

Θεμελίωση Επιλιμένου Σιλό Δημητριακών με Φρεατοπασσάλους

Large Diameter Pile Foundation of a Port Grain Silo

ΠΛΑΤΗΣ, Α. Πολ. Μηχανικός, M. Eng.

ΣΥΝΩΠΗ Παρουσιάζεται ο τρόπος θεμελίωσης ενός επιλιμένου Σιλό δημητριακών, χωρητικότητας 12.000 τόννων. Πιο συγκεκριμένα παρουσιάζονται στοιχεία της εδαφοτεχνικής έρευνας και της μελέτης θεμελίωσης με φρεατοπασσάλους, τα σημαντικότερα σημεία από τις προδιαγραφές κατασκευής τους, περιγραφή της μεθόδου κατασκευής και τέλος κριτικά τα αποτελέσματα των δοκιμαστικών φορτίσεων.

SYNOPSIS The foundation of a port grain silo, of 12,000 ton capacity, is presented. More specifically the most important elements of the site geotechnical investigation, pile foundation design, pile specifications, method of construction and pile load test results are being presented and discussed.

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

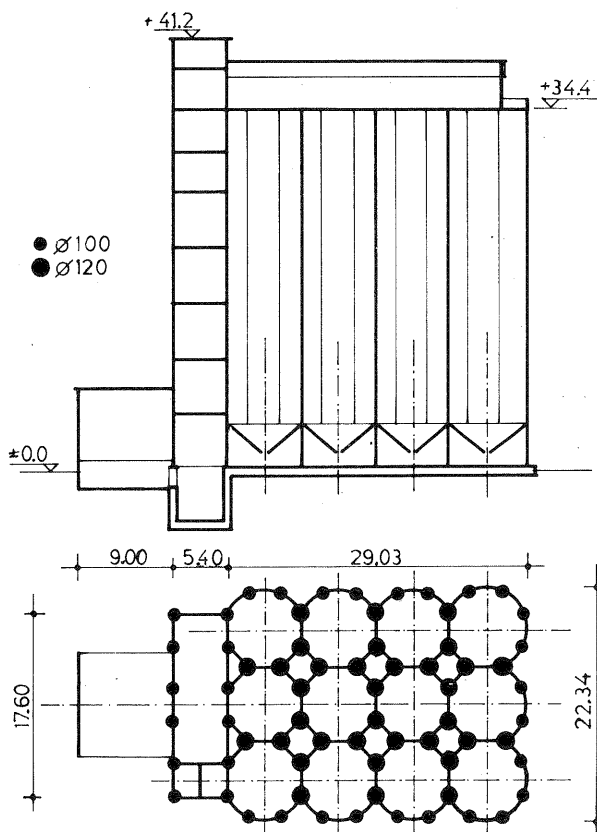
Τα τελευταία χρόνια η ΚΥΔΕΠ κατασκευάζει αποθηκευτικά συγκροτήματα κατακορύφου τύπου (Σιλό), για την αποθήκευση δημητριακών, σε πολλά μέρη της χώρας. Τα έργα αυτά παρουσιάζουν από τη φύση τους ορισμένα ιδιαίτερα προβλήματα όπως:

- Συχνή εμφάνιση κακών εδαφικών συνθηκών θεμελίωσης, δεδομένου ότι τα έργα αυτά κατασκευάζονται είτε στους τόπους παραγωγής, δηλ. σε πεδιάδες όπου το υπέδαφος συνήθως αποτελείται από πρόσφατες μαλακές/χαλαρές αλλουβιακές προσχώσεις, με υψηλή στάθμη του Υ.Υ.Ο., είτε σε προβλήτες λιμανιών, όπου τα ανώτερα εδαφικά στρώματα έχουν δημιουργηθεί από γεωλογικά πρόσφατη ιζηματογένεση και καλύπτονται επιφανειακά από σύγχρονες ανθρώπινες επιχωματώσεις.
- Επιβολή μεγάλων πιέσεων σε σχετικά μεγάλη επιφάνεια με αποτέλεσμα σημαντικές καθιζήσεις λόγω επιρροής της φόρτισης σε μεγάλο βάθος.
- Μεγάλος λόγος κινητών προς μόνιμα φορτία (περίπου 2:1) καθώς και γρήγορος ρυθμός επιβολής του κινητού φορτίου σε τυχαία χρονικά διαστήματα και κατ'ανομοιόμορφο τρόπο, γεγονός που προκαλεί ταχεία φόρτιση του εδάφους κάτω από αστράγγιστες συνθήκες.

Στην ανακοίνωση αυτή παρουσιάζεται ο τρόπος θεμελίωσης ενός επιλιμένου αποθηκευτικού συγκροτήματος (Σιλό), που κατασκευάζει η ΚΥΔΕΠ στο λιμάνι της Σούδας Χανίων, στα πλαίσια του Τομεακού Προγράμματος Κατασκευής Αποθηκευτικών Χώρων Δημητριακών, που χρηματοδοτείται εν μέρει από την ΕΟΚ και το Ελληνικό Κράτος. Πιο συγκεκριμένα παρουσιάζονται στοιχεία της εδαφοτεχνικής έρευνας και της μελέτης θεμελίωσης με φρεατοπασσάλους αιχμής, με ιδιαίτερη έμφαση στην οριζόντια φόρτιση των πασσάλων λόγω της πολύ χαμηλής αντοχής των επιφανειακών στρωμάτων και της σεισμικότητας της περιοχής. Ακόμα παρουσιάζονται τα σημαντικότερα σημεία από τις προδιαγραφές και τη μέθοδο κατασκευής των πασσάλων καθώς και διάφορα προβλήματα που εμφανίστηκαν στην πράξη και ο τρόπος που αντιμετωπίστηκαν. Τέλος γίνεται κριτική παρουσίαση των αποτελεσμάτων των δοκιμαστικών φορτίσεων.

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

Το αποθηκευτικό συγκρότημα αποτελείται από 12 οκταγωνικές κυψέλες, ενωμένες μεταξύ τους, σε διάταξη 3x4, με διάμετρο εγγεγραμμένου κύκλου



Σχήμα 1

7 m. Τα εξωτερικά τμήματα των κυψελών (στην περίμετρο του συγκροτήματος) διαμορφώνονται κυκλικά (βλ. σχήμα 1). Η συνολική χωρητικότητα του Σιλό είναι 12.000 τόνοι. Η εκκένωση καθεμιάς από τις 12 κύριες κυψέλες γίνεται μέσω κώνου εκροής με ένα άνοιγμα στο κέντρο, ο οποίος στηρίζεται περιμετρικά σε 8 υποστηλώματα διαστάσεων 30x60 cm. Οι ενδιάμεσες τετραγωνικές κυψέλες, που δημιουργούνται μεταξύ των οκταγώνων, εκκενώνονται μέσω των κυρίων κυψελών, με τη βοήθεια πλευρικών οπών στα τοιχώματα των κυψελών. Η φόρτωση των κυψελών γίνεται με τη βοήθεια καθοφόρων αναβατήρων που βρίσκονται σε πύργο διαστάσεων 5,4 x 17,6 m, σε επαφή με τις κυψέλες. Οι κυψέλες έχουν ύψος 34,4 m, ενώ ο πύργος 41,2 m. Η εκφόρτωση των πλοίων γίνεται μέσω συστήματος αυτοκινούμενων αερορευματικών μεταφορέων και υπόγειων αλυσσομεταφορέων, συνολικού μήκους 200 m και ικανότητας διακίνησης 200 ton/hr.

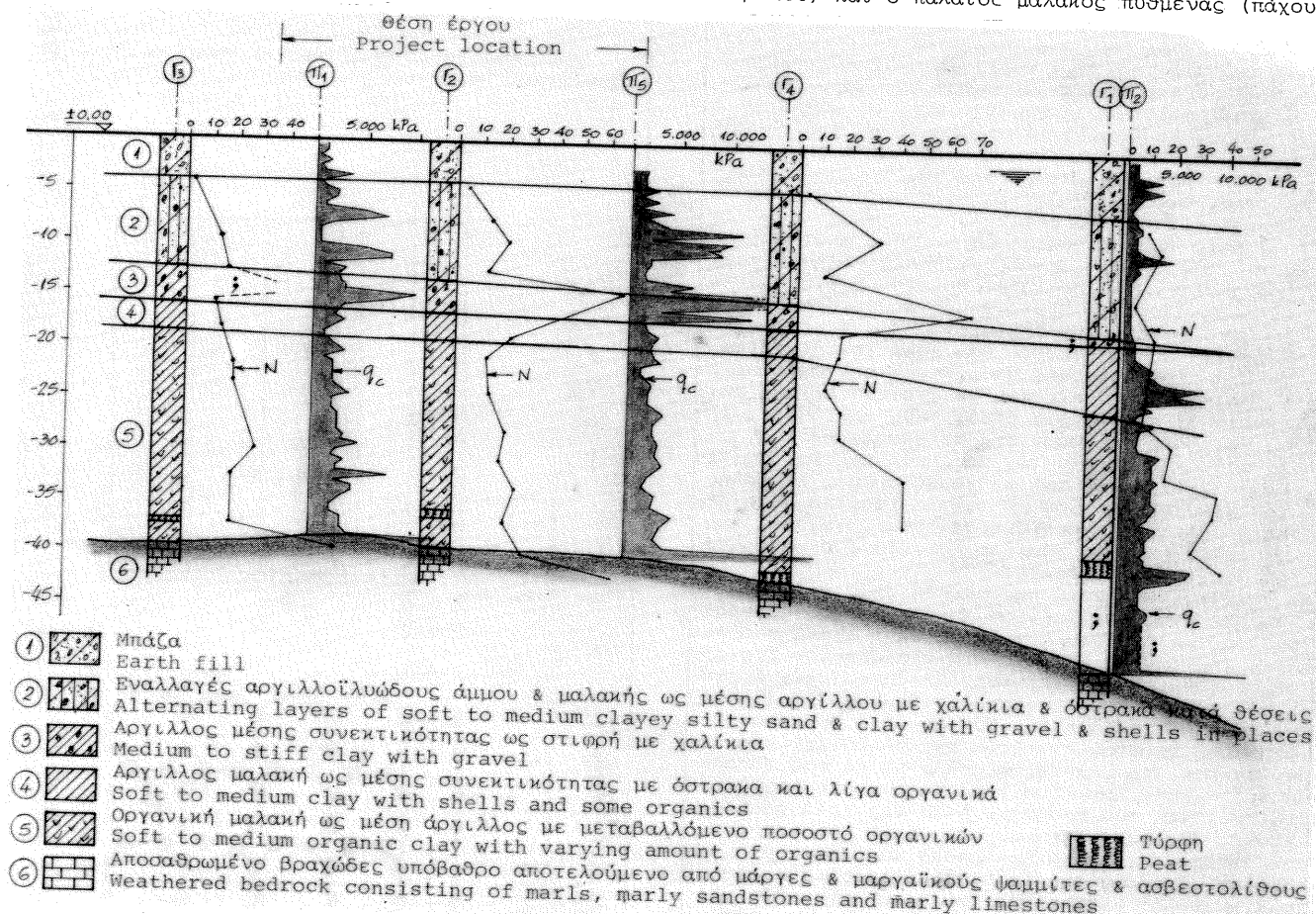
ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Τα ανώτερα εδαφικά στρώματα στην περιοχή του έργου αποτελούνται από εναλλαγές πρόσφατων αλλουβιακών αποθέσεων αργίλλου, ιλύος και αργιλλοίλου-ώδους άμμου με χαλίκια κατά τόπους. Χαρακτηριστικό της στρωματογραφίας είναι η ύπαρξη πλήθους οστράκων σε όλα σχεδόν τα στρώματα καθώς επίσης και η περιεκτικότητα σε οργανικά, η οποία σε ορισμένες περιπτώσεις είναι πάρα πολύ μεγάλη

($>30\%$ κατά βάρος). Οι αποθέσεις αυτές έχουν σημαντικό πάχος (40-50 m) και επιφανειακά καλύπτονται από φερτά υλικά (μάρσα), με τα οποία έχει επιχωθεί ο χώρος μετά την κατασκευή των ρηπιδωμάτων. Το βραχώδες υπόβαθρο αποτελείται από νεογενείς σχηματισμούς που συνίστανται από μαργαίους ψαμμίτες, μαργαίους ασβεστολίθους και μάργες. Η εδαφοτεχνική έρευνα που εκτελέστηκε στην περιοχή του έργου αποτελείται από 4 δειγματοληπτικές γεωτρήσεις βάθους 40,35 - 42,6 m και 5 στατικές πενетроμετρήσεις βάθους 39 - 50 m, από τις οποίες οι 2 εκτελέστηκαν με ειδικό κώνο Begemann. Από τις γεωτρήσεις διαπιστώθηκε ότι το βραχώδες υπόβαθρο στο ανώτερο τμήμα του είναι αποσπασμένο (ποσοστό απόληψης πυρήνα 30 - 35%). Στα δείγματα που λήφθηκαν από τις γεωτρήσεις εκτελέστηκαν όλες οι κλασσικές εργαστηριακές δοκιμές κατάταξης και προσδιορισμού φυσικών και μηχανικών χαρακτηριστικών. Στο σχήμα 2 φαίνεται η γεωτεχνική τομή του εδάφους.

ΕΠΙΛΟΓΗ ΤΡΟΠΟΥ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Κατ'αρχή αποκλείστηκε η λύση αντικατάστασης του επιφανειακού στρώματος του εδάφους με καλά συμπυκνωμένο αμμοχάλικο, γιατί κάτι τέτοιο θα απαιτούσε αντικατάσταση μέχρι βάθους τουλάχιστον 8 m, προκειμένου να αφαιρεθούν τα υλικά των επιχωματώσεων δημιουργίας του προβλήτα (πάρχους 6 m περίπου) και ο παλαιός μαλακός πυθμένας (πάρχους



Σχήμα 2 Γεωτεχνική Τομή - Geotechnical Profile

2 m περίπου). Η λύση αυτή θα απαιτούσε βαθειά εκσκαφή κάτω από τον Υ.Υ.Ο., που βρίσκεται σε βάθος 1,5 m, με αντιστήριξη των πρανών της εκσκαφής (πασσαλοσανίδες, διαφραγματικός τοίχος κλπ.) και συνεχείς αντλήσεις. Η λύση αυτή θα απαιτούσε σημαντικό χρόνο και κόστος, δυσκολίες στην υλοποίηση της και οπωσδήποτε δεν θα εξάλειφε τις καθιζήσεις.

Στη συνέχεια εξετάστηκαν διάφορες λύσεις θεμελίωσης με πασσάλους, όπως:

- Πασσαλοί αιχμής, με εκτόπιση του εδαφικού υλικού, διαμέτρου 50-60 cm, μήκους 15 m, εδραζόμενοι σε στρώμα στιφώδης αργίλλου με χαλίκια, πάχους 3 m περίπου.
 - Πασσαλοί τριβής, με εκτόπιση του εδαφικού υλικού, διαμέτρου 50 cm, μήκους τουλάχιστον 25m.
 - Φρεατοπασσαλοί αιχμής διαμέτρου 100-120 cm, μήκους 40 m, εδραζόμενοι στο βραχώδες υπόβαθρο.
- Τελικά επιλέχθηκε η τρίτη λύση, παρ'όλο ότι το αρχικό κόστος της είναι κατά 35% περίπου μεγαλύτερο από αυτό των άλλων δύο λύσεων, γιατί:
- Παρέχει μεγαλύτερο Σ.Α. έναντι θραύσης του εδάφους από τις 2 πρώτες (1η λύση: Σ.Α. = 1,0 - 2,2, 2η λύση: Σ.Α. = 1,2 - 2,85, λαμβάνοντας και στις 2 λύσεις υπόψη αντίσταση τριβής και αιχμής ταυτόχρονα, 3η λύση: Σ.Α. $\geq 4,5$ χωρίς να λαμβάνονται υπόψη οι τριβές).
 - Ελαχιστοποιεί (πρακτικά μηδενίζει) τις καθιζήσεις.
 - Μειώνει το χρόνο κατασκευής.
 - Λόγω του μικρού αριθμού των πασσάλων, αυτοί διατάσσονται κατά τέτοιο τρόπο ώστε τα φορτία της ανωδομής να μεταφέρονται απ'ευθείας από τα φέροντα στοιχεία της ανωδομής σ'αυτούς, οπότε δεν απαιτείται ενιαία πλάκα θεμελίωσης μεγάλου πάχους και βαρεία οπλισμένη για τη σύνδεση των κεφαλών των πασσάλων, αλλά απλός κεφαλόδεσμος.
 - Παρέχεται η δυνατότητα μείωσης της κάτοψης και αύξησης του ύψους της ανωδομής, με επακόλουθο τη μείωση του κόστους της (οι κυψέλες έγιναν τελικά με διάμετρο 7 m στην τρίτη λύση, αντί 9m που προεβλέπετο στις 2 πρώτες λύσεις).

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΩΝ ΠΑΣΣΑΛΩΝ

Φέρουσα ικανότητα σε κατακόρυφα φορτία

Λόγω της πρακτικής αδυναμίας απ'ευθείας μέτρησης της επί τόπου αντοχής του αποσαθρωμένου βραχώδους υποβάθρου, χρησιμοποιήθηκε για την αντοχή σε μονοαξονική θλίψη η χαμηλότερη από τις διδόμενες στη βιβλιογραφία τιμές για τον ασβεστόλιθο $q_{um} = 17.000 \text{ kPa}$ (Peck, 1969) και λήφθηκε το 20% της q_{um} σαν επιτρεπόμενη τάση έδρασης στο βράχο (οι Poulos και Davis (1980) δίνουν μία διακύμανση της επιτρεπόμενης τάσης μεταξύ $0,2 q_{um} - 0,5 q_{um}$). Με αυτό τον τρόπο η φέρουσα ικανότητα πασσάλου $\phi 100$ εκτιμήθηκε σε 267 τόννους και πασσάλου $\phi 120$ σε 385 τόννους. Συνολικά χρησιμοποιήθηκαν 68 πασσάλοι. Οι πασσάλοι διατάχθηκαν κατά μήκος της περιμέτρου των κυψελών, οι μεν $34 \phi 100$ στο εξωτερικό περίγραμμα του συγκροτήματος, οι δε $34 \phi 120$ στο εσωτερικό, όπου και τα φορτία είναι μεγαλύτερα (βλ. σχήμα 1).

Ελεγχος και διαστασιολόγηση μεμονωμένου πασσάλου σε οριζόντια φορτία.

Λόγω της χαμηλής αντοχής των επιφανειακών στρωμάτων, δόθηκε ιδιαίτερη έμφαση στην ανάλυση των πασσάλων σε οριζόντια φόρτιση. Για το σκοπό αυτό έγινε παραμετρική ανάλυση με τη μέθοδο των

καμπυλών P-y των Reese και Matlock και εξετάστηκε η επίδραση κάθε μιάς παραμέτρου στη συμπεριφορά του μεμονωμένου πασσάλου. Η μέθοδος θεωρεί ότι ο πάσσαλος στηρίζεται καθ' ύψος πάνω σε οριζόντιες μη γραμμικές στηρίξεις τύπου WINKLER (μη γραμμικά ελατήρια). Κάθε οριζόντια στηρίξη περιγράφεται από μία καμπύλη φορτίου-μετατοπίσεων (καμπύλη P-y), αντί μιάς σταθεράς που θα περιέγραφε ένα γραμμικό ελατήριο. Οι ροπές και οι μετατοπίσεις κατά μήκος του πασσάλου δίνονται από τη βασική διαφορική εξίσωση:

$$\frac{d^2 M}{dz^2} + P_z \cdot \frac{d^2 y}{dz^2} - p = 0$$

όπου: y = οριζόντια μετακίνηση σε βάθος z

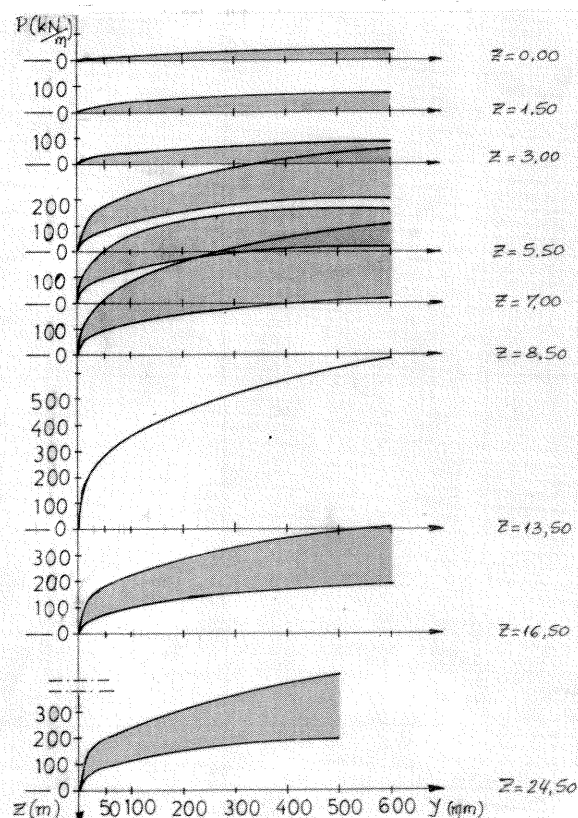
M = ροπή πασσάλου σε βάθος z

z = βάθος από την κορυφή του πασσάλου

P_z = αξονικό φορτίο πασσάλου σε βάθος z

p = οριζόντια αντίδραση εδάφους ανά μονάδα μήκους πασσάλου.

Για την κατασκευή των καμπυλών P-y ακολουθήθηκε η διαδικασία τόσο για στατική όσο και για κυκλική οριζόντια φόρτιση, που προτάθηκε από τον Matlock (1970) για μαλακές, κορεσμένες αργίλλους. Η ανάλυση έγινε με το πρόγραμμα LPILE, που αναπτύχθηκε από τον Reese και τους συνεργάτες του και λύνει την παραπάνω διαφορική εξίσωση με τη μέθοδο των πεπερασμένων διαφορών. Προκειμένου για τις εδαφικές παραμέτρους, η ανάλυση έγινε θεωρώντας ένα φάσμα τιμών (αντί συγκεκριμένες τιμές) για κάθε ένα από τα στρώματα του εδάφους. Στο σχήμα 3 δίνονται οι καμπύλες P-y που χρησιμοποιήθηκαν για κάθε στρώμα, ενώ στο σχήμα 4 δίνεται η μεταβολή της μεγίστης ροπής και της οριζόντιας μετατόπισης της κεφαλής του πασσάλου σαν συνάρτηση του επιβαλλόμενου ο-



Σχήμα 3 Καμπύλες P-y - P-y Curves

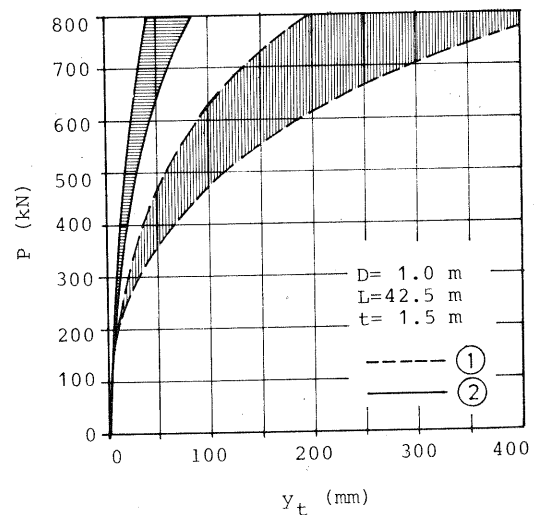
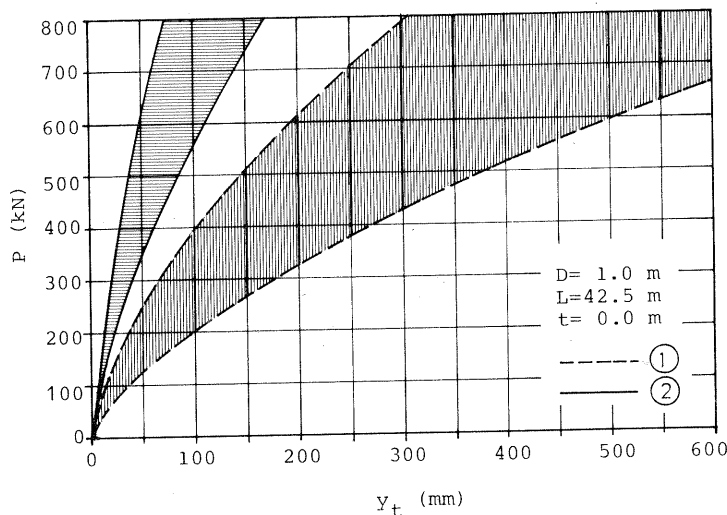
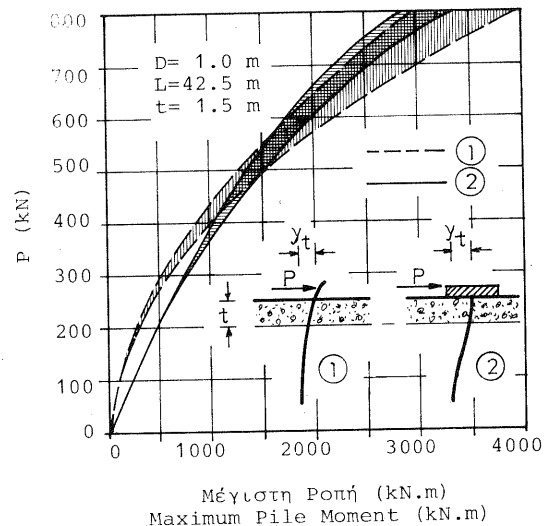
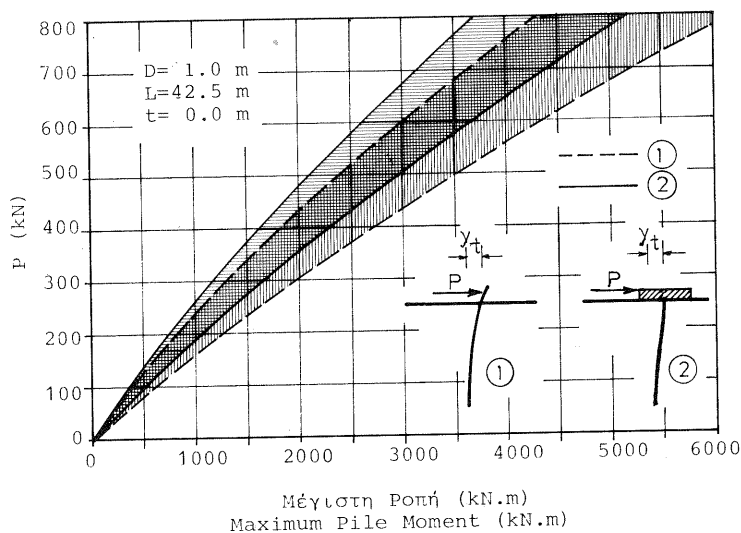
ριζόντιου φορτίου στην κεφαλή, της διαμέτρου, των συνθηκών πάκτωσης της κεφαλής και του μήκους του πασσάλου. Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης αυτής προκύπτουν ορισμένα συμπεράσματα:

1. Η διάμετρος του πασσάλου επηρεάζει σημαντικά τη μετατόπιση της κεφαλής, αλλά όχι και τις αναπτυσσόμενες ροπές. Πιο συγκεκριμένα, για αύξηση της διαμέτρου από 1,0 σε 1,2 m παρατηρήθηκε σε κάθε περίπτωση αύξηση των ροπών το πολύ μέχρι 5% και μείωση της μετατόπισης κεφαλής κατά 40-45%.
2. Οι συνθήκες πάκτωσης της κεφαλής του πασσάλου παίζουν πολύ σημαντικό ρόλο, κυρίως στο μέγεθος της οριζόντιας μετατόπισης της (στην περίπτωση ελεύθερης κεφαλής η μετατόπισή της γίνεται 4 - 5 φορές μεγαλύτερη). Αντίθετα το μέγεθος της μέγιστης ροπής δεν μεταβάλλεται σημαντικά (μεταβολή κατά 10% - 20%), παρά μόνο η θέση στην οποία αυτή εμφανίζεται (στην κεφαλή στην περίπτωση πλήρως πακτωμένης κεφαλής και σε βάθος 6-10 m στην περίπτωση ελεύθερης κεφαλής).
3. Το μήκος του πασσάλου παίζει ασήμαντο ρόλο

για μήκη μεγαλύτερα από 25 m, στη χειρότερη περίπτωση.

4. Το μέγεθος της οριζόντιας μετατόπισης κεφαλής, στην περίπτωση ελεύθερης κεφαλής, επηρεάζεται σημαντικά από τις εδαφικές συνθήκες, ιδιαίτερα των επιφανειακών στρωμάτων.

Προκειμένου να μειωθούν οι οριζόντιες μετακινήσεις της κεφαλής και οι αναπτυσσόμενες ροπές, εξετάστηκε η επίδραση της αντικατάστασης μέρους του επιφανειακού χαλαρού στρώματος με καλά συμπαγυνόμενο και κατάλληλα διαβαθμισμένο θραυστό αμμοχάλικο πάχους 1,0-2,0 m. Για την κατασκευή των καμπυλών P-y ακολουθήθηκε η διαδικασία που προτάθηκε από τον Reese (1974) για αμώδη εδάφη και για κυκλική φόρτιση. Στο σχήμα 4 δίνονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης για $t=1,50$ m. Παρατηρείται μία εντυπωσιακή μείωση των ροπών κατά 50%-70% και της μετατόπισης κεφαλής κατά 50% περίπου στην περίπτωση πακτωμένης κεφαλής και κατά 50%-80% στην περίπτωση ελεύθερης κεφαλής. Τελικά υιοθετήθηκε η λύση της αντικατάστασης του χαλαρού επιφανειακού στρώματος, σε πάχος 1,5 m κάτω από τον κεφαλόδεσμο, με υλικό 3Α.



Σχήμα 4

ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΕΣ - ΜΕΘΟΔΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΤΩΝ ΠΑΣΣΑΛΩΝ

Οι πάσσαλοι κατασκευάστηκαν με αφαίρεση του εδαφικού υλικού. Η εκσκαφή του διατρήματος των πασσάλων έγινε με γεωτρήπανο τύπου CASAGRANDE CA-DRILL 26 με τηλεσκοπικό στέλεχος τύπου KELLY και με τη χρήση εκσκαπτικού τύπου "bucket", μέχρι τη στάθμη που απαντάτο το βραχώδες υπόβαθρο (39-40 m). Σ' αυτή τη στάθμη χρησιμοποιήθηκε τροποποιημένο εκσκαπτικό, τύπου "bucket" και πάλι, το οποίο περιελάμβανε κεντρικό διατρητικό εργαλείο μήκους 8 cm, από σκληρό μέταλλο, με 3 πτερύγια και περιμετρικά 6 "νύχια" μήκους 4 cm, τα άκρα των οποίων ήταν μορφωμένα με σκληρό κράμα widia. Με αυτό το εκσκαπτικό ήταν δυνατή η προχώρηση μέσα στο βραχώδες υπόβαθρο κατά 20 cm περίπου. Εγινε απόπειρα εκσκαφής επίσης με "Auger" διαμέτρου 40 cm χωρίς επιτυχία. Τελικά εγινε αποδεκτή η μη πάκτωση των πασσάλων μέσα στο βραχώδες υπόβαθρο λόγω του μεγάλου μήκους των και της μη αναμενόμενης από τη μελέτη οριζόντιας μετατόπισης της αιχμής των σ' αυτό το βάθος. Η αντιστήριξη των τοιχωμάτων του διατρήματος έγινε με τη βοήθεια αιωρήματος μπεντονίτη, ενώ για την αντιστήριξη του επιφανειακού χαλαρού στρώματος χρησιμοποιήθηκε μεταλλικός σωλήνας μήκους 4 m. Το χρησιμοποιούμενο κατά την εκσκαφή διάλυμα μπεντονίτου περίσυνελέγγο και μετά από καθαρισμό του με φυγοκεντρικό αποαμμωτή τύπου CAVIEM SUPER BLAYAIS SB6 ξαναχρησιμοποιείτο, αφού προηγουμένα είχαν ελεγχθεί οι ιδιοτήτες του. Οι ιδιοτήτες του αιωρήματος (πυκνότητα, ιξώδες, περιεκτικότητα σε άμμο και pH) ελέγχοντο μετά το τέλος της εκσκαφής, μετά την ανακύκλωση και καθαρισμό του αιωρήματος και τέλος αμέσως πριν από τη σκυροδέτηση. Η ανακύκλωση του αιωρήματος και ο καθαρισμός του πυθμένα επιτυγχάνοντο με τη βοήθεια πεπιεσμένου αέρα (air lift). Το σκυρόδεμα κατασκευής των πασσάλων ήταν B225 με περιεκτικότητα σε τσιμέντο 400 kg/m³, ελάχιση κάθιση 18 cm και λόγο νερού προς τσιμέντο 0,5. Απαιτήθηκε η χρήση υπερπλαστικοποιητή για την επίτευξη της απαιτούμενης ελάχιστης κάθισης. Ο οπλισμός των πασσάλων ϕ 100 ήταν (21+10) ϕ 18 St III στα ανώτερα 7 m και 10 ϕ 18 St III στο υπόλοιπο τμήμα, για δε τους πασσάλους ϕ 120 ο οπλισμός ήταν 9 ϕ 14+18 ϕ 18 St III στα ανώτερα 7 m και 18 ϕ 18 St III στο υπόλοιπο τμήμα. Ο σπειροειδής οπλισμός των πασσάλων ήταν ϕ 8/20, St I. Για τη συγκράτηση του κλωβού του οπλισμού στη σωστή θέση μέσα στο διάτρημα και για την εξασφάλιση της απαιτούμενης επικάλυψης των οπλισμών, χρησιμοποιήθηκαν αποστάτες ανά διαστήματα. Η σκυροδέτηση έγινε με σπονδυλωτό σωλήνα σκυροδέτησης (treemie pipe), το κάτω άκρο του οποίου παρέμενε κατά τη σκυροδέτηση τουλάχιστον 3 m κάτω από τη στάθμη του νωπού σκυροδέματος μέσα στον πάσσαλο. Κατά την έναρξη της σκυροδέτησης και προκειμένου να αποφεύγεται η άμεση επαφή με το αιώρημα και η απόμιξη του πρωτοεισαγόμενου σκυροδέματος χρησιμοποιήθηκε η τεχνική της επιβραδυνόμενης σκυροδέτησης, που επιτεύχθηκε με τη βοήθεια πρόχειρου πώματος στο στόμιο της χοάνης σκυροδέτησης (σαν πώμα χρησιμοποιήθηκε πλαστική μπάλα). Προκειμένου να ελεγχθεί η συνέχεια και η ακεραιότητα του σκυροδέματος των πασσάλων με τη βοήθεια υπερηχητικών κυμάτων (ακουστική μέθοδος), τοποθετήθηκαν 3 σωλήνες ϕ 2" σε διάταξη ισόπλευρου τριγώνου για κάθε 1 στους 8 πασσάλους. Ο χρόνος κατασκευής ενός πασσάλου έφθασε, μετά το ξεπέρασμα των αρχικών δυσκολιών, από 3 ημέρες άρχικα σε 1 ημέρα τελικά. Οι δυσκολίες που παρουσιάστηκαν εντοπίστηκαν στα παρακάτω:

- Δυσκολία εκκένωσης του εκσκαπτικού "bucket" (ιδιαίτερα του ϕ 100) από τα προϊόντα εκσκαφής,

κατά τη διατήρηση του μεγάλου πάχους στρώματος της οργανικής αργίλλου, γιατί το εδαφικό υλικό κολλούσε στα τοιχώματά του. Το πρόβλημα αυτό δημιούργησε σημαντική καθυστέρηση.

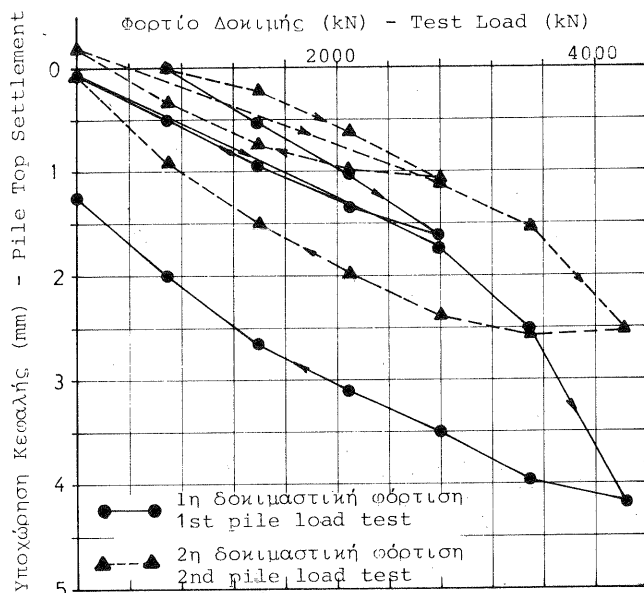
- Η ρευστότητα του σκυροδέματος, που δημιούργησε "φρακαρίσματα" των σωλήνων σκυροδέτησης. Το πρόβλημα λύθηκε με αύξηση της κάθισης του σκυροδέματος σε 20-22 cm με μικρή αύξηση της ποσότητας του υπερπλαστικοποιητή και με την προσθήκη του στο σκυρόδεμα λίγα λεπτά πριν από τη σκυροδέτηση.
- Η απ' ευθείας άντληση του μπεντονιτικού αιωρήματος με κοινές αντλίες προκειμένου να γίνει ανακύκλωση του, παρουσίασε δυσκολίες αρχικά. Το πρόβλημα λύθηκε με τη βοήθεια πεπιεσμένου αέρα (air lift).

ΔΟΚΙΜΑΣΤΙΚΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ

Δοκιμαστικές κατακόρυφες φορτίσεις

Εκτελέστηκαν συνολικά δύο δοκιμαστικές κατακόρυφες φορτίσεις σε λειτουργικούς πασσάλους ϕ 100 στο βόρειο (πύργος) και νότιο άκρο του συγκροτήματος (βλ. σχ.1). Σαν σύστημα αντίδρασης χρησιμοποιήθηκαν δύο εφελκόμενοι πάσσαλοι αγκύρωσης ϕ 100, μήκους 35 m, οπλισμένοι με 12 συρματόσχοινα από χάλυβα υψηλής αντοχής (150/170), εκατέρωθεν κάθε δοκιμαζόμενου πασσάλου. Το φορτίο δοκιμής ήταν 4.250 kN (150% του λειτουργικού φορτίου) και επιβλήθηκε με δύο υδραυλικούς γρύλλους που αντιδρούσαν σε οριζόντια μεταλλική δοκό αποτελούμενη από 3 IPB 1000 αγκυρωμένα στα αγκύρια των πασσάλων αγκύρωσης. Οι κατακόρυφες μετατοπίσεις των κεφαλών τόσο των λειτουργικών πασσάλων όσο και των πασσάλων αγκύρωσης μετρήθηκαν με μηχανοκίνητα ακρίβειας 0,01 mm, που ήταν στενηγμένα σε ανεξάρτητο μεταλλικό πλαίσιο. Παρατηρήθηκε μεγάλη ευαισθησία του συστήματος μέτρησης σε θερμοκρασιακές μεταβολές, που ήταν σημαντικές λόγω της 24ώρης περίπου διάρκειας της κάθε δοκιμαστικής φόρτισης. Το πρόβλημα λύθηκε με την προστασία του μεταλλικού πλαισίου από την απ' ευθείας προσβολή του από την ηλιακή ακτινοβολία, που δημιουργούσε κατά κύριο λόγο το πρόβλημα.

Το φορτίο δοκιμής εφαρμόστηκε σε δύο φάσεις. Πρώτα εφαρμόστηκε το 100% του λειτουργικού φορτίου (2.830 kN) και στη συνέχεια έγινε πλήρης αποφόρτιση (συνολική διάρκεια πρώτης φάσης 7 ώρες). Στη συνέχεια εφαρμόστηκε το 150% του λειτουργικού φορτίου (4.250 kN) και τέλος έγινε πλήρης αποφόρτιση (συνολική διάρκεια δεύτερης φάσης 13 ώρες). Η φόρτιση και αποφόρτιση των πασσάλων έγινε σταδιακά. Η κάθε βαθμίδα φόρτισης ήταν γενικά ίση προς το 25% του λειτουργικού φορτίου (700 kN) και είχε μία προκαθορισμένη ελάχιστη χρονική διάρκεια, παρέμενε δε μέχρις ότου η ταχύτητα υποχώρησης της κεφαλής έπεφτε στα 0,25 mm/hr και συνέχιζε να μειώνεται. Γενικά δεν παρατηρήθηκαν έντονα ερπυστικά φαινόμενα και η ταχύτητα υποχώρησης έπεφτε κάτω από τα 0,25 mm/hr μέσα σε 15'-30' μετά την επιβολή κάθε βαθμίδας φόρτισης. Στο σχ.5 φαίνονται τα διαγράμματα φορτίου-υποχώρησης για τις δύο φάσεις φόρτισης και αποφόρτισης των δύο πασσάλων, ενώ στο σχ. 6 συγκρίνονται οι καμπύλες της 2ης φάσης φόρτισης των δύο δοκιμών με τις αντίστοιχες αναλυτικές καμπύλες. Η ανάλυση έγινε με τη βοήθεια του προγράμματος EX4 του Reese, που λαμβάνει υπόψη του την αλληλεπίδραση εδάφους - πασσάλου στη μεταφορά των φορτίων μέσω τριβής στο έδαφος. Τα δεδομένα της ανάλυσης είναι:



Σχήμα 5

- Η μεταβολή της αστράγγιστης διαταραγμένης διατμητικής αντοχής με το βάθος. Χρησιμοποιήθηκαν τα αποτελέσματα της πεντρομέτρησης Π5, που εκτελέστηκε με κώνο Begemann και για την οποία υπάρχουν μετρήσεις της τοπικής τριβής (σχ.8).
- Ο νόμος μεταφοράς φορτίου από τον πάσσαλο στο έδαφος μέσω τριβής. Είναι η σημαντικότερη παράμετρος του προβλήματος. Υπάρχουν πολλές καμπύλες μεταφοράς φορτίου στη βιβλιογραφία, για διάφορους τύπους εδαφών. Επιλέχθηκαν δύο κάπως ακραίες περιπτώσεις καμπυλών (σχ. 7). Η μία αφορά την άργιλλο του Λονδίνου (Burland, 1987) η δε άλλη αποτελείται από 3 καμπύλες που έχουν προκύψει από δοκιμές υπαίθρου με μεταλλικούς πασσάλους, μήκους μέχρι 30 m, σε διάφορες άργιλλους και από εργαστηριακές δοκιμές σε μοντέλλα πασσάλων (Coyle και Reese, 1966).
- Η καμπύλη φορτίου - υποχώρησης στην αιχμή του πασσάλου. θεωρώντας ότι το βραχώδες υπόβαθρο συμπεριφέρεται γραμμικά για το μέγεθος των φορτίων των δοκιμαστικών φορτίσεων, ο νόμος συμπεριφοράς δίνεται από τη σχέση:

$$\rho = \frac{I_o}{\pi r E_s} \cdot P \quad (\text{Poulos και Davis, 1974})$$

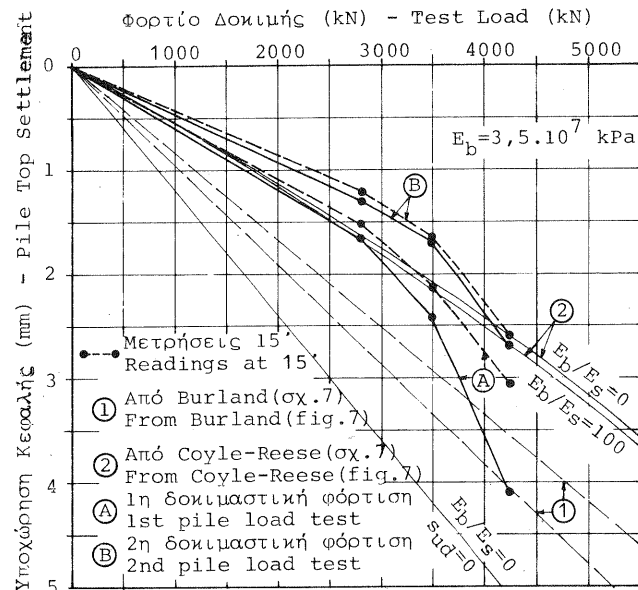
όπου: I_o = συντελεστής επιρροής = 0,85

r = πραγματική ακτίνα του δοκιμαστικού πασσάλου = 0,55 m

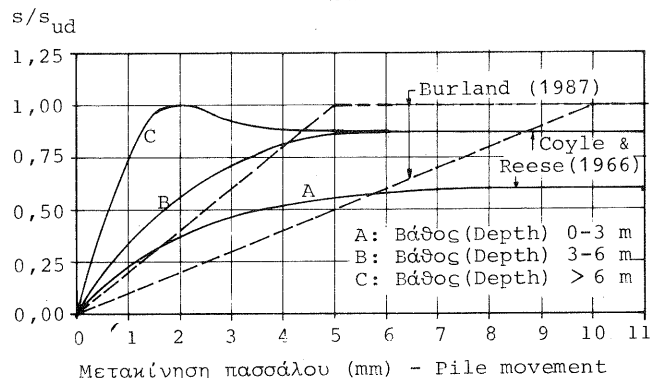
E_s = μέτρο ελαστικότητας του βραχώδους υποβάθρου = $(2,3 \pm 8,4) \cdot 10^7$ kPa για τον ασβεστόλιθο (Poulos & Davis, 1980).

Για $E_b = 3,5 \cdot 10^7$ kPa = μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος, είναι $E_b/E_s = 0,5 \pm 1,5 \approx 1$. Λαμβάνοντας υπόψη ότι το βραχώδες υπόβαθρο είναι κατακεραματισμένο και αποσπασμένο, καθώς και την κλίση του τελευταίου τμήματος των καμπυλών φορτίου-υποχώρησης των δοκιμαστικών φορτίσεων, η τιμή του λόγου E_b/E_s εκτιμάται στην τάξη του 100. Πάντως, όπως φαίνεται και στο σχ. 6, το τελικό αποτέλεσμα δεν επηρεάζεται σημαντικά από την τιμή του λόγου E_b/E_s .

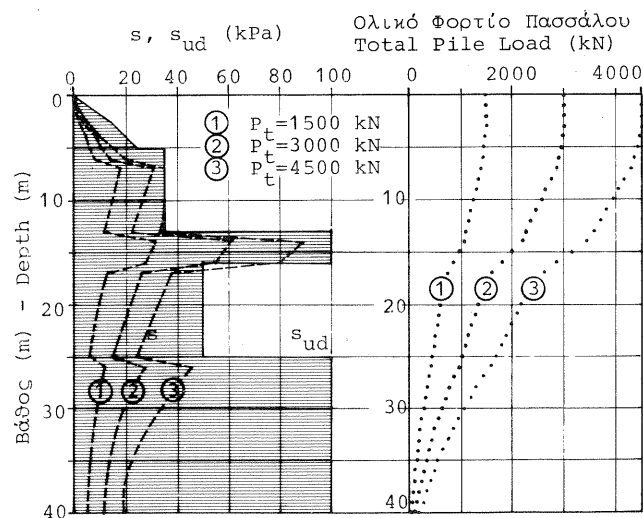
Παρατηρείται στο σχ. 6 η πολύ καλή συμφωνία με-



Σχήμα 6



Σχήμα 7

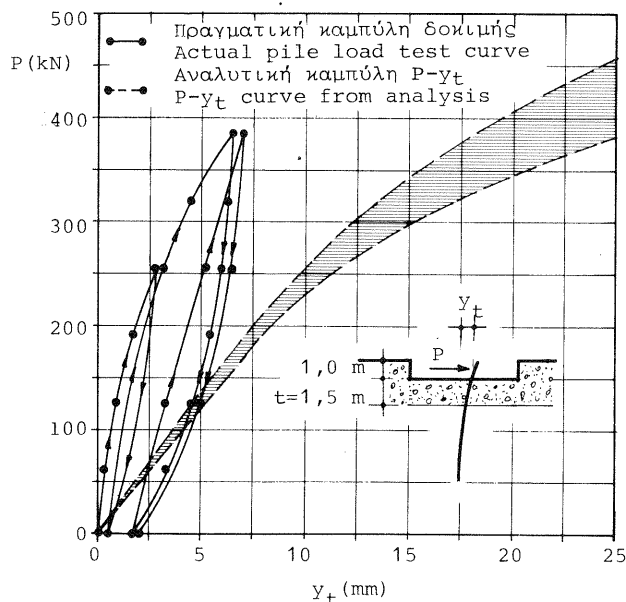


Σχήμα 8

ταξύ πραγματικών καμπυλών φορτίου - υποχώρησης και εκείνων των αναλυτικών που βασίστηκαν στις καμπύλες μεταβίβασης φορτίου των Coyle & Reese (σχ.7), ιδιαίτερα μέχρι τα 3.000 kN. Η απόκλιση για μεγαλύτερες τιμές αποδίδεται στον έστω και μικρό ερπυσμό που εμφανίστηκε και που είναι τόσο εντονότερος όσο μεγαλύτερο είναι το επίπεδο των αναπτυσσομένων τάσεων. Ενδεικτικά φαίνονται στο ίδιο σχήμα οι τροποποιημένες καμπύλες των δύο δοκιμαστικών φορτίσεων για χρόνο εφαρμογής του φορτίου μόνο 15'. Τέλος στο σχ.8 φαίνεται η κατανομή των αναπτυσσομένων διατμητικών τάσεων και του ολικού φορτίου κατά μήκος του πασσάλου.

Δοκιμαστικές οριζόντιες φορτίσεις

Εκτελέστηκε μία δοκιμαστική οριζόντια φόρτιση στο βόρειο άκρο του συγκροτήματος, σε δύο λειτουργικούς πασσάλους ταυτόχρονα, έτσι ώστε ο ένας να χρησιμεύει σαν σύστημα αντίδρασης για τον άλλο. Το φορτίο δοκιμής ήταν 375 kN (150% του σεισμικού φορτίου) και επιβλήθηκε με ένα υδραυλικό κύλινδρο. Η στάθμη εφαρμογής του φορτίου ήταν η στάθμη της κάτω παρειάς του μελλοντικού κεφαλόδεσμου. Σημειώνεται ότι η κεφαλή των πασσάλων ήταν ελεύθερη και όχι πακτωμένη όπως θα είναι στη φάση λειτουργίας και αυτό λήφθηκε υπόψη στην ερμηνεία των αποτελεσμάτων της δοκιμής. Οι οριζόντιες μετατοπίσεις των κεφαλών των πασσάλων μετρήθηκαν με μηχανοκίνητα ακριβείας 0,01 mm, που ήταν στηριγμένα σε ανεξάρτητο μεταλλικό πλαίσιο. Το φορτίο δοκιμής εφαρμόστηκε σε 3 φάσεις, ο δε ρυθμός φόρτισης ήταν σαφώς ταχύτερος από τον αντίστοιχο των κατακορύφων φορτίσεων, λόγω της φύσης των αντίστοιχων λειτουργικών φορτίων (παροδικά φορτία, δηλ. φορτίσεις ανέμου και σεισμού). Στην πρώτη φάση έγινε φόρτιση και αποφόρτιση των πασσάλων μέχρι το 100% του σεισμικού φορτίου (250 kN) σε 5,5 ώρες, με βαθμίδα φόρτισης και αποφόρτισης το 25% του φορτίου. Στη δεύτερη φάση η βαθμίδα ήταν πάλι η ίδια (62,5 kN), το μέγιστο φορτίο το 150% του σεισμικού φορτίου (375 kN) και η διάρκεια 5 ώρες. Τέλος στην τρίτη φάση η βαθμίδα ήταν το 50% του σεισμικού φορτίου (125 kN), το μέγιστο φορτίο και πάλι 375 kN και η διάρκεια



Σχήμα 9

μόλις 2 ώρες. Στο σχ. 9 φαίνονται τα διαγράμματα φορτίου-μετατόπισης για τις 3 φάσεις φόρτισης και αποφόρτισης των πασσάλων καθώς και οι αναλυτικές καμπύλες που προκύπτουν λαμβάνοντας υπόψη τις πραγματικές συνθήκες δοκιμής (στάθμη φορτίου -1,0 m, $D=1,1$ m, $t=1,5$ m, $E_p=3,7 \cdot 10^7$ kPa).

Παρατηρείται ότι η κλίση της πραγματικής καμπύλης είναι περίπου τριπλάσια από αυτήν της αναλυτικής. Η διαφορά οφείλεται κατά κύριο λόγο στην κλίση του αρχικού τμήματος των χρησιμοποιούμενων καμπυλών $P-y_t$ (σχ.3), οι οποίες έχουν προκύψει από τις καμπύλες των εργαστηριακών δοκιμών τριαξονικής και ανεμπόδιστης θλίψης. Σημειώνεται ότι η πράξη έχει δείξει ότι οι εργαστηριακές δοκιμές υποεκτιμούν, ακόμα και σε πολύ καλής ποιότητας αδιατάρακτα δείγματα, το "μέτρο ελαστικότητας" του εδάφους (Burland, 1987). Επί πλέον θα πρέπει να τονιστεί ότι για την κατασκευή των καμπυλών $P-y_t$ του επιφανειακού στρώματος από θραυστό αμμοχάλικο, που επηρεάζει σημαντικά τη μορφή της καμπύλης $P-y_t$ (βλ. σχ.4), αυτό θεωρήθηκε, ελλείψει καλύτερης διαδικασίας και προς την πλευρά της ασφαλείας, σαν βυθισμένη άμμος μέσης πυκνότητας.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- A.Π.Θ.-Εδρα Εδαφομηχανικής & Θεμελιώσεων (1983) "Πάσσαλοι Μεγάλης Διαμέτρου", Πρακτικά Στρογγυλής Τράπεζας που οργάνωσε το Ε.ΕΔ.ΘΕ., Τεύχος 10 Επιστημονικής Έκδοσης Ε.ΕΔ.ΘΕ.
- Burland, J. (1987) "Επίδραση των επί τόπου μετρήσεων στο σχεδιασμό και κατασκευή των θεμελιώσεων", Διάλεξη που δόθηκε στο ΕΜΠ.
- Coyle, H.M., Reese, L.C. (1966) "Load Transfer for Axially Loaded Piles in Clay", JSMFD, ASCE, Vol.92, No.SM2, March, 1966, pp.1-26.
- Lysmer, J. (1978) Classnotes from the course "Theoretical Soil Mechanics", University of California, Berkeley.
- Peck, G.M. (1969) "The Rational Design of Large Diameter Bored Piles Founded on Rock", Rock Mechanics Symposium, Inst. Engrs. Aust., Sydney, pp. 48-51.
- Poulos, H.G., Davis, E.H. (1974) "Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics", John Wiley and Sons, New York, N.Y., pp.1-411.
- Poulos, H.G., Davis, E.H. (1980) "Pile Foundation Analysis and Design", John Wiley and Sons, New York, N.Y., pp. 1-397.
- Reese, L.C., Cox, W.R., Koop, F.D. (1974) "Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand" 6th Offshore Technology Conference, Dallas.
- Σπυρόπουλος, Π.Ι. (1966) "Θεμελιώσεις Δια Πασσάλων".
- Vesic, A.S. (1977) "Design of Pile Foundations", National Cooperative Highway Research Program - Synthesis of Highway Practice 42, National Research Council.
- Winterkorn, H.F., Fang, H.Y. (1975) "Foundation Engineering Handbook", Van Nostrand Reinhold Company.