

# Η συμπεριφορά πασσάλων τριβής σε βράχο για τη θεμελίωση επιλιμένου σιλό δημητριακών

## *The behaviour of friction piles in rock for the foundation of a port grain silo*

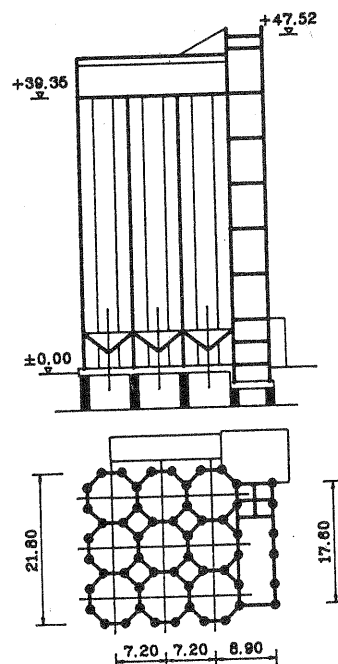
Α.Δ. ΠΛΑΤΗΣ  
(Πολ. Μηχανικός, M. Eng.)

**ΠΕΡΙΛΗΨΗ:** Παρουσιάζεται η συμπεριφορά πασσάλων μεγάλης διαμέτρου πακτωμένων σε βράχο, τόσο σε κατακόρυφη όσο και σε οριζόντια φόρτιση, με ιδιαίτερη έμφαση στην αναπτυσσόμενη πλευρική τριβή του πασσάλου στο βράχο. Η ανακοίνωση αναφέρεται στη θεμελίωση επί φρεατοπασσάλων ενός επιλιμένου ΣΙΛΟ δημητριακών.

**ABSTRACT:** The behaviour of large diameter bored piles socketed in rock, under axial and lateral loading, is presented, with special attention to the developing skin friction between pile and rock. The paper refers to the pile foundation of a port grain silo.

### ΕΙΣΑΓΩΓΗ

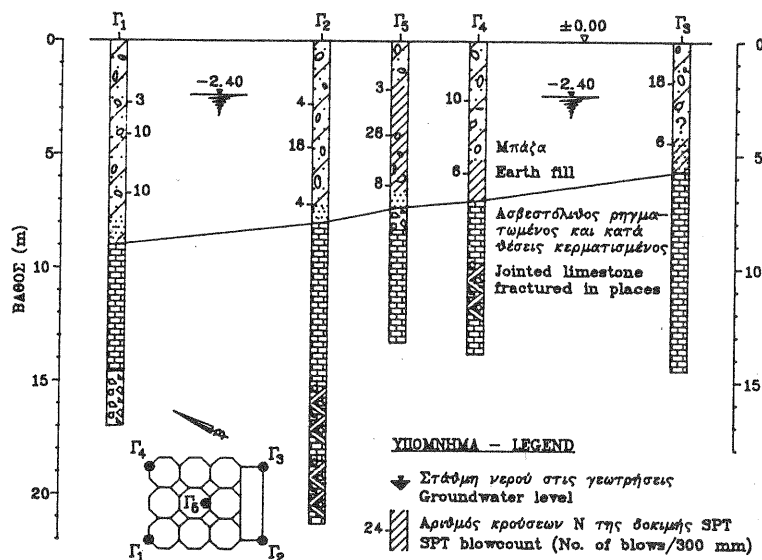
Στην ανακοίνωση αυτή παρουσιάζεται η συμπεριφορά φρεατοπασσάλων τριβής σε βράχο (rock sockets), για τη θεμελίωση ενός επιλιμένου αποθηκευτικού συγκροτήματος δημητριακών (Σιλό) της ΚΥΔΕΠ, χωρητικότητας 10.000 τόννων, στο λιμάνι Ηρακλείου Κρήτης (βλ. σχήμα 1). Πιο συγκεκριμένα παρουσιάζονται στοιχεία της εδαφοτεχνικής έρευνας και της μελέτης θεμελίωσης, τα αποτελέσματα παραμετρικής ανάλυσης των πασσάλων σε οριζόντια φόρτιση, τα σημαντικότερα σημεία από τις προδιαγραφές και τη μέθοδο κατασκευής των πασσάλων και τέλος γίνεται κριτική παρουσίαση των αποτελεσμάτων ειδικά σχεδιασμένης κατακόρυφης δοκιμαστικής φόρτισης σε μη λειτουργικό πάσσαλο, για τη μέτρηση της πλευρικής τριβής πασσάλου-βράχου, καθώς και των αποτελεσμάτων κατακορύφων και οριζοντίων δοκιμαστικών φορτίσεων και δοκιμών ακεραιότητας σε λειτουργικούς πασσάλους.



Σχήμα 1 - Figure 1

## ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Τα ανώτερα εδαφικά στρώματα στο χώρο του έργου αποτελούνται από φερτά υλικά (μπάζα), που χρησιμοποιήθηκαν για την κατασκευή του προβλήτα, πάχους 4,7-8,0 m ακολουθούμενα από τον παλιό μαλακό πυθμένα (αμμώδης ως αργιλώδης) πάχους 1,0 m περίπου. Τα παραπάνω στρώματα επικαλύπτουν το βραχώδες υπόβαθρο, που εμφανίζεται επιφανειακά στο ΝΑ άκρο του προβλήτα υπό μορφή χαμηλού λόφου και βυθίζεται ομαλά προς τα ΒΔ, απαντώμενο σε βάθος 5,7-9,0 m στο χώρο του έργου (βλ. γεωτεχνική τομή στο σχήμα 2). Στο χώρο του έργου εκτελέστηκαν 5 δειγματοληπτικές γεωτρήσεις βάθους 13,3-21,3 m. Από τις γεωτρήσεις διαπιστώθηκε ότι το βραχώδες υπόβαθρο αποτελείται από υπόλευκο ως υπέρυθρο ασβεστόλιθο, ρηγματωμένο και κατά θέσεις κερματισμένο, ο οποίος παρουσιάζει φαινόμενα ελαφράς καρστικοποίησης. Το RQD κυμάνθηκε από 0-70% το δε ποσοστό πυρηνοληψίας από 60-100%. Στα δείγματα που ελήφθησαν από τις γεωτρήσεις εκτελέστηκαν εργαστηριακές δοκιμές φυσικών/χημικών χαρακτηριστικών και κατάταξης, καθώς και δοκιμές μονοαξονικής θλίψης και εφελκυσμού (Brazilian test).



Σχήμα 2. Γεωτεχνική τομή  
Figure 2. Geotechnical profile

## ΕΠΙΛΟΓΗ ΤΡΟΠΟΥ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Η λύση επιφανειακής θεμελίωσης με αντικατάσταση των επιφανειακών στρώματων, μέχρι τη στάθμη του βραχώδους υποβάθρου, με καλά συμπακνωμένο αμμοχάλικο, αποκλείστηκε γιατί θα απαιτούσε εκκαφή βάθους 6-9 m κάτω από τον Υ.Υ.Ο., που βρίσκεται σε βάθος 2,4 m, με αντιστήριξη των πρανών της εκκαφής (πασσαλοσανίδες, διαφραγματικός τοίχος κλπ.) και συνεχείς αντλήσεις. Η λύση αυτή θα απαιτούσε σημαντικό χρόνο και κόστος καθώς και δυσκολίες στην υλοποίησή της. Στη συνέχεια εξετάστηκαν διάφορες λύσεις θεμελίωσης με έγχυτους πασσάλους, διάφορων διαμέτρων και μεθόδων κατασκευής. Τελικά επιλέχθηκαν οι πασσάλοι μεγάλης διαμέτρου (φρεατοπασσάλοι  $\varnothing 100$ - $\varnothing 120$ ) έναντι των πασσάλων μικρότερης διαμέτρου ( $\varnothing 50$ - $\varnothing 60$ ), γιατί:

- Οδηγούν σε σημαντικά μικρότερο αριθμό πασσάλων με αποτέλεσμα να μειώνεται ο χρόνος κατασκευής.
- Αυξάνεται η ακαμψία της θεμελίωσης σε οριζόντια φόρτιση και δεν απαιτείται η κατασκευή κεκλιμένων πασσάλων.
- Λόγω του μικρού αριθμού των πασσάλων, αυτοί διατάσσονται κατά τέτοιο τρόπο ώστε τα φορτία της ανωδομής να μεταφέρονται απ'ευθείας 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 αντί 9 m που προεβλέπετο αρχικά και που απαιτούσε η λύση των πασσάλων  $\varnothing 50$ - $\varnothing 60$ ).

Φέρουσα ικανότητα σε κατακόρυφα φορτία

Λόγω της μεγάλης φέρουσας ικανότητας του βραχώδους υποβάθρου, οι πάσσαλοι σχεδιάστηκαν με κριτήριο οι αναπτυσσόμενες τάσεις στο σκυρόδεμα να μην υπερβαίνουν το 20% της ονομαστικής αντοχής του. Αυτό οδήγησε στην επιλογή 54 πασσάλων  $\varnothing 120$ , φέρουσας ικανότητας 5.000 KN, διατεταγμένων κατά μήκος της περιμέτρου των κυψελών (βλ. σχήμα 1). Λόγω της μεγάλης φέρουσας ικανότητας των πασσάλων και της πρακτικά ανύπαρκτης πλευρικής τριβής στα μπάζα, οι πάσσαλοι θα έπρεπε να είναι ικανοί να αναπτύξουν χωρίς προβλήματα ή υπερβολική καθίζηση την παραπάνω τάση στην αιχμή τους. Για να εξασφαλιστεί όμως κάτι τέτοιο θα έπρεπε αφ'ενός να εξασφαλιστεί η απόλυτη καθαρότητα της αιχμής από μαλακά υπολείμματα της εκσκαφής των πασσάλων, αφ'ετέρου δε να καθαριστούν και πληρωθούν με τσιμεντένεμα τυχόν υπάρχοντες κωμοί και μικροέγκοιλα στην περιοχή της αιχμής (πράγμα πιθανό μιά και το ποσοστό πυρηνοληψίας κυμάνθηκε από 60-100%). Προκειμένου να παρακαμφθούν τα παραπάνω προβλήματα που θα οδηγούσαν με βεβαιότητα σε αύξηση του κόστους και του χρόνου κατασκευής των πασσάλων, αποφασίστηκε η πάκτωση των πασσάλων στο βραχώδες υπόβαθρο (rock sockets) σε μήκος ικανό να αναλάβει μέσω τριβής το φορτίο σχεδιασμού, με κάποιο μικρό φυσικά συντελεστή ασφαλείας (1,5). Έτσι η φέρουσα ικανότητα υπολογίσθηκε από την:

$$\epsilon\pi\omicron\varsigma = \pi \cdot D \cdot L \cdot f_s / 1,5 \quad (1)$$

όπου: L = μήκος πάκτωσης στο βράχο (rock socket)

$f_s$  = μοναδιαία πλευρική τριβή =  $\alpha \cdot \beta \cdot q_u$  (Tomlinson, 1987)

$\alpha, \beta$  = συντελεστές εξαρτώμενοι από την αντοχή σε μονοαξονική θλίψη ( $q_u$ ) και από το RQD του βράχου.

Το  $f_s$  υπολογίστηκε κατά Horvath ίσο με 1,2 MPa και κατά Williams & Pells ίσο με 1,7 MPa, βάσει της ελάχιστης εργαστηριακής τιμής του  $q_u$ , που ήταν 243 Kg/cm<sup>2</sup>. Τελικά, λαμβάνοντας υπόψη και την πιθανή ύπαρξη κωμών μέσα στο μήκος πάκτωσης, το τελευταίο λήφθηκε ίσο με 3,0 m. Η επιλεγείσα λύση εξασφάλιζε αφ'ενός ανάπτυξη της φέρουσας ικανότητας των πασσάλων με σήμαντες καθιζήσεις (βλ. σχ. 5), αφ'ετέρου δε διανομή του φορτίου σε μεγαλύτερη έκταση, μειώνοντας έτσι τον κίνδυνο υποχωρήσεων λόγω πιθανής ύπαρξης μικρής έκτασης εγκοίλων κάτω από την αιχμή ορισμένων πασσάλων.

Ελεγχος/διαστασιολόγηση μεμονωμένου πασσάλου σε οριζόντια φορτία

Λόγω της χαμηλής αντοχής των επιφανειακών στρωμάτων και της φύσης των (μπάζα), αποφασίστηκε η αντικατάσταση στρώματος πάχους 1,50 m κάτω από τον κεφαλόδεσμο με καλά συμπακνωμένο και κατάλληλα διαβαθμισμένο θραυστό αμμοχάλικο, προκειμένου να μειωθούν οι μετακινήσεις από οριζόντια φόρτιση, και κατά συνέπεια οι ροπές, στις κεφαλές των πασσάλων (Πλατής, 1988). Η ανάλυση των πασσάλων σε οριζόντια φόρτιση έγινε παραμετρικά με τη μέθοδο των καμπυλών P-y των Reese-Matlock και εξετάστηκε η επίδραση κάθε μιάς παραμέτρου στη συμπεριφορά του μεμονωμένου πασσάλου. Η μέθοδος θεωρεί ότι ο πάσσαλος στηρίζεται καθ' ύψος σε οριζόντια μη γραμμικά ελατήρια, που περιγράφονται από καμπύλες φορτίου-μετατοπίσεων (P-y). Οι ροπές και μετατοπίσεις καθ' ύψος του πασσάλου δίνονται από τη βασική διαφορική εξίσωση:

$$d^2M/dz^2 + P_z \cdot d^2y/dz^2 - p = 0 \quad (2)$$

όπου: p = οριζόντια αντίδραση εδάφους ανά μονάδα μήκους πασσάλου

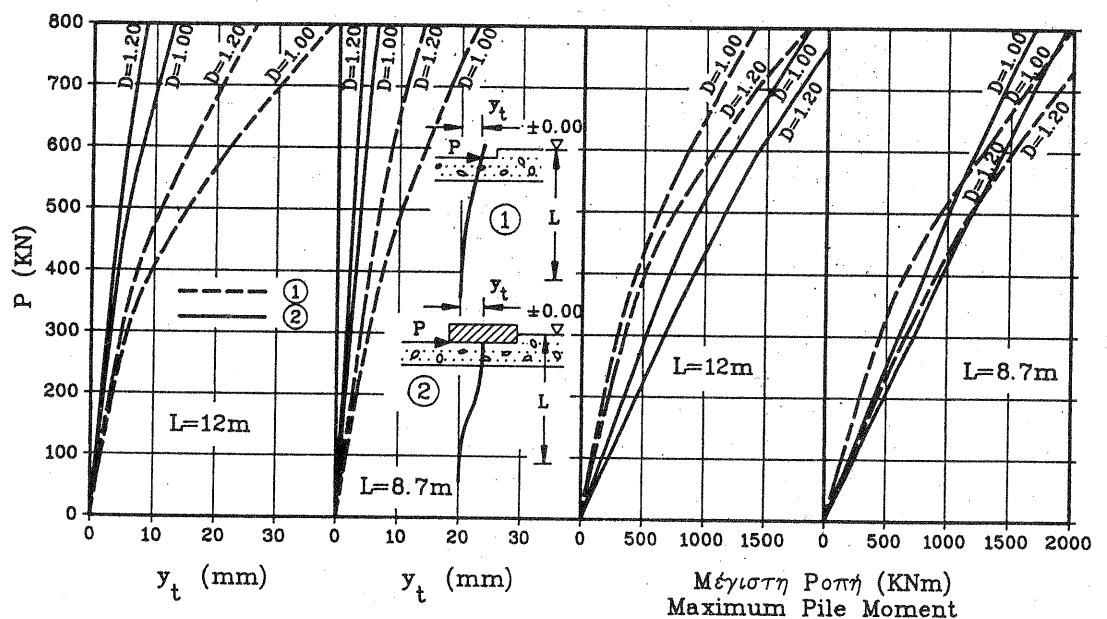
z = βάθος από την κορυφή του πασσάλου

$P_z$  = αξονικό φορτίο πασσάλου σε βάθος z

y = οριζόντια μετακίνηση σε βάθος z

M = ροπή πασσάλου σε βάθος z.

Σχήμα 3. Καμπύλες P-y  
Figure 3. P-y curves



Σχήμα 4. Αποτελέσματα ανάλυσης P-y  
Figure 4. Results of P-y analysis

## ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΕΣ - ΜΕΘΟΔΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΤΩΝ ΠΑΣΣΑΛΩΝ

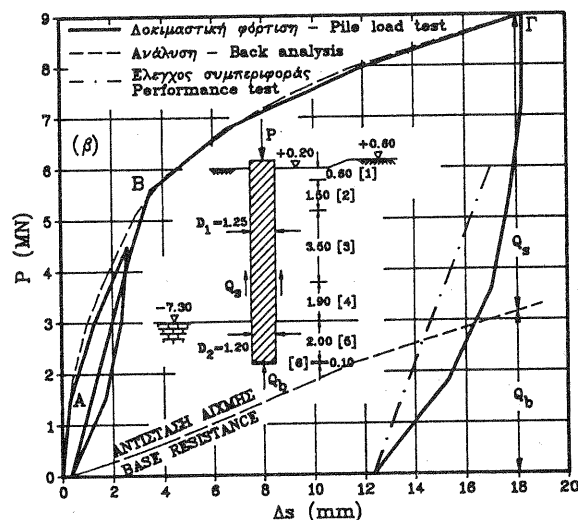
Οι πάσσαλοι κατασκευάστηκαν με αφαίρεση του εδαφικού υλικού. Η εκσκαφή του διατρήματος των πασσάλων έγινε με ηλεκτροκίνητο CONTINUOUS AUGER τύπου SANWA. Η αφαίρεση του εδαφικού υλικού έγινε με τη χρήση μπένας και εκσκαπτικού τύπου BUCKET, ανάλογα με τη συνεκτικότητα του εδάφους. Η αντιστήριξη των τοιχωμάτων του διατρήματος, μέχρι τη στάθμη του βραχώδους υποβάθρου, έγινε με τη βοήθεια μεταλλικού σωλήνα, που ετοποθετείτο με βυθιστή τύπου BADE μετά τη διάτρηση και πριν την αφαίρεση του εδαφικού υλικού. Δεν προβλέφθηκε και δεν έγινε καθαρισμός της αιχμής των πασσάλων από μαλακά υπολείμματα της εκσκαφής, σαν συνέπεια των παραδοχών σχεδιασμού (πάσσαλοι τριβής στο βράχο). Το σκυρόδεμα κατασκευής των πασσάλων ήταν B225 με περιεκτικότητα σε τσιμέντο 400 Kg/m<sup>3</sup>, ελάχιστη κάθιση 180 mm και λόγο νερού πρὸς τσιμέντο 0,5. Απαιτήθηκε η χρήση υπερπλαστικοποιητή για την επίτευξη της απαιτούμενης ελάχιστης κάθισης. Χρησιμοποιήθηκε τσιμέντο τύπου PORTLAND ανθεκτικό στα θειϊκά άλατα και στο θαλάσσιο νερό, λόγω μεγάλης συγκέντρωσης θειϊκών ιόντων και ιόντων Mg στα υπόγεια νερά μέσα στα μπάζα. Ο διαμήκης οπλισμός κυμάνθηκε από 14ø25-54ø25, StIII, ο δε σπειροειδής ήταν ø10/20, StI. 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 (tremie pipe), το κάτω άκρο του οποίου παρέμενε κατά τη σκυροδέτηση τουλάχιστον 3,0 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 νερό 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, τοποθετήθηκαν 4 σωλήνες ø2" στην περίμετρο 7 πασσάλων. Ο ρυθμός κατασκευής των πασσάλων έφθασε, μετά το ξεπέρασμα των αρχικών δυσκολιών, σε δύο πασσάλους την ημέρα. Οι δυσκολίες που παρουσιάστηκαν εντοπίστηκαν στα παρακάτω:

- Δυσκολία εκσκαφής του ασβεστολίθου, ιδιαίτερα κατά θέσεις όπου αυτός εμφανίστηκε ιδιαίτερα σκληρός και συμπαγής. Ο χρόνος και η μέση ταχύτητα διάτρησης του βραχώδους υποβάθρου κυμάνθηκαν μεταξύ 1h 00'-5h 35' και 1,0-4,5 cm/min αντίστοιχα. Γενικά η ταχύτητα διάτρησης κυμάνθηκε από 0,2-20 cm/min.
- Σημαντική απώλεια κοπτικών ονύχων όχι τόσο λόγω φθοράς όσο λόγω θραύσης τους, αποδιδόμενη στην παρουσία ανοικτών ρωγμών.
- Παρουσία προϊόντων καθαίρεσης σκυροδεμάτων, συρματόσχοινων κλπ. στα μπάζα, που δημιούργησαν καθυστερήσεις και υπερεκσκαφή των πασσάλων σε πολλές περιπτώσεις, λόγω καταπτώσεων των τοιχωμάτων μετά την ανάσυρση του auger και προ της τοποθέτησης της προσωρινής σωλήνωσης στα μπάζα.
- "Μπάζωμα" των διατρημάτων ορισμένων πασσάλων μετά το πέρας της εκσκαφής και πριν τη σκυροδέτηση, που κυμάνθηκε από 10-50 cm, ενδεικτικό του βαθμού αποσάθρωσης του βραχώδους υποβάθρου σε ορισμένες θέσεις.
- Η ρευστότητα του σκυροδέματος, που δημιούργησε "φρακαρίσματα" των σωλήνων σκυροδέτησης. Το πρόβλημα λύθηκε με αύξηση της κάθισης του σκυροδέματος σε 200-220 mm, που επιτεύχθηκε με μικρή αύξηση της ποσότητας του υπερπλαστικοποιητή και με την προσθήκη του στο σκυρόδεμα λίγα λεπτά πριν από τη σκυροδέτηση.

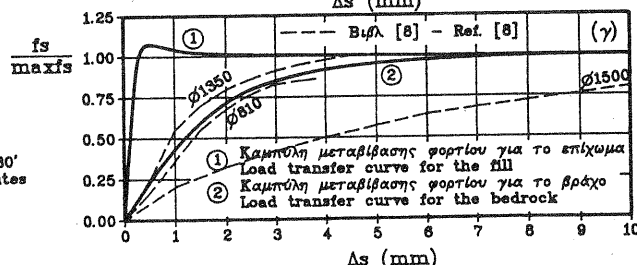
## ΔΟΚΙΜΑΣΤΙΚΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ

### Δοκιμαστικές κατακόρυφες φορτίσεις

Εκτελέστηκαν δύο δοκιμαστικές κατακόρυφες φορτίσεις, μία σε ένα προκαταρτικό, μη λειτουργικό δοκιμαστικό πάσσαλο ø100 και μία σε ένα λειτουργικό πάσσαλο ø120. Ο προκαταρτικός δοκιμαστικός πάσσαλος (ø100) διαμορφώθηκε κατά τέτοιο



- |     |                                                    |                                                   |
|-----|----------------------------------------------------|---------------------------------------------------|
| [1] | Μέτρια συμπυκνωμένο αμμοχάλικο                     | Moderately compacted granular fill                |
| [2] | Καλά συμπυκνωμένο αμμοχάλικο                       | Well compacted granular fill                      |
| [3] | Μπάλα - Miscellaneous fill                         |                                                   |
| [4] | Εντελώς αποσφραγισμένος βράχος - Διατρήθηκε σε 30' | Completely weathered rock - Drilled in 30 minutes |
| [5] | Βράχος - Διατρήθηκε σε 2h20'                       | Bedrock - Drilled in 2 hours 20 minutes           |
| [6] | Αόσμη - Mud                                        |                                                   |



370

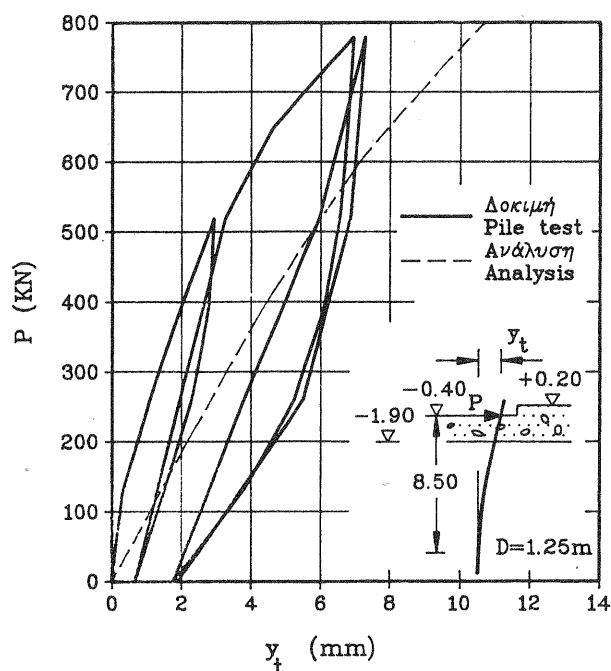
διανομή του φορτίου μέσα στο μήκος πάκτωσης στο βράχο. Το μέτρο ελαστικότητας του πασσάλου που χρησιμοποιήθηκε για τον υπολογισμό της ελαστικής βράχυνσης, εκτιμήθηκε λαμβάνοντας υπόψη την ύπαρξη του μεταλλικού μανδύα και του κατακόρυφου οπλισμού (14ø25) και θεωρώντας βιβλιογραφικά για το σκυρόδεμα  $E_b = 29.000 \text{ MN/m}^2$ , βάσει των αντοχών 7 δοκιμών σκυροδέματος του πασσάλου αυτού. Παρατηρούμε ότι η απόκριση του πασσάλου ήταν πρακτικά ελαστική και η παραμένουσα μετακίνηση δεν ξεπέρασε το 1,0 mm. Η αναπτυχθείσα μέση τιμή μοναδιαίας πλευρικής τριβής στο βράχο  $f_s = 1,69 \text{ MPa}$  ήταν αρκετά υψηλή, συμπίπτοντας με τη μεγαλύτερη από τις εκτιμηθείσες τιμές του  $f_s$  (κατά Williams & Pells), χωρίς να υπάρξει αστοχία. Όσον αφορά το λειτουργικό πάσσαλο, παρατηρούμε από το διάγραμμα του σχήματος 5β ότι η καμπύλη P-Δs παρουσιάζει 2 χαρακτηριστικά σημεία σημαντικής αλλαγής κλίσης (σημεία Α και Β), διακρινόμενη έτσι σε 3 τμήματα. Το 1ο τμήμα (0-Α) αντιστοιχεί στην ενεργοποίηση της πλευρικής τριβής στα στρώματα πάνω από το βραχώδες υπόβαθρο, το 2ο (Α-Β) στην ενεργοποίηση της πλευρικής τριβής στο βράχο, ενώ το 3ο (Β-Γ) στην απόκριση της αιχμής του πασσάλου μετά την πλήρη ενεργοποίηση των πλευρικών τριβών. Βάσει αυτής της διάκρισης της καμπύλης P-Δs έγινε ανάστροφη ανάλυση (back analysis) με τη βοήθεια του προγράμματος PX4 του Reese, που λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση εδάφους-πασσάλου στη μεταφορά φορτίων μέσω τριβής και αιχμής στο έδαφος. Από την ανάλυση αυτή προσδιορίστηκαν οι καμπύλες μεταφοράς φορτίου στα μπάζα και στο βράχο (βλ. καμπύλες 1 και 2 στο σχήμα 5γ) και βάσει αυτών προέκυψαν οι αναλυτικές καμπύλες για το συνολικό φορτίο και για το φορτίο αιχμής του πασσάλου, που φαίνονται με διακεκομμένη γραμμή στο σχήμα 5β. Παρατηρούμε την πολύ καλή συμφωνία μεταξύ αναλυτικής καμπύλης και αυτής της δοκιμαστικής φόρτισης. Στο σχήμα 5γ συγκρίνεται η καμπύλη 2 με 3 καμπύλες μεταφοράς φορτίου από τη βιβλιογραφική αναφορά [8], που έχουν προκύψει από απ'ευθείας μετρήσεις με strain gages σε πασσάλους πακτωμένους σε αποσπασμένο/κερματισμένο ιλυόλιθο (ø81, ø135) ή σχιστόλιθο (ø150). Γενικά υπάρχει καλή συμφωνία μεταξύ πειραματικών καμπυλών και της καμπύλης 2. Από το ίδιο σχήμα παρατηρούμε ότι μία μετακίνηση του πασσάλου της τάξης των 4-6 mm είναι γενικά αρκετή για να ενεργοποιηθεί το μεγαλύτερο μέρος της πλευρικής τριβής στο βράχο. Από την ίδια ανάλυση προέκυψε ότι η αναπτυχθείσα μέση τιμή μοναδιαίας πλευρικής τριβής στο βράχο ήταν  $f_s = 0,52 \text{ MPa}$ , δηλ. πολύ χαμηλότερη από την αντίστοιχη του προκαταρκτικού δοκιμαστικού πασσάλου ( $f_s = 1,69 \text{ MPa}$ ) και περίπου το ήμισυ της μικρότερης από τις εκτιμηθείσες τιμές του  $f_s$  (κατά Horvath). Η διαφορά θα μπορούσε ν'αποδοθεί στους παρακάτω λόγους:

- Διαφορά στο βαθμό καθαρότητας ή/και τραχύτητας των τοιχωμάτων του διατρήματος μέσα στο βράχο (πολύ σημαντικό - βλ. [4]).
- Διαφορά στο βαθμό αποσάθρωσης του βράχου μεταξύ των 2 θέσεων (πάντως οι χρόνοι διάτρησης ήταν μικροί και στους 2 δοκιμαστικούς πασσάλους, υποδηλώνοντας υψηλό βαθμό αποσάθρωσης).

#### Δοκιμαστικές οριζόντιες φορτίσεις

Εκτελέστηκε μία δοκιμαστική οριζόντια φόρτιση σε 2 λειτουργικούς πασσάλους ταυτόχρονα, έτσι ώστε ο ένας να χρησιμεύει σαν σύστημα αντίδρασης του άλλου. Το φορτίο δοκιμής ήταν 780 KN (150% του μεγίστου οριζοντίου φορτίου σχεδιασμού) και επεβλήθη με έναν υδραυλικό κύλινδρο στη στάθμη της κάτω παρειάς του μελλοντικού κεφαλόδεσμου. Σημειώνεται ότι η κεφαλή των πασσάλων ήταν ελεύθερη και όχι όπως θα είναι στη φάση λειτουργίας (πακτωμένη) και αυτό λήφθηκε υπόψη στην ερμηνεία των αποτελεσμάτων της δοκιμής. Οι οριζόντιες μετακινήσεις 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 (βλ. σχήμα 6), ο δε ρυθμός φόρτισης ήταν σαφώς ταχύτερος από τον αντίστοιχο των κατακορύφων φορτίσεων, λόγω της φύσης των αντιστοίχων λειτουργικών φορτίων (παροδικά φορτία, δηλ. φορτίσεις ανέμου και σεισμού). Η διάρκεια κάθε μιάς από τις 3 φάσεις ήταν 5, 6 και μόλις 2 ώρες αντίστοιχα. Στο σχήμα 6 συγκρίνονται τα διαγράμματα P-yt της δοκιμαστικής

φόρτισης με την αναλυτική καμπύλη που προκύπτει λαμβάνοντας υπόψη τις πραγματικές συνθήκες δοκιμής ( $L=8,50$  m,  $D=1,25$  m και  $E_b=32$  GPa). Παρατηρείται ότι η κλίση της πραγματικής καμπύλης είναι μεγαλύτερη από αυτήν της αναλυτικής. Η διαφορά μπορεί να οφείλεται στην κλίση του αρχικού τμήματος των χρησιμοποιούμενων καμπυλών P-y για το επιφανειακό στρώμα από θραυστό αμμοχάλικο, το οποίο επιρρεάζει σημαντικά την κλίση της καμπύλης P- $y_t$ , και για την κατασκευή των οποίων το στρώμα αυτό θεωρήθηκε, ελλείψει καλύτερης διαδικασίας και προς την πλευρά της ασφαλείας, σαν βυθισμένη άμμος μεγάλης πυκνότητας. Σημειώνεται ότι σε πρόσφατη ανάλυση αποτελεσμάτων οριζοντίων δοκιμαστικών φορτίσεων (Χριστούλας, 1990), προτείνεται η ανάλυση να γίνεται με δείκτη αντίστασης εδάφους  $K_s$  τριπλάσιο από το συμβατικά υπολογιζόμενο για μετακινήσεις κεφαλής μέχρι 0,003D (3,75 mm εν προκειμένω).



Σχήμα 6. Δοκιμαστική οριζόντια φόρτιση  
Figure 6. Lateral pile load test

#### ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ-ΑΡΘΡΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Α.Π.Θ. - Εδρα Εδαφομηχανικής και Θεμελιώσεων (1983), "Πάσσαλοι Μεγάλης Διαμέτρου", Πρακτικά Στρογγυλής Τράπεζας που οργάνωσε το Ε.ΕΔ.ΘΕ., Τεύχος 10 Επιστημονικής Εκδόσης Ε.ΕΔ.ΘΕ.
- [2] Christoulas S. (1990), "Déplacements de Pieux sous Charge Horizontale", Bulletin L.C.P.C., 168, Ref. 3519, pp. 29-37.
- [3] Coyle H.M., Reese L.C. (1966), "Load Transfer for Axially Loaded Piles in Clay", JSMFD, ASCE, Vol.92, No.SM2, pp. 1-26.
- [4] Kingwell W.J., Albrecht, F.A. (1989), "Large Diameter Machine Bored Piles in Australia", 3rd Internat. Conference on Piling & Deep Foundations, London.
- [5] Πλατής Α. Δ. (1988), "Θεμελίωση Επιλιμνίου Σιλό Δημητριακών με Φρεατοπασσάλους", 1ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής Μηχανικής, Αθήνα, Φεβρουάριος 1988, pp. 215-221.
- [6] Poulos H.G., Davis E.H. (1980), Pile Foundation Analysis & Design, John Wiley and Sons, New York, N.Y.
- [7] Poulos H.G. (1988), "Contemporary Approaches to Pile Design", 1st Hellenic Conference in Geotechnical Engineering, Athens, February 1988.
- [8] Radhakrishnan R., Leung C.F. (1989), "Load Transfer Behavior of Rock-Socketed Piles", Journal Geot.Eng.Div., ASCE, Vol.115, No.6, pp.755-768
- [9] Reese L.C. (1977), "Laterally Loaded Piles: Program Documentation", Journal Geot. Eng. Div., ASCE, Vol.103, No GT4, pp.287-305.
- [10] Reese L.C., Cox W.R., Koop F.D. (1974), "Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand", 6th Offshore Technology Conference, Dallas.
- [11] Tomlinson M.J. (1987), Pile Design and Construction Practice, 3rd Edition, Viewpoint Publications.
- [12] Whitworth L.J., Turner A.J. (1989), "Rock Socket Piles in the Sherwood Sandstone of Central Birmingham", 3rd International Conference on Piling & Deep Foundations, London.