	6.31	Περίοδος Επαναφοράς (Έτη)	Διάρκεια (Έτη)	Πιθανότητα (%)	
5	0.997430	8.50	8.73	1	1	100	
10	0.998715	9.72	9.77	5	1	20.00	
50	0.999743	12.70	12.18	10	50	99.48	
75	0.999829	13.48	12.79	75	50	48.89	
100	0.999872	14.03	13.22	100	50	39.50	
12hrs/year	0.998630	9.61	9.67	150	50	28.43	
Υψόμετρο Παρατηρήσεων (m)		10.0					
Ζητούμενο Υψόμετρο Τιμών (m)		10					
Περίοδος Επαναφοράς (?):		75					
Περίοδος Επαναφοράς (?):		1					
Ταχύτητα Ανέμου Σχεδιασμού 75 ετών (m/s):		13.48	=	26.2	(knots)		
Ταχύτητα Ανέμου Σχεδιασμού 1 έτους (m/s):		5.80	=	11.3	(knots)		

## ➤ Νότια Διεύθυνση

Διεύθυνση Προώθησης:		SOUTH					
						Μετ. Σταθμός:	
Συνολικός Αριθμός Παρατηρήσεων		53655				ΠΑΤΡΑ	
Κλίμακα Ανέμου	Μέση ταχύτητα Ανέμου (m/s)	Συχνότητα	Αρ. Παρατηρήσεων	Πιθανότητα Εμφάνισης	Αθροιστική Κατανομή Πιθανότητας -CDF (παρατηρήσεων)		
1Bf	1.03	1.957	1050	0.4175	0.4175		
2Bf	2.57	1.491	800	0.3182	0.7357		
3Bf	4.37	0.745	400	0.1590	0.8947		
4Bf	6.95	0.353	189	0.0752	0.9699		
5Bf	9.77	0.111	59	0.0236	0.9935		
6Bf	12.60	0.022	12	0.0047	0.9982		
7Bf	15.69	0.008	4	0.0018	1.0000		
8Bf	19.03	0.000	0	0.0000	1.0000		
9Bf	22.64	0.000	0	0.0000	1.0000		
10Bf	26.49	0.000	0	0.0000	1.0000		
11Bf	30.609	0.000	0	0.0000	1.0000		
Αθροίσματα	-	4.687	2515	1.000	-		
Βέλτιστη Προσαρμογή							
Παράμετροι	Weibull		FT-I (Gumbel Distribution)				
	A(?)=	0.000	A=	1.387			
	B=	1.960	B=	1.448			
	k=	1.055					
Συσχέτιση	R²=	0.985	R²=	0.9368			
Συνθήκη	ΕΦΑΡΜΟΣΙΜΟ		ΕΦΑΡΜΟΣΙΜΟ				
Υπολογιζόμενη Κατανομή Πιθανότητας							
Ταχύτητα Ανέμου (m/s)	Weibull			FT-I (Gumbel Distribution)			
	CDF	PDF	Rsqr	CDF	PDF	Rsqr	
1.0289	0.3974	0.3131	0.000	0.2778	0.2458176	0.020	
2.5722	0.7361	0.1443	0.000	0.6434	0.1960052	0.009	
4.3728	0.9030	0.0546	0.000	0.8806	0.0773341	0.000	
6.9450	0.9776	0.0129	0.000	0.9787	0.0145386	0.000	
9.7744	0.9957	0.0025	0.000	0.9970	0.0020972	0.000	
12.6039	0.9992	0.0005	0.000	0.9996	0.0002978	0.000	
15.6906	0.9999	0.0001	0.000	0.9999	0.0000353	0.000	
19.0344	1.0000	0.0000	0.000	1.0000	0.0000035	0.000	
22.6356	1.0000	0.0000	0.000	1.0000	0.0000003	0.000	
			0.999			0.972	
Αρ. Ετών Παρατηρήσεων	49						
Αρ. Παρατηρήσεων	2515	Πιθανότητα εμφάνισης ενός συμβάντος με Χ έτη Περίοδο Επαναφοράς σε διάρκεια Υ ετών					
Περίοδος Επαναφοράς (Έτη)	P( Χ<χ)	Weibull Ταχύτητα Ανέμου (m/s)	Gumbel Ταχύτητα Ανέμου (m/s)	Περίοδος Επαναφοράς (Έτη)	Διάρκεια (Έτη)	Πιθανότητα (%)	
1	0.980516	7.18	7.07	1	1	100	
5	0.996103	9.94	9.41	5	1	20.00	
10	0.998052	11.11	10.42	10	50	99.48	
50	0.999610	13.81	12.75	75	50	48.89	
75	0.999740	14.48	13.34	100	50	39.50	
100	0.999805	14.96	13.75	150	50	28.43	
12hrs/year	0.998630	11.70	10.93				
Υψόμετρο Παρατηρήσεων (m)	10.0						
Ζητούμενο Υψόμετρο Τιμών (m)	10						
Περίοδος Επαναφοράς (?):	75						
Περίοδος Επαναφοράς (?):	1						
Ταχύτητα Ανέμου Σχεδιασμού 75 ετών (m/s):		14.48	=	28.2	(knots)		
Ταχύτητα Ανέμου Σχεδιασμού 1 έτους (m/s):		7.18	=	14.0	(knots)		

## ➤ Νοτιοδυτική Διεύθυνση

Διεύθυνση Προώθησης:		SOUTHWEST					
				Μετ. Σταθμός:		ΠΑΤΡΑ	
Συνολικός Αριθμός Παρατηρήσεων		53655					
Κλίμακα Ανέμου	Μέση ταχύτητα Ανέμου (m/s)	Συχνότητα	Αρ. Παρατηρήσεων	Πιθανότητα Εμφάνισης	Αθροιστική Κατανομή Πιθανότητας -CDF (παρατηρήσεων)		
1Bf	1.03	3.865	2074	0.2408	0.2408		
2Bf	2.57	5.496	2949	0.3424	0.5832		
3Bf	4.37	3.810	2044	0.2374	0.8206		
4Bf	6.95	1.883	1010	0.1173	0.9378		
5Bf	9.77	0.727	390	0.0453	0.9831		
6Bf	12.60	0.241	129	0.0150	0.9981		
7Bf	15.69	0.025	13	0.0016	0.9996		
8Bf	19.03	0.001	1	0.0001	0.9997		
9Bf	22.64	0.004	2	0.0003	1.0000		
10Bf	26.49	0.000	0	0.0000	1.0000		
11Bf	30.609	0.000	0	0.0000	1.0000		
Αθροίσματα	-	16.051	8612	1.000	-		
Βέλτιστη Προσαρμογή							
Παράμετροι	Weibull		FT-I (Gumbel Distribution)				
	A(?)=	0.150	A=	1.705			
	B=	2.703	B=	1.791			
	k=	1.144					
Συσχέτιση	R²=	0.997	R²=	0.9944			
Συνθήκη	ΕΦΑΡΜΟΣΙΜΟ		ΕΦΑΡΜΟΣΙΜΟ				
Υπολογιζόμενη Κατανομή Πιθανότητας							
Ταχύτητα Ανέμου (m/s)	Weibull			FT-I (Gumbel Distribution)			
	CDF	PDF	Rsqr	CDF	PDF	Rsqr	
1.0289	0.2415	0.2730	0.000	0.2325	0.1893994	0.000	
2.5722	0.5861	0.1725	0.000	0.5400	0.1857941	0.002	
4.3728	0.8110	0.0853	0.000	0.7981	0.1004832	0.001	
6.9450	0.9434	0.0274	0.000	0.9478	0.0283773	0.000	
9.7744	0.9861	0.0071	0.000	0.9890	0.0061000	0.000	
12.6039	0.9968	0.0017	0.000	0.9977	0.0012677	0.000	
15.6906	0.9994	0.0003	0.000	0.9996	0.0002266	0.000	
19.0344	0.9999	0.0001	0.000	0.9999	0.0000350	0.000	
22.6356	1.0000	0.0000	0.000	1.0000	0.0000047	0.000	
			1.000			0.997	
Αρ. Ετών Παρατηρήσεων	49	Πιθανότητα εμφάνισης ενός συμβάντος με Χ έτη Περίοδο Επαναφοράς σε διάρκεια Υ ετών					
Αρ. Παρατηρήσεων	8612						
Περίοδος Επαναφοράς (Έτη)	P( Χ<χ)	Weibull	Gumbel	Περίοδος Επαναφοράς (Έτη)	Διάρκεια (Έτη)	Πιθανότητα (%)	
		Ταχύτητα Ανέμου (m/s)	Ταχύτητα Ανέμου (m/s)				
1	0.994310	11.51	10.96	1	1	100	
5	0.998862	14.54	13.84	5	1	20.00	
10	0.999431	15.82	15.09	10	50	99.48	
50	0.999886	18.73	17.97	75	50	48.89	
75	0.999924	19.45	18.69	100	50	39.50	
100	0.999943	19.96	19.21	150	50	28.43	
12hrs/year	0.998630	14.20	13.51				
Υψόμετρο Παρατηρήσεων (m)							
		10.0					
Ζητούμενο Υψόμετρο Τιμών (m)							
		10					
Περίοδος Επαναφοράς (?):							
		75					
Περίοδος Επαναφοράς (?):							
		1					
Ταχύτητα Ανέμου Σχεδιασμού 75 ετών (m/s):		19.45	=	37.8	(knots)		
Ταχύτητα Ανέμου Σχεδιασμού 1 έτους (m/s):		11.51	=	22.4	(knots)		

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β**

### **Κυματικό Κλίμα**

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β1**

**Κυματικό κλίμα στα ανοιχτά**



## ➤ Νοτιοανατολική Διεύθυνση

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΚΥΜΑΤΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ					
ΜΕΘΟΔΟΣ C.E.R.C., 1977					
Εισαγωγή ακτίνων ενεργού αναπτύγματος (R)					
Ενεργό Ανάπτυγμα Πελάγους					
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΚΥΜΑΤΟΣ					
SOUTHEAST					
A/A	$\omega_i$ ο	$\cos \omega_i$ -	$(\cos \omega_i)^2$ -	R (Km)	$R(\cos \omega_i)^2$ (Km)
1	-42	0.7431	0.5523	3.80	2.1
2	-36	0.8090	0.6545	29.80	19.5
3	-30	0.8660	0.7500	124.50	93.4
4	-24	0.9135	0.8346	100.50	83.9
5	-18	0.9511	0.9045	10.50	9.5
6	-12	0.9781	0.9568	9.30	8.9
7	-6	0.9945	0.9891	8.20	8.1
8	0	1.0000	1.0000	7.00	7.0
9	6	0.9945	0.9891	5.00	4.9
10	12	0.9781	0.9568	4.20	4.0
11	18	0.9511	0.9045	3.90	3.5
12	24	0.9135	0.8346	3.70	3.1
13	30	0.8660	0.7500	3.80	2.9
14	36	0.8090	0.6545	4.30	2.8
15	42	0.7431	0.5523	4.70	2.6
ΣΥΝΟΛΟ :		13.51	12.28		256.20
	F =	$\Sigma R(\cos \omega_i)^2 / \Sigma \cos \omega_i$	=	18.96	Km
Εισαγωγή Ανεμολογικών Στοιχείων					
Περίοδος επαναφοράς (yrs) :			75		
Ένταση Ανέμου (Bf) :					
Ταχύτητα Ανέμου (m/sec) :			13.48		
συντελεστή εντάσεως ανέμου, $u_A$ (-) :			17.41		
Στάθμη Μετρήσεων (m) :			-		
Υπολογισμός Χαρακτηριστικού Κυματισμού					
Ανάπτυγμα Πελάγους F (Km):			F =	18.96	Km
$gH_s/U^2 = 0,283 \tan h (0,0125(gF/U^2)^{0,42})$			$H_s =$	1.18	m
$gT_s/2\pi U = 1,20 \tan h (0,077(gF/U^2)^{0,25})$			$T_s =$	4.25	sec
$gt_d/U = K \exp((A(\ln(gF/U^2))^2 - B \ln(gF/U^2) + C)^{1/6} + D \ln(gF/U^2))$			$td =$	2.13	hrs
$T_p = 4.5 * H_s^{1/2}$			$T_p =$	4.90	sec
$K_{diffraction} =$		1	$H_{s,diff} =$	1.18	m
Υπολογισμός τοπικών κυματικών χαρακτηριστικών					
Υψος κύματος στα βαθειά (Hs ή H10)		S		1.18	m
Μήκος κύματος στα βαθειά $L_0$ :				28.16	m
Εισαγωγή Ανεμολογικών Στοιχείων					
Περίοδος επαναφοράς (yrs) :			1		
Ένταση Ανέμου (Bf) :					
Ταχύτητα Ανέμου (m/sec) :			5.80		
συντελεστή εντάσεως ανέμου, $u_A$ (-) :			6.17		
Στάθμη Μετρήσεων (m) :			-		
Υπολογισμός Χαρακτηριστικού Κυματισμού					
Ανάπτυγμα Πελάγους F (Km):			F =	18.96	Km
$gH_s/U^2 = 0,283 \tan h (0,0125(gF/U^2)^{0,42})$			$H_s =$	0.42	m
$gT_s/2\pi U = 1,20 \tan h (0,077(gF/U^2)^{0,25})$			$T_s =$	2.59	sec
$gt_d/U = K \exp((A(\ln(gF/U^2))^2 - B \ln(gF/U^2) + C)^{1/6} + D \ln(gF/U^2))$			$td =$	3.38	hrs
$T_p = 4.5 * H_s^{1/2}$			$T_p =$	2.92	sec
$K_{diffraction} =$		1	$H_{s,diff} =$	0.42	m
Υπολογισμός τοπικών κυματικών χαρακτηριστικών					
Υψος κύματος στα βαθειά (Hs ή H10)		S		0.42	m
Μήκος κύματος στα βαθειά $L_0$ :				10.47	m

## ➤ Νότια Διεύθυνση

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΚΥΜΑΤΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ					
ΜΕΘΟΔΟΣ C.E.R.C., 1977					
Εισαγωγή ακτίνων ενεργού αναπτύγματος (R)					
Ενεργό Ανάπτυγμα Πελάγους					
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΚΥΜΑΤΟΣ					
SOUTH					
A/A	$\omega_i$ ο	$\cos \omega_i$ -	$(\cos \omega_i)^2$ -	R (Km)	$R(\cos \omega_i)^2$ (Km)
1	-42	0.7431	0.5523	6.80	3.8
2	-36	0.8090	0.6545	4.50	2.9
3	-30	0.8660	0.7500	4.00	3.0
4	-24	0.9135	0.8346	3.90	3.3
5	-18	0.9511	0.9045	3.80	3.4
6	-12	0.9781	0.9568	4.00	3.8
7	-6	0.9945	0.9891	4.50	4.5
8	0	1.0000	1.0000	5.00	5.0
9	6	0.9945	0.9891	5.60	5.5
10	12	0.9781	0.9568	6.00	5.7
11	18	0.9511	0.9045	5.80	5.2
12	24	0.9135	0.8346	6.70	5.6
13	30	0.8660	0.7500	7.40	5.6
14	36	0.8090	0.6545	7.90	5.2
15	42	0.7431	0.5523	32.80	18.1
ΣΥΝΟΛΟ :		13.51	12.28		80.62
	F =	$\Sigma R(\cos \omega_i)^2 / \Sigma \cos \omega_i$	=	5.97	Km
Εισαγωγή Ανεμολογικών Στοιχείων					
Περίοδος επαναφοράς (yrs) :			75		
Ενταση Ανέμου (Bf) :					
Ταχύτητα Ανέμου (m/sec) :			14.48		
συντελεστή εντάσεως ανέμου, $u_A$ (-) :			19.01		
Στάθμη Μετρήσεων (m) :			-		
Υπολογισμός Χαρακτηριστικού Κυματισμού					
Ανάπτυγμα Πελάγους F (Km):			F =	5.97	Km
$gH_s/U^2 = 0,283 \tan h (0,0125(gF/U^2)^{0,42})$			Hs =	0.80	m
$gT_s/2\pi U = 1,20 \tan h (0,077(gF/U^2)^{0,25})$			Ts =	3.39	sec
$gt_d/U = K \exp((A(\ln(gF/U^2))^2 - B \ln(gF/U^2) + C)^{1/6} + D \ln(gF/U^2))$			td =	0.85	hrs
$T_p = 4.5 * H_s^{1/2}$			Tp =	4.03	sec
Kdiffraction =	1		Hs,diff =	0.80	m
Υπολογισμός τοπικών κυματικών χαρακτηριστικών					
Υψος κύματος στα βαθειά (Hs ή H10)		S		0.80	m
Μήκος κύματος στα βαθειά Lo :				17.96	m
Εισαγωγή Ανεμολογικών Στοιχείων					
Περίοδος επαναφοράς (yrs) :			1		
Ενταση Ανέμου (Bf) :					
Ταχύτητα Ανέμου (m/sec) :			7.18		
συντελεστή εντάσεως ανέμου, $u_A$ (-) :			8.02		
Στάθμη Μετρήσεων (m) :			-		
Υπολογισμός Χαρακτηριστικού Κυματισμού					
Ανάπτυγμα Πελάγους F (Km):			F =	5.97	Km
$gH_s/U^2 = 0,283 \tan h (0,0125(gF/U^2)^{0,42})$			Hs =	0.35	m
$gT_s/2\pi U = 1,20 \tan h (0,077(gF/U^2)^{0,25})$			Ts =	2.31	sec
$gt_d/U = K \exp((A(\ln(gF/U^2))^2 - B \ln(gF/U^2) + C)^{1/6} + D \ln(gF/U^2))$			td =	1.23	hrs
$T_p = 4.5 * H_s^{1/2}$			Tp =	2.66	sec
Kdiffraction =	1		Hs,diff =	0.35	m
Υπολογισμός τοπικών κυματικών χαρακτηριστικών					
Υψος κύματος στα βαθειά (Hs ή H10)		S		0.35	m
Μήκος κύματος στα βαθειά Lo :				8.36	m

## ➤ Νοτιοδυτική Διεύθυνση

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΚΥΜΑΤΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ					
<u>ΜΕΘΟΔΟΣ C.E.R.C., 1977</u>					
<u>Εισαγωγή ακτίνων ενεργού αναπτύγματος (R)</u>					
Ενεργό Ανάπτυγμα Πελάγους					
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΚΥΜΑΤΟΣ					
SOUTHWEST					
A/A	$\omega_i$ ο	$\cos \omega_i$ -	$(\cos \omega_i)^2$ -	R (Km)	$R(\cos \omega_i)^2$ (Km)
1	-42	0.7431	0.5523	5.30	2.9
2	-36	0.8090	0.6545	6.00	3.9
3	-30	0.8660	0.7500	6.00	4.5
4	-24	0.9135	0.8346	6.30	5.3
5	-18	0.9511	0.9045	7.00	6.3
6	-12	0.9781	0.9568	7.90	7.6
7	-6	0.9945	0.9891	12.20	12.1
8	0	1.0000	1.0000	33.40	33.4
9	6	0.9945	0.9891	36.00	35.6
10	12	0.9781	0.9568	6.70	6.4
11	18	0.9511	0.9045	6.20	5.6
12	24	0.9135	0.8346	5.60	4.7
13	30	0.8660	0.7500	5.30	4.0
14	36	0.8090	0.6545	4.90	3.2
15	42	0.7431	0.5523	4.60	2.5
ΣΥΝΟΛΟ :		13.51	12.28		137.99
	F =	$\Sigma R(\cos \omega_i)^2 / \Sigma \cos \omega_i$	=	10.21	Km
<u>Εισαγωγή Ανεμολογικών Στοιχείων</u>					
Περίοδος επαναφοράς (yrs) :			75		
Ενταση Ανέμου (Bf) :					
Ταχύτητα Ανέμου (m/sec) :			19.45		
συντελεστή εντάσεως ανέμου, $u_A$ (-):			27.33		
Στάθμη Μετρήσεων (m) :			-		
<u>Υπολογισμός Χαρακτηριστικού Κυματισμού</u>					
Ανάπτυγμα Πελάγους F (Km):			F =	10.21	Km
$gH_s/U^2 = 0,283 \tan h (0,0125(gF/U^2)^{0,42})$			Hs =	1.41	m
$gT_s/2\pi U = 1,20 \tan h (0,077(gF/U^2)^{0,25})$			Ts =	4.50	sec
$gt_d/U = K \exp((A(\ln(gF/U^2))^2 - B \ln(gF/U^2) + C)^{1/6} + D \ln(gF/U^2))$			td =	1.10	hrs
$T_p = 4.5 * H_s^{1/2}$			Tp =	5.35	sec
Kdiffraction =	1		Hs,diff =	1.41	m
<u>Υπολογισμός τοπικών κυματικών χαρακτηριστικών</u>					
Υψος κύματος στα βαθειά (Hs ή H10)		S		1.41	m
Μήκος κύματος στα βαθειά Lo :				31.61	m
<u>Εισαγωγή Ανεμολογικών Στοιχείων</u>					
Περίοδος επαναφοράς (yrs) :			1		
Ενταση Ανέμου (Bf) :					
Ταχύτητα Ανέμου (m/sec) :			11.51		
συντελεστή εντάσεως ανέμου, $u_A$ (-):			14.33		
Στάθμη Μετρήσεων (m) :			-		
<u>Υπολογισμός Χαρακτηριστικού Κυματισμού</u>					
Ανάπτυγμα Πελάγους F (Km):			F =	10.21	Km
$gH_s/U^2 = 0,283 \tan h (0,0125(gF/U^2)^{0,42})$			Hs =	0.76	m
$gT_s/2\pi U = 1,20 \tan h (0,077(gF/U^2)^{0,25})$			Ts =	3.39	sec
$gt_d/U = K \exp((A(\ln(gF/U^2))^2 - B \ln(gF/U^2) + C)^{1/6} + D \ln(gF/U^2))$			td =	1.45	hrs
$T_p = 4.5 * H_s^{1/2}$			Tp =	3.93	sec
Kdiffraction =	1		Hs,diff =	0.76	m
<u>Υπολογισμός τοπικών κυματικών χαρακτηριστικών</u>					
Υψος κύματος στα βαθειά (Hs ή H10)		S		0.76	m
Μήκος κύματος στα βαθειά Lo :				17.94	m

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β2**

**Προώθηση κυματισμού - Εκτίμηση κυματικού κλίματος  
στην περιοχή του έργου**

## ➤ Νοτιοανατολική διεύθυνση

T = 75 έτη

<u>Χαρακτηριστικά κυματισμού στα βαθιά</u>										
$H_s =$	1.18	m	* $H_{m0} = H_{1/3}$ at deep waters (CEM 2003)							
$T_s =$	4.25	sec	* $T_s = 0.93 T_p$ (CEM 2003, BS 6349:1 - 2000, Goda 1985)							
$T_p =$	4.57	sec								
$L_0 =$	28.16	m								
$t_{x,u} =$	2.13	hrs	* Full Spectrum Development Time							
$C_o =$	6.63	m/sec	* Wave celerity							
$C_{go} =$	3.32	m/sec	* Wave Group Celerity							
<u>Υπολογισμός τοπικών κυματικών χαρακτηριστικών</u>										
<u>Wave Propagation Angle</u>										
$\alpha =$	0	°	* Angle of Wave Approach (wave crest με ισοβαθείς)							
$\tan\theta =$	0.05		* Mean Seabed Slope							
<u>Διάθλαση και ρήγωση κυματισμού</u>										
Depth (m)	T (sec)	d/L	L (m)	Cg (m/sec)	Ks	$\theta$ (°)	Kr	Ho' (m)	$H_s$ (m)	$H_{max}$ (m)
20	4.25	0.7102	28.16	3.32	0.9989	0.00	1.0000	1.18	1.18	2.13
15	4.25	0.5333	28.13	3.36	0.9931	0.00	1.0000	1.18	1.18	2.12
10	4.25	0.3625	27.59	3.56	0.9654	0.00	1.0000	1.18	1.14	2.06
8	4.25	0.2978	26.86	3.72	0.9437	0.00	1.0000	1.18	1.12	2.01
6	4.25	0.2361	25.41	3.91	0.9212	0.00	1.0000	1.18	1.09	1.96
4	4.25	0.1766	22.65	3.97	0.9142	0.00	1.0000	1.18	1.08	1.95
<u>Notes:</u>										
* Wave heights appear at the input depths allowing for wave setup.										
* Significant wave heights near the shoreline may deviate from the calculated ones. It is proposed that shoreward of 0.5 Ho' any project is constructed with the Hs at 0.5 Ho'										

T = 1 έτος

<u>Χαρακτηριστικά κυματισμού στα βαθιά</u>										
$H_s =$	0.42	m	* $H_{m0} = H_{1/3}$ at deep waters (CEM 2003)							
$T_s =$	2.59	sec	* $T_s = 0.93 T_p$ (CEM 2003, BS 6349:1 - 2000, Goda 1985)							
$T_p =$	2.79									
$L_0 =$	10.47	m								
$t_{x,u} =$	3.38	hrs	* Full Spectrum Development Time							
$C_o =$	4.04	m/sec	* Wave celerity							
$C_{go} =$	2.02	m/sec	* Wave Group Celerity							
<u>Υπολογισμός τοπικών κυματικών χαρακτηριστικών</u>										
<u>Wave Propagation Angle</u>										
$\alpha =$	0	°	* Angle of Wave Approach (wave crest με ισοβαθείς)							
$\tan\theta =$	0.05		* Mean Seabed Slope							
<u>Διάθλαση και ρήγωση κυματισμού</u>										
Depth (m)	T (sec)	d/L	L (m)	Cg (m/sec)	Ks	$\theta$ (°)	Kr	Ho'	$H_s$ (m)	$H_{max}$ (m)
20	2.59	1.0000	20.00	2.02	1.0000	0.00	1.0000	0.42	0.42	0.76
15	2.59	1.0000	15.00	2.02	1.0000	0.00	1.0000	0.42	0.42	0.76
10	2.59	0.9500	10.53	2.02	0.9999	0.00	1.0000	0.42	0.42	0.76
8	2.59	0.7601	10.52	2.02	0.9994	0.00	1.0000	0.42	0.42	0.76
6	2.59	0.5729	10.47	2.04	0.9954	0.00	1.0000	0.42	0.42	0.76
4	2.59	0.3869	10.34	2.14	0.9719	0.00	1.0000	0.42	0.41	0.74
<u>Notes:</u>										
* Wave heights appear at the input depths allowing for wave setup.										
* Significant wave heights near the shoreline may deviate from the calculated ones. It is proposed that shoreward of 0.5 Ho' any project is constructed with the Hs at 0.5 Ho'										

## ➤ Νότια διεύθυνση

T=75 έτη

Χαρακτηριστικά κυματισμού στα βαθιά										
H <sub>s</sub> =	0.80	m	* H <sub>m0</sub> = H <sub>1/3</sub> at deep waters (CEM 2003)							
T <sub>s</sub> =	3.39	sec	* T <sub>s</sub> = 0.93 T <sub>p</sub> (CEM 2003, BS 6349:1 - 2000, Goda 1985)							
T <sub>p</sub> =	3.65	sec								
L <sub>o</sub> =	17.96	m								
t <sub>x,u</sub> =	0.85	hrs	* Full Spectrum Development Time							
C <sub>o</sub> =	5.30	m/ sec	* Wave celerity							
C <sub>g0</sub> =	2.65	m/ sec	* Wave Group Celerity							
Υπολογισμός τοπικών κυματικών χαρακτηριστικών										
Wave Propagation Angle										
α =	45	°	* Angle of Wave Approach (wave crest με ισοβαθείς)							
tanθ =	0.05		* Mean Seabed Slope							
Διάθλαση και ρήγωση κυματισμού										
Depth (m)	T (sec)	d/ L	L (m)	Cg (m/sec)	Ks	θ (°)	Kr	Ho'	H <sub>s</sub> (m)	H <sub>max</sub> (m)
15	3.39	0.8301	18.07	2.65	0.9997	45.35	1.0031	0.80	0.80	1.44
10	3.39	0.5570	17.95	2.68	0.9946	44.98	0.9998	0.80	0.80	1.43
8	3.39	0.4482	17.85	2.73	0.9839	44.65	0.9969	0.80	0.79	1.41
6	3.39	0.3431	17.49	2.88	0.9595	43.51	0.9874	0.79	0.76	1.36
4	3.39	0.2438	16.41	3.10	0.9237	40.24	0.9624	0.77	0.71	1.28
Notes:										
* Wave heights appear at the input depths allowing for wave setup.										
* Significant wave heights near the shoreline may deviate from the calculated ones. It is proposed that shoreward of 0.5 Ho' any project is constructed with the Hs at 0.5 Ho'										

T=1 έτος

<u>Χαρακτηριστικά κυματισμού στα βαθιά</u>										
$H_s =$	0.35	m	* $H_{m0} = H_{1/3}$ at deep waters (CEM 2003)							
$T_s =$	2.31	sec	* $T_s = 0.93 T_p$ (CEM 2003, BS 6349:1 - 2000, Goda 1985)							
$T_p =$	2.49	sec								
$L_o =$	8.36	m								
$t_{x,u} =$	1.23	hrs	* Full Spectrum Development Time							
$C_o =$	3.61	m/sec	* Wave celerity							
$C_{go} =$	1.81	m/sec	* Wave Group Celerity							
<u>Υπολογισμός τοπικών κυματικών χαρακτηριστικών</u>										
<u>Wave Propagation Angle</u>										
$\alpha =$	45	°	* Angle of Wave Approach (wave crest με ισοβαθείς)							
$\tan\theta =$	0.05		* Mean Seabed Slope							
<u>Διάθλαση και ρήγωση κυματισμού</u>										
Depth (m)	T (sec)	d/L	L (m)	Cg (m/sec)	Ks	$\theta$ (°)	Kr	Ho'	H <sub>s</sub> (m)	H <sub>max</sub> (m)
8	2.31	0.9500	8.42	1.81	0.9999	45.39	1.0035	0.35	0.35	0.63
6	2.31	0.7102	8.45	1.81	0.9989	45.58	1.0051	0.35	0.35	0.63
4	2.31	0.4803	8.33	1.85	0.9882	44.76	0.9979	0.35	0.35	0.62
Notes:										
* Wave heights appear at the input depths allowing for wave setup.										
* Significant wave heights near the shoreline may deviate from the calculated ones. It is proposed that shoreward of 0.5 Ho' any project is constructed with the Hs at 0.5 Ho'										

## ➤ Νοτιοδυτική διεύθυνση

T=75 έτη

<u>Χαρακτηριστικά κυματισμού στα βαθιά</u>										
H <sub>s</sub> =	1.41	m	* H <sub>m0</sub> = H <sub>1/3</sub> at deep waters (CEM 2003)							
T <sub>s</sub> =	4.50	sec	* T <sub>s</sub> = 0.93 T <sub>p</sub> (CEM 2003, BS 6349:1 - 2000, Goda 1985)							
T <sub>p</sub> =	4.84									
Lo =	31.61	m								
t <sub>x,u</sub> =	1.10	hrs	* Full Spectrum Development Time							
C <sub>o</sub> =	7.03	m/sec	* Wave celerity							
C <sub>g0</sub> =	3.51	m/sec	* Wave Group Celerity							
<u>Υπολογισμός τοπικών κυματικών χαρακτηριστικών</u>										
<u>Wave Propagation Angle</u>										
α =	100	°	* Angle of Wave Approach (wave crest με ισοβαθείς)							
tanθ =	0.05		* Mean Seabed Slope							
<u>Διάθλαση και ρήγωση κυματισμού</u>										
Depth (m)	T (sec)	d/L	L (m)	Cg (m/sec)	Ks	θ (°)	Kr	Ho'	H <sub>s</sub> (m)	H <sub>max</sub> (m)
20	4.50	0.6305	31.72	3.53	0.9975	81.18	1.0640	1.50	1.50	2.70
15	4.50	0.4764	31.49	3.60	0.9878	78.77	0.9443	1.33	1.32	2.37
10	4.50	0.3266	30.62	3.86	0.9541	72.52	0.7604	1.07	1.02	1.84
8	4.50	0.2705	29.57	4.03	0.9333	67.12	0.6683	0.94	0.88	1.59
6	4.50	0.2159	27.79	4.19	0.9159	59.97	0.5890	0.83	0.76	1.37
4	4.50	0.1632	24.51	4.17	0.9181	49.78	0.5186	0.73	0.67	1.21
<u>Notes:</u>										
* Wave heights appear at the input depths allowing for wave setup.										
* Significant wave heights near the shoreline may deviate from the calculated ones. It is proposed that shoreward of 0.5 Ho' any project is constructed with the Hs at 0.5 Ho'										

T=1 έτος

Χαρακτηριστικά κυματισμού στα βαθιά										
H <sub>s</sub> =	0.76	m	* H <sub>m0</sub> = H <sub>1/3</sub> at deep waters (CEM 2003)							
T <sub>s</sub> =	3.39	sec	* T <sub>s</sub> = 0.93 T <sub>p</sub> (CEM 2003, BS 6349:1 - 2000, Goda 1985)							
T <sub>p</sub> =	3.65									
Lo =	17.94	m								
t <sub>x,u</sub> =	1.45	hrs	* Full Spectrum Development Time							
C <sub>o</sub> =	5.29	m/sec	* Wave celerity							
C <sub>g0</sub> =	2.65	m/sec	* Wave Group Celerity							
Υπολογισμός τοπικών κυματικών χαρακτηριστικών										
Wave Propagation Angle										
α =	100	°	* Angle of Wave Approach (wave crest με ισοβαθείς)							
tanθ =	0.05		* Mean Seabed Slope							
Διάθλαση και ρήγωση κυματισμού										
Depth (m)	T (sec)	d/L	L (m)	Cg (m/sec)	Ks	θ (°)	Kr	Ho'	H <sub>s</sub> (m)	H <sub>max</sub> (m)
15	3.39	0.8301	18.07	2.65	0.9997	82.69	1.1683	0.89	0.89	1.60
10	3.39	0.5580	17.92	2.67	0.9946	79.64	0.9827	0.75	0.75	1.34
8	3.39	0.4482	17.85	2.73	0.9839	78.45	0.9312	0.71	0.70	1.26
6	3.39	0.3431	17.49	2.87	0.9595	73.72	0.7870	0.60	0.58	1.04
4	3.39	0.2438	16.41	3.10	0.9237	64.23	0.6320	0.48	0.45	0.80
Notes:										
* Wave heights appear at the input depths allowing for wave setup.										
* Significant wave heights near the shoreline may deviate from the calculated ones. It is proposed that shoreward of 0.5 Ho' any project is constructed with the Hs at 0.5 Ho'										



## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ**

### **Υπολογισμός Υδροδυναμικών Φορτίων επί του Κατακόρυφου Μετώπου**

## Στατικές Συνθήκες (T=75 έτη):

1. Wave data					
$H_{des} =$	1.96	m	(design wave along the quay wall face)		
$L_{o,l} =$	25.40	m	(wave length along the quay wall face)		
$T =$	4.25	sec	(wave period)		
$\rho_w =$	1.025	ton/m <sup>3</sup>	(specific weight of salt water)		
$h_s =$	9.00	m			
$h_b =$	5.00	m	(water depth at 5 x $H_s$ from the quay wall face)		
$h_c =$	2.20	m	(crown of the quay wall )		
$\beta =$	0	°	(incidence wave angle at the quay wall face)		
$d =$	3.50	m	(water depth in front of the quay wall)		
$h' =$	3.70	m	(water depth at the quay wall toe)		
$h_w =$	5.90	m	(total static height of the quay wall)		
$B =$	5.00	m	(width at the quay wall concrete base)		
$\gamma_w$	10.06	kN/m <sup>3</sup>			
2. Auxiliary parameters					
$\eta^* =$	2.94	m	(sea superelevation due to wave impact on the column face)		
$a^* =$	0.0314				
$a_2 =$	0.0314				
$a_3 =$	0.68				
$a_1 =$	0.61				
2. Pressure Diagrams					
$p_2 =$	3.16	kN/m <sup>2</sup>	(pressure at the top of the concrete column)		
$p_1 =$	12.55	kN/m <sup>2</sup>	(pressure at the SWL regarding the wave head)		
$p_3 =$	8.49	kN/m <sup>2</sup>	(pressure at the column concrete base)		
$p_u =$	8.07	kN/m <sup>2</sup>	(pressure below the concrete base)		
3. Calculation of resultant overturning loads (horizontal force and overturning moment)					
α. Incidence of the wave head					
$R_1 =$	17.28	+	38.92	=	56.20 kN/m
	force above SWL		force below SWL		total force
α1. Forces lever arm					
Force above SWL	4.58	m			
Force below SWL	1.97	m			
Overturning moment :	155.79	kN.m/m			
α2. Force below the base of the quay wall					
$R_3 =$	20.18	kN/m			
Lever arm	3.33	m			
α.2. Overturning moment					
$M_3 =$	67.27	kN.m/m			

Σεισμικές Συνθήκες (T=1 έτος):

1. Wave data						
$H_{des} =$	0.76	m	(design wave along the quay wall face)			
$L_{o,l} =$	10.47	m	(wave length along the quay wall face)			
$T =$	2.59	sec	(wave period)			
$\rho_w =$	1.025	ton/m <sup>3</sup>	(specific weight of salt water)			
$h_s =$	9.00	m				
$h_b =$	5.00	m	(water depth at 5 x $H_s$ from the quay wall face)			
$h_c =$	2.20	m	(crown of the quay wall )			
$\beta =$	0	°	(incidence wave angle at the quay wall face)			
$d =$	3.50	m	(water depth in front of the quay wall)			
$h' =$	3.70	m	(water depth at the quay wall toe)			
$h_w =$	5.90	m	(total static height of the quay wall)			
$B =$	5.00	m	(width at the quay wall concrete base)			
$\gamma_w$	10.06	kN/m <sup>3</sup>				
2. Auxiliary parameters						
$\eta^* =$	1.14	m	(sea superelevation due to wave impact on the column face)			
$a =$	0.0047					
$a_2 =$	0.0047					
$a_3 =$	0.59					
$a_1 =$	0.60					
2. Pressure Diagrams						
$p_2 =$	0.00	kN/m <sup>2</sup>	(pressure at the top of the concrete column)			
$p_1 =$	4.62	kN/m <sup>2</sup>	(pressure at the SWL regarding the wave head)			
$p_3 =$	2.74	kN/m <sup>2</sup>	(pressure at the column concrete base)			
$p_u =$	2.72	kN/m <sup>2</sup>	(pressure below the concrete base)			
3. Calculation of resultant overturning loads (horizontal force and overturning moment)						
α. Incidence of the wave head						
$R_1 =$	2.63	+	13.62	=	16.25	kN/m
	force above SWL		force below SWL		total force	
α1. Forces lever arm						
Force above SWL	4.08	m				
Force below SWL	2.01	m				
Overturning moment :	38.08	kN.m/m				
α2. Force below the base of the quay wall						
$R_3 =$	6.79	kN/m				
Lever arm	3.33	m				
α. 2. Overturning moment						
$M_3 =$	22.64	kN.m/m				

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ**

### **Αποτελέσματα Ελέγχου Ευστάθειας**

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ1.1**

**Έλεγχος ευστάθειας κρηπιδώματος παραβολής  
(Στατική Φόρτιση)**

## Prefab wall analysis

### Input data

#### Settings

(input for current task)

#### Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)

Coefficients EN 1992-1-1 : standard

#### Wall analysis

Active earth pressure calculation : Coulomb

Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel

Earthquake analysis : Mononobe-Okabe

Shape of earth wedge : Calculate as skew

Allowable eccentricity : 0,167

Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors			
Permanent design situation			
Safety factor for overturning :	$SF_o =$	1,75	[-]
Safety factor for sliding resistance :	$SF_s =$	1,75	[-]
Safety factor for bearing capacity :	$SF_b =$	1,75	[-]
Safety factor for sliding along geo-reinforcement :	$SF_{sr} =$	1,75	[-]

#### Geometry of structure

Slope of wall = 0,00 °

No.	Width b [m]	Height h [m]	Offset k [m]	Offs.(L) $\alpha_1$ [m]	Offs.(R) $\alpha_2$ [m]	Self w. [kN/m <sup>3</sup> ]	Friction [-]	Cohesion [kPa]	Shear bear.cap. $R_s$ [kN/m]
4	5,00	0,60	0,00	0,00	0,00	23,50	0,600	0,00	0,00
3	5,00	1,40	0,00	0,00	0,00	23,50	0,500	0,00	0,00
2	5,00	1,40	0,00	0,00	0,00	23,50	0,500	0,00	0,00
1	5,00	1,40	0,00	0,00	0,00	23,50	-	-	-

Note: Blocks are ordered from bottom to the top

#### Soil parameters

##### ΛΙΘΟΡΡΙΠΕΣ

Unit weight :  $\gamma = 17,50 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction :  $\varphi_{ef} = 37,00^\circ$

Cohesion of soil :  $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$

Angle of friction struc.-soil :  $\delta = 24,60^\circ$

Soil : cohesionless

Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 20,70 \text{ kN/m}^3$

#### Foundation

Type of foundation : input parameters of contact base-soil

##### Parameters

Friction coefficient base-soil  $\mu = 0,60$

Cohesion base-soil  $a = 0,00 \text{ kPa}$

#### Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Depth of terrain below the top of wall  $h = 4,80 \text{ m}$ .

**Water influence**

GWT behind the structure lies at a depth of -3,70 m

GWT in front of the structure lies at a depth of -3,70 m

Subgrade at the heel is not permeable.

Uplift in foot. bottom due to different pressures is not considered.

**Applied forces acting on the structure**

No.	Force new edit	Name	Action	F <sub>x</sub> [kN/m]	F <sub>z</sub> [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
1	Yes	Bollard (5kN/m)	permanent	-5,00	0,00	0,00	-4,70	-5,10
2	Yes	Wave (cope)	permanent	-11,54	0,00	0,00	0,00	-4,90
3	Yes	Wave submerged (T.O.1)	permanent	-10,85	0,00	0,00	0,00	-3,26
4	Yes	Wave (T.O.2)	permanent	-15,11	0,00	0,00	0,00	-2,12
5	Yes	Wave under quay wall	permanent	0,00	-20,18	0,00	-1,67	0,00
6	Yes	Τοιχίο	permanent	0,00	11,53	0,00	-1,25	-4,80
7	Yes	Wave total (above SWL)	permanent	-17,28	0,00	0,00	0,00	-4,58
8	Yes	Wave total (below SWL)	permanent	-38,92	0,00	0,00	0,00	-1,97

**Settings of the stage of construction**

Design situation : permanent

**Verification No. 1****Forces acting on construction**

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-2,67	379,00	2,50	1,000
Active pressure	0,00	0,01	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	0,00	0,00	5,00	1,000
Bollard (5kN/m)	5,00	-5,10	0,00	0,30	1,000
Wave (cope)	11,54	-4,90	0,00	5,00	0,000
Wave submerged (T.O.1)	10,85	-3,26	0,00	5,00	0,000
Wave (T.O.2)	15,11	-2,12	0,00	5,00	0,000
Wave under quay wall	0,00	0,00	-20,18	3,33	1,000
Τοιχίο	0,00	-4,80	11,53	3,75	1,000
Wave total (above SWL)	17,28	-4,58	0,00	5,00	1,000
Wave total (below SWL)	38,92	-1,97	0,00	5,00	1,000

**Verification of complete wall****Check for overturning stability**

Resisting moment  $M_{res} = 990,74$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 248,51$  kNm/m

Safety factor = 3,99 > 1,75

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

**Check for slip**

Resisting horizontal force  $H_{res} = 222,21$  kN/m



Active horizontal force  $H_{act} = 61,20 \text{ kN/m}$

Safety factor = 3,63 > 1,75

**Wall for slip is SATISFACTORY**

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

### Bearing capacity of foundation soil

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	183,65	370,35	61,20	0,099	92,40

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	183,65	370,35	61,20

### Verification of foundation soil

Stress in the footing bottom : trapezoid

#### Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force  $e = 0,099$

Maximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 0,167$

**Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY**

#### Verification of bearing capacity

Max. stress at footing bottom  $\sigma = 118,15 \text{ kPa}$

Bearing capacity of foundation soil  $R_d = 500,00 \text{ kPa}$

Safety factor = 4,23 > 1,75

**Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY**

**Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY**

### Dimensioning No. 1

Forces acting on construction

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-0,30	70,50	2,50	1,000
Active pressure	0,00	4,21	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	4,20	0,00	5,00	1,000
Bollard (5kN/m)	5,00	-0,90	0,00	0,30	1,000
Wave (cope)	11,54	-0,70	0,00	5,00	1,000
Wave submerged (T.O.1)	10,85	0,94	0,00	5,00	0,000
Wave (T.O.2)	15,11	2,08	0,00	5,00	0,000
Wave under quay wall	0,00	4,20	-20,18	3,33	0,000
Τοιχίο	0,00	-0,60	11,53	3,75	1,000
Wave total (above SWL)	17,28	-0,38	0,00	5,00	0,000
Wave total (below SWL)	38,92	2,23	0,00	5,00	0,000

**Verification of construction joint above the block No.: 3**

#### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 219,49 \text{ kNm/m}$

Overturning moment  $M_{ovr} = 12,58 \text{ kNm/m}$

Safety factor = 17,45 > 1,75

**Joint for overturning stability is SATISFACTORY**

#### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 49,22 \text{ kN/m}$

Active horizontal force  $H_{act} = 16,54 \text{ kN/m}$

Safety factor = 2,98 > 1,75

**Joint for slip is SATISFACTORY**

## Dimensioning No. 2

### Forces acting on construction

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-1,13	190,00	2,50	1,000
Active pressure	0,00	2,81	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	2,80	0,00	5,00	1,000
Bollard (5kN/m)	5,00	-2,30	0,00	0,30	1,000
Wave (cope)	11,54	-2,10	0,00	5,00	0,000
Wave submerged (T.O.1)	10,85	-0,46	0,00	5,00	1,000
Wave (T.O.2)	15,11	0,68	0,00	5,00	0,000
Wave under quay wall	0,00	2,80	-20,18	3,33	0,000
Τοιχίο	0,00	-2,00	11,53	3,75	1,000
Wave total (above SWL)	17,28	-1,78	0,00	5,00	1,000
Wave total (below SWL)	38,92	0,83	0,00	5,00	0,000

### Verification of construction joint above the block No.: 2

#### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 518,25 \text{ kNm/m}$

Overturning moment  $M_{ovr} = 47,25 \text{ kNm/m}$

Safety factor = 10,97 > 1,75

**Joint for overturning stability is SATISFACTORY**

#### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 100,77 \text{ kN/m}$

Active horizontal force  $H_{act} = 33,13 \text{ kN/m}$

Safety factor = 3,04 > 1,75

**Joint for slip is SATISFACTORY**

## Dimensioning No. 3

### Forces acting on construction

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-1,92	284,50	2,50	1,000
Active pressure	0,00	1,41	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	1,40	0,00	5,00	1,000

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Bollard (5kN/m)	5,00	-3,70	0,00	0,30	1,000
Wave (cope)	11,54	-3,50	0,00	5,00	0,000
Wave submerged (T.O.1)	10,85	-1,86	0,00	5,00	1,000
Wave (T.O.2)	15,11	-0,72	0,00	5,00	1,000
Wave under quay wall	0,00	1,40	-20,18	3,33	0,000
Τοιχίο	0,00	-3,40	11,53	3,75	1,000
Wave total (above SWL)	17,28	-3,18	0,00	5,00	1,000
Wave total (below SWL)	38,92	-0,57	0,00	5,00	0,000

**Verification of construction joint above the block No.: 1****Check for overturning stability**Resisting moment  $M_{res} = 754,50 \text{ kNm/m}$ Overturning moment  $M_{ovr} = 104,51 \text{ kNm/m}$ 

Safety factor = 7,22 &gt; 1,75

**Joint for overturning stability is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force  $H_{res} = 148,02 \text{ kN/m}$ Active horizontal force  $H_{act} = 48,24 \text{ kN/m}$ 

Safety factor = 3,07 &gt; 1,75

**Joint for slip is SATISFACTORY**

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ1.2**

### **Έλεγχος ευστάθειας κρηπιδώματος παραβολής (Σεισμική Φόρτιση)**

## Prefab wall analysis

### Input data

#### Settings

(input for current task)

#### Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)

Coefficients EN 1992-1-1 : standard

#### Wall analysis

Active earth pressure calculation : Coulomb

Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel

Earthquake analysis : Mononobe-Okabe

Shape of earth wedge : Calculate as skew

Allowable eccentricity : 0,333

Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors			
Seismic design situation			
Safety factor for overturning :	SF <sub>o</sub> =	1,00	[-]
Safety factor for sliding resistance :	SF <sub>s</sub> =	1,00	[-]
Safety factor for bearing capacity :	SF <sub>b</sub> =	1,00	[-]
Safety factor for sliding along geo-reinforcement :	SF <sub>sr</sub> =	1,00	[-]

#### Geometry of structure

Slope of wall = 0,00 °

No.	Width b [m]	Height h [m]	Offset k [m]	Offs.(L) o <sub>1</sub> [m]	Offs.(R) o <sub>2</sub> [m]	Self w. [kN/m <sup>3</sup> ]	Friction [-]	Cohesion [kPa]	Shear bear.cap. R <sub>s</sub> [kN/m]
4	5,00	0,60	0,00	0,00	0,00	23,50	0,600	0,00	0,00
3	5,00	1,40	0,00	0,00	0,00	23,50	0,500	0,00	0,00
2	5,00	1,40	0,00	0,00	0,00	23,50	0,500	0,00	0,00
1	5,00	1,40	0,00	0,00	0,00	23,50	-	-	-

Note: Blocks are ordered from bottom to the top

#### Soil parameters

##### ΛΙΘΟΡΡΙΠΕΣ

Unit weight :  $\gamma = 17,50 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction :  $\varphi_{\text{ef}} = 37,00^\circ$

Cohesion of soil :  $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$

Angle of friction struc.-soil :  $\delta = 24,60^\circ$

Soil : cohesionless

Saturated unit weight :  $\gamma_{\text{sat}} = 20,70 \text{ kN/m}^3$

#### Foundation

Type of foundation : input parameters of contact base-soil

##### Parameters

Friction coefficient base-soil  $\mu = 0,60$

Cohesion base-soil  $a = 0,00 \text{ kPa}$

#### Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Depth of terrain below the top of wall  $h = 4,80 \text{ m}$ .

**Water influence**

GWT behind the structure lies at a depth of -3,70 m

GWT in front of the structure lies at a depth of -3,70 m

Subgrade at the heel is not permeable.

Uplift in foot. bottom due to different pressures is not considered.

**Applied forces acting on the structure**

No.	Force		Name	Action	F <sub>x</sub> [kN/m]	F <sub>z</sub> [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
1	Yes		Bollard 10kN/m	permanent	-2,50	0,00	0,00	-4,70	-5,10
2	Yes		Τοίχιο	permanent	0,00	11,28	0,00	-1,25	-4,80
3	Yes		Westergard (T.O.1)	permanent	-1,16	0,00	0,00	0,00	-3,16
4	Yes		Westergard (T.O.2)	permanent	-4,72	0,00	0,00	0,00	-2,32
5	Yes		Wave total (above SWL)	permanent	-2,63	0,00	0,00	0,00	-4,08
6	Yes		Wave total (below SWL)	permanent	-13,62	0,00	0,00	0,00	-2,01
7	Yes		Wave force (cope)	permanent	-0,83	0,00	0,00	0,00	-4,41
8	Yes		Wave submerged (T.O.1)	permanent	-3,95	0,00	0,00	0,00	-3,26
9	Yes		Wave force (T.O.2)	permanent	-5,33	0,00	0,00	0,00	-2,12
10	Yes		Wave force (below quay wall)	permanent	0,00	-6,79	0,00	-1,67	0,00

**Earthquake**

Factor of horizontal acceleration  $K_h = 0,1200$

Factor of vertical acceleration  $K_v = 0,0720$

Water below the GWT is free.

Specific gravity of soil particles  $G_s = 2,60$ .

**Settings of the stage of construction**

Design situation : seismic

**Verification No. 1****Forces acting on construction**

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-2,67	379,00	2,50	1,000
Earthq.- constr.	67,68	-2,40	-40,61	2,50	1,000
Active pressure	0,00	0,01	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	0,00	0,00	5,00	1,000
Earthq.- act.pressure	0,00	0,00	0,00	5,00	1,000
Dynamic water pressure	9,63	-1,47	0,00	5,00	1,000
Dyn. water pressure at the front	9,63	-1,47	0,00	5,00	1,000
Bollard 10kN/m	2,50	-5,10	0,00	0,30	1,000
Τοίχιο	0,00	-4,80	11,28	3,75	1,000
Westergard (T.O.1)	1,16	-3,16	0,00	5,00	0,000

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Westergard (T.O.2)	4,72	-2,32	0,00	5,00	0,000
Wave total (above SWL)	2,63	-4,08	0,00	5,00	1,000
Wave total (below SWL)	13,62	-2,01	0,00	5,00	1,000
Wave force (cope)	0,83	-4,41	0,00	5,00	0,000
Wave submerged (T.O.1)	3,95	-3,26	0,00	5,00	0,000
Wave force (T.O.2)	5,33	-2,12	0,00	5,00	0,000
Wave force (below quay wall)	0,00	0,00	-6,79	3,33	1,000

**Verification of complete wall****Check for overturning stability**Resisting moment  $M_{res} = 888,28 \text{ kNm/m}$ Overturning moment  $M_{ovr} = 264,30 \text{ kNm/m}$ Safety factor =  $3,36 > 1,00$ **Wall for overturning is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force  $H_{res} = 205,73 \text{ kN/m}$ Active horizontal force  $H_{act} = 105,70 \text{ kN/m}$ Safety factor =  $1,95 > 1,00$ **Wall for slip is SATISFACTORY****Overall check - WALL is SATISFACTORY****Bearing capacity of foundation soil****Design load acting at the center of footing bottom**

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	233,23	342,88	105,70	0,136	94,21

**Service load acting at the center of footing bottom**

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	233,23	342,88	105,70

**Verification of foundation soil**

Stress in the footing bottom : trapezoid

**Eccentricity verification**Max. eccentricity of normal force  $e = 0,136$ Maximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 0,333$ **Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY****Verification of bearing capacity**Max. stress at footing bottom  $\sigma = 124,55 \text{ kPa}$ Bearing capacity of foundation soil  $R_d = 750,00 \text{ kPa}$ Safety factor =  $6,02 > 1,00$ **Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY****Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY**



**Dimensioning No. 1****Forces acting on construction**

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-0,30	70,50	2,50	1,000
Earthq.- constr.	8,46	-0,30	-5,08	2,50	1,000
Active pressure	0,00	4,21	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	4,20	0,00	5,00	1,000
Earthq.- act.pressure	0,00	4,20	0,00	5,00	1,000
Dynamic water pressure	9,63	2,73	0,00	5,00	0,000
Dyn. water pressure at the front	9,63	2,73	0,00	5,00	0,000
Bollard 10kN/m	2,50	-0,90	0,00	0,30	1,000
Τοιχίο	0,00	-0,60	11,28	3,75	1,000
Westergard (T.O.1)	1,16	1,04	0,00	5,00	0,000
Westergard (T.O.2)	4,72	1,88	0,00	5,00	0,000
Wave total (above SWL)	2,63	0,12	0,00	5,00	0,000
Wave total (below SWL)	13,62	2,19	0,00	5,00	0,000
Wave force (cope)	0,83	-0,21	0,00	5,00	1,000
Wave submerged (T.O.1)	3,95	0,94	0,00	5,00	0,000
Wave force (T.O.2)	5,33	2,08	0,00	5,00	0,000
Wave force (below quay wall)	0,00	4,20	-6,79	3,33	0,000

**Verification of construction joint above the block No.: 3****Check for overturning stability**Resisting moment  $M_{res} = 205,86 \text{ kNm/m}$ Overturning moment  $M_{ovr} = 4,96 \text{ kNm/m}$ 

Safety factor = 41,49 &gt; 1,00

**Joint for overturning stability is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force  $H_{res} = 46,02 \text{ kN/m}$ Active horizontal force  $H_{act} = 11,79 \text{ kN/m}$ 

Safety factor = 3,90 &gt; 1,00

**Joint for slip is SATISFACTORY****Dimensioning No. 2****Forces acting on construction**

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-1,13	190,00	2,50	1,000
Earthq.- constr.	28,20	-1,00	-16,92	2,50	1,000
Active pressure	0,00	2,81	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	2,80	0,00	5,00	1,000
Earthq.- act.pressure	0,00	2,80	0,00	5,00	1,000
Dynamic water pressure	9,63	1,33	0,00	5,00	0,000
Dyn. water pressure at the front	9,63	1,33	0,00	5,00	0,000

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Bollard 10kN/m	2,50	-2,30	0,00	0,30	1,000
Τοιχίο	0,00	-2,00	11,28	3,75	1,000
Westergard (T.O.1)	1,16	-0,36	0,00	5,00	2,000
Westergard (T.O.2)	4,72	0,48	0,00	5,00	0,000
Wave total (above SWL)	2,63	-1,28	0,00	5,00	1,000
Wave total (below SWL)	13,62	0,79	0,00	5,00	0,000
Wave force (cope)	0,83	-1,61	0,00	5,00	0,000
Wave submerged (T.O.1)	3,95	-0,46	0,00	5,00	1,000
Wave force (T.O.2)	5,33	0,68	0,00	5,00	0,000
Wave force (below quay wall)	0,00	2,80	-6,79	3,33	0,000

**Verification of construction joint above the block No.: 2****Check for overturning stability**Resisting moment  $M_{res} = 475,01 \text{ kNm/m}$ Overturning moment  $M_{ovr} = 39,97 \text{ kNm/m}$ 

Safety factor = 11,88 &gt; 1,00

**Joint for overturning stability is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force  $H_{res} = 92,18 \text{ kN/m}$ Active horizontal force  $H_{act} = 39,60 \text{ kN/m}$ 

Safety factor = 2,33 &gt; 1,00

**Joint for slip is SATISFACTORY****Dimensioning No. 3****Forces acting on construction**

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-1,92	284,50	2,50	1,000
Earthq.- constr.	47,94	-1,70	-28,76	2,50	1,000
Active pressure	0,00	1,41	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	1,40	0,00	5,00	1,000
Earthq.- act.pressure	0,00	1,40	0,00	5,00	1,000
Dynamic water pressure	9,63	-0,07	0,00	5,00	0,000
Dyn. water pressure at the front	9,63	-0,07	0,00	5,00	0,000
Bollard 10kN/m	2,50	-3,70	0,00	0,30	1,000
Τοιχίο	0,00	-3,40	11,28	3,75	1,000
Westergard (T.O.1)	1,16	-1,76	0,00	5,00	0,000
Westergard (T.O.2)	4,72	-0,92	0,00	5,00	2,000
Wave total (above SWL)	2,63	-2,68	0,00	5,00	1,000
Wave total (below SWL)	13,62	-0,61	0,00	5,00	0,000
Wave force (cope)	0,83	-3,01	0,00	5,00	0,000
Wave submerged (T.O.1)	3,95	-1,86	0,00	5,00	1,000
Wave force (T.O.2)	5,33	-0,72	0,00	5,00	1,000
Wave force (below quay wall)	0,00	1,40	-6,79	3,33	0,000

**Verification of construction joint above the block No.: 1**

**Check for overturning stability**

Resisting moment  $M_{res} = 681,65 \text{ kNm/m}$

Overturning moment  $M_{ovr} = 117,67 \text{ kNm/m}$

Safety factor =  $5,79 > 1,00$

**Joint for overturning stability is SATISFACTORY**

**Check for slip**

Resisting horizontal force  $H_{res} = 133,51 \text{ kN/m}$

Active horizontal force  $H_{act} = 71,79 \text{ kN/m}$

Safety factor =  $1,86 > 1,00$

**Joint for slip is SATISFACTORY**

### **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ1.3**

#### **Έλεγχος ευστάθειας κρηπιδώματος παραβολής (Ατυχηματική Φόρτιση)**

## Prefab wall analysis

### Input data

#### Settings

(input for current task)

#### Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)

Coefficients EN 1992-1-1 : standard

#### Wall analysis

Active earth pressure calculation : Coulomb

Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel

Earthquake analysis : Mononobe-Okabe

Shape of earth wedge : Calculate as skew

Allowable eccentricity : 0,167

Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors			
Accidental design situation			
Safety factor for overturning :	$SF_o =$	1,00	[-]
Safety factor for sliding resistance :	$SF_s =$	1,00	[-]
Safety factor for bearing capacity :	$SF_b =$	1,00	[-]
Safety factor for sliding along geo-reinforcement :	$SF_{sr} =$	1,00	[-]

#### Geometry of structure

Slope of wall = 0,00 °

No.	Width b [m]	Height h [m]	Offset k [m]	Offs.(L) $\alpha_1$ [m]	Offs.(R) $\alpha_2$ [m]	Self w. [kN/m <sup>3</sup> ]	Friction [-]	Cohesion [kPa]	Shear bear.cap. $R_s$ [kN/m]
4	5,00	0,60	0,00	0,00	0,00	23,50	0,600	0,00	0,00
3	5,00	1,40	0,00	0,00	0,00	23,50	0,500	0,00	0,00
2	5,00	1,40	0,00	0,00	0,00	23,50	0,500	0,00	0,00
1	5,00	1,40	0,00	0,00	0,00	23,50	-	-	-

Note: Blocks are ordered from bottom to the top

#### Soil parameters

##### ΛΙΘΟΡΡΙΠΕΣ

Unit weight :  $\gamma = 17,50 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction :  $\varphi_{ef} = 37,00^\circ$

Cohesion of soil :  $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$

Angle of friction struc.-soil :  $\delta = 24,60^\circ$

Soil : cohesionless

Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 20,70 \text{ kN/m}^3$

#### Foundation

Type of foundation : input parameters of contact base-soil

##### Parameters

Friction coefficient base-soil  $\mu = 0,60$

Cohesion base-soil  $a = 0,00 \text{ kPa}$

#### Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Depth of terrain below the top of wall  $h = 4,80 \text{ m}$ .

**Water influence**

GWT behind the structure lies at a depth of -3,70 m

GWT in front of the structure lies at a depth of -3,70 m

Subgrade at the heel is not permeable.

Uplift in foot. bottom due to different pressures is not considered.

**Applied forces acting on the structure**

No.	Force new edit	Name	Action	F <sub>x</sub> [kN/m]	F <sub>z</sub> [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
1	Yes	Bollard (5kN/m)	permanent	-5,00	0,00	0,00	-4,70	-5,10
2	Yes	Toίχιο	permanent	0,00	11,53	0,00	-1,25	-4,80
3	Yes	Fender	permanent	-15,00	0,00	0,00	0,00	-4,50

**Settings of the stage of construction**

Design situation : accidental

**Verification No. 1****Forces acting on construction**

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-2,67	379,00	2,50	1,000
Active pressure	0,00	0,01	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	0,00	0,00	5,00	1,000
Bollard (5kN/m)	5,00	-5,10	0,00	0,30	1,000
Toίχιο	0,00	-4,80	11,53	3,75	1,000
Fender	15,00	-4,50	0,00	5,00	1,000

**Verification of complete wall****Check for overturning stability**

Resisting moment  $M_{res} = 990,74 \text{ kNm/m}$

Overturning moment  $M_{ovr} = 93,00 \text{ kNm/m}$

Safety factor = 10,65 > 1,00

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

**Check for slip**

Resisting horizontal force  $H_{res} = 234,32 \text{ kN/m}$

Active horizontal force  $H_{act} = 20,00 \text{ kN/m}$

Safety factor = 11,72 > 1,00

**Wall for slip is SATISFACTORY**

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

**Bearing capacity of foundation soil****Design load acting at the center of footing bottom**

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	78,59	390,53	20,00	0,040	84,94

**Service load acting at the center of footing bottom**

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	78,59	390,53	20,00

**Verification of foundation soil**

Stress in the footing bottom : trapezoid

**Eccentricity verification**

Max. eccentricity of normal force  $e = 0,040$

Maximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 0,167$

**Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY**

**Verification of bearing capacity**

Max. stress at footing bottom  $\sigma = 96,97 \text{ kPa}$

Bearing capacity of foundation soil  $R_d = 500,00 \text{ kPa}$

Safety factor =  $5,16 > 1,00$

**Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY**

**Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY**

**Dimensioning No. 1****Forces acting on construction**

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-0,30	70,50	2,50	1,000
Active pressure	0,00	4,21	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	4,20	0,00	5,00	1,000
Bollard (5kN/m)	5,00	-0,90	0,00	0,30	1,000
Τοιχίο	0,00	-0,60	11,53	3,75	1,000
Fender	15,00	-0,30	0,00	5,00	1,000

**Verification of construction joint above the block No.: 3****Check for overturning stability**

Resisting moment  $M_{res} = 219,49 \text{ kNm/m}$

Overturning moment  $M_{ovr} = 9,00 \text{ kNm/m}$

Safety factor =  $24,39 > 1,00$

**Joint for overturning stability is SATISFACTORY**

**Check for slip**

Resisting horizontal force  $H_{res} = 49,22 \text{ kN/m}$

Active horizontal force  $H_{act} = 20,00 \text{ kN/m}$

Safety factor =  $2,46 > 1,00$

**Joint for slip is SATISFACTORY**

**Dimensioning No. 2****Forces acting on construction**

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-1,13	190,00	2,50	1,000

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Active pressure	0,00	2,81	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	2,80	0,00	5,00	1,000
Bollard (5kN/m)	5,00	-2,30	0,00	0,30	1,000
Τοιχίο	0,00	-2,00	11,53	3,75	1,000
Fender	15,00	-1,70	0,00	5,00	1,000

**Verification of construction joint above the block No.: 2****Check for overturning stability**Resisting moment  $M_{res} = 518,25 \text{ kNm/m}$ Overturning moment  $M_{ovr} = 37,00 \text{ kNm/m}$ 

Safety factor = 14,01 &gt; 1,00

**Joint for overturning stability is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force  $H_{res} = 100,77 \text{ kN/m}$ Active horizontal force  $H_{act} = 20,00 \text{ kN/m}$ 

Safety factor = 5,04 &gt; 1,00

**Joint for slip is SATISFACTORY****Dimensioning No. 3****Forces acting on construction**

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-1,92	284,50	2,50	1,000
Active pressure	0,00	1,41	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	1,40	0,00	5,00	1,000
Bollard (5kN/m)	5,00	-3,70	0,00	0,30	1,000
Τοιχίο	0,00	-3,40	11,53	3,75	1,000
Fender	15,00	-3,10	0,00	5,00	1,000

**Verification of construction joint above the block No.: 1****Check for overturning stability**Resisting moment  $M_{res} = 754,50 \text{ kNm/m}$ Overturning moment  $M_{ovr} = 65,00 \text{ kNm/m}$ 

Safety factor = 11,61 &gt; 1,00

**Joint for overturning stability is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force  $H_{res} = 148,02 \text{ kN/m}$ Active horizontal force  $H_{act} = 20,00 \text{ kN/m}$ 

Safety factor = 7,40 &gt; 1,00

**Joint for slip is SATISFACTORY**



**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ2.1**

**Έλεγχος ευστάθειας βάθρου γεφυρώματος  
(Στατική Φόρτιση)**

## Prefab wall analysis

### Input data

#### Settings

(input for current task)

#### Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)

Coefficients EN 1992-1-1 : standard

#### Wall analysis

Active earth pressure calculation : Coulomb

Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel

Earthquake analysis : Mononobe-Okabe

Shape of earth wedge : Calculate as skew

Allowable eccentricity : 0,167

Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors			
Permanent design situation			
Safety factor for overturning :	$SF_o =$	1,75	[-]
Safety factor for sliding resistance :	$SF_s =$	1,75	[-]
Safety factor for bearing capacity :	$SF_b =$	1,75	[-]
Safety factor for sliding along geo-reinforcement :	$SF_{sr} =$	1,75	[-]

#### Geometry of structure

Slope of wall = 0,00 °

No.	Width b [m]	Height h [m]	Offset k [m]	Offs.(L) $\alpha_1$ [m]	Offs.(R) $\alpha_2$ [m]	Self w. [kN/m <sup>3</sup> ]	Friction [-]	Cohesion [kPa]	Shear bear.cap. $R_s$ [kN/m]
4	5,00	0,60	0,00	0,00	0,00	48,00	0,600	0,00	0,00
3	5,00	1,40	0,00	0,00	0,00	23,50	0,500	0,00	0,00
2	5,00	1,40	0,00	0,00	0,00	23,50	0,500	0,00	0,00
1	5,00	1,40	0,00	0,00	0,00	23,50	-	-	-

Note: Blocks are ordered from bottom to the top

#### Soil parameters

##### ΛΙΘΟΡΡΙΠΕΣ

Unit weight :  $\gamma = 17,50 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction :  $\varphi_{ef} = 37,00^\circ$

Cohesion of soil :  $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$

Angle of friction struc.-soil :  $\delta = 24,60^\circ$

Soil : cohesionless

Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 20,70 \text{ kN/m}^3$

#### Foundation

Type of foundation : input parameters of contact base-soil

##### Parameters

Friction coefficient base-soil  $\mu = 0,60$

Cohesion base-soil  $a = 0,00 \text{ kPa}$

#### Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Depth of terrain below the top of wall  $h = 4,80 \text{ m}$ .

**Water influence**

GWT behind the structure lies at a depth of -3,70 m

GWT in front of the structure lies at a depth of -3,70 m

Subgrade at the heel is not permeable.

Uplift in foot. bottom due to different pressures is not considered.

**Applied forces acting on the structure**

No.	Force new edit	Name	Action	$F_x$ [kN/m]	$F_z$ [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
1	Yes	Wave (cope)	permanent	-11,54	0,00	0,00	0,00	-4,90
2	Yes	Wave submerged (T.O.1)	permanent	-10,85	0,00	0,00	0,00	-3,26
3	Yes	Wave (T.O.2)	permanent	-15,11	0,00	0,00	0,00	-2,12
4	Yes	Wave under quay wall	permanent	0,00	-20,18	0,00	-1,67	0,00
5	Yes	Τοιχίο	permanent	0,00	11,53	0,00	-1,25	-4,80
6	Yes	Wave total (above SWL)	permanent	-17,28	0,00	0,00	0,00	-4,58
7	Yes	Wave total (below SWL)	permanent	-38,92	0,00	0,00	0,00	-1,97

**Settings of the stage of construction**

Design situation : permanent

**Verification No. 1****Forces acting on construction**

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-2,97	452,50	2,50	1,000
Active pressure	0,00	0,01	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	0,00	0,00	5,00	1,000
Wave (cope)	11,54	-4,90	0,00	5,00	0,000
Wave submerged (T.O.1)	10,85	-3,26	0,00	5,00	0,000
Wave (T.O.2)	15,11	-2,12	0,00	5,00	0,000
Wave under quay wall	0,00	0,00	-20,18	3,33	1,000
Τοιχίο	0,00	-4,80	11,53	3,75	1,000
Wave total (above SWL)	17,28	-4,58	0,00	5,00	1,000
Wave total (below SWL)	38,92	-1,97	0,00	5,00	1,000

**Verification of complete wall****Check for overturning stability**

Resisting moment  $M_{res} = 1174,49$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 223,01$  kNm/m

Safety factor = 5,27 > 1,75

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

**Check for slip**

Resisting horizontal force  $H_{res} = 266,31$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 56,20$  kN/m

Safety factor = 4,74 > 1,75

Wall for slip is **SATISFACTORY**

Overall check - WALL is **SATISFACTORY**

### Bearing capacity of foundation soil

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	158,15	443,85	56,20	0,071	103,53

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	158,15	443,85	56,20

### Verification of foundation soil

Stress in the footing bottom : trapezoid

### Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force  $e = 0,071$

Maximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 0,167$

Eccentricity of the normal force is **SATISFACTORY**

### Verification of bearing capacity

Max. stress at footing bottom  $\sigma = 126,73$  kPa

Bearing capacity of foundation soil  $R_d = 500,00$  kPa

Safety factor =  $3,95 > 1,75$

Bearing capacity of foundation soil is **SATISFACTORY**

Overall verification - bearing capacity of found. soil is **SATISFACTORY**

### Dimensioning No. 1

Forces acting on construction

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-0,30	144,00	2,50	1,000
Active pressure	0,00	4,21	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	4,20	0,00	5,00	1,000
Wave (cope)	11,54	-0,70	0,00	5,00	1,000
Wave submerged (T.O.1)	10,85	0,94	0,00	5,00	0,000
Wave (T.O.2)	15,11	2,08	0,00	5,00	0,000
Wave under quay wall	0,00	4,20	-20,18	3,33	0,000
Toίχιό	0,00	-0,60	11,53	3,75	1,000
Wave total (above SWL)	17,28	-0,38	0,00	5,00	0,000
Wave total (below SWL)	38,92	2,23	0,00	5,00	0,000

### Verification of construction joint above the block No.: 3

### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 403,24$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 8,08$  kNm/m

Safety factor =  $49,92 > 1,75$

Joint for overturning stability is **SATISFACTORY**

**Check for slip**Resisting horizontal force  $H_{res} = 93,32 \text{ kN/m}$ Active horizontal force  $H_{act} = 11,54 \text{ kN/m}$ 

Safety factor = 8,09 &gt; 1,75

**Joint for slip is SATISFACTORY****Dimensioning No. 2****Forces acting on construction**

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-1,29	263,50	2,50	1,000
Active pressure	0,00	2,81	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	2,80	0,00	5,00	1,000
Wave (cope)	11,54	-2,10	0,00	5,00	0,000
Wave submerged (T.O.1)	10,85	-0,46	0,00	5,00	1,000
Wave (T.O.2)	15,11	0,68	0,00	5,00	0,000
Wave under quay wall	0,00	2,80	-20,18	3,33	0,000
Τοιχίο	0,00	-2,00	11,53	3,75	1,000
Wave total (above SWL)	17,28	-1,78	0,00	5,00	1,000
Wave total (below SWL)	38,92	0,83	0,00	5,00	0,000

**Verification of construction joint above the block No.: 2****Check for overturning stability**Resisting moment  $M_{res} = 702,00 \text{ kNm/m}$ Overturning moment  $M_{ovr} = 35,75 \text{ kNm/m}$ 

Safety factor = 19,64 &gt; 1,75

**Joint for overturning stability is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force  $H_{res} = 137,52 \text{ kN/m}$ Active horizontal force  $H_{act} = 28,13 \text{ kN/m}$ 

Safety factor = 4,89 &gt; 1,75

**Joint for slip is SATISFACTORY****Dimensioning No. 3****Forces acting on construction**

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-2,16	358,00	2,50	1,000
Active pressure	0,00	1,41	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	1,40	0,00	5,00	0,000
Wave (cope)	11,54	-3,50	0,00	5,00	0,000
Wave submerged (T.O.1)	10,85	-1,86	0,00	5,00	1,000
Wave (T.O.2)	15,11	-0,72	0,00	5,00	1,000
Wave under quay wall	0,00	1,40	-20,18	3,33	0,000

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Τοιχίο	0,00	-3,40	11,53	3,75	1,000
Wave total (above SWL)	17,28	-3,18	0,00	5,00	1,000
Wave total (below SWL)	38,92	-0,57	0,00	5,00	0,000

**Verification of construction joint above the block No.: 1****Check for overturning stability**Resisting moment  $M_{res} = 938,25 \text{ kNm/m}$ Overturning moment  $M_{ovr} = 86,01 \text{ kNm/m}$ 

Safety factor = 10,91 &gt; 1,75

**Joint for overturning stability is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force  $H_{res} = 184,77 \text{ kN/m}$ Active horizontal force  $H_{act} = 43,24 \text{ kN/m}$ 

Safety factor = 4,27 &gt; 1,75

**Joint for slip is SATISFACTORY**

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ2.2**

### **Έλεγχος ευστάθειας γεφυρώματος βάθρου (Σεισμική Φόρτιση)**

## Prefab wall analysis

### Input data

#### Settings

(input for current task)

#### Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)

Coefficients EN 1992-1-1 : standard

#### Wall analysis

Active earth pressure calculation : Coulomb

Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel

Earthquake analysis : Mononobe-Okabe

Shape of earth wedge : Calculate as skew

Allowable eccentricity : 0,333

Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors			
Seismic design situation			
Safety factor for overturning :	$SF_o =$	1,00	[-]
Safety factor for sliding resistance :	$SF_s =$	1,00	[-]
Safety factor for bearing capacity :	$SF_b =$	1,00	[-]
Safety factor for sliding along geo-reinforcement :	$SF_{sr} =$	1,00	[-]

#### Geometry of structure

Slope of wall = 0,00 °

No.	Width b [m]	Height h [m]	Offset k [m]	Offs.(L) $\alpha_1$ [m]	Offs.(R) $\alpha_2$ [m]	Self w. [kN/m <sup>3</sup> ]	Friction [-]	Cohesion [kPa]	Shear bear.cap. $R_s$ [kN/m]
4	5,00	0,60	0,00	0,00	0,00	48,00	0,600	0,00	0,00
3	5,00	1,40	0,00	0,00	0,00	23,50	0,500	0,00	0,00
2	5,00	1,40	0,00	0,00	0,00	23,50	0,500	0,00	0,00
1	5,00	1,40	0,00	0,00	0,00	23,50	-	-	-

Note: Blocks are ordered from bottom to the top

#### Soil parameters

##### ΛΙΘΟΡΡΙΠΕΣ

Unit weight :  $\gamma = 17,50 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction :  $\varphi_{ef} = 37,00^\circ$

Cohesion of soil :  $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$

Angle of friction struc.-soil :  $\delta = 24,60^\circ$

Soil : cohesionless

Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 20,70 \text{ kN/m}^3$

#### Foundation

Type of foundation : input parameters of contact base-soil

##### Parameters

Friction coefficient base-soil  $\mu = 0,60$

Cohesion base-soil  $a = 0,00 \text{ kPa}$

#### Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Depth of terrain below the top of wall  $h = 4,80 \text{ m}$ .



**Water influence**

GWT behind the structure lies at a depth of -3,70 m

GWT in front of the structure lies at a depth of -3,70 m

Subgrade at the heel is not permeable.

Uplift in foot. bottom due to different pressures is not considered.

**Applied forces acting on the structure**

No.	Force new edit	Name	Action	F <sub>x</sub> [kN/m]	F <sub>z</sub> [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
1	Yes	Τοίχιο	permanent	0,00	11,28	0,00	-1,25	-4,80
2	Yes	Westergard (T.O.1)	permanent	-1,16	0,00	0,00	0,00	-3,16
3	Yes	Westergard (T.O.2)	permanent	-4,72	0,00	0,00	0,00	-2,32
4	Yes	Wave total (above SWL)	permanent	-2,63	0,00	0,00	0,00	-4,08
5	Yes	Wave total (below SWL)	permanent	-13,62	0,00	0,00	0,00	-2,01
6	Yes	Wave force (cope)	permanent	-0,83	0,00	0,00	0,00	-4,41
7	Yes	Wave submerged (T.O.1)	permanent	-3,95	0,00	0,00	0,00	-3,26
8	Yes	Wave force (T.O.2)	permanent	-5,33	0,00	0,00	0,00	-2,12
9	Yes	Wave force (below quay wall)	permanent	0,00	-6,79	0,00	-1,67	0,00

**Earthquake**

Factor of horizontal acceleration  $K_h = 0,1200$

Factor of vertical acceleration  $K_v = 0,0720$

Water below the GWT is free.

Specific gravity of soil particles  $G_s = 2,60$ .

**Settings of the stage of construction**

Design situation : seismic

**Verification No. 1****Forces acting on construction**

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-2,97	452,50	2,50	1,000
Earthq.- constr.	76,50	-2,64	-45,90	2,50	1,000
Active pressure	0,00	0,01	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	0,00	0,00	5,00	1,000
Earthq.- act.pressure	0,00	0,00	0,00	5,00	1,000
Dynamic water pressure	9,63	-1,47	0,00	5,00	1,000
Dyn. water pressure at the front	9,63	-1,47	0,00	5,00	1,000
Τοίχιο	0,00	-4,80	11,28	3,75	1,000
Westergard (T.O.1)	1,16	-3,16	0,00	5,00	0,000
Westergard (T.O.2)	4,72	-2,32	0,00	5,00	0,000
Wave total (above SWL)	2,63	-4,08	0,00	5,00	1,000
Wave total (below SWL)	13,62	-2,01	0,00	5,00	1,000

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Wave force (cope)	0,83	-4,41	0,00	5,00	0,000
Wave submerged (T.O.1)	3,95	-3,26	0,00	5,00	0,000
Wave force (T.O.2)	5,33	-2,12	0,00	5,00	0,000
Wave force (below quay wall)	0,00	0,00	-6,79	3,33	1,000

**Verification of complete wall****Check for overturning stability**Resisting moment  $M_{res} = 1058,80 \text{ kNm/m}$ Overturning moment  $M_{ovr} = 291,24 \text{ kNm/m}$ 

Safety factor = 3,64 &gt; 1,00

**Wall for overturning is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force  $H_{res} = 246,65 \text{ kN/m}$ Active horizontal force  $H_{act} = 112,02 \text{ kN/m}$ 

Safety factor = 2,20 &gt; 1,00

**Wall for slip is SATISFACTORY****Overall check - WALL is SATISFACTORY****Bearing capacity of foundation soil****Design load acting at the center of footing bottom**

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	260,17	411,09	112,02	0,127	110,09

**Service load acting at the center of footing bottom**

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	260,17	411,09	112,02

**Verification of foundation soil**

Stress in the footing bottom : trapezoid

**Eccentricity verification**Max. eccentricity of normal force  $e = 0,127$ Maximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 0,333$ **Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY****Verification of bearing capacity**Max. stress at footing bottom  $\sigma = 144,66 \text{ kPa}$ Bearing capacity of foundation soil  $R_d = 750,00 \text{ kPa}$ 

Safety factor = 5,18 &gt; 1,00

**Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY****Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY**

**Dimensioning No. 1****Forces acting on construction**

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-0,30	144,00	2,50	1,000
Earthq.- constr.	17,28	-0,30	-10,37	2,50	1,000
Active pressure	0,00	4,21	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	4,20	0,00	5,00	1,000
Earthq.- act.pressure	0,00	4,20	0,00	5,00	1,000
Dynamic water pressure	9,63	2,73	0,00	5,00	0,000
Dyn. water pressure at the front	9,63	2,73	0,00	5,00	0,000
Τοιχίο	0,00	-0,60	11,28	3,75	1,000
Westergard (T.O.1)	1,16	1,04	0,00	5,00	0,000
Westergard (T.O.2)	4,72	1,88	0,00	5,00	0,000
Wave total (above SWL)	2,63	0,12	0,00	5,00	0,000
Wave total (below SWL)	13,62	2,19	0,00	5,00	0,000
Wave force (cope)	0,83	-0,21	0,00	5,00	1,000
Wave submerged (T.O.1)	3,95	0,94	0,00	5,00	0,000
Wave force (T.O.2)	5,33	2,08	0,00	5,00	0,000
Wave force (below quay wall)	0,00	4,20	-6,79	3,33	0,000

**Verification of construction joint above the block No.: 3****Check for overturning stability**Resisting moment  $M_{res} = 376,38 \text{ kNm/m}$ Overturning moment  $M_{ovr} = 5,36 \text{ kNm/m}$ 

Safety factor = 70,25 &gt; 1,00

**Joint for overturning stability is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force  $H_{res} = 86,95 \text{ kN/m}$ Active horizontal force  $H_{act} = 18,11 \text{ kN/m}$ 

Safety factor = 4,80 &gt; 1,00

**Joint for slip is SATISFACTORY****Dimensioning No. 2****Forces acting on construction**

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-1,29	263,50	2,50	1,000
Earthq.- constr.	37,02	-1,17	-22,21	2,50	1,000
Active pressure	0,00	2,81	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	2,80	0,00	5,00	1,000
Earthq.- act.pressure	0,00	2,80	0,00	5,00	1,000
Dynamic water pressure	9,63	1,33	0,00	5,00	0,000
Dyn. water pressure at the front	9,63	1,33	0,00	5,00	0,000
Τοιχίο	0,00	-2,00	11,28	3,75	1,000

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Westergard (T.O.1)	1,16	-0,36	0,00	5,00	2,000
Westergard (T.O.2)	4,72	0,48	0,00	5,00	0,000
Wave total (above SWL)	2,63	-1,28	0,00	5,00	1,000
Wave total (below SWL)	13,62	0,79	0,00	5,00	0,000
Wave force (cope)	0,83	-1,61	0,00	5,00	0,000
Wave submerged (T.O.1)	3,95	-0,46	0,00	5,00	1,000
Wave force (T.O.2)	5,33	0,68	0,00	5,00	0,000
Wave force (below quay wall)	0,00	2,80	-6,79	3,33	0,000

**Verification of construction joint above the block No.: 2****Check for overturning stability**Resisting moment  $M_{res} = 645,53 \text{ kNm/m}$ Overturning moment  $M_{ovr} = 49,21 \text{ kNm/m}$ 

Safety factor = 13,12 &gt; 1,00

**Joint for overturning stability is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force  $H_{res} = 126,29 \text{ kN/m}$ Active horizontal force  $H_{act} = 45,92 \text{ kN/m}$ 

Safety factor = 2,75 &gt; 1,00

**Joint for slip is SATISFACTORY****Dimensioning No. 3****Forces acting on construction**

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-2,16	358,00	2,50	1,000
Earthq.- constr.	56,76	-1,92	-34,06	2,50	1,000
Active pressure	0,00	1,41	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	1,40	0,00	5,00	1,000
Earthq.- act.pressure	0,00	1,40	0,00	5,00	1,000
Dynamic water pressure	9,63	-0,07	0,00	5,00	0,000
Dyn. water pressure at the front	9,63	-0,07	0,00	5,00	0,000
Τοιχίο	0,00	-3,40	11,28	3,75	1,000
Westergard (T.O.1)	1,16	-1,76	0,00	5,00	0,000
Westergard (T.O.2)	4,72	-0,92	0,00	5,00	2,000
Wave total (above SWL)	2,63	-2,68	0,00	5,00	1,000
Wave total (below SWL)	13,62	-0,61	0,00	5,00	0,000
Wave force (cope)	0,83	-3,01	0,00	5,00	0,000
Wave submerged (T.O.1)	3,95	-1,86	0,00	5,00	1,000
Wave force (T.O.2)	5,33	-0,72	0,00	5,00	1,000
Wave force (below quay wall)	0,00	1,40	-6,79	3,33	0,000

**Verification of construction joint above the block No.: 1****Check for overturning stability**Resisting moment  $M_{res} = 852,17 \text{ kNm/m}$

Overturning moment  $M_{ovr} = 135,76 \text{ kNm/m}$

Safety factor =  $6,28 > 1,00$

**Joint for overturning stability is SATISFACTORY**

**Check for slip**

Resisting horizontal force  $H_{res} = 167,61 \text{ kN/m}$

Active horizontal force  $H_{act} = 78,11 \text{ kN/m}$

Safety factor =  $2,15 > 1,00$

**Joint for slip is SATISFACTORY**

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ε**

### **Διαστασιολόγηση Συστήματος Προστασίας Ποδός**

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ε1**

### **Υπολογισμός πυθμενικής ταχύτητας**

Πλοίο Σχεδιασμού			
Length (m)	15		
Beam (Bs) (m)	4.9		
Draft (Ts) (m)	1.3		
Υπολογισμός Ισχύος και Διαμέτρου Προπέλας (Motorboat/Sailing boat)			
	428		
$P_{main}$ (kW)	856.0		
$D_{p,main}$	1.00		
Υπολογισμός Ταχύτητας Νερού από την Προπέλα			
$C_3$	1.48	free propellers	
	1.17	ducted propellers	
$f_p$	0.1	5%-15%	
$\rho_w$	1.025	ton/m <sup>3</sup>	
$V_o$ (m/s)	6.37	free propellers	
	5.04	ducted propellers	
Υπολογισμός Πυθμενικής Ταχύτητας German Approach Fuehrer Romisch & Engelke 1981			
$E_{twin}$	0.71	seaborne vessels with rudder	
	0.42	seaborne vessels without rudder	
	0.25	inland vessels with tummel stern and twin rudder configuration	
Draft (m)	1.3	Έμφορτο βύθισμα	
Depth (m)	3.5	Βάθος από τον πυθμένα	
Keel Clearance	2.2		
$h_p = h_t$	2.7		
$V_{b,max}$	1.68		
OR			
$E_{twin}$	0.42	seaborne vessels with twin propeller configuration and central rudder	
	0.52	seaborne vessels with twin propeller configuration and twin rudder	
$V_{b,max}$	2.522		
Dutch Approach Blaauw & Van de Kaa (1978) and Verheij (1983)			
$C$	0.216	non-ducted propellers	
	0.306	ducted propellers	
$V_{b,max}$	0.72		



## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ε2**

### **Διαστασιολόγηση πλάκας προστασίας ποδός**

Υπολογισμός Πάχους Πλάκας Ποδός Pilarczyk						
D <sub>n</sub> =	0.200	m	πάχος στοιχείου θωράκισης			
h =	3.5	m	τοπικό βάθος			
U <sub>b</sub> =	2.52		πυθμενική ταχύτητα ρεύματος			
Ψ <sub>CR</sub> =	0.07		Παρέμετρος Shields για blockmats			
g =	9.81	m/sec <sup>2</sup>	Επιτάχυνση Βαρύτητας			
Δ =	1.293		Σχετική, υπό άνωση, πυκνότητα μοναδιαίου στοιχείου προστασίας			
n=	0.000		πορόδες			
ρ <sub>s</sub> =	2.35	ton/m <sup>3</sup>	Πυκνότητα στοιχείου προστασίας			
ρ <sub>w</sub> =	1.025	ton/m <sup>3</sup>	Πυκνότητα θαλασσινού νερού			
Δ <sub>m</sub> =	1.293		Σχετική, υπό άνωση, πυκνότητα στοιχείου προστασίας			
Φ <sub>SC</sub> =	0.600		συντελεστής ευστάθειας για mattress 0.5-0.75			
φ =	90.0	°	γωνία τριβής στοιχείου θωράκισης (concrete mattress)			
a =	0.0	°	Γωνία Πρανούς προστασίας a:			
K <sub>s</sub> =	1.0		συντελεστής κλίσης πρανούς			
K <sub>t</sub> <sup>2</sup> =	1.5		Συντελεστής Τύρβης (increased turbulence)			
K <sub>h</sub> =	1.0		συντελεστής προφίλ ταχύτητας			
Συμπεώς :	Πάχος Στοιχείων Εκ Σκυροδέματος:			D <sub>n</sub> =	0.113	m
	Συντηρητικά Επιλέγεται:			D <sub>n</sub> =	0.200	m
Extent of bottom protection (realistic)						
b <sub>protection</sub>	3	m	μία πλάκα πλάτους 3,00 m			
Έλεγχος Δυνάμεων						
C <sub>L</sub>	0.600	lift factor				
V <sub>bottom</sub>	2.52					
Δp	1.96	<	2.60	OK		
SF	1.33					

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ε3**

### **Διαστασιολόγηση πρανούς θωράκισης ποδός**

Υπολογισμός Βάρους Φυσικών Ογκολίθων Προστασίας Pilarczyk					
$D_{50} = (?)$	0.69	m	mean shieve size		
$D_n =$	0.58	m	median nominal diameter		
$h =$	3.5	m	water depth		
$U_b =$	2.52	m/sec	bottom orbital velocity		
$\Psi_{CR}$	0.035		critical mobility parameter for the protection element		
$g =$	9.81	m/sec <sup>2</sup>	gravity acceleration		
$\Delta =$	1.537		relative buoyant desnsity of the protection element		
$n =$	0.000		porosity		
$\rho_s =$	2.6	ton/m <sup>3</sup>	density of the protection element		
$\rho_w =$	1.025	ton/m <sup>3</sup>	density of sea water		
$\Delta_m =$	1.537		relative buoyant desnsity of the protection element		
$\Phi =$	0.930		stability correction factor		
$\varphi =$	39.0	°	angle of response of the protection element		
$\tan(a) =$	0.667		angle of protection section a:		33.7
$K_s =$	0.472		side slope factor		
$K_t =$	1.7		Turbulence factor		
<b>Not fully developed velocity profile</b>			1	$\Delta h$	Depth Factor
<b>Fully developed logarithmic velocity profile</b>			2	40.1411	
<b>Choice(?) =</b>	2				
$k_s (?) =$	1.159		roughness height		(2 x $D_n$ )
$K_n =$	0.822		velocity profile factor		
<b>Median nominal diameter:</b>		$D_n =$	0.58	m	
<b>Weight of armour stone:</b>		$W_{50} =$	506.2	kg	
<b>Οι Φ.Ο. προστασίας διατάσσονται σε 2 στρώσεις. Το συνολικό πάχος ισούται με <math>2 \times D_n = 1.2m</math></b>					

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΤ**  
**Γεωτεχνικοί υπολογισμοί &**  
**Αριθμητικές αναλύσεις**

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΤ-1**

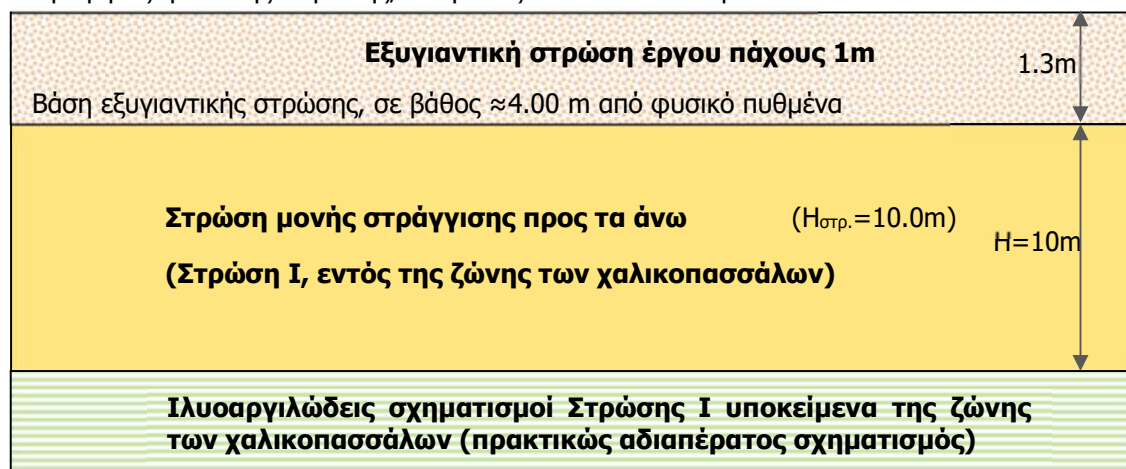
**Χρονική εξέλιξη στερεοποίησης**

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΤ-1****ΧΡΟΝΙΚΗ ΕΞΕΛΙΞΗ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΗΣ****1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ**

Στις παραγράφους που ακολουθούν πραγματοποιείται εκτίμηση της χρονικής εξέλιξης της στερεοποίησης για την εντός της ζώνης χαλικοπασσάλων αργιλική Στρώση I, επί τη βάση της προτεινόμενης λύσης θεμελίωσης, όπως περιγράφεται στη § 6.3 του παρόντος Τεύχους Υπολογισμών και αναλυτικά στο κεφάλαιο Τεχνικής Περιγραφής της Τεχνικής Έκθεσης της Οριστικής Μελέτης του έργου. Σύμφωνα με την ως άνω προτεινόμενη λύση, προβλέπεται υποκείμενα της θεμελίωσης του νέου έργου η κατασκευή χαλικοπασσάλων ονομαστικής διαμέτρου 0.90m, σε τετραγωνικό κάναβο 2.0x2.0m οι οποίοι θα διεισδύουν σε βάθος 10m εντός των αργιλικών σχηματισμών της Στρώσης I, μετρούμενο από τον τελικό πυθμένα του υφαλαύλακα εξυγίανσης του έργου.

Λαμβάνεται σύμφωνα με τα παραπάνω, για την προσομοίωση των συνθηκών κατακόρυφης στράγγισης της Στρώσης I, στρώμα πάχους 10m, μονά στραγγιζόμενο προς τα πάνω διαμέσου της υψηλής διαπερατότητας εξυγιαντικής στρώσεως του πυθμένα εντός της οποίας και προβλέπεται να εγκιβωτισθούν οι κεφαλές των χαλικοπασσάλων. Το ως άνω γεωτεχνικό προφίλ στράγγισης παρουσιάζεται σχηματικά στην εικόνα που ακολουθεί.

Οροφή εξυγιαντικής στρώσης, σε βάθος  $\approx 2.70\text{m}$  από φυσικό



**Εικόνα ΣΤ-1 - 1-1: Θεωρηθέν προφίλ κατακόρυφης στράγγισης Στρώσης I εντός της ζώνης των χαλικοπασσάλων**





## 2 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ – ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

### 2.1 Κατακόρυφη στράγγιση

Υπολογίζεται αρχικώς ο χρονικός παράγοντας κατακόρυφης μονής στράγγισης από τη σχέση:

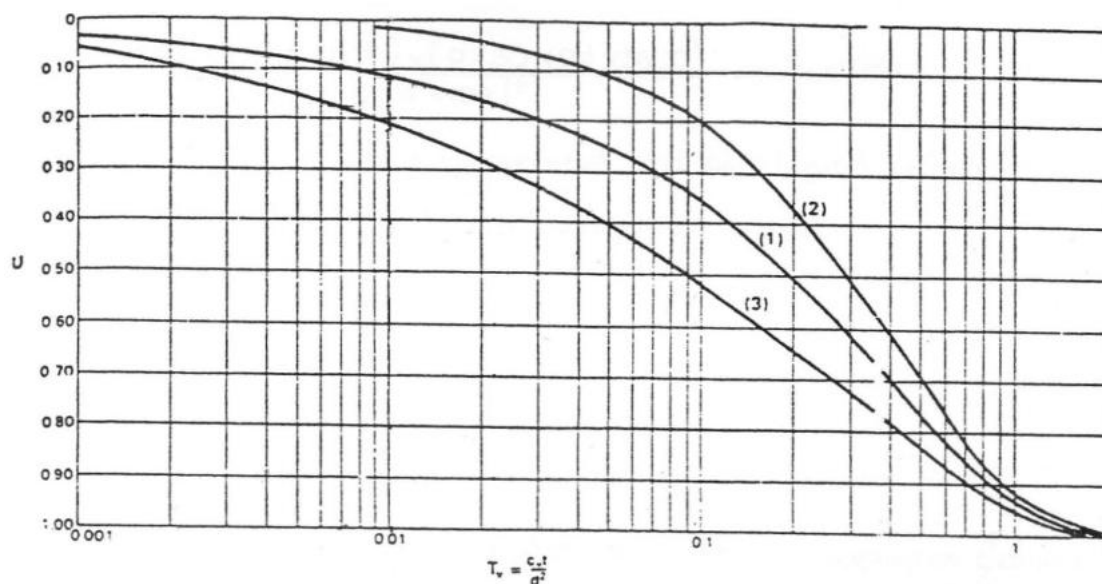
$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{(H/2)^2}, \text{ όπου } t \text{ σε } sec$$

όπου, για  $c_v = 2.5 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/sec$  (βλ. § 6.2 Τεύχους Υπολογισμών) και πάχος στρώσης  $H = 10\text{m}$ , μονά στραγγιζόμενο προς τα άνω, προκύπτει,

$$T_v = \frac{2.50 \cdot 10^{-7} \cdot t}{(10)^2} \cdot 3600 \cdot 24 \cdot 30 = 0.00648 \cdot t, \text{ όπου } t \text{ σε μήνες}$$

Με βάση τον χρονικό παράγοντα  $T_v$ , υπολογίζεται με τη βοήθεια του διαγράμματος που ακολουθεί ο βαθμός κατακόρυφης στερεοποίησης για τα διάφορα χρονικά σημεία  $t$ . Λαμβάνεται συντηρητικώς υπόψη η καμπύλη (1) του διαγράμματος, που αφορά σε τετραγωνικό διάγραμμα τάσεων σταθερό με το βάθος.

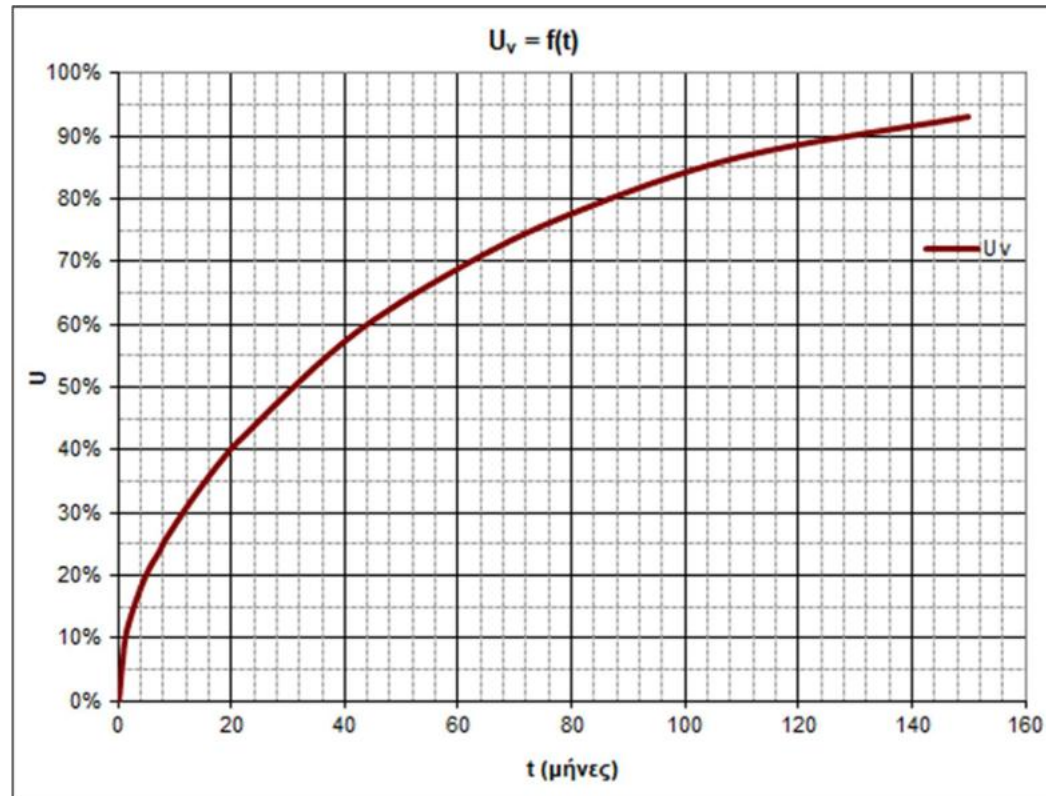
Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον πίνακα και το διάγραμμα που ακολουθούν



Εικόνα ΣΤ-1 - 2-1: Διάγραμμα συσχέτισης χρονικού παράγοντα  $T_v$  με τον βαθμό στερεοποίησης

<b>t (Μήνες)</b>	<b>T<sub>v</sub></b>	<b>U<sub>v</sub></b>
0,0	0,00	0,0%
1,0	0,01	9,3%
2,0	0,01	13,1%
3,0	0,02	15,9%
4,0	0,03	18,4%
5,0	0,03	20,5%
6,0	0,04	22,1%
7,0	0,05	23,6%
8,0	0,05	25,4%
9,0	0,06	26,8%
10,0	0,06	28,2%
11,0	0,07	29,6%
12,0	0,08	30,9%
13,0	0,08	32,2%
14,0	0,09	33,5%
15,0	0,10	34,7%
16,0	0,10	35,9%
17,0	0,11	37,1%
18,0	0,12	38,2%
19,0	0,12	39,3%
20,0	0,13	40,4%
40,0	0,26	57,3%
60,0	0,39	68,8%
80,0	0,52	77,5%
110,0	0,71	86,6%
150,0	0,97	92,9%

**Πίνακας ΣΤ - 1 - 2-1: Χρονική εξέλιξη στερεοποίησης για μονή κατακόρυφη στράγγιση της Στρώσης Ι**



**Εικόνα ΣΤ-1 - 2-2: Διάγραμμα κατακόρυφης στράγγισης Στρώση Ι συναρτήσει του χρόνου**

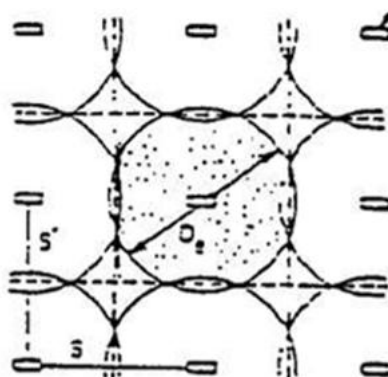
Από τα παραπάνω προκύπτει ότι, προκειμένου να ολοκληρωθεί η στερεοποίηση μονής στραγγιζόμενης στρώσεως πάχους 10m με τα χαρακτηριστικά της Στρώσης Ι (θεωρείται ότι πρακτικώς ολοκληρώνεται με την επίτευξη βαθμού στερεοποίησης ίσου περίπου με 92%) απαιτούνται περίπου 150 μήνες, ήτοι 12.5 έτη.

## 2.2 Στερεοποίηση στρώσης παρουσία χαλικοπασσάλων

Αποτιμάται ακολούθως η επιτάχυνση της στερεοποίησης της Στρώσης Ι παρουσία των χαλικοπασσάλων, λόγω της ταχείας ακτινικής στράγγισης που αυτοί προσδίδουν στην εδαφική μάζα.

Ακολουθείται εν γένει η μεθοδολογία όπως παρουσιάζεται στο "Improvement Technics of Soft Ground in Subsiding and Lowland Environment", D.T. Bergado, J.C. Chai, M.C. Alfaro, A.S. Balasubramaniam, (βλ. [ix] § 6.1.3 Τεύχους Υπολογισμών).

Λαμβάνονται υπόψη χαλικοπάσσαλοι ονομαστικής διαμέτρου,  $D = 0.90\text{m}$ , σε τετραγωνικό κάρναβο με πλευρά διαστάσεων,  $s = 2.0\text{m}$ , οπότε η ακτίνα επιρροής εκάστου χαλικοπασσάλου προκύπτει ίση προς:  $D_e = 2 \cdot R_e = 1.13 \cdot S = 1.13 \cdot 2.0 = 2.26\text{ m}$ .



Εικόνα ΣΤ-1 - 2-3: Διάταξη χαλικοπασσάλων σε τετραγωνικό κάρναβο

Ο χρονικός παράγοντας οριζόντιας ακτινικής στράγγισης δίδεται από τη σχέση:

$$T_r = \frac{c_r \cdot t}{D_e^2}$$

όπου,

$c_r$ : ο συντελεστής οριζόντιας στερεοποίησης, λαμβάνεται ίσος προς,  $c_r = 2 \cdot c_v = 5.0 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{sec}$ , για στρωσιγενείς ιζηματογενείς αποθέσεις με ενδιάμεσους φακούς και ενστρώσεις αυξημένης διαπερατότητας (βλ. [ix] § 6.1.3 Τεύχους Υπολογισμών).

Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω, ο χρονικός παράγοντας οριζόντιας ακτινικής στράγγισης συναρτήσει του χρόνου, προκύπτει ίσος προς:

$$T_r = \frac{5.0 \cdot 10^{-7} \cdot t}{2.26^2} = 0.254 \cdot t, \text{ όπου } t \text{ σε μήνες}$$

Ο βαθμός ακτινικής στερεοποίησης δίδεται από την ακόλουθη σχέση:

$$U_R = 1 - e^{(-8 \cdot T_R / F)}$$

όπου  $F$ , συντελεστής ο οποίος εξαρτάται: α) από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των χαλικοπασσάλων ( $F(n)$ ), β) από τα χαρακτηριστικά της ζώνης αναμόχλευσης (smear zone) όπως περιγράφεται στη συνέχεια ( $F_s$ ) και γ) από την παροχευτικότητα των στραγγιστικών μέσων ( $F_r$ ), δίδεται δε από την σχέση:

$$F = F(n) + F_s + F_r$$

Όπου,

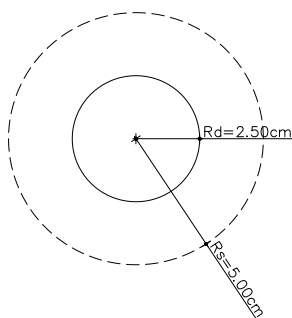
$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - 0.75 + \frac{1}{4 \cdot n^2} F_s = \left( \frac{k_h}{k_s} - 1 \right) \cdot \ln \left( \frac{D_s}{D_d} \right)$$

$$F_r = \pi \cdot z \cdot (2 \cdot H_{\sigma\tau\rho} - z) \cdot \frac{k_r}{q_w}$$

όπου,  $k_r$  η οριζόντια διαπερατότητα της αργιλικής στρώσης που λαμβάνεται ίση προς δύο φορές την κατακόρυφη  $k_v$  και δύναται να αποτιμηθεί βάσει της ακόλουθης σχέσης της γεωτεχνικής μηχανικής,

$$k_r = \frac{c_r \cdot \gamma_w}{E_s} = \frac{5.0 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{sec} \cdot 10 \text{ kN/m}^3}{3000 \text{ kPa}} = 1.67 \cdot 10^{-9} \text{ m/sec}$$

Λαμβάνοντας υπόψη τις διαστάσεις καννάβου και τα λοιπά γεωμετρικά χαρακτηριστικά των χαλικοπασσάλων προκύπτει,  $n = D_e/D_d = 2.26/0.90 = 2.51$ . Η ζώνη αναμόχλευσης, λαμβάνεται ίση προς,  $R_s/R_d = 2.0$  ( $R_s = 0.90 \text{ m}$ ,  $R_d = 0.45 \text{ m}$ ). Η οριζόντια προς την κατακόρυφη διαπερατότητα εντός της ζώνης αυτής λαμβάνεται συντηρητικώς,  $K_{rs}/K_v = c_{rs}/c_v = 1.0$  (βλ. ix § 6.1.3 Τεύχους Υπολογισμών) και άρα,  $K_r/K_{rs} = 2.0$ .



**Εικόνα ΣΤ-1 - 2-4: Smear zone (Ζώνη αναμόχλευσης)**

Η παροχευτικότητα των χαλικοπασσάλων λαμβάνεται συντηρητικώς, ίση προς,  $q_w = 1.0 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{sec}$  (αντιπροσωπευτική αμμοχαλικώδους υλικού), ενώ ως χαρακτηριστικό βάθος λαμβάνεται το ήμισυ του θεωρηθέντος πάχους στράγγισης της Στρώσης Ι, ήτοι,  $z = H_{\sigma\tau\rho}/2 = 10\text{m}/2 = 5.0\text{m}$ . Με αντικατάσταση των παραπάνω προκύπτει:

$$F(n) = \frac{2.51^2}{2.51^2 - 1} \ln(2.51) - 0.75 + \frac{1}{4 \cdot 2.51^2} = 0.384$$

$$F_s = \left( \frac{k_h}{k_s} - 1 \right) \cdot \ln \left( \frac{D_s}{D_d} \right) = (2.00 - 1) \cdot \ln(2.0) = 0.693$$

$$F_r = \pi \cdot 5.0 \cdot (2 \cdot 10 - 5.0) \cdot \frac{1.67 \cdot 10^{-9}}{1.0 \cdot 10^{-4}} = 0.00393$$

Άρα,  $F=1.081$

Ο βαθμός ακτινικής στερεοποίησης συναρτήσει του χρόνου προκύπτει ίσος προς,

$$U_R = 1 - e^{\left(-8 \cdot \frac{0.25}{1.081}\right)}$$

Η συνολική στερεοποίηση λαμβάνοντας υπόψη και την συμμετοχή της κατακόρυφης στράγγισης της στρώσης, υπολογίζεται τελικώς από την σχέση:

$$U = 1 - (1 - U_v) \cdot (1 - U_R)$$

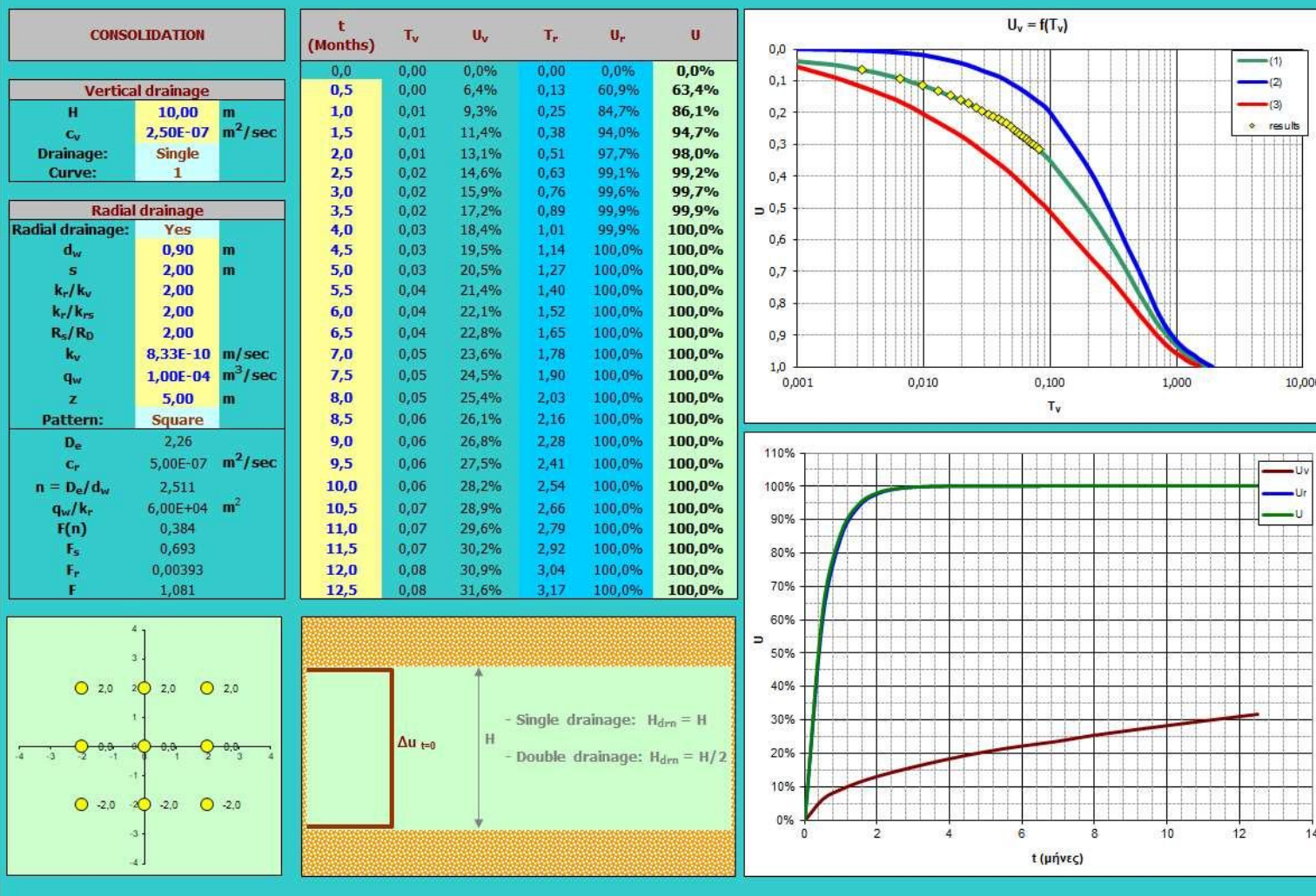
Τα παραπάνω εφαρμόστηκαν σε υπολογιστικό φύλλο, τα αποτελέσματα του οποίου παρουσιάζονται στην επόμενη σελίδα. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα αυτά, προκύπτει ότι, προκειμένου να ολοκληρωθεί η στερεοποίηση της Στρώσης Ι (σε βαθμό 92%), παρουσία των χαλικοπασσάλων, απαιτείται 1.5 μήνας, ενώ στο προβλεπόμενο χρονικό διάστημα παραμονής των **2 μηνών** του έργου μετά την ολοκλήρωση της Α' Φάσης Κατασκευής (βλ. § 6.3 Τεύχους Υπολογισμών), θα έχει ολοκληρωθεί το 98% ( $\approx 100\%$ ) της στερεοποίησης στην εντός της ζώνης των χαλικοπασσάλων περιοχή.

Λαμβανομένου υπόψη του ως άνω αποτελέσματος, θεωρείται, για λόγους απλοποίησης των αναλύσεων, κατά τους γεωτεχνικούς ελέγχους καθιζήσεων και γενικής ευστάθειας, ότι μετά από παραμονή του έργου για χρονικό διάστημα 2 μηνών σε ενδιάμεση κατασκευαστική φάση, ολοκληρώνεται το 100% της στερεοποίησης της εντός ζώνης χαλικοπασσάλων Στρώσης Ι και αναλαμβάνεται το σύνολο των καθιζήσεων εκ στερεοποίησης εντός της ζώνης αυτής, λόγω των επιβαλλόμενων κατά τη φάση αυτή φορτίων.

Για τη Στρώση Ι εκτός της ζώνης των χαλικοπασσάλων, λαμβανομένου υπόψη του ιδιαίτερα χαμηλού βαθμού στερεοποίησης που επιτυγχάνεται στο προβλεπόμενο χρονικό διάστημα παραμονής των 2 μηνών ( $U \approx 13\%$  για πάχος στρώσης μόλις 10m), αγνοείται συντηρητικώς η όποια στερεοποίηση της στρώσης λαμβάνει χώρα κατά τη φάση κατασκευής του έργου.



## ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΣΤΡΑΓΓΙΣΗΣ ΕΔΑΦΩΝ



## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΤ-2**

**Υπολογισμός βελτιωμένων παραμέτρων μικτού εδάφους  
λόγω κατασκευής χαλικοπασσάλων**



**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΤ-2****ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΒΕΛΤΙΩΜΕΝΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΜΙΚΤΟΥ  
ΕΔΑΦΟΥΣ ΛΟΓΩ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΩΝ****1 ΓΕΝΙΚΑ**

Στις παραγράφους που ακολουθούν αποτιμώνται οι βελτιωμένες παράμετροι αντοχής και συμπίεστότητας του μικτού εδάφους λόγω της κατασκευής των χαλικοπασσάλων.

Η βελτίωση αυτή οφείλεται αφενός στην εγκατάσταση εντός του εδάφους των αυξημένης αντοχής και ακαμψίας κατακόρυφων στηλών των χαλικοπασσάλων, αφετέρου στη ταχεία στερεοποίηση που αναμένεται να λάβει χώρα στο έδαφος θεμελίωσης εντός της ζώνης αυτής κατά τη φάση κατασκευής του έργου, σύμφωνα με τα προβλεπόμενα στην § 6.3 του Τεύχους Υπολογισμών.

**2 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΒΕΛΤΙΩΜΕΝΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΤΟΥ ΜΙΚΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ****2.1 Γενικά**

Οι βελτιωμένες γεωτεχνικές παράμετροι του μικτού εδάφους υπολογίζονται βάσει της προτεινόμενης μεθοδολογίας κατά Priebe 1995, ([xv], § 6.1.3), τα βασικά σημεία της οποίας παρουσιάζονται στις παραγράφους που ακολουθούν.

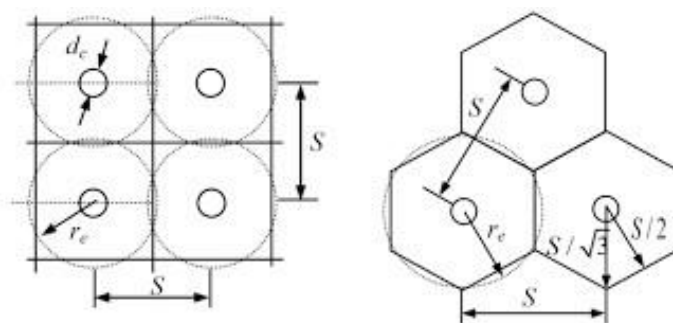
**2.2 Βασικές αρχές υπολογισμού**

Η ζώνη επιρροής κάθε χαλικοπασσάλου επί του περιβάλλοντος αυτού εδάφους προσεγγίζεται από ισοδύναμη κυκλική επιφάνεια, διαμέτρου:

$$D_e = 1.13 \cdot s, \text{ για διάταξη τετραγωνικού καννάβου} \quad (\Sigma\Gamma - 1)$$

$$D_e = 1.05 \cdot s, \text{ για διάταξη ισόπλευρου τριγωνικού καννάβου} \quad (\Sigma\Gamma - 2)$$

Όπου,  $s$ , οι αξονικές αποστάσεις μεταξύ των διαδοχικών χαλικοπασσάλων.

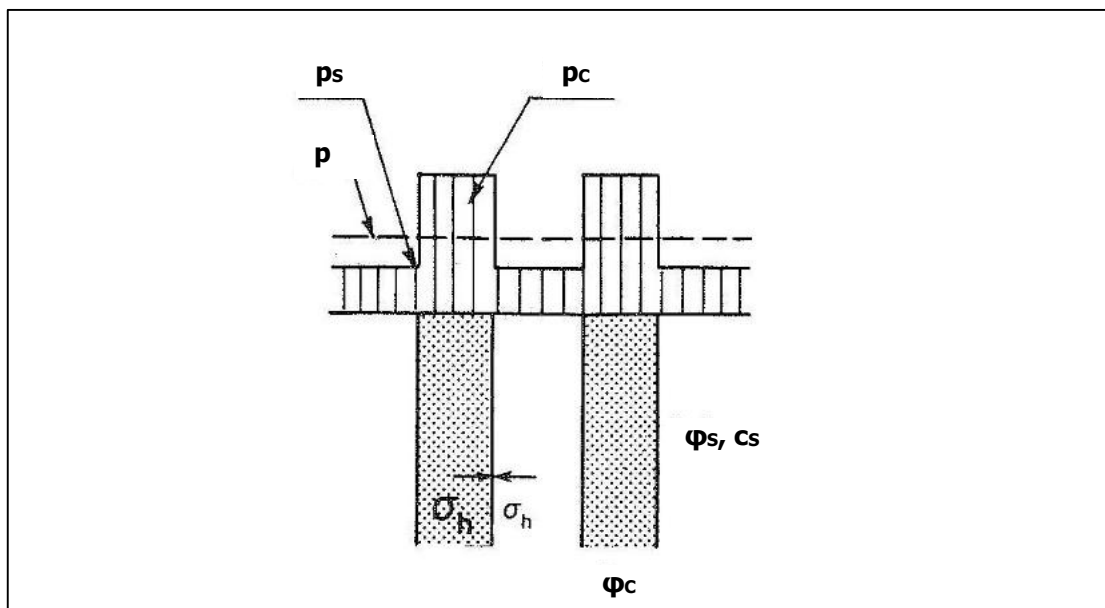


**Εικόνα ΣΤ-2 - 2-1: Κάτοψη μικτού εδάφους για 4-γωνικό και 3-γωνικό κάρναβο Χ/Π**

Ορίζεται ο συντελεστής αντικατάστασης του μικτού εδάφους,  $a_s$ , ως ο λόγος της επιφάνειας της διατομής του χαλικοπασσάλου (διαμέτρου  $D$ ) προς την αντίστοιχη της ισοδύναμης κυλινδρικής ζώνης επιρροής του στο περιβάλλον έδαφος (διαμέτρου  $D_e$ ), όπως ορίζεται από τη σχέση.

$$a_s = \frac{A_s}{A} = \left( \frac{D}{D_e} \right)^2 \quad (\Sigma\Gamma - 3)$$

Θεωρώντας κοινή κατακόρυφη μετατόπιση μεταξύ εδάφους και χαλικοπασσάλου υπό την επιβολή ομοιόμορφα κατανεμημένου φορτίου στην επιφάνεια του μικτού εδάφους, αναπτύσσεται συγκέντρωση τάσεων στο εσωτερικό του χαλικοπασσάλου (ο οποίος και τυγχάνει μεγαλύτερης ακαμψίας από το περιβάλλον έδαφος) και αντίστοιχα αποτόνωση των πιέσεων στο ασθενέστερο περιβάλλον αυτού έδαφος. Η ως άνω συγκέντρωση τάσεων εκφράζεται από τον λόγο,  $p_c/p_s$ , (όπου  $p_c$  και  $p_s$  οι αναπτυσσόμενες τάσεις αντίστοιχα στην κεφαλή του χαλικοπασσάλου και την επιφάνεια του περιβάλλοντος εδάφους, όπως προκύπτουν κατόπιν ομοιόμορφης φόρτισης  $p$  της όλης επιφάνειας του μικτού εδάφους).



**Εικόνα ΣΤ-2 - 2-2: Συγκέντρωση τάσεων στους χαλικοπασσάλους και το περιβάλλον έδαφος**

Η επιβαλλόμενη μέση τάση,  $p$ , επί μεμονωμένης κυψέλης (unit cell area), μικτού εδάφους δεδομένου συντελεστή αντικατάστασης,  $a_s$ , δύναται να εκφρασθεί συναρτήσει της συγκέντρωσης τάσεων στον χαλικοπάσσαλο και το περιβάλλον αυτού έδαφος μέσω της σχέσης:

$$p = p_c \cdot a_s + p_s \cdot (1 - a_s) \quad (\Sigma\tau - 4)$$

Από την παραπάνω σχέση, προκύπτουν οι συγκεντρωμένες τάσεις στον χαλικοπάσσαλο και το έδαφος, συναρτήσει του λόγου συγκέντρωσης τάσεων, ίσες προς,

$$p_c = \frac{\left(\frac{p_c}{p_s}\right) \cdot p}{1 + \left(\left(\frac{p_c}{p_s}\right) - 1\right) a_s} \quad (\Sigma\tau - 5)$$

$$p_s = \frac{p}{1 + \left(\left(\frac{p_c}{p_s}\right) - 1\right) a_s} \quad (\Sigma\tau - 6)$$

Ο λόγος συγκέντρωσης τάσεων,  $p_c/p_s$ , δύναται να εκφρασθεί συναρτήσει του συντελεστή βελτίωσης,  $n$ , (για τον οποίο γίνεται λόγος στην επόμενη παράγραφο), μέσω της σχέσης.

$$\frac{p_c}{p_s} = \frac{n - (1 - a_s)}{a_s} \quad (\Sigma\tau - 7)$$

## 2.3 Συντελεστής βελτίωσης

### 2.3.1 Ορισμός

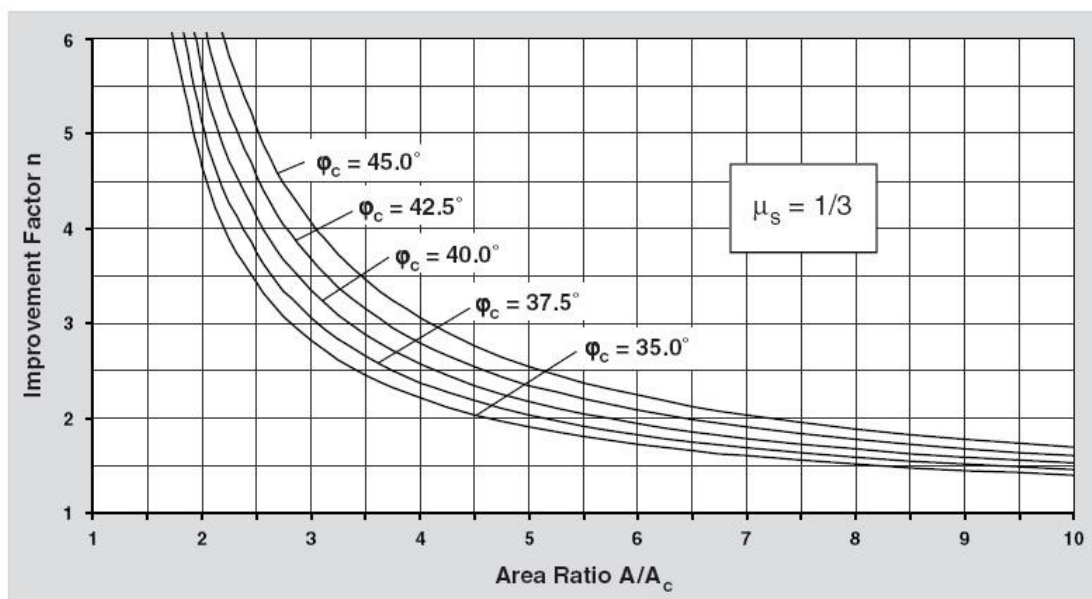
Ως συντελεστής βελτίωσης ορίζεται ο λόγος της καθίζησης του μικτού βελτιωμένου εδάφους λόγω της κατασκευής των χαλικοπασσάλων, προς την αντίστοιχη του αρχικού αβελτίωτου.

$$n = \frac{\rho_{composite}}{\rho_{unimproved soil}} \quad (\Sigma\tau - 8)$$

Ο εν λόγω συντελεστής, υπολογίζεται σύμφωνα με την προτεινόμενη κατά Priebe (1995) μεθοδολογία (βλ. [xv], § 6.1.3), μέσω των ακόλουθων τριών βημάτων υπολογισμού.

### 2.3.2 Βασικός συντελεστής βελτίωσης, $n_0$

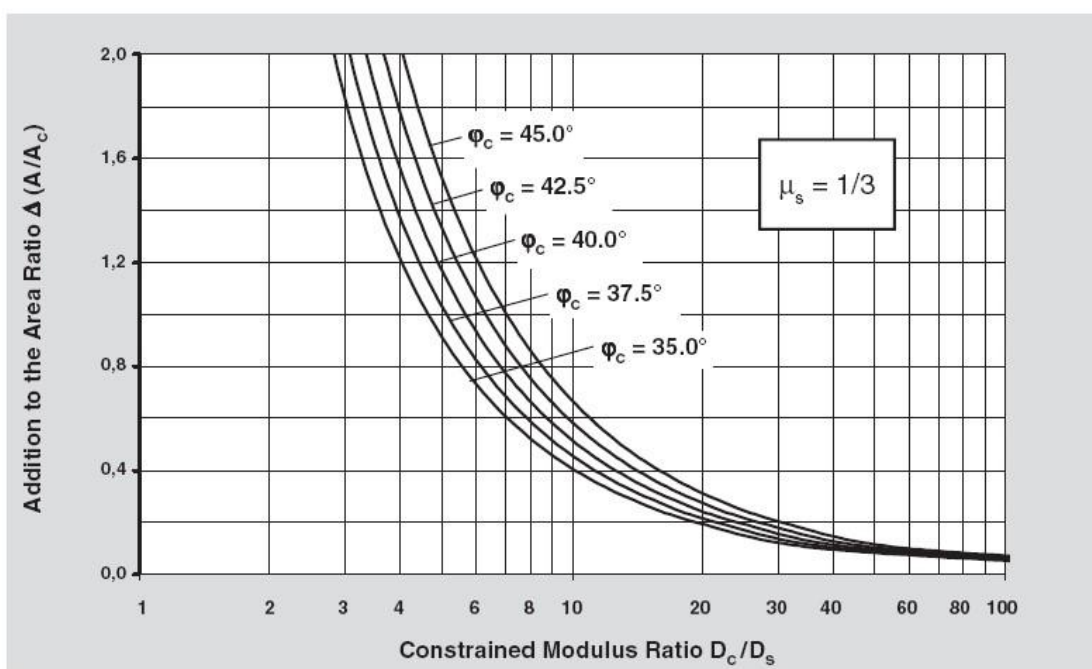
Υπολογίζεται αρχικώς, από το διάγραμμα που ακολουθεί, ο βασικός συντελεστής βελτίωσης,  $n_0$ , του βελτιωμένου εδάφους, υπό τη θεώρηση πλήρως ασυμπίεστου του υλικού του χαλικοπασσάλου.



Εικόνα ΣΤ-2 - 2-3: Διάγραμμα αποτίμησης του βασικού συντελεστή βελτίωσης,  $n_0$

### 2.3.3 Διορθωμένος συντελεστής βελτίωσης λόγω συμπιεστότητας των χαλικοπασσάλων, $n_1$

Η συμπιεστότητα της κολώνας του χαλικοπασσάλου υπεισέρχεται στο προσομοίωμα, μέσω της προσαύξησης του αντιστρόφου του συντελεστή αντικατάστασης,  $A/A_c$  ( $=1/a_s$ ), κατά ποσότητα  $\Delta(A/A_c)$ , η οποία εξαρτάται από τον λόγο των μέτρων συμπιεστότητας της κολώνας και του περιβάλλοντος αυτής εδάφους,  $E_c/E_s$  (or  $D_c/D_s$ ), δύναται δε να αποτιμηθεί μέσω του ακόλουθου διαγράμματος.



**Εικόνα ΣΤ-2 - 2-4: Διάγραμμα αποτίμησης του συντελεστή βελτίωσης,  $n_1$ , λαμβανομένης υπόψη της συμπίεστότητας του χαλικοपाσσάλου**

Επανεκτιμάται, ο συντελεστής βελτίωσης,  $n_1$ , μέσω του διαγράμματος στην Εικόνα ΣΤ-2 - 2-3, αλλά για έναν διορθωμένο λόγο επιφανειών,  $\overline{(A/A_c)} = A/A_c + \Delta(A/A_c) = 1/a_{s,1}$ , οδηγώντας έτσι σε μειωμένη τιμή συντελεστή βελτίωσης,  $n_1 < n_0$ .

**2.3.4 Περαιτέρω αναπροσαρμογές και έλεγχοι συμβατότητας του συντελεστή βελτίωσης****2.3.4.1 Έλεγχος συμβατότητας καθιζήσεων**

Διασφαλίζεται ότι η καθίζηση της μεμονωμένης κολώνας χαλικοपाσσάλου λόγω της ίδιας συμπίεστότητάς της, δεν υπερβαίνει την αντίστοιχη του περιβάλλοντος εδάφους λόγω της ίδιας συμπίεστότητας του τελευταίου, υπό τα φορτία όπως ανακατανέμονται και συγκεντρώνονται σε κάθε μία από τις δύο επιφάνειες (εδάφους και χαλικοपाσσάλου) της μεμονωμένης κυψέλης του μικτού εδάφους. Ο ως άνω έλεγχος συμβατότητας πληρείται μέσω των κάτωθι εξισώσεων.

$$n_{2, \text{settle}} = \min(n_{\max, \text{settle}}, n_1) \quad (\Sigma\text{T} - 9)$$

$$n_{\max, \text{settle}} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left( \frac{D_c}{D_s} - 1 \right) \quad (\Sigma\text{T} - 10)$$

Όπου,  $n_{2, \text{settle}}$ , ο αναπροσαρμοσμένος συντελεστής βελτίωσης βάσει του ελέγχου συμβατότητας καθιζήσεων.

**2.3.4.2 Έλεγχος συμβατότητας φέρουσας ικανότητας**

Διασφαλίζεται η μη υπέρβαση της φέρουσας ικανότητας του χαλικοπασσάλου για τα φορτία που συγκεντρώνονται στην κεφαλή του. Ο ως άνω έλεγχος συμβατότητας πληρείται μέσω των κάτωθι εξισώσεων.

$$n_{2, b.c.} = \min(n_{\max, b.c.}, n_1) \quad (\Sigma\text{T} - 11)$$

$$n_{\max, b.c.} = a_{s,1} \cdot \left( \left( \frac{p_c}{p_s} \right)_{\max, b.c.} - 1 \right) + 1 \quad (\Sigma\text{T} - 12)$$

Όπου,

$n_{2, b.c.}$ : ο αναπροσαρμοσμένος συντελεστής βελτίωσης βάσει του ελέγχου συμβατότητας φέρουσας ικανότητας του χαλικοπασσάλου

$(p_c/p_s)_{max, b.c.}$ : ο μέγιστος συντελεστής συγκέντρωσης τάσεων πέραν του οποίου επέρχεται υπέρβαση της φέρουσας ικανότητας του χαλικοπασσάλου, όπως υπολογίζεται από τη σχέση,

$$\left(\frac{p_c}{p_s}\right)_{max, b.c.} = \frac{1 - a_{s,1}}{\frac{p \cdot F \cdot S}{q_{ult}} - a_{s,1}} \quad (\Sigma\Gamma - 13)$$

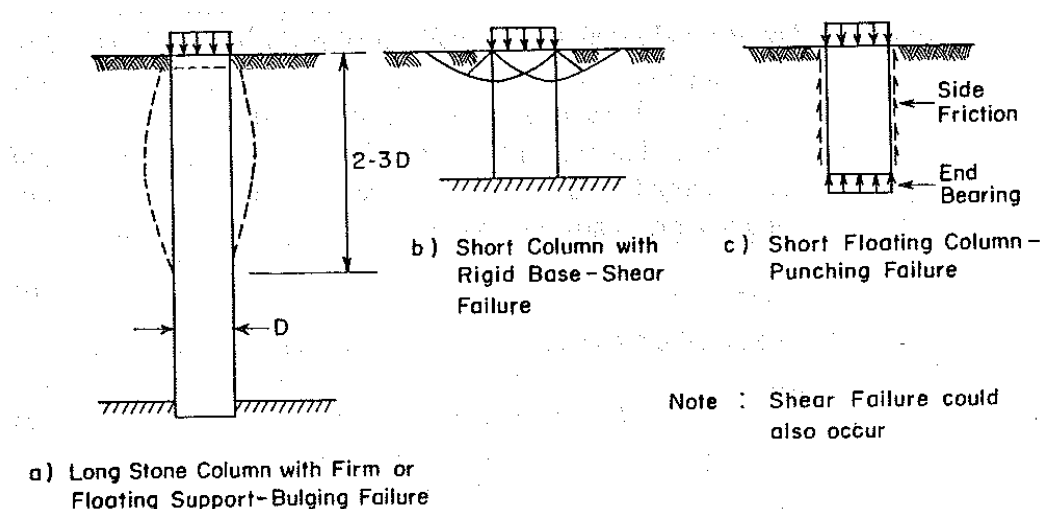
όπου,

$q_{ult}$ : η φέρουσα ικανότητα του μεμονωμένου χαλικοπασσάλου, όπως αναλύεται διεξοδικά στη συνέχεια.

$p$ : η μέση επιβαλλόμενη τάση στους χαλικοπασσάλους και το έδαφος.

$F.S.$ : συντελεστής ασφαλείας επί της φέρουσας ικανότητας, (υιοθετήθηκε τιμή 1.5).

Οι συνήθεις μηχανισμοί αστοχίας φέρουσας ικανότητας μεμονωμένου χαλικοπασσάλου παρουσιάζονται στην εικόνα που ακολουθεί και περιλαμβάνουν τους εξής τρεις τύπους αστοχίας, α) τριαξονικής φόρτισης, β) επιφανειακής θεμελίωσης και γ) μεμονωμένου πασσάλου.



**Εικόνα ΣΤ-2 - 2-5: Μηχανισμοί αστοχίας μεμονωμένου χαλικοπασσάλου (Barksdale, Bachus 1983)**

Η πλέον συνήθης μορφή αστοχίας χαλικοπασσάλων μεγάλου μήκους, είναι αυτή της τριαξονικής φόρτισης. Ο ως άνω μηχανισμός αστοχίας δύναται να ενεργοποιηθεί, είτε η αιχμή του χαλικοπασσάλου βρίσκεται «αιωρούμενη» επί μαλακού εδάφους, είτε αυτή εδράζεται εντός σκληρού υποστρώματος. Η φέρουσα ικανότητα έναντι αστοχίας της ως άνω μορφής, προσδιορίζεται για την περίπτωση συνεκτικών λεπτόκοκκων εδαφών τόσο υπό αστράγγιστες όσο και υπό πλήρως στραγγιζόμενες συνθήκες, βάσει των σχέσεων που ακολουθούν (Hughes & Withers 1974, Greenwood 1970 αντίστοιχα),

λαμβάνεται δε κατά τον σχεδιασμό η χαμηλότερη εκ των προκυπτουσών τιμών. Οι σχέσεις αυτές βασίζονται στην παραδοχή ότι η επιβαλλόμενη πλευρική πίεση που συγκρατεί τον χαλικοπάσσαλο εξισώνεται με την οριακή πίεση που δύναται να παραλάβει το έδαφος καθώς ο χαλικοπάσσαλος διογκώνεται προς τα έξω.

➤ Αστράγγιστες:  $q_{ult} = (\sigma_{r0} + 4 \cdot c_{u,d}) \cdot K_{p,c}$  (ΣΤ - 14)

➤ Στραγγιζόμενες:  $q_{ult} = [(p_s + \gamma_s \cdot d) \cdot K_{p,s} + 2 \cdot c_s \cdot \sqrt{K_{p,s}}] \cdot K_{p,c}$  (ΣΤ - 15)

όπου,

$\gamma_s$ : το φαινόμενο (ή υπό άνωση) βάρος του περιβάλλοντος τον χαλικοπάσσαλο εδάφους

$c_s$ : η ενεργός συνοχή του εδάφους

$c_{u,d}$ : η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους σε βάθος,  $d$ , από την κεφαλή του

$d$ : το βάθος από την κεφαλή του χαλικοπασσάλου μέχρι το μέσο της ζώνης διόγκωσής του, θεωρείται ίσο προς  $1.50 \cdot D$ , όπου  $D$  η διάμετρος του χαλικοπασσάλου (βλ. Εικόνα ΣΤ-2 - 2-5).

$K_{p,c}$ ,  $K_{p,s}$ : οι συντελεστές παθητικής ώθησης του χαλικοπασσάλου και του περιβάλλοντος εδάφους αντίστοιχα, όπως υπολογίζονται από τη σχέση,  $K_p = \tan^2(45 + \varphi'/2)$ , όπου,  $\varphi'$  ή ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής του χαλικοπασσάλου ( $\varphi'_c$ ) ή του περιβάλλοντος εδάφους ( $\varphi'_s$ ).

$p_s$ : η ανακατανεμημένη στο έδαφος κατακόρυφη ενεργός τάση στη στάθμη κεφαλής του χαλικοπασσάλου, όπως υπολογίζεται από τη σχέση (ΣΤ - 6)

$\sigma'_{r0}$ : η ενεργός πλευρική ακτινική πίεση του εδάφους επί της παραπλεύρου επιφάνειας του χαλικοπασσάλου, σε βάθος,  $d$ , από την κεφαλή του, όπως υπολογίζεται από τη σχέση,  $\sigma_{r0} = K_0 \cdot (p_s + d \cdot \gamma_s)$

#### 2.3.4.3 Συντελεστής βελτίωσης σχεδιασμού, $n_{2,d}$

Ο συντελεστής βελτίωσης σχεδιασμού λαμβάνεται τελικώς ίσος προς,

$$n_{2,d} = \min(n_{2,settles}, n_{2,b.c.}) \quad (\Sigma\Gamma - 16)$$



## 2.4 Ισοδύναμες γεωτεχνικές παράμετροι του μικτού εδάφους

Υπολογίζονται ακολούθως οι ισοδύναμες σταθμισμένες μέσες παράμετροι του μικτού εδάφους, οι οποίες και λαμβάνονται υπόψη στους ελέγχους ευστάθειας και καθιζήσεων του έργου, εντός της ζώνης των χαλικοπασσάλων.

Το σταθμισμένο μέσο φαινόμενο βάρος, η ενεργός συνοχή και η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του μικτού εδάφους υπολογίζονται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$\gamma^* = (1 - \alpha_s) \cdot \gamma_s + \alpha_s \cdot \gamma_c \quad (\Sigma\Gamma - 17)$$

$$c^* = (1 - \alpha_s) \cdot c_s \quad (\Sigma\Gamma - 18)$$

$$c_u^* = (1 - \alpha_s) \cdot c_u \quad (\Sigma\Gamma - 19)$$

Η γωνία τριβής του μικτού εδάφους υπολογίζεται τόσο για στραγγιζόμενη, ( $\varphi^*$ ), όσο και για αστράγγιστη, ( $\varphi_u^*$ ), συμπεριφορά της περιβάλλουσας εδαφικής στήλης, λαμβάνοντας υπόψη την αναμενόμενη κατά τα ανωτέρω συγκέντρωση τάσεων στους χαλικοπασσάλους και το περιβάλλον αυτών έδαφος, ως ακολούθως:

$$\varphi^* = \tan^{-1} \left( \frac{a_{s1} \cdot \sigma'_{cd,z} \cdot \tan \varphi_c + (1 - a_{s1}) \cdot \sigma'_{cd,z} \cdot \tan \varphi_s}{\gamma'^* \cdot z \cdot + p} \right) \quad (\Sigma\Gamma - 20)$$

$$\varphi_u^* = \tan^{-1} \left( \frac{a_{s1} \cdot \sigma'_{cd,z} \cdot \tan \varphi_c}{\gamma'^* \cdot z \cdot + p} \right) \quad (\Sigma\Gamma - 21)$$

Υπολογίζεται τέλος, το μέτρο συμπίεστότητας του μικτού εδάφους από τη σχέση,

$$E_s^* = n_{2d} \cdot E_s \quad (\Sigma\Gamma - 22)$$

όπου,

$\gamma_c$ ,  $\varphi_c$ ,  $c_c$ : το φαινόμενο βάρος, η γωνία εσωτερικής τριβής και η ενεργός συνοχή αντίστοιχα του χαλικοπασσάλου

$\gamma_s$ ,  $\varphi_s$ ,  $c_s$ : το φαινόμενο βάρος, η γωνία εσωτερικής τριβής και η ενεργός συνοχή αντίστοιχα του περιβάλλοντος του χαλικοπασσάλου εδάφους

$c_u$ : η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους.

$\sigma'_{cd,z}$ : η κατακόρυφη ενεργός τάση στο σημείο ελέγχου εντός του χαλικοπασσάλου, όπως υπολογίζεται από τη σχέση,  $\sigma'_{cd,z} = p_c + \gamma'^* z$ , όπου,  $z$ , το βάθος από την κεφαλή του χαλικοπασσάλου μέχρι το σημείο ελέγχου.

$\sigma'_{sd,z}$ : η κατακόρυφη ενεργός τάση στο σημείο ελέγχου εντός του περιβάλλοντος του χαλικοπασσάλου εδάφους, όπως αντιστοίχως υπολογίζεται από τη σχέση,  $\sigma'_{sd,z}$   
 $= p_s + \gamma'_s \cdot z$

$\gamma'^*$ : το ισοδύναμο φαινόμενο βάρος υπό άνωση του μικτού εδάφους

$p$ : η μέση τάση λόγω υπερκειμένων που επιβάλλεται στην επιφάνεια (στάθμη κεφαλής των χαλικοπασσάλων) του μικτού εδάφους.

### 3 ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΛΟΓΩ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΗΣ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥ ΣΤΗΝ ΕΝΤΟΣ ΖΩΝΗΣ ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΩΝ ΠΕΡΙΟΧΗ

#### 3.1 Γενικά

Στις παραγράφους που ακολουθούν εκτιμάται η βελτιωμένη αστράγγιστη διατμητική αντοχή για την εντός ζώνης χαλικοπασσάλων αργιλική στρώση I, λόγω της αναμενόμενης ταχείας στερεοποίησής της υπό τα ίδια βάρη του έργου.

Η βελτίωση υπολογίζεται ξεχωριστά, για κάθε διατομή ελέγχου, υπό την επίδραση των ιδίων βαρών της τελικής γεωμετρίας του έργου, θεωρώντας ότι έχει παρέλθει ο απαιτούμενος χρόνος που απαιτείται για την πλήρη στερεοποίηση της στρώσης, ελήφθη δηλαδή ο βαθμός στερεοποίησης αυτής, ίσος προς,  $U = 100\%$ . Επισημαίνεται ότι, σύμφωνα με σχετικούς γεωτεχνικούς υπολογισμούς αποτίμησης της χρονικής εξέλιξης της στερεοποίησης, που παρουσιάζονται στο **Παράρτημα ΣΤ-1** του παρόντος τεύχους, επιτυγχάνεται εντός της ζώνης των χαλικοπασσάλων, βαθμός στερεοποίησης της τάξης του,  $U = 98\%$ , σε χρονικό διάστημα μόλις δύο μηνών από την επιβολή των φορτίων του έργου.

Ειδικότερα, υπολογίζονται μέσες τιμές της βελτιωμένης αστράγγιστης διατμητικής αντοχής στο μέσο ισοπαχών στρώσεων, πάχους εκάστης 5m, οι οποίες χωρίζουν καθ' ύψος σε δύο ίσα μέρη, την εντός ζώνης χαλικοπασσάλων περιοχή.

#### 3.2 Μεθοδολογία - παραδοχές

Η βελτιωμένη αστράγγιστη διατμητική αντοχή συνεκτικών εδαφών, λόγω στερεοποίησής τους υπό την επίδραση πρόσθετων φορτίων, αποτιμάται σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

$$c_{u, \text{τελ}} = a \sigma'_{v, \text{τελ}} \text{OCR}_{\text{τελ}}^{0.8} \quad (\Sigma\Gamma - 23)$$

Όπου:

$c_{u, \text{τελ}}$ : η τελική μετά την βελτίωση του εδάφους αστράγγιστη διατμητική αντοχή.

$\sigma'_{v, \text{τελ}}$ : οι τελικές ενεργές τάσεις υπό την επενέργεια των φορτίων του έργου.

$\text{OCR}_{\text{τελ}}$ : ο τελικός λόγος προφόρτισης μετά την ολοκλήρωση της στερεοποίησης από την επιβολή των φορτίων του έργου, ο οποίος λαμβάνει τιμές ίσες ή μεγαλύτερες της μονάδας.

$\alpha$ : ο συντελεστής βελτίωσης του εδάφους.

Ο συντελεστής βελτίωσης,  $\alpha$ , ορίζεται ως ο λόγος της αρχικής αστράγγιστης διατμητικής αντοχής κανονικά στερεοποιημένης αργίλου προς τις αρχικές ενεργές τάσεις στο εκάστοτε χαρακτηριστικό σημείο ελέγχου (προ της επιβολής των φορτίων του έργου),  $\alpha = c_{u,0} / \sigma'_{v0}$  και λαμβάνει εν γένει τιμές μεταξύ 0,15 και 0,35.

Ο εν λόγω συντελεστής εκτιμάται βάσει της εμπειρικής σχέσης των Ladd et al (1991),  $\alpha = 0.20 + 0.045 \cdot PI$ , από όπου και προκύπτει για δείκτη πλαστιμότητας  $6.2 \div 12.2$  (Μ.Τ. 9.6), τιμή  $\alpha \approx 0.20$ , η οποία και υιοθετείται τελικώς στους υπολογισμούς.

Για την εκτίμηση του τελικού λόγου προφόρτισης ακολουθείται η εξής υπολογιστική διαδικασία.

- i. Υπολογίζεται για τον ως άνω εκτιμηθέντα συντελεστή βελτίωσης,  $\alpha$ , ο αρχικός λόγος προφόρτισης του αβελτίωτου εδάφους, μέσω της σχέσης,

$$OCR_0 = \left( \frac{c_{u,0}}{\alpha \cdot \sigma'_{v0}} \right)^{1.25} \quad (\Sigma\Gamma - 24)$$

- ii. Υπολογίζεται εν συνεχεία, η μέγιστη τάση που έχει επιβληθεί κατά το παρελθόν στο σημείο ελέγχου, σύμφωνα με τη σχέση,  $\sigma'_{v,max} = OCR_0 \cdot \sigma'_{v0}$
- iii. Υπολογίζεται τέλος, για το τελικό εντατικό πεδίο,  $\sigma'_{v,τελ}$ , μετά την επιβολή των φορτίων του έργου, ο τελικός βαθμός προστερεοποίησης της στρώσης, από τη σχέση,

$$OCR_{τελ} = \frac{\sigma'_{v,max}}{\sigma'_{v,τελ}} = \frac{OCR_0 \cdot \sigma'_{v0}}{\sigma'_{v,τελ}} \quad (\Sigma\Gamma - 25)$$

Με δεδομένο ότι η στερεοποίηση του εδάφους θα πραγματοποιηθεί παρουσία των χαλικοπασσάλων, θεωρείται για τον υπολογισμό του τελικού εντατικού πεδίου εντός της εδαφικής μάζας, η ανακατανομημένη στο έδαφος κατακόρυφη ενεργός τάση,  $\sigma'_{sd,z}$ , όπως υπολογίζεται βάσει του συντελεστή συγκέντρωσης τάσεων, στην § 2.4 του παρόντος παραρτήματος.

### 3.3 Αποτελέσματα

Με εφαρμογή της παραπάνω μεθοδολογίας, προκύπτει ανά διατομή ελέγχου και ανά επιλεγθέν σημείο εντός της εδαφικής μάζας, η βελτιωμένη αστράγγιστη διατμητική αντοχή της Στρώσης Ι, εντός της ζώνης των χαλικοπασσάλων, όπως αναλυτικά παρουσιάζεται στον πίνακα που ακολουθεί.

Διατομή Ελέγχου	Στάθμη (m)	z (m)	a (-)	$c_{u,0}$ (kPa)	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$OCR_0$ (-)	$\sigma'_{v\text{ ΤΕΛ}}$ (kPa)	$OCR_{\text{ΤΕΛ}}$ (-)	$c_{u,\text{ΤΕΛ}}$ (kPa)
Γ-Γ	-12.5	2.5	0.2	16.5	58.5	1.54	76.9	1.17	<b>17.50</b>
	-17.5	7.5	0.2	31.5	103.5	1.69	121.9	1.43	<b>32.50</b>
Α-Α	-10.5	2.5	0.2	16.5	58.5	1.54	47.8	1.88	<b>15.90</b>
	-15.5	7.5	0.2	31.5	103.5	1.69	92.8	1.88	<b>30.80</b>

όπου z, το βάθος από την κεφαλή των χαλικοπασσάλων

**Πίνακας ΣΤ-2 - 3-1: Βελτιωμένη αστράγγιστη διατμητική αντοχή,  $c_{u,\text{ΤΕΛ}}$ , Στρώσης Ι, εντός της ζώνης των χαλικοπασσάλων**

Στη Διατομή Α-Α παρατηρείται, λόγω των σχετικώς περιορισμένων φορτίων εξ ιδίων βαρών του σώματος του έργου αλλά και των μειωμένων μεταβιβαζόμενων τάσεων στο έδαφος, λόγω της ανακατανομής τάσεων παρουσία των χαλικοπασσάλων, ελαφρά απομείωση του εντατικού πεδίου στο περιεχόμενο ενδιαμέσως των χαλικοπασσάλων έδαφος, στην οποία και οφείλεται η παρατηρηθείσα μικρή απομείωση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής του σε σχέση με την αρχική του φυσικού πυθμένα.

#### 4 ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ – ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

Οι βελτιωμένες παράμετροι του μικτού εδάφους υπολογίζονται ξεχωριστά για τις δύο διατομές ελέγχου της § 6.4 του Τεύχους Υπολογισμών. Η ζώνη των χαλικοπασσάλων συνολικού πάχους 10m χωρίζεται σε δύο επιμέρους ισοπαχείς στρώσεις (πάχους 5m έκαστη) και υπολογίζονται οι αντιπροσωπευτικές παράμετροι του βελτιωμένου εδάφους στο μέσο αυτών.

Τα δεδομένα που εισήχθησαν για τους χαλικοπασσάλους και το περιβάλλον αυτών έδαφος έχουν ως εξής:

➤ Χαλικοπάσσαλοι

- Διάμετρος κολώνας:  **$D = 0.90m$**
- Μήκος κολώνας:  **$L = 10.0m$**
- Κάνναβος: **Τετραγωνικός**
- Διαστάσεις καννάβου:  **$s = 2.00m$**
- Φαινόμενο βάρος υπό άνωση:  **$\gamma_c = 11.0 \text{ kN/m}^3$**
- Γωνία εσωτερική τριβής:  **$\phi'_c = 42.5^\circ$**
- Μέτρο συμπίεσης:  **$E_c = 50 \text{ MPa}$**

➤ Περιβάλλον έδαφος

Λόγω της αναμενόμενης ταχείας στερεοποίησης του εδάφους στην εντός ζώνης χαλικοπασσάλων περιοχή, λαμβάνονται υπόψη οι βελτιωμένες παράμετροι αστράγγιστης διατμητικής αντοχής όπως υπολογίσθηκαν στην προηγούμενη παράγραφο. Οι λοιπές παράμετροι της στρώσης λαμβάνονται όπως παρουσιάζεται στη στρωματογραφία υπολογισμού στην § 6.2 του Τεύχους Υπολογισμών

Η επιβαλλόμενη μέση ενεργός τάση στο έδαφος στη στάθμη κεφαλής των χαλικοπασσάλων, διαφοροποιείται μεταξύ των δύο διατομών ελέγχου λόγω του διαφορετικού πάχους στα πρίσματα έδρασης στις δύο θέσεις. Οι τάσεις υπολογίζονται λαμβάνοντας υπόψη το ύψος της στήλης λιθορριπών και εξυγιάνσεων κάτω από τη στέψη του πρίσματος έδρασης και κατανομή 1:1 των τάσεων εκ των ιδίων βαρών των στηλών των Τ.Ο. και της ανωδομής του κρηπιδώματος, από τη στάθμη έδρασής τους μέχρι τη στάθμη κεφαλής των χαλικοπασσάλων. Σύμφωνα με τα παραπάνω προκύπτει:

➤ Για τη Διατομή Γ-Γ:

$$p_1 = 11\text{kN/m}^3 \cdot 6.3\text{m} + (13.5\text{kN/m}^3 \cdot 3.7\text{m} + 23.5\text{kN/m}^3 \cdot 1.1\text{m}) \cdot [5\text{m}/(5\text{m} + 2 \cdot 6.3\text{m})] \\ \approx 90 \text{ kPa}$$

➤ Για τη Διατομή Α-Α:

$$p_2 = 11\text{kN/m}^3 \cdot 2.3\text{m} + (13.5\text{kN/m}^3 \cdot 3.7\text{m} + 0.5\text{m} \cdot 23.5 + 48.0\text{kN/m}^3 \cdot 0.6\text{m}) \cdot [(5\text{m})^2/(5\text{m} + 2 \cdot 2.3\text{m})^2] \approx 50 \text{ kPa}$$

## 5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Η μεθοδολογία όπως περιγράφηκε στις προηγούμενες παραγράφους ενσωματώθηκε σε υπολογιστικά φύλλα excel, τα αναλυτικά δεδομένα, οι αναλυτικοί υπολογισμοί και τα αποτελέσματα των οποίων παρουσιάζονται στο τέλος του παρόντος παραρτήματος.

Οι υπολογισθείσες γεωτεχνικές παράμετροι του βελτιωμένου μικτού εδάφους, που τελικώς υπεισέρχονται στους γεωτεχνικούς ελέγχους ευστάθειας και καθιζήσεων, συνοψίζονται για τις δύο διατομές ελέγχου ξεχωριστά, στον πίνακα που ακολουθεί.

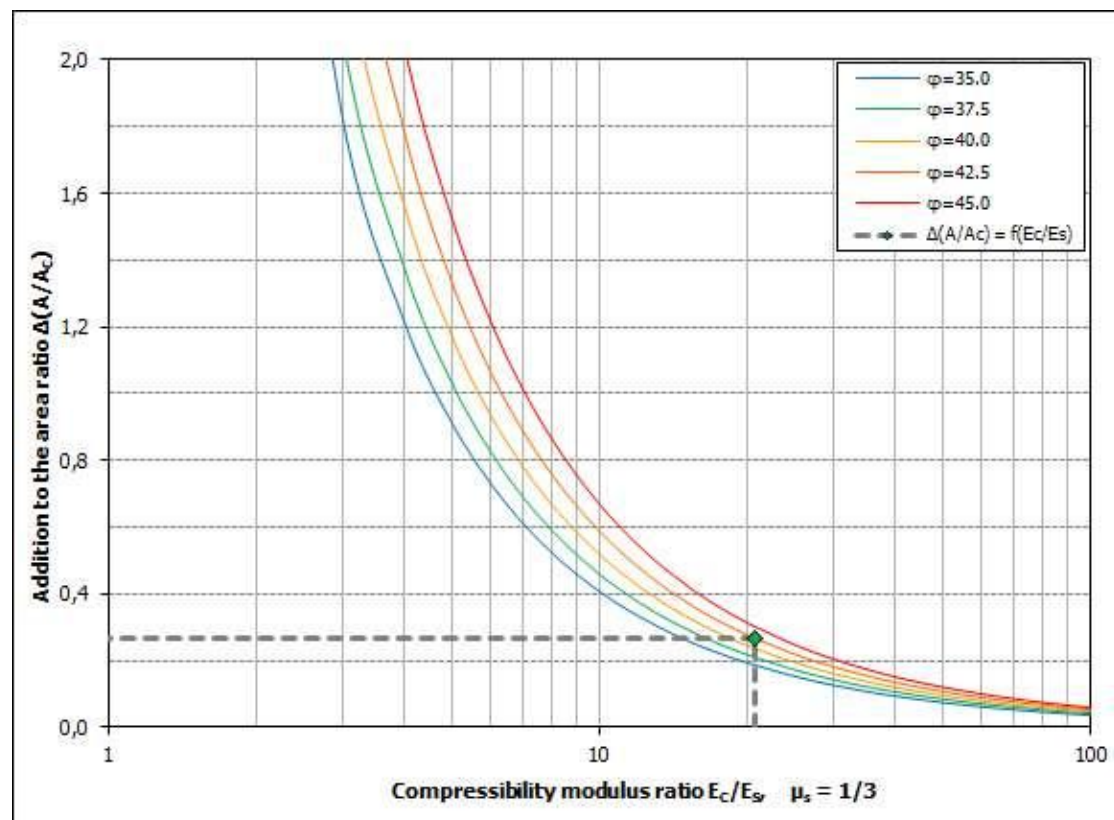
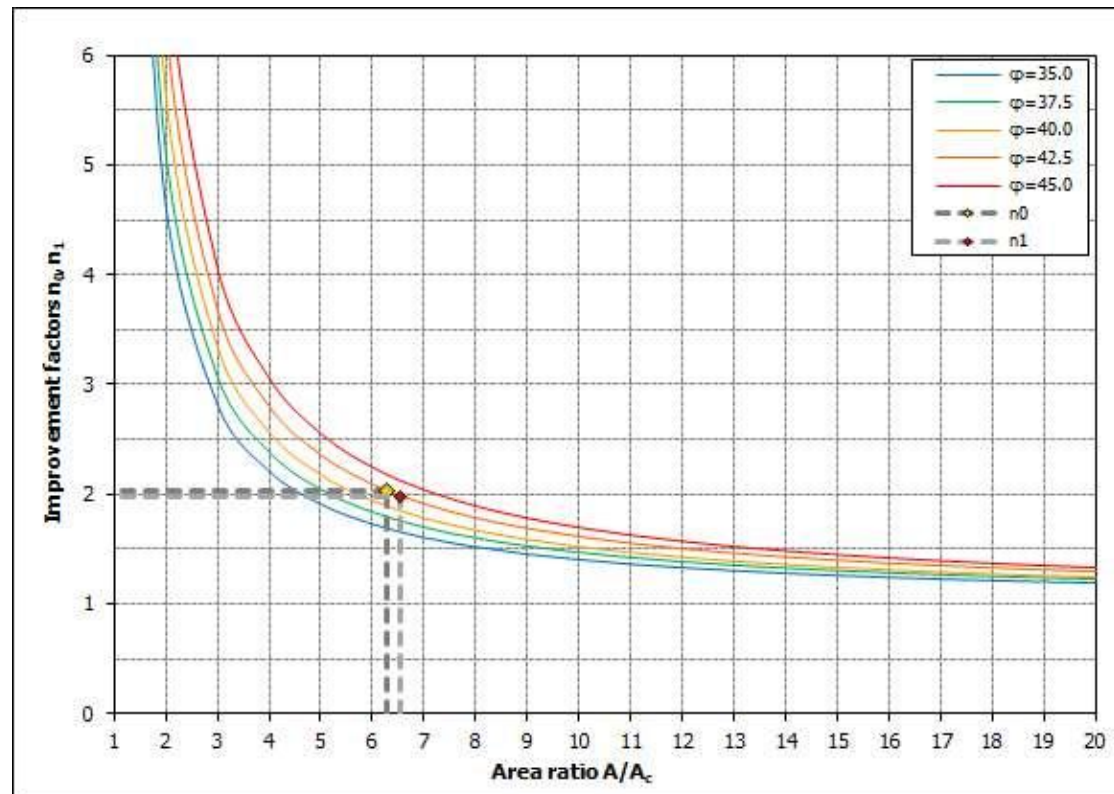
Γεωτεχνικές παράμετροι μικτού εδάφους	Διατομή Ελέγχου Γ-Γ		Διατομή ελέγχου Α-Α	
	Βάθη από πυθμένα σκάφης εκσκαφής			
	0-5m	5-10m	0-5m	5-10m
Φαινόμενο βάρος υπό άνωση: <b><math>\gamma^*</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	9.3		9.3	
Ενεργός γωνία τριβής: <b><math>\varphi^{**}(\circ)</math></b>	33.3	32,0	33.7	31.8
Ενεργός συνοχή: <b><math>c^{**}(\text{kPa})</math></b>	1.7		1.7	
Αστράγγιστη γωνία τριβής: <b><math>\varphi_u^*(\circ)</math></b>	21.3	18.0	22.3	17.5
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή: <b><math>c_u^*(\text{kPa})</math></b>	14.8	27.5	13.5	26.1
Μέτρο συμπίεσης: <b><math>E_s(\text{MPa})</math></b>	$\approx 1.6 \cdot E_{s,0}$		$\approx 2.0 \cdot E_{s,0}$	

**Πίνακας ΣΤ-2 - 5-1: Σταθμισμένες μέσες γεωτεχνικές παράμετροι του μικτού εδάφους  
θεμελίωσης λόγω της κατασκευής χαλικοपाσσάλων**

GROUND IMPROVEMENT BY THE STONE COLUMNS METHOD			
"The Design of Vibroreplacement", Heinz J. Priebe, 1995			
Διατομή Γ-Γ: Βάθος 0-5m από τη στάθμη κεφαλής των χαλικοπασσάλων			
INPUT DATA			
Data for the stone columns			
Stone column diameter	D	0,90	m
Mesh dimensions	a	2,00	m
	b		m
Mesh shape	Mess	Square	
Bulk unit weight (buoyant)	$\gamma'_c$	11,0	kN/m <sup>3</sup>
Friction angle	$\varphi_c$	42,5	°
Compressibility modulus	$E_c$	50,0	MPa
Stone column cross-section area	$A_c = \pi D^2 / 4$	0,64	m <sup>2</sup>
Stone column influence area	$A = a * b$	4,00	m <sup>2</sup>
Area ratio $a_s$	$a_s = A_c / A$	0,159	-
Inverse area ratio	$1/a_s$	6,288	-
Data for the soil			
Bulk unit weight (buoyant)	$\gamma'_s$	9,0	kN/m <sup>3</sup>
Effective angle of friction	$\varphi_s$	25,0	°
Effective cohesion	$c_s$	2,0	kPa
Undrained shear strength	$c_{su}$	17,5	kPa
Undrained shear strength at depth 1.5D from stone column head	$c_{su,1.5D}$	13,0	
Compressibility modulus	$E_s$	2,4	MPa
Poisson's ratio	$\mu_s$	0,33	-
Data for the external load			
Uniform vertical external stress	p	90,0	kPa
Assumed degree of consolidation after imposing external load	U	100,0	%
Assumed safety factor against bulging bearing failure of the column head	S.F.	1,50	-
Calculations			
Basic improvement factor $n_0$			
Active pressure coeff.: $K_{ac} = \tan^2(45^\circ - \varphi_c/2)$	$K_{ac}$	0,194	-
$f(\mu_s, a_s) = [(1-\mu_s^2)/(1-\mu_s-2\mu_s^2)][(1-2\mu_s)(1-a_s)/(1-2\mu_s+a_s)]$	$f(\mu_s, a_s)$	1,129	-
Basic improvement factor: $n_0 = 1 + a_s[(0.5+f)/(4K_{ac}f)-1]$	$n_0$	2,026	-
Improvement factor $n_1$ corrected for non infinite stone column compressibility			
Compressibility modulus ratio $E_c/E_s$	$E_c/E_s$	20,833	-
Area ratio for equality of $n_0$ and $E_c/E_s$ , assuming $\mu_s = 1/3$	$(A_c/A)_1$	0,791	-
Addition to the area ratio $\Delta(A/A_c) = 1/(A_c/A)_1 - 1$	$\Delta(A/A_c)$	0,263	-
Corrected area ratio: $(A_c/A)' = [(A/A_c) + \Delta(A/A_c)]^{-1}$	$a_{s1} = (A_c/A)'$	0,153	-
Inverse corrected area ratio	$1/a_{s1}$	6,551	-
$f(\mu_s, a_{s1}) = [(1-\mu_s^2)/(1-\mu_s-2\mu_s^2)][(1-2\mu_s)(1-a_{s1})/(1-2\mu_s+a_{s1})]$	$f(\mu_s, a_{s1})$	1,152	-
Improvement factor: $n_1 = 1 + a_{s1}[(0.5+f(a_{s1}))/(4K_{ac}f(a_{s1}))-1]$	$n_1$	1,978	-
Improvement factor $n_2$ corrected for overburden			
Correction for overburden	Correction	Included	
Depth to the middle of the bulging zone (approx. $1.5 * D$ )	d	1,35	m
Additional stress due to stone column weights	$W_c$	14,85	kPa
Additional stress due to soil weights	$W_s$	12,15	kPa
Pressure coefficient at rest of the column: $K_{0c} = 1 - \sin \varphi_c$	$K_{0c}$	0,324	-
Pressure coefficient at rest of the surrounding soil: $K_{0s} = 1 - \sin \varphi_s$	$K_{0s}$	0,577	-
Stress concentration factor: $(p_c/p_s)_1 = [0.5 + f(\mu_s, a_{s1})]/[K_{ac} * f(\mu_s, a_{s1})]$	$(p_c/p_s)_1$	7,406	-
Stress concentrated on column: $p_{c1} = p * (p_c/p_s)_1 / [(p_c/p_s)_1 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{c1}$	337,00	kPa
Stress concentrated on soil: $p_{s1} = p * [(p_c/p_s)_1 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{s1}$	45,50	kPa
Depth factor: $f_d = \min\{1/[1 + ((K_{0c} - W_s/W_c)/K_{0c}) * (W_c/p_{c1})], (E_c/E_s)/(p_c/p_s)\}$	$f_d$	1,072	-
Improvement factor $n_2 = f_d * n_1$	$n_2$	2,120	-
Resulting concentration factor for $n_2$ : $(p_c/p_s)_2 = [n_2 * (1 - a_{s1})]/a_{s1}$	$(p_c/p_s)_2$	8,338	-
Stress concentrated on column: $p_{c2} = p * (p_c/p_s)_2 / [(p_c/p_s)_2 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{c2}$	353,94	kPa
Stress concentrated on soil: $p_{s2} = p * [(p_c/p_s)_2 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{s2}$	42,45	kPa

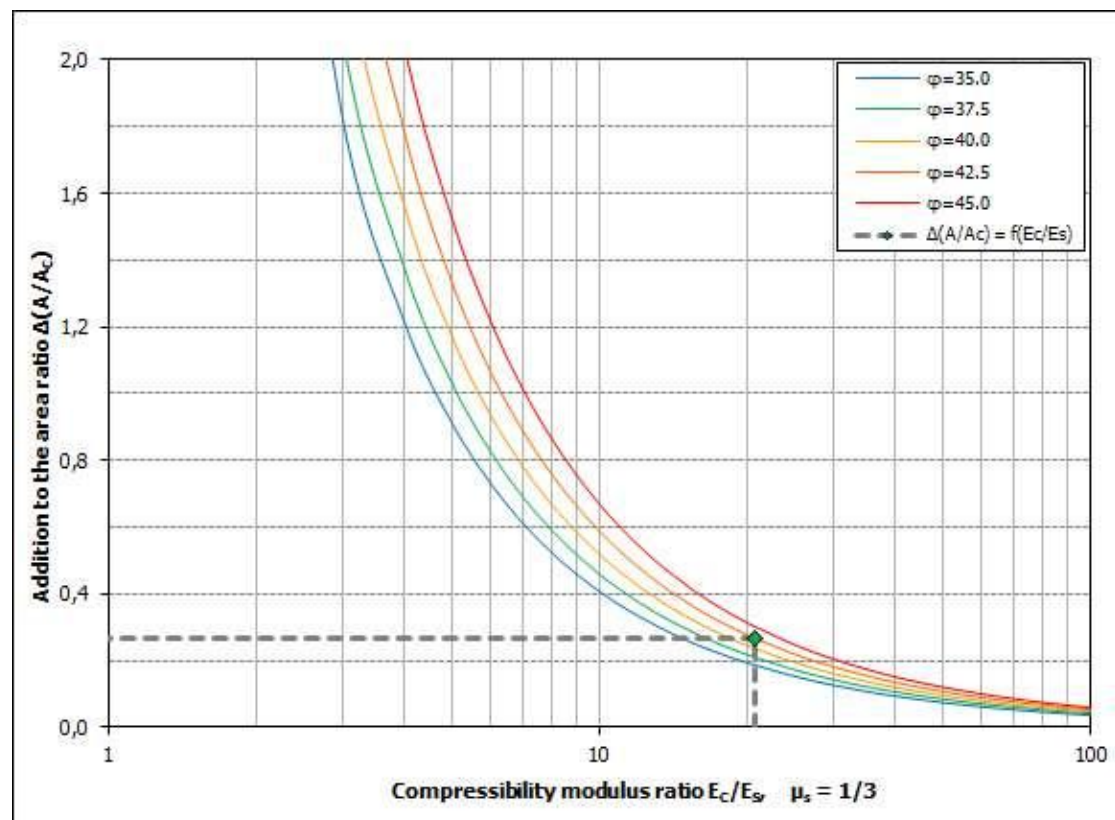
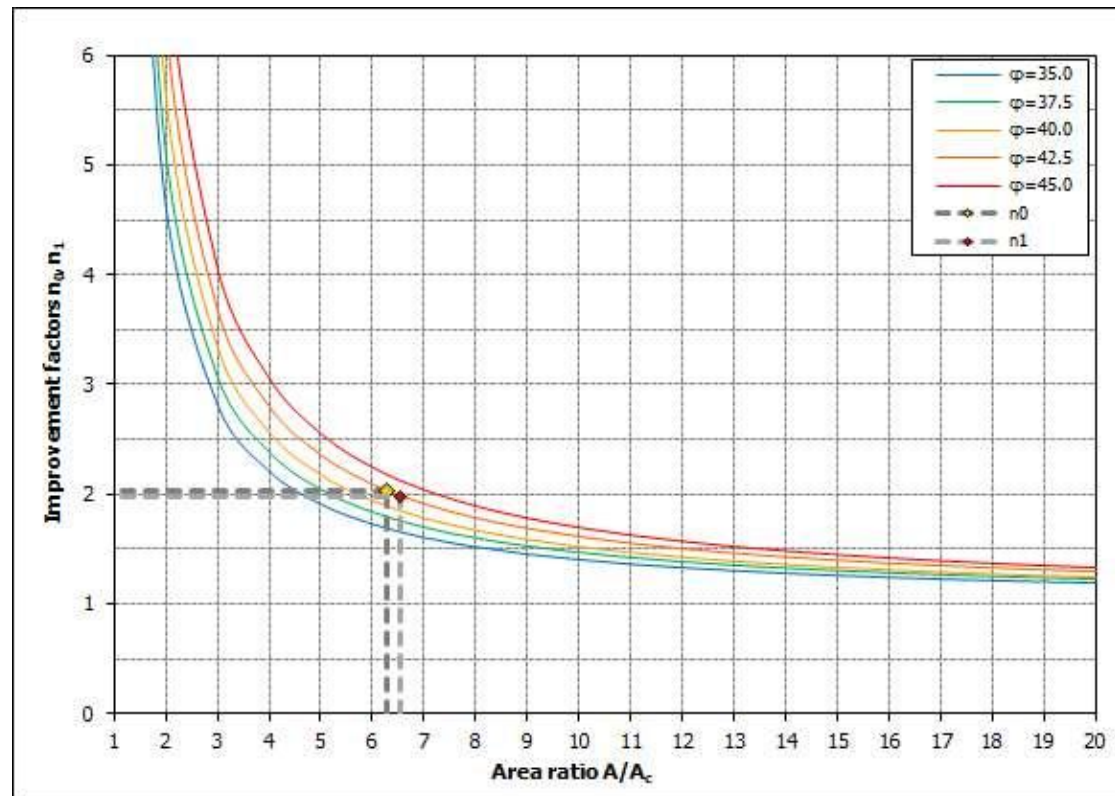


Compatibility controls for settlement and bearing capacity of the stone columns against bulging			
Assumed soil conditions (drained or undrained) for bearing capacity calc.	Conditions	Both	
Passive pressure coefficient of stone column: $K_{pC} = 1/K_{aC}$	$K_{pC}$	5,165	-
Passive pressure coefficient of surrounding soil: $K_{pS} = \tan^2(45 + \phi'_s/2)$	$K_{pS}$	2,464	-
B.C. under <b>Drained Conditions</b> : $q_{ult,drn} = [(U \cdot p_s + \gamma'_s \cdot d)K_{pS} + 2c'_s \cdot K_{pS}^{0.5}]K_{pC}$	$q_{ult,drn}$	727,30	kPa
B.C. under <b>Undrained Conditions</b> : $q_{ult,undr} = [(U \cdot p_s + \gamma'_s \cdot d)K_{0S} + 4c_u]K_{pC}$	$q_{ult,undr}$	431,42	kPa
Worst case bearing capacity: $q_{ult} = \min(q_{ult,drn}, q_{ult,undr})$	$q_{ult}$	431,42	kPa
Limit concentration factor for b.c. control: $(p_c/p_s)_{max, b.c.} = (1 - a_{s1}) / (p \cdot F.S. / q_{ult} - a_{s1})$	$(p_c/p_s)_{lim}$	5,287	-
Improvement factor for b.c. control: $n_{max, b.c.} = a_{s1} \cdot ((p_c/p_s)_{max, b.c.} - 1) + 1$	$n_{max, b.c.}$	1,654	-
Improvement factor for settlement control: $n_{max, settle} = 1 + a_s(E_C/E_S - 1)$	$n_{max, settle}$	4,154	-
Final improvement factor $n_{2,fin} = \min\{n_{max, b.c.}, n_{max, settle}, n_2\}$	$n_{2,d}$	1,654	-
RESULTS			
Design stress concentration parameters			
Design concentration factor: $(p_c/p_s)_d = [n_{2,d} \cdot (1 - a_{s1})] / a_{s1}$	$(p_c/p_s)_d$	5,287	-
Design stress concentrated on column: $p_{cd} = p \cdot (p_c/p_s)_d / [(p_c/p_s)_d a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{cd}$	287,61	kPa
Design stress concentrated on soil: $p_{sd} = p \cdot [(p_c/p_s)_d a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{sd}$	54,40	kPa
Final improvement factor $n_{2,fin} = \min\{n_{max, b.c.}, n_{max, settle}, n_2\}$	$n_{2,d}$	1,654	-
Improved soil parameters of the composite ground			
Assumed elevation below stone column head	z	2,50	m
Buoyant unit weight of the improved soil: $\gamma'^* = a_{s1} \cdot \gamma'_c + (1 - a_{s1}) \cdot \gamma'_s$	$\gamma'^*$	9,31	kN/m <sup>3</sup>
Improved shear parameters following the average shear strength method (Aboshi et al 1979, Barksdale 1981)			
Drained conditions			
Effective angle of friction: $\phi'^* = \text{atan}\{[a_{s1} \cdot \sigma'_{cd,z} \cdot \tan \phi_c + (1 - a_{s1}) \cdot \sigma'_{sd,z} \cdot \tan \phi_s] / (\gamma'^* \cdot z + p)\}$	$\phi'^*$	33,3	°
Effective cohesion: $c'^* = (1 - a_{s1}) \cdot c'$	$c'^*$	1,69	kPa
Undrained conditions			
Undrained angle of friction: $\phi_u^* = \text{atan}\{[a_{s1} \cdot \sigma'_{cd,z} \cdot \tan \phi_c] / (\gamma'^* \cdot z + p)\}$	$\phi_u^*$	21,3	°
Improved undrained shear strength: $c_u^* = (1 - a_{s1}) \cdot c'$	$c_u^*$	14,8	kPa
Improved compressibility parameters			
Compressibility modulus of the composite soil: $E^* = n_d \cdot E_s$	$E^*$	4,0	MPa
Undrained elastic modulus of the composite soil: $E_u^* = (3/2) \cdot [(1 - 2\mu_s) / (1 - \mu_s)] \cdot E^*$	$E_u^*$	3,02	MPa



GROUND IMPROVEMENT BY THE STONE COLUMNS METHOD			
"The Design of Vibroreplacement", Heinz J. Priebe, 1995			
Διατομή Γ-Γ: Βάθος 5-10m από τη στάθμη κεφαλής των χαλικοπασσάλων			
INPUT DATA			
Data for the stone columns			
Stone column diameter	D	0,90	m
Mesh dimensions	a	2,00	m
	b		m
Mesh shape	Mess	Square	
Bulk unit weight (buoyant)	$\gamma'_c$	11,0	kN/m <sup>3</sup>
Friction angle	$\varphi_c$	42,5	°
Compressibility modulus	$E_c$	50,0	MPa
Stone column cross-section area	$A_c = \pi D^2 / 4$	0,64	m <sup>2</sup>
Stone column influence area	$A = a * b$	4,00	m <sup>2</sup>
Area ratio $a_s$	$a_s = A_c / A$	0,159	-
Inverse area ratio	$1/a_s$	6,288	-
Data for the soil			
Bulk unit weight (buoyant)	$\gamma'_s$	9,0	kN/m <sup>3</sup>
Effective angle of friction	$\varphi_s$	25,0	°
Effective cohesion	$c_s$	2,0	kPa
Undrained shear strength	$c_{su}$	32,5	kPa
Undrained shear strength at depth 1.5D from stone column head	$c_{su,1.5D}$	13,0	
Compressibility modulus	$E_s$	2,4	MPa
Poisson's ratio	$\mu_s$	0,33	-
Data for the external load			
Uniform vertical external stress	p	90,0	kPa
Assumed degree of consolidation after imposing external load	U	100,0	%
Assumed safety factor against bulging bearing failure of the column head	S.F.	1,50	-
Calculations			
Basic improvement factor $n_0$			
Active pressure coeff.: $K_{ac} = \tan^2(45^\circ - \varphi_c/2)$	$K_{ac}$	0,194	-
$f(\mu_s, a_s) = [(1-\mu_s^2)/(1-\mu_s-2\mu_s^2)][(1-2\mu_s)(1-a_s)/(1-2\mu_s+a_s)]$	$f(\mu_s, a_s)$	1,129	-
Basic improvement factor: $n_0 = 1 + a_s[(0.5+f)/(4K_{ac}f)-1]$	$n_0$	2,026	-
Improvement factor $n_1$ corrected for non infinite stone column compressibility			
Compressibility modulus ratio $E_c/E_s$	$E_c/E_s$	20,833	-
Area ratio for equality of $n_0$ and $E_c/E_s$ , assuming $\mu_s = 1/3$	$(A_c/A)_1$	0,791	-
Addition to the area ratio $\Delta(A/A_c) = 1/(A_c/A)_1 - 1$	$\Delta(A/A_c)$	0,263	-
Corrected area ratio: $(A_c/A)' = [(A/A_c) + \Delta(A/A_c)]^{-1}$	$a_{s1} = (A_c/A)'$	0,153	-
Inverse corrected area ratio	$1/a_{s1}$	6,551	-
$f(\mu_s, a_{s1}) = [(1-\mu_s^2)/(1-\mu_s-2\mu_s^2)][(1-2\mu_s)(1-a_{s1})/(1-2\mu_s+a_{s1})]$	$f(\mu_s, a_{s1})$	1,152	-
Improvement factor: $n_1 = 1 + a_{s1}[(0.5+f(a_{s1}))/(4K_{ac}f(a_{s1}))-1]$	$n_1$	1,978	-
Improvement factor $n_2$ corrected for overburden			
Correction for overburden	Correction	Included	
Depth to the middle of the bulging zone (approx. 1.5*D)	d	1,35	m
Additional stress due to stone column weights	$W_c$	14,85	kPa
Additional stress due to soil weights	$W_s$	12,15	kPa
Pressure coefficient at rest of the column: $K_{0c} = 1 - \sin \varphi_c$	$K_{0c}$	0,324	-
Pressure coefficient at rest of the surrounding soil: $K_{0s} = 1 - \sin \varphi_s$	$K_{0s}$	0,577	-
Stress concentration factor: $(p_c/p_s)_1 = [0.5 + f(\mu_s, a_{s1})]/[K_{ac} * f(\mu_s, a_{s1})]$	$(p_c/p_s)_1$	7,406	-
Stress concentrated on column: $p_{c1} = p * (p_c/p_s)_1 / [(p_c/p_s)_1 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{c1}$	337,00	kPa
Stress concentrated on soil: $p_{s1} = p / [(p_c/p_s)_1 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{s1}$	45,50	kPa
Depth factor: $f_d = \min\{1/[1 + ((K_{0c} - W_s/W_c)/K_{0c}) * (W_c/p_{c1})], (E_c/E_s)/(p_c/p_s)\}$	$f_d$	1,072	-
Improvement factor $n_2 = f_d * n_1$	$n_2$	2,120	-
Resulting concentration factor for $n_2$ : $(p_c/p_s)_2 = [n_2 * (1 - a_{s1})]/a_{s1}$	$(p_c/p_s)_2$	8,338	-
Stress concentrated on column: $p_{c2} = p * (p_c/p_s)_2 / [(p_c/p_s)_2 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{c2}$	353,94	kPa
Stress concentrated on soil: $p_{s2} = p / [(p_c/p_s)_2 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{s2}$	42,45	kPa

Compatibility controls for settlement and bearing capacity of the stone columns against bulging			
Assumed soil conditions (drained or undrained) for bearing capacity calc.	Conditions	Both	
Passive pressure coefficient of stone column: $K_{pC} = 1/K_{aC}$	$K_{pC}$	5,165	-
Passive pressure coefficient of surrounding soil: $K_{pS} = \tan^2(45 + \phi'_s/2)$	$K_{pS}$	2,464	-
B.C. under <b>Drained Conditions</b> : $q_{ult,drn} = [(U \cdot p_s + \gamma'_s \cdot d)K_{pS} + 2c'_s \cdot K_{pS}^{0.5}]K_{pC}$	$q_{ult,drn}$	727,30	kPa
B.C. under <b>Undrained Conditions</b> : $q_{ult,undr} = [(U \cdot p_s + \gamma'_s \cdot d)K_{0S} + 4c_u]K_{pC}$	$q_{ult,undr}$	431,42	kPa
Worst case bearing capacity: $q_{ult} = \min(q_{ult,drn}, q_{ult,undr})$	$q_{ult}$	431,42	kPa
Limit concentration factor for b.c. control: $(p_c/p_s)_{max, b.c.} = (1 - a_{s1}) / (p \cdot F.S. / q_{ult} - a_{s1})$	$(p_c/p_s)_{lim}$	5,287	-
Improvement factor for b.c. control: $n_{max, b.c.} = a_{s1} \cdot ((p_c/p_s)_{max, b.c.} - 1) + 1$	$n_{max, b.c.}$	1,654	-
Improvement factor for settlement control: $n_{max, settle} = 1 + a_s(E_c/E_s - 1)$	$n_{max, settle}$	4,154	-
Final improvement factor $n_{2,fin} = \min\{n_{max, b.c.}, n_{max, settle}, n_2\}$	$n_{2,d}$	1,654	-
RESULTS			
Design stress concentration parameters			
Design concentration factor: $(p_c/p_s)_d = [n_{2,d} \cdot (1 - a_{s1})] / a_{s1}$	$(p_c/p_s)_d$	5,287	-
Design stress concentrated on column: $p_{cd} = p \cdot (p_c/p_s)_d / [(p_c/p_s)_d a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{cd}$	287,61	kPa
Design stress concentrated on soil: $p_{sd} = p \cdot [(p_c/p_s)_d a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{sd}$	54,40	kPa
Final improvement factor $n_{2,fin} = \min\{n_{max, b.c.}, n_{max, settle}, n_2\}$	$n_{2,d}$	1,654	-
Improved soil parameters of the composite ground			
Assumed elevation below stone column head	z	7,50	m
Buoyant unit weight of the improved soil: $\gamma'^* = a_{s1} \cdot \gamma'_c + (1 - a_{s1}) \cdot \gamma'_s$	$\gamma'^*$	9,31	kN/m <sup>3</sup>
Improved shear parameters following the average shear strength method (Aboshi et al 1979, Barksdale 1981)			
Drained conditions			
Effective angle of friction: $\phi'^* = \arctan\{[a_{s1} \cdot \sigma'_{cd,z} \cdot \tan \phi_c + (1 - a_{s1}) \cdot \sigma'_{sd,z} \cdot \tan \phi_s] / (\gamma'^* \cdot z + p)\}$	$\phi'^*$	32,0	°
Effective cohesion: $c'^* = (1 - a_{s1}) \cdot c'$	$c'^*$	1,69	kPa
Undrained conditions			
Undrained angle of friction: $\phi_u^* = \arctan\{[a_{s1} \cdot \sigma'_{cd,z} \cdot \tan \phi_c] / (\gamma'^* \cdot z + p)\}$	$\phi_u^*$	18,0	°
Improved undrained shear strength: $c_u^* = (1 - a_{s1}) \cdot c'$	$c_u^*$	27,5	kPa
Improved compressibility parameters			
Compressibility modulus of the composite soil: $E^* = n_d \cdot E_s$	$E^*$	4,0	MPa
Undrained elastic modulus of the composite soil: $E_u^* = (3/2) \cdot [(1 - 2\mu_s) / (1 - \mu_s)] \cdot E^*$	$E_u^*$	3,02	MPa

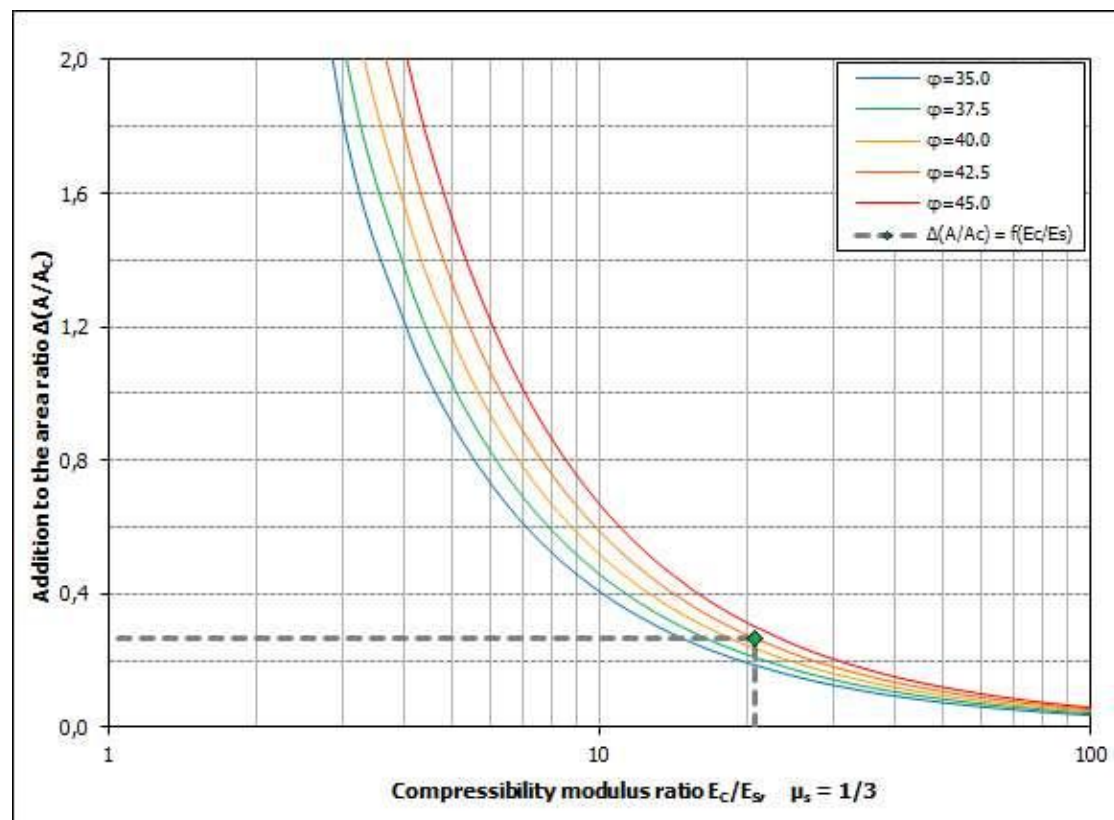
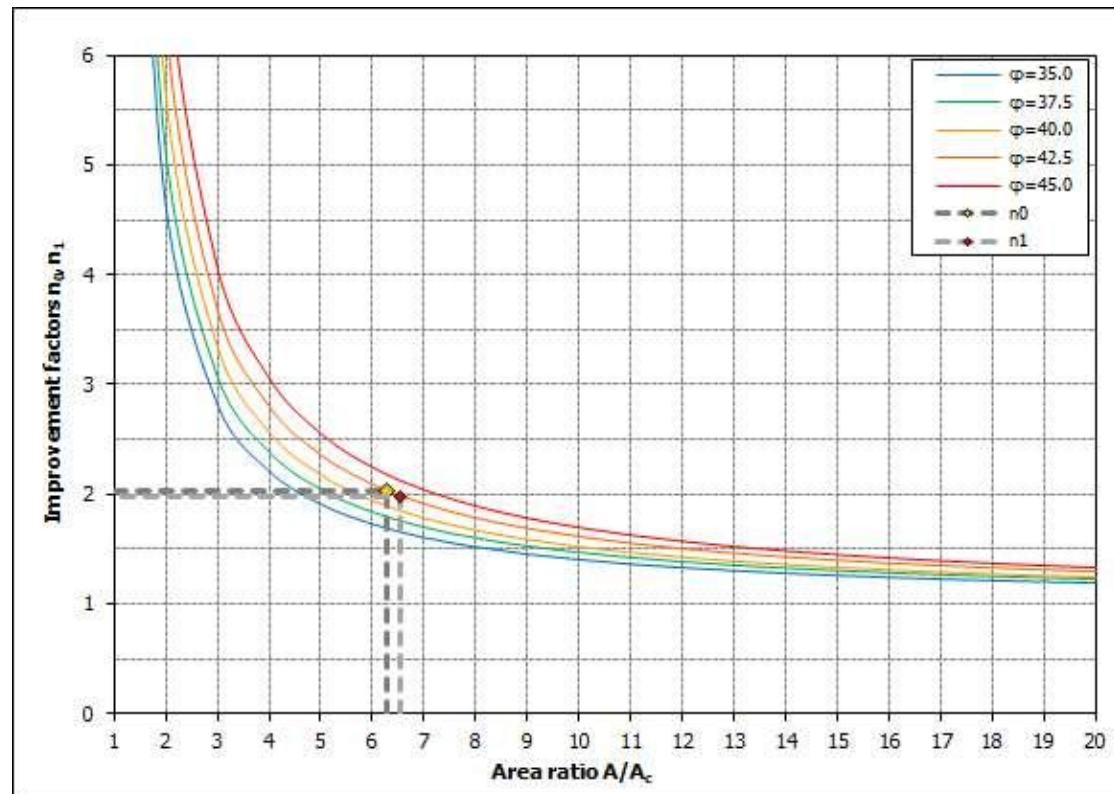


GROUND IMPROVEMENT BY THE STONE COLUMNS METHOD			
"The Design of Vibroreplacement", Heinz J. Priebe, 1995			
Διατομή A-A: Βάθος 0-5m από τη στάθμη κεφαλής των χαλικοπασσάλων			
INPUT DATA			
Data for the stone columns			
Stone column diameter	D	0,90	m
Mesh dimensions	a	2,00	m
	b		m
Mesh shape	Mess	Square	
Bulk unit weight (buoyant)	$\gamma'_c$	11,0	kN/m <sup>3</sup>
Friction angle	$\varphi_c$	42,5	°
Compressibility modulus	$E_c$	50,0	MPa
Stone column cross-section area	$A_c = \pi D^2 / 4$	0,64	m <sup>2</sup>
Stone column influence area	$A = a * b$	4,00	m <sup>2</sup>
Area ratio $a_s$	$a_s = A_c / A$	0,159	-
Inverse area ratio	$1/a_s$	6,288	-
Data for the soil			
Bulk unit weight (buoyant)	$\gamma'_s$	9,0	kN/m <sup>3</sup>
Effective angle of friction	$\varphi_s$	25,0	°
Effective cohesion	$c_s$	2,0	kPa
Undrained shear strength	$c_{su}$	15,9	kPa
Undrained shear strength at depth 1.5D from stone column head	$c_{su,1.5D}$	13,0	
Compressibility modulus	$E_s$	2,4	MPa
Poisson's ratio	$\mu_s$	0,33	-
Data for the external load			
Uniform vertical external stress	p	50,0	kPa
Assumed degree of consolidation after imposing external load	U	100,0	%
Assumed safety factor against bulging bearing failure of the column head	S.F.	1,50	-
Calculations			
Basic improvement factor $n_0$			
Active pressure coeff.: $K_{ac} = \tan^2(45^\circ - \varphi_c/2)$	$K_{ac}$	0,194	-
$f(\mu_s, a_s) = [(1-\mu_s^2)/(1-\mu_s-2\mu_s^2)][(1-2\mu_s)(1-a_s)/(1-2\mu_s+a_s)]$	$f(\mu_s, a_s)$	1,129	-
Basic improvement factor: $n_0 = 1 + a_s[(0.5+f)/(4K_{ac}f)-1]$	$n_0$	2,026	-
Improvement factor $n_1$ corrected for non infinite stone column compressibility			
Compressibility modulus ratio $E_c/E_s$	$E_c/E_s$	20,833	-
Area ratio for equality of $n_0$ and $E_c/E_s$ , assuming $\mu_s = 1/3$	$(A_c/A)_1$	0,791	-
Addition to the area ratio $\Delta(A/A_c) = 1/(A_c/A)_1 - 1$	$\Delta(A/A_c)$	0,263	-
Corrected area ratio: $(A_c/A)' = [(A/A_c) + \Delta(A/A_c)]^{-1}$	$a_{s1} = (A_c/A)'$	0,153	-
Inverse corrected area ratio	$1/a_{s1}$	6,551	-
$f(\mu_s, a_{s1}) = [(1-\mu_s^2)/(1-\mu_s-2\mu_s^2)][(1-2\mu_s)(1-a_{s1})/(1-2\mu_s+a_{s1})]$	$f(\mu_s, a_{s1})$	1,152	-
Improvement factor: $n_1 = 1 + a_{s1}[(0.5+f(a_{s1}))/(4K_{ac}f(a_{s1}))-1]$	$n_1$	1,978	-
Improvement factor $n_2$ corrected for overburden			
Correction for overburden	Correction	Ignored	
Depth to the middle of the bulging zone (approx. 1.5*D)	d	1,35	m
Additional stress due to stone column weights	$W_c$	14,85	kPa
Additional stress due to soil weights	$W_s$	12,15	kPa
Pressure coefficient at rest of the column: $K_{0c} = 1 - \sin \varphi_c$	$K_{0c}$	0,324	-
Pressure coefficient at rest of the surrounding soil: $K_{0s} = 1 - \sin \varphi_s$	$K_{0s}$	0,577	-
Stress concentration factor: $(p_c/p_s)_1 = [0.5 + f(\mu_s, a_{s1})]/[K_{ac} * f(\mu_s, a_{s1})]$	$(p_c/p_s)_1$	7,406	-
Stress concentrated on column: $p_{c1} = p * (p_c/p_s)_1 / [(p_c/p_s)_1 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{c1}$	187,22	kPa
Stress concentrated on soil: $p_{s1} = p / [(p_c/p_s)_1 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{s1}$	25,28	kPa
Depth factor: $f_d = \min\{1/[1 + ((K_{0c} - W_s/W_c)/K_{0c}) * (W_c/p_{c1})], (E_c/E_s)/(p_c/p_s)\}$	$f_d$	1,000	-
Improvement factor $n_2 = f_d * n_1$	$n_2$	1,978	-
Resulting concentration factor for $n_2$ : $(p_c/p_s)_2 = [n_2 * (1 - a_{s1})]/a_{s1}$	$(p_c/p_s)_2$	7,406	-
Stress concentrated on column: $p_{c2} = p * (p_c/p_s)_2 / [(p_c/p_s)_2 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{c2}$	187,22	kPa
Stress concentrated on soil: $p_{s2} = p / [(p_c/p_s)_2 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{s2}$	25,28	kPa

Compatibility controls for settlement and bearing capacity of the stone columns against bulging			
Assumed soil conditions (drained or undrained) for bearing capacity calc.	Conditions	Both	
Passive pressure coefficient of stone column: $K_{pC} = 1/K_{aC}$	$K_{pC}$	5,165	-
Passive pressure coefficient of surrounding soil: $K_{pS} = \tan^2(45 + \phi'_s/2)$	$K_{pS}$	2,464	-
B.C. under <b>Drained Conditions</b> : $q_{ult,drn} = [(U \cdot p_s + \gamma'_s \cdot d) K_{pS} + 2c'_s \cdot K_{pS}^{0.5}] K_{pC}$	$q_{ult,drn}$	508,77	kPa
B.C. under <b>Undrained Conditions</b> : $q_{ult,undr} = [(U \cdot p_s + \gamma'_s \cdot d) K_{pS} + 4c_u] K_{pC}$	$q_{ult,undr}$	380,21	kPa
Worst case bearing capacity: $q_{ult} = \min(q_{ult,drn}, q_{ult,undr})$	$q_{ult}$	380,21	kPa
Limit concentration factor for b.c. control: $(p_c/p_s)_{max, b.c.} = (1 - a_{s1}) / (p \cdot F.S. / q_{ult} - a_{s1})$	$(p_c/p_s)_{lim}$	18,992	-
Improvement factor for b.c. control: $n_{max, b.c.} = a_{s1} \cdot ((p_c/p_s)_{max, b.c.} - 1) + 1$	$n_{max, b.c.}$	3,746	-
Improvement factor for settlement control: $n_{max, settle} = 1 + a_s(E_c/E_s - 1)$	$n_{max, settle}$	4,154	-
Final improvement factor $n_{2,fin} = \min\{n_{max, b.c.}, n_{max, settle}, n_2\}$	$n_{2,d}$	1,978	-

RESULTS			
Design stress concentration parameters			
Design concentration factor: $(p_c/p_s)_d = [n_{2,d} \cdot (1 - a_{s1})] / a_{s1}$	$(p_c/p_s)_d$	7,406	-
Design stress concentrated on column: $p_{cd} = p \cdot (p_c/p_s)_d / [(p_c/p_s)_d a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{cd}$	187,22	kPa
Design stress concentrated on soil: $p_{sd} = p \cdot [(p_c/p_s)_d a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{sd}$	25,28	kPa
Final improvement factor $n_{2,fin} = \min\{n_{max, b.c.}, n_{max, settle}, n_2\}$	$n_{2,d}$	1,978	-
Improved soil parameters of the composite ground			
Assumed elevation below stone column head	z	2,50	m
Buoyant unit weight of the improved soil: $\gamma'^* = a_{s1} \cdot \gamma'_c + (1 - a_{s1}) \cdot \gamma'_s$	$\gamma'^*$	9,31	kN/m <sup>3</sup>
Improved shear parameters following the average shear strength method (Aboshi et al 1979, Barksdale 1981)			
Drained conditions			
Effective angle of friction: $\phi'^* = \arctan\{[a_{s1} \cdot \sigma'_{cd,z} \cdot \tan \phi_c + (1 - a_{s1}) \cdot \sigma'_{sd,z} \cdot \tan \phi_s] / (\gamma'^* \cdot z + p)\}$	$\phi'^*$	33,7	°
Effective cohesion: $c'^* = (1 - a_{s1}) \cdot c'$	$c'^*$	1,69	kPa
Undrained conditions			
Undrained angle of friction: $\phi_u^* = \arctan\{[a_{s1} \cdot \sigma'_{cd,z} \cdot \tan \phi_c] / (\gamma'^* \cdot z + p)\}$	$\phi_u^*$	22,3	°
Improved undrained shear strength: $c_u^* = (1 - a_{s1}) \cdot c'$	$c_u^*$	13,5	kPa
Improved compressibility parameters			
Compressibility modulus of the composite soil: $E^* = n_d \cdot E_s$	$E^*$	4,7	MPa
Undrained elastic modulus of the composite soil: $E_u^* = (3/2) \cdot [(1 - 2\mu_s) / (1 - \mu_s)] \cdot E^*$	$E_u^*$	3,61	MPa

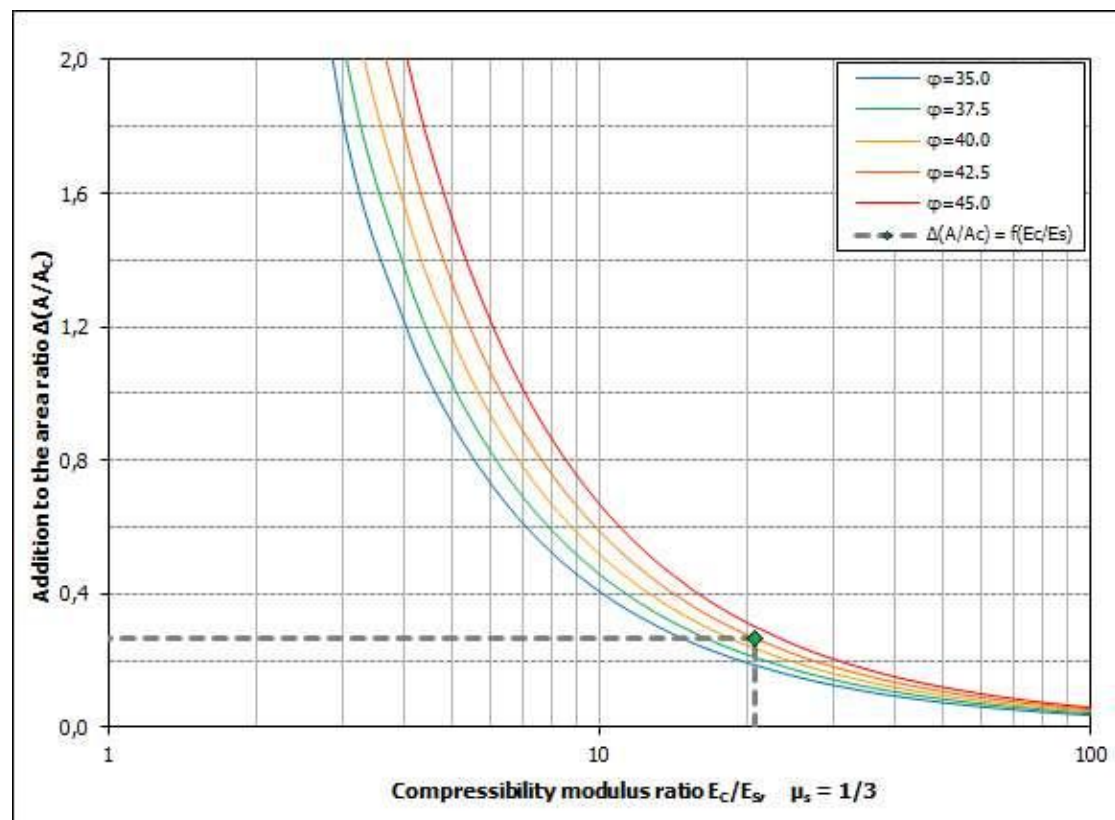
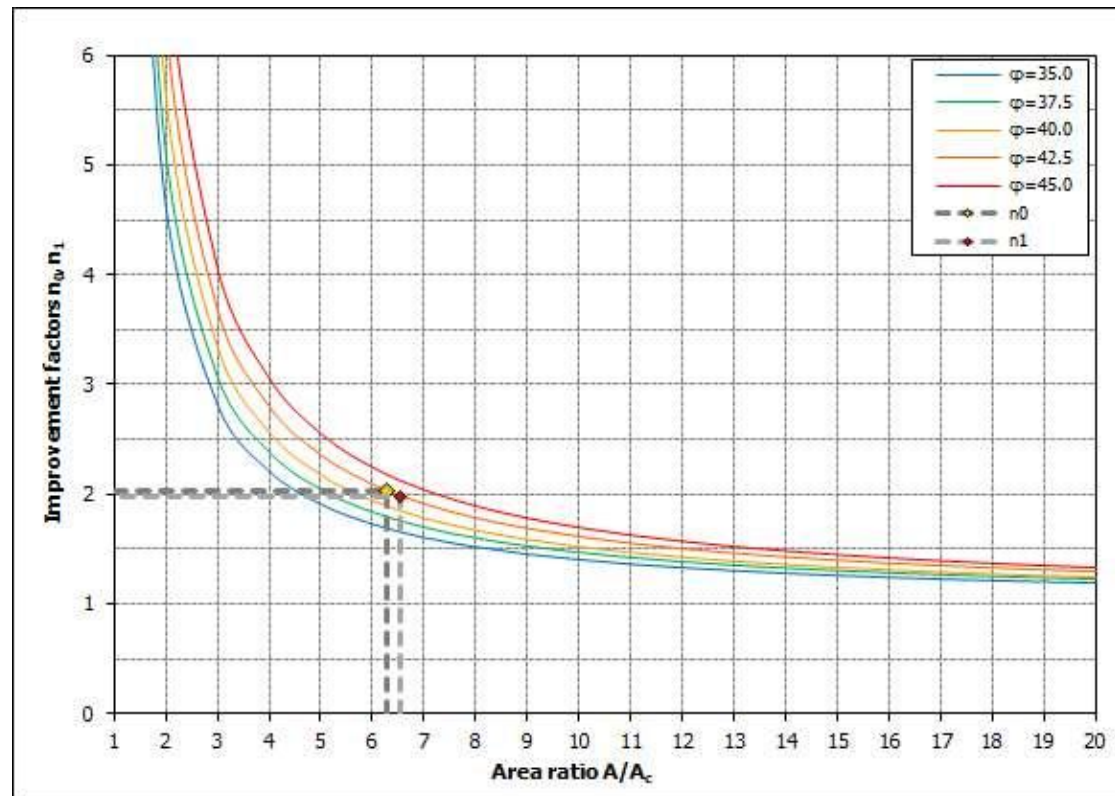






GROUND IMPROVEMENT BY THE STONE COLUMNS METHOD			
"The Design of Vibroreplacement", Heinz J. Priebe, 1995			
Διατομή A-A: Βάθος 5-10m από τη στάθμη κεφαλής των χαλικοπασσάλων			
INPUT DATA			
Data for the stone columns			
Stone column diameter	D	0,90	m
Mesh dimensions	a	2,00	m
	b		m
Mesh shape	Mess	Square	
Bulk unit weight (buoyant)	$\gamma'_c$	11,0	kN/m <sup>3</sup>
Friction angle	$\varphi_c$	42,5	°
Compressibility modulus	$E_c$	50,0	MPa
Stone column cross-section area	$A_c = \pi D^2 / 4$	0,64	m <sup>2</sup>
Stone column influence area	$A = a * b$	4,00	m <sup>2</sup>
Area ratio $a_s$	$a_s = A_c / A$	0,159	-
Inverse area ratio	$1/a_s$	6,288	-
Data for the soil			
Bulk unit weight (buoyant)	$\gamma'_s$	9,0	kN/m <sup>3</sup>
Effective angle of friction	$\varphi_s$	25,0	°
Effective cohesion	$c_s$	2,0	kPa
Undrained shear strength	$c_{su}$	30,8	kPa
Undrained shear strength at depth 1.5D from stone column head	$c_{su,1.5D}$	13,0	
Compressibility modulus	$E_s$	2,4	MPa
Poisson's ratio	$\mu_s$	0,33	-
Data for the external load			
Uniform vertical external stress	p	50,0	kPa
Assumed degree of consolidation after imposing external load	U	100,0	%
Assumed safety factor against bulging bearing failure of the column head	S.F.	1,50	-
Calculations			
Basic improvement factor $n_0$			
Active pressure coeff.: $K_{ac} = \tan^2(45^\circ - \varphi_c/2)$	$K_{ac}$	0,194	-
$f(\mu_s, a_s) = [(1-\mu_s^2)/(1-\mu_s-2\mu_s^2)][(1-2\mu_s)(1-a_s)/(1-2\mu_s+a_s)]$	$f(\mu_s, a_s)$	1,129	-
Basic improvement factor: $n_0 = 1 + a_s[(0.5+f)/(4K_{ac}f)-1]$	$n_0$	2,026	-
Improvement factor $n_1$ corrected for non infinite stone column compressibility			
Compressibility modulus ratio $E_c/E_s$	$E_c/E_s$	20,833	-
Area ratio for equality of $n_0$ and $E_c/E_s$ , assuming $\mu_s = 1/3$	$(A_c/A)_1$	0,791	-
Addition to the area ratio $\Delta(A/A_c) = 1/(A_c/A)_1 - 1$	$\Delta(A/A_c)$	0,263	-
Corrected area ratio: $(A_c/A)' = [(A/A_c) + \Delta(A/A_c)]^{-1}$	$a_{s1} = (A_c/A)'$	0,153	-
Inverse corrected area ratio	$1/a_{s1}$	6,551	-
$f(\mu_s, a_{s1}) = [(1-\mu_s^2)/(1-\mu_s-2\mu_s^2)][(1-2\mu_s)(1-a_{s1})/(1-2\mu_s+a_{s1})]$	$f(\mu_s, a_{s1})$	1,152	-
Improvement factor: $n_1 = 1 + a_{s1}[(0.5+f(a_{s1}))/(4K_{ac}f(a_{s1}))-1]$	$n_1$	1,978	-
Improvement factor $n_2$ corrected for overburden			
Correction for overburden	Correction	Ignored	
Depth to the middle of the bulging zone (approx. 1.5*D)	d	1,35	m
Additional stress due to stone column weights	$W_c$	14,85	kPa
Additional stress due to soil weights	$W_s$	12,15	kPa
Pressure coefficient at rest of the column: $K_{0c} = 1 - \sin \varphi_c$	$K_{0c}$	0,324	-
Pressure coefficient at rest of the surrounding soil: $K_{0s} = 1 - \sin \varphi_s$	$K_{0s}$	0,577	-
Stress concentration factor: $(p_c/p_s)_1 = [0.5 + f(\mu_s, a_{s1})]/[K_{ac} * f(\mu_s, a_{s1})]$	$(p_c/p_s)_1$	7,406	-
Stress concentrated on column: $p_{c1} = p * (p_c/p_s)_1 / [(p_c/p_s)_1 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{c1}$	187,22	kPa
Stress concentrated on soil: $p_{s1} = p / [(p_c/p_s)_1 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{s1}$	25,28	kPa
Depth factor: $f_d = \min\{1/[1 + ((K_{0c} - W_s/W_c)/K_{0c}) * (W_c/p_{c1})], (E_c/E_s)/(p_c/p_s)\}$	$f_d$	1,000	-
Improvement factor $n_2 = f_d * n_1$	$n_2$	1,978	-
Resulting concentration factor for $n_2$ : $(p_c/p_s)_2 = [n_2 * (1 - a_{s1})]/a_{s1}$	$(p_c/p_s)_2$	7,406	-
Stress concentrated on column: $p_{c2} = p * (p_c/p_s)_2 / [(p_c/p_s)_2 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{c2}$	187,22	kPa
Stress concentrated on soil: $p_{s2} = p / [(p_c/p_s)_2 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{s2}$	25,28	kPa

Compatibility controls for settlement and bearing capacity of the stone columns against bulging			
Assumed soil conditions (drained or undrained) for bearing capacity calc.	Conditions	Both	
Passive pressure coefficient of stone column: $K_{pC} = 1/K_{aC}$	$K_{pC}$	5,165	-
Passive pressure coefficient of surrounding soil: $K_{pS} = \tan^2(45 + \phi'_s/2)$	$K_{pS}$	2,464	-
B.C. under <b>Drained Conditions</b> : $q_{ult,drn} = [(U \cdot p_s + \gamma'_s \cdot d)K_{pS} + 2c'_s \cdot K_{pS}^{0.5}]K_{pC}$	$q_{ult,drn}$	508,77	kPa
B.C. under <b>Undrained Conditions</b> : $q_{ult,undr} = [(U \cdot p_s + \gamma'_s \cdot d)K_{0S} + 4c_u]K_{pC}$	$q_{ult,undr}$	380,21	kPa
Worst case bearing capacity: $q_{ult} = \min(q_{ult,drn}, q_{ult,undr})$	$q_{ult}$	380,21	kPa
Limit concentration factor for b.c. control: $(p_c/p_s)_{max, b.c.} = (1 - a_{s1}) / (p \cdot F.S. / q_{ult} - a_{s1})$	$(p_c/p_s)_{lim}$	18,992	-
Improvement factor for b.c. control: $n_{max, b.c.} = a_{s1} \cdot ((p_c/p_s)_{max, b.c.} - 1) + 1$	$n_{max, b.c.}$	3,746	-
Improvement factor for settlement control: $n_{max, settle} = 1 + a_s(E_C/E_S - 1)$	$n_{max, settle}$	4,154	-
Final improvement factor $n_{2,fin} = \min\{n_{max, b.c.}, n_{max, settle}, n_2\}$	$n_{2,d}$	1,978	-
RESULTS			
Design stress concentration parameters			
Design concentration factor: $(p_c/p_s)_d = [n_{2,d} \cdot (1 - a_{s1})] / a_{s1}$	$(p_c/p_s)_d$	7,406	-
Design stress concentrated on column: $p_{Cd} = p \cdot (p_c/p_s)_d / [(p_c/p_s)_d a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{Cd}$	187,22	kPa
Design stress concentrated on soil: $p_{Sd} = p \cdot [(p_c/p_s)_d a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{Sd}$	25,28	kPa
Final improvement factor $n_{2,fin} = \min\{n_{max, b.c.}, n_{max, settle}, n_2\}$	$n_{2,d}$	1,978	-
Improved soil parameters of the composite ground			
Assumed elevation below stone column head	z	7,50	m
Buoyant unit weight of the improved soil: $\gamma'^* = a_{s1} \cdot \gamma'_c + (1 - a_{s1}) \cdot \gamma'_s$	$\gamma'^*$	9,31	kN/m <sup>3</sup>
Improved shear parameters following the average shear strength method (Aboshi et al 1979, Barksdale 1981)			
Drained conditions			
Effective angle of friction: $\phi'^* = \text{atan}\{[a_{s1} \cdot \sigma'_{Cd,z} \cdot \tan \phi_c + (1 - a_{s1}) \cdot \sigma'_{Sd,z} \cdot \tan \phi_s] / (\gamma'^* \cdot z + p)\}$	$\phi'^*$	31,8	°
Effective cohesion: $c'^* = (1 - a_{s1}) \cdot c'$	$c'^*$	1,69	kPa
Undrained conditions			
Undrained angle of friction: $\phi_u^* = \text{atan}\{[a_{s1} \cdot \sigma'_{Cd,z} \cdot \tan \phi_c] / (\gamma'^* \cdot z + p)\}$	$\phi_u^*$	17,5	°
Improved undrained shear strength: $c_u^* = (1 - a_{s1}) \cdot c'$	$c_u^*$	26,1	kPa
Improved compressibility parameters			
Compressibility modulus of the composite soil: $E^* = n_d \cdot E_s$	$E^*$	4,7	MPa
Undrained elastic modulus of the composite soil: $E_u^* = (3/2) \cdot [(1 - 2\mu_s) / (1 - \mu_s)] \cdot E^*$	$E_u^*$	3,61	MPa



### **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΤ-3**

**Υπολογισμός παραμένουσας αντοχής εδάφους λόγω  
ρευστοποίησης**

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΤ-3

## ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΑΡΑΜΕΝΟΥΣΑΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΛΟΓΩ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

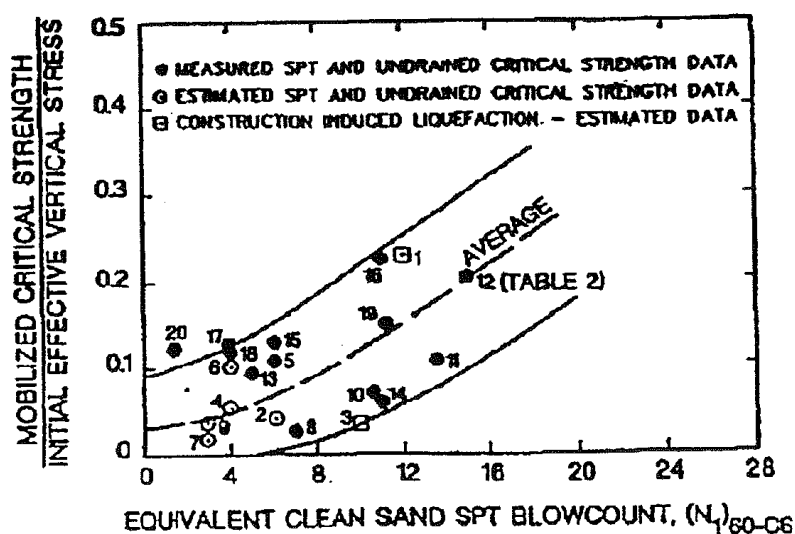
### 1 ΓΕΝΙΚΑ

Εκτιμάται η παραμένουσα αστράγγιστη διατμητική αντοχή της Στρώσης Ι εκτός της ζώνης των χαλικοपाσσάλων, λόγω πιθανής ρευστοποίησής της κατά την εκδήλωση σεισμικού γεγονότος αντίστοιχου του σεισμού σχεδιασμού.

### 2 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ

Η παραμένουσα αντοχή του πλήρως ρευστοποιήσιμου εδάφους, δύναται να εκτιμηθεί σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση, η οποία προκύπτει από τις μέσες τιμές αποτελεσμάτων από πραγματικά περιστατικά, όπως αποτυπώνονται στο διάγραμμα που ακολουθεί (Stack & Merci, 1992, βλ. [x] § 6.1.3 του Τεύχους Υπολογισμών).

$$s_{ur}/\sigma'_{v0} = 0.011 \cdot (N_1)_{60-cs} \quad (\Sigma\Gamma-3 -1)$$



Εικόνα ΣΤ-3 - 2-1: Σχέση μεταξύ παραμένουσας διατμητικής αντοχής και διορθωμένων κρούσεων SPT (κατά Stark and Merci 1992)

Η παραπάνω εξίσωση εκτιμά την παραμένουσα αντοχή συναρτήσει της αρχικής γεωστατικής κατακόρυφης ενεργού τάσης  $\sigma'_{v0}$  και εμπεριέχει την απομείωση των ενεργών τάσεων λόγω ανάπτυξης υπερπίεσεων πόρων κατά τη διάρκεια του σεισμού.

Ο  $(N_1)_{60,cs}$ , αποτελεί τον ισοδύναμο της καθαρής άμμου διορθωμένο αριθμό κρούσεων SPT, ο οποίος εκτός άλλων, λαμβάνει υπόψη την αύξηση της αντίστασης σε ρευστοποίηση της στρώσης λόγω της περιεκτικότητάς της σε λεπτόκοκκο κλάσμα (κλάσμα διερχόμενο από το κόσκινο, #200, ανοίγματος βροχίδας, 72μm και υπολογίζεται κατά NCEER (1996)/NCEER/NSF (1998) (βλ. [xvi] § 6.1.3 του Τεύχους Υπολογισμών).

$$(N_1)_{60,cs} = a + \beta \cdot (N_1)_{60}$$

όπου,

$a = 0$ , για  $FC \leq 5\%$

$a = e^{(1.76-190/FC^2)}$ , για  $5\% \leq FC < 35\%$

$a = 5.0$ , για  $FC \geq 35\%$

$\beta = 1.0$ , για  $FC \leq 5\%$

$\beta = [0.99 + FC^{1.5}/1000]$ , για  $5\% \leq FC < 35\%$

$\beta = 1.2$ , for  $FC \geq 35\%$ , όπου F.C. το ποσοστό σε λεπτόκοκκα της στρώσης κατά τα ανωτέρω.

Ο  $(N_1)_{60}$ , αποτελεί των διορθωμένο αριθμό κρούσεων της δοκιμής πρότυπης διείσδυσης SPT, λόγω υπερκειμένων, ενέργειας κρούσης διάφορης του 60% της θεωρητικής ενέργειας από την πτώση της σφύρας, διαμέτρου και μήκους διατρητικών στελεχών, τύπο δειγματολήπτη και υπολογίζεται κατά NCEER (1996)/NCEER/NSF (1998), από τη σχέση,

$$(N_1)_{60} = N_m \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S$$

όπου,

$N_m$ : ο μετρηθείς στο πεδίο αριθμός κρούσεων.

$C_N$ : συντελεστής κανονικοποίησης του  $N_m$  σε τάση αναφοράς λόγω υπερκειμένων, 100kPa, όπως υπολογίζεται από τη σχέση,  $C_N = 1 / (P_a / \sigma'_{vo})^{0.5} < 1.7$ ,  $P_a = 100$  kPa

$C_E$ : συντελεστής διόρθωσης για ενέργεια κρούσης διάφορη του 60% της θεωρητικής ενέργειας από την πτώση της σφύρας (θεωρήθηκε για σφύρα ελεύθερης πτώσης συντηρητικώς τιμή 0.90).

$C_B$ : διορθωτικός συντελεστής για τη διάμετρο του διατρητικού στελέχους (ελήφθη ίσος προς 1 για διαμέτρους που δεν υπερβαίνουν τα 115cm),

$C_R$ : συντελεστής λόγω μήκους διατρητικών στελεχών

$C_S$ : συντελεστής διόρθωσης για δειγματολήπτες με ή χωρίς «πουκάμισο» (στην παρούσα περίπτωση χρησιμοποιήθηκε δειγματολήπτης Terzaghi, χωρίς πουκάμισο).

Προτεινόμενες τιμές για τους παραπάνω διορθωτικούς συντελεστές του αριθμού κρούσεων SPT, παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί.

Factor (1)	Equipment variable (2)	Term (3)	Correction (4)
Overburden pressure	—	$C_N$	$(P_a/\sigma'_{vo})^{0.5}$
Overburden pressure	—	$C_N$	$C_N \leq 1.7$
Energy ratio	Donut hammer	$C_E$	0.5–1.0
Energy ratio	Safety hammer	$C_E$	0.7–1.2
Energy ratio	Automatic-trip Donut-type hammer	$C_E$	0.8–1.3
Borehole diameter	65–115 mm	$C_B$	1.0
Borehole diameter	150 mm	$C_B$	1.05
Borehole diameter	200 mm	$C_B$	1.15
Rod length	<3 m	$C_R$	0.75
Rod length	3–4 m	$C_R$	0.8
Rod length	4–6 m	$C_R$	0.85
Rod length	6–10 m	$C_R$	0.95
Rod length	10–30 m	$C_R$	1.0
Sampling method	Standard sampler	$C_S$	1.0
Sampling method	Sampler without liners	$C_S$	1.1–1.3

**Πίνακας ΣΤ-3 - 2-1: Συντελεστές διόρθωσης αριθμού κρούσεων SPT (Skempton 1986)**

### 3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Με εφαρμογή της παραπάνω μεθοδολογίας προκύπτουν τα αποτελέσματα για το διορθωμένο αριθμό κρούσεων  $(N_1)_{60-CS}$ , που παρουσιάζονται για τις δύο εκτελεσθείσες στην περιοχή του έργου Γεωτρήσεις ΘΓ1 και ΘΓ2, στον πίνακα που ακολουθεί.

Γεώτρηση	Βάθος δοκιμής	AUSC	z (m)	$\sigma'_{vo}$ (kPa)	$N_m$	$C_N$	$C_E$	$C_B$	$C_R$	$C_S$	F.C. (%)	$(N_1)_{60,cs}$
ΘΓ1	1.00 – 1.45	CL-ML	1.30	11.7	9	1.70	0.9	1.0	0.85	1.1	>35	<b>20.4</b>
	5.00 – 5.45	CL	2.30	47.7	4	1.45	0.9	1.0	0.95	1.1	>35	<b>11.5</b>
	8.60 – 9.05	CL	8.90	80.1	4	1.12	0.9	1.0	1.00	1.1	>35	<b>10.3</b>
ΘΓ2	1.00 – 1.45	CL	1.30	11.7	2	1.70	0.9	1.0	0.95	1.1	>35	<b>8.8</b>
	3.50 – 3.95	CL-ML	3.80	34.2	2	1.70	0.9	1.0	1.00	1.1	>35	<b>9.0</b>
	7.70 – 8.15	CL	8.00	72.0	2	1.18	0.9	1.0	1.00	1.1	>35	<b>7.8</b>
	9.60 – 10.05	CL	9.90	89.1	4	1.06	0.9	1.0	1.00	1.1	>35	<b>10.0</b>

**Πίνακας ΣΤ-3 - 3-1: Αποτελέσματα διορθωμένου αριθμού κρούσεων  $(N_1)_{60-CS}$**

Σύμφωνα με τα παραπάνω αποτελέσματα, προκύπτει εύρος διορθωμένου αριθμού κρούσεων  $(N_1)_{60-cs}$  εντός της Στρώσης I, που κυμαίνεται μεταξύ 7 και 20 με Μ.Τ. το 11.

Λαμβάνοντας συντηρητικώς ως αντιπροσωπευτική τιμή διορθωμένου αριθμού κρούσεων,  $(N_1)_{60-cs} = 9$ , προκύπτει με εφαρμογή της σχέσης (ΣΤ-3 -1), για το δεδομένο υπό άνωση φαινόμενο βάρος  $\gamma' = 9 \text{ kN/m}^3$  της Στρώσης I, κατανομή με το βάθος της παραμένουσας λόγω ρευστοποίησης αστράγγιστης διατμητικής αντοχής,

$$c_{u,res} = 0.9 \cdot z \text{ (kPa)},$$

όπου,

z: το βάθος από την επιφάνεια του φυσικού πυθμένα.



#### **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΤ-4**

**Εκτίμηση παραμέτρων εισαγωγής των γεωυφασμάτων  
στο πρόγραμμα Larix-5S**

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΤ-4****ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΕΙΣΑΓΩΓΗΣ ΤΩΝ  
ΓΕΩΥΦΑΣΜΑΤΩΝ ΣΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ LARIX-5S**

Τα γεωυφάσματα εισάγονται στο πρόγραμμα ευστάθειας Larix 5s ως στοιχεία εφελκυστικής αντοχής. Η αντοχή τους καθορίζεται από δύο παραμέτρους, την  $K_{max}$  και την  $H$  όπου,

$K_{max}$ : η αντοχή σχεδιασμού του γεωυφάσματος, σε kN/m

$H$ : ο συντελεστής συνάφειας του γεωυφάσματος σε kN/m<sup>2</sup>, ο οποίος εκφράζει την ανά μέτρο μήκους αύξηση της αντοχής έναντι εξόλκευσής του, εκ των αναπτυσσόμενων δυνάμεων τριβής στη διεπιφάνεια αυτού με τη στρώση εγκιβωτισμού του (εξυγιαντική στρώση αμμοχαλίκου). Από τον εν λόγω συντελεστή καθορίζεται το μήκος αγκύρωσης του γεωυφάσματος που απαιτείται για την πλήρη ανάπτυξη της δύναμης σχεδιασμού του,  $K_{max}$ .

Η αντοχή σχεδιασμού του γεωυφάσματος,  $K_{max}$ , λαμβάνεται από την ονομαστική του αντοχή,  $T_{ult}$ , διηρημένη με κατάλληλο συντελεστή ασφαλείας,  $FS$ , ήτοι,  $K_{max} = T_{ult} / FS$ . Στον εν λόγω συντελεστή λαμβάνονται υπόψη φαινόμενα ερπυσμού, διάβρωσης, φθοράς κατά την κατασκευή και λειτουργία κ.λπ. Από τεχνικές προδιαγραφές διαθέσιμων στο εμπόριο υφαντών γεωυφασμάτων αλλά και την διεθνή βιβλιογραφία (βλ. [xi] § 6.1.3), υιοθετείται συντελεστής ασφαλείας επί της ονομαστικής αντοχής του γεωυφάσματος,  **$FS = 2.0$** .

Το ελάχιστο απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης του γεωυφάσματος για την πλήρη ανάπτυξη της δύναμης σχεδιασμού του, δίνεται από την σχέση:

$$L_e = K_{max} * F / (2T_{min})$$

Όπου:

$F$ : ο συντελεστής ασφαλείας επί των δυνάμεων τριβής,  $F = 1.50$

$T_{min}$ : η τάση συνάφειας η οποία δίνεται από την σχέση  
 $T_{min} = \sigma'_v * \tan \delta$ ,  $\delta = (0.83 \div 0.90) * \phi$

$\phi$ : η γωνία εσωτερικής τριβής της στρώσης εντός της οποίας εγκιβωτίζεται το γεωύφασμα (λαμβάνεται για την εξισωτική στρώση αμμοχαλίκου,  $\phi' = 36^\circ$ )

σ'ν: η ενεργός γεωστατική τάση στην στάθμη τοποθέτησης του γεωυφάσματος, η οποία και καθορίζεται από το ύψος των υπερκειμένων γαιών άνωθεν του γεωυφάσματος, στην εκάστοτε θέση κατά μήκος αυτού.

Στην περίπτωση που το ελάχιστο απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης από το άκρο του γεωυφάσματος,  $L_e$ , είναι μικρότερο του αντίστοιχου προκύπτοντος κατά τους ελέγχους ευστάθειας  $L$  (το τελευταίο ορίζεται ως το μήκος του τμήματος του γεωυφάσματος που βρίσκεται όπισθεν του σημείου τομής του με την επιφάνεια αστοχίας), τότε θεωρείται ότι το γεωύφασμα αναπτύσσει πλήρως την αντοχή σχεδιασμού του,  $K_{max}$ . Σε αντίθετη περίπτωση όταν δηλαδή,  $L < L_e$ , το γεωύφασμα, λόγω ανεπαρκούς μήκους αγκύρωσης, αναπτύσσει μέρος μόνον της αντοχής του, η οποία υπολογίζεται με ευθεία αναλογία από τη σχέση,  $K=(L/L_e)*K_{max}$ .

Τα παραπάνω λαμβάνονται αυτόματα υπόψη κατά τους ελέγχους ευστάθειας, μέσω της εσωτερικής υπολογιστικής διαδικασίας του προγράμματος Larix-5s, επί τη βάση του εισαχθέντος συντελεστή συνάφειας,  $H$ , και της αντοχής,  $K_{max}$ , του γεωυφάσματος. Οι ως άνω δύο παράμετροι συνδέονται με το ελάχιστο απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης για πλήρη ανάπτυξη της εφελκυστικής αντοχής σχεδιασμού του,  $L_e$ , μέσω της σχέσης:

$$H = K_{max}/L_e$$

Το ελάχιστο μήκος αγκύρωσης του γεωυφάσματος και κατ' επέκταση ο συντελεστής συνάφειας, παράμετροι οι οποίες αποτελούν συνάρτηση των επιβαλλόμενων ενεργών τάσεων στην στάθμη διάστρωσής του, υπολογίζονται με την βοήθεια κατάλληλα διαμορφωμένου για τον σκοπό αυτόν υπολογιστικού φύλλου (excel), στο οποίο εισάγονται τα ακριβή γεωμετρικά χαρακτηριστικά του σώματος του έργου, οι αντίστοιχες γεωτεχνικές παράμετροι των επιμέρους στρώσεων που το δομούν και τα τεχνικά χαρακτηριστικά του γεωυφάσματος και λαμβάνονται αποτελέσματα για το μήκος αγκύρωσης,  $L_e$ , και τις παραμέτρους σχεδιασμού του γεωυφάσματος  $K_{max}$  και  $H$ , οι οποίες τελικώς εισάγονται στο πρόγραμμα γενικής ευστάθειας Larix-5S. Τα σχετικά φύλλα υπολογισμού για τις δύο επιλεχθείσες διατομές ελέγχου παρουσιάζονται στη συνέχεια.





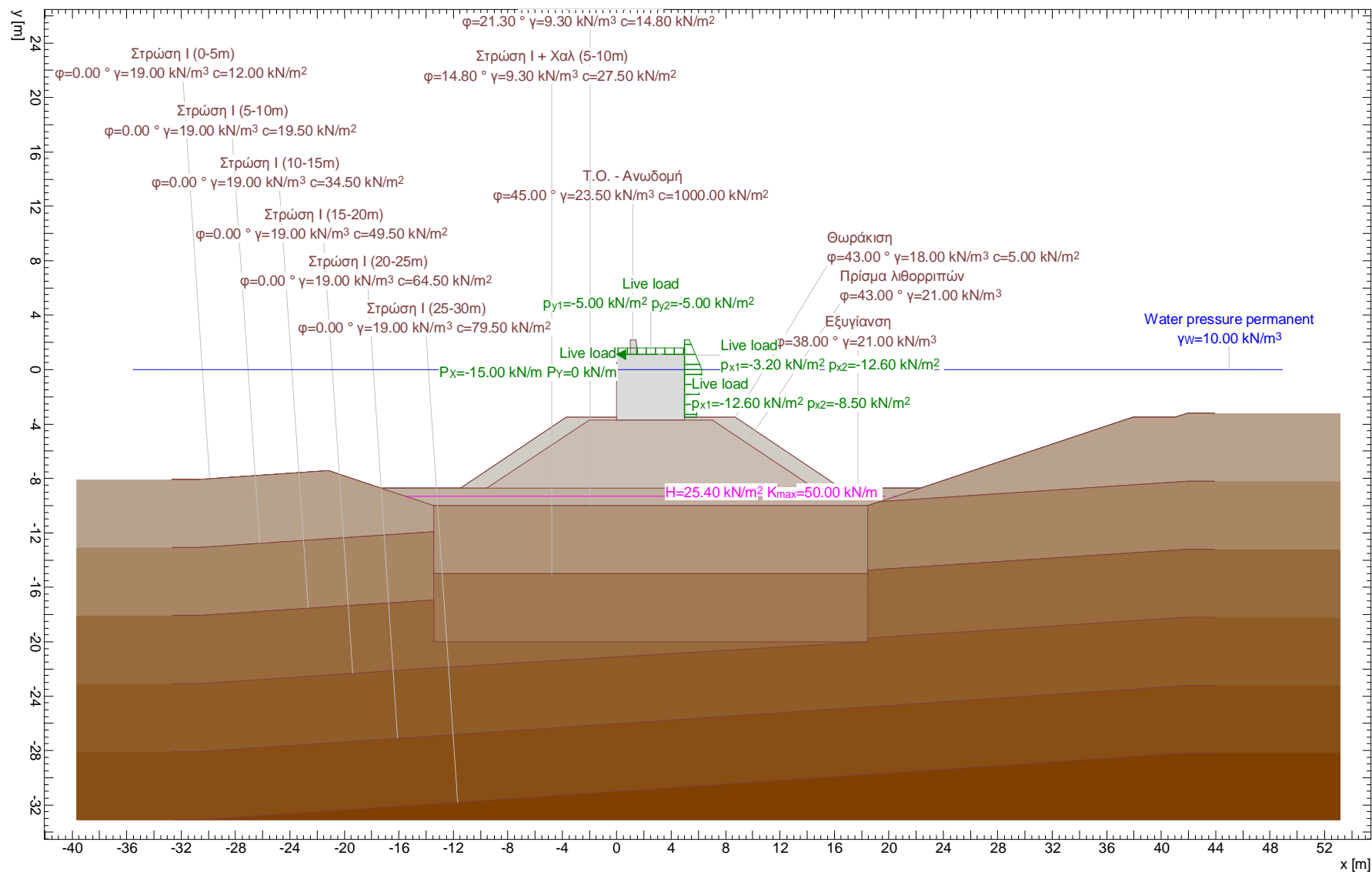


## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΤ-5**

**Έλεγχοι γενικής ευστάθειας – Αναλυτικά δεδομένα και  
αποτελέσματα προγράμματος Larix-5S**

## **ΔΙΑΤΟΜΗ ΕΛΕΓΧΟΥ Γ-Γ**

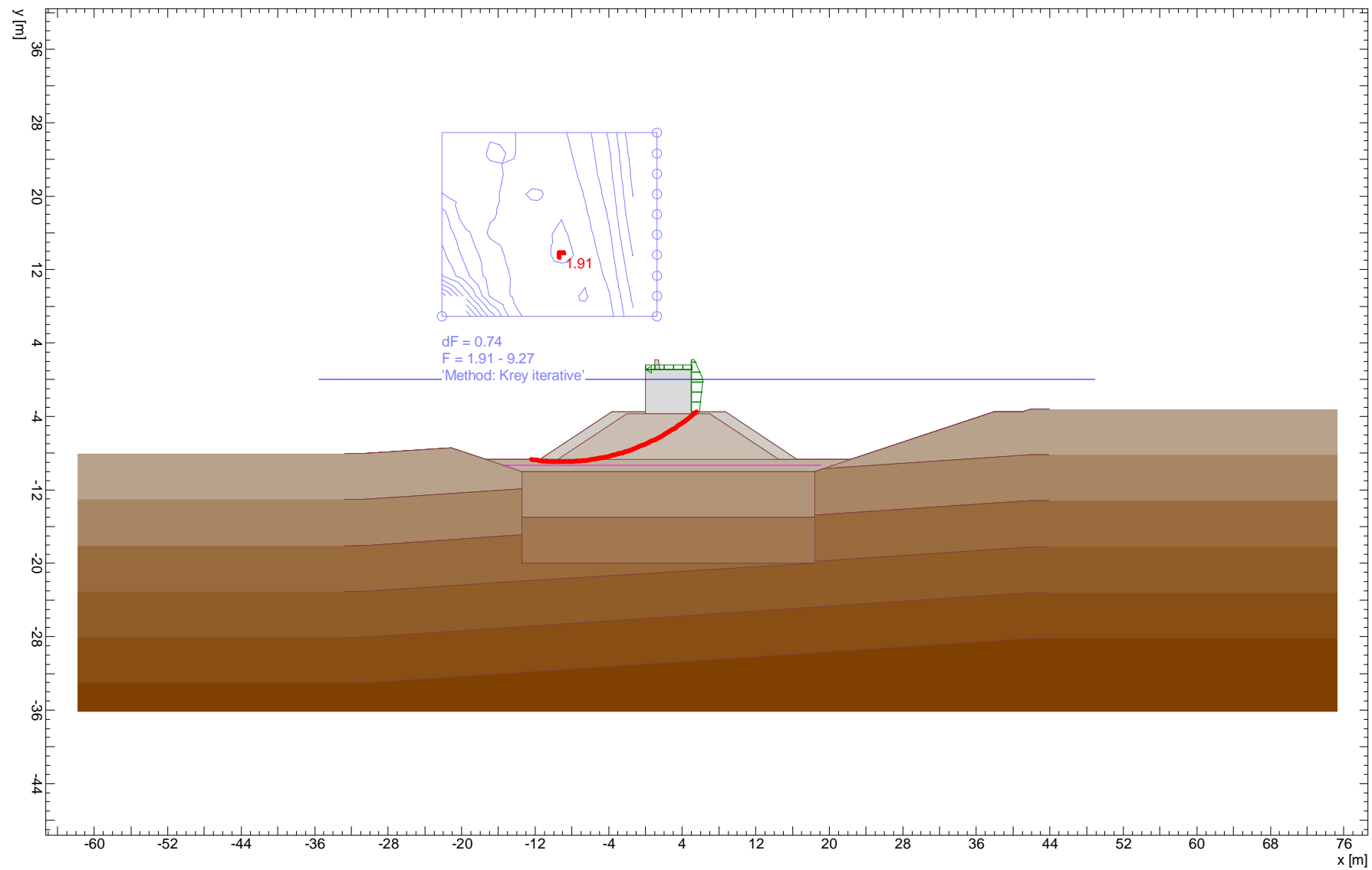
soil model



Nr.:



!Global safety / AC 1



Nr.:

ΛΙΜΕΝΙΚΗ ΕΓΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΕΞΥΠΗΡΕΤΗΣΗΣ ΣΚΑΦΩΝ ΣΤΗ ΘΕΣΗ ΨΑΝΗ ΝΑΥΠΑΚΤΟΥ										Page 3
ΔΙΑΤΟΜΗ ΕΛΕΓΧΟΥ Γ-Γ										19.10.23, 17:08
Στατικές συνθήκες										Larix-5 - Version 2.05
<b>GEOTECHNICAL MODEL</b>										
<b>Soil layer boundaries</b>										
Description	$\phi$ [°]	Parameters $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Point	x [m]	y [m]	Polygon points Point	x [m]	y [m]	
Τ.Ο. - Ανωδομή	45.00	23.50	1000.00	1	-30.67	-8.06	2	-21.16	-7.42	
				3	-17.33	-8.70	4	-11.48	-8.70	
				5	-3.68	-3.50	6	0	-3.50	
				7	0	1.10	8	1.00	1.10	
				9	1.00	2.20	10	1.40	2.20	
				11	1.55	1.10	12	5.00	1.10	
				13	5.00	-3.70	14	5.00	-3.50	
				15	8.68	-3.50	16	16.48	-8.70	
				17	22.33	-8.70	18	37.93	-3.50	
				19	41.00	-3.50	20	41.94	-3.19	
Θωράκιση	43.00	18.00	5.00	1	-30.67	-8.06	2	-21.16	-7.42	
				3	-17.33	-8.70	4	-11.48	-8.70	
				5	-3.68	-3.50	6	0	-3.50	
				7	0	-3.70	8	5.00	-3.70	
				9	5.00	-3.50	10	8.68	-3.50	
				11	16.48	-8.70	12	22.33	-8.70	
				13	37.93	-3.50	14	41.00	-3.50	
				15	41.94	-3.19				
Πρίσμα λιθορριπών	43.00	21.00	0	1	-30.67	-8.06	2	-21.16	-7.42	
				3	-17.33	-8.70	4	-9.53	-8.70	
				5	-2.03	-3.70	6	0	-3.70	
				7	5.00	-3.70	8	7.03	-3.70	
				9	14.53	-8.70	10	16.48	-8.70	
				11	22.33	-8.70	12	37.93	-3.50	
				13	41.00	-3.50	14	41.94	-3.19	
Εξυγίανση	38.00	21.00	0	1	-30.67	-8.06	2	-21.16	-7.42	
				3	-17.33	-8.70	4	-11.48	-8.70	
				5	-9.53	-8.70	6	14.53	-8.70	
				7	22.33	-8.70	8	37.93	-3.50	
				9	41.00	-3.50	10	41.94	-3.19	
Στρώση Ι (0-5m)	0.00	19.00	12.00	1	-30.67	-8.06	2	-21.16	-7.42	
				3	-17.33	-8.70	4	-13.43	-10.00	
				5	18.43	-10.00	6	22.33	-8.70	
				7	37.93	-3.50	8	41.00	-3.50	
				9	41.94	-3.19				
Στρώση Ι + Χαλ (0-5m)	21.30	9.30	14.80	1	-30.67	-13.06	2	-13.43	-11.90	
				3	-13.43	-10.00	4	18.43	-10.00	
				5	19.31	-9.71	6	41.94	-8.19	
Στρώση Ι (5-10m)	0.00	19.00	19.50	1	-30.67	-13.06	2	-13.43	-11.90	
				3	-13.43	-15.00	4	18.43	-15.00	
				5	18.43	-14.77	6	18.43	-10.00	
				7	19.31	-9.71	8	41.94	-8.19	
Στρώση Ι + Χαλ (5-10m)	14.80	9.30	27.50	1	-30.67	-18.06	2	-13.43	-16.90	
				3	-13.43	-15.00	4	18.43	-15.00	

Nr.:

Description	Parameters			Polygon points						
	$\phi$ [°]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Point	x [m]	y [m]	Point	x [m]	y [m]	
Στρώση Ι (10-15m)	0.00	19.00	34.50	5	18.43	-14.77	6	41.94	-13.19	
				1	-30.67	-18.06	2	-13.43	-16.90	
				3	-13.43	-20.00	4	18.43	-20.00	
				5	18.43	-19.77	6	18.43	-16.00	
Στρώση Ι (15-20m)	0.00	19.00	49.50	7	18.43	-14.77	8	41.94	-13.19	
				1	-30.67	-23.06	2	-13.43	-21.90	
				3	18.43	-20.00	4	18.43	-19.77	
Στρώση Ι (20-25m)	0.00	19.00	64.50	5	41.94	-18.19				
Στρώση Ι (25-30m)	0.00	19.00	79.50	1	-30.67	-28.06	2	41.94	-23.19	
				1	-30.67	-33.06	2	41.94	-28.19	

**Water table**

Water pressure permanent

Parameters			Polygon points									
$\gamma_w$ [kN/m <sup>3</sup> ]	State	u	Point	x [m]	y [m]	Point	x [m]	y [m]	Point	x [m]	y [m]	
10.00	active	static	1	-33.53	0	2	46.93	0				

State : Groundwater active or inactive in the analysis

u : Pore pressure calculated hydrodynamically or hydrostatically

**Soil reinforcement elements**

Parameters		Geometry				
H [kN/m <sup>2</sup> ]	$K_{max}$ [kN/m]	$x_1$ [m]	$y_1$ [m]	$x_2$ [m]	$y_2$ [m]	
25.40	50.00	-15.53	-9.30	20.53	-9.30	

H : Soil reinforcement forces

 $K_{max}$  : Pull-out or breaking force of soil reinforcement element**LOADS****Distributed load**

Description	Action	$x_1$ [m]	$y_1$ [m]	$x_2$ [m]	$y_2$ [m]	$p_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$p_2$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Orientation
	Live load	0.00	1.10	5.00	1.10	-5.00	-5.00	y
	Live load	5.00	2.20	5.00	0	-3.20	-12.60	x
	Live load	5.00	0	5.00	-3.50	-12.60	-8.50	x

**Line load**

Description	Action	x [m]	y [m]	P <sub>x</sub> [kN/m]	P <sub>y</sub> [kN/m]	
	Live load	0.00	1.10	-15.00	0	

**CALCULATION OPTIONS****Options**

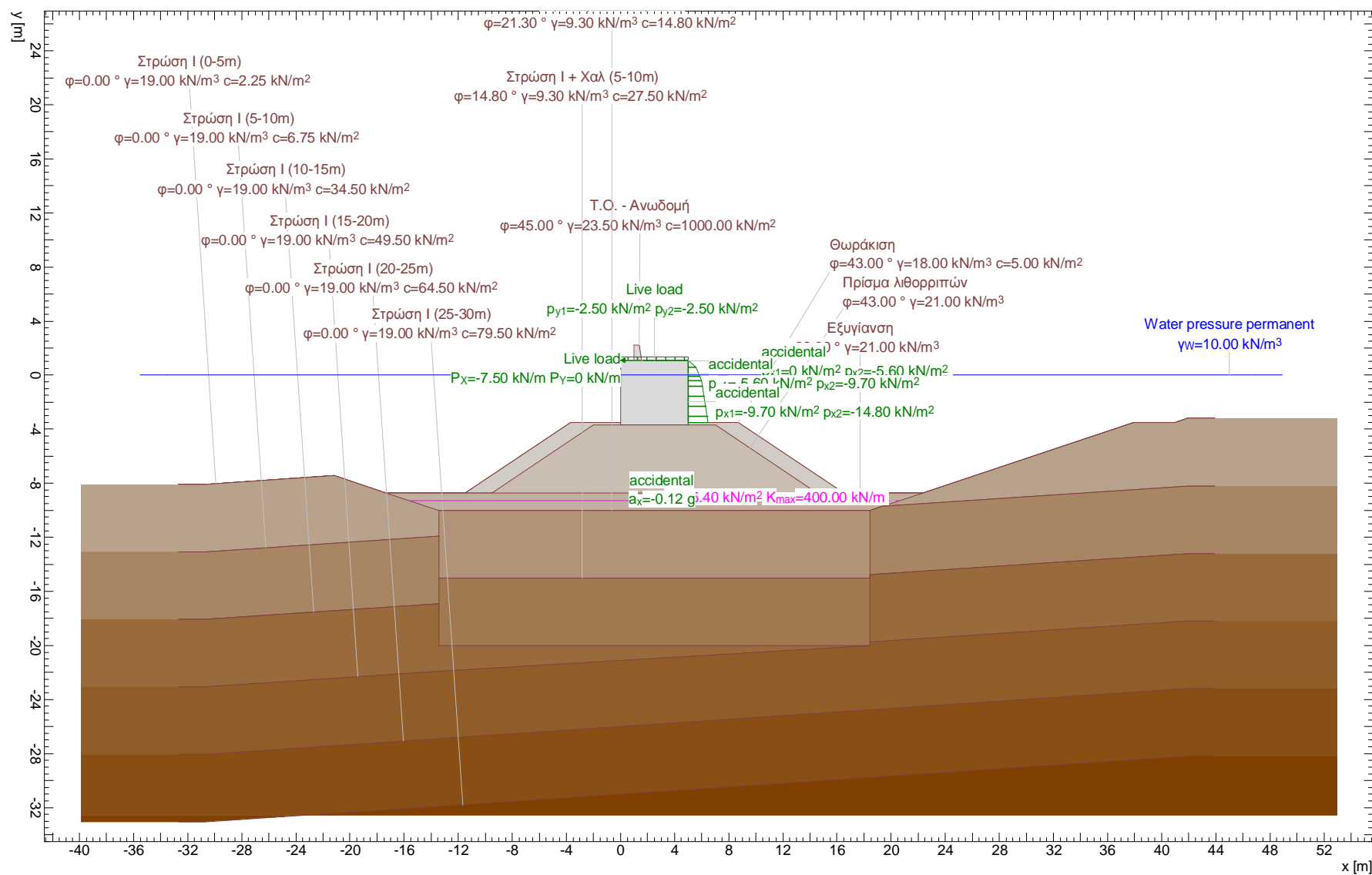
Method	δ <sub>T</sub> [-]	n <sub>L</sub>	Straight extensions of slip circles			
Krey	0.0200	50.000	with	Safety factor determined iteratively		

δ<sub>T</sub> : Convergence tolerance of the iterationn<sub>L</sub> : Number of slices**LIMIT VALUES****Slip circle with minimum safety**

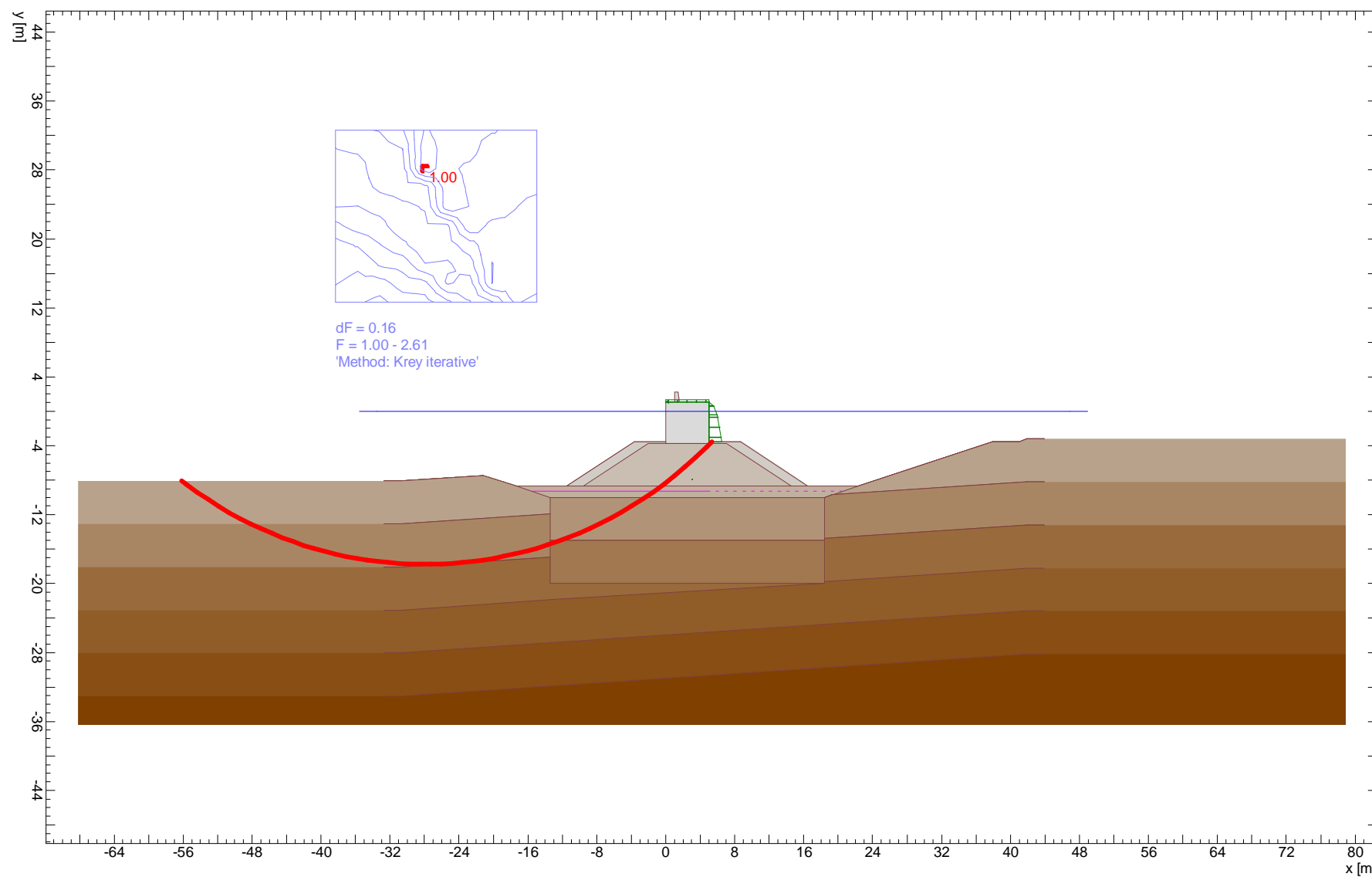
Circle No.	x [m]	y [m]	R [m]	point of constraint	Anchor	F <sub>ex</sub> [-]	L <sub>req</sub> [m]	L <sub>min</sub> [m]	Remark see footnotes	
351	-9.14	13.57	22.51	1		1.91				

F<sub>ex</sub> : existing safety, required safety F<sub>req</sub> = 1.00L<sub>req</sub> : calculated required free anchor length between L<sub>min</sub> - L<sub>max</sub>L<sub>min</sub> : input minimum free anchor length

soil model



!Global safety / AC 1



Nr.:

ΛΙΜΕΝΙΚΗ ΕΓΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΕΞΥΠΗΡΕΤΗΣΗΣ ΣΚΑΦΩΝ ΣΤΗ ΘΕΣΗ ΨΑΝΗ ΝΑΥΠΑΚΤΟΥ										Page 8
ΔΙΑΤΟΜΗ ΕΛΕΓΧΟΥ Γ-Γ										19.10.23, 17:19
Βαθύς κύκλος αστοχίας										Σεισμικές συνθήκες
Larix-5 - Version 2.05										
<b>GEOTECHNICAL MODEL</b>										
<b>Soil layer boundaries</b>										
Description	φ [°]	Parameters γ [kN/m <sup>3</sup> ]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	Point	x [m]	y [m]	Polygon points Point	x [m]	y [m]	
Τ.Ο. - Ανωδομή	45.00	23.50	1000.00	1	-30.67	-8.06	2	-21.16	-7.42	
				3	-17.33	-8.70	4	-11.48	-8.70	
				5	-3.68	-3.50	6	0	-3.50	
				7	0	1.10	8	1.00	1.10	
				9	1.00	2.20	10	1.40	2.20	
				11	1.55	1.10	12	5.00	1.10	
				13	5.00	-3.70	14	5.00	-3.50	
				15	8.68	-3.50	16	16.48	-8.70	
				17	22.33	-8.70	18	37.93	-3.50	
				19	41.00	-3.50	20	41.94	-3.19	
Θωράκιση	43.00	18.00	5.00	1	-30.67	-8.06	2	-21.16	-7.42	
				3	-17.33	-8.70	4	-11.48	-8.70	
				5	-3.68	-3.50	6	0	-3.50	
				7	0	-3.70	8	5.00	-3.70	
				9	5.00	-3.50	10	8.68	-3.50	
				11	16.48	-8.70	12	22.33	-8.70	
				13	37.93	-3.50	14	41.00	-3.50	
				15	41.94	-3.19				
Πρίσμα λιθορριπών	43.00	21.00	0	1	-30.67	-8.06	2	-21.16	-7.42	
				3	-17.33	-8.70	4	-11.48	-8.70	
				5	-9.53	-8.70	6	-2.03	-3.70	
				7	0	-3.70	8	5.00	-3.70	
				9	7.03	-3.70	10	14.53	-8.70	
				11	16.48	-8.70	12	22.33	-8.70	
				13	37.93	-3.50	14	41.00	-3.50	
				15	41.94	-3.19				
Εξυγίανση	38.00	21.00	0	1	-30.67	-8.06	2	-21.16	-7.42	
				3	-17.33	-8.70	4	-11.48	-8.70	
				5	-9.53	-8.70	6	14.53	-8.70	
				7	22.33	-8.70	8	37.93	-3.50	
				9	41.00	-3.50	10	41.94	-3.19	
Στρώση Ι (0-5m)	0.00	19.00	2.25	1	-30.67	-8.06	2	-21.16	-7.42	
				3	-17.33	-8.70	4	-13.43	-10.00	
				5	-11.48	-10.00	6	-3.68	-10.00	
				7	8.68	-10.00	8	16.48	-10.00	
				9	18.43	-10.00	10	22.33	-8.70	
				11	37.93	-3.50	12	41.00	-3.50	
				13	41.94	-3.19				
Στρώση Ι + Χαλ (0-5m)	21.30	9.30	14.80	1	-30.67	-13.06	2	-13.43	-11.90	
				3	-13.43	-10.00	4	18.43	-10.00	
				5	19.31	-9.71	6	41.94	-8.19	
Στρώση Ι (5-10m)	0.00	19.00	6.75	1	-30.67	-13.06	2	-13.43	-11.90	
				3	-13.43	-15.00	4	18.43	-15.00	
				5	18.43	-14.77	6	18.43	-10.00	
										Nr.:

Βαθύς κύκλος αστοχίας

Σεισμικές συνθήκες

Larix-5 - Version 2.05

Description	Parameters			Polygon points						
	$\phi$ [°]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Point	x [m]	y [m]	Point	x [m]	y [m]	
Στρώση I + Χαλ (5-10m)	14.80	9.30	27.50	7	19.31	-9.71	8	41.94	-8.19	
				1	-30.67	-18.06	2	-13.43	-16.90	
				3	-13.43	-15.00	4	18.43	-15.00	
				5	18.43	-14.77	6	41.94	-13.19	
Στρώση I (10-15m)	0.00	19.00	34.50	1	-30.67	-18.06	2	-13.43	-16.90	
				3	-13.43	-20.00	4	18.43	-20.00	
				5	18.43	-19.77	6	18.43	-16.00	
				7	18.43	-14.77	8	41.94	-13.19	
Στρώση I (15-20m)	0.00	19.00	49.50	1	-30.67	-23.06	2	-13.43	-21.90	
				3	18.43	-20.00	4	18.43	-19.77	
				5	41.94	-18.19				
Στρώση I (20-25m)	0.00	19.00	64.50	1	-30.67	-28.06	2	41.94	-23.19	
				1	-30.67	-33.06	2	41.94	-28.19	

**Water table**

Water pressure permanent

Parameters			Polygon points						
$\gamma_w$ [kN/m <sup>3</sup> ]	State	u	Point	x [m]	y [m]	Point	x [m]	y [m]	
10.00	active	static	1	-33.53	0	2	46.93	0	

State : Groundwater active or inactive in the analysis

u : Pore pressure calculated hydrodynamically or hydrostatically

**Soil reinforcement elements**

Parameters		Geometry				
H [kN/m <sup>2</sup> ]	K <sub>max</sub> [kN/m]	x <sub>1</sub> [m]	y <sub>1</sub> [m]	x <sub>2</sub> [m]	y <sub>2</sub> [m]	
25.40	400.00	-15.53	-9.30	20.53	-9.30	

H : Soil reinforcement forces

K<sub>max</sub> : Pull-out or breaking force of soil reinforcement element

Nr.:



ΛΙΜΕΝΙΚΗ ΕΓΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΕΞΥΠΗΡΕΤΗΣΗΣ ΣΚΑΦΩΝ ΣΤΗ ΘΕΣΗ ΨΑΝΗ ΝΑΥΠΑΚΤΟΥ								Page 10
ΔΙΑΤΟΜΗ ΕΛΕΓΧΟΥ Γ-Γ								19.10.23, 17:19
Βαθύς κύκλος αστοχίας							Σεισμικές συνθήκες	Larix-5 - Version 2.05

### LOADS

#### Distributed load

Description	Action	x <sub>1</sub> [m]	y <sub>1</sub> [m]	x <sub>2</sub> [m]	y <sub>2</sub> [m]	p <sub>1</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	p <sub>2</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	Orientation
	Live load	0.00	1.10	5.00	1.10	-2.50	-2.50	y
	accidental	5.00	1.10	5.00	0.60	0	-5.60	x
	accidental	5.00	0.60	5.00	-0.40	-5.60	-9.70	x
	accidental	5.00	-0.40	5.00	-3.50	-9.70	-14.80	x

#### Line load

Description	Action	x [m]	y [m]	P <sub>x</sub> [kN/m]	P <sub>y</sub> [kN/m]
	Live load	0.00	1.10	-7.50	0

#### Earthquake load

Description	Action	a <sub>x</sub> [g]	a <sub>y</sub> [g]
	accidental	-0.12	0.10

a<sub>x</sub> : Horizontal acceleration  
 a<sub>y</sub> : Vertical acceleration

### CALCULATION OPTIONS

#### Options

Method	δ <sub>T</sub> [-]	n <sub>L</sub>	Straight extensions of slip circles	
Krey	0.0200	50.000	with	Safety factor determined iteratively

δ<sub>T</sub> : Convergence tolerance of the iteration  
 n<sub>L</sub> : Number of slices

								Nr.:
--	--	--	--	--	--	--	--	------

Βαθύς κύκλος αστοχίας

Σεισμικές συνθήκες

Larix-5 - Version 2.05

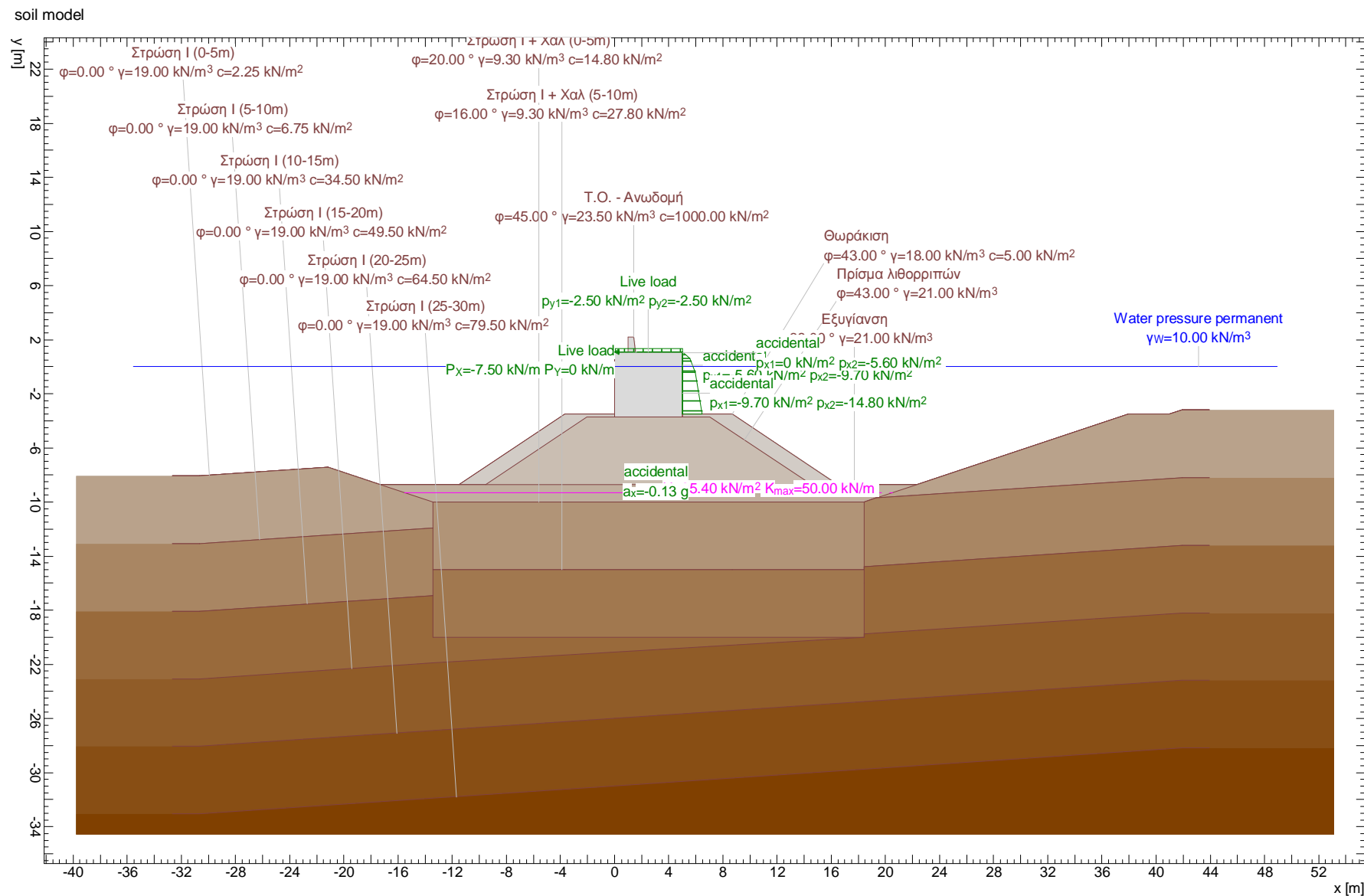
## LIMIT VALUES

### Slip circle with minimum safety

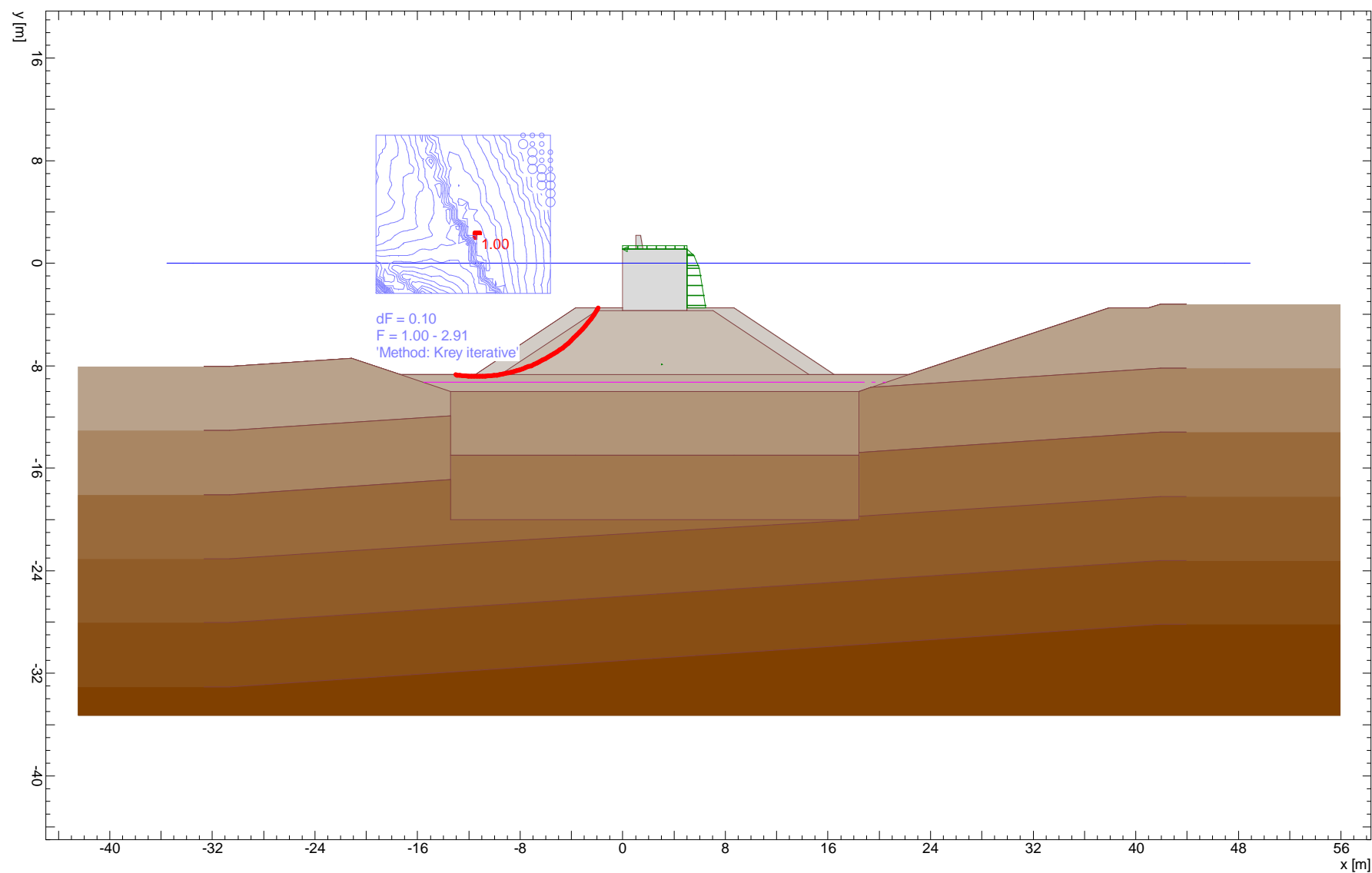
Circle No.	x [m]	y [m]	R [m]	point of constraint	Anchor	F <sub>ex</sub> [-]	L <sub>req</sub> [m]	L <sub>min</sub> [m]	Remark see footnotes	
742	-27.95	28.19	45.95	2		1.00				

F<sub>ex</sub> : existing safety, required safety F<sub>req</sub> = 1.00  
L<sub>req</sub> : calculated required free anchor length between L<sub>min</sub> - L<sub>max</sub>  
L<sub>min</sub> : input minimum free anchor length

Nr.:



!Global safety / AC 1



Nr.:

ΛΙΜΕΝΙΚΗ ΕΓΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΕΞΥΠΗΡΕΤΗΣΗΣ ΣΚΑΦΩΝ ΣΤΗ ΘΕΣΗ ΨΑΝΗ ΝΑΥΠΑΚΤΟΥ										Page 14
ΔΙΑΤΟΜΗ ΕΛΕΓΧΟΥ Γ-Γ										19.10.23, 17:23
Ρηχός κύκλος αστοχίας										Σεισμικές συνθήκες συνθήκες
Larix-5 - Version 2.05										
<b>GEOTECHNICAL MODEL</b>										
<b>Soil layer boundaries</b>										
Description	φ [°]	Parameters γ [kN/m <sup>3</sup> ]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	Point	x [m]	y [m]	Polygon points Point	x [m]	y [m]	
Τ.Ο. - Ανωδομή	45.00	23.50	1000.00	1	-30.67	-8.06	2	-21.16	-7.42	
				3	-17.33	-8.70	4	-11.48	-8.70	
				5	-3.68	-3.50	6	0	-3.50	
				7	0	1.10	8	1.00	1.10	
				9	1.00	2.20	10	1.40	2.20	
				11	1.55	1.10	12	5.00	1.10	
				13	5.00	-3.70	14	5.00	-3.50	
				15	8.68	-3.50	16	16.48	-8.70	
				17	22.33	-8.70	18	37.93	-3.50	
				19	41.00	-3.50	20	41.94	-3.19	
Θωράκιση	43.00	18.00	5.00	1	-30.67	-8.06	2	-21.16	-7.42	
				3	-17.33	-8.70	4	-11.48	-8.70	
				5	-3.68	-3.50	6	0	-3.50	
				7	0	-3.70	8	5.00	-3.70	
				9	5.00	-3.50	10	8.68	-3.50	
				11	16.48	-8.70	12	22.33	-8.70	
				13	37.93	-3.50	14	41.00	-3.50	
				15	41.94	-3.19				
Πρίσμα λιθορριπών	43.00	21.00	0	1	-30.67	-8.06	2	-21.16	-7.42	
				3	-17.33	-8.70	4	-11.48	-8.70	
				5	-9.53	-8.70	6	-2.03	-3.70	
				7	0	-3.70	8	5.00	-3.70	
				9	7.03	-3.70	10	14.53	-8.70	
				11	16.48	-8.70	12	22.33	-8.70	
				13	37.93	-3.50	14	41.00	-3.50	
				15	41.94	-3.19				
Εξυγίανση	38.00	21.00	0	1	-30.67	-8.06	2	-21.16	-7.42	
				3	-17.33	-8.70	4	-11.48	-8.70	
				5	-9.53	-8.70	6	14.53	-8.70	
				7	22.33	-8.70	8	37.93	-3.50	
				9	41.00	-3.50	10	41.94	-3.19	
Στρώση Ι (0-5m)	0.00	19.00	2.25	1	-30.67	-8.06	2	-21.16	-7.42	
				3	-17.33	-8.70	4	-13.43	-10.00	
				5	-11.48	-10.00	6	-3.68	-10.00	
				7	8.68	-10.00	8	16.48	-10.00	
				9	18.43	-10.00	10	22.33	-8.70	
				11	37.93	-3.50	12	41.00	-3.50	
				13	41.94	-3.19				
Στρώση Ι + Χαλ (0-5m)	20.00	9.30	14.80	1	-30.67	-13.06	2	-13.43	-11.90	
				3	-13.43	-10.00	4	-11.48	-10.00	
				5	-3.68	-10.00	6	8.68	-10.00	
				7	18.43	-10.00	8	19.31	-9.71	
				9	41.94	-8.19				
Στρώση Ι (5-10m)	0.00	19.00	6.75	1	-30.67	-13.06	2	-13.43	-11.90	

Nr.:

Ρηχός κύκλος αστοχίας

Σεισμικές συνθήκες συνθήκες

Larix-5 - Version 2.05

Description	Parameters			Polygon points						
	$\phi$ [°]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Point	x [m]	y [m]	Point	x [m]	y [m]	
Στρώση I + Χαλ (5-10m)	16.00	9.30	27.80	3	-13.43	-15.00	4	-3.68	-15.00	
				5	8.68	-15.00	6	18.43	-15.00	
				7	18.43	-14.77	8	18.43	-10.00	
				9	19.31	-9.71	10	41.94	-8.19	
				1	-30.67	-18.06	2	-13.43	-16.90	
Στρώση I (10-15m)	0.00	19.00	34.50	3	-13.43	-15.00	4	-3.68	-15.00	
				5	8.68	-15.00	6	18.43	-15.00	
				7	18.43	-14.77	8	41.94	-13.19	
				1	-30.67	-18.06	2	-13.43	-16.90	
				3	-13.43	-20.00	4	18.43	-20.00	
Στρώση I (15-20m)	0.00	19.00	49.50	5	18.43	-19.77	6	18.43	-16.00	
				7	18.43	-14.77	8	41.94	-13.19	
				1	-30.67	-23.06	2	-13.43	-21.90	
				3	18.43	-20.00	4	18.43	-19.77	
				5	41.94	-18.19				
Στρώση I (20-25m)	0.00	19.00	64.50	1	-30.67	-28.06	2	41.94	-23.19	
Στρώση I (25-30m)	0.00	19.00	79.50	1	-30.67	-33.06	2	41.94	-28.19	

**Water table**

Water pressure permanent

Parameters			Polygon points									
$\gamma_w$ [kN/m <sup>3</sup> ]	State	u	Point	x [m]	y [m]	Point	x [m]	y [m]	Point	x [m]	y [m]	
10.00	active	static	1	-33.53	0	2	46.93	0				

State : Groundwater active or inactive in the analysis

u : Pore pressure calculated hydrodynamically or hydrostatically

**Soil reinforcement elements**

Parameters		Geometry				
H [kN/m <sup>2</sup> ]	K <sub>max</sub> [kN/m]	x <sub>1</sub> [m]	y <sub>1</sub> [m]	x <sub>2</sub> [m]	y <sub>2</sub> [m]	
25.40	50.00	-15.53	-9.30	20.53	-9.30	

H : Soil reinforcement forces

 $K_{max}$  : Pull-out or breaking force of soil reinforcement element

Nr.:

ΛΙΜΕΝΙΚΗ ΕΓΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΕΞΥΠΗΡΕΤΗΣΗΣ ΣΚΑΦΩΝ ΣΤΗ ΘΕΣΗ ΨΑΝΗ ΝΑΥΠΑΚΤΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗ ΕΛΕΓΧΟΥ Γ-Γ		Page 16 19.10.23, 17:23
Ρηχός κύκλος αστοχίας		Σεισμικές συνθήκες συνθήκες Larix-5 - Version 2.05

### LOADS

#### Distributed load

Description	Action	x <sub>1</sub> [m]	y <sub>1</sub> [m]	x <sub>2</sub> [m]	y <sub>2</sub> [m]	p <sub>1</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	p <sub>2</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	Orientation
	Live load	0.00	1.10	5.00	1.10	-2.50	-2.50	y
	accidental	5.00	0.60	5.00	-0.40	-5.60	-9.70	x
	accidental	5.00	-0.40	5.00	-3.50	-9.70	-14.80	x
	accidental	5.00	1.10	5.00	0.60	0	-5.60	x

#### Line load

Description	Action	x [m]	y [m]	P <sub>x</sub> [kN/m]	P <sub>y</sub> [kN/m]
	Live load	0.00	1.10	-7.50	0

#### Earthquake load

Description	Action	a <sub>x</sub> [g]	a <sub>y</sub> [g]
	accidental	-0.13	0.10

a<sub>x</sub> : Horizontal acceleration

a<sub>y</sub> : Vertical acceleration

### CALCULATION OPTIONS

#### Options

Method	δ <sub>T</sub> [-]	n <sub>L</sub>	Straight extensions of slip circles	
Krey	0.0200	50.000	with	Safety factor determined iteratively

δ<sub>T</sub> : Convergence tolerance of the iteration

n<sub>L</sub> : Number of slices

	Nr.:
--	------

Ρηχός κύκλος αστοχίας

Σεισμικές συνθήκες συνθήκες

Larix-5 - Version 2.05

## LIMIT VALUES

### Slip circle with minimum safety

Circle No.	x [m]	y [m]	R [m]	point of constraint	Anchor	F <sub>ex</sub> [-]	L <sub>req</sub> [m]	L <sub>min</sub> [m]	Remark see footnotes	
1512	-11.36	2.20	11.03	2		1.00				

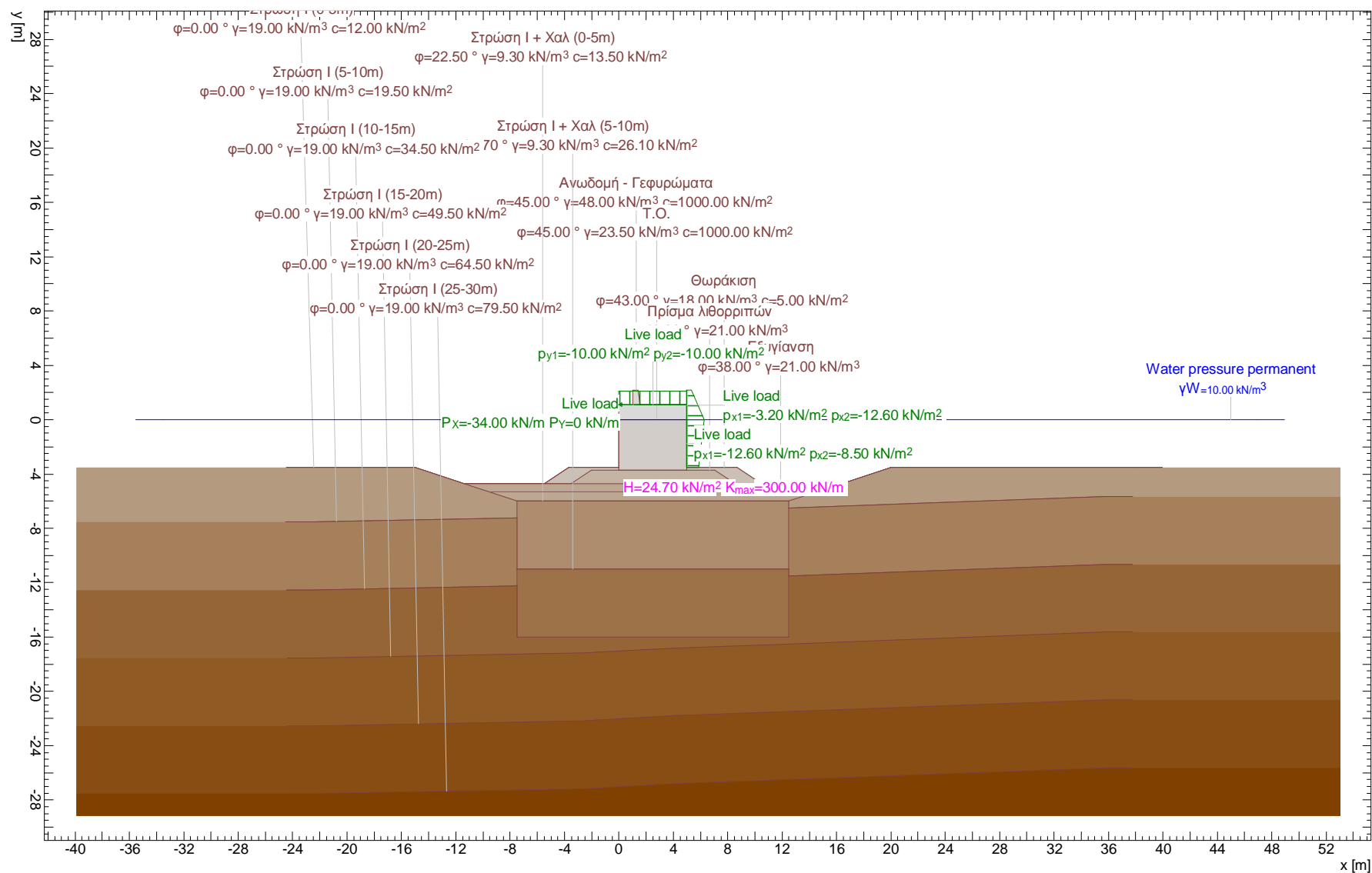
F<sub>ex</sub> : existing safety, required safety F<sub>req</sub> = 1.00  
L<sub>req</sub> : calculated required free anchor length between L<sub>min</sub> - L<sub>max</sub>  
L<sub>min</sub> : input minimum free anchor length

Nr.:

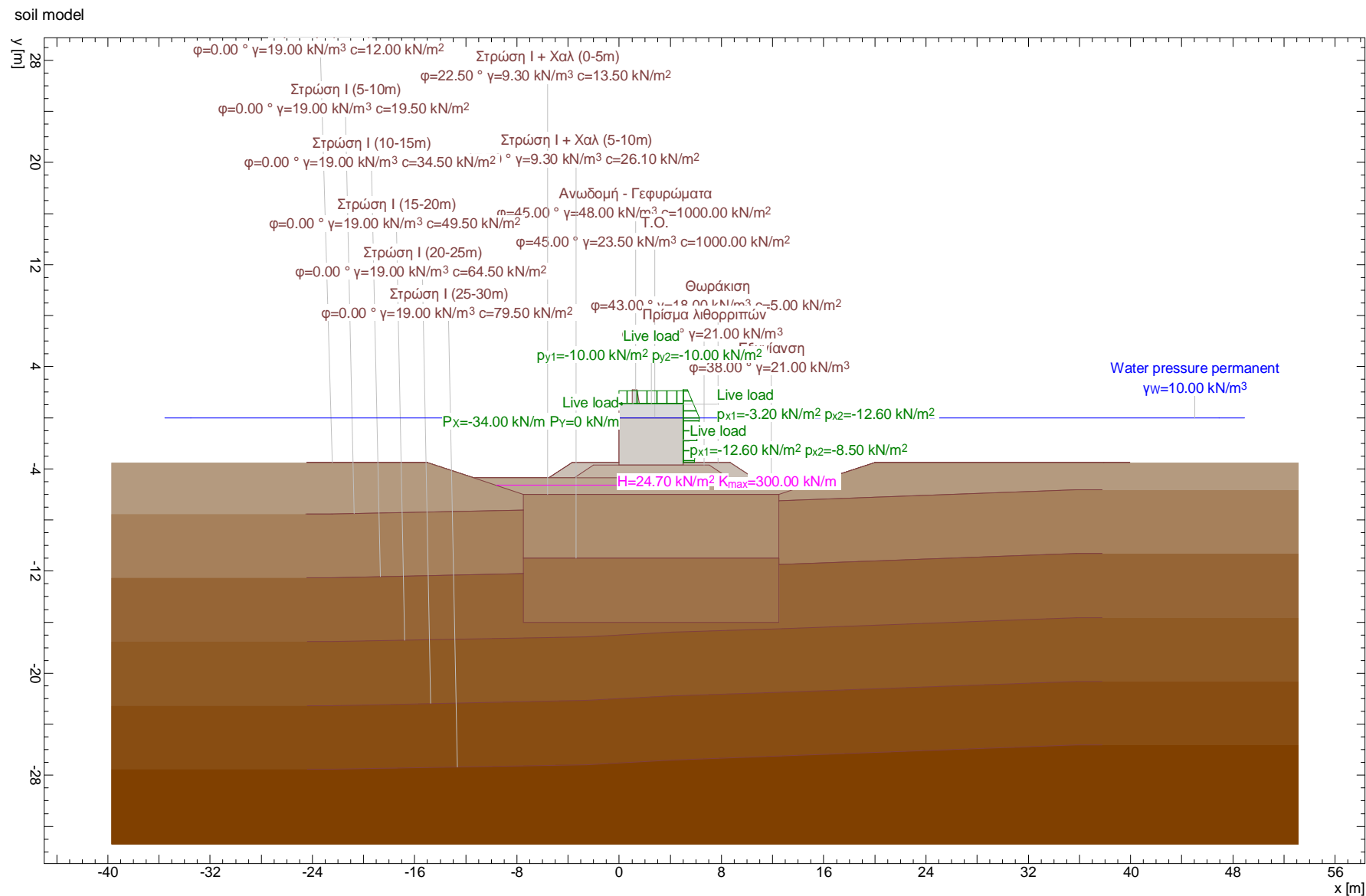


**ΔΙΑΤΟΜΗ ΕΛΕΓΧΟΥ Α-Α**

soil model



Nr.:



ΛΙΜΕΝΙΚΗ ΕΓΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΕΞΥΠΗΡΕΤΗΣΗΣ ΣΚΑΦΩΝ ΣΤΗ ΘΕΣΗ ΨΑΝΗ ΝΑΥΠΑΚΤΟΥ										Page 3
ΔΙΑΤΟΜΗ ΕΛΕΓΧΟΥ Α-Α										19.10.23, 17:29
Στατικές συνθήκες										Larix-5 - Version 2.05
GEOTECHNICAL MODEL										
Soil layer boundaries										
Description	φ [°]	Parameters γ [kN/m <sup>3</sup> ]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	Point	x [m]	y [m]	Polygon points Point	x [m]	y [m]	
Ανωδομή - Γεφυρώματα	45.00	48.00	1000.00	1	-22.44	-3.50	2	-15.00	-3.50	
				3	-11.40	-4.70	4	-5.48	-4.70	
				5	-3.68	-3.50	6	0	-3.50	
				7	0	1.10	8	1.00	1.10	
				9	1.00	2.20	10	1.40	2.20	
				11	1.55	1.10	12	5.00	1.10	
				13	5.00	-3.70	14	5.00	-3.50	
				15	8.68	-3.50	16	10.48	-4.70	
				17	16.40	-4.70	18	20.00	-3.50	
				19	37.93	-3.50				
Τ.Ο.	45.00	23.50	1000.00	1	-22.44	-3.50	2	-15.00	-3.50	
				3	-11.40	-4.70	4	-5.48	-4.70	
				5	-3.68	-3.50	6	0	-3.50	
				7	0	0	8	5.00	0	
				9	5.00	-3.70	10	5.00	-3.50	
				11	8.68	-3.50	12	10.48	-4.70	
				13	16.40	-4.70	14	20.00	-3.50	
				15	37.93	-3.50				
				1	-22.44	-3.50	2	-15.00	-3.50	
				3	-11.40	-4.70	4	-5.48	-4.70	
Θωράκιση	43.00	18.00	5.00	5	-3.68	-3.50	6	0	-3.50	
				7	0	-3.70	8	5.00	-3.70	
				9	5.00	-3.50	10	8.68	-3.50	
				11	10.48	-4.70	12	16.40	-4.70	
				13	20.00	-3.50	14	37.93	-3.50	
				1	-22.44	-3.50	2	-15.00	-3.50	
				3	-11.40	-4.70	4	-5.48	-4.70	
				5	-3.68	-3.50	6	0	-3.50	
				7	0	-3.70	8	5.00	-3.70	
				9	5.00	-3.50	10	8.68	-3.50	
Πρίσμα λιθορριπών	43.00	21.00	0	11	10.48	-4.70	12	16.40	-4.70	
				13	20.00	-3.50	14	37.93	-3.50	
				1	-22.44	-3.50	2	-15.00	-3.50	
				3	-11.40	-4.70	4	-3.53	-4.70	
				5	-2.03	-3.70	6	0	-3.70	
				7	5.00	-3.70	8	7.03	-3.70	
				9	8.53	-4.70	10	10.48	-4.70	
				11	16.40	-4.70	12	20.00	-3.50	
				13	37.93	-3.50				
				1	-22.44	-3.50	2	-15.00	-3.50	
Εξυγίανση	38.00	21.00	0	3	-11.40	-4.70	4	16.40	-4.70	
				5	20.00	-3.50	6	37.93	-3.50	
				1	-22.44	-3.50	2	-15.00	-3.50	
Στρώση Ι (0-5m)	0.00	19.00	12.00	3	-11.40	-4.70	4	-7.50	-6.00	
				5	12.50	-6.00	6	16.40	-4.70	
				7	20.00	-3.50	8	37.93	-3.50	
Στρώση Ι + Χαλ (0-5m)	22.50	9.30	13.50	1	-22.53	-7.53	2	-7.50	-7.22	
				3	-7.50	-6.00	4	12.50	-6.00	
				5	12.50	-6.51	6	35.78	-5.63	
Στρώση Ι (5-10m)	0.00	19.00	19.50	1	-22.44	-7.53	2	-7.50	-7.22	
				3	-7.50	-11.00	4	12.50	-11.00	
										Nr.:

Description	Parameters			Polygon points					
	$\phi$ [°]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Point	x [m]	y [m]	Point	x [m]	y [m]
Στρώση I + Χαλ (5-10m)	17.70	9.30	26.10	5	12.50	-6.51	6	35.78	-5.63
				1	-22.44	-12.53	2	-7.50	-12.22
				3	-7.50	-11.00	4	12.50	-11.00
Στρώση I (10-15m)	0.00	19.00	34.50	5	12.50	-11.51	6	35.78	-10.63
				1	-22.44	-12.53	2	-7.50	-12.22
				3	-7.50	-16.00	4	12.50	-16.00
Στρώση I (15-20m)	0.00	19.00	49.50	5	12.50	-11.51	6	35.78	-10.63
				1	-22.41	-17.53	2	-2.58	-17.15
				3	4.04	-16.80	4	12.68	-16.50
Στρώση I (20-25m)	0.00	19.00	64.50	5	35.78	-15.63			
				1	-22.41	-22.53	2	-2.58	-22.15
				3	4.04	-21.80	4	12.68	-21.50
Στρώση I (25-30m)	0.00	19.00	79.50	5	35.78	-20.63			
				1	-22.41	-27.53	2	-2.58	-27.15
				3	4.04	-26.80	4	12.68	-26.50
				5	35.78	-25.63			

## Water table

Water pressure permanent

Parameters			Polygon points					
$\gamma_w$ [kN/m <sup>3</sup> ]	State	u	Point	x [m]	y [m]	Point	x [m]	y [m]
10.00	active	static	1	-33.53	0	2	46.93	0

State : Groundwater active or inactive in the analysis

u : Pore pressure calculated hydrodynamically or hydrostatically

## Soil reinforcement elements

Parameters		Geometry			
H [kN/m <sup>2</sup> ]	$K_{max}$ [kN/m]	$x_1$ [m]	$y_1$ [m]	$x_2$ [m]	$y_2$ [m]
24.70	300.00	-9.60	-5.30	14.60	-5.30

H : Soil reinforcement forces

$K_{max}$  : Pull-out or breaking force of soil reinforcement element

ΛΙΜΕΝΙΚΗ ΕΓΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΕΞΥΠΗΡΕΤΗΣΗΣ ΣΚΑΦΩΝ ΣΤΗ ΘΕΣΗ ΨΑΝΗ ΝΑΥΠΑΚΤΟΥ										Page 5
ΔΙΑΤΟΜΗ ΕΛΕΓΧΟΥ Α-Α										19.10.23, 17:29
Στατικές συνθήκες										Larix-5 - Version 2.05

### LOADS

#### Distributed load

Description	Action	x <sub>1</sub> [m]	y <sub>1</sub> [m]	x <sub>2</sub> [m]	y <sub>2</sub> [m]	p <sub>1</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	p <sub>2</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	Orientation
	Live load	0.00	1.10	5.00	1.10	-10.00	-10.00	y
	Live load	5.00	2.20	5.00	0	-3.20	-12.60	x
	Live load	5.00	0	5.00	-3.50	-12.60	-8.50	x

#### Line load

Description	Action	x [m]	y [m]	P <sub>x</sub> [kN/m]	P <sub>y</sub> [kN/m]
	Live load	0.00	1.10	-34.00	0

### CALCULATION OPTIONS

#### Options

Method	δ <sub>T</sub> [-]	n <sub>L</sub>	Straight extensions of slip circles	
Krey	0.0200	50.000	with	Safety factor determined iteratively

δ<sub>T</sub> : Convergence tolerance of the iteration  
 n<sub>L</sub> : Number of slices

### LIMIT VALUES

#### Slip circle with minimum safety

Circle No.	x [m]	y [m]	R [m]	point of constraint	Anchor	F <sub>ex</sub> [-]	L <sub>req</sub> [m]	L <sub>min</sub> [m]	Remark see footnotes
544	-3.12	-1.88	7.89	4		2.97			

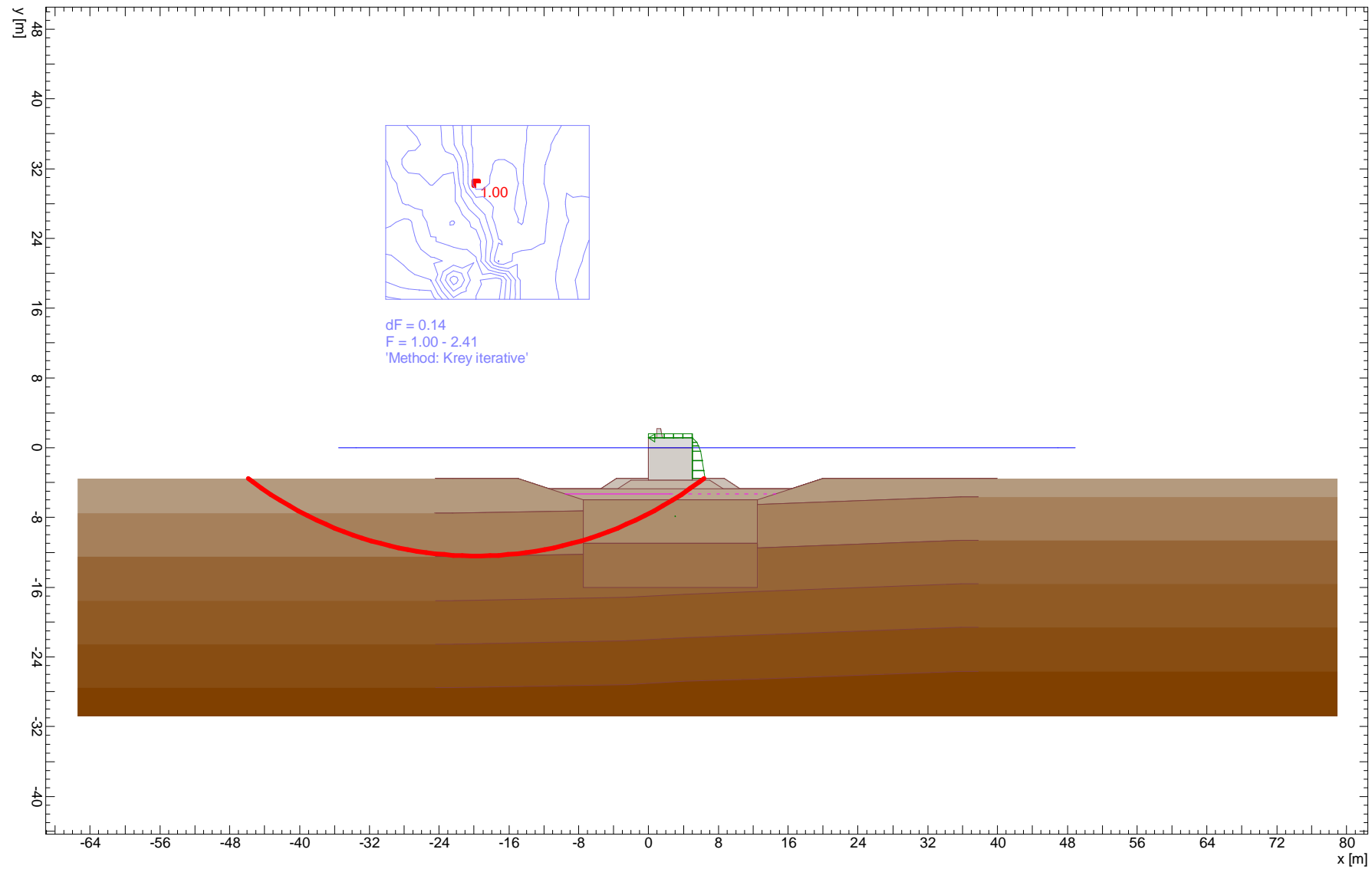
F<sub>ex</sub> : existing safety, required safety F<sub>req</sub> = 1.00  
 L<sub>req</sub> : calculated required free anchor length between L<sub>min</sub> - L<sub>max</sub>  
 L<sub>min</sub> : input minimum free anchor length

										Nr.:
--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	------



!Global safety / AC 1



Nr.:



ΛΙΜΕΝΙΚΗ ΕΓΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΕΞΥΠΗΡΕΤΗΣΗΣ ΣΚΑΦΩΝ ΣΤΗ ΘΕΣΗ ΨΑΝΗ ΝΑΥΠΑΚΤΟΥ										Page 8
ΔΙΑΤΟΜΗ ΕΛΕΓΧΟΥ Α-Α										19.10.23, 18:07
Σεισμικές συνθήκες										Larix-5 - Version 2.05
<b>GEOTECHNICAL MODEL</b>										
<b>Soil layer boundaries</b>										
Description	φ [°]	Parameters γ [kN/m <sup>3</sup> ]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	Point	x [m]	y [m]	Polygon points Point	x [m]	y [m]	
Ανωδομή - Γεφυρώματα	45.00	48.00	1000.00	1	-22.44	-3.50	2	-15.00	-3.50	
				3	-11.40	-4.70	4	-5.48	-4.70	
				5	-3.68	-3.50	6	0	-3.50	
				7	0	1.10	8	1.00	1.10	
				9	1.00	2.20	10	1.40	2.20	
				11	1.55	1.10	12	5.00	1.10	
				13	5.00	-3.70	14	5.00	-3.50	
				15	8.68	-3.50	16	10.48	-4.70	
				17	16.40	-4.70	18	20.00	-3.50	
				19	37.93	-3.50				
Τ.Ο.	45.00	23.50	1000.00	1	-22.44	-3.50	2	-15.00	-3.50	
				3	-11.40	-4.70	4	-5.48	-4.70	
				5	-3.68	-3.50	6	0	-3.50	
				7	0	0	8	5.00	0	
				9	5.00	-3.70	10	5.00	-3.50	
				11	8.68	-3.50	12	10.48	-4.70	
				13	16.40	-4.70	14	20.00	-3.50	
				15	37.93	-3.50				
Θωράκιση	43.00	18.00	5.00	1	-22.44	-3.50	2	-15.00	-3.50	
				3	-11.40	-4.70	4	-5.48	-4.70	
				5	-3.68	-3.50	6	0	-3.50	
				7	0	-3.70	8	5.00	-3.70	
				9	5.00	-3.50	10	8.68	-3.50	
				11	10.48	-4.70	12	16.40	-4.70	
				13	20.00	-3.50	14	37.93	-3.50	
Πρίσμα λιθορριπών	43.00	21.00	0	1	-22.44	-3.50	2	-15.00	-3.50	
				3	-11.40	-4.70	4	-3.53	-4.70	
				5	-2.03	-3.70	6	0	-3.70	
				7	5.00	-3.70	8	7.03	-3.70	
				9	8.53	-4.70	10	10.48	-4.70	
				11	16.40	-4.70	12	20.00	-3.50	
				13	37.93	-3.50				
Εξυγίανση	38.00	21.00	0	1	-22.44	-3.50	2	-15.00	-3.50	
				3	-11.40	-4.70	4	16.40	-4.70	
				5	20.00	-3.50	6	37.93	-3.50	
Στρώση Ι (0-5m)	0.00	19.00	2.25	1	-22.44	-3.50	2	-15.00	-3.50	
				3	-11.40	-4.70	4	-7.50	-6.00	
				5	12.50	-6.00	6	16.40	-4.70	
				7	20.00	-3.50	8	37.93	-3.50	
Στρώση Ι + Χάλ (0-5m)	22.50	9.30	13.50	1	-22.53	-7.53	2	-7.50	-7.22	
				3	-7.50	-6.00	4	12.50	-6.00	
				5	12.50	-6.51	6	35.78	-5.63	
Στρώση Ι (5-10m)	0.00	19.00	6.75	1	-22.44	-7.53	2	-7.50	-7.22	
				3	-7.50	-11.00	4	12.50	-11.00	
										Nr.:

Description	Parameters			Polygon points					
	$\phi$ [°]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Point	x [m]	y [m]	Point	x [m]	y [m]
Στρώση I + Χαλ (5-10m)	17.70	9.30	26.10	5	12.50	-6.51	6	35.78	-5.63
				1	-22.44	-12.53	2	-7.50	-12.22
				3	-7.50	-11.00	4	12.50	-11.00
Στρώση I (10-15m)	0.00	19.00	34.50	5	12.50	-11.51	6	35.78	-10.63
				1	-22.44	-12.53	2	-7.50	-12.22
				3	-7.50	-16.00	4	12.50	-16.00
Στρώση I (15-20m)	0.00	19.00	49.50	5	12.50	-11.51	6	35.78	-10.63
				1	-22.41	-17.53	2	-2.58	-17.15
				3	4.04	-16.80	4	12.68	-16.50
Στρώση I (20-25m)	0.00	19.00	64.50	5	35.78	-15.63			
				1	-22.41	-22.53	2	-2.58	-22.15
				3	4.04	-21.80	4	12.68	-21.50
Στρώση I (25-30m)	0.00	19.00	79.50	5	35.78	-20.63			
				1	-22.41	-27.53	2	-2.58	-27.15
				3	4.04	-26.80	4	12.68	-26.50
				5	35.78	-25.63			

## Water table

Water pressure permanent

Parameters			Polygon points					
$\gamma_w$ [kN/m <sup>3</sup> ]	State	u	Point	x [m]	y [m]	Point	x [m]	y [m]
10.00	active	static	1	-33.53	0	2	46.93	0

State : Groundwater active or inactive in the analysis

u : Pore pressure calculated hydrodynamically or hydrostatically

## Soil reinforcement elements

Parameters		Geometry			
H [kN/m <sup>2</sup> ]	$K_{max}$ [kN/m]	$x_1$ [m]	$y_1$ [m]	$x_2$ [m]	$y_2$ [m]
24.70	300.00	-9.60	-5.30	14.60	-5.30

H : Soil reinforcement forces

$K_{max}$  : Pull-out or breaking force of soil reinforcement element

ΛΙΜΕΝΙΚΗ ΕΓΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΕΞΥΠΗΡΕΤΗΣΗΣ ΣΚΑΦΩΝ ΣΤΗ ΘΕΣΗ ΨΑΝΗ ΝΑΥΠΑΚΤΟΥ										Page 10
ΔΙΑΤΟΜΗ ΕΛΕΓΧΟΥ Α-Α										19.10.23, 18:07
										Σεισμικές συνθήκες
										Larix-5 - Version 2.05

### LOADS

#### Distributed load

Description	Action	x <sub>1</sub> [m]	y <sub>1</sub> [m]	x <sub>2</sub> [m]	y <sub>2</sub> [m]	p <sub>1</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	p <sub>2</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	Orientation
	accidental	5.00	1.10	5.00	0.60	0	-5.60	x
	accidental	5.00	0.60	5.00	-0.40	-5.60	-9.70	x
	accidental	5.00	-0.40	5.00	-3.50	-9.70	-14.80	x
	Live load	0.00	1.10	5.00	1.10	-5.00	-5.00	y

#### Line load

Description	Action	x [m]	y [m]	P <sub>x</sub> [kN/m]	P <sub>y</sub> [kN/m]
	Live load	0.00	1.10	-17.00	0

#### Earthquake load

Description	Action	a <sub>x</sub> [g]	a <sub>y</sub> [g]
	accidental	-0.12	0.10

a<sub>x</sub> : Horizontal acceleration  
 a<sub>y</sub> : Vertical acceleration

### CALCULATION OPTIONS

#### Options

Method	δ <sub>T</sub> [-]	n <sub>L</sub>	Straight extensions of slip circles	
Krey	0.0200	50.000	with	Safety factor determined iteratively

δ<sub>T</sub> : Convergence tolerance of the iteration  
 n<sub>L</sub> : Number of slices

										Nr.:
--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	------

## LIMIT VALUES

### Slip circle with minimum safety

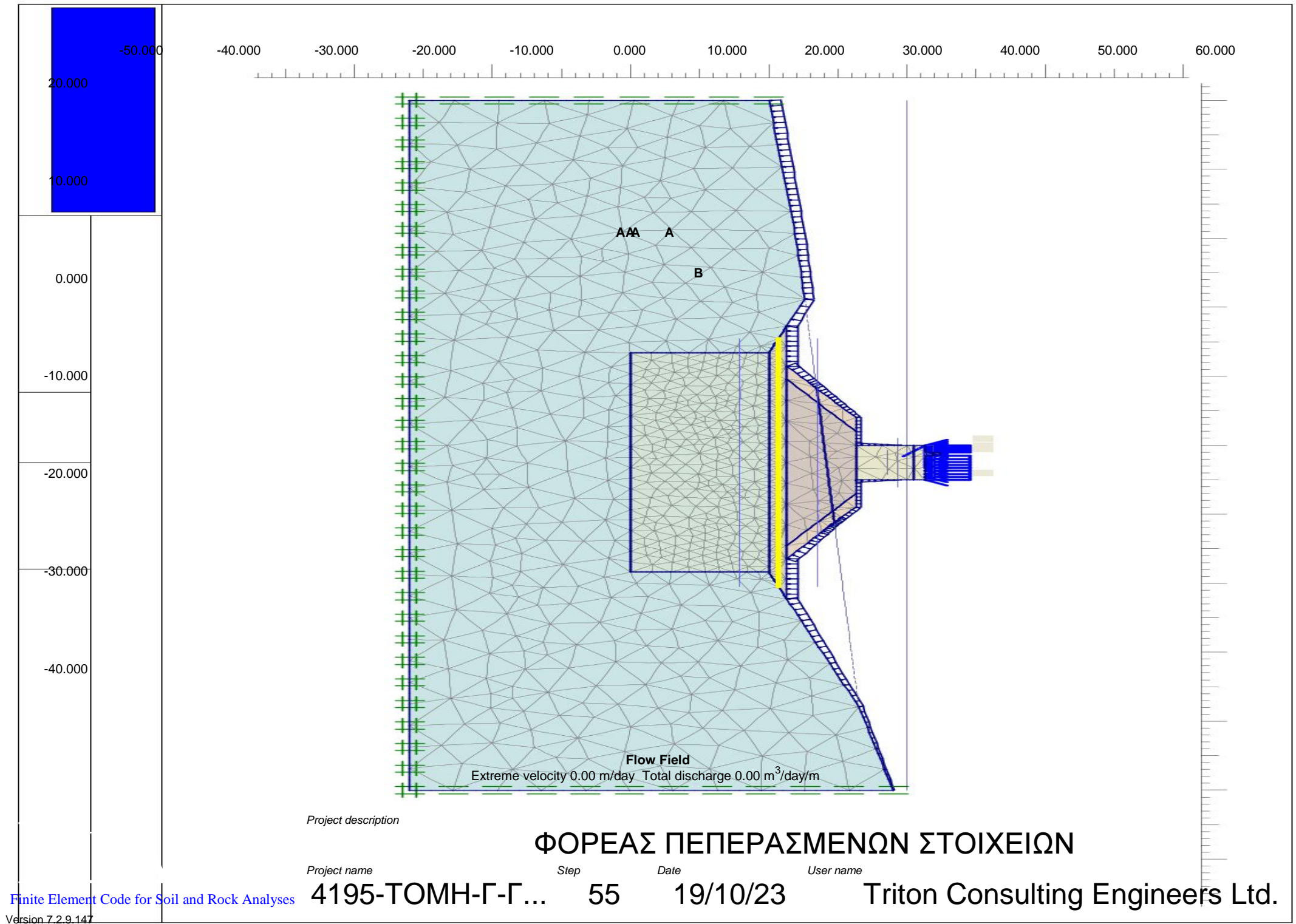
Circle No.	x [m]	y [m]	R [m]	point of constraint	Anchor	F <sub>ex</sub> [-]	L <sub>req</sub> [m]	L <sub>min</sub> [m]	Remark see footnotes	
643	-19.77	30.30	42.72	3		1.00				

F<sub>ex</sub> : existing safety, required safety F<sub>req</sub> = 1.00  
 L<sub>req</sub> : calculated required free anchor length between L<sub>min</sub> - L<sub>max</sub>  
 L<sub>min</sub> : input minimum free anchor length

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΤ-6**

**Έλεγχοι καθιζήσεων – Αναλυτικά δεδομένα και  
αποτελέσματα προγράμματος Plaxis 7.2**

## **ΔΙΑΤΟΜΗ ΕΛΕΓΧΟΥ Γ-Γ**



Project description

## ΦΟΡΕΑΣ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Project name

4195-TOMH-Γ-Γ...

Step

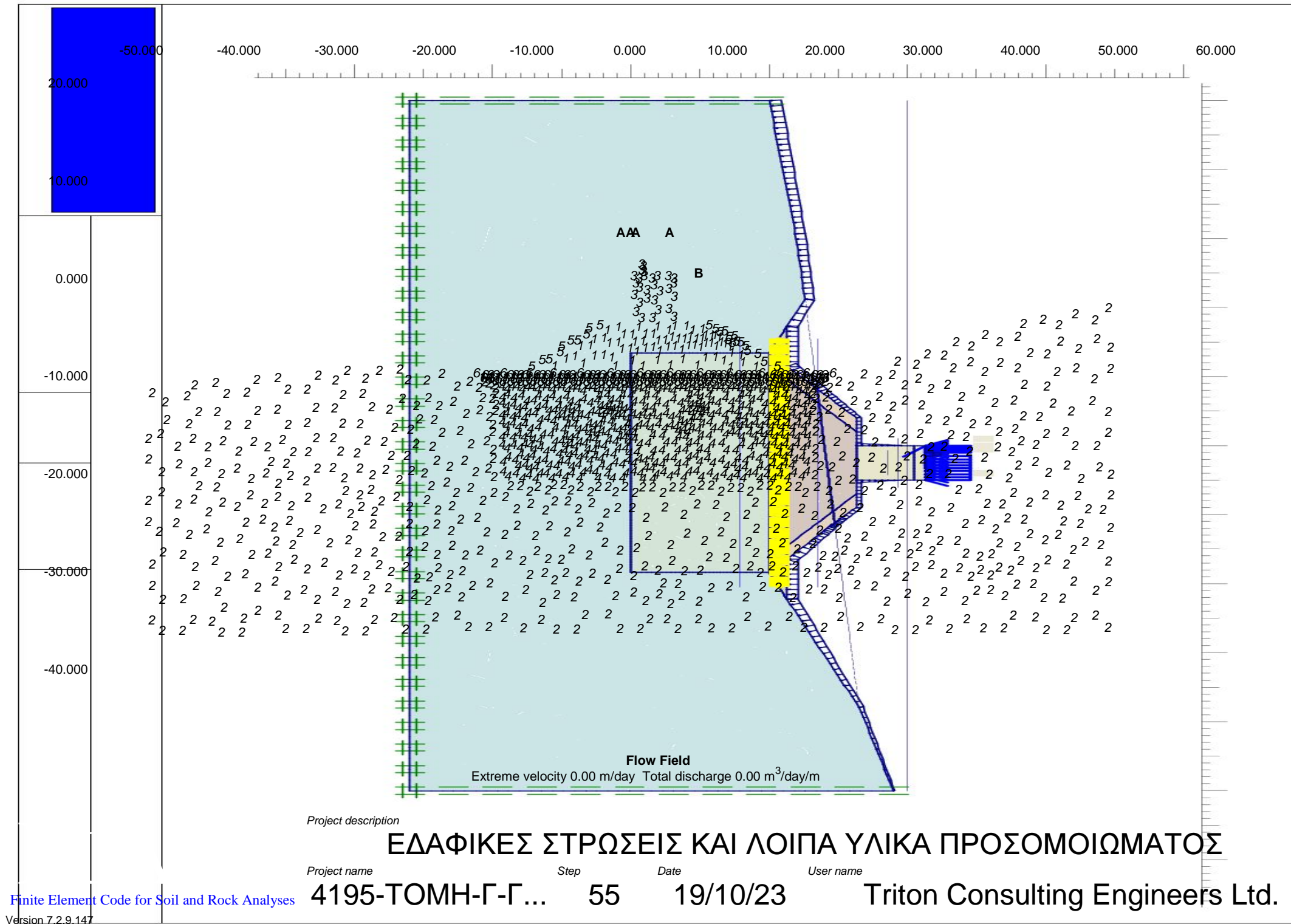
55

Date

19/10/23

User name

Triton Consulting Engineers Ltd.





**Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses**

Project description : ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΣΤΡΩΣΕΩΝ ΠΥΘΜΕΝΑ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-Γ-Γ-R0

Output : Soil and Interfaces Info - Hardening Soil

Step : 55

Page : 1

Number	Identification	Type	$\gamma_{dry}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{wet}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$k_x$ [m/day]	$k_y$ [m/day]	$E_{50}^{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{oed}^{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{ur}^{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
2	Layer I	Undrained	19.0	19.0	2.8000E-5	1.4000E-5	3400.0	3000.0	10200.0	2.0
4	Layer I + Stone columns	Drained	19.3	19.3	0.0050	0.0050	5400.0	4800.0	16200.0	1.7

### Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΣΤΡΩΣΕΩΝ ΠΥΘΜΕΝΑ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-Γ-Γ-R0

Output : Soil and Interfaces Info - Hardening Soil

Step : 55

Page : 2

Number	$\varphi$ [ ° ]	$\psi$ [ ° ]	$v_{ur}$ [ - ]	$p_{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Power [ - ]	$K_0^{nc}$ [ - ]	$c_{incr}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$y_{ref}$ [ m ]	$C_k$ [ - ]	$e_{init}$ [ - ]	$e_{min}$ [ - ]
2	25.0	0.0	0.20	100	1.000	0.577	0.0	0.0	1E15	1.0	0.0
4	32.0	0.0	0.20	100	1.000	0.470	0.0	0.0	1E15	1.0	0.0

**Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses**

Project description : ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΣΤΡΩΣΕΩΝ ΠΥΘΜΕΝΑ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TΟΜΗ-Γ-Γ-R0

Output : Soil and Interfaces Info - Hardening Soil

Step : 55

Page : 3

Number	$e_{\max}$ [ - ]	$R_f$ [ - ]	T-Strength [kN/m <sup>2</sup> ]	$R_{\text{inter}}$ [ - ]	Interface Permeability [ - ]	$\delta_{\text{-inter}}$ [ m ]
2	999.0	0.90	0.0	1.00	Neutral	0.000
4	999.0	0.90	0.0	1.00	Neutral	0.000

**Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses**

Project description : ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΓΕΩΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΛΟΙΠΩΝ ΥΛΙΚΩΝ ΠΟΥ ΔΟΜΟΥΝ ΤΟ ΣΩΜΑ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-Γ-Γ-R0

Output : Soil and Interfaces Info - Mohr-Coulomb

Step : 55

Page : 1

Number	Identification	Type	$\gamma_{\text{dry}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{\text{wet}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$k_x$ [m/day]	$k_y$ [m/day]	$\nu$ [ - ]	$E_{\text{ref}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_{\text{ref}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\phi$ [ ° ]
1	Crushed stone	Drained	21.0	21.0	10.0000	10.0000	0.25	41667.0	1.0	43.0
3	Concrete	Drained	23.5	23.5	1.0000E-7	1.0000E-7	0.20	3E7	1E3	0.0
5	Armor stone	Drained	18.0	18.0	100.0000	100.0000	0.25	83333.0	5.0	43.0
6	Sand gravel	Drained	21.0	21.0	0.1000	0.1000	0.30	22286.0	0.5	36.0

**Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses**

Project description : ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΓΕΩΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΛΟΙΠΩΝ ΥΛΙΚΩΝ ΠΟΥ ΔΟΜΟΥΝ ΤΟ ΣΩΜΑ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-Γ-Γ-R0

Output : Soil and Interfaces Info - Mohr-Coulomb

Step : 55

Page : 2

Number	$\psi$ [ ° ]	$E_{incr}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c_{incr}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$y_{ref}$ [ m ]	$C_k$ [ - ]	$e_{init}$ [ - ]	T-Strength [kN/m <sup>2</sup> ]	$R_{inter}$ [ - ]	Interface Permeability [ - ]
1	0.0	0.0	0.0	0.0	1E15	1.0	0.0	1.00	Neutral
3	0.0	0.0	0.0	0.0	1E15	1.0	0.0	1.00	Neutral
5	0.0	0.0	0.0	0.0	1E15	1.0	0.0	1.00	Neutral
6	0.0	0.0	0.0	0.0	1E15	1.0	0.0	0.80	Neutral

**Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses**

Project description : ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΓΕΩΥΦΑΣΜΑΤΟΣ ΟΝΟΜΑΣΤΙΚΗΣ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ 800 kN/m

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-ΤΟΜΗ-Γ-Γ-R0

Output : Material data sets - Geotextiles

Step : 55

Page : 1

Number	Identification	EA [kN/m]	ν [ - ]
1	800 kN/m	6.7E3	0.00

**Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses**

Project description : ΣΤΑΔΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-Γ-Γ-R0.plx

Output : Calculations list

Page : 1

Identification	Phase No.	Start from	Calculation	Loading input	First	Last	Water
Initial phase	0	N/A	N/A	N/A			0
Αρχική κατάσταση	1	0	Plastic	Total multipliers	1	2	0
Εκσκαφή πυθμένα	2	1	Plastic	Staged construction	3	6	0
Κατασκευή χαλικοπασσάλων και εξυγιαντικής στρώσης	3	2	Plastic	Staged construction	7	13	0
Κατασκευή πρίσματος έδρασης (αστράγγιστες συνθήκες)	4	3	Plastic	Staged construction	14	24	0
Ολοκλήρωση Α' Φάσης Κατασκευής: Τοποθέτηση Τ.Ο. (αστράγγιστες συνθήκες)	5	4	Plastic	Staged construction	25	28	0
Απομάκρυνση Τ.Ο. επιφόρτισης (αστράγγιστες συνθήκες)	6	5	Plastic	Staged construction	29	35	0
Κατασκευή πρίσματος έδρασης (στραγγιζόμενες συνθήκες)	7	3	Plastic	Staged construction	36	46	0
Τοποθέτηση Τ.Ο. (στραγγιζόμενες συνθήκες)	8	7	Plastic	Staged construction	47	49	0
Κατασκευή ανωδομής (στραγγιζόμενες συνθήκες)	9	8	Plastic	Staged construction	50	52	0
Επιβολή κινητών	10	9	Plastic	Total multipliers	53	55	0

## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΣΤΑΔΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-Γ-Γ-R0.plx

Output : Calculations list

Page : 2

Log info

N/A

No errors.

No errors.

No errors.

No errors.

No errors.

No errors.

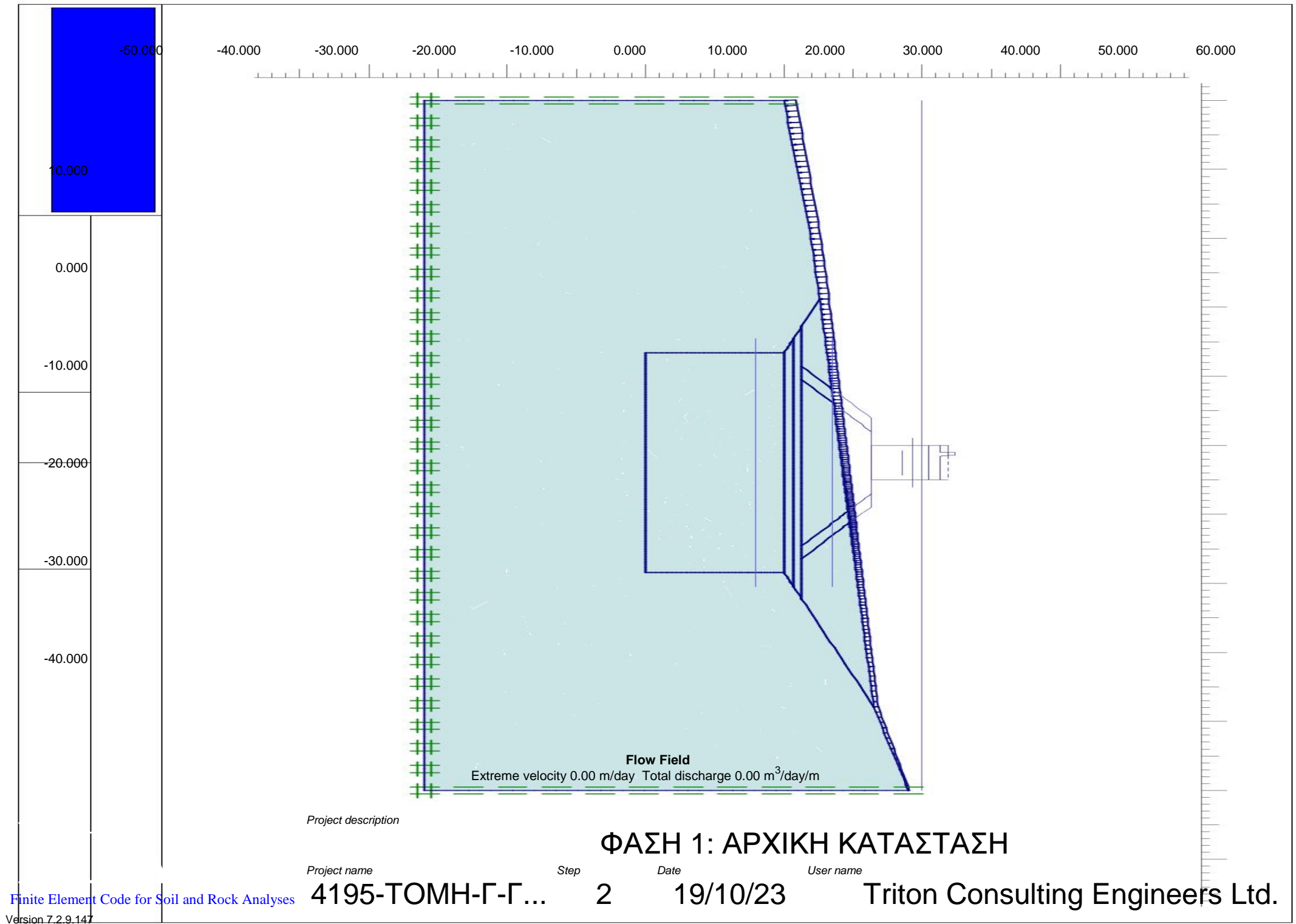
No errors.

No errors.

No errors.

No errors.





## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 1: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-Γ-Γ-R0

Output : Calculation information

Step : 2

Page : 1

### Step info

Step : 2 of 55  
PLASTIC STEP

Extrapolation factor :  
Relative stiffness :

0.000  
1.000

### Multipliers

#### Incremental Multipliers

#### Total Multipliers

Prescribed displacements  
Contraction tunnel A  
Contraction tunnel B  
Load system A  
Load system B  
Soil weight  
Acceleration  
Strength reduction factor  
Time

Mdisp: 0.000  
McontrA: 0.000  
McontrB: 0.000  
MloadA: 0.000  
MloadB: 0.000  
Mweight: 0.000  
Maccel: 0.000  
Msf: 0.000  
Increment: 0.000

Σ-Mdisp: 0.000  
Σ-McontrA: 0.000  
Σ-McontrB: 0.000  
Σ-MloadA: 0.000  
Σ-MloadB: 0.000  
Σ-Mweight: 1.000  
Σ-Maccel: 0.000  
Σ-Msf: 1.000  
End time: 0.000

### Staged construction

Active proportion total area  
Active proportion of stage

Marea : 0.000  
Mstage : 0.000

ΣMarea : 0.979  
ΣMstage : 0.000

## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 1: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-Γ-Γ-R0

Output : Calculation information

Step : 2

Page : 2

### Tunnels

Input value [%]

Realized value [%]

Contraction tunnel A :

N/A

N/A

Contraction tunnel B :

N/A

N/A

### Forces

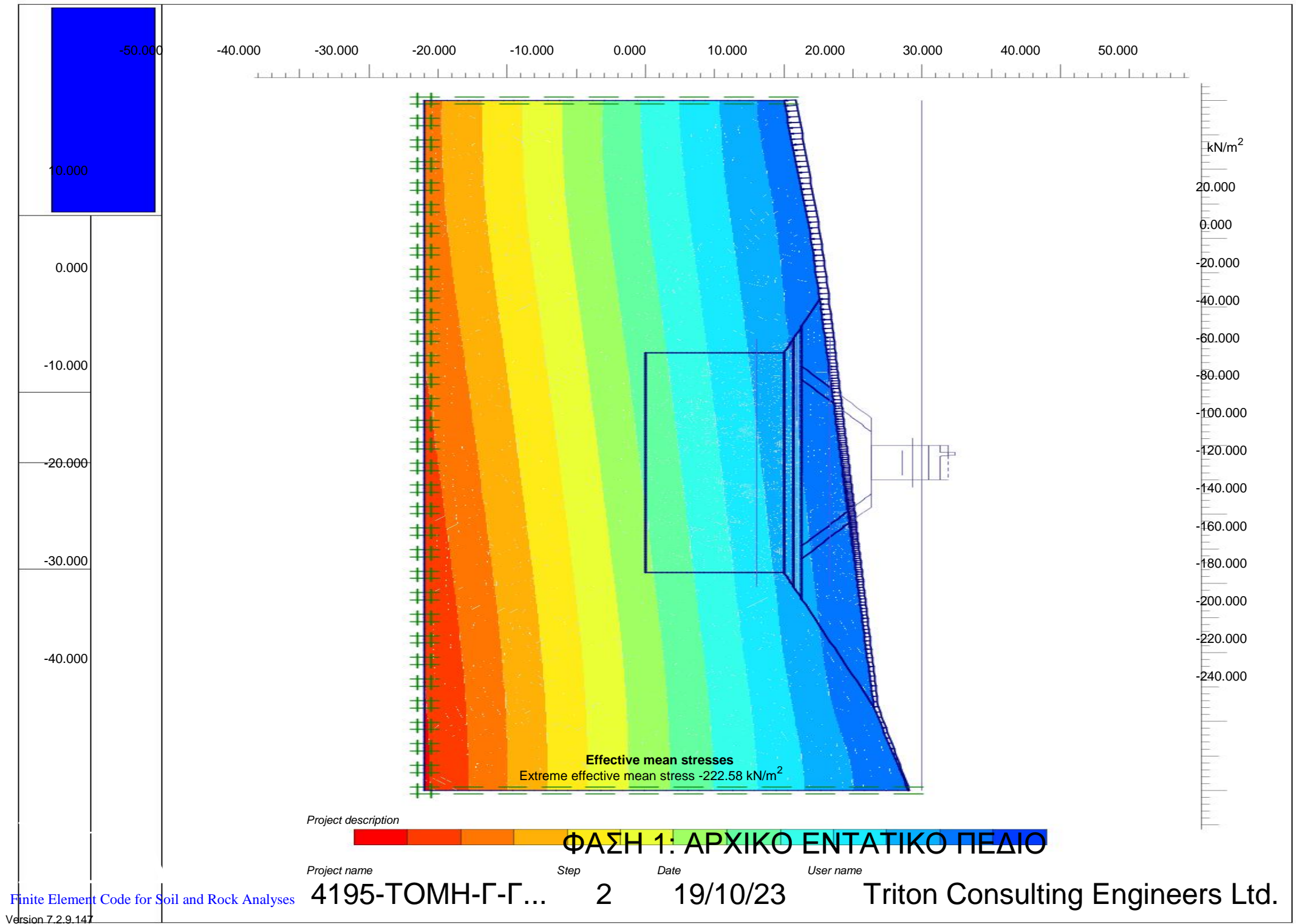
ForceX : 0.000 kN/m  
ForceY : 0.000 kN/m

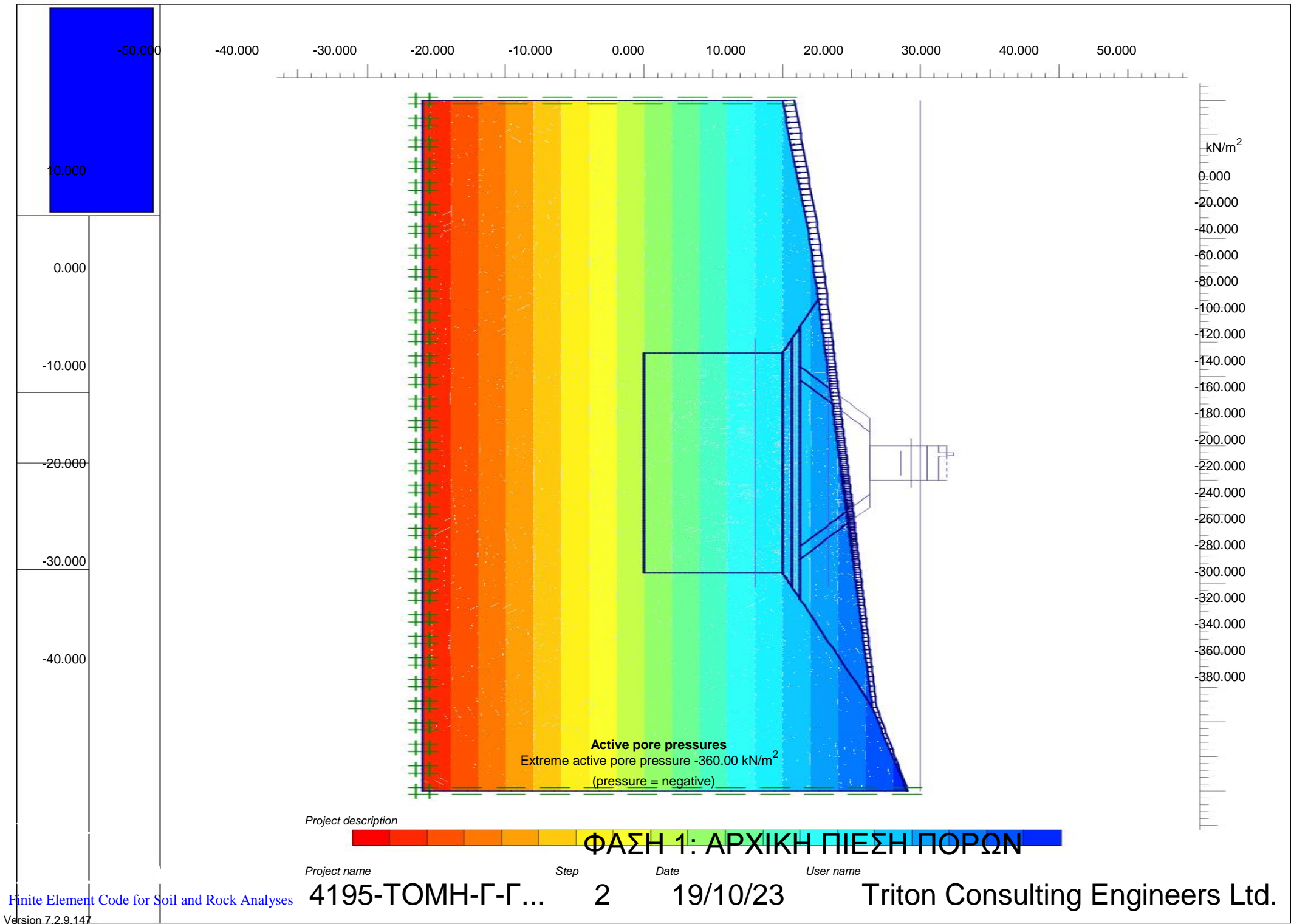
### Consolidation

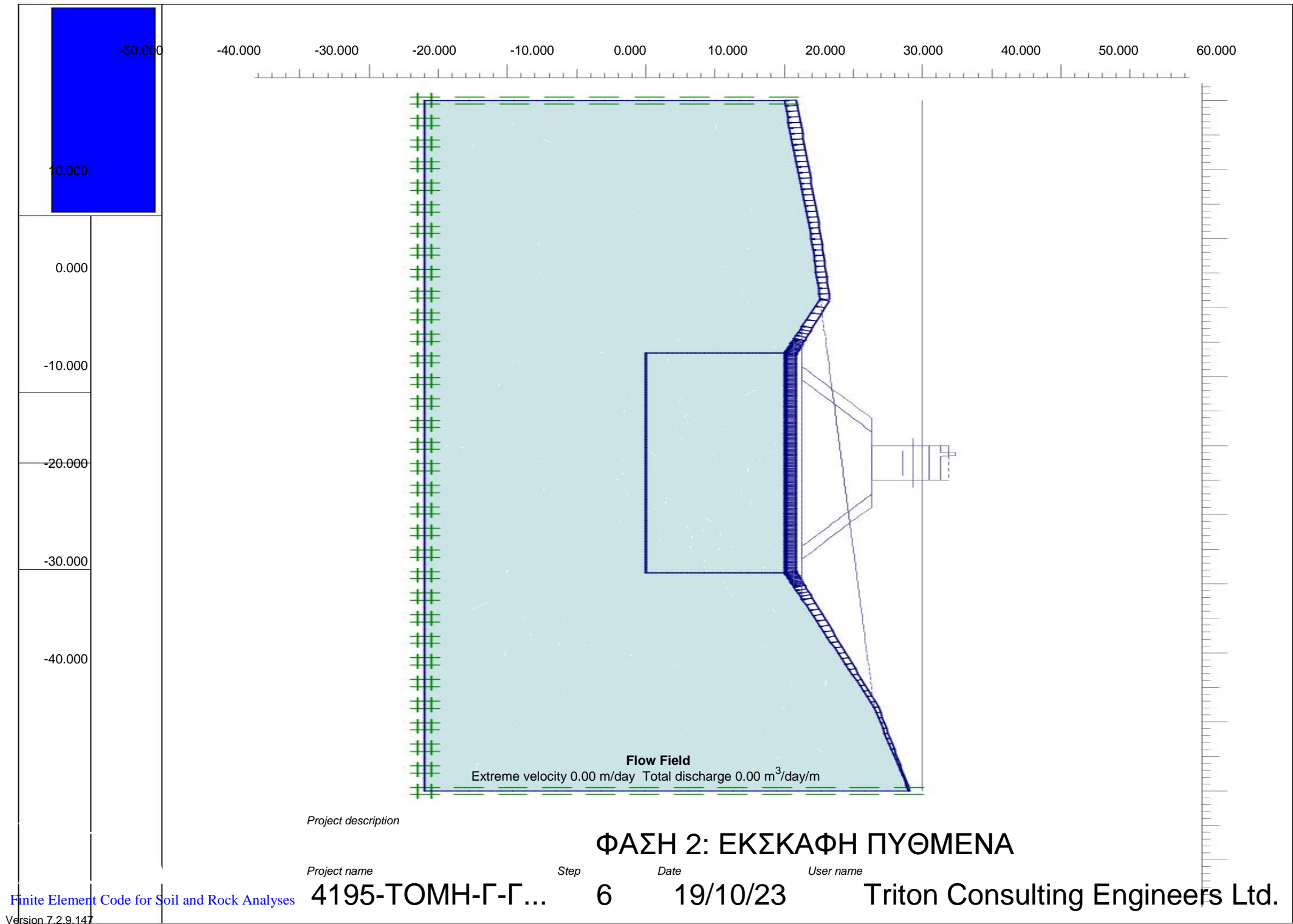
Realized Pmax : 0.000 kN/m<sup>2</sup>

### PLASTIC STEP

Iter. No.	Global Error	Plastic Points	Plastic Cap + Hard. points	Inacc. Pl. pts.	Plastic Intf. pts.	Inacc. Intf. pts.	Apex & Tension	Inacc. Apx. pts.
1	0.004	12115	12115	413	0	0	0	0
2	0.002	12458	12458	101	0	0	0	0
3	0.009	12536	12536	647	0	0	0	0
4	0.002	12958	12958	60	0	0	0	0







## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 2: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-Γ-Γ-R0

Output : Calculation information

Step : 6

Page : 1

### Step info

Step : 6 of 55  
PLASTIC STEP

Extrapolation factor :  
Relative stiffness :

0.493  
0.539

### Multipliers

#### Incremental Multipliers

#### Total Multipliers

Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ-Mdisp:	0.000
Contraction tunnel A	McontrA:	0.000	Σ-McontrA:	0.000
Contraction tunnel B	McontrB:	0.000	Σ-McontrB:	0.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ-MloadA:	0.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ-MloadB:	0.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ-Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ-Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ-Msf:	1.000
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000

### Staged construction

Active proportion total area	Marea :	0.000	ΣMarea :	0.916
Active proportion of stage	Mstage :	0.068	ΣMstage :	1.000

## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 2: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-Γ-Γ-R0

Output : Calculation information

Step : 6

Page : 2

### Tunnels

Input value [%]

Realized value [%]

Contraction tunnel A :

N/A

N/A

Contraction tunnel B :

N/A

N/A

### Forces

ForceX : 0.000 kN/m  
ForceY : 0.000 kN/m

### Consolidation

Realized Pmax : 0.000 kN/m<sup>2</sup>

### PLASTIC STEP

Iter. No.	Global Error	Plastic Points	Plastic Cap + Hard. points	Inacc. Pl. pts.	Plastic Intf. pts.	Inacc. Intf. pts.	Apex & Tension	Inacc. Apx. pts.
1	0.000	1233	1233	0	0	0	0	0
2	0.000	1224	1224	7	0	0	0	0





### Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 3: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-Γ-Γ-R0

Output : Calculation information

Step : 13

Page : 1

#### Step info

Step : 13 of 55  
PLASTIC STEP

Extrapolation factor :  
Relative stiffness :

1.833  
1.021

#### Multipliers

##### Incremental Multipliers

##### Total Multipliers

Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ-Mdisp:	0.000
Contraction tunnel A	McontrA:	0.000	Σ-McontrA:	0.000
Contraction tunnel B	McontrB:	0.000	Σ-McontrB:	0.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ-MloadA:	0.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ-MloadB:	0.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ-Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ-Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ-Msf:	1.000
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000

#### Staged construction

Active proportion total area	Marea :	0.000	ΣMarea :	0.931
Active proportion of stage	Mstage :	0.358	ΣMstage :	1.000

## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 3: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-Γ-Γ-R0

Output : Calculation information

Step : 13

Page : 2

### Tunnels

Input value [%]

Realized value [%]

Contraction tunnel A :

N/A

N/A

Contraction tunnel B :

N/A

N/A

### Forces

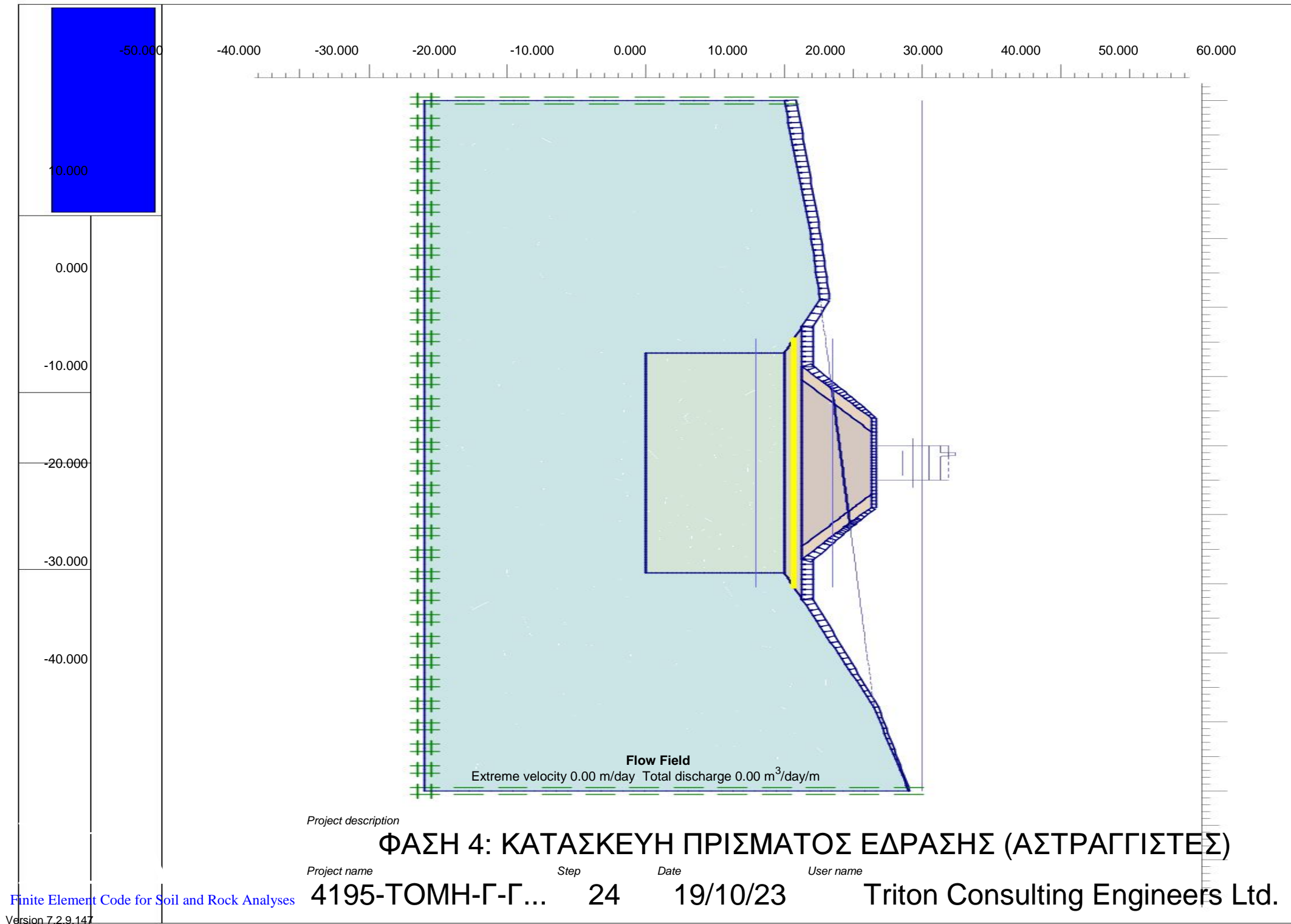
ForceX : 0.000 kN/m  
ForceY : 0.000 kN/m

### Consolidation

Realized Pmax : 0.000 kN/m<sup>2</sup>

### PLASTIC STEP

Iter. No.	Global Error	Plastic Points	Plastic Cap + Hard. points	Inacc. Pl. pts.	Plastic Intf. pts.	Inacc. Intf. pts.	Apex & Tension	Inacc. Apx. pts.
1	0.000	271	94	16	0	0	0	0
2	0.000	271	94	1	0	0	0	0



## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 4: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-Γ-Γ-R0

Output : Calculation information

Step : 24

Page : 1

### Step info

Step : 24 of 55  
PLASTIC STEP

Extrapolation factor :  
Relative stiffness :

0.090  
0.166

### Multipliers

#### Incremental Multipliers

#### Total Multipliers

Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ-Mdisp:	0.000
Contraction tunnel A	McontrA:	0.000	Σ-McontrA:	0.000
Contraction tunnel B	McontrB:	0.000	Σ-McontrB:	0.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ-MloadA:	0.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ-MloadB:	0.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ-Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ-Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ-Msf:	1.000
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000

### Staged construction

Active proportion total area	Marea :	0.000	ΣMarea :	0.964
Active proportion of stage	Mstage :	0.020	ΣMstage :	1.000

## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 4: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-Γ-Γ-R0

Output : Calculation information

Step : 24

Page : 2

### Tunnels

Input value [%]

Realized value [%]

Contraction tunnel A :

N/A

N/A

Contraction tunnel B :

N/A

N/A

### Forces

### Consolidation

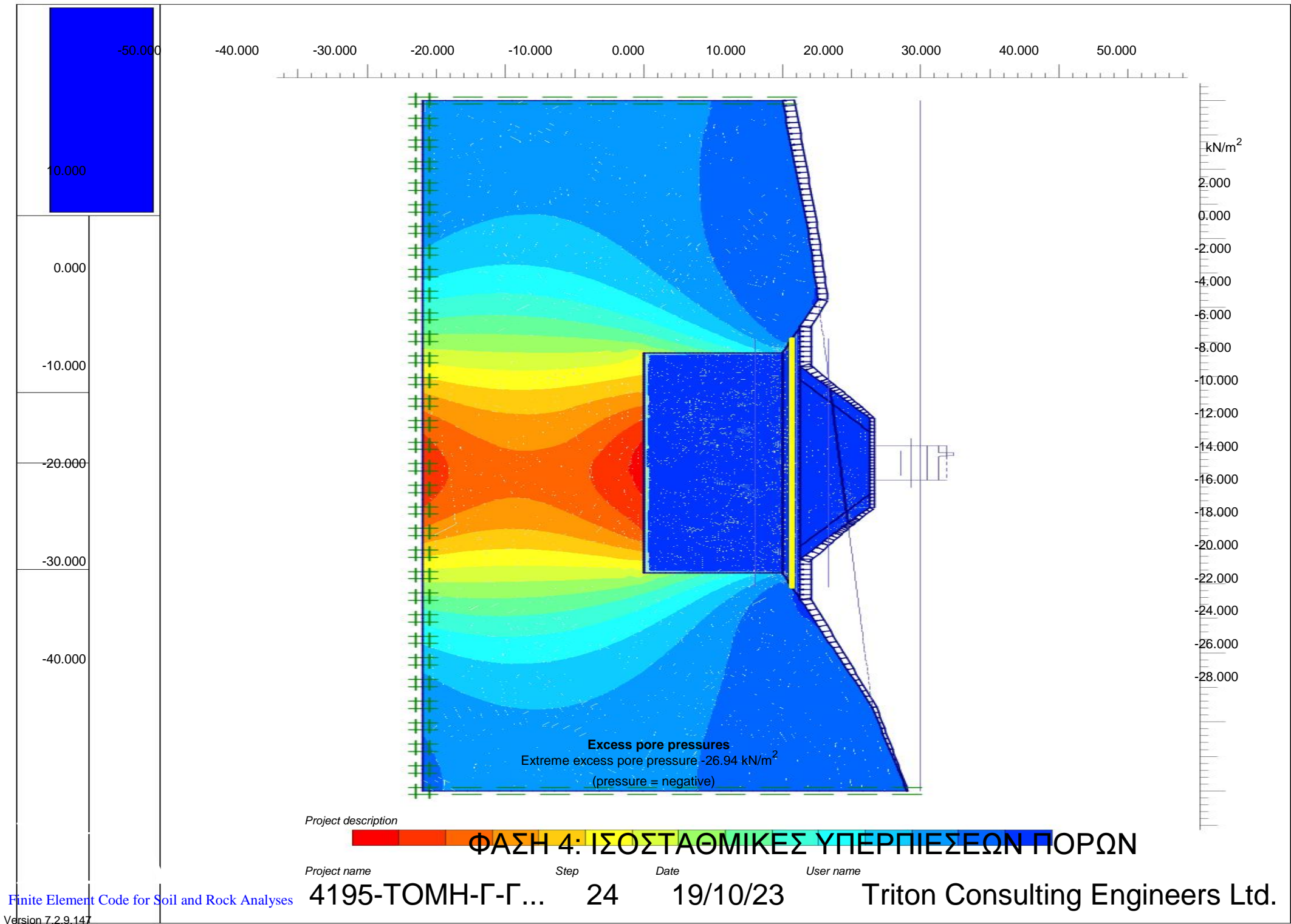
ForceX : 0.000 kN/m

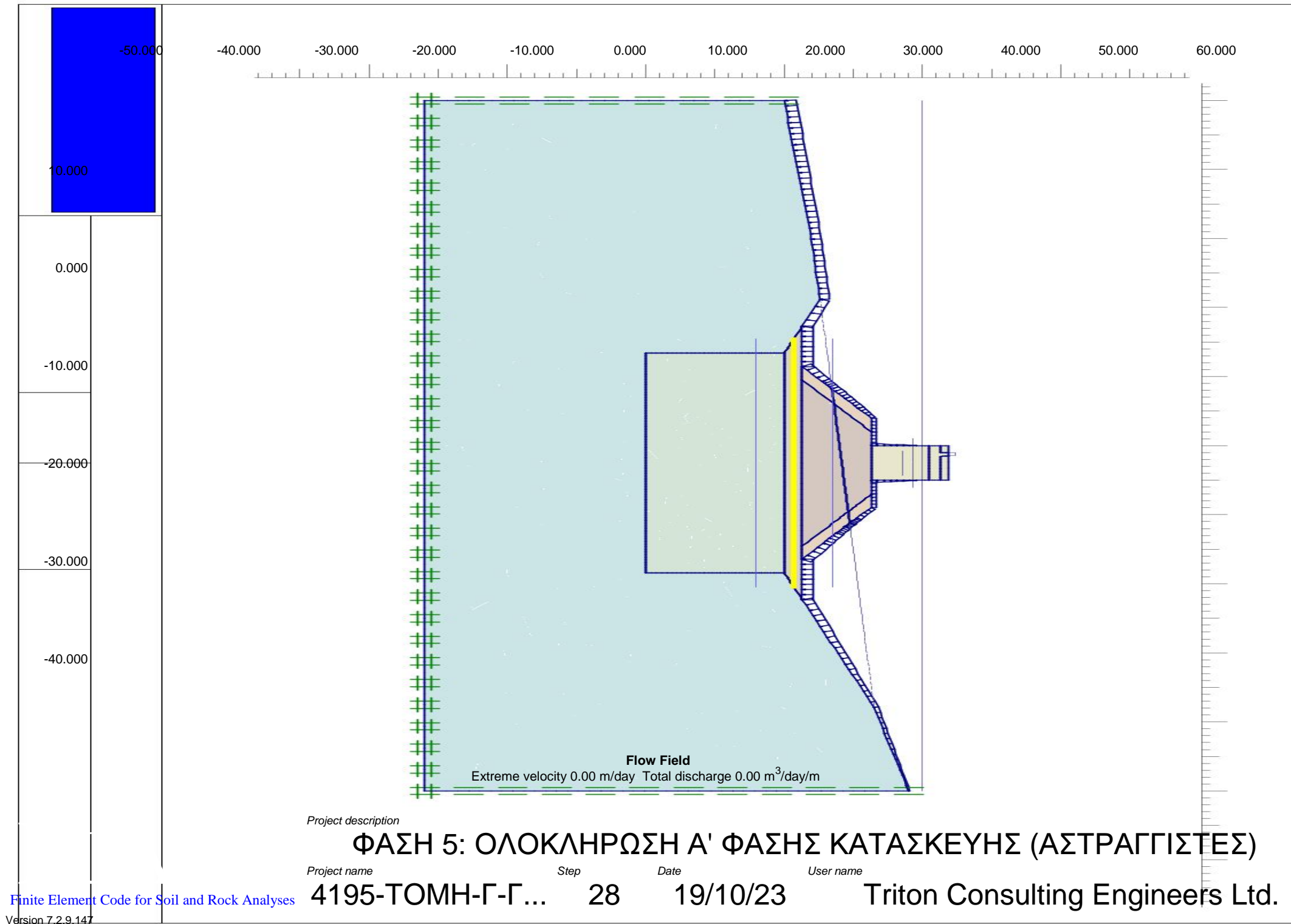
Realized Pmax : 26.858 kN/m<sup>2</sup>

ForceY : 0.000 kN/m

### PLASTIC STEP

Iter. No.	Global Error	Plastic Points	Plastic Cap + Hard. points	Inacc. Pl. pts.	Plastic Intf. pts.	Inacc. Intf. pts.	Apex & Tension	Inacc. Apx. pts.
1	0.001	6182	5238	2263	29	27	0	0
2	0.000	6113	5216	124	28	0	0	0







## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 5: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-Γ-Γ-R0

Output : Calculation information

Step : 28

Page : 1

### Step info

Step : 28 of 55  
PLASTIC STEP

Extrapolation factor :  
Relative stiffness :

0.347  
0.197

### Multipliers

#### Incremental Multipliers

#### Total Multipliers

Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ-Mdisp:	0.000
Contraction tunnel A	McontrA:	0.000	Σ-McontrA:	0.000
Contraction tunnel B	McontrB:	0.000	Σ-McontrB:	0.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ-MloadA:	0.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ-MloadB:	0.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ-Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ-Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ-Msf:	1.000
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000

### Staged construction

Active proportion total area	Marea :	0.000	ΣMarea :	0.973
Active proportion of stage	Mstage :	0.105	ΣMstage :	1.000

## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 5: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-Γ-Γ-R0

Output : Calculation information

Step : 28

Page : 2

### Tunnels

Input value [%]

Realized value [%]

Contraction tunnel A :

N/A

N/A

Contraction tunnel B :

N/A

N/A

### Forces

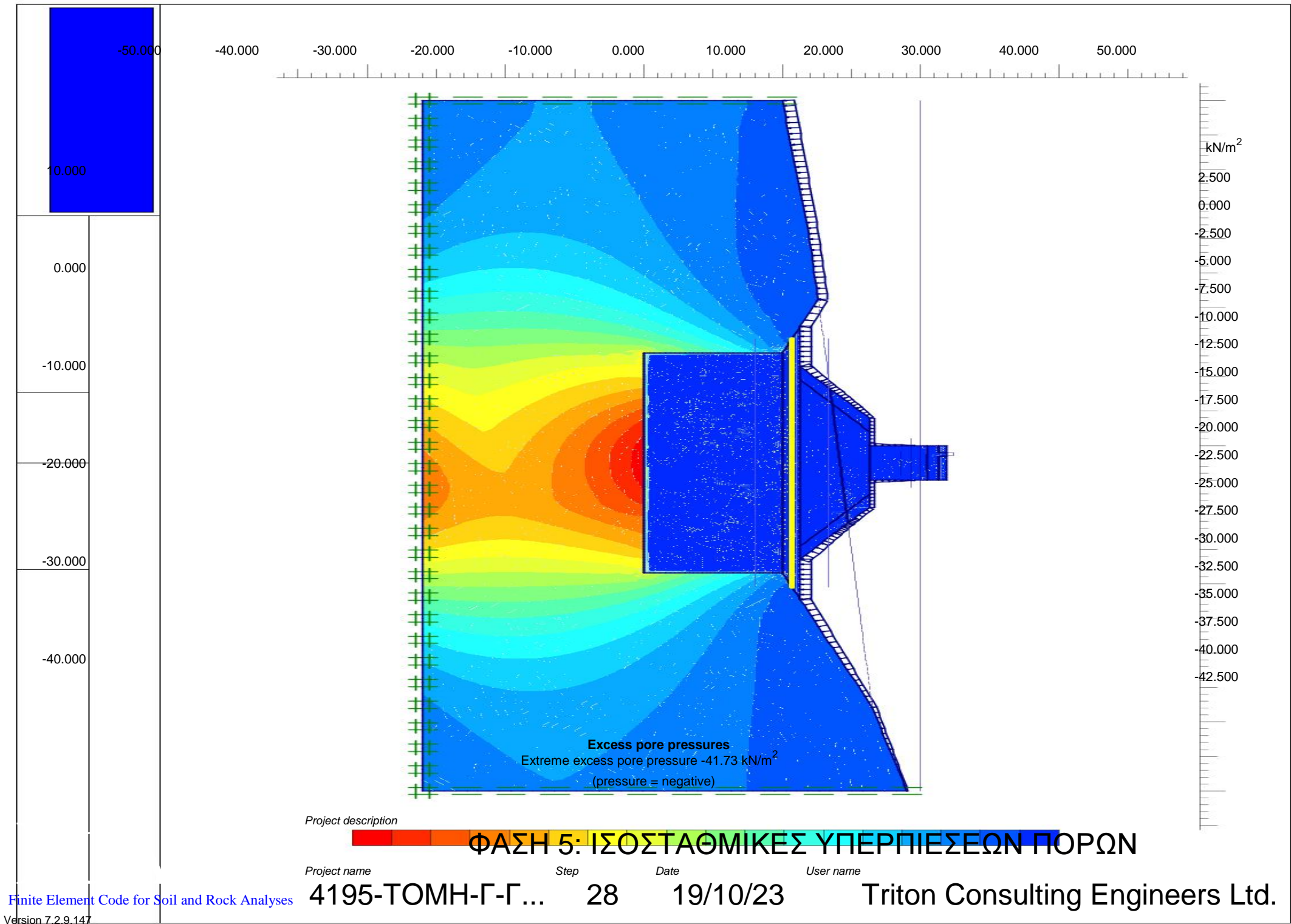
ForceX : 0.000 kN/m  
ForceY : 0.000 kN/m

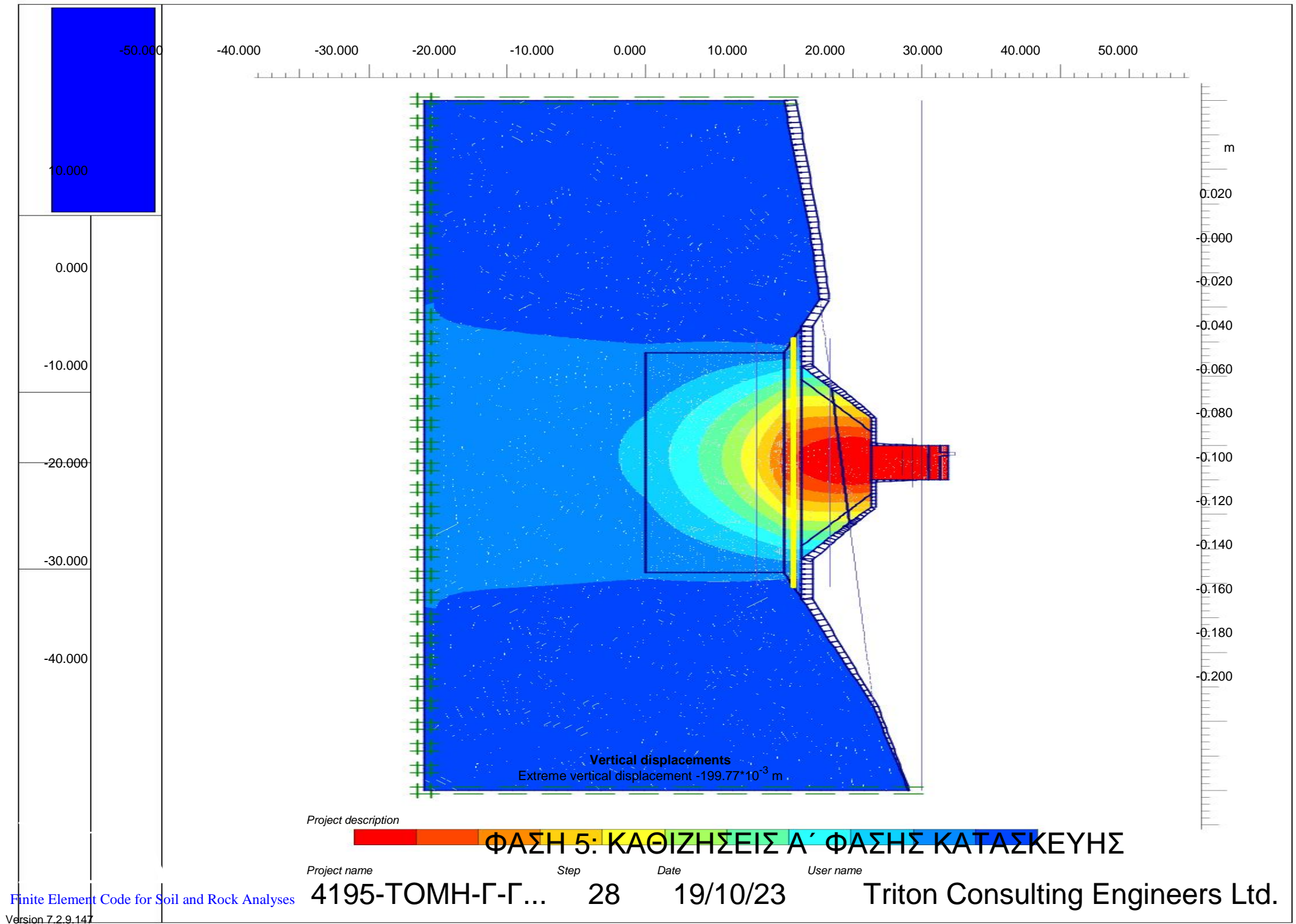
### Consolidation

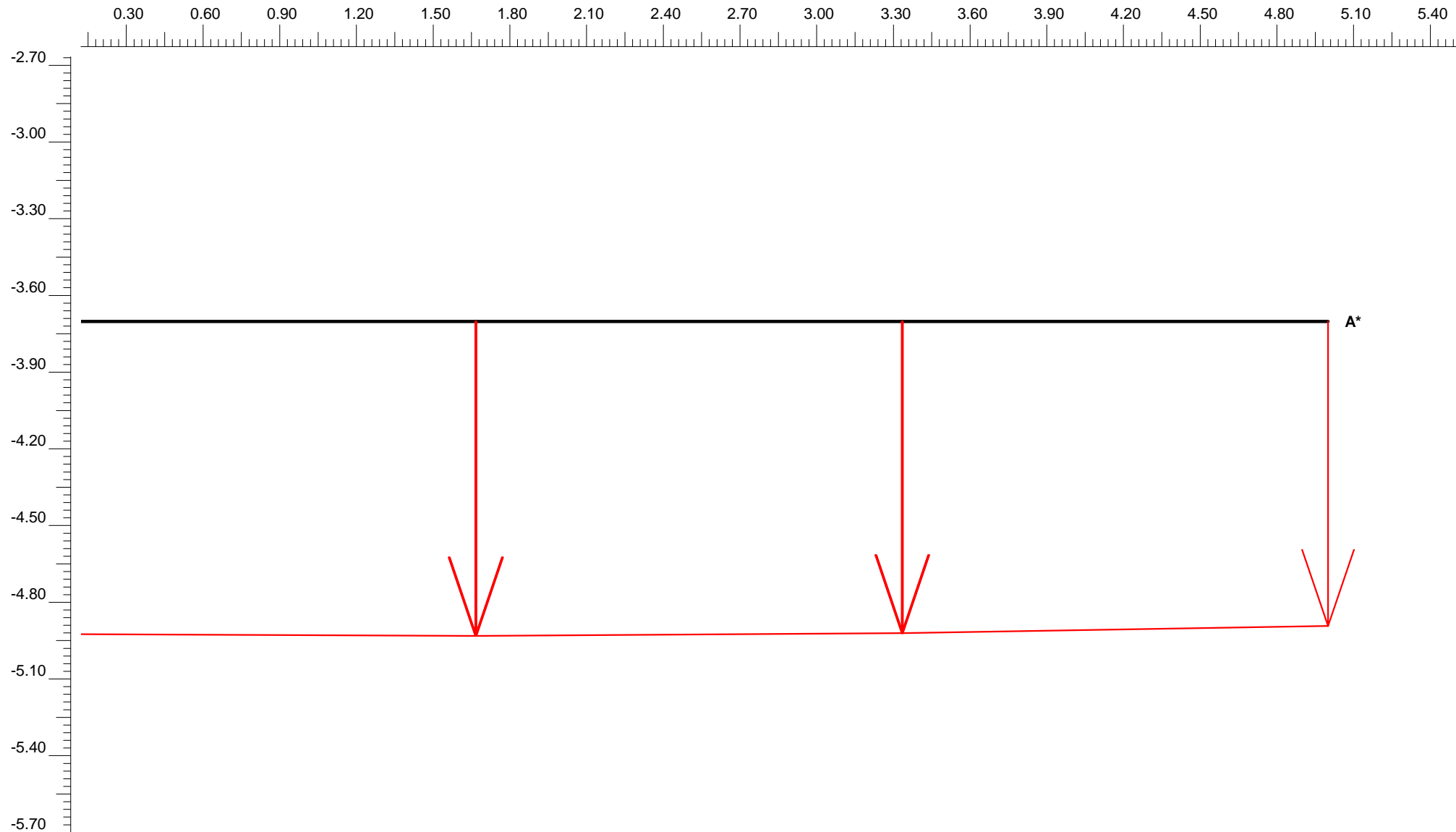
Realized Pmax : 41.572 kN/m<sup>2</sup>

### PLASTIC STEP

Iter. No.	Global Error	Plastic Points	Plastic Cap + Hard. points	Inacc. Pl. pts.	Plastic Intf. pts.	Inacc. Intf. pts.	Apex & Tension	Inacc. Apx. pts.
1	0.001	8100	6542	1166	98	81	0	0
2	0.001	8024	6519	193	98	0	0	0







**Vertical displacements**  
Extreme vertical displacement  $-198.45 \cdot 10^{-3}$  m



Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description

ΦΑΣΗ 5: ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΣΤΗΝ ΕΔΡΑΣΗ ΤΩΝ Τ.Ο.

Project name

4195-ΤΟΜΗ-Γ-Γ...

Step

28

Date

19/10/23

User name

Triton Consulting Engineers Ltd.

### Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 5: ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΜΕΝΟΜΕΝΩΝ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ Α΄ ΦΑΣΗΣ ΣΤΗΝ ΕΔΡΑΣΗ ΤΩΝ Τ.Ο.

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

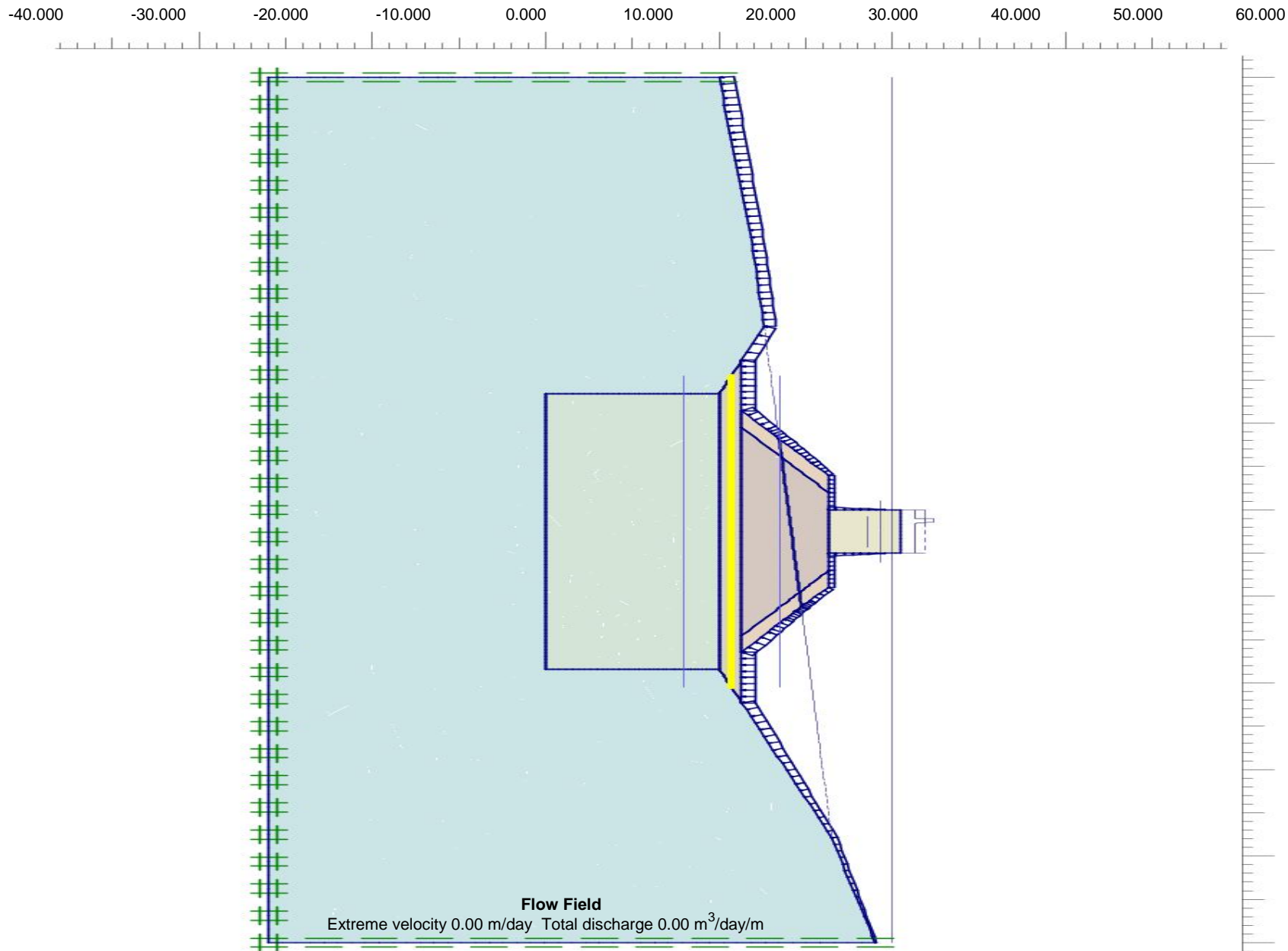
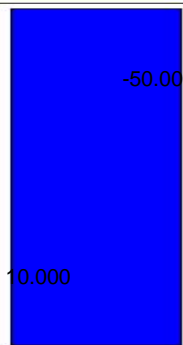
Project name : 4195-TOMH-Γ-Γ-R0

Output : TOMH-Γ-Γ-R0.028 -- Cross Section A - A\* Table

Step : 28

Page : 1

X [m]	Y [m]	U <sub>y</sub> [10 <sup>-3</sup> m]
0.001	-3.702	-197.315
1.665	-3.702	-198.445
1.665	-3.702	-198.445
1.667	-3.702	-198.446
1.667	-3.702	-198.446
1.669	-3.702	-198.445
1.669	-3.702	-198.445
3.333	-3.702	-196.685
3.333	-3.702	-196.685
3.337	-3.702	-196.679
3.337	-3.702	-196.679
5.000	-3.702	-192.070



Project description

## ΦΑΣΗ 6: ΑΠΟΜΑΚΡΥΝΣΗ Τ.Ο. ΕΠΙΦΟΡΤΙΣΗΣ

Project name

4195-ΤΟΜΗ-Γ-Γ...

Step

35

Date

19/10/23

User name

Triton Consulting Engineers Ltd.

## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 6: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-Γ-Γ-R0

Output : Calculation information

Step : 35

Page : 1

### Step info

Step : 35 of 55  
PLASTIC STEP

Extrapolation factor :  
Relative stiffness :

0.594  
0.073

### Multipliers

#### Incremental Multipliers

#### Total Multipliers

Prescribed displacements  
Contraction tunnel A  
Contraction tunnel B  
Load system A  
Load system B  
Soil weight  
Acceleration  
Strength reduction factor  
Time

Mdisp: 0.000  
McontrA: 0.000  
McontrB: 0.000  
MloadA: 0.000  
MloadB: 0.000  
Mweight: 0.000  
Maccel: 0.000  
Msf: 0.000  
Increment: 0.000

Σ-Mdisp: 0.000  
Σ-McontrA: 0.000  
Σ-McontrB: 0.000  
Σ-MloadA: 0.000  
Σ-MloadB: 0.000  
Σ-Mweight: 1.000  
Σ-Maccel: 0.000  
Σ-Msf: 1.000  
End time: 0.000

### Staged construction

Active proportion total area  
Active proportion of stage

Marea : 0.000  
Mstage : 0.010

ΣMarea : 0.971  
ΣMstage : 1.000



## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 6: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-Γ-Γ-R0

Output : Calculation information

Step : 35

Page : 2

### Tunnels

Input value [%]

Realized value [%]

Contraction tunnel A :

N/A

N/A

Contraction tunnel B :

N/A

N/A

### Forces

### Consolidation

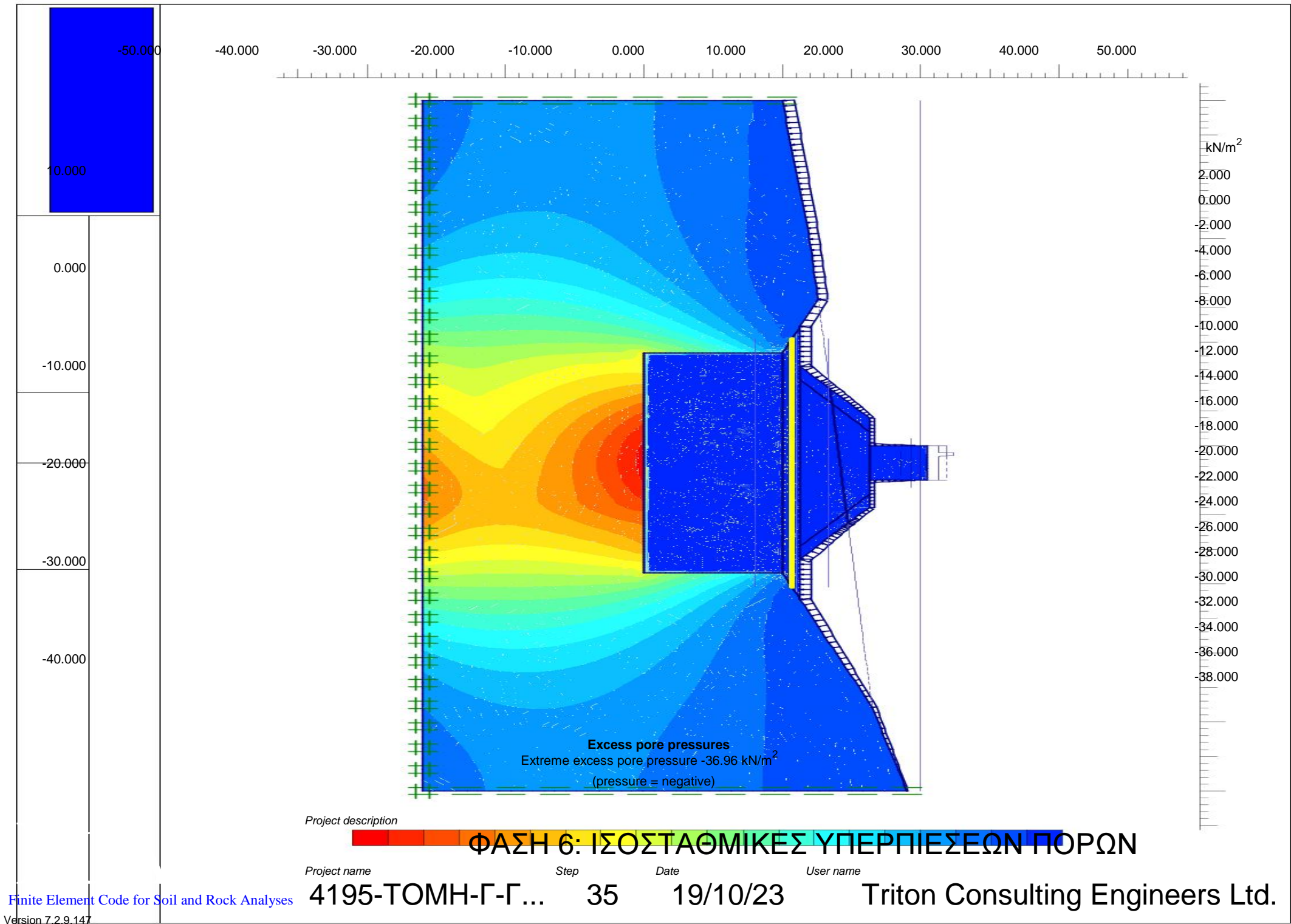
ForceX : 0.000 kN/m

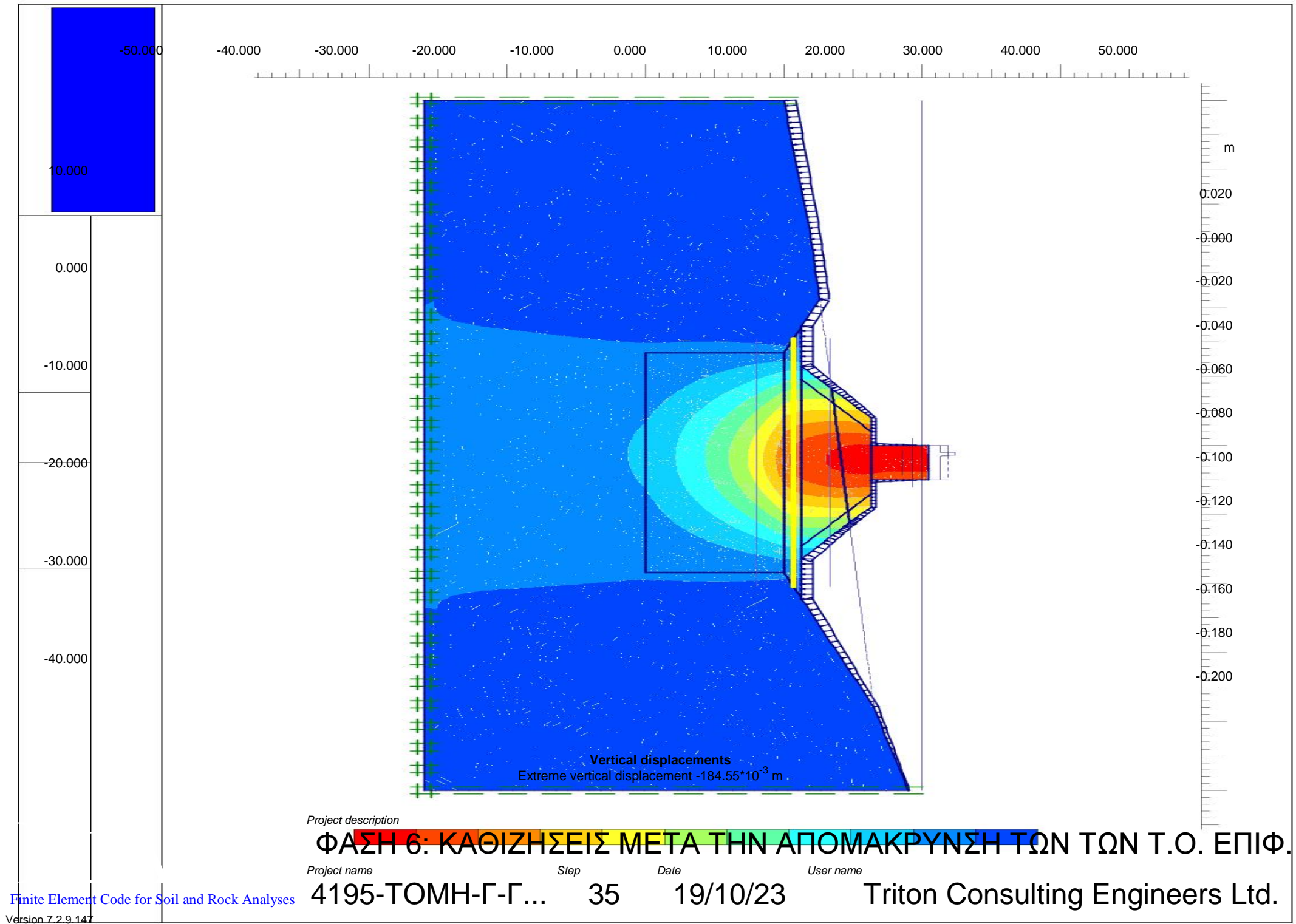
Realized Pmax : 36.816 kN/m<sup>2</sup>

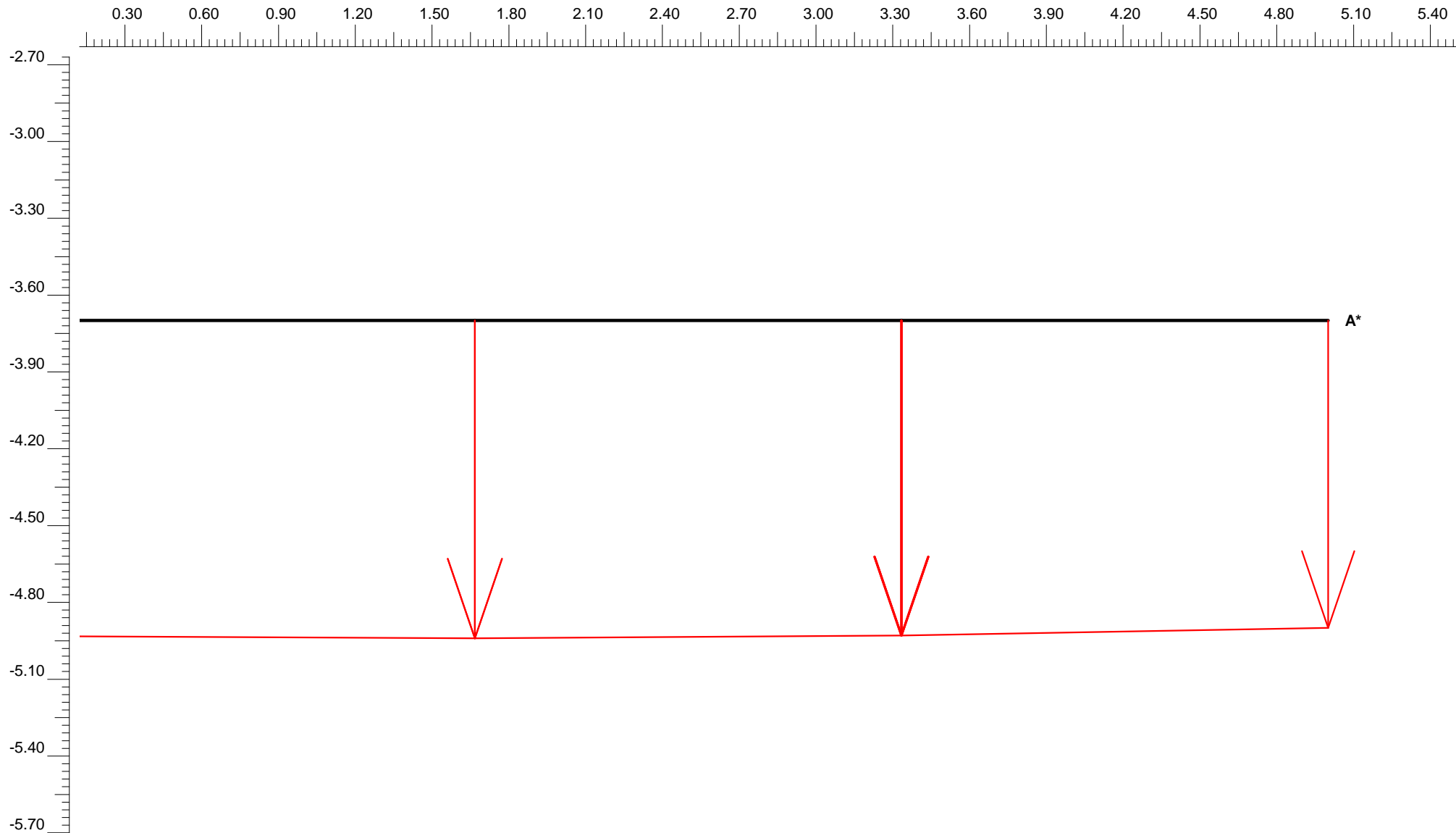
ForceY : 0.000 kN/m

### PLASTIC STEP

Iter. No.	Global Error	Plastic Points	Plastic Cap + Hard. points	Inacc. Pl. pts.	Plastic Intf. pts.	Inacc. Intf. pts.	Apex & Tension	Inacc. Apx. pts.
1	0.000	222	1	35	10	0	0	0
2	0.000	219	1	19	12	0	0	0







**Vertical displacements**  
 Extreme vertical displacement  $-183.34 \times 10^{-3}$  m



Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description

ΦΑΣΗ 6: ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΣΤΗΝ ΕΔΡΑΣΗ ΤΩΝ Τ.Ο.

Project name

4195-ΤΟΜΗ-Γ-Γ...

Step

35

Date

19/10/23

User name

Triton Consulting Engineers Ltd.

### Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 6: ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΣΤΗΝ ΕΔΡΑΣΗ ΤΩΝ Τ.Ο. ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΑΠΟΜΑΚΡΥΝΣΗ ΤΗΣ ΕΠΙΦ.

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

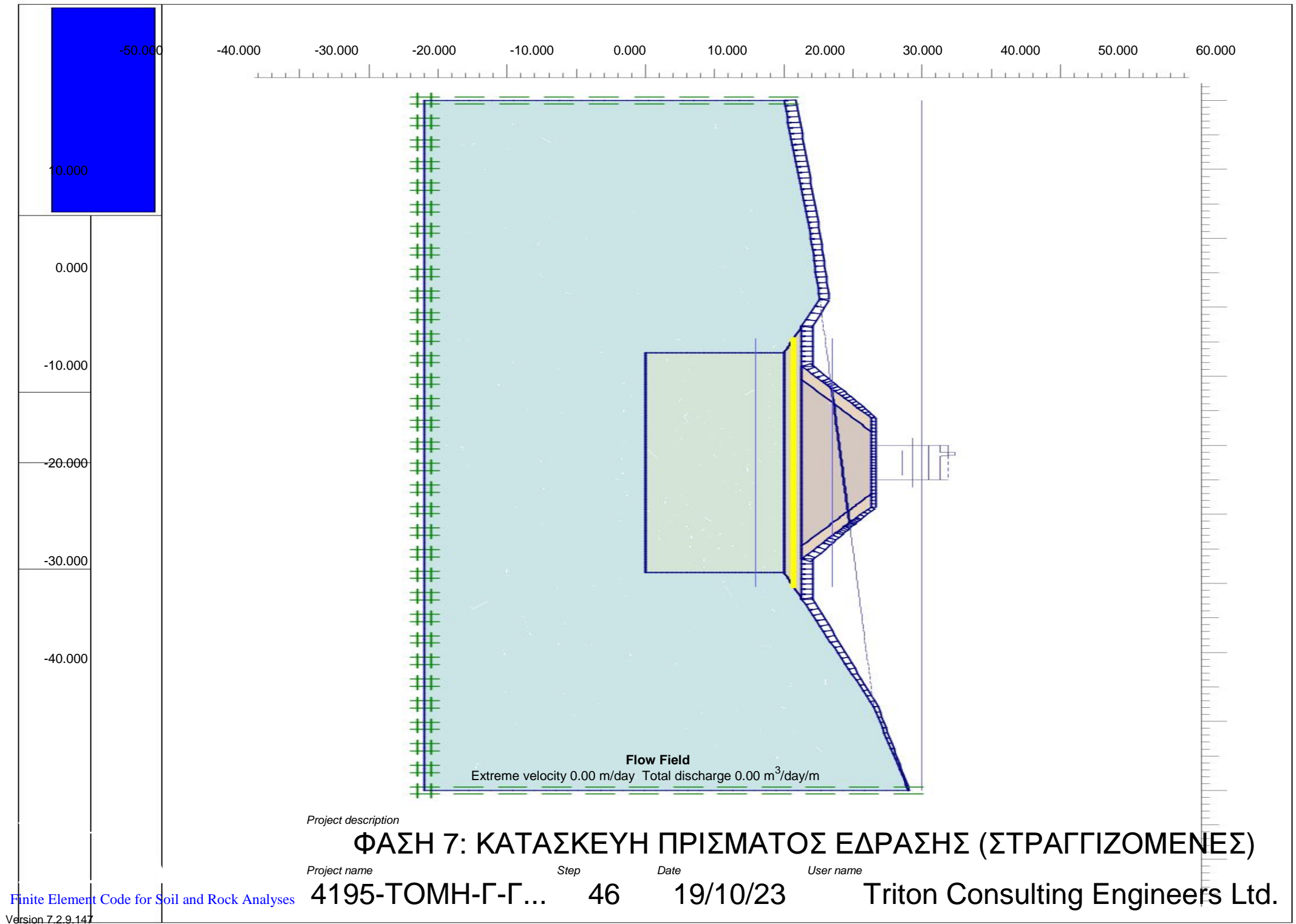
Project name : 4195-TOMH-Γ-Γ-R0

Output : TOMH-Γ-Γ-R0.035 -- Cross Section A - A\* Table

Step : 35

Page : 1

X [m]	Y [m]	U <sub>y</sub> [10 <sup>-3</sup> m]
0.002	-3.699	-182.102
1.667	-3.699	-183.345
1.667	-3.699	-183.345
3.332	-3.699	-181.715
3.332	-3.699	-181.715
3.333	-3.699	-181.712
3.333	-3.699	-181.712
3.335	-3.699	-181.710
3.335	-3.699	-181.710
5.000	-3.699	-177.247



## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 7: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-Γ-Γ-R0

Output : Calculation information

Step : 46

Page : 1

### Step info

Step : 46 of 55  
PLASTIC STEP

Extrapolation factor :  
Relative stiffness :

0.741  
0.459

### Multipliers

#### Incremental Multipliers

#### Total Multipliers

Prescribed displacements  
Contraction tunnel A  
Contraction tunnel B  
Load system A  
Load system B  
Soil weight  
Acceleration  
Strength reduction factor  
Time

Mdisp: 0.000  
McontrA: 0.000  
McontrB: 0.000  
MloadA: 0.000  
MloadB: 0.000  
Mweight: 0.000  
Maccel: 0.000  
Msf: 0.000  
Increment: 0.000

Σ-Mdisp: 0.000  
Σ-McontrA: 0.000  
Σ-McontrB: 0.000  
Σ-MloadA: 0.000  
Σ-MloadB: 0.000  
Σ-Mweight: 1.000  
Σ-Maccel: 0.000  
Σ-Msf: 1.000  
End time: 0.000

### Staged construction

Active proportion total area  
Active proportion of stage

Marea : 0.000  
Mstage : 0.178

ΣMarea : 0.964  
ΣMstage : 1.000

## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 7: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-Γ-Γ-R0

Output : Calculation information

Step : 46

Page : 2

### Tunnels

Input value [%]

Realized value [%]

Contraction tunnel A :

N/A

N/A

Contraction tunnel B :

N/A

N/A

### Forces

ForceX : 0.000 kN/m  
ForceY : 0.000 kN/m

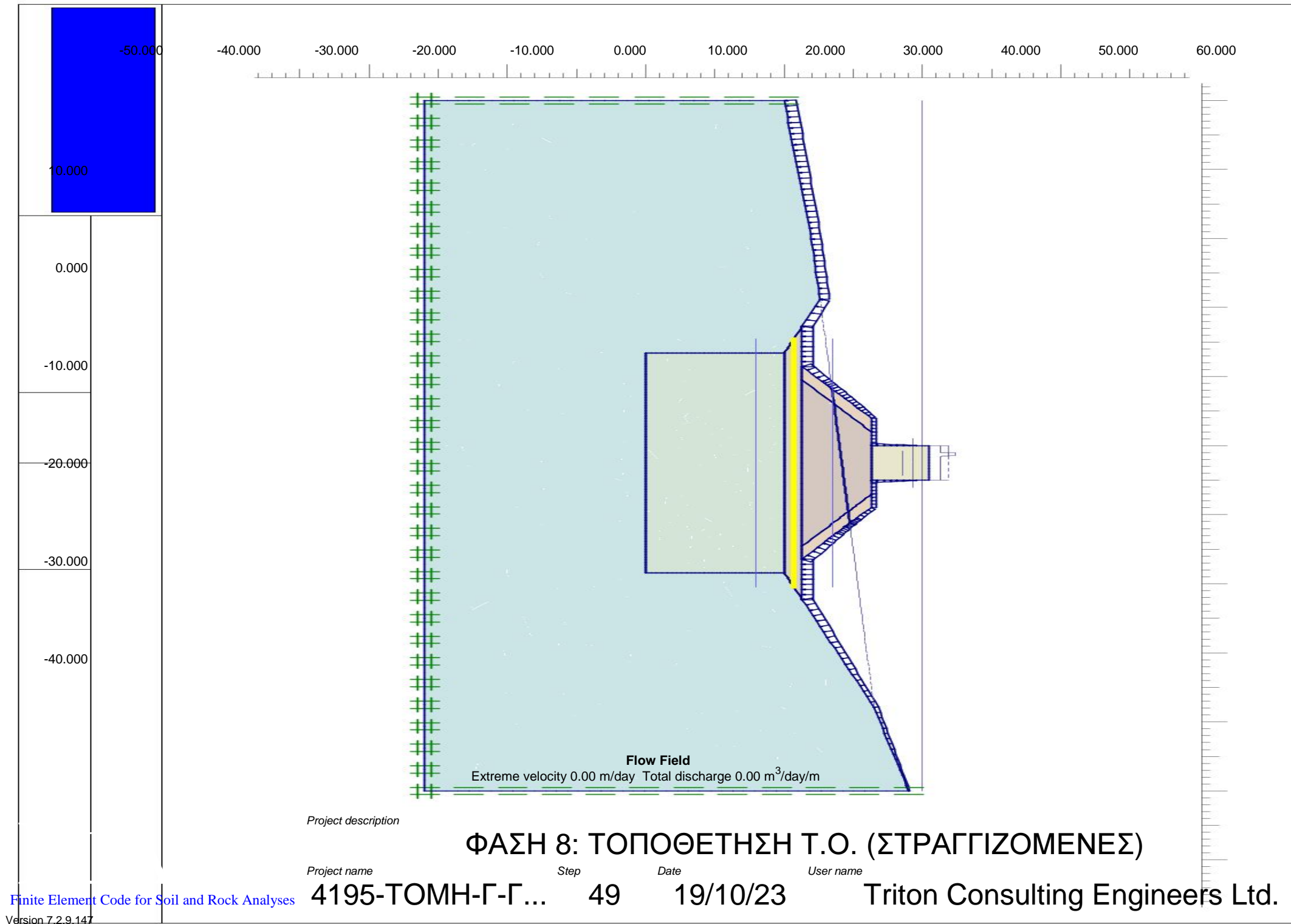
### Consolidation

Realized Pmax : 0.000 kN/m<sup>2</sup>

### PLASTIC STEP

Iter. No.	Global Error	Plastic Points	Plastic Cap + Hard. points	Inacc. Pl. pts.	Plastic Intf. pts.	Inacc. Intf. pts.	Apex & Tension	Inacc. Apx. pts.
1	0.002	10086	8221	128	42	0	0	0
2	0.002	10074	8215	238	42	0	0	0





## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 8: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-Γ-Γ-R0

Output : Calculation information

Step : 49

Page : 1

### Step info

Step : 49 of 55  
PLASTIC STEP

Extrapolation factor :  
Relative stiffness :

0.133  
0.104

### Multipliers

#### Incremental Multipliers

#### Total Multipliers

Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ-Mdisp:	0.000
Contraction tunnel A	McontrA:	0.000	Σ-McontrA:	0.000
Contraction tunnel B	McontrB:	0.000	Σ-McontrB:	0.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ-MloadA:	0.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ-MloadB:	0.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ-Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ-Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ-Msf:	1.000
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000

### Staged construction

Active proportion total area	Marea :	0.000	ΣMarea :	0.971
Active proportion of stage	Mstage :	0.040	ΣMstage :	1.000

## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 8: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-Γ-Γ-R0

Output : Calculation information

Step : 49

Page : 2

### Tunnels

Input value [%]

Realized value [%]

Contraction tunnel A :

N/A

N/A

Contraction tunnel B :

N/A

N/A

### Forces

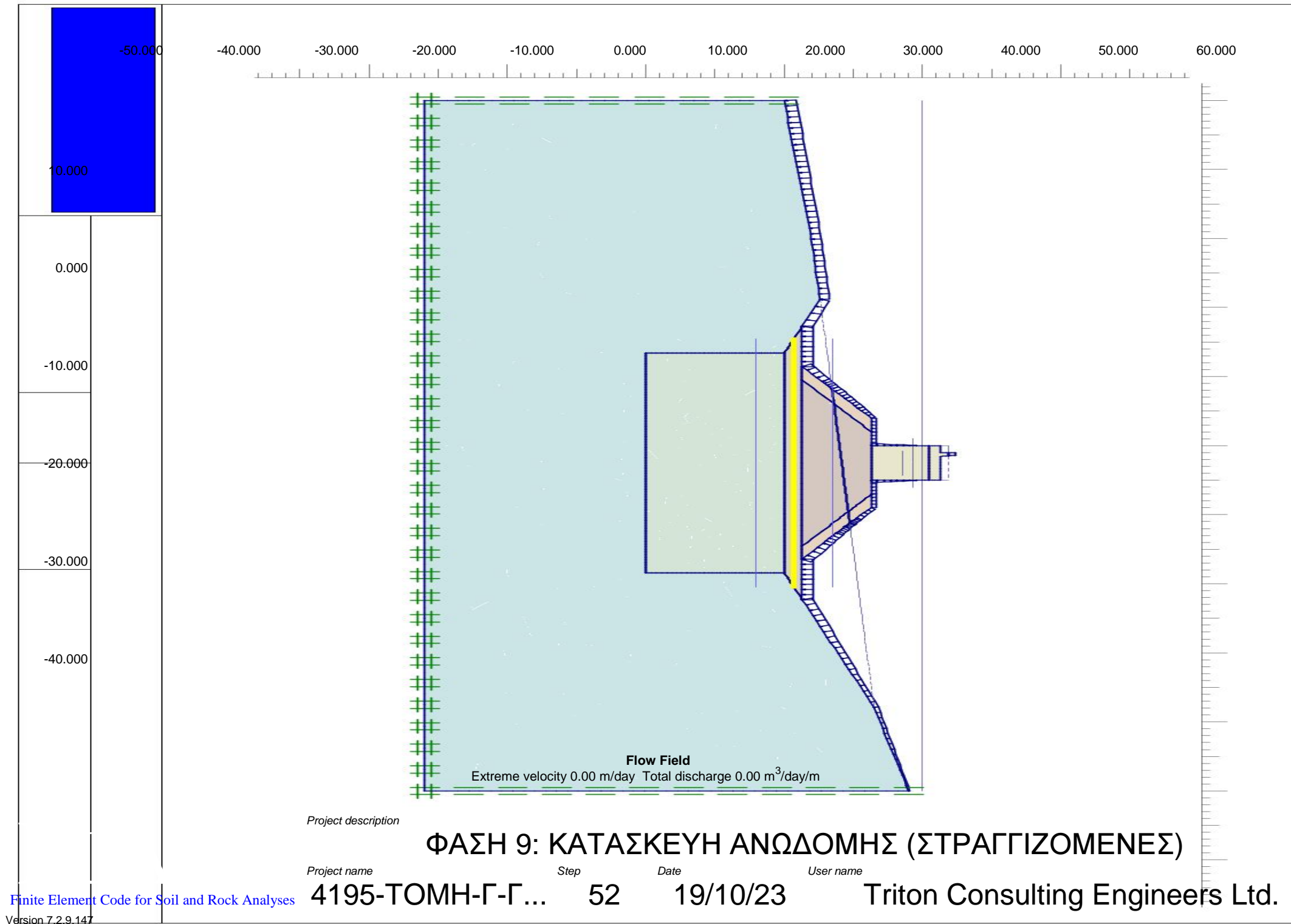
ForceX : 0.000 kN/m  
ForceY : 0.000 kN/m

### Consolidation

Realized Pmax : 0.000 kN/m<sup>2</sup>

### PLASTIC STEP

Iter. No.	Global Error	Plastic Points	Plastic Cap + Hard. points	Inacc. Pl. pts.	Plastic Intf. pts.	Inacc. Intf. pts.	Apex & Tension	Inacc. Apx. pts.
1	0.001	9884	8611	386	94	48	0	0
2	0.001	9711	8478	143	92	0	0	0



## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 9: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-Γ-Γ-R0

Output : Calculation information

Step : 52

Page : 1

### Step info

Step : 52 of 55  
PLASTIC STEP

Extrapolation factor :  
Relative stiffness :

0.251  
0.112

### Multipliers

#### Incremental Multipliers

#### Total Multipliers

Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ-Mdisp:	0.000
Contraction tunnel A	McontrA:	0.000	Σ-McontrA:	0.000
Contraction tunnel B	McontrB:	0.000	Σ-McontrB:	0.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ-MloadA:	0.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ-MloadB:	0.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ-Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ-Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ-Msf:	1.000
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000

### Staged construction

Active proportion total area	Marea :	0.000	ΣMarea :	0.972
Active proportion of stage	Mstage :	0.043	ΣMstage :	1.000

## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 9: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-Γ-Γ-R0

Output : Calculation information

Step : 52

Page : 2

### Tunnels

Input value [%]

Realized value [%]

Contraction tunnel A :

N/A

N/A

Contraction tunnel B :

N/A

N/A

### Forces

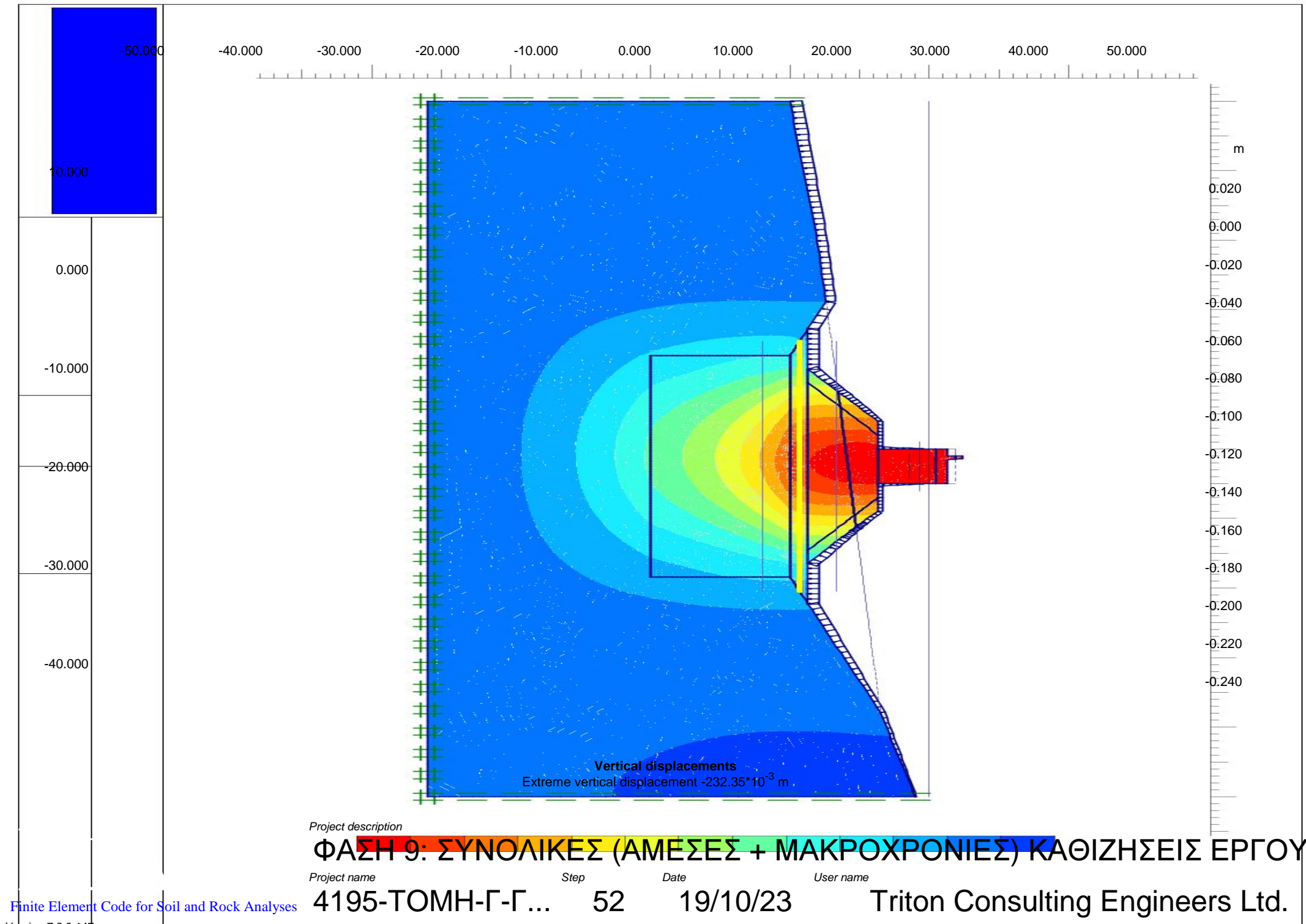
ForceX : 0.000 kN/m  
ForceY : 0.000 kN/m

### Consolidation

Realized Pmax : 0.000 kN/m<sup>2</sup>

### PLASTIC STEP

Iter. No.	Global Error	Plastic Points	Plastic Cap + Hard. points	Inacc. Pl. pts.	Plastic Intf. pts.	Inacc. Intf. pts.	Apex & Tension	Inacc. Apx. pts.
1	0.001	10340	8755	453	111	29	0	0
2	0.001	10121	8580	165	110	0	0	0



Project description

ΦΑΣΗ 9: ΣΥΝΟΛΙΚΕΣ (ΑΜΕΣΕΣ + ΜΑΚΡΟΧΡΟΝΙΕΣ) ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΕΡΓΟΥ

Project name

4195-TOMH-Γ-Γ...

Step

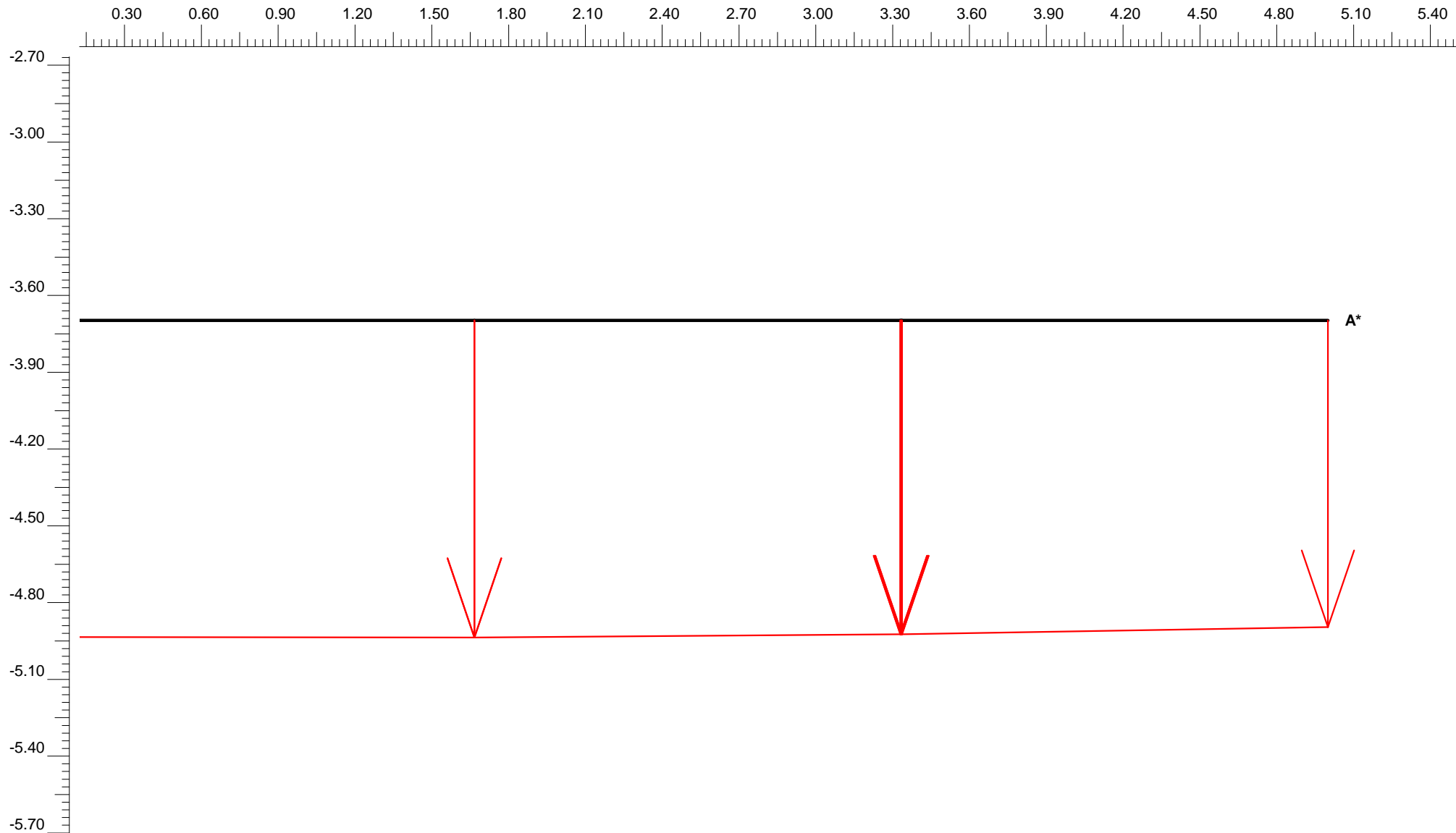
52

Date

19/10/23

User name

Triton Consulting Engineers Ltd.



**Vertical displacements**  
 Extreme vertical displacement  $-230.19 \times 10^{-3}$  m



**Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses**

Project description : ΦΑΣΗ 9: ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΥΝΟΛΙΚΩΝ (ΑΜΕΣΩΝ + ΜΑΚΡΟΧΡΟΝΙΩΝ) ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ - ΕΔΡΑΣΗ Τ.Ο.

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

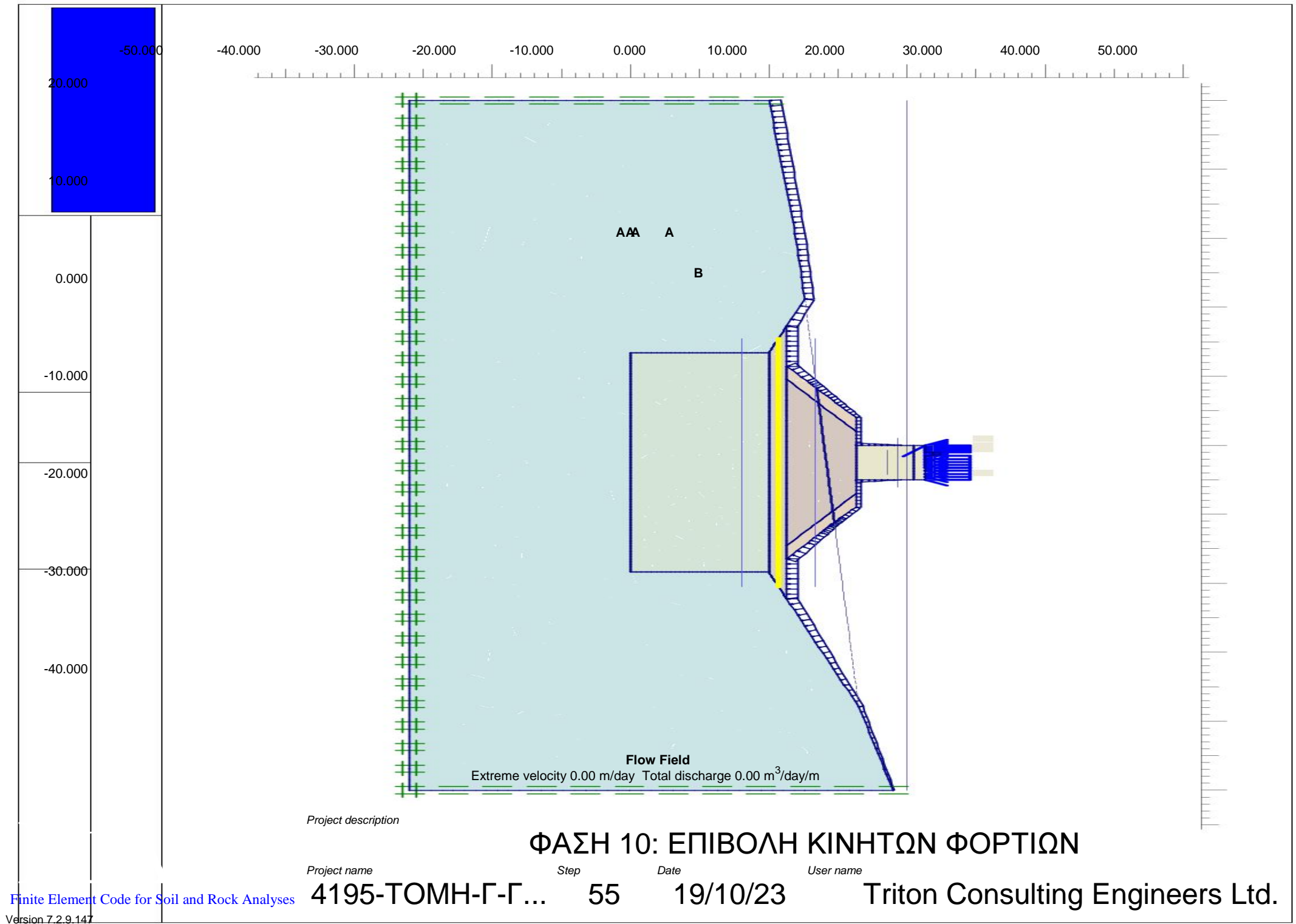
Project name : 4195-TOMH-Γ-Γ-R0

Output : TOMH-Γ-Γ-R0.052 -- Cross Section A - A\* Table

Step : 52

Page : 1

X [m]	Y [m]	U <sub>y</sub> [10 <sup>-3</sup> m]
0.001	-3.699	-229.962
1.667	-3.699	-230.190
1.667	-3.699	-230.190
3.332	-3.699	-227.837
3.332	-3.699	-227.837
3.333	-3.699	-227.835
3.333	-3.699	-227.835
3.334	-3.699	-227.833
3.334	-3.699	-227.833
5.000	-3.699	-222.692



### Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 10: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-Γ-Γ-R0

Output : Calculation information

Step : 55

Page : 1

#### Step info

Step : 55 of 55  
PLASTIC STEP

Extrapolation factor :  
Relative stiffness :

0.194  
0.080

#### Multipliers

##### Incremental Multipliers

##### Total Multipliers

Prescribed displacements  
Contraction tunnel A  
Contraction tunnel B  
Load system A  
Load system B  
Soil weight  
Acceleration  
Strength reduction factor  
Time

Mdisp: 0.000  
McontrA: 0.000  
McontrB: 0.000  
MloadA: 0.303  
MloadB: 0.303  
Mweight: 0.000  
Maccel: 0.000  
Msf: 0.000  
Increment: 0.000

Σ-Mdisp: 0.000  
Σ-McontrA: 0.000  
Σ-McontrB: 0.000  
Σ-MloadA: 5.000  
Σ-MloadB: 5.000  
Σ-Mweight: 1.000  
Σ-Maccel: 0.000  
Σ-Msf: 1.000  
End time: 0.000

#### Staged construction

Active proportion total area  
Active proportion of stage

Marea : 0.000  
Mstage : 0.000

ΣMarea : 0.972  
ΣMstage : 0.000

## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 10: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-Γ-Γ-R0

Output : Calculation information

Step : 55

Page : 2

### Tunnels

Input value [%]

Realized value [%]

Contraction tunnel A :

N/A

N/A

Contraction tunnel B :

N/A

N/A

### Forces

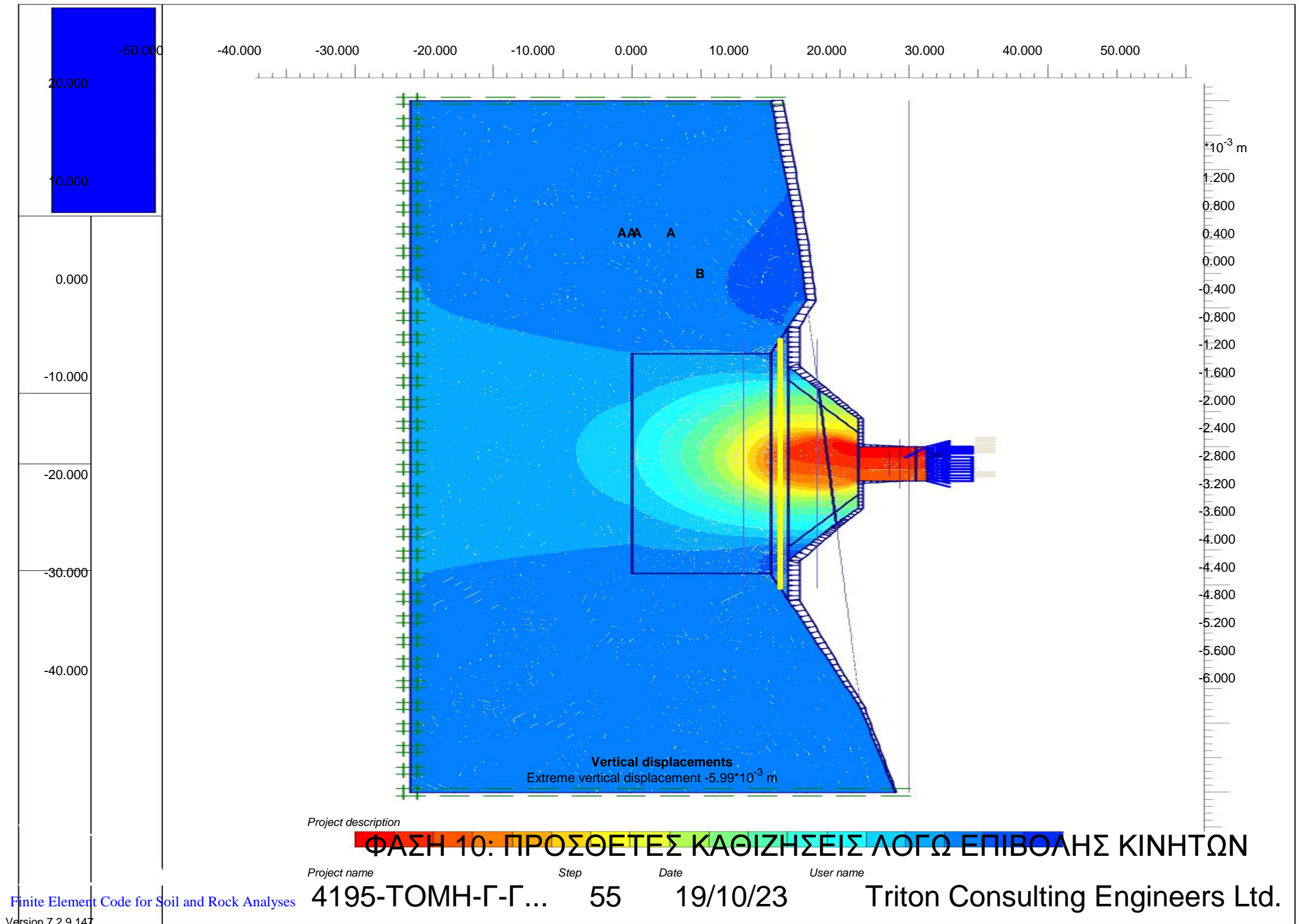
ForceX : 0.000 kN/m  
ForceY : 0.000 kN/m

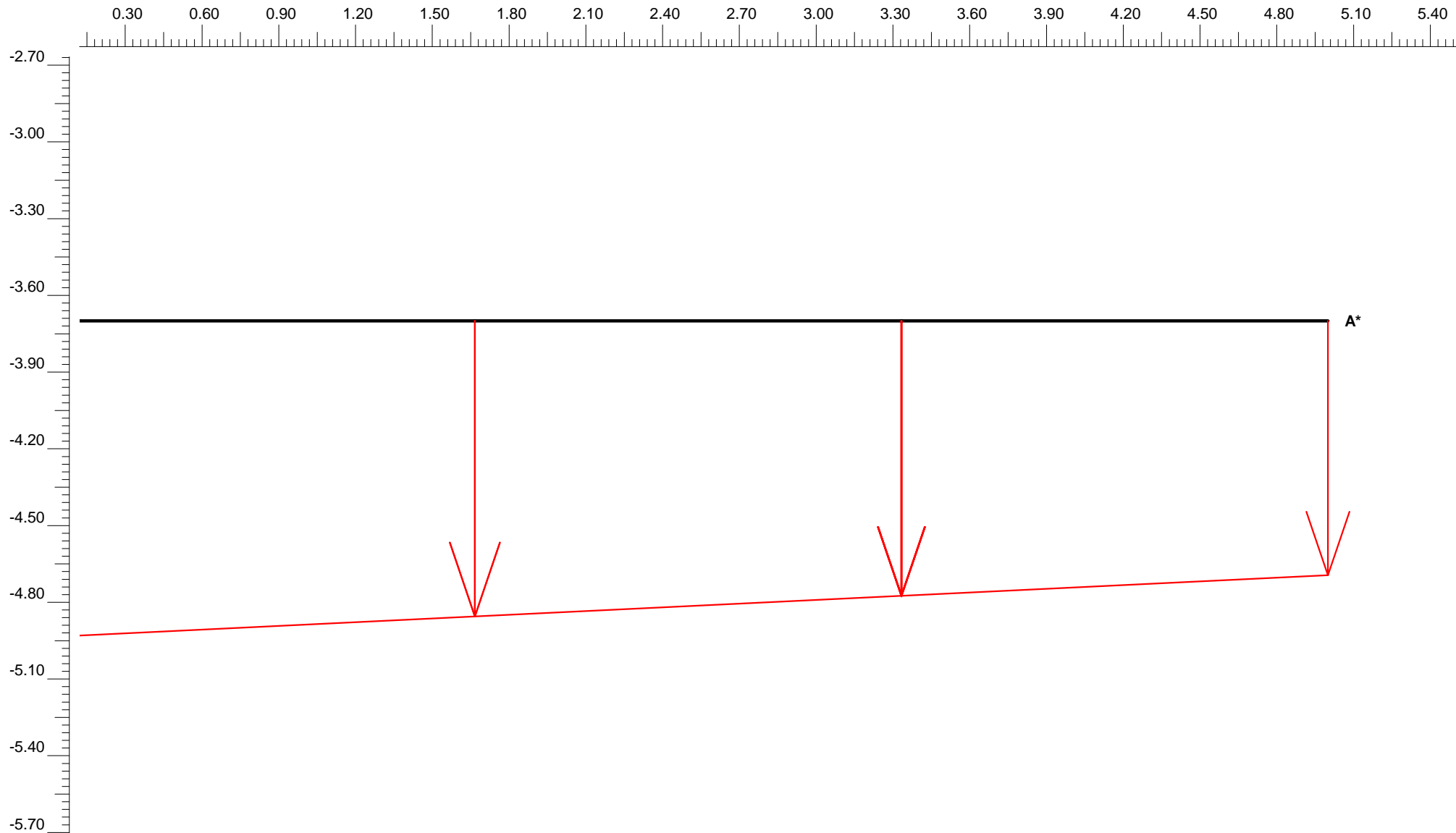
### Consolidation

Realized Pmax : 0.983 kN/m<sup>2</sup>

### PLASTIC STEP

Iter. No.	Global Error	Plastic Points	Plastic Cap + Hard. points	Inacc. Pl. pts.	Plastic Intf. pts.	Inacc. Intf. pts.	Apex & Tension	Inacc. Apx. pts.
1	0.009	8621	7386	220	107	5	0	0
2	0.009	7834	6702	115	106	0	0	0





**Vertical displacements**  
 Extreme vertical displacement  $-5.99 \cdot 10^{-3}$  m

### Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 10: ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΣΘΕΤΩΝ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΣΤΗΝ ΕΔΡΑΣΗ ΤΩΝ Τ.Ο. ΛΟΓΩ ΚΙΝΗΤΩΝ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-Γ-Γ-R0

Output : TOMH-Γ-Γ-R0.055 -- Cross Section A - A\* Table

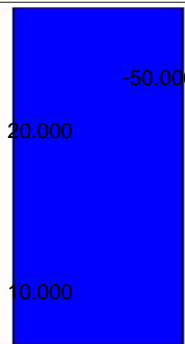
Step : 55

Page : 1

X [m]	Y [m]	U <sub>y</sub> [10 <sup>-3</sup> m]
0.001	-3.699	-5.987
1.667	-3.699	-5.597
1.667	-3.699	-5.597
3.332	-3.699	-5.207
3.332	-3.699	-5.207
3.333	-3.699	-5.206
3.333	-3.699	-5.206
3.334	-3.699	-5.206
3.334	-3.699	-5.206
5.000	-3.699	-4.816

**ΔΙΑΤΟΜΗ ΕΛΕΓΧΟΥ Α-Α**





20.000

0.000

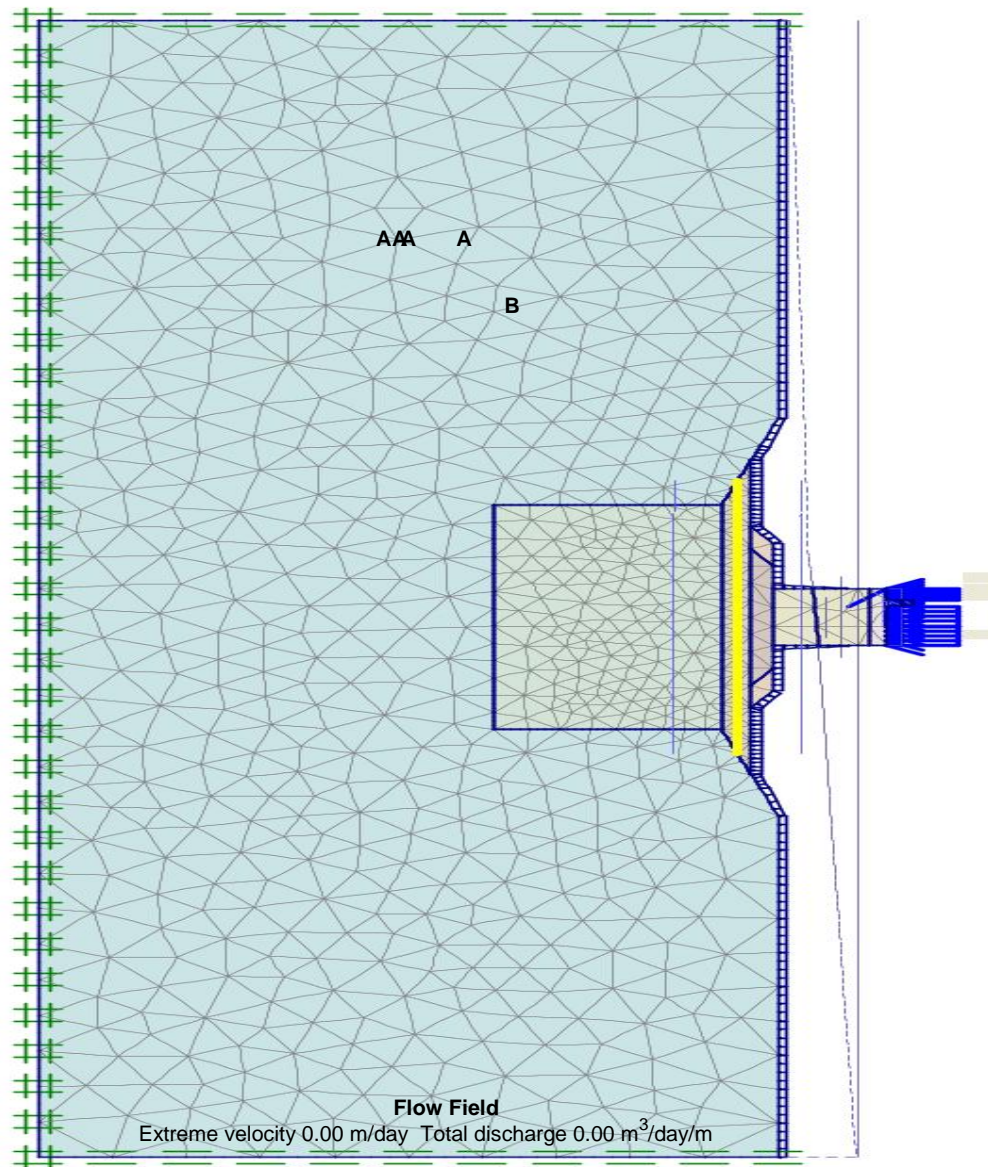
-10.000

-20.000

-30.000

-40.000

-40.000 -30.000 -20.000 -10.000 0.000 10.000 20.000 30.000 40.000 50.000 60.000



Project description

ΦΟΡΕΑΣ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Project name

4195-TOMH-A-A...

Step

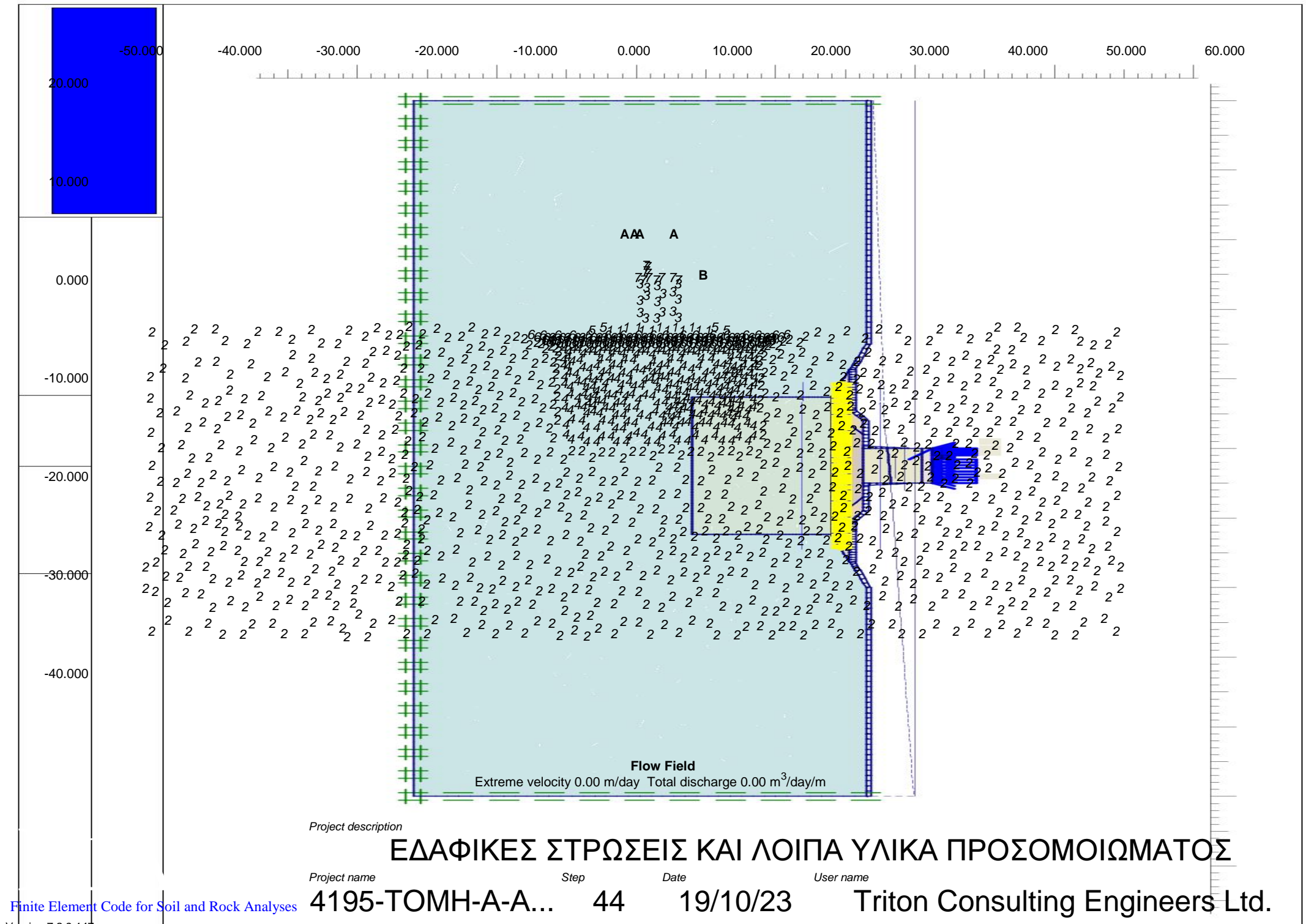
44

Date

19/10/23

User name

Triton Consulting Engineers Ltd.



**Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses**

Project description : ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΣΤΡΩΣΕΩΝ ΠΥΘΜΕΝΑ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-A-A-R0

Output : Soil and Interfaces Info - Hardening Soil

Step : 44

Page : 1

Number	Identification	Type	$\gamma_{\text{dry}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{\text{wet}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$k_x$ [m/day]	$k_y$ [m/day]	$E_{50}^{\text{ref}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_{\text{ref}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
2	Layer I	Undrained	19.0	19.0	2.8000E-5	1.4000E-5	3400.0	3000.0	10200.0	2.0
4	Layer I + Stone columns	Drained	19.3	19.3	0.0050	0.0050	6800.0	6000.0	20400.0	1.7

**Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses**

Project description : ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΣΤΡΩΣΕΩΝ ΠΥΘΜΕΝΑ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-A-A-R0

Output : Soil and Interfaces Info - Hardening Soil

Step : 44

Page : 2

Number	$\varphi$ [ ° ]	$\psi$ [ ° ]	$v_{ur}$ [ - ]	$p_{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Power [ - ]	$K_0^{nc}$ [ - ]	$c_{incr}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$y_{ref}$ [ m ]	$C_k$ [ - ]	$e_{init}$ [ - ]	$e_{min}$ [ - ]
2	25.0	0.0	0.20	100	1.000	0.577	0.0	0.0	1E15	1.0	0.0
4	32.0	0.0	0.20	100	1.000	0.470	0.0	0.0	1E15	1.0	0.0

**Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses**

Project description : ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΣΤΡΩΣΕΩΝ ΠΥΘΜΕΝΑ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-A-A-R0

Output : Soil and Interfaces Info - Hardening Soil

Step : 44

Page : 3

Number	$e_{\max}$ [ - ]	$R_f$ [ - ]	T-Strength [kN/m <sup>2</sup> ]	$R_{\text{inter}}$ [ - ]	Interface Permeability [ - ]	$\delta_{\text{-inter}}$ [ m ]
2	999.0	0.90	0.0	1.00	Neutral	0.000
4	999.0	0.90	0.0	1.00	Neutral	0.000

**Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses**

Project description : ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΓΕΩΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΛΟΙΠΩΝ ΥΛΙΚΩΝ ΠΟΥ ΔΟΜΟΥΝ ΤΟ ΣΩΜΑ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-A-A-R0

Output : Soil and Interfaces Info - Mohr-Coulomb

Step : 44

Page : 1

Number	Identification	Type	$\gamma_{dry}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{wet}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$k_x$ [m/day]	$k_y$ [m/day]	$\nu$ [ - ]	$E_{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\phi$ [ ° ]
1	Crushed stone	Drained	21.0	21.0	10.0000	10.0000	0.25	41667.0	1.0	43.0
3	Concrete Blocks	Drained	23.5	23.5	1.0000E-7	1.0000E-7	0.20	3E7	1E3	45.0
5	Armor stone	Drained	18.0	18.0	100.0000	100.0000	0.25	83333.0	5.0	43.0
6	Sand gravel	Drained	21.0	21.0	0.1000	0.1000	0.30	22286.0	0.5	36.0
7	Concrete Cope	Drained	48.0	48.0	1.0000E-7	1.0000E-7	0.20	3E7	1E3	45.0

**Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses**

Project description : ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΓΕΩΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΛΟΙΠΩΝ ΥΛΙΚΩΝ ΠΟΥ ΔΟΜΟΥΝ ΤΟ ΣΩΜΑ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-A-A-R0

Output : Soil and Interfaces Info - Mohr-Coulomb

Step : 44

Page : 2

Number	$\psi$ [ ° ]	$E_{incr}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c_{incr}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$y_{ref}$ [ m ]	$C_k$ [ - ]	$e_{init}$ [ - ]	T-Strength [kN/m <sup>2</sup> ]	$R_{inter}$ [ - ]	Interface Permeability [ - ]
1	0.0	0.0	0.0	0.0	1E15	1.0	0.0	1.00	Neutral
3	0.0	0.0	0.0	0.0	1E15	1.0	0.0	1.00	Neutral
5	0.0	0.0	0.0	0.0	1E15	1.0	0.0	1.00	Neutral
6	0.0	0.0	0.0	0.0	1E15	1.0	0.0	0.80	Neutral
7	0.0	0.0	0.0	0.0	1E15	1.0	0.0	1.00	Neutral

**Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses**

Project description : ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΓΕΩΥΦΑΣΜΑΤΟΣ ΟΝΟΜΑΣΤΙΚΗΣ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ 600 kN/m

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-A-A-R0

Output : Material data sets - Geotextiles

Step : 44

Page : 1

Number	Identification	EA [kN/m]	ν [ - ]
1	600 kN/m	5E3	0.00



**Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses**

Project description : ΣΤΑΔΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-A-A-R0.plx

Output : Calculations list

Page : 1

Identification	Phase No.	Start from	Calculation	Loading input	First	Last
Initial phase	0	N/A	N/A	N/A		
Αρχική κατάσταση	1	0	Plastic	Total multipliers	1	2
Εκσκαφή πυθμένα	2	1	Plastic	Staged construction	3	8
Κατασκευή χαλικοπασσάλων και εξυγιαντικής στρώσης	3	2	Plastic	Staged construction	9	15
Κατασκευή πρίσματος έδρασης (αστράγγιστες συνθήκες)	4	3	Plastic	Staged construction	16	17
Ολοκλήρωση Α' Φάσης Κατασκευής: Τοποθέτηση - επιφόρτιση Τ.Ο. (αστράγγιστες συνθήκες)	5	4	Plastic	Staged construction	18	21
Απομάκρυνση Τ.Ο. επιφόρτισης (στραγγιζόμενες συνθήκες)	6	5	Plastic	Staged construction	22	28
Κατασκευή πρίσματος έδρασης (στραγγιζόμενες συνθήκες)	7	3	Plastic	Staged construction	29	32
Τοποθέτηση Τ.Ο. (στραγγιζόμενες συνθήκες)	8	7	Plastic	Staged construction	33	38
Κατασκευή ανωδομής (στραγγιζόμενες συνθήκες)	9	8	Plastic	Staged construction	39	41
Επιβολή κινητών	10	9	Plastic	Total multipliers	42	44

## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description	: ΣΤΑΔΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	Date : 19/10/2023
---------------------	-------------------	-------------------

Date : 19/10/2023

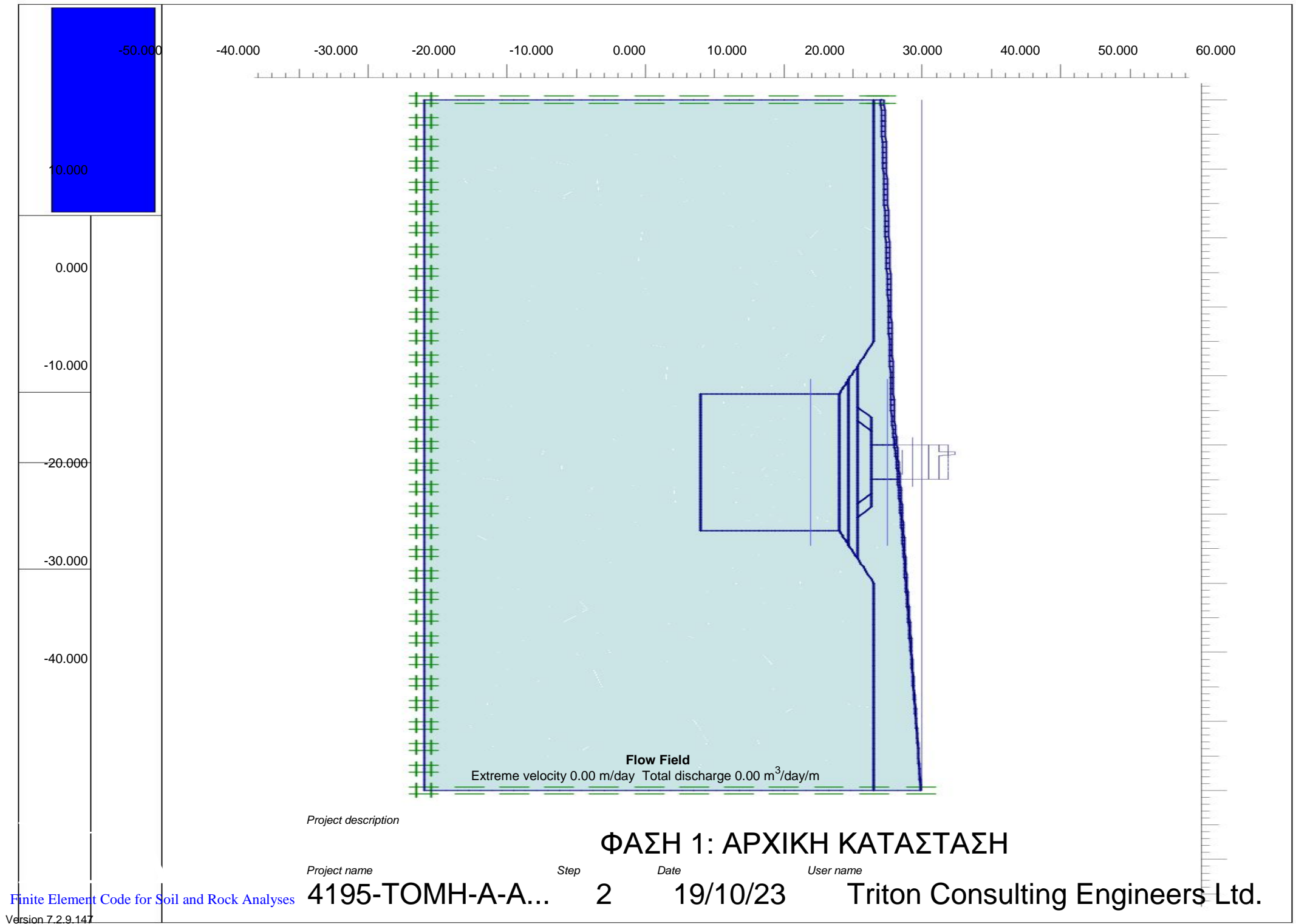
User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name	: 4195-TOMH-A-A-R0.plx
--------------	------------------------

Output : Calculations list Page : 2

Page : 2

[illegible]



## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 1: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-A-A-R0

Output : Calculation information

Step : 2

Page : 1

### Step info

Step : 2 of 44  
PLASTIC STEP

Extrapolation factor :  
Relative stiffness :

0.000  
1.000

### Multipliers

#### Incremental Multipliers

#### Total Multipliers

Prescribed displacements  
Contraction tunnel A  
Contraction tunnel B  
Load system A  
Load system B  
Soil weight  
Acceleration  
Strength reduction factor  
Time

Mdisp: 0.000  
McontrA: 0.000  
McontrB: 0.000  
MloadA: 0.000  
MloadB: 0.000  
Mweight: 0.000  
Maccel: 0.000  
Msf: 0.000  
Increment: 0.000

Σ-Mdisp: 0.000  
Σ-McontrA: 0.000  
Σ-McontrB: 0.000  
Σ-MloadA: 0.000  
Σ-MloadB: 0.000  
Σ-Mweight: 1.000  
Σ-Maccel: 0.000  
Σ-Msf: 1.000  
End time: 0.000

### Staged construction

Active proportion total area  
Active proportion of stage

Marea : 0.000  
Mstage : 0.000

ΣMarea : 0.994  
ΣMstage : 0.000

## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 1: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-A-A-R0

Output : Calculation information

Step : 2

Page : 2

### Tunnels

Input value [%]

Realized value [%]

Contraction tunnel A :

N/A

N/A

Contraction tunnel B :

N/A

N/A

### Forces

### Consolidation

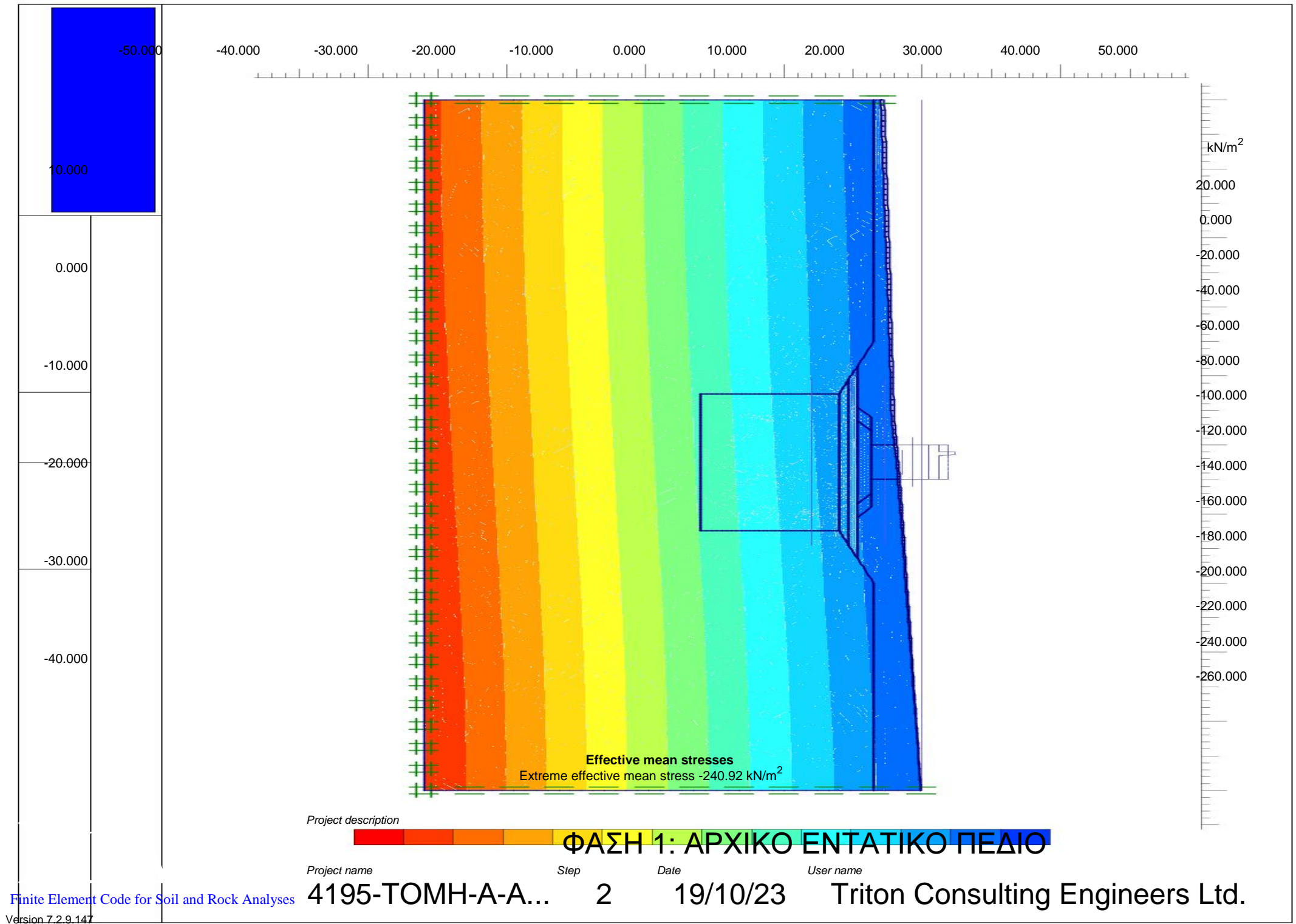
ForceX : 0.000 kN/m

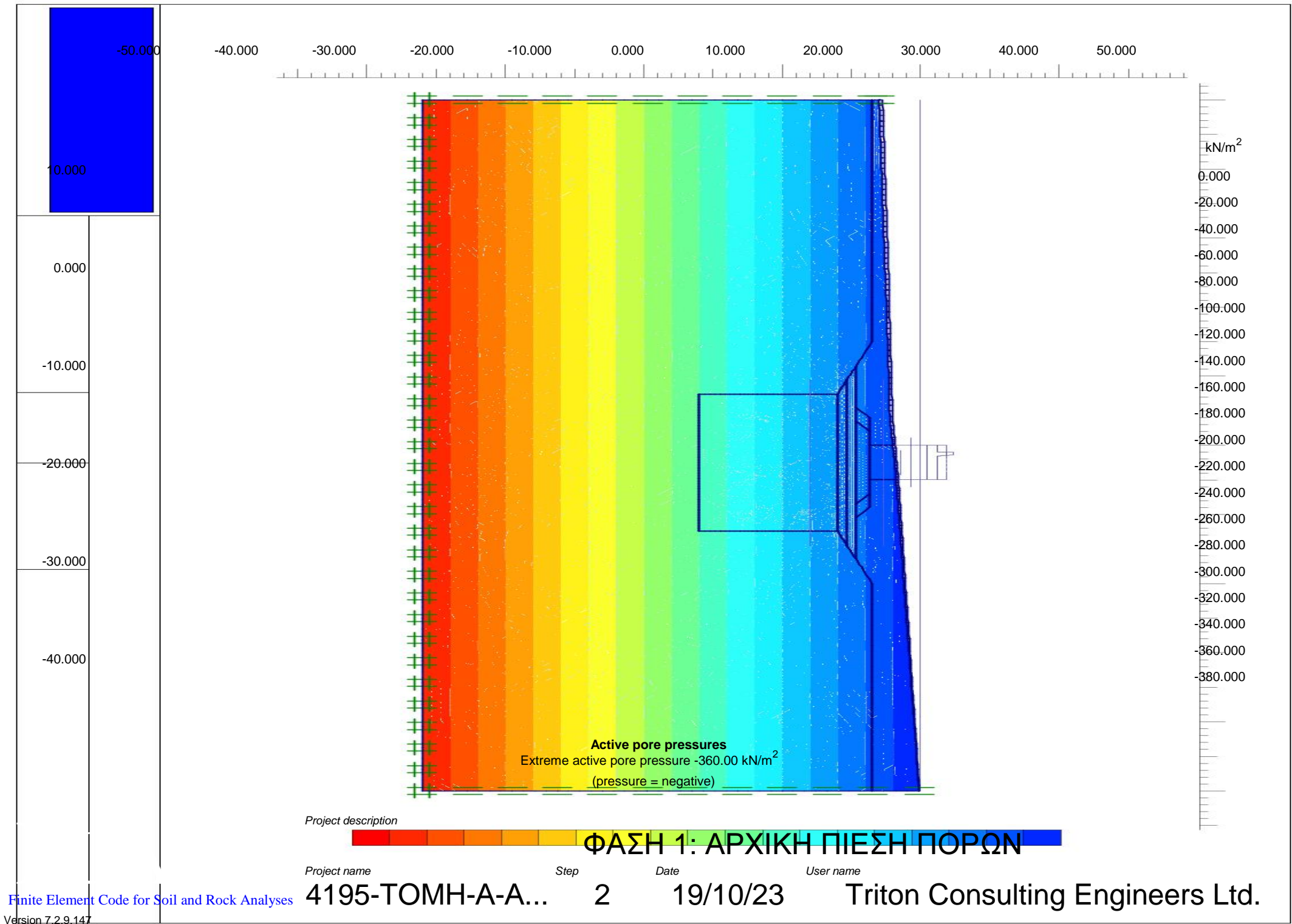
Realized Pmax : 0.000 kN/m<sup>2</sup>

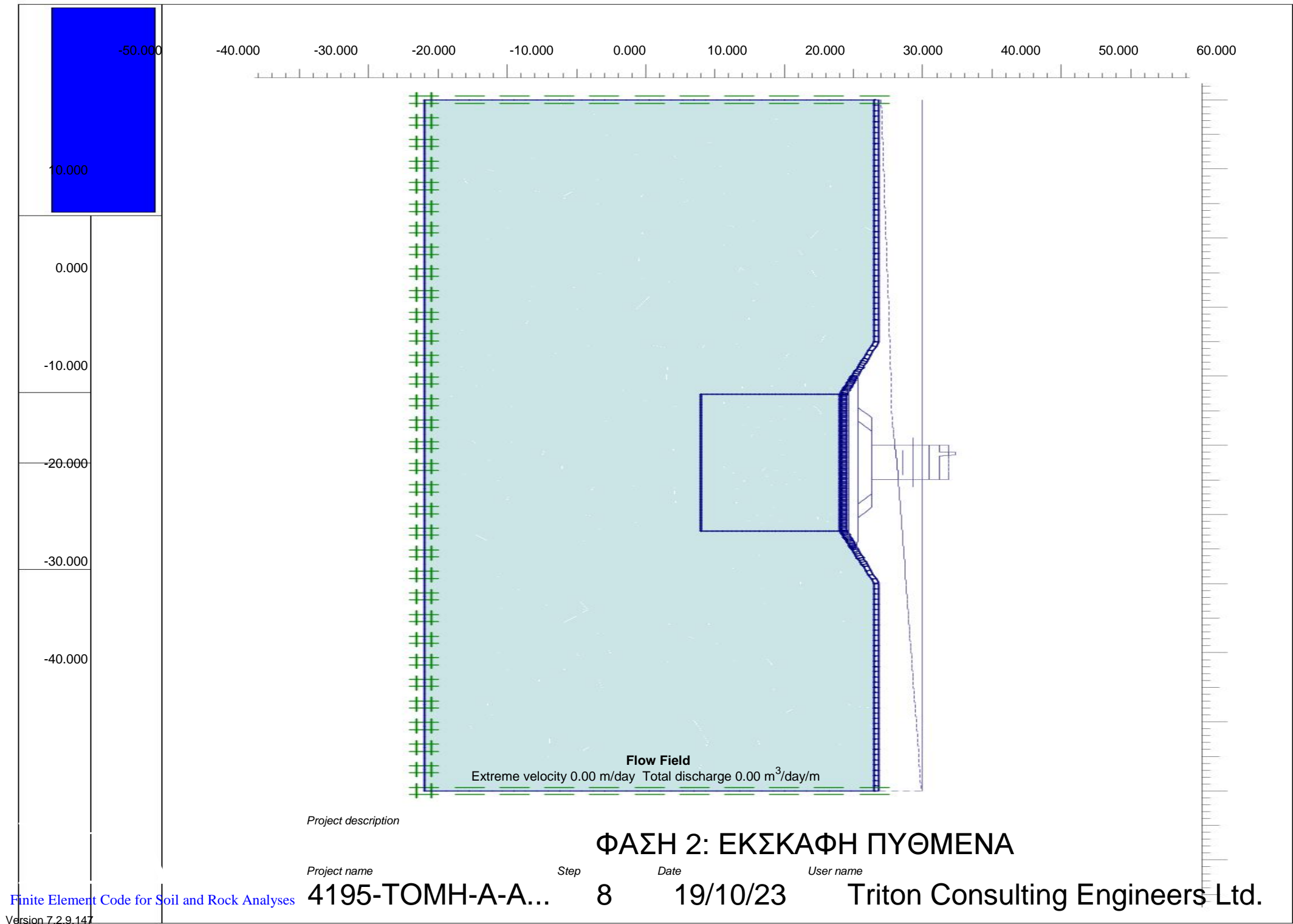
ForceY : 0.000 kN/m

### PLASTIC STEP

Iter. No.	Global Error	Plastic Points	Plastic Cap + Hard. points	Inacc. Pl. pts.	Plastic Intf. pts.	Inacc. Intf. pts.	Apex & Tension	Inacc. Apx. pts.
1	0.005	15968	15968	289	0	0	0	0
2	0.003	16078	16078	43	0	0	0	0
3	0.008	16099	16099	652	0	0	0	0
4	0.003	16267	16267	38	0	0	0	0









## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 2: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-A-A-R0

Output : Calculation information

Step : 8

Page : 1

### Step info

Step : 8 of 44  
PLASTIC STEP

Extrapolation factor :  
Relative stiffness :

0.363  
0.434

### Multipliers

#### Incremental Multipliers

#### Total Multipliers

Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ-Mdisp:	0.000
Contraction tunnel A	McontrA:	0.000	Σ-McontrA:	0.000
Contraction tunnel B	McontrB:	0.000	Σ-McontrB:	0.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ-MloadA:	0.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ-MloadB:	0.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ-Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ-Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ-Msf:	1.000
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000

### Staged construction

Active proportion total area	Marea :	0.000	ΣMarea :	0.925
Active proportion of stage	Mstage :	0.018	ΣMstage :	1.000

## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 2: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-A-A-R0

Output : Calculation information

Step : 8

Page : 2

### Tunnels

Input value [%]

Realized value [%]

Contraction tunnel A :

N/A

N/A

Contraction tunnel B :

N/A

N/A

### Forces

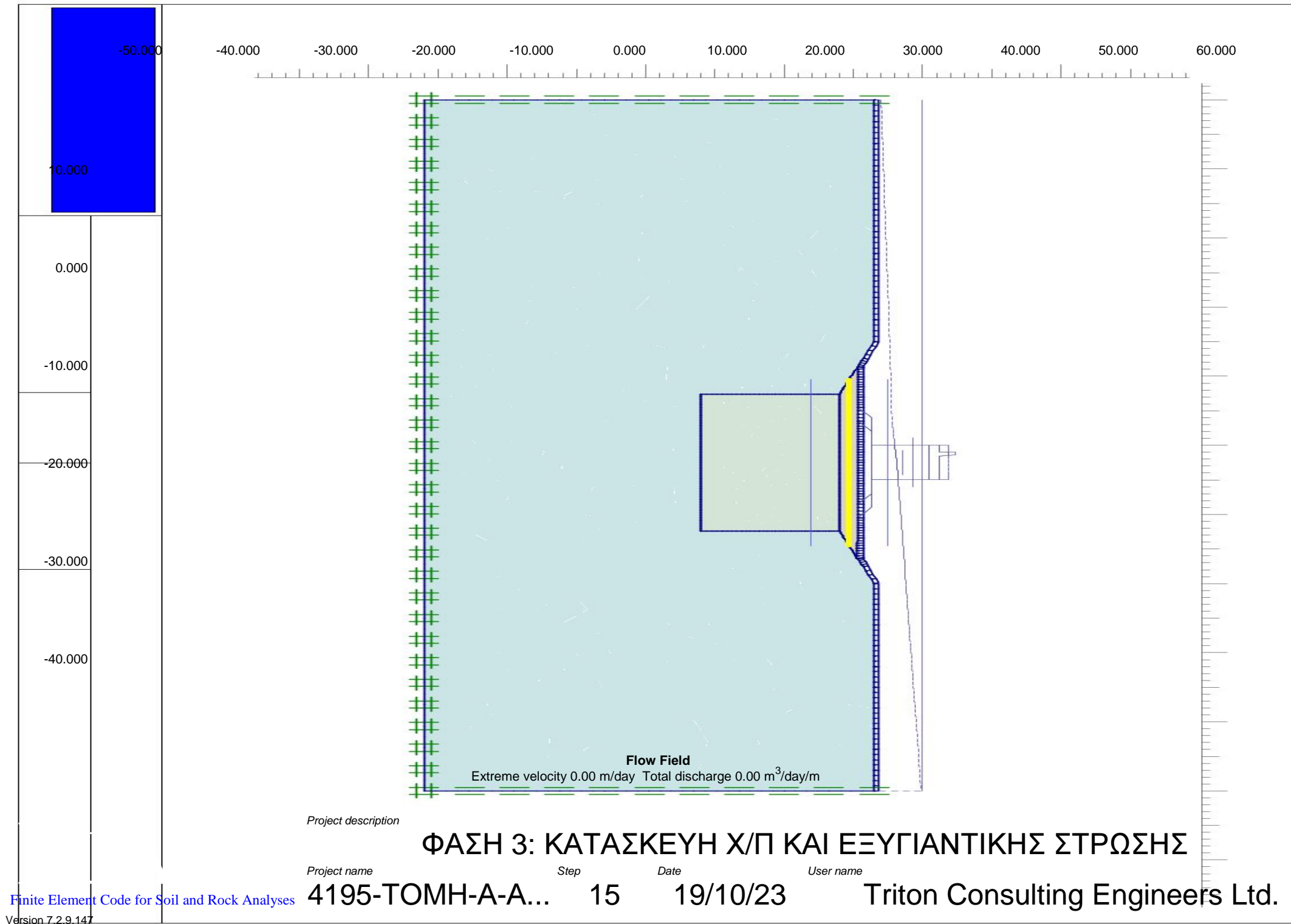
ForceX : 0.000 kN/m  
ForceY : 0.000 kN/m

### Consolidation

Realized Pmax : 0.000 kN/m<sup>2</sup>

### PLASTIC STEP

Iter. No.	Global Error	Plastic Points	Plastic Cap + Hard. points	Inacc. Pl. pts.	Plastic Intf. pts.	Inacc. Intf. pts.	Apex & Tension	Inacc. Apx. pts.
1	0.000	702	702	427	0	0	0	0
2	0.000	700	700	1	0	0	0	0



### Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 3: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-A-A-R0

Output : Calculation information

Step : 15

Page : 1

#### Step info

Step : 15 of 44  
PLASTIC STEP

Extrapolation factor :  
Relative stiffness :

0.797  
1.007

#### Multipliers

##### Incremental Multipliers

##### Total Multipliers

Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ-Mdisp:	0.000
Contraction tunnel A	McontrA:	0.000	Σ-McontrA:	0.000
Contraction tunnel B	McontrB:	0.000	Σ-McontrB:	0.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ-MloadA:	0.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ-MloadB:	0.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ-Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ-Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ-Msf:	1.000
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000

#### Staged construction

Active proportion total area	Marea :	0.000	ΣMarea :	0.934
Active proportion of stage	Mstage :	0.242	ΣMstage :	1.000

## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 3: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-A-A-R0

Output : Calculation information

Step : 15

Page : 2

### Tunnels

Input value [%]

Realized value [%]

Contraction tunnel A :

N/A

N/A

Contraction tunnel B :

N/A

N/A

### Forces

### Consolidation

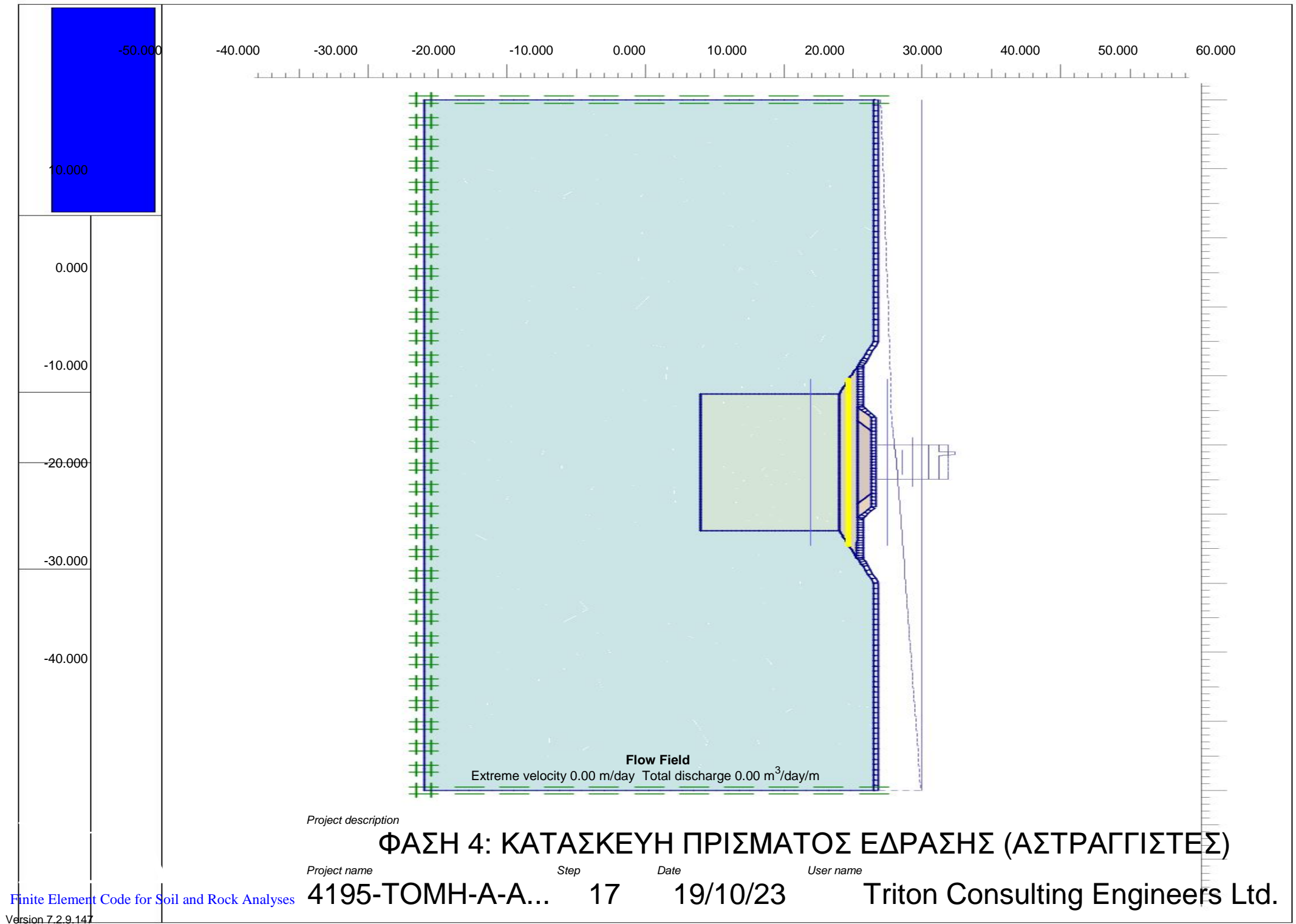
ForceX : 0.000 kN/m

Realized Pmax : 0.000 kN/m<sup>2</sup>

ForceY : 0.000 kN/m

### PLASTIC STEP

Iter. No.	Global Error	Plastic Points	Plastic Cap + Hard. points	Inacc. Pl. pts.	Plastic Intf. pts.	Inacc. Intf. pts.	Apex & Tension	Inacc. Apx. pts.
1	0.000	220	34	59	0	0	0	0
2	0.000	220	34	7	0	0	0	0



## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 4: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-A-A-R0

Output : Calculation information

Step : 17

Page : 1

### Step info

Step : 17 of 44  
PLASTIC STEP

Extrapolation factor :  
Relative stiffness :

1.000  
0.999

### Multipliers

#### Incremental Multipliers

#### Total Multipliers

Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ-Mdisp:	0.000
Contraction tunnel A	McontrA:	0.000	Σ-McontrA:	0.000
Contraction tunnel B	McontrB:	0.000	Σ-McontrB:	0.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ-MloadA:	0.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ-MloadB:	0.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ-Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ-Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ-Msf:	1.000
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000

### Staged construction

Active proportion total area	Marea :	0.000	ΣMarea :	0.938
Active proportion of stage	Mstage :	0.499	ΣMstage :	0.999

Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses			
Project description	: ΦΑΣΗ 4: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	Date : 19/10/2023	
User name	: Triton Consulting Engineers Ltd.		
Project name	: 4195-TOMH-A-A-R0		
Output	: Calculation information	Step : 17	Page : 2

Tunnels	Input value [%]	Realized value [%]
Contraction tunnel A :	N/A	N/A
Contraction tunnel B :	N/A	N/A

Forces			Consolidation		
ForceX :	0.000	kN/m	Realized Pmax :	5.284	kN/m <sup>2</sup>
ForceY :	0.000	kN/m			



### Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 4: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-A-A-R0

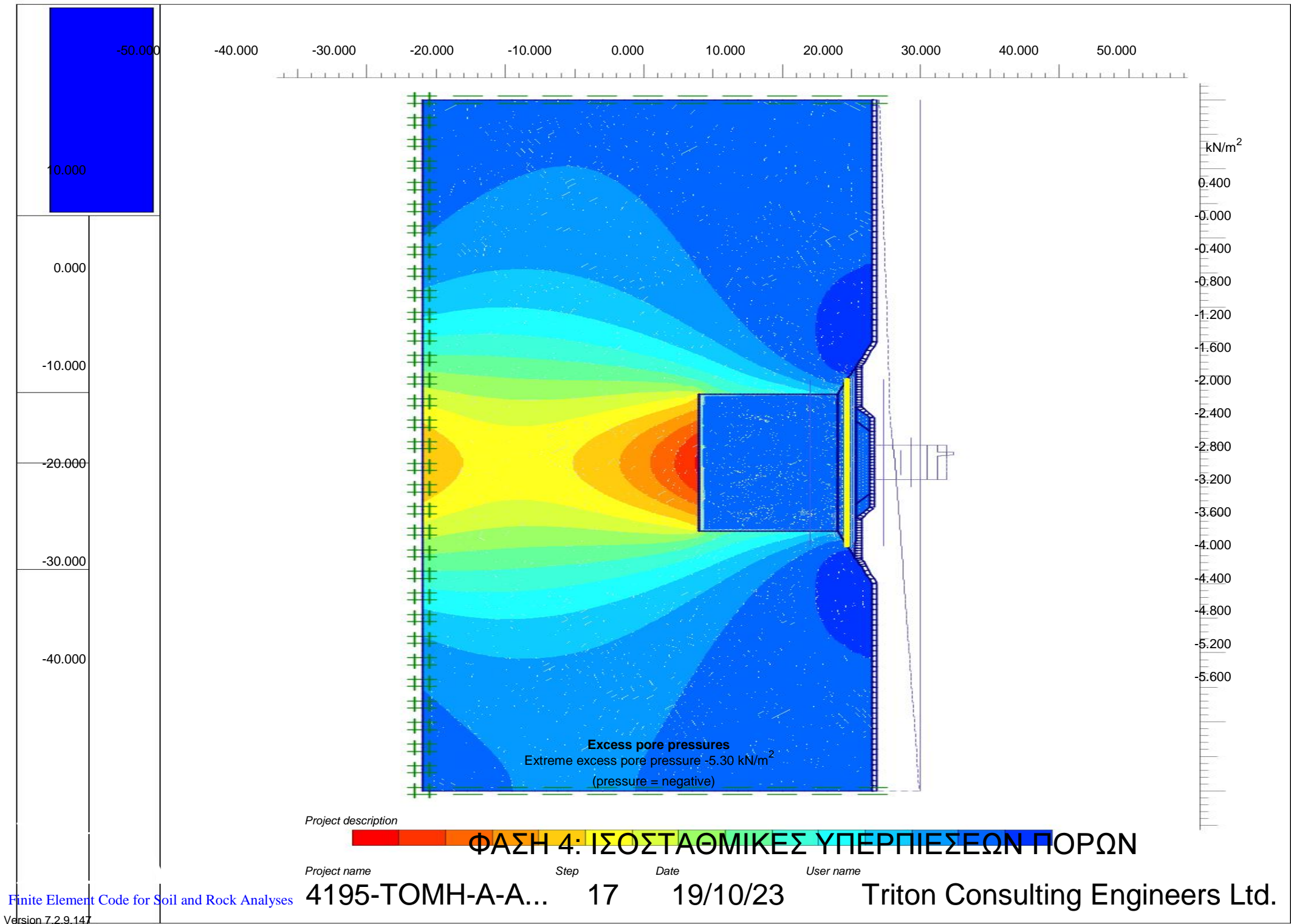
Output : Calculation information

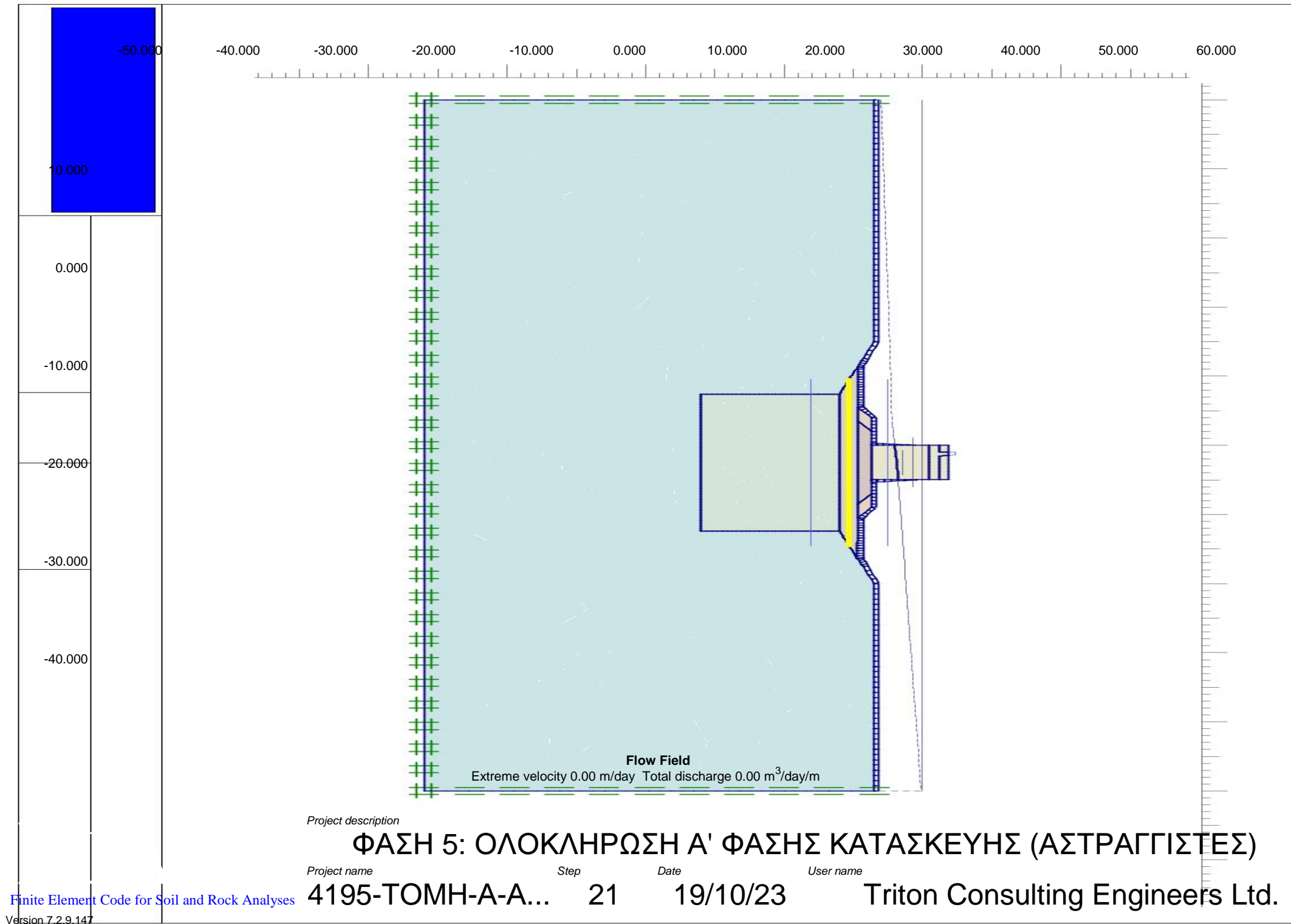
Step : 17

Page : 3

#### PLASTIC STEP

Iter. No.	Global Error	Plastic Points	Plastic Cap + Hard. points	Inacc. Pl. pts.	Plastic Intf. pts.	Inacc. Intf. pts.	Apex & Tension	Inacc. Apx. pts.
1	0.000	160	44	79	0	0	0	0
2	0.000	157	43	41	0	0	0	0
3	0.000	157	43	40	0	0	0	0
4	0.000	154	43	39	0	0	0	0
5	0.000	148	43	38	0	0	0	0
6	0.000	148	43	36	0	0	0	0
7	0.000	147	43	33	0	0	0	0
8	0.000	143	43	29	0	0	0	0
9	0.000	139	43	20	0	0	0	0
10	0.000	138	43	16	0	0	0	0





## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 5: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-A-A-R0

Output : Calculation information

Step : 21

Page : 1

### Step info

Step : 21 of 44  
PLASTIC STEP

Extrapolation factor :  
Relative stiffness :

0.538  
0.287

### Multipliers

#### Incremental Multipliers

#### Total Multipliers

Prescribed displacements  
Contraction tunnel A  
Contraction tunnel B  
Load system A  
Load system B  
Soil weight  
Acceleration  
Strength reduction factor  
Time

Mdisp: 0.000  
McontrA: 0.000  
McontrB: 0.000  
MloadA: 0.000  
MloadB: 0.000  
Mweight: 0.000  
Maccel: 0.000  
Msf: 0.000  
Increment: 0.000

Σ-Mdisp: 0.000  
Σ-McontrA: 0.000  
Σ-McontrB: 0.000  
Σ-MloadA: 0.000  
Σ-MloadB: 0.000  
Σ-Mweight: 1.000  
Σ-Maccel: 0.000  
Σ-Msf: 1.000  
End time: 0.000

### Staged construction

Active proportion total area  
Active proportion of stage

Marea : 0.000  
Mstage : 0.166

ΣMarea : 0.946  
ΣMstage : 1.000

## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 5: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-A-A-R0

Output : Calculation information

Step : 21

Page : 2

### Tunnels

Input value [%]

Realized value [%]

Contraction tunnel A :

N/A

N/A

Contraction tunnel B :

N/A

N/A

### Forces

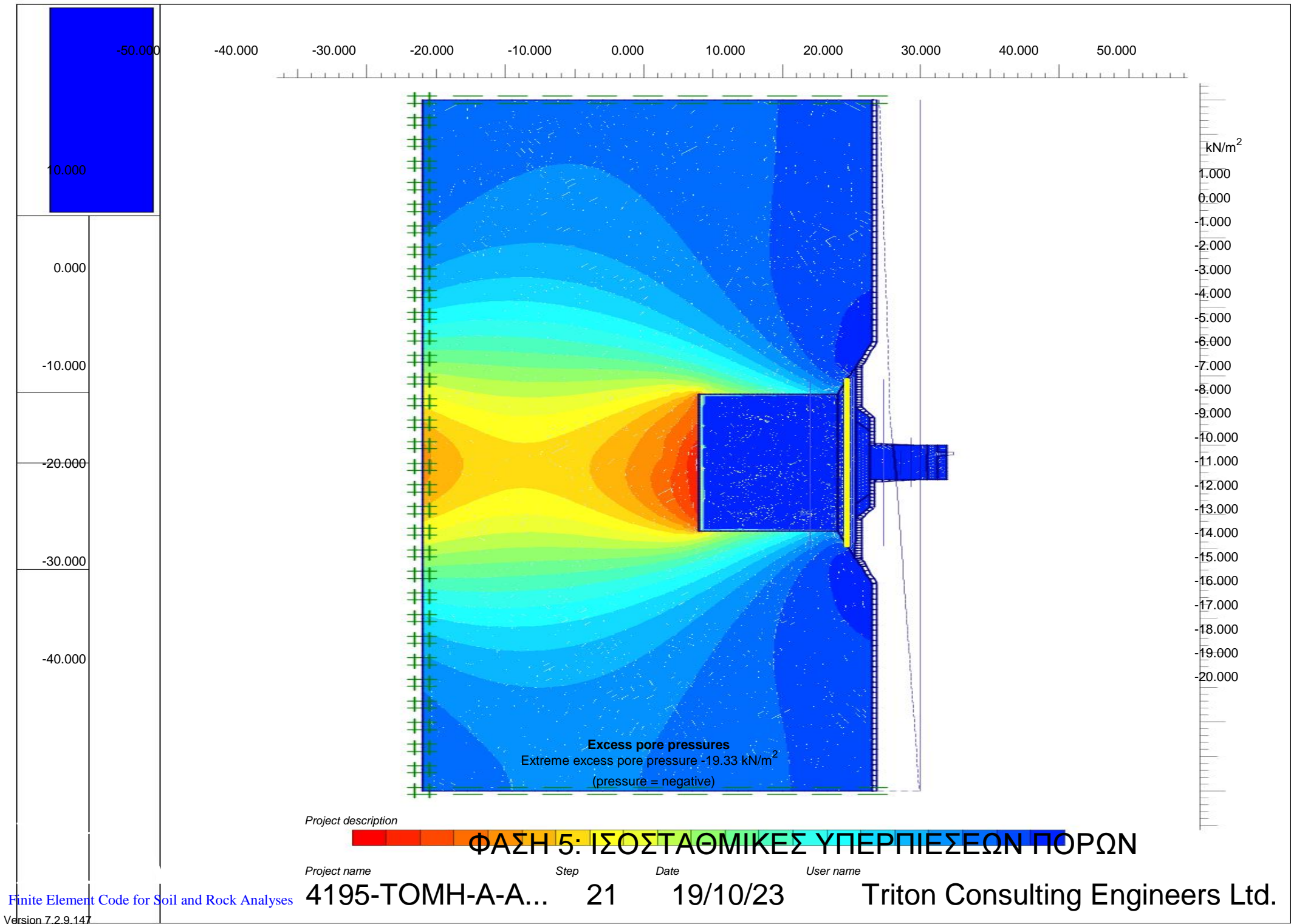
ForceX : 0.000 kN/m  
ForceY : 0.000 kN/m

### Consolidation

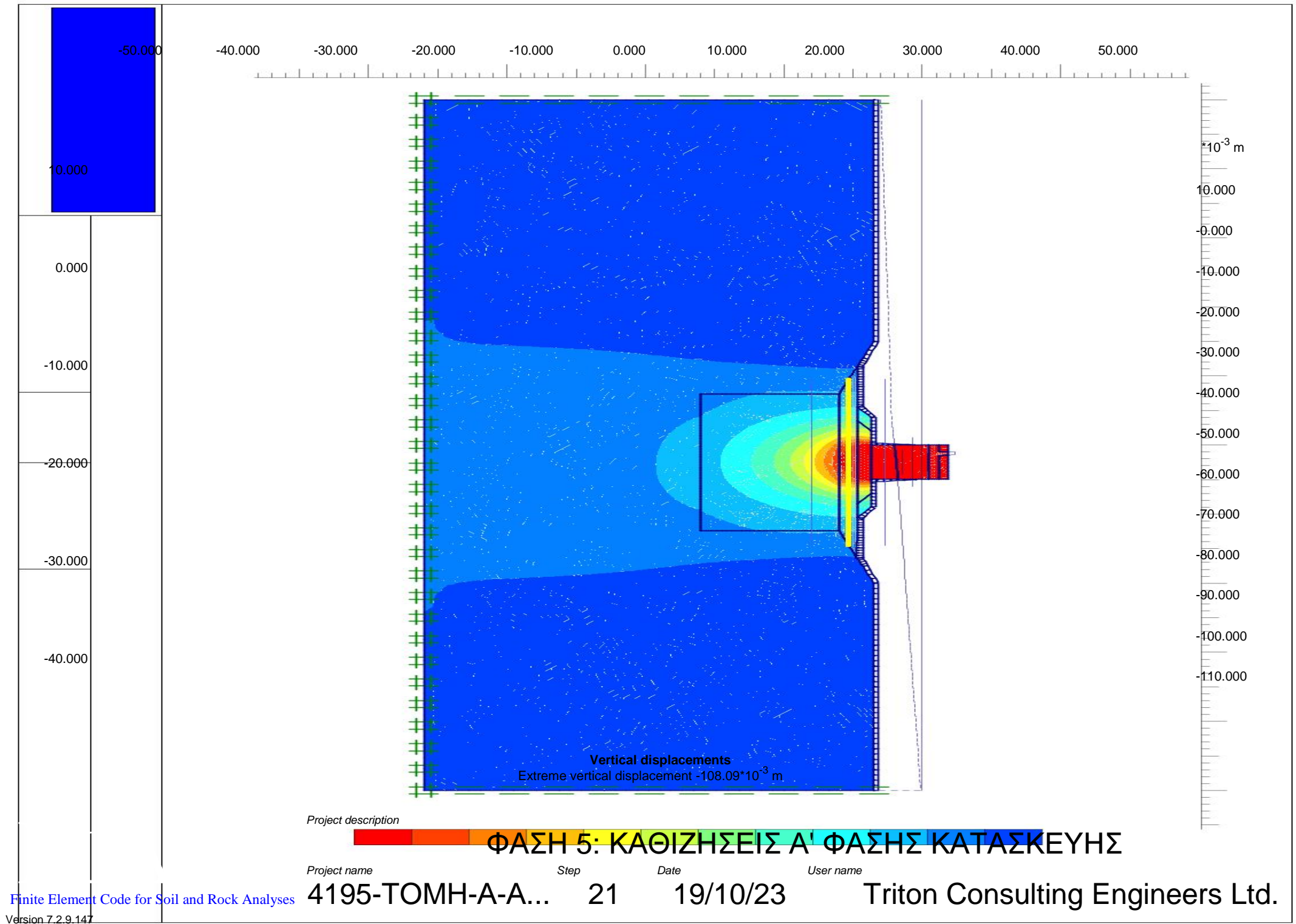
Realized Pmax : 19.234 kN/m<sup>2</sup>

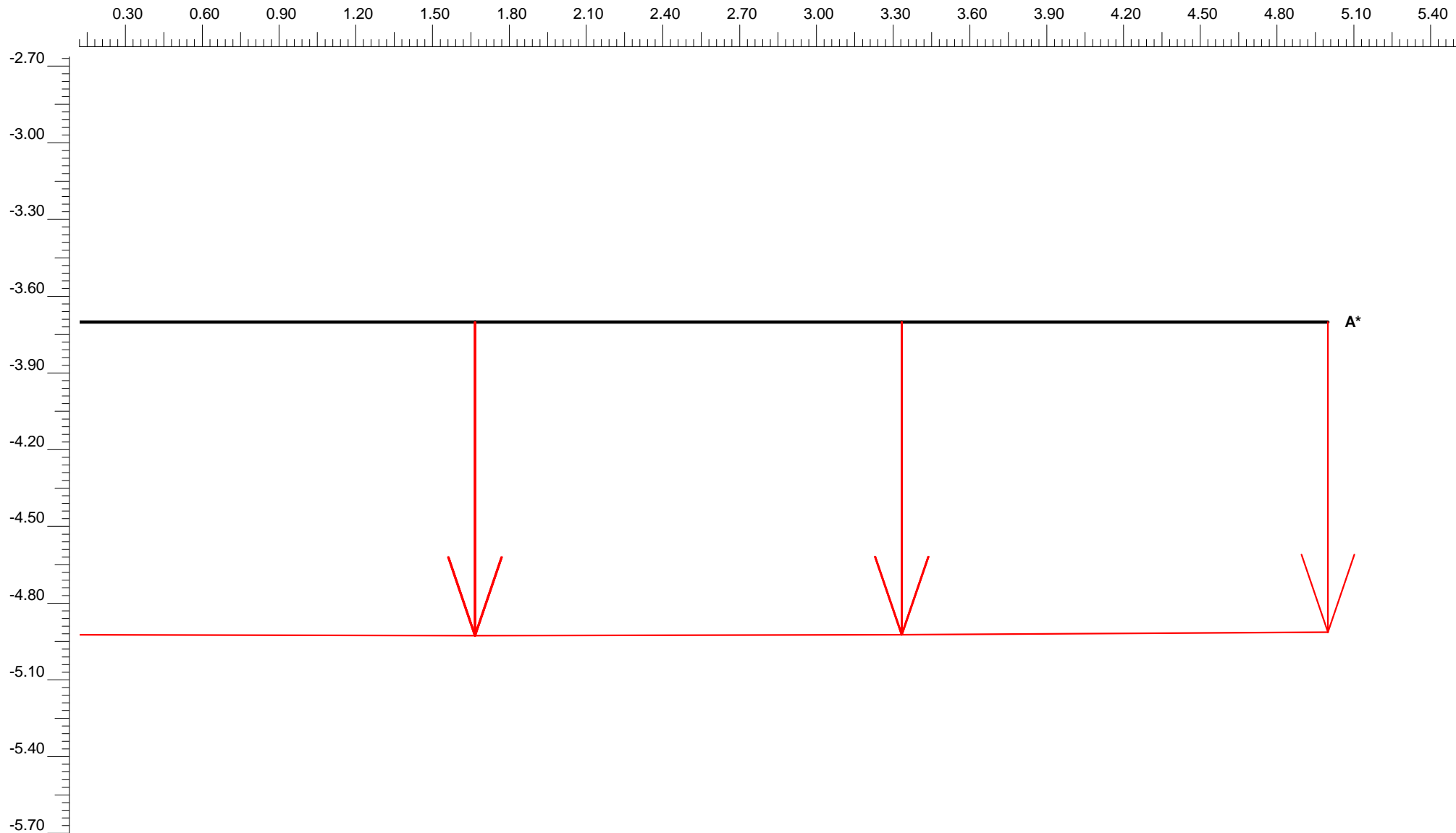
### PLASTIC STEP

Iter. No.	Global Error	Plastic Points	Plastic Cap + Hard. points	Inacc. Pl. pts.	Plastic Intf. pts.	Inacc. Intf. pts.	Apex & Tension	Inacc. Apx. pts.
1	0.001	3351	2682	399	27	14	0	0
2	0.001	3311	2669	215	26	0	0	0









**Vertical displacements**  
Extreme vertical displacement  $-107.97 \times 10^{-3}$  m



Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description

ΦΑΣΗ 5: ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΣΤΗΝ ΕΔΡΑΣΗ ΤΩΝ Τ.Ο.

Project name

4195-TOMH-A-A...

Step

21

Date

19/10/23

User name

Triton Consulting Engineers Ltd.



### Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 5: ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΜΕΝΟΜΕΝΩΝ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ Α' ΦΑΣΗΣ ΣΤΗΝ ΕΔΡΑΣΗ ΤΩΝ Τ.Ο.

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

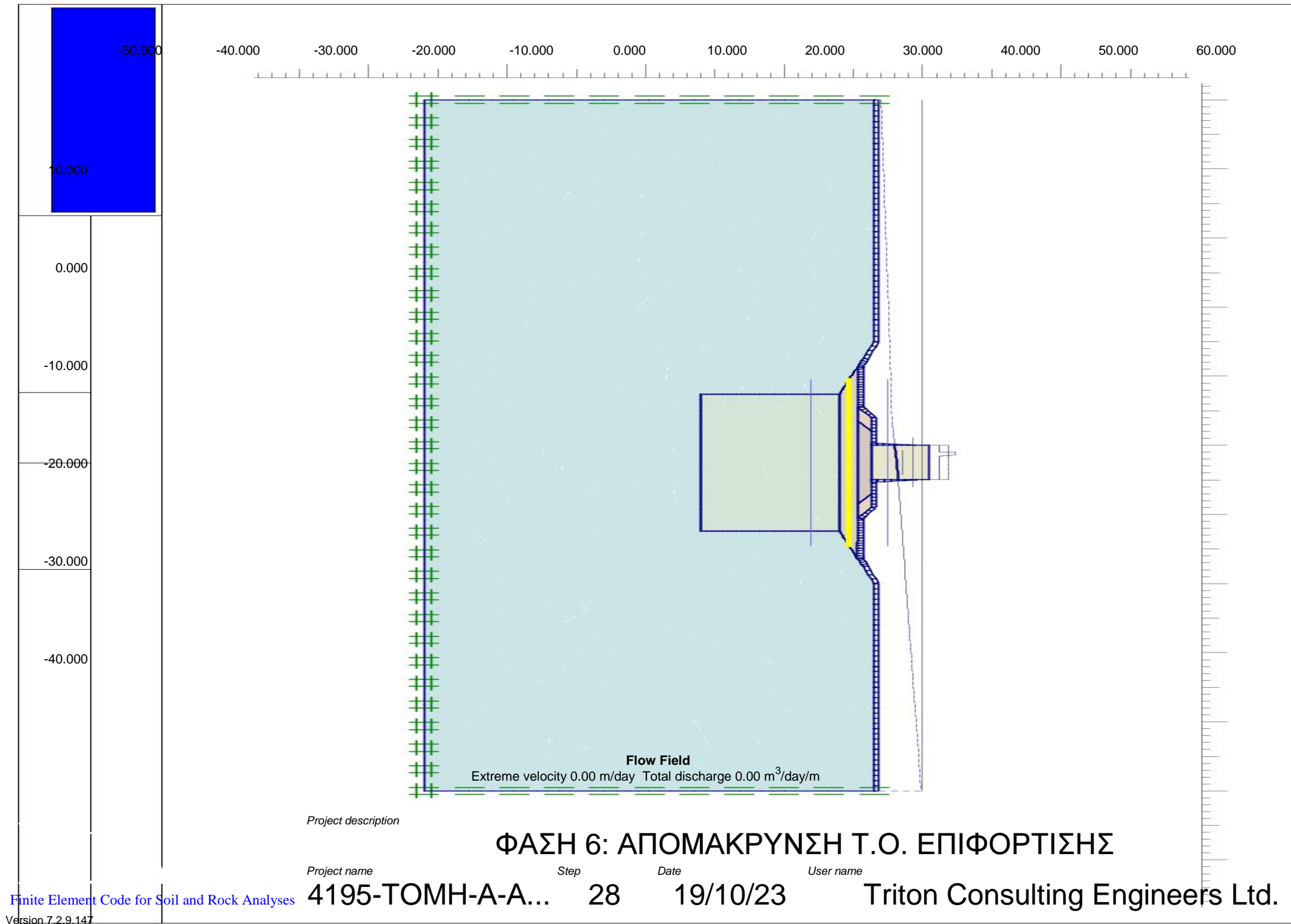
Project name : 4195-TOMH-A-A-R0

Output : TOMH-A-A-R0.021 -- Cross Section A - A\* Table

Step : 21

Page : 1

X [m]	Y [m]	U <sub>y</sub> [10 <sup>-3</sup> m]
0.000	-3.701	-107.629
1.665	-3.701	-107.969
1.665	-3.701	-107.969
1.666	-3.701	-107.967
1.666	-3.701	-107.967
1.667	-3.701	-107.966
1.667	-3.701	-107.966
3.333	-3.701	-107.673
3.333	-3.701	-107.673
3.334	-3.701	-107.673
3.334	-3.701	-107.673
4.999	-3.701	-106.773



## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 6: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-A-A-R0

Output : Calculation information

Step : 28

Page : 1

### Step info

Step : 28 of 44  
PLASTIC STEP

Extrapolation factor :  
Relative stiffness :

0.137  
0.662

### Multipliers

#### Incremental Multipliers

#### Total Multipliers

Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ-Mdisp:	0.000
Contraction tunnel A	McontrA:	0.000	Σ-McontrA:	0.000
Contraction tunnel B	McontrB:	0.000	Σ-McontrB:	0.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ-MloadA:	0.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ-MloadB:	0.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ-Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ-Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ-Msf:	1.000
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000

### Staged construction

Active proportion total area	Marea :	0.000	ΣMarea :	0.944
Active proportion of stage	Mstage :	0.024	ΣMstage :	1.000

## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 6: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-A-A-R0

Output : Calculation information

Step : 28

Page : 2

### Tunnels

Input value [%]

Realized value [%]

Contraction tunnel A :

N/A

N/A

Contraction tunnel B :

N/A

N/A

### Forces

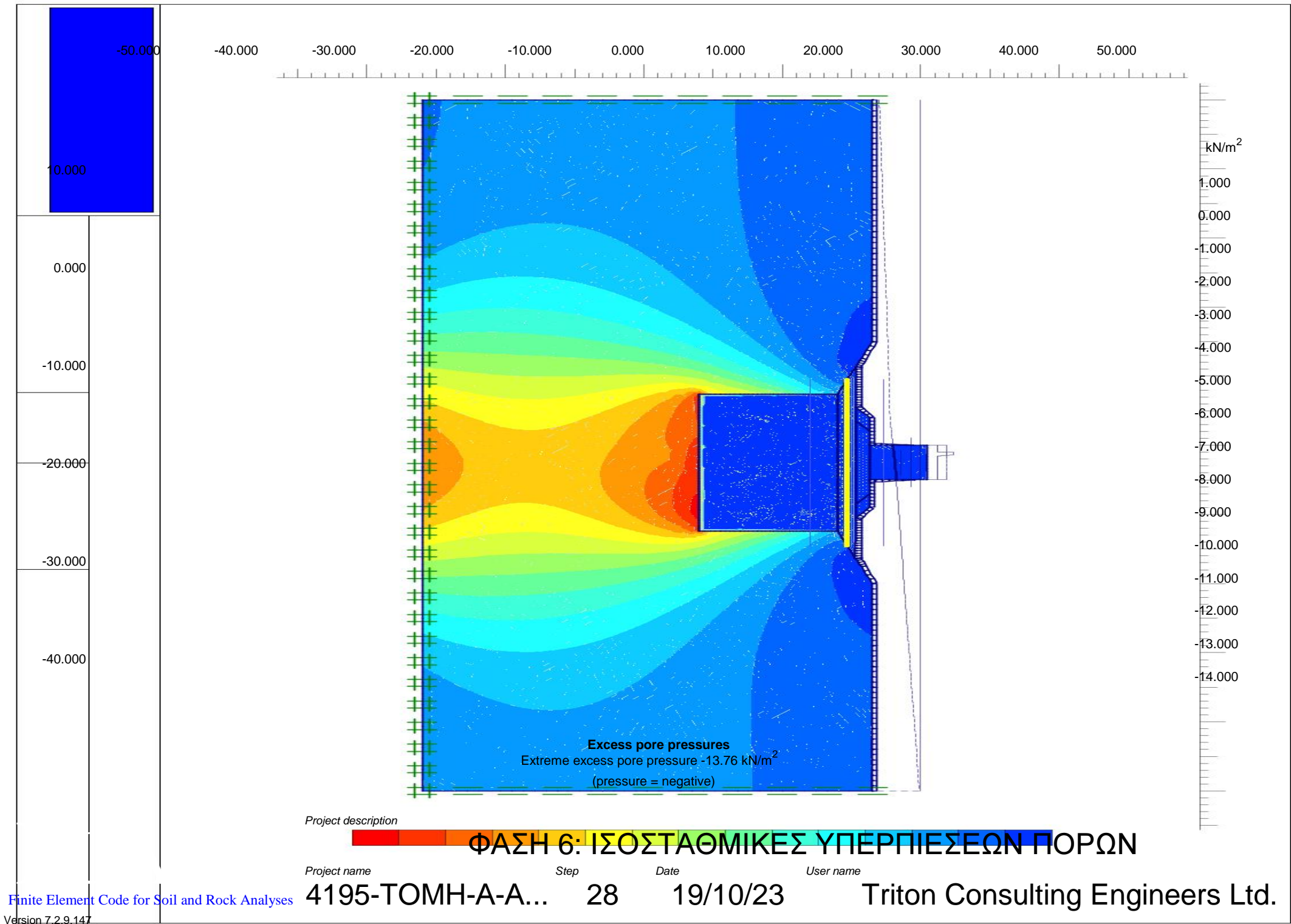
ForceX : 0.000 kN/m  
ForceY : 0.000 kN/m

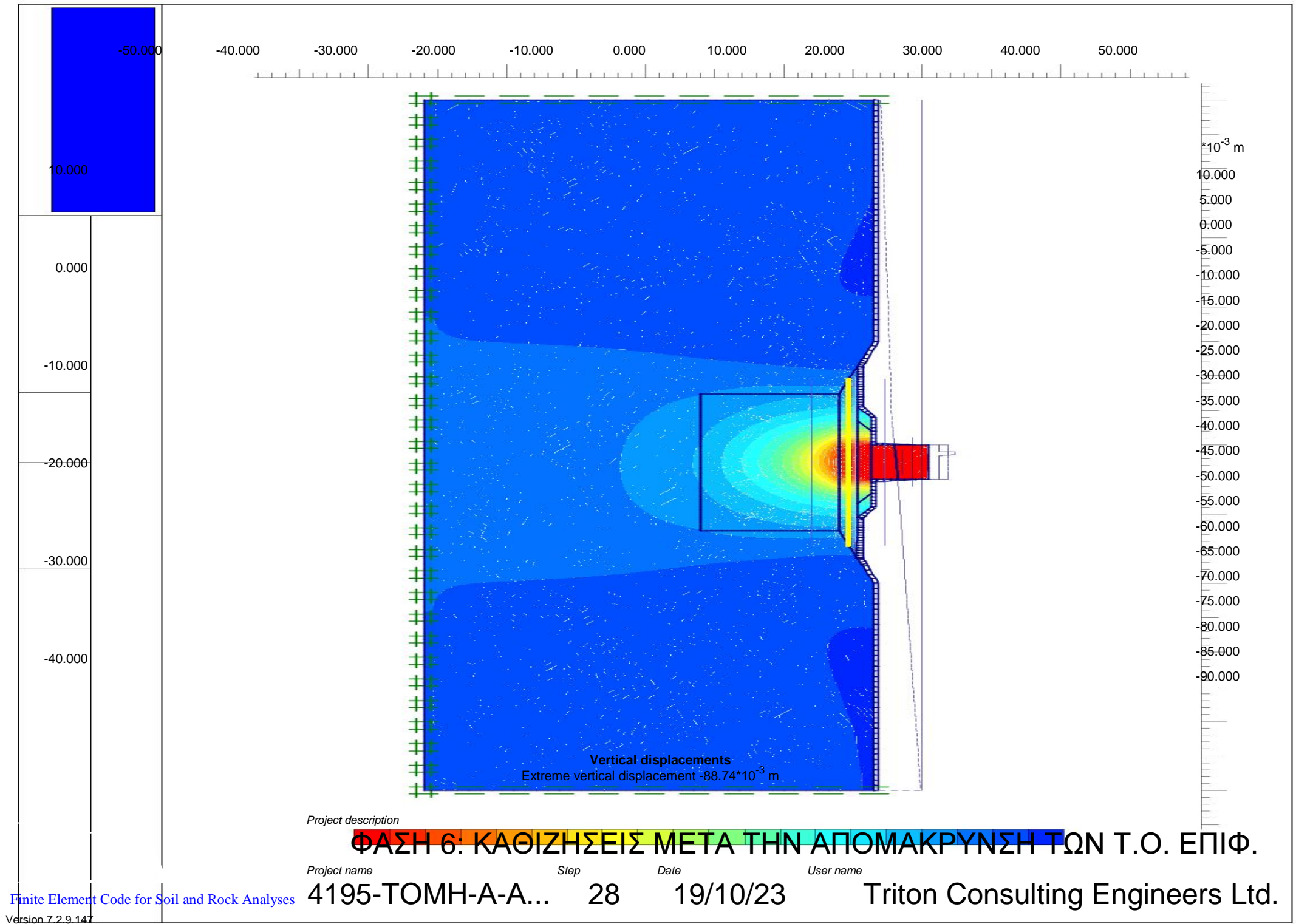
### Consolidation

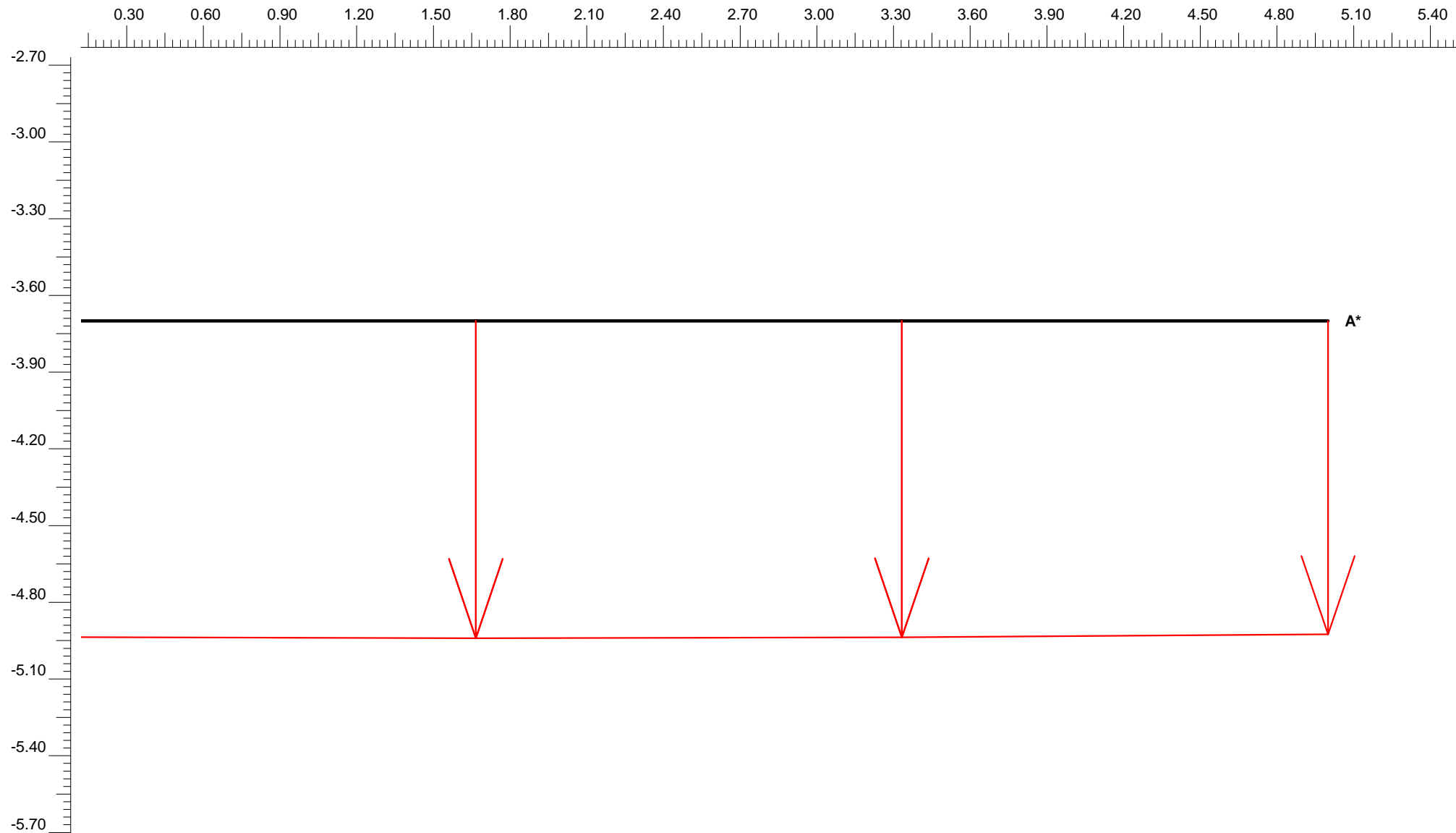
Realized Pmax : 14.067 kN/m<sup>2</sup>

### PLASTIC STEP

Iter. No.	Global Error	Plastic Points	Plastic Cap + Hard. points	Inacc. Pl. pts.	Plastic Intf. pts.	Inacc. Intf. pts.	Apex & Tension	Inacc. Apx. pts.
1	0.000	171	7	77	11	0	0	0
2	0.000	167	7	8	11	0	0	0







**Vertical displacements**  
 Extreme vertical displacement  $-88.65 \cdot 10^{-3}$  m



Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description

ΦΑΣΗ 6: ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΣΤΗΝ ΕΔΡΑΣΗ ΤΩΝ Τ.Ο.

Project name

4195-TOMH-A-A...

Step

28

Date

19/10/23

User name

Triton Consulting Engineers Ltd.

### Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 6: ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΣΤΗΝ ΕΔΡΑΣΗ ΤΩΝ Τ.Ο. ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΑΠΟΜΑΚΡΥΝΣΗ ΤΗΣ ΕΠΙΦ.

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-A-A-R0

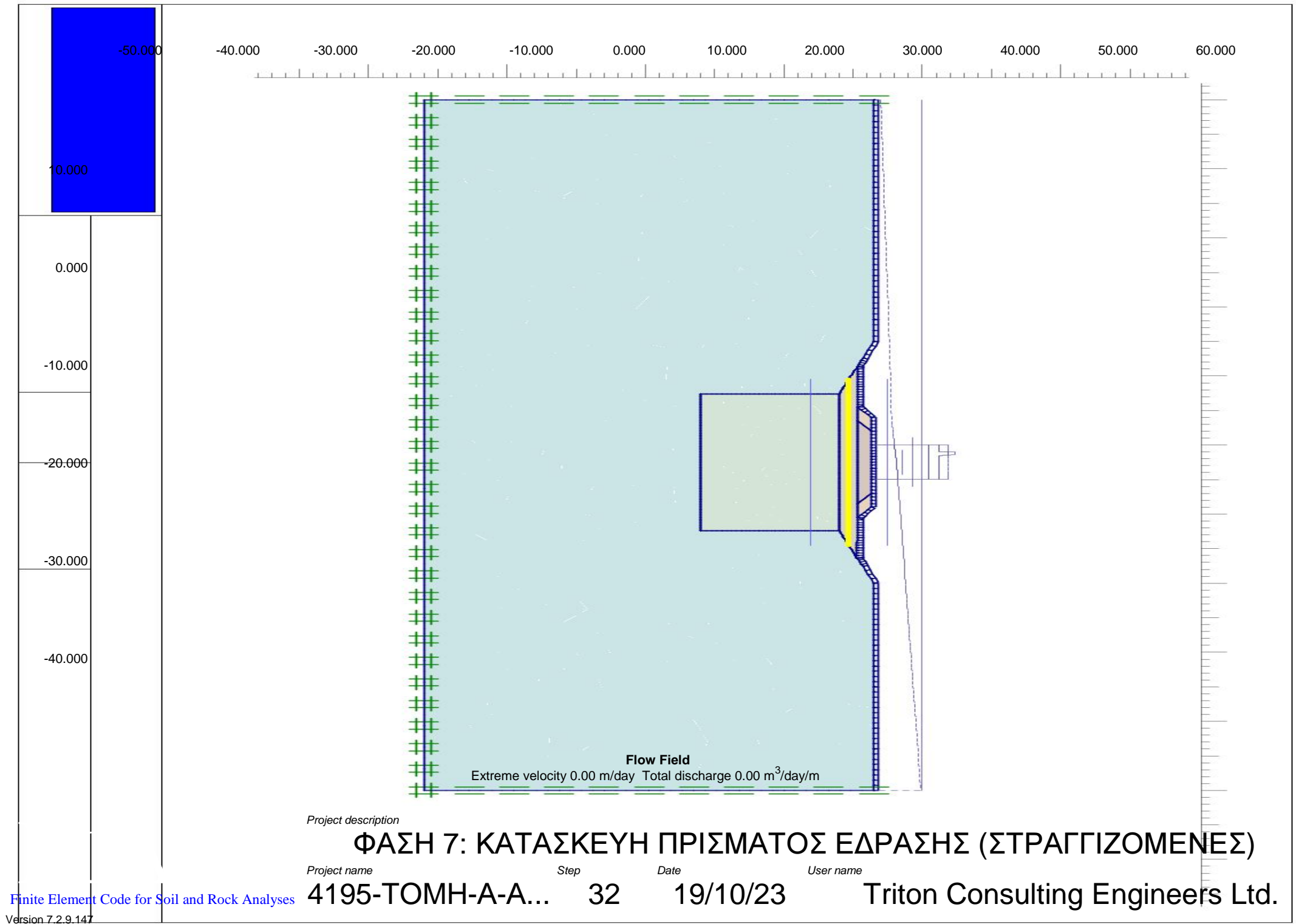
Output : TOMH-A-A-R0.028 -- Cross Section A - A\* Table

Step : 28

Page : 1

X [m]	Y [m]	U <sub>y</sub> [10 <sup>-3</sup> m]
0.000	-3.700	-88.293
1.667	-3.700	-88.652
1.667	-3.700	-88.652
3.333	-3.700	-88.387
3.333	-3.700	-88.387
5.000	-3.700	-87.521





## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 7: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-A-A-R0

Output : Calculation information

Step : 32

Page : 1

### Step info

Step : 32 of 44  
PLASTIC STEP

Extrapolation factor :  
Relative stiffness :

0.400  
0.985

### Multipliers

#### Incremental Multipliers

#### Total Multipliers

Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ-Mdisp:	0.000
Contraction tunnel A	McontrA:	0.000	Σ-McontrA:	0.000
Contraction tunnel B	McontrB:	0.000	Σ-McontrB:	0.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ-MloadA:	0.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ-MloadB:	0.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ-Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ-Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ-Msf:	1.000
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000

### Staged construction

Active proportion total area	Marea :	0.000	ΣMarea :	0.938
Active proportion of stage	Mstage :	0.118	ΣMstage :	1.000

## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 7: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-A-A-R0

Output : Calculation information

Step : 32

Page : 2

### Tunnels

Input value [%]

Realized value [%]

Contraction tunnel A :

N/A

N/A

Contraction tunnel B :

N/A

N/A

### Forces

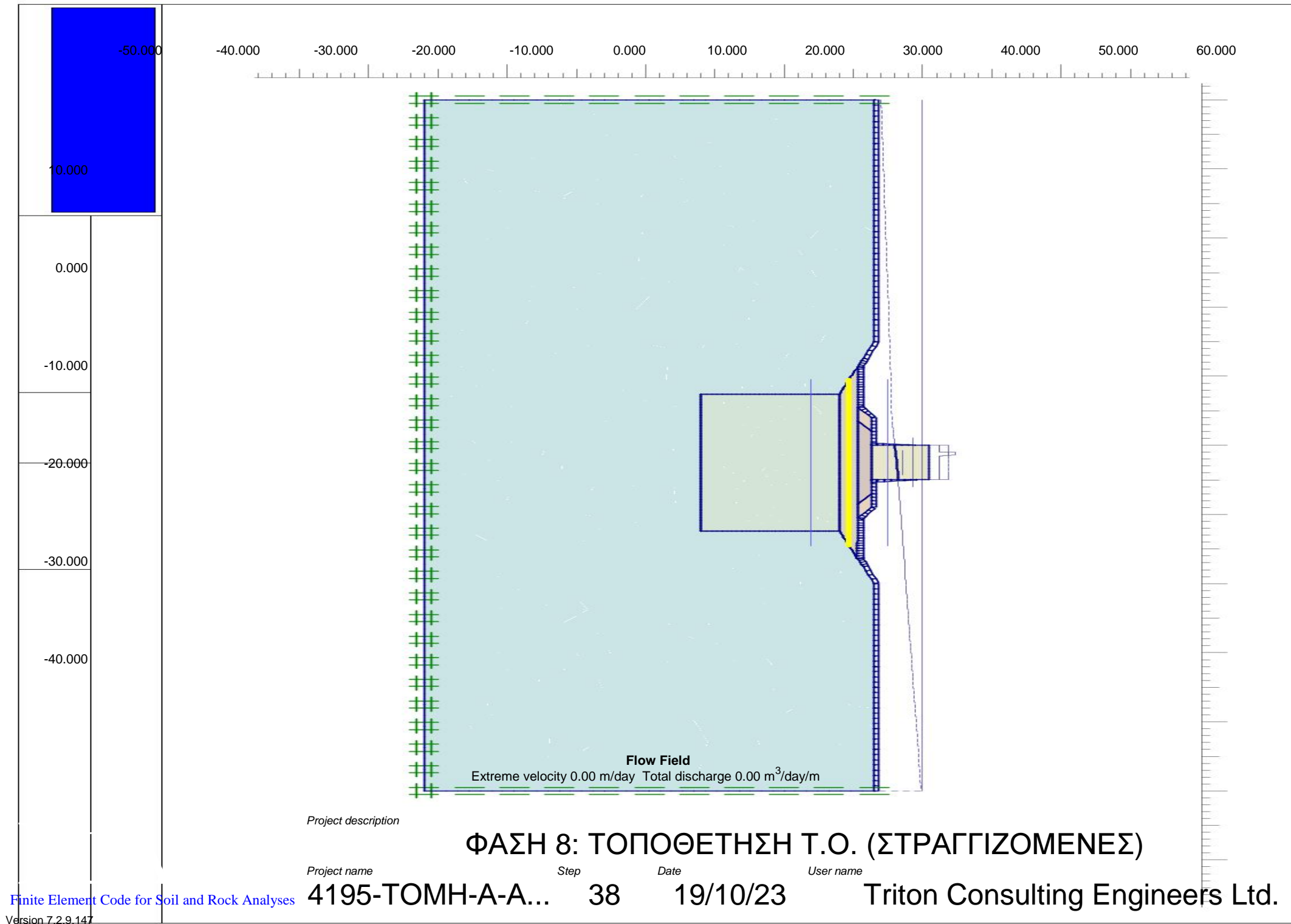
ForceX : 0.000 kN/m  
ForceY : 0.000 kN/m

### Consolidation

Realized Pmax : 0.000 kN/m<sup>2</sup>

### PLASTIC STEP

Iter. No.	Global Error	Plastic Points	Plastic Cap + Hard. points	Inacc. Pl. pts.	Plastic Intf. pts.	Inacc. Intf. pts.	Apex & Tension	Inacc. Apx. pts.
1	0.000	116	3	82	0	0	0	0
2	0.000	115	2	4	0	0	0	0



## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 8: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-A-A-R0

Output : Calculation information

Step : 38

Page : 1

### Step info

Step : 38 of 44  
PLASTIC STEP

Extrapolation factor :  
Relative stiffness :

0.961  
0.432

### Multipliers

#### Incremental Multipliers

#### Total Multipliers

Prescribed displacements  
Contraction tunnel A  
Contraction tunnel B  
Load system A  
Load system B  
Soil weight  
Acceleration  
Strength reduction factor  
Time

Mdisp: 0.000  
McontrA: 0.000  
McontrB: 0.000  
MloadA: 0.000  
MloadB: 0.000  
Mweight: 0.000  
Maccel: 0.000  
Msf: 0.000  
Increment: 0.000

Σ-Mdisp: 0.000  
Σ-McontrA: 0.000  
Σ-McontrB: 0.000  
Σ-MloadA: 0.000  
Σ-MloadB: 0.000  
Σ-Mweight: 1.000  
Σ-Maccel: 0.000  
Σ-Msf: 1.000  
End time: 0.000

### Staged construction

Active proportion total area  
Active proportion of stage

Marea : 0.000  
Mstage : 0.222

ΣMarea : 0.944  
ΣMstage : 1.000

## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 8: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-A-A-R0

Output : Calculation information

Step : 38

Page : 2

### Tunnels

Input value [%]

Realized value [%]

Contraction tunnel A :

N/A

N/A

Contraction tunnel B :

N/A

N/A

### Forces

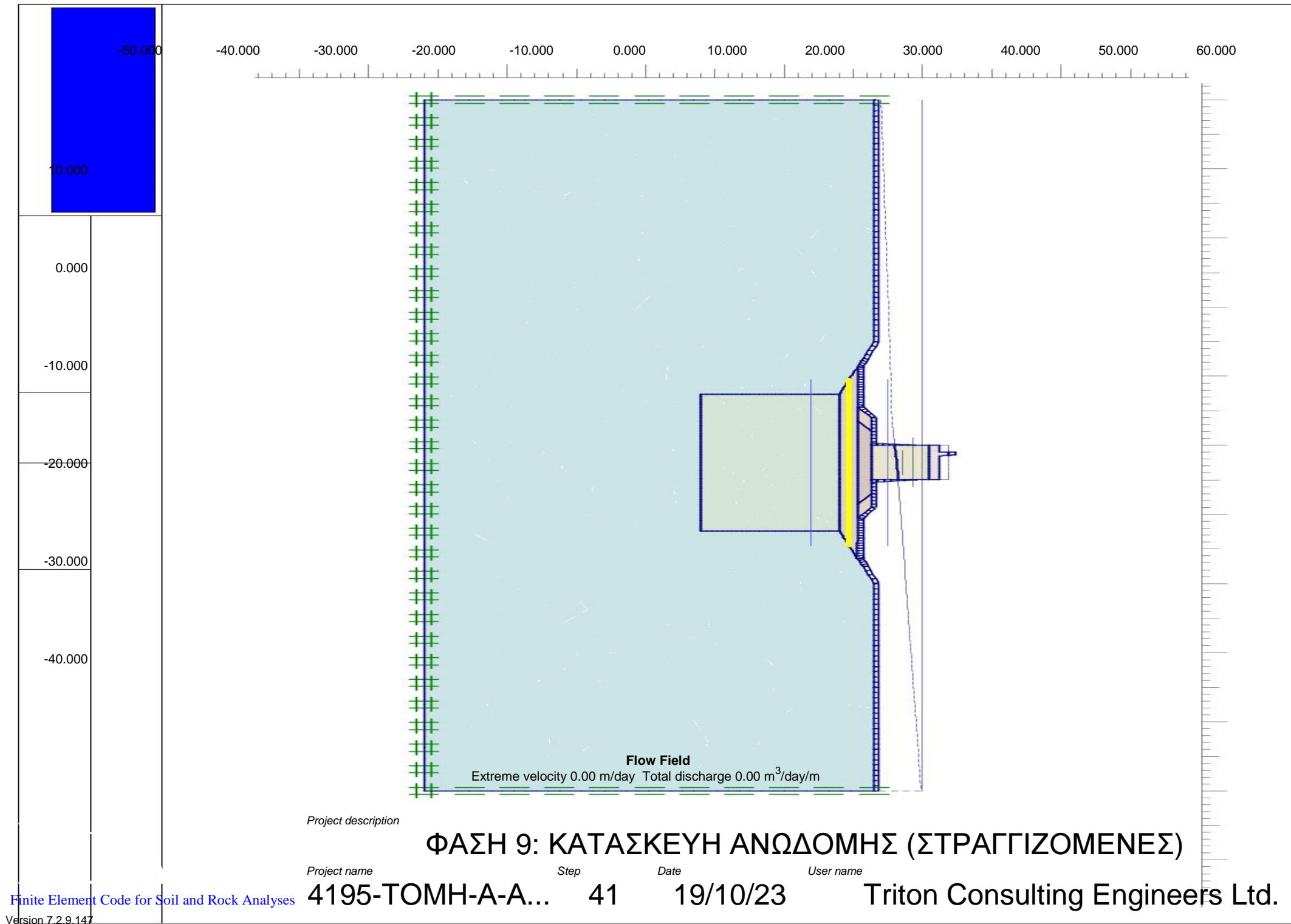
ForceX : 0.000 kN/m  
ForceY : 0.000 kN/m

### Consolidation

Realized Pmax : 0.000 kN/m<sup>2</sup>

### PLASTIC STEP

Iter. No.	Global Error	Plastic Points	Plastic Cap + Hard. points	Inacc. Pl. pts.	Plastic Intf. pts.	Inacc. Intf. pts.	Apex & Tension	Inacc. Apx. pts.
1	0.001	2805	2191	405	0	0	0	0
2	0.001	2750	2159	197	0	0	0	0



## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 9: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-A-A-R0

Output : Calculation information

Step : 41

Page : 1

### Step info

Step : 41 of 44  
PLASTIC STEP

Extrapolation factor :  
Relative stiffness :

0.225  
0.081

### Multipliers

#### Incremental Multipliers

#### Total Multipliers

Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ-Mdisp:	0.000
Contraction tunnel A	McontrA:	0.000	Σ-McontrA:	0.000
Contraction tunnel B	McontrB:	0.000	Σ-McontrB:	0.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ-MloadA:	0.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ-MloadB:	0.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ-Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ-Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ-Msf:	1.000
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000

### Staged construction

Active proportion total area	Marea :	0.000	ΣMarea :	0.945
Active proportion of stage	Mstage :	0.038	ΣMstage :	1.000



## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 9: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-A-A-R0

Output : Calculation information

Step : 41

Page : 2

### Tunnels

Input value [%]

Realized value [%]

Contraction tunnel A :

N/A

N/A

Contraction tunnel B :

N/A

N/A

### Forces

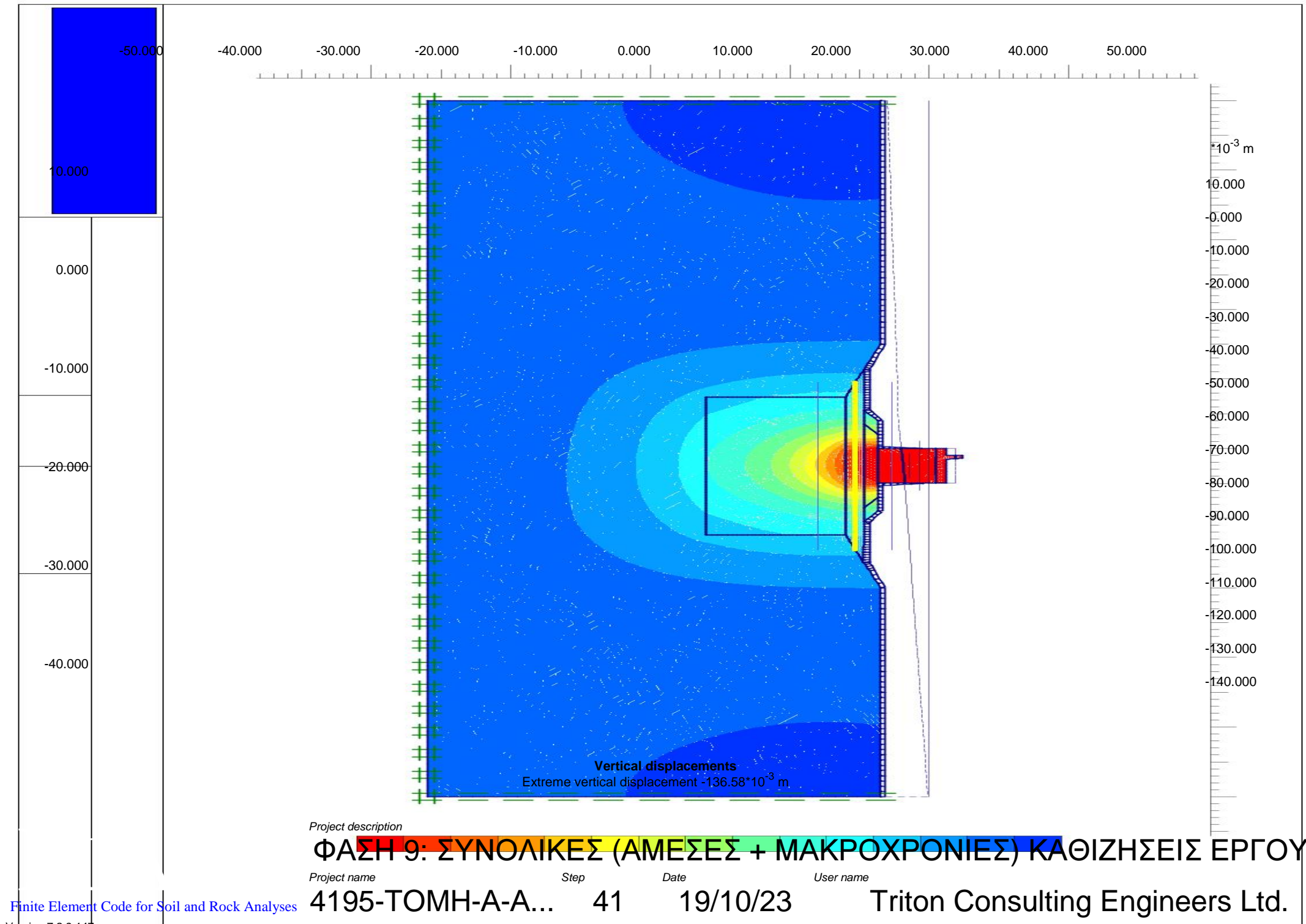
ForceX : 0.000 kN/m  
ForceY : 0.000 kN/m

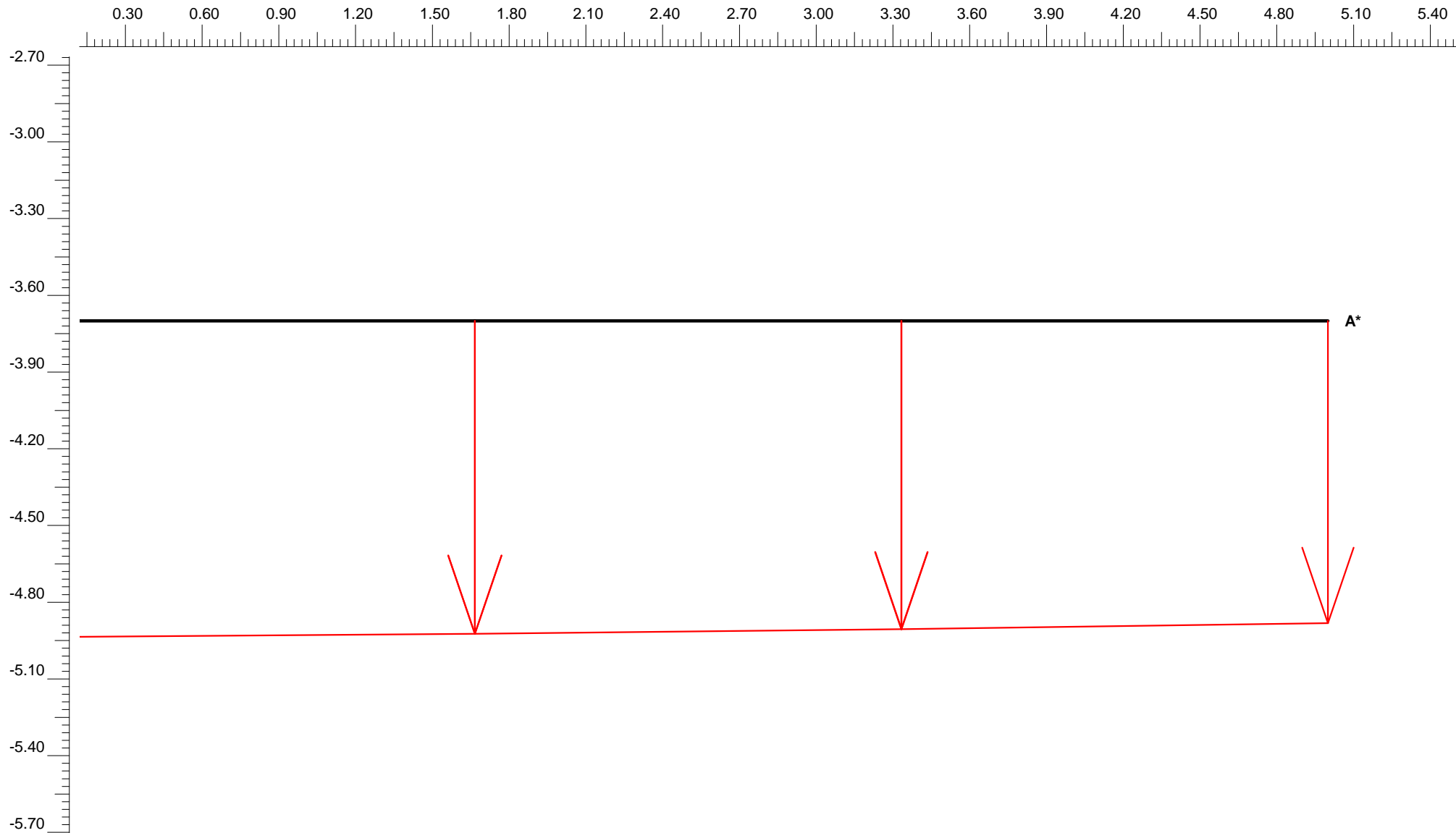
### Consolidation

Realized Pmax : 0.000 kN/m<sup>2</sup>

### PLASTIC STEP

Iter. No.	Global Error	Plastic Points	Plastic Cap + Hard. points	Inacc. Pl. pts.	Plastic Intf. pts.	Inacc. Intf. pts.	Apex & Tension	Inacc. Apx. pts.
1	0.001	3998	3490	407	49	35	0	0
2	0.001	3959	3463	116	51	0	0	0





**Vertical displacements**  
 Extreme vertical displacement  $-136.13 \cdot 10^{-3}$  m

### Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 9: ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΥΝΟΛΙΚΩΝ (ΑΜΕΣΩΝ + ΜΑΚΡΟΧΡΟΝΙΩΝ) ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΕΔΡΑΣΗΣ Τ.Ο.

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

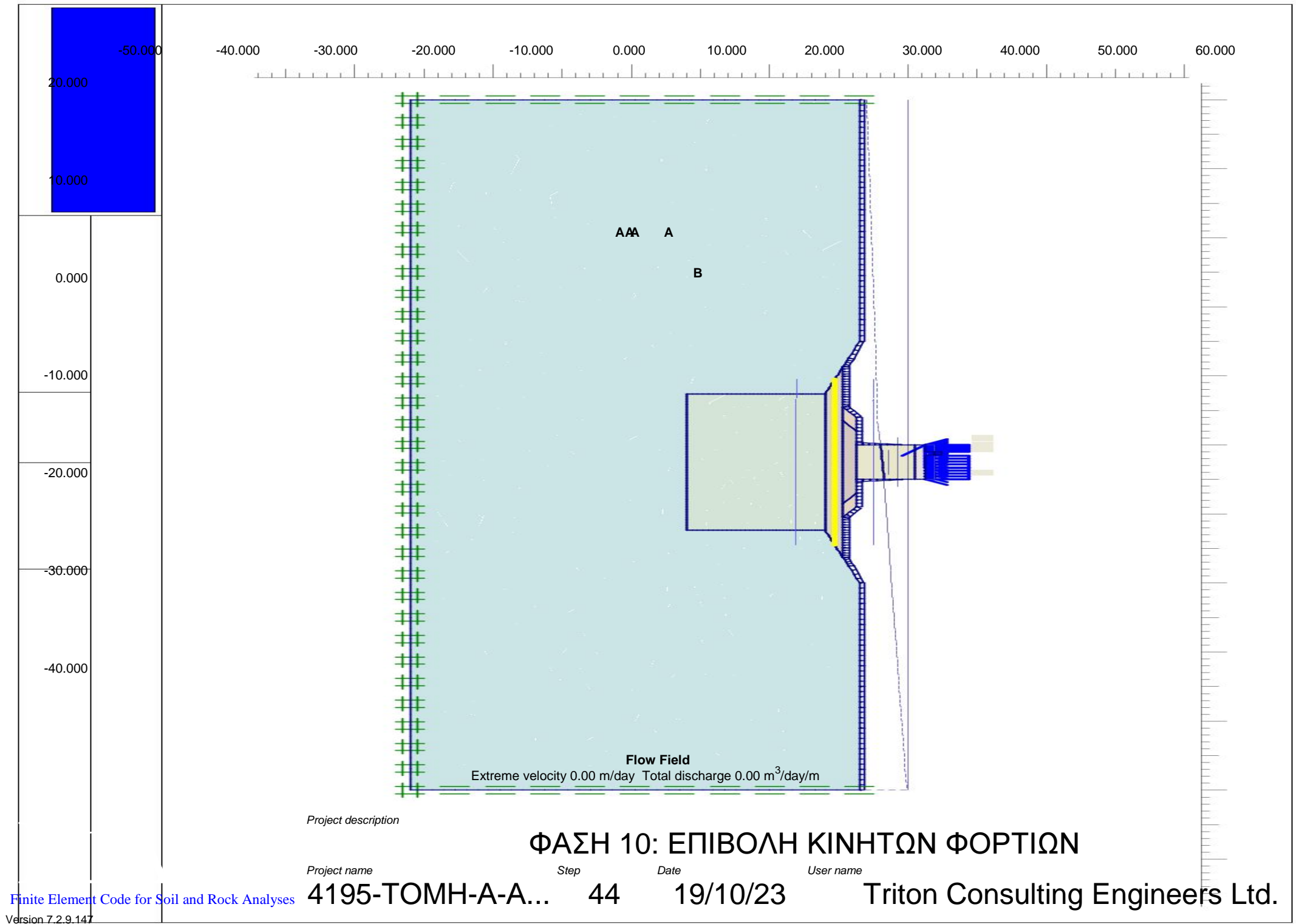
Project name : 4195-TOMH-A-A-R0

Output : TOMH-A-A-R0.041 -- Cross Section A - A\* Table

Step : 41

Page : 1

X [m]	Y [m]	U <sub>y</sub> [10 <sup>-3</sup> m]
0.000	-3.700	-136.125
1.667	-3.700	-134.765
1.667	-3.700	-134.765
3.333	-3.700	-132.779
3.333	-3.700	-132.779
5.000	-3.700	-130.191



## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 10: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-A-A-R0

Output : Calculation information

Step : 44

Page : 1

### Step info

Step : 44 of 44  
PLASTIC STEP

Extrapolation factor :  
Relative stiffness :

0.229  
0.097

### Multipliers

#### Incremental Multipliers

#### Total Multipliers

Prescribed displacements  
Contraction tunnel A  
Contraction tunnel B  
Load system A  
Load system B  
Soil weight  
Acceleration  
Strength reduction factor  
Time

Mdisp: 0.000  
McontrA: 0.000  
McontrB: 0.000  
MloadA: 0.640  
MloadB: 0.640  
Mweight: 0.000  
Maccel: 0.000  
Msf: 0.000  
Increment: 0.000

Σ-Mdisp: 0.000  
Σ-McontrA: 0.000  
Σ-McontrB: 0.000  
Σ-MloadA: 10.000  
Σ-MloadB: 10.000  
Σ-Mweight: 1.000  
Σ-Maccel: 0.000  
Σ-Msf: 1.000  
End time: 0.000

### Staged construction

Active proportion total area  
Active proportion of stage

Marea : 0.000  
Mstage : 0.000

ΣMarea : 0.945  
ΣMstage : 0.000

## Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 10: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-A-A-R0

Output : Calculation information

Step : 44

Page : 2

### Tunnels

Input value [%]

Realized value [%]

Contraction tunnel A :

N/A

N/A

Contraction tunnel B :

N/A

N/A

### Forces

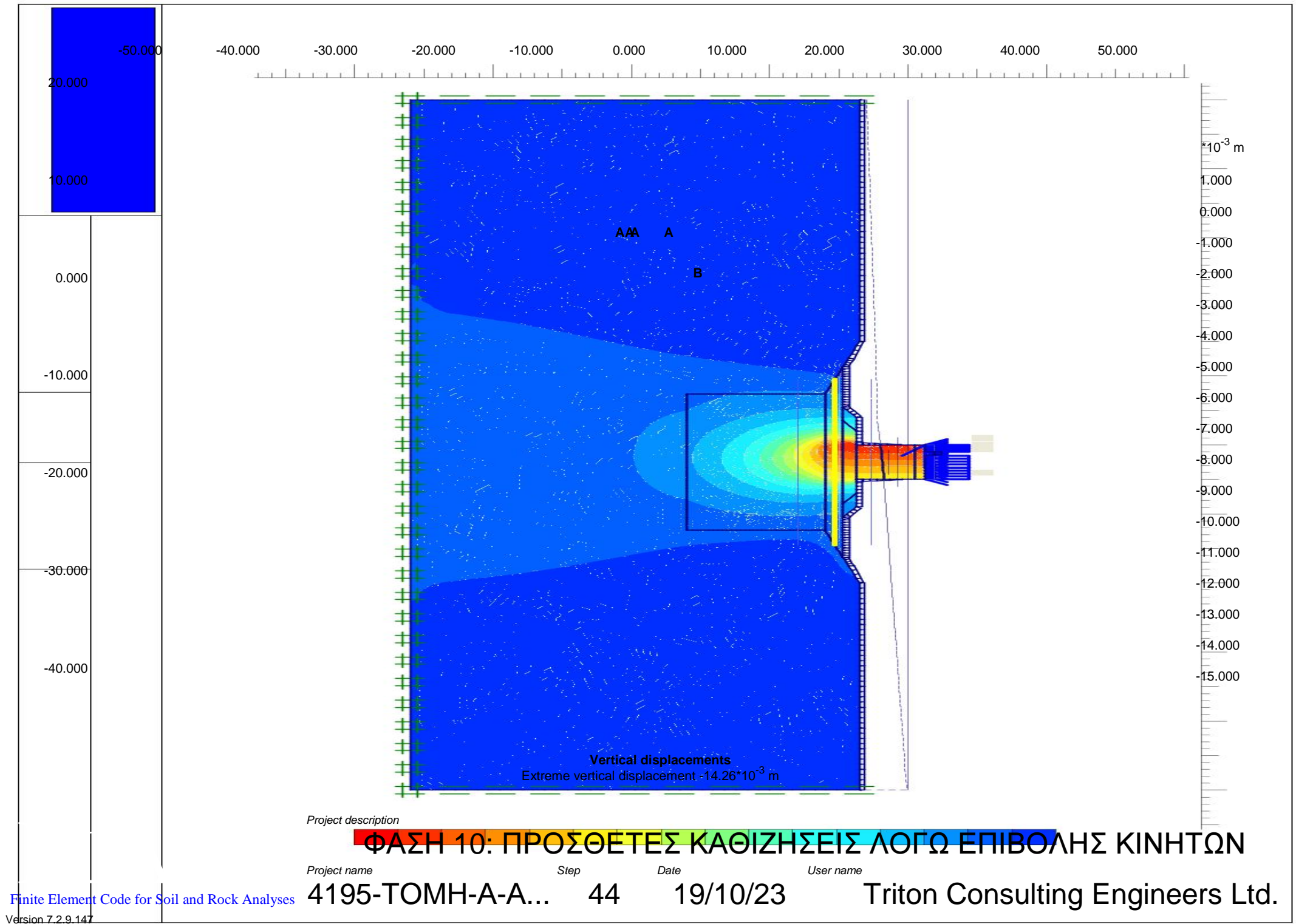
ForceX : 0.000 kN/m  
ForceY : 0.000 kN/m

### Consolidation

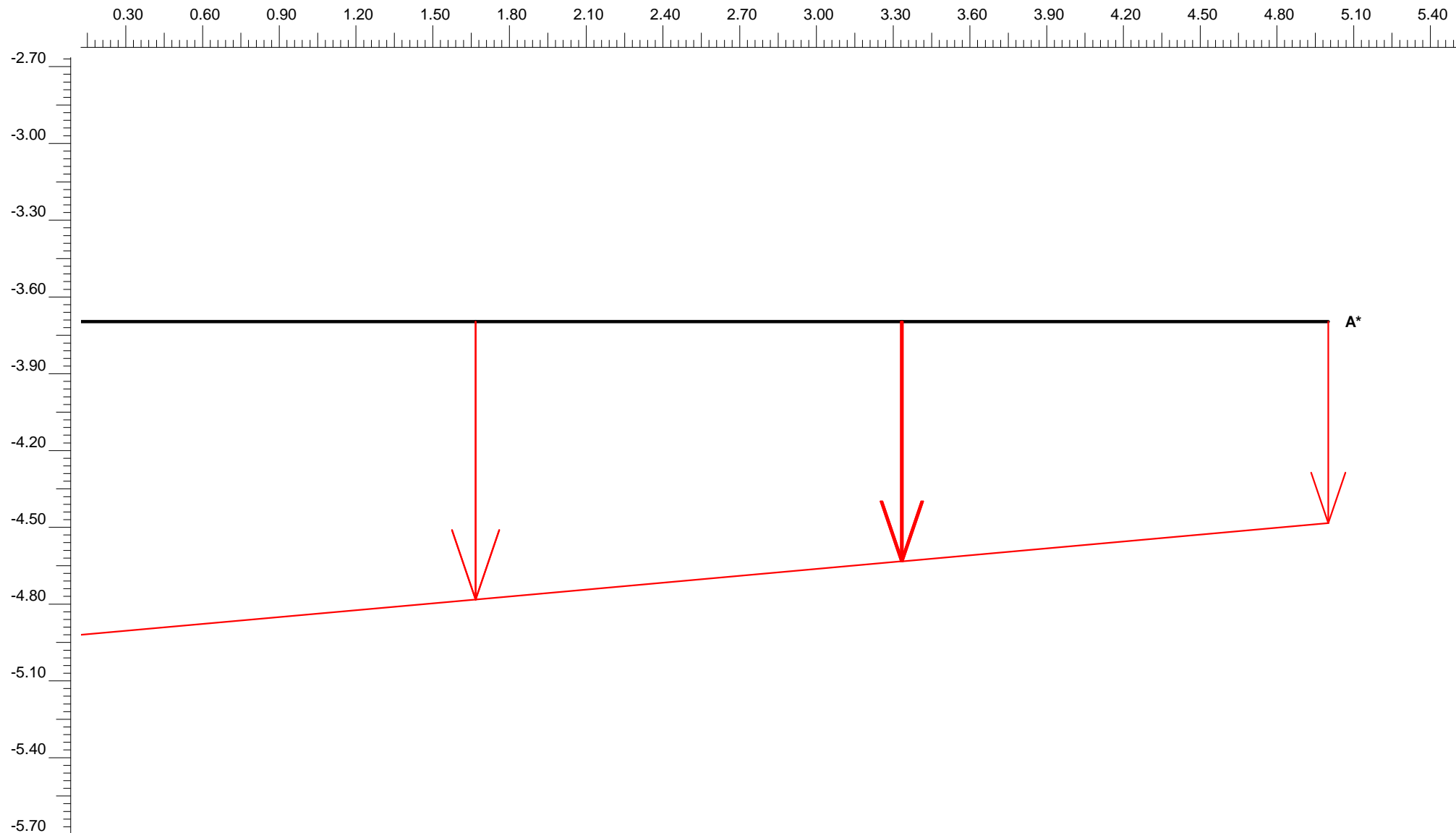
Realized Pmax : 2.048 kN/m<sup>2</sup>

### PLASTIC STEP

Iter. No.	Global Error	Plastic Points	Plastic Cap + Hard. points	Inacc. Pl. pts.	Plastic Intf. pts.	Inacc. Intf. pts.	Apex & Tension	Inacc. Apx. pts.
1	0.008	4496	3938	223	55	26	0	0
2	0.008	4359	3824	152	46	0	0	0







### Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description : ΦΑΣΗ 10: ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΣΘΕΤΩΝ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΣΤΗΝ ΕΔΡΑΣΗ ΤΩΝ Τ.Ο. ΛΟΓΩ ΚΙΝΗΤΩΝ

Date : 19/10/2023

User name : Triton Consulting Engineers Ltd.

Project name : 4195-TOMH-A-A-R0

Output : TOMH-A-A-R0.044 -- Cross Section A - A\* Table

Step : 44

Page : 1

X [m]	Y [m]	U <sub>y</sub> [10 <sup>-3</sup> m]
0.004	-3.696	-14.248
1.667	-3.696	-12.532
1.667	-3.696	-12.532
3.330	-3.696	-10.814
3.330	-3.696	-10.814
3.333	-3.696	-10.810
3.333	-3.696	-10.810
3.337	-3.696	-10.807
3.337	-3.696	-10.807
5.000	-3.696	-9.088