

Η Θεμελίωση της Γέφυρας Βοτονοσίου

The Foundation of Votonosi Bridge

ΦΙΚΙΡΗΣ, Ι. Φ. Πολιτικός Μηχανικός MSc, ΕΔΑΦΟΣ Ε.Π.Ε.
ΝΤΟΥΝΙΑΣ, Γ.Θ. Δρ. Πολιτικός Μηχανικός, ΕΔΑΦΟΣ Ε.Π.Ε.
ΛΥΜΠΕΡΗΣ Ε. Γεωλόγος, ΕΔΑΦΟΣ Ε.Π.Ε.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ : Η γέφυρα Βοτονοσίου με κεντρικό άνοιγμα 230m αποτελεί δίδυμη οδογέφυρα της Εγνατίας Οδού, που κατατάσσεται στις 15 μεγαλύτερες παγκοσμίως που κατασκευάστηκαν με τη μέθοδο της προβολοδόμησης. Για τη θεμελίωση των μεσοβάθρων που τοποθετήθηκαν σε κοντινή γειτονία με απότομα φυσικά πρηνή κατασκευάστηκαν φρέατα διαμέτρου 10m και μεγίστου βάθους 35m. Τα ακρόβαθρα εδράσθησαν επί επιφανειακών θεμελιώσεων. Γεωλογικά η περιοχή δομείται από παχυστρωματώδεις ψαμμίτες της ζώνης Πίνδου, με παρεμβολές ιλυολιθικών ενστρώσεων μεταβαλλόμενου πάχους. Περιγράφεται η μελέτη και κατασκευή των φρεάτων θεμελίωσης των μεσοβάθρων και των επιφανειακών θεμελιώσεων των ακροβάθρων. Επίσης παρουσιάζεται η λεπτομερή γεωλογική αποτύπωση των εκσκαφών όπως χαρτογραφήθηκε κατά την κατασκευή.

ABSTRACT : The Votonosi bridge, with a central span of 230m, is a dual carriageway bridge of Egnatia highway ranked within the 15 longest bridges ever constructed using the cantilever construction method. Caissons having a diameter of 10m and a maximum depth of 35m were used for the foundation of both central bridge piers that were placed near steep slopes. The abutments of the bridge were founded on shallow rectangular footings. Concerning site geology, the site belongs to the Pindos zone consisting of thick-bedded sandstones with siltstone intercalations of various thicknesses. The design and construction process of the caissons and of the abutment footings are described. Moreover, the detailed geological-mapping that was carried out during construction is presented.

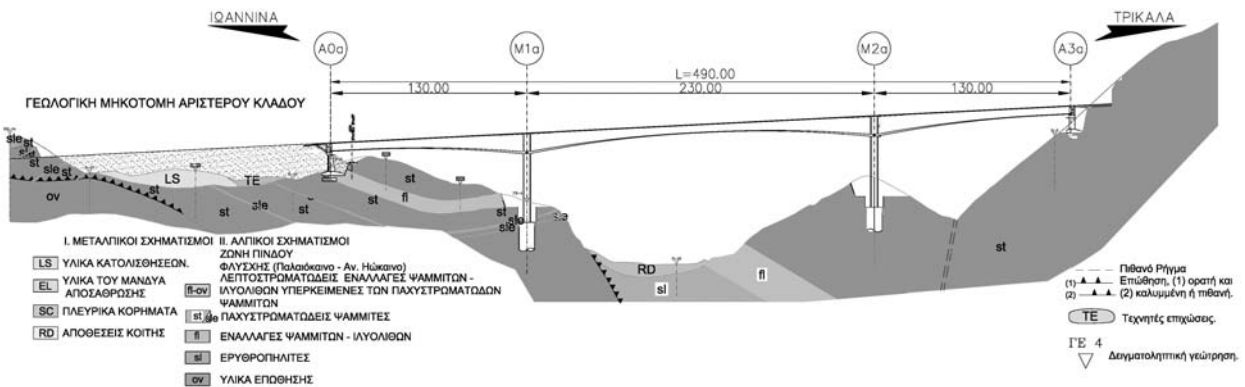
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ – ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ

Η γέφυρα Βοτονοσίου αποτελεί δίδυμη οδογέφυρα στο τμήμα 3.2 της Εγνατίας Οδού, που γεφυρώνει τον ποταμό Μετσοβίτικο μεταξύ των σηράγγων Ανθοχωρίου και Βοτονοσίου. Πρόκειται για γέφυρα τριών ανοιγμάτων συνολικού μήκους 490m, κατασκευασμένη με τη μέθοδο της προβολοδόμησης. Με κεντρικό άνοιγμα 230m η γέφυρα καθίσταται η δεύτερη μεγαλύτερη κατασκευασμένη στην Ελλάδα (μετά τη γέφυρα του Ρίου των 560m) και μία από τις 15 μεγαλύτερες παγκοσμίως, που κατασκευάστηκαν με τη μέθοδο της προβολοδόμησης. Οριζοντιογραφικά οι δυο κλάδοι του φορέα εγγράφουν κλωθοειδή ($A=300$) επί μήκους $\approx 90m$

στην περιοχή των ακροβάθρων $A0$ και εν συνεχεία στο υπόλοιπο μήκος κυκλικό τόξο ($R \approx 1000m$). Μηκοτομικά και οι δυο κλάδοι έχουν κλίση περίπου 5% (Σχήμα 1).

Η θεμελίωση των δυο μεσοβάθρων πραγματοποιήθηκε επί ανεξάρτητων ανά κλάδο φρεάτων ωφέλιμης διαμέτρου 10m και βάθους 20 έως 25m, ενώ για τα ακρόβαθρα κατασκευάστηκε επιφανειακή θεμελίωση. Στα μεσόβαθρα $M1$ προβλέφθηκε προφρέαρ βάθους 10m και διαμέτρου 13m για την ασφαλή θεμελίωση και την εξασφάλιση του απαιτούμενου ύψους του πυλώνα. Αντίστοιχο, ημικυκλικό όμως, προφρέαρ βάθους 7.0m, κατασκευάστηκε στο πλέον κατάντη στο πρηνές μεσόβαθρο $M2δ$.

Οι πυλώνες των μεσοβάθρων προβλέφθη-

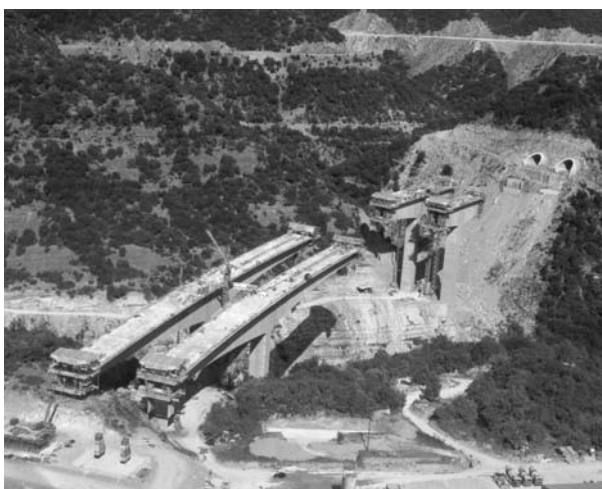


Σχήμα 1. Γεωλογική μηκοτομή αριστερού κλάδου γέφυρας Βοτονοσίου
Figure 1. Longitudinal geological section of the left carriage of Votonosi bridge

καν με σταθερή διατομή 5x7m (M1α, M1δ, M2α) ή 6x7m (M2δ) καθ' ύψος, με πάχος τοιχωμάτων 0.6 ή 0.75m. Το ύψος των πυλώνων κυμαίνεται από 44.5 έως 52.5m περίπου οι οποίοι είναι πλήρως προσβάσιμοι. Τα ζυγώματα των φορέων, κιβωτιοειδούς διατομής σταθερού εξωτερικού πλάτους 7.00m συνδέονται μονολιθικά προς τα μεσόβαθρα, ενώ εδράζονται ελεύθερα στα ακρόβαθρα. Το ύψος τους μεταβάλλεται από 13.5 στη γένεση έως 5.50m στην κλειδα (Σταθόπουλος κ.α., 2005).

2. ΓΕΩΛΟΓΙΚΗ ΔΟΜΗ

Η γέφυρα θεμελιώνεται σε σχηματισμούς φλύσχη της ζώνης Πίνδου, σε μικρή απόσταση από την περιοχή επώθησής της επί της Ιόνιας ζώνης (Σχήμα 1). Η τεκτονική δομή του φλύσχη χαρακτηρίζεται από επάλληλες λεπίωσεις ΒΒΔ-ΝΝΑ διεύθυνσης, οι οποίες οδηγούν στην επανάληψη της στρωματογραφικής στήλης σε διακριτά τεμάχη. Μία λεπίωση διέρχεται κατά μήκος του Μετσοβίτικου ποταμού, διαχωρίζοντας δύο τεκτονικά τεμάχη στα εκατέρωθεν



Φωτογραφία 1. Άποψη από την κατασκευή.
Photograph 1. View under construction.

αντερείσματα. Το ανατολικό δομείται από κάτω προς τα επάνω, από έναν ερυθροπηλιτικό ορίζοντα, στη βάση του οποίου διέρχεται η επιφάνεια της λεπίωσης. Ακολουθεί μία ζώνη εναλλαγών μεταξύ ιλυολίθων / ψαμμιτών και το ανώτερο τμήμα της στήλης αποτελείται από μία ζώνη πάχους ~200m στην οποία κυριαρχούν οι παχυστρωματώδεις ψαμμίτες εντός των οποίων θεμελιώνονται τα βάθρα M2 και A3. Όλο το τέμαχος κλίνει προς ΒΑ με κλίση ~45°. Το δυτικό αντέρεισμα από το Μετσοβίτικο έως τη ζώνη επώθησης, δομείται από παχυστρωματώδεις ψαμμίτες εντός των οποίων παρεμβάλλονται ιλυολιθικές ενστρώσεις και ένας κύριος ορίζοντας με συχνές εναλλαγές μεταξύ ιλυολίθων / ψαμμιτών. Τα στρώματα του αντερείσματος κάμπτονται σε μία αδρή συγκλιτική δομή. Τη στρωματογραφική στήλη συμπληρώνουν πρόσφατες αποθέσεις, όπως υλικά κοίτης, υλικά μανδύα και κατολισθήσεων.

Σε ότι αφορά στις υδρογεωλογικές συνθήκες η βραχώμαζα παρουσιάζει δευτερογενές πορώδες μέσω του δικτύου των ασυνεχειών και της στρώσης των ψαμμιτών, το οποίο απόστραγγίζει επαρκώς και ταχέως τη βραχώμαζα.

3. ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ

Για τη διερεύνηση των συνθηκών θεμελίωσης εκτελέστηκαν σε δυο φάσεις γεωτρήσεις ανά βάθρο και ανά κλάδο. Οι γεωτρήσεις στα ακρόβαθρα A0 και στα μεσόβαθρα M1 εκτελέστηκαν κατά τη διάρκεια εκπόνησης των μελετών, ενώ οι γεωτρήσεις στην περιοχή των μεσοβάθρων M2 και των ακροβάθρων A3 εκτελέστηκαν κατά την κατασκευή του έργου, λόγω δυσκολιών πρόσβασης, και είχαν επιβεβαιωτικό σκοπό. Βάσει των γεωτρήσεων και των τεχνικογεωλογικών χαρτογραφήσεων επιφανείας έγινε κατάταξη του φλύσχη κατά GSI (Marinos & Hoek 2000). Στις ζώνες των παχυστρωμα-

τωδών ψαμμιτών ο δείκτης GSI ειδικά για φλύσχη κυμάνθηκε από 60 έως 75, ενώ στις θέσεις όπου επικρατούσε σχηματισμός ιλυολίθων ή εναλλαγών ψαμμιτών – ιλυολίθων ο δείκτης GSI παρουσιάζονταν σημαντικά υποβαθμισμένος με εύρος τιμών 35 έως 50.

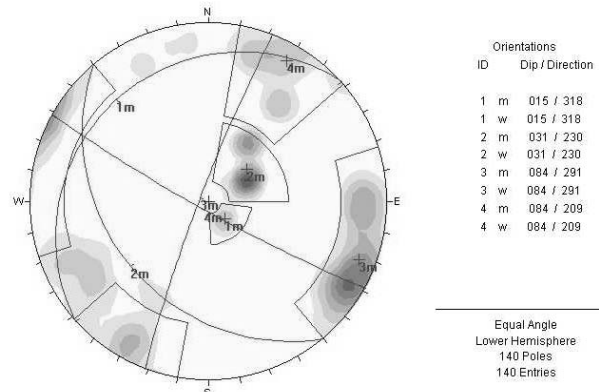
Σε ότι αφορά τις μηχανικές γεωτεχνικές παραμέτρους το εύρος διακύμανσης της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη των ψαμμιτών κυμαίνονταν από 60 έως 80MPa και των ιλυολίθων από 10 έως 20MPa.

Για τον προσδιορισμό του ζεύγους των παραμέτρων διατμητικής αντοχής Mohr – Coulomb της βραχώμαζας για τις αναλύσεις που αυτή αντιμετωπίστηκε ως συνεχές μέσο χρησιμοποιήθηκε το τροποποιημένο κριτήριο αστοχίας Hoek & Brown (Hoek & Brown 1997). Βάσει αυτών για την περιοχή των μεσοβάθρων M1 διερευνήθηκε εύρος ζεύγους τιμών από $c'=200\text{kPa}$ & $\phi'=35^\circ$ έως $c'=400\text{kPa}$ & $\phi'=40^\circ$, ενώ για τα μεσόβαθρα M2 εύρος τιμών από $c'=300\text{kPa}$ & $\phi'=40^\circ$ έως $c'=1000\text{kPa}$ & $\phi'=50^\circ$.

Εξαιτίας της υψηλής αντοχής των σχηματισμών κρισιμότεροι έλεγχοι σε ότι αφορά την ευστάθεια των έργων αποτέλεσαν οι κίνδυνοι αστοχιών κατά μήκος φυσικών ασυνεχειών (π.χ. τύπου ολισθήσεων πρισμάτων, σφηνοειδών αποκολλήσεων, ανατροπών ή πιο γενικευμένων κατά μήκος δικτύων ασυνεχειών). Χρησιμοποιώντας αρχές βραχομηχανικής διερευνήθηκαν όλοι οι πιθανοί μηχανισμοί αστοχιών βάσει λεπτομερούς κατάγραφής των κλίσεων και των διευθύνσεων κλίσεως των στρώσεων και των ασυνεχειών της βραχώμαζας κατόπιν στατιστικής επεξεργασίας (Σχήμα 2).

Για τον προσδιορισμό του εύρους διακύμανσης της διατμητικής αντοχής των στρώσεων και ασυνεχειών εφαρμόστηκαν εμπειρικές συσχετίσεις (ISRM 1981) με χρήση και αποτελεσμάτων εργαστηριακών δοκιμών διάτμησης σε πριονισμένα δοκίμια. Στις επιφάνειες ασυνεχειών ψαμμίτη εκτιμήθηκε εύρος παραμετρών διατμητικής αντοχής από $c'=0$ & $\phi'=25^\circ$ έως $c'=0$ & $\phi'=35^\circ$. Η μέση τιμή της βασικής γωνίας διατμητικής αντοχής ϕ_{basic} που προέκυψε από δοκιμές διάτμησης πριονισμένων δοκιμίων υπολογίστηκε ίση με 25° . Αντίστοιχα, στις επιφάνειες ασυνεχειών ιλυολίθων εκτιμήθηκε εύρος από $c'=0$ & $\phi'=13^\circ$ έως $c'=0$ & $\phi'=20^\circ$, ενώ για τις ασυνέχειες εναλλαγών ψαμμιτών–ιλυολίθων εύρος $c'=0$ & $\phi'=20^\circ$ έως $c'=0$ & $\phi'=30^\circ$. Τέλος, η διατμητική αντοχή κατά μήκος των στρώσεων του φλύσχη εκτιμήθηκε με εύρος τιμών $c'=0$ & $\phi'=25^\circ$ έως $c'=0$ & $\phi'=35^\circ$ στην περίπτωση στρώσεως ψαμμίτη–ψαμμίτη και $c'=0$ & $\phi'=13^\circ$ έως $c'=0$ & $\phi'=20^\circ$ στην πε-

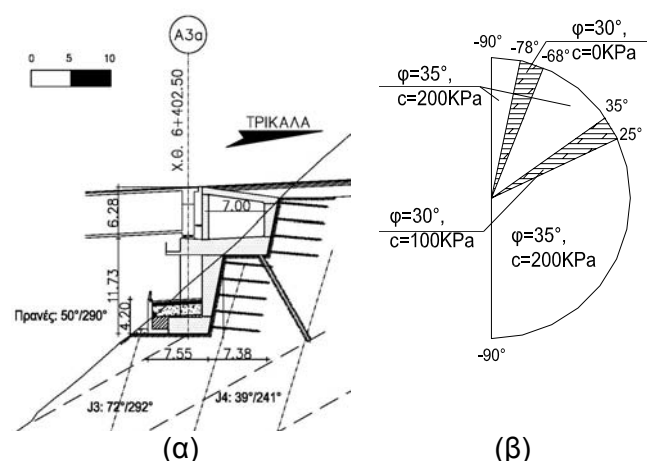
ρίπτωση στρώσεως ψαμμίτη–ιλυολίθου. Ο προσδιορισμός του μέτρου παραμορφωσιμότητας εκτιμήθηκε με εμπειρικές συσχετίσεις (Hoek E. & Brown 1997), εργαστηριακές δοκιμές και ντιλατομετρήσεις. Υιοθετήθηκε εύρος τιμών στο αντέρισμα των M1 από $E=1.5$ έως 4.0GPa και των M2 από 3.0 έως 10.0GPa .



Σχήμα 2. Στερεογραφική προβολή στρώσεων και ασυνεχειών στα μεσοβάθρα M1.
Figure 2. Stereographic projection of bedding and discontinuities at the central pier M1

4. ΔΙΑΤΑΞΗ ΕΡΓΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Η κατασκευή των ακροβάθρων A0 δεν παρουσίασε ιδιαίτερες δυσκολίες σε μια εύκολα προσβάσιμη θέση. Ωστόσο εξαιτίας του σημαντικού τους ύψους μορφώθηκαν αντηριδωτά με επιφανειακές θεμελιώσεις (13.5x14.5m) πλήρως εγκιβωτισμένες. Αντίθετα τα A3 κατασκευάστηκαν σε δυσπρόσιτο (Σχήμα 3) και ιδιαίτερα επικλινές φυσικό πρανές. Μορφώθηκαν ολόσωμα με επιφανειακή πτυχωτή θεμελίωση

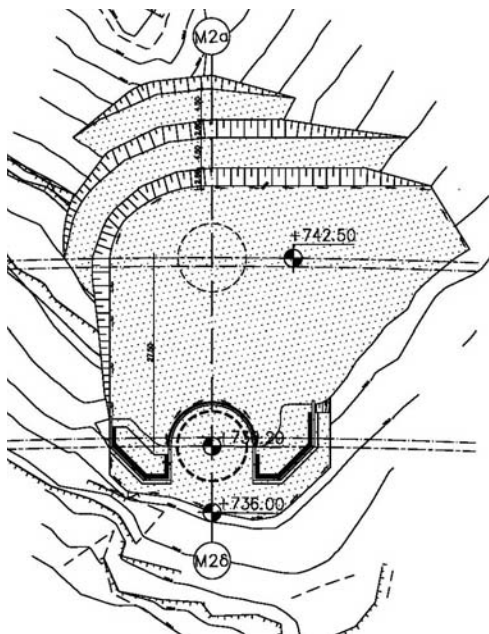


Σχήμα 3. α) Τομή πρανούς με τις φαινόμενες κλίσεις των δυσμενέστερων ασυνεχειών, β) Ανισοτροπία διατμητικής αντοχής βραχώμαζας.
Figure 3. α) Slope section with discontinuity data having the worst apparent dip angles, β) Shear strength anisotropy of rockmass

μήκους 13.5m και πλάτους έως 15m για τη βέλτιστη ένταξη στο εδαφικό ανάγλυφο.

Για την όρυξη των μεσοβάθρων M1 δημιουργήθηκε ένα ενιαίο επίπεδο μετά από εκσκαφή που δημιούργησε μόνιμα πρηνή μέγιστου ύψους περίπου 20m. Κατά τη διάρκεια των εκσκαφών διαπιστώθηκε ότι το εδαφικό κάλυμμα επί του υποβάθρου είχε τοπικά μεγάλο πάχος, γεγονός που οδήγησε σε συμπληρωματική γεωτεχνική έρευνα, εγκατάσταση οργάνων και απάλυνση των κλίσεων εκσκαφής στα ανώτερα περίπου 10m (Ντουινιάς κ.α., 2001). Τα πρηνή εκσκαφής αντιστηρίχθηκαν με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, δομικό πλέγμα, κάνναβο αγκυρίων και προβλέφθηκε η διάτρηση απόστραγγιστικών οπών.

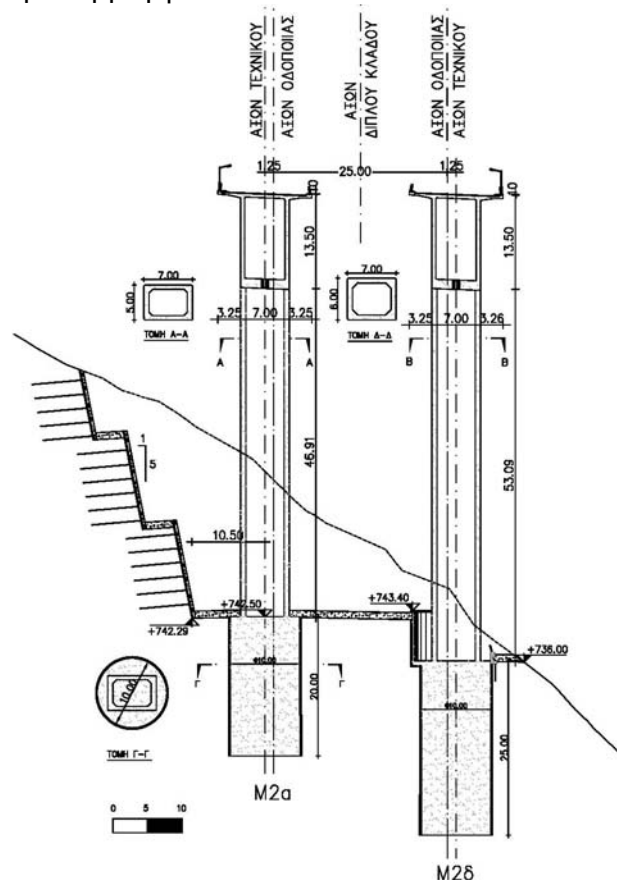
Τα μεσοβάθρα M1 θεμελιώθηκαν σε φρέατα μεγάλης διαμέτρου για την όσο το δυνατόν καλύτερη έδρασή τους και τη διατήρηση του επιθυμητού ελεύθερου ύψους στους σύλους των πυλώνων. Το πακτωμένο τμήμα τους ξεκίνησε σε βάθος 10m χαμηλότερα από το επίπεδο των γενικών εκσκαφών με πρόβλεψη δημιουργίας προ-φρεάτων διαμέτρου 13m. Το φρέαρ θεμελίωσης του αριστερού κλάδου της γέφυρας βρίσκεται σε κοντινή γειτονία με απότομο πρηνές. Το γεγονός αυτό σε συνάρτηση και με τη γενική κλίση των στρώσεων από το M1δ προς το M1α, οδήγησε στην υιοθέτηση μεγαλύτερου βάθους για το M1α, με τελικό αποτέλεσμα και τα δύο να απολήγουν εντός της ίδιας φαμμιτικής ζώνης που εντοπίστηκε σε γεωτρήσεις και επιβεβαιώθηκε κατά την κατασκευή. Τελικά το φρέαρ κατασκευάστηκε με διάμετρο εκσκαφής 10.3m και βάθος 25m.



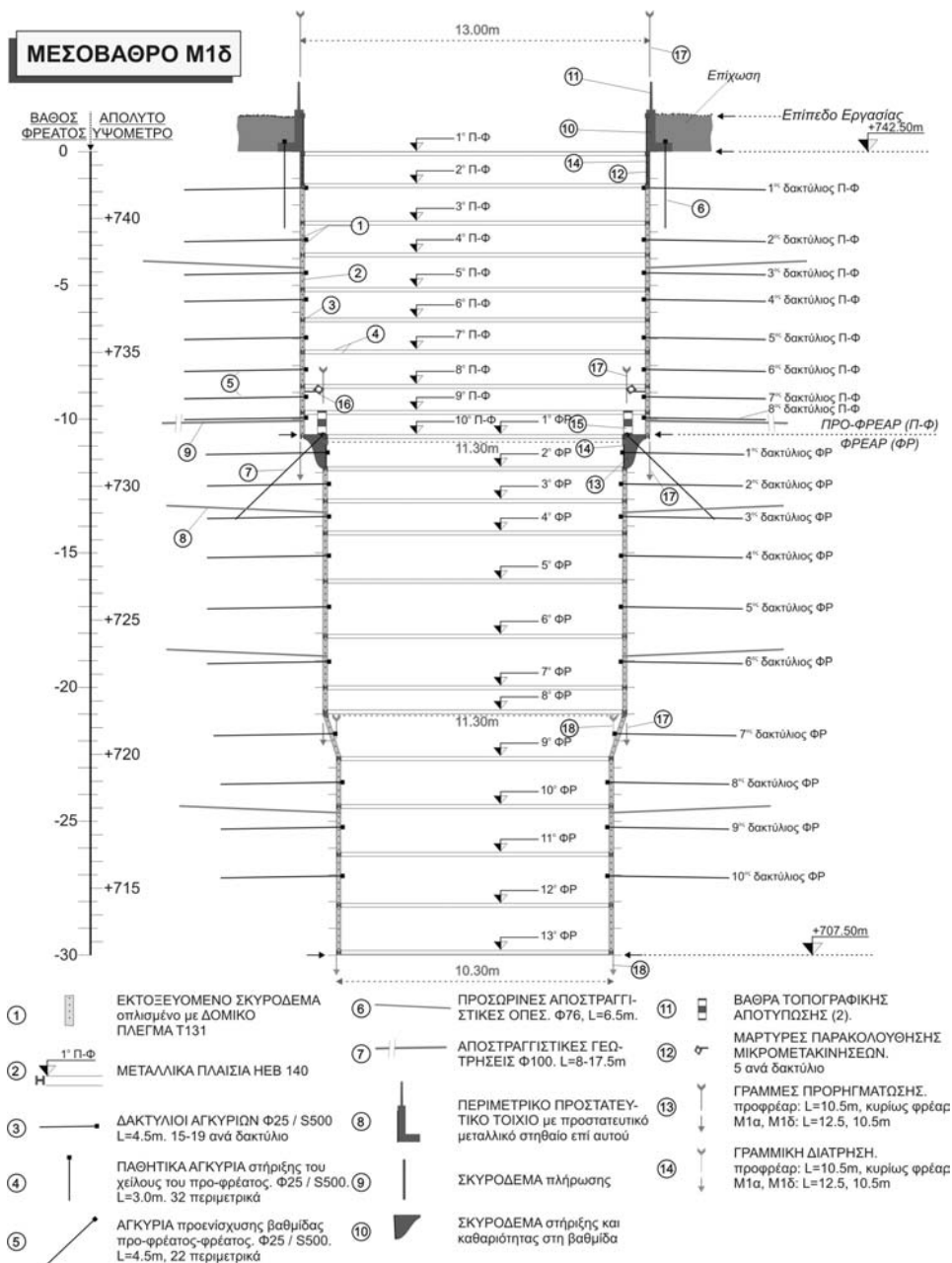
Σχήμα 4. Εκσκαφές στα μεσοβάθρων M2.
Figure 4. Excavation plan view at the piers M2

Αντίστοιχα το M1δ κατασκευάστηκε με διάμετρο εκσκαφής επίσης 10.3m και βάθος 20m. Για την υποστήριξη των κατακόρυφων παρειών εκσκαφής των φρεάτων κατά την όρυξη τους εφαρμόστηκε σύστημα επάλληλων με το βάθος μεταλλικών δακτυλίων από μορφοχάλυβα HEB 140, με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, κάνναβο αγκυρίων $\Phi 25 / S500$ και αποστραγγιστικές οπές (Σχήμα 6).

Ακόμη υψηλότερα μόνιμα πρηνή γενικών εκσκαφών μέγιστου ύψους 40m κατασκευάστηκαν στην περιοχή των φρεάτων M2 (Σχήματα 4 και 5). Τα πρηνή των γενικών εκσκαφών κατασκευάστηκαν με κλίση 5:1 (κατ:οριζ) με οριζόντιους αναβαθμούς πλάτους 5m ανά 12.5m ύψος και αντιστηρίχθηκαν με στρώσεις εκτοξευόμενου σκυροδέματος οπλισμένου με δομικό πλέγμα T-131. Επίσης εγκαταστάθηκαν συστηματικά ηλώσεις βράχου $\Phi 25 / S500$ πλήρους πάκτωσης σε κάνναβο 2×2 m μήκους 7m. Τα φρέατα θεμελίωσης M2 ήταν αντίστοιχα με των M1, διάμετρο δηλαδή της τάξεως των 10m και βάθους 20-25m με το βαθύτερο να κατασκευάζεται προς την πλευρά του απότομου πρηνούς. Η κεφαλή των δύο φρεάτων στα M2 είναι σε ανισοσταθμία με πρόβλεψη ημικυκλικού προφρέατος στο M2δ για τη βέλτιστη προσαρμογή του.



Σχήμα 5. Εγκάρσια διατομή μεσοβάθρων M2.
Figure 5. Cross section through piers M2



Σχήμα 6: Μέτρα υποστήριξης φρέατος θεμελίωσης μεσοβάρου M1α (όπως κατασκευάστηκε)
Figure 6: Support measures of the shaft foundation of the central pier M1a (as build)

5. ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ

5.1 Ακρόβαθρα

Για την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας των ορθογωνικών πεδίων των ακρόβαθρων A0 χρησιμοποιήθηκαν ευρέως παραδεκτές μέθοδοι για θεμελιώσεις σε βράχο (Stagg et. al 1968, Tomlinson 1995) διερευνώντας παράλληλα και το ποσοστό απομείωσης της φέρουσας ικανότητας εξαιτίας της επίδρασης του δείκτη RQD (Bowles 1996). Ο υπολογισμός των καθιζήσεων του συμπαγούς υποβάθρου έδρασης πραγματοποιήθηκε θεωρώντας αυτό ότι θα συμπεριφερθεί πλήρως ελαστικά (Willey

1999). Βάσει δε αυτών των υπολογισμών εκτιμήθηκαν και οι ελατηριακές σταθερές για χρήση στις στατικές αναλύσεις οι οποίες διαχωρίστηκαν σε δυο ζώνες με τιμές στην κεντρική περιοχή το ήμισυ εκείνων των ακραίων. Στα ακρόβαθρα A3 εξαιτίας της μεγαλύτερης από φ/2 κλίσης των φυσικών πρηνών, της τάξεως των 50°, ο κρίσιμος έλεγχος δεν αφορούσε τη φέρουσα ικανότητα αλλά τη γενικότερη ευστάθεια του πρηνού (Hong Kong Geotechnical engineering office 1981). Για τον έλεγχο της ευστάθειας υπό τη δράση και της φόρτισης από το ακρόβαθρο εξετάστηκαν κυκλικές και μη επιφάνειες ολίσθησης χρησιμοποιώντας ανισοτροπικό μοντέλο σε ότι αφορά τη διακύμαν-

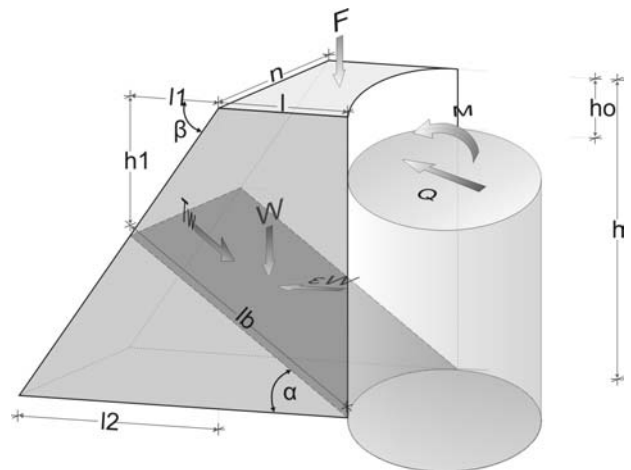
ση των παραμέτρων διατμητικής αντοχής της βραχομάζας (Σχήμα 3). Βάσει της στατιστικής επεξεργασίας της διεύθυνσης κλίσης και κλίσης της στρώσης και των βασικών ασυνεχειών έγινε αναγωγή αυτών προς τη δυσμενέστερη πιθανή κατεύθυνση αστοχίας και εξετάστηκαν διάφορα σενάρια για τη διακύμανση της διατμητικής αντοχής. Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων ευσταθείας προέκυψαν οι τελικές διαστάσεις των θεμελιώσεων για τις οποίες ικανοποιούνται οι ελάχιστοι αποδεκτοί συντελεστές ασφαλείας.

5.2 Μεσόβαθρα

Για τη διαστασιολόγηση των φρεάτων θεμελίωσης των μεσοβάθρων χρησιμοποιήθηκαν και διασταυρώθηκαν, όπου αυτό ήταν δυνατόν, τρεις διαφορετικές μέθοδοι υπολογισμού. Πρώτον χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος της οριακής ισορροπίας, με ένα μοντέλο που κατασκευάστηκε ειδικά για την εκτίμηση της ευσταθείας της σφήνας που δημιουργείται μπροστά από το πλέον κοντινό στο πρανές φρέαρ (Σχήμα 7).

Το μοντέλο αυτό εξετάζει την ευστάθεια έναντι ολίσθησης επί ενός επιπέδου στρώσεως υποθέτοντας ότι επικρατεί ασθενής ιλυόλιθος, και έναντι ανατροπής περί το σημείο που η επιφάνεια αυτή τέμνει το φυσικό πρανές. Για τις αναλύσεις υπετέθη ότι η κλίση των δυσμενών στρώσεων / ασυνεχειών στο M1α είναι της τάξεως των 15° και στο M2δ 45° , με διατμητική αντοχή $c'=0$ & $\phi'=15^\circ$. Για να ληφθεί υπόψη η επίδραση της τρίτης διάστασης υπετέθη πλευρική αντίσταση στη σφήνα με διατμητική αντοχή της βραχομάζας στο M1α $c'=0$ & $\phi'=35^\circ$ και στο M2δ $c'=0$ & $\phi'=40^\circ$. Ενδεικτικά αποτελέσματα του συντελεστή ασφαλείας για το M2δ παρουσιάζονται στον Πίνακα 1.

Η δεύτερη μέθοδος υπολογισμού βασίστηκε σε αναλυτικές και ημι-εμπειρικές μεθόδους για την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας των φρεάτων θεμελίωσης καθώς και των αναμενόμενων μετακινήσεων υπό τα φορτία της γέφυρας. Για την απόκριση των φρεάτων σε κατακόρυφα φορτία εφαρμόστηκε η μέθοδος Ladanyi (1977) που βασίζεται στους Rosenberg & Journeaux (1976) και η μέθοδος των Rowe & Armitage (1987). Από τις αναλύσεις πιστοποιήθηκε ότι οι αναπτυσσόμενες διατμητικές τάσεις στις παρειές του φρέατος καθώς και οι ορθές τάσεις στον πυθμένα υπολείπονται σημαντικά των διαθέσιμων αντοχών της βραχομάζας. Για τον έλεγχο σε οριζόντια φορτία και ροπή χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος Randolph (1981) όπως εξελίχθηκε από τους



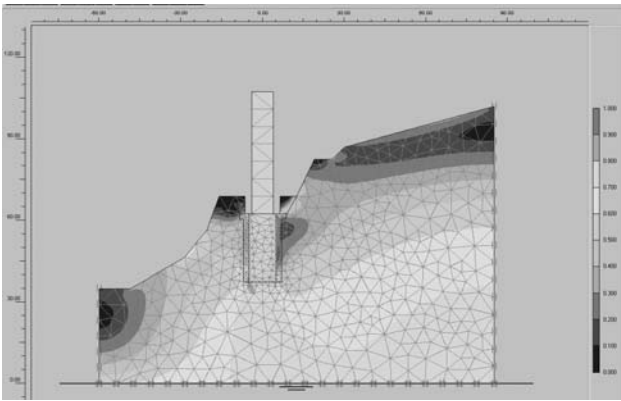
Σχήμα 7: Μοντέλο οριακής ισορροπίας ανάλυσης ευσταθείας μεγάλων βραχωδών τεμαχών
Figure 7: Limit equilibrium model for the stability analysis of large rock blocks

Carter & Kulhawy (1988). Δεδομένων των απλοποιητικών παραδοχών της εν λόγω μεθόδου τα αποτελέσματα χρησιμοποιήθηκαν μόνον ως τιμές διασταύρωσης των άλλων μεθόδων. Οι υπολογισθείσες στροφές και οριζόντιες μετακινήσεις των κεφαλών των φρεάτων ήταν πολύ μικρές με μέγιστες τιμές της τάξεως των 0.034° και 3.5mm αντίστοιχα.

Τέλος, για τη διαπίστωση της επάρκειας των φρεάτων εφαρμόστηκε και η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων για την εκτίμηση τόσο της γενικότερης ευσταθείας υπό την φόρτιση της γέφυρας όσο και των παραμορφώσεων των φρεάτων. Εκτελέστηκαν αναλύσεις με το πρόγραμμα H/Y PLAXIS (Σχήμα 8) σε δύο διαστάσεις με υπόθεση επίπεδης παραμόρφωσης (plane strain). Δεδομένου του εξόχως τρισδιάστατου προβλήματος έγιναν απλοποιητικές συντηρητικές παραδοχές μετατροπής του προβλήματος σε δισδιάστατο. Ανά ζεύγος μεσοβάθρων εξετάστηκαν διατομές κατά μήκος και εγκάρσια στον άξονα της γέφυρας και στη δυσμενέστερη ακτινική διατομή προς το πρανές, υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Ελέγχθηκαν οι προκαλούμενες μετακινήσεις καθώς και ο συντελεστής ασφαλείας έναντι αστοχίας του φρέατος. Για τα δυσμενέστερα φρέατα M1α και

Πίνακας 1: Συντελεστές ασφαλείας βραχώδους τέμαχους έμπροσθεν M2δ
Table 1: Safety factor of rock-block in front of central pier M2δ.

Φορτία	Συντελεστής Ασφαλείας	
	Ολίσθηση	Ανατροπή
Λειτουργίας	-*	8.8
Σεισμικά	8.19	1.50



Σχήμα 8: Ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία
Figure 8: Finite element analysis.

M2δ οι ελάχιστοι συντελεστές ασφαλείας υπό σεισμική φόρτιση υπολογίσθηκαν 1.6 και 2.2 αντίστοιχα.

Για την εκτίμηση των απαραίτητων ελατηριακών σταθερών χρησιμοποιήθηκαν τα αποτελέσματα των δυο τελευταίων μεθόδων εκτελώντας διαδοχικές γεωτεχνικές και στατικές αναλύσεις έως ότου υπάρξει σύγκλιση των διασταυρούμενων μεγεθών.

6. ΠΑΡΑΚΟΛΟΥΘΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Για την επιβεβαίωση των τεχνικογεωλογικών και γεωτεχνικών συνθηκών που υιοθετήθηκαν στη μελέτη υπήρξε συνεχής επιτόπου παρουσία στο έργο του μελετητή (Σχήμα 9). Τα στοιχεία που συλλέχθηκαν παρουσίασαν μεγάλη συμφωνία επιβεβαιώνοντας τις παραδοχές της μελέτης. Για το χαρακτηρισμό της λιθολογίας των τομών ακολουθήθηκε η κατηγοριοποίηση για ετερογενείς βραχώμαζες τύπου φλύσχη (Marinos & Hoek 2000). Στον Πίνακα 2 παρουσιάζεται το ποσοστό συμμετοχής του κάθε σχηματισμού στις τομές εκσκαφής ανά βάθος. Η ποιότητα της βραχώμαζας ήταν καλή έως πολύ καλή με εικόνα υγιούς έως ελαφρά απόσαθρωμένου και ελαφρά έως μέτρια κερματισμένου σχηματισμού. Προς τα πρηνή, ή κατά μήκος μεγάλων ασυνεχειών, ο βαθμός αποσάθρωσης και κερματισμού παρατηρήθηκε αυξημένος. Τα χαρακτηριστικά της στρώσης, που παρουσίαζε μεγάλη εμμονή, εξαρτώνταν από τη λιθολογία εκατέρωθεν της επιφάνειάς της με καλύτερα χαρακτηριστικά στα ψαμμιτικά στρώματα και τα πιο υποβαθμισμένα στους ιλυολίθους. Το δίκτυο ασυνεχειών παρουσίαζε σαφή δομή εντός των ψαμμιτικών πετρωμάτων, ενώ συνήθως απόληγε εντός των ιλυολιθικών στρωμάτων, λόγω διαφορικής απόκρισης στην τεκτονική καταπόνηση. Οι επιφάνειες των ασυνεχειών ήταν γενικά τραχείες,

Πίνακας 2. Λιθολογική κατάταξη σχηματισμών
Table 2. Lithological classification of the formations.

Περιοχή	Σχηματισμός				
	A (%)	B (%)	C (%)	D (%)	E-F (%)
AO	52.0	-	-	48.0	-
M1	53.7	8.8	13.3	20.7	3.4
M2	61.8	22.2	6.7	6.9	2.4
A3	56.9	24.0	15.5	3.6	-

μέτρια ανοικτές, οξειδωμένες, χωρίς πλήρωση ή με απόθεση αργιλώδους ή ιλυοαμμώδους υλικού και σπάνια ασβεστίτη. Τέλος, δε καταγράφηκε και περιορισμένος αριθμός κανονικών και ανάστροφων ρηγμάτων.

Στο ανατολικό αντέρεισμα (περιοχή M2 και A3) η στρώση ήταν σταθερή (προς ΒΑ) και με ευνοϊκή διεύθυνση κλίσης (αντίρροπη) για την ευστάθεια. Στο δυτικό αντέρεισμα η διεύθυνση κλίσης μεταβάλλεται από τα μεσοβάθρα προς τα ακρόβαθρα, τεκμηριώνοντας τη συγκλινική κάμψη που είχε διαπιστωθεί κατά τη μελέτη.

Τα μέτρα αντιστήριξης στα πρηνή και στα φρέατα αποδείχθηκαν επαρκή.

7. ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Συντονιστής κατασκευής και διαχείρισης του έργου είναι η ΕΓΝΑΤΙΑ ΟΔΟΣ Α.Ε. Η οριστική μελέτη της γέφυρας Βοτονοσίου έγινε από τη ΔΟΜΗ ΟΕ με σύμβουλο γεωτεχνικών και γεωλογικών την ΕΔΑΦΟΣ Ε.Π.Ε. Η γεωλογική προμελέτη έγινε από το γραφείο Π. Πατζαρτζή. Ο κ. U. Hegg της Lombardi Italia, ήταν σύμβουλος θεμελιώσεων. Η γέφυρα κατασκευάστηκε από την Κ/Ε ΜΗΧΑΝΙΚΗ Α.Ε. – ΑΒΑΞ Α.Ε. – ΑΘΗΝΑ ΑΕΤΒ&ΤΕ – ΜΟΧΛΟΣ Α.Ε.

8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Ντουινιάς, Γ.Θ., Σταθόπουλος, Σ., Φίκιρης, Γ.Φ., Λυμπέρης, Ε. & Κοτσανόπουλος, Τ. (2001). "Μελέτη και εκσκαφή των φρεάτων θεμελίωσης των μεσοβάθρων M1 της γέφυρας Βοτονοσίου". Διημερίδα «Οι σήραγγες της Εγνατίας οδού», Ιωάννινα.
- Σταθόπουλος Σ., Κοτσανόπουλος Π., Σπυρόπουλος Ι., Σταθόπουλος Ε. & Σταθόπουλος Κ. (2005). "Γέφυρα Βοτονοσίου". Πρακτικά ημερίδας "Σημαντικές γέφυρες στην Ελλάδα", Θεσσαλονίκη 2005.
- Bowles, E.J. (1996). "Foundation Analysis and Design." 5th edition, McGraw – Hill, pg. 278

Carter, J.P. & Kulhawy, F.H. (1988). "Analysis and design of drilled shaft foundation socketed into rock". Report EL-5918, Electric Power Research Inst. California.

Hoek, E. & Brown, E.T. (1997). "Practical estimates of rock mass strength". Int. J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics Abstracts. 34(8), 1165-1186.

Hoek, E. (1999) "Support of very weak rock associated with faults and shear zones", Distinguished lecture, Int. Symp. on Rock Support and Reinforcement Practice in Mining, Kalgoortie, Australia, 14-19, 1999

Hong Kong Geotechnical Engineering office (1981). "Geotechnical Manual for slopes", Hong Kong, pp. 129-34.

ISRM (1981). "Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses" (E.T. Brown), Pergamon Press.

Ladanyi, B. (1977). Discussion of "Friction and end bearing tests on bedrock for high capacity Socket design." Can. Geotech. Journal, Vol. 13

Marinos, P.G. & Hoek, E. (2000) "GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation". Proc. GeoEng2000, Melbourne, pg.1422-1446, Technomin Publ.

Rosenberg P. & Journeaux N.L. (1976). Friction and end bearing tests on bedrock for high capacity Socket design. Can. Geotech. Journal, Vol. 13, 1976

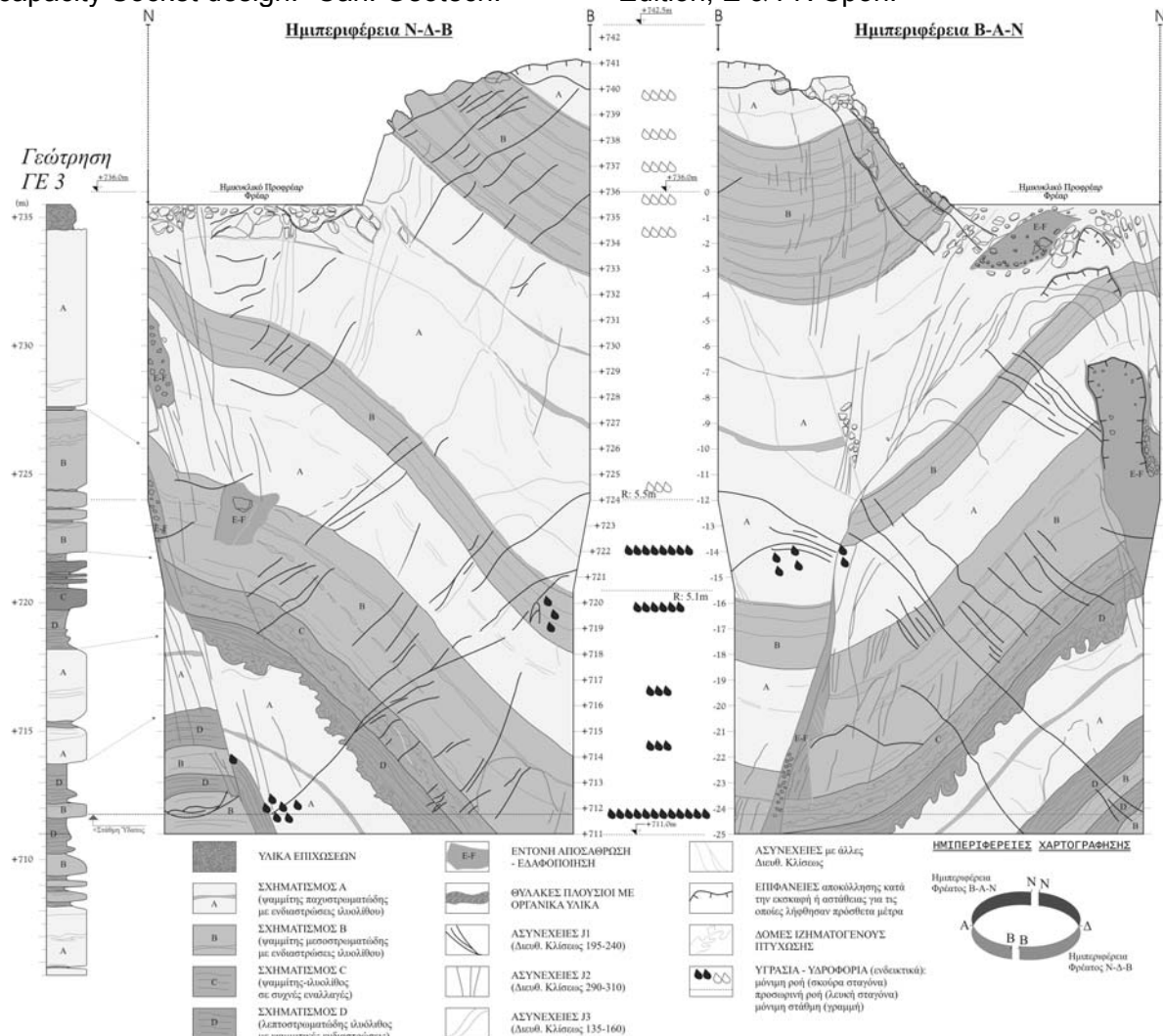
Randolph, M.F. (1981). "The response of flexible piles to lateral loading". Geotechnique 31

Rowe R. K. & Armitage, H. H. (1987). "Theoretical solutions for the axial deformation of drilled shafts in rock". Can. Geotech. Journal, 24, pg. 114-142.

Stagg K.G. & Zienkiewicz O.C. (1968). "Rock mechanics in Engineering Practice", John Wiley & Sons, New York. pg. 442

Tomlinson M.J (1995). "Foundation design & Construction". 6th Ed

Wyllie D.C. (1999). "Foundations on rock", 2nd Edition, E & FN Spon.



Σχήμα 9: Τεχνικογεωλογική αποτύπωση παρειών εκσκαφής φρέατος M2δ
 Figure 9: Engineering geological mapping of the excavated surfaces of M2δ shaft