

# Ανάλυση πασσαλότοιχων σε περιπτώσεις ημιβραχώδων σχηματισμών

## Pile wall analysis in soft rock formations

ΣΤΕΙΑΚΑΚΗΣ, Χ.  
ΛΥΚΙΔΗΣ, Γ.  
ΝΙΑΒΗΣ, Δ.

Γεωτεχνικός Μηχανικός, MSc, VT, M. ASCE, Γενική Μελετών ΕΠΕ ΙΣΤΡΙΑ  
Πολιτικός Μηχανικός, MSc, DIC, Υποψήφιος Διδάκτωρ. ΕΜΠ  
Πολιτικός Μηχανικός, ΕΜΠ, Γενική Μελετών ΕΠΕ ΙΣΤΡΙΑ

**ΠΕΡΙΛΗΨΗ :** Στην παρούσα εργασία πραγματοποιείται σύγκριση ανάλυσης πασσαλότοιχων με δύο μεθόδους σε συνεκτικά ημιβραχώδη υλικά. Η σύγκριση αφορά την χρήση αναλυτικών επιλύσεων ισορροπίας δυνάμεων και χρήση ελατηρίων για την διαστασιολόγηση των πασσαλότοιχων. Το ίδιο πρόβλημα αναλύεται με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και συγκρίνονται τα αποτελέσματα των δύο μεθόδων. Ιδιαίτερη έμφαση δόθηκε στη σύγκριση των δύο μεθόδων με την διαφοροποίηση του μέτρου ελαστικότητας. Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων προκύπτει ότι η αναλυτική λύση εμφανίζει συγκρίσιμα αποτελέσματα για την περίπτωση μικρών μέτρων ελαστικότητας αλλά διαφοροποιείται αρκετά σε μεγαλύτερα μέτρα ελαστικότητας.

**ABSTRACT :** In this study a comparison is presented between analytical and numerical analysis of pile walls in soft rock materials. The comparison is done between the classical analytical method of force equivalent and springs for the design of pile walls and that of the Finite element method. Special interest was given to the comparison of the two methods for different moduli of elasticity. The results correlate for the case of small modulus of elasticity but differ significantly for higher moduli.

### 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η μεγάλη ανάπτυξη έργων υποδομής σε χώρους με περιορισμένη οριζόντια εξάπλωση και ταυτόχρονη απαίτηση για σημαντικού βάθους πρόσβαση όπως είναι οι κατασκευές υπογείων έργων κοντά σε υπάρχουσες εγκαταστάσεις έχουν αυξηθεί σημαντικά τα τελευταία χρόνια. Η ταυτόχρονη απαίτηση για μείωση στο ελάχιστο, πιθανών αστοχιών ή λειτουργικών προβλημάτων απαιτεί την χρήση προσωρινών ή μόνιμων μέτρων αντιστήριξης για την κατασκευή του έργου.

Σημαντική εφαρμογή σε αυτόν τον τομέα έχουν βρει οι κατασκευές τοίχων αντιστήριξης με την χρήση φρεατοπασσάλων. Η χρήση των πασσάλων στην κατασκευή τοίχων αντιστήριξης μπορεί να διαφοροποιηθεί σε τρεις κύριες κατηγορίες, αυτή των αλληλοτεμνόμενων, των εφαπτόμενων καθώς και των πασσάλων με κάποια απόσταση

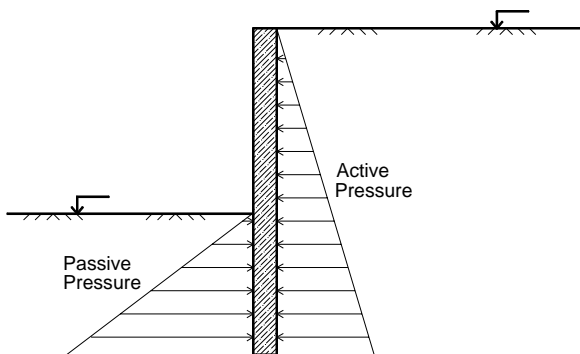
μεταξύ τους. Η μελέτη και κατασκευή τέτοιων τοίχων έχει βρει μεγάλη απήχηση σε περιπτώσεις μαλακών και μέσης αντοχής εδαφών όπου έχουν μελετηθεί αρκετά και επισταμένα. Η χρήση τους σε περιπτώσεις ημιβράχων και βράχων είναι σημαντικά περιορισμένη λόγω της ικανότητας των υλικών αυτών να αυτουποστηρίζονται και να μην απαιτούν ιδιαίτερα μέτρα αντιστήριξης.

Υπάρχουν όμως περιπτώσεις όπου τέτοια είδους έργα έχουν εκτελεστεί σε αυτού του είδους τα υλικά. Ο τρόπος μελέτης των πασσαλότοιχων σε ημιβραχώδη και βραχώδη υλικά δεν είναι ούτε ξεκάθαρος ούτε ιδιαίτερα τεκμηριωμένος. Στον Ελληνικό χώρο η συνήθως ανάλυση πασσαλότοιχων σε ημιβραχώδεις και βραχώδεις σχηματισμούς πραγματοποιείται κυρίως με τις αρχές της εδαφομηχανικής. Οι αρχές αυτές έχουν μελετηθεί αρκετά σε περιπτώσεις μαλακών και μέσων εδαφών αλλά όχι σε ημιβραχώδεις και

βραχώδεις σχηματισμούς (Reese, 1996). Στην παρούσα εργασία πραγματοποιείται μία σύγκριση μεταξύ των μεθόδων ανάλυσης σε σχέση με το υλικό και αναφέρονται οι περιορισμοί της εδαφομηχανικής θεωρίας στην μελέτη πασσαλοτοιχών σε ημιβραχώδη υλικά.

## 2. ΘΕΩΡΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΕΔΑΦΗ

Η ανάλυση τοίχων αντιστήριξης με την χρήση φρεατοπασσάλων σε εδάφη, ουσιαστικά αποτελείται από μια στατική ανάλυση ασκούμενων δυνάμεων και αντιδράσεων. Οι δυνάμεις που ασκούνται στο πίσω μέρος του τοίχου προέρχονται κυρίως από τις ωθήσεις γαιών (ενεργητικές) λαμβάνοντας υπόψη και φορτία υδροστατικής πίεσης, εξωτερικών φορτίων κλπ. Οι αντιδρώσες δυνάμεις προέρχονται επίσης από το έδαφος στο εμπρός μέρος του τοίχου (παθητικές). Ο σχεδιασμός του τοίχου πραγματοποιείται αφενός με τον προσδιορισμό του βάθους έμπηξης των πασσάλων κάτω από το επίπεδο εκσκαφής ώστε οι αντιδρώσες δυνάμεις να είναι σε θέση να ισορροπήσουν τις ασκούμενες δυνάμεις και αφετέρου ο τοίχος να μπορεί να δεχτεί με ασφάλεια τις τέμνουσες δυνάμεις και τις ροπές που προκύπτουν. Οι δυνάμεις μπροστά και πίσω από τον τοίχο εκτιμώνται με την χρήση της θεωρίας ωθήσεων γαιών όπως αυτή του Rankine, Coulomb κλπ. (Σχήμα 1).

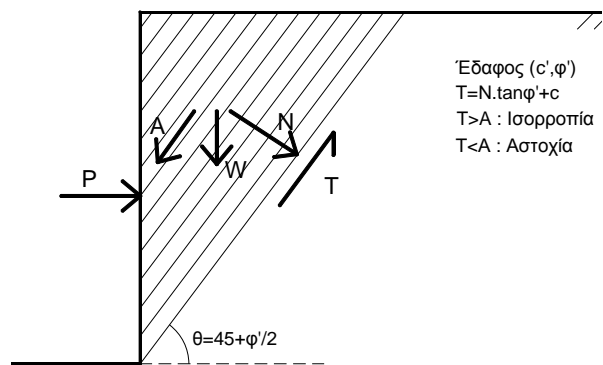


Σχήμα 1. Ωθήσεις γαιών σε πασσαλότοιχο  
Figure 1. Earth pressures on pilewalls

Όπως είναι γνωστό οι ενεργητικές ωθήσεις είναι μικρότερες από ότι οι παθητικές για ίδιο ύψος εδάφους. Βάσει αυτής της διαφοροποίησης πραγματοποιείται ο σχεδιασμός του τοίχου ο οποίος στα εδάφη συνήθως έχει ένα βάθος έμπηξης περίπου ίσο με το ύψος της εκσκαφής.

Η θεωρία πίσω από τις ωθήσεις γαιών βασίζεται στην οριακή διατμητική αντοχή του

εδάφους. Απλοποιητικά η αρχή αυτή μπορεί να ερμηνευθεί ως εξής (Σχήμα 2).



Σχήμα 2. Διατμητική αστοχία πίσω από τοίχους  
Figure 2. Shear failure behind walls

Μία ανυποστήρικτη εκσκαφή σε εδαφικό υλικό θα εμφανίσει επίπεδα διατμητικής αστοχίας σε μία γωνία  $\theta=45+\phi/2$  (Coduto, 2001). Η μεγαλύτερη «σφήνα» θα διέρχεται από το επίπεδο της εκσκαφής. Σε περίπτωση που η διατμητική αντοχή του εδάφους (T) είναι μεγαλύτερη από την δύναμη (A) που «αναγκάζει» την σφήνα να κινηθεί προς τα έξω τότε υπάρχει ισορροπία στην εκσκαφή. Σε περιπτώσεις όπου η δύναμη (A) είναι μεγαλύτερη, για να υποστηριχθεί η «σφήνα» εδάφους, απαιτείται μια πρόσθετη εξωτερική δύναμη (P) ώστε να συγκρατηθεί η «σφήνα» και να μην αστοχήσει η εκσκαφή. Αυτή η εξωτερική δύναμη προέρχεται από την εγκατάσταση του πασσαλότοιχου. Η δύναμη (P) πρέπει να λαμβάνει τέτοια τιμή ώστε με τον απαιτούμενο συντελεστή ασφαλείας να είναι σε θέση να διατηρήσει την «εδαφική» σφήνα σε ισορροπία.

Η θεωρία αυτή έχει εφαρμοστεί σε εδαφικούς σχηματισμούς με μεγάλη επιτυχία. Είναι όμως εφαρμόσιμη σε περιπτώσεις ημιβραχωδών και βραχωδών σχηματισμών;

## 3. ΔΙΑΦΟΡΟΠΟΙΗΣΗ ΑΡΧΩΝ ΣΕ ΕΔΑΦΟΣ ΚΑΙ ΒΡΑΧΟ

Όπως είναι γνωστό για να εμφανιστεί η οριακή διατμητική αντοχή του εδάφους χρειάζεται μετακίνηση του εδάφους τόσο πίσω από την εκσκαφή (για τις ενεργητικές ωθήσεις) όσο και μπροστά από την εκσκαφή (παθητικές ωθήσεις), (Duncan et al, 2001). Η μετακίνηση που απαιτείται είναι μικρότερη για τις ενεργητικές και μεγαλύτερη για τις παθητικές ωθήσεις. Βέβαια όσο πιο δύσκαμπτο είναι το έδαφος τόσο μικρότερη κίνηση απαιτείται για

την ενεργοποίηση της παθητικής ώθησης (Chungsik, 2000). Επίσης όσο μεγαλύτερη αντοχή έχει ένα εδαφικό υλικό τόσο μεγαλύτερη είναι η παθητική ώθηση και τόσο μικρότερη η ενεργητική (Duncan et al, 2001).

Από τα παραπάνω είναι φανερό ότι πολύ σημαντικό ρόλο στην περίπτωση των βραχωδών και ημιβραχωδών σχηματισμών παίζει η συνοχή ( $c'$ ) καθώς και το μέτρο παραμορφωσιμότητας ( $E$ ). Το μέτρο παραμορφωσιμότητας λαμβάνεται υπόψη μόνο για την επίλυση των εντατικών μεγεθών στον τοίχο. Η συμπεριφορά του συστήματος εδάφους – τοίχου εξετάζεται μόνο από την πλευρά της αντοχής. Στην πράξη όμως το σύστημα έδαφος – τοίχος αποτελεί πρόβλημα αλληλεπίδρασης εδάφους – υποστήριξης.

Στις περιπτώσεις των εδαφών η συνοχή ( $c'$ ) δεν λαμβάνει μεγάλες τιμές οπότε δεν συμβάλει καθοριστικά στην ανάπτυξη των δυνάμεων επάνω στον τοίχο. Αντίθετα σε περιπτώσεις ημιβραχωδών σχηματισμών η συνοχή της βραχώμαζας συνήθως λαμβάνει μεγάλες τιμές ( $>100\text{kPa}$ ). Η συνοχή αυτή είναι σημαντική για να αγνοείται.

Σύμφωνα με την θεωρία εδαφομηχανικής, εδάφη με συνοχή μπορούν να εκσκαφούν κατακόρυφα μέχρι ύψους  $H_{cr}=2c/\gamma \cdot \sqrt{K_a}$  (Burland, 1981).

Στον ελληνικό χώρο η συνήθης πρακτική σε βραχώδη ή ημιβραχώδη εδάφη είναι να εφαρμόζεται η θεωρία εδαφομηχανικής κυρίως με την χρήση ισορροπίας δυνάμεων και χρήση ελατηρίων. Σε περίπτωση που το υλικό εμφανίζει μεγάλη συνοχή ο τοίχος δεν μπορεί να επιλυθεί γιατί όπως είναι φανερό δεν θα ασκούνται ενεργητικές δυνάμεις σε αυτόν έως το κρίσιμο ύψος. Για να μπορέσει λοιπόν να σχεδιαστεί ο τοίχος επιλέγεται είτε η θεώρηση μηδενικής ή πολύ μικρής συνοχής είτε η ισοδύναμη γωνία. Έτσι συνεκτικό έδαφος μπορεί να μετατραπεί σε κοκκώδες με ισοδύναμη γωνία  $\varphi_{eq}$ . Με τον τρόπο αυτό ασκούνται οι ενεργητικές δυνάμεις και διαστασιολογείται ο τοίχος. Όπως είναι φανερό από τα παραπάνω η διαδικασία αυτή δημιουργεί φαινόμενα υπερδιαστασιολόγησης στους τοίχους σε τέτοια υλικά.

Όπως αναφέρθηκε και προηγούμενα όσο μεγαλύτερο είναι το μέτρο παραμορφωσιμότητας των υλικών τόσο μικρότερη μετακίνηση απαιτείται για την ανάπτυξη των παθητικών αντιδράσεων. Η συνήθης τακτική είναι στα εδάφη να εφαρμόζεται κάποιος συντελεστής ασφάλειας στις παθητικές ωθήσεις (συνήθως 2 σύμφωνα

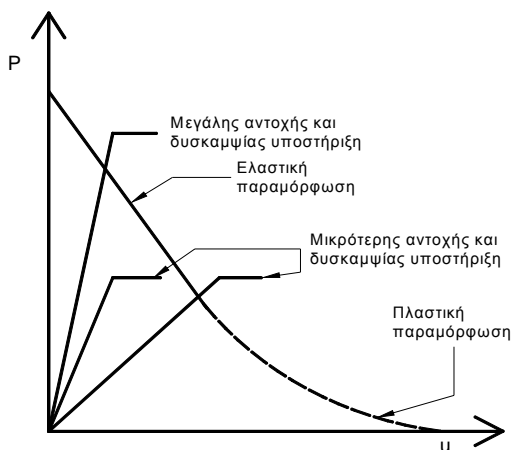
με το EAB 1994) ώστε να λαμβάνεται υπόψη η διαφοροποίηση στην μετακίνηση που απαιτείται μεταξύ ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων.

Στις περιπτώσεις του εδάφους όπου το μέτρο παραμορφωσιμότητας είναι σημαντικά μικρότερο έως και αμελητέο σε σχέση με το μέτρο ελαστικότητας του υποστηρικτικού συστήματος δεν εμφανίζονται μεγάλα προβλήματα και η θεώρηση αυτή είναι πρακτικά αποδεκτή. Αντίθετα στις περιπτώσεις όπου το υλικό είναι ημιβραχώδες ή βραχώδες τα δύο μέτρα είναι συγκρίσιμα και η παραδοχή αυτή είναι αρκετά συντηρητική αφού η μετακίνηση που απαιτείται για να αναπτυχθούν οι παθητικές δυνάμεις είναι πολύ μικρότερες.

Εκτός του μέτρου παραμορφωσιμότητας στην ανάλυση των τοίχων σε ημιβραχώδεις και βραχώδεις σχηματισμούς δεν λαμβάνεται υπόψη η αρχική εντατική κατάσταση που επιδρά στον πάσσαλο. Στις περιπτώσεις των εδαφών όπως αναφέρθηκε χρησιμοποιούνται οι ενεργές ωθήσεις με τον συντελεστή ενεργητικών ωθήσεων ( $K_a$ ) ενώ για τις παθητικές εφαρμόζεται ο συντελεστής ( $K_p$ ). Στις περιπτώσεις των βραχωδών σχηματισμών όπου πολλές φορές εμφανίζεται τεκτονική ιστορία ενδέχεται στο υλικό να εμφανίζονται «κλειδωμένες» τάσεις οι οποίες εκφράζονται με τον συντελεστή  $K$ . Σύμφωνα με πολλούς ερευνητές (Hoek et al, 2005, Fairhurst 2003) κοντά στην επιφάνεια η σταθερά  $K$  είναι αρκετά μεγαλύτερη της μονάδας με αποτέλεσμα η οριζόντιες δυνάμεις να είναι μεγαλύτερες από τις κατακόρυφες.

Επειδή οι τοίχοι από πασσάλους τοποθετούνται στο υπάρχον έδαφος και μετά εκσκάπεται η περιοχή εμπρός από αυτούς με αποτέλεσμα το υλικό να αποφορτίζεται οριζόντια και κατακόρυφα οι οριζόντιες δυνάμεις ενδέχεται να είναι αρκετά μεγαλύτερες από τις δυνάμεις που εκτιμώνται από τις ενεργητικές ωθήσεις (Burland, 1981).

Οι δυνάμεις αυτές όμως δεν είναι ακολουθούσες στο σύστημα. Δηλαδή όσο ο πάσσαλος μετατοπίζεται προς τα έξω και εκτονώνεται το υλικό τόσο μικραίνουν οι δυνάμεις αυτές. Αν ο πάσσαλος μετακινηθεί αρκετά οι δυνάμεις αυτές εξαφανίζονται εκτός και αν το υλικό αρχίζει να συμπεριφέρεται μη ελαστικά. Στο Σχήμα 3 εμφανίζεται η αρχή της αλληλεπίδρασης δυνάμεων μετατοπίσεων και συστήματος υποστήριξης δανεισμένο από την ανάλυση εδάφους – υποστήριξης στις υπόγειες κατασκευές (Hoek et al, 1995).



Σχήμα 3. Καμπύλες μετατόπισης – φορτίου  
Figure 3. Displacement – force response

Σε περιπτώσεις που το σύστημα υποστήριξης εμφανίζει μεγάλη δυσκαμψία και τοποθετείται πριν η βραχόμαζα αρχίσει να μετατοπίζεται (όπως στην περίπτωση των πασσάλων) τότε το σύστημα ενδέχεται να υπερφορτιστεί. Σε περιπτώσεις που το σύστημα υποστήριξης έχει μεγάλη δυσκαμψία σε σχέση με το υλικό αλλά μικρότερη αντοχή ενδέχεται να αστοχήσει πριν παραλάβει το συνολικό φορτίο της βραχόμαζας. Από τα παραπάνω γίνεται φανερό ότι το μέτρο παραμορφωσιμότητας της βραχόμαζας καθώς και η αρχική εντατική κατάσταση της, επηρεάζουν σημαντικά την υποστήριξη που έχει τοποθετηθεί, σε σχέση με την μετακίνηση.

Από όσα αναφέρθηκαν παραπάνω προκύπτει ότι η διαδικασία σχεδιασμού πασσαλότοιχων σε ημιβραχώδεις ή βραχώδεις σχηματισμούς δεν πρέπει να αντιμετωπίζεται με αρχές εδαφομηχανικής χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η διαφορετική συμπεριφορά της βραχόμαζας λόγω κυρίως της μεγαλύτερης αντοχής του μέτρου παραμορφωσιμότητας και του συντελεστή οριζοντίων προς κατακόρυφων τάσεων.

#### 4. ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

##### 4.1 Παράμετροι Μοντέλου

Για την περαιτέρω διερεύνηση των όσων αναφέρθηκαν πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις με την κλασική μέθοδο ισορροπίας δυνάμεων καθώς και με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.

Το μοντέλο που αναλύθηκε έχει τα εξής χαρακτηριστικά όπως εμφανίζονται στον Πίνακα 1. Τα χαρακτηριστικά του μοντέλου εμφανίζονται αναλυτικά και στο Σχήμα 4. Στις αναλύσεις που εκτελέστηκαν τόσο με την

αναλυτική μέθοδο ισορροπίας δυνάμεων όσο και αυτή με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων μεταβλητή παράμετρο αποτελούσε το μέτρο ελαστικότητας του γεωυλικού.

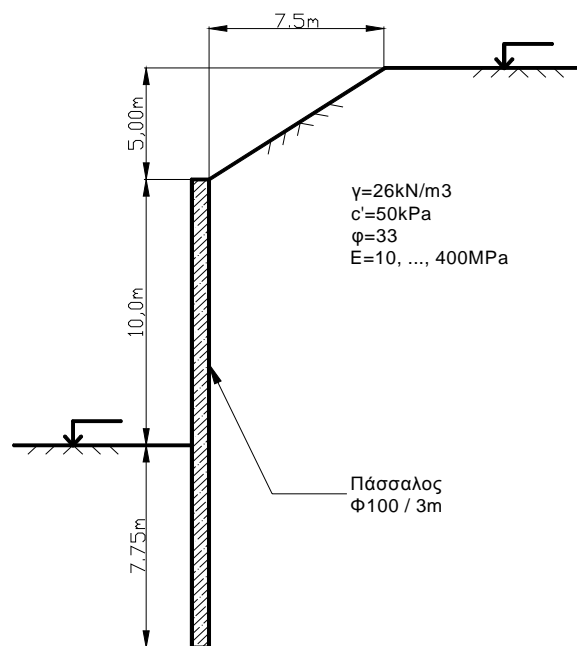
Πίνακας 1. Παράμετροι μοντέλου

Table 1. Model parameters

Παράμετροι	Γεωυλικό	Πάσσαλος
Φ. Βάρος	26 kN/m <sup>3</sup>	25 kN/m <sup>3</sup>
Συνοχή	50 kPa	Ελαστικός
Γωνία τριβής	33	Ελαστικός
Μ. Ελαστικότητας	10 έως 400	30000MPa
Διαστάσεις Πασσ.	-	Φ100
Απόσταση Πασσ.	-	Ανά 3 m
Βάθος Εμπηξης	-	7.75m
Ελεύθερο ύψος Π.	-	10 m
Γωνία κλίσης εδάφ	34°	-

Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για μέτρα ελαστικότητας  $E = 10\text{MPa}$ ,  $E = 50\text{MPa}$ ,  $E = 100\text{MPa}$ ,  $E = 200\text{MPa}$ ,  $E = 400\text{MPa}$ .

Το μέτρο ελαστικότητας  $E = 10\text{MPa}$  εκφράζει μια μέση άργιλο και είναι ενδεικτικό για την εφαρμογή της αναλυτικής μεθόδου σε εδάφη. Τα μέτρα ελαστικότητας από  $100\text{MPa}$  και επάνω εκφράζουν περιπτώσεις σκληρού εδάφους – μαλακού βράχου.



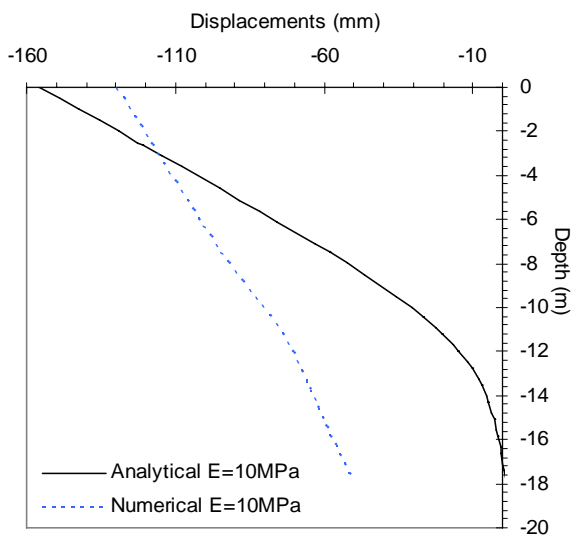
Σχήμα 4. Απεικόνιση μοντέλου προς ανάλυση  
Figure 4. Configuration of analysis model

Το βάθος έμπηξης των πασσάλων επιλέχθηκε με βάση την αναλυτική μέθοδο και στην συνέχεια εφαρμόστηκε και στην μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων για τις αναλύσεις με διαφορετικά μέτρα ελαστικότητας.

#### 4.2 Αποτελέσματα Αναλύσεων

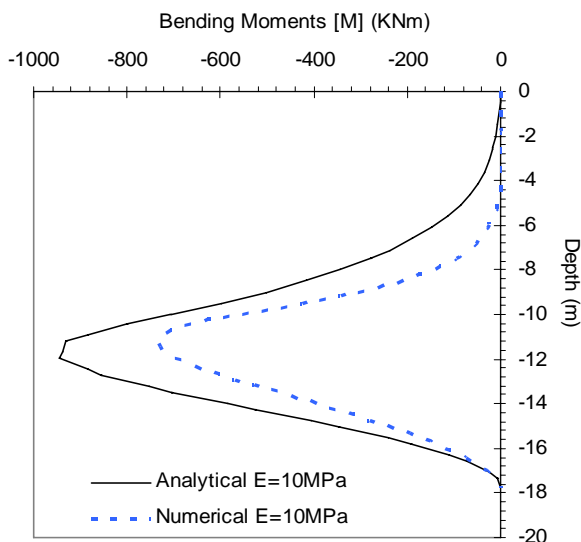
Για την συγκριτική ανάλυση της αναλυτικής μεθόδου με την αριθμητική επιλέχθηκε να παρουσιαστούν σε διαγράμματα οι μετατοπίσεις, οι ροπές και οι τέμνουσες. Τα αποτελέσματα αυτά κρίνονται επαρκή δεδομένου ότι με βάση αυτά διαστασιολογούνται οι πασσαλότοιχοι.

Στο Σχήμα 5 παρουσιάζονται οι οριζόντιες μετατοπίσεις του πασσαλότοιχου για μέτρο ελαστικότητας  $E=10\text{MPa}$  τόσο από την αναλυτική λύση όσο και από την αριθμητική.



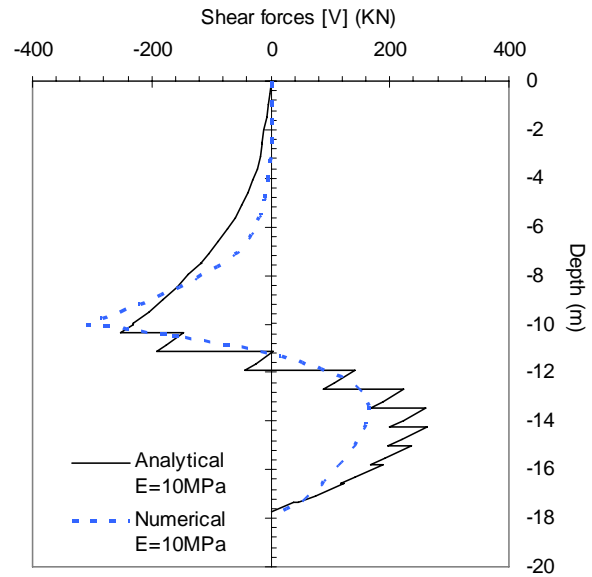
Σχήμα 5. Αποτελέσματα μετατοπίσεων  
Figure 5. Displacement results

Στο Σχήμα 6 παρουσιάζονται οι ροπές στον πασσαλό για μέτρο ελαστικότητας γεωυλικού  $E=10\text{MPa}$ .



Σχήμα 6. Ροπές στον πασσαλό  
Figure 6. Bending moments in pile

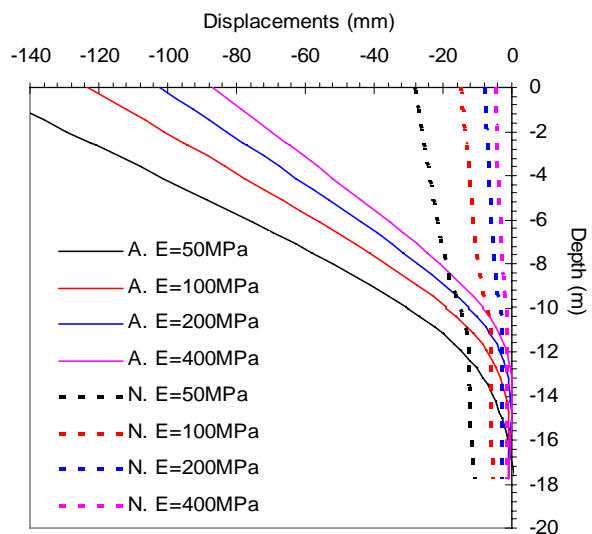
Στο Σχήμα 7 παρουσιάζονται οι τέμνουσες δυνάμεις στον πασσαλό για το ίδιο μέτρο ελαστικότητας.



Σχήμα 7. Τέμνουσες δυνάμεις στον πασσαλό  
Figure 7. Shear forces in the pile

Από τα παραπάνω διαγράμματα προκύπτει ότι η χρήση αριθμητικής ή αναλυτικής μεθόδου δεν διαφοροποιεί ιδιαίτερα τον σχεδιασμό του πασσαλότοιχου. Τα αποτελέσματα εμφανίζουν συγκρίσιμα αποτελέσματα τόσο στις μετατοπίσεις όσο και στις ροπές και τις τέμνουσες.

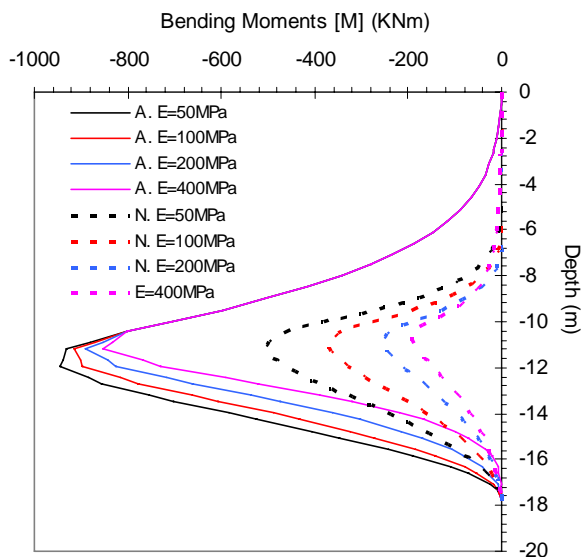
Στην συνέχεια παρουσιάζονται τα αντίστοιχα διαγράμματα με μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας για τις περιπτώσεις αναλυτικής αλλά και αριθμητικής επίλυσης ξεκινώντας με τις οριζόντιες μετατοπίσεις.



Σχήμα 8. Μετατοπίσεις για μεταβλητό E  
Figure 8. Displacements for differing E

Στο Σχήμα 8 εμφανίζονται οι οριζόντιες μετατοπίσεις του πασσαλότοιχου για μεταβαλλόμενο μέτρο ελαστικότητας. Από το διάγραμμα αυτό προκύπτει ότι όσο αυξάνει το μέτρο ελαστικότητας τόσο μειώνονται οι οριζόντιες μετατοπίσεις. Όμως παρατηρείται αρκετά μεγάλη διαφοροποίηση στις μετατοπίσεις για μεγάλο μέτρο ελαστικότητας μεταξύ των αναλυτικών και των αριθμητικών επιλύσεων. Ουσιαστικά οι αναλυτικές μετρήσεις εμφανίζεται να υπερεκτιμούν τις οριζόντιες μετατοπίσεις για αυξανόμενο μέτρο ελαστικότητας του γεωλικού.

Στο Σχήμα 9 παρουσιάζονται οι ροπές στον πασσαλότοιχο για μεταβαλλόμενο μέτρο ελαστικότητας τόσο στην αναλυτική όσο και στην αριθμητική επίλυση.



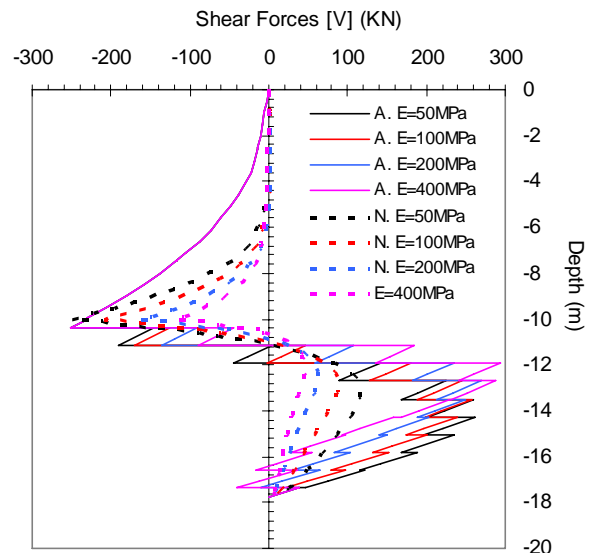
Σχήμα 9. Ροπές για μεταβαλλόμενο E  
Figure 9. B. Moments for differing E

Από το διάγραμμα του Σχήματος 9 προκύπτει ότι οι ροπές στον πασσαλότοιχο μειώνονται όσο αυξάνει το μέτρο ελαστικότητας. Η μείωση αυτή είναι μικρή για την περίπτωση της αναλυτικής λύσης και σχεδόν μπορεί να αγνοηθεί. Αντίθετα για την περίπτωση της αριθμητικής επίλυσης η μείωση της ροπής στον πασσαλότοιχο είναι σημαντική σε σχέση με την αύξηση του μέτρου ελαστικότητας.

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον εμφανίζει η σύγκριση μεταξύ αναλυτικής και αριθμητικής μεθόδου για μεγάλο μέτρο ελαστικότητας. Στην περίπτωση αυτή η ροπή εμφανίζει διαφορά περίπου 664kNm μεταξύ της αναλυτικής  $M=854kNm$  και της αριθμητικής  $M=190kNm$ .

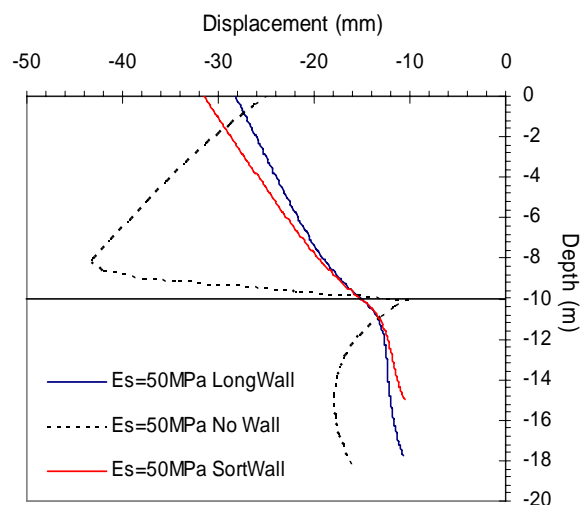
Είναι φανερό ότι με την χρήση αναλυτικής μεθόδου ο πασσαλότοιχος υπερδιαστασιολογείται από πλευράς οπλισμού.

Στο Σχήμα 10 παρουσιάζονται οι τέμνουσες στον πασσαλότοιχο για διαφοροποιούμενο μέτρο ελαστικότητας.



Σχήμα 10. Τέμνουσες για μεταβλητό E  
Figure 10. Shear forces for differing E

Η εξέταση του Σχήματος 8 των τεμνουσών δυνάμεων για μεταβαλλόμενο μέτρο ελαστικότητας εμφανίζει τα ίδια χαρακτηριστικά με αυτά των ροπών που αναφέρθηκαν προηγουμένα. Η τέμνουσες μειώνονται όσο αυξάνεται το μέτρο ελαστικότητας και η μείωση είναι μεγαλύτερη στην αριθμητική μέθοδο σε σχέση με την αναλυτική. Χρήση της αναλυτικής μεθόδου σε γεωλικά με μεγάλο μέτρο ελαστικότητας προκαλεί φαινόμενα υπερδιαστασιολόγησης.



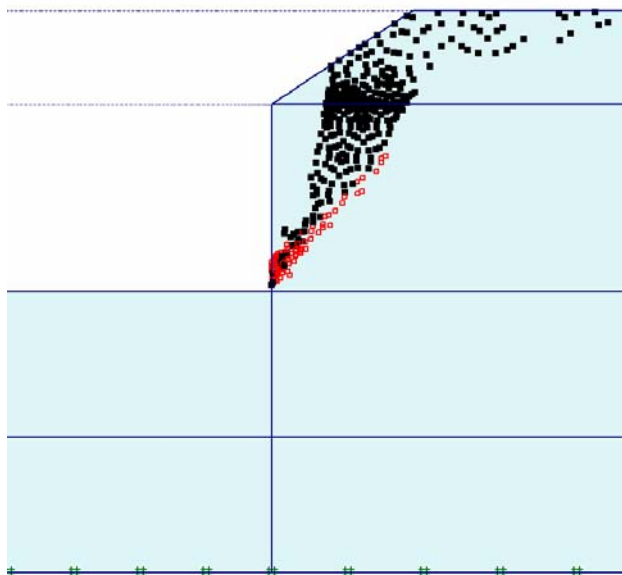
Σχήμα 11. Αριθμητική ανάλυση προβλήματος  
Figure 11. Numerical analysis of problem

Για την πληρότητα της ανάλυση το μοντέλο με μέτρο ελαστικότητας  $E=50\text{MPa}$  αναλύθηκε με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων για δύο ακόμα περιπτώσεις.

Αναλύθηκε η περίπτωση όπου δεν εφαρμόζεται υποστήριξη στην εκσκαφή (χωρίς πασσαλότοιχο). Η περίπτωση αυτή καθώς και η περίπτωση όπου ο πασσαλότοιχος έχει μικρότερο βάθος έμπηξης εμφανίζονται στο Σχήμα 11.

Από τα αποτελέσματα αυτών των αναλύσεων προκύπτει ότι η εκσκαφή αστοχεί και εμφανίζονται αρκετά μεγάλες μετατοπίσεις στον πόδα της σε σχέση με την περίπτωση όπου έχει τοποθετηθεί ο πασσαλότοιχος. Στην περίπτωση όπου τοποθετείται πασσαλότοιχος με μικρότερο βάθος έμπηξης ( $\sim 5\text{m}$  σε σχέση με τα  $7.75\text{m}$ ) η εκσκαφή εμφανίζεται ευσταθείς με ελαφρά αυξημένες τις μετατοπίσεις.

Στο Σχήμα 12 παρουσιάζεται η αριθμητική ανάλυση του προβλήματος χωρίς την παρουσία υποστήριξης. Στο σχήμα αυτό εμφανίζεται η ζώνη αστοχίας η οποία ομοιάζει με την θεωρητική περίπτωση του Σχήματος 2 με την διαφορά ότι η ζώνη αστοχίας είναι καμπύλη και όχι ευθεία. Η καμπυλότητα της ζώνης αστοχίας είναι γνωστή και από πειραματικά δεδομένα.



Σχήμα 12. Ζώνη αστοχίας εκσκαφής  
Figure 12 Plastic zone of excavation

## 5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η χρήση πασσαλότοιχων για την σταθεροποίηση εκσκαφών σε εδαφικούς σχηματισμούς είναι ευρύτατα διαδεδομένη. Για

την ανάλυση και τον σχεδιασμό εφαρμόζεται η αναλυτική επίλυση ισορροπίας δυνάμεων. Η μέθοδος αυτή μέχρι σήμερα εμφανίζει ικανοποιητικά αποτελέσματα. Η σύγκριση της αναλυτικής μεθόδου με αυτή των πεπερασμένων στοιχείων εμφανίζει συγκρίσιμα αποτελέσματα αν και ελαφρώς πιο συντηρητικά η πρώτη, για υλικά με μικρό μέτρο ελαστικότητας (της κατηγορίας εδαφών).

Σε περιπτώσεις γεωυλικών με μεγαλύτερο μέτρο ελαστικότητας όπως είναι η κατηγορία σκληρών εδαφών – μαλακών βράχων η δύο μέθοδοι δεν εμφανίζουν συγκρίσιμα αποτελέσματα.

Συγκεκριμένα η αναλυτική μέθοδος εμφανίζει σημαντικά μεγαλύτερες οριζόντιες μετατοπίσεις, αρκετά μεγαλύτερες ροπές και τέμνουσες. Οι διαφορές μεταξύ των δύο μεθόδων αυξάνουν όσο αυξάνει το μέτρο ελαστικότητας.

Με βάση όσα παρουσιάστηκαν παραπάνω προκύπτει ότι είναι πολύ πιθανόν η αναλυτική επίλυση προβλημάτων πασσαλοτοιχων σε γεωυλικά με μεγάλο μέτρο ελαστικότητας να οδηγεί σε πολύ συντηρητικό σχεδιασμό.

## 6. ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

Το παρόν κείμενο προσπάθησε να ρίξει φως στις αναλύσεις και τον σχεδιασμό πασσαλότοιχων σε γεωυλικά της κατηγορίας σκληρά εδάφη – μαλακός βράχος και συγκεκριμένα στην διαφοροποίηση του μέτρου ελαστικότητας. Είναι φανερό ότι μόνο αυτές οι αναλύσεις δεν είναι αρκετές για να εξετάσουν την σύνθετη περίπτωση αλληλεπίδρασης εδάφους – υποστήριξης.

Περαιτέρω μελέτη απαιτείται ώστε να διασαφηνίσει τον σωστό σχεδιασμό τέτοιων έργων. Προτείνεται όπως εξεταστεί το αρχικό εντατικό πεδίο στην συμπεριφορά τοίχων από πασσάλους δεδομένων όσων αναφέρθηκαν στην παράγραφο 2.

Επιπλέον προτείνεται η παρακολούθηση κάποιου υπό κατασκευή έργου ώστε να είναι σε θέση η αναλυτική και η αριθμητική επίλυση να συγκριθούν με στοιχεία από ενόργανη παρακολούθηση της συμπεριφοράς τέτοιων τοίχων σε γεωυλικά της κατηγορίας αυτής.

## 7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Burland, J.B., Potts, D.M. & Walsh, N.M. (1981), "The overall stability of free and propped embedded cantilever retaining

- walls”, *Ground Engineering*, 1981, Vol: 14, Pages: 28 - 38
- Chungsik, Y. (2000), “Behavior of Braced and Anchored Walls in Soils Overlying Rock”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 127, No 3, pp. 225-233.
- Coduto, D.P (2001), “Foundation Design, Principles and Practice”, Prentice Hall, Second Edition.
- Duncan, J.M. and Mokwa, R.L., (2001), “Passive Earth Pressures: Theories and Tests”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 127, No 3, pp. 248-257.
- EAB, Empfehlungen des Arbeitskreises (1994), adopted from *Geotechnical Engineering Handbook*, Vol. 3, Ernst & Sohn, 2003, Editor Smoltczyk, U.
- Fairhurst, C. (2003), “Stress estimation in rock: a brief history and review”, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, Vol. 40, pp. 957-973.
- Hoek, E., Marinos, P.G., Marinos, V.P. (2005), “Characterisation and engineering properties of tectonically undisturbed but lithologically varied sedimentary rock masses”, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, Vol. 42, pp. 277-285.
- Hoek, E, Kaiser, P.K, Bawden, W.F. (1995), “Support of Underground Excavations in Hard Rock”, Balkema / Rotterdam / Brookfield.
- Reece, L.C. (1997), “Analysis of Laterally Loaded Piles in Weak Rock”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 123, No 11, pp. 1010-1017.