

Μετρό Θεσσαλονίκης: Γεωτεχνικός και Δομοστατικός Σχεδιασμός Σταθμών Κατασκευαζόμενων με τη Μέθοδο Κάλυψης και Εκσκαφής

Metro Thessaloniki: Geotechnical and Structural Design of Stations Constructed Using the Top-Down Method

ΒΑΣΙΛΑΚΟΠΟΥΛΟΥ, Γ. Πολ. Μηχανικός, M.Sc., ΟΜΕΤΕ Α.Ε., Αθήνα
ΡΙΖΟΣ, Δ. Πολ. Μηχανικός, M.Sc., ΟΜΕΤΕ ΕΔΑΦΟΣΤΑΤΙΚΗ Ε.Π.Ε., Αθήνα
ΒΡΕΤΤΟΣ, Χ. Δρ. Πολ. Μηχανικός, Καθηγητής, Πολυτεχνείο Kaiserslautern, Γερμανία

ΠΕΡΙΛΗΨΗ : Η κατασκευή του Μετρό Θεσσαλονίκης μήκους γραμμής 9.6 km περιλαμβάνει, εκτός της διάνοιξης δύο δίδυμων σηράγγων, την εκσκαφή και αντιστήριξη βαθιών ορυγμάτων για τη δημιουργία σταθμών, διακλαδώσεων και διασταυρώσεων. Για τον περιορισμό της όχλησης στην επιφάνεια και την ελαχιστοποίηση των καθιζήσεων επιλέχθηκε η μέθοδος κάλυψης και εκσκαφής. Παρουσιάζονται οι γεωτεχνικές συνθήκες, η μέθοδος για την διαστασιολόγηση της κατασκευής σε δύο θέσεις κατά μήκος του έργου, τα μέτρα για την εξασφάλιση έναντι άνωσης και για την προστασία γειτονικών κτιρίων καθώς επίσης και στοιχεία της απόκρισης του συστήματος.

ABSTRACT : The construction of the Thessaloniki Metro, with total length of 9.6 km, includes besides the excavation of two twin tunnels the construction and support of deep excavations for several stations, crossings, and junctions. In order to reduce disturbances at the ground surface and to minimise settlements in the neighbourhood, the top-down construction method was adopted. The paper presents the soil conditions, the design method for the structures at two locations along the alignment, the countermeasures for providing safety against uplift and for protecting neighbouring buildings as well as elements of the system response.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Το έργο κατασκευής του Μετρό της Θεσσαλονίκης ξεκίνησε το 2006 και περιλαμβάνει την διάνοιξη δύο σηράγγων μονής τροχιάς μήκους 9.6 km η κάθε μία καθώς και 13 σταθμών με κεντρική αποβάθρα και ενός αμαξοστασίου. Η κατασκευή του πραγματοποιείται από την Κοινοπραξία των εταιριών ΑΕΓΕΚ Α.Τ.Ε. – IMPREGILO S.p.A – ANSALDO S.p.A – SELI S.p.a – ANSALDO-BREDA S.p.a. Μελετητής της Κοινοπραξίας για τους σταθμούς είναι οι ΟΜΕΤΕ Α.Ε. και ΟΜΕΤΕ ΕΔΑΦΟΣΤΑΤΙΚΗ Ε.Π.Ε.

Η κατασκευή των σταθμών, των διακλαδώσεων και των διασταυρώσεων γίνεται με τη μέθοδο κάλυψης και εκσκαφής (top-down), Baldhaufl & Timm (1988). Η σειρά των εργασιών περιλαμβάνει σε πρώτη φάση την κατασκευή διαφραγματικών τοίχων από την

επιφάνεια, περιμετρικά της εκσκαφής που θα ακολουθήσει. Εν συνεχεία γίνεται εκσκαφή ως τη στάθμη σκυροδέτησης της πλάκας οροφής, με αντιστήριξη των παρειών με πασσάλους, όπου απαιτείται. Ακολουθεί σκυροδέτηση της πλάκας οροφής με έδραση στα περιμετρικά διαφράγματα, επανεπίχωση και πλήρης κυκλοφοριακή αποκατάσταση. Κατά τη διάρκεια κατασκευής της πλάκας οροφής λαμβάνονται μέτρα ώστε να μη διακόπτεται η κυκλοφορία. Εν συνεχεία πραγματοποιείται τμηματικά η υπόγεια εκσκαφή του σταθμού και η κατασκευή των ενδιάμεσων πλακών και της πλάκας θεμελίωσης, οι οποίες συνδέονται με τα διαφράγματα μέσω συνδέσμων επέκτασης οπλισμού. Με αυτό τον τρόπο κατασκευής, η αντιστήριξη του σκάμματος του σταθμού κατά την εκσκαφή πραγματοποιείται μέσω της πλάκας οροφής και των ενδιάμεσων πλακών ενώ σε ορισμένες περιπτώσεις, ανάλογα με τις

συνθήκες (γεωτεχνικές και κατασκευαστικές διατάξεις) γίνεται χρήση και μεταλλικών αντηρίδων. Λόγω της υψηλής στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα, του μεγάλου βάθους του δαπέδου των σταθμών (έως και 35m) και σε ορισμένες περιπτώσεις αρτεσιανών πιέσεων γίνεται χρήση μικροπασσάλων στην πλάκα θεμελίωσης σε αρκετούς από τους σταθμούς. Τον μόνιμο φορέα του σταθμού αποτελούν οι διαφραγματικοί τοίχοι, χωρίς εσωτερικό τοίχιο, η πλάκα οροφής, οι ενδιάμεσες πλάκες (δύο έως τέσσερις ανάλογα με το βάθος) και η πλάκα θεμελίωσης.

Η πολυπλοκότητα του έργου προκύπτει από τις πτωχές γεωτεχνικές ιδιότητες σε αρκετές θέσεις κατά μήκος της χάραξης και από τη γεινίαση κατασκευών, που σε πολλές περιπτώσεις θεωρούνται ευαίσθητες έναντι παραμορφώσεων.

Το παρόν άρθρο αναφέρεται στις ιδιαιτερότητες της μελέτης και κατασκευής του Σταθμού Βενιζέλου και της Διασταύρωσης Συντριβανίου. Η μελέτη γίνεται με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 7, των ευρωπαϊκών κανονισμών EN, των κανονισμών DIN και άλλων γερμανικών συστάσεων, όπως αυτές περιγράφονται από τους Βρεττός κ.α. (2010).

2. ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΗΣ ΧΑΡΑΞΗΣ

Στα πλαίσια της γεωτεχνικής έρευνας κατά μήκος της χάραξης εκτελέστηκαν πάνω από 200 γεωτρήσεις και πρεσσιομετρήσεις, ενώ σε τρεις θέσεις εκτελέστηκαν και γεωφυσικές διασκοπήσεις. Η εκτέλεση των πρεσσιομετρικών δοκιμών έγινε κυρίως για λόγους ακριβέστερης εκτίμησης των μέτρων ελαστικότητας των εδαφικών σχηματισμών καθώς και για την εκτίμηση του συντελεστή ωθήσεων γαιών σε ηρεμία. Οι εργαστηριακές δοκιμές που εκτελέστηκαν περιλαμβάνουν: α) δοκιμές προσδιορισμού φυσικών χαρακτηριστικών, β) δοκιμές για την εκτίμηση των ενεργών παραμέτρων διαμητρικής αντοχής, δηλ. δοκιμές απευθείας διάτμησης, αντοχής σε θλίψη και τριαξονικές δοκιμές αστράγγιστης φόρτισης τύπου UU, και γ) δοκιμές συμπίεσόμετρου. Για λεπτομέρειες βλέπε Ανδρικοπούλου και Μαραγιάννης (2010).

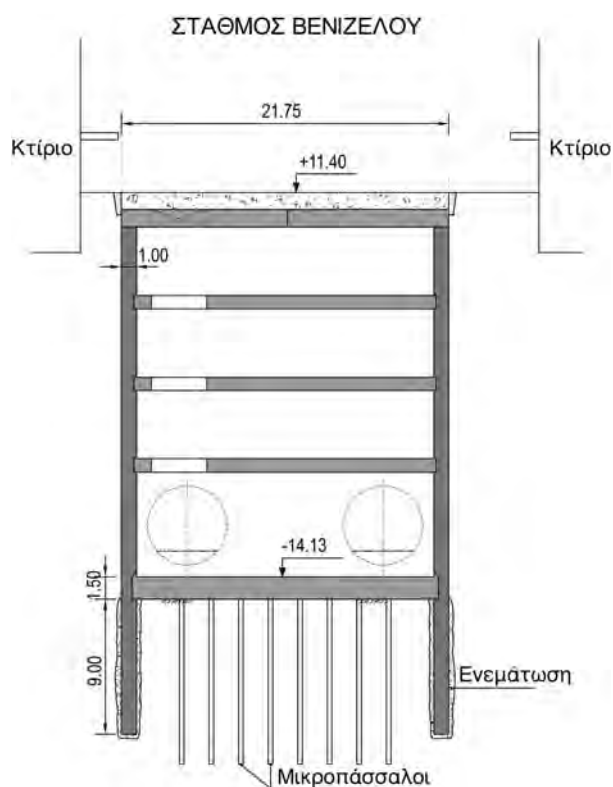
Τα αποτελέσματα της έρευνας έδειξαν ότι περίπου τα 2/3 της χάραξης αναπτύσσονται σε στιφρούς έως σκληρούς εδαφικούς και ημιβραχώδεις σχηματισμούς, ενώ στο υπόλοιπο 1/3 εντοπίστηκαν πολύ μαλακοί έως σταθεροί και χαλαροί έως μέσης πυκνότητας εδαφικοί

σχηματισμοί, φτωχών συνολικά μηχανικών χαρακτηριστικών. Επιπλέον, από τα πιεζόμετρα που εγκαταστάθηκαν εντοπίστηκε πέραν του μόνιμου υδροφόρου της περιοχής και αρτεσιανοί ορίζοντες οι οποίοι αναπτύσσονται σε βάθη μεγαλύτερα των 25m και οδηγούν σε μικρή παροχή νερού στην επιφάνεια του εδάφους.

3. ΣΤΑΘΜΟΣ ΒΕΝΙΖΕΛΟΥ

3.1 Γεωμετρία και εδαφικές συνθήκες

Το μήκος του σταθμού μαζί με τα φρέατα αερισμού είναι 76.60m ενώ το καθαρό πλάτος του είναι 19.75m. Το βάθος εκσκαφής του σταθμού είναι 27m και αποτελείται από τέσσερα υπόγεια επίπεδα. Τυπική διατομή δίδεται στο Σχήμα 1.



Σχήμα 1. Διατομή Σταθμού Βενιζέλου
Figure 1: Cross section of Venizelou Station

Το εδαφικό προφίλ στην περιοχή αποτελείται από τρεις διακριτές στρώσεις:

- Τεχνητές επιχώσεις πάχους 11m,
- Στρώση A2a πάχους 4 m αποτελούμενη από μαλακές έως σταθερές, καστανέρυθρες, αμμώδεις αργίλους (CL-CI), χαμηλής έως μέσης πλαστικότητας και μέτρια πυκνές, αργιλώδεις άμμοι (SC) με χάλικες,

Πίνακας 1. Χαρακτηριστικές μέσες τιμές των εδαφικών παραμέτρων στην περιοχή του Σταθμού Βενιζέλου και της Διασταύρωσης Συντριβάνι

Table 1. Characteristic mean values of soil parameters at the site of Venizelou Station and Sintrivani Crossover

Στρώση	PI [%]	w [%]	E [MPa]	E_s [MPa]	c' [kPa]	φ' [°]	c_u [kPa]	N [-]	k [m/s]
Σταθμός Βενιζέλου									
Επιχώσεις	-	-	7.5	10	5	33	-	7	-
A2α	16.2	19.5	60	80	27	28	140	33	$5 \cdot 10^{-8}$
A2β	15.3	15.1	150	200	100	27	270	>50	$1 \cdot 10^{-7}$
Διασταύρωση Συντριβάνι									
Επιχώσεις	-	-	7.5	10	5	33	-	-	-
A2α	19.1	16.5	75	100	50	26	140	44	$1 \cdot 10^{-8}$
A2β	14.6	14.8	110	150	110	28	300	>50	$1 \cdot 10^{-7}$
A2γ	14.8	13.9	300	350	100	30	500	>50	$1 \cdot 10^{-6}$

- Στρώση A2β από βάθος 15m έως το βραχώδες υπόβαθρο αποτελούμενη από σιφρές έως πολύ σιφρές και τοπικά σκληρές, καστανέρυθρες – ερυθρές, αμμώδεις αργίλους (CL-CI), τοπικά με χάλικες, χαμηλής έως μέσης πλαστικότητα, έως τοπικά πολύ ασθενείς αργιολίθους/ίλυολίθους με τοπικές ενστρώσεις πυκνών έως πολύ πυκνών, καστανέρυθρων αργιλωδών άμμων (SC), τοπικά με χάλικες και αργιλωδών χαλικών (GC) με άμμο.

Ο υδροφόρος ορίζοντας εντοπίστηκε σε βάθος 6.70m από την επιφάνεια. Οι εδαφικές παράμετροι για κάθε στρώση, όπως εκτιμήθηκαν στα πλαίσια της γεωτεχνικής μελέτης από α) επιτόπου δοκιμές με εφαρμογή εμπειρικών σχέσεων και β) εργαστηριακές δοκιμές, δίνονται στον Πίνακα 1. Πρόκειται για τις χαρακτηριστικές μέσες τιμές δείκτη πλαστιμότητας PI , ποσοστού υγρασίας w , μέτρου ελαστικότητας E , μέτρου συμπίεστικότητας E_s , συνοχής c' , εσωτερικής γωνίας τριβής φ' , αστράγγιστης διατμητικής αντοχής c_u , αριθμού κρούσεων SPT, διαπερατότητας k .

3.2 Διαφραγματικοί τοίχοι και πλάκες

Οι διαφραγματικοί τοίχοι κατασκευάζονται με την κλασική μέθοδο, όπου η υποστήριξη των παρειών του ορύγματος κάθε πάνελου εξασφαλίζεται με τη χρήση αιωρήματος μπεντονίτη. Ο έλεγχος της ευστάθειας, όπως και η επιλογή της σύστασης του αιωρήματος γίνεται με τις μεθόδους του DIN 4126. Επειδή η κατασκευή των διαφραγματικών τοίχων του σταθμού γίνεται με τη χρήση υδροφρέζας

δεν τοποθετείται υδατοφραγμός μεταξύ των πινέλων. Η σκυροδέτηση των διαφραγμάτων γίνεται με σκυρόδεμα κατηγορίας C30/37 και σύμφωνα με τις κατασκευαστικές απαιτήσεις των DIN 4126 και EN 1538.

Λόγω της ύπαρξης αρχαιολογικού στρώματος έως βάθος 11m περίπου, κατά την κατασκευή των διαφραγμάτων παρατηρήθηκε καταρχάς απώλεια μεγάλων ποσοτήτων μπεντονίτη. Για την αντιμετώπισή του γινόταν έγχυση ισχνού σκυροδέματος για την πλήρωση των κενών και επανεκσκαφή με υδροφρέζα μετά την πήξη του. Η εναλλακτική λύση με τη μέθοδο επιτόπου ανάμειξης (mixed in place) εξετάστηκε αλλά δεν υιοθετήθηκε λόγω ελλείψεως του ειδικού εξοπλισμού.

Ο υφιστάμενος εξοπλισμός δεν επέτρεπε την υιοθέτηση μήκους διαφράγματος μεγαλύτερου των 36m. Επειδή το απαιτούμενο μήκος εμπήξης του διαφράγματος για την εξασφάλιση της φέρουσας ικανότητας σε κατακόρυφη φόρτιση ήταν μεγαλύτερο από το διατιθέμενο από τον υφιστάμενο εξοπλισμό, έγινε ενίσχυση της φέρουσας ικανότητας κατά τη φάση κατασκευής με ένεμα υπό πίεση στη διεπιφάνεια διαφράγματος και εδάφους. Η εφαρμογή των τσιμεντενέσεων εκτελέστηκε από σωληνάκια τοποθετημένα πάνω στον κλωβό οπλισμού σε κατάλληλο χρόνο μετά το πέρας της σκυροδέτησης. Ακολουθήθηκε η μεθοδολογία που εφαρμόζεται ευρέως σε φρεατοπασσάλους, Seitz & Schmidt (2000). Για την περίπτωση απαίτησης επιπλέον ενίσχυση της αιχμής, εφόσον αυτό προκύψει από τις επιτόπου μετρήσεις, θα χρησιμοποιηθούν οι σωλήνες των δοκιμών ακουστικού ελέγχου για την εισπίεση του ενέματος.

Η πλάκα οροφής συνδέεται απ' ευθείας με τα διαφράγματα διαμορφώνοντας μονολιθικό κόμβο, ενώ η σύνδεση των ενδιάμεσων πλακών και της πλάκας του πυθμένα με τα διαφράγματα γίνεται σε ειδικά διαμορφωμένες εσοχές διασφαλίζοντας τη συνέχεια του οπλισμού μέσω συνδέσμων επιμήκυνσης. Η παραπάνω σύνδεση των ενδιάμεσων πλακών και του πυθμένα θεωρείται στις στατικές αναλύσεις του φορέα τόσο ως άρθρωση όσο και ως πάκτωση, σύμφωνα με τις απαιτήσεις των συμβατικών τευχών. Στον έλεγχο των διατομών των ενδιάμεσων πλακών θεωρούνται τα δυσμενέστερα αποτελέσματα των ως άνω επιλύσεων. Το πάχος της πλάκας οροφής είναι 1.20m, των ενδιάμεσων πλακών 0.90 m και της πλάκας θεμελίωσης 1.50m. Λόγω υψηλών υδροστατικών πιέσεων άνωσης θα γίνει αγκύρωση της πλάκας θεμελίωσης μέσω μικροπασσάλων.

Οι έλεγχοι ακολουθούν τις αρχές του EN 1997-1 και περιλαμβάνουν α) έλεγχο βύθισης διαφραγματικού τοίχου στο έδαφος, β) έλεγχο της συνολικής ευστάθειας της βαθιάς εκσκαφής με τα δομικά της στοιχεία έναντι των δυνάμεων άνωσης, γ) έλεγχο σε άνωση σε περίπτωση αγκύρωσης της πλάκας θεμελίωσης με μικροπασσάλους, δ) έλεγχο ανύψωσης πυθμένα εκσκαφής, ε) έλεγχο υδραυλικής αστοχίας πυθμένα εκσκαφής. Η μεθοδολογία που ακολουθήθηκε για τους παραπάνω ελέγχους περιγράφεται από τους Βρεττός κ.α. (2010).

3.3 Σεισμικά φορτία

Σεισμικά φορτία προσομοιώνονται θεωρώντας πρόσθετες οριζόντιες σεισμικές τάσεις (με θεώρηση ακλόνητου τοίχου) με μέγιστη τιμή στην επιφάνεια του εδάφους ίση με $1.50 \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot H$ και ελάχιστη τιμή ίση προς $0.50 \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot H$ στο κατώτατο σημείο του τοίχου, σε βάθος H (όταν $H > 10m$ λαμβάνεται $H = 10m$), σύμφωνα με τον ΕΑΚ (§ 5.3.β). Λαμβάνεται σεισμικός συντελεστής $\alpha = 0.16 \cdot g$. Κατά την επιβολή των σεισμικών δυνάμεων γίνεται απομείωση των επιφανειακών φορτίων κατά 30%. Επιπλέον σύμφωνα με τις απαιτήσεις των συμβατικών τευχών, εξετάστηκε και η συμπεριφορά του συνολικού συστήματος του σταθμού με φασματική επιτάχυνση, όπως αυτή ορίστηκε από τους Πιτιλάκη και Συνεργάτες (2004). Η αντίδραση του εδάφους στην ψευδοστατική ανάλυση προσομοιώθηκε με κατάλληλα ελατήρια που λαμβάνουν υπόψη την αλληλεπίδραση σταθμού-εδάφους.

3.4 Υπολογισμοί με πεπερασμένα στοιχεία

Ενώ οι έλεγχοι οριακής κατάστασης αστοχίας κατά τον EN 1997-1 μπορούν να γίνουν με χρήση των απλοποιημένων μοντέλων που περιγράφονται στους αντίστοιχους κανονισμούς, ο έλεγχος της κατάστασης λειτουργικότητας κατά EN 1997-1 απαιτεί λόγω της πολυπλοκότητας του συστήματος εφαρμογή αριθμητικών μεθόδων πεπερασμένων στοιχείων. Ταυτόχρονα, η χρήση της μεθόδου αυτής δίνει τη δυνατότητα υπολογισμού των εντατικών μεγεθών των δομικών στοιχείων σε προσομοίωμα κατασκευής εγκιβωτισμένης σε συνεχές μη γραμμικό εδαφικό μέσο.

Η εκτίμηση των εδαφικών φορτίων λαμβάνει πλήρως υπόψη την μέθοδο κατασκευής, την σχετική δυσκαμψία της κατασκευής και επομένως την αλληλεπίδραση εδάφους - κατασκευής. Για τον υπολογισμό γίνεται χρήση του πρόγραμματος πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS 8.5 επίπεδης ανάλυσης (2D). Σε κάθε φάση κατασκευής υπολογίζονται οι πιέσεις στα διαφράγματα, οι ενεργές τάσεις υπό συνθήκες υδατικής ροής, η υδραυλική κλίση και οι υδατικές παροχές στην περιοχή του πυθμένα του σκάμματος. Η προσομοίωση των διαφραγματικών τοίχων και των πλακών γίνεται -αντί στοιχείων δοκού- με ισοπαραμετρικά στοιχεία για να εκτιμηθεί ακριβέστερα η αλληλεπίδραση εδάφους - διαφράγματος, και να αποφευχθεί η μη ρεαλιστική ενδεχόμενη βύθιση των διαφραγμάτων.

Για τον απευθείας υπολογισμό των εντατικών μεγεθών στον τοίχο και στις πλάκες γίνεται εισαγωγή αριθμητικού προσομοιώματος παραμορφωσιόμετρο. Για τη διεπιφάνεια διαφραγμάτων - εδάφους λαμβάνεται συντελεστής απομείωσης της συνάφειας.

Το έδαφος προσομοιώνεται με το καταστατικό μοντέλο Hardening Soil Small-Strain του λογισμικού PLAXIS 8.5, που είναι ενδεδειγμένο για την προσομοίωση του εδάφους σε περιπτώσεις αποφόρτισης, όπως είναι οι εκσκαφές βαθιών ορυγμάτων. Οι παράμετροι παραμορφωσιμότητας του εδάφους για τις επιμέρους στρώσεις αντιστοιχούν στις τιμές των εκάστοτε ενεργών τάσεων.

Δίνεται επίσης η δυνατότητα ελέγχου ευστάθειας του συστήματος κατά την τελευταία, δυσμενέστερη, φάση εκσκαφής. Ο υπολογισμός με το PLAXIS γίνεται με τη διαδικασία σταδιακής απομείωσης εσωτερικής γωνίας τριβής - συνοχής.

Υπολογίζονται επίσης η αναπτυσσόμενη παροχή νερού στην κρισιμότερη φάση

εκσκαφής, όπως και η υδραυλική κλίση στην περιοχή του πυθμένα, η οποία εισέχεται στον έλεγχο υδραυλικής αστοχίας πυθμένα.

3.5 Διατάραξη υδροφόρου ορίζοντα

Λόγω του εκτεταμένου μεγέθους του σταθμού και της πάκτωσης των διαφραγματικών τοίχων στο αδιαπέρατο υποκείμενο στρώμα αργίλου η μόνιμη μεταβολή του υδροφόρου ορίζοντα λόγω παρεμπόδισης της ελεύθερης ροής είναι αναπόφευκτη. Μια πρώτη εκτίμηση για συνθήκες σταθερής κατάστασης υδατικής ροής γίνεται μέσω των αναλυτικών λύσεων της προσεγγιστικής μεθόδου κατά Schneider (1981). Για οριακή περίπτωση ροής κάθετης προς τον διαμήκη άξονα εμποδίου μήκους $2t$, η ανύψωση στα ανάντη στο μέσο του εμποδίου στη θέση ακριβώς πίσω από εμπόδιο δίνεται από τη σχέση $\Delta h = i \cdot t$, όπου i είναι η τιμή της υδραυλικής κλίσης.

Για κλίση του υδροφόρου ορίζοντα, σύμφωνα με τις μετρήσεις των τοποθετημένων πιεζομέτρων, περίπου ίση με 1.2% και μήκος σταθμού 80m υπολογίζεται ανύψωση ίση με 0.5m. Η ανύψωση που παρατηρήθηκε είναι 2.3m. Εκτελέστηκαν επίσης τρισδιάστατοι υπολογισμοί με παραδοχή ανομοιογενούς διαπερατότητας κατά μήκος του σταθμού. Συγκεκριμένα εξετάστηκε η περίπτωση ύπαρξης υπόγειου υδροφορέα υψηλής διαπερατότητας πεπερασμένου εύρους εντός του αρχαιολογικού στρώματος, το οποίο δείχνει πρόσθετη ανύψωση. Για ακριβέστερη εκτίμηση απαιτείται λεπτομερέστερο προσομοίωμα και υδρογεωλογική έρευνα σε ευρύτερη περιοχή. Μέθοδοι αντιμετώπισης για την αποκατάσταση του Υ.Ο., εφόσον απαιτείται, περιλαμβάνουν π.χ. κατασκευή μόνιμης διόδου επικοινωνίας υπόγειων υδάτων, Glitsch & Spang (2008).

3.6 Καθιζήσεις

Παραμορφώσεις των εδαφικών στρωμάτων προέρχονται είτε από τη διακύμανση της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα είτε από την αφαίρεση εδαφικού όγκου κατά την εκσκαφή.

Ήδη από τα πρώτα στάδια της κατασκευής είχε εγκατασταθεί σύστημα παρακολούθησης των παραμορφώσεων στα κρίσιμα σημεία. Από τις προκαταρκτικές αναλύσεις είχαν οριστεί ζώνες επιρροής έχοντας λάβει υπόψη και την τρωτότητα των κτιρίων.

Αναφορικά με την επιρροή του υδροφόρου ορίζοντα σε επιφανειακά θεμέλια, όταν ο

βαθμός εκμετάλλευσης της φέρουσας ικανότητας θεμελίου είναι μικρός η ανύψωση του Υ.Ο. τείνει γενικά να οδηγήσει σε ανύψωση του θεμελίου με μέτρο παραμορφωσιμότητας εδάφους που αντιστοιχεί σε συνθήκες αποφόρτισης. Η αντίστοιχη ανύψωση είναι μικρή. Ωστόσο, όταν ο βαθμός εκμετάλλευσης της φέρουσας ικανότητας του θεμελίου είναι μεγάλος, η ανύψωση του υδροφόρου ορίζοντα μπορεί να επιφέρει πρόσθετες καθιζήσεις λόγω της μη γραμμικής σχέσης φορτίου-παραμόρφωσης.

Στην περιοχή του σταθμού Βενιζέλου βρίσκονται κτίρια θεμελιωμένα σε μεμονωμένα πέδιλα μικρών διαστάσεων επί των τεχνητών επιχώσεων. Μετά την ανύψωση του Υ.Ο., όπως αυτή περιγράφεται παραπάνω, παρατηρήθηκαν σημαντικές καθιζήσεις μέχρι και 40mm. Λόγω των μικρών διαφορικών καθιζήσεων στα κτίρια οι καθιζήσεις αυτές δεν αξιολογήθηκαν ως κρίσιμες. Εξαιρέση αποτελεί το μνημείο Χαμζά Μπέη (Αλκαζάρ) το οποίο αναλύεται παρακάτω.

Καθιζήσεις λόγω της κατασκευής του σταθμού δεν έχουν ακόμη καταγραφεί, μιας και οι μέχρι τώρα εργασίες αφορούν σε αρχαιολογικές εκσκαφές των επιφανειακών στρωμάτων.

3.7 Προστασία Μνημείου Χαμζά Μπέη

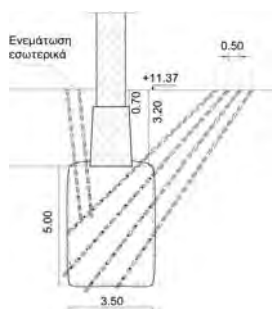
Η θέση το μνημείου φαίνεται στο Σχήμα 2. Το μνημείο πάσχει από συνδυασμένα προβλήματα υπεδάφους και θεμελίωσης που οδήγησαν σε καθιζήσεις και εκτεταμένες βλάβες της ανωδομής τουλάχιστον τα τελευταία 30 χρόνια. Κατά το παρελθόν έγινε πλήθος επεμβάσεων για την εξασφάλιση της ακεραιότητας.



Σχήμα 2. Κάτοψη Σταθμού Βενιζέλου
Figure 2. Plan view of Venizelou Station

Με την κατασκευή των διαφραγματικών τοίχων του σταθμού παρατηρήθηκε ανύψωση του Υ.Ο. με άμεση ενεργοποίηση καθιζήσεων.

Λόγω της σπουδαιότητας του κτιρίου έγιναν εκτενείς αναλύσεις για τον εντοπισμό των αιτιών και τη λήψη κατάλληλων μέτρων. Διαπιστώθηκε ότι η ανύψωση του Υ.Ο. κατά 2m περίπου οδήγησε σε σημαντική μείωση της φέρουσας ικανότητας (αύξηση του βαθμού εκμετάλλευσης). Από τις επιτόπου έρευνες και αναλύσεις αποφασίστηκε η βελτίωση της θεμελίωσης και η ενίσχυση του υπεδάφους, που οδηγεί σε ανάσχεση των καθιζήσεων, ΟΜΕΤΕ και Χρονόπουλος (2009). Εκτελέστηκαν τσιμεντενέσεις στην ΝΑ πλευρά. Από το δοκιμαστικό πρόγραμμα τσιμεντενέσεων στην περιοχή δίπλα από το μνημείο (παρόμοιες εδαφικές συνθήκες), καθορίστηκε η διαδικασία ενεμάτωσης (tube-a-manchette με διπλό racker σε κάθε θέση ακροφύσιου), ο τρόπος εκτέλεσης (τουλάχιστον 3 στάδια), οι πιέσεις, η σύνθεση του ενέματος και τα κριτήρια παύσης της διαδικασίας, εξασφαλίζοντας έτσι αποφυγή τυχόν ανύψωσης των θεμελίων. Ενδεικτική διάταξη δίδεται στο Σχήμα 3.



Σχήμα 3. Ενδεικτική διάταξη τσιμεντενέσεων
Figure 3. Indicative grouting layout

4. ΔΙΑΣΤΑΥΡΩΣΗ ΣΥΝΤΡΙΒΑΝΙΟΥ

4.1 Γεωμετρία και εδαφικές συνθήκες

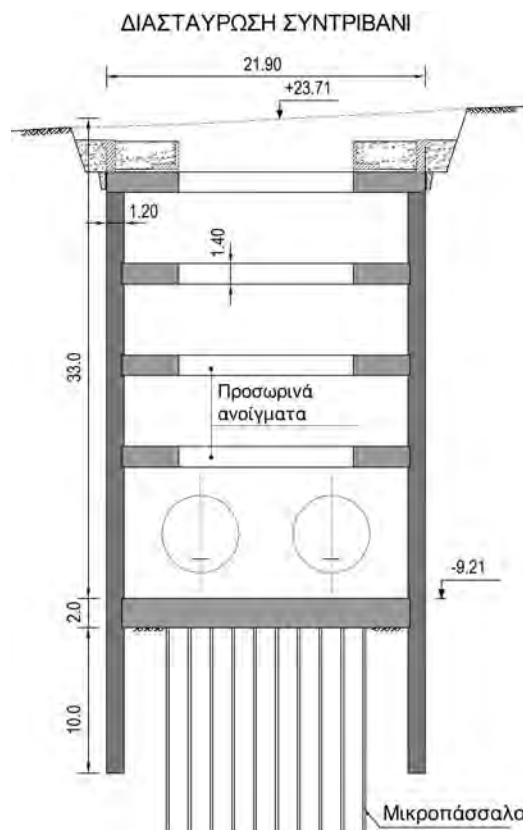
Το μήκος της Διασταύρωσης είναι 104m με καθαρό πλάτος 19.5m. Το βάθος εκσκαφής του ορύγματος είναι 35m και αποτελείται από τέσσερα υπόγεια επίπεδα, βλ. Σχήμα 4. Το εδαφικό προφίλ στην περιοχή αποτελείται από τέσσερις διακριτές στρώσεις:

- Τεχνητές επιχώσεις πάχους 2.7m,
- Στρώση Α2α πάχους 10.3 m αποτελούμενη από καστανέρυθρες, σιφρές, αμμώδεις αργίλους (CL), με σποραδικές, ασυνεχείς και μικρού πάχους εμφανίσεις πυκνών αργιλωδών χαλίκων (GC) και αργιλωδών άμμων με χαλίκια (SC),
- Στρώση Α2β πάχους 12m αποτελούμενη από ερυθρές πολύ σιφρές έως σκληρές, αμμώδεις

αργίλους (CL), έως ασθενείς αργιλόλιθους χαμηλής πλαστικότητας, με ενδιάμεσες, διάσπαρτες στρώσεις πυκνών αργιλωδών άμμων (SC) ιλύων (ML),

- Στρώση Α2γ από το βάθος των 25m και κάτω αποτελούμενη από σκληρές χαλικώδεις/αμμώδεις αργίλους (CL) έως ασθενείς αργιλόλιθους, σε εναλλαγές με στρώσεις καλά συγκολλημένου ψηφιδολατυποπαγούς και πολύ πυκνών αργιλωδών χαλίκων με άμμο (GC).

Οι εδαφικές παραμέτροι για κάθε στρώση, δίνονται στο Πίνακα 1.



Σχήμα 4. Διατομή Διασταύρωσης Συντριβάνι
Figure 4: Cross section of Sintrivani Crossover

Αρχικά ο υδροφόρος ορίζοντας εντοπίστηκε στα 5m από την επιφάνεια. Από τις εκτεταμένες έρευνες (πιεζόμετρα και δοκιμαστικές αντλήσεις) διαπιστώθηκε ότι σε βάθος περί τα 25m συναντάται αρτεσιανός ορίζοντας πιεζομετρικού ύψους έως σχεδόν την επιφάνεια του εδάφους.

4.2 Διαφραγματικοί τοίχοι και πλάκες

Η μέθοδος ανάλυσης και η διαδικασία κατασκευής των διαφραγματικών τοίχων αντιστοιχεί στα αναφερόμενα του Κεφ. 3. Δεν απαιτήθηκε ενίσχυση της διεπιφάνειας για αύξηση της φέρουσας ικανότητας.

Ομοίως, η σύνδεση των πλακών με τα διαφράγματα ακολουθεί τα προαναφερόμενα στο Κεφ. 3. Το πάχος της πλάκας οροφής και των ενδιάμεσων πλακών είναι 1.40 m, ενώ της πλάκας θεμελίωσης 2.0m. Λόγω υψηλών υδροστατικών πιέσεων άνωσης από τον αρτεσιανό ορίζοντα η πλάκα θεμελίωσης αγκυρώνεται σε μικροπασσάλους.

4.3 Αντιμετώπιση αρτεσιανών πιέσεων

Η υψηλή υδατική πίεση δημιουργεί σοβαρά προβλήματα ευστάθειας του πυθμένα κατά την εκσκαφή ορυγμάτων. Για την αντιμετώπιση του προβλήματος επιτράπη από βάθος περί τα 16m η εκτέλεση προγράμματος ανακουφιστικών αντλήσεων. Η διαστασιολόγηση έγινε με βάση δοκιμαστικό πρόγραμμα αντλήσεων με παράλληλη παρακολούθηση και των παραμορφώσεων στο γειτονικό κτίριο της Βιβλιοθήκης του Αριστοτέλειο Πανεπιστημίου.

Κατά τη φάση κατασκευής των διαφραγματικών πανέλων δεν εκτελέστηκαν αντλήσεις, όπως αρχικά είχαν προταθεί, καθώς εκτιμήθηκε ότι οι πιέσεις του αιωρήματος μπεντονίτη εξισορροπούν τις αρτεσιανές.

4.4 Διαστασιολόγηση συστήματος μικροπασσάλων

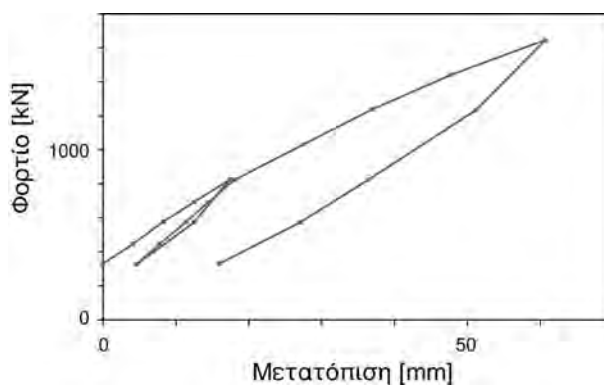
Οι μικροπασσάλοι ελέγχονται βάσει του DIN 1054:2005 §11.4 έναντι: α) στατικής ισορροπίας σε ανύψωση του συνολικού συστήματος κατασκευής-μικροπασσάλων-εδάφους (GZ 1A) και β) αντοχής μεμονωμένου μικροπασσάλου (GZ 1B).

Το σύστημα των μικροπασσάλων αποτελείται από 468 μικροπασσάλους σε μέσο κάρναβο 1.50m x 2.08m. Το πλήθος και ο κάρναβος προέκυψαν από βελτιστοποίηση του σχεδιασμού λαμβάνοντας υπόψη: α) τα αποτελέσματα των δοκιμαστικών φορτίσεων που εκτελέστηκαν επί τόπου του έργου στην τελική στάθμη εκσκαφής και β) τις ιδιότητες του χάλυβα των μικροπασσάλων. Για τη μέθοδο σχεδιασμού βλέπε Βρεττός κ.α. (2010).

Οι δοκιμαστικές φορτίσεις που εκτελέστηκαν για την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας αλλά και της δυσκαμψίας του μεμονωμένου μικροπασσάλου σε εφελκυσμό ακολουθούν τις Γερμανικές Συστάσεις για Πασσάλους EAP. Συνολικά εκτελέστηκαν δοκιμές σε 9 μικροπασσάλους με διάφορα μήκη και διαμέτρους, ενώ για τον ποιοτικό έλεγχο της κατασκευής εκτελέστηκαν επιπλέον δοκιμαστικές φορτίσεις αποδοχής στο 4% των



Φωτογραφία 1. Διάταξη δοκιμαστικής φόρτισης μικροπασσάλων σε εφελκυσμό
Photograph 1: Set-up of micropile tension load test

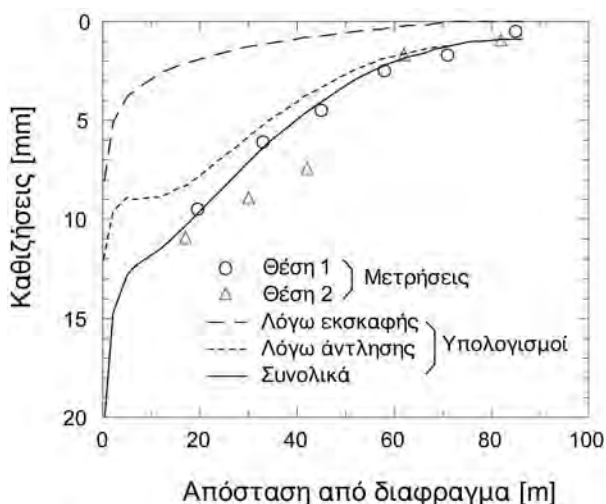


Σχήμα 5. Αποτελέσματα δοκιμαστικής φόρτισης μικροπασσάλου σε εφελκυσμό
Figure 5: Results of micropile tension load test

μικροπασσάλων. Στη Φωτογραφία 1 απεικονίζεται η διάταξη εκτέλεσης των φορτίσεων, ενώ στο Σχήμα 5 δίδονται αποτελέσματα μιας δοκιμής.

4.5 Σύγκριση υπολογισμών με επιτόπου μετρήσεις

Στα πλαίσια της παρακολούθησης της συμπεριφοράς κατά τη φάση εκσκαφής εκτελέστηκαν μετρήσεις καθιζήσεων στη γειτονική περιοχή, κλισιομέτρων στους διαφραγματικούς τοίχους και αναπτυσσόμενων δυνάμεων στις προσωρινές μεταλλικές αντηρίδες. Τα αποτελέσματα συγκρίνονται με τους υπολογισμούς πεπερασμένων στοιχείων που είχαν εκτελεστεί κατά τη φάση μελέτης όπου το έδαφος προσομοιώθηκε με το καταστατικό μοντέλο Hardening Soil SM του PLAXIS 8.5 προσαρμοσμένο στις ειδικές συνθήκες του έργου.



Σχήμα 6. Καθιζήσεις, Διασταύρωση Συντριβάνι
Figure 6: Settlements, Sintrivani Crossover

Στο Σχήμα 6 δίνονται τα διαγράμματα καθιζήσεων σε συνάρτηση της απόστασης από το διαφραγματικό τοίχο σε δύο θέσεις κατά μήκος της εκσκαφής. Κατά τον υπολογισμό συνυπολογίστηκε η επιρροή της ταπείνωσης της πιεζομετρικής στάθμης εξαιτίας του συστήματος άντλησεων που αναφέρονται σε προηγούμενο κεφάλαιο. Διακρίνεται η ικανοποιητική προσέγγιση της συμπεριφοράς του συστήματος.

Κατά την εκσκαφή τοποθετήθηκε μία σειρά μεταλλικών αντηρίδων μεταξύ της πλάκας -4 και της τελικής στάθμης εκσκαφής. Μετρήσεις έγιναν σε τρεις από αυτές. Η αναμενόμενη δύναμη είχε υπολογιστεί ίση με 2900 kN. Οι μετρήσεις έδωσαν τιμές μεταξύ 920 kN και 2520 kN.

5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η διαθέσιμη τεχνογνωσία επιτρέπει σήμερα την εφαρμογή συστημάτων βαθιών εκσκαφών ενός κελύφους και σε περιοχές κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα. Η κατασκευή περιλαμβάνει μεγάλο αριθμό εξειδικευμένων εργασιών.

Οι μέθοδοι υπολογισμού, που ορίζονται από τους κανονισμούς με βάση τις αρχές του EN 1997-1, καλύπτουν το σύνολο των απαιτούμενων ελέγχων. Για τον έλεγχο της λειτουργικότητας εφαρμόζονται αριθμητικές μέθοδοι με κατάλληλα μη-γραμμικά καταστατικά μοντέλα δίδοντας προσοχή στη μεταβλητότητα των γεωτεχνικών παραμέτρων.

Η ανάλυση της συμπεριφοράς συστημάτων αγκύρωσης της πλάκας θεμελίωσης μέσω μικροπασσάλων απαιτεί την εκτίμηση της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής.

Η επίδραση του νερού είναι εξαιρετικά σημαντική και η εκτίμηση της πρέπει να γίνεται από τα πρώτα στάδια της μελέτης σύμφωνα με κατάλληλο προγράμμα μετρήσεων.

Λόγω των αναπόφευκτων διαταραχών στο έδαφος και τα γειτονικά κτίρια απαιτείται εγκατάσταση οργάνων παρακολούθησης των μετακινήσεων.

Με την επιλογή κατάλληλου καταστατικού μοντέλου για το έδαφος επιτυγχάνεται ρεαλιστική πρόβλεψη της απόκρισης της κατασκευής και των καθιζήσεων.

6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Ανδρικοπούλου, Π.Κ. και Μαραγιάννης, Π. (2010), "Τεχνικογεωλογικές συνθήκες των ποτάμιων τεταρτογενών αποθέσεων της πόλης της Θεσσαλονίκης – Εμπειρικές συσχετίσεις μεταξύ επί τόπου και εργαστηριακών δοκιμών", 6^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, Βόλος.
- Baldauf, H. und Timm, U. (1988), "Betonkonstruktionen im Tiefbau", Ernst & Sohn, Berlin.
- Βρεττός, Χ., Βασιλακοπούλου, Γ. και Ρίζος, Δ. (2010), "Αρχές σχεδιασμού βαθιών ορυγμάτων κάλυψης και εκσκαφής σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα EC7 και Γερμανικές Συστάσεις", 6^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, Βόλος.
- Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle EA-Pfähle, Ernst & Sohn, Berlin, 2007.
- Glitsch, W. und Spang, C. (2008), "City-Tunnel Leipzig – Grundwasserkommunikationsanlagen", Taschenbuch für den Tunnelbau, 2009, S. 39-92.
- OMETE A.E. και Χρονόπουλος, Μ. (2009), "Μνημείο Χαμζά Μπέη – Μελέτη βελτίωσης/ενίσχυσης της θεμελίωσης και του υπεδάφους".
- Πιτιλάκης και Συνεργάτες (2004), "Μελέτη σεισμικής επικινδυνότητας και προσδιορισμός των παραμέτρων της ισχυρής εδαφικής κίνησης σχεδιασμού κατά μήκος του άξονα χάραξης του Μετρό Θεσσαλονίκης".
- Schneider, G. (1981), "Berechnung der Beeinflussung des Grundwasserstromes durch Baumaßnahmen", Die Bautechnik, H. 2, S. 67-69.
- Seitz, J.M. und Schmidt, H.-G. (2000), "Bohrpfähle", Verlag Ernst & Sohn, Berlin.