



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΜΕΤΑΛΛΕΙΩΝ ΜΕΤΑΛΛΟΥΡΓΩΝ

ΔΠΜΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΝΑΛΥΣΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΓΙΑ ΤΟΝ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΚΑΙ ΤΗΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ
ΜΕ ΣΥΜΒΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ
ΤΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΜΕΤΡΟ «ΑΙΓΑΛΕΩ – ΧΑΪΔΑΡΙ (ΑΓΙΑ ΜΑΡΙΝΑ)»
ΚΑΙ ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΕΚΔΗΛΩΣΗΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ

ΣΟΦΙΑ Δ. ΒΑΛΑΣΣΑ

Επιβλέπων καθηγητής: Βασίλειος Μαρίνος

ΑΘΗΝΑ, ΦΕΒΡΟΥΑΡΙΟΣ 2023



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΜΕΤΑΛΛΕΙΩΝ ΜΕΤΑΛΛΟΥΡΓΩΝ
ΔΠΜΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ

MASTER'S DISSERTATION

SOFIA D. VALASSA

Supervisor: Vasileios Marinos

ANALYSIS OF GEOTECHNICAL CONDITIONS FOR THE DESIGN AND
CONSTRUCTION USING CONVENTIONAL TUNNELING METHODS OF THE METRO
EXTENSION TUNNEL «AEGALEO - HAIDARI (AGIA MARINA)»
AND COMPARATIVE EVALUATION OF SURFACE SETTLEMENTS

ATHENS, FEBRUARY 2023

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

I.	ΠΕΡΙΛΗΨΗ	vii
II.	EXTENDED ABSTRACT	viii
III.	ΛΙΣΤΑ ΠΙΝΑΚΩΝ.....	xviii
IV.	ΛΙΣΤΑ ΕΙΚΟΝΩΝ	xx
V.	ΛΙΣΤΑ ΣΧΗΜΑΤΩΝ.....	xxii
VI.	ΛΙΣΤΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ	xxii
1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	1
2	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ	1
2.1	Η ΣΥΜΒΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΩΝ.....	1
2.1.1	Ορισμός και γενικά στοιχεία	1
2.1.2	Λειτουργία και χαρακτηριστικά της μεθόδου NATM.....	1
2.1.3	Εφαρμογή της μεθόδου.....	3
2.1.4	Πεδία εφαρμογής	4
2.1.5	Μέτρα υποστήριξης.....	5
2.1.6	Σήραγγες NATM σε αστικά περιβάλλοντα	5
2.2	ΜΕΘΟΔΟΣ ΣΥΓΚΛΙΣΗΣ ΑΠΟΤΟΝΩΣΗΣ.....	6
3	ΓΕΩΛΟΓΙΚΗ - ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ.....	2
3.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	2
3.2	ΓΕΩΤΕΚΤΟΝΙΚΕΣ ΚΑΙ ΓΕΩΛΟΓΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ	3
3.2.1	Γεωτεκτονική του λεκανοπεδίου Αττικής	3
3.2.2	Γεωλογικές συνθήκες στην περιοχή μελέτης	4
3.2.3	Σεισμικότητα.....	5
3.3	ΕΚΤΕΛΕΣΘΕΙΣΕΣ ΕΡΕΥΝΕΣ.....	5
3.3.1	Στοιχεία ερευνητικών γεωτρήσεων.....	5
3.3.2	Εργαστηριακές και επί τόπου δοκιμές.....	7
3.4	ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑΣ ΚΑΙ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ ΤΩΝ ΕΡΕΥΝΩΝ.....	7
3.4.1	Κατά μήκος του έργου	7
3.4.2	Ανά γεωτεχνική ενότητα.....	10
3.5	ΥΔΡΟΓΕΩΛΟΓΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ.....	11
3.5.1	Στάθμη του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα	11
3.5.2	Υδροπερατότητα Σχηματισμών.....	13
3.6	ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΗΣ ΧΑΡΑΞΗΣ	14

3.6.1	Γενικά	14
3.6.2	Γεωλογική Μηκοτομή.....	14
3.6.3	Θεματική Μηκοτομή 1 - Αντοχή εδαφών κατά μήκος της χάραξης.....	14
3.6.4	Θεματική Μηκοτομή 2 – Αποτελέσματα τυποποιημένων δοκιμών διείδυσης (SPT).....	16
3.6.5	Θεματική Μηκοτομή 3 – Αποτελέσματα δοκιμών διαπερατότητας	18
3.7	ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ.....	20
3.7.1	Γενικά	20
3.7.2	Καθορισμός Γεωτεχνικών ενοτήτων	20
3.8	ΤΜΗΜΑΤΟΠΟΙΗΣΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ ΚΑΙ ΤΥΠΙΚΕΣ ΤΟΜΕΣ ΕΛΕΓΧΟΥ	23
3.9	ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ	28
3.9.1	Γεωτεχνική Ενότητα 1.1	28
3.9.2	Γεωτεχνική Ενότητα 2.1	29
3.9.3	Γεωτεχνική Ενότητα 2.1A.....	39
3.9.4	Γεωτεχνική Ενότητα 2.2	43
3.9.5	Γεωτεχνική Ενότητα 2.3	52
3.9.6	Γεωτεχνική Ενότητα 2.4	61
3.9.7	Γεωτεχνική Ενότητα 2.5	65
3.9.8	Γεωτεχνική Ενότητα 3.1	74
3.10	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ.....	83
4	ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΣΤΟ ΣΤΑΔΙΟ ΜΕΛΕΤΗΣ.....	84
4.1	Γενικά	84
4.2	Μελετηθείσα προσωρινή υποστήριξη	84
4.2.1	Περιγραφή προσωρινής υποστήριξης.....	85
4.2.2	Υλικά κατασκευής.....	90
4.2.3	Επιτρεπόμενες τιμές καθίζησης.....	90
4.3	Στοιχεία προσομοίωσης	91
4.3.1	Παραδοχές.....	91
4.3.2	Παράμετροι προσομοίωσης.....	91
4.3.3	Υπολογισμοί.....	92
4.3.4	Στάδια προσομοίωσης	93
4.4	Ανάλυση στη θέση της τυπικής τομής ελέγχου A-A'	97
4.4.1	Μοντέλο προσομοίωσης.....	97
4.4.2	Εισαγωγή γεωτεχνικών παραμέτρων και παραμέτρων προσωρινής υποστήριξης.....	98

4.4.3	Αποτελέσματα	99
4.4.4	Σύγκριση αποτελεσμάτων.....	102
4.5	Ανάλυση στη θέση της τυπικής τομής ελέγχου Β-Β'	103
4.5.1	Μοντέλο προσομοίωσης.....	103
4.5.2	Εισαγωγή γεωτεχνικών παραμέτρων και παραμέτρων προσωρινής υποστήριξης.....	105
4.5.3	Αποτελέσματα	106
4.5.4	Σύγκριση Αποτελεσμάτων.....	109
4.6	Ανάλυση στη θέση της τυπικής τομής ελέγχου Γ-Γ'	110
4.6.1	Μοντέλο προσομοίωσης.....	110
4.6.2	Εισαγωγή γεωτεχνικών παραμέτρων και παραμέτρων προσωρινής υποστήριξης.....	111
4.6.3	Αποτελέσματα	112
4.6.4	Σύγκριση Αποτελεσμάτων.....	115
4.7	Ανάλυση στη θέση της τυπικής τομής ελέγχου Δ-Δ'	116
4.7.1	Μοντέλο προσομοίωσης.....	116
4.7.2	Εισαγωγή γεωτεχνικών παραμέτρων και παραμέτρων προσωρινής υποστήριξης.....	118
4.7.3	Αποτελέσματα	119
4.7.4	Σύγκριση Αποτελεσμάτων.....	122
5	«ΩΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΘΗ» ΣΥΝΘΗΚΕΣ	124
5.1	Εισαγωγή.....	124
5.2	Συναντηθείσες τεχνικογεωλογικές συνθήκες.....	124
5.3	Περιγραφή διατομής SSR3	128
6	ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ «ΩΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΘΗ»	130
6.1	Διατομή SSR3 (Χ.Θ. 0+415 έως Χ.Θ. 0+470).....	130
6.1.1	Μοντέλο προσομοίωσης.....	130
6.1.2	Εισαγωγή γεωτεχνικών παραμέτρων και παραμέτρων προσωρινής υποστήριξης.....	131
6.1.3	Αποτελέσματα	133
6.2	Διατομή SE (Χ.Θ. 0+470 έως Χ.Θ. 0+515)	134
6.2.1	Μοντέλο προσομοίωσης.....	134
6.2.2	Εισαγωγή γεωτεχνικών παραμέτρων και παραμέτρων προσωρινής υποστήριξης.....	135
6.2.3	Αποτελέσματα	136
6.3	Διατομή SE (Χ.Θ. 0+349 έως Χ.Θ. 0+415)	137
6.3.1	Μοντέλο προσομοίωσης.....	137
6.3.2	Εισαγωγή γεωτεχνικών παραμέτρων και παραμέτρων προσωρινής υποστήριξης.....	138

6.3.3	Αποτελέσματα	139
6.4	Διατομή SE (Γ' υπομήγμα μελέτης).....	140
6.4.1	Μοντέλο προσομοίωσης.....	140
6.4.2	Εισαγωγή γεωτεχνικών παραμέτρων και παραμέτρων προσωρινής υποστήριξης.....	141
6.4.3	Αποτελέσματα	142
7	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	143
8	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	145

I. ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε με σκοπό τη διερεύνηση των γεωτεχνικών και κατασκευαστικών συνθηκών που συναντώνται στην περιοχή της σήραγγας NATM «Αιγάλεω – Χαϊδάρι (Αγία Μαρίνα)», στα πλαίσια της επέκτασης της Γραμμής 3 του Μετρό Αθηνών και κατά τη διάρκεια της εκσκαφής της οποίας εκδηλώθηκαν εκτεταμένες επιφανειακές καθιζήσεις, υπερτριπλάσιες των αποδεκτών ορίων.

Αρχικά, γίνεται μία σύντομη περιγραφή των αρχών που διέπουν τη Νέα Αυστριακή Μέθοδο Διάνοιξης Σηράγγων, καθώς και των πεδίων εφαρμογής της, ενώ παρουσιάζεται και η μέθοδος «Σύγκλισης – Αποτόνωσης», η οποία αποτελεί πολύτιμο εργαλείο στην παραμετροποίηση της NATM. Περιγράφεται το κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown, το οποίο εφαρμόζεται σε βραχώμαζες και βάσει του οποίου διεξήχθησαν οι παραμετρικές αναλύσεις στη συνέχεια της εργασίας.

Στο κεφάλαιο της γεωτεχνικής αξιολόγησης, παρουσιάζονται οι γεωλογικές και υδρογεωλογικές συνθήκες στην περιοχή μελέτης και ακολουθεί η αξιολόγηση εννέα (9) δειγματοληπτικών γεωτρήσεων και των αποτελεσμάτων των επί τόπου και εργαστηριακών δοκιμών που έλαβαν χώρα, με σκοπό την κατάστρωση θεματικών μηκοτομών, οι οποίες περιγράφουν τις τεχνικογεωλογικές και γεωτεχνικές συνθήκες κατά μήκος της χάραξης. Το συνολικό μήκος μελέτης χωρίζεται σε τέσσερα αντιπροσωπευτικά υπομήματα, ανάλογα με την ποιότητα της περιβάλλουσας και της υπερκείμενης βραχώμαζας της σήραγγας. Τελικό παραγόμενο της ανωτέρω διαδικασίας είναι ο καθορισμός γεωτεχνικών ενότητων, οι οποίες περιλαμβάνουν πετρογραφικούς τύπους με όμοια μηχανικά χαρακτηριστικά και παρόμοια συμπεριφορά. Η εκτίμηση των μηχανικών παραμέτρων κάθε γεωτεχνικής ενότητας πραγματοποιείται μετά από στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων των εργαστηριακών δοκιμών και βιβλιογραφικών δεδομένων. Οι παράμετροι όπως εκτιμήθηκαν στην παρούσα, συγκρίνονται με τα αποτελέσματα της «Έκθεσης Γεωτεχνικής Αξιολόγησης» που εκπονήθηκε πριν την κατασκευή της σήραγγας, για λογαριασμό της ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ.

Ακολουθεί η παρουσίαση των μηχανικών χαρακτηριστικών των τριών κατηγοριών προσωρινής υποστήριξης, οι οποίες διαστασιολογήθηκαν και ελέγχθηκαν κατά το στάδιο της μελέτης. Αξιολογείται ποια κατηγορία υποστήριξης εφαρμόζεται σε κάθε υπομήμα της περιοχής μελέτης, όπως αυτά ορίστηκαν κατά τη γεωτεχνική αξιολόγηση και πραγματοποιούνται δισδιάστατες αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων για τον υπολογισμό των προκληθεισών καθιζήσεων. Τα αποτελέσματα συγκρίνονται με αυτά που προέκυψαν κατά την εκπόνηση του «Τεύχους Υπολογισμού Προσωρινής Υποστήριξης».

Τέλος, παρουσιάζονται οι γεωτεχνικές συνθήκες που συναντήθηκαν κατά την εκσκαφή της σήραγγας, καθώς και οι «ως κατασκευάσθη» διατομές προσωρινής υποστήριξης που εφαρμόστηκαν. Πραγματοποιούνται δισδιάστατες αναλύσεις τύπου back analysis, με σκοπό την διερεύνηση και την τεκμηρίωση των πραγματικών συνθηκών που επικρατούσαν κατά την κατασκευή, οι οποίες ευθύνονται για την πρόκληση των επιφανειακών καθιζήσεων μεγάλου μεγέθους. Τα δεδομένα λαμβάνονται από το σχέδιο «Δεδομένα συναντηθεισών γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών “Ως κατασκευάσθη”», το οποίο παραχωρήθηκε από την ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ.

II. EXTENDED ABSTRACT

A. INTRODUCTION

The "New Austrian Tunneling Method" is a methodology with wide application in the excavation of tunnels of all kinds. The method is based on the controlled induction of convergences in the walls of the tunnel, so as to activate the surrounding rockmass' strength and, on the other hand, to induce a sufficient degree of unloading, without causing failures, collapses and, when constructed in urban metropolitan areas, large surface settlements.

There is a variety of reasons leading to intense surface settlements and they may concern incorrect geotechnical evaluation and overestimation of the mechanical parameters of the surrounding rock mass, non-rational selection of direct support measures or construction failures. A very common and basic reason for causing vertical movements on the surface is the hydrogeological conditions, and more specifically the incorrect estimation of the level of the underground water table or the significant underestimation of the permeability of the formations, which can lead to incorrect estimations of the sediments due to descent of U.W.T.

In this current study, a case NATM - excavated tunnel in a metropolitan environment is examined, where the surface movements were particularly extensive. This is the "Aigaleo - Chaidari (Agia Marina)" Tunnel, which was built as part of the extension of Line 3 of the Athens Metro by ATTIKO METRO. In the study section, 600m long (K.P. 0+349 to K.P. 0+929), subsidence occurred that even touched the value of 10cm.

In order to investigate any errors or omissions in the context of the geotechnical assessment, as the cause of such extensive subsidence, ATTIKO METRO very generously provided the "Final Report of the Presentation of the Results of the Geotechnical Investigations", which includes all the results of all kinds of tests and the data that can be obtained from the boreholes' logs. With this data, it was possible to attempt a new geotechnical survey of the area, which includes:

- Processing and evaluation of the data of nine (9) boreholes and the results of the laboratory and field tests.
- Construction of a general geological meotomy of the area and partial thematic mectomies in a CAD environment for a more precise understanding of the technical geological and geotechnical conditions mectomatically
- Determination of the level of the U.W.T
- Segmentation of the study area into distinct subsections and definition of geotechnical units
- Statistical processing of the results of the laboratory tests, for the scientifically correct assessment of the strength parameters of unbroken rock and the equivalent strength parameters of the rock mass. To estimate the latter, the Roclab software of Rocscience Inc. was used.

After examining the geological and geotechnical factors influencing the size of the settlements and thanks to the generous provision of the "Temporary Support Calculations Issue" by ATTIKO METRO, the proposed categories of support, as determined during the study stage, were evaluated. Parametric analyzes were performed at specific characteristic positions, in order to ascertain the adequacy of the studied cross-sections.

In the final stage, with the available element of the "As Built Data of Geological and Technical Geological Conditions" provided by ATTIKO METRO, a reverse analysis is attempted to determine the actual mechanical characteristics of the surrounding rock mass and to check the adequacy of the proposed cross-sections, as well as of the cross-section applied as an emergency solution during excavation.

Overall, in the context of this work, it is attempted to examine all the parameters that may contribute to the occurrence of extensive ground deformations, which, especially within densely populated urban tissues, such as that of Athens Metropolitan Area, can cause serious problems for the overlying buildings and the functionality of the road network.

B. GEOTECHNICAL ASSESSMENT

Determination of Geotechnical Units and Characteristic Cross Sections

The geological and geotechnical conditions that prevail in the study area along the line are analyzed, i.e. their change with depth per kilometer position. This analysis is necessary for the final determination of the tunnel's temporary support cross-sections and for the assessment of the risk of causing surface settlements, which does not only depend on the type and strength of the tunnel surrounding rockmass, but also on the type and condition of the overburden, as well as by specific local features, such as a sudden increase in permeability. This process leads to determining the Geotechnical Units that can be met in the study area:

Table 1: Geotechnical units in the area of the "Aigaleo – Haidari" NATM - tunnel

G. U	Description	Geological Unit
1.1	Artificial Deposits / Coarse grained soils	Artificial Deposits / Fluvial Deposits
2.1A	Fine grained soils / Disintegration Mantle	Sandstone-Marl Series
2.1	Calcareous claystone / Siltstone	Sandstone-Marl Series
2.2	Calcareous siltstone / Sandstone/ Lignite	Sandstone-Marl Series
2.3	Marly limestone	Sandstone-Marl Series
2.4	Marly limestone / Marl	Sandstone-Marl Series
2.5	Breccia / Conglomerate	Transition zone
3.1	Athens Schist (Meta-sandstone)	Athens Schist

Estimation of the U.W.T

According to the results from the measurements of the piezometers in the boreholes, the U.W.T was set at -3,0m from the ground surface and it is considered stable along the tunnel.

After observing the data provided from the piezometers that were placed the boreholes, the U.W.T appears to be in a depth of 3,5 – 4,5m.

Subdivision of the study area and determination of typical cross sections

According to the geological section and the thematic sections presented above, it was considered appropriate to divide the study area into four (4) individual subsections. The separation was based on the criteria of the common geological structure and the quality of the formations.

In sub-section A, the surrounding rock mass (G.U. 2.1) of the tunnel presents good geotechnical characteristics ($GSI > 25$ in each case). In subsection B, the overburden consists of geotechnical unit 2.1A, which constitutes the disintegration mantle of the calcitic claystones of unit 2.1, in the form of fine-grained soils and mainly soft clay. The thickness of section 2.1.A varies from 3,0m to 9,0m approximately, where it approaches the key of the tunnel. The tunnel excavation takes place within unit 2.1, which presents much poorer features than subsection A. In subsection C, the environment in which the tunnel is excavated (marl limestone/G.U. 2.3 and 2.4), as well as its subsoil, show

good characteristics (GSI>35) Along subsection D, the surrounding rockmass of the excavation is mainly materials of the transition zone (cobble – mudstone, erythropelite, while meta – sandstone also appears.

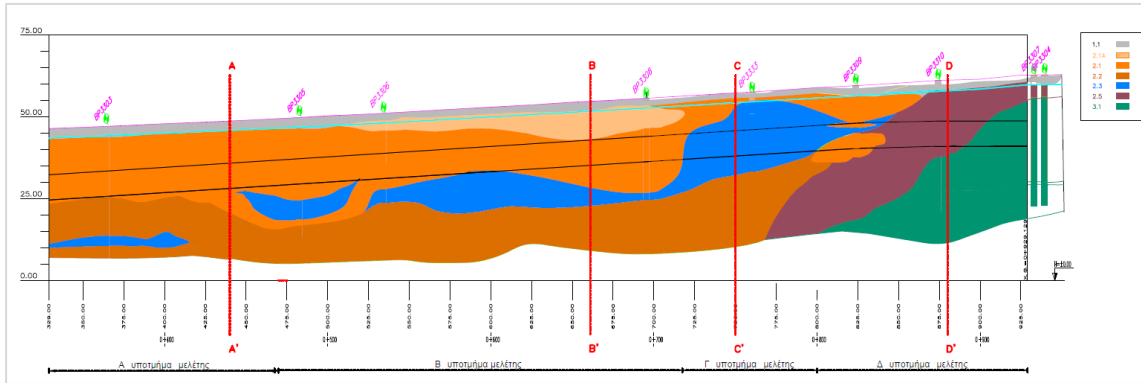
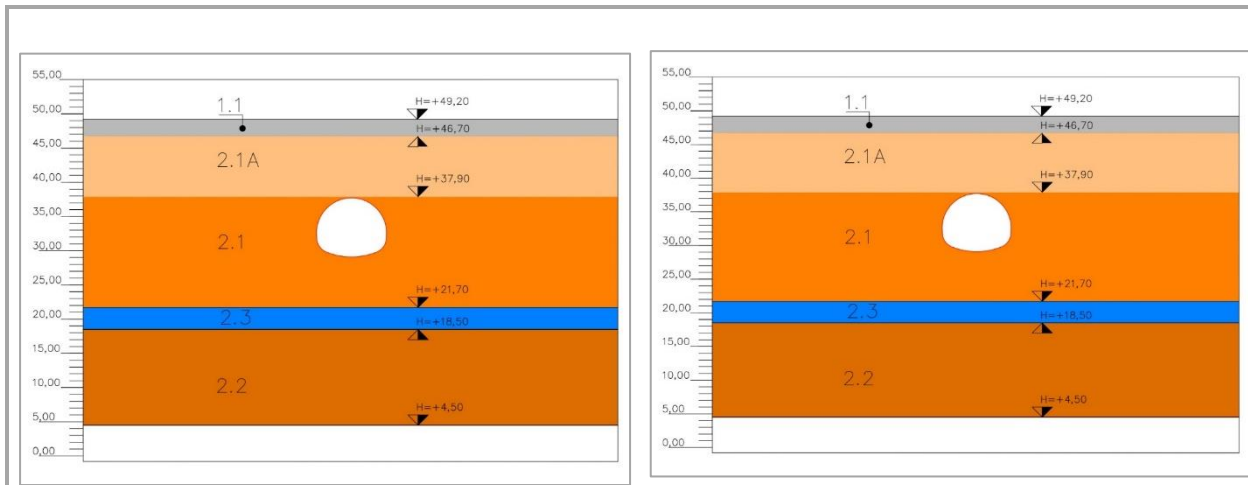


Figure 1: Subdivision of the study area and position of the typical cross - sections

Based on the geological cross-section, the thematic cross-sections and the segmentation of the project as described above, four standard control cross-sections were defined. These cross-sections cover the entire range of geotechnical conditions expected to be encountered during the opening of the tunnel. The cross sections are presented in the figures that follow.



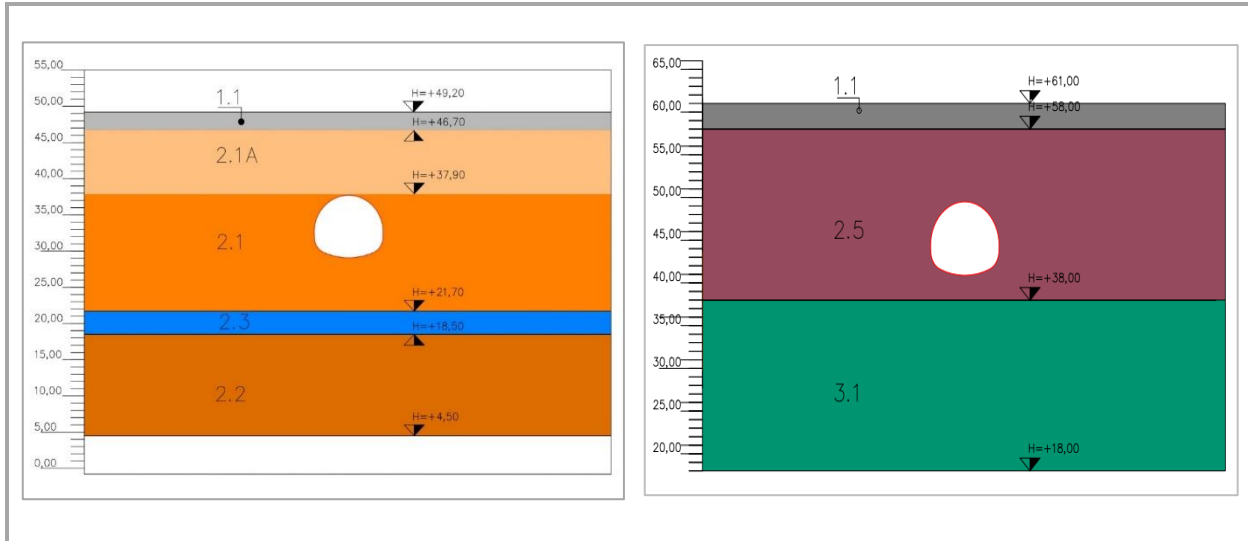


Figure 1: Stratigraphy of the typical cross – sections in the area of Aigaleo – Haidari NATM tunnel.

Estimation of the geotechnical and mechanical parameters of the geotechnical units

The characteristic range of GSI values for each geotechnical unit is calculated by reducing the values to the total core length occupied by each, insofar as this is considered representative. In addition, the representative value of the coefficient m_i of the Hoek – Brown criterion is determined according to the literature, as the average value of the proposed range for each petrographic type.

To estimate the values of intact rock strength (σ_{ci}), intact rock modulus (E_i) and the permeability (k) of each geotechnical unit in each subsection of the studied area, an analytical statistical processing of the data given from the boreholes' logs and the results' of the laboratory tests took place. The average and the standard deviation of each parameter is calculated, along with the occurrence of frequency. Final representative/characteristic values are verified in accordance with the global literature. The results are presented in the following table.

C. PARAMETRIC ANALYSIS: STUDY STAGE

Temporary support cross sections during study stage

A series of parametric analysis based on the geological assessment that preceded above and the cross-sections of temporary support as they were described and analyzed in the "Temporary Support Calculation Issue", which was prepared in the context of the study of the construction of the NATM tunnel in the "Aigaleo - Haidari" area and was very generously granted by ATTIKO METRO, were performed.

During the study stage, three different categories (SC, SD, SE) of temporary support were designed as suitable for the expected geotechnical conditions. Their characteristics of the temporary support of each category are presented in the following table.

Table 2: Temporary face support measures, Categories SC, SD, SE.

	Excavation step (Phase A)	Excavation step (Phase B)	Anchors		Shotcrete layer (m)	Lattice Girders	Forepolling			Face support fiberglass anchors		
			D (mm)	L (m)			Pieces (n)	D (mm)	L (m)	Pieces (n)	Bearing capacity (kN)	L (m)
SC	1,50	4,50	30/11	3,0-6,0	0,25	110-18/25	-	-	-	-		
SD	1,20	6,00	30/11	6,0	0,30	115-20/28	27	Φ76/63	12,0/9,6	22	240	12,0/9,6
SE	1,00	3,00	32/20	6,0	0,30	115-20/28	27	Φ114/101	12,0/9,0	28		

Table 3: Typical cross sections and the category of temporary support respectively

Typical cross- section	Category of temporary support
A-A'	SC
B-B'	SE
C-C'	SC
D-D'	SE

Assumptions of analysis

The analysis were performed using the RS2 program, which is 2D finite element, suitable for soil and rock applications. The main assumptions in the RS2 analysis are:

- The tunnel is circular
- In-situ stress field is hydrostatic
- Support response is elastic – perfectly plastic
- Plane strain conditions
- Rock mass is isotropic and homogeneous.

Calculations

In practice, the direct support is not placed exactly at the front of the excavation, but at a distance equal to one step. Until that point, the rock mass is gradually attenuated. The gradual relaxation of the rock mass until the activation of the support measures and the change of stresses around the excavation can be taken into account using an “equivalent” elastic modulus, which is given as a function of λ , a dimensionless coefficient that represents the stress relaxation in the tunnel during the excavation.

$$E(\lambda) = E_{rm} \times \frac{(1 - 2\nu)(1 + \lambda)}{(1 - 2\nu) + \lambda}$$

For the simulation of the front support measures, the equations Georgiou et al. (2021) were used, which give an equivalent coefficient λ , so that the action and the influence of the face stability measures is taken into account.

Stages of simulation

The stages of simulation are presented in the following table.

Table 5: Stages of simulation – RS2 Analysis

Stage of simulation	Description
1 ^o :	Geostatic
2 ^o :	A' phase excavation – Relaxation of rockmass $x=0m$.
3 ^o :	1 st step of excavation (A' phase): relaxation of rockmass, placement of temporary support, activation 50% $\times t$ και 15%(E, σ_{ci} , σ_{clm}) of the shotcrete
4 ^o :	2 nd step of excavation (A' phase): relaxation of rockmass, activation 100% $\times t$ και 55%(E, σ_{ci} , σ_{clm}) of the shotcrete
5 ^o :	Completion of excavation (A phase): relaxation of rockmass, placement of temporary support, activation 100% $\times t$ και 100%(E, σ_{ci} , σ_{clm}) of the shotcrete
6 ^o :	B' phase excavation – Relaxation of rockmass $x=0m$.
7 ^o :	1 st step of excavation (B' phase): relaxation of rockmass, placement of temporary support, activation 50% $\times t$ και 15%(E, σ_{ci} , σ_{clm}) of the shotcrete
8 ^o :	2 nd step of excavation (B' phase): relaxation of rockmass, activation 100% $\times t$ και 55%(E, σ_{ci} , σ_{clm}) of the shotcrete
9 ^o :	Completion of the excavation

Results

The results for each typical cross – section are given in the following graphs.

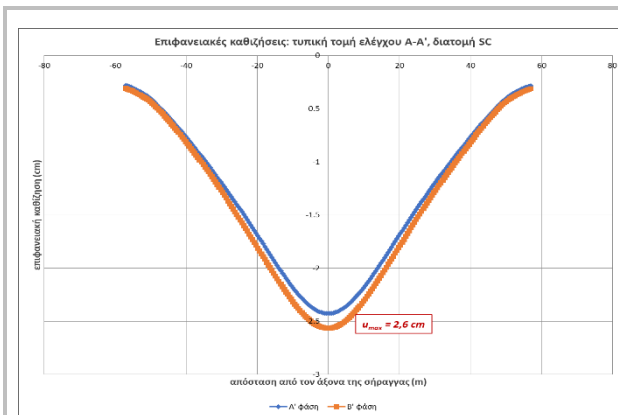


Figure 2: Surface settlements for cross section A-A' and SC temporary support

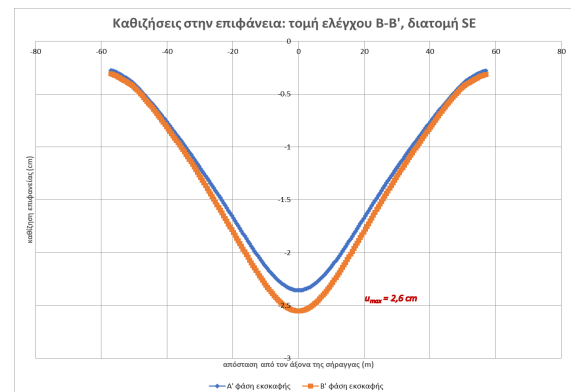
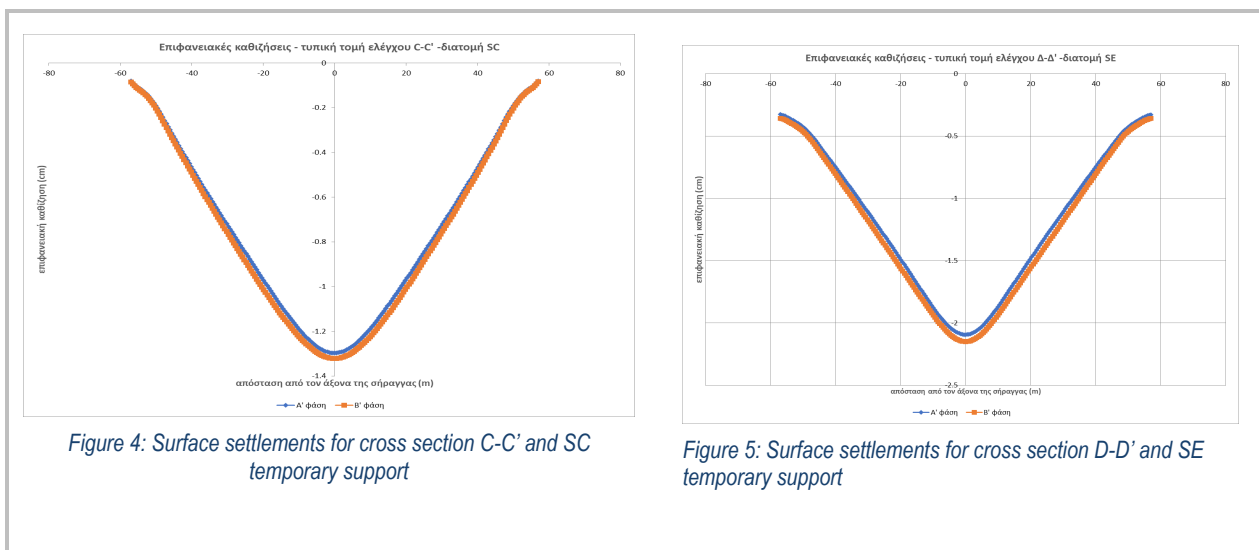


Figure 3: Surface settlements for cross section B-B' and SE temporary support



In any case, the settlements that occur from the analysis, do not reach the limit of 3cm, which has been set by ATTIKO METRO for tunnel excavation under urban roads.

Comparison with the results from the "Temporary Support Calculation Issue"

The total settlements that was calculated during the study stage and that are presented in the "Temporary Support Calculation Issue", do not exceed the value of 0,7 cm in any case, which is significantly lower than the values that were calculated using the RS2 program in the context of this paper.

In the following table the results are presented, showing the settlement due to rockmass relaxation and the settlement due to the lowering of the U.W.T during the excavation process. A significant difference can be noticed between the results of the current paper and the ones of the "Temporary Support Calculation Issue". This can be due to overestimation of the permeability or modelling issues.

Table 2: Comparison between the current paper and the "Temporary Support Calculation Issue" regarding the size of the settlements.

Typical cross section	Study	$u_{max,dry}$ (mm)	$u_{max,U.W.T}$ (mm)	$u_{max,total}$ (mm)
A-A'	Temporary Support Calculation Issue	1,9	2,15	4,05
	Comparative Assessment	2,6	24,5	27,1
B-B'	Temporary Support Calculation Issue	4,8	2,15	6,95
	Comparative Assessment	3,0	23,0	26,0
C-C'	Temporary Support Calculation Issue	1,9	2,15	4,05
	Comparative Assessment	0,25	12,75	13
D-D'	«Temporary Support Calculation Issue	4,8	2,15	6,95
	Comparative Assessment	17,0	5,0	22,0

D. AS BUILT CONDITIONS

In the «"As Built" Geological and Technical Geological Conditions During Excavation» design, which was very generously provided by ATTIKO METRO, the surface settlements that occurred during the excavation of the tunnel have been recorded, along with the geotechnical condition of the surrounding rockmass.

In general, the geotechnical conditions predicted during the study stage and also in this paper seem to be confirmed during the excavation, except for K.P. 0+440 to K.P. 0+480, where the the GSI value is in a range of 10-15, with a value of 10 being the most prevalent. In addition, as can be observed from the design, the SC and SD cross-sections were not applied at any point of the excavation, while the SE cross-section was applied along the entire length, except for the section from K.P. 0+415 to K.P. 0+470, where a new three-phase SSR3 cross-section was applied. This is the position where the most extensive placement took place, reaching the value of 10 cm. High values of settlements can also be observed from K.P. 0+349 until K.P. 0+375, but they may be pre-settlements due to the excavation of a triple cross-section tunnel which terminates at K.P. 0+340.

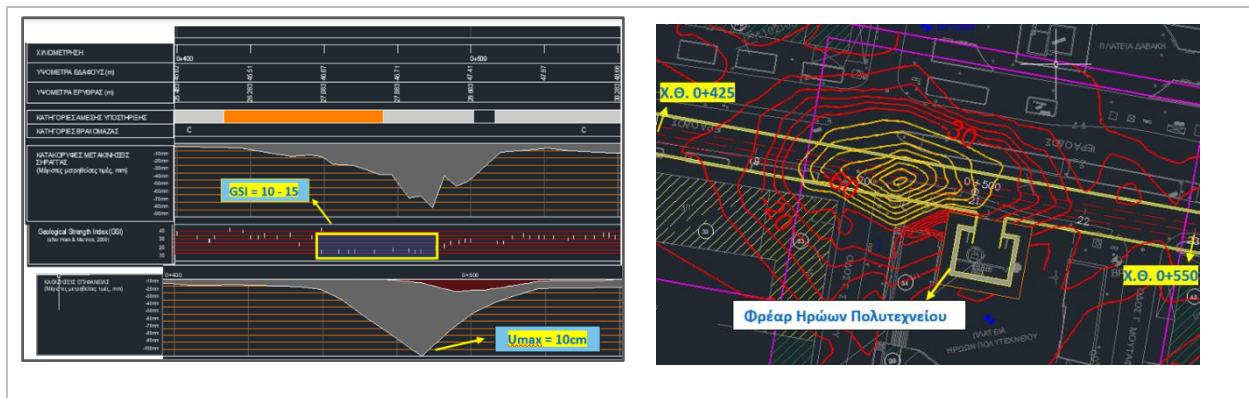


Figure 6: Plan view and longitudinal section from K.P. 0+400 to K.P. 0+550, where the settlements up to 10 cm occurred.

E. AS BUILT PARAMETRIC ANALYSIS

A series of parametric analysis based on the “as built” conditions were performed. Cross section A-A’ and cross section C-C’ was analyzed applying the SE section of permanent support, along with an analysis in the cross section B-B’ applying the new SSR3 section. The results are given in the following graphs.

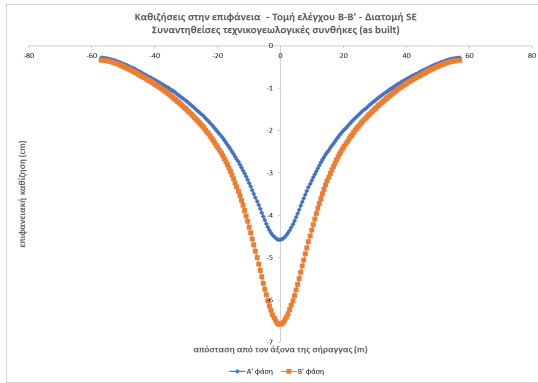


Figure 7: Surface settlements for cross section B-B' (as built geotechnical conditions) and SSR3 temporary support

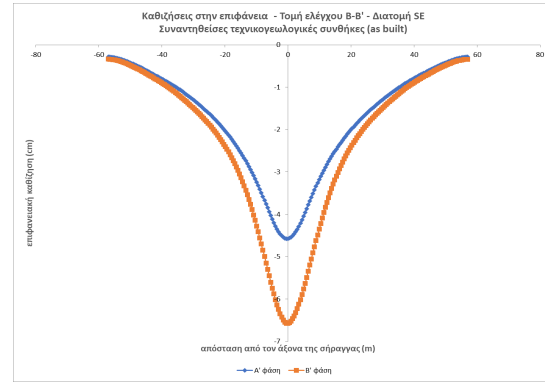


Figure 8: Surface settlements for cross section B-B' (as built geotechnical conditions) and SE temporary support

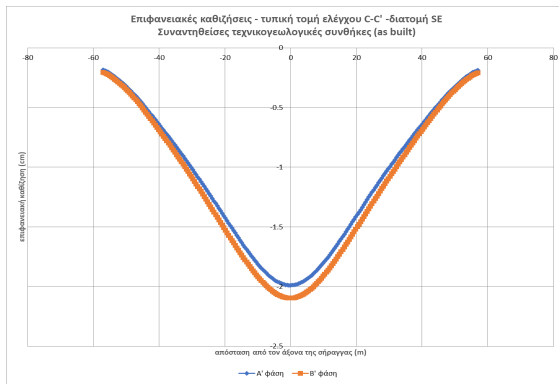


Figure 9: Surface settlements for cross section A-A' and SE temporary support

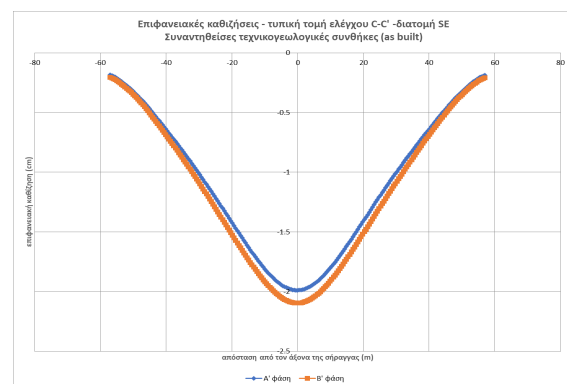


Figure 10: Surface settlements for cross section C-C' and SE temporary support

F. CONCLUSIONS

Regarding the results of the geotechnical assessment that took place in the context of this work, the "Geotechnical Assessment Report" granted by ATTIKO METRO and the conditions encountered as presented in the "Data of Geological and Technical Geological Conditions Encountered "As Built"" project, the following conclusions are drawn:

- The geological-geotechnical cross-section in the context of the present paper, agrees with the corresponding one constructed during the study stage, according to the "Prediction Geotechnical Cross-section" plan and very satisfactorily approximates the conditions encountered during construction "As built".
- The Disintegration Mantle, which forms geotechnical unit 2.1A, was underestimated in length. According to the "Geotechnical Assessment Report", it is estimated that it appears from the K.P. 0+520 until K.P. 0+700. In the context of this, the study subsection B-B' (K.P. 0+470 to K.P. 0+720) was determined, which is defined by the appearance of the disintegration mantle and a simultaneous reduction of the geotechnical characteristics of the geotechnical unit 2.1, which constitutes the surrounding rock mass of the tunnel. The claim regarding the correct differentiation of the subsection B-B' is confirmed by the plan "Data of Geological

and Technical Geological Conditions Encountered "As Built", in which K.P. 0+460 appears as the position where the settlements begin to develop.

- The geotechnical design parameters in the specific formation (Fine grained soils / Disintegration Mantle – geotechnical section 2.1A, in the approved study "Geotechnical Evaluation Report" were overestimated. Specifically, the modulus of elasticity of the rock mass was given $E_{rm}=250$ MPa. In the present study, a range of $E_{rm}=85-110$ MPa was calculated (§3.9.3.5). The value of the modulus of elasticity greatly affects the calculated displacements.
- For the temporary support of the tunnel, while three categories of cross-sections of temporary support were studied, finally only the heaviest cross-section of category SE was applied, probably due to the very extensive settlements from K.P. 0+460 until K.P. 0+510.

The second part of this thesis concerned the calculation of surface movements, performing two-dimensional finite element analyzes with the RS2 program, adopting the geotechnical parameters calculated in chapter 3, both for the support cross-sections that were foreseen in the approved support study, and for the categories of support that were finally implemented. The following results emerge from the analyses:

- Outside the area defined from K.P. 0+460 to K.P. 0+510, in the rest of the section the calculated settlements are consistent with the ones measured during the drilling, as it results from the "Data of Geological and Technical Geological Conditions Encountered "As Built" drawing.
- In the section from K.P. 0+460 until K.P. 0+510, the settlements measured during construction are significantly greater than those calculated during the analysis conducted at the scope of the present paper. It is concluded that geotechnical conditions with particularly reduced mechanical characteristics prevail in the area in question, which could not be foreseen during the geotechnical assessment, due to a lack of drilling and data in the specific location. Weathering and disintegration have probably acceded to the calcareous claystone, reducing the rock strength and modulus of elasticity.
- Due to the above-mentioned difference between calculated and measured settlements at the specific location, inverse analyzes were carried out, in which the value $GSI=10-15$ was adopted as it was observed at the face during the excavation according to the drawing "Data of Geological and Technical Geological Conditions Encountered" As Built ".
- By reducing the modulus of elasticity of geotechnical unit 2.1A from 350 MPa to 200 MPa and the unconfined compression strength (σ_{ci}) of the geotechnical unit 2.1 from 4.5 MPa to 3.0 MPa, the calculated settlements increased to a value of 6,5 cm. They remain smaller than the maximum achieved value of 10 cm, but are much more representative of the state of the formations and conditions during the excavation.
- With reference to the local appearance of the settlements with a value of 10 cm, it follows that there is either a zone with very poor mechanical characteristics, of very limited appearance, or the appearance of problems during the explosive sequence of the application of the support system, such as the impossibility of timely application of shotcrete, sudden large water supply etc.

III. ΛΙΣΤΑ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 1. Στοιχεία ερευνητικών γεωτρήσεων	5
Πίνακας 2: Κατάταξη της ποιότητας της βραχώμαζας συναρτήσει του RQD – Deere et al. (1989)	8
Πίνακας 3. Συνοπτικά αποτελέσματα μετρήσεων των πιεζομέτρων στην περιοχή του έργου	11
Πίνακας 4. Αποτελέσματα δοκιμών διαπερατότητας	13
Πίνακας 5. Συσχέτιση της συνεκτικότητας λεπτόκοκκων εδαφών με την αντοχή ανεμπόδιστης θλίψεως (Terzaghi & Peck, 1948)	15
Πίνακας 6. Συσχέτιση της πυκνότητας αδρόκοκκων εδαφών με τη γωνία τριβής (Meyerhof, 1958)	16
Πίνακας 7. Αποτελέσματα τυποποιημένων δοκιμών διείδυσης SPT	16
Πίνακας 8. Γεωτεχνικές Ενότητες στην περιοχή της σήραγγας NATM Αιγάλεω – Χαϊδάρι	20
Πίνακας 9. Βάθος εμφάνισης των Γεωτεχνικών ενοτήτων στις γεωτρήσεις της υπό μελέτη περιοχής	21
Πίνακας 10: Παράμετροι αντοχής της γεωτεχνικής ενότητας 1.1	28
Πίνακας 11: Βαθμονόμηση σύμφωνα με το σύστημα GSI – Γεωτεχνική ενότητα 2.1	32
Πίνακας 12: Στατιστικά δεδομένα τιμών αντοχής άρρηκτου βράχου (Γεωτεχνική Ενότητα 2.1)	33
Πίνακας 13: Στατιστικά δεδομένα τιμών μέτρου ελαστικότητας (Γεωτεχνική Ενότητα 2.1)	35
Πίνακας 14: Αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών προσδιορισμού συντελεστή διαπερατότητας της γεωτεχνικής ενότητας 2.1	37
Πίνακας 15: Υπολογισμός ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής της Ενότητας 2.1 (λογισμικό RocLab)	38
Πίνακας 16: Μέτρο ελαστικότητας της βραχώμαζας - γεωτεχνική ενότητα 2.1	39
Πίνακας 17: Γεωτεχνικές παράμετροι αντοχής της γεωτεχνικής ενότητας 2.1	39
Πίνακας 18: Υπολογισμός ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής της ενότητας 2.1A (λογισμικό RocLab)	42
Πίνακας 19: Μέτρο ελαστικότητας της βραχώμαζας - γεωτεχνική ενότητα 2.1A	43
Πίνακας 20: Γεωτεχνικές παράμετροι αντοχής της γεωτεχνικής ενότητας 2.1A	43
Πίνακας 21: Βαθμονόμηση σύμφωνα με το σύστημα GSI – Γεωτεχνική ενότητα 2.2	46
Πίνακας 22: Στατιστικά δεδομένα τιμών αντοχής άρρηκτου βράχου (Γεωτεχνική Ενότητα 2.2)	47
Πίνακας 23: Στατιστικά δεδομένα τιμών μέτρου ελαστικότητας (Γεωτεχνική Ενότητα 2.2)	49
Πίνακας 24: Υπολογισμός ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής της γεωτεχνικής ενότητας 2.2 (λογισμικό RocLab)	51
Πίνακας 25: Μέτρο ελαστικότητας της βραχώμαζας - γεωτεχνική ενότητα 2.2	51
Πίνακας 26: Γεωτεχνικές παράμετροι αντοχής της γεωτεχνικής ενότητας 2.2	52
Πίνακας 27: Βαθμονόμηση σύμφωνα με το σύστημα GSI – Γεωτεχνική Ενότητα 2.3	54
Πίνακας 28: Στατιστικά δεδομένα τιμών αντοχής άρρηκτου βράχου (Γεωτεχνική Ενότητα 2.3)	55
Πίνακας 29: Στατιστικά δεδομένα τιμών μέτρου ελαστικότητας (Γεωτεχνική Ενότητα 2.3)	57
Πίνακας 30: Αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών προσδιορισμού συντελεστή διαπερατότητας της γεωτεχνικής ενότητας 2.3	59
Πίνακας 31: Υπολογισμός ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής της γεωτεχνικής ενότητας 2.3 (λογισμικό RocLab)	60
Πίνακας 32: Μέτρο ελαστικότητας της βραχώμαζας - γεωτεχνική ενότητα 2.3	60
Πίνακας 33: Γεωτεχνικές παράμετροι αντοχής της γεωτεχνικής ενότητας 2.3	61
Πίνακας 34: Βαθμονόμηση σύμφωνα με το σύστημα GSI – Γεωτεχνική Ενότητα 2.4	63
Πίνακας 35: Υπολογισμός ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής της γεωτεχνικής ενότητας 2.4 (λογισμικό RocLab)	64
Πίνακας 36: Μέτρο ελαστικότητας της βραχώμαζας - γεωτεχνική ενότητα 2.4	65
Πίνακας 37: Γεωτεχνικές παράμετροι αντοχής της γεωτεχνικής ενότητας 2.4	65
Πίνακας 38: Βαθμονόμηση σύμφωνα με το σύστημα GSI – Γεωτεχνική Ενότητα 2.5	68
Πίνακας 39: Στατιστικά δεδομένα τιμών αντοχής άρρηκτου βράχου (Γεωτεχνική Ενότητα 2.5)	69
Πίνακας 40: Στατιστικά δεδομένα τιμών μέτρου ελαστικότητας (Γεωτεχνική Ενότητα 2.5)	70

Πίνακας 41: Αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών προσδιορισμού συντελεστή διαπερατότητας της γεωτεχνικής ενότητας 2.5	72
Πίνακας 42: Υπολογισμός ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής της γεωτεχνικής ενότητας 2.5 (λογισμικό RocLab)...	73
Πίνακας 43: Μέτρο ελαστικότητας της βραχώμαζας - γεωτεχνική ενότητα 2.5.....	74
Πίνακας 44: Γεωτεχνικές παράμετροι αντοχής της γεωτεχνικής ενότητας 2.5	74
Πίνακας 45: Βαθμονόμηση σύμφωνα με το σύστημα GSI – Γεωτεχνική Ενότητα 3.1.....	76
Πίνακας 46: Στατιστικά δεδομένα τιμών αντοχής άρρηκτου βράχου (Γεωτεχνική Ενότητα 3.1)	77
Πίνακας 47: Στατιστικά δεδομένα τιμών μέτρου ελαστικότητας (Γεωτεχνική Ενότητα 3.1)	79
Πίνακας 48: Αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών προσδιορισμού συντελεστή διαπερατότητας της γεωτεχνικής ενότητας 3.1	80
Πίνακας 49: Υπολογισμός ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής της γεωτεχνικής ενότητας 3.1 (λογισμικό RocLab)...	82
Πίνακας 50: Μέτρο ελαστικότητας της βραχώμαζας - γεωτεχνική ενότητα 3.1.....	82
Πίνακας 51: Γεωτεχνικές παράμετροι αντοχής της γεωτεχνικής ενότητας 3.1	82
Πίνακας 52: Κατηγορίες βραχώμαζας σύμφωνα με την «Έκθεση Γεωτεχνικής Αξιολόγησης»	83
Πίνακας 53: Αντιστοιχία τυπικών τομών ελέγχου και κατάλληλης για εφαρμογή κατηγορίας υποστήριξης.....	88
Πίνακας 54: Μέτρα προσωρινής υποστήριξης σήραγγας NATM 'Αιγάλεω – Χαϊδάρι'. Κατηγορίες SC, SD και SE (Στάδιο Μελέτης).....	89
Πίνακας 55: Μέτρα σταθεροποίησης μετώπου στη σήραγγα NATM 'Αιγάλεω – Χαϊδάρι' – Κατηγορίες SC, SD και SE (Στάδιο Μελέτης).....	89
Πίνακας 56: Μηχανικά χαρακτηριστικά εκτοξευόμενου σκυροδέματος	90
Πίνακας 57: Μηχανικά χαρακτηριστικά αγκυριών	90
Πίνακας 58: Μηχανικά χαρακτηριστικά αγκυριών fiberglass και δοκών προπορείας.....	90
Πίνακας 59: Επιτρεπόμενες τιμές καθιζήσεων σύμφωνα με την ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ.....	90
Πίνακας 60: Στάδια προσομοίωσης στο λογισμικό RS2	93
Πίνακας 61: Μηχανικά χαρακτηριστικά γεωτεχνικών ενοτήτων – τυπική διατομή ελέγχου A-A'	98
Πίνακας 62: Τιμές του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας (Εφαρμογή της μεθόδου “Χαλάρωσης της βραχώμαζας”) – Τομή A-A'	98
Πίνακας 63: Σύγκριση τιμών των επιφανειακών καθιζήσεων – A' υπομήμα μελέτης.....	103
Πίνακας 64: Στάδια προσομοίωσης της εκσκαφής της σήραγγας – Τομή ελέγχου B-B'.....	104
Πίνακας 65: Μηχανικά χαρακτηριστικά γεωτεχνικών ενοτήτων – τυπική διατομή ελέγχου B-B'	105
Πίνακας 66: Τιμές του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας (Εφαρμογή της μεθόδου “Χαλάρωσης της βραχώμαζας”)	105
Πίνακας 67: Σύγκριση τιμών των επιφανειακών καθιζήσεων – B' υπομήμα μελέτης.....	109
Πίνακας 68: Στάδια προσομοίωσης της εκσκαφής της σήραγγας – Τομή ελέγχου Γ-Γ'	110
Πίνακας 69: Μηχανικά χαρακτηριστικά γεωτεχνικών ενοτήτων – τυπική διατομή ελέγχου Γ-Γ'	111
Πίνακας 70: Τιμές του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας (Εφαρμογή της μεθόδου “Χαλάρωσης της βραχώμαζας”)	112
Πίνακας 71: Σύγκριση τιμών των επιφανειακών καθιζήσεων – Γ' υπομήμα μελέτης	116
Πίνακας 72: Στάδια προσομοίωσης της εκσκαφής της σήραγγας – Τομή ελέγχου Δ-Δ'	117
Πίνακας 73: Μηχανικά χαρακτηριστικά γεωτεχνικών ενοτήτων – τυπική διατομή ελέγχου Γ-Γ'	118
Πίνακας 74: Τιμές του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας (Εφαρμογή της μεθόδου “Χαλάρωσης της βραχώμαζας”)	118
Πίνακας 75: Σύγκριση τιμών των επιφανειακών καθιζήσεων – A' υπομήμα μελέτης.....	123
Πίνακας 76: Μηχανικά χαρακτηριστικά γεωτεχνικών ενοτήτων – τυπική διατομή ελέγχου B-B'	131
Πίνακας 77: Μέτρο ελαστικότητας της βραχώμαζας - γεωτεχνική ενότητα 2.1 (συναντηθείσες συνθήκες)	132

Πίνακας 78: Τιμές του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας (Εφαρμογή της μεθόδου “Χαλάρωσης της βραχόμαζας”)	132
Πίνακας 79: Στάδια προσομοίωσης της εκσκαφής της σήραγγας – Τομή ελέγχου B-B’	134
Πίνακας 80: Μηχανικά χαρακτηριστικά γεωτεχνικών ενότητων όπως συναντήθηκαν– τυπική διατομή ελέγχου B-B’	135
Πίνακας 81: Τιμές του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας (Εφαρμογή της μεθόδου “Χαλάρωσης της βραχόμαζας”)	136
Πίνακας 82: Στάδια προσομοίωσης της εκσκαφής της σήραγγας – Τομή ελέγχου A-A’	137
Πίνακας 83: Μηχανικά χαρακτηριστικά γεωτεχνικών ενότητων όπως συναντήθηκαν– τυπική διατομή ελέγχου B-B’	138
Πίνακας 84: Τιμές του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας (Εφαρμογή της μεθόδου “Χαλάρωσης της βραχόμαζας”)	138
Πίνακας 85: Στάδια προσομοίωσης της εκσκαφής της σήραγγας – Τομή ελέγχου C-C’	140
Πίνακας 86: Μηχανικά χαρακτηριστικά γεωτεχνικών ενότητων όπως συναντήθηκαν – τυπική διατομή ελέγχου C-C’	141
Πίνακας 87: Τιμές του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας (Εφαρμογή της μεθόδου “Χαλάρωσης της βραχόμαζας”)	141

IV. ΛΙΣΤΑ ΕΙΚΟΝΩΝ

Εικόνα 1: Τμηματοποίηση της περιοχής μελέτης και θέσεις τυπικών τομών ελέγχου	27
Εικόνα 2: Αντιπροσωπευτικοί πυρήνες της γεωτεχνικής ενότητας 2.1. Πετρογραφικός τύπος ασβεστίτικού αργιλολίθου, Γεώτρηση BP3305, βάθος 8,60m – 11,50m.	29
Εικόνα 3: Αντιπροσωπευτικοί πυρήνες της γεωτεχνικής ενότητας 2.1. Πετρογραφικός τύπος ασβεστίτικού αργιλολίθου, Γεώτρηση BH3308, βάθος 18,50m – 21,00m.	30
Εικόνα 4: Αντιπροσωπευτικοί πυρήνες της γεωτεχνικής ενότητας 2.1. Πετρογραφικός τύπος ιλυολίθου, Γεώτρηση BP3306, βάθος 18,10m – 21,10m.	30
Εικόνα 5: Αντιπροσωπευτικοί πυρήνες της γεωτεχνικής ενότητας 2.1A. Γεώτρηση BH3308, βάθος 3,20m – 6,50m.	40
Εικόνα 6: Αντιπροσωπευτικοί πυρήνες της γεωτεχνικής ενότητας 2.2. Πετρογραφικός τύπος ασβεστίτικού ιλυολίθου, Γεώτρηση BP3333, βάθος 34,50m – 37,40m.	44
Εικόνα 7: Αντιπροσωπευτικοί πυρήνες της γεωτεχνικής ενότητας 2.2. Πετρογραφικός τύπος ασβεστίτικού λιγνίτη, Γεώτρηση BH3303, βάθος 38,10m – 40,30m.	44
Εικόνα 8: Αντιπροσωπευτικοί πυρήνες της γεωτεχνικής ενότητας 2.3. Πετρογραφικός τύπος μαργαϊκού ασβεστολίθου, Γεώτρηση BP3306, βάθος 24,20m – 27,20m.	52
Εικόνα 9: Αντιπροσωπευτικοί πυρήνες της γεωτεχνικής ενότητας 2.3. Πετρογραφικός τύπος μαργαϊκού ασβεστολίθου, Γεώτρηση BP3333, βάθος 17,50m – 20,40m.	53
Εικόνα 10: Αντιπροσωπευτικοί πυρήνες της γεωτεχνικής ενότητας 2.4. Εναλλαγές μάργας – μαργαϊκού ασβεστολίθου, Γεώτρηση BP3333, βάθος 11,50m – 14,80m.	61
Εικόνα 11: Αντιπροσωπευτικοί πυρήνες της γεωτεχνικής ενότητας 2.5. Πετρογραφικός τύπος κροκαλολατυποπαγούς, Γεώτρηση BP3309, βάθος 18,70m – 21,60m.	66
Εικόνα 12: Αντιπροσωπευτικοί πυρήνες της γεωτεχνικής ενότητας 2.5. Πετρογραφικός τύπος ερυθροπηλίτη, Γεώτρηση BP3310, βάθος 17,70m – 21,60m.	66
Εικόνα 13: Προσομοίωμα διατομής και εκσκαφής στο 1 ^ο στάδιο	94
Εικόνα 14: Προσομοίωμα διατομής και εκσκαφής στο 2 ^ο στάδιο	94
Εικόνα 15: Προσομοίωμα διατομής και εκσκαφής στο 3 ^ο στάδιο	94
Εικόνα 16: Προσομοίωμα διατομής και εκσκαφής στο 4 ^ο στάδιο	95

Εικόνα 17: Προσομοίωμα διατομής και εκσκαφής στο 5 ^ο στάδιο.....	95
Εικόνα 18: Προσομοίωμα διατομής και εκσκαφής στο 6 ^ο στάδιο.....	95
Εικόνα 19: Προσομοίωμα διατομής και εκσκαφής στο 7 ^ο στάδιο.....	96
Εικόνα 20: Προσομοίωμα διατομής και εκσκαφής στο 8 ^ο στάδιο.....	96
Εικόνα 21: Προσομοίωμα διατομής και εκσκαφής στο 9 ^ο στάδιο.....	96
Εικόνα 22: Μοντέλο προσομοίωσης – Τυπική τομή ελέγχου A-A' – Κατηγορία υποστήριξης SC	97
Εικόνα 23: Περιβάλλουσα αστοχίας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος του θόλου και των παρειών στην τελική φάση προσομοίωσης (πλήρης εκσκαφή της σήραγγας – Τομή A-A' – Κατηγορίας Υποστήριξης SC)	99
Εικόνα 24: Περιβάλλουσα αστοχίας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος του θόλου και των παρειών στην τελική φάση προσομοίωσης (πλήρης εκσκαφή της σήραγγας – Τομή A-A' – Κατηγορίας Υποστήριξης SC)	100
Εικόνα 25: Πλαστική ζώνη στα τοιχώματα της σήραγγας (Τομή A-A' – Κατηγορίας Υποστήριξης SC)....	100
Εικόνα 26: Μοντέλο προσομοίωσης – Τυπική τομή ελέγχου B-B' – Κατηγορία υποστήριξης SE	104
Εικόνα 27: Περιβάλλουσα αστοχίας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος του θόλου και των παρειών στην τελική φάση προσομοίωσης (πλήρης εκσκαφή της σήραγγας – Τομή B-B' – Κατηγορίας Υποστήριξης SE)	106
Εικόνα 28: Περιβάλλουσα αστοχίας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος του θόλου και των παρειών στην τελική φάση προσομοίωσης (πλήρης εκσκαφή της σήραγγας – Τομή B-B' – Κατηγορίας Υποστήριξης SE)	107
Εικόνα 29: Πλαστική ζώνη στα τοιχώματα της σήραγγας (Τομή B-B' – Κατηγορίας Υποστήριξης SE)	107
Εικόνα 30: Επιφανειακές καθιζήσεις κατά την Α' και Β' φάση εκσκαφής. Τυπική τομή ελέγχου B-B', κατηγορίας υποστήριξης SE (στάδιο μελέτης)	108
Εικόνα 31: Καθιζήσεις στην επιφάνεια του εδάφους – εφαρμογή κατηγορίας υποστήριξης SE (Πηγή: «Τεύχος Υπολογισμών Προσωρινής Υποστήριξης», ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ).....	109
Εικόνα 32: Μοντέλο προσομοίωσης – Τυπική τομή ελέγχου C-C' – Κατηγορία υποστήριξης SC.....	110
Εικόνα 33: Περιβάλλουσα αστοχίας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος του θόλου και των παρειών στην τελική φάση προσομοίωσης (πλήρης εκσκαφή της σήραγγας – Τομή C-C' – Κατηγορίας Υποστήριξης SC).....	112
Εικόνα 34: Περιβάλλουσα αστοχίας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος του θόλου και των παρειών στην τελική φάση προσομοίωσης (πλήρης εκσκαφή της σήραγγας – Τομή C-C' – Κατηγορίας Υποστήριξης SC).....	113
Εικόνα 35: Πλαστική ζώνη στα τοιχώματα της σήραγγας (Τομή C-C' – Κατηγορίας Υποστήριξης SC).....	113
Εικόνα 36: Μοντέλο προσομοίωσης – Τυπική τομή ελέγχου Δ-Δ' – Κατηγορία υποστήριξης SE	117
Εικόνα 37: Περιβάλλουσα αστοχίας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος του θόλου και των παρειών στην τελική φάση προσομοίωσης (πλήρης εκσκαφή της σήραγγας – Τομή Δ-Δ' – Κατηγορίας Υποστήριξης SE)	119
Εικόνα 38: Περιβάλλουσα αστοχίας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος του θόλου και των παρειών στην τελική φάση προσομοίωσης (πλήρης εκσκαφή της σήραγγας – Τομή Δ-Δ' – Κατηγορίας Υποστήριξης SE)	119
Εικόνα 39: Πλαστική ζώνη στα τοιχώματα της σήραγγας (Τομή Δ-Δ' – Κατηγορίας Υποστήριξης SE).....	120
Εικόνα 40: Απόσπασμα από το σχέδιο «Δεδομένα συναντηθεισών γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών “Ως κατασκευάσθη”», Χ.Θ. 0+349 έως Χ.Θ. 0+450.....	125
Εικόνα 41: Απόσπασμα από το σχέδιο «Δεδομένα συναντηθεισών γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών “Ως κατασκευάσθη”», Χ.Θ. 0+400 έως Χ.Θ. 0+550.....	126
Εικόνα 42: Υπόμνημα σχεδίου «Δεδομένα συναντηθεισών γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών “Ως κατασκευάσθη”».....	126
Εικόνα 43: Οριζοντιογραφία της περιοχής εκδήλωσης καθιζήσεων (Χ.Θ. 0+425 έως Χ.Θ. 0+550).....	127
Εικόνα 44: Απόσπασμα από το σχέδιο «Δεδομένα συναντηθεισών γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών “Ως κατασκευάσθη”»,	128
Εικόνα 45: Τυπική διατομή προσωρινής υποστήριξης κατηγορίας SSR3 (Πηγή: «Δεδομένα συναντηθεισών γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών “Ως κατασκευάσθη”», ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ)	129
Εικόνα 46: Μοντέλο προσομοίωσης – Τυπική τομή ελέγχου B-B' – Κατηγορία υποστήριξης SSR3	130

Εικόνα 47: Επιφανειακές καθιζήσεις -τυπική τομή ελέγχου B-B' (δεδομένα «ως κατασκευάσθη»)).....	134
Εικόνα 48: Επιφανειακές καθιζήσεις -τυπική τομή ελέγχου B-B' (δεδομένα «ως κατασκευάσθη»)).....	137
Εικόνα 49: Επιφανειακές καθιζήσεις -τυπική τομή ελέγχου A-A''(δεδομένα «ως κατασκευάσθη»)).....	140
Εικόνα 50: Επιφανειακές καθιζήσεις -τυπική τομή ελέγχου C-C' (δεδομένα «ως κατασκευάσθη»)).....	142

V. ΛΙΣΤΑ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

Σχήμα 1: Καμπύλες Panet (1995) ανάπτυξη συγκλίσεων σήραγγας	2
Σχήμα 2: Αποτόνωση και αντίστοιχη ανάπτυξη συγκλίσεων ανάλογα με την επιλογή θέσης τοποθέτησης των μέτρων υποστήριξης.....	2
Σχήμα 3: Ενδεικτική γεωμετρία διάνοιξης σήραγγας σε τρεις φάσεις	3
Σχήμα 4: Τυπική τομή ελέγχου A-A' (Χ.Θ. 0+460) - A' υποτομή μελέτης.....	24
Σχήμα 5: Τυπική τομή ελέγχου B-B' (Χ.Θ. 0+666) - B' υποτομή μελέτης.....	25
Σχήμα 6: Τυπική τομή ελέγχου Γ-Γ' (Χ.Θ. 0+750) - Γ' υποτομή μελέτης.....	26
Σχήμα 7: Τυπική τομή ελέγχου Δ-Δ' (Χ.Θ. 0+880) - Δ' υποτομή μελέτης	26
Σχήμα 8: Τυπική διατομή κατηγορίας SC	86
Σχήμα 9: Τυπική διατομή κατηγορίας SD	87
Σχήμα 10: Τυπική διατομή κατηγορίας SE.....	88

VI. ΛΙΣΤΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ

Διάγραμμα 1. Γενικό διάγραμμα ταξινόμησης σύμφωνα με το σύστημα GSI (Hoek E., Marinos P., 2000)	9
Διάγραμμα 2. Νέο διάγραμμα ταξινόμησης σύμφωνα με το σύστημα GSI για ετερογενείς βραχώμαζες όπως ο φλύσχης (Marinos V., 2007).....	10
Διάγραμμα 3. Διακύμανση της στάθμης του υπόγειου ύδατος εντός της Ψαμμιτικής – Μαρμαίικης Σειράς	12
Διάγραμμα 4. Διακύμανση της στάθμης του υπόγειου ύδατος εντός της Ανώτερης ενότητας του Αθηναϊκού Σχιστολίθου.....	12
Διάγραμμα 5: Συχνότητα εμφάνισης των τιμών RQD της γεωτεχνικής ενότητας 2.1.....	31
Διάγραμμα 6: Κατανομή των τιμών της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής των πετρογραφικών τύπων της γεωτεχνικής ενότητας 2.1 σε συνάρτηση με το βάθος	34
Διάγραμμα 7: Ιστόγραμμα πυκνοτήτων τιμών αντοχής μονοαξονικής θλίψης των πετρογραφικών τύπων της γεωτεχνικής ενότητας 2.1.....	34
Διάγραμμα 8: Κατανομή των τιμών του μέτρου ελαστικότητας άρρηκτου βράχου των πετρογραφικών τύπων της γεωτεχνικής ενότητας 2.1 συναρτήσει του βάθους.....	35
Διάγραμμα 9: Προσδιορισμός Modulus Ratio για τους πετρογραφικούς τύπους της γεωτεχνικής ενότητας 2.1	36
Διάγραμμα 10: Αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών προσδιορισμού συντελεστή διαπερατότητας της γεωτεχνικής ενότητας 2.1 σε συνάρτηση με το βάθος	37
Διάγραμμα 11: Συχνότητα εμφάνισης των τιμών RQD της γεωτεχνικής ενότητας 2.1A.....	40
Διάγραμμα 12: Συχνότητα εμφάνισης των τιμών RQD της γεωτεχνικής ενότητας 2.2.....	45
Διάγραμμα 13: Συσχέτιση μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής από δοκιμές UCS με το συντελεστή $I_{s(50)}$ από δοκιμές Point Load για την γεωτεχνική ενότητα 2.2	47
Διάγραμμα 14: Κατανομή των τιμών της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής των πετρογραφικών τύπων της γεωτεχνικής ενότητας 2.2 σε συνάρτηση με το βάθος.....	48

Διάγραμμα 15: Ιστόγραμμα πυκνοτήτων τιμών αντοχής μονοαξονικής θλίψης των πετρογραφικών τύπων της γεωτεχνικής ενότητας 2.2.....	48
Διάγραμμα 16: Κατανομή των τιμών του μέτρου ελαστικότητας άρρηκτου βράχου των πετρογραφικών τύπων της γεωτεχνικής ενότητας 2.2 συναρτήσει του βάθους.....	49
Διάγραμμα 17: Προσδιορισμός Modulus Ratio για τους πετρογραφικούς τύπους της γεωτεχνικής ενότητας 2.2	50
Διάγραμμα 18: Συχνότητα εμφάνισης τιμών RQD γεωτεχνικής ενότητας 2.3.....	53
Διάγραμμα 19: Κατανομή των τιμών της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής των πετρογραφικών τύπων της γεωτεχνικής ενότητας 2.3 σε συνάρτηση με το βάθος	56
Διάγραμμα 20: Ιστόγραμμα πυκνοτήτων τιμών αντοχής μονοαξονικής θλίψης των πετρογραφικών τύπων της γεωτεχνικής ενότητας 2.3.....	56
Διάγραμμα 21: Κατανομή των τιμών του μέτρου ελαστικότητας άρρηκτου βράχου των πετρογραφικών τύπων της γεωτεχνικής ενότητας 2.3 συναρτήσει του βάθους.....	57
Διάγραμμα 22: Προσδιορισμός Modulus Ratio για τους πετρογραφικούς τύπους της γεωτεχνικής ενότητας 2.3	58
Διάγραμμα 23: Αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών προσδιορισμού συντελεστή διαπερατότητας της γεωτεχνικής ενότητας 2.3 σε συνάρτηση με το βάθος.....	59
Διάγραμμα 24: Συχνότητα εμφάνισης τιμών RQD της ΕΝΟΤΗΤΑ 2.4	62
Διάγραμμα 25: Συχνότητα εμφάνισης τιμών RQD της γεωτεχνικής ενότητας 2.5	67
Διάγραμμα 26: Κατανομή των τιμών της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής των πετρογραφικών τύπων της γεωτεχνικής ενότητας 2.5 σε συνάρτηση με το βάθος	69
Διάγραμμα 27: Ιστόγραμμα πυκνοτήτων τιμών αντοχής μονοαξονικής θλίψης των πετρογραφικών τύπων της γεωτεχνικής ενότητας 2.5.....	70
Διάγραμμα 28: Κατανομή των τιμών του μέτρου ελαστικότητας άρρηκτου βράχου των πετρογραφικών τύπων της γεωτεχνικής ενότητας 2.5 συναρτήσει του βάθους.....	71
Διάγραμμα 29: Προσδιορισμός Modulus Ratio για τους πετρογραφικούς τύπους της γεωτεχνικής ενότητας 2.5	71
Διάγραμμα 30: Αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών προσδιορισμού συντελεστή διαπερατότητας της γεωτεχνικής ενότητας 2.5 σε συνάρτηση με το βάθος	72
Διάγραμμα 31: Συχνότητα εμφάνισης τιμών RQD της γεωτεχνικής ενότητας 3.1	75
Διάγραμμα 32: Κατανομή των τιμών της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής των πετρογραφικών τύπων της γεωτεχνικής ενότητας 3.1 σε συνάρτηση με το βάθος	78
Διάγραμμα 33: Ιστόγραμμα πυκνοτήτων τιμών αντοχής μονοαξονικής θλίψης των πετρογραφικών τύπων της γεωτεχνικής ενότητας 3.1.....	78
Διάγραμμα 34: Κατανομή των τιμών του μέτρου ελαστικότητας άρρηκτου βράχου των πετρογραφικών τύπων της γεωτεχνικής ενότητας 3.1 συναρτήσει του βάθους.....	79
Διάγραμμα 35: Προσδιορισμός Modulus Ratio για τους πετρογραφικούς τύπους της γεωτεχνικής ενότητας 3.1	80
Διάγραμμα 36: Αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών προσδιορισμού συντελεστή διαπερατότητας της γεωτεχνικής ενότητας 3.1 σε συνάρτηση με το βάθος.....	81
Διάγραμμα 37: Επιφανειακές καθιζήσεις κατά την Α' και Β' φάση εκσκαφής. Τυπική τομή ελέγχου Α-Α', κατηγορίας υποστήριξης SC (στάδιο μελέτης)	101
Διάγραμμα 38: Επιφανειακές καθιζήσεις για ξηρές συνθήκες – Τυπική τομή ελέγχου Α-Α', κατηγορία υποστήριξης SC (στάδιο μελέτης).....	102
Διάγραμμα 39: Καθιζήσεις στην επιφάνεια του εδάφους – εφαρμογή κατηγορίας υποστήριξης SC (Πηγή: «Τεύχος Υπολογισμών Προσωρινής Υποστήριξης», ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ).....	103
Διάγραμμα 40: Επιφανειακές καθιζήσεις για ξηρές συνθήκες – Τυπική τομή ελέγχου Β-Β', κατηγορία υποστήριξης SE (στάδιο μελέτης).....	108

Διάγραμμα 41: Καθιζήσεις στην επιφάνεια του εδάφους – εφαρμογή κατηγορίας υποστήριξης SE (Πηγή: «Τεύχος Υπολογισμών Προσωρινής Υποστήριξης», ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ).....	110
Διάγραμμα 42: Επιφανειακές καθιζήσεις κατά την Α' και Β' φάση εκσκαφής. Τυπική τομή ελέγχου C-C', κατηγορίας υποστήριξης SC (στάδιο μελέτης)	114
Διάγραμμα 43: Επιφανειακές καθιζήσεις για ξηρές συνθήκες – Τυπική τομή ελέγχου C-C', κατηγορία υποστήριξης SC (στάδιο μελέτης).....	115
Διάγραμμα 44: Καθιζήσεις στην επιφάνεια του εδάφους – εφαρμογή κατηγορίας υποστήριξης SC (Πηγή: «Τεύχος Υπολογισμών Προσωρινής Υποστήριξης», ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ).....	116
Διάγραμμα 45: Επιφανειακές καθιζήσεις κατά την Α' και Β' φάση εκσκαφής. Τυπική τομή ελέγχου Δ-Δ', κατηγορίας υποστήριξης SE (στάδιο μελέτης)	121
Διάγραμμα 46: Επιφανειακές καθιζήσεις για ξηρές συνθήκες – Τυπική τομή ελέγχου Δ-Δ', κατηγορία υποστήριξης SE (στάδιο μελέτης).....	122
Διάγραμμα 47: Καθιζήσεις στην επιφάνεια του εδάφους – εφαρμογή κατηγορίας υποστήριξης SE (Πηγή: «Τεύχος Υπολογισμών Προσωρινής Υποστήριξης», ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ).....	123

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η συμβατική μέθοδος διάνοιξης σηράγγων, είναι μια μεθοδολογία με ευρεία εφαρμογή στην εκσκαφή σηράγγων παντός είδους. Η μέθοδος βασίζεται στην ελεγχόμενη πρόκληση συγκλίσεων στα τοιχώματα της σήραγγας, ώστε αφενός να ενεργοποιηθεί η αντοχή της περιβάλλουσας βραχώμαζας και αφετέρου να προκαλέσει ικανό βαθμό αποφόρτισης, χωρίς να προκληθούν αστοχίες, καταρρεύσεις και, όταν κατασκευάζονται σε αστικά κέντρα, μεγάλες επιφανειακές καθιζήσεις.

Οι λόγοι εκδήλωσης έντονων καθιζήσεων ποικίλουν, και μπορεί να αφορούν λανθασμένη γεωτεχνική αξιολόγηση και υπερεκτίμηση των μηχανικών παραμέτρων της περιβάλλουσας βραχώμαζας, μη ορθολογική επιλογή μέτρων άμεσης υποστήριξης ή κατασκευαστικές αστοχίες. Πολύ συχνός και βασικός λόγος πρόκλησης κατακόρυφων μετακινήσεων στην επιφάνεια είναι οι υδρογεωλογικές συνθήκες, και πιο συγκεκριμένα η λανθασμένη εκτίμηση της στάθμης του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα ή η σημαντική υποτίμηση της διαπερατότητας των σχηματισμών, οι οποίες μπορούν να οδηγήσουν σε εσφαλμένες εκτιμήσεις των καθιζήσεων λόγω καταβίβασμού του Υ.ΥΟ. Τέλος, το μέγεθος των καθιζήσεων είναι μεγαλύτερο στην περίπτωση χαμηλού πάχους υπερκείμενων γαιών, όπως συμβαίνει στην περίπτωση εκσκαφής εντός αστικών κέντρων.

Στην παρούσα εργασία εξετάζεται μία περίπτωση εκσκαφής με σήραγγα NATM σε μητροπολιτικό περιβάλλον, όπου οι επιφανειακές μετακινήσεις παρουσιάστηκαν ιδιαίτερα εκτεταμένες. Πρόκειται για τη Σήραγγα «Αιγάλεω – Χαϊδάρι (Αγία Μαρίνα)», η οποία κατασκευάστηκε στα πλαίσια της επέκτασης της Γραμμής 3 του Μετρό Αθηνών από την ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ. Στο τμήμα μελέτης, μήκους 600m (Χ.Θ. 0+349 έως Χ.Θ. 0+929), εκδηλώθηκαν καθιζήσεις που άγγιξαν ακόμη και την τιμή των 10cm.

Για τη διερεύνηση τυχόν σφαλμάτων στα πλαίσια της γεωτεχνικής αξιολόγησης, ως αίτιο εκδήλωσης τόσο εκτεταμένων καθιζήσεων, η ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ πολύ γενναιόδωρα παραχώρησε την «Τελική Έκθεση Παρουσίασης Αποτελεσμάτων των Γεωτεχνικών Ερευνών», η οποία περιλαμβάνει το σύνολο των αποτελεσμάτων κάθε είδους δοκιμών και τα δεδομένα που μπορούν να ληφθούν από τα μητρώα των γεωτρήσεων. Με αυτά τα δεδομένα, ήταν δυνατή η εκπόνηση μίας εκ νέου γεωτεχνικής έρευνας της περιοχής, η οποία περιλαμβάνει:

- Επεξεργασία και αξιολόγηση των δεδομένων εννέα (9) γεωτρήσεων και των αποτελεσμάτων των εργαστηριακών και επί τόπου δοκιμών
- Κατάστρωση γενικής γεωλογικής μηκοτομής της περιοχής και επί μέρους θεματικών μηκοτομών σε περιβάλλον CAD για την ακριβέστερη κατανόηση των τεχνικογεωλογικών και γεωτεχνικών συνθηκών μηκοτομικά
- Καθορισμό της στάθμης του Υ.Υ.Ο
- Τμηματοποίηση της περιοχής μελέτης σε διακριτά υποτμήματα και καθορισμός γεωτεχνικών ενοτήτων
- Στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων των εργαστηριακών δοκιμών, για την επιστημονικά ορθή εκτίμηση των παραμέτρων αντοχής άρρηκτου βράχου και των ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής της βραχώμαζας. Για την εκτίμηση των τελευταίων, χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Roclab της εταιρίας Rocscience Inc.

Αφού εξετασθούν οι γεωλογικοί και γεωτεχνικοί παράγοντες επιρροής του μεγέθους των καθιζήσεων και χάρη στην γενναιόδωρη παραχώρηση του «Τεύχους Υπολογισμών Προσωρινής Υποστήριξης» από την ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ, μελετήθηκαν και αξιολογήθηκαν οι προτεινόμενες κατηγορίες υποστήριξης, όπως αυτές καθορίστηκαν κατά το στάδιο της μελέτης. Πραγματοποιήθηκαν παραμετρικές αναλύσεις σε συγκεκριμένες χαρακτηριστικές θέσεις, ώστε να εξακριβωθεί η επάρκεια των μελετηθεισών διατομών.

Στο τελικό στάδιο, με διαθέσιμο στοιχείο το σχέδιο «Δεδομένα συναντηθεισών γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών “Ως κατασκευάσθη”», το οποίο παρέιχε η ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ, γίνεται μια απόπειρα ανάστροφης ανάλυσης, ώστε να προσδιοριστούν τα πραγματικά μηχανικά χαρακτηριστικά της περιβάλλουσας βραχώμαζας και να ελεγχθεί η επάρκεια των προτεινόμενων διατομών, καθώς και της διατομής που εφαρμόστηκε ως έκτακτη λύση κατά την εκσκαφή.

Συνολικά, στα πλαίσια της παρούσας εργασίας επιχειρείται να εξετασθούν όλες οι παράμετροι που μπορεί να συμβάλλουν στην εκδήλωση εκτεταμένων καθιζήσεων, οι οποίες ιδιαίτερα εντός πυκνοκατοικημένων αστικών ιστών, όπως αυτός της Αθήνας, δύνανται να προκαλέσουν σοβαρά προβλήματα στα υπερκείμενα κτήρια και στη λειτουργικότητα του οδικού δικτύου.

2 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ

2.1 Η ΣΥΜΒΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΩΝ

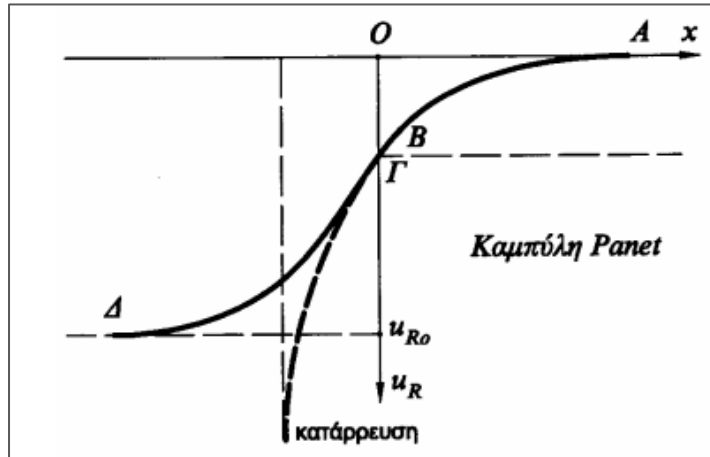
2.1.1 Ορισμός και γενικά στοιχεία

Η συμβατική μέθοδος διάνοιξης σηράγγων, είναι γνωστή στην παγκόσμια βιβλιογραφία με τον όρο “Νέα Αυστριακή Μέθοδος Διάνοιξης Σηράγγων” (New Austrian Tunnelling Method – NATM). Επί της ουσίας δεν πρόκειται για μία μέθοδο με ξεκάθαρη μεθοδολογία και κανόνες, αλλά για μία φιλοσοφία που περιλαμβάνει έναν συνδυασμό τεχνικών υποστήριξης, οι οποίες αλλάζουν, μεταβάλλονται και βελτιώνονται με την πρόοδο της τεχνολογίας και την αύξηση της τεχνογνωσίας. Συνοπτικά, ο όρος χρησιμοποιείται για να περιγράψει τη διάνοιξη και υποστήριξη σηράγγων με συμβατικά μέτρα υποστήριξης, όπως το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ή/και τα αγκύρια βράχου, ενώ το μέτωπο της εκσκαφής παραμένει εκτεθειμένο, χωρίς ασκούμενη πίεση με μηχανικά μέσα. Η πρώτη συστηματική εφαρμογή των τεχνικών αυτών έλαβε χώρα στις αρχές της δεκαετίας του 1960 κατά τη διάνοιξη σηράγγων στις Αυστριακές Άλπεις, όπου έγινε και η συστηματοποίησή και ονομασία τους, από τους μηχανικούς Rabcewicz, Müller, Brunner και Pacher. Οι τεχνικές που περιγράφονται υπό τον όρο NATM είχαν εφαρμοσθεί και πριν τη δεκαετία του 1960, τόσο στην Αυστρία, όσο και σε άλλα μέρη ανά τον κόσμο. Παρά τη θεώρηση μερίδας επιστημόνων και μηχανικών ότι ο όρος NATM είναι περιττός λόγω της συνεχούς αξιολόγησης και των μεταβολών που γίνονται πάνω στις μεθόδους συμβατικής διάνοιξης, χρησιμοποιείται ακόμα ευρέως και σε παγκόσμιο επίπεδο.

2.1.2 Λειτουργία και χαρακτηριστικά της μεθόδου NATM

Το βασικό στοιχείο της φιλοσοφίας της μεθόδου NATM είναι η θεώρηση ότι η υποστήριξη μίας διατομής της σήραγγας και επομένως ο στατικός της φορέας, δεν αποτελείται μόνο από τα μέτρα υποστήριξης, αλλά και από την περιβάλλουσα βραχώμαζα. Η διάνοιξη, η κατασκευή, ο χώρος και ο χρόνος τοποθέτησης της άμεσης υποστήριξης γίνονται με τέτοιον τρόπο, ώστε να ενεργοποιηθεί η μέγιστη αυτοφερόμενη αντοχή της βραχώμαζας και να λειτουργήσει σαν δομικό στοιχείο συνεισφέροντας στην ευστάθεια του ανοίγματος, μέσω της ενεργοποίησης ενός δακτυλίου εδαφικής υποστήριξης). Για να επιτευχθεί η ενεργοποίηση της αντοχής της περιβάλλουσας βραχώμαζας, λαμβάνει χώρα μία ελεγχόμενη σύγκλιση των τοιχωμάτων. Αύξηση της σύγκλισης συνεπάγεται μείωση της πίεσης επί των μέτρων υποστήριξης. Το βασικό ζητούμενο είναι η σύγκλιση αυτή πρέπει να είναι ικανή να προκαλέσει ικανοποιητική αποφόρτιση, χωρίς όμως να προκαλέσει μεγάλου βαθμού αποδιοργάνωση της βραχώμαζας, η οποία θα μπορούσε να οδηγήσει σε αύξηση των πιέσεων, απώλεια αντοχής και μεγάλες επιφανειακές καθιζήσεις.

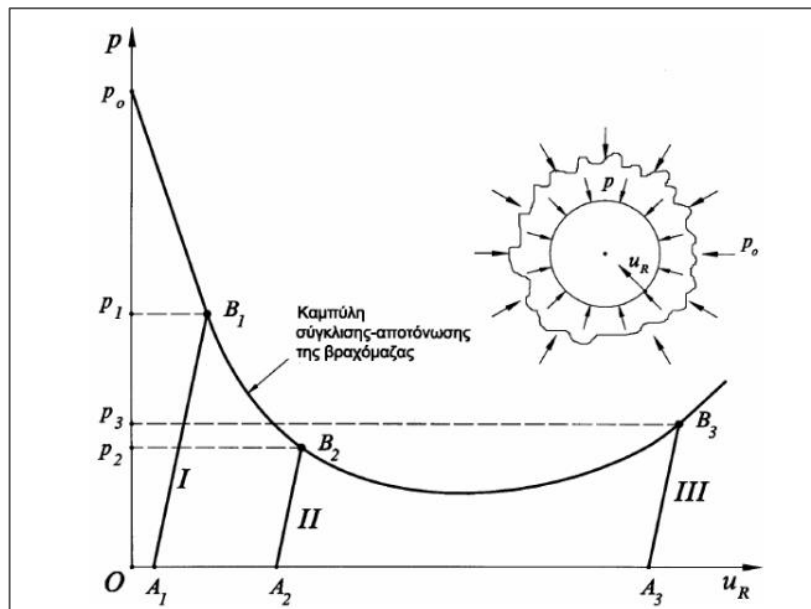
Από τις καμπύλες Panet (1995), είναι γνωστό ότι σημαντικό ποσοστό των συγκλίσεων ξεκινούν μπροστά από το μέτωπο της εκσκαφής, πριν η εκσκαφή προσεγγίσει τη συγκεκριμένη θέση (θέση Α στο σχήμα 1). Επίσης γνωρίζουμε ότι ο ρυθμός αύξησης των συγκλίσεων αυξάνει στις περιοχές γύρω από το μέτωπο, επομένως η κατασκευή της άμεσης υποστήριξης δεν πρέπει να λάβει χώρα μακριά από αυτό, διότι η βραχώμαζα θα παρουσιάσει μείωση της αντοχής



Σχήμα 1: Καμπύλες Panet (1995) ανάπτυξη συγκλίσεων σήραγγας

της υπό συνεχή παραμόρφωση, με αποτέλεσμα την πλήρη χαλάρωσή της, η οποία μπορεί να έχει ως αποτέλεσμα πιθανή κατάρρευση ή αστοχίες λόγω μείωσης της αντοχής και μεγάλες καθιζήσεις στην επιφάνεια.

Από τις προσεγγιστικές σχέσεις του Panet και με δεδομένα τα μηχανικά και ελαστικά χαρακτηριστικά της βραχώμαζας, μπορούμε να σχεδιάσουμε την καμπύλη σύγκλισης - αποτόνωσης και να υπολογίσουμε τη σύγκλιση και την ισοδύναμη εσωτερική πίεση στη διατομή για θεωρητικά ανυποστήρικτη εκσκαφή, οι οποίες ισούνται με αυτές που θα δεχθούν τα μέτρα υποστήριξης σε κάθε θέση. Με δεδομένο ότι εν γίνεται η τοποθέτηση της άμεσης υποστήριξης πρέπει να γίνει κοντά στο μέτωπο, προσδιορίζεται και υπολογίζεται το βέλτιστο σημείο τοποθέτησης των μέτρων. Στο σχήμα 2, παρουσιάζονται τρεις διαφορετικές περιπτώσεις επιλογής θέσης τοποθέτησης:



Σχήμα 2: Αποτόνωση και αντίστοιχη ανάπτυξη συγκλίσεων ανάλογα με την επιλογή θέσης τοποθέτησης των μέτρων υποστήριξης.

Στην περίπτωση I, έχουν αναπτυχθεί πολύ μικρές συγκλίσεις και η αποτόνωση της βραχόμαζας δεν είναι επαρκής. Τα μέτρα υποστήριξης θα πρέπει να παραλάβουν πολύ μεγάλα φορτία, κάτι που είναι κατασκευαστικά και οικονομικά ασύμφορο.

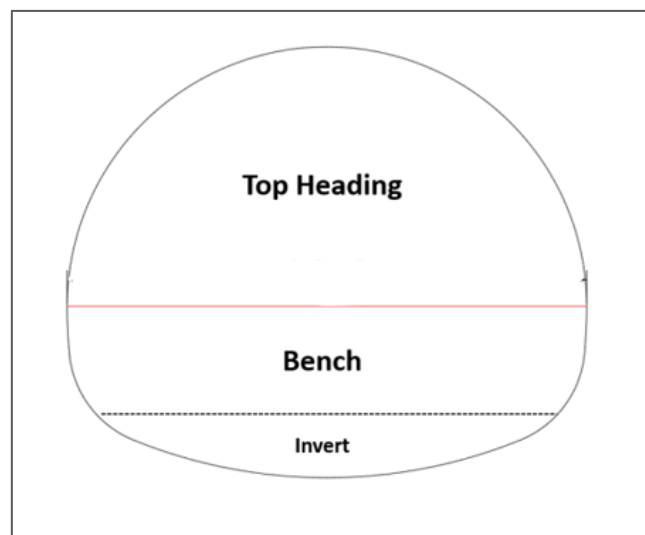
Στην περίπτωση II, έχουμε σημαντική μείωση της πίεσης, ενώ η ανάπτυξη των συγκλίσεων δεν είναι αρκετή για να προκαλέσει φαινόμενα αποδιοργάνωσης. Τεχνικά και οικονομικά, είναι η βέλτιστη θέση τοποθέτησης των μέτρων άμεσης υποστήριξης.

Στην περίπτωση III, οι αναπτυσσόμενες συγκλίσεις είναι πολύ μεγάλες, έχουν προκαλέσει αποδιοργάνωση στη βραχόμαζα, με αποτέλεσμα την αύξηση των πιέσεων, η οποία ελλοχεύει τον κίνδυνο κατάρρευσης. Επιπλέον, οι παραμορφώσεις μπορεί να ξεπεράσουν τις οριακές που έχουμε θέσει ως στόχο και να προκαλέσουν έντονες καθιζήσεις στην επιφάνεια. Η επιλογή αυτή κρίνεται οικονομικά επισφαλής, αλλά κυρίως επικίνδυνη.

2.1.3 Εφαρμογή της μεθόδου

Η εφαρμογή της μεθόδου βασίζεται σχεδόν εξ ολοκλήρου στον περιορισμό της σύγκλισης πέραν της επιθυμητής, ώστε να αποφευχθούν τα φαινόμενα κατάρρευσης και μεγάλων πιέσεων στην άμεση υποστήριξη και στην διατήρηση της ευστάθειας του μετώπου. Για την επίτευξη των ανωτέρω, εφαρμόζονται μία σειρά από μέτρα τα οποία παρουσιάζονται παρακάτω:

1. Η εκσκαφή της σήραγγας γίνεται σε δύο ή περισσότερες φάσεις, ώστε να περιοριστεί το εμβαδόν του ανοικτού μετώπου. Αυτό έχει δύο επακόλουθα: αφενός μειώνεται η συνολική τελική σύγκλιση των τοιχωμάτων και αφετέρου επιτυγχάνεται καλύτερη ευστάθεια της διατομής. Η εκσκαφή συνήθως λαμβάνει χώρα από πάνω προς τα κάτω. Η πρώτη φάση αφορά την εκσκαφή της άνω ημιδιατομής (top heading) ενώ ακολουθεί η δεύτερη ημιδιατομή (bench) που περιλαμβάνει τα τοιχώματα και τον πυθμένα. Σε περιπτώσεις βραχόμαζας με πτωχά μηχανικά χαρακτηριστικά, δημιουργείται κλειστός δακτύλιος με την ταχεία σκυροδέτηση του δαπέδου, δημιουργώντας ένα μόνιμο ανάστροφο τόξο (invert).



Σχήμα 3: Ενδεικτική γεωμετρία διάνοιξης σήραγγας σε τρεις φάσεις

2. Για να διασφαλιστεί η επιλογή της κατάλληλης θέσης κατασκευής των μέτρων άμεσης υποστήριξης, κάθε φάση της εκσκαφής προωθείται με συγκεκριμένο βήμα προχώρησης, το οποίο είναι συνήθως της τάξεως των 1-2 μέτρων. Η επιλογή του βήματος προώθησης εξαρτάται αποκλειστικά από την ποιότητα της βραχώμαζας. Βραχώμαζες με πτωχά μηχανικά χαρακτηριστικά απαιτούν μικρότερο βήμα, καθώς παρουσιάζουν ταχύτερα και εντονότερα φαινόμενα χαλάρωσης και αποδιοργάνωσης. Το μήκος του βήματος εκσκαφής μπορεί να διαφέρει μεταξύ των διαφορετικών φάσεων της εκσκαφής και κατά κανόνα είναι μικρότερο κατά τη διάρκεια του top heading.
3. Τα μέτρα άμεσης υποστήριξης πρέπει να είναι ικανά να παραλάβουν πιέσεις το ταχύτερο δυνατό. Το χρονικό διάστημα από τη στιγμή της κατασκευής τους μέχρι τη στιγμή ανάληψης φορτίων πρέπει να είναι όσο μικρότερο γίνεται, καθώς η ανάπτυξη των συγκλίσεων συνεχίζεται κανονικά μέχρι αυτά να ενεργοποιηθούν. Ταυτόχρονα, πρέπει να συνεργάζονται αρμονικά με τη βραχώμαζα και να συντελούν θετικά στην ανάπτυξη της αυτοφερόμενης αντοχής της μέσω της λειτουργίας τόξου.
4. Κατασκευάζεται κλειστός δακτύλιος εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Εκτός από τα τοιχώματα και τη στέψη της σήραγγας, πρέπει να γίνεται σκυροδέτηση και του δαπέδου, ιδιαίτερα στις βραχώμαζες πτωχής ποιότητας. Έτσι δημιουργείται μια διατομή κλειστού δακτυλίου με πολύ μικρή παραμορφωσιμότητα και συνεπώς πολύ μικρή ικανότητα ανάπτυξης συγκλίσεων, ενώ ταυτόχρονα βελτιώνεται η ευστάθεια του συνόλου της διατομής. Η επίστρωση του δαπέδου γίνεται κατά την ολοκλήρωση της τελευταίας φάσης εκσκαφής, αλλά σε βραχώμαζες πολύ πτωχής ποιότητας κατασκευάζεται προσωρινά και κατά τη διάρκεια του top heading. Μόνο αν η βραχώμαζα έχει πολύ καλά χαρακτηριστικά, είναι δυνατό να παραλειφθεί η επένδυση του δαπέδου με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.
5. Πραγματοποιούνται συνεχείς μετρήσεις της συμπεριφοράς της βραχώμαζας και της υποστήριξης στα ήδη διανοιχθέντα τμήματα, ώστε να επιβεβαιώνεται ή να προσαρμόζεται η πυκνότητα των μέτρων άμεσης υποστήριξης. Η σωστή λειτουργία της NATM απαιτεί ακριβή γεωτεχνική παρακολούθηση και εγκατάσταση εξελιγμένων οργάνων μέτρησης συγκλίσεων και πιέσεων και καταγραφή κάθε μετακίνησης. Η συνεχής γνώση του μεγέθους των συγκλίσεων είναι το βασικότερο εργαλείο για τη σωστή εφαρμογή της μεθόδου. Η βραχώμαζα, ακόμα και σε πολύ μικρό μήκος εκσκαφής, μπορεί να παρουσιάζει μεγάλη διαφοροποίηση στη συμπεριφορά της, η οποία μπορεί να μην έχει ανιχνευθεί ούτε κατά τη διάρκεια της μελέτης. Είναι σαφές ότι η γεωτεχνική παρακολούθηση είναι το στοιχείο που καθιστά τη NATM τόσο ευέλικτη και εφαρμόσιμη σε πολύ δύσκολες γεωτεχνικές συνθήκες και σε ξαφνικές μεταβολές.

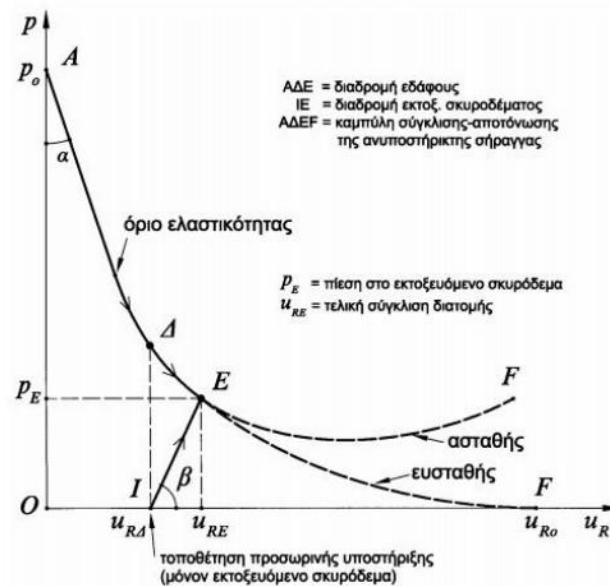
2.1.4 Πεδία εφαρμογής

Η διάνοιξη σηράγγων με τη συμβατική μέθοδο, λόγω της μεγάλης προσαρμοστικότητάς της και του γεγονότος ότι μπορεί να υπόκειται σε συνεχή έλεγχο και αξιολόγηση κατά τη διάρκεια του έργου, δε βρίσκει περιορισμούς εφαρμογής σε κανένα γεωλογικό ή γεωτεχνικό περιβάλλον. Η ικανότητα αναπροσαρμογής των λύσεων υποστήριξης, η δυνατότητα εναλλαγής μεταξύ διαφορετικών τύπων και μεγεθών των διατομών με ευχέρεια και η ύπαρξη πληθώρας μέτρων υποστήριξης ώστε να αντιμετωπιστούν εξαιρετικά δύσκολες γεωτεχνικές συνθήκες, σε συνεργασία πάντα με την αδιάλειπτη γεωτεχνική παρακολούθηση, την καθιστούν μία μέθοδο που μπορεί να εφαρμοστεί για τη διάνοιξη κάθε είδους σήραγγας (οδικές, αστικές, υδραυλικές κ.α).

Συγκεκριμένα, η NATM κρίνεται ως η πιο οικονομική και ταυτόχρονα ασφαλής επιλογή σε σχέση με τη μηχανική διάνοιξη σηράγγων (TBM) ή μεθόδους Cut & Cover ιδιαίτερα όταν:

- Το μήκος της σήραγγας είναι μικρότερο των 2 χιλιομέτρων. Για σήραγγες μεγαλύτερες των 4 χιλιομέτρων, το TBM θεωρείται συνήθως οικονομικότερη επιλογή, αν οι γεωτεχνικές συνθήκες επιτρέπουν τη χρήση του.
- Οι γεωτεχνικές συνθήκες δεν είναι σταθερές και παρουσιάζονται εναλλαγές στη σύσταση και την ποιότητα της βραχώμαζας, καθώς και στο ύψος των υπερκειμένων
- Η γεωμετρία της σήραγγας δεν είναι σταθερή

2.1.5 Μέτρα υποστήριξης



2.1.6 Σήραγγες NATM σε αστικά περιβάλλοντα

Η εκσκαφή σηράγγων με τη μέθοδο NATM παρουσιάζει ιδιαίτερες προκλήσεις όταν λαμβάνει χώρα εντός αστικού περιβάλλοντος. Όπως προαναφέρθηκε, κατά την εφαρμογή της μεθόδου επιτρέπεται η ανάπτυξη συγκλίσεων στο τοίχωμα της σήραγγας. Οι συγκλίσεις αυτές μεταφράζονται ως καθιζήσεις στην επιφάνεια. Σε βαθιές σήραγγες εκτός αστικού ιστού, το γεγονός αυτό δεν εγείρει προβληματισμό. Εντός του αστικού ιστού όμως, όπου επικρατεί πυκνή δόμηση, μεγαλύτερες καθιζήσεις από τα επιτρεπτά όρια μπορούν να προκαλέσουν προβλήματα στη λειτουργικότητα και τη στατικότητα των κτηρίων.

Κάποιοι από τους παράγοντες που αυξάνουν την δυσκολία εφαρμογής της μεθόδου εντός αστικών περιοχών είναι:

1. Η μεγάλη πυκνότητα κτηρίων, πολλές φορές μεγάλου ύψους.
2. Η βαριά οδική κυκλοφορία
3. Η ύπαρξη υπογείων δικτύων κοινής ωφέλειας.
4. Το χαμηλό ύψος υπερκειμένων, τα οποία στην πλειονότητά τους αποτελούνται από μαλακά εδάφη ή/και ανθρωπογενή υλικά.
5. Η δυσκολία διεξαγωγής μεγάλου αριθμού ερευνών.

2.2 ΜΕΘΟΔΟΣ ΣΥΓΚΛΙΣΗΣ ΑΠΟΤΟΝΩΣΗΣ

Για να καλυφθεί η ανάγκη παραμετροποίησης και προσομοίωσης της απομείωσης των αρχικών γεωστατικών τάσεων και των αναπτυσσόμενων συγκλίσεων, εφαρμόζεται η μέθοδος Σύγκλισης – Αποτόνωσης. Ακολούθως παρατίθεται η μέθοδος όπως αναπτύχθηκε από τον Kanvadas M. (1998). Όπως προαναφέρθηκε, όσο απομακρυνόμαστε από το μέτωπο της σήραγγας λαμβάνει χώρα η αποτόνωση. Η προσομοίωση αυτής της απομείωσης τάσεων γίνεται με τον υπολογισμό του **συντελεστή αποτόνωσης λ**, ο οποίος προσδιορίζει την ισοδύναμη εσωτερική πίεση στο εσωτερικό της σήραγγας, που θα ήταν ικανή να προκαλέσει τη συγκεκριμένη απομείωση, και δίνεται ως:

$$\lambda = 1 - \frac{p_i}{p_o}$$

όπου:

p_i : η ισοδύναμη πίεση στο εσωτερικό της σήραγγας

p_o : η αρχική γεωστατική τάση που ασκείται στο τοίχωμα

Για τον υπολογισμό της σύγκλισης σε συγκεκριμένη απόσταση x από το μέτωπο, οι Chern et al. (1998) πρότειναν την ακόλουθη σχέση:

$$\frac{u_r(x)}{u_{r,\infty}} = \left[1 + \exp\left(0,91 \frac{x}{R}\right) \right]^{-1.7}$$

Ο λόγος της μετακίνησης του τοιχώματος σε απόσταση x προς τον λόγο της μέγιστης δυνατής μετακίνησης ($u_{R,x}/u_{R,\infty}$) δίδεται συναρτήσει του συντελεστή αποτόνωσης λ με τις παρακάτω σχέσεις, ανάλογα με το αν έχει δημιουργηθεί η πλαστική ζώνη γύρω από την εκσκαφή:

$$\lambda = \frac{u_r(x)}{u_{r,\infty}} = \left[1 + \exp\left(0,91 \frac{x}{R}\right) \right]^{-1.7}$$

$$\lambda = 1 - \frac{2}{(k-1) \times N_s} \times \left[\left(\frac{u_r(x)}{u_{r,\infty}} \right)^{-\frac{k-1}{K+1}} - 1 \right]$$

Σύμφωνα με τη μέθοδο του Kanvadas M. (1998), τα χαρακτηριστικά μεγέθη υπολογίζονται ως εξής:

αρχική γεωστατική τάση: $P_0 = 0,5 (1 + K_0)$

συντελεστής πλευρικών ωθήσεων $k = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$

αντοχή σε μονοαξονική θλίψη (κριτήριο Mohr – Coulomb) $\sigma_{cm} = 2 \times c \times \sqrt{k}$

αντοχή σε μονοαξονική θλίψη (κριτήριο Hoek – Brown) $\sigma_{cm} = \frac{\sigma_{ci}}{50} \times \exp\left(\frac{GSI}{125,5}\right)$

συντελεστής υπερφόρτωσης $N_s = \frac{2 \times P_0}{\sigma_{cm}}$

$$\text{μέτρο διάτμησης } G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$$

$$\text{συντελεστής διαστολικότητας } K = \frac{1 + \tan \delta}{1 - \tan \delta}$$

(όπου δ: η γωνία διαστολικότητας του σχηματισμού)

$$\lambda_{cr} = 1 - \left[\left(\frac{2}{1+k} \right) \times \left(\frac{N_s - 1}{N_s} \right) \right]$$

Στην ελαστική περιοχή της σήραγγας, δηλαδή για $\lambda < \lambda_{cr}$, η σύγκλιση υπολογίζεται από τον τύπο:

$$v = \lambda \times R \times \left(\frac{P_0}{2 \times G} \right) \times \left(\frac{R}{r} \right) = \lambda \times R \times \left(\frac{P_0}{2 \times G} \right)$$

Η ακτίνα της πλαστικής ζώνης δίνεται από τον τύπο:

$$\text{ακτίνα της πλαστικής ζώνης: } \frac{r_p}{R} = \left[\left(\frac{2}{k+1} \right) \times \frac{N_s + \frac{2}{k-1}}{(1-\lambda) \times N_s + \frac{2}{k-1}} \right]^{\frac{1}{k-1}}$$

Και οι συγκλίσεις για πλαστική συμπεριφορά της βραχόμαζας:

$$\text{σύγκλιση στο όριο της } r_p: v_p = r_p \times \left(\frac{P_0}{2 \times G} \right) \times \left(1 - \frac{2}{k+1} \right) \times \left[1 + \frac{2}{(k-1) \times N_s} \right]$$

$$\text{σύγκλιση εντός της πλαστικής περιοχής: } v_{pl} = v_p \times \left(\frac{r_p}{R} \right)^K$$

Εφαρμόζοντας τις παραπάνω εξισώσεις, είμαστε αρχικά σε θέση να υπολογίσουμε το συντελεστή αποτόνωσης σε οποιαδήποτε απόσταση από το μέτωπο της σήραγγας και επακόλουθα την απομείωση της ασκούμενης πίεσης στο τοίχωμα της σήραγγας, η οποία μεταφράζεται σε γνώση της απαιτούμενης πίεσης από τα εφαρμοσθέντα μέτρα υποστήριξης στις επιθυμητές αποστάσεις από το μέτωπο (ίσες με τα βήματα προχώρησης).

Η παραπάνω μέθοδος έχει βασιστεί στις εξής παραδοχές:

- Το γεωυλικό είναι συνεχές και ισότροπο.
- Θεωρούνται συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης.
- Η κατανομή των γεωστατικών υδροστατικών τάσεων πέριξ της εκσκαφής της σήραγγας είναι ομαλή.
- Θεωρείται κυκλική διατομή εκσκαφής της σήραγγας.

3 ΓΕΩΛΟΓΙΚΗ - ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ

3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η υπό μελέτη σήραγγα συμβατικής διάνοιξης αφορά στην επέκταση της Γραμμής 3 του Μετρό Αθηνών και πιο συγκεκριμένα στο τμήμα Αιγάλεω – Χαϊδάρι. Το υπό μελέτη τμήμα, στο οποίο μελετήθηκε η εφαρμογή σήραγγας διπλής τροχιάς, έχει μήκος 600 m, με αρχή τη Χ.Θ 0 +329 m, η οποία χωροθετείται στην Ιερά Οδό, μεταξύ των οδών Σολωμού και Μυστρά και τέλος τη Χ.Θ 0+929 m, η οποία ταυτίζεται με την είσοδο του σταθμού Χαϊδαρίου και τοποθετείται επί της οδού Αγίας Μαρίας. Η σήραγγα κατασκευάζεται κάτω από τον άξονα της Ιεράς Οδού και τρέχει παράλληλα σε αυτόν, μέχρι περίπου τη Χ.Θ 0+850, όπου με μία ακτίνα καμπυλότητας $R=400$ m, πραγματοποιεί στροφή και, τέμνοντας τον άξονα της οδού Δραγατσανίου, καταλήγει στην είσοδο του σταθμού.

Μηκοτομικά, η κλίση της σήραγγας ακολουθεί το ανάγλυφο του φυσικού εδάφους. Το πάχος των υπερκειμένων μετρούμενο από τον άξονα της σιδηροτροχιάς μεταβάλλεται μεταξύ $H = 18,0-19,0$ m.

Με δεδομένο ότι κατά την κατασκευή της σήραγγας προκλήθηκαν πολύ μεγάλες επιφανειακές καθιζήσεις, κρίθηκε σκόπιμο να εκπονηθεί εκ νέου μια γεωλογική και κυρίως γεωτεχνική αξιολόγηση, ώστε να εξεταστούν αναλυτικά όλες οι κρίσιμες παράμετροι που δύνανται να προκαλέσουν μετακινήσεις τέτοιου μεγέθους, όπως ο έντονος κερματισμός της βραχώμαζας, οι υψηλές διαπερατότητες και η πυκνότητα ή η σκληρότητα των εδαφικών σχηματισμών.

Η εκπόνηση της ορθής και ολοκληρωμένης γεωτεχνικής αξιολόγησης των περιβαλλόντων σχηματισμών της σήραγγας NATM, βασίστηκε εξ ολοκλήρου στην «Τελική Έκθεση Παρουσίασης Αποτελεσμάτων των Γεωτεχνικών Ερευνών» για τις θέσεις Αιγάλεω και Χαϊδάρι, η οποία εκπονήθηκε για τη μελέτη του έργου και πολύ γενναϊόδωρα παρασχέθηκε από την ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ.

Στις επόμενες παραγράφους, μετά από μία συνοπτική παρουσίαση των γεωλογικών και τεκτονικών συνθηκών που επικρατούν στην περιοχή του έργου, πραγματοποιείται η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των γεωτεχνικών ερευνών και η παρουσίαση τους ανά χιλιομετρική θέση. Ακολούθως, καθορίζονται οι γεωτεχνικές ενότητες που απαντώνται στη περιοχή μελέτης. Τέλος, πραγματοποιείται στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων των εργαστηριακών δοκιμών ανά λιθολογικό τύπο, με στόχο την τεκμηρίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών τους, καθώς και τον καθορισμό της στάθμης και της συμπεριφοράς του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα. Πιο συγκεκριμένα, ακολουθούν :

- Αναλυτική επεξεργασία και αξιολόγηση των μητρώων και των φωτογραφικών τεκμηρίων εννέα γεωτρήσεων μέσου βάθους 40m, με σκοπό τον καθορισμό των γεωτεχνικών συνθηκών κατά μήκος της χάραξης (ανά χιλιομετρική θέση) και τον καθορισμό των γεωτεχνικών ενοτήτων.
- Αναλυτική επεξεργασία και αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των διενεργηθέντων επί τόπου και εργαστηριακών δοκιμών εδαφομηχανικής, βραχομηχανικής και προσδιορισμού συντελεστή διαπερατότητας κατά μήκος της χάραξης και αντιστοίχισή τους με γεωτεχνικές ενότητες.
- Στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων των επί τόπου και των εργαστηριακών δοκιμών, με τελικό στόχο την τεκμηρίωση των μηχανικών παραμέτρων σχεδιασμού (GSI, παράμετρος m_i , αντοχή σε μονοαξονική θλίψη, ισοδύναμη γωνία τριβής και ισοδύναμη συνοχή).

3.2 ΓΕΩΤΕΚΤΟΝΙΚΕΣ ΚΑΙ ΓΕΩΛΟΓΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ

3.2.1 Γεωτεκτονική του λεκανοπεδίου Αττικής

Σύμφωνα με τους Papanikolaou et al. (2004) η ευρύτερη περιοχή του Λεκανοπεδίου Αττικής έχει υποστεί διάφορες φάσεις ρηγματογόνου και πτυχογόνου τεκτονισμού εξαιτίας της αλπικής ορογένεσης. Το αλπικό γεωλογικό υπόβαθρο απαρτίζουν οι εξής τέσσερις μεγάλες γεωτεκτονικές ενότητες:

- Την ενότητα της Υποπελαγονικής, η οποία αποτελείται από μη μεταμορφωμένα πετρώματα και κυρίως ασβεστόλιθο και εμφανίζεται στα όρη Πάρνηθα, Ποικίλο και Αιγάλεω
- Την Αυτόχθονη Ενότητα Αττικής, η οποία διακρίνεται στη σειρά Βορειοανατολικής Αττικής και στη σειρά Υμηττού και χαρακτηρίζεται από μεταμορφωμένα πετρώματα (μάρμαρο, σχιστόλιθος Καισαριανής).
- Την ενότητα Αλεποβουνίου, η οποία παρεμβάλλεται ως τεκτονική σφήνα μεταξύ της Αυτόχθονης Ενότητας Αττικής και της ενότητας Αθηνών, και εμφανίζεται στους δυτικούς πρόποδες του Υμηττού και αποτελείται από μάρμαρο, μεταψαμμίτες και φυλλίτες.
- Την ενότητα Αθηνών, η οποία είναι γνωστή και με την ονομασία 'Σχιστόλιθοι των Αθηνών' και αντιπροσωπεύεται από σχετικά εύκαμπτους γεωλογικούς σχηματισμούς, οι οποίοι κατά κανόνα έχουν παραμορφωθεί και τεκτονιστεί σε πολύ ισχυρό βαθμό. Οι σχηματισμοί αυτοί, από τους ανώτερους στρωματογραφικά και τεκτονικά στους κατώτερους είναι:
 1. Τους αμεταμόρφωτους Ασβεστολίθους Κορυφών, οι οποίοι εμφανίζονται στους περισσότερους λόφους του λεκανοπεδίου (Τουρκοβούνια, Ακρόπολη, Λυκαβηττός).
 2. Την επίσης μη μεταμορφωμένη Ψαμμιτική – Μαργαϊκή σειρά, η οποία έρχεται δεύτερη σε συχνότητα εμφάνισης και συνίσταται από πλήθος αμεταμόρφωτων πετρωμάτων. Κατά τόπους το πάχος της φτάνει τα εκατοντάδες μέτρα.
 3. Την ενότητα Αθηναϊκού Σχιστολίθου, η οποία χωρίζεται σε δύο επί μέρους ενότητες (Ανώτερη και Κατώτερη) και έχει υποστεί μικρού βαθμού μεταμόρφωση.

Στην υπό μελέτη περιοχή συναντάμε λιθολογικούς τύπους της Ψαμμιτικής – Μαργαϊκής σειράς και του Αθηναϊκού Σχιστολίθου. Ακολουθεί μία πιο λεπτομερής ανάλυση των γεωλογικών χαρακτηριστικών των συγκεκριμένων υποενότητων, ενώ στη συνέχεια θα παρουσιαστούν τα συγκεκριμένα λιθολογικά στοιχεία της περιοχής μελέτης.

Ψαμμιτική – Μαργαϊκή σειρά

Η Ψαμμιτική – Μαργαϊκή σειρά (ΨΜΣ) παραμορφώνεται από διαδοχικά αντίκλινα και σύγκλινα και οι επαφές των επί μέρους λιθολογικών τύπων εμφανίζονται συχνά ως κατακλαστικές ζώνες (ζώνες διάτμησης). Το σύστημα μετατοπίζεται και τέμνεται από μεγάλης κλίσης ρήγματα. Τα ρήγματα εντός της ΨΜΣ έχουν κατεύθυνση κυρίως ΒΔ / ΝΑ και έχουν οριζόντιο ή κανονικό χαρακτήρα. Δευτερεύοντα ρήγματα αναπτύσσονται και στην ΒΑ / ΝΔ κατεύθυνση.

Λιθολογικά χαρακτηρίζεται από εναλλαγές λεπτοστρωματωδών καστανών – καστανοκόκκινων ψαμμιτών, οι οποίοι συχνά εμφανίζονται ασβεστιτικοί και αποτελούνται από χονδροκόκκα ή λεπτόκοκκα ιζήματα, λεπτόκοκκων μάργων και αργιλολίθων ποικίλου χρώματος, λεπτοστρωματώδη μαργαϊκού ασβεστολίθου λευκόφαιου ή καστανοκίτρινου χρώματος, ο οποίος κατά τόπους εμφανίζεται καρστικοποιημένος και λεπτοστρωματώδη γκριζόλευκου ασβεστολίθου. Σε μικρότερο ποσοστό συμμετέχουν ιλυόλιθοι, ενστρώσεις λιγνίτη και γκρι ασβεστιτικό κροκαλολατυποπαγές, το οποίο εμφανίζεται στις ζώνες μετάβασης με τον Αθηναϊκό Σχιστολίθο.

Η ΨΜΣ εν γένει παρουσιάζει πυκνές ζώνες διάτμησης, άφθονες πτυχώσεις και μεγάλη ετερογένεια, λόγω του συνεχώς εναλασσόμενου βαθμού αποσάθρωσης και της ριπιδοειδούς γεωμετρίας. Τα πετρώματα της σειράς δεν παρουσιάζουν μεταμόρφωση, εν αντιθέσει με αυτά του υποκείμενου ορίζοντα.

Αθηναϊκός Σχιστόλιθος

The Athens Schist (cited as AS hereafter) is the main formation of the Athens Unit with an estimated thickness of a few hundred meters. Based on lithological and also on geotechnical characteristics, the AS is divided into an upper formation, namely the Upper Athens Schist, and a lower one, the Lower Athens Schist

Ο Αθηναϊκός Σχιστόλιθος βρίσκεται υποκείμενα της Ψαμμικής – Μαρμαϊκής Σειράς και αποτελεί τον κύριο σχηματισμό της ενότητας Αθηνών, ενώ το πάχος είναι της τάξης των εκατοντάδων μέτρων. Είναι ιδιαίτερα παραμορφωμένος και τεκτονισμένος, με έντονη παρουσία ζωνών διάτμησης. Με βάση λιθολογικά και γεωτεχνικά κριτήρια, διαχωρίζεται σε δύο ενότητες: την Ανώτερη και την Κατώτερη.

Η Ανώτερη ενότητα του Αθηναϊκού Σχιστολίθου έχει ιδιαίτερα ετερογενή φύση και συνίσταται κυρίως από εναλλαγές μεταψαμμιτών και μεταίλυο λίθων και δευτερευόντως από σχιστολίθους, φυλλίτες και καρστικοποιημένους ασβεστολίθους. Χαρακτηρίζεται ως ιδιαίτερα οξειδωμένη.

Η Κατώτερη ενότητα του Αθηναϊκού Σχιστολίθου, συνίσταται κυρίως από εναλλαγές μεταψαμμιτών, μεταίλυο λίθων και αργιλικών σχιστών και παρουσιάζει πτωχότερα γεωτεχνικά από αυτά της Ανώτερης ενότητας.

3.2.2 Γεωλογικές συνθήκες στην περιοχή μελέτης

Επιφανειακά, σχεδόν σε όλο το μήκος της διάνοιξης, συναντώνται τεχνητές αποθέσεις, οι οποίες αποτελούνται από εδαφικά υλικά που ποικίλουν σε σύσταση και κοκκομετρία, καθώς και από ανθρωπογενή υλικά (πλάκες πεζοδρομίου, σκυρόδεμα κ.λπ). Το πάχος των τεχνητών αποθέσεων ποικίλει, αλλά εν γένει είναι από 1,0m-1,5m.

Υποκείμενα των τεχνητών αποθέσεων, συναντώνται υλικά του Τεταρτογενούς, τα οποία αποτελούνται από ποταμοχειμάρειες αποθέσεις. Συνιστώνται κυρίως από αδρόκοκκα υλικά και κυρίως ιλυώδη άμμο με χαλίκια έως χαλικώδη άμμο. Τοπικά συναντάται άργιλος μεγάλης πλαστικότητας. Το πάχος των ποταμοχειμάρειων αποθέσεων κυμαίνεται από 1,70m έως τα 3,40m και τοπικά φτάνει τα 4,80m.

Στο μεγαλύτερο τμήμα της χάραξης (από τη Χ.Θ 0+329 έως τη Χ.Θ 0+840), υποκείμενα των μεταλλικών σχηματισμών του Τεταρτογενούς, συναντώνται λιθολογικοί τύποι της ΨΜΣ. Όπως αναγνωρίστηκε κατά τις γεωτεχνικές έρευνες η ΨΜΣ αντιπροσωπεύεται κατά κύριο λόγο από ασβεστιτικούς αργιλόλιθους, αργιλόλιθους, ψαμμίτες, ιλυόλιθους και τμηματικά από μαρμαϊκούς ασβεστολίθους. Μικρή παρουσία έχουν τα λατυποπαγή. Στο κατώτερο σημείο της σειράς υπάρχει πολύ περιορισμένη εμφάνιση ενστρώσεων λιγνίτη. Οι επί μέρους σχηματισμοί που συνθέτουν τους λιθολογικούς τύπους, παρουσιάζουν πολύ μεγάλη ετερογένεια ως προς το βαθμό αποσάθρωσης η οποία αυξάνεται λόγω της ύπαρξης ρηξιγενών ζωνών και της σύνθετης γεωμετρίας.

Στα τελευταία μέτρα της χάραξης, το αλπικό υπόβαθρο αντιπροσωπεύεται από λιθολογικούς τύπους της κατώτερης ενότητας του ΑΣ και πιο συγκεκριμένα από στρώσεις μεταψαμμίτη και περιορισμένη εμφάνιση μεταίλυο λίθου.

Μεταξύ των δύο διαφορετικών γεωλογικών ενοτήτων, περίπου από τη Χ.Θ 0+840 μέχρι τη Χ.Θ 0+900, εμφανίζεται μία μεικτή μεταβατική ζώνη, η οποία αποτελείται από σκληρό ερυθροπηλίτη και λατυποκροκαλοπαγή. Η γεωτεχνική συμπεριφορά των υλικών αυτών προσομοιάζει αυτή των υλικών της ΨΜΣ.

3.2.3 Σεισμικότητα

Σύμφωνα με τον αναθεωρημένο Ε.Α.Κ (Φ.Ε.Κ 1153 / 12-08-2003), η περιοχή μελέτης ανήκει εξ ολοκλήρου στην Ζώνη Ι (χαμηλή σεισμική επικινδυνότητα), με συντελεστή σεισμικής επιτάγχυνσης $\alpha=0,16g$.

3.3 ΕΚΤΕΛΕΣΘΕΙΣΕΣ ΕΡΕΥΝΕΣ

3.3.1 Στοιχεία ερευνητικών γεωτρήσεων

Στην ευρύτερη περιοχή σήραγγας NATM στο τμήμα Αιγάλεω – Χαϊδάρι, εκτελέσθηκε πλήθος γεωτεχνικών ερευνών. Ειδικότερα στο τμήμα μελέτης εκτελέστηκαν εννέα (9) γεωτρήσεις, με σκοπό την διερεύνηση και τεκμηρίωση των γεωλογικών και γεωτεχνικών συνθηκών, καθώς και τη διερεύνηση της υδρογεωλογίας της περιοχής.

Τα στοιχεία των γεωτρήσεων, οι οποίες παρατίθενται όπως εμφανίζονται κατά μήκος του άξονα, παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί.

Πίνακας 1. Στοιχεία ερευνητικών γεωτρήσεων

Γεώτρηση	Χ.Θ.	Συντεταγμένες (ΟΜΑ)			Βάθος (m)	Τοποθέτηση Γεωτεχνικού Οργάνου
		Χ	Ψ	Ζ		
BH3303	0+364,26	94522,34	102067,73	44,23	40,3	-
BP3305	0+482,67	94410,47	102109,11	47,35	40,0	Πιεζόμετρο
BP3306	0+534,02	94387,04	102172,59	48,59	40,0	Πιεζόμετρο
BH3308	0+695,29	94246,96	102252,50	53,04	39,6	-
BP3333	0+720,26	94189,55	102283,03	54,95	40,2	Πιεζόμετρο
BP3309	0+823,73	94123,71	102292,31	56,77	40,5	Πιεζόμετρο
BP3310	0+874,37	94076,93	102307,41	58,76	40,4	Πιεζόμετρο
BP3307	0+932,95	94018,63	102342,46	59,78	40,1	Πιεζόμετρο

BP3304	0+939,58	94007,31	102317,74	59,62	40,0	Πιεζόμετρο
---------------	----------	----------	-----------	-------	------	------------

Στο ακόλουθο απόσπασμα παρουσιάζεται σε οριζοντιογραφία η θέση της σήραγγας NATM και η θέση των γεωτρήσεων:

3.3.2 Εργαστηριακές και επί τόπου δοκιμές

Κατά τη διάρκεια υλοποίησης του προγράμματος γεωτεχνικών ερευνών, εκτελέστηκαν οι ακόλουθες επί τόπου δοκιμές:

- Τυποποιημένες δοκιμές διείδυσης (SPT)
- Δοκιμές μέτρησης διαπερατότητας (MAAG, LUGEON)
- Μετρήσεις στάθμης υπόγειου ύδατος
- Ανάπτυξη πιεζομέτρων με τη μέθοδο επαναφοράς στάθμης (τύπου Air Lift και MAAG)
- Δοκιμές βλαπτικότητας ύδατος
- Δοκιμές με πνευρόμετρο χειρός

Σε επιλεγμένα δοκίμια από τους πυρήνες των γεωτρήσεων, διενεργήθηκαν εργαστηριακές δοκιμές εδαφομηχανικής. Πιο συγκεκριμένα πραγματοποιήθηκαν οι δοκιμές:

Δοκιμές εδαφομηχανικής

- Κοκκομετρική ανάλυση με κόσκινα και αραϊόμετρο
- Δοκιμές προσδιορισμού ορίων Atterberg
- Προσδιορισμός ξηρού και υγρού φαινομένου βάρους
- Προσδιορισμός φυσικής υγρασίας
- Δοκιμές ανεμπόδιστης θλίψης
- Δοκιμές συμπίεσομέτρου
- Δοκιμές διάτμησης (CD και CU)
- Δοκιμές τριαξονικής θλίψης (CUPP και UU)

Δοκιμές βραχομηχανικής

- Δοκιμές ανεμπόδιστης θλίψης, με προσδιορισμό του μέτρου ελαστικότητας
- Δοκιμές άμεσης διάτμησης ασυνεχειών
- Δοκιμές αντοχής σε σημειακή φόρτιση (Point Load Test)

Τα αποτελέσματα των επί τόπου και των εργαστηριακών δοκιμών παρουσιάζονται αναλυτικά στα επόμενα κεφάλαια.

3.4 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑΣ ΚΑΙ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ ΤΩΝ ΕΡΕΥΝΩΝ

3.4.1 Κατά μήκος του έργου

Αρχικά, γίνεται αξιολόγηση και επεξεργασία των δεδομένων μηκοτομικά, δηλαδή κατά μήκος της χάραξης. Σκοπός αυτής της επεξεργασίας είναι η διακριτοποίηση της περιοχής μελέτης σε επί μέρους τμήματα με παρόμοια γεωλογικά και τεχνικογεωλογικά χαρακτηριστικά. Καταστρώνεται η γεωλογική μηκοτομή και στη συνέχεια μελετώνται επιπλέον χαρακτηριστικά των σχηματισμών.

Εν συνεχεία, μελετάται το είδος των εδαφών (λεπτόκοκκα – χονδρόκοκκα) και η αντοχή τους. Τα λεπτόκοκκα υλικά αξιολογούνται βάσει της συνεκτικότητάς τους, ενώ τα αδρόκοκκα βάσει της πυκνότητας. Οι πληροφορίες αυτές λαμβάνονται από τα μητρώα της γεώτρησης. Παρουσιάζονται σε μηκοτομές και σχολιάζονται οι θέσεις που εγείρουν

προβληματισμό ως προς την εκδήλωση καθιζήσεων. Ακολούθησε η επεξεργασία των αποτελεσμάτων της δοκιμής τυποποιημένης διείδυσης (SPT).

Ακολούθως, αξιολογείται και παρουσιάζεται ο Δείκτης Ποιότητας Πετρώματος (RQD – Rock Quality Designation), ο οποίος αποτελεί ποσοτική εκτίμηση της ποιότητας των πυρήνων της βραχώμαζας από μία γεώτρηση και υποδηλώνει το βαθμό κερματισμού ή την ποσότητα ασυνεχειών σε αυτή και μετράται σε ποσοστό επί τοις εκατό (%). Υπολογίζεται μετρώντας το μήκος τμημάτων πυρήνα πλήρους διαμέτρου, αν αυτό είναι μεγαλύτερο των 10 εκατοστών. Δηλαδή:

$$RQD (\%) = \frac{\sum \text{μήκος τεμαχών με } L > 10\text{cm}}{\text{Συνολικό μήκος πυρήνα}} \times 100\%$$

Οι Deere et al. (1989) πρότειναν τον κάτωθι πίνακα συσχετισμού της τιμής RQD και της ποιότητας του πετρώματος:

Πίνακας 2: Κατάταξη της ποιότητας της βραχώμαζας συναρτήσει του RQD – Deere et al. (1989)

RQD (%)	Ποιότητα βραχώμαζας
0-25	Πολύ πτωχή
25-50	Πτωχή
50-75	Μέτρια
75-90	Καλή
90-100	Εξαιρετική

Οι τιμές του RQD σε κάθε πυρήνα παρουσιάζονται στα μητρώα της γεώτρησης. Πραγματοποιήθηκε στατιστική επεξεργασία των τιμών ανά γεωτεχνική ενότητα, κατά την οποία υπολογίστηκαν η ελάχιστη και μέγιστη τιμή κάθε ενότητας, καθώς και η μέση τιμή. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στη θεματική μηκοτομή

Τέλος, για την ταξινόμηση της βραχώμαζας και την εφαρμογή των απαραίτητων εξισώσεων και μοντέλων κρίθηκε σκόπιμη η ταξινόμηση των δοκιμίων σύμφωνα με το σύστημα GSI (geological strength index -γεωλογικός δείκτης αντοχής).

Το σύστημα GSI αρχικά προτάθηκε από τον Hoek (1994), δέχθηκε βελτιώσεις και έλαβε την τελική του μορφή από τους Hoek & Marinos (2000). Είναι το πλέον χρησιμοποιούμενο και κατάλληλο σύστημα για την περιγραφή και ταξινόμηση βραχώμαζας σχετικώς πτωχής ποιότητας, στις οποίες όμως λειτουργεί ακόμα ικανοποιητικά το αλληλοκλείδωμα και η αλληλεμπλοκή μεταξύ των επί μέρους βραχωδών τεμαχών που την συνιστούν, παρέχοντας ικανό βαθμό διακριτοποίησης. Παρέχει επομένως τη δυνατότητα αριθμητικής έκφρασης της απομείωσης των ιδιοτήτων της βραχώμαζας από αυτές του άρρηκτου βράχου, η οποία οφείλεται στον κερματισμό και στην αποσάθρωσή του. Επιπλέον, συνδυαστικά με την αντοχή άρρηκτου βράχου σε μονοαξονική θλίψη (σ_{ci}), το μέτρο ελαστικότητας άρρηκτου βράχου (E_i) και την πετρογραφική σταθερά (m_i), αποτελεί βασική παράμετρο προσδιορισμού των μηχανικών παραμέτρων της κερματισμένης βραχώμαζας και αναπόσπαστο τμήμα της εφαρμογής του μοντέλου Hoek – Brown.

Το σύστημα GSI λαμβάνει υπόψη δύο καθοριστικές γεωλογικές παραμέτρους, οι οποίες μπορούν εύκολα να παρατηρηθούν και στο πεδίο:

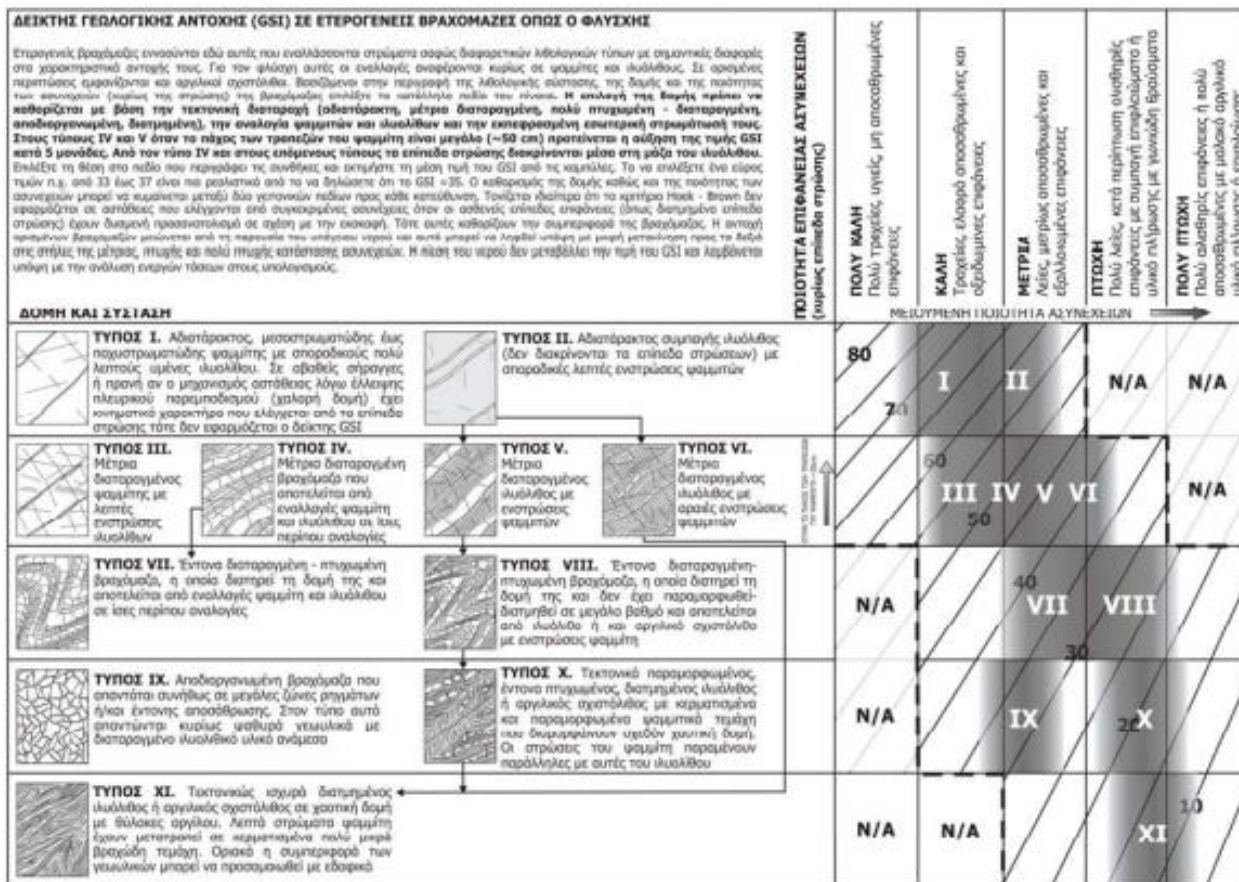
1. Τη δομή της βραχώμαζας, η οποία περιγράφεται από το πλήθος των ασυνεχειών, τον κερματισμό και τις πτυχώσεις ή διατημήσεις που λαμβάνουν χώρα στο πέτρωμα.
2. Την ποιότητα των ασυνεχειών, η οποία περιγράφεται από την τραχύτητά τους και το βαθμό αποσάθρωσης και εξαλλοίωσης.

Για την ταξινόμηση και περιγραφή των πετρωμάτων της Ψαμμιτικής – Μαργαϊκής Σειράς, χρησιμοποιήθηκε το γενικό διάγραμμα των Hoek & Marinos (2000), το οποίο έχει έξι (6) βαθμίδες δομής της βραχώμαζας και πέντε (5) βαθμίδες ποιότητας των ασυνεχειών.

ΔΕΙΚΤΗΣ ΓΕΩΛΟΓΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ (GSI) (E. Hoek, P. Marinos, 2000)		ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΑΣΥΝΕΧΕΙΩΝ				
Βασίζονται στην περιγραφή της λιθολογικής υφότητας, της δομής και της ποιότητας των ασυνεχειών της βραχώμαζας εκτιμάτε τη μέση τιμή του GSI από τις κομπιές. Το να επιλέξετε ένα εύρος τιμών από 33 έως 37 είναι πιο ρεαλιστικό από το να δηλώσετε ότι το GSI = 35. Ο καθορισμός της δομής καθώς και της ποιότητας των ασυνεχειών μπορεί να κυμαίνεται μεταξύ δύο γειτονικών πεδίων. Τονίζει ιδιαίτερα ότι το κριτήριο Hoek - Brown δεν εφαρμόζεται σε αστάθειες που ελέγχονται από συγκεκριμένες ασυνεχείες όταν οι ασθενείς επίπεδες επιφάνειες (όπως διατημημένα επίπεδα στρώσης) έχουν δυσμενή προσανατολισμό σε σχέση με την εκσκαφή. Τότε αυτές καθορίζουν την συμπεριφορά της βραχώμαζας. Η αντοχή ορισμένων βραχωμάτων μειώνεται από την παρουσία του υπόγειου νερού και αυτό μπορεί να ληφθεί υπόψη με μικρή μετακίνηση προς τα δεξιά στις στήλες της μέτριας, πτωχής και πολύ πτωχής κατάστασης ασυνεχειών. Η πίεση του νερού δεν μεταβάλλει την τιμή του GSI και λαμβάνεται υπόψη με την ανάληψη ενισγμένων τάσεων στους υπολογισμούς.		ΜΕΙΟΥΜΕΝΗ ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΑΣΥΝΕΧΕΙΩΝ →				
		ΠΟΛΥ ΚΑΛΗ	ΚΑΛΗ	ΜΕΤΡΙΑ	ΠΤΩΧΗ	ΠΟΛΥ ΠΤΩΧΗ
ΔΟΜΗ		ΜΕΙΟΥΜΕΝΟ ΑΝΗΛΟΚΛΕΙΔΩΜΑ ΤΩΝ ΒΡΑΧΩΔΩΝ ΤΕΜΑΧΩΝ				
ΑΡΡΗΚΤΗ Άρρηκτη βραχώδη τεμάχια ή άσπρωτος βράχος με λίγες ασυνεχείες σε μεγάλη απόσταση		90			N/A	N/A
ΤΕΜΑΧΩΔΗΣ/ ΔΙΑΤΑΡΑΚΤΗ-ΣΤΡΩΜΑΤΩΔΗΣ Αδιατάρακτη βραχώδης με πολύ καλά αλληλοκλείδωμα που αποτελείται από κυβικά τεμάχια οριζόμενα από τρεις ορθογώνια τεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών		80	70			
ΠΟΛΥ ΤΕΜΑΧΩΔΗΣ Μερικώς διαταραγμένη βραχώδης με πολύπλευρα γωνιώδη τεμάχια (blocks) που σχηματίζονται από τέσσερις ή περισσότερες οικογένειες ασυνεχειών			60	50		
ΔΙΑΤΑΡΑΓΜΕΝΗ-ΣΤΡΩΜΑΤΩΔΗΣ/ΠΤΥΧΩΜΕΝΗ Πτυχωμένη με γωνιώδη τεμάχια που σχηματίζονται από αλληλοτεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών. Εμμονή στρώσης ή σχιστότητας				40	30	
ΑΠΟΔΙΟΡΓΑΝΩΜΕΝΗ Ισχυρά κερματισμένη βραχώδης με πτωχή αλληλοκλείδωμα και με ταυτόχρονη παρουσία γωνιωδών και αποστραγγιζόμενων τεμαχίων					20	
ΦΥΛΛΩΔΗΣ/ ΔΙΑΤΗΜΜΕΝΗ Φυλλώδης ή σχιστοποιημένη και τεκτονικά διατημημένη ασθενής βραχώδης. Η φυλλώση επικρατεί έναντι οποιαδήποτε άλλης οικογένειας ασυνεχειών εμποδίζοντας την δημιουργία γωνιωδών τεμαχίων (η κλίμακα σε αυτό το εικονίδιο δεν συγκρίνεται με αυτή των άλλων εικονιδίων)		N/A	N/A			10

Διάγραμμα 1. Γενικό διάγραμμα ταξινόμησης σύμφωνα με το σύστημα GSI (Hoek E., Marinos P., 2000)

Για την ταξινόμηση και περιγραφή των πετρωμάτων του Αθηναϊκού Σχιστολίθου χρησιμοποιήθηκε το νέο διάγραμμα GSI για ετερογενείς βραχώμαζες όπως ο φλύσχης, του Marinos V. (2007), το οποίο έχει έντεκα (11) διαφορετικούς τύπους δομής και σύστασης, ανάλογα με το επικρατή λιθολογικό τύπο (ψαμμίτης – ιλυόλιθος) και τον κερματισμό του. Οι βαθμίδες ποιότητας των ασυνεχειών είναι όμοιες και στα δύο διαγράμματα.



Διάγραμμα 2. Νέο διάγραμμα ταξινόμησης σύμφωνα με το σύστημα GSI για ετερογενείς βραχώδεις όπως ο φλύσχος (Marinos V., 2007)

Τέλος, μελετάται και παρουσιάζεται η διακύμανση του δείκτη υδροπερατότητας κατά μήκος του έργου, ώστε να εντοπισθούν τυχόν περιοχές αυξημένης διαπερατότητας και ιδιαίτερων υδρογεωλογικών συνθηκών.

Λαμβάνοντας υπόψη όλες τις ανωτέρω πληροφορίες, επιχειρείται η ημιμαθηματική της περιοχής μελέτης μηκοτομικά σε τέσσερα υπομήματα και αποφασίζονται οι γεωτεχνικές ενότητες, οι οποίες περιλαμβάνουν πετρώματα με κοινά χαρακτηριστικά τόσο γεωλογικά, όσο και γεωτεχνικά.

3.4.2 Ανά γεωτεχνική ενότητα

Μετά τον διαχωρισμό των γεωτεχνικών ενότητων, ακολουθεί η αντιστοίχιση των εργαστηριακών και επί τόπου δοκιμών ανά γεωτεχνική ενότητα, ώστε να ληφθούν οι αντιπροσωπευτικές τιμές των παρακάτω παραμέτρων για καθεμία από αυτές:

- Αντοχή σε μονοαξονική θλίψη άρρηκτου βράχου (δοκιμές UCS)
- Μέτρο ελαστικότητας άρρηκτου βράχου (έμμεσος προσδιορισμός από δοκιμές UCS)
- Ισοδύναμη αντοχή σε μονοαξονική θλίψη (δοκιμές Point Load)
- Συντελεστής διαπερατότητας

Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται σε διαγράμματα με το βάθος, καθώς και σε ιστογράμματα συχνοτήτων εμφάνισης, ενώ υπολογίζεται ο μέσος όρος και η τυπική απόκλιση της εκάστοτε παραμέτρου ανά γεωτεχνική ενότητα. Οι τελικές αντιπροσωπευτικές / χαρακτηριστικές τιμές επαληθεύονται βιβλιογραφικά.

Το χαρακτηριστικό εύρος τιμών GSI για κάθε γεωτεχνική ενότητα υπολογίζεται με αναγωγή των τιμών στο συνολικό μήκος πυρήνα που καταλαμβάνει η καθεμία, στο βαθμό που αυτό θεωρείται αντιπροσωπευτικό. Επιπλέον, η αντιπροσωπευτική τιμή του συντελεστή m_i του κριτηρίου Hoek – Brown προσδιορίζεται βιβλιογραφικά, ως η μέση τιμή του προτεινόμενου εύρους για κάθε πετρογραφικό τύπο.

Για την εκτίμηση των ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής του κριτηρίου Mohr – Coulomb (ενεργός γωνία τριβής και ενεργός συνοχή), χρησιμοποιείται το λογισμικό Roclab της εταιρίας Rocscience, ενώ για την εκτίμηση του μέτρου ελαστικότητας της βραχώμαζας γίνεται εφαρμογή τύπων από τη βιβλιογραφία.

3.5 ΥΔΡΟΓΕΩΛΟΓΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ

3.5.1 Στάθμη του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα

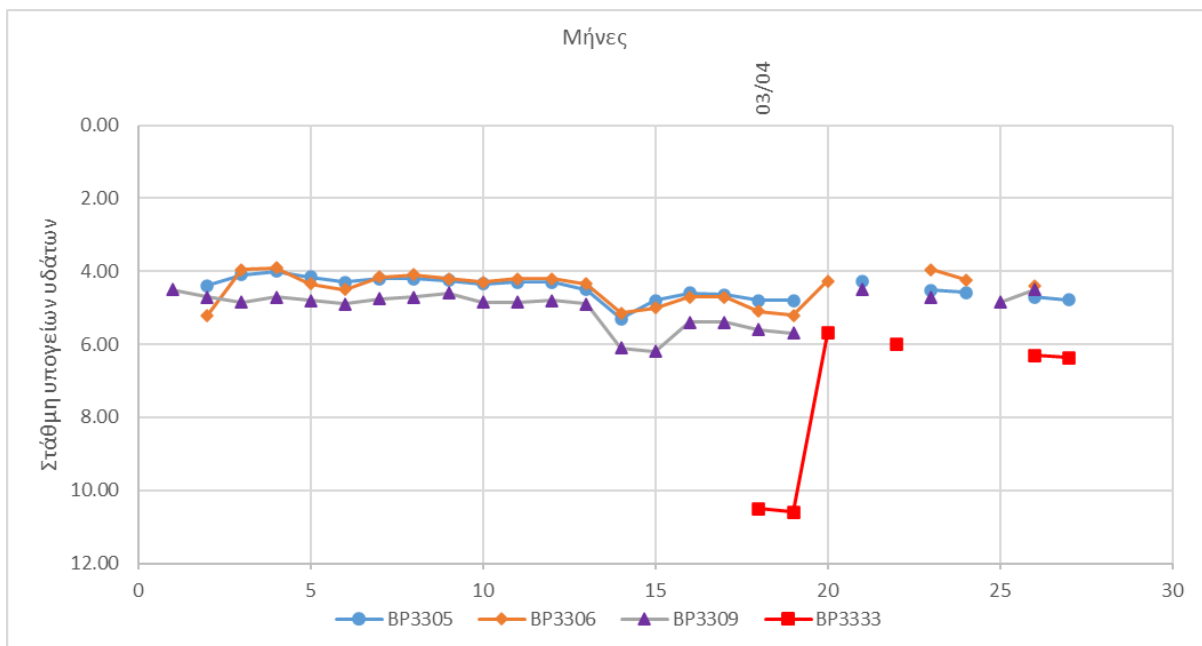
Κατά τη διάρκεια των γεωτεχνικών ερευνών, μετά το πέρας των γεωτρήσεων τοποθετήθηκαν σε επιλεγμένες θέσεις πιεζόμετρα ανοικτού τύπου και ελήφθησαν μετρήσεις (δύο ανά μήνα) της στάθμης των υπογείων υδάτων. Στον πίνακα που ακολουθεί, παρουσιάζονται οι μέγιστες και οι ελάχιστες τιμές των απόλυτων υψόμετρων της στάθμης υπόγειου ύδατος των πιεζομέτρων, καθώς και η διακύμανσή τους.

Πίνακας 3. Συνοπτικά αποτελέσματα μετρήσεων των πιεζομέτρων στην περιοχή του έργου

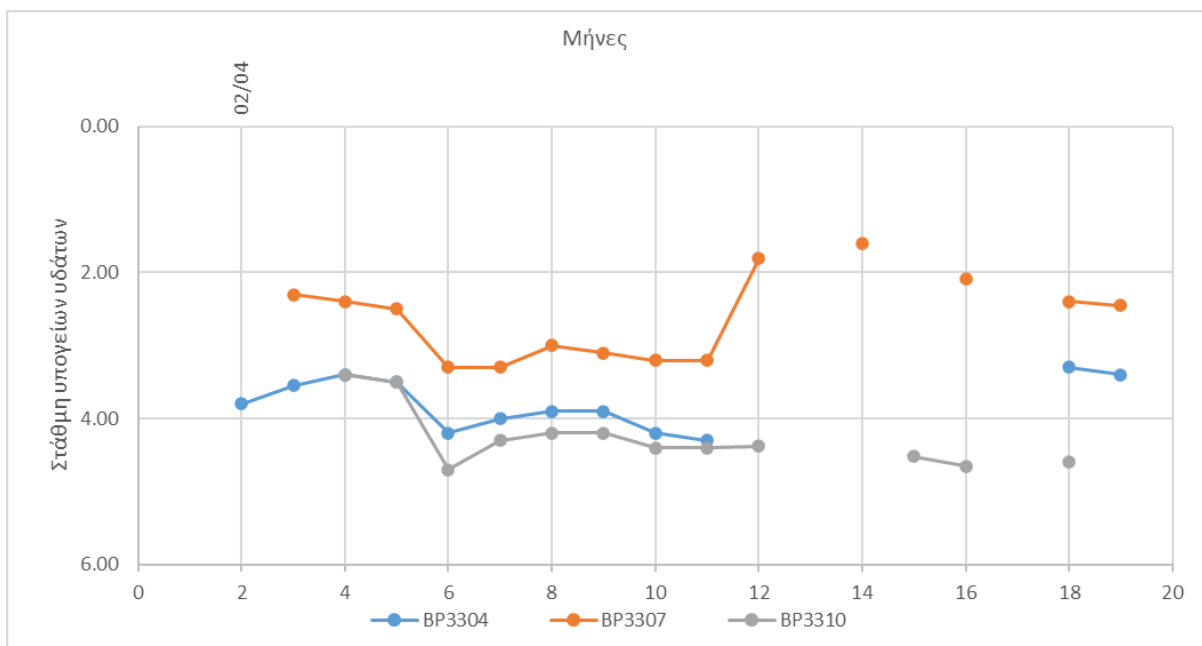
Γεώτρηση	Απόλυτο υψόμετρο γεώτρησης (m)	Πλήθος μετρήσεων	Στάθμη υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα (m)		Απόλυτο υψόμετρο στάθμης (m)		Διακύμανση (m)
			min	max	min	max	
BP3304	59,62	12	-4,30	-3,30	55,32	56,32	1,00
BP3305	47,35	23	-5,30	-4,00	42,05	43,35	1,30
BP3306	48,59	22	-5,20	-3,90	43,39	44,69	1,30
BP3307	59,78	14	-3,30	-1,60	56,48	58,18	1,70
BP3309	56,77	23	-6,20	-4,50	50,57	52,27	1,70
BP3310	58,76	12	-4,70	-3,40	54,09	55,39	1,30
BP3333	54,95	6	-10,60	-5,69	44,35	49,26	4,91

Από τα πιεζόμετρα που παρουσιάζονται παραπάνω, αυτά των γεωτρήσεων BP3305, BP3306, BP3309 και BP3310 ήτα τη στάθμη του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα εντός των υλικών της ΨΜΣ και οι μετρήσεις αφορούν το διάστημα από τον Δεκέμβριο του 2003 έως τον Ιούλιο του 2007. Τα υπόλοιπα τρία πιεζόμετρα, των γεωτρήσεων BP3304, BP3307 και BP330 αφορούν τη στάθμη του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα εντός της ενότητας του ΑΣ και οι μετρήσεις

αφορούν το διάστημα από τον Φεβρουάριο του 2004 έως τον Ιούλιο του 2007. Η διακύμανση της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα για κάθε σχηματισμό παρουσιάζεται στα διαγράμματα που ακολουθούν.



Διάγραμμα 3. Διακύμανση της στάθμης του υπόγειου ύδατος εντός της Ψαμμιτικής – Μαργαϊκής Σειράς



Διάγραμμα 4. Διακύμανση της στάθμης του υπόγειου ύδατος εντός της Ανώτερης ενότητας του Αθηναϊκού Σχιστολίθου

Σύμφωνα με τα δεδομένα που ελήφθησαν από την Τελική Έκθεση Παρουσίασης Αποτελεσμάτων Γεωτεχνικών Ερευνών και όσα προαναφέρθηκαν, ως ενιαία βάθη σχεδιασμού του Υ.Υ.Ο συντηρητικά υιοθετούνται:

Για την Ψαμμιτική – Μαργαϊκή Σειρά: $z_w = -3,0m$

Για τον Αθηναϊκό Σχιστόλιθο: $z_w = -3,0m$

3.5.2 Υδροπερατότητα Σχηματισμών

Κατά τη διάρκεια των γεωτεχνικών ερευνών εκτελέστηκαν δεκατρείς (13) δοκιμές εισπίεσεως τύπου MAAG στα εδαφικά δείγματα και δεκαέξι (16) δοκιμές τύπου Lugeon στα βραχώδη δείγματα, με στόχο τον προσδιορισμό του συντελεστή διαπερατότητας των σχηματισμών.

Πίνακας 4. Αποτελέσματα δοκιμών διαπερατότητας

Γεώτρηση	Βάθος δοκιμής		Τύπος δοκιμής	Μέσος ενδεικτικός συντελεστής διαπερατότητας k (cm/sec)
	Από	Έως		
BH3303	15	20	LUGEON	1.96E-06
BH3303	19.7	24.7	LUGEON	8.88E-06
BP3304	13	14.7	MAAG	1.73E-05
BP3304	17.5	19.8	MAAG	8.81E-06
BP3304	25	26.7	MAAG	6.84E-06
BP3305	14	15	MAAG	2.00E-07
BP3305	18.5	20.2	MAAG	0.00E+00
BP3305	22.5	24.4	MAAG	8.03E-07
BP3306	10.3	15.3	LUGEON	2.27E-05
BP3306	16	21	LUGEON	1.01E-06
BP3306	20.6	25.6	LUGEON	4.38E-05
BP3307	8.8	10.49	MAAG	5.17E-05
BP3307	12	15.3	MAAG	1.33E-05
BP3307	16	19.8	MAAG	8.75E-06
BP3307	23	26.1	MAAG	5.80E-06
BH3308	9.4	14.4	LUGEON	7.51E-06
BH3308	14.4	19.4	LUGEON	7.97E-06
BH3308	19.8	24.8	LUGEON	2.24E-05
BP3309	13.5	15.8	MAAG	6.86E-06
BP3309	14.7	19.7	LUGEON	8.17E-06
BP3309	20.8	25.8	LUGEON	4.87E-07
BP3309	25.4	30.4	LUGEON	6.94E-07
BP3310	7.5	9.5	MAAG	0.00E+00
BP3310	12	14.14	MAAG	9.43E-08

Γεώτρηση	Βάθος δοκιμής		Τύπος δοκιμής	Μέσος ενδεικτικός συντελεστής διαπερατότητας k (cm/sec)
	Από	Έως		
BP3310	18.5	21.4	MAAG	0.00E+00
BP3310	20.6	25.6	LUGEON	0.00E+00
BP3333	5.9	10.9	LUGEON	9.57E-05
BP3333	10.4	15.4	LUGEON	9.40E-05
BP3333	14.9	19.9	LUGEON	8.15E-05
BP3333	20.8	25.8	LUGEON	7.88E-05

Κατά την ταξινόμηση Terzaghi & Peck (1967) συμπεραίνουμε ότι οι σχηματισμοί χαρακτηρίζονται γενικά από χαμηλή διαπερατότητα και κατά σημεία από μέτρια προς χαμηλή. Η διακύμανση της διαπερατότητας κατά μήκος της χάραξης, καθώς και ο προσδιορισμός των αντιπροσωπευτικών τιμών του συντελεστή διαπερατότητας για κάθε γεωτεχνική ενότητα παρουσιάζονται σε επόμενα κεφάλαια.

3.6 ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΗΣ ΧΑΡΑΞΗΣ

3.6.1 Γενικά

Στη συνέχεια του κεφαλαίου θα αναλυθούν οι γεωλογικές και οι γεωτεχνικές συνθήκες που επικρατούν στην περιοχή μελέτης κατά μήκος της χάραξης, δηλαδή η μεταβολή τους με το βάθος ανά χιλιομετρική θέση. Η ανάλυση αυτή είναι απαραίτητη για την τελικό καθορισμό των διατομών προσωρινής υποστήριξης της σήραγγας και για την εκτίμηση κινδύνου πρόκλησης καθιζήσεων, οι οποίες δεν εξαρτώνται μόνο από το είδος και την αντοχή του πετρώματος, αλλά και από το είδος και την κατάσταση των υπερκειμένων, καθώς και από ειδικά τοπικά χαρακτηριστικά, όπως για παράδειγμα μία ξαφνική αύξηση της διαπερατότητας.

Τα μεγέθη που θα αναλυθούν θα παρουσιαστούν σε θεματικές γεωτεχνικές μηκοτομές και είναι τα παρακάτω:

- Γεωλογία της περιοχής μελέτης (γενική γεωλογική τομή)
- Είδος και αντοχή των εδαφών
- Αποτελέσματα πρότυπων δοκιμών διείδυσης
- Υδροπερατότητα

3.6.2 Γεωλογική Μηκοτομή

Στη γεωλογική μηκοτομή απεικονίζεται η στρωματογραφία του υπεδάφους και του βραχώδους υποβάθρου στην περιοχή μελέτης

3.6.3 Θεματική Μηκοτομή 1 - Αντοχή εδαφών κατά μήκος της χάραξης

Οι κοκκομετρικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν αφορούν σε εδαφοποιημένες ζώνες εντός των βραχωδών σχηματισμών ή σε πολύ αποσαθρωμένα βραχώδη δοκίμια. Εύλογα, στο μεγαλύτερο μήκος της χάραξης όπου συναντώνται λιθολογικοί τύποι της ΨΜΣ, τα εδάφη είναι λεπτόκοκκα (άργιλοι και ιλύες), λόγω της παρουσίας των

αργιλόλιθων και των ιλυόλιθων. Στα τελευταία μέτρα, όπου πρωταγωνιστούν τα κροκαλολατυποπαγή της μεταβατικής ζώνης και τα πετρώματα του ΑΣ, συναντάμε κυρίως χονδρόκοκκα εδάφη, τα οποία υποδεικνύουν την ύπαρξη ζωνών αποσάθρωσης και εδαφοποίησης των μεταψαμμιτών, ενώ τυχόν λεπτόκοκκα κλάσματα παρουσιάζουν υψηλή σκληρότητα.

Πιο συγκεκριμένα, από τη Χ.Θ. 482,67 μέχρι τη Χ.Θ. 695,29 εμφανίζονται λεπτόκοκκα εδάφη, ενώ δεν παρατηρείται εμφάνιση αδρόκοκκων εδαφών. Τελείως αντίθετη είναι η εικόνα από τη Χ.Θ. 823,73 έως το τέλος της χάραξης (Χ.Θ. 929,15), όπου τα εδάφη που εμφανίζονται είναι αδρόκοκκα και είναι κυρίως χάλικες και δευτερευόντως άμμοι και πιθανόν αφορούν αποσαθρωμένα τεμάχια μεταψαμμίτη. Τοπικά, στη Χ.Θ. 823,73 και στη Χ.Θ. 897,37 εμφανίζονται και λεπτόκοκκα κλάσματα.

Στην πρώτη θεματική μηκοτομή απεικονίζεται η αντοχή αυτών των εδαφικών σχηματισμών που απαντώνται κατά μήκος του έργου.

Υπενθυμίζεται ότι δείκτης αντοχής των λεπτόκοκκων γεωυλικών αποτελεί η συνεκτικότητά τους. Στα μητρώα των διαθέσιμων γεωτρήσεων χρησιμοποιείται κλίμακα έξι (6) διαβαθμίσεων: πολύ μαλακή, μαλακή, σταθέρη, στιφρή, πολύ στιφρή, σκληρή. Η συσχέτιση της συνεκτικότητας των λεπτόκοκκων εδαφών και της αντοχής τους σε μονοαξονική θλίψη, όπως προτάθηκε από τους Terzaghi & Peck (1948) παρουσιάζεται στον πίνακα που ακολουθεί:

Πίνακας 5. Συσχέτιση της συνεκτικότητας λεπτόκοκκων εδαφών με την αντοχή ανεμπόδιστης θλίψεως (Terzaghi & Peck, 1948)

Συνεκτικότητα της αργίλου	Αντοχή q_u (kPa)
Πολύ μαλακή	<25
Μαλακή	25-50
Μέτρια	50-100
Στιφρή	100-200
Πολύ στιφρή	200-400
Σκληρή	>400

Από τη Χ.Θ. 482,67 έως τη Χ.Θ. 695,29 τα λεπτόκοκκα εδάφη που απαντώνται στις ερευνητικές γεωτρήσεις χαρακτηρίζονται κυρίως πολύ μαλακά έως μαλακά και αφορούν αποσαθρωμένα κλάσματα ασβεστιτικού αργιλόλιθου, τα οποία εντοπίζονται υπερκείμενα του άξονα της σήραγγας. Τοπικά, περί τη Χ.Θ. 482,67 απαντάται μαλακή ιλύς υποκείμενα της σήραγγας, καθώς και πολύ σκληρή ιλύς (στην περίπτωση ιλυολίθου που έχει αποσυντεθεί σε ιλύ σε μεγάλο βάθος).

Στη Χ.Θ. 823,73 εντοπίζεται στο μέτωπο της σήραγγας λεπτόκοκκο αργιλικό έδαφος με χάλικες (αποσαθρωμένος χαλικώδης αργιλόλιθος), το οποίο χαρακτηρίζεται ως στιφρό.

Συμπεραίνουμε ότι στην περιοχή του έργου, στα ανώτερα εδαφικά στρώματα τα λεπτόκοκκα εδάφη δεν έχουν συμπιεστεί σε μεγάλο βαθμό, παρουσιάζοντας εύλογα μικρή συνεκτικότητα και αντοχή. Αποτελούν θέσεις ενδεχόμενης εμφάνισης άμεσων καθιζήσεων, αλλά και καθιζήσεων λόγω στερεοποίησης.

Για τα αδρόκοκκα εδάφη, δείκτη αντοχής αποτελεί η πυκνότητα. Στα μητρώα των γεωτρήσεων χρησιμοποιείται κλίμακα επτά (7) διαβαθμίσεων: πολύ χαλαρά, χαλαρά, μέτρια, πυκνά, πολύ πυκνά, συνεκτικά, τσιμεντοποιημένα. Η συσχέτιση της πυκνότητας των αδρόκοκκων εδαφών και της γωνίας τριβής τους, όπως προτάθηκε από τον Meyerhof (1958) παρουσιάζεται στον πίνακα που ακολουθεί.

Πίνακας 6. Συσχέτιση της πυκνότητας αδρόκοκκων εδαφών με τη γωνία τριβής (Meyerhof, 1958)

Πυκνότητα	Γωνία τριβής ϕ (°)
Πολύ χαλαρό	<30
Χαλαρό	30-35
Μέτριο	35-40
Πυκνό	40-45
Πολύ πυκνό/ Συνεκτικό /Τσιμεντοποιημένο	>45

Όπως προαναφέρθηκε, η παρουσία των αδρόκοκκων εδαφών χαρακτηρίζει τα τελευταία μέτρα της χάραξης, όπου παρουσιάζεται η μεταβατική ζώνη και τα πετρώματα του ΑΣ. Στη Χ.Θ. 823,73, συναντάται στρώση μεγάλου πάχους από ψηφίδες και χάλικες σχιστολίθου και μεταψαμμίτη, η οποία έχει ως συνδετικό υλικό στιφρή άργιλο ή ερυθροπηλίτη. Η στρώση χαρακτηρίζεται ως συνεκτική και τοπικά τσιμεντοποιημένη και μπορεί να θεωρηθεί ως ημίβραχος – μαλακός βράχος. Στη συνέχεια, από τη Χ.Θ 974,37 έως και τη Χ.Θ. 929,15 εμφανίζονται συνεκτικές στρώσεις μικρού πάχους, κυρίως σε μικρά βάθη.

3.6.4 Θεματική Μηκοτομή 2 – Αποτελέσματα τυποποιημένων δοκιμών διείδυσης (SPT)

Στην τρίτη θεματική μηκοτομή απεικονίζονται τα αποτελέσματα των τυποποιημένων δοκιμών διείδυσης (SPT) που εκτελέστηκαν μέσα στις γεωτρήσεις.

Δοκιμές SPT πραγματοποιήθηκαν σε όλες τις γεωτρήσεις, εκτός από τη ΒΡ3333, λόγω της κυριάρχησης του μαργαϊκού ασβεστολίθου. Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των δοκιμών ανά γεώτρηση, με τη σειρά που αυτές εμφανίζονται κατά μήκος της χάραξης.

Πίνακας 7. Αποτελέσματα τυποποιημένων δοκιμών διείδυσης SPT

Γεώτρηση	Βάθος δοκιμής		Έδαφος / Πέτρωμα	N	Χαρακτηρισμός
	Από	Έως			
ΒΗ3303	6,90	7,02	Ασβ. Αργιλόλιθος	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
	10,10	10,17	Ασβ. Αργιλόλιθος	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
	14,10	14,53	Ασβ. Αργιλόλιθος	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
	20,00	20,11	Ασβ. Αργιλόλιθος	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ

Γεώτρηση	Βάθος δοκιμής		Έδαφος / Πέτρωμα	N	Χαρακτηρισμός
	Από	Έως			
	22,80	22,84	Ασβ. Ιλυόλιθος	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
	26,30	26,35	Ιλυόλιθος	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
BP3305	7,20	7,65	Ασβ. Αργιλόλιθος	20	ΧΑΛΑΡΟ
	15,00	15,45	Ασβ. Αργιλόλιθος	100	ΠΟΛΥ ΠΥΚΝΟ
	20,20	20,54	Ασβ. Αργιλόλιθος	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
	34,30	34,35	Λιγνίτης	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
BP3306	6,30	6,75	Ασβ. Αργιλόλιθος	58	ΣΚΛΗΡΟ
	9,70	10,15	Ασβ. Αργιλόλιθος	32	ΣΚΛΗΡΟ
	13,70	13,98	Ασβ. Αργιλόλιθος	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
	17,10	17,13	Ιλυόλιθος	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
	31,70	32,12	Ασβ. Ιλυόλιθος	78	ΣΚΛΗΡΟ
BH3308	5,40	5,53	Άργιλος	16	ΧΑΛΑΡΟ
	8,30	8,74	Άργιλος	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
	16,50	16,91	Ασβ. Αργιλόλιθος	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
	19,40	19,48	Ασβ. Αργιλόλιθος	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
	22,50	22,59	Ασβ. Αργιλόλιθος	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
	24,80	24,83	Ασβ. Αργιλόλιθος	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
	27,40	27,45	Ασβ. Αργιλόλιθος	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
	30,50	30,79	Ασβ. Αργιλόλιθος	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
BP3309	7,20	7,65	Ασβ. Αργιλόλιθος	36	ΣΚΛΗΡΟ
	9,50	9,95	Ασβ. Αργιλόλιθος	16	ΧΑΛΑΡΟ
	12,90	13,15	Αργιλόλιθος	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
	24,30	24,42	Λατυποκροκαλοπαγές	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
	31,80	31,90	Λατυποκροκαλοπαγές	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
BP3310	7,40	7,85	Ερυθροπηλίτης	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
	10,70	10,82	Ερυθροπηλίτης	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
	14,00	14,14	Ερυθροπηλίτης	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
	17,30	17,34	Ερυθροπηλίτης	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
	25,60	25,67	Μεταψαμμίτης	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
	29,30	29,44	Μεταψαμμίτης	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
	35,30	35,44	Ζώνη τεκτονισμού	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
BP3307	5,80	6,25	Άμμος	16	ΧΑΛΑΡΟ

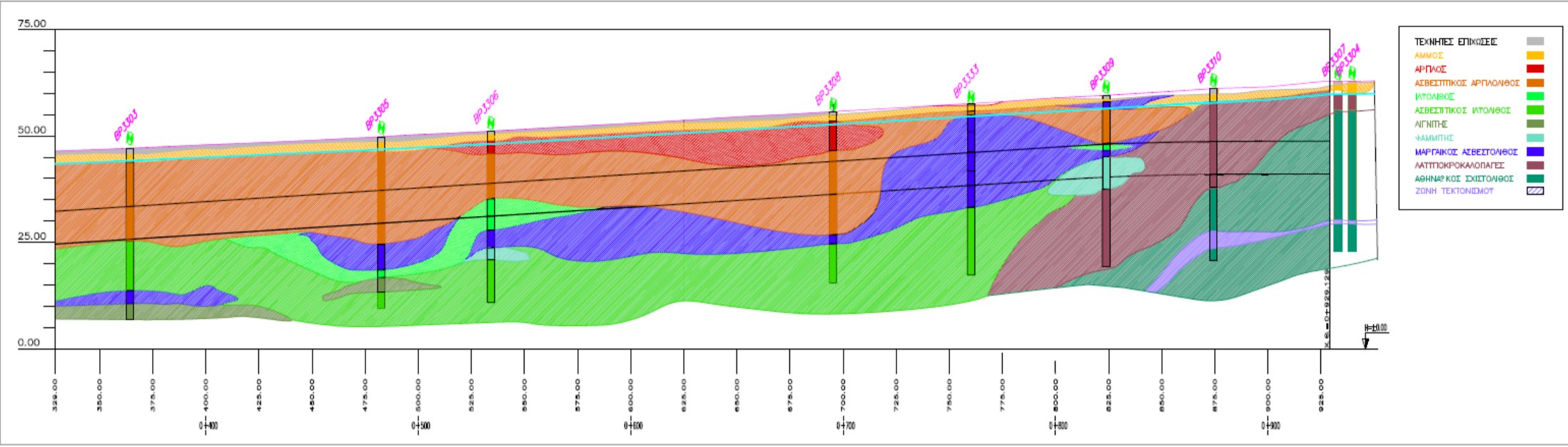
Γεώτρηση	Βάθος δοκιμής		Έδαφος / Πέτρωμα	N	Χαρακτηρισμός
	Από	Έως			
	10,40	10,49	Μεταψαμμίτης	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
	13,70	13,75	Μεταψαμμίτης	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
	19,80	19,90	Μεταψαμμίτης	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
	22,80	22,90	Μεταψαμμίτης	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
	26,10	26,27	Μεταψαμμίτης	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
	30,00	30,10	Μεταψαμμίτης	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
	33,00	33,06	Μεταίλυόλιθος	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
	37,20	37,34	Μεταίλυόλιθος	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
BP3304	6,50	6,64	Άμμος	ΑΡΝΗΣΗ	ΠΟΛΥ ΠΥΚΝΗ
	24,00	24,05	Μεταψαμμίτης	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
	27,10	27,30	Μεταψαμμίτης	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ
	31,80	32,00	Μεταψαμμίτης	ΑΡΝΗΣΗ	ΣΚΛΗΡΟ

Από τα αποτελέσματα των δοκιμών SPT συμπεραίνουμε ότι:

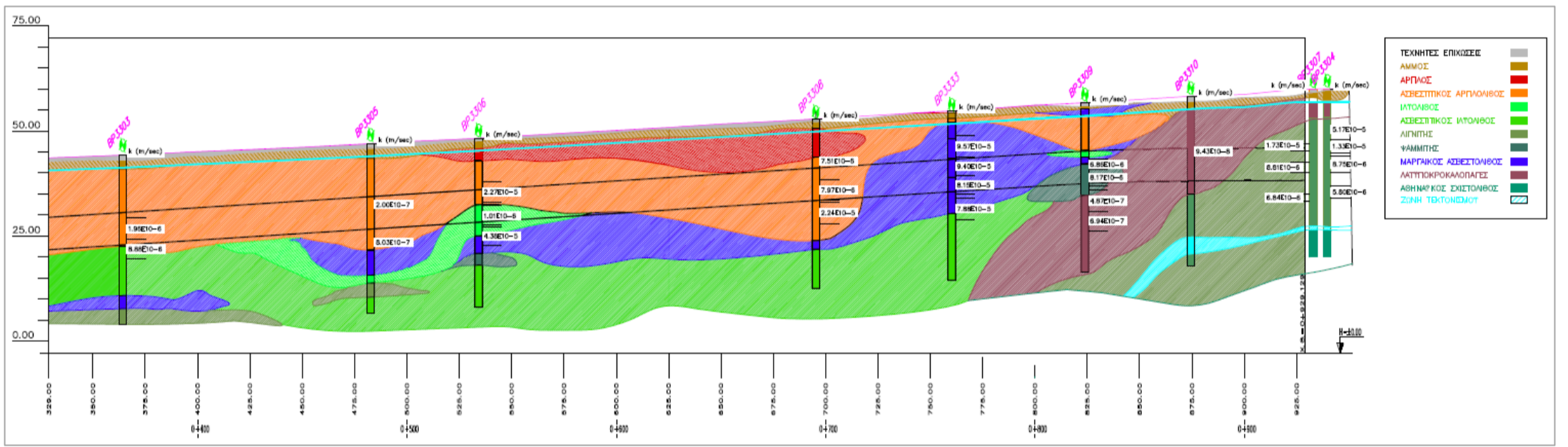
- α. Όπου κυριαρχούν οι βραχώδεις σχηματισμοί, ακόμα και στις εδαφοποιημένες ζώνες τους, η πλειονότητα των δοκιμών SPT υπέδειξε άρνηση σε διείσδυση.
- β. Στα ανώτερα εδαφικά στρώματα, όπως στις τεταρτογενείς αποθέσεις και στα εδάφη του τεταρτογενούς, τοπικά παρατηρούνται χαμηλές τιμές SPT.
- γ. Από τη Χ.Θ. 482,67 μέχρι τη Χ.Θ. 823,73 δοκιμές σε άργιλο ή ασβεστίτικο αργιλόλιθο έδωσαν τιμές 16 έως 20, οι οποίες υποδεικνύουν μαλακά και μικρής αντοχής αργιλικά εδάφη. Οι δοκιμές αυτές έχουν πραγματοποιηθεί εντός παχιάς αργίλου, η οποία αποτελεί πιθανό μανδύα αποσάθρωσης του υποκείμενου ασβεστίτικού αργιλόλιθου, της οποίας η στρώση προσεγγίζει την κλειδα της σήραγγας. Οι τιμές αυτές εγείρουν προβληματισμό ως προς πιθανή εκδήλωση καθιζήσεων στις θέσεις αυτές.
- δ. Στη Χ.Θ 932,95 δοκιμή σε άμμο υπέδειξε N=16, αποτέλεσμα που υποδεικνύει χαλαρή άμμο με μικρή γωνία τριβής.
- ε. Τα αποτελέσματα των δοκιμών SPT

3.6.5 Θεματική Μηκοτομή 3 – Αποτελέσματα δοκιμών διαπερατότητας

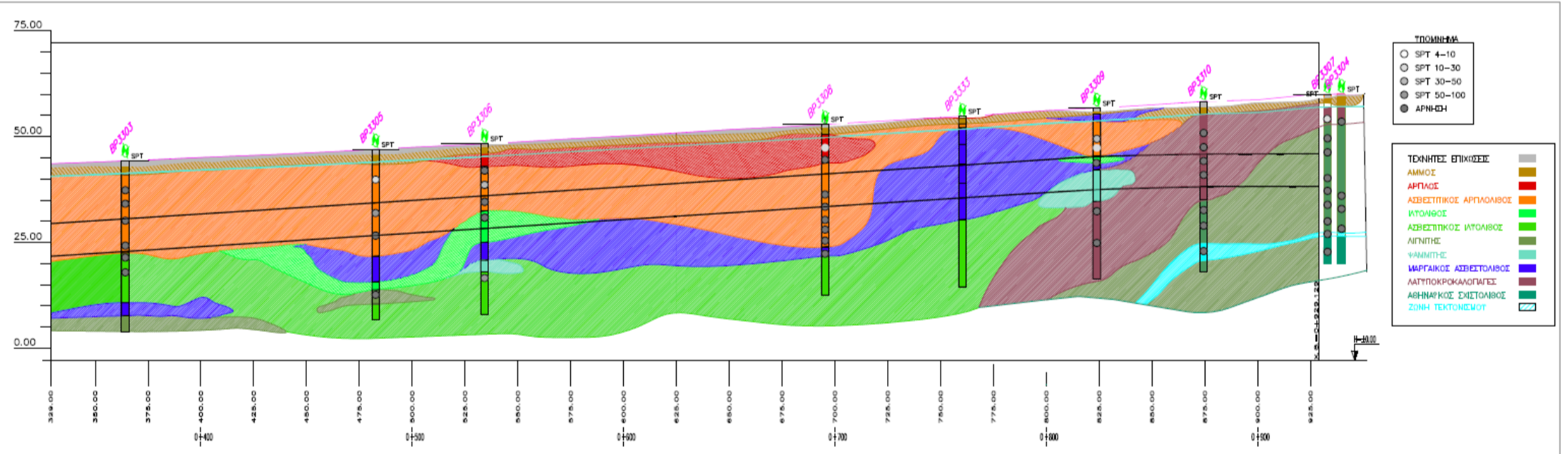
Στην τέταρτη θεματική μηκοτομή απεικονίζονται οι τιμές διαπερατότητας, όπως αυτές προέκυψαν από τις επί τόπου δοκιμές που παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 3.5.2.



Εικόνα 1: Γεωλογική μηκτομή στην περιοχή μελέτης (Χ.Θ. 329 έως Χ.Θ. 0+929)



Εικόνα 2: Θεματική μηκτομή I – Αποτελέσματα δοκιμών προσδιορισμού μέτρησης συντελεστή διαπερατότητας (Χ.Θ. 0+329 έως Χ.Θ. 0+929)



Εικόνα 3: Θεματική μηκτομή IV – Αποτελέσματα δοκιμών SPT (Χ.Θ. 0+329 έως Χ.Θ. 0+929)

3.7 ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ

3.7.1 Γενικά

Όπως προαναφέρθηκε, στην περιοχή της σήραγγας NATM Αιγάλεω – Χαϊδάρι, επιφανειακά συναντώνται τεχνητές αποθέσεις πάχους της τάξης των 2m-3m, ενώ υποκείμενα εμφανίζονται Ποταμοχειμάρειες αποθέσεις, με μέγιστο βάθος εμφάνισης τα 5,3m. Από την έναρξη της περιοχής μελέτης στη Χ.Θ 0+329 μέχρι τη Χ.Θ 0+840 υποκείμενα των υλικών του Τεταρτογενούς εντοπίζονται λιθολογικοί τύποι της Ψαμμιτικής – Μαρμαϊκής Σειράς, οι οποίοι κατά κύριο λόγο αποτελούνται από ασβεστίτικο αργιλόλιθο και ιλυόλιθους. Στη Χ.Θ 0+840 το βραχώδες υπόβαθρο αποτελείται από λατυποκροκαλοπαγή, τα οποία αποτελούνε τη μεταβατική ζώνη μεταξύ της ΨΜΣ και του ΑΣ, ο οποίος εμφανίζεται περί τη Χ.Θ 0+900 με τη μορφή κυρίως μεταψαμμιτών, συνήθως αποδιοργανωμένων.

Για την ορθότερη και ακριβέστερη αξιολόγηση των γεωτεχνικών συνθηκών, είναι αναγκαίος ο διαχωρισμός των απαντώμενων γεωλογικών σχηματισμών σε Γεωτεχνικές Ενότητες (Γ.Ε.). Οι σχηματισμοί που απαρτίζουν κάθε γεωτεχνική ενότητα παρουσιάζουν παρόμοια μηχανικά χαρακτηριστικά βραχώμαζας. Επιπλέον, διαφορετικοί λιθολογικοί τύποι ομαδοποιούνται υπό την ίδια Γ.Ε, καθώς έχουν όμοια σύσταση, μηχανική συμπεριφορά και αντοχή.

Σημειώνεται ότι στις χαρακτηριστικές τομές σχεδιασμού οι οποίες θα σχεδιαστούν σε επόμενο κεφάλαιο, ώστε να υπολογιστούν τα απαιτούμενα μέτρα προσωρινής υποστήριξης της σήραγγας, καθώς και οι εδαφικές μετακινήσεις των σχηματισμών, δε θα ληφθούν υπόψη όλες οι Γεωτεχνικές ενότητες που περιγράφονται, καθώς κάποιες εμφανίζονται σε πολύ μικρό ποσοστό ή αγνοούνται προς χάριν της ασφάλειας.

3.7.2 Καθορισμός Γεωτεχνικών ενότητων

Μετά από ενδελεχή αξιολόγηση των γεωτρήσεων και στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων των επί τόπου και εργαστηριακών δοκιμών, οι Γ.Ε στην περιοχή της σήραγγας διαμορφώνονται ως εξής:

Πίνακας 8. Γεωτεχνικές Ενότητες στην περιοχή της σήραγγας NATM Αιγάλεω – Χαϊδάρι

Γ.Ε	Περιγραφή	Γεωλογική Ενότητα
1.1	Τεχνητές αποθέσεις και αδρόκοκκα εδαφικά υλικά	Τεχνητές αποθέσεις / Ποταμοχειμάρειες αποθέσεις
2.1Α	Λεπτόκοκκα εδαφικά υλικά / Μανδύας αποσάθρωσης νεογενών	Ψαμμιτική - Μαρμαϊκή σειρά
2.1	Ασβεστίτικός Αργιλόλιθος / Ιλυόλιθος	Ψαμμιτική – Μαρμαϊκή σειρά
2.2	Ασβεστίτικός Ιλυόλιθος / Ψαμμίτης / Λιγνίτης	Ψαμμιτική – Μαρμαϊκή σειρά
2.3	Μαρμαϊκός Ασβεστόλιθος	Ψαμμιτική – Μαρμαϊκή σειρά
2.4	Εναλλαγές Μαρμαϊκού Ασβεστολίθου - Μάργας	Ψαμμιτική – Μαρμαϊκή σειρά
2.5	Λατυποκροκαλοπαγές/Κροκαλοπαγές/Ερυθροπηλίτης	Μεταβατική ζώνη υποβάθρου
3.1	Αθηναϊκός Σχιστόλιθος	Αθηναϊκός Σχιστόλιθος

Οι τεχνητές αποθέσεις αποτελούνται κατά κύριο λόγο από άμμο με χαλίκια, επομένως κρίθηκε σκόπιμη η ομαδοποίηση με τα υποκείμενα λεπτόκοκκα εδάφη των ποταμοχειμάρων αποθέσεων, τα οποία αποτελούν ξεχωριστή Γ.Ε και αποτελούνται από αμμώδη άργιλο με χαλίκια και τοπικά από αργιλώδη άμμο.

Οι λιθολογικοί τύποι του ασβεστιτικού αργιλόλιθου, του αργιλόλιθου και του ιλυολίθου που απαντώνται στις ανώτερες στρώσεις της ΨΜΣ ομαδοποιούνται σε μία γεωτεχνική ενότητα, καθώς παρουσιάζουν ομοιότητες στη σύσταση και στη δομή, αλλά όπως προέκυψε και από τη στατιστική επεξεργασία, και στη μηχανική συμπεριφορά.

Ομοίως, τα πετρώματα που συνιστούν τα κατώτερα στρώματα της ΨΜΣ (ασβεστιτικός ιλυόλιθος, ψαμμίτης και λιγνίτης) ομαδοποιούνται στην γεωτεχνική ενότητα 2.2.

Τέλος, ο μανδύας αποσάθρωσης του Αθηναϊκού Σχιστολίθου, καθώς και οι αποδιοργανωμένες ζώνες που εντοπίζονται έχουν υποστεί μεγάλο βαθμό αποσάθρωσης και εξαλλοίωσης, έχουν αποκτήσει χαρακτήρα ημίβραχου και παρόμοια γεωτεχνική συμπεριφορά, οπότε αντιμετωπίζονται σαν μία ενότητα.

Σημειώνεται ότι στις χαρακτηριστικές τομές οι οποίες θα σχεδιαστούν σε επόμενο κεφάλαιο, ώστε να υπολογιστούν τα απαιτούμενα μέτρα προσωρινής υποστήριξης, καθώς και οι μετακινήσεις των σχηματισμών, δε θα ληφθούν υπόψη όλες οι γεωτεχνικές ενότητες που περιγράφονται ανωτέρω, καθώς κάποιες εμφανίζονται σε πολύ μικρό ποσοστό ή αγνοούνται προς χάριν της ασφάλειας.

Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται τα βάθη εμφάνισης των Γεωτεχνικών ενότητων στις ερευνητικές γεωτρήσεις που πραγματοποιήθηκαν. Σημειώνεται ότι οι γεωτρήσεις παρουσιάζονται στον πίνακα με τη σειρά που συναντώνται κατά μήκος της χάραξης.

Πίνακας 9. Βάθος εμφάνισης των Γεωτεχνικών ενότητων στις γεωτρήσεις της υπό μελέτη περιοχής

Γεώτρηση	Βάθος (m)		Πάχος Γεωτεχνικής Ενότητας (m)	Γεωτεχνική Ενότητα
	Από	Εώς		
BH3303	0,0	3,2	3,2	1_1
	3,2	21,7	18,5	2_1
	21,7	33,4	11,7	2_2
	33,4	36,6	3,2	2_3
	36,6	40,3	3,7	2_2
BP3305	0	3,5	3,5	1_1
	3,5	25,3	21,8	2_1
	25,3	31,3	6,0	2_3
	31,3	33,1	1,8	2_1
	33,1	40,0	6,9	2_2
BP3306	0,0	2,2	2,2	1_1
	2,2	5,3	3,1	1_2

Γεώτρηση	Βάθος (m)		Πάχος Γεωτεχνικής Ενότητας (m)	Γεωτεχνική Ενότητα
	Από	Εώς		
	5,3	23,2	17,9	2_1
	23,2	27,4	4,2	2_3
	27,4	40,0	12,6	2_2
BH3308	0,0	2,2	2,2	1_1
	2,2	9,0	6,8	1_2
	9,0	28,9	19,9	2_1
	28,9	31,0	2,1	2_3
	31,0	39,6	8,6	2_2
BP3333	0,0	1,7	1,7	1_1
	1,7	2,7	1,0	2_1
	2,7	6,6	3,9	2_4
	6,6	11,3	4,7	2_3
	11,3	15,8	4,5	2_4
	15,8	24,4	8,6	2_3
	24,4	40,2	15,8	2_2
BP3309	0,0	1,4	1,4	1_1
	1,4	3,0	1,6	2_3
	3,0	18,1	15,1	2_1
	18,1	40,5	22,4	2_5
BP3310	0,0	3,0	3,0	1_1
	3,0	23,0	20,0	2_5
	23,0	33,3	10,3	3_2
	33,3	37,7	4,4	3_4
	37,7	40,4	2,7	3_2
BP3307	0,0	2,0	2,0	1_1
	2,0	3,0	1,0	2_5
	3,0	9,4	6,4	3_1
	9,4	33,0	23,6	3_2
	33,0	40,0	7,0	3_3

Γεώτρηση	Βάθος (m)		Πάχος Γεωτεχνικής Ενότητας (m)	Γεωτεχνική Ενότητα
	Από	Εώς		
BP3304	0,0	3,0	3,0	1_1
	3,0	6,8	3,8	3_1
	6,8	35,8	29,0	3_2
	35,8	40,0	4,2	3_3

3.8 ΤΜΗΜΑΤΟΠΟΙΗΣΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ ΚΑΙ ΤΥΠΙΚΕΣ ΤΟΜΕΣ ΕΛΕΓΧΟΥ

Σύμφωνα με τη γεωλογική μηκοτομή και τις θεματικές μηκοτομές που παρουσιάστηκαν στην §3.6, κρίθηκε σκόπιμη ο διαχωρισμός της περιοχής μελέτης σε τέσσερα (4) επί μέρους υποτμήματα. Ο διαχωρισμός έγινε με κριτήρια την κοινή γεωλογική δομή και την ποιότητα των σχηματισμών.

Υποτμήμα Α: Χ.Θ. 0+329 έως Χ.Θ. 0+470

Στο υποτμήμα Α, επιφανειακά συναντώνται οι τεχνητές αποθέσεις (γεωτεχνική ενότητα 1.1) και ακολουθεί η ενότητα 2.1, εντός της οποίας πραγματοποιείται η εκσκαφή της σήραγγας, με πάχος που κυμαίνεται μεταξύ 18,0m και 28,0m. Ακολουθούν σχηματισμοί της γεωτεχνικής ενότητας 2.2, κυρίως υπό τη μορφή ασβεστιτικών ιλυολίθων, με διάσπαρτες ενστρώσεις ψαμίτη και φακούς μαργαϊκών ασβεστολίθων. Στο υποτμήμα Α, η περιβάλλουσα βραχώμαζα της σήραγγας παρουσιάζει καλά γεωτεχνικά χαρακτηριστικά (GSI>25 σε κάθε περίπτωση).

Υποτμήμα Β: Χ.Θ. 0+470 έως Χ.Θ. 0+720

Στο υποτμήμα Β, επιφανειακά απαντάται η γεωτεχνική ενότητα 1.1, ενώ ακολουθεί η γεωτεχνική ενότητα 2.1Α, η οποία αποτελεί το μανδύα αποσάθρωσης των ασβεστιτικών αργιλολίθων της ενότητας 2.1, υπό τη μορφή λεπτόκοκκων εδαφών και κυρίως μαλακής αργίλου. Το πάχος της ενότητας 2.1Α κυμαίνεται από 3,0m έως 9,0m περίπου, όπου και προσεγγίζει την κλειδα της σήραγγας. Η εκσκαφή της σήραγγας πραγματοποιείται εντός της ενότητας 2.1, η οποία παρουσιάζει πολύ φτωχότερα χαρακτηριστικά σε σχέση με το υποτμήμα Α. Τέλος, απαντώνται οι σχηματισμοί της ενότητας 2.2. Στο υποτμήμα Β, υπάρχει έντονη διαφοροποίηση σε σχέση με το υποτμήμα Α, για δύο λόγους: α) Οι υπερκείμενοι σχηματισμοί της σήραγγας μπορούν να χαρακτηριστούν ακόμα και ως εδαφικοί, ενώ σύμφωνα με τις θεματικές μηκοτομές χαρακτηρίζονται κυρίως ως μαλακοί βράχοι, επομένως αποτελούν πιθανή θέση εκδήλωσης καθιζήσεων, β) Η περιβάλλουσα βραχώμαζα της σήραγγας κατεβαίνει μία βαθμίδα στην κλίμακα δομής και στην κλίμακα ποιότητας ασυνεχειών, σύμφωνα με τον πίνακα GSI.

Υποτμήμα Γ: Χ.Θ. 0+720 έως Χ.Θ. 0+800

Κατά μήκος του υποτμήματος Γ επιφανειακά απαντώνται τεχνητές αποθέσεις πολύ μικρού πάχους, ενώ ακολουθεί η ενότητα 2.1 με μικρή εμφάνιση. Από αρκετά υψηλά υψομετρικά βάθη της τάξης των 3,0m-5,0m εμφανίζεται ο σχηματισμός του μαργαϊκού ασβεστολίθου (ενότητα 2.3), κατά τόπους με πυκνές ενστρώσεις μάργας (ενότητα 2.4), εντός του οποίου πραγματοποιείται η εκσκαφή της σήραγγας. Υποκείμενα της σήραγγας εντοπίζεται η γεωτεχνική ενότητα 2.2. Στο υποτμήμα Γ, το περιβάλλον εντός του οποίου εκσκάπτεται η σήραγγα, αλλά και το υποκείμενό του παρουσιάζουν καλά χαρακτηριστικά (GSI>35).

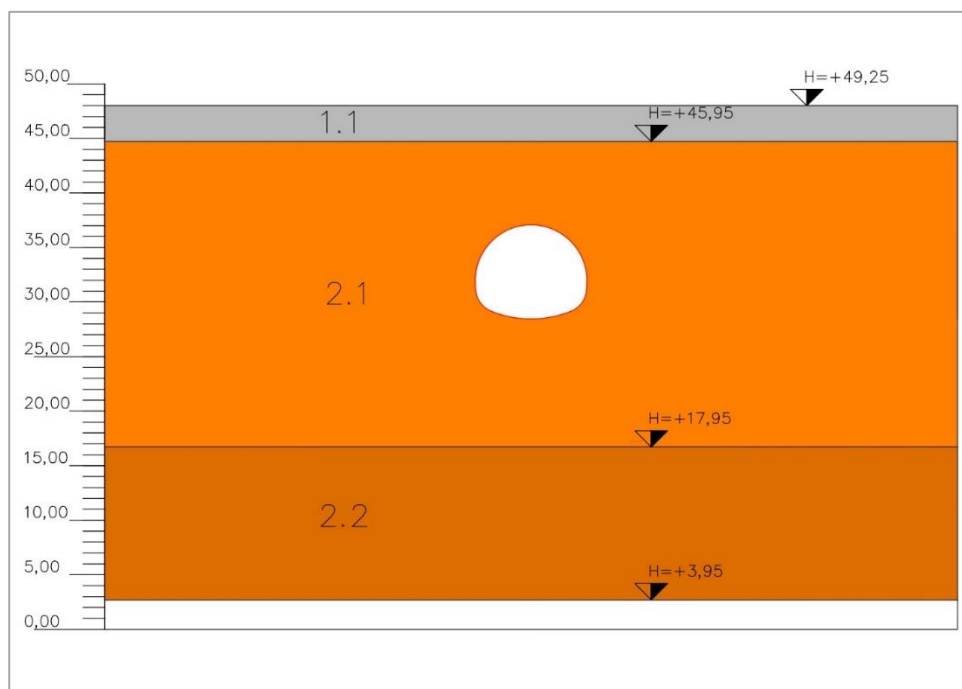
Υποτμήμα Δ: Χ.Θ. 0+800 έως Χ.Θ. 0+929

Κατά μήκος του υποτομήματος Δ απαντώνται επιφανειακά τεχνητές αποθέσεις, ενώ στη συνέχεια κυριαρχούν τα υλικά της μεταβατικής ζώνης (κροκαλο – λατυποπαγή, ερυθροπηλίτης), τα οποία έχουν πάχος περίπου 25,0 – 30,0 m. Κατά μήκος του υποτομήματος Γ επιφανειακά απαντώνται τεχνητές αποθέσεις πολύ μικρού πάχους, ενώ ακολουθεί η ενότητα 2.1 με μικρή εμφάνιση. Από αρκετά υψηλά βάθη της τάξης των 3,0m-5,0m εμφανίζεται ο σχηματισμός του μαργαϊκού ασβεστολίθου (ενότητα 2.3) , κατά τόπους με πυκνές ενστρώσεις μάργας (ενότητα 2.4), εντός του οποίου πραγματοποιείται η εκσκαφή της σήραγγας. Υποκείμενα της σήραγγας εντοπίζεται η γεωτεχνική ενότητα 2.2.

Με βάση τη γεωλογική μηκοτομή, τις θεματικές μηκοτομές και την τμηματοποίηση του έργου όπως αυτή περιγράφηκε ανωτέρω, καθορίστηκαν τέσσερις τυπικές διατομές ελέγχου. Οι διατομές αυτές καλύπτουν όλο το φάσμα των γεωτεχνικών συνθηκών που αναμένεται να συναντηθούν κατά τη διάνοιξη της σήραγγας. Κάποιες στρώσεις που παρουσιάζονται στη γεωλογική μηκοτομή ενδέχεται να παραλείπονται ή το πάχος τους να αυξομειώνεται, με σκοπό τον έλεγχο βάσει της δυσμενέστερης περίπτωσης.

Τυπική Τομή A-A' (Χ.Θ. 0+440)

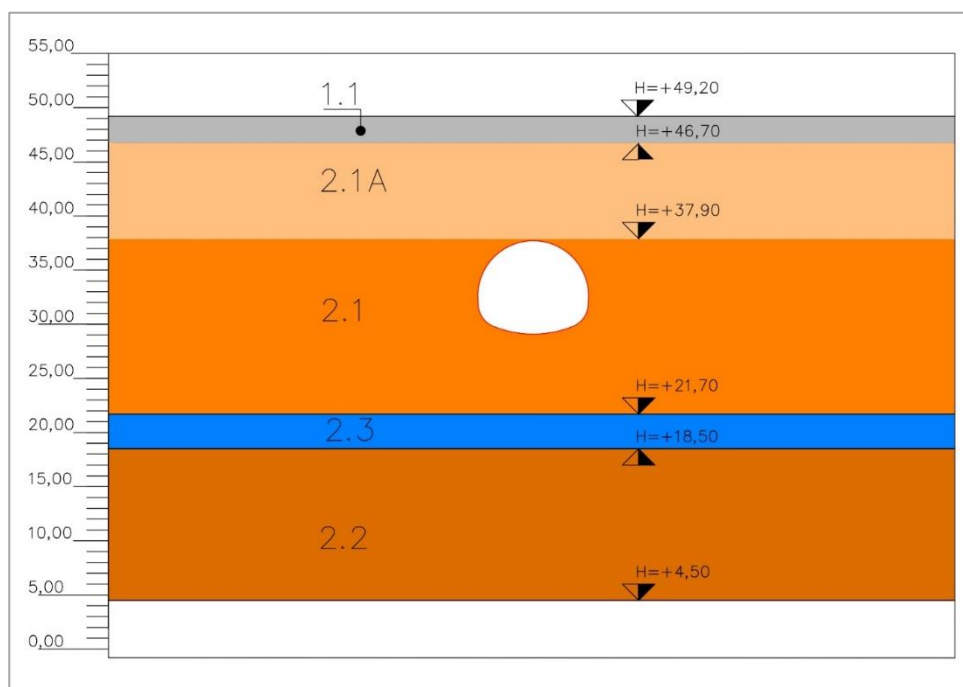
Η τυπική διατομή A-A' καλύπτει τις αναμενόμενες συνθήκες στο A' υποτόμημα μελέτης. Επιλέχθηκε στο σημείο όπου το πάχος της γεωτεχνικής ενότητας 2.1. μεγιστοποιείται, δεδομένου ότι αποτελείται από τους βραχύδεις σχηματισμούς που παρουσιάζουν τη χαμηλότερη ποιότητα στο συγκεκριμένο τμήμα μελέτης.



Σχήμα 4: Τυπική τομή ελέγχου A-A' (Χ.Θ. 0+460) - A' υποτόμημα μελέτης

Τυπική Τομή B-B' (Χ.Θ. 0+665,8)

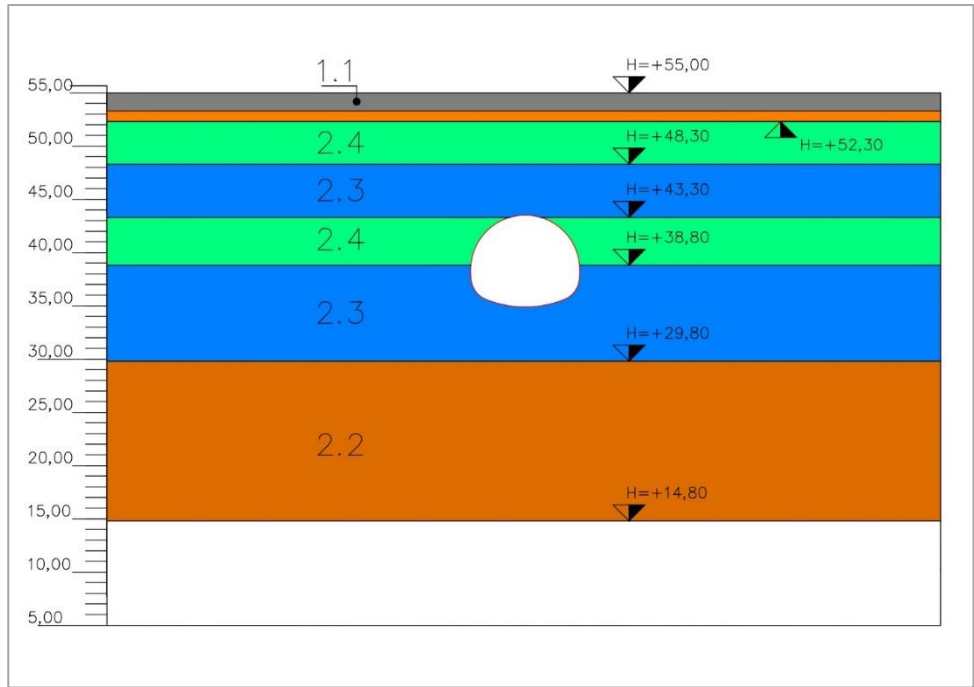
Η τυπική διατομή B-B' καλύπτει τις αναμενόμενες συνθήκες στο B' υποτόμημα μελέτης (Χ.Θ. 0+500 έως Χ.Θ. 0+720). Σχεδιάστηκε στη χιλιομετρική θέση όπου το πάχος της γεωτεχνικής ενότητας του μανδύα αποσάθρωσης της Ψαμμιτικής - Μαργαϊκής Σειράς μεγιστοποιείται, ώστε να μελετηθεί η δυσμενέστερη περίπτωση. Συντηρητικά, το πάχος της ενότητας 2.1.Α θεωρείται ότι προσεγγίζει την κλειδα της σήραγγας.



Σχήμα 5: Τυπική τομή ελέγχου Β-Β' (Χ.Θ. 0+666) - Β' υποτιμήμα μελέτης

Τυπική Τομή Γ-Γ' (Χ.Θ. 0+666)

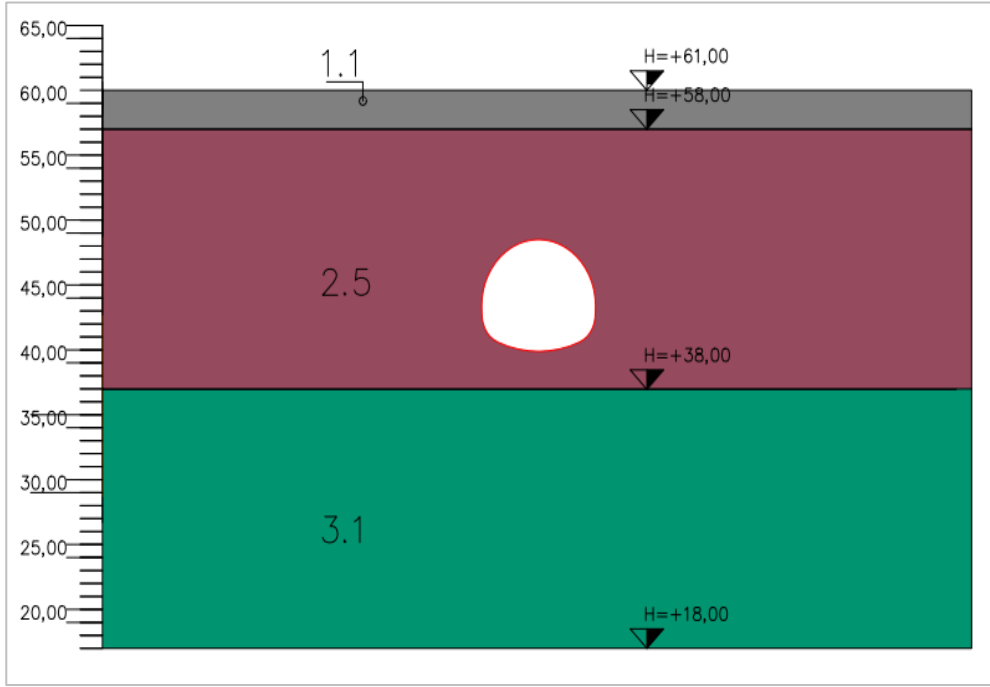
Η τυπική διατομή Γ-Γ' καλύπτει τις αναμενόμενες συνθήκες στο Γ' υποτιμήμα μελέτης (Χ.Θ. 0+720 έως Χ.Θ. 0+800) και αφορά στο τμήμα μελέτης όπου η περιβάλλουσα βραχώμαζα της σήραγγας αποτελείται από μαργαϊκό ασβεστόλιθο είτε από εναλλαγές μαργαϊκού ασβεστολίθου και μάργας.



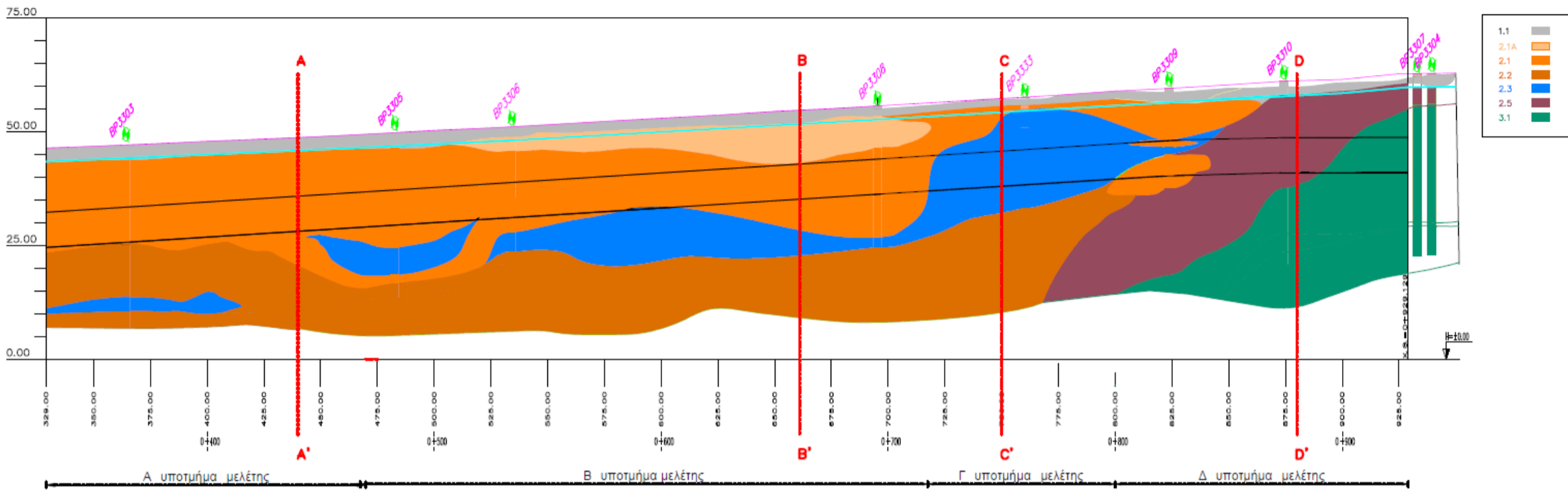
Σχήμα 6: Τυπική τομή ελέγχου Γ-Γ' (Χ.Θ. 0+750) - Γ' υπομήμα μελέτης

Τυπική Τομή Δ-Δ' (Χ.Θ. 0+880)

Η τυπική διατομή Δ-Δ' καλύπτει τις αναμενόμενες συνθήκες στο Δ' υπομήμα μελέτης (Χ.Θ. 0+800 έως Χ.Θ. 0+929). Στο τμήμα αυτό απαντώνται επιφανειακά τεχνητές αποθέσεις και εν συνεχεία τα υλικά της μεταβατικής ζώνης ή μεταψαμμίτες του Αθηναϊκού Σχιστολίθου.



Σχήμα 7: Τυπική τομή ελέγχου Δ-Δ' (Χ.Θ. 0+880) - Δ' υπομήμα μελέτης



Εικόνα 1: Τμηματοποίηση της περιοχής μελέτης και θέσεις τυπικών τομών ελέγχου

3.9 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ

3.9.1 Γεωτεχνική Ενότητα 1.1

Η γεωτεχνική 1.1, όπως προαναφέρθηκε, συμπεριλαμβάνει τις τεχνητές αποθέσεις, αλλούβια και άλλα αδρόκοκκα εδαφικά υλικά του τεταρτογενούς. Εμφανίζεται σε όλες τις γεωτρήσεις της περιοχής μελέτης και αναπτύσσεται επιφανειακά, ενώ το πάχος της κυμαίνεται από 1,4m μέχρι 3,5m περίπου. Λόγω της κοινής κοκκομετρίας και σύστασης, κρίθηκε σκόπιμη η ομαδοποίηση των δύο υλικών.

Η συγκεκριμένη ενότητα αποτελείται κυρίως από καστανοκόκκινη ή καστανή έως καστανοπράσινη ιλυώδη άμμο με χαλίκια, τα οποία τοπικά χαρακτηρίζονται ως ασβεστολιθικά, και κροκάλες. Σε περιορισμένη έκταση εντοπίζονται ανθρωπογενή υλικά ή φυτικά ριζίδια.

Στην ενότητα 1.1 δεν πραγματοποιήθηκαν επί τόπου ή εργαστηριακές δοκιμές, λόγω της περιορισμένης και επιφανειακής της ανάπτυξης και του μικρού πάχους της. Από την περιγραφή των μητρώων των γεωτρήσεων, προκύπτει ότι αποτελείται κυρίως από ιλυώδη ΑΜΜΟ με χαλίκια (GC – SW). Τα γεωτεχνικά χαρακτηριστικά της ενότητας καθορίζονται βάσει στοιχείων από τη διεθνή βιβλιογραφία. Σύμφωνα με:

1. Foundation analysis and design, J.E. Bowles: $\varphi=28^{\circ}-34^{\circ}$ και $E=10\text{MPa} - 25\text{MPa}$
2. Essentials of soil mechanics and foundations – Basic Geotechnics, D.F McCarthy: $E=9\text{MPa} - 25\text{MPa}$
3. Αγκυρώσεις, Παπασπύρου: $\varphi=27^{\circ}-32^{\circ}$ και $E=8\text{MPa} - 25\text{MPa}$

Με βάση τα ανωτέρω, για την γεωτεχνική ενότητα 1.1, σε όλα τα επί μέρους υποτομήματα μελέτης, επιλέγονται:

$$\varphi=32^{\circ}$$

$$E=15 \text{ MPa}$$

Η γεωτεχνική ενότητα 1.1 αποτελείται κυρίως από αδρόκοκκα υλικά, χωρίς αξιόλογη συνοχή. Για να συνεκτιμηθεί η συνοχή της ιλύος που εντοπίζεται τοπικά εντός του σχηματισμού, επιλέγεται:

$$c=5 \text{ kPa}$$

Στον πίνακα που ακολουθεί, παρουσιάζονται τα γεωτεχνικά χαρακτηριστικά της ενότητας 1.1:

Πίνακας 10: Παράμετροι αντοχής της γεωτεχνικής ενότητας 1.1

Παράμετρος	Τιμή
φ (°)	32
c' (kPa)	5
E (MPa)	15

3.9.2 Γεωτεχνική Ενότητα 2.1

Η γεωτεχνική ενότητα 2.1 περιλαμβάνει τους αργιλόλιθους, οι οποίοι εμφανίζονται κυρίως ασβεστιτικοί, και τους ιλυολίθους της ΨΜΣ, οι οποίοι αποτελούν το ανώτερο στρώμα της. Η ενότητα 2.1 εμφανίζεται υποκείμενα της ενότητας 1.1, έχει κατά κανόνα πάχος της τάξης των 25,0m - 30,0m και στο μεγαλύτερο τμήμα της μελέτης συναντάται στο μέτωπο της σήραγγας (από Χ.Θ 0+300 μέχρι τη Χ.Θ 0+720 περίπου). Η συνολική της εμφάνιση στους πυρήνες των γεωτρήσεων της περιοχής είναι 27%.

Ο σχηματισμός, αποτελείται κυρίως από τον ασβεστιτικό αργιλόλιθο, ενώ ο αργιλόλιθος χωρίς σημαντικό ποσοστό CaCO_3 και ο ιλυόλιθος εμφανίζονται με τη μορφή φακών ή λεπτών ενστρώσεων. Συνολικά, έχει κατά κανόνα χαρακτήρα μαλακού, ασθενή έως πολύ ασθενή βράχου, μέτρια έως ολίγον αποσαθρωμένου (κατηγορία III – IV στην κλίμακα αποσάθρωσης) και τοπικά πολύ αποσαθρωμένου (κατηγορίες V – VI). Οι ασυνέχειες χαρακτηρίζονται κυρίως ως τραχείες, οξειδωμένες, με αργιλικό υλικό πλήρωσης.

Σύμφωνα με τις δοκιμές κοκκομετρίας και την κατάταξη των εδαφικών δειγμάτων που έχουν ληφθεί από τις γεωτρήσεις, ο σχηματισμός αποσυντίθεται σε παχιά άργιλο (CH) έως άργιλο με άμμος ή αμμώδη, κατά τόπους ελαστική, ιλύ (MH-ML).

Στις φωτογραφίες που ακολουθούν παρουσιάζονται χαρακτηριστικοί πυρήνες της εν λόγω ενότητας:



Εικόνα 2: Αντιπροσωπευτικοί πυρήνες της γεωτεχνικής ενότητας 2.1. Πετρογραφικός τύπος ασβεστιτικού αργιλολίθου, Γεώτρηση BP3305, βάθος 8,60m – 11,50m.



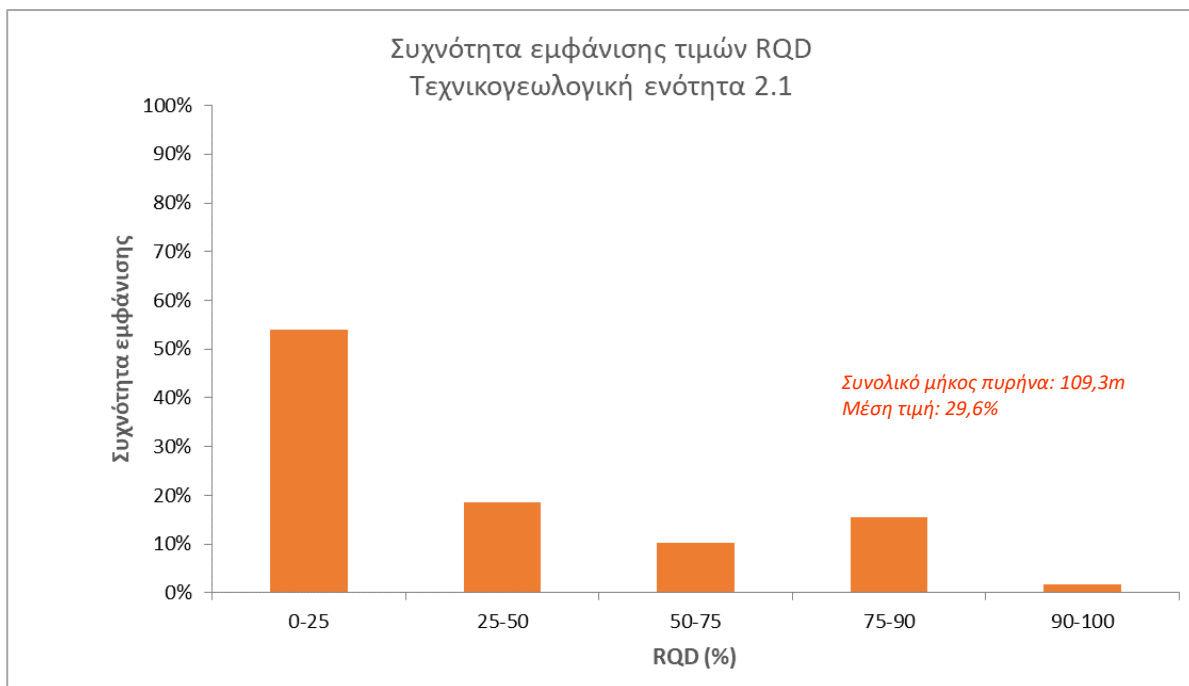
Εικόνα 3: Αντιπροσωπευτικοί πυρήνες της γεωτεχνικής ενότητας 2.1. Πετρογραφικός τύπος ασβεστίτου αργιολίθου, Γεώτρηση ΒΗ3308, βάθος 18,50m – 21,00m.



Εικόνα 4: Αντιπροσωπευτικοί πυρήνες της γεωτεχνικής ενότητας 2.1. Πετρογραφικός τύπος ιλυολίθου, Γεώτρηση ΒΡ3306, βάθος 18,10m – 21,10m.

3.9.2.1 Δείκτης ποιότητας πετρώματος – RQD

Από τη στατιστική επεξεργασία που πραγματοποιήθηκε για τις τιμές RQD όπως αυτές δίνονται στα μητρώα των γεωτρήσεων, για την Γεωτεχνική Ενότητα 2.1 προέκυψε ότι οι τιμές κυμαίνονται μεταξύ 0% και 100%, με μέση τιμή 29,6%, η οποία επιλέγεται και ως αντιπροσωπευτική τιμή. Το ανηγμένο ποσοστό εμφάνισης στο συνολικό μήκος πυρήνα όπου συναντάται η ενότητα 2.1 παρουσιάζεται στο κατωτέρω διάγραμμα.



Διάγραμμα 5: Συχνότητα εμφάνισης των τιμών RQD της γεωτεχνικής ενότητας 2.1

Σύμφωνα με τους Deere et al, η βραχώμαζα χαρακτηρίζεται κυρίως πολύ πτωχή έως πτωχή, αλλά τοπικά μπορεί να είναι μέτρια έως εξαιρετική. Το μεγάλο εύρος τιμών RQD είναι χαρακτηριστικό της μεταβλητότητας της ποιότητας της συγκεκριμένης βραχώμαζας, η οποία ιδιαίτερα κοντά σε θέσεις ρηγμάτων και πιθανών διαρρήξεων εμφανίζεται ιδιαίτερα κερματισμένη.

3.9.2.2 Υπολογισμός χαρακτηριστικής τιμής Γεωλογικού Δείκτη Αντοχής (GSI).

Για την ταξινόμηση και περιγραφή των πετρωμάτων της Γεωτεχνικής Ενότητας 2.1, χρησιμοποιήθηκε το γενικό διάγραμμα των Hoek & Marinos (2000), το οποίο έχει έξι (6) βαθμίδες δομής της βραχώμαζας και πέντε (5) βαθμίδες ποιότητας των ασυνεχειών, σύμφωνα με τη μεθοδολογία όπως αυτή παρουσιάστηκε στην παράγραφο §3.4.

Η κατηγοριοποίηση της δομής της βραχώμαζας έγινε με βάση τις φωτογραφίες των πυρήνων των γεωτρήσεων και την περιγραφή στα μητρώα των γεωτρήσεων, ενώ η κατηγοριοποίηση της ποιότητας των ασυνεχειών έγινε με βάση τις φωτογραφίες των πυρήνων και τον βαθμό αποσάθρωσης όπως αυτός δίνεται στα μητρώα των γεωτρήσεων (στήλη weathering).

Το εύρος των τιμών GSI ανά γεώτρηση και ανά βάθος για την Γεωτεχνική Ενότητα 2.1 παρουσιάζονται στον κατωτέρω πίνακα. Ακολούθως, υπολογίζεται η μέση τιμή GSI για τον σχηματισμό, η οποία θα χρησιμοποιηθεί και ως χαρακτηριστική τιμή σχεδιασμού.

Πίνακας 11: Βαθμονόμηση σύμφωνα με το σύστημα GSI – Γεωτεχνική ενότητα 2.1

Τμήμα Μελέτης	Γεώτρηση	Βάθος (m)		Πάχος στρώσης (m)	Δομή βραχώμαζας	Ποιότητα ασυνεχειών	Εύρος τιμών GSI	
		Από	Εώς				Από	Έως
Α' υποτομήμα μελέτης	BH3303	3,20	4,50	1,30	BDS	F	30	35
		4,50	11,10	6,60	VB - BDS	F	35	40
		11,10	21,70	10,60	VB	F - P	40	45
	BP3305	3,50	25,30	21,80	BDS	F - P	25	30
		31,30	33,10	1,80	D	VP	10	15
Β' υποτομήμα μελέτης	BP3306	12,10	15,60	3,50	BDS - D	P - VP	20	25
		15,60	23,20	7,60	D	P	20	25
	BH3308	9,00	28,90	19,90	BDS	P	25	30
Γ' υποτομήμα μελέτης	BP3333	1,70	2,70	1,00	D	F - P	20	30
Δ' υποτομήμα μελέτης	BP3309	3,00	11,30	8,30	VB - D	F	30	40
		11,30	14,50	3,20	D	P	15	25
		14,50	18,10	3,60	BV - BDS	F	35	40

Για το υποτομήμα Α' (Χ.Θ. 0+329 έως Χ.Θ. 0+500) παρατηρείται ότι η δομή της βραχώμαζας κυμαίνεται από VB (Very Blocky) έως BDS (Blocky – Disturbed – Seamy), ενώ η ποιότητα των ασυνεχειών χαρακτηρίζεται κυρίως ως μέτρια και κατά τόπους πτωχή (P). Μόνο τοπικά, σε μεγάλο βάθος και για μικρό πάχος η δομή χαρακτηρίζεται ως D (Disintegrated) και η ποιότητα των ασυνεχειών ως πολύ πτωχή (VP).

Στο υποτομήμα Β (Χ.Θ. 0+500 έως Χ.Θ. 0+720) παρατηρείται ότι η δομή της βραχώμαζας κυμαίνεται από VB (Very Blocky) έως BDS (Blocky – Disturbed – Seamy) και D (Disintegrated), ενώ η ποιότητα των ασυνεχειών χαρακτηρίζεται κυρίως μέτρια (F) ως πτωχή (P) και τοπικά πολύ πτωχή (VP).

Στο υποτομήμα Γ (Χ.Θ. 0+720 έως Χ.Θ. 0+800) η δομή της βραχώμαζας περιγράφεται ως D (Disintegrated), ενώ η ποιότητα των ασυνεχειών χαρακτηρίζεται μέτρια (F) ως πτωχή (P).

Στο υποτομήμα Δ (Χ.Θ. 0+800 έως Χ.Θ. 0+929) η δομή της βραχώμαζας κυμαίνεται από VB (Very Blocky) έως D (Disintegrated), ενώ η ποιότητα των ασυνεχειών χαρακτηρίζεται μέτρια (F) ως πτωχή (P). Τοπικά, εντοπίζεται πολύ ασθενής ζώνη, η οποία όμως έχει μικρό πάχος και δεν επηρεάζει τη γενική εικόνα του σχηματισμού.

Για τη διεξαγωγή της σταθμισμένης μέσης τιμής GSI ή του χαρακτηριστικού εύρους της ενότητας 2.1 σε κάθε υποτομήμα της μελέτης, υπολογίστηκαν ο ελάχιστος και ο μέγιστος σταθμισμένος μέσος όρος σε καθένα από αυτά με χρήση των τύπων:

$$\overline{(GSI)}_{min} = \frac{\sum(GSI_{min,i} \times L_i)}{\sum L_i} \quad \text{και} \quad \overline{(GSI)}_{max} = \frac{\sum(GSI_{max,i} \times L_i)}{\sum L_i}$$

όπου L, το πάχος της κάθε στρώσης που αντιστοιχεί σε ορισμένο εύρος τιμών GSI.

Η χαρακτηριστική τιμή σχεδιασμού GSI σε κάθε υποτομή μελέτης εκτιμάται ως εξής:

$$GSI_k = \frac{GSI_{min} + GSI_{max}}{2}$$

Τελικά, για την γεωτεχνική ενότητα 2.1 ως αντιπροσωπευτικές τιμές GSI σε κάθε τμήμα μελέτης επιλέγεται:

A' υποτομή μελέτης (Χ.Θ. 0+329 έως Χ.Θ. 0+500) : **GSI_k = 33**

B' υποτομή μελέτης (Χ.Θ. 0+500 έως Χ.Θ. 0+720): **GSI_k = 23**

Γ' υποτομή μελέτης (Χ.Θ. 0+720 έως Χ.Θ. 0+800): **GSI_k = 25**

Δ' υποτομή μελέτης(Χ.Θ. 0+800 έως Χ.Θ. 0+929): **GSI_k = 28**

Επισημαίνεται ότι για το τμήμα A, όπου δεν είναι δυνατή η εκτίμηση μίας μοναδικής αντιπροσωπευτικής τιμής GSI, λόγω των διαφορών στη δομή που προκύπτουν μεταξύ των γειτονικών γεωτρήσεων ΒΗ3303 και ΒΡ3305, θα πραγματοποιηθούν αναλύσεις και για τις δύο ακραίες τιμές του εύρους που δόθηκε.

3.9.2.3 Προσδιορισμός μηχανικών παραμέτρων για το κριτήριο Hoek – Brown.

Προσδιορισμός αντοχής σε μονοαξονική θλίψη σ_{ci}

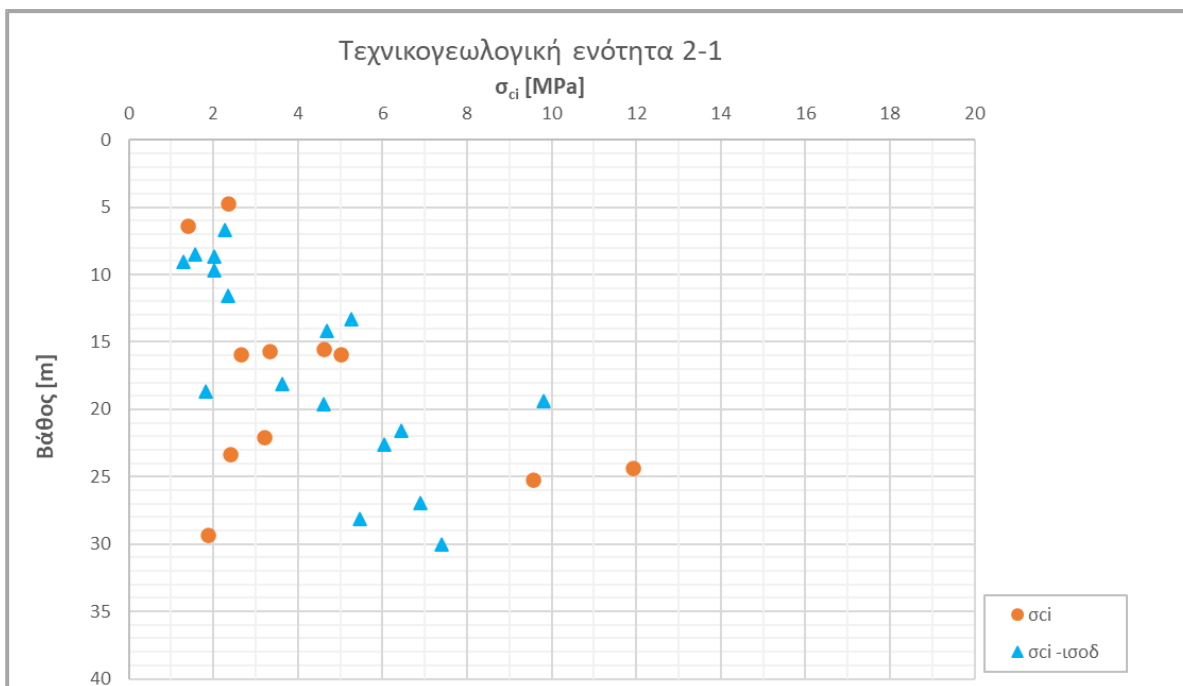
Ο προσδιορισμός της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής του άρρηκτου βράχου έγινε μετά από στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων των εργαστηριακών δοκιμών βραχομηχανικής. Στην γεωτεχνική ενότητα 2.1 πραγματοποιήθηκαν έντεκα (11) δοκιμές προσδιορισμού της ανεμπόδιστης θλιπτικής αντοχής άρρηκτου βράχου και δεκαεπτά (17) δοκιμές σημειακής φόρτισης βραχωδών δοκιμίων.

Λόγω έλλειψης δοκιμών προσδιορισμού ανεμπόδιστης θλίψης και δοκιμών σημειακής φόρτισης σε ίδια δοκίμια, επιλέχθηκε ενιαίος συντελεστής συσχέτισης $I_{s(50)} - \sigma_{ci}$ με τιμή $K=13$, σύμφωνα με την πρόταση των Tsiambaos & Sabatakakis (2004) για τα πετρώματα μικρής αντοχής. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται ακολούθως:

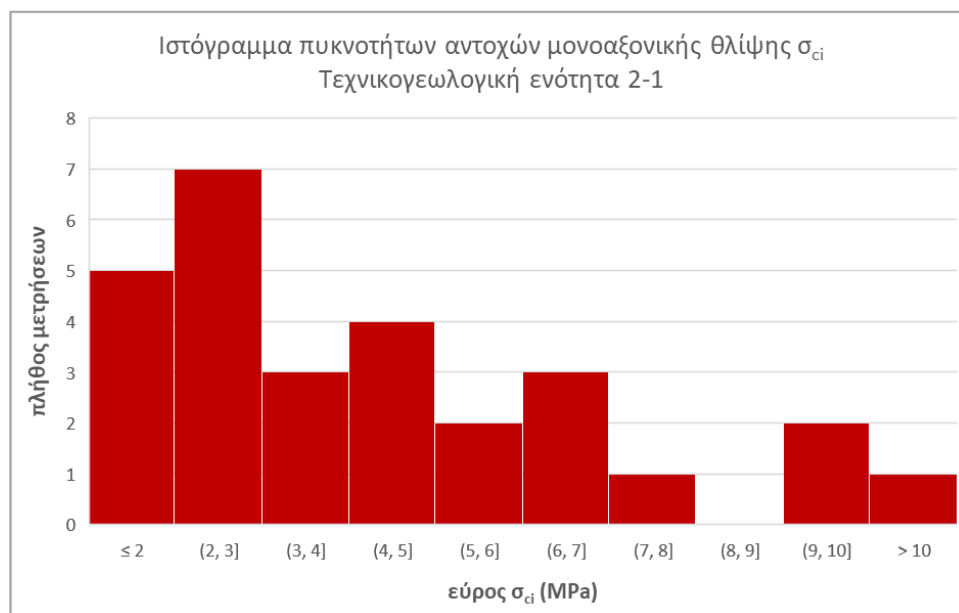
Πίνακας 12: Στατιστικά δεδομένα τιμών αντοχής άρρηκτου βράχου (Γεωτεχνική Ενότητα 2.1)

	Πλήθος δοκιμών	Ελάχιστη Τιμή (MPa)	Μέγιστη Τιμή (MPa)	Μέσος Όρος (MPa)	Τυπική απόκλιση (MPa)
σ_{ci} (δοκιμές UCS)	11	1,39	11,92	4,39	3,36
σ_{ci} (δοκιμές Point Load)	17	1,30	9,82	4,33	2,48

Στο Διάγραμμα 5 παρουσιάζεται η κατανομή των τιμών της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής του άρρηκτου βράχου συναρτήσει του βάθους, ενώ στο Διάγραμμα 6 παρουσιάζεται το ιστόγραμμα πυκνοτήτων των τιμών της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη των πετρογραφικών τύπων που απαρτίζουν την ενότητα 2.1.



Διάγραμμα 6: Κατανομή των τιμών της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής των πετρογραφικών τύπων της γεωτεχνικής ενότητας 2.1 σε συνάρτηση με το βάθος



Διάγραμμα 7: Ιστόγραμμα πυκνοτήτων τιμών αντοχής μονοαξονικής θλίψης των πετρογραφικών τύπων της γεωτεχνικής ενότητας 2.1

Οι πέντε (5) τιμές που ανήκουν στο διάστημα (0 – 2 MPa) θεωρούνται εξαιρετικά χαμηλές και έχουν πιθανότητα προκύψει από μη αντιπροσωπευτικά δοκίμια. Μη λαμβάνοντας υπόψη αυτές τις τιμές, ο συνολικός μέσος όρος των τιμών της θλιπτικής αντοχής (από δοκιμές UCS και από δοκιμές Point Load) προκύπτει $\sigma_{ci, ave} = 4,95$ MPa. Με βάση τα ανωτέρω, συντηρητικά επιλέγεται αντιπροσωπευτική τιμή αντοχής του άρρηκτου βράχου για την ΕΝΟΤΗΤΑ 2.1, ίση με $\sigma_{ci} = 4,5$ MPa.

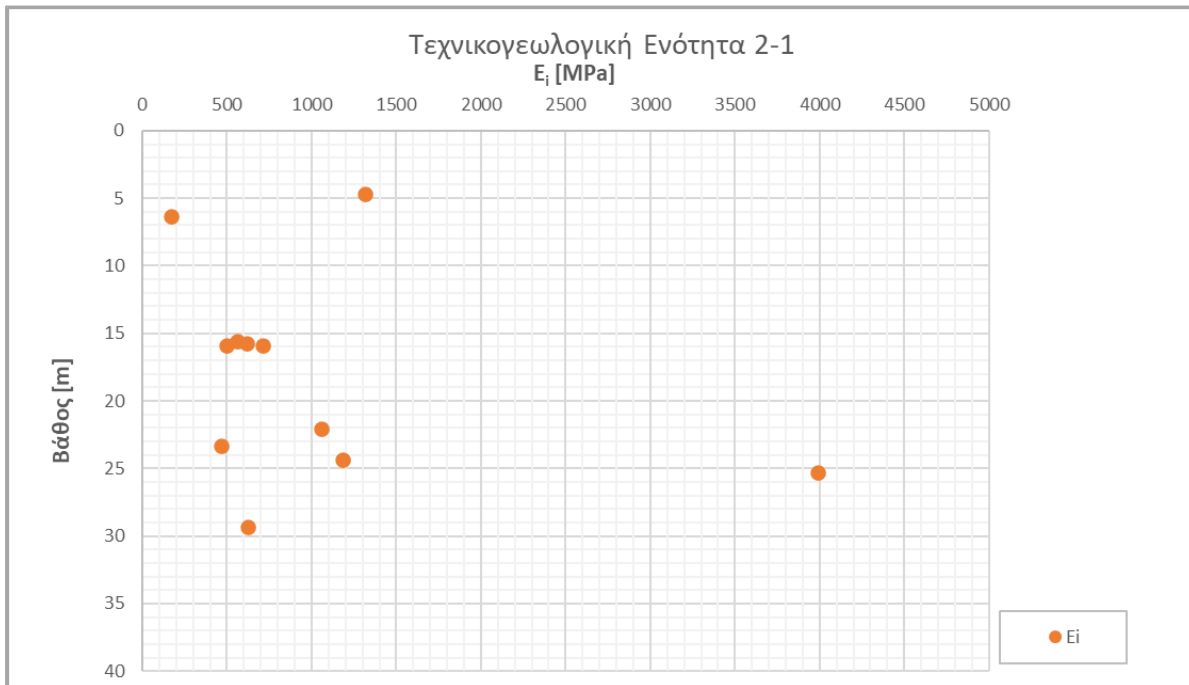
Προσδιορισμός μέτρου ελαστικότητας E_i

Στην γεωτεχνική ενότητα 2.1 πραγματοποιήθηκαν έντεκα (11) δοκιμές προσδιορισμού της ανεμπόδιστης θλιπτικής αντοχής, από τις οποίες έμμεσα προέκυψαν αντίστοιχες τιμές του μέτρου ελαστικότητας. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται ακολούθως:

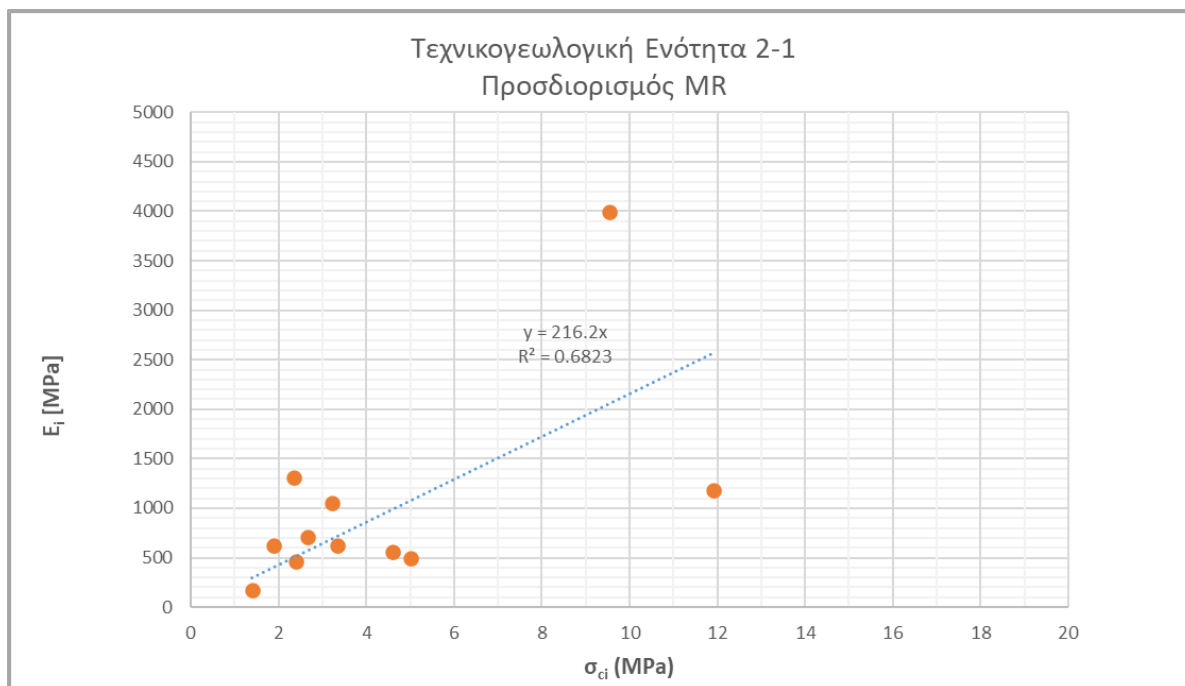
Πίνακας 13: Στατιστικά δεδομένα τιμών μέτρου ελαστικότητας (Γεωτεχνική Ενότητα 2.1)

	Πλήθος δοκιμών	Ελάχιστη Τιμή (MPa)	Μέγιστη Τιμή (MPa)	Μέσος Όρος (MPa)	Τυπική απόκλιση (MPa)
E_i (δοκιμές UCS)	11	170,46	3990,42	1017,34	1042,18

Στο Διάγραμμα 7 παρουσιάζεται η κατανομή των τιμών της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής του άρρηκτου βράχου συναρτήσει του βάθους, ενώ στο Διάγραμμα 8 παρουσιάζεται η αντιστοίχιση τιμών σ_{ci} με τις τιμές του μέτρου ελαστικότητας, για τον υπολογισμό του Modulus Ratio (MR).



Διάγραμμα 8: Κατανομή των τιμών του μέτρου ελαστικότητας άρρηκτου βράχου των πετρογραφικών τύπων της γεωτεχνικής ενότητας 2.1 συναρτήσει του βάθους



Διάγραμμα 9: Προσδιορισμός Modulus Ratio για τους πετρογραφικούς τύπους της γεωτεχνικής ενότητας 2.1

Από τη στατιστική επεξεργασία προκύπτουν γενικά χαμηλές τιμές του μέτρου ελαστικότητας άρρηκτου βράχου, οι οποίες λόγω μικρού στατιστικού δείγματος και λόγω έλλειψης δοκιμών με τη χρήση επικολλημένων στο δοκίμιο επιμηκυνσιομέτρων, οι τιμές αυτές δεν μπορούν να θεωρηθούν αντιπροσωπευτικές. Για $MR=220$ όπως συμπεραίνεται από το Διάγραμμα 8 και $\sigma_{ci} = 4,5$ MPa, προκύπτει $E_i \approx 1000$ MPa. Σύμφωνα με τους Hoek & Diederichs (2006), για τους αργιολίθους ισχύει $MR = [200 - 300]$. Λόγω του αυξημένου ασβεστιτικού κλάσματος του σχηματισμού, επιλέγεται η ανώτερη τιμή του προτεινόμενου εύρους, ήτοι $MR=300$. Επακόλουθα προκύπτει $E_i = MR \times \sigma_{ci} = 1350$ MPa. Τελικά, επιλέγεται αντιπροσωπευτική τιμή του μέτρου ελαστικότητας άρρηκτου βράχου για την ενότητα 2.1 ίσο με $E_i = 1400$ MPa.

Προσδιορισμός σταθεράς m_i (κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown).

Για τον προσδιορισμό της σταθεράς m_i , για την επίλυση του κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown, χρησιμοποιήθηκε ο πίνακας των Hoek & Brown (2000). Για τους αργιολίθους δίνεται ένας εύρος τιμών $m_i = [2 - 6]$, ενώ για τους ιλυολίθους και τις μάργες το εύρος είναι $m_i = [5 - 9]$. Λαμβάνοντας υπόψη τα ανωτέρω, επιλέγεται ως αντιπροσωπευτική και ταυτόχρονα συντηρητική τιμή $m_i = 6$.

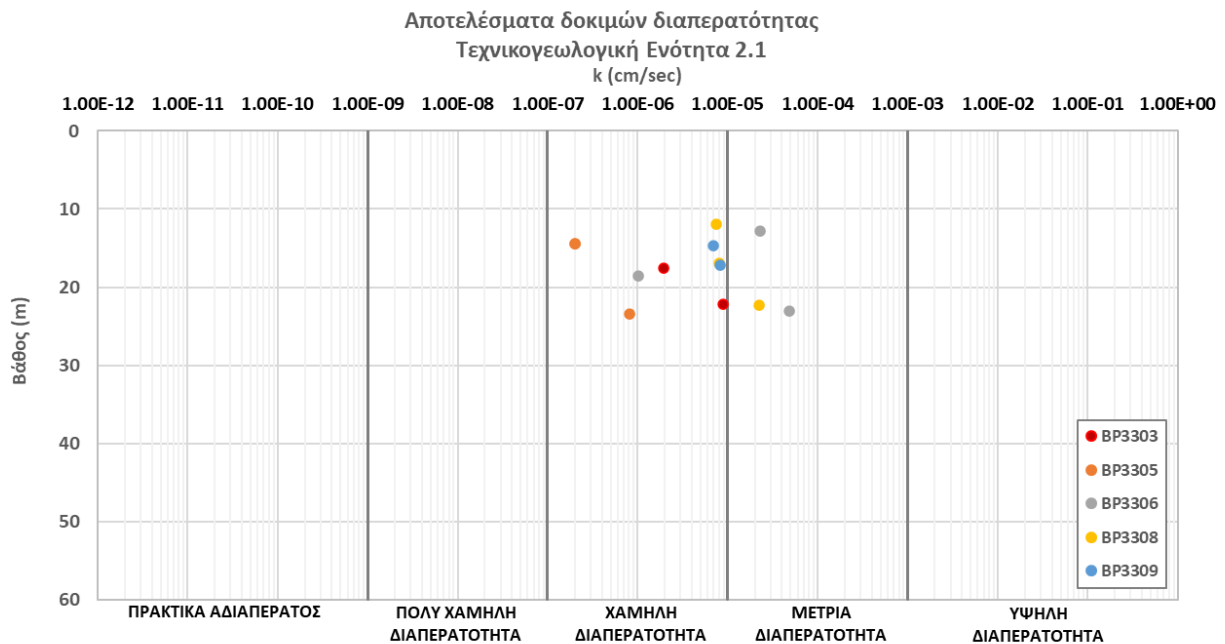
3.9.2.4 Υπολογισμός αντιπροσωπευτικής τιμής διαπερατότητας

Στην γεωτεχνική ενότητα 2.1 πραγματοποιήθηκαν δεκατρείς (13) δοκιμές επί τόπου δοκιμές με σκοπό τον προσδιορισμό του συντελεστή διαπερατότητας. Το εύρος των τιμών, καθώς και ο μέσος όρος παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 14: Αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών προσδιορισμού συντελεστή διαπερατότητας της γεωτεχνικής ενότητας 2.1

	Πλήθος δοκιμών	Ελάχιστη Τιμή c(m/sec)	Μέγιστη Τιμή (cm/sec)	Μέσος Όρος (cm/sec)	Τυπική απόκλιση (cm/sec)
Συντελεστής διαπερατότητας	13	0,00	$2,27 \times 10^{-5}$	$7,37 \times 10^{-6}$	$7,88 \times 10^{-6}$

Στο διάγραμμα 9 παρουσιάζονται οι τιμές του συντελεστή διαπερατότητας, όπως αυτές προέκυψαν από τις δοκιμές, συναρτήσει με το βάθος.



Διάγραμμα 10: Αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών προσδιορισμού συντελεστή διαπερατότητας της γεωτεχνικής ενότητας 2.1 σε συνάρτηση με το βάθος

Από τα αποτελέσματα και την κατάταξη της διαπερατότητας κατά Terzaghi & Peck (1967), συμπεραίνουμε ότι ο σχηματισμός έχει κυρίως χαμηλή και τοπικά μέτρια διαπερατότητα. Το συμπέρασμα αυτό έρχεται σε συμφωνία με τη φύση των σχηματισμών, οι οποίοι σε πολλές θέσεις εμφανίζονται χαλαροί και κερματισμένοι, ενώ στα εδαφικά κλάσματα έχει παρατηρηθεί η ύπαρξη χαλικιών και άλλων αδρόκοκκων υλικών. Ως αντιπροσωπευτική τιμή του συντελεστή διαπερατότητας επιλέγεται συντηρητικά $k = 5 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$.

3.9.2.5 Υπολογισμός παραμέτρων αντοχής βραχόμαζας

Προσδιορισμός ισοδύναμης γωνίας τριβής (ϕ') και ισοδύναμης συνοχής (c')

Για τον προσδιορισμό των ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής της βραχόμαζας της ενότητας 2.1, σύμφωνα με την εξίσωση του γενικευμένου κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown (2002), έγινε χρήση του λογισμικού RocLab της εταιρίας Rocscience Inc. Για την εφαρμογή και επίλυση του κριτηρίου είναι απαραίτητες οι μηχανικές παράμετροι άρρηκτου βράχου, η χαρακτηριστική τιμή του δείκτη GSI, καθώς και ο βαθμός διατάραξης της βραχόμαζας, ο οποίος

στα πλαίσια της παρούσας εργασίας λαμβάνεται $D=0$. Οι υπολογισμοί γίνονται για όλες τις γεωτεχνικές τομές σχεδιασμού με χρήση της μεθόδου tunnels. Το βάθος του άξονα της σήραγγας λαμβάνεται $H=18,0m$.

Το λογισμικό RocLab χρησιμοποιεί για τον προσδιορισμό του μέτρου ελαστικότητας της βραχώμαζας (E_m) την εμπειρική σχέση των Hoek & Diederichs (2006). Μελετώντας της βάση δεδομένων των δύο επιστημόνων, προκύπτει ότι το 83% των μετρήσεων αφορούσαν ισχυρότερες βραχώμαζες από αυτή που περιγράφεται στην ενότητα 2.1, με τιμές GSI μεγαλύτερων του 40. Επομένως, οι τιμές E_m που εξάγονται από το RocLab για το συγκεκριμένο σχηματισμό θεωρούνται πολύ μικρές και δε λαμβάνονται υπόψη.

Στον ακόλουθο πίνακα παρουσιάζονται οι εισαγόμενες στο λογισμικό παράμετροι και τα αποτελέσματα παραμέτρων αντοχής της βραχώμαζας.

Πίνακας 15: Υπολογισμός ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής της Ενότητας 2.1 (λογισμικό RocLab)

	Εισαγόμενες παράμετροι					Αποτελέσματα	
	σ_{ci} (MPa)	E_i (MPa)	GSI	m_i	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)
A' υποτομή μελέτης	4,5	1400	34	6	23,0	34	46
A' υποτομή μελέτης	4,5	1400	27	6	23,0	32	39
B' υποτομή μελέτης	4,5	1400	23	6	23,0	31	35
Γ' υποτομή μελέτης	4,5	1400	25	6	23,0	32	37
Δ' υποτομή μελέτης	4,5	1400	29	6	23,0	33	42

Προσδιορισμός μέτρου ελαστικότητας βραχώμαζας (E_m)

Για τον προσδιορισμό του μέτρου ελαστικότητας, λαμβάνονται υπόψη οι εξής σχέσεις:

1. **Hoek et al. (2002):**

$$E_{rm} = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \times 10^{GSI-10/40} \text{ (GPa)}$$

2. **Sonmez (2004):**

$$E_{rm} = E_i \times (s^a)^{0,4}$$

Τα αποτελέσματα από την εφαρμογή των δύο σχέσεων, καθώς και η επιλεγόμενη αντιπροσωπευτική τιμή σχεδιασμού παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 16: Μέτρο ελαστικότητας της βραχώμαζας - γεωτεχνική ενότητα 2.1

		Hoek et al. (2002) E_{rm} (MPa)	Sonmez (2004) E_{rm} (MPa)	Τιμή σχεδιασμού E_{rm} (MPa)
Α υποτμήμα μελέτης	GSI=33	797	300	550
	GSI=27	564	253	450
Β υποτμήμα μελέτης		448	223	350
Γ υποτμήμα μελέτης		503	238	390
Δ υποτμήμα μελέτης		633	268	480

Τέλος, στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται συνολικά οι τιμές των γεωτεχνικών μηχανικών παραμέτρων της γεωτεχνικής ενότητας 2.1 σε κάθε ένα από τα υποτμήματα μελέτης:

Πίνακας 17: Γεωτεχνικές παράμετροι αντοχής της γεωτεχνικής ενότητας 2.1

Παράμετρος	Τιμή			
	Α' υποτμήμα μελέτης	Β' υποτμήμα μελέτης	Γ' υποτμήμα μελέτης	Δ' υποτμήμα μελέτης
GSI	27 - 34	23	25	29
σ_{ci} (MPa)	4,5			
E_i (MPa)	1400			
m_i	6			
E_{rm} (MPa)	450 - 550	350	390	480
c' (kPa)	39 - 46	35	37	42
ϕ (°)	32 - 34	31	32	33

3.9.3 Γεωτεχνική Ενότητα 2.1A

Η ενότητα 2.1A αποτελεί το μανδύα αποσάθρωσης των ανώτερων στρώσεων της Ψαμμιτικής – Μαργαϊκής Σειράς, που αποτελούνται κατά κύριο λόγο από ασβεστιτικούς αργιλολίθους (μάργες) και ιλυολίθους. Εμφανίζεται σε δύο γεωτρήσεις της υπό μελέτη περιοχής, με μέγιστο τοπικό βάθος εμφάνισης τα 9,0m και σε κάθε περίπτωση είναι υποκείμενη της γεωτεχνικής ενότητας 1.1. Από τη Χ.Θ. 0+480 έως τη Χ.Θ.0+720 εντοπίζεται υπερκείμενα της σήραγγας.

Η συγκεκριμένη ενότητα περιγράφεται κυρίως σαν μαλακή έως πολύ μαλακή άργιλος και αποτελεί το μανδύα αποσάθρωσης του ασβεστιτικού αργιλολίθου και του ιλυολίθου της Ψαμμιτικής – Μαργαϊκής Σειράς.

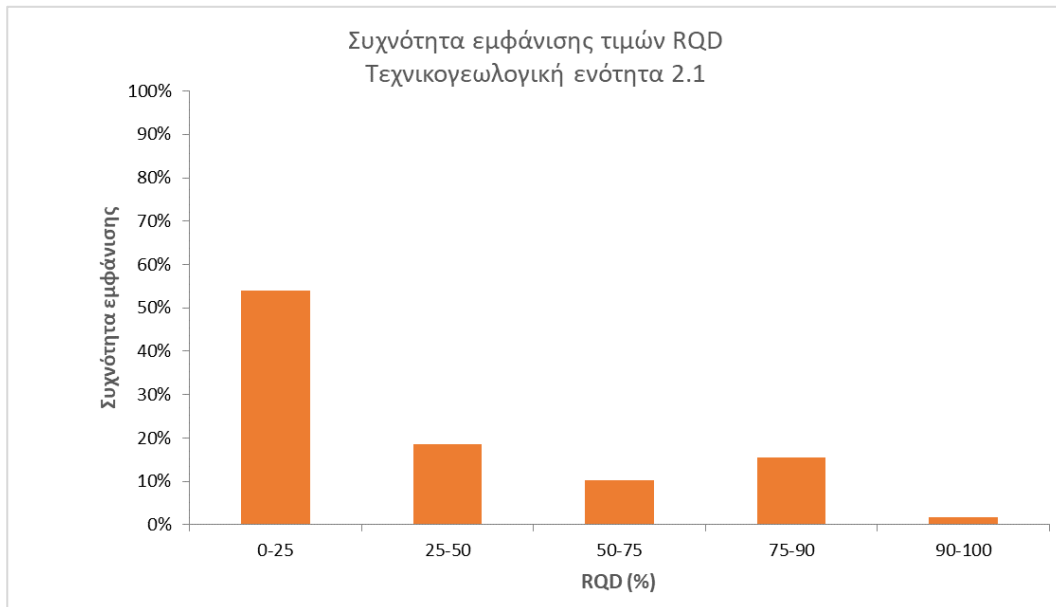
Στη φωτογραφία που ακολουθεί παρουσιάζονται αντιπροσωπευτικοί πυρήνες της ενότητας.



Εικόνα 5: Αντιπροσωπευτικοί πυρήνες της γεωτεχνικής ενότητας 2.1Α. Γεώτρηση ΒΗ3308, βάθος 3,20m – 6,50m.

3.9.3.1 Δείκτης ποιότητας πετρώματος – RQD

Από τη στατιστική επεξεργασία που πραγματοποιήθηκε για τις τιμές RQD όπως αυτές δίνονται στα μητρώα των γεωτρήσεων, για την γεωτεχνική ενότητα 2.1Α προέκυψε ότι όλες οι τιμές είναι 0%. Το ανηγμένο ποσοστό εμφάνισης στο συνολικό μήκος πυρήνα όπου συναντάται η ενότητα 2.1Α παρουσιάζεται στο κατωτέρω διάγραμμα.



Διάγραμμα 11: Συχνότητα εμφάνισης των τιμών RQD της γεωτεχνικής ενότητας 2.1Α

Σύμφωνα με τους Deere et al, η βραχομάζα χαρακτηρίζεται πολύ πτωχή, το οποίο είναι εύλογο λόγω της έντονης αποσάθρωσης που έχει υποστεί ο ασβεστιτικός αργιλόλιθος.

3.9.3.2 Υπολογισμός χαρακτηριστικής τιμής Γεωλογικού Δείκτη Αντοχής (GSI).

Η γεωτεχνική ενότητα 2.1A αποτελεί το μανδύα αποσάθρωσης της 2.1 και αποτελείται από παχιά άργιλο, που διατηρεί μικρό ποσοστό της δομής της βραχώμαζας του αργιλολίθου, σύμφωνα με τις περιγραφές στα μητρώα της γεώτρησης και τα φωτογραφικά τεκμήρια.

Λόγω των εξαιρετικά πτωχών μηχανικών χαρακτηριστικών, στη γεωτεχνική ενότητα 2.1A δίνεται ως αντιπροσωπευτικό εύρος **GSI=10-15**.

3.9.3.3 Προσδιορισμός μηχανικών παραμέτρων

Για τον προσδιορισμό των μηχανικών παραμέτρων του άρρηκτου βράχου της γεωτεχνικής ενότητας 2.1^A θεωρείται μία απομείωση 60% των χαρακτηριστικών της ενότητας 2.1, της οποίας αποτελεί το μανδύα αποσάθρωσης.

Προσδιορισμός αντοχής σε μονοαξονική θλίψη σ_{ci}

$$\sigma_{ci} = 40\% \times 4,5 \text{ MPa} = 1,8 \text{ MPa}$$

Για την ενότητα 2.1A επιλέγεται συντηρητικά ως αντιπροσωπευτική τιμή της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής άρρηκτου βράχου **$\sigma_{ci} = 1,5 \text{ MPa}$**

Προσδιορισμός μέτρου ελαστικότητας E_i

$$E_i = 40\% \times 1500 \text{ MPa} = 560 \text{ MPa}$$

Για την ενότητα 2.1A επιλέγεται συντηρητικά ως αντιπροσωπευτική τιμή του μέτρου ελαστικότητας άρρηκτου βράχου **$E_i = 550 \text{ MPa}$**

Προσδιορισμός σταθεράς m_i (κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown).

Για την ενότητα 2.1A επιλέγεται: **$m_i = 6$**

3.9.3.4 Υπολογισμός αντιπροσωπευτικής τιμής διαπερατότητας

Δεν έχουν πραγματοποιηθεί επί τόπου δοκιμές προσδιορισμού του συντελεστή διαπερατότητας εντός της ενότητας 2.1A. Εφαρμόζοντας μείωση 30% στην τιμή διαπερατότητας της ενότητας 2.1, ως αντιπροσωπευτική τιμή επιλέγεται **$k = 7,00 \times 10^{-6} \text{ m/s}$** .

3.9.3.5 Υπολογισμός ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής βραχώμαζας

Προσδιορισμός ισοδύναμης γωνίας τριβής (ϕ') και ισοδύναμης συνοχής (c')

Για τον προσδιορισμό των ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής της βραχώμαζας της γεωτεχνικής ενότητας 2.1A σύμφωνα με την εξίσωση του γενικευμένου κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown (2002), έγινε χρήση του λογισμικού RocLab της εταιρίας Rocscience Inc. Για την εφαρμογή και επίλυση του κριτηρίου είναι απαραίτητες οι μηχανικές παράμετροι άρρηκτου βράχου, η χαρακτηριστική τιμή του δείκτη GSI, καθώς και ο βαθμός διατάραξης της βραχώμαζας, ο οποίος στα πλαίσια της παρούσας εργασίας λαμβάνεται D=0. Οι υπολογισμοί γίνονται για όλες τις γεωτεχνικές τομές σχεδιασμού με χρήση της μεθόδου tunnels. Το βάθος της σήραγγας λαμβάνεται H=18,0m.

Το λογισμικό RocLab χρησιμοποιεί για τον προσδιορισμό του μέτρου ελαστικότητας της βραχώμαζας (E_m) την εμπειρική σχέση των Hoek & Diederichs (2006). Μελετώντας της βάση δεδομένων των δύο επιστημόνων, προκύπτει ότι το 83% των μετρήσεων αφορούσαν ισχυρότερες βραχώμαζες, με τιμές GSI μεγαλύτερων του 40. Επομένως, οι τιμές E_m που εξάγονται από το RocLab για το συγκεκριμένο σχηματισμό θεωρούνται πολύ μικρές και δε λαμβάνονται υπόψη.

Στον ακόλουθο πίνακα παρουσιάζονται οι εισαγόμενες στο λογισμικό παράμετροι και τα αποτελέσματα παραμέτρων αντοχής της βραχώμαζας.

Πίνακας 18: Υπολογισμός ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής της ενότητας 2.1A (λογισμικό RocLab)

	Εισαγόμενες παράμετροι					Αποτελέσματα	
	σ_{ci} (MPa)	E_i (MPa)	GSI	m_i	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)
B' υπομήμημα μελέτης	1,5	550	10	6	22,0	18,5	13
B' υπομήμημα μελέτης	1,5	550	15	6	22,0	21,3	17

Οι τιμές της γωνίας τριβής που προκύπτουν από την επίλυση με το λογισμικό Roclab, είναι πολύ μικρές και δεν μπορούν να θεωρηθούν αντιπροσωπευτικές.

Με βάση τα ανωτέρω, για την γεωτεχνική ενότητα 2.1A στο B' υπομήμημα μελέτης, επιλέγονται:

$\phi' = 25^\circ$ και $c'=15-20$ kPa.

Προσδιορισμός μέτρου ελαστικότητας βραχώμαζας (E_m)

Για τον προσδιορισμό του μέτρου ελαστικότητας, λαμβάνονται υπόψη οι εξής σχέσεις:

1. Hoek et al. (2002):

$$E_{rm} = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \times 10^{GSI-10/40} \text{ (GPa)}$$

2. Sonmez (2004):

$$E_{rm} = E_i \times (s^a)^{0,4}$$

Τα αποτελέσματα από την εφαρμογή των δύο σχέσεων, καθώς και η επιλεγόμενη αντιπροσωπευτική τιμή σχεδιασμού παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 19: Μέτρο ελαστικότητας της βραχώμαζας - γεωτεχνική ενότητα 2.1Α

		Hoek et al. (2002) E_{rm} (MPa)	Sonmez (2004) E_{rm} (MPa)	Τιμή σχεδιασμού E_{rm} (MPa)
Α' υπομήμημα μελέτης	GSI=10	122	53	85
	GSI=15	163	66	110

Τέλος, στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται συνολικά οι τιμές των γεωτεχνικών μηχανικών παραμέτρων της γεωτεχνικής ενότητας 2.1Α:

Πίνακας 20: Γεωτεχνικές παράμετροι αντοχής της γεωτεχνικής ενότητας 2.1Α

Παράμετρος	Τιμή (σύνολο του έργου)
GSI	10 - 15
σ_{ci} (MPa)	1,5
E_i (MPa)	550
m_i	6
E_{rm} (MPa)	85 - 110
c' (kPa)	15 - 20
φ (°)	25

3.9.4 Γεωτεχνική Ενότητα 2.2

Η γεωτεχνική ενότητα 2.2 περιλαμβάνει τους λιθολογικούς τύπους που απαρτίζουν την κατώτερη στρώση της ΨΜΣ, με κυριότερο εξ αυτών τον ασβεστίτικο ιλυόλιθο. Τοπικά, συναντώνται φακοί ασθενή φαμίτη ή ενστρώσεις λιγνίτη. Η ενότητα 2.2 απαντάται υποκείμενα της Γ.Ε 2.1 ή της ενότητας του Μαργαϊκού Ασβεστολίθου και είναι η επικρατούσα ενότητα που συναντάται υποκείμενα της σήραγγας (από τη Χ.Θ 0+300 έως τη Χ.Θ. 0+800 περίπου). Η συνολική της εμφάνιση στους πυρήνες των γεωτρήσεων της περιοχής είναι 16,5%.

Οι σχηματισμοί έχουν χαρακτήρα μετρίως ασθενή έως ισχυρού βράχου, ολίγον ως ελάχιστα αποσασθρωμένου (κατηγορία III – II στην κλίμακα αποσάθρωσης). Η βελτίωση της ποιότητας σε σχέση με την ενότητα 2.1 οφείλεται στο αυξημένο ασβεστίτικο κλάσμα σε συνδυασμό με το μεγαλύτερο βάθος εμφάνισης. Οι ασυνέχειες χαρακτηρίζονται τραχείες και τοπικά λείες, με αργιλικό υλικό πλήρωσης, ενώ τοπικά εμφανίζονται με οξειδωμένες επιφάνειες.

Σύμφωνα με τις δοκιμές κοκκομετρίας και την κατάταξη των εδαφικών δειγμάτων που έχουν ληφθεί από τις γεωτρήσεις, ο σχηματισμός αποσυντίθεται σε ιλυώδεις χάλικες (GM).

Στις φωτογραφίες που ακολουθούν παρουσιάζονται αντιπροσωπευτικοί πυρήνες της εν λόγω ενότητας:



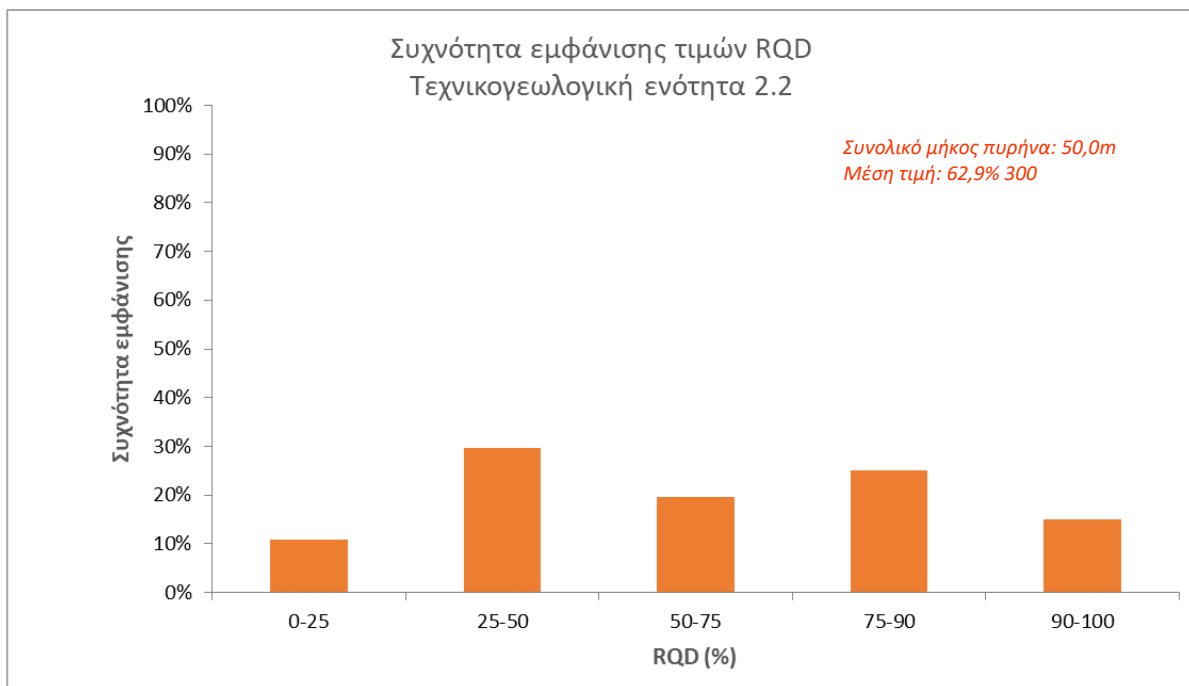
Εικόνα 6: Αντιπροσωπευτικοί πυρήνες της γεωτεχνικής ενότητας 2.2. Πετρογραφικός τύπος ασβεστίτου ιλιολίθου, Γεώτρηση ΒΡ3333, βάθος 34,50m – 37,40m.



Εικόνα 7: Αντιπροσωπευτικοί πυρήνες της γεωτεχνικής ενότητας 2.2. Πετρογραφικός τύπος ασβεστίτου λιγνίτη, Γεώτρηση ΒΗ3303, βάθος 38,10m – 40,30m.

3.9.4.1 Δείκτης ποιότητας πετρώματος – RQD

Από τη στατιστική επεξεργασία που πραγματοποιήθηκε για τις τιμές RQD όπως αυτές δίνονται στα μητρώα των γεωτρήσεων, για την Γεωτεχνική Ενότητα 2.2 προέκυψε ότι οι τιμές κυμαίνονται μεταξύ 0% και 100%, με μέση τιμή 62,9%, η οποία επιλέγεται και ως αντιπροσωπευτική τιμή. Το ανηγμένο ποσοστό εμφάνισης στο συνολικό μήκος πυρήνα όπου συναντάται η ενότητα 2.2 παρουσιάζεται στο κατωτέρω διάγραμμα.



Διάγραμμα 12: Συχνότητα εμφάνισης των τιμών RQD της γεωτεχνικής ενότητας 2.2

Με βάση τα ανωτέρω και σύμφωνα με τους Deere et al, η βραχώμαζα μπορεί να είναι από πολύ πτωχή έως εξαιρετική. Το μεγάλο εύρος τιμών RQD είναι χαρακτηριστικό της μεταβλητότητας της ποιότητας της συγκεκριμένης βραχώμαζας, η οποία ιδιαίτερα κοντά σε θέσεις ρηγμάτων και πιθανών διαρρήξεων εμφανίζεται ιδιαίτερα κερματισμένη. Ωστόσο, σύμφωνα με το ιστόγραμμα πυκνοτήτων, στην πλειοψηφία των μετρήσεων έχουμε RQD>50, γεγονός που καταδεικνύει ότι τα πετρώματα που απαρτίζουν την ενότητα 2.2 δεν παρουσιάζουν έντονο κερματισμό.

3.9.4.2 Υπολογισμός χαρακτηριστικής τιμής Γεωλογικού Δείκτη Αντοχής (GSI).

Για την ταξινόμηση και περιγραφή των πετρωμάτων της γεωτεχνικής 2.2, χρησιμοποιήθηκε το γενικό διάγραμμα των Hoek & Marinos (2000), το οποίο έχει έξι (6) βαθμίδες δομής της βραχώμαζας και πέντε (5) βαθμίδες ποιότητας των ασυνεχειών, σύμφωνα με τη μεθοδολογία όπως αυτή παρουσιάστηκε στην §3.4.

Η κατηγοριοποίηση της δομής της βραχώμαζας έγινε με βάση τις φωτογραφίες των πυρήνων των γεωτρήσεων και την περιγραφή στα μητρώα των γεωτρήσεων, ενώ η κατηγοριοποίηση της ποιότητας των ασυνεχειών έγινε με βάση τις φωτογραφίες των πυρήνων και τον βαθμό αποσάθρωσης όπως αυτός δίνεται στα μητρώα των γεωτρήσεων (στήλη weathering).

Το εύρος των τιμών GSI ανά γέωτρηση και ανά βάθος για την ενότητα 2.2 παρουσιάζονται στον κατωτέρω πίνακα. Ακολούθως, υπολογίζεται η μέση τιμή GSI για τον σχηματισμό, η οποία θα χρησιμοποιηθεί και ως χαρακτηριστική τιμή σχεδιασμού.

Πίνακας 21: Βαθμονόμηση σύμφωνα με το σύστημα GSI – Γεωτεχνική ενότητα 2.2

Υπομήμα μελέτης	Γεώτρηση	Βάθος (m)		Πάχος στρώσης (m)	Δομή βραχώμαζας	Ποιότητα ασυνεχειών	Εύρος τιμών GSI	
		Από	Έως				Από	Έως
Α' υπομήμα μελέτης	BH3303	21,70	33,40	11,70	B	F - P	50	55
		36,60	40,30	3,70	B	F	50	55
	BP3305	33,10	36,50	3,40	VB - BDS	F - P	30	40
		36,50	40,00	3,50	VB -BDS	F - P	30	35
Β' υπομήμα μελέτης	BP3306	27,40	30,20	2,80	B	F	50	60
		30,20	33,40	3,20	VB	F - P	35	45
		33,40	40,00	6,60	B	F	50	55
	BH3308	31,00	39,60	8,60	B - VB	F - P	55	65
Γ' υπομήμα μελέτης	BP3333	24,40	40,20	15,80	VB	G	55	65

Παρατηρείται ότι η δομή της βραχώμαζας κυμαίνεται από B (Blocky) έως BDS (Blocky – Disturbed - Seamy), ενώ η ποιότητα των ασυνεχειών περιγράφεται μέτρια (F) έως πτωχή (P) και τοπικά καλή (G).

Η εικόνα που παρουσιάζει η ενότητα 2.2 είναι παρόμοια σε όλο το μήκος του έργου, δηλαδή και στα τέσσερα επί μέρους τμήματά του. Επομένως, είναι δυνατή η διεξαγωγή μία ενιαίας χαρακτηριστικής τιμής GSI για τη συγκεκριμένη ενότητα.

Για τη διεξαγωγή της σταθμισμένης μέσης τιμής GSI της ενότητας 2.2, υπολογίστηκαν ο ελάχιστος και ο μέγιστος σταθμισμένος μέσος όρος σε καθένα από αυτά με χρήση των τύπων:

$$\overline{(GSI)}_{min} = \frac{\sum(GSI_{min,i} \times L_i)}{\sum L_i} \quad \text{και} \quad \overline{(GSI)}_{max} = \frac{\sum(GSI_{max,i} \times L_i)}{\sum L_i}$$

όπου L, το πάχος της κάθε στρώσης που αντιστοιχεί σε ορισμένο εύρος τιμών GSI.

Η χαρακτηριστική τιμή σχεδιασμού GSI εκτιμάται ως εξής:

$$GSI_k = \frac{GSI_{min} + GSI_{max}}{2}$$

Τελικά, για την γεωτεχνική ενότητα 2.2 ως αντιπροσωπευτική τιμή GSI για όλη την περιοχή μελέτης επιλέγεται:

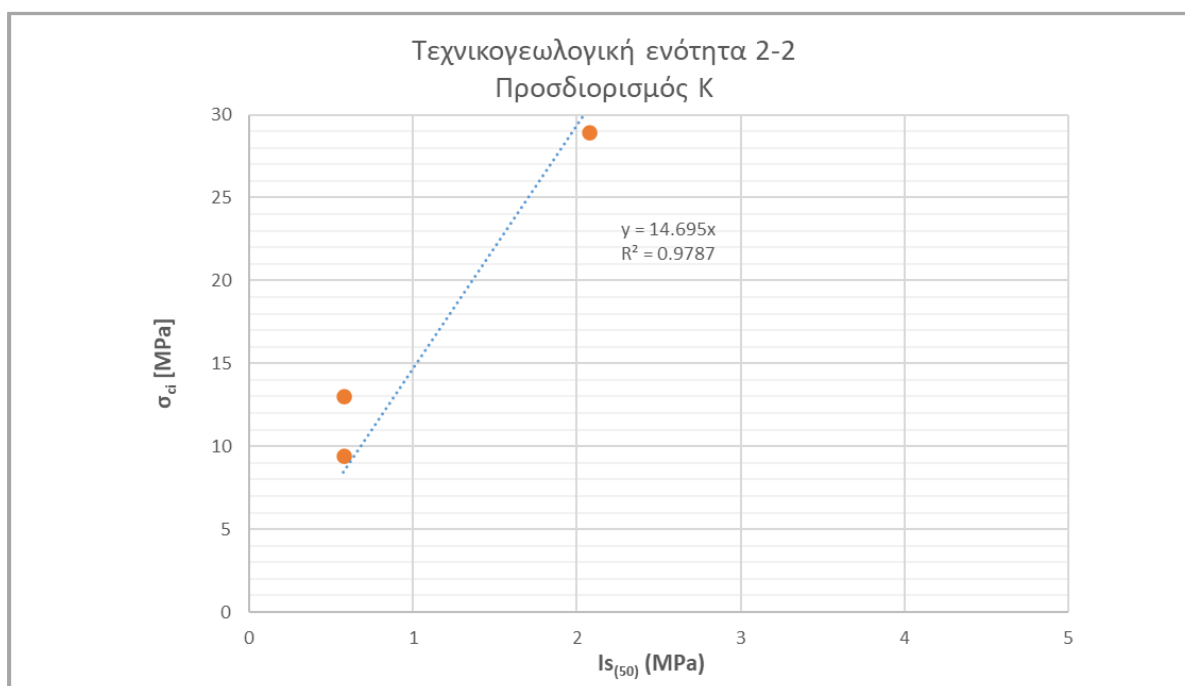
Α', Β', Γ' και Δ' υπομήμα μελέτης (Χ.Θ. 0+329 έως Χ.Θ. 0+500) : **GSI_k = 53**

3.9.4.3 Προσδιορισμός μηχανικών παραμέτρων για το κριτήριο Hoek – Brown.

Προσδιορισμός αντοχής σε μονοαξονική θλίψη σ_{ci}

Ο προσδιορισμός της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής του άρρηκτου βράχου έγινε μετά από στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων των εργαστηριακών δοκιμών βραχομηχανικής. Στην γεωτεχνική ενότητα 2.2 πραγματοποιήθηκαν έντεκα (11) δοκιμές προσδιορισμού της ανεμπόδιστης θλιπτικής αντοχής άρρηκτου βράχου και οκτώ (8) δοκιμές σημειακής φόρτισης βραχωδών δοκιμίων.

Σε τρία δοκίμια πραγματοποιήθηκαν και οι δύο δοκιμές. Συσχετίζοντας τις τιμές της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη από τις δοκιμές UCS με το συντελεστή $Is_{(50)}$ προκύπτει το κάτωθι διάγραμμα.



Διάγραμμα 13: Συσχέτιση μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής από δοκιμές UCS με το συντελεστή $Is_{(50)}$ από δοκιμές Point Load για την γεωτεχνική ενότητα 2.2

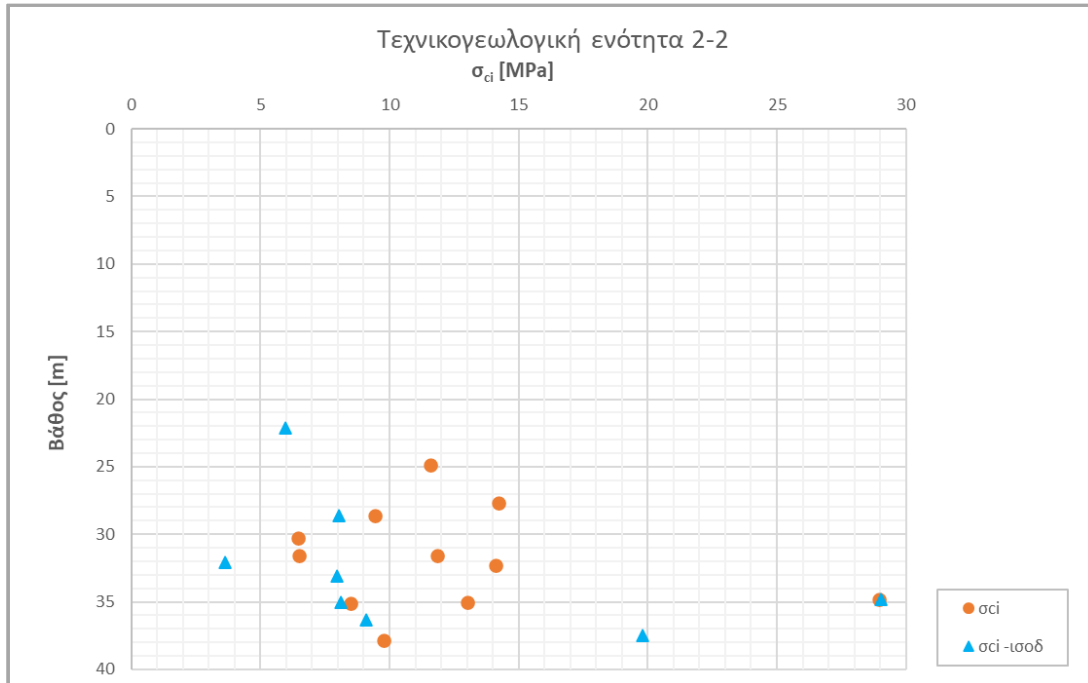
Με βάση το διάγραμμα και το διάγραμμα των Tsiambaos & Sabatakakis (2004), επιλέγεται για το συντελεστή συσχέτισης η τιμή $K=14$

. Τα αποτελέσματα της θλιπτικής αντοχής όπως προέκυψαν από τις δοκιμές UCS και από τις δοκιμές Point Load παρουσιάζονται ακολούθως:

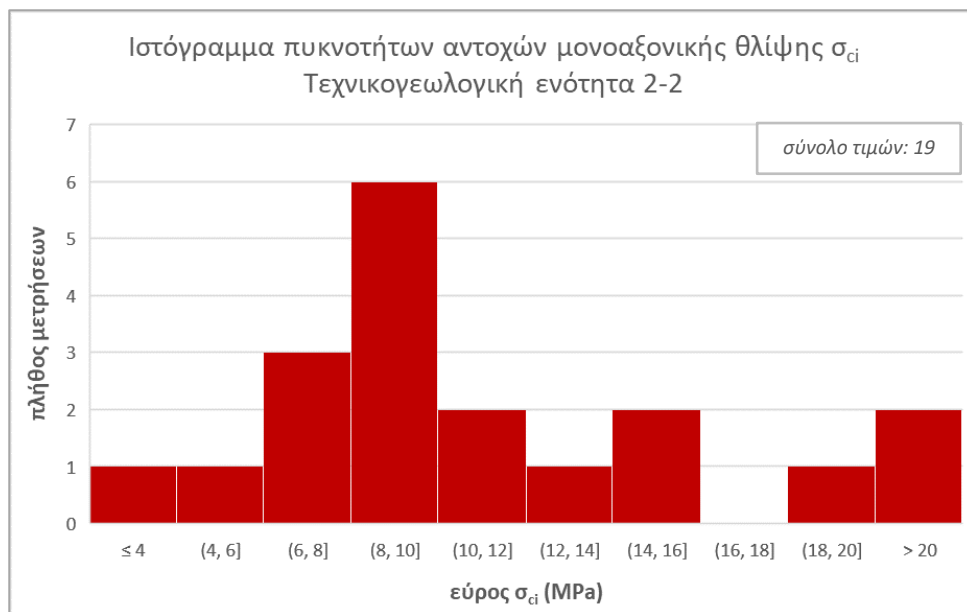
Πίνακας 22: Στατιστικά δεδομένα τιμών αντοχής άρρηκτου βράχου (Γεωτεχνική Ενότητα 2.2)

	Πλήθος δοκιμών	Ελάχιστη Τιμή (MPa)	Μέγιστη Τιμή (MPa)	Μέσος Όρος (MPa)	Τυπική απόκλιση (MPa)
σ_{ci} (δοκιμές UCS)	11	6,45	28,97	12,21	6,19
σ_{ci} (δοκιμές Point Load)	8	3,64	29,05	11,46	8,54

Στο Διάγραμμα 12 παρουσιάζεται η κατανομή των τιμών της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής του άρρηκτου βράχου συναρτήσει του βάθους, ενώ στο Διάγραμμα 13 παρουσιάζεται το ιστόγραμμα πυκνοτήτων των τιμών της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη των πετρογραφικών τύπων που απαρτίζουν την ενότητα 2.2.



Διάγραμμα 14: Κατανομή των τιμών της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής των πετρογραφικών τύπων της γεωτεχνικής ενότητας 2.2 σε συνάρτηση με το βάθος



Διάγραμμα 15: Ιστόγραμμα πυκνοτήτων τιμών αντοχής μονοαξονικής θλίψης των πετρογραφικών τύπων της γεωτεχνικής ενότητας 2.2

Οι δύο (2) τιμές που ανήκουν στο διάστημα (0 – 6 MPa] θεωρούνται εξαιρετικά χαμηλές και έχουν πιθανότητα προκύψει από μη αντιπροσωπευτικά δοκίμια. Αντίστοιχα, μη αντιπροσωπευτικές θεωρούνται οι τιμές >20. Μη λαμβάνοντας υπόψη αυτές τις τιμές, ο συνολικός μέσος όρος των τιμών της θλιπτικής αντοχής (από δοκιμές UCS και από δοκιμές Point Load) προκύπτει $\sigma_{ci, ave} = 10,56$ MPa. Με βάση τα ανωτέρω, συντηρητικά επιλέγεται αντιπροσωπευτική τιμή αντοχής του άρρηκτου βράχου για την ΕΝΟΤΗΤΑ 2.2, ίση με $\sigma_{ci} = 10$ MPa.

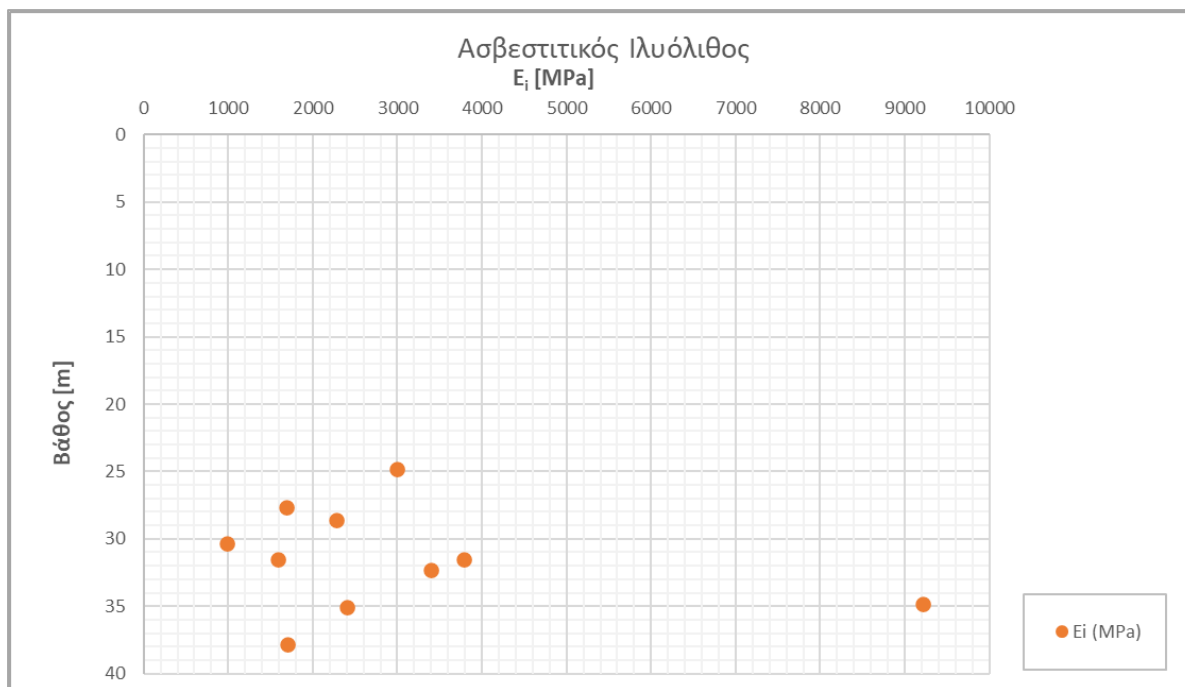
Προσδιορισμός μέτρου ελαστικότητας E_i

Στην γεωτεχνική ενότητα 2.2 πραγματοποιήθηκαν έντεκα (11) δοκιμές προσδιορισμού της ανεμπόδιστης θλιπτικής αντοχής, από τις οποίες έμμεσα προέκυψαν αντίστοιχες τιμές του μέτρου ελαστικότητας. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται ακολούθως:

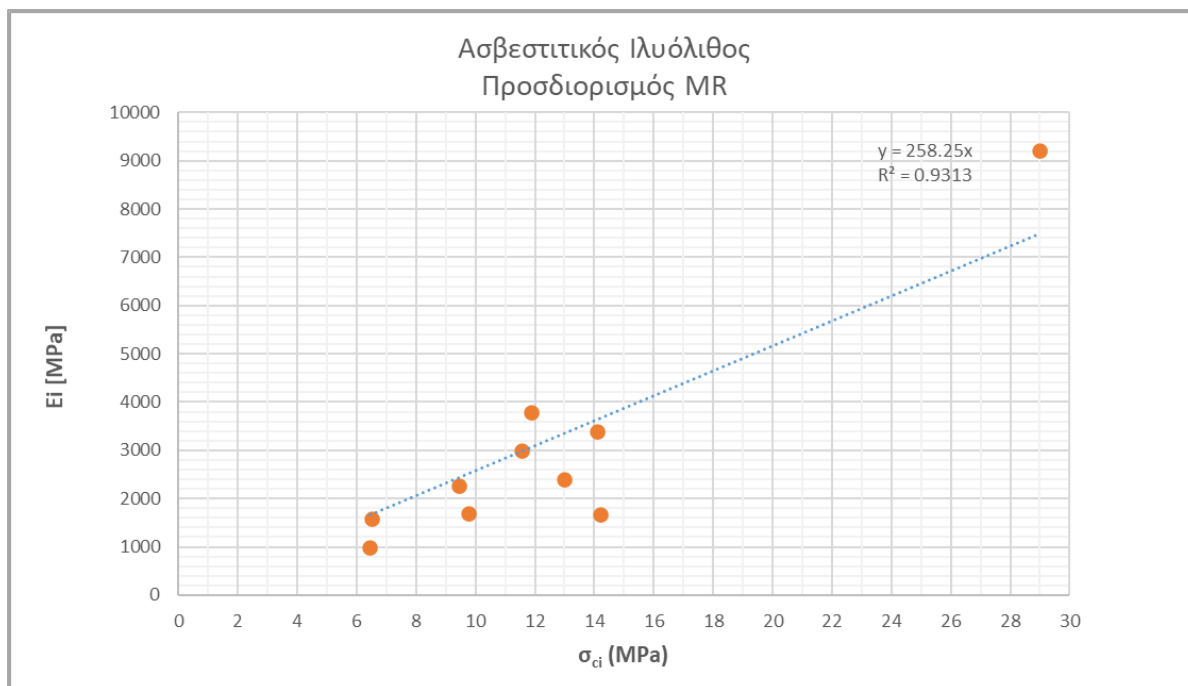
Πίνακας 23: Στατιστικά δεδομένα τιμών μέτρου ελαστικότητας (Γεωτεχνική Ενότητα 2.2)

	Πλήθος δοκιμών	Ελάχιστη Τιμή (MPa)	Μέγιστη Τιμή (MPa)	Μέσος Όρος (MPa)	Τυπική απόκλιση (MPa)
E_i (δοκιμές UCS)	11	714,88	9208,82	2793,38	2333,27

Στο Διάγραμμα 14 παρουσιάζεται η κατανομή των τιμών της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής του άρρηκτου βράχου συναρτήσει του βάθους, ενώ στο Διάγραμμα 15 παρουσιάζεται η αντιστοίχιση τιμών σ_{ci} με τις τιμές του μέτρου ελαστικότητας, για τον υπολογισμό του Modulus Ratio (MR).



Διάγραμμα 16: Κατανομή των τιμών του μέτρου ελαστικότητας άρρηκτου βράχου των πετρογραφικών τύπων της γεωτεχνικής ενότητας 2.2 συναρτήσει του βάθους



Διάγραμμα 17: Προσδιορισμός Modulus Ratio για τους πετρογραφικούς τύπους της γεωτεχνικής ενότητας 2.2

Θεωρώντας $MR=260$, για $\sigma_{ci} = 10$ MPa, προκύπτει $E_i \approx 2600$ MPa. Λαμβάνοντας υπόψη την τιμή αυτή, καθώς και το μέσο όρο όπως προέκυψε από τις δοκιμές UCS ($E_i \approx 2800$ MPa), επιλέγεται αντιπροσωπευτική τιμή του μέτρου ελαστικότητας άρρηκτου βράχου για την ΕΝΟΤΗΤΑ 2.2 ίσο με $E_i = 2700$ MPa.

Προσδιορισμός σταθεράς m_i (κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown).

Για τον προσδιορισμό της σταθεράς m_i , για την επίλυση του κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown, χρησιμοποιήθηκε ο πίνακας των Hoek & Brown (2000). Για τους ιλυόλιθους δίνεται ένας εύρος τιμών $m_i = [5 - 9]$, ενώ για τους ψαμμίτες το εύρος είναι $m_i = [13 - 21]$. Λόγω της περιορισμένης εμφάνισης ψαμμιτών και την επικράτηση του ασβεστιτικού ιλυολίθου στην ενότητα 2.2, επιλέγεται ως αντιπροσωπευτική τιμή $m_i = 8$.

3.9.4.4 Υπολογισμός αντιπροσωπευτικής τιμής διαπερατότητας

Στην γεωτεχνική ενότητα 2.2 δεν πραγματοποιήθηκαν δοκιμές επί τόπου δοκιμές με σκοπό τον προσδιορισμό του συντελεστή διαπερατότητας.

Με δεδομένο ότι η ενότητα 2.2 δεν παρουσιάζει τα ίδια έντονα φαινόμενα κερματισμού όπως η 2.1, ότι αποτελείται στο μεγαλύτερο της ποσοστό από ασβεστιτικό ιλυόλιθο ο οποίος παρουσιάζει χαμηλή διαπερατότητα και ότι το υλικό πλήρωσης των ασυνεχειών της χαρακτηρίζεται ως αργιλικό, επιλέγεται ως αντιπροσωπευτική τιμή διαπερατότητας $k = 1,00 \times 10^{-7}$ cm/s.

3.9.4.5 Υπολογισμός ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής βραχόμαζας

Προσδιορισμός ισοδύναμης γωνίας τριβής (ϕ') και ισοδύναμης συνοχής (c')

Για τον προσδιορισμό των ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής της βραχόμαζας της ενότητα 2.2, σύμφωνα με την εξίσωση του γενικευμένου κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown (2002), έγινε χρήση του λογισμικού RocLab της

εταιρίας Rocscience Inc. Για την εφαρμογή και επίλυση του κριτηρίου είναι απαραίτητες οι μηχανικές παράμετροι άρρηκτου βράχου, η χαρακτηριστική τιμή του δείκτη GSI, καθώς και ο βαθμός διατάραξης της βραχώμαζας, ο οποίος στα πλαίσια της παρούσας εργασίας λαμβάνεται D=0. Οι υπολογισμοί γίνονται για όλες τις γεωτεχνικές τομές σχεδιασμού με χρήση της μεθόδου tunnels. Το βάθος του άξονα της σήραγγας λαμβάνεται H=15,5m.

Το λογισμικό RocLab χρησιμοποιεί για τον προσδιορισμό του μέτρου ελαστικότητας της βραχώμαζας (E_{rm}) την εμπειρική σχέση των Hoek & Diederichs (2006), η οποία στην περίπτωση της ενότητας 2.2 λαμβάνεται υπόψη, δεδομένου ότι η τιμή GSI είναι μεγαλύτερη του 40.

Στον ακόλουθο πίνακα παρουσιάζονται οι εισαγόμενες στο λογισμικό παράμετροι και τα αποτελέσματα παραμέτρων αντοχής της βραχώμαζας.

Πίνακας 24: Υπολογισμός ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής της γεωτεχνικής ενότητας 2.2 (λογισμικό RocLab)

	Εισαγόμενες παράμετροι					Αποτελέσματα		
	σ_{ci} (MPa)	E_i (MPa)	GSI	m_i	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E_{rm} (MPa)
Σύνολο του έργου	10	2700	53	8	23,0	47,7	136	988,4

Με βάση τα ανωτέρω, για την γεωτεχνική ενότητα 2.2, επιλέγονται: $\phi' = 44^\circ$ και $c' = 135$ kPa.

Προσδιορισμός μέτρου ελαστικότητας βραχώμαζας (E_{rm})

Για τον προσδιορισμό του μέτρου ελαστικότητας, λαμβάνονται υπόψη οι εξής σχέσεις:

1. Hoek et al. (2002):

$$E_{rm} = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \times 10^{GSI-10/40} \text{ (GPa)}$$

2. Sonmez (2004):

$$E_{rm} = E_i \times (s^a)^{0,4}$$

Τα αποτελέσματα από την εφαρμογή των δύο σχέσεων, καθώς και η επιλεγόμενη αντιπροσωπευτική τιμή σχεδιασμού παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 25: Μέτρο ελαστικότητας της βραχώμαζας - γεωτεχνική ενότητα 2.2

	Hoek et al. (2002) E_{rm} (MPa)	Sonmez (2004) E_{rm} (MPa)	Hoek & Diederichs (2006) E_{rm} (MPa)	Τιμή σχεδιασμού E_{rm} (MPa)
Σύνολο του έργου (GSI = 53)	3753	941	988	950

Τέλος, στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται συνολικά οι τιμές των γεωτεχνικών μηχανικών παραμέτρων της γεωτεχνικής ενότητας 2.1 σε κάθε ένα από τα υπομήματα μελέτης:

Πίνακας 26: Γεωτεχνικές παράμετροι αντοχής της γεωτεχνικής ενότητας 2.2

Παράμετρος	Τιμή (σύνολο του έργου)
GSI	53
σ_{ci} (MPa)	10
E_i (MPa)	2700
m_i	8
E_m (MPa)	950
c' (kPa)	135
φ (°)	44

3.9.5 Γεωτεχνική Ενότητα 2.3

Η γεωτεχνική ενότητα 2.3 του Μαργαϊκού Ασβεστολίθου συναντάται κατά μήκος της χάραξης σε διάφορα βάθη, κυρίως υποκείμενα της χάραξης, ενώ από τη Χ.Θ 0+720 έως τη Χ.Θ 0+800 συναντάται στο μέτωπο της σήραγγας. Το πάχος της ποικίλει από 2,0m έως 9,0m περίπου. Η συνολική της εμφάνιση στους πυρήνες των γεωτρήσεων της περιοχής είναι 7,8%.

Ο σχηματισμός του μαργαϊκού ασβεστολίθου έχει χαρακτήρα μετρίως ασθενούς έως ισχυρού βράχου και τοπικά ασθενούς, ενώ εντοπίζεται ολίγον ως ελάχιστα αποσασθρωμένος (κατηγορία III – II στην κλίμακα αποσάθρωσης). Τοπικά παρουσιάζει μικρά καρστικά έγκοιλα. Οι ασυνέχειες χαρακτηρίζονται οξειδωμένες, τραχείες και έχουν αργιλικό υλικό πλήρωσης. Κατά τόπους ο σχηματισμός εμφανίζεται κερματισμένος.

Στις φωτογραφίες που ακολουθούν παρουσιάζονται χαρακτηριστικοί πυρήνες της εν λόγω ενότητας:



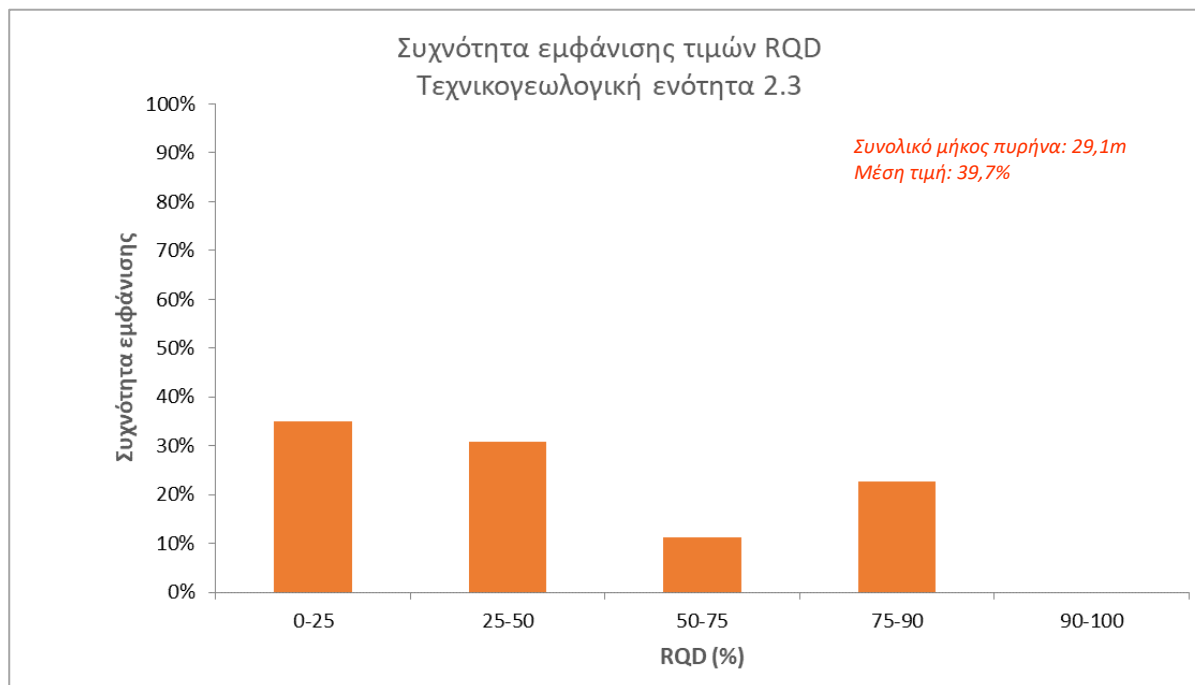
Εικόνα 8: Αντιπροσωπευτικοί πυρήνες της γεωτεχνικής ενότητας 2.3. Πετρογραφικός τύπος μαργαϊκού ασβεστολίθου, Γεώτρηση BP3306, βάθος 24,20m – 27,20m.



Εικόνα 9: Αντιπροσωπευτικοί πυρήνες της γεωτεχνικής ενότητας 2.3. Πετρογραφικός τύπος μαργαϊκού ασβεστολίθου, Γεώτρηση ΒΡ3333, βάθος 17,50m – 20,40m.

3.9.5.1 Δείκτης ποιότητας πετρώματος – RQD

Από τη στατιστική επεξεργασία που πραγματοποιήθηκε για τις τιμές RQD όπως αυτές δίνονται στα μητρώα των γεωτρήσεων, για την Γεωτεχνική Ενότητα 2.3 προέκυψε ότι οι τιμές κυμαίνονται μεταξύ 0% και 90%, με μέση τιμή 39,7%, η οποία επιλέγεται και ως αντιπροσωπευτική τιμή. Το ανηγμένο ποσοστό εμφάνισης στο συνολικό μήκος πυρήνα όπου συναντάται η ΕΝΟΤΗΤΑ 2.3 παρουσιάζεται στο κατωτέρω διάγραμμα.



Διάγραμμα 18: Συχνότητα εμφάνισης τιμών RQD γεωτεχνικής ενότητας 2.3

Με βάση τα ανωτέρω και σύμφωνα με τους Deere et al (1989), η βραχώμαζα χαρακτηρίζεται κυρίως πτωχή, αλλά τοπικά μπορεί να είναι από πολύ πτωχή έως καλή. Το μεγάλο εύρος τιμών RQD είναι χαρακτηριστικό της μεταβλητότητας της ποιότητας της συγκεκριμένης βραχώμαζας, η οποία ιδιαίτερα κοντά σε θέσεις ρηγμάτων και πιθανών διαρρήξεων εμφανίζεται ιδιαίτερα κερματισμένη.

3.9.5.2 Υπολογισμός χαρακτηριστικής τιμής Γεωλογικού Δείκτη Αντοχής (GSI).

Για την ταξινόμηση και περιγραφή των πετρωμάτων της Γεωτεχνικής Ενότητας 2.3, χρησιμοποιήθηκε το γενικό διάγραμμα των Hoek & Marinos (2000), το οποίο έχει έξι (6) βαθμίδες δομής της βραχώμαζας και πέντε (5) βαθμίδες ποιότητας των ασυνεχειών, σύμφωνα με τη μεθοδολογία όπως αυτή παρουσιάστηκε στην §3.4

Η κατηγοριοποίηση της δομής της βραχώμαζας έγινε με βάση τις φωτογραφίες των πυρήνων των γεωτρήσεων και την περιγραφή στα μητρώα των γεωτρήσεων, ενώ η κατηγοριοποίηση της ποιότητας των ασυνεχειών έγινε με βάση τις φωτογραφίες των πυρήνων και τον βαθμό αποσάθρωσης όπως αυτός δίνεται στα μητρώα των γεωτρήσεων (στήλη weathering).

Το εύρος των τιμών GSI ανά γεώτρηση και ανά βάθος για την Γεωτεχνική Ενότητα 2.3 παρουσιάζονται στον κατωτέρω πίνακα. Ακολουθώς, υπολογίζεται η μέση τιμή GSI για τον σχηματισμό, η οποία θα χρησιμοποιηθεί και ως χαρακτηριστική τιμή σχεδιασμού.

Πίνακας 27: Βαθμονόμηση σύμφωνα με το σύστημα GSI – Γεωτεχνική Ενότητα 2.3

Γεώτρηση	Βάθος (m)		Πάχος στρώσης (m)	Δομή βραχώμαζας	Ποιότητα ασυνεχειών	Εύρος τιμών GSI	
	Από	Εώς				Από	Εώς
BH3303	33,40	36,60	3,20	VB	F	40	45
BP3305	25,30	31,30	6,0	BDS	F	35	40
BP3306	23,20	27,40	4,20	B -VB	F - G	50	60
BH3308	28,90	31,00	2,10	B -VB	P - F	40	50
BP3333	6,60	11,30	4,70	VB	G	45	55
	15,80	24,40	8,6	VB	G - VG	55	65
BP3309	1,40	3,00	1,60	D	F	25	35

Παρατηρείται ότι η δομή της βραχώμαζας κυμαίνεται από B (Blocky) έως VB (Very Blocky), ενώ τοπικά περιγράφεται ως BDS (Blocky – Disturbed – Seamy) ή και D (Disintegrated) ενώ η ποιότητα των ασυνεχειών περιγράφεται μέτρια (F) έως πτωχή (P) και τοπικά καλή (G).

Η εικόνα που παρουσιάζει η ενότητα 2.3 είναι παρόμοια σε όλο το μήκος του έργου, δηλαδή και στα τέσσερα επί μέρους τμήματά του. Επομένως, είναι δυνατή η διεξαγωγή μία ενιαίας χαρακτηριστικής τιμής GSI για τη συγκεκριμένη ενότητα.

Για τη διεξαγωγή της σταθμισμένης μέσης τιμής GSI της ενότητας 2.2, υπολογίστηκαν ο ελάχιστος και ο μέγιστος σταθμισμένος μέσος όρος σε καθένα από αυτά με χρήση των τύπων:

$$\overline{(GSI)}_{min} = \frac{\Sigma(GSI_{min,i} \times L_i)}{\Sigma L_i} \quad \text{και} \quad \overline{(GSI)}_{max} = \frac{\Sigma(GSI_{max,i} \times L_i)}{\Sigma L_i}$$

όπου L, το πάχος της κάθε στρώσης που αντιστοιχεί σε ορισμένο εύρος τιμών GSI. Επισημαίνεται ότι η εικόνα του πετρώματος από τη γεώτρηση BP3309 δε λαμβάνεται υπόψη, καθώς αφορά σε πολύ μικρό πάχος.

Η χαρακτηριστική τιμή σχεδιασμού GSI εκτιμάται ως εξής:

$$GSI_k = \frac{GSI_{min} + GSI_{max}}{2}$$

Τελικά, για την γεωτεχνική ενότητα 2.3 ως αντιπροσωπευτική τιμή GSI για όλη την περιοχή μελέτης επιλέγεται:

A', B', Γ' και Δ' υποτιμήμα μελέτης : **GSI_k = 48**

3.9.5.3 Προσδιορισμός μηχανικών παραμέτρων για το κριτήριο Hoek – Brown.

Προσδιορισμός αντοχής σε μονοαξονική θλίψη σ_{ci}

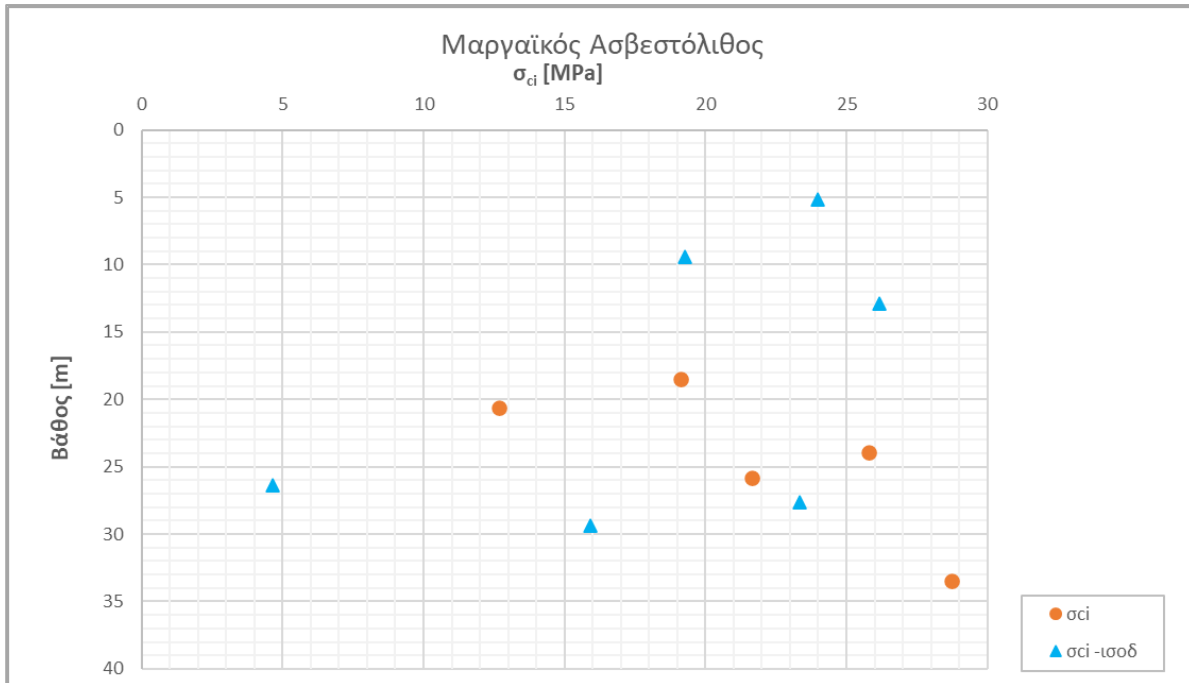
Ο προσδιορισμός της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής του άρρηκτου βράχου έγινε μετά από στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων των εργαστηριακών δοκιμών βραχομηχανικής. Στην γεωτεχνική ενότητα 2.3 πραγματοποιήθηκαν πέντε (5) δοκιμές προσδιορισμού της ανεμπόδιστης θλιπτικής αντοχής άρρηκτου βράχου και επτά (7) δοκιμές σημειακής φόρτισης βραχωδών δοκιμίων.

Λόγω έλλειψης δοκιμών προσδιορισμού ανεμπόδιστης θλίψης και δοκιμών σημειακής φόρτισης σε ίδια δοκίμια, επιλέχθηκε ενιαίος συντελεστής συσχετισμού $Is_{(50)} - \sigma_{ci}$ με τιμή $K=15$, σύμφωνα με την πρόταση των Tsiambaos & Sabatakakis (2004), καθώς για την πλειοψηφία των τιμών ισχύει $Is_{(50)} < 2$. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται ακολούθως:

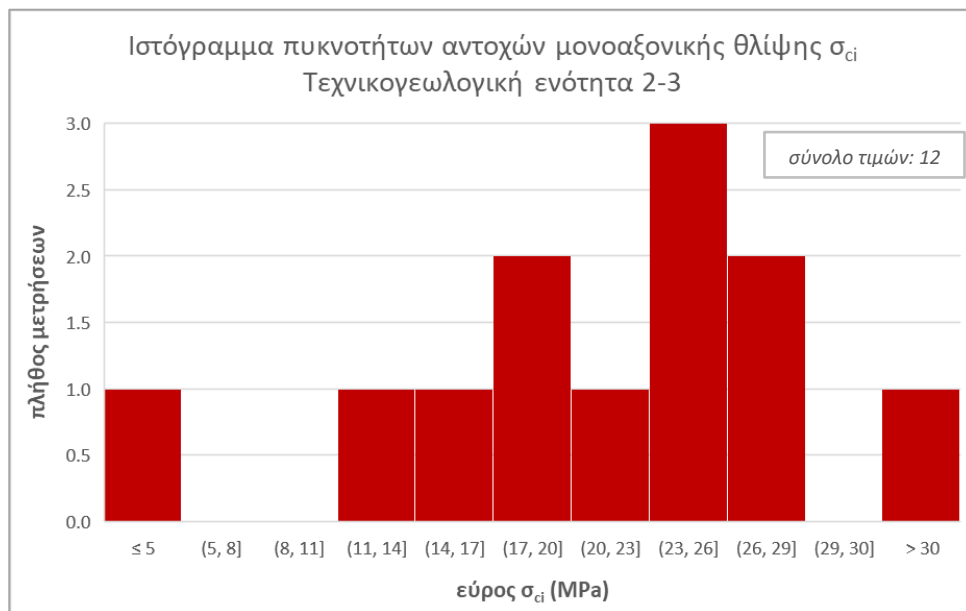
Πίνακας 28: Στατιστικά δεδομένα τιμών αντοχής άρρηκτου βράχου (Γεωτεχνική Ενότητα 2.3)

	Πλήθος δοκιμών	Ελάχιστη Τιμή (MPa)	Μέγιστη Τιμή (MPa)	Μέσος Όρος (MPa)	Τυπική απόκλιση (MPa)
σ_{ci} (δοκιμές UCS)	5	12,67	28,72	21,59	6,21
σ_{ci} (δοκιμές Point Load)	7	4,65	41,78	22,16	11,25

Στο Διάγραμμα 17 παρουσιάζεται η κατανομή των τιμών της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής του άρρηκτου βράχου συναρτήσει του βάθους, ενώ στο Διάγραμμα 18 παρουσιάζεται το ιστόγραμμα πυκνοτήτων των τιμών της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη των πετρογραφικών τύπων που απαρτίζουν την ΕΝΟΤΗΤΑ 2.3.



Διάγραμμα 19: Κατανομή των τιμών της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής των πετρογραφικών τύπων της γεωτεχνικής ενότητας 2.3 σε συνάρτηση με το βάθος



Διάγραμμα 20: Ιστόγραμμα πυκνοτήτων τιμών αντοχής μονοαξονικής θλίψης των πετρογραφικών τύπων της γεωτεχνικής ενότητας 2.3

Η μία (1) τιμή που είναι <6 θεωρείται εξαιρετικά χαμηλή και έχει πιθανότητα προκύψει από μη αντιπροσωπευτικό δοκίμιο. Αντίστοιχα, μη αντιπροσωπευτικές θεωρούνται οι τιμές για τις οποίες $\sigma_{ci} > 27$. Μη λαμβάνοντας υπόψη αυτές τις τιμές, ο συνολικός μέσος όρος των τιμών της θλιπτικής αντοχής (από δοκιμές UCS και από δοκιμές Point Load) προκύπτει $\sigma_{ci, ave} = 20,48$ MPa. Με βάση τα ανωτέρω, επιλέγεται αντιπροσωπευτική τιμή αντοχής του άρρηκτου βράχου για την ενότητα 2.3, ίση με $\sigma_{ci} = 20$ MPa.

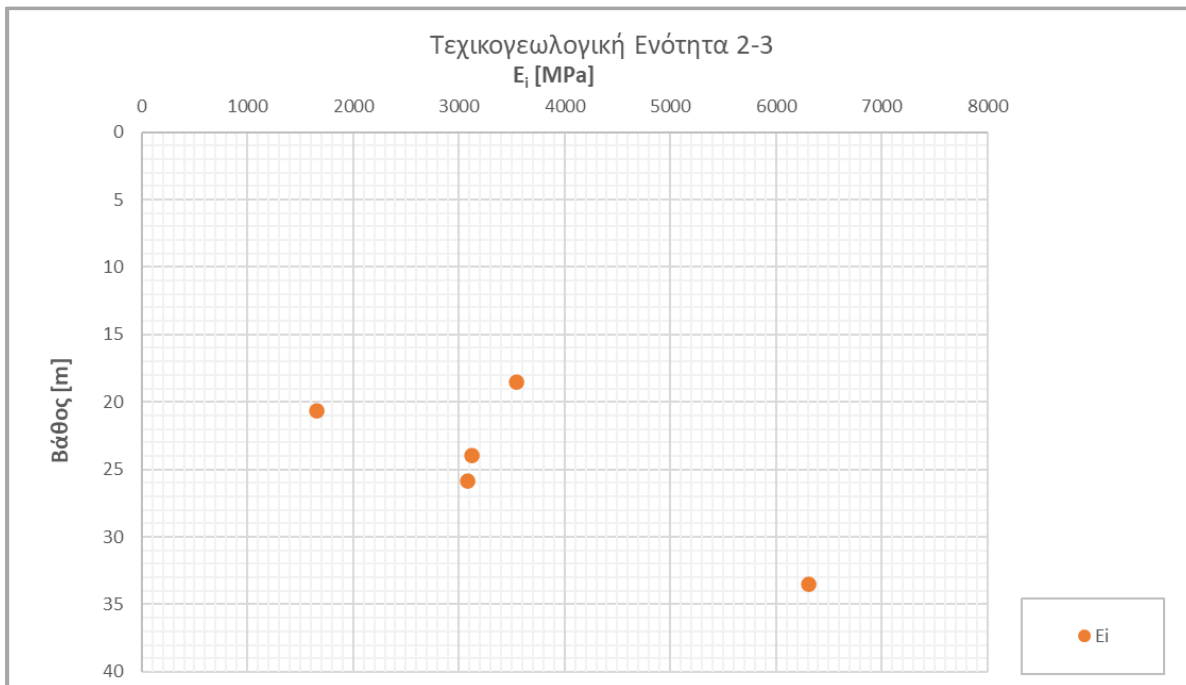
Προσδιορισμός μέτρου ελαστικότητας E_i

Στην γεωτεχνική ενότητα 2.3 πραγματοποιήθηκαν πέντε (5) δοκιμές προσδιορισμού της ανεμπόδιστης θλιπτικής αντοχής, από τις οποίες έμμεσα προέκυψαν αντίστοιχες τιμές του μέτρου ελαστικότητας. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται ακολούθως:

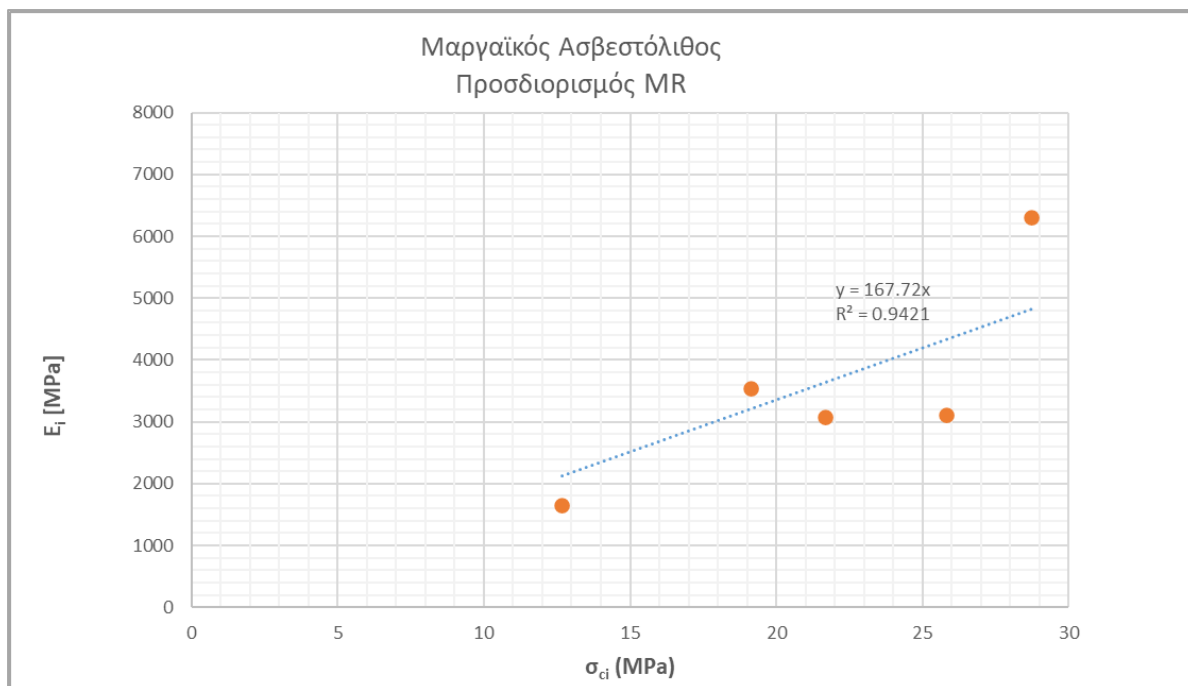
Πίνακας 29: Στατιστικά δεδομένα τιμών μέτρου ελαστικότητας (Γεωτεχνική Ενότητα 2.3)

	Πλήθος δοκιμών	Ελάχιστη Τιμή (MPa)	Μέγιστη Τιμή (MPa)	Μέσος Όρος (MPa)	Τυπική απόκλιση (MPa)
E_i (δοκιμές UCS)	5	1652,75	6300,74	3539,07	1700,74

Στο Διάγραμμα 19 παρουσιάζεται η κατανομή των τιμών της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής του άρρηκτου βράχου συναρτήσει του βάθους, ενώ στο Διάγραμμα 20 παρουσιάζεται η αντιστοίχιση τιμών σ_{ci} με τις τιμές του μέτρου ελαστικότητας, για τον υπολογισμό του Modulus Ratio (MR).



Διάγραμμα 21: Κατανομή των τιμών του μέτρου ελαστικότητας άρρηκτου βράχου των πετρογραφικών τύπων της γεωτεχνικής ενότητας 2.3 συναρτήσει του βάθους



Διάγραμμα 22: Προσδιορισμός Modulus Ratio για τους πετρογραφικούς τύπους της γεωτεχνικής ενότητας 2.3

Από τη στατιστική επεξεργασία προκύπτουν γενικά χαμηλές τιμές του μέτρου ελαστικότητας άρρηκτου βράχου. Λόγω του μικρού μεγέθους του στατιστικού δείγματος, καθώς και λόγω έλλειψης δοκιμών με τη χρήση επικολημένων στο δοκίμιο επιμηκυνσιομέτρων, οι τιμές αυτές δεν μπορούν να θεωρηθούν αντιπροσωπευτικές. Επιπλέον, σύμφωνα με τους Hoek & Diederichs (2006), για τους ασβεστόλιθους ισχύει $MR = [400 - 1000]$, επομένως η τιμή που υπολογίστηκε στο ανωτέρω διάγραμμα δεν είναι αντιπροσωπευτική. Λόγω του υψηλού αργιλικού κλάσματος που παρουσιάζει ο σχηματισμός, καθώς και επειδή χαρακτηρίζεται ως πρόσφατος γεωλογικά, επιλέγεται $MR=500$. Για $\sigma_{ci}=20\text{MPa}$, προκύπτει $E_i = MR \times \sigma_{ci} = 10000 \text{ MPa}$. Επιλέγεται επομένως ως αντιπροσωπευτική τιμή του μέτρου ελαστικότητας άρρηκτου βράχου για την ενότητα 2.3 ίσο με $E_i = 10000 \text{ MPa}$.

Προσδιορισμός σταθεράς m_i (κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown).

Για τον προσδιορισμό της σταθεράς m_i , για την επίλυση του κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown, χρησιμοποιήθηκε ο πίνακας των Hoek & Brown (2000). Για τους σπαρτιτικούς ασβεστόλιθους δίνεται ένα εύρος τιμών $m_i = [8 - 12]$, ενώ για τους μικριτικούς ασβεστόλιθους το εύρος είναι $m_i = [7 - 11]$. Λαμβάνοντας υπόψη τα ανωτέρω, επιλέγεται ως αντιπροσωπευτική και ταυτόχρονα συντηρητική τιμή $m_i = 9$.

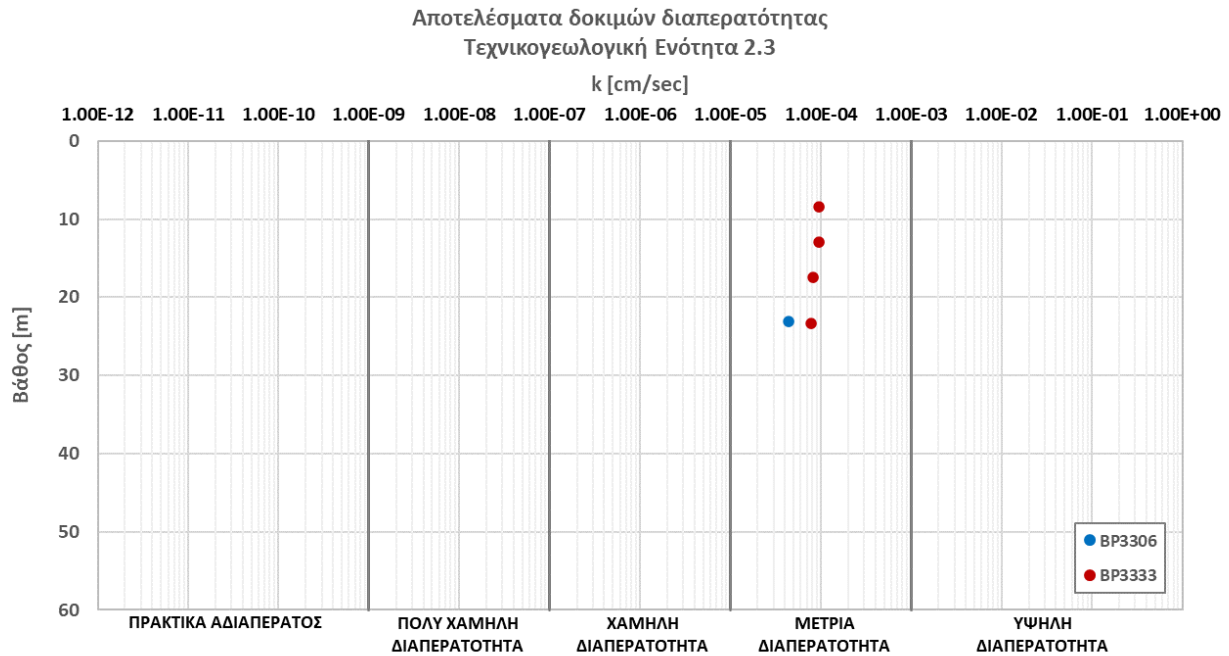
3.9.5.4 Υπολογισμός αντιπροσωπευτικής τιμής διαπερατότητας

Στην γεωτεχνική ενότητα 2.3 πραγματοποιήθηκαν πέντε (5) δοκιμές επί τόπου δοκιμές με σκοπό τον προσδιορισμό του συντελεστή διαπερατότητας. Το εύρος των τιμών, καθώς και ο μέσος όρος παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 30: Αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών προσδιορισμού συντελεστή διαπερατότητας της γεωτεχνικής ενότητας 2.3

	Πλήθος δοκιμών	Ελάχιστη Τιμή (m/sec)	Μέγιστη Τιμή (m/sec)	Μέσος Όρος (m/sec)	Τυπική απόκλιση (m/sec)
Συντελεστής διαπερατότητας	5	$4,38 \times 10^{-5}$	$9,57 \times 10^{-5}$	$1,02 \times 10^{-5}$	$1,26 \times 10^{-5}$

Στο διάγραμμα 21 παρουσιάζονται οι τιμές του συντελεστή διαπερατότητας, όπως αυτές προέκυψαν από τις δοκιμές, σε συνάρτηση με το βάθος.



Διάγραμμα 23: Αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών προσδιορισμού συντελεστή διαπερατότητας της γεωτεχνικής ενότητας 2.3 σε συνάρτηση με το βάθος

Από τα αποτελέσματα και την κατάταξη της διαπερατότητας κατά Terzaghi & Peck (1967), συμπεραίνουμε ότι ο σχηματισμός παρουσιάζει μέτρια διαπερατότητα. Η αυξημένη τιμή σε σχέση με τους υπόλοιπους νεογενείς σχηματισμούς αποδίδεται στην παρουσία μικροκαρστικών εγκοίλων. Ως αντιπροσωπευτική τιμή του συντελεστή διαπερατότητας συντηρητικά επιλέγεται $k = 1,00 \times 10^{-4}$ cm/s.

3.9.5.5 Υπολογισμός ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής βραχόμαζας

Προσδιορισμός ισοδύναμης γωνίας τριβής (ϕ') και ισοδύναμης συνοχής (c')

Για τον προσδιορισμό των ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής της βραχόμαζας της γεωτεχνικής ενότητας 2.3, σύμφωνα με την εξίσωση του γενικευμένου κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown (2002), έγινε χρήση του λογισμικού RocLab της εταιρίας Rocscience Inc. Για την εφαρμογή και επίλυση του κριτηρίου είναι απαραίτητες οι μηχανικές παράμετροι άρρηκτου βράχου, η χαρακτηριστική τιμή του δείκτη GSI, καθώς και ο βαθμός διατάραξης της βραχόμαζας, ο οποίος στα πλαίσια της παρούσας εργασίας λαμβάνεται $D=0$. Οι υπολογισμοί γίνονται για όλες τις

γεωτεχνικές τομές σχεδιασμού με χρήση της μεθόδου tunnels. Το βάθος του άξονα της σήραγγας λαμβάνεται H=15,5m.

Το λογισμικό RocLab χρησιμοποιεί για τον προσδιορισμό του μέτρου ελαστικότητας της βραχώμαζας (E_{rm}) την εμπειρική σχέση των Hoek & Diederichs (2006), η οποία στην περίπτωση της ενότητας 2.3 λαμβάνεται υπόψη, δεδομένου ότι η χαρακτηριστική τιμή GSI είναι μεγαλύτερη του 40.

Στον ακόλουθο πίνακα παρουσιάζονται οι εισαγόμενες στο λογισμικό παράμετροι και τα αποτελέσματα παραμέτρων αντοχής της βραχώμαζας.

Πίνακας 31: Υπολογισμός ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής της γεωτεχνικής ενότητας 2.3 (λογισμικό RocLab)

	Εισαγόμενες παράμετροι					Αποτελέσματα		
	σ_{ci} (MPa)	E_i (MPa)	GSI	m_i	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E_{rm} (MPa)
Σύνολο του έργου	20	10000	48	9	24,5	52,9	178	2714,5

Με βάση τα ανωτέρω, για την γεωτεχνική ενότητα 2.3, επιλέγονται: $\phi' = 45^\circ$ και $c' = 180$ kPa.

Προσδιορισμός μέτρου ελαστικότητας βραχώμαζας (E_{rm})

Επιπρόσθετα στη σχέση των Hoek & Diederichs (2006), την οποία χρησιμοποιεί το λογισμικό Roclab, για τον προσδιορισμό του μέτρου ελαστικότητας, λαμβάνονται υπόψη οι εξής σχέσεις:

1. Hoek et al. (2002):

$$E_{rm} = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \times 10^{GSI-10/40} \text{ (GPa)}$$

2. Sonmez (2004):

$$E_{rm} = E_i \times (s^a)^{0,4}$$

Τα αποτελέσματα από την εφαρμογή των δύο σχέσεων, καθώς και η επιλεγόμενη αντιπροσωπευτική τιμή σχεδιασμού παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 32: Μέτρο ελαστικότητας της βραχώμαζας - γεωτεχνική ενότητα 2.3

	Hoek et al. (2002) E_{rm} (MPa)	Sonmez (2004) E_{rm} (MPa)	Hoek & Diederichs (2006) E_{rm} (MPa)	Τιμή σχεδιασμού E_{rm} (MPa)
Σύνολο του έργου (GSI = 53)	3986	3102	2715	3000

Τέλος, στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται συνολικά οι τιμές των γεωτεχνικών μηχανικών παραμέτρων της γεωτεχνικής ενότητας 2.3 σε κάθε ένα από τα υπομήματα μελέτης:

Πίνακας 33: Γεωτεχνικές παράμετροι αντοχής της γεωτεχνικής ενότητας 2.3

Παράμετρος	Τιμή (σύνολο του έργου)
GSI	48
σ_{ci} (MPa)	20
E_i (MPa)	10000
m_i	9
E_m (MPa)	3000
c' (kPa)	180
φ (°)	45

3.9.6 Γεωτεχνική Ενότητα 2.4

Η γεωτεχνική ενότητα 2.4 παρουσιάζεται ξεχωριστά από τις ενότητες 2.1 και 2.3, λόγω της εμφάνισής της στο μέτωπο της σήραγγας από τη Χ.Θ 0+720 έως τη Χ.Θ. 0+800. Στα μητρώα των γεωτρήσεων εντοπίζεται διακριτά σε σχέση με τη στρώση του Μαργαϊκού Ασβεστολίθου. Ο σχηματισμός περιγράφεται ως ισχυρά κερματισμένος, σε βαθμό που τοπικά παίρνει τη μορφή μίγματος βράχου – εδάφους και ολίγον ως ελάχιστα και τοπικά έντονα αποσασθρωμένος (κατηγορία IV – II στην κλίμακα αποσάθρωσης). Οι ασυνέχειες διατηρούν το χαρακτήρα των επί μέρους πετρογραφικών τύπων και χαρακτηρίζονται ως τραχείες με αργιλικό υλικό πλήρωσης.

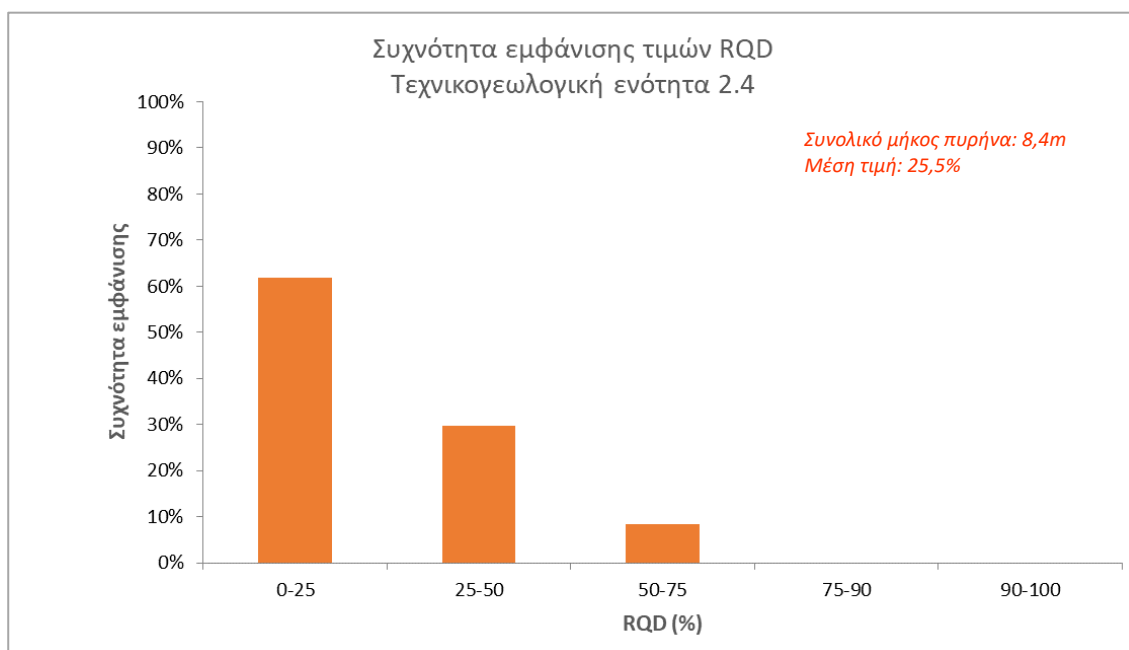
Στις φωτογραφίες που ακολουθούν παρουσιάζονται χαρακτηριστικοί πυρήνες της εν λόγω ενότητας:



Εικόνα 10: Αντιπροσωπευτικοί πυρήνες της γεωτεχνικής ενότητας 2.4. Εναλλαγές μάρμας – μαργαϊκού ασβεστολίθου, Γεώτρηση BP3333, βάθος 11,50m – 14,80m.

3.9.6.1 Δείκτης ποιότητας πετρώματος – RQD

Από τη στατιστική επεξεργασία που πραγματοποιήθηκε για τις τιμές RQD όπως αυτές δίνονται στα μητρώα των γεωτρήσεων, για την γεωτεχνική ενότητα 2.4 προέκυψε ότι οι τιμές κυμαίνονται μεταξύ 0% και 60%, με μέση τιμή 25,5%, η οποία επιλέγεται και ως αντιπροσωπευτική τιμή. Το ανηγμένο ποσοστό εμφάνισης στο συνολικό μήκος πυρήνα όπου συναντάται η ενότητα 2.4 παρουσιάζεται στο κατωτέρω διάγραμμα.



Διάγραμμα 24: Συχνότητα εμφάνισης τιμών RQD της ΕΝΟΤΗΤΑ 2.4

Με βάση τα ανωτέρω και σύμφωνα με τους Deere et al (1989), η βραχώμαζα χαρακτηρίζεται πολύ πτωχή έως πτωχή και τοπικά μέτρια.

3.9.6.2 Υπολογισμός χαρακτηριστικής τιμής Γεωλογικού Δείκτη Αντοχής (GSI).

Για την ταξινόμηση και περιγραφή των πετρωμάτων της Γεωτεχνικής Ενότητας 2.3, χρησιμοποιήθηκε το γενικό διάγραμμα των Hoek & Marinos (2000), το οποίο έχει έξι (6) βαθμίδες δομής της βραχώμαζας και πέντε (5) βαθμίδες ποιότητας των ασυνχειών, σύμφωνα με τη μεθοδολογία όπως αυτή παρουσιάστηκε στην §3.4.

Η κατηγοριοποίηση της δομής της βραχώμαζας έγινε με βάση τις φωτογραφίες των πυρήνων των γεωτρήσεων και την περιγραφή στα μητρώα των γεωτρήσεων, ενώ η κατηγοριοποίηση της ποιότητας των ασυνχειών έγινε με βάση τις φωτογραφίες των πυρήνων και τον βαθμό αποσάθρωσης όπως αυτός δίνεται στα μητρώα των γεωτρήσεων (στήλη weathering).

Το εύρος των τιμών GSI ανά γεώτρηση και ανά βάθος για την Γεωτεχνική Ενότητα 2.3 παρουσιάζονται στον κατωτέρω πίνακα. Ακολουθώντας, υπολογίζεται η μέση τιμή GSI για τον σχηματισμό, η οποία θα χρησιμοποιηθεί και ως χαρακτηριστική τιμή σχεδιασμού.

Πίνακας 34: Βαθμονόμηση σύμφωνα με το σύστημα GSI – Γεωτεχνική Ενότητα 2.4

Γεώτρηση	Βάθος (m)		Πάχος στρώσης (m)	Δομή βραχώμαζας	Ποιότητα ασυνεχειών	Εύρος τιμών GSI
	Από	Εώς				
BP3333	2,70	6,60	3,90	D	P	25 - 30
	11,30	15,80	4,50	BDS	F	30 - 40

Παρατηρείται ότι η δομή της βραχώμαζας κυμαίνεται από BDS (Blocky – Disturbed – Seamy) έως D (Disintegrated).

Για τη διεξαγωγή της σταθμισμένης μέσης τιμής GSI της ενότητας 2.4, υπολογίστηκαν ο ελάχιστος και ο μέγιστος σταθμισμένος μέσος όρος με χρήση του τύπου:

$$\overline{(GSI)}_{min} = \frac{\sum(GSI_{min,i} \times L_i)}{\sum L_i} = 28$$

$$\overline{(GSI)}_{max} = \frac{\sum(GSI_{max,i} \times L_i)}{\sum L_i} = 35$$

όπου L, το πάχος της κάθε στρώσης που αντιστοιχεί σε ορισμένο εύρος τιμών GSI.

Η χαρακτηριστική τιμή σχεδιασμού GSI για την γεωτεχνική ενότητα 2.4 υπολογίζεται ως εξής:

$$GSI_k = \frac{GSI_{min} + GSI_{max}}{2} \approx 32$$

3.9.6.3 Προσδιορισμός μηχανικών παραμέτρων για το κριτήριο Hoek – Brown.

Από την περιγραφή του σχηματισμού στα μητρώα της γεώτρησης BP3333, προκύπτει ότι η γεωτεχνική ενότητα 2.4 αποτελείται κυρίως από μαργαϊκό ασβεστόλιθο, με πυκνές ενστρώσεις μάργας. Οι μηχανικές παράμετροι της εν λόγω ενότητας θα προκύψουν με εφαρμογή της συγκεκριμένης ποσόστωσης:

$$\sigma_{ci, (2.4)} = 60\% \sigma_{ci, (2.1)} + 40\% \sigma_{ci, (2.3)}$$

$$E_{i, (2.4)} = 60\% E_{i, (2.1)} + 40\% E_{i, (2.3)}$$

Επομένως, για την γεωτεχνική 2.4 ισχύει:

Προσδιορισμός αντοχής σε μονοαξονική θλίψη σ_{ci}

$$\sigma_{ci} = 60\% \times 4 \text{ MPa} + 40\% \times 20 \text{ MPa} = 10,4 \text{ MPa}$$

Για την ενότητα 2.4 επιλέγεται συντηρητικά $\sigma_{ci} = 10 \text{ MPa}$

Προσδιορισμός μέτρου ελαστικότητας E_i

$$E_i = 60\% \times 1500 \text{ MPa} + 40\% \times 10000 \text{ MPa} = 4900 \text{ MPa}$$

Για την ενότητα 2.4 επιλέγεται συντηρητικά $E_i = 4800 \text{ MPa}$

Προσδιορισμός σταθεράς m_i (κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown).

Για την ενότητα 2.4 επιλέγεται: $m_i = 7$

3.9.6.4 Υπολογισμός αντιπροσωπευτικής τιμής διαπερατότητας

Για την γεωτεχνική ενότητα 2.4 επιλέγεται ως αντιπροσωπευτική τιμή συντελεστή διαπερατότητας $k = 5,00 \times 10^{-6}$ m/s

3.9.6.5 Υπολογισμός ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής βραχώμαζας

Προσδιορισμός ισοδύναμης γωνίας τριβής (ϕ') και ισοδύναμης συνοχής (c')

Για τον προσδιορισμό των ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής της βραχώμαζας της γεωτεχνικής ενότητας 2.4, σύμφωνα με την εξίσωση του γενικευμένου κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown (2002), έγινε χρήση του λογισμικού RocLab της εταιρίας Rocscience Inc. Για την εφαρμογή και επίλυση του κριτηρίου είναι απαραίτητες οι μηχανικές παράμετροι άρρηκτου βράχου, η χαρακτηριστική τιμή ντογκ του δείκτη GSI, καθώς και ο βαθμός διατάραξης της βραχώμαζας, ο οποίος στα πλαίσια της παρούσας εργασίας λαμβάνεται $D=0$. Οι υπολογισμοί γίνονται για όλες τις γεωτεχνικές τομές σχεδιασμού με χρήση της μεθόδου tunnels. Το βάθος του άξονα της σήραγγας λαμβάνεται $H=15,5$ m.

Το λογισμικό RocLab χρησιμοποιεί για τον προσδιορισμό του μέτρου ελαστικότητας της βραχώμαζας (E_m) την εμπειρική σχέση των Hoek & Diederichs (2006). Μελετώντας της βάση δεδομένων των δύο επιστημόνων, προκύπτει ότι το 83% των μετρήσεων αφορούσαν ισχυρότερες βραχώμαζες από αυτή που περιγράφεται στην ενότητα 2.4, με τιμές GSI μεγαλύτερων του 40. Επομένως, οι τιμές E_m που εξάγονται από το RocLab για το συγκεκριμένο σχηματισμό θεωρούνται πολύ μικρές και δε λαμβάνονται υπόψη.

Στον ακόλουθο πίνακα παρουσιάζονται οι εισαγόμενες στο λογισμικό παράμετροι και τα αποτελέσματα παραμέτρων αντοχής της βραχώμαζας.

Πίνακας 35: Υπολογισμός ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής της γεωτεχνικής ενότητας 2.4 (λογισμικό RocLab)

	Εισαγόμενες παράμετροι					Αποτελέσματα	
	σ_{ci} (MPa)	E_i (MPa)	GSI	m_i	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)
Γ' υποπήγμα μελέτης	10	4800	32	7	23,5	41,8	67

Με βάση τα ανωτέρω, για την γεωτεχνική ενότητα 2.4, επιλέγονται: $\phi' = 42^\circ$ και $c'=65$ kPa.

Προσδιορισμός μέτρου ελαστικότητας βραχώμαζας (E_{rm})

Επιπρόσθετα στη σχέση των Hoek & Diederichs (2006), την οποία χρησιμοποιεί το λογισμικό Roclab, για τον προσδιορισμό του μέτρου ελαστικότητας, λαμβάνονται υπόψη οι εξής σχέσεις:

1. Hoek et al. (2002):

$$E_{rm} = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \times 10^{GSI-10/40} \text{ (GPa)}$$

2. Sonmez (2004):

$$E_{rm} = E_i \times (s^a)^{0,4}$$

Τα αποτελέσματα από την εφαρμογή των δύο σχέσεων, καθώς και η επιλεγόμενη αντιπροσωπευτική τιμή σχεδιασμού παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 36: Μέτρο ελαστικότητας της βραχώμαζας - γεωτεχνική ενότητα 2.4

	Hoek et al. (2002) E _m (MPa)	Sonmez (2004) E _m (MPa)	Τιμή σχεδιασμού E _m (MPa)
Σύνολο του έργου (GSI = 53)	1122	998	1000

Τέλος, στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται συνολικά οι τιμές των γεωτεχνικών μηχανικών παραμέτρων της γεωτεχνικής ενότητας 2.4:

Πίνακας 37: Γεωτεχνικές παράμετροι αντοχής της γεωτεχνικής ενότητας 2.4

Παράμετρος	Τιμή (σύνολο του έργου)
GSI	32
σ _{ci} (MPa)	10
E _i (MPa)	4800
m _i	7
E _m (MPa)	1000
c' (kPa)	65
φ (°)	42

3.9.7 Γεωτεχνική Ενότητα 2.5

Η γεωτεχνική ενότητα 2.5 αποτελείται από συνεκτικό λατυποπαγές και σκληρό ερυθροπηλίτη και αποτελεί τη μεταβατική ζώνη μεταξύ της τάφρου της ΨΜΣ και του Αθηναϊκού Σχιστολιθου. Απαντάται στο μέτωπο της σήραγγας από τη Χ.Θ. 0+840 έως τη Χ.Θ. 0+900. Η ενοποίηση των δύο ενότητων υπό την ίδια ενότητα αποφασίστηκε λόγω των ψηφιδών στο σώμα του ερυθροπηλίτη και τη μορφή breccia που εμφανίζει σε διάφορα βάθη.

Ο ερυθροπηλίτης έχει χαρακτήρα ασθενή έως μετρίως ασθενή βράχου, μετρίως έως ολίγον αποσαθρωμένου (κατηγορία IV – III στην κλίμακα αποσάθρωσης). Οι ασυνέχειες χαρακτηρίζονται τραχείες και τοπικά λείες, με αργιλικό υλικό πλήρωσης, ενώ τοπικά εμφανίζονται με οξειδωμένες επιφάνειες.

Σύμφωνα με τις δοκιμές κοκκομετρίας και την κατάταξη των εδαφικών δειγμάτων που έχουν ληφθεί από τις γεωτρήσεις, ο πετρογραφικός τύπος του ερυθροπηλίτη αποσυντίθεται σε ισχνή, κατά τόπους χαλικώδη άργιλο με άμμο.

Στις φωτογραφίες που ακολουθούν παρουσιάζονται χαρακτηριστικοί πυρήνες της εν λόγω ενότητας:



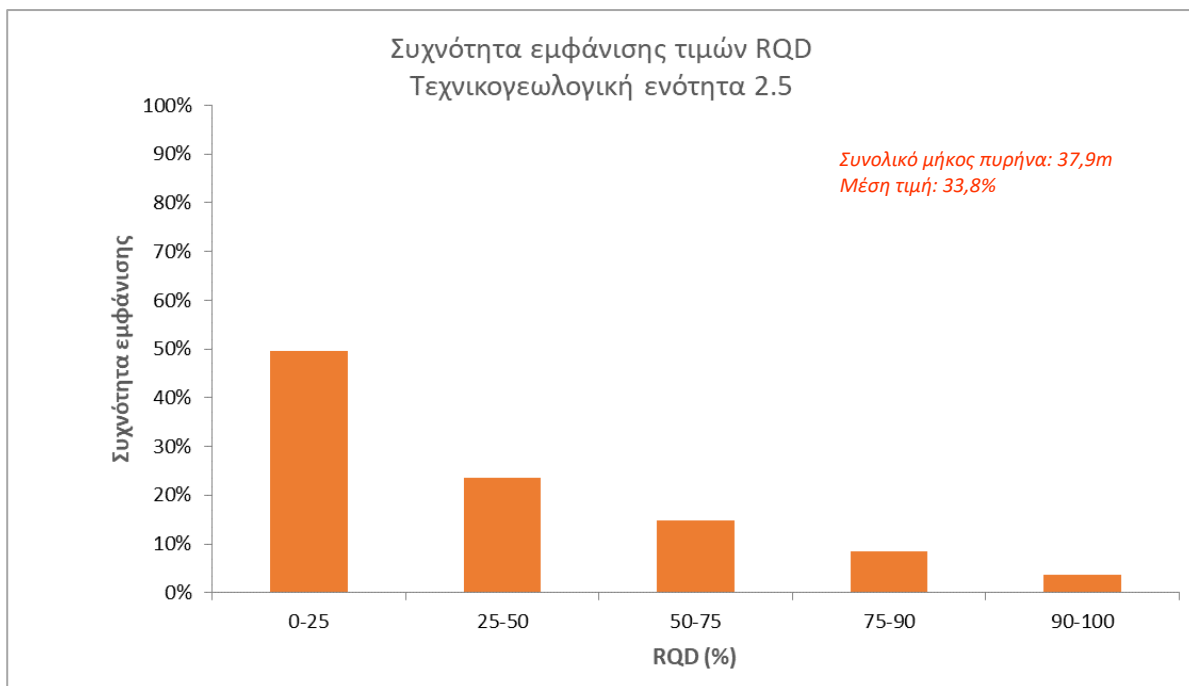
Εικόνα 11: Αντιπροσωπευτικοί πυρήνες της γεωτεχνικής ενότητας 2.5. Πετρογραφικός τύπος κροκαλολατυποπαγούς, Γεώτρηση BP3309, βάθος 18,70m – 21,60m.



Εικόνα 12: Αντιπροσωπευτικοί πυρήνες της γεωτεχνικής ενότητας 2.5. Πετρογραφικός τύπος ερυθροπηλίτη, Γεώτρηση BP3310, βάθος 17,70m – 21,60m.

3.9.7.1 Δείκτης ποιότητας πετρώματος – RQD

Από τη στατιστική επεξεργασία που πραγματοποιήθηκε για τις τιμές RQD όπως αυτές δίνονται στα μητρώα των γεωτρήσεων, για την Γεωτεχνική Ενότητα 2.5 προέκυψε ότι οι τιμές κυμαίνονται μεταξύ 0% και 93%, με μέση τιμή 33,8%, η οποία επιλέγεται και ως αντιπροσωπευτική τιμή. Το ανηγμένο ποσοστό εμφάνισης στο συνολικό μήκος πυρήνα όπου συναντάται η ενότητα 2.5 παρουσιάζεται στο κατωτέρω διάγραμμα.



Διάγραμμα 25: Συχνότητα εμφάνισης τιμών RQD της γεωτεχνικής ενότητας 2.5

Με βάση τα ανωτέρω και σύμφωνα με τους Deere et al (1989), η βραχώμαζα χαρακτηρίζεται πολύ πτωχή έως πτωχή και τοπικά μέτρια έως εξαιρετική. Το μεγάλο εύρος τιμών RQD είναι χαρακτηριστικό της μεταβλητότητας της ποιότητας της συγκεκριμένης βραχώμαζας, η οποία αποτελεί τη μεταβατική ζώνη μεταξύ της τάφρου των πετρωμάτων της ΨΜΣ και του Αθηναϊκού Σχιστολίθου και βρίσκεται πλησίον μεγάλου ρήγματος.

3.9.7.2 Υπολογισμός χαρακτηριστικής τιμής Γεωλογικού Δείκτη Αντοχής (GSI).

Για την ταξινόμηση και περιγραφή των πετρωμάτων της Γεωτεχνικής Ενότητας 2.3, χρησιμοποιήθηκε το γενικό διάγραμμα των Hoek & Marinos (2000), το οποίο έχει έξι (6) βαθμίδες δομής της βραχώμαζας και πέντε (5) βαθμίδες ποιότητας των ασυνεχειών, σύμφωνα με τη μεθοδολογία όπως αυτή παρουσιάστηκε στην §3.4.

Η κατηγοριοποίηση της δομής της βραχώμαζας έγινε με βάση τις φωτογραφίες των πυρήνων των γεωτρήσεων και την περιγραφή στα μητρώα των γεωτρήσεων, ενώ η κατηγοριοποίηση της ποιότητας των ασυνεχειών έγινε με βάση τις φωτογραφίες των πυρήνων και τον βαθμό αποσάθρωσης όπως αυτός δίνεται στα μητρώα των γεωτρήσεων (στήλη weathering).

Το εύρος των τιμών GSI ανά γεώτρηση και ανά βάθος για την Γεωτεχνική Ενότητα 2.5 παρουσιάζονται στον κατωτέρω πίνακα. Ακολούθως, υπολογίζεται η μέση τιμή GSI για τον σχηματισμό, η οποία θα χρησιμοποιηθεί και ως χαρακτηριστική τιμή σχεδιασμού.

Πίνακας 38: Βαθμονόμηση σύμφωνα με το σύστημα GSI – Γεωτεχνική Ενότητα 2.5

Γεώτρηση	Βάθος (m)		Πάχος στρώσης (m)	Δομή βραχώμαζας	Ποιότητα ασυνεχειών	Εύρος τιμών GSI	
	Από	Έως				Από	Έως
BP3309	18,10	40,50	22,4	D	F	20	25
BP3310	3,00	4,10	1,10	BDS	P	15	20
	4,10	5,50	1,40	D	F	15	25
	5,50	23,00	17,50	BDS	F -P	20	25

Παρατηρείται ότι η δομή της βραχώμαζας κυμαίνεται από BDS (Blocky – Disturbed – Seamy) έως D (Disintegrated), ενώ η ποιότητα των ασυνεχειών χαρακτηρίζεται από μέτρια (F) έως πτωχή (P).

Για τη διεξαγωγή της σταθμισμένης μέσης τιμής GSI της ενότητας 2.5, υπολογίστηκαν ο ελάχιστος και ο μέγιστος σταθμισμένος μέσος όρος με χρήση του τύπου:

$$\overline{(GSI)}_{min} = \frac{\sum(GSI_{min,i} \times L_i)}{\sum L_i} = 19,7$$

$$\overline{(GSI)}_{max} = \frac{\sum(GSI_{max,i} \times L_i)}{\sum L_i} \approx 25$$

όπου L_i , το πάχος της κάθε στρώσης που αντιστοιχεί σε ορισμένο εύρος τιμών GSI.

Δεδομένου ότι η δομή και η αποσάθρωση δεν παρουσιάζουν αξιοσημείωτες διαφορές, ότι η ενότητα παρουσιάζει σχετική μικρά έκταση και ότι αποτελεί μία έντονα καταπονημένη μεταβατική ζώνη μεταξύ της τάφρου των μαργαϊκών υλικών και της ενότητας του Αθηναϊκού σχιστολίθου, οι παραπάνω τιμές κρίνονται αντιπροσωπευτικές. Ωστόσο, λόγω της φύσης του σχηματισμού, ο οποίος αποτελείται από ένα μείγμα κροκαλοπαγών και ερυθροπηλιτών, ισχυρών και συνεκτικών μεν, αλλά τεκτονικά πολύ ταλαιπωρημένων, επιλέγεται ως χαρακτηριστική τιμή η μικρότερη του εύρους, ήτοι **GSI=20**.

3.9.7.3 Προσδιορισμός μηχανικών παραμέτρων για το κριτήριο Hoek – Brown.

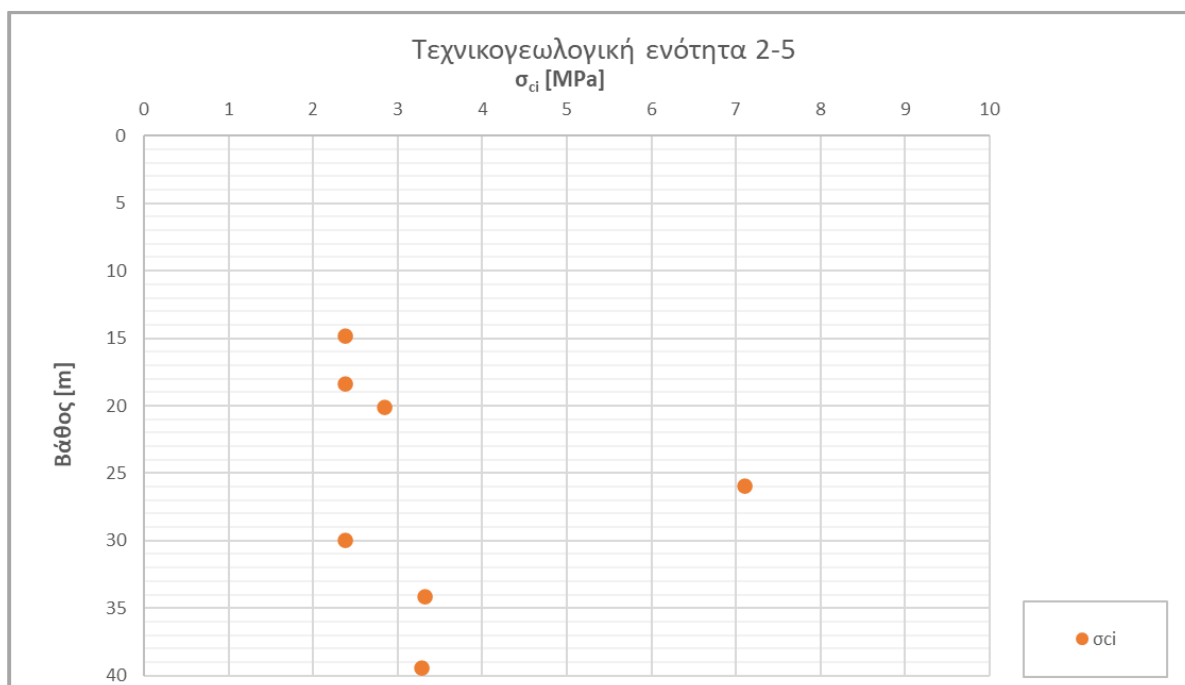
Προσδιορισμός αντοχής σε μονοαξονική θλίψη σ_{ci}

Ο προσδιορισμός της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής του άρρηκτου βράχου έγινε μετά από στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων των εργαστηριακών δοκιμών βραχομηχανικής. Στην γεωτεχνική ενότητα 2.5 πραγματοποιήθηκαν επτά (7) δοκιμές προσδιορισμού της ανεμπόδιστης θλιπτικής αντοχής άρρηκτου βράχου.

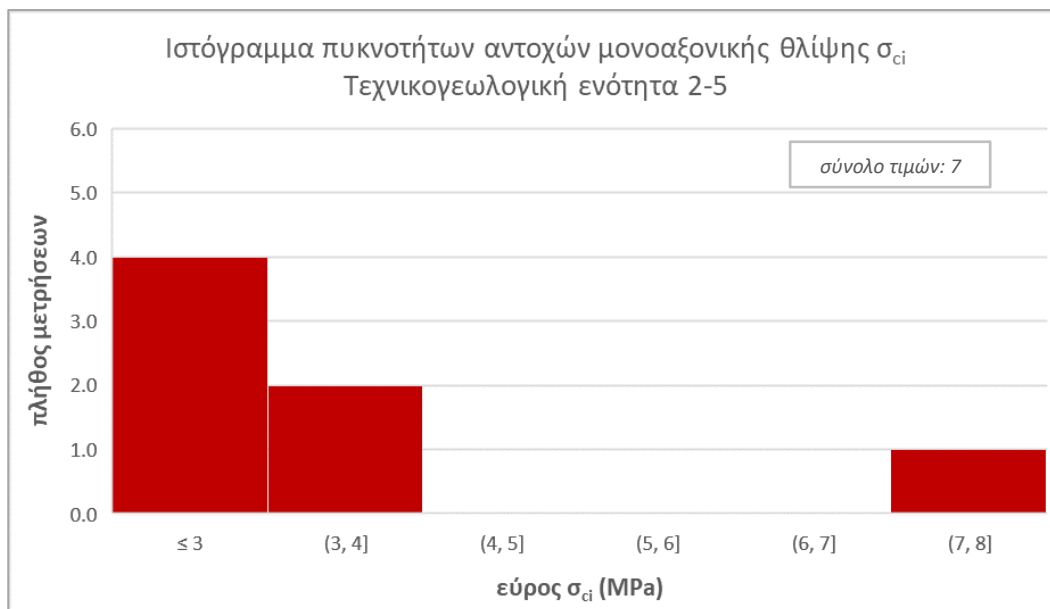
Πίνακας 39: Στατιστικά δεδομένα τιμών αντοχής άρρηκτου βράχου (Γεωτεχνική Ενότητα 2.5)

	Πλήθος δοκιμών	Ελάχιστη Τιμή (MPa)	Μέγιστη Τιμή (MPa)	Μέσος Όρος (MPa)	Τυπική απόκλιση (MPa)
σ_{ci} (δοκιμές UCS)	7	2,38	7,10	3,38	1,69

Στο Διάγραμμα 26 παρουσιάζεται η κατανομή των τιμών της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής του άρρηκτου βράχου συναρτήσει του βάθους, ενώ στο Διάγραμμα 27 παρουσιάζεται το ιστόγραμμα πυκνοτήτων των τιμών της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη των πετρογραφικών τύπων που απαρτίζουν την ενότητα 2.5.



Διάγραμμα 26: Κατανομή των τιμών της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής των πετρογραφικών τύπων της γεωτεχνικής ενότητας 2.5 σε συνάρτηση με το βάθος



Διάγραμμα 27: Ιστόγραμμα πυκνοτήτων τιμών αντοχής μονοαξονικής θλίψης των πετρογραφικών τύπων της γεωτεχνικής ενότητας 2.5

Η μία (1) τιμή που είναι <7 θεωρείται αρκετά υψηλή για το συγκεκριμένο σχηματισμό και έχει πιθανότητα προκύψει από μη αντιπροσωπευτικό δοκίμιο. Μη λαμβάνοντας υπόψη αυτές τις τιμές, ο συνολικός μέσος όρος των τιμών της θλιπτικής αντοχής προκύπτει $\sigma_{ci,ave} = 2,8$ MPa. Με βάση τα ανωτέρω, επιλέγεται αντιπροσωπευτική τιμή αντοχής του άρρηκτου βράχου για την ενότητα 2.5, ίση με $\sigma_{ci} = 3$ MPa.

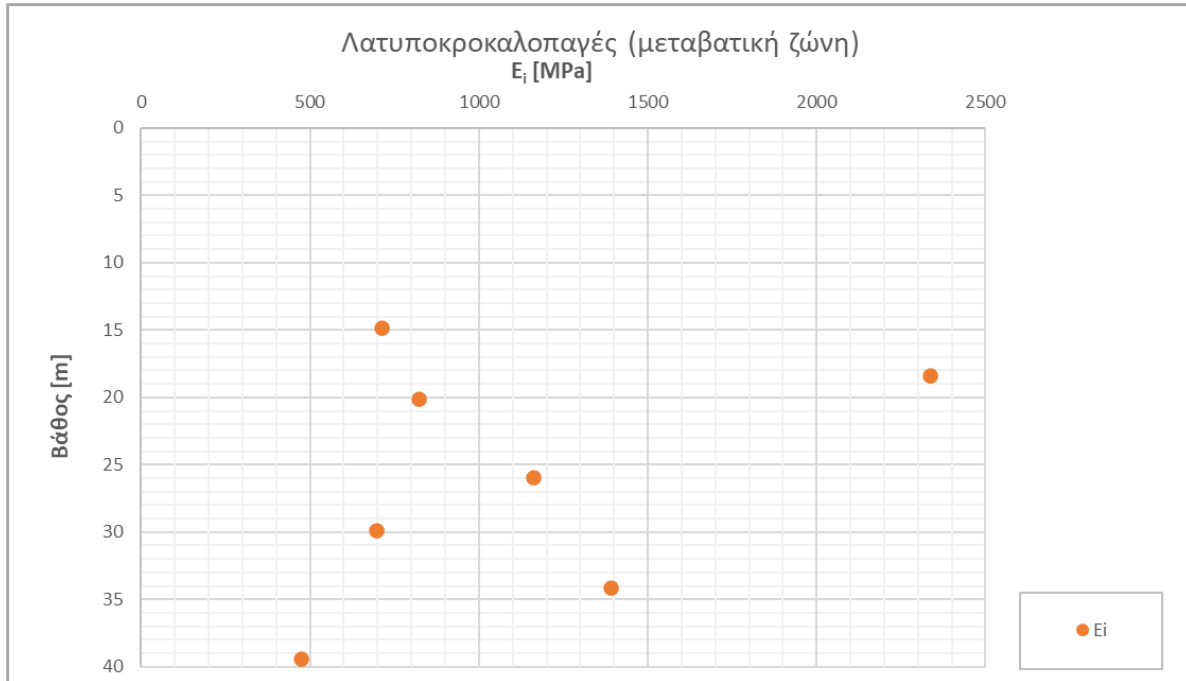
Προσδιορισμός μέτρου ελαστικότητας E_i

Στην γεωτεχνική ενότητα 2.5 πραγματοποιήθηκαν πέντε (5) δοκιμές προσδιορισμού της ανεμπόδιστης θλιπτικής αντοχής, από τις οποίες έμμεσα προέκυψαν αντίστοιχες τιμές του μέτρου ελαστικότητας. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται ακολούθως:

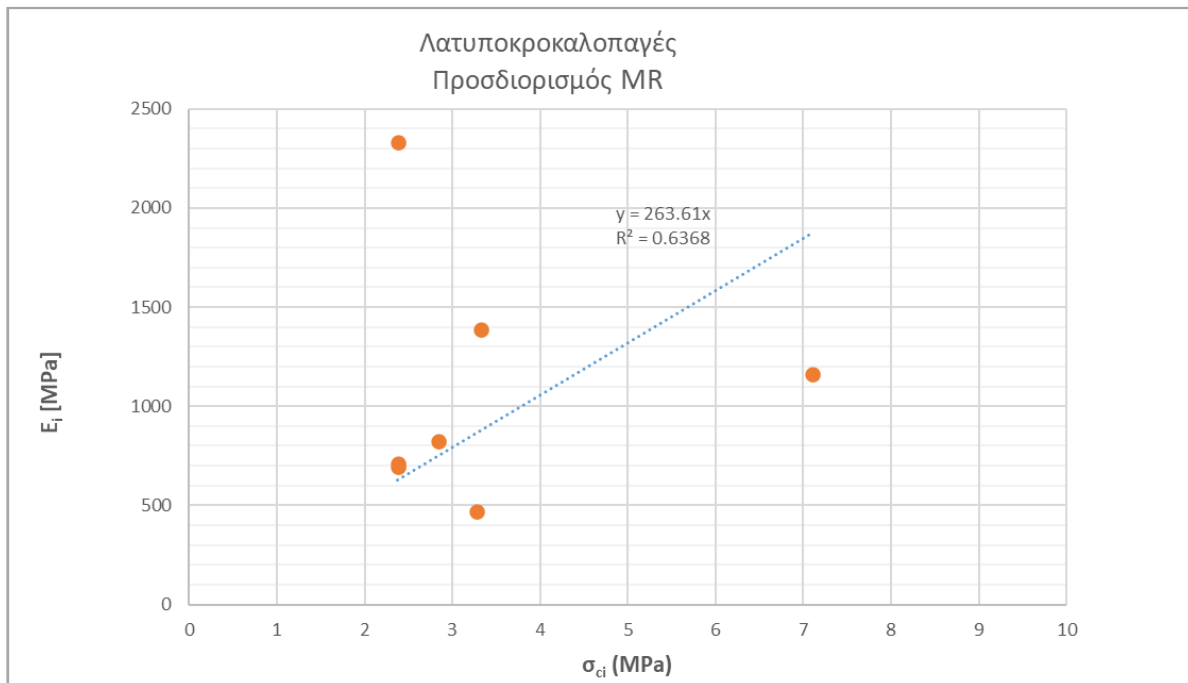
Πίνακας 40: Στατιστικά δεδομένα τιμών μέτρου ελαστικότητας (Γεωτεχνική Ενότητα 2.5)

	Πλήθος δοκιμών	Ελάχιστη Τιμή (MPa)	Μέγιστη Τιμή (MPa)	Μέσος Όρος (MPa)	Τυπική απόκλιση (MPa)
E_i (δοκιμές UCS)	7	472,50	2334,13	1083,58	631,64

Στο Διάγραμμα 31 παρουσιάζεται η κατανομή των τιμών της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής του άρρηκτου βράχου συναρτήσει του βάθους, ενώ στο Διάγραμμα 32 παρουσιάζεται η αντιστοίχιση τιμών σ_{ci} με τις τιμές του μέτρου ελαστικότητας, για τον υπολογισμό του Modulus Ratio (MR).



Διάγραμμα 28: Κατανομή των τιμών του μέτρου ελαστικότητας άρρηκτου βράχου των πετρογραφικών τύπων της γεωτεχνικής ενότητας 2.5 συναρτήσει του βάθους



Διάγραμμα 29: Προσδιορισμός Modulus Ratio για τους πετρογραφικούς τύπους της γεωτεχνικής ενότητας 2.5

Από τη στατιστική επεξεργασία προκύπτει ότι η μέση τιμή του μέτρου ελαστικότητας από τις δοκιμές UCS είναι $E_i = 1083,58$. Επιπλέον, σύμφωνα με τους Hoek & Diederichs (2006), για τα κροκαλοπαγή και τα λατυποπαγή ισχύει $MR = [230-400]$, επομένως η τιμή που υπολογίστηκε στο ανωτέρω διάγραμμα έρχεται σε συμφωνία και θεωρείται αντιπροσωπευτική. Επιλέγοντας $MR=300$ και για $\sigma_{ci}=3$, προκύπτει $E_i = MR \times \sigma_{ci} = 900$ MPa. Οι τιμές αυτές

θεωρούνται ιδιαίτερα χαμηλές, οπότε τελικά επιλέγεται αντιπροσωπευτική τιμή του μέτρου ελαστικότητας άρρηκτου βράχου για την ενότητα 2.5 ίσο με $E_i = 1300 \text{ MPa}$.

Προσδιορισμός σταθεράς m_i (κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown).

Για τον προσδιορισμό της σταθεράς m_i , για την επίλυση του κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown, χρησιμοποιήθηκε ο πίνακας των Hoek & Brown (2000). Για τα κροκαλοπαγή δίνεται ένα εύρος τιμών $m_i = [18-24]$, ενώ για τους ερυθροπηλίτες το εύρος είναι $m_i = [2-6]$. Επειδή ο σχηματισμός χαρακτηρίζεται σχεδόν τσιμεντοποιημένος και πολύ σκληρός, επιλέγεται ως αντιπροσωπευτική τιμή $m_i = 8$.

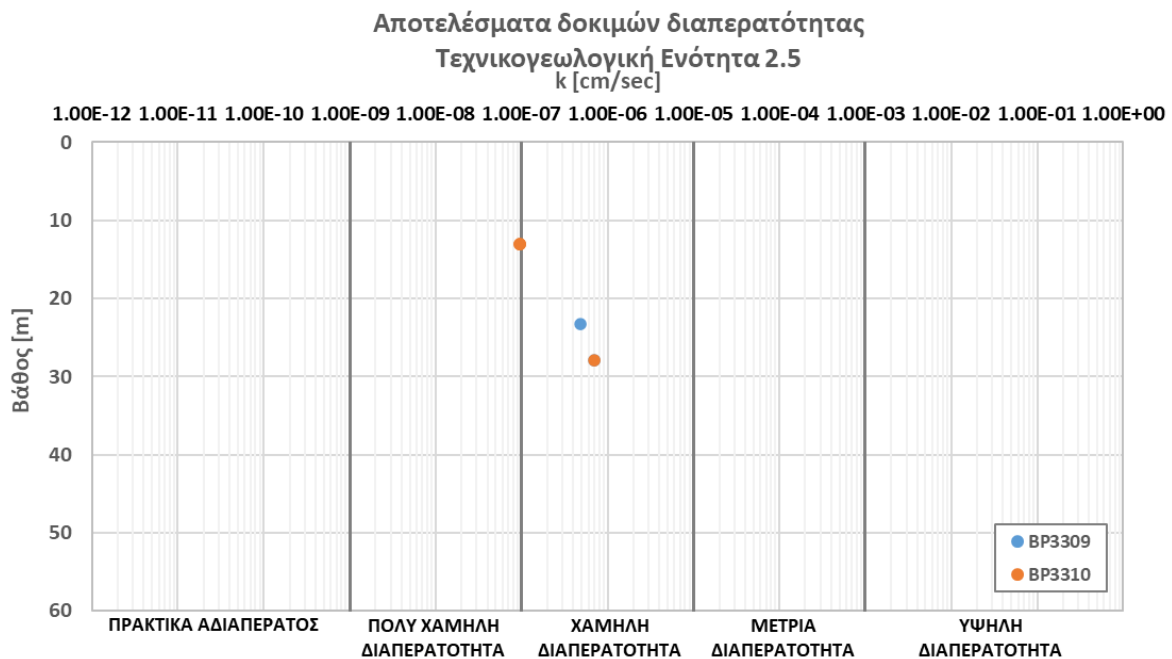
3.9.7.4 Υπολογισμός αντιπροσωπευτικής τιμής διαπερατότητας

Στην γεωτεχνική ενότητα 2.5 πραγματοποιήθηκαν πέντε (5) δοκιμές επί τόπου δοκιμές με σκοπό τον προσδιορισμό του συντελεστή διαπερατότητας. Το εύρος των τιμών, καθώς και ο μέσος όρος παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 41: Αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών προσδιορισμού συντελεστή διαπερατότητας της γεωτεχνικής ενότητας 2.5

	Πλήθος δοκιμών	Ελάχιστη Τιμή (m/sec)	Μέγιστη Τιμή (m/sec)	Μέσος Όρος (m/sec)	Τυπική απόκλιση (m/sec)
Συντελεστής διαπερατότητας	6	0,00	$6,94 \times 10^{-7}$	$2,13 \times 10^{-7}$	$3,02 \times 10^{-7}$

Στο διάγραμμα 30 παρουσιάζονται οι τιμές του συντελεστή διαπερατότητας, όπως αυτές προέκυψαν από τις δοκιμές, σε συνάρτηση με το βάθος.



Διάγραμμα 30: Αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών προσδιορισμού συντελεστή διαπερατότητας της γεωτεχνικής ενότητας 2.5 σε συνάρτηση με το βάθος

Από τα αποτελέσματα και την κατάταξη της διαπερατότητας κατά Terzaghi & Peck (1967), συμπεραίνουμε ότι η ενότητα 2.5 είναι πρακτικά αδιαπέρατη, ενώ κατά τόπους εμφανίζει χαμηλή διαπερατότητα. Αυτό οφείλεται στο αργιλικό υλικό πλήρωσης των ασυνεχειών και στην ισχυρή τσιμεντοποίηση των σχηματισμών. Σημειώνεται ότι οι μέγιστες τιμές σημειώθηκαν σε θέσεις όπου ο λατυπτοπαγής σχηματισμός έρχεται σε επαφή με ψαμμιτικό σχηματισμό της ΨΜΣ, γεγονός που εξηγεί την τοπική αύξηση της υδροπερατότητας. Ως αντιπροσωπευτική τιμή του συντελεστή διαπερατότητας συντηρητικά επιλέγεται $k = 1,00 \times 10^{-8} \text{ m/s}$.

3.9.7.5 Υπολογισμός ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής βραχόμαζας

Προσδιορισμός ισοδύναμης γωνίας τριβής (ϕ') και ισοδύναμης συνοχής (c')

Για τον προσδιορισμό των ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής της βραχόμαζας της γεωτεχνικής ενότητας 2.5, σύμφωνα με την εξίσωση του γενικευμένου κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown (2002), έγινε χρήση του λογισμικού RocLab της εταιρίας Rocscience Inc. Για την εφαρμογή και επίλυση του κριτηρίου είναι απαραίτητες οι μηχανικές παράμετροι άρρηκτου βράχου, η χαρακτηριστική τιμή του δείκτη GSI, καθώς και ο βαθμός διατάραξης της βραχόμαζας, ο οποίος στα πλαίσια της παρούσας εργασίας λαμβάνεται $D=0$. Οι υπολογισμοί γίνονται για όλες τις γεωτεχνικές τομές σχεδιασμού με χρήση της μεθόδου tunnels. Το βάθος του άξονα της σήραγγας λαμβάνεται $H=15,5\text{m}$.

Το λογισμικό RocLab χρησιμοποιεί για τον προσδιορισμό του μέτρου ελαστικότητας της βραχόμαζας (E_m) την εμπειρική σχέση των Hoek & Diederichs (2006). Μελετώντας της βάση δεδομένων των δύο επιστημόνων, προκύπτει ότι το 83% των μετρήσεων αφορούσαν ισχυρότερες βραχόμαζες από αυτή που περιγράφεται στην ενότητα 2.5, με τιμές GSI μεγαλύτερων του 40. Επομένως, οι τιμές E_m που εξάγονται από το RocLab για το συγκεκριμένο σχηματισμό θεωρούνται πολύ μικρές και δε λαμβάνονται υπόψη.

Στον ακόλουθο πίνακα παρουσιάζονται οι εισαγόμενες στο λογισμικό παράμετροι και τα αποτελέσματα παραμέτρων αντοχής της βραχόμαζας.

Πίνακας 42: Υπολογισμός ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής της γεωτεχνικής ενότητας 2.5 (λογισμικό RocLab)

	Εισαγόμενες παράμετροι					Αποτελέσματα	
	σ_{ci} (MPa)	E_i (MPa)	GSI	m_i	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)
Δ' υποπήμα μελέτης	3	1300	20	8	22,5	30,4	31

Με βάση τα ανωτέρω, για την γεωτεχνική ενότητα 2.5, επιλέγονται: $\phi' = 30^\circ$ και $c'=30 \text{ kPa}$.

Προσδιορισμός μέτρου ελαστικότητας βραχόμαζας (E_m)

Για τον προσδιορισμό του μέτρου ελαστικότητας, λαμβάνονται υπόψη οι εξής σχέσεις:

1. **Hoek et al. (2002):**

$$E_{rm} = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \times 10^{GSI-10/40} \text{ (GPa)}$$

2. **Sonmez (2004):**

$$E_{rm} = E_i \times (s^a)^{0,4}$$

Τα αποτελέσματα από την εφαρμογή των δύο σχέσεων, καθώς και η επιλεγόμενη αντιπροσωπευτική τιμή σχεδιασμού παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 43: Μέτρο ελαστικότητας της βραχώμαζας - γεωτεχνική ενότητα 2.5

	Hoek et al. (2002) Erm (MPa)	Sonmez (2004) Erm (MPa)	Τιμή σχεδιασμού Erm (MPa)
Δ υποτομήμα μελέτης	633	268	400

Τέλος, στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται συνολικά οι τιμές των γεωτεχνικών μηχανικών παραμέτρων της γεωτεχνικής ενότητας 2.5:

Πίνακας 44: Γεωτεχνικές παράμετροι αντοχής της γεωτεχνικής ενότητας 2.5

Παράμετρος	Τιμή (σύνολο του έργου)
GSI	20
σ_{ci} (MPa)	3
E_i (MPa)	1300
m_i	8
E_m (MPa)	400
c' (kPa)	30
φ (°)	30

3.9.8 Γεωτεχνική Ενότητα 3.1

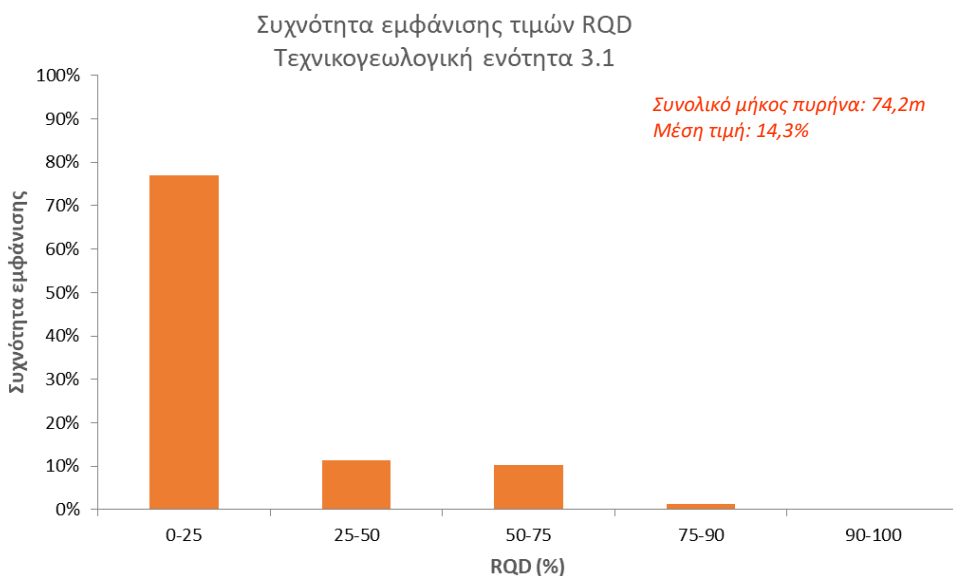
Η γεωτεχνική ενότητα του Αθηναϊκού Σχιστολίθου εμφανίζεται στα τελευταία μέτρα της χάραξης (από τη Χ.Θ. Χ.Θ. 0+875 έως τη Χ.Θ. 0+929). Το πάχος της είναι περίπου 40,0m και αναπτύσσεται υποκείμενα των τεχνητών επιχώσεων. Σε αυτή την ενότητα περιέχονται οι λιθολογικοί τύποι του μεταψαμμίτη και του μεταίλυολίθου. Δεν κρίθηκε σκόπιμη η διάκριση του μεταίλυολίθου σε ξεχωριστή ενότητα, διότι συναντάται κατά κανόνα σε βάθος μεγαλύτερο των 30,0m και δεν έχει αξιοσημείωτη επιρροή στην κατασκευή της σήραγγας. Επιπλέον, τα πετρώματα εμφανίζουν παρόμοιο βαθμό κερματισμού.

Η παρουσία του ρήγματος έχει προκαλέσει έντονη αποδιοργάνωση στη βραχώμαζα, η οποία εμφανίζεται τεκτονισμένη και πτυχωμένη, αποδιοργανωμένη, συχνά υπό τη μορφή μίγματος βράχου – εδάφους. Κατά τόπους εντοπίζονται χαλαζιακές φλέβες. Ο βραχώδης σχηματισμός είναι πολύ ασθενής έως ασθενής και τοπικά μετρίως ασθενής, πλήρως έως μέτρια αποσαθρωμένος (κατηγορία VI έως IV). Οι ασυνέχειες χαρακτηρίζονται λείες έως τραχείες, με αργιλικό υλικό πλήρωσης.

Σύμφωνα με τις δοκιμές κοκκομετρίας και την κατάταξη των εδαφικών δειγμάτων που έχουν ληφθεί από τις γεωτρήσεις, ο σχηματισμός αποσυντίθεται σε ιλσοαργιλώδη ή αργιλώδη άμμο με χαλίκια (SC – SM) και χάλικες κακής διαβάθμισης με ιλύ ή άμμο (GP – GC) ή σε ιλυώδεις χάλικες με άμμο (GM).

3.9.8.1 Δείκτης ποιότητας πετρώματος – RQD

Από τη στατιστική επεξεργασία που πραγματοποιήθηκε για τις τιμές RQD όπως αυτές δίνονται στα μητρώα των γεωτρήσεων, για την Γεωτεχνική Ενότητα 3.1 προέκυψε ότι οι τιμές κυμαίνονται μεταξύ 0% και 80%, με μέση τιμή 14,3%, η οποία επιλέγεται και ως αντιπροσωπευτική τιμή. Το ανηγμένο ποσοστό εμφάνισης στο συνολικό μήκος πυρήνα όπου συναντάται η ενότητα 3.1 παρουσιάζεται στο κατωτέρω διάγραμμα.



Διάγραμμα 31: Συχνότητα εμφάνισης τιμών RQD της γεωτεχνικής ενότητας 3.1

Με βάση τα ανωτέρω και σύμφωνα με τους Deere et al (1989), η βραχώμαζα χαρακτηρίζεται πολύ πτωχή και τοπικά πτωχή έως μέτρια. Ο σχηματισμός του μεταψαμμίτη βρίσκεται πλησίον ρήγματος και έχει υποστεί ιδιαίτερη καταπόνηση.

3.9.8.2 Υπολογισμός χαρακτηριστικής τιμής Γεωλογικού Δείκτη Αντοχής (GSI).

Για την ταξινόμηση και περιγραφή των πετρωμάτων της γεωτεχνικής ενότητας 3.1 σύμφωνα με το σύστημα GSI, χρησιμοποιήθηκε το γενικό διάγραμμα των Hoek & Marinos (2000), το οποίο έχει έξι (6) βαθμίδες δομής της βραχώμαζας και πέντε (5) βαθμίδες ποιότητας των ασυνεχειών, σύμφωνα με τη μεθοδολογία όπως παρουσιάστηκε στην §3.4.

Η κατηγοριοποίηση της δομής της βραχώμαζας έγινε με βάση τις φωτογραφίες των πυρήνων των γεωτρήσεων και την περιγραφή στα μητρώα των γεωτρήσεων, ενώ η κατηγοριοποίηση της ποιότητας των ασυνεχειών έγινε με βάση τις φωτογραφίες των πυρήνων και τον βαθμό αποσάθρωσης όπως αυτός δίνεται στα μητρώα των γεωτρήσεων (σπλήη weathering).

Το εύρος των τιμών GSI ανά γεώτρηση και ανά βάθος για την γεωτεχνική ενότητα 3.1 παρουσιάζονται στον κατωτέρω πίνακα. Ακολούθως, υπολογίζεται η μέση τιμή GSI για τον σχηματισμό, η οποία θα χρησιμοποιηθεί και ως χαρακτηριστική τιμή σχεδιασμού.

Πίνακας 45: Βαθμονόμηση σύμφωνα με το σύστημα GSI – Γεωτεχνική Ενότητα 3.1

Γεώτρηση	Βάθος (m)		Πάχος στρώσης (m)	Δομή βραχώμαζας	Ποιότητα ασυνεχειών	Εύρος τιμών GSI	
	Από	Εώς				Από	Εώς
BP3310	23,00	29,50		IX	P	15	20
	29,50	33,30		IX	F	20	25
	33,30	37,70		XI	F	15	20
	37,70	0,40	2,10	IX	P - F	20	25
BP3307	6,80	9,40	4,70	XI	G	10	15
	9,40	15,60		IX	F	30	35
	15,60	33,00		IX	P	20	25
	33,00	40,10	8,6	X	P - F	25	30

Παρατηρείται ότι η δομή της βραχώμαζας κυμαίνεται από BDS (Blocky – Disturbed – Seamy) έως D (Disintegrated), ενώ η ποιότητα των ασυνεχειών χαρακτηρίζεται από μέτρια (F) έως πτωχή (P).

Για τη διεξαγωγή της σταθμισμένης μέσης τιμής GSI της ενότητας 3.1, υπολογίστηκαν ο ελάχιστος και ο μέγιστος σταθμισμένος μέσος όρος με χρήση του τύπου:

$$\overline{(GSI)}_{min} = \frac{\sum(GSI_{min,i} \times L_i)}{\sum L_i} = 24,5$$

$$\overline{(GSI)}_{max} = \frac{\sum(GSI_{max,i} \times L_i)}{\sum L_i} = 35,5$$

όπου L_i, το πάχος της κάθε στρώσης που αντιστοιχεί σε ορισμένο εύρος τιμών GSI.

Η χαρακτηριστική τιμή σχεδιασμού GSI για την γεωτεχνική ενότητα 2.5 υπολογίζεται ως εξής:

$$GSI_k = \frac{GSI_{min} + GSI_{max}}{2} \approx 29$$

3.9.8.3 Προσδιορισμός μηχανικών παραμέτρων για το κριτήριο Hoek – Brown.

Προσδιορισμός αντοχής σε μονοαξονική θλίψη σ_{ci}

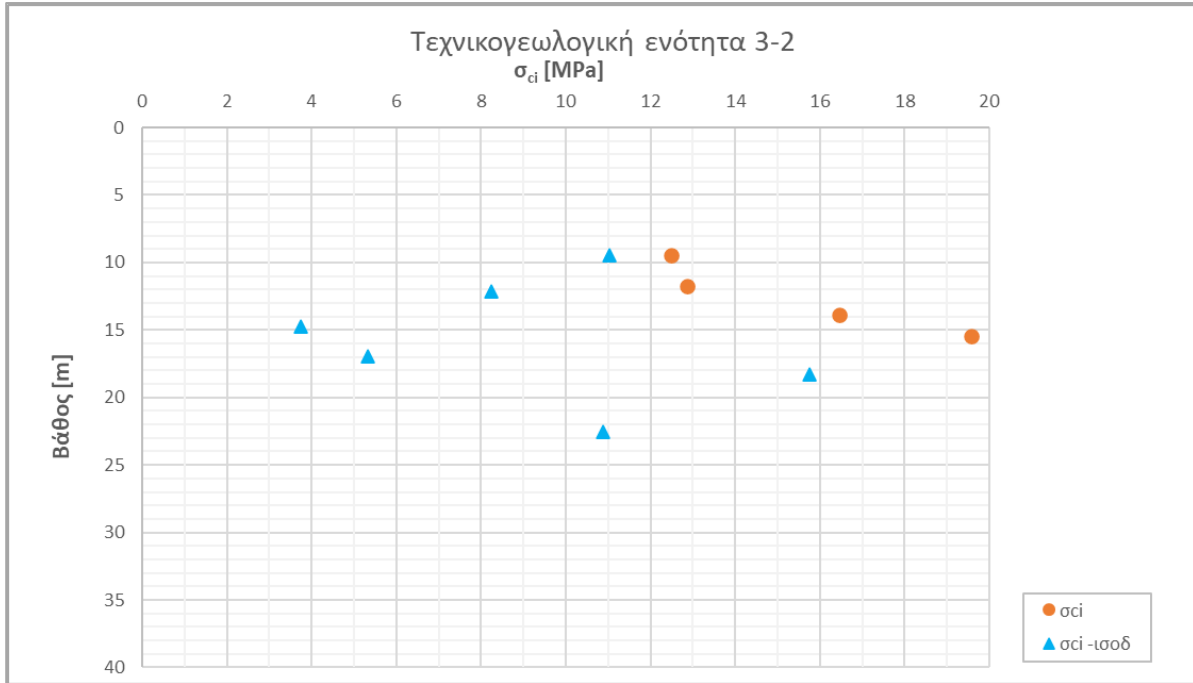
Ο προσδιορισμός της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής του άρρηκτου βράχου έγινε μετά από στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων των εργαστηριακών δοκιμών βραχομηχανικής. Στην γεωτεχνική ενότητα 3.1 πραγματοποιήθηκαν τέσσερις (4) δοκιμές προσδιορισμού της ανεμπόδιστης θλιπτικής αντοχής άρρηκτου βράχου και έξι (6) δοκιμές σημειακής φόρτισης βραχωδών δοκιμίων

Σε ένα δοκίμιο πραγματοποιήθηκαν και οι δύο τύποι δοκιμών. Ο συντελεστής συσχέτισμού K στο εν λόγω δοκίμιο προέκυψε ίσος με $K=8$. Λαμβάνοντας υπόψη και το διάγραμμα των Tsiambaos & Sabatakakis (2004), επιλέγεται η τιμή $K=15$. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται ακολούθως.

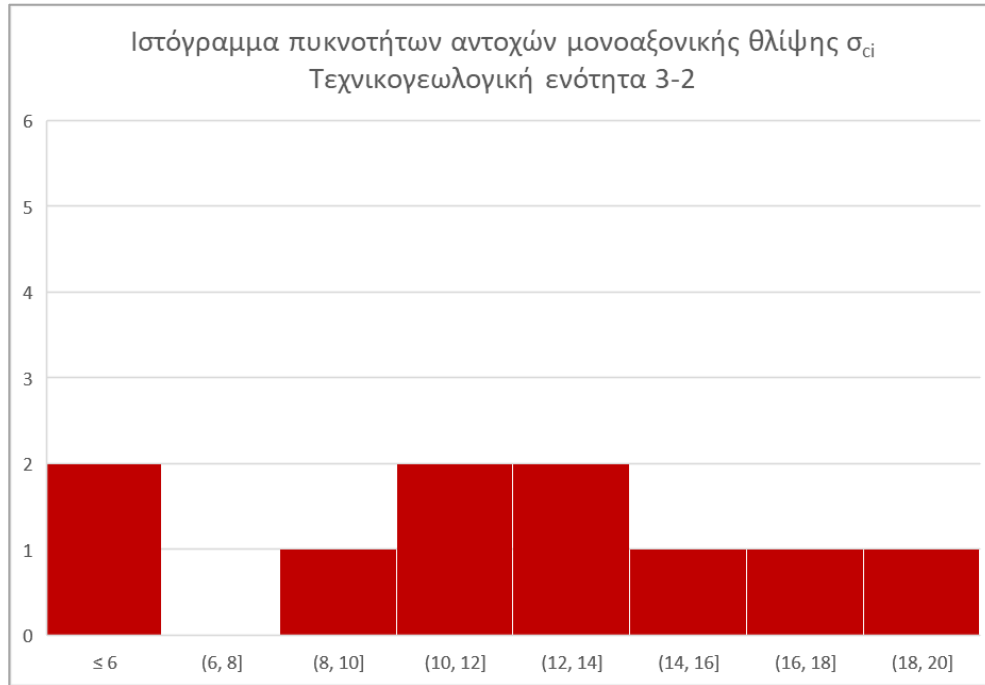
Πίνακας 46: Στατιστικά δεδομένα τιμών αντοχής άρρηκτου βράχου (Γεωτεχνική Ενότητα 3.1)

	Πλήθος δοκιμών	Ελάχιστη Τιμή (MPa)	Μέγιστη Τιμή (MPa)	Μέσος Όρος (MPa)	Τυπική απόκλιση (MPa)
σ_{ci} (δοκιμές UCS)	4	12,50	19,58	15,35	3,34
σ_{ci} (δοκιμές Point Load)	6	3,75	15,75	9,16	4,35

Στο Διάγραμμα 30 παρουσιάζεται η κατανομή των τιμών της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής του άρρηκτου βράχου συναρτήσει του βάθους, ενώ στο Διάγραμμα 31 παρουσιάζεται το ιστόγραμμα πυκνοτήτων των τιμών της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη των πετρογραφικών τύπων που απαρτίζουν την ενότητα 3.1.



Διάγραμμα 32: Κατανομή των τιμών της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής των πετρογραφικών τύπων της γεωτεχνικής ενότητας 3.1 σε συνάρτηση με το βάθος



Διάγραμμα 33: Ιστόγραμμα πυκνοτήτων τιμών αντοχής μονοαξονικής θλίψης των πετρογραφικών τύπων της γεωτεχνικής ενότητας 3.1

Οι δύο (2) τιμές που είναι <6 θεωρούνται πολύ χαμηλές για το συγκεκριμένο σχηματισμό και έχουν πιθανότητα προκύψει από μη αντιπροσωπευτικά δοκίμια. Μη λαμβάνοντας υπόψη αυτές τις τιμές, ο συνολικός μέσος όρος των

τιμών της θλιπτικής αντοχής προκύπτει $\sigma_{ci, ave} = 13,41 \text{ MPa}$. Με βάση τα ανωτέρω, επιλέγεται αντιπροσωπευτική τιμή αντοχής του άρρηκτου βράχου για την γεωτεχνική ενότητα 3.1, ίση με $\sigma_{ci} = 13 \text{ MPa}$.

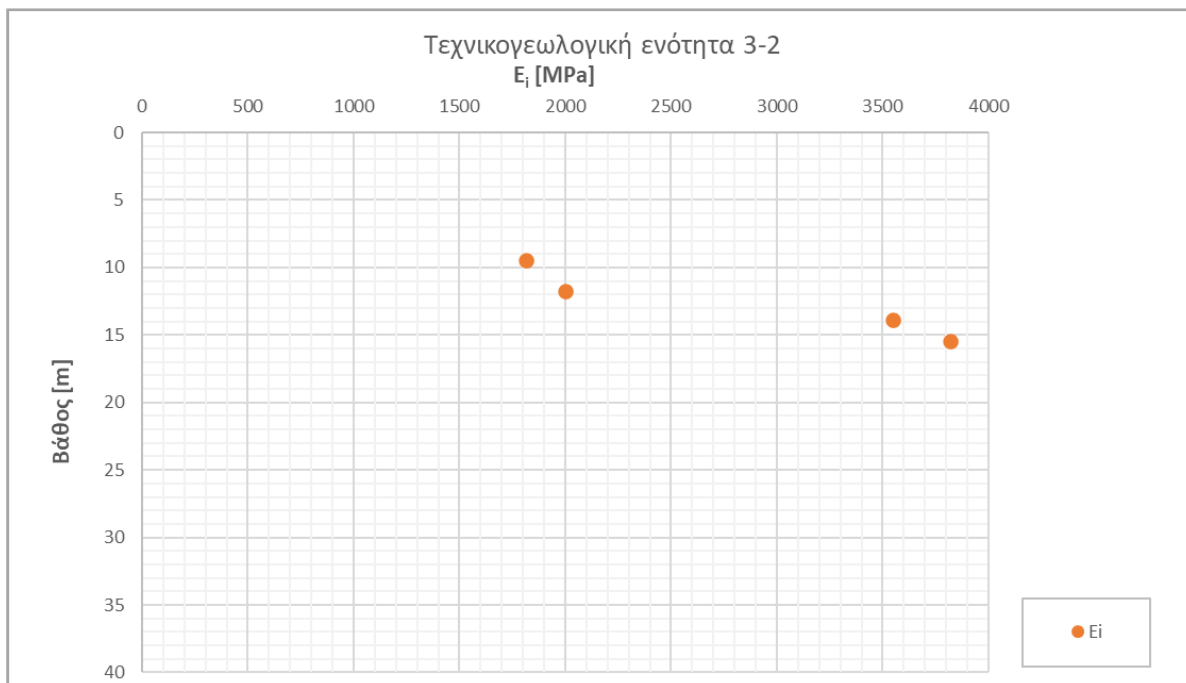
Προσδιορισμός μέτρου ελαστικότητας E_i

Στην γεωτεχνική ενότητα 3.1 πραγματοποιήθηκαν τέσσερις (4) δοκιμές προσδιορισμού της ανεμπόδιστης θλιπτικής αντοχής, από τις οποίες έμμεσα προέκυψαν αντίστοιχες τιμές του μέτρου ελαστικότητας. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται ακολούθως:

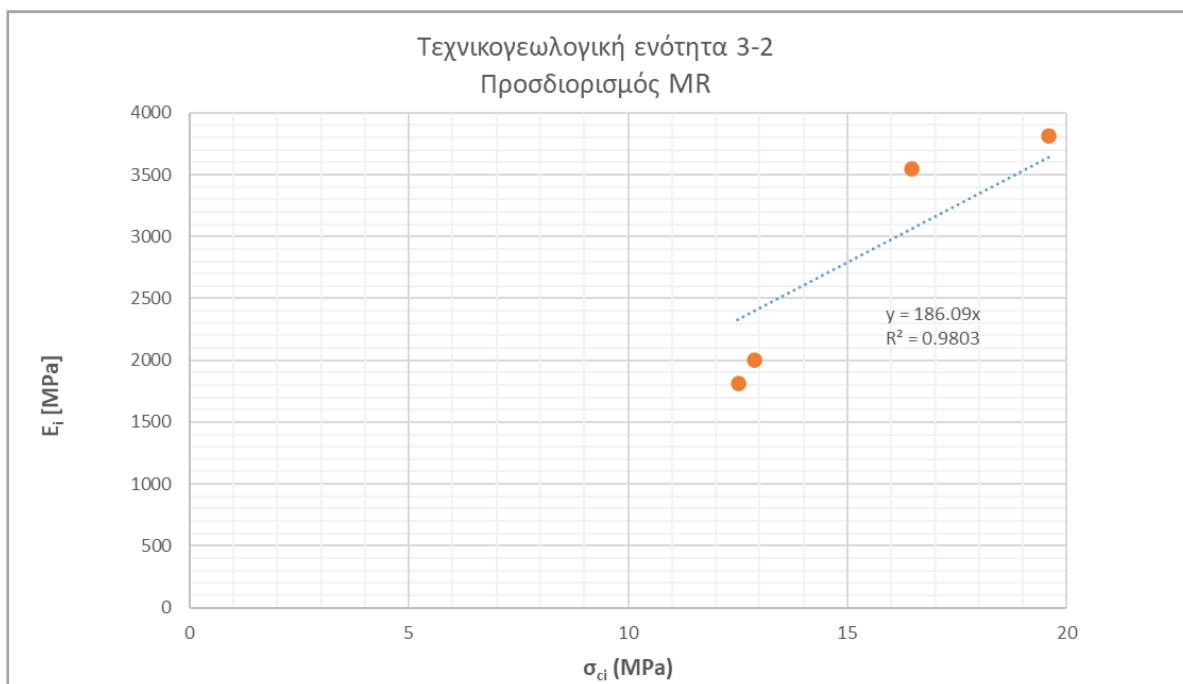
Πίνακας 47: Στατιστικά δεδομένα τιμών μέτρου ελαστικότητας (Γεωτεχνική Ενότητα 3.1)

	Πλήθος δοκιμών	Ελάχιστη Τιμή (MPa)	Μέγιστη Τιμή (MPa)	Μέσος Όρος (MPa)	Τυπική απόκλιση (MPa)
E_i (δοκιμές UCS)	4	1816,48	3817,09	2796,67	1032,83

Στο Διάγραμμα 32 παρουσιάζεται η κατανομή των τιμών της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής του άρρηκτου βράχου συναρτήσει του βάθους, ενώ στο Διάγραμμα 33 παρουσιάζεται η αντιστοίχιση τιμών σ_{ci} με τις τιμές του μέτρου ελαστικότητας, για τον υπολογισμό του Modulus Ratio (MR).



Διάγραμμα 34: Κατανομή των τιμών του μέτρου ελαστικότητας άρρηκτου βράχου των πετρογραφικών τύπων της γεωτεχνικής ενότητας 3.1 συναρτήσει του βάθους



Διάγραμμα 35: Προσδιορισμός Modulus Ratio για τους πετρογραφικούς τύπους της γεωτεχνικής ενότητας 3.1

Από τη στατιστική επεξεργασία προκύπτει ότι η μέση τιμή του μέτρου ελαστικότητας από τις δοκιμές UCS είναι $E_i = 2796,67$. Επιπλέον, σύμφωνα με τους Hoek & Diederichs (2006), για τον ψαμμίτη ισχύει $MR = [200-350]$. Επιλέγοντας $MR=220$ και για $\sigma_{ci}=13$, προκύπτει $E_i = MR \times \sigma_{ci} = 2860$ MPa. Τελικά επιλέγεται αντιπροσωπευτική τιμή του μέτρου ελαστικότητας άρρηκτου βράχου για την γεωτεχνική ενότητα 3.1 ίσο με $E_i = 2900$ MPa.

Προσδιορισμός σταθεράς m_i (κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown).

Για τον προσδιορισμό της σταθεράς m_i , για την επίλυση του κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown, χρησιμοποιήθηκε ο πίνακας των Hoek & Brown (2000). Για τον μεταψαμμίτη δίνεται ένα εύρος τιμών $m_i = [16-22]$. Επιλέγεται ως αντιπροσωπευτική τιμή $m_i = 19$.

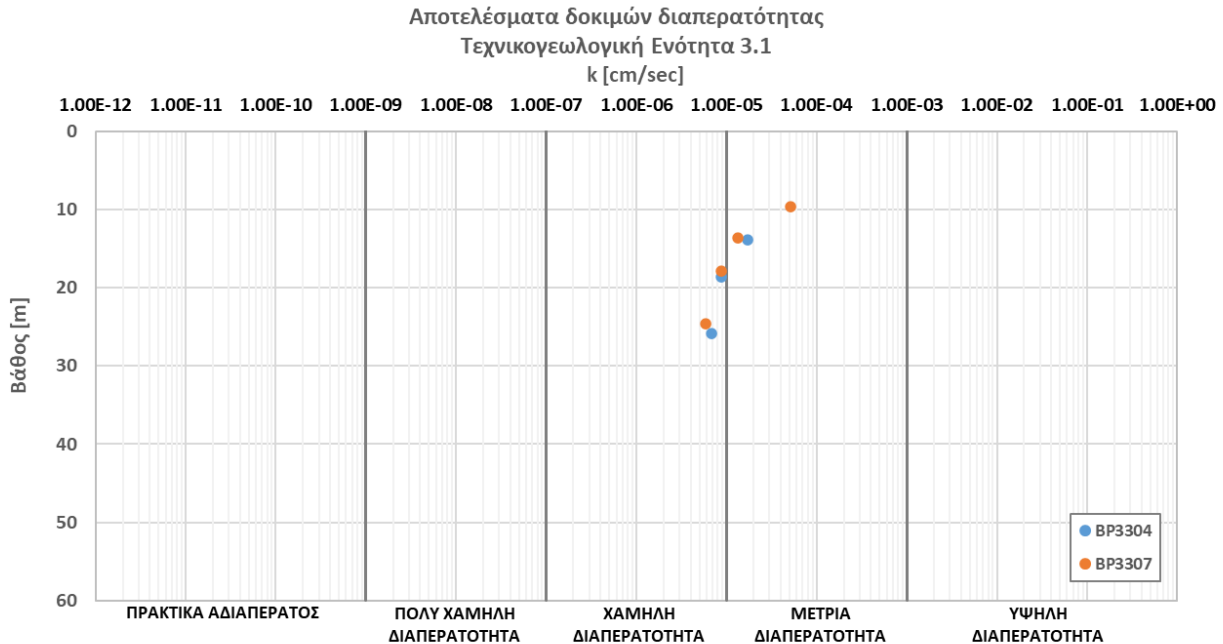
3.9.8.4 Υπολογισμός αντιπροσωπευτικής τιμής διαπερατότητας

Στην γεωτεχνική ενότητα 3.1 πραγματοποιήθηκαν επτά (7) δοκιμές επί τόπου δοκιμές με σκοπό τον προσδιορισμό του συντελεστή διαπερατότητας. Το εύρος των τιμών, καθώς και ο μέσος όρος παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 48: Αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών προσδιορισμού συντελεστή διαπερατότητας της γεωτεχνικής ενότητας 3.1

	Πλήθος δοκιμών	Ελάχιστη Τιμή (m/sec)	Μέγιστη Τιμή (m/sec)	Μέσος Όρος (m/sec)	Τυπική απόκλιση (m/sec)
Συντελεστής διαπερατότητας	7	$5,80 \times 10^{-6}$	$5,17 \times 10^{-5}$	$1,61 \times 10^{-5}$	$1,62 \times 10^{-6}$

Στο διάγραμμα 34 παρουσιάζονται οι τιμές του συντελεστή διαπερατότητας, όπως αυτές προέκυψαν από τις δοκιμές, σε συνάρτηση με το βάθος.



Διάγραμμα 36: Αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών προσδιορισμού συντελεστή διαπερατότητας της γεωτεχνικής ενότητας 3.1 σε συνάρτηση με το βάθος

Από τα αποτελέσματα και την κατάταξη της διαπερατότητας κατά Terzaghi & Peck (1967), συμπεραίνουμε ότι η ενότητα 3.1 εμφανίζει χαμηλή έως μέτρια διαπερατότητα, η οποία ορίζεται από τα συστήματα διαρρήξεων και τον κερματισμό του πετρώματος.

Ως αντιπροσωπευτική τιμή του συντελεστή διαπερατότητας επιλέγεται $k = 1,00 \times 10^{-7} \text{m/s}$.

3.9.8.5 Υπολογισμός ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής βραχόμαζας

Προσδιορισμός ισοδύναμης γωνίας τριβής (ϕ') και ισοδύναμης συνοχής (c')

Για τον προσδιορισμό των ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής της βραχόμαζας της γεωτεχνικής ενότητας 3.1, σύμφωνα με την εξίσωση του γενικευμένου κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown (2002), έγινε χρήση του λογισμικού RocLab της εταιρίας Rocscience Inc. Για την εφαρμογή και επίλυση του κριτηρίου είναι απαραίτητες οι μηχανικές παράμετροι άρρηκτου βράχου, η χαρακτηριστική τιμή του δείκτη GSI, καθώς και ο βαθμός διατάραξης της βραχόμαζας, ο οποίος στα πλαίσια της παρούσας εργασίας λαμβάνεται $D=0$. Οι υπολογισμοί γίνονται για όλες τις γεωτεχνικές τομές σχεδιασμού με χρήση της μεθόδου tunnels. Το βάθος του άξονα της σήραγγας λαμβάνεται $H=15,5\text{m}$.

Το λογισμικό RocLab χρησιμοποιεί για τον προσδιορισμό του μέτρου ελαστικότητας της βραχόμαζας (E_m) την εμπειρική σχέση των Hoek & Diederichs (2006). Μελετώντας της βάση δεδομένων των δύο επιστημόνων, προκύπτει ότι το 83% των μετρήσεων αφορούσαν ισχυρότερες βραχόμαζες από αυτή που περιγράφεται στην ενότητα 3.1, με τιμές GSI μεγαλύτερων του 40. Επομένως, οι τιμές E_m που εξάγονται από το RocLab για το συγκεκριμένο σχηματισμό θεωρούνται πολύ μικρές και δε λαμβάνονται υπόψη.

Στον ακόλουθο πίνακα παρουσιάζονται οι εισαγόμενες στο λογισμικό παράμετροι και τα αποτελέσματα παραμέτρων αντοχής της βραχόμαζας.

Πίνακας 49: Υπολογισμός ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής της γεωτεχνικής ενότητας 3.1 (λογισμικό RocLab)

	Εισαγόμενες παράμετροι					Αποτελέσματα	
	σ_{ci} (MPa)	E_i (MPa)	GSI	m_i	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)
Δ' υποτομήμα μελέτης	13	2900	20	19	24	43	69

Με βάση τα ανωτέρω, για την γεωτεχνική ενότητα 3.1, επιλέγονται: $\phi' = 40^\circ$ και $c'=60$ kPa.

Προσδιορισμός μέτρου ελαστικότητας βραχώμαζας (E_{rm})

Για τον προσδιορισμό του μέτρου ελαστικότητας, λαμβάνονται υπόψη οι εξής σχέσεις:

3. Hoek et al. (2002):

$$E_{rm} = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \times 10^{GSI-10/40} \text{ (GPa)}$$

4. Sonmez (2004):

$$E_{rm} = E_i \times (s^a)^{0,4}$$

Τα αποτελέσματα από την εφαρμογή των δύο σχέσεων, καθώς και η επιλεγόμενη αντιπροσωπευτική τιμή σχεδιασμού παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 50: Μέτρο ελαστικότητας της βραχώμαζας - γεωτεχνική ενότητα 3.1

	Hoek et al. (2002) Erm (MPa)	Sonmez (2004) Erm (MPa)	Τιμή σχεδιασμού Erm (MPa)
Δ υποτομήμα μελέτης	641	420	500

Τέλος, στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται συνολικά οι τιμές των γεωτεχνικών μηχανικών παραμέτρων της γεωτεχνικής ενότητας 3.1:

Πίνακας 51: Γεωτεχνικές παράμετροι αντοχής της γεωτεχνικής ενότητας 3.1

Παράμετρος	Τιμή (σύνολο του έργου)
GSI	20
σ_{ci} (MPa)	13
E_i (MPa)	2900
m_i	19

E_m (MPa)	500
c' (kPa)	60
ϕ (°)	40

3.10 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Σύμφωνα με τα δύο τεύχη της «Έκθεσης Γεωτεχνικής Αξιολόγησης», η οποία εκπονήθηκε για λογαριασμό της ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ, οι απαντώμενοι σχηματισμοί ταξινομήθηκαν σε τρεις κατηγορίες. Οι σχηματισμοί που συνιστούν την Ψαμμιτική – Μαργαϊκή Σειρά μελετήθηκαν ενιαία, με εξαίρεση τον πολύ ισχυρότερο μαργαϊκό ασβεστόλιθο. Ως πετρώματα της ΨΜΣ αντιμετωπίστηκαν και οι σχηματισμοί που αποτελούν τη μεταβατική ζώνη. Ανάλογα με το εύρος του εκτιμώμενου GSI, οι σχηματισμοί αξιολογήθηκαν ως βράχοι Β, Γ, Δ ή Ε. Η κατηγοριοποίηση, καθώς και τα αποτελέσματα της γεωτεχνικής αξιολόγησης παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 52: Κατηγορίες βραχόμαζας σύμφωνα με την «Έκθεση Γεωτεχνικής Αξιολόγησης»

	Κατηγορία	k (m/s)	GSI	ϕ (°)	c' (kPa)	E_m (kPa)
ΜΑΡΓΕΣ	Βράχος Β	$9,48 \times 10^{-7}$	35-45	36	60	1200
	Βράχος Γ	$9,48 \times 10^{-7}$	25-35	35	50	750
	Βράχος Δ	$9,48 \times 10^{-7}$	20-25	32	45	450
	Βράχος Ε	$9,48 \times 10^{-7}$	15-20	32	35	300
	Μαλακός Βράχος	$9,48 \times 10^{-7}$	10-15	30	25	250
ΜΑΡΓΑΪΚΟΣ ΑΣΒΕΣΤΟΛΙΘΟΣ	Βράχος Β	$9,48 \times 10^{-7}$	35-45	48	110	2400
	Βράχος Γ	$9,48 \times 10^{-7}$	25-35	45	90	1300
ΑΘΗΝΑΪΚΟΣ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΣ	Βράχος Δ	$8,16 \times 10^{-7}$	20-25	35	80	600
	Βράχος Ε	$8,16 \times 10^{-7}$	15-20	32	60	450

Παρατηρώντας τον ανωτέρω πίνακα, συμπεραίνεται ότι:

- Η κατηγοριοποίηση έγινε σύμφωνα με την τιμή του γεωλογικού δείκτη αντοχής
- Δεν έγινε διαχωρισμός μεταξύ των πετρωμάτων της Ψαμμιτικής – Μαργαϊκής Σειράς. Οι ασβεστιτικοί αργιλόλιθοι, οι ψαμμίτες, οι ιλυόλιθοι και οι ασβεστιτικοί ιλυόλιθοι ομαδοποιήθηκαν και αντιμετωπίστηκαν ενιαία.
- Ο μανδύας αποσάθρωσης των νεογενών πετρωμάτων θεωρήθηκε ως μαλακός βράχος με GSI 10-15 και τιμή του μέτρου ελαστικότητας $E_m=250$. Από την αξιολόγηση όπως αυτή πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια της παρούσας, το μέτρο ελαστικότητας του μανδύα αποσάθρωσης των νεογενών (Γ.Ε. 2.1Α) εκτιμήθηκε από 85-110 MPa.

- Δόθηκε ενιαία τιμή διαπερατότητας για όλα τα πετρώματα της Ψαμμιτικής – Μαργαϊκής Σειράς, συμπεριλαμβανομένων των μαργαϊκών ασβεστολίθων. Στα πλαίσια της παρούσης, για την ανώτερη στρώση της ΨΜΣ, για την κατώτερη στρώση της ΨΜΣ, καθώς και για τον μαργαϊκό ασβεστόλιθο, αλλά και για τις εναλλαγές του με μάργα, εκτιμήθηκαν διαφορετικές τιμές διαπερατότητας.

4 ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΣΤΟ ΣΤΑΔΙΟ ΜΕΛΕΤΗΣ

4.1 Γενικά

Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι η διερεύνηση των συνθηκών οι οποίες οδήγησαν στην εμφάνιση εδαφικών καθιζήσεων με τιμές εκτός των επιτρεπόμενων ορίων κατά την κατασκευή της σήραγγας NATM «Αιγάλεω – Χαϊδάρι» στα πλαίσια της επέκτασης της Γραμμής 3 του Μετρό Αθηνών.

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζονται οι αναλύσεις με βάση την γεωλογική αξιολόγηση που προηγήθηκε στο κεφάλαιο 3 και τις διατομές προσωρινής υποστήριξης όπως αυτές περιγράφηκαν και αναλύθηκαν στο «Τεύχος Υπολογισμού Προσωρινής Υποστήριξης», το οποίο εκπονήθηκε στα πλαίσια της μελέτης της κατασκευής της σήραγγας NATM στο τμήμα «Αιγάλεω – Χαϊδάρι» και πολύ γενναιόδωρα παραχωρήθηκε από την ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ.

Αρχικά, γίνεται μία περιγραφή των μελετηθεισών τυπικών διατομών προσωρινής υποστήριξης της σήραγγας και ακολουθεί μία εκτίμηση των θέσεων εφαρμογής τους βάσει της γεωτεχνικής αξιολόγησης. Ακολουθώντας, παρουσιάζονται οι παράμετροι προσομοίωσης και οι μεθοδολογίες που ακολουθήθηκαν για την πραγματοποίηση των αναλύσεων.

Στη συνέχεια, πραγματοποιούνται στις τυπικές τομές ελέγχου όπως αυτές παρουσιάστηκαν στην §3.9, εφαρμόζοντας τις διατομές που προέκυψαν από το στάδιο της μελέτης. Οι αναλύσεις πραγματοποιούνται με το πρόγραμμα RS2 της εταιρίας Rocscience Inc, το οποίο με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων πραγματοποιεί δισδιάστατες αναλύσεις για πλήθος γεωτεχνικών κατασκευών και είναι κατάλληλο για την προσομοίωση σηράγγων NATM. Σκοπός των αναλύσεων είναι ο υπολογισμός των επιφανειακών καθιζήσεων εξαιτίας της αποτόνωσης και των μετακινήσεων που προκαλούνται από την εκσκαφή της σήραγγας, ενώ συνεκτιμούνται και οι καθιζήσεις λόγω καταβίβασιμότητας του υπογείου υδροφόρου ορίζοντα.

4.2 Μελετηθείσα προσωρινή υποστήριξη

Για την αντιμετώπιση των γεωτεχνικών συνθηκών κατά μήκος της διάνοιξης της υπό εξέταση σήραγγας NATM 'Αιγάλεω – Χαϊδάρι', στα πλαίσια του έργου της επέκτασης της Γραμμής 3 του Μετρό Αθηνών, σύμφωνα με το «Τεύχος Υπολογισμών Προσωρινής Υποστήριξης», αποφασίστηκε η εφαρμογή τριών (3) κατηγοριών υποστήριξης (SC, SD και SE). Για την εφαρμογή οποιασδήποτε εκ των τριών κατηγοριών άμεσης υποστήριξης, εγκρίθηκε κατά τη μελέτη η ακόλουθη κατασκευαστική διαδικασία:

Κατασκευαστική Διαδικασία:

1. Εκσκαφή Α' φάσης (top heading)
2. Εφαρμογή στρώσης ασφαλείας εκτοξευόμενου σκυροδέματος αμέσως μετά την εκσκαφή
3. Τοποθέτηση δομικού πλέγματος και χαλύβδινου δικτυωτού πλαισίου
4. Εφαρμογή δεύτερης στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος

5. Προώθηση του μετώπου ανάλογα με το βήμα εκσκαφής
6. Τοποθέτηση αγκυρώσεων, οπλισμών έδρασης του κελύφους, ειδικών οπλισμών συνέχεια κελύφους – δαπέδου ανεστραμμένου θόλου και πλέγματος εσωτερικής παρειάς
7. Εκσκαφή Β' φάσης (δάπεδο ανεστραμμένου θόλου – bench)
8. Εφαρμογή τρίτης στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος

Επιπλέον, κατά την κατασκευή οποιασδήποτε κατηγορίας, σύμφωνα με τη μελέτη προβλέπεται η διάτρηση αποστραγγιστικών οπών στο θόλο, στην περίπτωση που συναντηθούν υπόγεια ύδατα, ώστε να πραγματοποιηθεί αποτόνωση των πιέσεων.

Στις δύο τελευταίες και πιο βαριές κατηγορίες (SD και SE), λαμβάνονται μέτρα ευστάθειας του μετώπου με τη χρήση αγκυρών fiberglass και τη διαμόρφωση πυρήνα στο μέτωπο. Τέλος, στις ίδιες κατηγορίες, η διάνοιξη γίνεται κάτω από ομπρέλα δοκών προπορείας (forepoling), η οποία ελαχιστοποιεί τον κίνδυνο καταπτώσεων τύπου καμινάδας και ροές εδαφών.

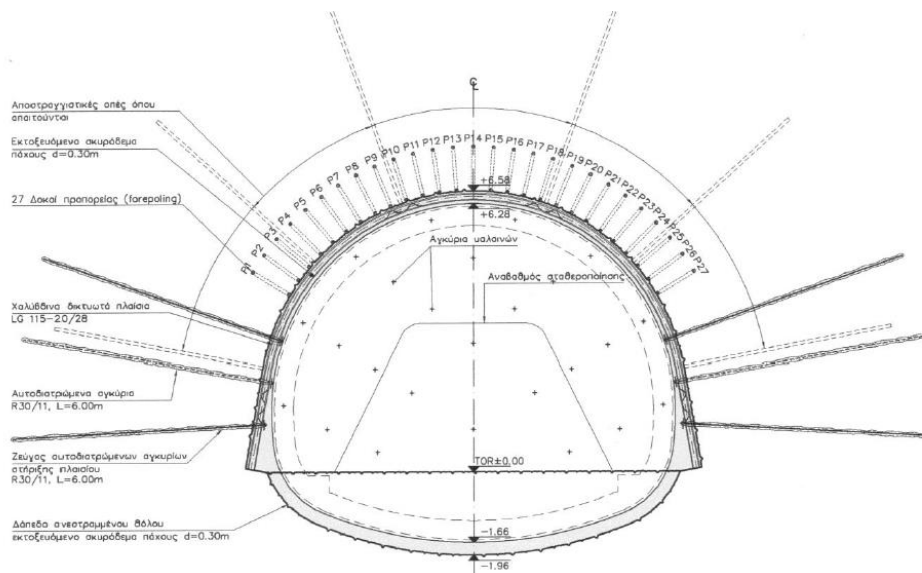
4.2.1 Περιγραφή προσωρινής υποστήριξης

Κατηγορία SC

Η κατηγορία SC είναι η ελαφρύτερη εκ των τριών και σχεδιάστηκε για εφαρμογή σε βραχώδεις σχηματισμούς με καλά χαρακτηριστικά, όπου το μέτωπο αναμένεται να παρουσιάζει ευστάθεια. Αφορά πεταλοειδή διατομή με ισοδύναμη διάμετρο $D=9,5m$. Η εκσκαφή γίνεται σε δύο φάσεις (top head και bench). Η εκσκαφή της Α' φάσης πραγματοποιείται με βήμα προχώρησης 1,5m, ενώ η εκσκαφή του δαπέδου ανεστραμμένου θόλου πραγματοποιείται με βήμα προχώρησης 4,5m. Σε αποστάσεις ίσες με το βήμα εκσκαφής, δηλαδή ανά 1,5m τοποθετούνται χαλύβδινα δικτυωτά πλαίσια Lattice Girder 110-18/25. Το πάχος της επένδυσης από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα είναι 0,25m. Ως οπλισμός της στρώσης του εκτοξευόμενου σκυροδέματος χρησιμοποιείται διπλό δομικό πλέγμα T188 (στην εσωτερική και στην εξωτερική παρειά). Επιπλέον, εφαρμόζονται αυτοδιατρώμενα αγκύρια μήκους 3,0m στον θόλο και 6,0m στις παρειές. Για την συγκεκριμένη κατηγορία, δεν σχεδιάστηκε υποστήριξη μετώπου.

Η διατομή κατηγορίας SC μελετήθηκε ώστε να εφαρμόζεται σε βράχους κατηγορίας Β και Γ στο μέτωπο (βλ. §3.10), οι οποίες αφορούν βράχο με GSI 25-35, $E_m=1200MPa$ και GSI 35-45, $E_m=750MPa$ αντίστοιχα. Κατ' αναλογία με τη γεωτεχνική αξιολόγηση της παρούσας εργασίας, εφαρμόζεται στα υπομήματα μελέτης Α και Γ.

Στο ακόλουθο σχήμα παρουσιάζεται μία τυπική διατομή κατηγορίας SC.



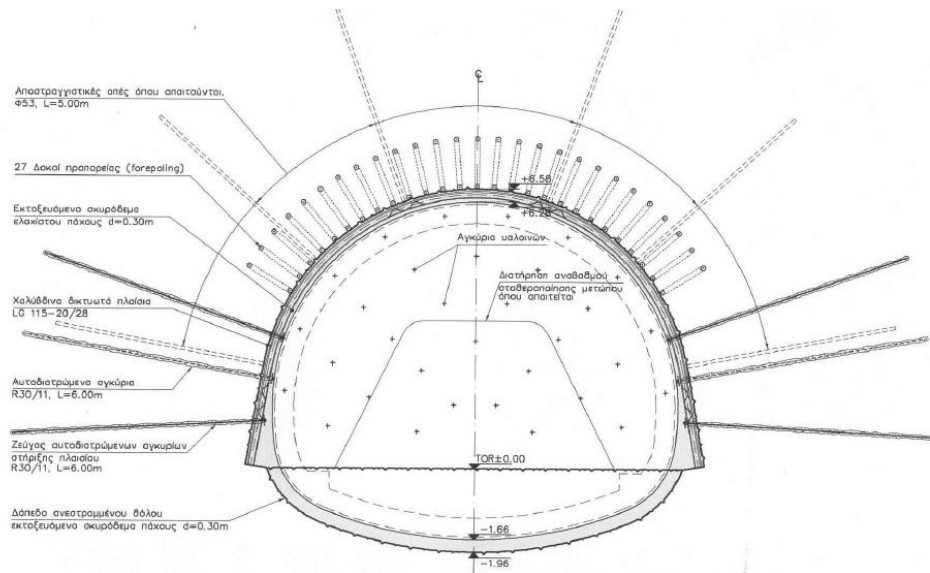
Σχήμα 9: Τυπική διατομή κατηγορίας SD

Κατηγορία SE

Η κατηγορία SE σχεδιάστηκε για εφαρμογή σε ημιβραχώδεις σχηματισμούς ή σε μαλακούς βράχους με πολύ πτωχά χαρακτηριστικά, καθώς και για την περίπτωση διάνοιξης εντός σχετικά πτωχής βρχώμαζας, με υπερκείμενους μαλακούς βράχους. Εντός αυτών των σχηματισμών, το μέτωπο δεν αναμένεται να παρουσιάζει ευστάθεια και ταυτόχρονα είναι πιθανή η εκδήλωση υπερεκκαφών και καταπτώσεων τύπου καμινάδας ή ροής εδάφους, καθώς και η πρόκληση γενικευμένης αστάθειας. Η διατομή είναι πεταλοειδής με ισοδύναμη διάμετρο $D=9,5\text{m}$. Η εκσκαφή γίνεται σε δύο φάσεις (top head και bench). Εξαιτίας όσων αναφέρθηκαν, το βήμα εκσκαφής της Α' φάσης μειώνεται σε 1,0m, ενώ η εκσκαφή του δαπέδου ανεστραμμένου θόλου πραγματοποιείται και σε αυτή την περίπτωση με βήμα προχώρησης 3,0m. Σε αποστάσεις ίσες με το βήμα εκσκαφής, δηλαδή ανά 1,0m τοποθετούνται χαλύβδινα δικτυωτά πλαίσια Lattice Girder 115-20/28. Το πάχος της επένδυσης από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα είναι 0,30m. Ως σπλισμός της στρώσης του εκτοξευόμενου σκυροδέματος χρησιμοποιείται διπλό δομικό πλέγμα T188 (στην εσωτερική και στην εξωτερική παρειά). Επιπλέον, εφαρμόζονται αυτοδιατρώμενα αγκύρια μήκους 6,0m στις παρειές. Για την υποστήριξη του μετώπου, τοποθετείται πυκνότερος κάρναβος αγκυρίων fiberglass, μήκους 12,0m και αλληλοεπικάλυψης 3,0m, ενώ εφαρμόζεται πιο βαρύ forepoling, με δοκούς $\Phi 114/101$, μήκους 12,0m και αλληλοεπικάλυψης 3,0m.

Η διατομή κατηγορίας SC μελετήθηκε ώστε να εφαρμόζεται σε βράχους κατηγορίας Β και Γ στο μέτωπο (βλ. §3.10), οι οποίες αφορούν βράχο με GSI 25-35, $E_m=1200\text{MPa}$ και GSI 35-45, $E_m=750\text{MPa}$ αντίστοιχα. Κατ' αναλογία με τη γεωτεχνική αξιολόγηση της παρούσας εργασίας, εφαρμόζεται στα υποτιμήματα μελέτης Β και Δ.

Στο ακόλουθο σχήμα παρουσιάζεται μία τυπική διατομή κατηγορίας SE.



Σχήμα 10: Τυπική διατομή κατηγορίας SE

Στον πίνακα παρουσιάζεται η αντιστοιχία τυπικών τομών ελέγχου και των κατάλληλων διατομών, σύμφωνα με το «Τεύχος Υπολογισμών Προσωρινής Υποστήριξης».

Πίνακας 53: Αντιστοιχία τυπικών τομών ελέγχου και κατάλληλης για εφαρμογή κατηγορίας υποστήριξης.

Τυπική τομή ελέγχου	Κατηγορία Υποστήριξης
A-A'	SC
B-B'	SE
Γ-Γ'	SC
Δ-Δ'	SE

Επιπλέον, στους πίνακες που ακολουθούν παρουσιάζονται συνοπτικά τα χαρακτηριστικά των τριών κατηγοριών υποστήριξης.

Πίνακας 54: Μέτρα προσωρινής υποστήριξης σήραγγας NATM 'Αιγάλεω – Χαϊδάρι'. Κατηγορίες SC, SD και SE (Στάδιο Μελέτης)

Κατηγορία Υποστήριξης	Βήμα εκσκαφής Α' φάσης	Βήμα εκσκαφής Β' φάσης	Αυτοδιατρώμενα αγκύρια		Πάχος εκτοξ. σκυροδέματος (m)	Οπλισμός εκτοξ. σκυροδέματος	Πλαίσια Lattice Girder	Δοκοί Προπορείας		
			Διάμετρος (mm)	Μήκος (m)				Τεμάχη (n)	Διάμετρος (mm)	Μήκος (m)
SC	1,50	4,50	30/11	3,0 (θόλος) 6,0 (παρειές)	0,25	T188 διπλό	110-18/25	-	-	-
SD	1,20	6,00	30/11	6,0 (παρειές)	0,30	T188 διπλό	115-20/28	27	Φ76/63	12,0/9,6
SE	1,00	3,00	32/20	6,0 (παρειές)	0,30	T188 διπλό	115-20/28	27	Φ114/101	12,0/9,0

Πίνακας 55: Μέτρα σταθεροποίησης μετώπου στη σήραγγα NATM 'Αιγάλεω – Χαϊδάρι' – Κατηγορίες SC, SD και SE (Στάδιο Μελέτης)

Κατηγορία Υποστήριξης	Πυρήνας σταθεροποίησης	Αγκύρια Fiberglass			
		Τεμάχη (n)	Φ.Ι (kN)	Μήκος (m)	Κάνναβος (m×m)
SC	Εάν απαιτηθεί	-	-	-	-
SD	✓	22	240	12,0/9,6	1,0 × 12,0
SE	✓	28	240	12,0/9,0	1,0 × 1,5

4.2.2 Υλικά κατασκευής

Στους πίνακες που ακολουθούν παρουσιάζονται οι μηχανικές παράμετροι των υλικών κατασκευής της προσωρινής υποστήριξης της σήραγγας NATM «Αιγάλεω – Χαϊδάρι», σύμφωνα με το «Τεύχος Υπολογισμών Προσωρινής Υποστήριξης».

Πίνακας 56: Μηχανικά χαρακτηριστικά εκτοξευόμενου σκυροδέματος

Κατηγορία σκυροδέματος	Θλιπτική αντοχή (MPa)	Εφελκυστική αντοχή (MPa)	Μέτρο ελαστικότητας (GPa)	Λόγος Poisson	Ειδικό βάρος (kN/m ³)
C25/30	25	4,2	15	0,25	25

Πίνακας 57: Μηχανικά χαρακτηριστικά αγκυρίων

Ποιότητα χάλυβα	Διάμετρος (mm)	Φ.Ι. (kN)	Όριο διαρροής (kN)	Μέτρο ελαστικότητας (GPa)
S500s	30/11	320	260	200

Πίνακας 58: Μηχανικά χαρακτηριστικά αγκυρίων fiberglass και δοκών προπορείας

Ποιότητα χάλυβα	Φ.Ι. (kN)	Μέτρο ελαστικότητας (GPa)
S500s	30/11	40

4.2.3 Επιτρεπόμενες τιμές καθίζησης

Στον επόμενο πίνακα παρουσιάζονται τα όρια επιτρεπόμενων τιμών των καθιζήσεων κατά την εκσκαφή της σήραγγας NATM «Αιγάλεω – Χαϊδάρι», σύμφωνα με τις προδιαγραφές που έχει θεσπίσει η ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ.

Πίνακας 59: Επιτρεπόμενες τιμές καθιζήσεων σύμφωνα με την ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ

	Ευαίσθητο κτίριο ή κατασκευή	Άλλα κτίρια	Οδοί, Πεζοδρόμια ή Δίκτυα Ο.Κ.Ω.
Συνολική καθίζηση	20 mm	25 mm	30 mm
Γωνιακή παραμόρφωση	1/800	1/600	1/600
Οριζόντια παραμόρφωση	0.15 %	0.25 %	0.30 %

Η σήραγγα NATM «Αιγάλεω – Χαϊδάρι» διανοίγεται υπογείως και κατά μήκος της Ιεράς Οδού, επομένως το επιτρεπόμενο όριο καθιζήσεων είναι 30mm = 3cm.

4.3 Στοιχεία προσομοίωσης

4.3.1 Παραδοχές

Για την εκτέλεση των απαραίτητων υπολογισμών που είναι αναγκαίοι για την προσομοίωση της εκσκαφής, θεωρήθηκαν:

- Κυκλική σήραγγα
- Κυκλική διατομή εκσκαφής.
- Επιβαλλόμενο υδροστατικό γεωστατικό πεδίο με σταθερή κατανομή των τάσεων πέριξ της εκσκαφής.
- Συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης.
- Συνεχές και ισότροπο γεωυλικό.

4.3.2 Παράμετροι προσομοίωσης

Γεωμετρία της σήραγγας

Οι τρεις εξεταζόμενες διατομές είναι πεταλοειδούς διατομής, επιφάνειας $A=72\text{m}^2$ και ισοδύναμης διαμέτρου $D=9,5\text{m}$, ενώ η εκσκαφή τους πραγματοποιήθηκε σε δύο φάσεις (top head & bench). Η γεωμετρία της εκσκαφής παρουσιάζεται στο ακόλουθο σχήμα.

Μέτρα υποστήριξης

- Τα αγκύρια σχεδιάζονται σε πρόγραμμα CAD και εισάγονται στο λογισμικό RS2, όπου καθορίζονται τα χαρακτηριστικά τους (διάμετρος, εφελκυστική αντοχή, μέτρο ελαστικότητας).
- Οι ιδιότητες του εκτοξευόμενου σκυροδέματος (πάχος στρώσης, μέτρο ελαστικότητας, αντοχή), καθώς και οι ιδιότητες του οπλισμού του (πλέγμα T188) εισάγονται στο περιβάλλον του λογισμικού
- Το elephant foot προσομοιώνεται ως σκυροδέμα, με διαπερατότητα $k=10^{-12}$ m/s (πρακτικώς αδιαπέρατο).

Πάχος υπερκείμενων γαιών

Όπως έχει προαναφερθεί, μηκοτομικά η σήραγγα ακολουθεί την ήπια κλίση του εδάφους. Επακόλουθα, το ύψος των υπερκείμενων γαιών παρουσιάζει πολύ μικρές μεταβολές και κυμαίνεται μεταξύ 17,5 και 18,5m. Σε όλες τις αναλύσεις λαμβάνεται $H=18,0$ m.

Διαστάσεις αριθμητικών προσομοιωμάτων:

Λόγω της κοινής ισοδύναμης διαμέτρου $D=9,5\text{m}$ και του σταθερού πάχους υπερκείμενων γαιών $H=18,0\text{m}$, τα προσομοιώματα που σχεδιάστηκαν για τις τρεις διαφορετικές κατηγορίες προσωρινής υποστήριξης έχουν τις ίδιες διαστάσεις. Τα όρια είναι τα ακόλουθα:

- Άνω όριο: 18,0m από τον άξονα της σιδηροτροχιάς (φυσική επιφάνεια του εδάφους)
- Κάτω όριο: 38,0m από τον άξονα της σιδηροτροχιάς ($=4D$)
- Πλευρικά όρια: 57,0m από τον άξονα της σήραγγας ($=6D$)

Κριτήρια αστοχίας

Όλες οι γεωτεχνικές ενότητες αντιμετωπίστηκαν ως βραχώδεις σχηματισμοί και επιλύθηκαν με το Γενικευμένο Κριτήριο Hoek – Brown, με εξαίρεση τη γεωτεχνική ενότητα 1.1 των τεχνητών επιχώσεων και αδρόκοκκων εδαφικών υλικών, η οποία επιλύεται με το κριτήριο Mohr – Coulomb. Οι παράμετροι ανάλυσης των γεωτεχνικών ενότητων παρουσιάζονται σε σχετικό πίνακα πριν από κάθε ανάλυση. Επισημαίνεται ότι σε όλες τις αναλύσεις θεωρήθηκε **λόγος Poisson $\nu=0,3$** .

4.3.3 Υπολογισμοί

Αποτόνωση της βραχόμαζας

Πρακτικά, η άμεση υποστήριξη δεν τοποθετείται ακριβώς στο μέτωπο της εκσκαφής, αλλά σε απόσταση ίση με ένα βήμα προχώρησης. Μέχρι εκείνο το σημείο, η βραχόμαζα αποτονώνεται σταδιακά. Η σταδιακή χαλάρωση της βραχόμαζας μέχρι την ενεργοποίηση των μέτρων υποστήριξης και η μεταβολή των τάσεων πέριξ της εκσκαφής, μπορεί να ληφθεί υπόψη με τη χρήση ενός ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας, το οποίο δίνεται συναρτήσει του συντελεστή αποτόνωσης από την εξίσωση:

$$E(\lambda) = E_{rm} \times \frac{(1 - 2\nu)(1 + \lambda)}{(1 - 2\nu) + \lambda}$$

όπου E_m : το μέτρο ελαστικότητας της βραχόμαζας

Για να μπορέσει να εισαχθεί αυτή η μεταβολή στο πρόγραμμα RS2, θεωρούνται δύο πλασματικά γεωυλικά, ίδιων υπολοίπων μηχανικών ιδιοτήτων με αυτές της περιβάλλουσας βραχόμαζας της εκσκαφής, τα οποία θα έχουν μικρότερο μέτρο ελαστικότητας, εξαιτίας της προαναφερθείσας αποτόνωσης που υφίσταται ο σχηματισμός. Το αρχικό και πραγματικό μέτρο ελαστικότητας αντιστοιχεί στη βραχόμαζα όταν η εκσκαφή βρίσκεται ακριβώς στο σημείο του μετώπου, ενώ τα ισοδύναμα μέτρα ελαστικότητας αντιστοιχούν στις θέσεις που βρίσκονται κατά ένα και δύο βήματα προχώρησης πίσω από το μέτωπο αντίστοιχα.

Προσομοίωση υποστήριξης μετώπου

Για την προσομοίωση των μέτρων υποστήριξης του μετώπου χρησιμοποιήθηκαν οι σχέσεις Georgiou et al. (2021). Ορίζεται η αδιάστατη μέση εξώθηση του μετώπου:

$$\Omega_f = \left(\frac{U_h}{D}\right) \left(\frac{E}{p_o}\right)$$

όπου U_h : η μετρούμενη εξώθηση του μετώπου εκσκαφής

E : το μέτρο ελαστικότητας της βραχόμαζας

D : η διάμετρος της σήραγγας

p_o : η αρχική γεωστατική τάση

Και ο αδιάστατος συντελεστής ευστάθειας (συντελεστής ασφαλείας):

$$A_f = 3,8 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H \sqrt{1 + \left(\frac{2}{3}\right)K_o}} \right) \left(\frac{H}{D}\right)^{0,35}$$

Για $\Lambda_f < 1$ θεωρείται αστάθεια του μετώπου, ενώ για $\Lambda_f > 1$, το μέτωπο ευσταθεί.

Η αδιάστατη εξώθηση του μετώπου και ο συντελεστής ασφαλείας συνδέονται με την παρακάτω σχέση:

$$\Omega_f = 1,4 \times \Lambda_f^{-1,2}$$

Ο αδιάστατος συντελεστής ευστάθειας περιγράφει την πλήρως τις συνθήκες ευστάθειας του μετώπου και μπορεί να χρησιμοποιηθεί αντί του συντελεστή αποτόνωσης λ , σε συνθήκες που απαιτείται προσομοίωση μέτρων υποστήριξης του μετώπου.

Ο συντελεστής αποτόνωσης λ και ο συντελεστής ευστάθειας κατά Georgiou et al. , συνδέονται με τη σχέση:

$$\lambda_{x=0} = 0,25 + 0,75 \exp\left(-\frac{\Lambda_f}{2}\right)$$

Ο συντελεστής αποτόνωσης σε οποιαδήποτε απόσταση από το μέτωπο υπολογίζεται ως:

$$\lambda_{FG(x)} = \lambda_{x=0} + (\lambda_{x=0(Chern)} - \lambda_{(x)(Chern)})$$

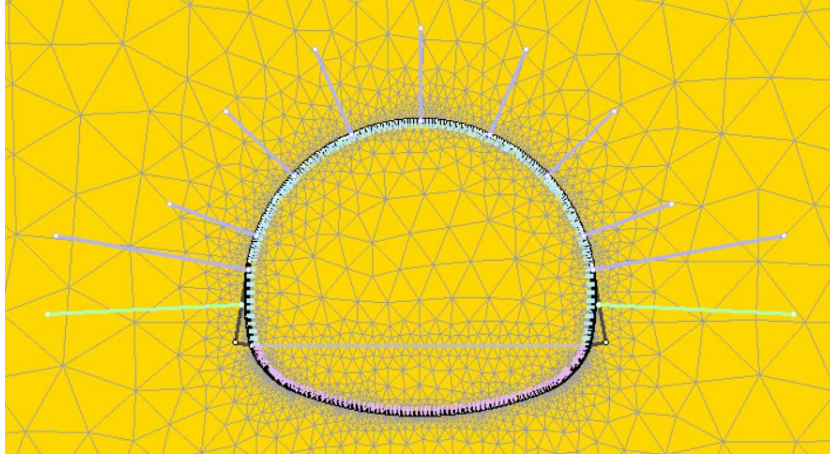
Με τη χρήση των ανωτέρω εξισώσεων υπολογίζεται ο συντελεστής αποτόνωσης στο μέτωπο και σε αποστάσεις ένα και δύο βήματα προχώρησης από το μέτωπο. Ο συντελεστής αποτόνωσης επηρεάζεται στον υπολογισμό του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας (Μέθοδος χαλάρωσης της βραχόμαζας).

4.3.4 Στάδια προσομοίωσης

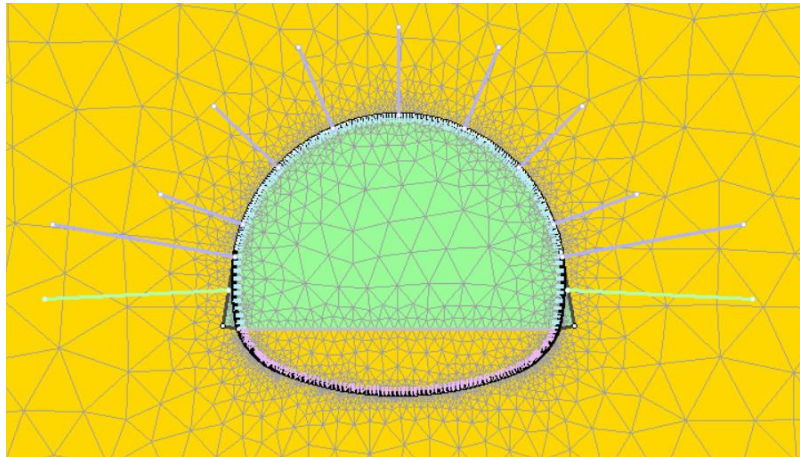
Τα στάδια προσομοίωσης είναι ίδια σε κάθε τυπική τομή ελέγχου, δεδομένου ότι η εκσκαφή κάθε φορά πραγματοποιείται σε δύο φάσεις (top head & bench), και είναι τα ακόλουθα:

Πίνακας 60: Στάδια προσομοίωσης στο λογισμικό RS2

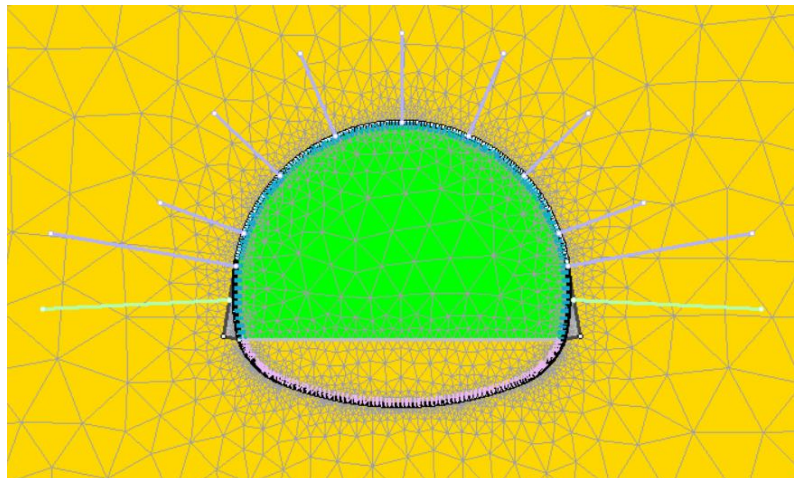
Στάδιο Προσομοίωσης	Περιγραφή
1 ^ο :	Αρχικό γεωστατικό πεδίο
2 ^ο :	Εκσκαφή της Α φάσης – Αποτόνωση της βραχόμαζας για $x=0m$.
3 ^ο :	1 ^ο βήμα προχώρησης στην Α φάση: αποτόνωση βραχόμαζας – Τοποθέτηση των μέτρων υποστήριξης (ενεργοποίηση 50%×t και 15%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
4 ^ο :	2 ^ο βήμα προχώρησης στην Α φάση: αποτόνωση βραχόμαζας - ενεργοποίηση 100%×(t) και 55%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
5 ^ο :	Ολοκλήρωση της εκσκαφής Α' φάσης - ενεργοποίηση 100%×(t) και 100%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
6 ^ο :	Εκσκαφή της Β φάσης – αποτόνωση της βραχόμαζας για $x=0m$.
7 ^ο :	1 ^ο βήμα προχώρησης στη Β φάση: αποτόνωση βραχόμαζας – τοποθέτηση των μέτρων υποστήριξης (ενεργοποίηση 50%×t και 15%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
8 ^ο :	2 ^ο βήμα προχώρησης στη Β φάση - αποτόνωση βραχόμαζας - ενεργοποίηση 100%×(t) και 55%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
9 ^ο :	Ολοκλήρωση της εκσκαφής της διατομής



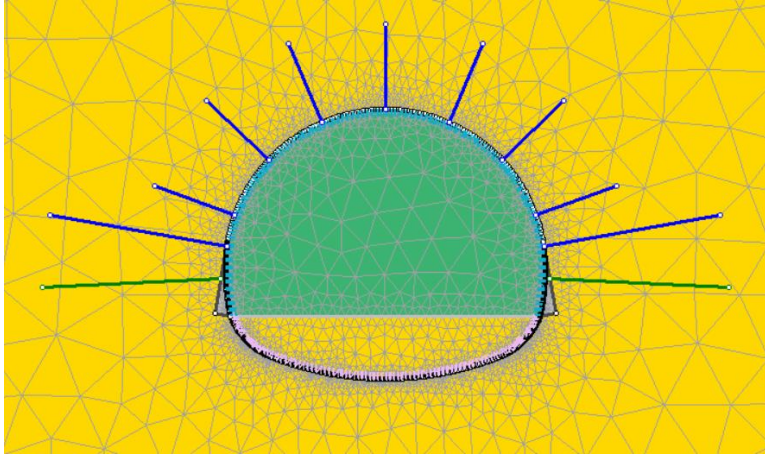
Εικόνα 13: Προσομοίωμα διατομής και εκσκαφής στο 1^ο στάδιο



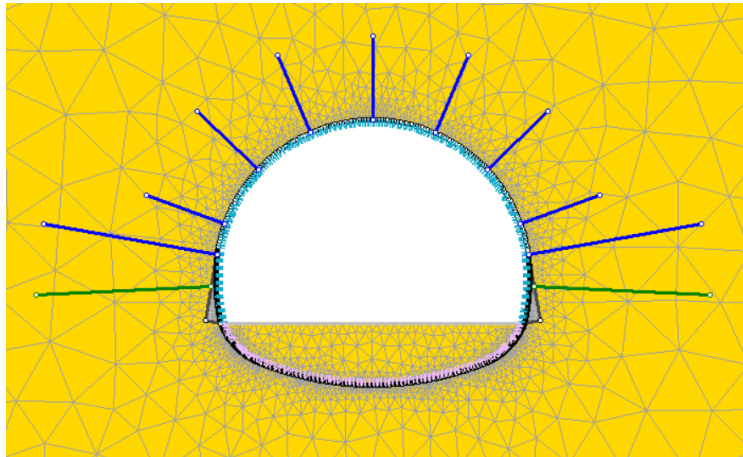
Εικόνα 14: Προσομοίωμα διατομής και εκσκαφής στο 2^ο στάδιο



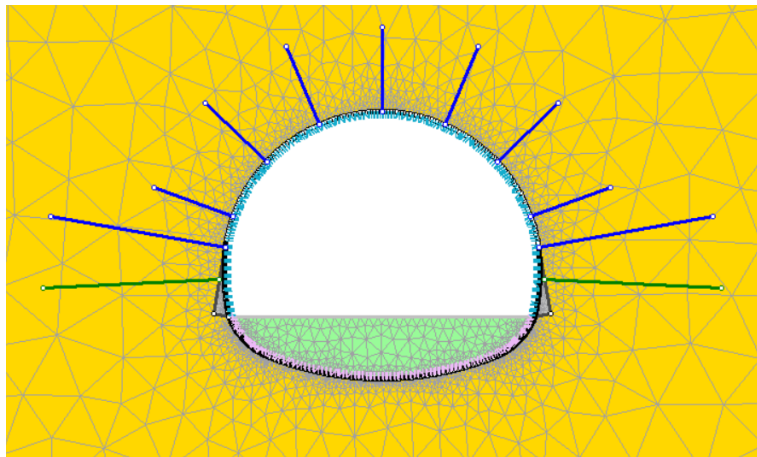
Εικόνα 15: Προσομοίωμα διατομής και εκσκαφής στο 3^ο στάδιο



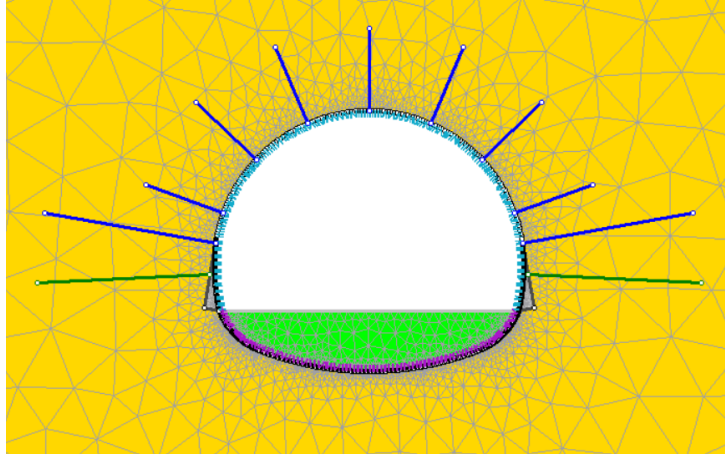
Εικόνα 16: Προσομοίωμα διατομής και εκσκαφής στο 4^ο στάδιο



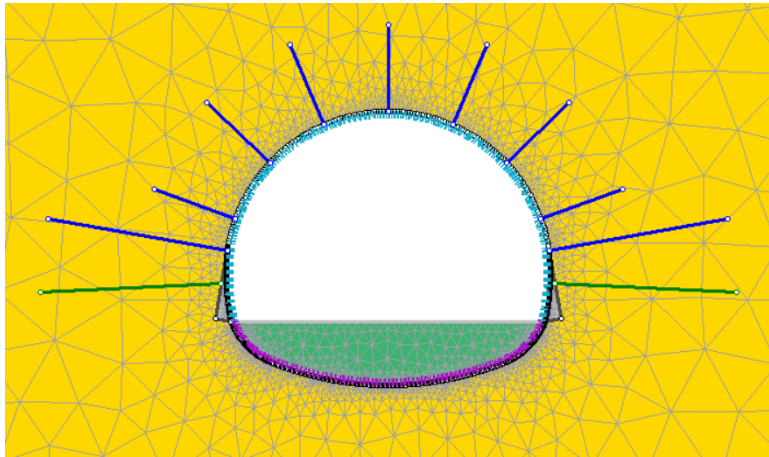
Εικόνα 17: Προσομοίωμα διατομής και εκσκαφής στο 5^ο στάδιο



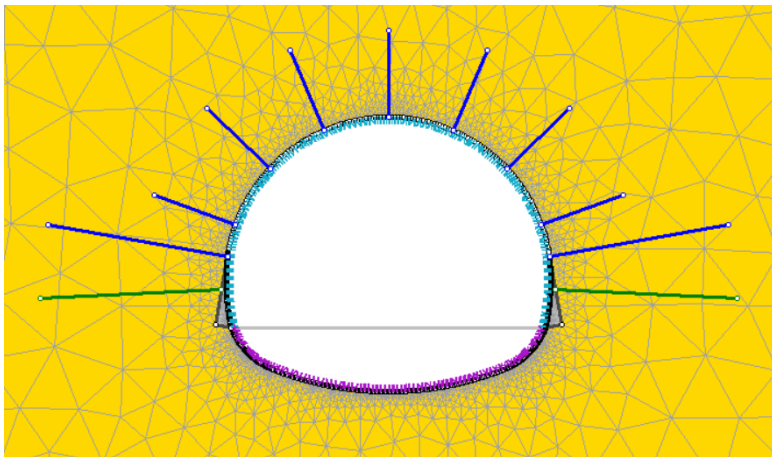
Εικόνα 18: Προσομοίωμα διατομής και εκσκαφής στο 6^ο στάδιο



Εικόνα 19: Προσομοίωμα διατομής και εκσκαφής στο 7^ο στάδιο



Εικόνα 20: Προσομοίωμα διατομής και εκσκαφής στο 8^ο στάδιο

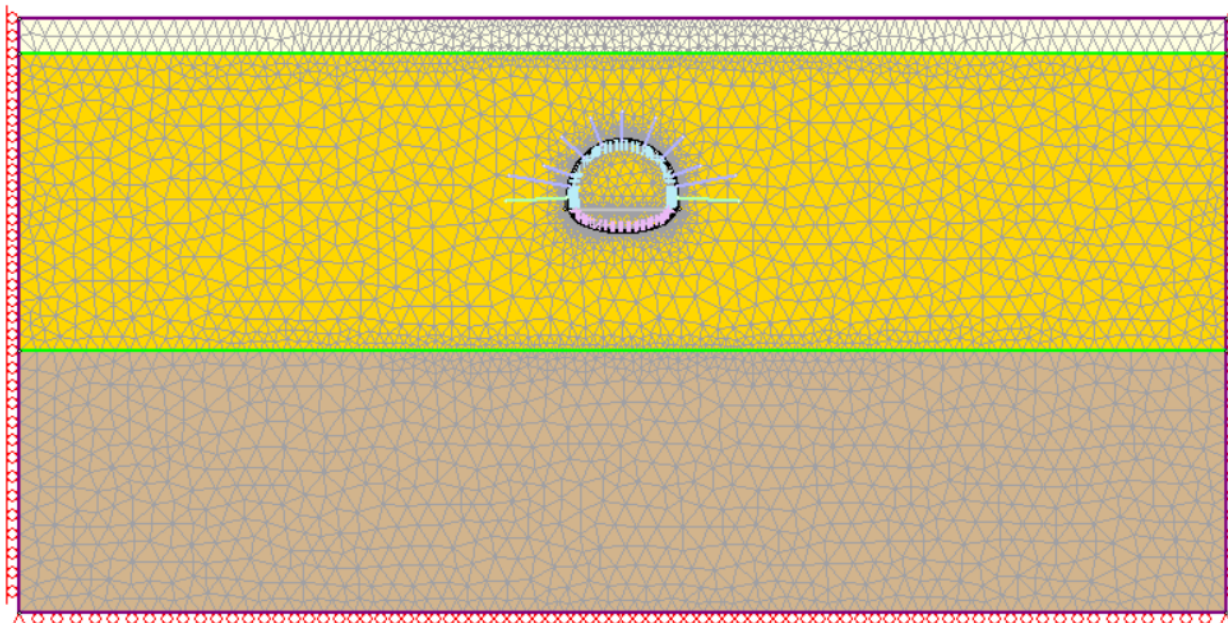


Εικόνα 21: Προσομοίωμα διατομής και εκσκαφής στο 9^ο στάδιο

4.4 Ανάλυση στη θέση της τυπικής τομής ελέγχου A-A'

4.4.1 Μοντέλο προσομοίωσης

Όπως προαναφέρθηκε, τα όρια του μοντέλου, η γεωμετρία της σήραγγας, η στρωματογραφία και τα πλευρικά αγκύρια σχεδιάζονται σε πρόγραμμα CAD και εισάγονται στο λογισμικό. Για την τομή A-A', στην οποία εφαρμόζεται η κατηγορία υποστήριξης SC, προκύπτει το μοντέλο προσομοίωσης που φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 22: Μοντέλο προσομοίωσης – Τυπική τομή ελέγχου A-A' – Κατηγορία υποστήριξης SC

Τα στάδια προσομοίωσης της κατασκευής ορίστηκαν σύμφωνα με τη μέθοδο “Χαλάρωσης της βραχόμαζας” και λαμβάνοντας υπόψη τη σταδιακή σκλήρυνση του σκυροδέματος. παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Στάδιο Προσομοίωσης	Περιγραφή
1 ^ο :	Αρχικό γεωστατικό πεδίο
2 ^ο :	Εκσκαφή της Α φάσης – Αποτόνωση της βραχόμαζας για $x=0m$.
3 ^ο :	Αποτόνωση βραχόμαζας Α φάσης για $x=-1,5m$ – Τοποθέτηση των μέτρων υποστήριξης (ενεργοποίηση $50\% \times t$ και $15\%(E, \sigma_{ci}, \sigma_{ctm})$ του εκτοξ. σκυροδέματος)
4 ^ο :	Αποτόνωση βραχόμαζας Α φάσης για $x=-3,0m$ - Ενεργοποίηση $100\% \times (t)$ και $55\%(E, \sigma_{ci}, \sigma_{ctm})$ του εκτοξ. σκυροδέματος
5 ^ο :	Ολοκλήρωση της εκσκαφής Α' φάσης - Ενεργοποίηση $100\% \times (t)$ και $100\%(E, \sigma_{ci}, \sigma_{ctm})$ του εκτοξ. σκυροδέματος
6 ^ο :	Εκσκαφή της Β φάσης – Αποτόνωση της βραχόμαζας για $x=0m$.
7 ^ο :	Αποτόνωση βραχόμαζας Β φάσης για $x=-1,5m$ – Τοποθέτηση των μέτρων υποστήριξης (ενεργοποίηση $50\% \times t$ και $15\%(E, \sigma_{ci}, \sigma_{ctm})$ του εκτοξ. σκυροδέματος)
8 ^ο :	Αποτόνωση βραχόμαζας Β φάσης για $x=-3,0m$ - Ενεργοποίηση $100\% \times (t)$ και $55\%(E, \sigma_{ci}, \sigma_{ctm})$ του εκτοξ. σκυροδέματος

9°:	Ολοκλήρωση της εκσκαφής της διατομής
-----	--------------------------------------

4.4.2 Εισαγωγή γεωτεχνικών παραμέτρων και παραμέτρων προσωρινής υποστήριξης

Οι γεωτεχνικές ενότητες που απαντώνται στην τυπική διατομή σχεδιασμού A-A' παρουσιάζουν τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:

Πίνακας 61: Μηχανικά χαρακτηριστικά γεωτεχνικών ενότητων – τυπική διατομή ελέγχου A-A'

Γεωτεχνική ενότητα	γ (kN/m ³)	GSI	σ_{ci} (MPa)	E_i (MPa)	E_{rm} (MPa)	k (m/s)	c (kPa)	ϕ' (°)
1.1	19	-	-	-	15	-	5	32
2.1	23	33	4,5	1400	550	8×10^{-6}	46	34
	23	27	4,5	1400	450	8×10^{-6}	39	32
2.2	23	53	10,0	2700	950	1×10^{-7}	125	45

Οι τιμές των μηχανικών χαρακτηριστικών κάθε γεωτεχνικής ενότητας εισάγονται στο λογισμικό RS2, όπως περιγράφηκε ανωτέρω. Υπενθυμίζεται ότι οι γεωτεχνικές ενότητες 2.1 και 2.2 θεωρούνται βραχώδεις σχηματισμοί και επιλύονται με το κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown, ενώ η ενότητα 1.1 των τεχνητών αποθέσεων επιλύεται με το κριτήριο Mohr Coulomb.

Εφαρμόζοντας τις σχέσεις των Chern et al. (1998), υπολογίζεται ο κρίσιμος συντελεστής αποτόνωσης, ίσος με $\lambda_{cr}=0,82$. υπολογίζεται το ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας της περιβάλλουσας βραχώδους (εδώ η γεωτεχνική ενότητα 2.1) σε τρεις θέσεις: ακριβώς πάνω στο μέτωπο συναρτήσεως του συντελεστή λ , με τη σχέση που παρουσιάστηκε ανωτέρω:

$$E(\lambda) = \frac{(1 - 2\nu)(1 - \lambda)}{(1 - 2\nu) + \lambda}$$

Ο συντελεστής λ και οι τιμές του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Πίνακας 62: Τιμές του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας (Εφαρμογή της μεθόδου “Χαλάρωσης της βραχώδους”) – Τομή A-A'

Στάδιο προσομοίωσης	λ	1- λ	E_{rm} (kPa)
1° (γεωστατικό)	0	1	550.000
2ο και 6° ($x=0m$)	0,345	0,655	193.000
3ο και 7° ($x=-1,5m$)	0,435	0,565	157.000

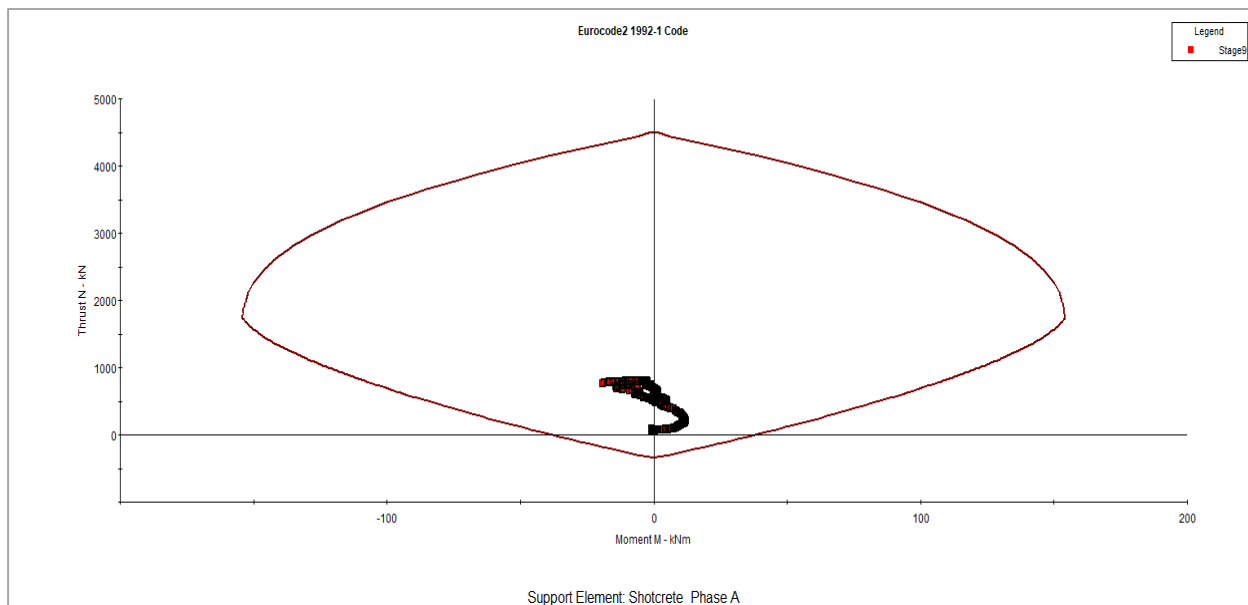
Στάδιο προσομοίωσης	λ	1- λ	E_m (kPa)
4° και 8° ($x=-3,0m$)	0,525	0,475	128.000

Τα χαρακτηριστικά της προσωρινής υποστήριξης για την κατηγορία SC έχουν δοθεί στην §4.2. Υπενθυμίζεται ότι οι ιδιότητες του εκτοξευόμενου σκυροδέματος δεν ενεργοποιούνται απευθείας, λόγω του φαινομένου της σταδιακής σκλήρυνσης του σκυροδέματος. Στο στάδιο τοποθέτησής του, θεωρείται ενεργοποίηση του 50% του πάχους του και 25% των μηχανικών παραμέτρων του (μέτρο ελαστικότητας, θλιπτική και εφελκυστική αντοχή). Όταν η εκσκαφή προχωρήσει σε απόσταση ίση με ένα βήμα προχώρησης, ήτοι $x=1,5m$, θεωρείται ενεργοποίηση του 100% του πάχους του και 55% των μηχανικών του παραμέτρων, ενώ σε απόσταση ίση με δύο βήματα προχώρησης ($x=3,0m$) επιτυγχάνεται η 100% ενεργοποίηση και της αντοχής του.

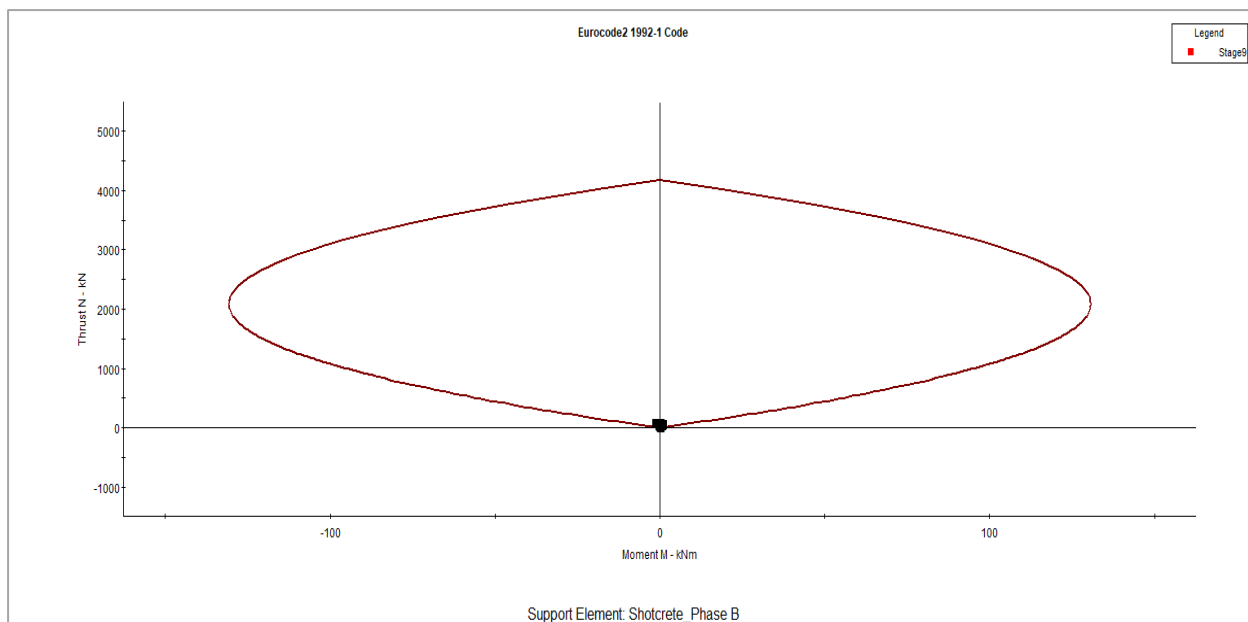
4.4.3 Αποτελέσματα

Στατική επάρκεια

Η στατική επάρκεια της διατομής ελέγχεται βάσει του Ευρωκώδικα 2 (EC2 EN – 1992). Το λογισμικό RS2 παρέχει την περιβάλλουσα αστοχίας του σκυροδέματος για τις συγκεκριμένες φορτίσεις σε όλα τα στάδια προσομοίωσης. Αρκεί ο έλεγχος στο τελικό στάδιο (9°), για το εκτοξευόμενο σκυροδέμα του θόλου και των παρειών (Shotcrete Phase A) και για το εκτοξευόμενο σκυροδέμα του δαπέδου ανεστραμμένου θόλου (Shotcrete Phase B).



Εικόνα 23: Περιβάλλουσα αστοχίας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος του θόλου και των παρειών στην τελική φάση προσομοίωσης (πλήρης εκσκαφή της σήραγγας – Τομή A-A' – Κατηγορίας Υποστήριξης SC)

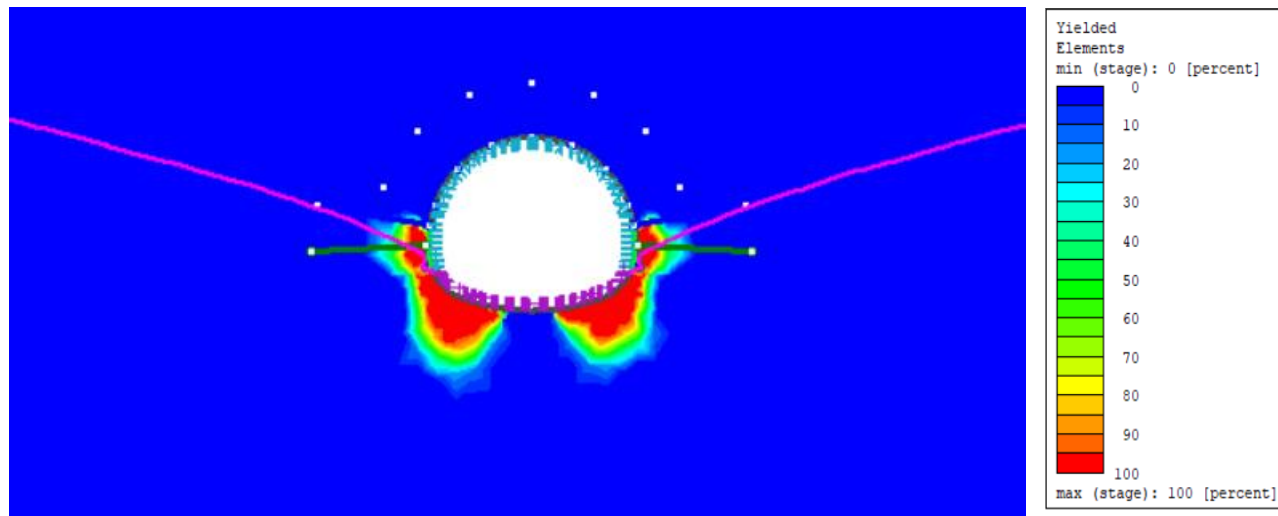


Εικόνα 24: Περιβάλλουσα αστοχίας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος του θόλου και των παρειών στην τελική φάση προσομοίωσης (πλήρης εκσκαφή της σήραγγας – Τομή A-A' – Κατηγορίας Υποστήριξης SC)

Από τα ανωτέρω σχήματα, συμπεραίνουμε ότι το πάχος και η αντοχή του εκτοξευόμενου σκυροδέματος επαρκούν και μάλιστα με υψηλό συντελεστή ασφαλείας, εφόσον όλα τα σημεία βρίσκονται πολύ μακριά από τα όρια της περιβάλλουσας και αναπτύσσονται σε αυτά πολύ μικρές ροπές και αξονικές φορτίσεις.

Πλαστική ζώνη

Στην ακόλουθη εικόνα παρουσιάζεται η πλαστική ζώνη που δημιουργείται στη βραχώμαζα πέριξ της εκσκαφής.

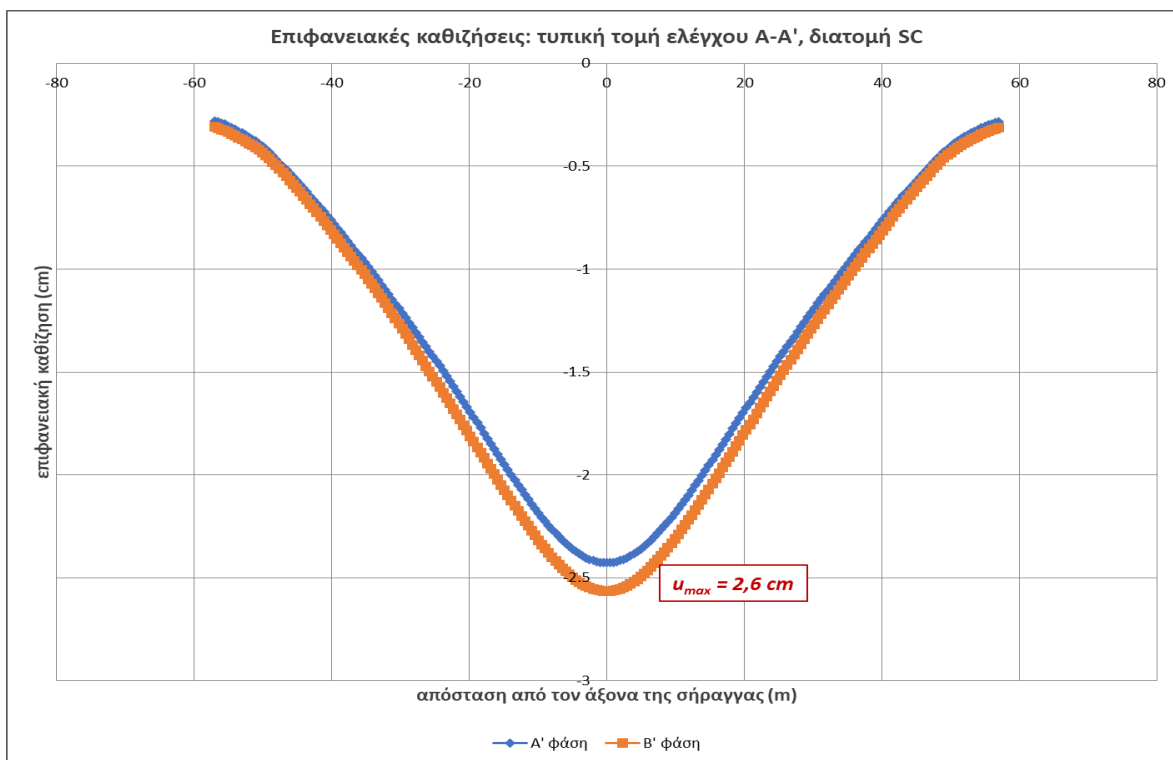


Εικόνα 25: Πλαστική ζώνη στα τοιχώματα της σήραγγας (Τομή A-A' – Κατηγορίας Υποστήριξης SC)

Καθιζήσεις στην επιφάνεια του εδάφους

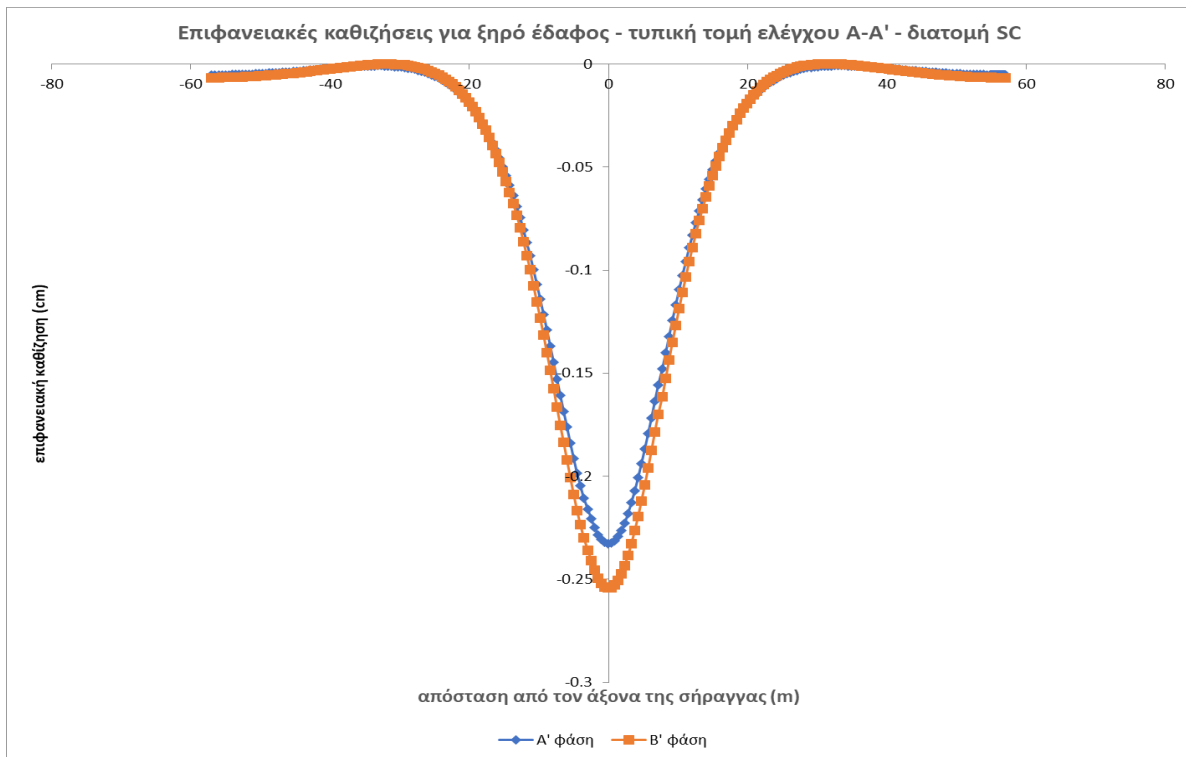
Στο διάγραμμα που ακολουθεί παρουσιάζονται οι καθιζήσεις στην επιφάνεια του εδάφους εξαιτίας της εκσκαφής και εξαιτίας του καταβιβασμού του υδροφόρου ορίζοντα, συναρτήσει της απόστασης από τον άξονα της σήραγγας. Η

μέγιστη καθίζηση προκύπτει ίση με 2,6 cm. Η τιμή αυτή είναι μικρότερη των 3cm που έχουν τεθεί ως επιτρεπόμενο όριο από την ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ και κρίνεται οριακά αποδεκτή.



Διάγραμμα 37: Επιφανειακές καθιζήσεις κατά την Α' και Β' φάση εκσκαφής. Τυπική τομή ελέγχου A-A', κατηγορίας υποστήριξης SC (στάδιο μελέτης)

Οι καθιζήσεις που λαμβάνουν χώρα αποκλειστικά εξαιτίας της εκσκαφής, θεωρώντας ξηρές συνθήκες παρουσιάζονται στο ακόλουθο διάγραμμα:



Διάγραμμα 38: Επιφανειακές καθιζήσεις για ξηρές συνθήκες – Τυπική τομή ελέγχου A-A', κατηγορία υποστήριξης SC (στάδιο μελέτης).

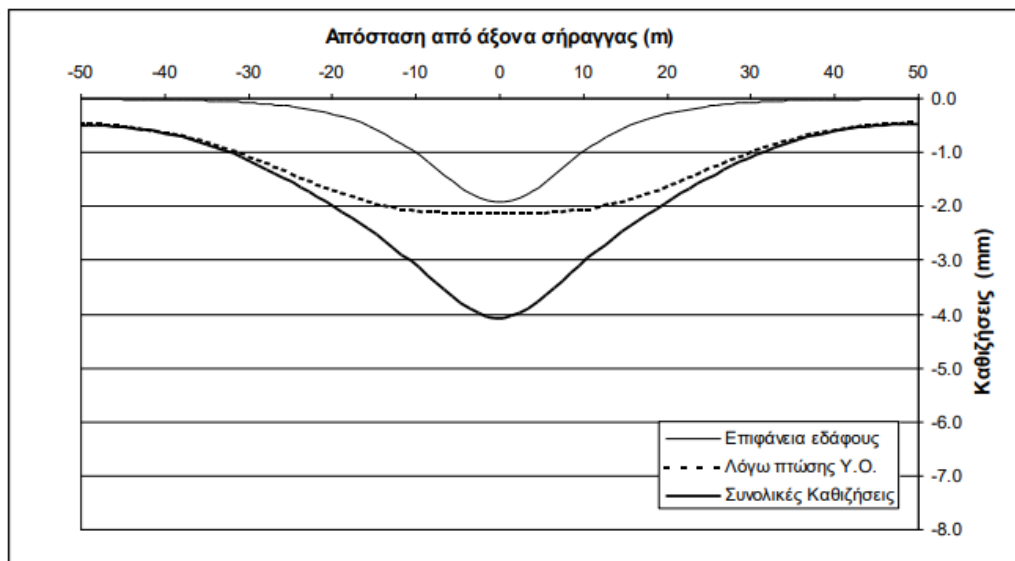
Από την σύγκριση των δύο διαγραμμάτων, προκύπτει ότι η μέγιστη καθίζηση λόγω καταβιβασμού του υδροφόρου ορίζοντα είναι:

$$u_{max,Y.O} = u_{max,total} - u_{max,dry} = 2,7 - 0,255 = 2,45 \text{ cm}$$

4.4.4 Σύγκριση αποτελεσμάτων

Για την κατηγορία προσωρινής υποστήριξης SC, σύμφωνα με το «Τεύχος Υπολογισμών Προσωρινής Υποστήριξης» κατά τη μελέτη υπολογίστηκαν οι καθιζήσεις που παρουσιάζονται στο κατωτέρω διάγραμμα. Παρατηρείται ότι είναι σημαντικά μικρότερες από αυτές που υπολογίστηκαν στην παρούσα εργασία, ενώ οι καθιζήσεις λόγω καταβιβασμού του υδροφόρου ορίζοντα είναι μόλις 2mm.

Η μεγάλη αυτή απόκλιση στον υπολογισμό των καθιζήσεων λόγω καταβιβασμού του υδροφόρου ορίζοντα, είναι πιθανό να οφείλεται στην μικρή απόκλιση στον υπολογισμό των συντελεστών διαπερατότητας.



Διάγραμμα 39: Καθιζήσεις στην επιφάνεια του εδάφους – εφαρμογή κατηγορίας υποστήριξης SC (Πηγή: «Τεύχος Υπολογισμών Προσωρινής Υποστήριξης», ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ).

Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται οι τιμές των καθιζήσεων όπως αυτές μελετήθηκαν στο «Τεύχος Υπολογισμών Προσωρινής Υποστήριξης» και στην παρούσα.

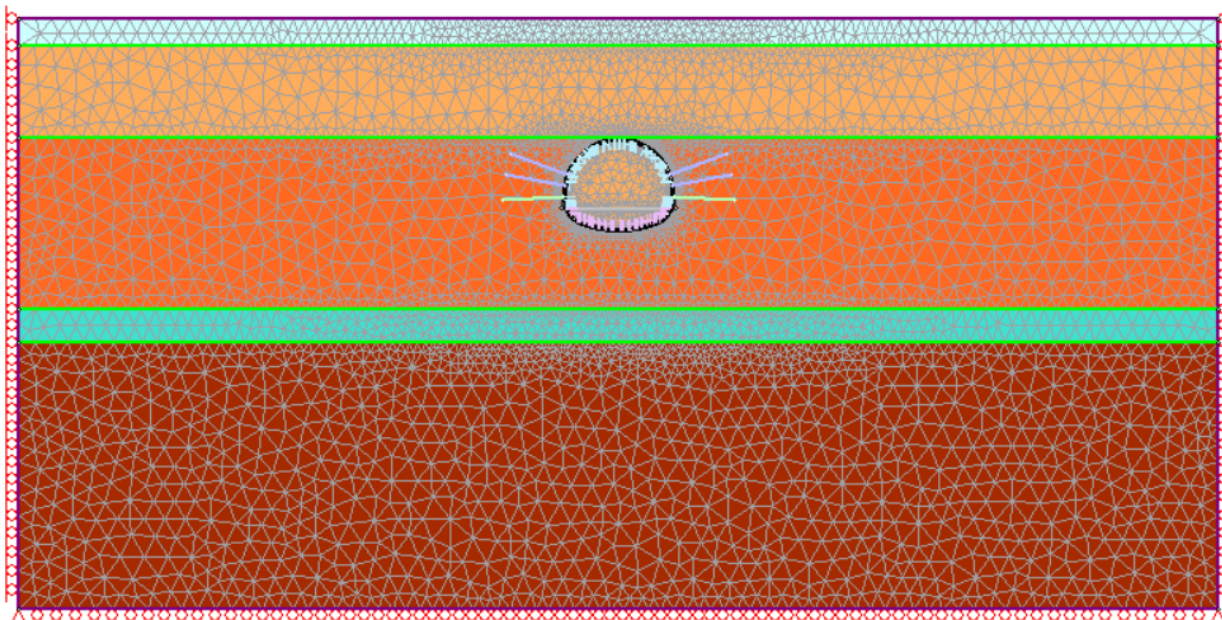
Πίνακας 63: Σύγκριση τιμών των επιφανειακών καθιζήσεων – Α' υπομήμη μελέτη

ΜΕΛΕΤΗ	$u_{\max,dry}$ (mm)	$u_{\max,Y.O}$ (mm)	$u_{\max,total}$ (mm)
«Τεύχος Υπολογισμών Προσωρινής Υποστήριξης»	1,9	2,15	4,05
«Συγκριτική αξιολόγηση»	2,6	24,5	27,1

4.5 Ανάλυση στη θέση της τυπικής τομής ελέγχου Β-Β'

4.5.1 Μοντέλο προσομοίωσης

Όπως προαναφέρθηκε, τα όρια του μοντέλου, η γεωμετρία της σήραγγας, η στρωματογραφία και τα πλευρικά αγκύρια σχεδιάζονται σε πρόγραμμα CAD και εισάγονται στο λογισμικό. Για την τομή Β-Β', στην οποία εφαρμόζεται η κατηγορία υποστήριξης SE, προκύπτει το μοντέλο προσομοίωσης που φαίνεται στην παρακάτω εικόνα. Σε αυτή την διατομή δεν εφαρμόζονται αγκύρια θόλου, διότι η διάνοιξη γίνεται κάτω από ομπρέλα δοκών προπορείας. Υπενθυμίζεται ότι η προσομοίωσή τους γίνεται με χρήση του ισοδύναμου συντελεστή αποτόνωσης σύμφωνα με τις εξισώσεις Georgiou et al. (2021).



Εικόνα 26: Μοντέλο προσομοίωσης – Τυπική τομή ελέγχου B-B' – Κατηγορία υποστήριξης SE

Τα στάδια προσομοίωσης της κατασκευής ορίσθηκαν σύμφωνα με τη μέθοδο “Χαλάρωσης της βραχώμαζας” και λαμβάνοντας υπόψη τη σταδιακή σκλήρυνση του σκυροδέματος και παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Πίνακας 64: Στάδια προσομοίωσης της εκσκαφής της σήραγγας – Τομή ελέγχου B-B'

Στάδιο Προσομοίωσης	Περιγραφή
1 ^ο :	Αρχικό γεωστατικό πεδίο
2 ^ο :	Εκσκαφή της Α φάσης – Αποτόνωση της βραχώμαζας για $x=0m$.
3 ^ο :	Αποτόνωση βραχώμαζας Α φάσης για $x=-1,0m$ – Τοποθέτηση των μέτρων υποστήριξης (ενεργοποίηση 50% $\times t$ και 15%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
4 ^ο :	Αποτόνωση βραχώμαζας Α φάσης για $x=-2,0m$ - Ενεργοποίηση 100% $\times(t)$ και 55%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
5 ^ο :	Ολοκλήρωση της εκσκαφής Α' φάσης - Ενεργοποίηση 100% $\times(t)$ και 100%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
6 ^ο :	Εκσκαφή της Β φάσης – Αποτόνωση της βραχώμαζας για $x=0m$.
7 ^ο :	Αποτόνωση βραχώμαζας Β φάσης για $x=-1,0m$ – Τοποθέτηση των μέτρων υποστήριξης (ενεργοποίηση 50% $\times t$ και 15%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
8 ^ο :	Αποτόνωση βραχώμαζας Β φάσης για $x=-2,0m$ - Ενεργοποίηση 100% $\times(t)$ και 55%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
9 ^ο :	Ολοκλήρωση της εκσκαφής της διατομής

4.5.2 Εισαγωγή γεωτεχνικών παραμέτρων και παραμέτρων προσωρινής υποστήριξης

Οι γεωτεχνικές ενότητες που απαντώνται στην τυπική διατομή σχεδιασμού Β-Β' παρουσιάζουν τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:

Πίνακας 65: Μηχανικά χαρακτηριστικά γεωτεχνικών ενότητων – τυπική διατομή ελέγχου Β-Β'

Γεωτεχνική ενότητα	γ (kN/m ³)	GSI	σ _{ci} (MPa)	E _i (MPa)	E _m (MPa)	k (m/s)	c (kPa)	φ' (°)
1.1	19	-	-	-	15	-	5	32
2.1A	22	15	2,0	700	120	5×10 ⁻⁶	25	30
2.1	23	23	4,5	1400	380	1×10 ⁻⁶	46	34
2.3	24,5	48	20	10000	3000	1×10 ⁻⁵	45	180
2.2	23	53	10,0	2700	950	1×10 ⁻⁷	125	45

Οι τιμές των μηχανικών χαρακτηριστικών κάθε γεωτεχνικής ενότητας εισάγονται στο λογισμικό RS2, όπως περιγράφηκε ανωτέρω. Υπενθυμίζεται ότι οι γεωτεχνικές ενότητες 2.1 και 2.2 θεωρούνται βραχώδεις σχηματισμοί και επιλύονται με το κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown, ενώ η ενότητα 1.1 των τεχνητών αποθέσεων με το κριτήριο Mohr Coulomb.

Εφαρμόζοντας τις σχέσεις των Chern et al. (1998), υπολογίζεται ο κρίσιμος συντελεστής αποτόνωσης, ίσος με λ_{cr}=0,7. Ακολούθως, υπολογίζεται το ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας της περιβάλλουσας βραχώμαζας (εδώ η γεωτεχνική ενότητα 2.1) σε τρεις θέσεις: ακριβώς πάνω στο μέτωπο συναρτήσσει του συντελεστή λ, με τη σχέση που παρουσιάστηκε ανωτέρω:

$$E(\lambda) = \frac{(1 - 2\nu)(1 - \lambda)}{(1 - 2\nu) + \lambda}$$

Οι τιμές του συντελεστή αποτόνωσης υπολογίσθηκαν με χρησιμοποιώντας τις σχέσεις των Georgiou et al. (§4.3.1) και μαζί με τα ισοδύναμα μέτρα ελαστικότητας παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Πίνακας 66: Τιμές του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας (Εφαρμογή της μεθόδου “Χαλάρωσης της βραχώμαζας”)

Στάδιο προσομοίωσης	λ	1-λ	E _m (kPa)
1° (γεωστατικό)	0	1	380.000
2ο και 6° (χ=0m)	0,53	0,47	76.300
3ο και 7° (χ=-1,0m)	0,60	0,40	60.351

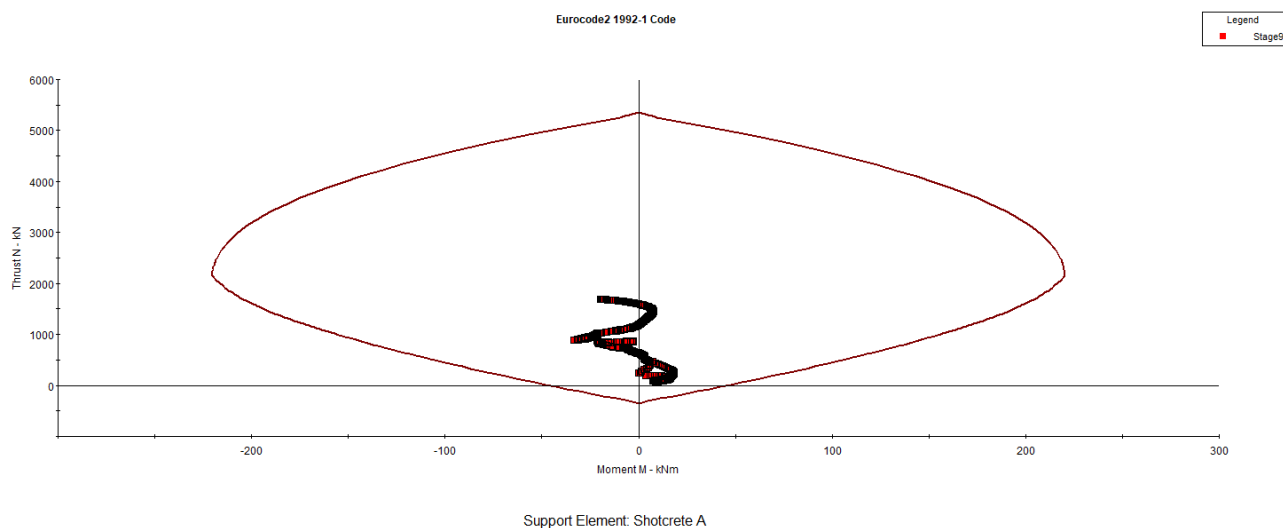
Στάδιο προσομοίωσης	λ	1- λ	E_{cm} (kPa)
4 ^ο και 8 ^ο ($x=-2,0m$)	0,68	0,32	44.652

Τα χαρακτηριστικά της προσωρινής υποστήριξης για την κατηγορία SE έχουν δοθεί στην §4.2. Υπενθυμίζεται ότι οι ιδιότητες του εκτοξευόμενου σκυροδέματος δεν ενεργοποιούνται απευθείας, λόγω του φαινομένου της σταδιακής σκλήρυνσης του σκυροδέματος. Στο στάδιο τοποθέτησής του, θεωρείται ενεργοποίηση του 50% του πάχους του και 25% των μηχανικών παραμέτρων του (μέτρο ελαστικότητας, θλιπτική και εφελκυστική αντοχή). Όταν η εκσκαφή προχωρήσει σε απόσταση ίση με ένα βήμα προχώρησης, ήτοι $x=1,0m$, θεωρείται ενεργοποίηση του 100% του πάχους του και 55% των μηχανικών του παραμέτρων, ενώ σε απόσταση ίση με δύο βήματα προχώρησης ($x=2,0m$) επιτυγχάνεται η 100% ενεργοποίηση και της αντοχής του.

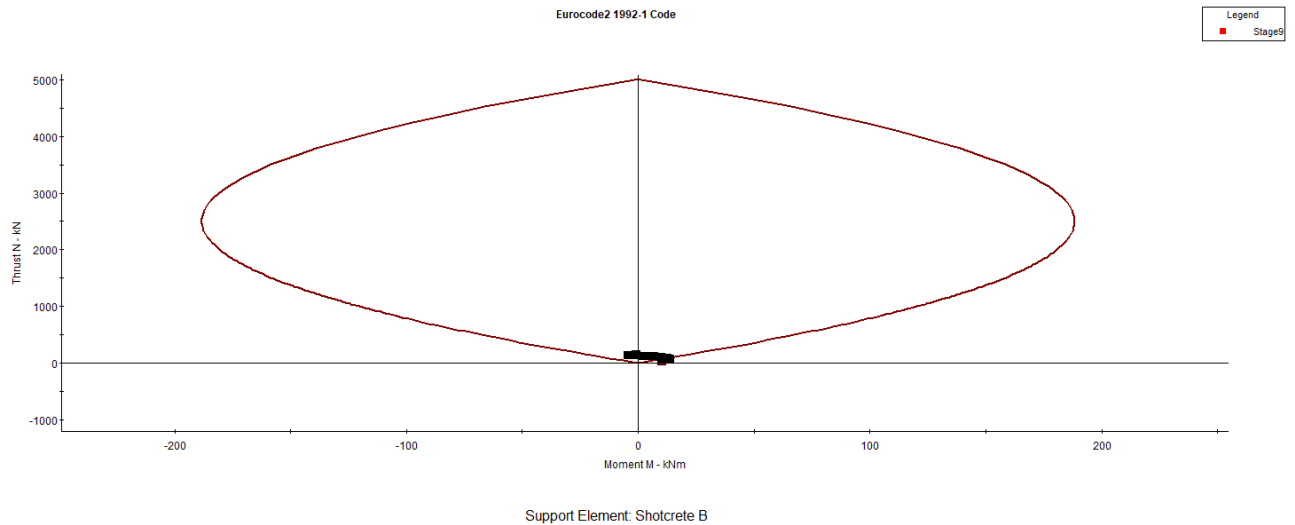
4.5.3 Αποτελέσματα

Στατική επάρκεια

Η στατική επάρκεια της διατομής ελέγχεται βάσει του Ευρωκώδικα 2 (EC2 EN – 1992). Το λογισμικό RS2 παρέχει την περιβάλλουσα αστοχίας του σκυροδέματος για τις συγκεκριμένες φορτίσεις.



Εικόνα 27: Περιβάλλουσα αστοχίας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος του θόλου και των παρειών στην τελική φάση προσομοίωσης (πλήρης εκσκαφή της σήραγγας – Τομή B-B' – Κατηγορίας Υποστήριξης SE)

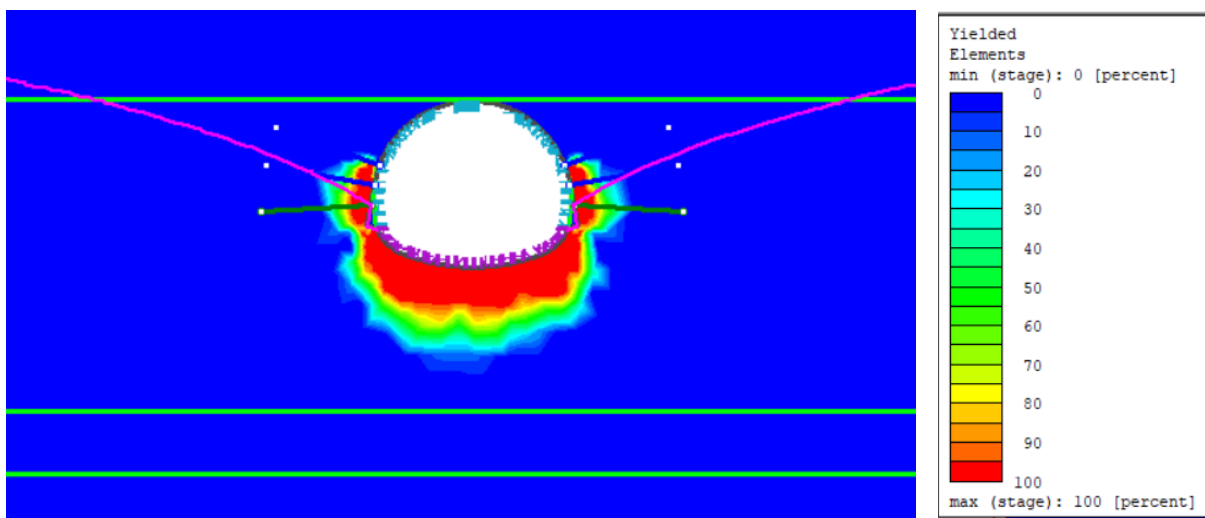


Εικόνα 28: Περιβάλλουσα αστοχίας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος του θόλου και των παρειών στην τελική φάση προσομοίωσης (πλήρης εκσκαφή της σήραγγας – Τομή B-B' – Κατηγορίας Υποστήριξης SE)

Από τα ανωτέρω σχήματα, συμπεραίνουμε ότι το πάχος και η αντοχή του εκτοξευόμενου σκυροδέματος επαρκούν και μάλιστα με υψηλό συντελεστή ασφαλείας, εφόσον όλα τα σημεία βρίσκονται πολύ μακριά από τα όρια της περιβάλλουσας και αναπτύσσονται σε αυτά πολύ μικρές ροπές και αξονικές φορτίσεις.

Πλαστική ζώνη

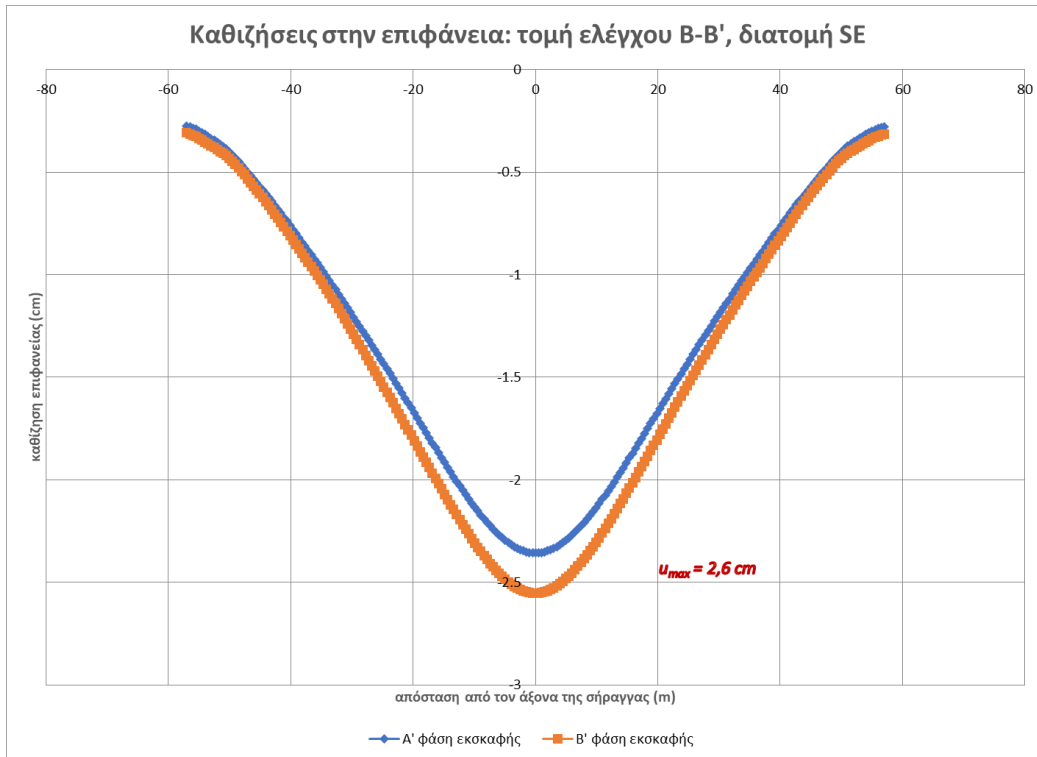
Στην ακόλουθη εικόνα παρουσιάζεται η πλαστική ζώνη που δημιουργείται πέριξ της εκσκαφής, η οποία εξασφαλίζεται ικανοποιητικά από τα αγκύρια μήκους 6,0m.



Εικόνα 29: Πλαστική ζώνη στα τοιχώματα της σήραγγας (Τομή B-B' – Κατηγορίας Υποστήριξης SE)

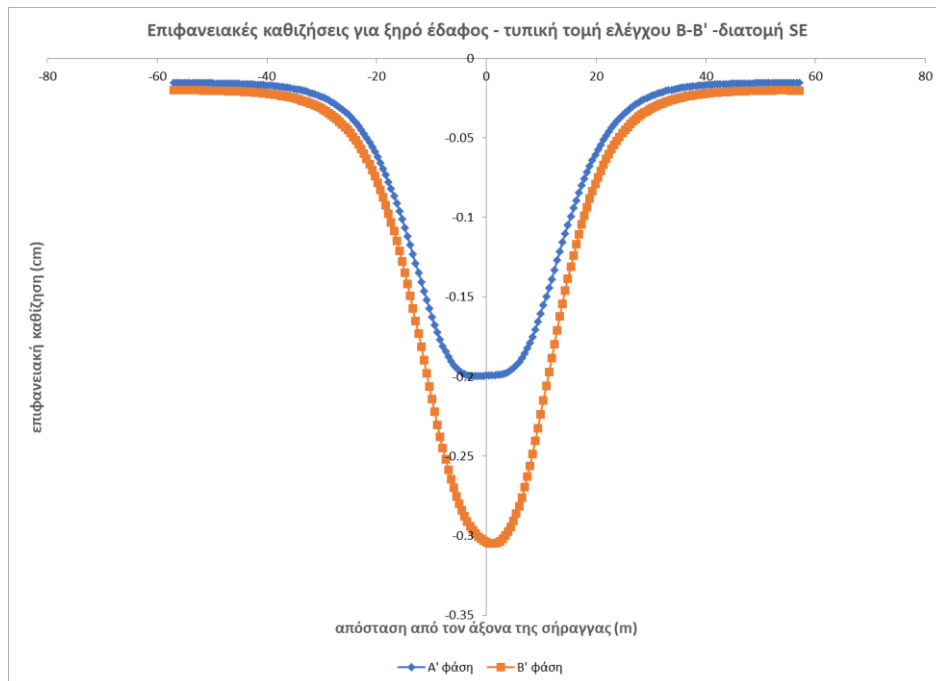
Καθιζήσεις επιφανείας

Στο ακόλουθο διάγραμμα παρουσιάζονται οι καθιζήσεις επιφανείας όπως αυτές προέκυψαν κατά την επίλυση με το λογισμικό RS2. Η μέγιστη καθίζηση έχει τιμή $u_{\max} = 2,7$ cm. Η τιμή αυτή είναι μικρότερη των 3cm που έχουν τεθεί ως επιτρεπόμενο όριο από την ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ και κρίνεται οριακά αποδεκτή.



Εικόνα 30: Επιφανειακές καθιζήσεις κατά την Α' και Β' φάση εκσκαφής. Τυπική τομή ελέγχου B-B', κατηγορίας υποστήριξης SE (στάδιο μελέτης).

Οι καθιζήσεις που λαμβάνουν χώρα αποκλειστικά εξαιτίας της εκσκαφής, θεωρώντας ξηρές συνθήκες παρουσιάζονται στο ακόλουθο διάγραμμα:



Διάγραμμα 40: Επιφανειακές καθιζήσεις για ξηρές συνθήκες – Τυπική τομή ελέγχου B-B', κατηγορία υποστήριξης SE (στάδιο μελέτης).

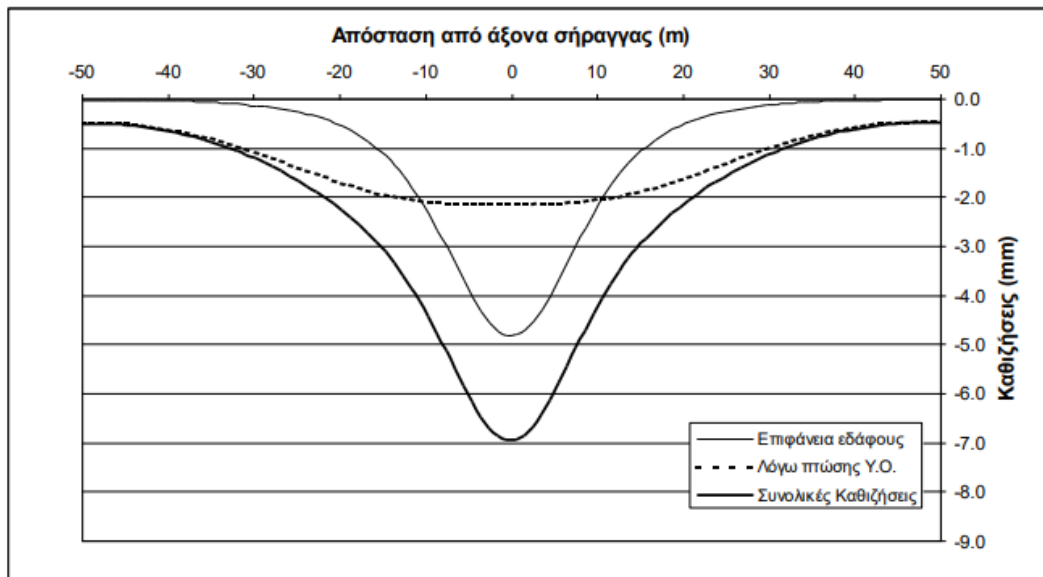
(στάδιο

Από την σύγκριση των δύο διαγραμμάτων, προκύπτει ότι η μέγιστη καθίζηση λόγω καταβιβασμού του υδροφόρου ορίζοντα είναι:

$$u_{max,Y.O} = u_{max,total} - u_{max,dry} = 2,6 - 0,3 = 2,3 \text{ cm}$$

4.5.4 Σύγκριση Αποτελεσμάτων

Για την κατηγορία προσωρινής υποστήριξης SE, σύμφωνα με το «Τεύχος Υπολογισμών Προσωρινής Υποστήριξης» κατά τη μελέτη υπολογίστηκαν οι καθιζήσεις που παρουσιάζονται στο κατωτέρω διάγραμμα. Παρατηρείται ότι είναι σημαντικά μικρότερες από αυτές που υπολογίστηκαν στην παρούσα εργασία, ενώ οι καθιζήσεις λόγω καταβιβασμού του υδροφόρου ορίζοντα είναι μόλις 2mm.



Εικόνα 31: Καθιζήσεις στην επιφάνεια του εδάφους – εφαρμογή κατηγορίας υποστήριξης SE (Πηγή: «Τεύχος Υπολογισμών Προσωρινής Υποστήριξης», ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ).

Η μεγάλη αυτή απόκλιση στον υπολογισμό των καθιζήσεων λόγω καταβιβασμού του υδροφόρου ορίζοντα, είναι πιθανό να οφείλεται στην μικρή απόκλιση στον υπολογισμό των συντελεστών διαπερατότητας.

Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται οι τιμές των καθιζήσεων όπως αυτές μελετήθηκαν στο «Τεύχος Υπολογισμών Προσωρινής Υποστήριξης» και στην παρούσα.

Πίνακας 67: Σύγκριση τιμών των επιφανειακών καθιζήσεων – Β' υπομήμα μελέτης

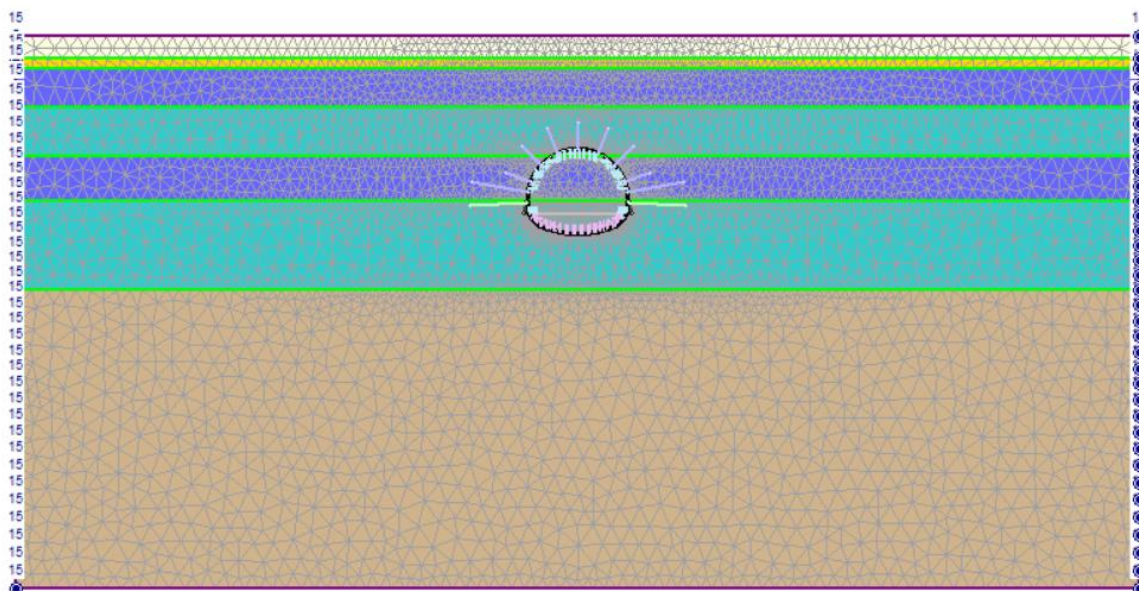
ΜΕΛΕΤΗ	$u_{max,dry}$ (mm)	$u_{max,Y.O}$ (mm)	$u_{max,total}$ (mm)
«Τεύχος Υπολογισμών Προσωρινής Υποστήριξης»	4,8	2,15	6,95
«Συγκριτική αξιολόγηση»	3,0	23,0	26,0

Διάγραμμα 41: Καθιζήσεις στην επιφάνεια του εδάφους – εφαρμογή κατηγορίας υποστήριξης SE (Πηγή: «Τεύχος Υπολογισμών Προσωρινής Υποστήριξης», ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ).

4.6 Ανάλυση στη θέση της τυπικής τομής ελέγχου Γ-Γ'

4.6.1 Μοντέλο προσομοίωσης

Όπως προαναφέρθηκε, τα όρια του μοντέλου, η γεωμετρία της σήραγγας, η στρωματογραφία και τα πλευρικά ακέρια σχεδιάζονται σε πρόγραμμα CAD και εισάγονται στο λογισμικό. Για την τομή Γ-Γ', στην οποία εφαρμόζεται η κατηγορία υποστήριξης SC, προκύπτει το μοντέλο προσομοίωσης που φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 32: Μοντέλο προσομοίωσης – Τυπική τομή ελέγχου C-C' – Κατηγορία υποστήριξης SC

Τα στάδια προσομοίωσης της κατασκευής ορίστηκαν σύμφωνα με τη μέθοδο “Χαλάρωσης της βραχώμαζας” και λαμβάνοντας υπόψη τη σταδιακή σκλήρυνση του σκυροδέματος. παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Πίνακας 68: Στάδια προσομοίωσης της εκσκαφής της σήραγγας – Τομή ελέγχου Γ-Γ'

Στάδιο Προσομοίωσης	Περιγραφή
1 ^ο :	Αρχικό γεωστατικό πεδίο
2 ^ο :	Εκσκαφή της Α φάσης – Αποτόνωση της βραχώμαζας για $x=0m$.
3 ^ο :	Αποτόνωση βραχώμαζας Α φάσης για $x=-1,5m$ – Τοποθέτηση των μέτρων υποστήριξης (ενεργοποίηση $50\% \times t$ και $15\%(E, \sigma_{ci}, \sigma_{ctm})$ του εκτοξ. σκυροδέματος)
4 ^ο :	Αποτόνωση βραχώμαζας Α φάσης για $x=-3,0m$ - Ενεργοποίηση $100\% \times (t)$ και $55\%(E, \sigma_{ci}, \sigma_{ctm})$ του εκτοξ. σκυροδέματος
5 ^ο :	Ολοκλήρωση της εκσκαφής Α' φάσης - Ενεργοποίηση $100\% \times (t)$ και $100\%(E, \sigma_{ci}, \sigma_{ctm})$ του εκτοξ. σκυροδέματος

6°:	Εκσκαφή της Β φάσης – Αποτόνωση της βραχώμαζας για x=0m.
7°:	Αποτόνωση βραχώμαζας Β φάσης για x=-1,5m – Τοποθέτηση των μέτρων υποστήριξης (ενεργοποίηση 50%×t και 15%(E, σ _{ci} , σ _{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
8°:	Αποτόνωση βραχώμαζας Β φάσης για x=-3,0m - Ενεργοποίηση 100%×(t) και 55%(E, σ _{ci} , σ _{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
9°:	Ολοκλήρωση της εκσκαφής της διατομής

4.6.2 Εισαγωγή γεωτεχνικών παραμέτρων και παραμέτρων προσωρινής υποστήριξης

Οι γεωτεχνικές ενότητες που απαντώνται στην τυπική διατομή σχεδιασμού Γ-Γ' παρουσιάζουν τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:

Πίνακας 69: Μηχανικά χαρακτηριστικά γεωτεχνικών ενότητων – τυπική διατομή ελέγχου Γ-Γ'

Γεωτεχνική ενότητα	γ (kN/m ³)	GSI	σ _{ci} (MPa)	E _i (MPa)	E _{rm} (MPa)	k (m/s)	c (kPa)	φ' (°)
1.1	19	-	-	-	15	-	5	32
2.1	23	25	4,5	1400	390	-	32	37
2.3	24,5	48	20	10000	3000	1×10 ⁻⁵	180	45
2.4	23,5	32	10	4800	1000	1×10 ⁻⁶	65	42
2.2	23	53	10,0	2700	950	1×10 ⁻⁷	125	45

Οι τιμές των μηχανικών χαρακτηριστικών κάθε γεωτεχνικής ενότητας εισάγονται στο λογισμικό RS2, όπως περιγράφηκε ανωτέρω. Υπενθυμίζεται ότι οι γεωτεχνικές ενότητες 2.1 και 2.2 θεωρούνται βραχώδεις σχηματισμοί και επιλύονται με το κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown, ενώ η ενότητα 1.1 των τεχνητών αποθέσεων και η ενότητα 2.1A επιλύεται με το κριτήριο Mohr Coulomb.

Εφαρμόζοντας τις σχέσεις των Chern et al. (1998), υπολογίζεται ο κρίσιμος συντελεστής αποτόνωσης, ίσος με λ_{cr}=1,07. Υπολογίζεται το ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας της περιβάλλουσας βραχώμαζας (εδώ η γεωτεχνική ενότητα 2.4) σε τρεις θέσεις: ακριβώς πάνω στο μέτωπο συναρτήσει του συντελεστή λ, με τη σχέση που παρουσιάστηκε ανωτέρω:

$$E(\lambda) = \frac{(1 - 2\nu)(1 - \lambda)}{(1 - 2\nu) + \lambda}$$

Οι τιμές του συντελεστή αποτόνωσης, καθώς και τα ισοδύναμα μέτρα ελαστικότητας παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Πίνακας 70: Τιμές του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας (Εφαρμογή της μεθόδου “Χαλάρωσης της βραχόμαζας”)

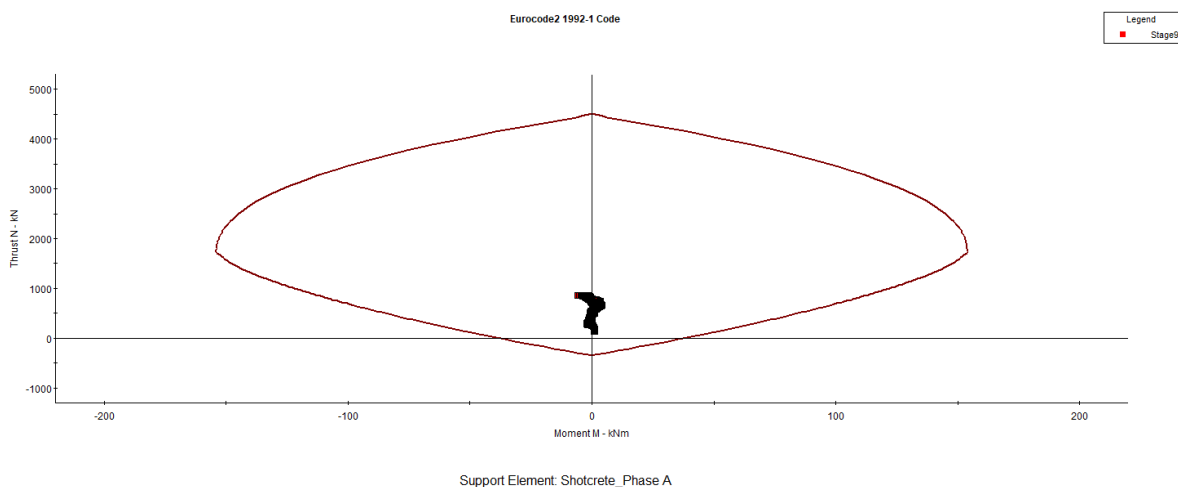
Στάδιο προσομοίωσης	λ	1- λ	E_{rm} (kPa)
1 ^ο (γεωστατικό)	0	1	1.000.000
2 ^ο και 6 ^ο ($x=0m$)	0,31	0,69	390.000
3 ^ο και 7 ^ο ($x=-1,5m$)	0,39	0,61	310.000
4 ^ο και 8 ^ο ($x=-3,0m$)	0,47	0,53	245.000

Τα χαρακτηριστικά της προσωρινής υποστήριξης για την κατηγορία SC έχουν δοθεί στην §4.2. Υπενθυμίζεται ότι οι ιδιότητες του εκτοξευόμενου σκυροδέματος δεν ενεργοποιούνται απευθείας, λόγω του φαινομένου της σταδιακής σκλήρυνσης του σκυροδέματος. Στο στάδιο τοποθέτησής του, θεωρείται ενεργοποίηση του 50% του πάχους του και 25% των μηχανικών παραμέτρων του (μέτρο ελαστικότητας, θλιπτική και εφελκυστική αντοχή). Όταν η εκσκαφή προχωρήσει σε απόσταση ίση με ένα βήμα προχώρησης, ήτοι $x=-1,5m$, θεωρείται ενεργοποίηση του 100% του πάχους του και 55% των μηχανικών του παραμέτρων, ενώ σε απόσταση ίση με δύο βήματα προχώρησης ($x=-3,0m$) επιτυγχάνεται η 100% ενεργοποίηση και της αντοχής του.

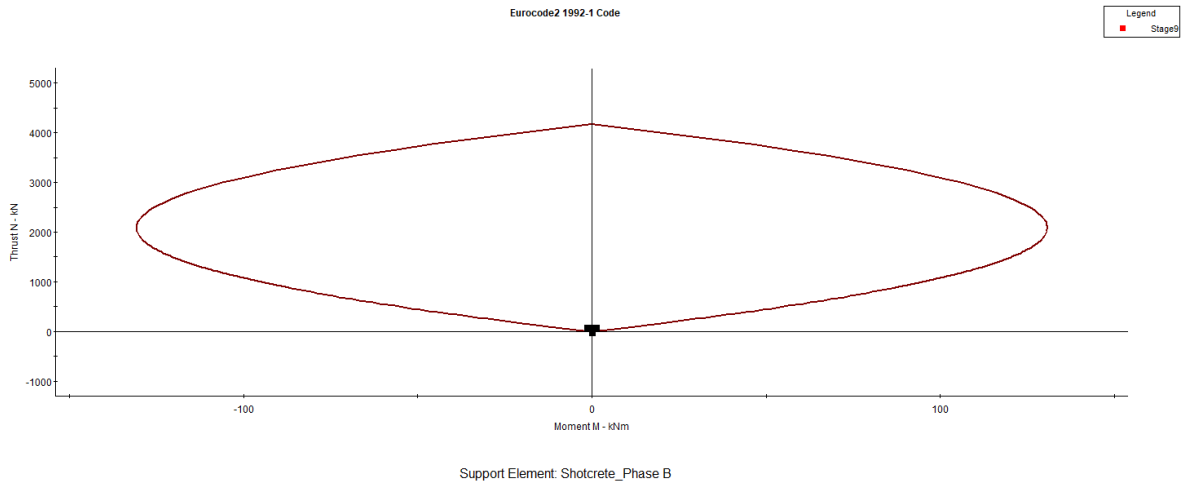
4.6.3 Αποτελέσματα

Στατική επάρκεια

Η στατική επάρκεια της διατομής ελέγχεται βάσει του Ευρωκώδικα 2 (EC2 EN – 1992). Το λογισμικό RS2 παρέχει την περιβάλλουσα αστοχίας του σκυροδέματος για τις συγκεκριμένες φορτίσεις.



Εικόνα 33: Περιβάλλουσα αστοχίας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος του θόλου και των παρειών στην τελική φάση προσομοίωσης (πλήρης εκσκαφή της σήραγγας – Τομή C-C’ – Κατηγορίας Υποστήριξης SC)

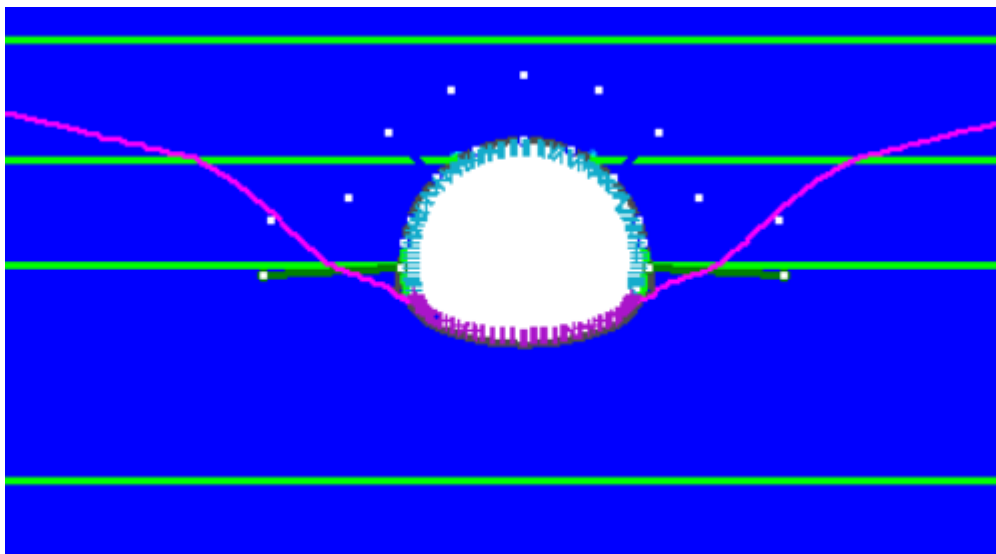


Εικόνα 34: Περιβάλλουσα ατοχίας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος του θόλου και των παρειών στην τελική φάση προσομοίωσης (πλήρης εκσκαφή της σήραγγας – Τομή C-C' – Κατηγορίας Υποστήριξης SC)

Από τα ανωτέρω σχήματα, συμπεραίνουμε ότι το πάχος και η αντοχή του εκτοξευόμενου σκυροδέματος επαρκούν και μάλιστα με υψηλό συντελεστή ασφαλείας, εφόσον όλα τα σημεία βρίσκονται πολύ μακριά από τα όρια της περιβάλλουσας και αναπτύσσονται σε αυτά πολύ μικρές ροπές και αξονικές φορτίσεις.

Πλαστική ζώνη

Όπως φαίνεται και στην ακόλουθη εικόνα, η περιβάλλουσα βραχόμαζα δεν εισέρχεται στην πλαστική ζώνη, λόγω των καλών μηχανικών χαρακτηριστικών και της επαρκούς υποστήριξης.

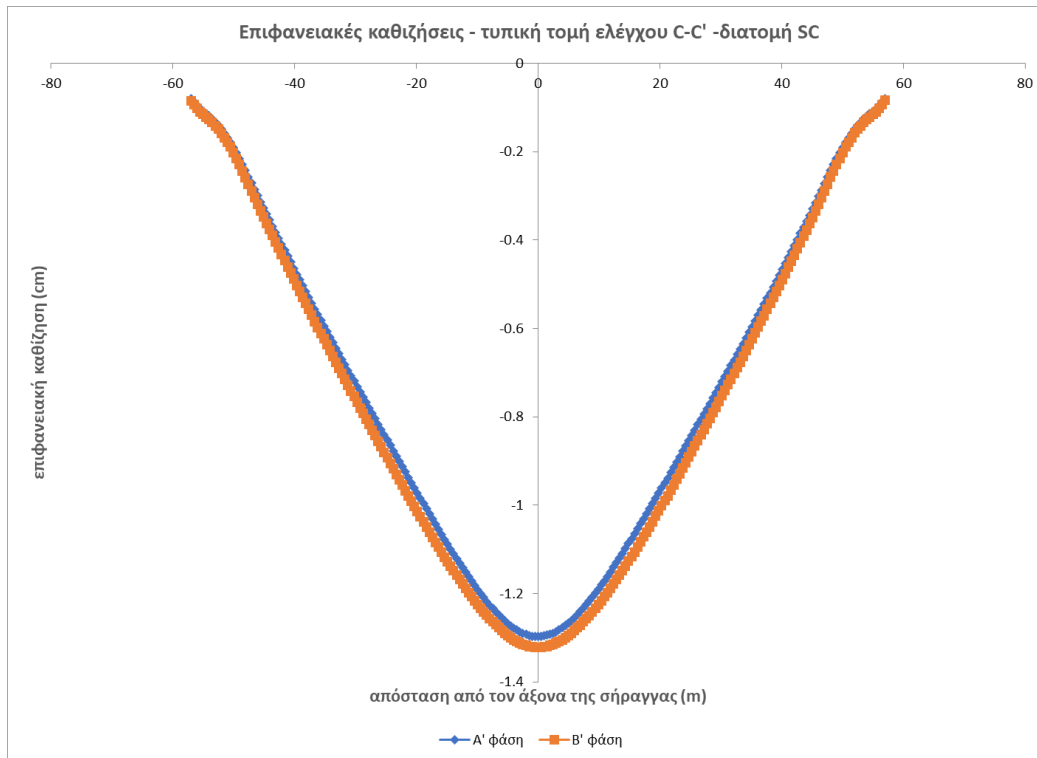


Εικόνα 35: Πλαστική ζώνη στα τοιχώματα της σήραγγας (Τομή C-C' – Κατηγορίας Υποστήριξης SC)

Καθιζήσεις στην επιφάνεια του εδάφους

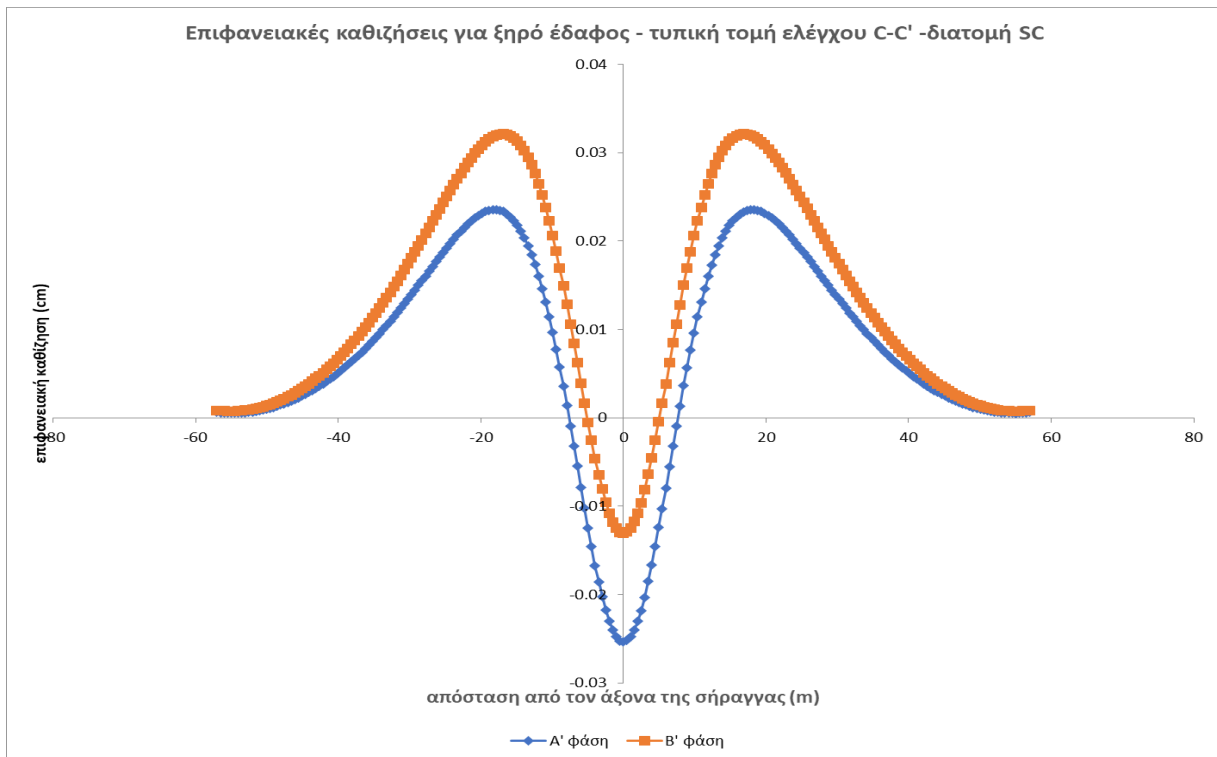
Στο διάγραμμα που ακολουθεί παρουσιάζονται οι καθιζήσεις στην επιφάνεια του εδάφους εξαιτίας της εκσκαφής και εξαιτίας του καταβιβασμού του υδροφόρου ορίζοντα, συναρτήσει της απόστασης από τον άξονα της σήραγγας. Η

μέγιστη καθίζηση προκύπτει ίση με 1,3 cm. Η τιμή αυτή είναι μικρότερη των 3cm που έχουν τεθεί ως επιτρεπόμενο όριο από την ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ και κρίνεται αποδεκτή.



Διάγραμμα 42: Επιφανειακές καθιζήσεις κατά την Α' και Β' φάση εκσκαφής. Τυπική τομή ελέγχου C-C', κατηγορίας υποστήριξης SC (στάδιο μελέτης)

Οι καθιζήσεις που λαμβάνουν χώρα αποκλειστικά εξαιτίας της εκσκαφής, θεωρώντας ξηρές συνθήκες παρουσιάζονται στο ακόλουθο διάγραμμα:



Διάγραμμα 43: Επιφανειακές καθιζήσεις για ξηρές συνθήκες – Τυπική τομή ελέγχου C-C', κατηγορία υποστήριξης SC (στάδιο μελέτης).

Από την σύγκριση των δύο διαγραμμάτων, προκύπτει ότι η μέγιστη καθίζηση λόγω καταβιβασμού του υδροφόρου ορίζοντα είναι:

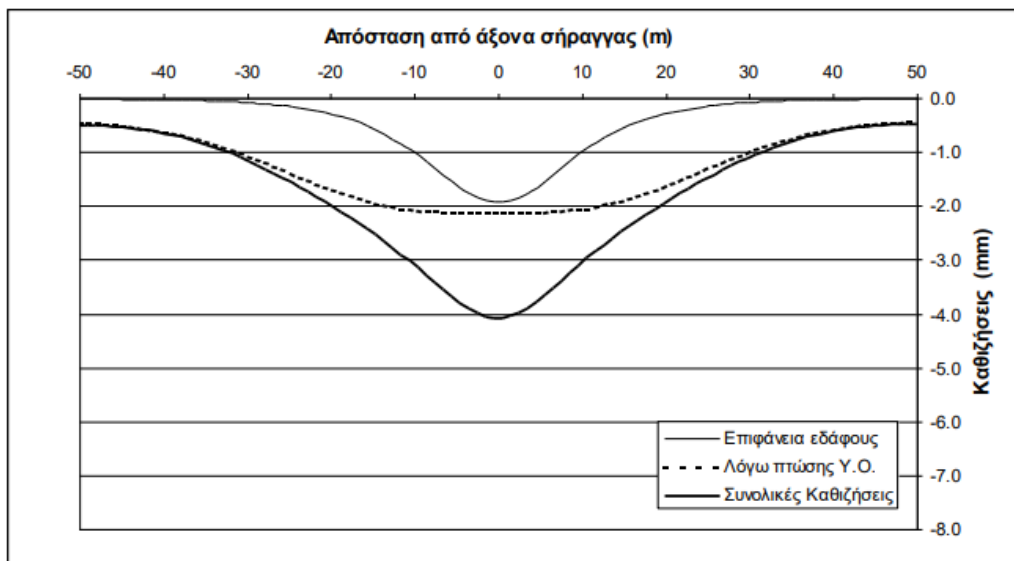
$$u_{max,y.o} = u_{max,total} - u_{max,dry} = 1,3 - 0,02 = 1,28 \text{ cm}$$

Σχεδόν ολόκληρη η τιμή της καθίζησης οφείλεται στον καταβιβασμό του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα. Αυτό εξηγείται λόγω των καλών μηχανικών χαρακτηριστικών των γεωτεχνικών ενοτήτων 2.3 και 2.4, αλλά και λόγω της αυξημένης διαπερατότητάς τους, η οποία προκύπτει από τα μικροκαρστικά έγκοιλα που εντοπίζονται στη βραχώμαζα.

4.6.4 Σύγκριση Αποτελεσμάτων

Για την κατηγορία προσωρινής υποστήριξης SC, σύμφωνα με το «Τεύχος Υπολογισμών Προσωρινής Υποστήριξης» κατά τη μελέτη υπολογίστηκαν οι καθιζήσεις που παρουσιάζονται στο κατωτέρω διάγραμμα. Παρατηρείται ότι είναι σημαντικά μικρότερες από αυτές που υπολογίστηκαν στην παρούσα εργασία, ενώ οι καθιζήσεις λόγω καταβιβασμού του υδροφόρου ορίζοντα είναι μόλις 2mm.

Η μεγάλη αυτή απόκλιση στον υπολογισμό των καθιζήσεων λόγω καταβιβασμού του υδροφόρου ορίζοντα, είναι πιθανό να οφείλεται στην μικρή απόκλιση στον υπολογισμό των συντελεστών διαπερατότητας.



Διάγραμμα 44: Καθιζήσεις στην επιφάνεια του εδάφους – εφαρμογή κατηγορίας υποστήριξης SC (Πηγή: «Τεύχος Υπολογισμών Προσωρινής Υποστήριξης», ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ).

Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται οι τιμές των καθιζήσεων όπως αυτές μελετήθηκαν στο «Τεύχος Υπολογισμών Προσωρινής Υποστήριξης» και στην παρούσα.

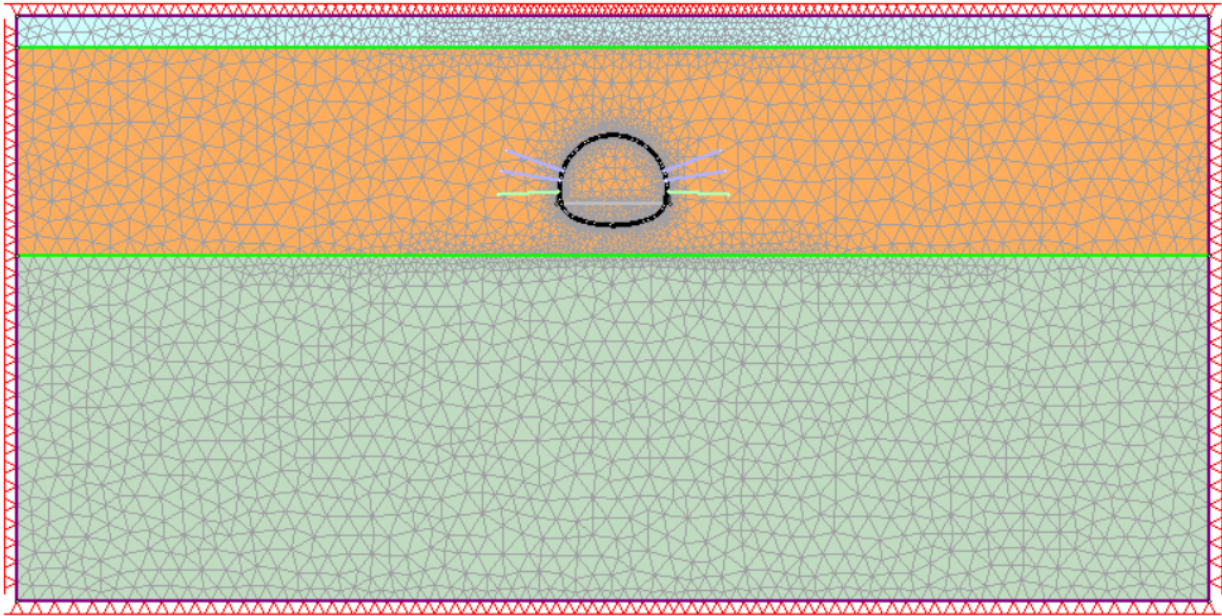
Πίνακας 71: Σύγκριση τιμών των επιφανειακών καθιζήσεων – Γ' υπομήμη μελέτης

ΜΕΛΕΤΗ	$u_{max,dry}$ (mm)	$u_{max,Y.O}$ (mm)	$u_{max,total}$ (mm)
«Τεύχος Υπολογισμών Προσωρινής Υποστήριξης»	1,9	2,15	4,05
«Συγκριτική αξιολόγηση»	0,25	12,75	13

4.7 Ανάλυση στη θέση της τυπικής τομής ελέγχου Δ-Δ'

4.7.1 Μοντέλο προσομοίωσης

Όπως προαναφέρθηκε, τα όρια του μοντέλου, η γεωμετρία της σήραγγας, η στρωματογραφία και τα πλευρικά αγκύρια σχεδιάζονται σε πρόγραμμα CAD και εισάγονται στο λογισμικό. Για την τομή Δ-Δ', στην οποία εφαρμόζεται η κατηγορία υποστήριξης SE, προκύπτει το μοντέλο προσομοίωσης που φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 36: Μοντέλο προσομοίωσης – Τυπική τομή ελέγχου Δ-Δ' – Κατηγορία υποστήριξης SE

Τα στάδια προσομοίωσης της κατασκευής ορίσθηκαν σύμφωνα με τη μέθοδο “Χαλάρωσης της βραχόμαζας” και λαμβάνοντας υπόψη τη σταδιακή σκλήρυνση του σκυροδέματος. παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Πίνακας 72: Στάδια προσομοίωσης της εκσκαφής της σήραγγας – Τομή ελέγχου Δ-Δ'

Στάδιο Προσομοίωσης	Περιγραφή
1 ^ο :	Αρχικό γεωστατικό πεδίο
2 ^ο :	Εκσκαφή της Α φάσης – Αποτόνωση της βραχόμαζας για $x=0m$.
3 ^ο :	Αποτόνωση βραχόμαζας Α φάσης για $x=-1,0m$ – Τοποθέτηση των μέτρων υποστήριξης (ενεργοποίηση $50\% \times t$ και $15\%(E, \sigma_{ci}, \sigma_{ctm})$ του εκτοξ. σκυροδέματος
4 ^ο :	Αποτόνωση βραχόμαζας Α φάσης για $x=-2,0m$ - Ενεργοποίηση $100\% \times (t)$ και $55\%(E, \sigma_{ci}, \sigma_{ctm})$ του εκτοξ. σκυροδέματος
5 ^ο :	Ολοκλήρωση της εκσκαφής Α' φάσης - Ενεργοποίηση $100\% \times (t)$ και $100\%(E, \sigma_{ci}, \sigma_{ctm})$ του εκτοξ. σκυροδέματος
6 ^ο :	Εκσκαφή της Β φάσης – Αποτόνωση της βραχόμαζας για $x=0m$.
7 ^ο :	Αποτόνωση βραχόμαζας Β φάσης για $x=-1,0m$ – Τοποθέτηση των μέτρων υποστήριξης (ενεργοποίηση $50\% \times t$ και $15\%(E, \sigma_{ci}, \sigma_{ctm})$ του εκτοξ. σκυροδέματος
8 ^ο :	Αποτόνωση βραχόμαζας Β φάσης για $x=-2,0m$ - Ενεργοποίηση $100\% \times (t)$ και $55\%(E, \sigma_{ci}, \sigma_{ctm})$ του εκτοξ. σκυροδέματος
9 ^ο :	Ολοκλήρωση της εκσκαφής της διατομής

4.7.2 Εισαγωγή γεωτεχνικών παραμέτρων και παραμέτρων προσωρινής υποστήριξης

Οι γεωτεχνικές ενότητες που απαντώνται στην τυπική διατομή σχεδιασμού Δ-Δ' παρουσιάζουν τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:

Πίνακας 73: Μηχανικά χαρακτηριστικά γεωτεχνικών ενότητων – τυπική διατομή ελέγχου Γ-Γ'

Γεωτεχνική ενότητα	γ (kN/m ³)	GSI	σ _{ci} (MPa)	E _i (MPa)	E _m (MPa)	k (m/s)	c (kPa)	φ' (°)
1.1	19	-	-	-	15	-	5	32
2.5	22,5	20	3	1300	400	1×10 ⁻⁸	31	30
3.1	24	20	13	2900	500	1×10 ⁻⁷	43	70

Οι τιμές των μηχανικών χαρακτηριστικών κάθε γεωτεχνικής ενότητας εισάγονται στο λογισμικό RS2, όπως περιγράφηκε ανωτέρω. Υπενθυμίζεται ότι οι γεωτεχνικές ενότητες 2.5 και 3.1 θεωρούνται βραχώδεις σχηματισμοί και επιλύονται με το κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown, ενώ η ενότητα 1.1 των τεχνητών αποθέσεων επιλύεται με το κριτήριο Mohr Coulomb.

Εφαρμόζοντας τις σχέσεις των Chern et al. (1998), υπολογίζεται ο κρίσιμος συντελεστής αποτόνωσης, ίσος με $\lambda_{cr}=0,61$. Υπολογίζεται το ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας της περιβάλλουσας βραχώδους (εδώ η γεωτεχνική ενότητα 2.5) σε τρεις θέσεις: ακριβώς πάνω στο μέτωπο συναρτήσεως του συντελεστή λ, με τη σχέση που παρουσιάστηκε ανωτέρω:

$$E(\lambda) = \frac{(1 - 2\nu)(1 - \lambda)}{(1 - 2\nu) + \lambda}$$

Οι τιμές του συντελεστή αποτόνωσης υπολογίστηκαν με χρησιμοποιώντας τις σχέσεις των Georgiou et al. (§4.3.1) και μαζί με τα ισοδύναμα μέτρα ελαστικότητας παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Πίνακας 74: Τιμές του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας (Εφαρμογή της μεθόδου “Χαλάρωσης της βραχώδους”)

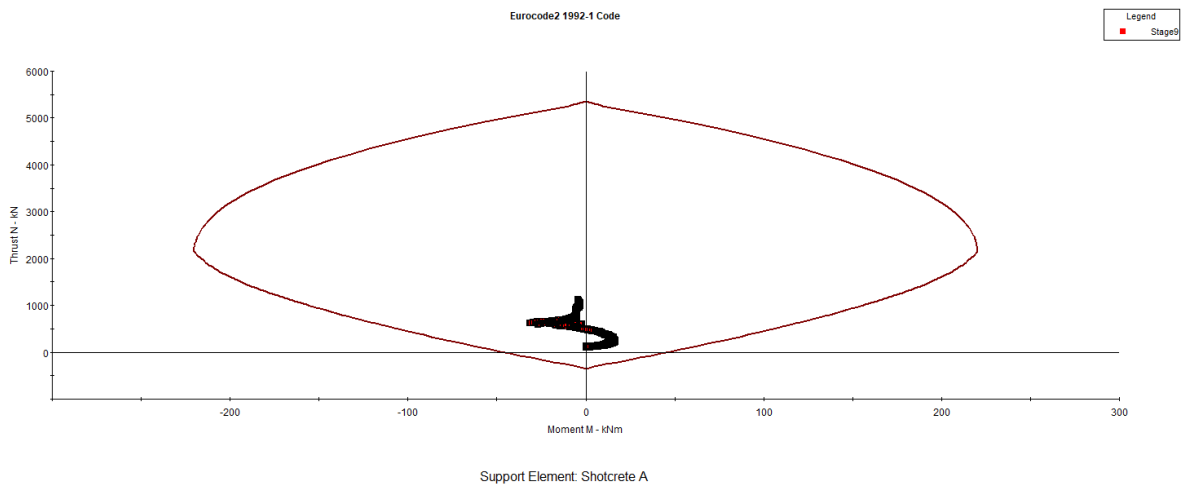
Στάδιο προσομοίωσης	λ	1-λ	E _m (kPa)
1 ^ο (γεωστατικό)	0	1	400.000
2 ^ο και 6 ^ο (χ=0m)	0,61	0,39	57.600
3 ^ο και 7 ^ο (χ=-1,5m)	0,69	0,31	41.900
4 ^ο και 8 ^ο (χ=-3,0m)	0,76	0,24	30.000

Τα χαρακτηριστικά της προσωρινής υποστήριξης για την κατηγορία SE έχουν δοθεί στην §4.2. Υπενθυμίζεται ότι οι ιδιότητες του εκτοξευόμενου σκυροδέματος δεν ενεργοποιούνται απευθείας, λόγω του φαινομένου της σταδιακής σκλήρυνσης του σκυροδέματος. Στο στάδιο τοποθέτησής του, θεωρείται ενεργοποίηση του 50% του πάχους του και 25% των μηχανικών παραμέτρων του (μέτρο ελαστικότητας, θλιπτική και εφελκυστική αντοχή). Όταν η εκσκαφή προχωρήσει σε απόσταση ίση με ένα βήμα προχώρησης, ήτοι $x=-1,0m$, θεωρείται ενεργοποίηση του 100% του πάχους του και 55% των μηχανικών του παραμέτρων, ενώ σε απόσταση ίση με δύο βήματα προχώρησης ($x=-2,0m$) επιτυγχάνεται η 100% ενεργοποίηση και της αντοχής του.

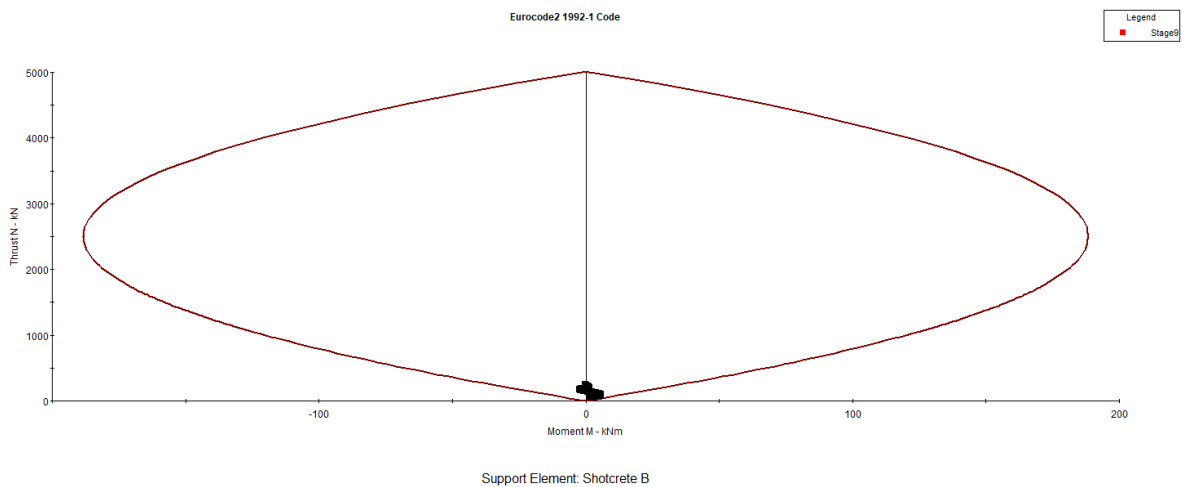
4.7.3 Αποτελέσματα

Στατική επάρκεια

Η στατική επάρκεια της διατομής ελέγχεται βάσει του Ευρωκώδικα 2 (EC2 EN – 1992). Το λογισμικό RS2 παρέχει την περιβάλλουσα αστοχίας του σκυροδέματος για τις συγκεκριμένες φορτίσεις.



Εικόνα 37: Περιβάλλουσα αστοχίας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος του θόλου και των παρειών στην τελική φάση προσομοίωσης (πλήρης εκσκαφή της σήραγγας – Τομή Δ-Δ' – Κατηγορίας Υποστήριξης SE)

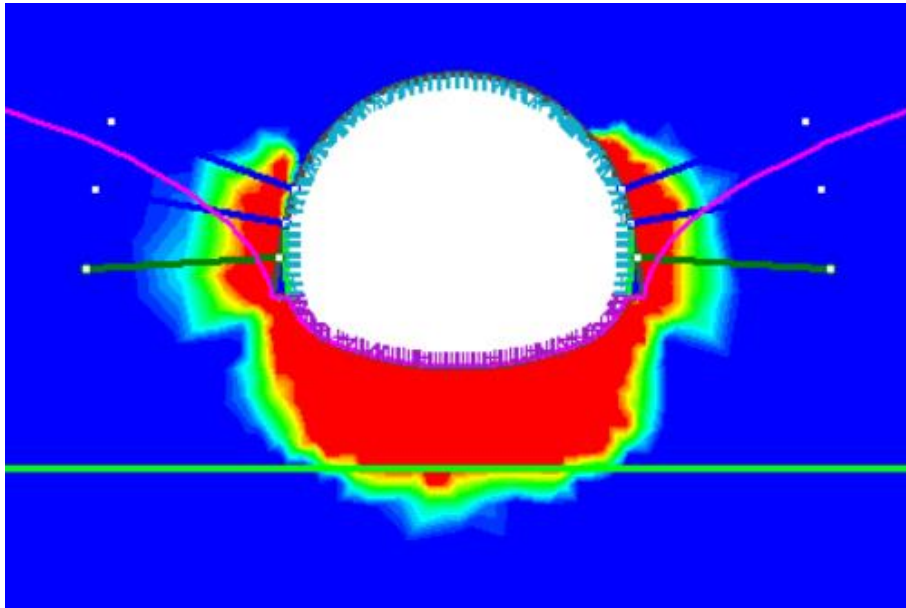


Εικόνα 38: Περιβάλλουσα αστοχίας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος του θόλου και των παρειών στην τελική φάση προσομοίωσης (πλήρης εκσκαφή της σήραγγας – Τομή Δ-Δ' – Κατηγορίας Υποστήριξης SE)

Από τα ανωτέρω σχήματα, συμπεραίνουμε ότι το πάχος και η αντοχή του εκτοξευόμενου σκυροδέματος επαρκούν και μάλιστα με υψηλό συντελεστή ασφαλείας, εφόσον όλα τα σημεία βρίσκονται πολύ μακριά από τα όρια της περιβάλλουσας και αναπτύσσονται σε αυτά πολύ μικρές ροπές και αξονικές φορτίσεις.

Πλαστική ζώνη

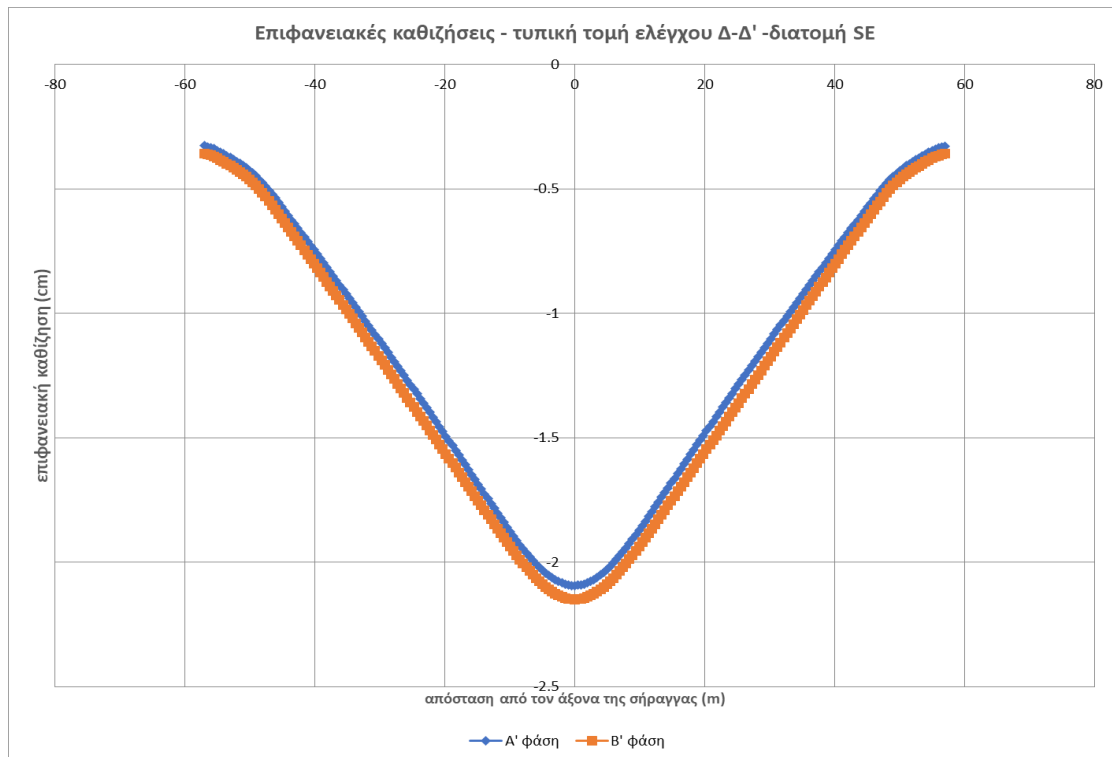
Στην ακόλουθη εικόνα παρουσιάζεται η πλαστική ζώνη που δημιουργείται πέριξ της εκσκαφής, η οποία εξασφαλίζεται ικανοποιητικά από τα αγκύρια μήκους 6,0m.



Εικόνα 39: Πλαστική ζώνη στα τοιχώματα της σήραγγας (Τομή Δ-Δ' – Κατηγορίας Υποστήριξης SE)

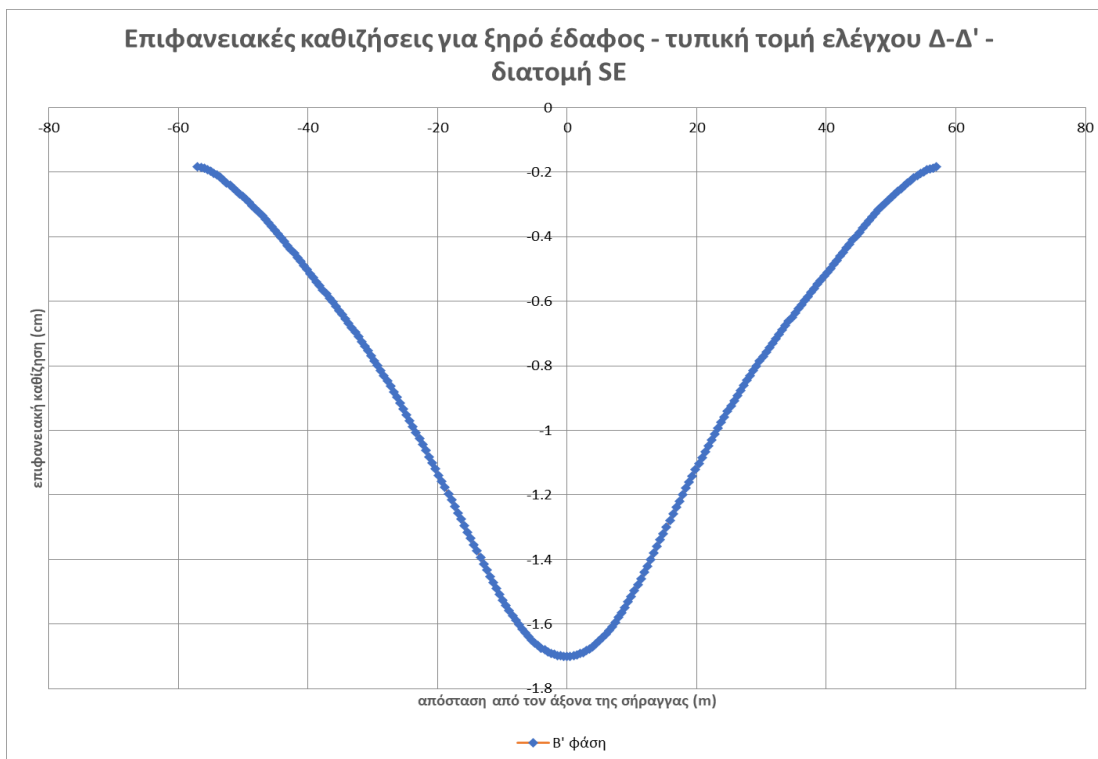
Καθιζήσεις στην επιφάνεια του εδάφους

Στο διάγραμμα που ακολουθεί παρουσιάζονται οι καθιζήσεις στην επιφάνεια του εδάφους εξαιτίας της εκσκαφής και εξαιτίας του καταβιβασμού του υδροφόρου ορίζοντα, συναρτήσει της απόστασης από τον άξονα της σήραγγας. Η μέγιστη καθίζηση προκύπτει ίση με 2,2 cm περίπου. Η τιμή αυτή είναι μικρότερη των 3cm που έχουν τεθεί ως επιτρεπόμενο όριο από την ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ και κρίνεται αποδεκτή.



Διάγραμμα 45: Επιφανειακές καθιζήσεις κατά την Α' και Β' φάση εκσκαφής. Τυπική τομή ελέγχου Δ-Δ', κατηγορίας υποστήριξης SE (στάδιο μελέτης)

Οι καθιζήσεις που λαμβάνουν χώρα αποκλειστικά εξαιτίας της εκσκαφής, θεωρώντας ξηρές συνθήκες παρουσιάζονται στο ακόλουθο διάγραμμα:



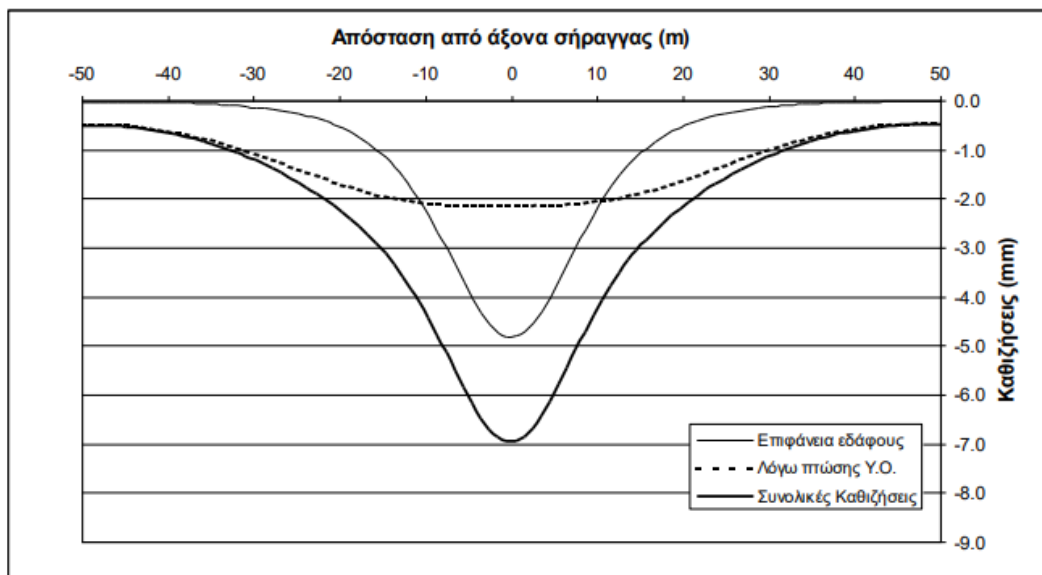
Διάγραμμα 46: Επιφανειακές καθιζήσεις για ξηρές συνθήκες – Τυπική τομή ελέγχου Δ-Δ', κατηγορία υποστήριξης SE (στάδιο μελέτης).

Από την σύγκριση των δύο διαγραμμάτων, προκύπτει ότι η μέγιστη καθίζηση λόγω καταβιβασμού του υδροφόρου ορίζοντα είναι:

$$u_{max,y.o} = u_{max,total} - u_{max,dry} = 2,2 - 1,7 = 0,5 \text{ cm}$$

4.7.4 Σύγκριση Αποτελεσμάτων

Για την κατηγορία προσωρινής υποστήριξης SE, σύμφωνα με το «Τεύχος Υπολογισμών Προσωρινής Υποστήριξης» κατά τη μελέτη υπολογίστηκαν οι καθιζήσεις που παρουσιάζονται στο κατωτέρω διάγραμμα. Παρατηρείται ότι είναι σημαντικά μικρότερες από αυτές που υπολογίστηκαν στην παρούσα εργασία, ενώ οι καθιζήσεις λόγω καταβιβασμού του υδροφόρου ορίζοντα είναι μόλις 2mm.



Διάγραμμα 47: Καθιζήσεις στην επιφάνεια του εδάφους – εφαρμογή κατηγορίας υποστήριξης SE (Πηγή: «Τεύχος Υπολογισμών Προσωρινής Υποστήριξης», ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ).

Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται οι τιμές των καθιζήσεων όπως αυτές μελετήθηκαν στο «Τεύχος Υπολογισμών Προσωρινής Υποστήριξης» και στην παρούσα.

Πίνακας 75: Σύγκριση τιμών των επιφανειακών καθιζήσεων – Α' υπομήμα μελέτης

ΜΕΛΕΤΗ	$u_{max,dry}$ (mm)	$u_{max,Y.O}$ (mm)	$u_{max,total}$ (mm)
«Τεύχος Υπολογισμών Προσωρινής Υποστήριξης»	4,8	2,15	6,95
«Συγκριτική αξιολόγηση»	17,0	5,0	22,0

5 «ΩΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΘΗ» ΣΥΝΘΗΚΕΣ

5.1 Εισαγωγή

Στο παρόν κεφάλαιο αναλύονται οι πραγματικές συνθήκες που συναντήθηκαν κατά την εκσκαφή της σήραγγας NATM «Αιγάλεω – Χαϊδάρι» και ο τρόπος που αυτές αντιμετωπίστηκαν.

Στο σχέδιο «Δεδομένα συναντηθεισών γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών “Ως κατασκευάσθη”», που πολύ γενναιόδωρα παραχωρήθηκε από την ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ, έχουν καταγραφεί οι μετακινήσεις στην επιφάνεια που σημειώθηκαν κατά την εκσκαφή της σήραγγας. Αρχικά, παρουσιάζονται οι εκτός των επιτρεπόμενων ορίων πραγματικές μετακινήσεις στην επιφάνεια του εδάφους όπως αυτές καταγράφηκαν, και εντοπίζονται οι χιλιομετρικές θέσεις στις οποίες έλαβαν χώρα, καθώς και οι αντίστοιχες απαντώμενες τεχνικογεωλογικές συνθήκες της περιβάλλουσας βραχώμαζας στη θέση αυτή (γεωτεχνική ενότητα 2.1). Η βασική περιοχή ενδιαφέροντος, όπου εκδηλώθηκαν εκτεταμένες καθιζήσεις κυμαίνεται από τη Χ.Θ. 0+460 έως τη Χ.Θ. 0+510, με τη μέγιστη τιμή να εμφανίζεται στη Χ.Θ. 0+480 και να αγγίζει τα 10 cm. Το παρόν κεφάλαιο επικεντρώνεται σε αυτό το τμήμα μελέτης.

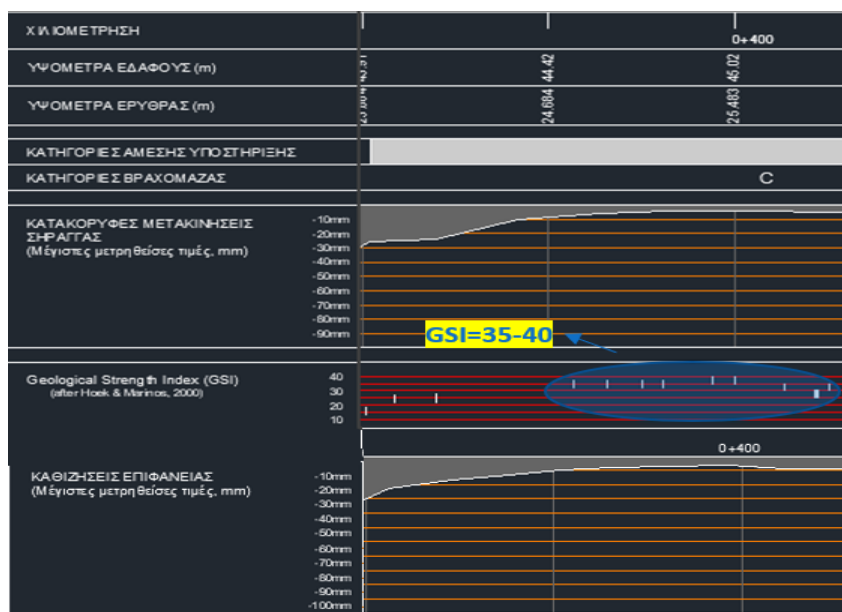
Επιπλέον, όπως προκύπτει από το σχέδιο «Δεδομένα συναντηθεισών γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών “Ως κατασκευάσθη”», δεν έγινε εφαρμογή των διατομών SC και SD σε κανένα σημείο της εκσκαφής, ενώ η διατομή SE εφαρμόστηκε σε όλο το μήκος, εκτός από το τμήμα από τη Χ.Θ. 0+415 έως Χ.Θ. 0+470, όπου εφαρμόστηκε η διατομή SSR3 τριών φάσεων, η οποία παρουσιάζεται στη συνέχεια.

5.2 Συναντηθείσες τεχνικογεωλογικές συνθήκες

Χ.Θ. 0+349 έως Χ.Θ. 0+460

Από το σχέδιο «Δεδομένα συναντηθεισών γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών “Ως κατασκευάσθη”», προκύπτει ότι τελικά η εφαρμογή διατομής σήραγγας διπλής τροχιάς ξεκίνησε στη Χ.Θ. 0+349, αντί της Χ.Θ. 0+329 όπως είχε αρχικά υπολογισθεί.

Σε αυτό το τμήμα της εκσκαφής, το οποίο αντιπροσωπεύεται από το Α' υποτμήμα μελέτης και την τυπική τομή ελέγχου Α-Α', οι συναντηθείσες τεχνικογεωλογικές συνθήκες της βραχώμαζας συμφωνούν με τη μελέτη που εκπονήθηκε για την παρούσα εργασία.



Εικόνα 40: Απόσπασμα από το σχέδιο «Δεδομένα συναντηθεισών γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών κατασκευάσθη», Χ.Θ. 0+349 έως Χ.Θ. 0+450.

“Ως

Από το απόσπασμα του σχεδίου που φαίνεται στην εικόνα 33, προκύπτει ότι η βραχώμαζα που συναντήθηκε είχε GSI= 35-40, ενώ οι κατακόρυφες μετακινήσεις της σήραγγας, καθώς και οι επιφανειακές καθιζήσεις είναι πολύ μικρές από τη Χ.Θ. 0+375 και μετά.

Οι μεγαλύτερες τιμές των καθιζήσεων από τη Χ.Θ. 0+349 έως τη Χ.Θ. 0+375, μπορεί και να αποτελούν προκαθιζήσεις λόγω της εκσκαφής σήραγγας τριπλής διατομής.

Επιπλέον, σύμφωνα με το σχέδιο, καθ' όλο το εν λόγω μήκος εφαρμόστηκε η διατομή SE.

Χ.Θ. 0+460 έως Χ.Θ. 0+510

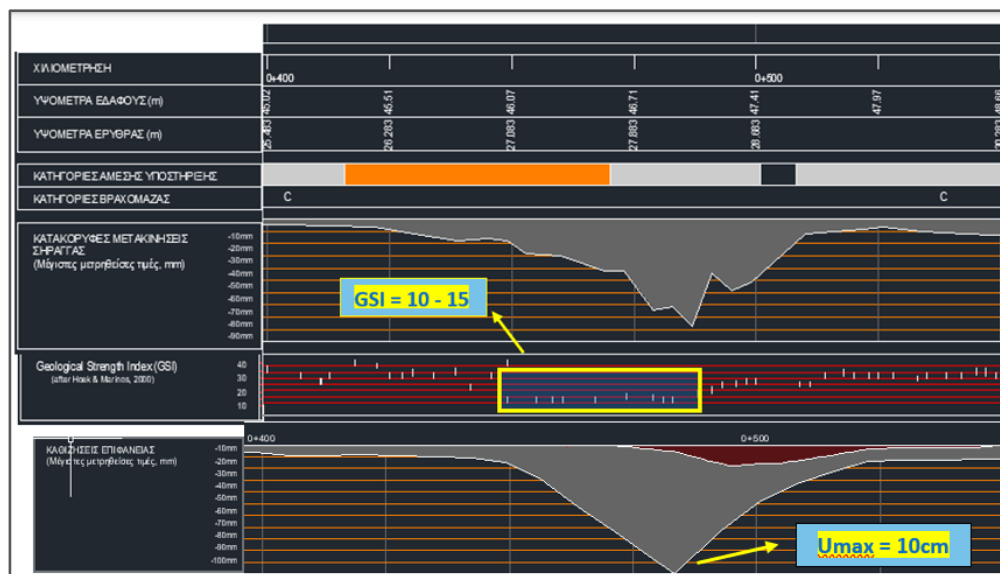
Σύμφωνα με το σχέδιο «Δεδομένα συναντηθεισών γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών “Ως κατασκευάσθη”», οι μεγαλύτερες τιμές καθιζήσεων συναντήθηκαν στα όρια του Α' και του Β' υποτμήματος μελέτης, όπως αυτά καθορίστηκαν στην §3.8 και κυρίως κατά την αρχή του Β' υποτμήματος, από τη Χ.Θ. 0+460 έως τη Χ.Θ. 0+510. Στο υπόλοιπο τμήμα οι καθιζήσεις είναι εντός των επιτρεπόμενων ορίων και στην πλειονότητα των περιπτώσεων δεν ξεπερνούν το 1 cm.

Όπως έχει προαναφερθεί στο κεφάλαιο 3, στο υποτμήμα Β' εντοπίζεται υπερκείμενα της σήραγγας ο μανδύας αποσάθρωσης της γεωτεχνικής ενότητας 2.1, ο οποίος παρουσιάζει πολύ πτωχά μηχανικά χαρακτηριστικά. Επιπρόσθετα, σε αυτό το τμήμα εντοπίζονται και οι χαμηλότερες τιμές μηχανικών παραμέτρων αντοχής της γεωτεχνικής ενότητας 2.1 σε σύγκριση με την υπόλοιπη υπό μελέτη περιοχή, η οποία αποτελεί τον περιβάλλοντα σχηματισμό της σήραγγας.

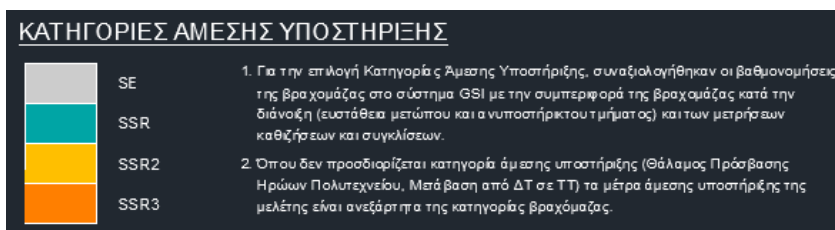
Κατά την κατασκευή, πραγματοποιούνταν παράλληλη καταγραφή της τιμής του γεωλογικού δείκτη αντοχής (GSI) της βραχώμαζας στο μέτωπο. Παρατηρείται ότι από τη Χ.Θ. 0+450, η τιμή του GSI κυμαίνεται σε ένα εύρος 10-15, με επικρατέστερη τιμή το 10. Η τιμή αυτή είναι σημαντικά χαμηλότερη από αυτήν που είχε προβλεφθεί (GSI =25

στα πλαίσια της παρούσας εργασίας και GSI = 25 – 35 σύμφωνα με το «Τεύχος Υπολογισμών Προσωρινής Υποστήριξης»).

Στην εικόνα 22, παρουσιάζεται ένα απόσπασμα από το σχέδιο «Δεδομένα συναντηθεισών γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών “Ως κατασκευάσθη”», στο οποίο παρουσιάζονται η χιλιομέτρηση, η τιμή του GSI στο μέτωπο, οι κατακόρυφες μετακινήσεις του τοιχώματος της σήραγγας από τη Χ.Θ. 0+400 έως τη Χ.Θ. 0+550 και οι αντίστοιχες καθιζήσεις στην επιφάνεια του εδάφους.



Εικόνα 41: Απόσπασμα από το σχέδιο «Δεδομένα συναντηθεισών γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών “Ως κατασκευάσθη”», Χ.Θ. 0+400 έως Χ.Θ. 0+550.



Εικόνα 42: Υπόμνημα σχεδίου «Δεδομένα συναντηθεισών γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών “Ως κατασκευάσθη”»

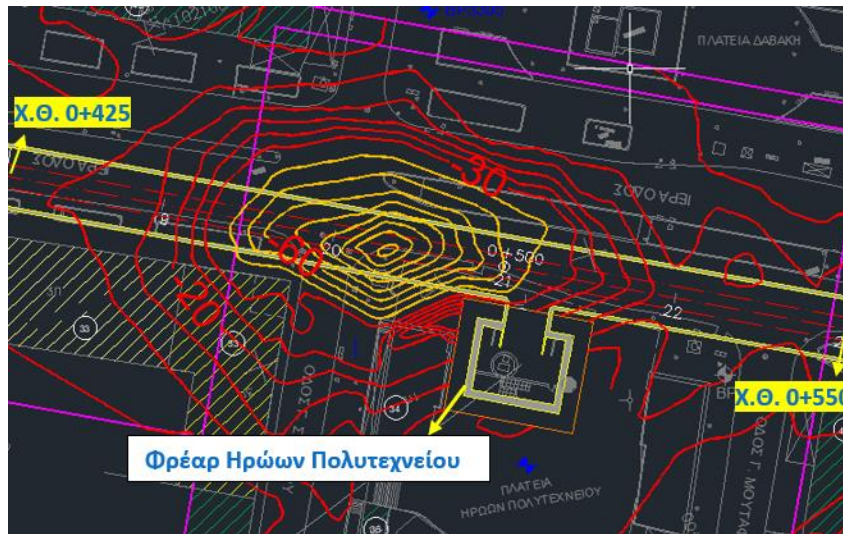
Από τις παραπάνω εικόνες, συμπεραίνονται τα εξής:

- Η βραχομάζα στο συγκεκριμένο τμήμα είχε αρχικά αξιολογηθεί ως κατηγορία C (GSI =25-35), ενώ τελικά αποδείχθηκε πολύ κατώτερης ποιότητας.
- Στη Χ.Θ. 0+450, η τιμή του GSI της βραχομάζας στο μέτωπο μειώνεται κατακόρυφα, μέχρι τη Χ.Θ. 0+480 περίπου.
- Στη Χ.Θ. 0+460, η τιμή των καθιζήσεων ξεπερνάει την τιμή των 3cm και συνεχίζεται να αυξάνεται δραστικά μέχρι τη Χ.Θ. 0+480.
- Από το υπόμνημα του σχεδίου για τις κατηγορίες προσωρινής υποστήριξης που εφαρμόστηκαν, συμπεραίνεται ότι μέχρι τη Χ.Θ. 0+420 μέχρι τη Χ.Θ. 0+470 εφαρμόστηκε η κατηγορία υποστήριξης SSR3, ενώ στη συνέχεια η διάνοιξη προχώρησε με εφαρμογή της μελετημένης διατομής κατηγορίας SE. Δε

διευκρινίζεται για ποιο λόγο εγκαταλείφθηκε η εφαρμογή της διατομής SSR3, παρόλο που οι καθιζήσεις συνέχιζαν να αυξάνουν.

- Η εφαρμογή της προσωρινής υποστήριξης κατηγορίας SSR3 ξεκίνησε πριν την εκδήλωση των καθιζήσεων. Πιθανόν, επειδή είχε προηγηθεί η κατασκευή του φρέατος Ηρώων Πολυτεχνείου, είχε αποκτηθεί εμπειρία και γνώση των πολύ πτωχών γεωτεχνικών συνθηκών σε εκείνο το τμήμα.

Στην εικόνα 24 παρουσιάζεται αποσπασμα της οριζοντιογραφίας του σχεδίου «Δεδομένα συναντηθεισών γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών “Ως κατασκευάσθη”», όπου φαίνεται η περιοχή εκδήλωσης των καθιζήσεων (Χ.Θ. 0+425 έως Χ.Θ. 0+550). Παρατηρείται ότι οι καθιζήσεις λαμβάνουν χώρα πλησίον του φρέατος Ηρώων Πολυτεχνείου.



Εικόνα 43: Οριζοντιογραφία της περιοχής εκδήλωσης καθιζήσεων (Χ.Θ. 0+425 έως Χ.Θ. 0+550)

Χ.Θ. 0+720 έως Χ.Θ. 0+800

Σύμφωνα με το σχέδιο, στο τμήμα της εκσκαφής Χ.Θ. 0+720 έως Χ.Θ. 0+800, το οποίο αντιπροσωπεύεται από το Γ' υποτμήμα μελέτης και την τυπική τομή ελέγχου C-C', οι συναντηθείσες τεχνικογεωλογικές συνθήκες της βραχώμαζας συμφωνούν με τη μελέτη που εκπονήθηκε για την παρούσα εργασία.



Εικόνα 44: Απόσπασμα από το σχέδιο «Δεδομένα συναντηθεισών γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών “Ως κατασκευάσθη”», Χ.Θ. 0+720 έως Χ.Θ. 0+800.

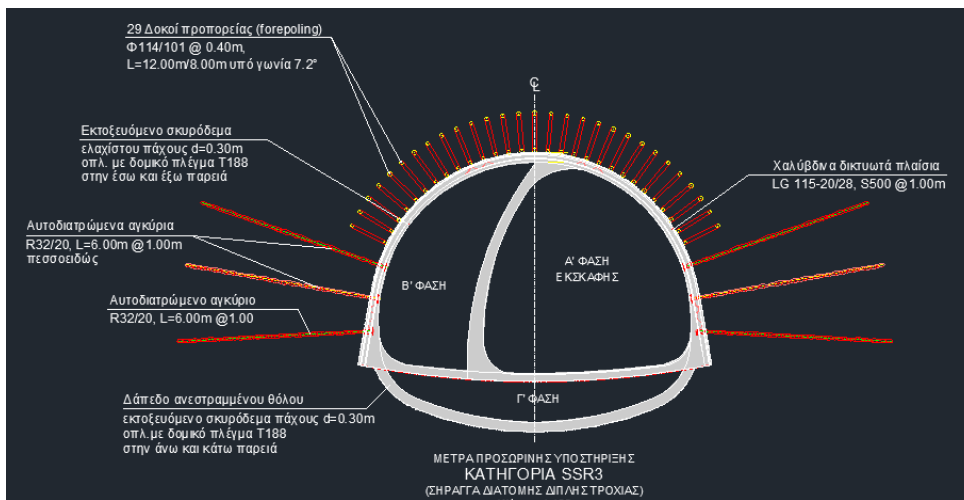
Από το απόσπασμα του σχεδίου που φαίνεται στην εικόνα 33, προκύπτει ότι η βραχώμαζα που συναντήθηκε είχε GSI= 35-40, ενώ οι κατακόρυφες μετακινήσεις της σήραγγας, καθώς και οι επιφανειακές καθιζήσεις είναι πολύ μικρές και σε κάθε περίπτωση μικρότερες των 2cm.

Επιπλέον, σύμφωνα με το σχέδιο, καθ' όλο το εν λόγω μήκος εφαρμόσθηκε η διατομή SE.

5.3 Περιγραφή διατομής SSR3

Η κατηγορία SSR δεν είχε μελετηθεί κατά την εκπόνηση υπολογισμών προσωρινής υποστήριξης. Η εφαρμογή της κρίθηκε απαραίτητη κατά την κατασκευή της σήραγγας, λόγω των πολύ έντονων φαινομένων εκδήλωσης καθιζήσεων. Αφορά πεταλοειδή διατομή με ισοδύναμη διάμετρο $D=9,5m$. Η εκσκαφή γίνεται σε τρεις φάσεις, ενώ το βήμα προχώρησης ορίζεται σε 1,0m. Σε αποστάσεις ίσες με το βήμα εκσκαφής, δηλαδή ανά 1,0m τοποθετούνται χαλύβδινα δικτυωτά πλαίσια Lattice Girder 115-20/28. Το πάχος της επένδυσης από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα είναι 0,30m. Ως οπλισμός της στρώσης του εκτοξευόμενου σκυροδέματος χρησιμοποιείται διπλό δομικό πλέγμα T188 (στην εσωτερική και στην εξωτερική παρειά). Επιπλέον, εφαρμόζονται αυτοδιατρώμενα αγκύρια μήκους 6,0m στον θόλο και στις παρειές. Για την υποστήριξη του μετώπου, τοποθετείται πυκνότερος κάρναβος αγκυρίων fiberglass, μήκους 12,0m και αλληλοεπικάλυψης 3,0m, ενώ εφαρμόζεται πιο βαρύ forepoling, με δοκούς $\Phi 114/101$, μήκους 12,0m και αλληλοεπικάλυψης 4,0m.

Στο ακόλουθο σχήμα παρουσιάζεται μία τυπική διατομή κατηγορίας SSR.



Εικόνα 45: Τυπική διατομή προσωρινής υποστήριξης κατηγορίας SSR3 (Πηγή: «Δεδομένα συναντηθεισών γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών "Ως κατασκευάσθη"», ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ)

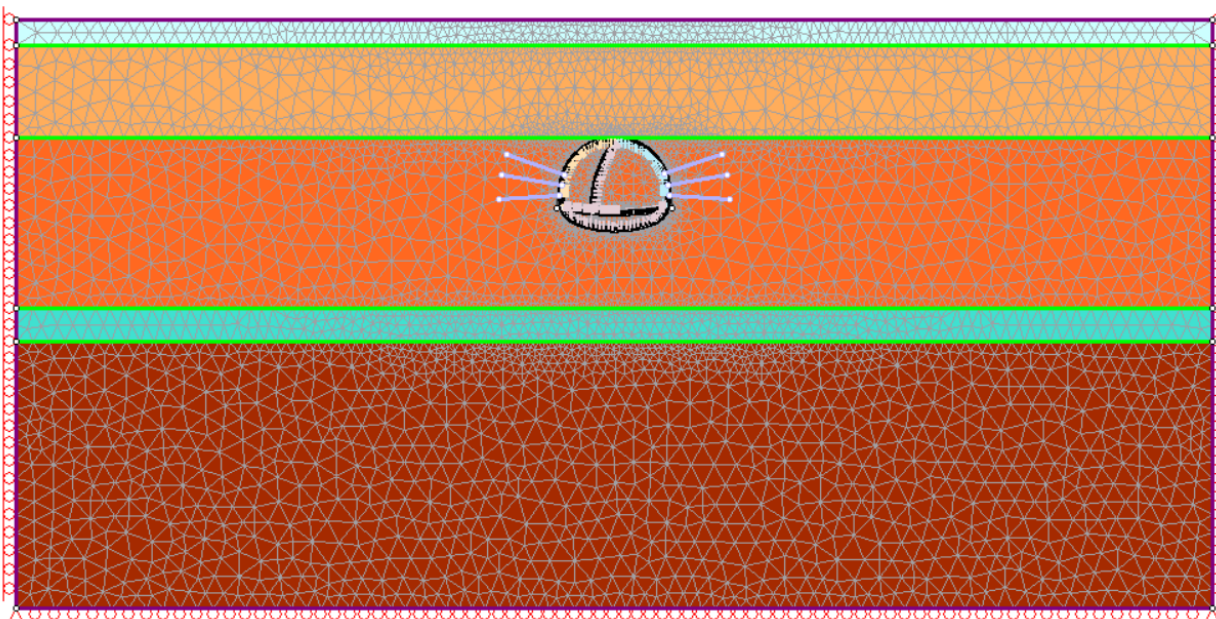
6 ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ «ΩΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΘΗ»

Ακολουθούν αναλύσεις στις θέσεις εμφάνισης των μέγιστων τιμών των επιφανειακών καθιζήσεων, με τις τελικώς εφαρμοσθείσες διατομές, δηλαδή τη διατομή SE και την «ως κατασκευασθη» διατομή SSR. Όλες οι αναλύσεις πραγματοποιούνται με το πρόγραμμα RS2 της εταιρίας Rocscience Inc. Οι αναλύσεις πραγματοποιούνται για την τυπική τομή ελέγχου B-B', η οποία περιγράφει συντηρητικά την περιοχή εκδήλωσης των καθιζήσεων.

6.1 Διατομή SSR3 (Χ.Θ. 0+415 έως Χ.Θ. 0+470)

6.1.1 Μοντέλο προσομοίωσης

Όπως προαναφέρθηκε, τα όρια του μοντέλου, η γεωμετρία της σήραγγας, η στρωματογραφία και τα πλευρικά αγκύρια σχεδιάζονται σε πρόγραμμα CAD και εισάγονται στο λογισμικό. Για την τομή B-B', στην οποία εφαρμόζεται η κατηγορία υποστήριξης SE, προκύπτει το μοντέλο προσομοίωσης που φαίνεται στην παρακάτω εικόνα. Σε αυτή την διατομή δεν εφαρμόζονται αγκύρια θόλου, διότι η διάνοιξη γίνεται κάτω από ομπρέλα δοκών προπορείας. Υπενθυμίζεται ότι η προσομοίωσή τους γίνεται με χρήση του ισοδύναμου συντελεστή αποτόνωσης σύμφωνα με τις εξισώσεις Georgiou et al. (2021).



Εικόνα 46: Μοντέλο προσομοίωσης – Τυπική τομή ελέγχου B-B' – Κατηγορία υποστήριξης SSR3

Τα στάδια προσομοίωσης της κατασκευής ορίστηκαν σύμφωνα με τη μέθοδο “Χαλάρωσης της βραχώμαζας” και λαμβάνοντας υπόψη τη σταδιακή σκλήρυνση του σκυροδέματος. παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Στάδιο Προσομοίωσης	Περιγραφή
1 ^ο :	Αρχικό γεωστατικό πεδίο
2 ^ο :	Εκσκαφή της Α φάσης – Αποτόνωση της βραχώμαζας για $x=0m$.

3 ^ο :	Αποτόνωση βραχώμαζας Α φάσης για $x=-1,0m$ – Τοποθέτηση των μέτρων υποστήριξης (ενεργοποίηση 50%×t και 15%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
4 ^ο :	Αποτόνωση βραχώμαζας Α φάσης για $x=-2,0m$ - Ενεργοποίηση 100%×(t) και 55%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
5 ^ο :	Ολοκλήρωση της Α' φάσης - Ενεργοποίηση 100%×(t) και 100%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
6 ^ο :	Καθαίρεση του side drift της Α' φάσης - εκσκαφή της Β φάσης – αποτόνωση της βραχώμαζας για $x=0m$.
7 ^ο :	Αποτόνωση βραχώμαζας Β φάσης για $x=-1,0m$ – Τοποθέτηση των μέτρων υποστήριξης (ενεργοποίηση 50%×t και 15%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
8 ^ο :	Αποτόνωση βραχώμαζας Β φάσης για $x=-2,0m$ - Ενεργοποίηση 100%×(t) και 55%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
9 ^ο :	Ολοκλήρωση της Β' φάσης - Ενεργοποίηση 100%×(t) και 100%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
10 ^ο :	Καθαίρεση του temporary invert- εκσκαφή της Γ φάσης – αποτόνωση της βραχώμαζας για $x=0m$
11 ^ο :	Αποτόνωση βραχώμαζας Γ φάσης για $x=-1,0m$ – Τοποθέτηση των μέτρων υποστήριξης (ενεργοποίηση 50%×t και 15%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
12 ^ο :	Αποτόνωση βραχώμαζας Γ φάσης για $x=-2,0m$ - Ενεργοποίηση 100%×(t) και 55%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
13 ^ο :	Ολοκλήρωση της εκσκαφής

6.1.2 Εισαγωγή γεωτεχνικών παραμέτρων και παραμέτρων προσωρινής υποστήριξης

Η διατομή SSR3 εφαρμόστηκε στην τυπική τομή ελέγχου B-B'. Οι γεωτεχνικές ενότητες που απαντώνται στην τυπική διατομή σχεδιασμού B-B' παρουσιάζουν τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:

Πίνακας 76: Μηχανικά χαρακτηριστικά γεωτεχνικών ενότητων – τυπική διατομή ελέγχου B-B'

Γεωτεχνική ενότητα	γ (kN/m ³)	GSI	σ_{ci} (MPa)	E_i (MPa)	E_{rm} (MPa)	k (m/s)	c (kPa)	ϕ' (°)
1.1	19	-	-	-	15	-	5	32
2.1A	22	15	2,0	700	120	10^{-5}	25	30
2.1	23	15	3,0	1400	200	8×10^{-6}	20	27
2.2	23	53	10,0	2700	950	1×10^{-7}	125	45

Σημειώνεται ότι στη γεωτεχνική ενότητα 2.1 εισάγονται τα χαρακτηριστικά που συναντήθηκαν κατά τη διάνοιξη, σύμφωνα με το σχέδιο «Δεδομένα συναντηθεισών γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών “Ως κατασκευάσθη”». Το GSI της ενότητας έχει τιμή 10 – 15, ενώ μειώνεται και η αντοχή σε ανεμπόδιση θλίψη του άρρηκτου βράχου από 4,5MPa σε 3,0MPa, λόγω της πολύ έντονης αποσάθρωσης που έχει επηρεάσει τη δομή και

την αντοχή του πετρώματος. Οι τιμές της ενεργούς συνοχής c' και της ενεργούς γωνίας τριβής ϕ' υπολογίσθηκαν με χρήση του προγράμματος Roclab, όπως περιγράφηκε στο κεφάλαιο 3.

Για τον προσδιορισμό του μέτρου ελαστικότητας της γεωτεχνικής ενότητας 2.1 σύμφωνα με τις συναντηθείσες συνθήκες, λαμβάνονται υπόψη οι εξής σχέσεις:

1. Hoek et al. (2002):

$$E_{rm} = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \times 10^{GSI-10/40} \text{ (GPa)}$$

2. Sonmez (2004):

$$E_{rm} = E_i \times (s^a)^{0,4}$$

Τα αποτελέσματα από την εφαρμογή των δύο σχέσεων, καθώς και η επιλεγόμενη αντιπροσωπευτική τιμή σχεδιασμού παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 77: Μέτρο ελαστικότητας της βραχόμαζας - γεωτεχνική ενότητα 2.1 (συναντηθείσες συνθήκες)

	Hoek et al. (2002) Erm (MPa)	Sonmez (2004) Erm (MPa)	Τιμή σχεδιασμού Erm (MPa)
Δ υποτομήμα μελέτης	168	231	200

Οι τιμές των μηχανικών χαρακτηριστικών κάθε γεωτεχνικής ενότητας εισάγονται στο λογισμικό RS2, όπως περιγράφηκε ανωτέρω.

Εφαρμόζοντας τις σχέσεις των Chern et al. (1998), υπολογίζεται ο κρίσιμος συντελεστής αποτόνωσης, ίσος με $\lambda_{cr}=0,54$. Ακολουθώντας, υπολογίζεται το ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας της περιβάλλουσας βραχόμαζας (εδώ η γεωτεχνική ενότητα 2.1) σε τρεις θέσεις: ακριβώς πάνω στο μέτωπο συναρτήσει του συντελεστή λ , με τη σχέση που παρουσιάστηκε ανωτέρω:

$$E(\lambda) = \frac{(1 - 2\nu)(1 - \lambda)}{(1 - 2\nu) + \lambda}$$

Οι τιμές του συντελεστή αποτόνωσης υπολογίσθηκαν χρησιμοποιώντας τις σχέσεις των Georgiou et al. (§4.3.1). Οι τιμές του συντελεστή αποτόνωσης, καθώς και τα ισοδύναμα μέτρα ελαστικότητας παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Πίνακας 78: Τιμές του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας (Εφαρμογή της μεθόδου “Χαλάρωσης της βραχόμαζας”)

Στάδιο προσομοίωσης	λ	E_m (kPa)
1 ^ο (γεωστατικό)	0	200.000
2 ^ο , 6 ^ο και 10 ^ο ($\chi=0m$)	0,64	30.000

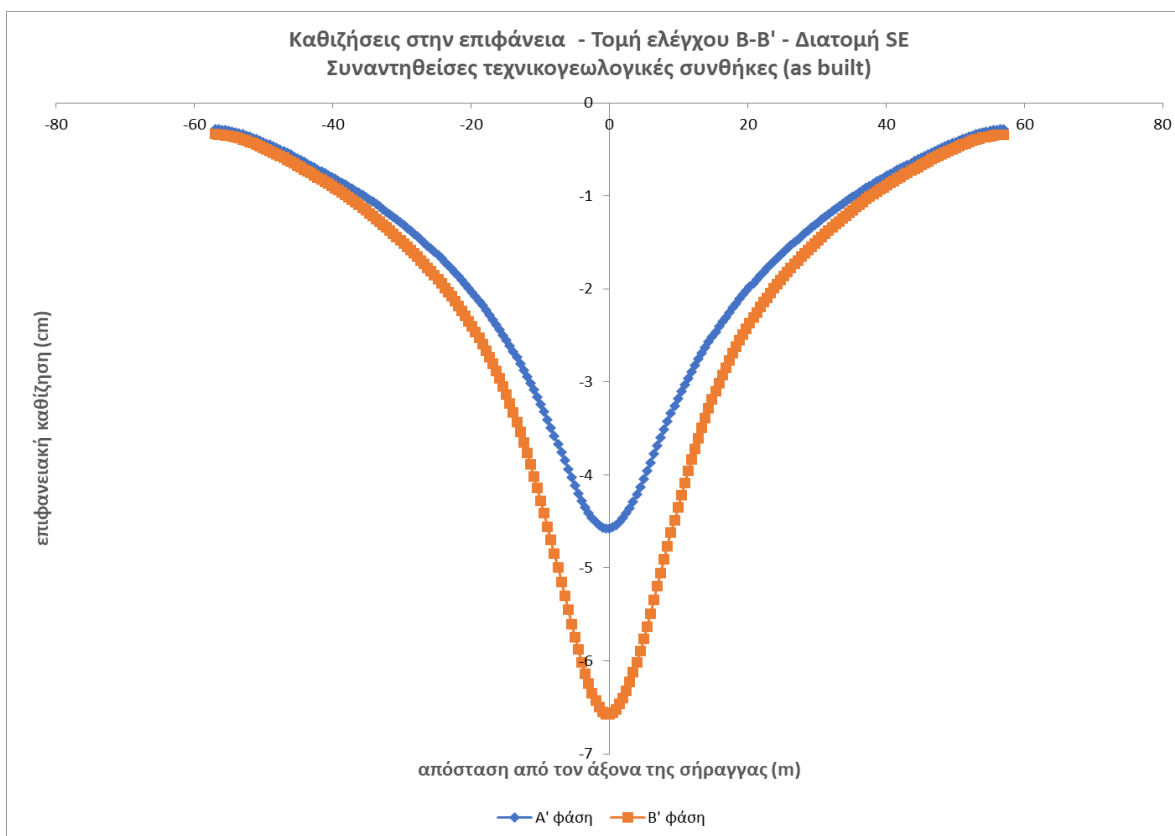
Στάδιο προσομοίωσης	λ	E_m (kPa)
3 ^ο , 7 ^ο και 11 ^ο ($x=-1,0m$)	0,72	22.000
4 ^ο , 8 ^ο και 12 ^ο ($x=-2,0m$)	0,80	15.000

Τα χαρακτηριστικά της προσωρινής υποστήριξης για την κατηγορία SSR3 έχουν δοθεί στην §5.3. Υπενθυμίζεται ότι οι ιδιότητες του εκτοξευόμενου σκυροδέματος δεν ενεργοποιούνται απευθείας, λόγω του φαινομένου της σταδιακής σκλήρυνσης του σκυροδέματος. Στο στάδιο τοποθέτησής του, θεωρείται ενεργοποίηση του 50% του πάχους του και 25% των μηχανικών παραμέτρων του (μέτρο ελαστικότητας, θλιπτική και εφελκυστική αντοχή). Όταν η εκσκαφή προχωρήσει σε απόσταση ίση με ένα βήμα προχώρησης, ήτοι $x=1,0m$, θεωρείται ενεργοποίηση του 100% του πάχους του και 55% των μηχανικών του παραμέτρων, ενώ σε απόσταση ίση με δύο βήματα προχώρησης ($x=2,0m$) επιτυγχάνεται η 100% ενεργοποίηση και της αντοχής του.

6.1.3 Αποτελέσματα

Καθιζήσεις επιφανείας

Στο ακόλουθο διάγραμμα παρουσιάζονται οι καθιζήσεις επιφανείας για την τομή ελέγχου B-B', όπως αυτές προέκυψαν κατά την επίλυση με το λογισμικό RS2, για τις τεχνικογεωλογικές και γεωτεχνικές συνθήκες όπως αυτές συναντήθηκαν κατά την εκσκαφή της σήραγγας. Η μέγιστη τιμή της καθίζησης προκύπτει ίση με 6,6cm. Η τιμή αυτή έρχεται σε συμφωνία με τα δεδομένα που λαμβάνονται από το σχέδιο «Δεδομένα συναντηθεισών γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών "Ως κατασκευάσθη"».



Εικόνα 47: Επιφανειακές καθιζήσεις -τυπική τομή ελέγχου Β-Β' (δεδομένα «ως κατασκευάσθη»)

Στο ακόλουθο διάγραμμα παρουσιάζονται οι καθιζήσεις επιφανείας για την τομή ελέγχου Β-Β', όπως αυτές προέκυψαν κατά την επίλυση με το λογισμικό RS2, για τις τεχνικογεωλογικές και γεωτεχνικές συνθήκες όπως αυτές συναντήθηκαν κατά την εκσκαφή της σήραγγας. Η μέγιστη τιμή της καθιζήσης προκύπτει ίση με 6,6cm. Η τιμή αυτή έρχεται σε συμφωνία με τα δεδομένα που λαμβάνονται από το σχέδιο «Δεδομένα συναντηθεισών γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών “Ως κατασκευάσθη”».

6.2 Διατομή SE (Χ.Θ. 0+470 έως Χ.Θ. 0+515)

6.2.1 Μοντέλο προσομοίωσης

Το μοντέλο προσομοίωσης είναι ακριβώς ίδιο με αυτό που περιγράφηκε στην §4.5.1. Η γεωμετρία της σήραγγας, τα όρια του μοντέλου, η στρωματογραφία και το μήκος των πλευρικών αγκυριών παραμένουν ίδια, ενώ η προσομοίωση των αγκυριών fiberglass γίνεται με χρήση του ισοδύναμου συντελεστή αποτόνωσης σύμφωνα με τις εξισώσεις Georgiou et al. (2021). Επιπλέον, παραμένουν ίδια τα στάδια της προσομοίωσης, τα οποία παρουσιάζονται εκ νέου στον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 79: Στάδια προσομοίωσης της εκσκαφής της σήραγγας – Τομή ελέγχου Β-Β'

Στάδιο Προσομοίωσης	Περιγραφή
1 ^ο :	Αρχικό γεωστατικό πεδίο

2 ^ο :	Εκσκαφή της Α φάσης – Αποτόνωση της βραχώμαζας για $x=0m$.
3 ^ο :	Αποτόνωση βραχώμαζας Α φάσης για $x=-1,0m$ – Τοποθέτηση των μέτρων υποστήριξης (ενεργοποίηση 50%×t και 15%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
4 ^ο :	Αποτόνωση βραχώμαζας Α φάσης για $x=-2,0m$ - Ενεργοποίηση 100%×(t) και 55%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
5 ^ο :	Ολοκλήρωση της εκσκαφής Α' φάσης - Ενεργοποίηση 100%×(t) και 100%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
6 ^ο :	Εκσκαφή της Β φάσης – Αποτόνωση της βραχώμαζας για $x=0m$.
7 ^ο :	Αποτόνωση βραχώμαζας Β φάσης για $x=-1,0m$ – Τοποθέτηση των μέτρων υποστήριξης (ενεργοποίηση 50%×t και 15%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
8 ^ο :	Αποτόνωση βραχώμαζας Β φάσης για $x=-2,0m$ - Ενεργοποίηση 100%×(t) και 55%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
9 ^ο :	Ολοκλήρωση της εκσκαφής της διατομής

6.2.2 Εισαγωγή γεωτεχνικών παραμέτρων και παραμέτρων προσωρινής υποστήριξης

Οι γεωτεχνικές ενότητες που απαντώνται στην τυπική διατομή σχεδιασμού Β-Β' παρουσιάζουν τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:

Πίνακας 80: Μηχανικά χαρακτηριστικά γεωτεχνικών ενότητων όπως συναντήθηκαν– τυπική διατομή ελέγχου Β-Β'

Γεωτεχνική ενότητα	γ (kN/m ³)	GSI	σ_{ci} (MPa)	E_i (MPa)	E_m (MPa)	k (m/s)	c (kPa)	ϕ' (°)
1.1	19	-	-	-	15	-	5	32
2.1A	22	15	2,0	700	110	10 ⁻⁵	25	30
2.1	23	15	3,0	1400	200	8×10 ⁻⁶	30	30
2.3	24,5	48	20	10000	3000	1×10 ⁻⁵	45	180
2.2	23	53	10,0	2700	950	1×10 ⁻⁷	125	45

Οι υπολογισμοί των γεωτεχνικών παραμέτρων της ενότητας 2.1, σύμφωνα με τις συναντηθείσες συνθήκες παρουσιάστηκαν στην §6.1.2.

Οι τιμές του συντελεστή αποτόνωσης υπολογίστηκαν με χρησιμοποιώντας τις σχέσεις των Georgiou et al. (§4.3.1). Οι τιμές του συντελεστή αποτόνωσης, καθώς και τα ισοδύναμα μέτρα ελαστικότητας για τη γεωτεχνική ενότητα 2.1 παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Πίνακας 81: Τιμές του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας (Εφαρμογή της μεθόδου “Χαλάρωσης της βραχόμαζας”)

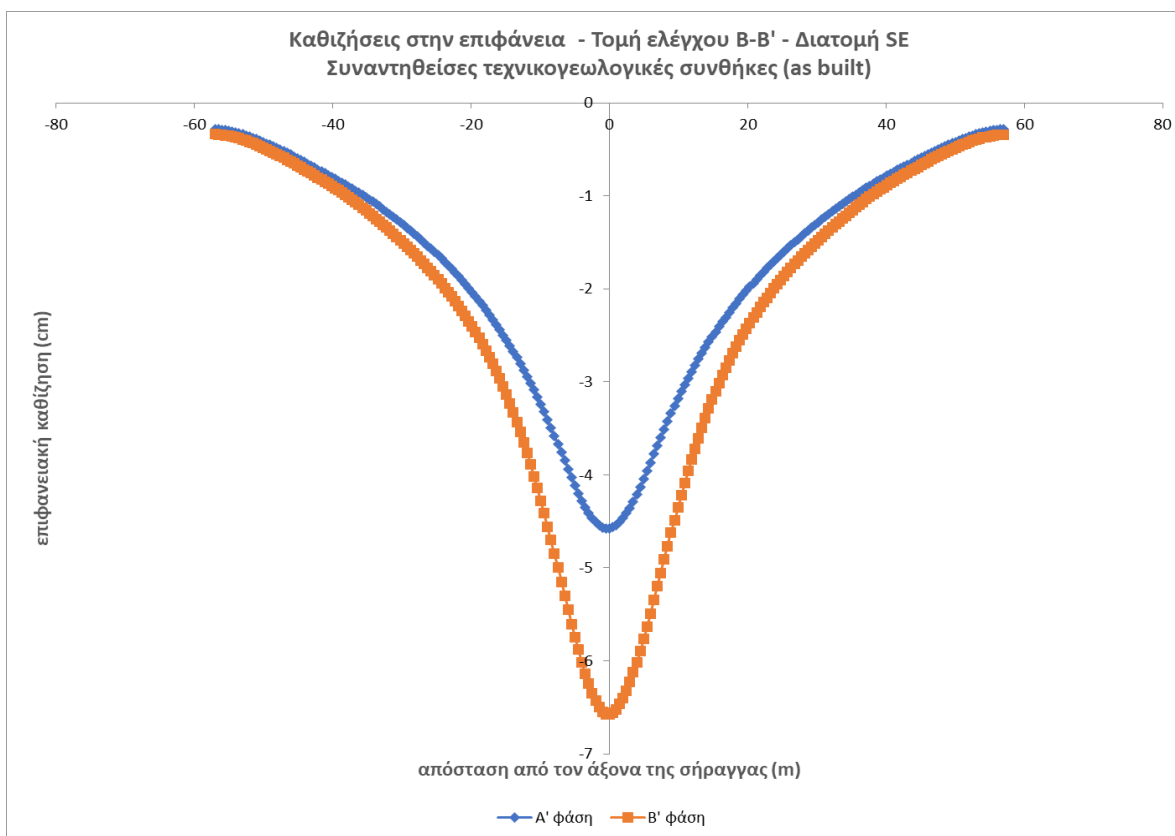
Στάδιο προσομοίωσης	λ	1- λ	E_m (kPa)
1 ^ο (γεωστατικό)	0	1	200.000
2 ^ο και 6 ^ο ($x=0m$)	0,64	0,36	30.000
3 ^ο και 7 ^ο ($x=-1,0m$)	0,72	0,28	22.000
4 ^ο και 8 ^ο ($x=-2,0m$)	0,80	0,20	15.000

Τα χαρακτηριστικά της προσωρινής υποστήριξης για την κατηγορία SE έχουν δοθεί στην §4.2. Υπενθυμίζεται ότι οι ιδιότητες του εκτοξευόμενου σκυροδέματος δεν ενεργοποιούνται απευθείας, λόγω του φαινομένου της σταδιακής σκλήρυνσης του σκυροδέματος. Στο στάδιο τοποθέτησής του, θεωρείται ενεργοποίηση του 50% του πάχους του και 25% των μηχανικών παραμέτρων του (μέτρο ελαστικότητας, θλιπτική και εφελκυστική αντοχή). Όταν η εκσκαφή προχωρήσει σε απόσταση ίση με ένα βήμα προχώρησης, ήτοι $x=1,0m$, θεωρείται ενεργοποίηση του 100% του πάχους του και 55% των μηχανικών του παραμέτρων, ενώ σε απόσταση ίση με δύο βήματα προχώρησης ($x=2,0m$) επιτυγχάνεται η 100% ενεργοποίηση και της αντοχής του.

6.2.3 Αποτελέσματα

Καθιζήσεις επιφανείας

Στο ακόλουθο διάγραμμα παρουσιάζονται οι καθιζήσεις επιφανείας για την τομή ελέγχου B-B', όπως αυτές προέκυψαν κατά την επίλυση με το λογισμικό RS2, για τις τεχνικογεωλογικές και γεωτεχνικές συνθήκες όπως αυτές συναντήθηκαν κατά την εκσκαφή της σήραγγας. Η μέγιστη τιμή της καθίζησης προκύπτει ίση με 6,6cm. Η τιμή αυτή έρχεται σε συμφωνία με τα δεδομένα που λαμβάνονται από το σχέδιο «Δεδομένα συναντηθεισών γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών “Ως κατασκευάσθη”».



Εικόνα 48: Επιφανειακές καθιζήσεις -τυπική τομή ελέγχου B-B' (δεδομένα «ως κατασκευάσθη»)

6.3 Διατομή SE (Χ.Θ. 0+349 έως Χ.Θ. 0+415)

6.3.1 Μοντέλο προσομοίωσης

Το μοντέλο προσομοίωσης είναι ακριβώς ίδιο με αυτό που περιγράφηκε στην §4.5.1. Η γεωμετρία της σήραγγας, τα όρια του μοντέλου και το μήκος των πλευρικών αγκυριών παραμένουν ίδια, ενώ η προσομοίωση των αγκυριών fiberglass γίνεται με χρήση του ισοδύναμου συντελεστή αποτόνωσης σύμφωνα με τις εξισώσεις Georgiou et al. (2021). Εισάγεται η στρωματογραφία της τυπικής τομής ελέγχου A-A', η οποία καλύπτει τις συγκεκριμένες χιλιομετρικές θέσεις. Επιπλέον, παραμένουν ίδια τα στάδια της προσομοίωσης, τα οποία παρουσιάζονται εκ νέου στον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 82: Στάδια προσομοίωσης της εκσκαφής της σήραγγας – Τομή ελέγχου A-A'

Στάδιο Προσομοίωσης	Περιγραφή
1 ^ο :	Αρχικό γεωστατικό πεδίο
2 ^ο :	Εκσκαφή της Α φάσης – Αποτόνωση της βραχώμαζας για $x=0m$.
3 ^ο :	Αποτόνωση βραχώμαζας Α φάσης για $x=-1,0m$ – Τοποθέτηση των μέτρων υποστήριξης (ενεργοποίηση 50% $\times t$ και 15%($E, \sigma_{ci}, \sigma_{ctm}$) του εκτοξ. σκυροδέματος)

4 ^ο	Αποτόνωση βραχώμαζας Α φάσης για $x=-2,0m$ - Ενεργοποίηση 100%*(t) και 55%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
5 ^ο :	Ολοκλήρωση της εκσκαφής Α' φάσης - Ενεργοποίηση 100%*(t) και 100%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
6 ^ο :	Εκσκαφή της Β φάσης – Αποτόνωση της βραχώμαζας για $x=0m$.
7 ^ο :	Αποτόνωση βραχώμαζας Β φάσης για $x=-1,0m$ – Τοποθέτηση των μέτρων υποστήριξης (ενεργοποίηση 50%*t και 15%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
8 ^ο :	Αποτόνωση βραχώμαζας Β φάσης για $x=-2,0m$ - Ενεργοποίηση 100%*(t) και 55%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
9 ^ο :	Ολοκλήρωση της εκσκαφής της διατομής

6.3.2 Εισαγωγή γεωτεχνικών παραμέτρων και παραμέτρων προσωρινής υποστήριξης

Οι γεωτεχνικές ενότητες που απαντώνται από τη Χ.Θ. 0+349 έως τη Χ.Θ. 0+415 (περιγράφονται από την τυπική τομή ελέγχου Α-Α') παρουσιάζουν τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:

Πίνακας 83: Μηχανικά χαρακτηριστικά γεωτεχνικών ενότητων όπως συναντήθηκαν– τυπική διατομή ελέγχου Β-Β'

Γεωτεχνική ενότητα	γ (kN/m ³)	GSI	σ_{ci} (MPa)	E_i (MPa)	E_{rm} (MPa)	k (m/s)	c (kPa)	ϕ' (°)
1.1	19	-	-	-	15	-	5	32
2.1	23	30	3,0	1400	450	1×10^{-6}	43	34
2.2	23	53	10,0	2700	950	1×10^{-7}	125	45

Για την γεωτεχνική ενότητα 2.1, που αποτελεί τον περιβάλλοντα σχηματισμό της σήραγγας, εισάγεται η δυσμενέστερη τιμή GSI από το εύρος που προέκυψε κατά την εκσκαφή (GSI=30-40), σύμφωνα με το σχέδιο «Δεδομένα συναντηθεισών γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών “Ως κατασκευάσθη”».

Οι υπολογισμοί των γεωτεχνικών παραμέτρων της ενότητας 2.1, σύμφωνα με τις συναντηθείσες συνθήκες παρουσιάστηκαν στην §6.1.2.

Οι τιμές του συντελεστή αποτόνωσης υπολογίσθηκαν με χρησιμοποιώντας τις σχέσεις των Georgiou et al. (§4.3.1). Οι τιμές του συντελεστή αποτόνωσης, καθώς και τα ισοδύναμα μέτρα ελαστικότητας για τη γεωτεχνική ενότητα 2.1 παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Πίνακας 84: Τιμές του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας (Εφαρμογή της μεθόδου “Χαλάρωσης της βραχώμαζας”)

Στάδιο προσομοίωσης	λ	1- λ	E_{rm} (kPa)
1 ^ο (γεωστατικό)	0	1	450.000

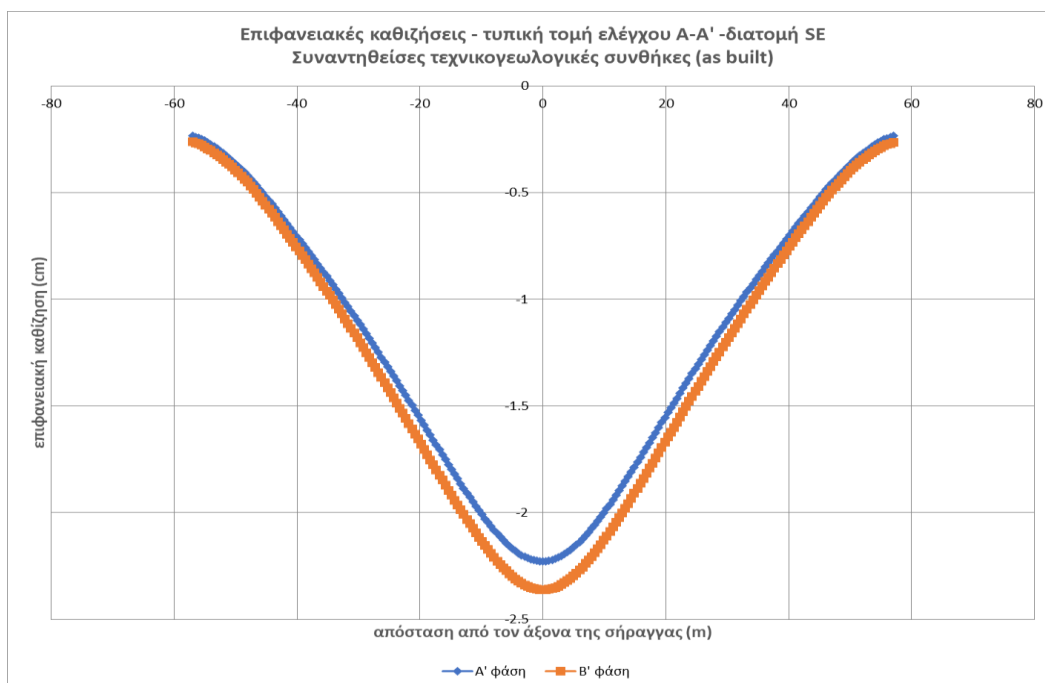
Στάδιο προσομοίωσης	λ	1- λ	E_m (kPa)
2ο και 6ο ($x=0m$)	0,53	0,47	90.000
3ο και 7ο ($x=-1,0m$)	0,58	0,42	76.000
4ο και 8ο ($x=-2,0m$)	0,65	0,35	59.000

Τα χαρακτηριστικά της προσωρινής υποστήριξης για την κατηγορία SE έχουν δοθεί στην §4.2. Υπενθυμίζεται ότι οι ιδιότητες του εκτοξευόμενου σκυροδέματος δεν ενεργοποιούνται απευθείας, λόγω του φαινομένου της σταδιακής σκλήρυνσης του σκυροδέματος. Στο στάδιο τοποθέτησής του, θεωρείται ενεργοποίηση του 50% του πάχους του και 25% των μηχανικών παραμέτρων του (μέτρο ελαστικότητας, θλιπτική και εφελκυστική αντοχή). Όταν η εκσκαφή προχωρήσει σε απόσταση ίση με ένα βήμα προχώρησης, ήτοι $x=1,0m$, θεωρείται ενεργοποίηση του 100% του πάχους του και 55% των μηχανικών του παραμέτρων, ενώ σε απόσταση ίση με δύο βήματα προχώρησης ($x=2,0m$) επιτυγχάνεται η 100% ενεργοποίηση και της αντοχής του.

6.3.3 Αποτελέσματα

Καθιζήσεις επιφανείας

Στο ακόλουθο διάγραμμα παρουσιάζονται οι καθιζήσεις επιφανείας για την τομή ελέγχου B-B', όπως αυτές προέκυψαν κατά την επίλυση με το λογισμικό RS2, για τις τεχνικογεωλογικές και γεωτεχνικές συνθήκες όπως αυτές συναντήθηκαν κατά την εκσκαφή της σήραγγας. Η μέγιστη τιμή της καθίζησης προκύπτει ίση με 2,3cm. Η τιμή αυτή έρχεται σε συμφωνία με τα δεδομένα που λαμβάνονται από το σχέδιο «Δεδομένα συναντηθεισών γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών "Ως κατασκευάσθη"».



Εικόνα 49: Επιφανειακές καθιζήσεις -τυπική τομή ελέγχου A-A''(δεδομένα «ως κατασκευάσθη»)

Όπως έχει διαπιστωθεί και στην παράγραφο §4.4, στο

6.4 Διατομή SE (Γ' υποτμήμα μελέτης)

6.4.1 Μοντέλο προσομοίωσης

Το μοντέλο προσομοίωσης είναι σχεδόν πανομοιότυπο με αυτό που περιγράφηκε στην §4.6.1. Η γεωμετρία της σήραγγας, τα όρια του μοντέλου, η στρωματογραφία παραμένουν ίδια, ενώ η προσομοίωση των αγκυρίων fiberglass γίνεται με χρήση του ισοδύναμου συντελεστή αποτόνωσης σύμφωνα με τις εξισώσεις Georgiou et al. (2021). Επίσης μεταβάλλεται ο αριθμός των αγκυρίων, καθώς στη διατομή SE δεν τοποθετούνται αγκύρια στο θόλο, λόγω της ύπαρξης ομπρέλας δοκών προπορείας. Τα αγκύρια έχουν μήκος 6,0m. Επιπλέον, παραμένουν ίδια τα στάδια της προσομοίωσης, τα οποία παρουσιάζονται εκ νέου στον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 85: Στάδια προσομοίωσης της εκσκαφής της σήραγγας – Τομή ελέγχου C-C'

Στάδιο Προσομοίωσης	Περιγραφή
1 ^ο :	Αρχικό γεωστατικό πεδίο
2 ^ο :	Εκσκαφή της Α φάσης – Αποτόνωση της βραχόμαζας για $x=0m$.
3 ^ο :	Αποτόνωση βραχόμαζας Α φάσης για $x=-1,0m$ – Τοποθέτηση των μέτρων υποστήριξης (ενεργοποίηση 50%*(t) και 15%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
4 ^ο :	Αποτόνωση βραχόμαζας Α φάσης για $x=-2,0m$ - Ενεργοποίηση 100%*(t) και 55%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
5 ^ο :	Ολοκλήρωση της εκσκαφής Α' φάσης - Ενεργοποίηση 100%*(t) και 100%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος

6°:	Εκσκαφή της Β φάσης – Αποτόνωση της βραχώμαζας για $x=0m$.
7°:	Αποτόνωση βραχώμαζας Β φάσης για $x=-1,0m$ – Τοποθέτηση των μέτρων υποστήριξης (ενεργοποίηση 50%×t και 15%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
8°:	Αποτόνωση βραχώμαζας Β φάσης για $x=-2,0m$ - Ενεργοποίηση 100%×(t) και 55%(E, σ_{ci} , σ_{ctm}) του εκτοξ. σκυροδέματος
9°:	Ολοκλήρωση της εκσκαφής της διατομής

6.4.2 Εισαγωγή γεωτεχνικών παραμέτρων και παραμέτρων προσωρινής υποστήριξης

Οι γεωτεχνικές ενότητες που απαντώνται στην τυπική διατομή σχεδιασμού C-C' παρουσιάζουν τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:

Πίνακας 86: Μηχανικά χαρακτηριστικά γεωτεχνικών ενότητων όπως συναντήθηκαν – τυπική διατομή ελέγχου C-C'

Γεωτεχνική ενότητα	γ (kN/m ³)	GSI	σ_{ci} (MPa)	E_i (MPa)	E_{rm} (MPa)	k (m/s)	c (kPa)	ϕ' (°)
1.1	19	-	-	-	15	-	5	32
2.1	23	25	4,5	1400	390	-	32	37
2.3	24,5	48	20	10000	3000	1×10^{-5}	180	45
2.4	23,5	32	10	4800	1000	1×10^{-6}	65	42
2.2	23	53	10,0	2700	950	1×10^{-7}	125	45

Οι υπολογισμοί των γεωτεχνικών παραμέτρων της ενότητας 2.1, σύμφωνα με τις συναντηθείσες συνθήκες παρουσιάστηκαν στην §6.1.2.

Οι τιμές του συντελεστή αποτόνωσης υπολογίσθηκαν με χρησιμοποιώντας τις σχέσεις των Georgiou et al. (§4.3.1). Οι τιμές του συντελεστή αποτόνωσης, καθώς και τα ισοδύναμα μέτρα ελαστικότητας για τη γεωτεχνική ενότητα 2.1 παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Πίνακας 87: Τιμές του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας (Εφαρμογή της μεθόδου “Χαλάρωσης της βραχώμαζας”)

Στάδιο προσομοίωσης	λ	1- λ	E_{rm} (kPa)
1° (γεωστατικό)	0	1	1000.000
2ο και 6° ($x=0m$)	0,41	0,59	289.000
3° και 7° ($x=-1,0m$)	0,47	0,53	242.000

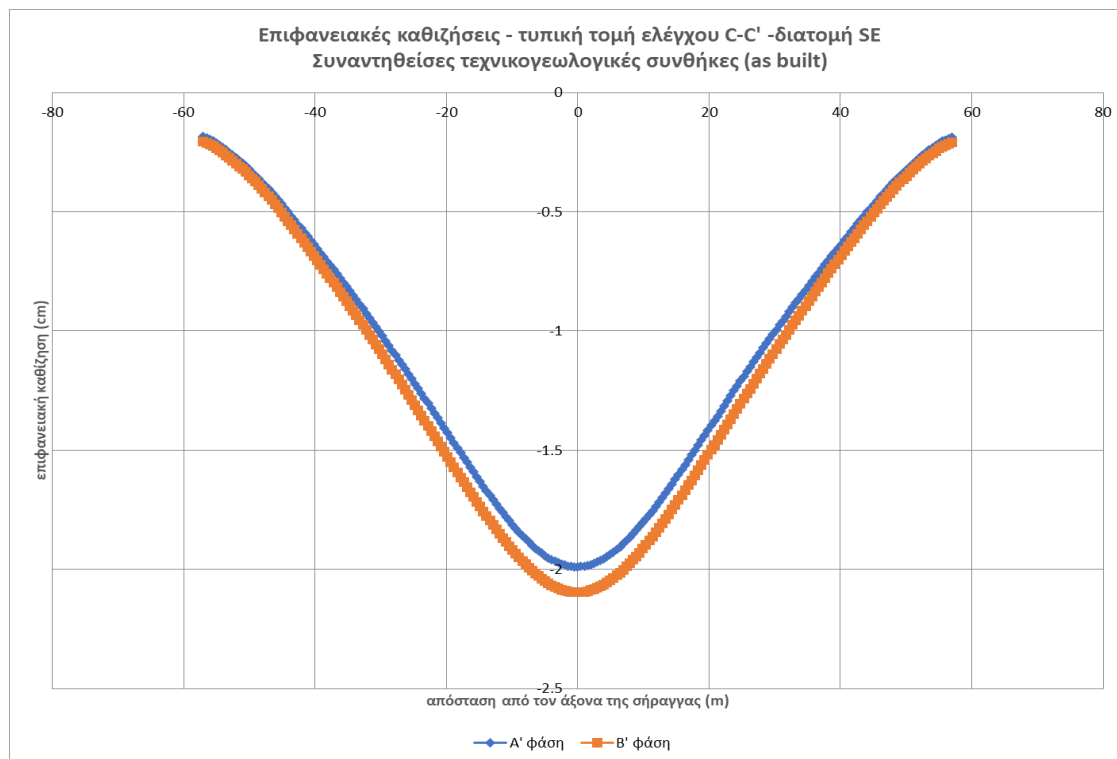
Στάδιο προσομοίωσης	λ	1- λ	E_m (kPa)
4 ^ο και 8 ^ο ($x=-2,0m$)	0,53	0,47	201.000

Τα χαρακτηριστικά της προσωρινής υποστήριξης για την κατηγορία SE έχουν δοθεί στην §4.2. Υπενθυμίζεται ότι οι ιδιότητες του εκτοξευόμενου σκυροδέματος δεν ενεργοποιούνται απευθείας, λόγω του φαινομένου της σταδιακής σκλήρυνσης του σκυροδέματος. Στο στάδιο τοποθέτησής του, θεωρείται ενεργοποίηση του 50% του πάχους του και 25% των μηχανικών παραμέτρων του (μέτρο ελαστικότητας, θλιπτική και εφελκυστική αντοχή). Όταν η εκσκαφή προχωρήσει σε απόσταση ίση με ένα βήμα προχώρησης, ήτοι $x=1,0m$, θεωρείται ενεργοποίηση του 100% του πάχους του και 55% των μηχανικών του παραμέτρων, ενώ σε απόσταση ίση με δύο βήματα προχώρησης ($x=2,0m$) επιτυγχάνεται η 100% ενεργοποίηση και της αντοχής του.

6.4.3 Αποτελέσματα

Καθιζήσεις επιφανείας

Στο ακόλουθο διάγραμμα παρουσιάζονται οι καθιζήσεις επιφανείας για την τομή ελέγχου C-C', όπως αυτές προέκυψαν κατά την επίλυση με το λογισμικό RS2, για τις τεχνικογεωλογικές και γεωτεχνικές συνθήκες όπως αυτές συναντήθηκαν κατά την εκσκαφή της σήραγγας. Η μέγιστη τιμή της καθίζησης προκύπτει ίση με 2,05cm. Η τιμή αυτή έρχεται σε συμφωνία με τα δεδομένα που λαμβάνονται από το σχέδιο «Δεδομένα συναντηθεισών γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών "Ως κατασκευάσθη"».



Εικόνα 50: Επιφανειακές καθιζήσεις -τυπική τομή ελέγχου C-C' (δεδομένα «ως κατασκευάσθη»)

7 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Όσο αφορά τα αποτελέσματα της γεωτεχνικής αξιολόγησης που έλαβε χώρα στα πλαίσια της παρούσας εργασίας, της «Έκθεσης Γεωτεχνικής Αξιολόγησης» που παραχωρήθηκε από την ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ και τις συναντηθείσες συνθήκες όπως αυτές παρουσιάζονται στο σχέδιο «Δεδομένα συναντηθεισών γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών “Ως κατασκευάσθη”», προκύπτουν τα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Η γεωλογική – γεωτεχνική μηκοτομή που προέκυψε στα πλαίσια της παρούσας εργασίας, συμφωνεί με την αντίστοιχη που καταστρώθηκε κατά το στάδιο τη μελέτης, σύμφωνα με το σχέδιο «Γεωτεχνική Μηκοτομή Πρόβλεψης» και προσεγγίζει πολύ ικανοποιητικά τις απαντώμενες κατά την κατασκευή συνθήκες (σχέδιο «Δεδομένα συναντηθεισών γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών “Ως κατασκευάσθη”»).
- Οι γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού στο συγκεκριμένο σχηματισμό (Μανδύας αποσάθρωσης – γεωτεχνική ενότητα 2.1Α, στην εγκεκριμένη μελέτη «Έκθεση Γεωτεχνικής Αξιολόγησης» υπερεκτιμήθηκαν. Συγκεκριμένα, δόθηκε μέτρο ελαστικότητας της βραχώμαζας $E_m=250$ MPa. Στην παρούσα μελέτη, υπολογίστηκε ένα εύρος $E_m=85-110$ (§3.9.3.5). Η τιμή του μέτρου ελαστικότητας επηρεάζει σε μεγάλο βαθμό τις υπολογιζόμενες μετακινήσεις.
- Ο μανδύας αποσάθρωσης του ασβεστιτικού αργιλολίθου, ο οποίος αποτελεί τη γεωτεχνική ενότητα 2.1Α, υποτιμήθηκε ως προς το μήκος του. Κατά την «Έκθεση Γεωτεχνικής Αξιολόγησης», εκτιμάται ότι εμφανίζεται από τη Χ.Θ. 0+520 έως τη Χ.Θ. 0+700. Στα πλαίσια της παρούσας, καθορίστηκε το υπομήμα μελέτης Β-Β' (Χ.Θ. 0+470 έως Χ.Θ. 0+720), το οποίο ορίζεται από την εμφάνιση του μανδύα αποσάθρωσης και ταυτόχρονη μείωση των γεωτεχνικών χαρακτηριστικών της γεωτεχνικής ενότητας 2.1, που αποτελεί την περιβάλλουσα βραχώμαζα της σήραγγας. Ο ισχυρισμός περί ορθής διακριτοποίησης του υπομήματος Β-Β' επιβεβαιώνεται από το σχέδιο «Δεδομένα συναντηθεισών γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών “Ως κατασκευάσθη”», στο οποίο φαίνεται ως χιλιομετρική θέση της έναρξης των εκτεταμένων καθιζήσεων η Χ.Θ. 0+460.
- Για την προσωρινή υποστήριξη της σήραγγας, ενώ μελετήθηκαν προς εφαρμογή τρεις κατηγορίες διατομών υποστήριξης κατά μήκος της σήραγγας, τελικώς εφαρμόσθηκε μόνο η πιο βαριά διατομή κατηγορίας SE, πιθανόν λόγω των πολύ εκτεταμένων καθιζήσεων από τη Χ.Θ. 0+460 έως τη Χ.Θ. 0+510.

Το δεύτερο μέρος της παρούσας διπλωματικής εργασίας αφορούσε τον υπολογισμό των επιφανειακών μετακινήσεων, πραγματοποιώντας δισδιάστατες αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων με το πρόγραμμα RS2, υιοθετώντας τις γεωτεχνικές παραμέτρους που υπολογίσθηκαν στο κεφάλαιο 3, τόσο για τις διατομές υποστήριξης που είχαν προβλεφθεί στην εγκεκριμένη μελέτη υποστήριξης, όσο και για τις κατηγορίες υποστήριξης που τελικά εφαρμόσθηκαν. Από τις αναλύσεις προκύπτουν τα ακόλουθα:

- Εκτός της περιοχής που ορίζεται από τη Χ.Θ. 0+460 έως τη Χ.Θ. 0+510, στο υπόλοιπο τμήμα οι υπολογιζόμενες καθιζήσεις συνάδουν με τις καθιζήσεις που μετρήθηκαν κατά τη διάνοιξη, όπως προκύπτει από το σχέδιο «Δεδομένα συναντηθεισών γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών “Ως κατασκευάσθη”».
- Στο τμήμα από Χ.Θ. 0+460 έως τη Χ.Θ. 0+510, οι μετρούμενες κατά την κατασκευή καθιζήσεις είναι σημαντικά μεγαλύτερες από αυτές που υπολογίσθηκαν κατά τις αναλύσεις της παρούσας εργασίας. Συμπεραίνεται ότι στην εν λόγω περιοχή επικρατούν γεωτεχνικές συνθήκες με ιδιαίτερα μειωμένα μηχανικά χαρακτηριστικά, που δεν ήταν δυνατό να προβλεφθούν κατά τη γεωτεχνική αξιολόγηση, λόγω έλλειψης γεωτρήσεων και δεδομένων στη συγκεκριμένη θέση. Η αποσάθρωση έχει πιθανότατα προσχωρήσει στον ασβεστιτικό αργιλολίθο, μειώνοντας την αντοχή του άρρηκτου βράχου και το μέτρο ελαστικότητας.

- Λόγω της προαναφερόμενης διαφοράς μεταξύ υπολογιζόμενων και μετρούμενων καθιζήσεων στη συγκεκριμένη θέση, πραγματοποιήθηκαν ανάστροφες αναλύσεις, κατά τις οποίες υιοθετήθηκε η τιμή $GSI=10-15$ όπως αυτή παρατηρήθηκε στο μέτωπο κατά την εκσκαφή σύμφωνα με το σχέδιο «Δεδομένα συναντηθεισών γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών “Ως κατασκευάσθη”».
- Απομειώνοντας το μέτρο ελαστικότητας της γεωτεχνικής ενότητας 2.1A από 350 MPa σε 200 MPa και την αντοχή σε ανεμπόδιση θλίψη του άρρηκτου βράχου από 4,5MPa σε 3,0 MPa, οι υπολογιζόμενες καθιζήσεις αυξήθηκαν μέχρι την τιμή των 6,5cm. Παραμένουν μικρότερες από τη μέγιστη επιτευχθείσα τιμή των 10cm, αλλά είναι πολύ πιο αντιπροσωπευτικές της κατάστασης των σχηματισμών και των συνθηκών κατά τη διάνοιξη.
- Αναφορικά με την τοπική εμφάνιση των καθιζήσεων με τιμή 10 cm, προκύπτει ότι είτε υφίσταται μία ζώνη με πολύ πτωχά μηχανικά χαρακτηριστικά, πολύ περιορισμένης εμφάνισης, είτε στην εμφάνιση προβλημάτων κατά την κατασκευαστική αλληλουχία της εφαρμογής του συστήματος υποστήριξης, όπως αδυναμία έγκαιρης εφαρμογής εκτοξευόμενου σκυροδέματος, ξαφνική μεγάλη παροχή νερού κ.α.

8 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Deere, D.U. and Deere, D.W. (1988) "The rock quality designation (RQD) index in practice. In Rock classification systems for engineering purposes".
- [2] Georgiou D., et al. "Investigation of the Influence of Face Support Measures on the Stability of Shallow Tunnels". 8th Hellenic Conference in Geotechnical Engineering, 6 – 8 November 2019, Athens, Greece
- [3] Hoek, E., Carranza-Torres, C., Diederichs, M.S., Corkum, B. (2008) "Integration of geotechnical and structural design in tunnelling".
- [4] Hoek, E. & Diederichs, M.S.(2006) "Empirical estimation of rock mass modulus". Int. J. of Rock Mech. & Mining Sci. 43: 203–215.
- [5] Hoek, E. & Brown, E.T. (1988) "The Hoek-Brown criterion—a 1988 update"
- [6] Marinou, P., Marinou, P. V., Hoek E. (2007) "The Geological Strength Index (GSI): A characterization tool for assessing engineering properties of rock masses".
- [7] Marinou, P. V. (2010). "New proposed GSI classification charts for weak or complex rock masses", *Bulletin of the Geological Society of Greece*, 43(3), 1248–1258.
- [8] Papanikolaou, D., Marinou, P. (2002) "Geological and Geotechnical study of the Athens basin (in Greek)". Research Programme. National and Kapodistrian University of Athens. National Technical University of Athens and Earthquake Planning and Protection Organisation.
- [9] Rocscience Inc., RS2 Verification Manual.
- [10] Sonmez, H., Gokceoglu, C. & Ulusay, R. 2004. "Indirect determination of the modulus of deformation of rock masses based on the GSI"
- [11] Stoumpos G. & Boronkay K. "Elaboration and interpretation of ground investigation data for the heterogeneous 'Athens Schist' formation; from the 'lithological type' to the 'engineering geological formation'".
- [12] ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ (2004), "Τελική έκθεση παρουσίασης αποτελεσμάτων γεωτεχνικών ερευνών: Θέση Γ – Αιγάλεω – Χαϊδάρη-Φάσεις 1&2".
- [13] ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ (2006), "Έκθεση αξιολόγησης αποτελεσμάτων γεωτεχνικών ερευνών: Γεωλογική, υδρογεωλογική και γεωτεχνική μελέτη".
- [14] ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ (2007), "Έκθεση γεωτεχνικής αξιολόγησης: Κύρια σήραγγα από Φρέαρ Άλσους έως Φρέαρ Ηρώων Πολυτεχνείου, Χ.Θ. 0+000 έως Χ.Θ. 0+504,54".
- [15] ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ (2007), "Έκθεση γεωτεχνικής αξιολόγησης: Κύρια σήραγγα από Φρέαρ Ηρώων Πολυτεχνείου έως Σταθμό Χαϊδαρίου, Χ.Θ. 0+504,54 έως Χ.Θ. 0+929,13".
- [16] ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ (2007), "Τεύχος υπολογισμών: Προσωρινή υποστήριξης σήραγγας διατομής διπλής γραμμής από Χ.Θ. 0+349 έως Χ.Θ. 0+929".
- [17] ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ, "Δεδομένα συναντηθεισών γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών "Ως κατασκευάσθη"
- [18] Καββαδάς Μ, (2012) "Υπολογιστικές Μέθοδοι Υπογείων Έργων- Σημειώσεις Μαθήματος", Εκδόσεις Ε.Μ.Πολυτεχνείο.
- [19] Παπανικολάου Δ, Λόζιος Σ., Σούκης Κ. & Σκούρτσος Ε. (2004): "Η γεωλογική δομή του αλλόχθονου συστήματος των «Σχιστολίθων Αθηνών»"