

Ανάλυση συμπεριφοράς έργου με βαθιά εκσκαφή και επανεπίχωση

Analysis of the behavior of a constructed cut & cover project

ΑΡΑΠΑΚΟΥ ΑΓΓΕΛΙΚΗ, Μηχανικός Μεταλλείων – Μετ., Μ.Δ.Ε. Ε.Μ.Π.
ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΣ ΒΑΣΙΛΕΙΟΣ, Τομέας Γεωτεχνικής Ε.Μ.Π.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ: Στην παρούσα εργασία μελετήθηκαν οι συνθήκες ευστάθειας των πρηνών εκσκαφής σε έργο κατασκευασμένο με τη μέθοδο εκσκαφής - μερικής επανεπίχωσης. Βασικός στόχος είναι η επιβεβαίωση των εργαστηριακών παραμέτρων, ο έλεγχος των συντελεστών ασφαλείας καθώς και των ροπών κάμψης σχεδιασμού των φρεατοπασσάλων. Τα αποτελέσματα από τις ανάστροφες αναλύσεις έδωσαν πολύ μικρότερες τιμές των ροπών κάμψης συγκριτικά με εκείνες που είχαν υπολογιστεί αρχικά βάσει των μηχανισμών οριακής ισορροπίας. Επίσης τα αποτελέσματα από την εκτίμηση των παραμορφώσεων έδειξαν ότι οι μετρηθείσες παραμορφώσεις ευρίσκονται σε καλή προσέγγιση με τις αντίστοιχες εκτιμώμενες βάσει των αναλύσεων.

ABSTRACT: The present study examines the stability of excavated slopes in the Cut & Cover section of a constructed work. The basic purpose is to check the laboratory parameters, the safety factors and the maximum bending moments of the piles which have been firstly dimensioned according to the limit equilibrium mechanisms. The bending moments have been computed through back analyses and found to be lower than those calculated with limit equilibrium mechanisms. Also the results from the estimation of the displacements, have shown that there are no significant differences between those and the measured ones.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η υπό εξέταση περίπτωση αφορά σε τμήμα του έργου της Δ.Ε.Η. "Μετατόπιση κοίτης του ποταμού Αλφειού στο Λιγνιτωρυχείο Μεγαλόπολης" και συγκεκριμένα στην Κλειστή διώρυγα – αγωγό, που μελετήθηκε και κατασκευάστηκε με γενική εκσκαφή μεγάλου βάθους και μερική επανεπίχωση. Η Μελέτη του όλου έργου εκπονήθηκε από την Δ.Ε.Η, ανάδοχος - κατασκευαστής του έργου ήταν η Κ/Ξ "ΟΔΩΝ ΚΑΙ ΟΔΟΣΤΡΩΜΑΤΩΝ – ΙΡΙΣ Α.Ε." γεωτεχνικοί δε σύμβουλοι του Αναδόχου για τα γεωτεχνικά προβλήματα του συγκεκριμένου τμήματος (σε περιοχή Ν – ΝΔ της κοινότητας Τριποτάμου) ήταν ο Καθ. Κ. Α. Αναγνωστόπουλος και ο δεύτερος των συγγραφέων. Το έργο κατασκευάστηκε κατά την χρονική περίοδο 1997 – 1998.

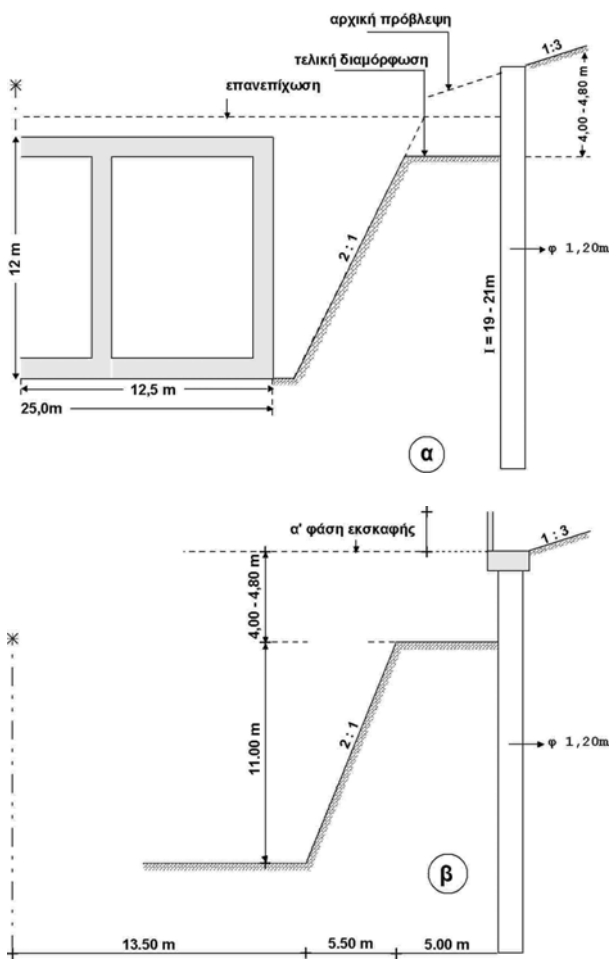
Η παρούσα εργασία αποτελεί μέρος της Μεταπτυχιακής Εργασίας της πρώτης των συγγραφέων, στο Ε.Μ.Π (Αραπάκου Α.), που είχε ως αντικείμενο: i) Την αξιολόγηση όλων των γεωτεχνικών στοιχείων που προέκυψαν από γεωτεχνική έρευνα 2 φάσεων, ii) Την

συνεκτίμηση των στοιχείων που συλλέχθηκαν κατά την διάρκεια της κατασκευής, iii) Τις ανάστροφες αναλύσεις ευστάθειας των πρηνών σε συνδυασμό με τις διατιθέμενες μετρήσεις μετατοπίσεων και iv) Τους ελέγχους ευαισθησίας των αποτελεσμάτων λόγω της πιθανής μεταβολής των γεωτεχνικών παραμέτρων.

2. ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΑ ΚΑΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Η τυπική διατομή της κλειστής διώρυγας φαίνεται στο Σχήμα 1α, βάσει δε προκαταρκτικής έρευνας ο αρχικός σχεδιασμός προέβλεπε τη διαμόρφωση της γενικής εκσκαφής (μεγίστου βάθους 40m) σε δύο τμήματα, το μεν κατάντη ύψους 15m και κλίσεως 2:1 (κατ.: οριζ.), το δε ανάντη υπό κλίση 1:3. Τελικώς μετά από την επανεξέταση των συνθηκών ευστάθειας μελετήθηκε και κατασκευάστηκε εκσκαφή με τα γεωμετρικά στοιχεία κατά το Σχήμα 1β και με πρόβλεψη σειράς φρεατοπασσάλων διαμέτρου Φ1,20m

σε αξονικές αποστάσεις $s=3,33\text{m}$ έως $4,00\text{m}$, αναλόγως της θέσεως.



Σχήμα 1 α) Τυπική διατομή και β) Βασικές φάσεις εκσκαφής
Figure 1 α) Typical cross-section and β) Main phases of excavation

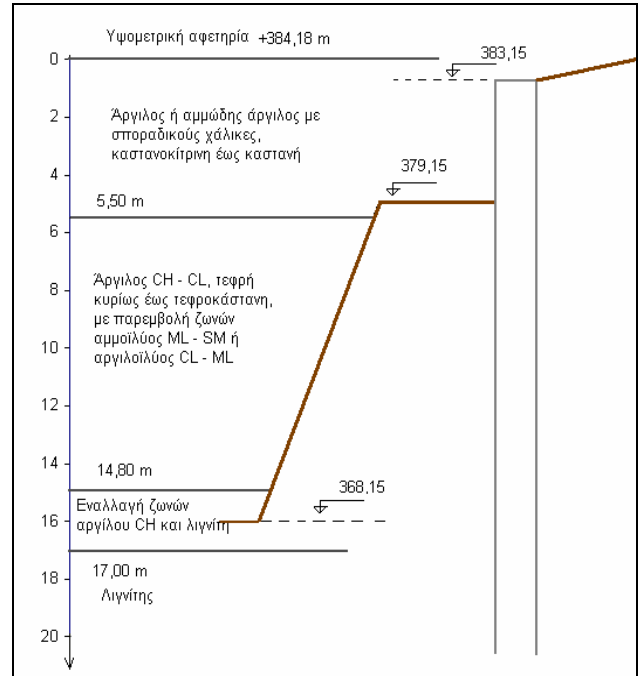
Κατά τη φάση κατασκευής εκτελέστηκε πρόσθετη γεωτεχνική έρευνα εκ 5 γεωτρήσεων, από την Δ.Ε.Η., για την λήψη των απαραίτητων επιβεβαιωτικών γεωτεχνικών στοιχείων. Η γενική γεωτεχνική τομή συνοπτικώς περιελάμβανε 3 βασικές εδαφικές στρώσεις, ως εξής:

- Στρώση (I) εκ ζωνών υπερστερεοποιημένης αμμόδους αργίλου ή αργίλου CH κυρίως.
- Στρώση (II) (μικρού πάχους) εκ παρεμβλλομένων ζωνών μη συνεκτικού χαρακτήρα (ML – SM με λεπτές ενστρώσεις CL – CH).
- Στρώση (III) αποτελούμενη από ζώνες του γαιώδους λιγνίτη Μεγαλοπόλεως, οργανικής αργίλου OH ή και μάργας.

Ενδεικτική γεωτεχνική τομή δίδεται στο Σχήμα 2, καθώς και αντιπροσωπευτικά

αποτελέσματα δοκιμών τριαξονικής θλίψεως τύπου CU (με μέτρηση της υπερπίεσεως του ύδατος των πόρων).

Ειδικώς για τα χαρακτηριστικά του λιγνίτη αξιοποιήθηκαν αποτελέσματα της εργασίας (Αναγνωστόπουλος Α.).



Σχήμα 2 Γεωτεχνική τομή και διάγραμμα δοκιμής τριαξονικής θλίψεως – τύπου C.U
Figure 2 Geotechnical profile and diagram of triaxial compression test - CU

Εκτός του κυρίου προβλήματος της γενικής ευστάθειας των πρνανών εκσκαφής, εξετάστηκαν τα ειδικότερα προβλήματα, αλληλοεμπλεκόμενα με το κύριο, ως εξής:

Πίνακας 1 Ακραίες τιμές εδαφικών παραμέτρων για μια από τις δυσμενέστερες Χ.Θ.
Table 1 Minimum and maximum values of soil parameters of one of the worst kilometer positions

		Επίλυση II			Επίλυση III		
		c	φ	E	c	φ	E
Έδαφος	Άργιλος I	15 KN/m ²	17°	21 MPa	20 KN/m ²	23°	30 MPa
	Άργιλος II	32 KN/m ²	17°	53 MPa	45 KN/m ²	23°	58 MPa
	Ιλυώδης άμμος	5 KN/m ²	35°	60 MPa	12,5 KN/m ²	35°	60 MPa
	Λιγνίτης	100 KN/m ²	27,5°	60 MPa	100 KN/m ²	27,5°	60 MPa

Πίνακας 2 Σύγκριση αποτελεσμάτων αναλύσεων με τις μετρηθείσες τιμές
Table 2 Comparing the results from the analyses with the measured values

		Μετρηθείσες τιμές	Επίλυση II	Επίλυση III
Χ.Θ. 1+800	U _x	3.1 cm	9.320 cm	2.917cm
	U _y	1.2 cm	1.096 cm	1.265cm
Χ.Θ. 2+010	U _x	4.1 cm	8.615 cm	2.934cm
	U _y	1.4 cm	1.332 cm	1.770cm
Σημ.: Μετρήσεις στην κορυφή των πασσάλων				

i) Οι συνθήκες πλευρικής στηρίξεως που παρείχε η μπαγκίνα – αναβαθμός στους αμέσως ανάντη φρεατοπασσάλους. ii) Τα εντατικά μεγέθη των ιδίων των φρεατοπασσάλων, που είχαν στατική λειτουργία προβόλων ύψους 4,0 – 4,80m με ελαστική στήριξη σε μπαγκίνα περιορισμένου πλάτους, ιδίως δε των ροπών κάμψεως.

3. ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ

3.1 Γενικά

Η συμπληρωματική γεωτεχνική έρευνα, η οποία έγινε μετά την κατασκευή των φρεατοπασσάλων, καθώς και οι παρατηρήσεις κατά την εκσκαφή για την τοποθέτησή τους, συμπλήρωσε τη γεωτεχνική εικόνα και έδωσε πληρέστερα και πιο αξιόπιστα αποτελέσματα. Με βάση το σύνολο των γεωτεχνικών στοιχείων συντάχθηκαν οι γεωτεχνικές τομές σε συγκεκριμένες χαρακτηριστικές αντιπροσωπευτικές διατομές οι οποίες ανταποκρίνονται στην γεωτεχνική εικόνα που απαντήθηκε. Οι αναλύσεις έγιναν σε δύο φάσεις και ήταν οι εξής:

α) Συμβατικές αναλύσεις ευστάθειας σύμφωνα με την απλοποιημένη μέθοδο Bishop, χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα TALREN, ώστε να οριοθετηθούν οι ελάχιστες

πιθανές τιμές των παραμέτρων διατμητικής αντοχής.

β) Αναλύσεις με τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα PLAXIS V.8 και θεωρώντας το προσομοίωμα εδάφους γραμμικώς ελαστικού – ιδεατά πλαστικού. Οι αναλύσεις αυτές επικεντρώθηκαν στην επιβεβαίωση των παραμορφώσεων (οριζοντίων και κατακορύφων) στην κεφαλή του πασσάλου και των κατακορύφων παραμορφώσεων προς τα πάνω στον πυθμένα της γενικής εκσκαφής και περί τον άξονα του έργου.

3.2 Αποτελέσματα αναλύσεων

Οι αναλύσεις οι οποίες έγιναν στη φάση αυτή με τη χρήση του προγράμματος PLAXIS V.8 αφορούν στις παραμορφώσεις που αναπτύσσονται στους πασσάλους και στο έδαφος, τιμές οι οποίες συγκρίθηκαν με τις αντίστοιχες μετρηθείσες.

Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για δύο συγκεκριμένες διατομές οι οποίες αντιστοιχούν στις δυσμενέστερες θέσεις κατασκευής του έργου, με βάση τους ακραίους συνδυασμούς εδαφικών παραμέτρων (επίλυση II: ελάχιστες τιμές και επίλυση III: μέγιστες τιμές) (Πίνακας 1). Από τα αποτελέσματα που προέκυψαν διαπιστώθηκε ότι οι τιμές των

παραμορφώσεων ήταν μέσα στα όρια των ακραίων επιλύσεων II και III, με αντιπροσωπευτικότερη την επίλυση III. Στον Πίνακα 2 δίδονται τα παραπάνω στοιχεία.

4. ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΕΥΑΙΣΘΗΣΙΑΣ

4.1 Γενικά

Για την καλύτερη ερμηνεία των μετρήσεων και της συμπεριφοράς του έργου είναι αναγκαία η διερεύνηση της ευαισθησίας των αποτελεσμάτων ανάλογα με την μεταβολή των εδαφοτεχνικών παραμέτρων. Στη φάση αυτή μελετήθηκε μια διαφορετική διατομή, απλούστερη σε σχέση με τις προηγούμενες δύο, στην οποία δεν εμφανίστηκε υπόγειος υδάτινος ορίζοντας με βασικό κριτήριο τον περιορισμό της αβεβαιότητας σημαντικών παραγόντων.

Για την καλύτερη κατανόηση της συνεισφοράς των πασσάλων στην ευστάθεια του συστήματος εξετάστηκε η επιρροή της ακαμψίας των πασσάλων επί των μετατοπίσεων και επί των ροπών κάμψης και στη συνέχεια η επιρροή της παρουσίας υπογείων υδάτων με ενδεικτικό έστω τρόπο. Για την εκτίμηση των κατακόρυφων μετατοπίσεων που μετρήθηκαν στον πυθμένα της εκσκαφής έγινε η κατάλληλη προσομοίωση με την εισαγωγή μιας ιδεατής φάσεως εκσκαφής κατά την τελευταία φάση των γενικών εκσκαφών ύψους 4m.

4.2 Επιρροή του λόγου Poisson ν

Η επιρροή του λόγου Poisson ν εξετάστηκε μόνο κατά την επίλυση με την παραδοχή του γραμμικώς ελαστικού μέσου. Η όλη διατομή διαχωρίστηκε σε δύο περιοχές ως εξής:

- Στη μεγαλύτερη περιοχή όπου επικρατούν ασήμαντες οριζόντιες παραμορφώσεις λόγω αποφορτίσεως με τιμή $\nu=0,35$ και
- Στην περιοχή των μεγαλύτερων οριζοντίων παραμορφώσεων όπου υπάρχει σαφής επιρροή της αποφορτίσεως με τιμή $\nu=0,175$.

Παράλληλα έγινε επίλυση με την αρχική απλουστευτική παραδοχή όπου $\nu=0,30$. Τα αποτελέσματα από τις δυο επιλύσεις δίδονται στο Πίνακα 3 και αναφέρονται στις οριζόντιες U_x και κατακόρυφες U_y παραμορφώσεις που αναπτύσσονται στην κεφαλή του πασσάλου καθώς και στην ανύψωση του πυθμένα μετά την τελική φάση εκσκαφής. Από τα ανωτέρω

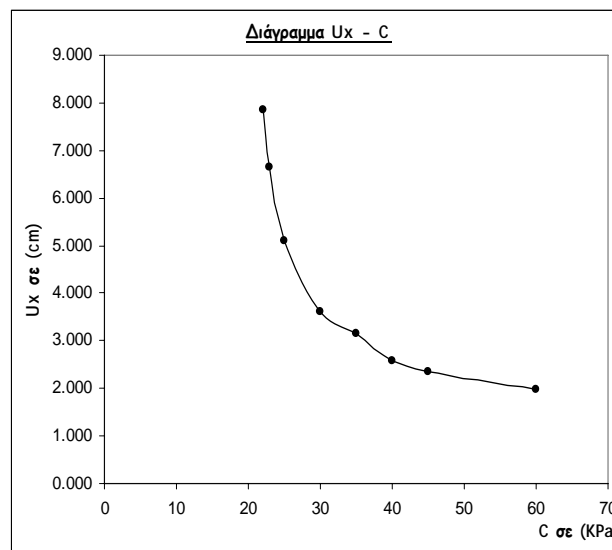
φαίνεται ότι η παραδοχή ενιαίου λόγου Poisson $\nu=0,30$ δεν δίνει ουσιαστικά διαφορετικές τιμές από την λεπτομερέστερη ανάλυση.

Πίνακας 3 Επιρροή λόγου Poisson ν
Table 3 Influence of Poisson's ratio

Linear - Elastic		
	Επίλυση 1	Επίλυση 2
	$\nu = 0.30$	$\nu = 0.175$ $\nu = 0.35$
Vertical phase displacement (ανύψωση πυθμένα) σε cm	2.057	2.232
U_x (οριζόντια μετατόπιση) σε cm	1.725	1.783
U_y (κατακόρυφη μετατόπιση) σε cm	1.798	2.185
Μετρήσεις στην κορυφή των πασσάλων		

4.3 Επιρροή της συνοχής και του συντελεστή ασφαλείας επί των μετατοπίσεων

Από τις αναλύσεις παρατηρήθηκε ότι για υψηλές τιμές της συνοχής c οι οριζόντιες μετατοπίσεις είναι σχετικά μικρές ενώ για τιμές της συνοχής χαμηλότερες από 30KPa οι U_x αυξάνονται σημαντικά όσο η τιμή της c μειώνεται.



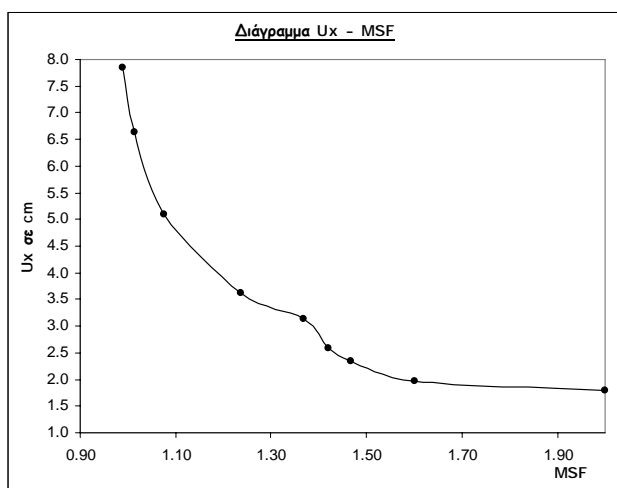
Σχήμα 3 Μεταβολή της οριζόντιας μετατόπισης συναρτήσει της συνοχής
Figure 3 Variation of horizontal displacement versus cohesion

Πίνακας 4 Αποτελεσμάτα επίλυσης γραμμικής ελαστικότητας και επίλυσης με μεταβολή της συνοχής

Table 4 Results of linear elastic analysis and analysis according to variation of the cohesion

		$\nu = 0.175$ και $\nu = 0.35$							
		Linear Elastic	Mohr - Coulomb						
c (KPa)	-	60	45	40	35	30	25	23	22
maxM (KNm)	571.16	425.11	415.35	410.79	451.68	433.27	857.08	1215.25	1526.81
MSF	-	1.60	1.467	1.421	1.368	1.236	1.076	1.013	0.988
Σημείο μηδενισμού τεμνουσών σε m	5.97	5.019	4.981	4.983	4.983	4.707	10.157	9.513	9.321

Από το διάγραμμα μεταβολής της U_x συναρτήσει της c (Σχήμα 3) μπορεί έμμεσα να εκτιμηθεί η μέση τιμή της συνοχής στη συγκεκριμένη διατομή για την μετρημένη τιμή της $U_x=2,7\text{cm}$. Η τιμή αυτή είναι 38KPa και διαφέρει ελάχιστα από την εργαστηριακή (34KPa).



Σχήμα 4 Μεταβολή της οριζόντιας μετατόπισης συναρτήσει του συντελεστή ασφαλείας

Figure 4 Variation of the horizontal displacement versus safety factor

Στο Σχήμα 4 απεικονίζεται η μεταβολή των οριζοντίων παραμορφώσεων συναρτήσει του συντελεστή ασφαλείας MSF. Οι τιμές των U_x παραμένουν σχετικά χαμηλές για $MSF = 1,40$ και αυξάνονται πολύ απότομα για τιμές του MSF μικρότερες από 1,25. Σημειώνεται ότι η παραμετρική ανάλυση έγινε για μεταβαλλόμενη τιμή της c αλλά με σταθερό μέτρο ελαστικότητας E . Επομένως η ανάλυση

αφορά συγκεκριμένο υλικό για το οποίο υπάρχει αβεβαιότητα μόνο ως προς τη συνοχή και όχι για διαφορετικά υλικά που έχουν συγχρόνως διαφορετικές τιμές των c και E .

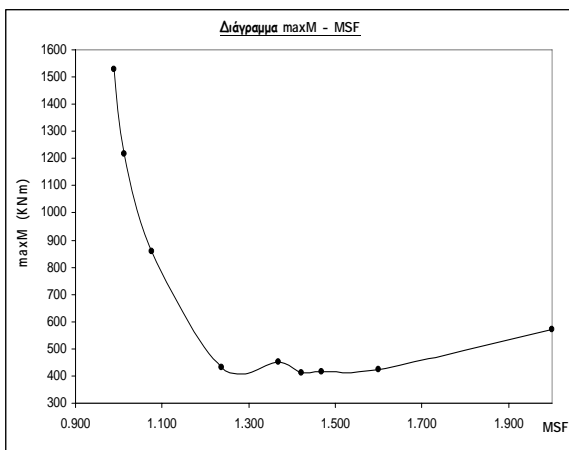
4.4 Επιρροή της συνοχής και του συντελεστή ασφαλείας επί των ροπών κάμψεως

Η εκτίμηση των ροπών κάμψεως συνδέεται άμεσα με τη διαστασιολόγηση των πασσάλων, ο σκοπός τοποθέτησης των οποίων είναι η βελτίωση του συντελεστή ασφαλείας. Οι πάσσαλοι συντελούν ευεργετικά στην ευστάθεια του πρσανούς εφ'όσον φυσικά διαστασιολογηθούν κατάλληλα.

Στο Σχήμα 5 παρατηρείται η μεταβολή της μέγιστης ροπής κάμψεως συναρτήσει του συντελεστή ασφαλείας. Μικρή μείωση της ροπής κάμψεως διαπιστώνεται για σχετικά υψηλούς MSF, έναντι της αρχικής τιμής που αντιστοιχεί στη γραμμική ελαστικότητα. Αντίθετα για χαμηλές τιμές του MSF, ιδιαίτερα μικρότερες από 1,25, η ροπή κάμψης αυξάνεται πολύ απότομα. Στον Πίνακα 4 δίδονται τα αποτελέσματα από τις διαφορετικές επιλύσεις (γραμμική ελαστικότητα και μεταβολή της συνοχής της αργιλικής στρώσεως II).

Η τιμή της μέγιστης ροπής κάμψεως, σύμφωνα με τη γραμμική ελαστικότητα, είναι αρκετά υψηλότερη σε σχέση με την αντίστοιχη κατά τη δεύτερη επίλυση. Αυτό μπορεί να ερμηνευτεί αν εξεταστεί το σημείο όπου μεγιστοποιείται η ροπή κάμψης (σημείο μηδενισμού τεμνουσών δυνάμεων). Το σημείο αυτό στην πρώτη περίπτωση (linear

elastic) βρίσκεται χαμηλότερα συγκριτικά με εκείνο της δεύτερης περίπτωσης.



Σχήμα 5 Μεταβολή της μέγιστης ροπής κάμψης συναρτήσει του συντελεστή ασφαλείας

Figure 5 Variation of the maximum bending moment versus safety factor

Με βάση τους οριακούς μηχανισμούς αστοχίας (που θα αντιστοιχούσαν σε τιμή του συντελεστή ασφαλείας $MSF = 1$) υπολογίστηκε η μέγιστη ροπή κάμψης ως εξής:

- Κατά Broms (Broms, B. B.): $maxM=2588KNm$
- Κατά Viggiani (Viggiani, C.): $maxM=4206KNm$

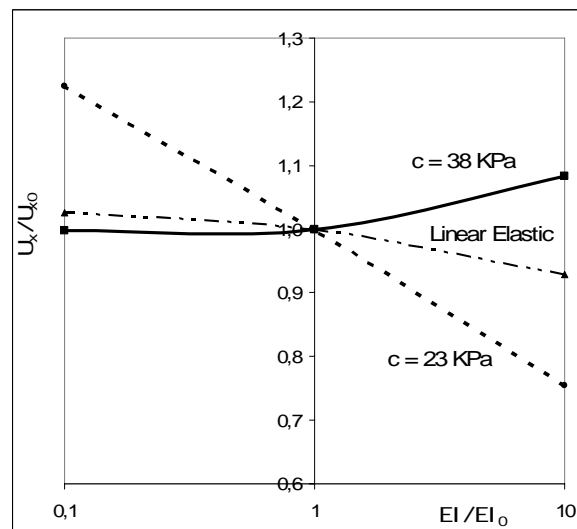
Παρατηρείται πολύ μεγάλη διαφορά στις ροπές κάμψης που υπολογίστηκαν με το πρόγραμμα για τιμές συνοχής της συγκεκριμένης περιπτώσεως. Οι μέγιστες τιμές με βάση τους οριακούς μηχανισμούς αστοχίας είναι 8 – 9 φορές περίπου μεγαλύτερες από εκείνες που φαίνεται να αναπτύχθηκαν πραγματικά στην περίπτωση του συγκεκριμένου έργου. Η ροπή σχεδιασμού των φρεατοπασσάλων βάσει των παραπάνω μηχανισμών λήφθηκε $M=3600KNm$, ως μια μέση τιμή εκείνων που υπολογίστηκαν κατά Broms και Viggiani.

4.5 Επιρροή της ακαμψίας του πασσάλου

Με σκοπό την καλύτερη κατανόηση της συμβολής των πασσάλων στην ευστάθεια του όλου συστήματος εξετάστηκε η επιρροή της ακαμψίας του με δύο διαφορετικές επιλύσεις τόσο για την περίπτωση του γραμμικώς ελαστικού μέσου όσο και για δυο διαφορετικές τιμές της συνοχής της αργιλικής

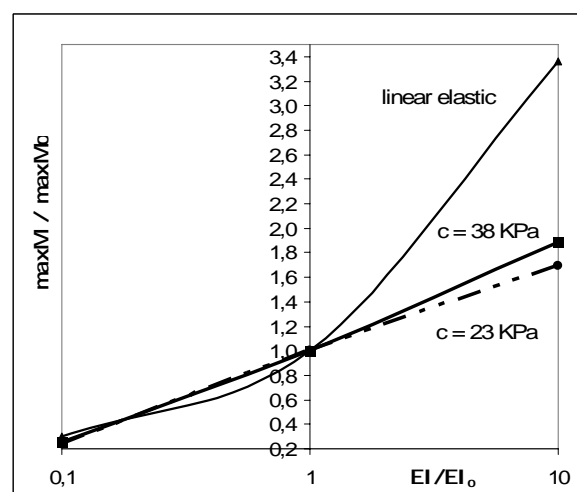
στρώσεως, $c=38KPa$ και $c=23KPa$. Κατά την πρώτη επίλυση η ροπή αδρανείας I θεωρήθηκε κατά 10 φορές μεγαλύτερη σε σχέση με την τιμή στις προηγούμενες αναλύσεις δηλαδή $EI/EI_0=10$, ενώ κατά τη δεύτερη επίλυση η ροπή αυτή θεωρήθηκε μειωμένη έτσι ώστε $EI/EI_0 = 0.10$, όπου I_0 η αρχική τιμή της ροπής αδρανείας.

Στη συνέχεια ακολουθούν τα διαγράμματα του λόγου των οριζοντίων παραμορφώσεων συναρτήσει του λόγου EI/EI_0 και του λόγου των μεγίστων ροπών κάμψης ως προς EI/EI_0 .



Σχήμα 6 Λόγος οριζοντίων μετατοπίσεων συναρτήσει του EI/EI_0

Figure 6 Horizontal displacements ratio versus EI/EI_0



Σχήμα 7 Λόγος μέγιστων ροπών κάμψης συναρτήσει EI/EI_0

Figure 7 Maximun bending moments' ratio versus EI/EI_0

4.6 Επιρροή της στάθμης των υπογείων υδάτων

Στα πλαίσια της παραμετρικής ανάλυσης εξετάστηκε και η επιρροή της στάθμης των υπογείων υδάτων στην ευστάθεια του συστήματος. Η στάθμη αυτή θεωρήθηκε στη στάθμη γενικής εκσκαφής του έργου και έγιναν οι κατάλληλοι υπολογισμοί.

Εκτιμήθηκαν οι οριζόντιες παραμορφώσεις στην κορυφή των πασσάλων, οι κατακόρυφες, καθώς και η ανύψωση του πυθμένα. Παράλληλα υπολογίστηκε και η μέγιστη ροπή κάμψης και οι οριζόντιες και κατακόρυφες μετακινήσεις του εδάφους.

Με βάση την παραπάνω επίλυση παρατηρείται ότι δεν υπάρχουν ουσιαστικές διαφορές των τιμών που υπολογίστηκαν σε σχέση με τις τιμές που μετρήθηκαν. Μικρή διαφορά εμφανίζεται στις κατακόρυφες παραμορφώσεις στην κεφαλή του πασσάλου αλλά χωρίς ιδιαίτερη σημασία. Έτσι διαπιστώνεται ότι η τυχόν παρουσία υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα δεν μεταβάλλει τα αποτελέσματα από τις αναλύσεις με το υπολογιστικό πρόγραμμα.

5. ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

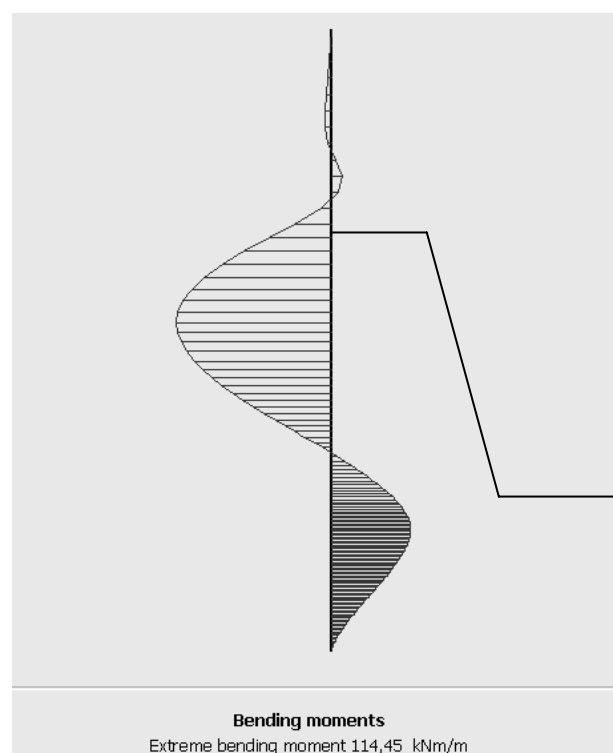
Από τις αναλύσεις στις δυσμενέστερες θέσεις διαπιστώθηκε ότι οι μέσες παράμετροι διατμητικής αντοχής των αργιλικών στρώσεων όπως μετρήθηκαν εργαστηριακά μπορούν με αρκετά καλή προσέγγιση να δικαιολογήσουν τις παραμορφώσεις που πράγματι αναπτύχθηκαν και μετρήθηκαν. Οι αναλύσεις αυτές, επομένως, επιβεβαιώνουν τόσο την αξιοπιστία του προσομοιώματος των πεπερασμένων στοιχείων όσο και τις γεωτεχνικές τομές οι οποίες θεωρήθηκαν.

Η ευαισθησία των αποτελεσμάτων της ανάλυσης έγινε για συγκεκριμένη διατομή η οποία ήταν η απλούστερη και επιλέχθηκε με κριτήριο τον περιορισμό της αβεβαιότητας ορισμένων παραγόντων.

Από τις αναλύσεις προέκυψαν τα εξής:

- Η λεπτομερής διαφοροποίηση των εδαφικών στρώσεων με λόγο Poisson $\nu=0.175$ ή $\nu = 0.35$ δεν έδωσε ουσιαστικά διαφορετικά αποτελέσματα από τη θεώρηση ενιαίου λόγου Poisson $\nu = 0.30$. Ωστόσο όμως, πλησιάζει περισσότερο προς την πραγματικότητα για το λόγο αυτό χρησιμοποιήθηκε και στις επόμενες επιλύσεις.
- Η μεταβολή της συνοχής (με παράλληλη θεώρηση αμετάβλητου μέτρου

ελαστικότητας) φαίνεται να επηρεάζει σε μεγάλο βαθμό τόσο τις οριζόντιες παραμορφώσεις στην κεφαλή του πασσάλου όσο και τις ροπές κάμψης του. Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι αστοχίας υπολογίστηκε από το πρόγραμμα με τη μέθοδο της βαθμιαίας αναλογικής μείωσης των όρων διατμητικής αντοχής c και ϕ και αντίστοιχα επηρεάζει τόσο τις οριζόντιες παραμορφώσεις όσο και τις ροπές κάμψης. Ιδιαίτερα ευαίσθητα φαίνεται να είναι τα αποτελέσματα που προκύπτουν για τιμές του συντελεστή ασφαλείας μικρότερες από 1.25, όπου οι οριζόντιες παραμορφώσεις και οι μέγιστες ροπές κάμψης αυξάνονται πολύ σημαντικά.



Σχήμα 8 Ενδεικτικό διάγραμμα ροπών κάμψης με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων

Figure 8 Indicative diagram of bending moments according to finite element model

Από το σύνολο των αναλύσεων με το πρόγραμμα PLAXIS εξάγονται επίσης τα εξής βασικά συμπεράσματα:

- Διαπιστώνεται η επαρκής πλευρική στήριξη του πασσάλου στη μπαγκίνα, όπως αρχικά είχε υποτεθεί αλλά η τάξη μεγέθους των πλευρικών αντωθήσεων είναι πολύ μικρότερη των παθητικών. Το σημείο μηδενισμού των τεμνουσών δυνάμεων εξαρτάται από τον διατιθέμενο συντελεστή

ασφαλείας και είναι πολύ βαθύτερο για τις χαμηλές τιμές του με αποτέλεσμα την ανάπτυξη υψηλών ροπών κάμψεως.

▪ Οι ροπές κάμψεως όπως προκύπτουν έμμεσα βάσει των οριζοντίων παραμορφώσεων οι οποίες μετρήθηκαν είναι πολύ μικρότερες (8 – 9 φορές) από τις ροπές που υπολογίστηκαν βάσει οριακών μηχανισμών αστοχίας. Επομένως και ο συντελεστής ασφαλείας των πασσάλων ως δομικών στοιχείων θα ήταν αντίστοιχα 8 – 9 φορές μεγαλύτερος σύμφωνα με τους οριακούς μηχανισμούς αστοχίας. Διαπιστώνεται λοιπόν ότι απαιτείται μεγαλύτερη προσοχή στο σχεδιασμό κυρίως για συνθήκες που απέχουν από την οριακή κατάσταση ισορροπίας.

Συμπερασματικά, επιχειρήθηκε με ανάστροφες αναλύσεις μια πρότυπη διερεύνηση των συνθηκών ευσταθείας στη συγκεκριμένη περιοχή και τα βασικά συμπεράσματα μπορούν να συμβάλουν στον κατάλληλο σχεδιασμό ανάλογων έργων.

6. ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ Ευχαριστούμε την Δ.Ε.Η., τόσο για την πολύ καλή συνεργασία κατά την περίοδο της μελέτης και κατασκευής του έργου όσο και για την δυνατότητα δημοσίευσης των σχετικών γεωτεχνικών στοιχείων.

7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

Αραπάκου, Α (2004), «Ανάλυση συμπεριφοράς έργου με βαθειά εκσκαφή και επανεπίχωση». Μεταπτυχιακή εργασία, ΔΠΜΣ: Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπογείων Έργων, Ε.Μ.Π.

Αναγνωστόπουλος, Α (1980), «Εδαφομηχανική συμπεριφορά των λιγνιτών Μεγαλοπόλεως», Διατριβή επί Υψηγείας, Σχολή Πολ. Μηχανικών Ε.Μ.Π.

Broms, B. B., (1972), "Stabilisation of slopes with piles." Proc. 1st Symposium on Landslide Control, Tokyo, Japan, 115 – 123.

Viggiani, C. (1981), "Ultimate lateral load on piles used to stabilize landslides." Proc. 10th I.C SMFE, Stockholm, Sweden, 3, 555 – 560.