

Βελτίωση Εδάφους Θεμελίωσης Επιχώματος Νέου Οδικού Κόμβου Αμβρακίας με Χαλικοπασσάλους

Foundation Soil improvement with Stone Columns of Embankment at the New Interchange of Amvrakia

ΜΠΟΥΖΙΟΥ, Δ. Δρ. Πολιτικός Μηχανικός
ΦΙΚΙΡΗΣ, Ι.Φ. Πολιτικός Μηχανικός, MSc, DIC, ΕΔΑΦΟΣ Σύμβουλοι Μηχανικοί Α.Ε.
ΓΚΙΚΑΣ, Β. Μεταλλειολόγος Μηχανικός, MSc, ΕΔΑΦΟΣ Σύμβουλοι Μηχανικοί Α.Ε.
ΝΤΟΥΝΙΑΣ, Γ. Δρ. Πολιτικός Μηχανικός, ΕΔΑΦΟΣ Σύμβουλοι Μηχανικοί Α.Ε.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ : Παρουσιάζονται στοιχεία της μελέτης και κατασκευής επιχώματος μέγιστου ύψους 9m στο νέο κόμβο Αμβρακίας της Ιόνιας οδού. Λόγω δυσμενών εδαφικών συνθηκών θεμελίωσης προβλέφθηκε η κατασκευή χαλικοπασσάλων για τη βελτίωση του εδάφους και την επιτάχυνση της στερεοποίησης των πολύ συμπιεστών αργιλο-ιλυωδών λιμναίων αποθέσεων θεμελίωσης. Προβλέφθηκε σταδιακή κατασκευή των χωματουργικών έργων για την αποτόνωση των υδατικών υπερπίεσεων και την αποφυγή αστοχίας του εδάφους θεμελίωσης. Παρατίθενται δεδομένα που συγκεντρώθηκαν από τις γεωτεχνικές έρευνες, βασικές μελετητικές θεωρήσεις και αποτελέσματα μετρήσεων από την κατασκευή του έργου.

ABSTRACT : The paper presents design and construction issues of a 9m-high embankment located at the new Amvrakia interchange of the Ionian highway. Due to unfavorable foundation conditions, a ground improvement scheme with stone columns was applied for acceleration of consolidation in the compressible clayey-silty lacustrine deposits at the foundation. It was also foreseen the embankment to be constructed in stages to achieve dissipation of pore-water pressures and to avoid failure of the foundation soil. Data obtained from the geotechnical investigations, design principles that were followed and instrumentation results that were obtained during the construction of the project are presented.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η Ιόνια Οδός αποτελεί σύγχρονο αυτοκινητόδρομο μήκους 196km που ολοκληρώθηκε πλήρως, προ περίπου διετίας και συνδέει το Αντίρριο με τα Ιωάννινα. Κατασκευάστηκε εξ ολοκλήρου επί νέας χάραξης, σε ένα περιβάλλον με ιδιαίτερες γεωλογικές συνθήκες, έντονο μορφολογικό ανάγλυφο και αρκετές γεωτεχνικές προκλήσεις.

Το άρθρο παρουσιάζει στοιχεία της έρευνας – μελέτης και κατασκευής επιχώματος μέγιστου ύψους 9m που διέρχεται εγκαρσίως της λίμνης Αμβρακίας επί μεγάλου πάχους και ιδιαιτέρως μαλακών και συμπιεστών λιμναίων αποθέσεων, στην περιοχή αναδιαμόρφωσης των συγκοινωνιακών έργων στην έξοδο του κόμβου Αμβρακίας της Ιονίας οδού.

Στην περιοχή του νέου κόμβου, η χάραξη της Παλαιάς Εθνικής Οδού (Π.Ε.Ο.) Αγρινίου – Ιωαννίνων διερχόταν εγκαρσίως της λίμνης Αμβρακίας με επίχωμα ύψους της τάξεως των 10m που κατασκευάστηκε προ 50ετίας. Ιστορικά στοιχεία αναφέρουν ότι το συγκεκριμένο επίχωμα έτυχε πολλαπλών επισκευών, πιθανότατα εξαιτίας των προβληματικών συνθηκών θεμελίωσής του. Τα πρόσφατα έργα αναδιαμόρφωσης των συγκοινωνιακών έργων προέβλεψαν η Π.Ε.Ο. να μεταφερθεί επί νέου επιχώματος περίπου παράλληλα της παλαιότερης χάραξής της, ενώ το διατηρούμενο επίχωμα της Π.Ε.Ο., με μικρές γεωμετρικές τροποποιήσεις, προβλέπεται να φιλοξενήσει συντόμως τον κλάδο του νέου οδικού άξονα προς Άκτιο (Σχήμα 1).



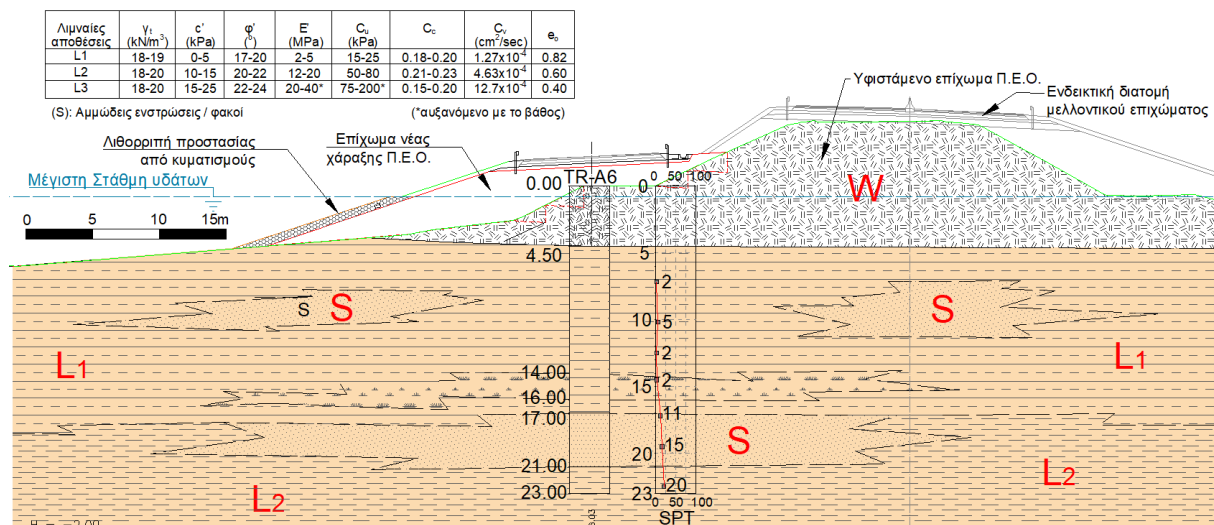
Φωτογραφία 1. Άποψη κόμβου και χωματουργικών έργων κόμβου Αμβρακίας της Ιόνιας Οδού.
Photograph 1. Amvrakia Interchange and earthworks view of Ionian highway.

2. ΓΕΩΛΟΓΙΚΕΣ / ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΘΕΣΗΣ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ

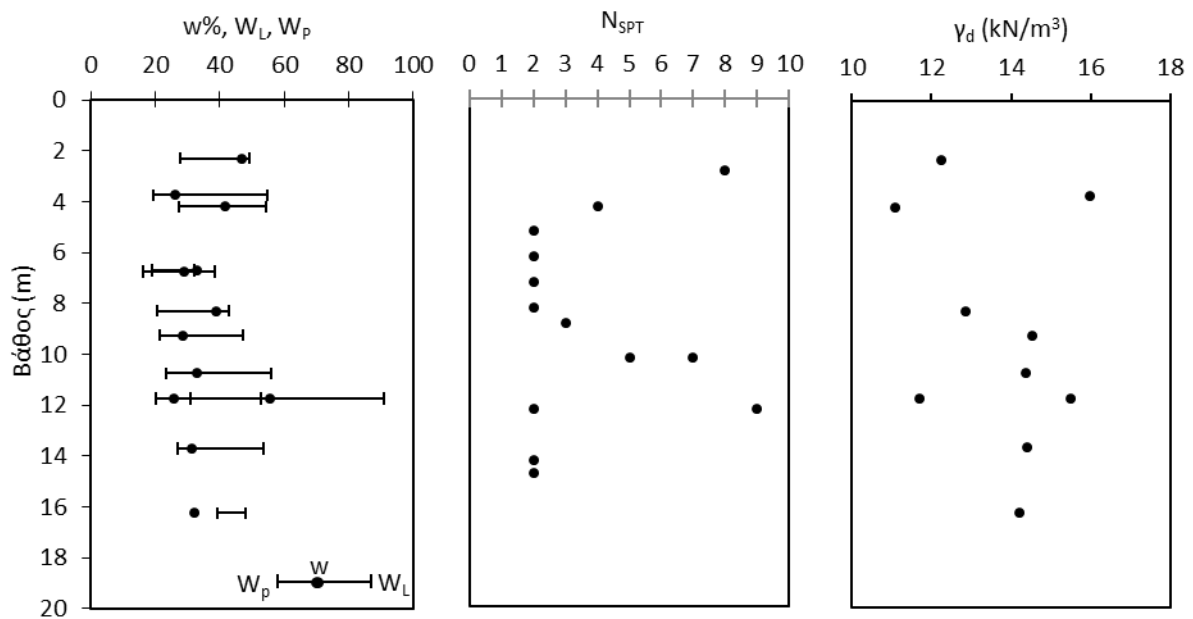
Η ευρύτερη περιοχή χαρακτηρίζεται από λοφώδες ανάγλυφο που παρουσιάζει μία επιμήκη ΒΒΔ-ΝΝΑ ανάπτυξη εξαιτίας των μεγάλων νεοτεκτονικών ρηγμάτων της ζώνης Ιονίου στη δυτική Ελλάδα. Οι γεωλογικοί σχηματισμοί που απαντώνται στην περιοχή του επιχώματος συνίστανται γενικά από πρόσφατες (Τεταρτογενείς) αποθέσεις της λίμνης Αμβρακίας και σε αποθέσεις χονδρόκοκκων πλευρικών κορημάτων και κώνων κορημάτων εκατέρωθεν αυτής.

Στην κεντρική περιοχή θεμελίωσης του επιχώματος απαντώνται υλικά τεχνητών επιχωμάτων από ανθρωπογενείς αποθέσεις εκ της κατασκευής του επιχώματος της Π.Ε.Ο. και λιμναίες αποθέσεις της λεκάνης της Αμβρακίας μεγάλου βάθους. Οι λιμναίες απόθέσεις συνίστανται κυρίως από λεπτόκοκκα υλικά, αργίλους και ιλύες σε κυμαινόμενη αναλογία, με τοπικές παρεμβολές οριζόντων ή φακών λεπτής άμμου και χαλίκων ασβεστολιθικής προέλευσης.

Για τη διερεύνηση του εδάφους εκτελέσθηκε γεωτεχνική έρευνα που συνίστατο σε 9 γεωτρήσεις. Το μέγιστο βάθος των γεωτρήσεων έφτασε στα 30m. Οι λιμναίες αποθέσεις



Σχήμα 1. Τυπική Διατομή - Εδαφικό προφίλ περί την κεντρική διατομή του επιχώματος
Figure 2. Typical Cross Section – Ground profile at a central embankment section



Σχήμα 2. Φυσικά χαρακτηριστικά και αποτελέσματα επιτόπου δοκιμών στρώσης L1.
Figure 2. Natural properties and in-situ test results for L1 layer.

χαρακτηρίζονται μέσης έως υψηλής πλαστικότητας με γενικά υψηλό ποσοστό φυσικής υγρασίας και παρουσία οργανικών. Εντός των λιμναίων αποθέσεων διακρίθηκαν τέσσερις επιμέρους ορίζοντες, τρεις αργιλο-ιλυώδους σύστασης και ένας αμμώδους. Οι επιμέρους ορίζοντες που προσδιορίστηκαν, βάσει επί τόπου και εργαστηριακών δοκιμών, αποτελούνται από: 1) άμμο (S) που εμφανίζεται με τη μορφή ενστρώσεων ή φακών εντός των λεπτόκοκκων κυρίως λιμναίων αποθέσεων, 2) μαλακή αμμο-ιλυώδη άργιλο έως αμμώδη - αργιλώδη ιλύ (L1), 3) μέσης συνεκτικότητας έως στιφρή αμμο-ιλυώδη άργιλο έως αμμώδη - αργιλώδη ιλύ (L2) και 4) στιφρή έως πολύ στιφρή αμμο-ιλυώδη άργιλο έως αμμώδη - αργιλώδη ιλύ (L3). Η συνεκτικότητα των λιμναίων αποθέσεων και κυρίως των στρώσεων L2 και L3 διαπιστώθηκε αυξανόμενη με το βάθος, ωστόσο η συμπεριφορά του εδάφους θεμελίωσης καθορίστηκε κυρίως από την ανώτερη και πλέον προβληματική στρώση L1 το μέγιστο πάχος της οποίας, περί το κέντρο της λίμνης, όπου προβλέφθηκε και το υψηλότερο ύψος επιχώματος, ήταν περίπου 17m (Σχήμα 1). Στα εκατέρωθεν τμήματα το μέσο πάχος της στρώσης L1 ήταν της τάξεως των 7.0 – 8.0m. Ενδεικτικά αποτελέσματα των φυσικών χαρακτηριστικών και αποτελεσμάτων επιτόπου δοκιμών SPT εντός της στρώσης L1 παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.

3. ΜΕΛΕΤΗΤΙΚΗ ΠΡΟΕΓΓΙΣΗ

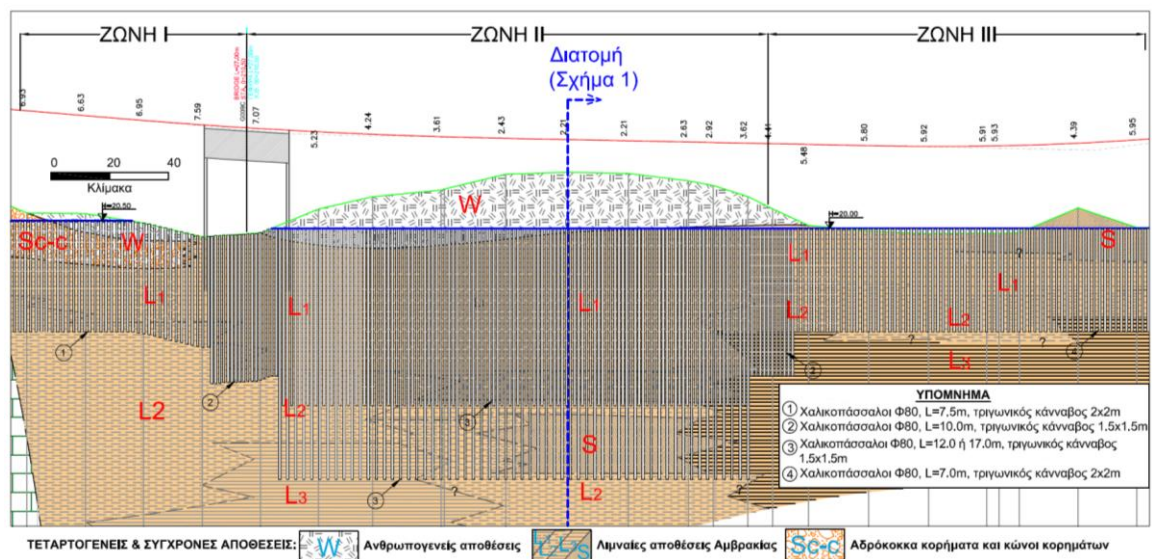
Το συνολικό μήκος του επιχώματος της νέας χάραξης της Π.Ε.Ο. ήταν 570m, με μέγιστο ύψος 9.0m. Γεωμετρικά, λόγω δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών έδρασης προβλέφθηκε προς τη μεριά της λίμνης ήπια κλίση πρανών ίση με 1:3 (κατ'οριζ), ενώ η άλλη πλευρά του επιχώματος απαιτήθηκε να εδραστεί επί του υφιστάμενου επιχώματος της παράπλευρης Π.Ε.Ο. (Σχήμα 1). Συνεπώς, πέραν των προβληματισμών περί της συμπεριφοράς της θεμελίωσης, απαιτήθηκε να αντιμετωπιστεί και η αλληλεπίδραση του νέου χωματουργικού έργου με την εν λειτουργία Π.Ε.Ο.

Υπό τη θεώρηση βραχυχρόνιων/αστράγγιστων συνθηκών συμπεριφοράς του εδάφους θεμελίωσης υπολογίσθηκε ότι η αδιάκοπη κατασκευή και συνεχής ανύψωση του επιχώματος έως το προβλεπόμενο μέγιστο ύψος, εγκυμονούσε σοβαρούς κινδύνους υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης. Για το λόγο αυτό προδιαγράφηκε η σταδιακή κατασκευή του επιχώματος με μέγιστο ύψος, ανά φάση ανύψωσης του επιχώματος, τα 2.5m. Η εξασφάλιση ανά στάδιο ανύψωσης της επάρκειας της αντοχής του εδάφους θεμελίωσης εξετάσθηκε μελετητικά μέσω της θεώρησης αυξημένης αντοχής εξαιτίας της βελτίωσης που το έδαφος υπόκειτο (στερεοποίηση) από το προηγούμενο στάδιο φόρτισης. Τα χρονικά διαστήματα αναμονής ανά φάση ανύψωσης υπολογίσθηκαν της τάξεως των 15 ημερών, διότι προβλέφθηκαν εκτεταμένα

έργα βελτίωσης που επιτάχυναν σημαντικά το ρυθμό εξέλιξης των καθιζήσεων. Η ανωτέρω παραδοχή προδιαγράφηκε να επιβεβαιώνεται στην κατασκευή μέσω της καταγραφής των μεταβολών των πιέσεων πόρων σε ηλεκτρικά πιεζόμετρα που εγκαταστάθηκαν εντός του εδάφους θεμελίωσης σε αντιπροσωπευτικές θέσεις και βάθη.

Η αύξηση της διατμητικής αντοχής του εδάφους θεμελίωσης και η επιτάχυνση της στερεοποίησης επιτεύχθηκε μέσω της πρόβλεψης κατασκευής χαλικοπασσάλων, εντός της υπερκείμενης και εξαιρετικά συμπιεστής στρώσης της μαλακής αμμο-ιλυώδους αργίλου έως αμμώδους – αργιλώδους ιλύος (L1), εφαρμόζοντας τη μέθοδο της βαθιάς δονητικής αντικατάστασης. Η διαστασιολόγηση των χαλικοπασσάλων βασίστηκε στις αρχές των Hughes et. al. 1975 (φέρουσα ικανότητας έναντι πλευρικής διόγκωσης) και των Barksdale & Bachus 1983 (έλεγχος διατμητικής αστοχίας μεμονωμένου χαλικοπασσάλου).

Κατά την διαστασιολόγηση των χαλικοπασσάλων, προδιαγράφηκε η απαίτηση η αιχμή κάθε χαλικοπασσάλου να φτάνει μια προκαθορισμένη στάθμη. Τα τελικά βάθη αιχμής των χαλικοπασσάλων και ο κάρναβος κατασκευής τους παρουσιάζονται στο σκαρίφημα της μηκοτομής του νέου επιχώματος (Σχήμα 3) και κυμαίνονται αναλόγως του πάχους της συμπιεστής στρώσης (L1) και του ύψους του επιχώματος.



Σχήμα 3. Μηκοτομή επιχώματος με ζώνες σχεδιασμού χαλικοπασσάλων.

Figure 3. Longitudinal section of embankment with different stone column design areas.

Τέλος, στα κατώτερα τμήματα του επιχώματος, όπως ενδείκνυται για τις περιπτώσεις έδρασης χωματουργικών έργων επί μαλακών εδαφών, προβλέφθηκε η τοποθέτηση έως και τριών στρώσεων γεωπλεγμάτων μακροχρόνιας εφελκυστικής αντοχής 80kN/m.

Για την εκτίμηση των καθιζήσεων σε περιπτώσεις βελτίωσης εδαφών με χαλικοπασσάλους έχουν προταθεί αρκετές μεθοδολογίες με δημοφιλέστερες την εμπειρική πρόταση Greenwood (1970) την ημι-εμπειρική μέθοδο Priebe (1976) και τις αναλυτικές μεθόδους Balaam & Booker (1981), Bouassida et al. (2003), Normes Francaises (2005) και Boshi et al (1979).

4. ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΗ ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗ

Ελέγχθηκε η ευστάθεια του επιχώματος εφαρμόζοντας τη μέθοδο οριακής ισορροπίας στις πλέον κρίσιμες διατομές, εξετάζοντας όλες τις πιθανές επιφάνειες αστοχίας (εσωτερική, γενικευμένη, πλευρική εξάπλωση θεμελίωσης κτλ). Λήφθηκαν υπόψη στατικές και σεισμικές δράσεις με θεώρηση αυξημένου σεισμικού συντελεστή κατά 25% (ήτοι $a=1.25 \times 0.24=0.30g$) λόγω της εγγύτητας των έργων με ενεργά σεισμοτεκτονικά ρήγματα.

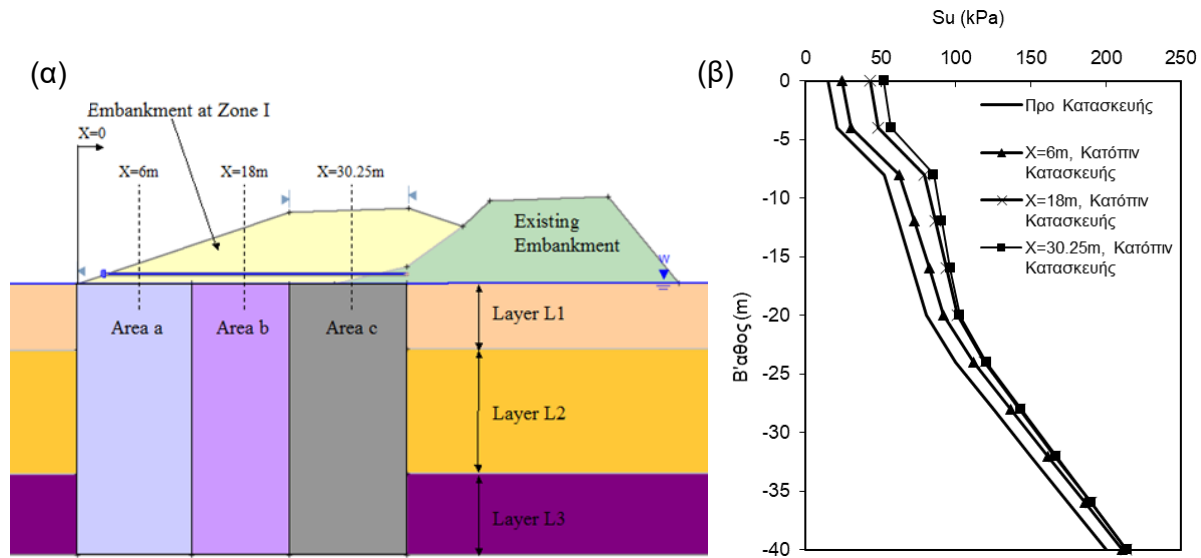
Η ευστάθεια κάθε σταδίου κατασκευής ελεγχόταν με θεώρηση αυξημένης αστράγγιστης διατμητικής αντοχής του εδάφους θεμελίωσης λόγω στερεοποίησης. Χρησιμοποιήθηκε η

ακόλουθη εμπειρική σχέση (Mesri 1989) η οποία παρέχει επαρκή προσέγγιση και έχει επιβεβαιωθεί και από επιτόπου μετρήσεις (D'Ignazio et. al. 2016):

$$\Delta S_u = 0.22 \Delta \sigma_v' \quad (1)$$

όπου ΔS_u είναι η αύξηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής και $\Delta \sigma_v'$ η αύξηση των ενεργών τάσεων λόγω στερεοποίησης.

Λόγω της ανομοιομορφης γεωμετρίας της διατομής του επιχώματος, και κατά συνέπεια λόγω της ανομοιομορφης φόρτισης της θεμελίωσης, η ανομοιομορφη αύξηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής λήφθηκε υπόψη στους υπολογισμούς με διαχωρισμό της διατομής του επιχώματος σε διακριτές υπο-περιοχές (Σχήμα 4).



Σχήμα 4. (α) Σκαρίφημα διατομής επιχώματος με διακριτοποίηση του εδάφους θεμελίωσης σε υπο-περιοχές για υπολογισμό S_u , και (β) κατανομή S_u με το βάθος προ και κατά την κατασκευή
Figure 4. (a) Sketch of embankment Section P9 with discretization of foundation into sub-areas for calculation of S_u , and (b) S_u distribution with depth before and after construction

Ο υπολογισμός των καθιζήσεων πραγματοποιήθηκε αρχικά με χρήση του προγράμματος FoSSA v2.0 της Adama Engineering Inc με θεώρηση μονοδιάστατης στερεοποίησης. Για την εκτίμηση της ευνοϊκής συνεισφοράς των χαλικοπασσάλων στις καθιζήσεις (μείωση), έγιναν επιπλέον υπολογισμοί βάσει των Aboshi et al (1979) και την ακόλουθη σχέση:

$$\frac{S_t}{S} = \frac{\log_{10} \left[\frac{\sigma_0 + \mu_c \sigma}{\sigma_0} \right]}{\log_{10} \left[\frac{\sigma_0 + \sigma}{\sigma_0} \right]} \quad (2)$$

όπου S_t η καθίζηση του βελτιωμένου εδάφους, S η καθίζηση χωρίς βελτίωση, σ_0 η μέση αρχική ενεργός τάση στην στρώση θεμελίωσης και $\mu_c \sigma_0$ η τάση στο έδαφος λόγω επιχώματος.

Οι λιμναίες αποθέσεις κατηγοριοποιούνται επιφανειακά ως υπερστερεοποιημένες ($OCR > 1.0$) και κανονικά στερεοποιημένες ($OCR = 1.0$) όσο αυξάνεται το βάθος (Σχήμα 5α). Οι αδρόκοκκες ενστρώσεις που συναντήθηκαν κατά τις γεωτεχνικές έρευνες με συχνότητα κάθε 3 έως 5 m εντός των λεπτόκοκκων υλικών θεωρήθηκαν ως ενδιάμεσοι οριζόντες αποστράγγισης των υπερπίεσεων του νερού των πόρων.

5. ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

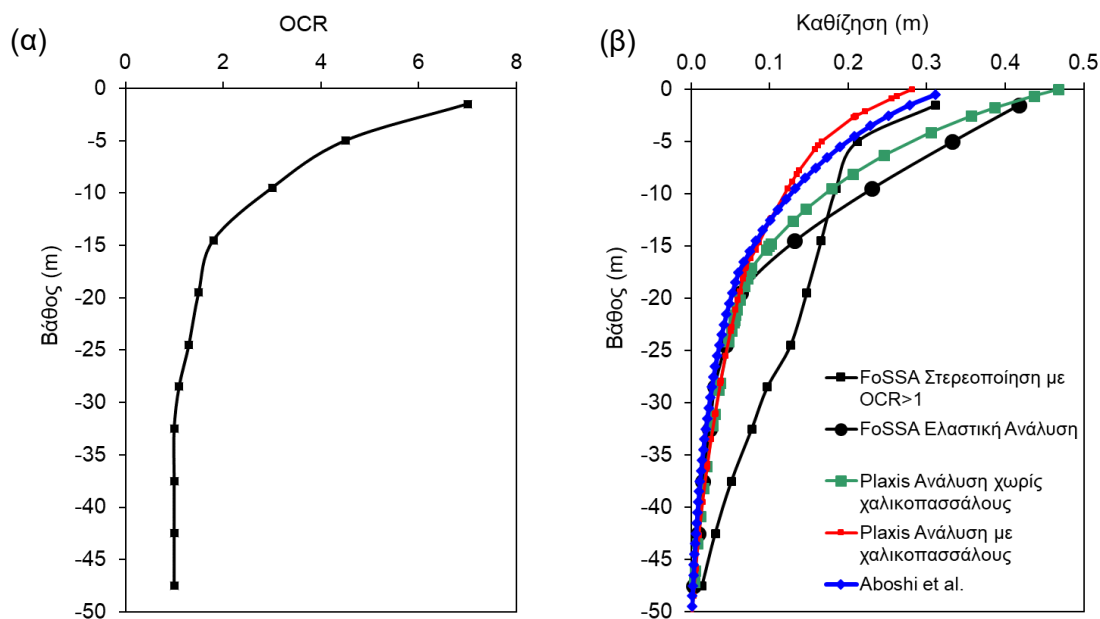
Για την πληρέστερη τεκμηρίωση και διερεύνηση των κρίσιμων μηχανισμών αστοχίας, των καθιζήσεων, και της αλληλεπίδρασης του νέου επιχώματος με το υφιστάμενο πραγματοποιήθηκαν και αναλύσεις με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS (Brinkgreve, 2007) προ-

σομοιώνοντας όλες τις σταδιακές φάσεις κατασκευής. Αναπτύχθηκε 2-Δ προσομοίωμα με μετατροπή του 3-Δ προβλήματος σε δυδιάστατο θεωρώντας πως οι ισοδύναμες παράμετροι ενός απείρου μήκους τοιχώματος χαλίκων είναι ίσες με αυτές των μεμονωμένων χαλικοπασσάλων, και διατηρώντας το συντελεστή αντικατάστασης των χαλικοπασσάλων προς τα μαλακά εδάφη ίσο μεταξύ των 3-Δ και 2-Δ συνθηκών. Για την περίπτωση χαλικοπασσάλων σε τετραγωνικό κάρναβο, το πλάτος επιρροής του τοιχώματος χαλίκων d_w εκτιμήθηκε ως :

$$d_w = \frac{d_c \pi}{4s_{\text{square}}} \quad (3)$$

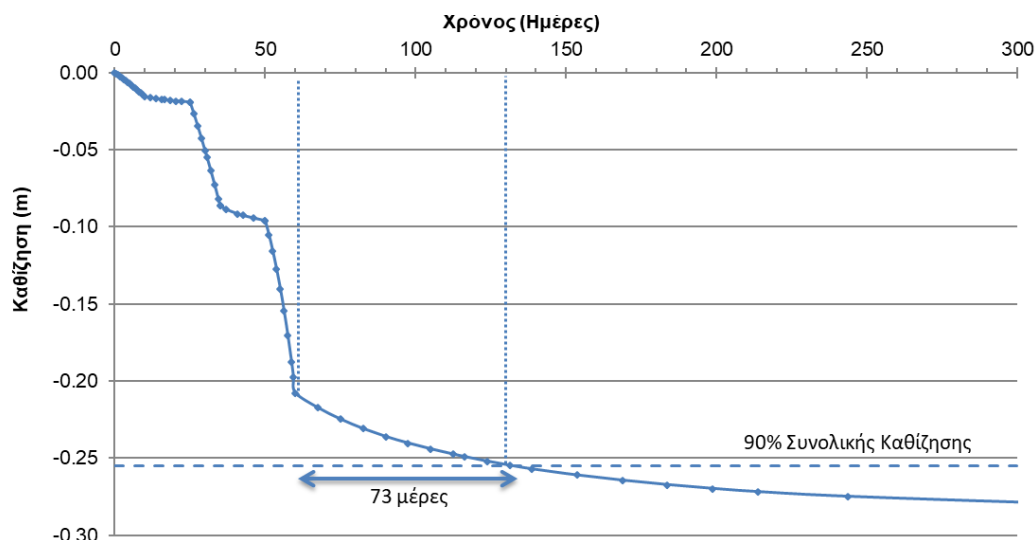
όπου s_{square} είναι η απόσταση μεταξύ των μεμονωμένων χαλικοπασσάλων ισοδύναμου (του τριγωνικού) τετραγωνικό κάρναβο και d_c η διάμετρος κάθε χαλικοπασσάλου. Προκειμένου να μετατραπεί ο τριγωνικός κάρναβος σε ισοδύναμο τετραγωνικό έγινε χρήση της σχέσης της ενεργού, ή ισοδύναμης διαμέτρου, d_e , που για τριγωνικό κάρναβο είναι $d_e=1.05s$ και για τετραγωνικό κάρναβο $d_e=1.15s$.

Στο Σχήμα 5β παρουσιάζεται η κατανομή των μακροχρόνιων καθιζήσεων με το βάθος, βάσει των διαφόρων μεθόδων που εξετάσθηκαν, για τη δυσμενέστερη διατομή ελέγχου. Οι υπολογισμοί καθιζήσεων στο FoSSA v2.0 παρέχουν μια συντηρητική εκτίμηση της μέγιστης καθίζησης επειδή δεν λαμβάνεται υπόψη η επίδραση των χαλικοπασσάλων. Η κλειστή λύση των Aboshi et al. και οι καθιζήσεις που υπολογίστηκαν με το PLAXIS παρέχουν πιο ρεαλιστική εκτίμηση των καθιζήσεων ίση με περίπου 30 cm. Βάσει των υπολογισμών η παρουσία των χαλικοπασσάλων, πέραν της λειτουργίας τους για την επιτάχυνση της στερεοποίησης μειώνει τη μέγιστη καθίζηση έως περίπου 45%.



Σχήμα 5. (α) Κατανομή OCR με το βάθος, και (β) αθροιστική κατανομή μέγιστων μακροχρόνιων καθιζήσεων στην κρισιμότερη διατομή για κάθε υιοθετούμενη μεθοδολογία.
Figure 5. (a) OCR distribution with depth, and (b) cumulative distribution of maximum long term settlements at the most critical section for each considered methodology.

Η θετική επίδραση των χαλικοπασσάλων στην επιτάχυνση της στερεοποίησης των βελτιωμένων στρώσεων λιμναίων αποθέσεων αποτυπώνεται στο Σχήμα 6. Η στερεοποίηση πραγματοποιείται σε κάθε στάδιο κατασκευής του επιχώματος με απαίτηση ελάχιστης περιόδου αναμονής μεταξύ των σταδίων κατασκευής (~10-15 μέρες) προκειμένου να επιτευχθεί η απαιτούμενη αύξηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής των λιμναίων αποθέσεων. Το 90% της συνολικής καθίζησης λόγω στερεοποίησης είναι περίπου 26cm και πραγματοποιείται σε 73 μέρες μετά το πέρας της κατασκευής του επιχώματος, ενώ το 70% πραγματοποιείται αμέσως μετά το πέρας της κατασκευής, με εναπομένουσες καθιζήσεις της τάξης των 7cm.



Σχήμα 6. Χρονική κατανομή καθιζήσεων κατά την κατασκευή και μετά το πέρας της κατασκευής του επιχώματος σύμφωνα με τις αριθμητικές αναλύσεις.

Figure 6. Evolution of settlements during construction and after completion of construction, as derived from numerical analyses.

6. ΔΙΚΤΥΟ ΕΝΟΡΓΑΝΗΣ ΠΑΡΑΚΟΛΟΥΘΗΣΗΣ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ

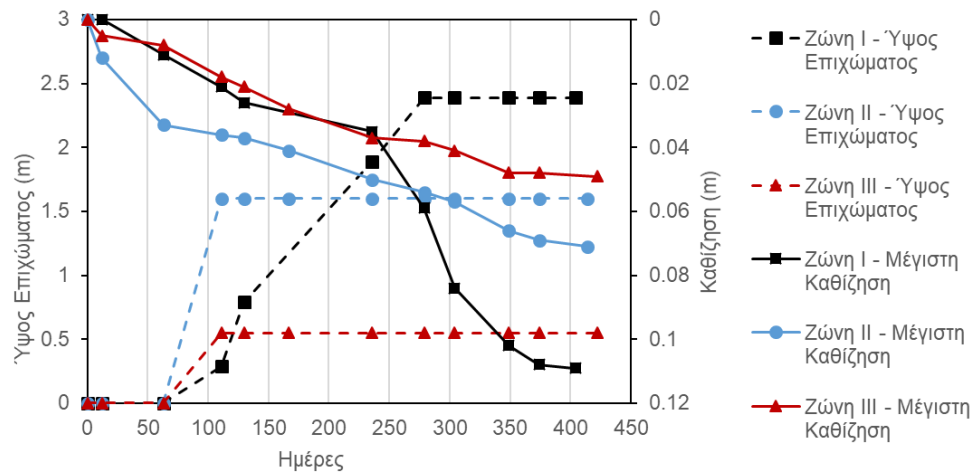
Κατά την κατασκευή του επιχώματος εγκαταστάθηκε δίκτυο ενόργανης παρακολούθησης που περιλάμβανε σε αντιπροσωπευτικές διατομές πιεζόμετρα σε διαφορετικά βάθη, καθιζήσιμμετρα με μαγνητικούς βραχίονες σε διάφορα βάθη, μάρτυρες καθιζήσεων στο επίπεδο θεμελίωσης, κλισιόμετρα στην περιοχή του πόδα του επιχώματος για μετρήσεις οριζόντιων εδαφικών μετακινήσεων και βάθρα 3-Δ μετακινήσεων για παρακολούθηση επιφανειακών μετακινήσεων στον πόδα του επιχώματος και στο οδόστρωμα της Π.Ε.Ο. Στο Σχήμα 7 παρουσιάζεται η καταγραφείσα χρονική εξέλιξη των μέγιστων καθιζήσεων σε τρεις τυπικές διατομές του επιχώματος συναρτήσει της ανύψωσης του επιχώματος. Λόγω της υψηλής στάθμης της λίμνης κατά την περίοδο κατασκευής (Φωτογραφία 2α), η τελική στάθμη εργασίας για την κατασκευή των χαλικοπασσάλων (Φωτογραφία 2β) διαμορφώθηκε περί τα 3 m υψηλότερα της στάθμης που είχε υιοθετηθεί κατά την μελέτη, με αποτέλεσμα σημαντικό ποσοστό των καθιζήσεων που συντελέστηκαν κατά την πρώτη αυτή κατασκευαστική φάση επιχώσεων να μην μετρηθούν. Τελικώς, τα όργανα γεωτεχνικής παρακολούθησης εγκαταστάθηκαν σε στάθμη υψηλότερη του επιπέδου θεμελίωσης, με αποτέλεσμα οι μετρήσεις από την κατασκευή του επιχώματος να μην περιλαμβάνουν σημαντικό μέρος των πραγματοποιηθεισών καθιζήσεων.

Ωστόσο, λαμβάνοντας υπόψη τις τελικές καταγραφές των οργάνων διαπιστώθηκε η αποτελεσματικότητα της βελτίωσης του εδάφους μέσω των περίπου 70 km χαλικοπασσάλων



Φωτογραφία 2. (α) Άποψη περιοχής επιχώματος και (β) κατασκευή χαλικοπασσάλων.
Photo 2. (a) Overview of embankment area and (b) stone column construction

που κατασκευάστηκαν σε χρονικό διάστημα 4 μηνών κινητοποιώντας δύο συγκροτήματα τα οποία τελικώς εφάρμοσαν τη μέθοδο κατασκευής χαλικοπασσάλων από την κεφαλή της οπής διάτρησης (top feed).



Σχήμα 7. Χρονική εξέλιξη καθιζήσεων σε τυπικές διατομές του επιχώματος κατά την κατασκευή
Figure 7. Evolution of settlements at typical embankment cross sections during construction

7. ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Ο αυτοκινητόδρομος της Ιόνιας οδού κατασκευάστηκε με το σύστημα “μελέτη – κατασκευή” ως έργο παραχώρησης. Η ΤΕΡΝΑ Α.Ε., για λογαριασμό της Κ/Ξ EUROIONIA, ανέλαβε την κατασκευή του έργου από τον παραχωρησιούχο “ΝΕΑ ΟΔΟΣ Α.Ε.”.

8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Aboshi, H., Ichimoto, E., Enoki, M., and Harada, K. (1979). “The composer: a method to improve the characteristics of soft clays by inclusion of large diameter sand columns.”, *Proceedings of international conference on soil reinforcement*, Paris, Vol. 1, pp. 211–216.
- Balaam, N.P. and Booker, J.R. (1981). “Analysis of rigid rafts supported by granular piles”. *Intern. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 5(4): 379–403
- Barksdale, R.D. and Bachus, R.C. (1983). “*Design and Construction of Stone Columns*”, Federal Highway Administration, Volume I, RD-83/026.
- Bouassida, M., Guetif, Z., De Buhan, P. and Dormieux, L. (2003). “Variational approach for settlement estimation of a foundation on soil reinforced by columns”. *Revue Francaise de Geotechnique*, 102(1): 21–29 (in French).
- Brinkgreve, R.B.J. (2007), “Plaxis 2D Version 8.6”. A.A. Balkema, The Netherlands.
- D’Ignazio, M., Phoon, K.-K., Tan, S. A. and Lämsivaara, T. T. (2016) “Correlations for undrained shear strength of Finnish soft clays”. *Canadian Geotech. Journal*, 53(10), pp. 1628–1645.
- FoSSA v2.0, Adama Engineering Inc., Clackamas, OR, USA.
- Greenwood, D.A. (1970). “Mechanical improvement of soils below ground surface”. *Proc. of the Conf. on Ground Engineering*, ICE, London, paper II: pp. 11–22.
- Hughes, J.M.O., Withers, N.J., & Greenwood, D.A. (1975). “A field trial of the reinforcing effect of a stone Column in soil”. *Geotechnique*, 25(1), pp. 31–44.
- Mesri, G. (1989). “Reevaluation of $S_u(mob)=0.22\sigma'_{max}$ using laboratory shear tests”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 26, No.1, pp. 162–164.
- Normes Francaises (2005). “Recommendations for the design, calculation, installation and control of stone column foundations under buildings and structures sensitive to settlement”. *Revue Francaise de Geotechnique*, 111(2): 3–16.
- Priebe, HJ (1976). “Estimating settlements in a gravel column consolidated soil”. *Die Bautechnik*, 53(5): 160–162 (in German).