



**ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ**  
**ΤΜΗΜΑ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΟΡΥΚΤΩΝ ΠΟΡΩΝ**

**Διπλωματική Εργασία:**

**“Ανάλυση συστήματος αντιστήριξης ορύγματος εκσκαφής  
κατά τη θεμελίωση της επέκτασης της κλινικής Γαβριλάκη  
στην πόλη των Χανίων”**

**Νικολέτα Κωνσταντινίδου**

**Εξεταστική Επιτροπή:**

**Ζαχαρίας Αγιουτάντης, Καθηγητής (Επιβλέπων)**

**Γεώργιος Εξαδάκτυλος, Καθηγητής**

**Κωνσταντίνος Προβιδάκης, Αναπληρωτής Καθηγητής**

## *Περίληψη*

Η παρούσα διπλωματική εργασία ασχολείται με την μελέτη ενός εύκαμπτου αγκυρωμένου τοίχου αντιστήριξης που κατασκευάστηκε στην πόλη των Χανίων από την εταιρεία Θεμελιωδομή Α.Ε. Στόχος είναι να υπολογιστούν οι ωθήσεις των γαιών ώστε να είναι εφικτός ο προσδιορισμός των αναγκαίων δυνάμεων που πρέπει να εφαρμοστούν στα αγκύρια. Επίσης μελετάται η συμπεριφορά του τοίχου αντιστήριξης (οι οριζόντιες μετατοπίσεις και οι καμπτικές ροπές αυτού).

Η επίλυση του προβλήματος πραγματοποιήθηκε με δύο μεθόδους, μία αναλυτική και μία αριθμητική προσέγγιση. Κάθε μέθοδος παρουσιάζει αδυναμίες και πλεονεκτήματα που βοηθούν όμως στην κατανόηση του προβλήματος σε βάθος.

## *Πρόλογος*

*Για την ολοκλήρωση της παρούσας διπλωματικής εργασίας θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά:*

*Τον Επιβλέποντα Καθηγητή και Πρόεδρο του τμήματος Μηχανικών Ορυκτών Πόρων κ. Ζαχαρία Αγιουτάντη, για τη συνεχή βοήθεια που μου προσέφερε κατά τη διάρκεια της εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας, για το χρόνο που αφιέρωσε προσπαθώντας να με βοηθήσει να κατανοήσω διάφορα συναφή τεχνικά θέματα και για την άψογη συνεργασία μας.*

*Τον Καθηγητή του τμήματος Μηχανικών Ορυκτών Πόρων κ. Γιώργο Εξαδάκτυλο, για τη συμμετοχή του στην εξεταστική επιτροπή και για την άριστη συνεργασία μας.*

*Τον Αναπληρωτή Καθηγητή του Γενικού τμήματος του Πολυτεχνείου Κρήτης κ. Κωνσταντίνο Προβιδάκη, για τη συμμετοχή του στην εξεταστική επιτροπή και στην αξιολόγηση της διπλωματικής μου εργασίας.*

*Τον κ. Θοδωρή Πατραμάνη για τη δυνατότητα που μου έδωσε να χρησιμοποιήσω τα τεχνικά στοιχεία του έργου. Επίσης όλους τους μηχανικούς της εταιρείας Θεμελιωδομής Α.Ε. για την άψογη συνεργασία κατά την παρακολούθηση των εργασιών κατασκευής του έργου. Την κα. Ειρήνη Καλογήρου, για τη βοήθειά της κατά την εκμάθηση του λογισμικού πακέτου “Plaxis”.*

*Τέλος θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τους γονείς μου Ιερόθεο Κωνσταντινίδη και Ελισάβετ Καρατζά, για τη δυνατότητα που μου έδωσαν να σπουδάσω και για την ψυχολογική υποστήριξή τους κατά τη διάρκεια των σπουδών μου. Επίσης ευχαριστώ τον κ. Ζαφείρη Ευγενίδη για την υπομονή του και για την ψυχολογική του συμπαράσταση.*

*Η παρούσα εργασία θα έχει επιτύχει το σκοπό της, αν μπορέσει να προσελκύσει και άλλους φοιτητές να ασχοληθούν με παρόμοια θέματα, έτσι ώστε να δοθεί στο μέλλον μια ολοκληρωμένη εικόνα παρόμοιων προβλημάτων και να δοθούν απαντήσεις σε ερωτήματα που απασχολούν πολλούς μηχανικούς και ερευνητές σχετικούς με το αντικείμενο.*

*Χανιά, Ιούνιος 2004*

*Κωνσταντινίδου Νικολέτα*

*Αφιερώνεται στην οικογένεια μου  
και  
στον παππού μου Νικόλαο*

## *Περιεχόμενα*

<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1</b>	<b>1</b>
<b>ΕΙΣΑΓΩΓΗ</b>	1
 <b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2</b>	 <b>3</b>
<b>ΘΕΩΡΙΑ ΩΘΗΣΕΩΝ ΓΑΙΩΝ</b>	3
2.1 <i>ΠΛΕΥΡΙΚΕΣ ΩΘΗΣΕΙΣ ΓΑΙΩΝ</i>	3
2.1.1 Γενικοί ορισμοί	3
2.1.2 Ωθήσεις σε ηρεμία	8
2.1.3 Υπολογισμός ωθήσεων κατά Rankine	10
2.1.4 Υπολογισμός ωθήσεων κατά Coulomb	16
2.1.5 Θεωρία ωθήσεων λογαριθμικής σπείρας	20
2.2 <i>ΠΑΡΑΓΟΝΤΕΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΣΤΙΣ ΩΘΗΣΕΙΣ ΓΑΙΩΝ</i>	22
2.2.1 Πολυστρωματικό έδαφος	22
2.2.2 Επιφορτίσεις	23
2.2.3 Επίδραση του νερού και διατάξεις αποστράγγισης	24
 <b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3</b>	 <b>29</b>
<b>ΘΕΩΡΙΑ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΩΝ</b>	29
3.1 <i>ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ</i>	29
3.1.1 Αναγκαιότητα κατασκευών αντιστήριξης	29
3.1.2 Χρονολογική εξέλιξη-Είδη κατασκευών αντιστήριξης	30
3.1.3 Κριτήρια ταξινόμησης μηχανισμών αντιστηρίξεων	32
3.2 <i>ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ</i>	34
3.2.1 Γενικά	34
3.2.2 Τεχνολογία και διατάξεις διαφραγμάτων	36
3.2.3 Πλευρικές στηρίξεις	41
3.2.4 Αγκυρωμένοι εύκαπτοι διαφραγματικοί τοίχοι	47
3.2.5 Αλληλεπίδραση εδάφους-διαφράγματος	50
3.3 <i>ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΟΣ</i>	53

3.3.1	Μέθοδοι σχεδιασμού	53
3.3.2	Τρόποι αστοχίας διαφράγματος –Συντελεστές ασφάλειας	61
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4</b>		<b>64</b>
<b>ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΡΓΑΣΙΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ</b>		<b>64</b>
4.1	<i>ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ</i>	64
4.1.1	Τοποθεσία έργου	64
4.1.2	Γεωλογικά-Σεισμολογικά στοιχεία ευρύτερης περιοχής	65
4.1.3	Εργασίες πεδίου	66
4.1.4	Στρωματογραφία υπεδάφους-υπόγεια νερά	67
4.2	<i>ΕΚΣΚΑΦΕΣ-ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ</i>	68
4.3	<i>ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΕΡΓΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ</i>	70
4.3.3	Γεωμετρικά και ποσοτικά χαρακτηριστικά έργου	70
4.3.4	Διαδικασία κατασκευής του τοίχου αντιστήριξης Βερολίνου	70
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5</b>		<b>84</b>
<b>ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΗΣ</b>		<b>84</b>
5.1	<i>ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ</i>	84
5.1.1	Επιλογή της μεθόδου Rankine για τον υπολογισμό των ωθήσεων	84
5.1.2	Μοντέλα προσομοίωσης	85
5.2	<i>ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗΣ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΗΣ</i>	85
5.2.1	Αναλυτική παρουσίαση υπολογισμών για το Μοντέλο Α	85
5.2.2	Παρουσίαση Μοντέλου Β	95
5.2.3	Παρουσίαση Μοντέλου Γ	98
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6</b>		<b>101</b>
<b>ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΗΣ</b>		<b>101</b>
6.1	<i>ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ</i>	101
6.1.1	Αριθμητικές μέθοδοι που χρησιμοποιούνται στα γεωτεχνικά προβλήματα	101
6.1.2	Ποία είναι η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων	102
6.1.3	Θεμελιώδη βήματα της ΜΠΣ	103
6.1.4	Χρήσιμες παρατηρήσεις κατά τη χρήση της ΜΠΣ	103

6.1.5	Διάφορα είδη πεπερασμένων στοιχείων	104
6.2	<i>ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗΣ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΗΣ</i>	107
6.2.1	Αναλυτική παρουσίαση Μοντέλου Α και ιδιότητες υλικών προσομοίωσης	107
6.2.2	Διακριτοποίηση και στοιχεία προσομοίωσης του Μοντέλου Α	110
6.2.3	Φάσεις υπολογισμού Μοντέλου Α	111
6.2.4	Φάσεις υπολογισμού Μοντέλου Β	114
6.2.5	Φάσεις υπολογισμού Μοντέλου Γ	115
6.3	<i>ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΗΣ ΜΠΣ</i>	116
6.3.1	Αποτελέσματα συμπεριφοράς του τοίχου στην περίπτωση του Μοντέλου Α	116
6.3.2	Αποτελέσματα συμπεριφοράς του τοίχου στην περίπτωση του Μοντέλου Β	118
6.3.3	Αποτελέσματα συμπεριφοράς του τοίχου στην περίπτωση των Μοντέλων Γ1 και Γ2	119
6.4	<i>ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΜΟΝΤΕΛΩΝ ΜΕΤΑΒΑΛΛΟΝΤΑΣ ΤΗΝ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΩΝ ΑΓΚΥΡΙΩΝ (LS)</i>	121
6.4.1	Παραμετρική ανάλυση του Μοντέλου Α	121
6.4.2	Παραμετρική ανάλυση του Μοντέλου Β	124
6.4.3	Παραμετρική ανάλυση του Μοντέλου Γ1	126
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7</b>		<b>129</b>
<b>ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΗΣ &amp; ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ</b>		<b>129</b>
7.1	<i>ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΤΙΚΗΣ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΗΣ</i>	129
7.2	<i>ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗΣ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΗΣ</i>	130
7.3	<i>ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΤΩΝ ΔΥΟ ΜΕΘΟΔΩΝ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΗΣ</i>	131
7.4	<i>ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ</i>	133
<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ</b>		<b>135</b>
	<i>ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ</i>	135
	<i>ΔΙΕΘΝΗΣ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ</i>	135

## Κεφάλαιο 1

### Εισαγωγή

Τα γεωτεχνικά προβλήματα που έχει να αντιμετωπίσει ένας μηχανικός είναι πολυάριθμα. Η παρούσα μελέτη, ασχολείται με ένα από αυτά τα προβλήματα, τους τοίχους αντιστήριξης. Συγκεκριμένα, μελετάται η συμπεριφορά ενός εύκαμπτου αγκυρωμένου τοίχου αντιστήριξης (Berlinoise retaining wall) που έχει κατασκευαστεί στην πόλη των Χανίων. Σε αυτήν την περίπτωση ο τοίχος λειτουργεί σαν προσωρινό μέτρο αντιστήριξης της εκσκαφής, μέχρι την ολοκλήρωση της θεμελίωσης και του υπογείου του μελλοντικού κτιρίου.

Στα προβλήματα αντιστήριξης απαιτείται ο υπολογισμός και η κατανομή των εδαφικών ωθήσεων, ο υπολογισμός των απαιτούμενων εφελκυστικών δυνάμεων στα αγκύρια και ο υπολογισμός των οριζόντιων μετατοπίσεων του τοίχου. Για την επίλυση του προβλήματος χρησιμοποιήθηκαν δύο μέθοδοι:

- 1) Η αναλυτική μέθοδος υλοποιήθηκε, εφαρμόζοντας τη θεωρία του Rankine για των υπολογισμό των εδαφικών ωθήσεων και εφαρμόζοντας οριακή ισορροπία για τον υπολογισμό των δυνάμεων στα αγκύρια.
- 2) Η αριθμητική προσέγγιση πραγματοποιήθηκε, με την εφαρμογή της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων χρησιμοποιώντας το λογισμικό πακέτο Plaxis.

Στο Κεφάλαιο 2, αναφέρονται αναλυτικά διάφορες θεωρίες για τον υπολογισμό των ωθήσεων των γαιών και περιγράφονται οι παράγοντες που επηρεάζουν τις ωθήσεις.

Στο Κεφάλαιο 3, περιγράφονται είδη αντιστηρίξεων με έμφαση στους αγκυρωμένους εύκαμπτους τοίχους αντιστήριξης. Επίσης παρουσιάζονται διάφοροι μέθοδοι σχεδιασμού ανάλογα με τις ιδιότητες του τοίχου και του εδαφικού υλικού που αντιστηρίζεται.

Στο Κεφάλαιο 4, περιγράφονται οι εργασίες κατασκευής του συγκεκριμένου τοίχου αντιστήριξης (Berlinoise) και αναφέρονται τα γεωτεχνικά χαρακτηριστικά του εδάφους στην περιοχή του έργου.

Στο Κεφάλαιο 5, παρουσιάζεται η αναλυτική μέθοδος προσέγγισης του προβλήματος.

Στο Κεφάλαιο 6, γίνεται μια αναφορά στις αριθμητικές μεθόδους επίλυσης και παρουσιάζεται η αριθμητική προσέγγιση με τη χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων. Επίσης παρουσιάζονται τα αποτελέσματα παραμετρικής ανάλυσης μεταβάλλοντας την απόσταση των αγκυρίων.

Στο Κεφάλαιο 7, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των δύο μεθόδων και γίνεται σύγκριση των δύο προσεγγίσεων επίλυσης.

## Κεφάλαιο 2

### Θεωρία ωθήσεων γαιών

#### 2.1 Πλευρικές ωθήσεις γαιών

##### 2.1.1 Γενικοί ορισμοί

Πολλά γεωτεχνικά έργα, όπως οι τοίχοι αντιστήριξης, τα ακρόβαθρα των γεφυρών, τα τοιχώματα των υπογείων κτιριακών έργων, οι προσωρινές εύκαμπτες αντιστηρίξεις μετώπων εκσκαφών, τα κιβώτια από πασσαλοσανίδες και άλλα, συγκρατούν μεγάλες εδαφικές μάζες. Συνεπώς γίνεται κατανοητό ότι ο σχεδιασμός και η μελέτη αυτών των έργων απαιτεί τη γνώση των ωθήσεων, που δέχονται από το έδαφος (Τσότσος, 1991).

Το θέμα του υπολογισμού των πλευρικών ωθήσεων του εδάφους και η επίδραση αυτών σε ένα μέτωπο, είναι ένα πολλαπλά αόριστο και σύνθετο πρόβλημα, που δεν επιδέχεται αυστηρή επίλυση. Αυτό συμβαίνει, διότι η μορφή της κατανομής των πλευρικών ωθήσεων και τα μεγέθη αυτών, εξαρτώνται από τις μηχανικές ιδιότητες του εδάφους σε συνδυασμό με τον τύπο και το μέγεθος των μετακινήσεων (Τσότσος, 1991).

Η φυσική κατάσταση του εδάφους δεν μπορεί να χαρακτηριστεί, ούτε στερεή, ούτε υγρή, όμως παρατηρείται πως το έδαφος έχει μερικά χαρακτηριστικά και από τις δύο αυτές καταστάσεις της ύλης. Ένα από τα χαρακτηριστικά του εδάφους, που παρατηρείται στα υγρά, είναι η τάση να ασκεί πλευρικές πιέσεις σε κάθε αντικείμενο, με το οποίο έρχεται σε επαφή. Η ιδιότητα αυτή του εδάφους είναι εξαιρετικά σημαντική στη μελέτη διάφορων υπογείων κατασκευών, τοίχων αντιστήριξης και άλλων παρόμοιων έργων (Κολέτσος, 2002).

Διακρίνονται τρία είδη ωθήσεων γαιών:

- Η ενεργός ώθηση, που εκφράζει την πλευρική πίεση που ασκεί το έδαφος στην κατασκευή που το αντιστηρίζει.
- Η παθητική ώθηση, που εκφράζει την αντίσταση του εδάφους, όταν κάποιο δομικό στοιχείο ωθείται προς το έδαφος.

● Υπάρχει και η περίπτωση κατά την οποία το δομικό στοιχείο (π.χ. τοίχος) δεν μετακινείται, οπότε η αναπτυσσόμενη ώθηση γαιών καλείται *ουδέτερη* ή ώθηση σε *ηρεμία*.

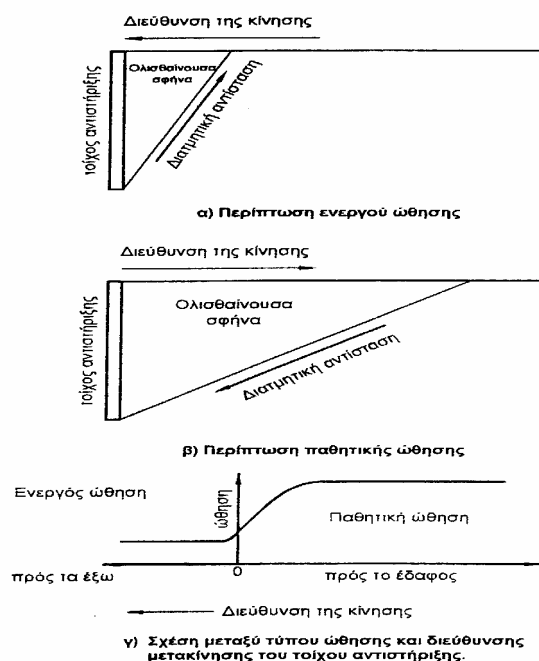
Οι πλευρικές πιέσεις του εδάφους επί των έργων αντιστήριξης εκφράζονται συνήθως με την έννοια του *συντελεστή ωθήσεων*  $K$ , ο οποίος ορίζεται ως λόγος της οριζόντιας τάσης  $\sigma_h$ , προς την αντίστοιχη κατακόρυφη τάση  $\sigma_v$ :

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (2.1)$$

Για τα τρία είδη των ωθήσεων γαιών, υπάρχουν αντίστοιχοι συντελεστές:

- Συντελεστής ενεργών ωθήσεων (coefficient of active earth pressure), που συμβολίζεται με  $K_a$ .
- Συντελεστής παθητικών ωθήσεων (coefficient of passive earth pressure), που συμβολίζεται με  $K_p$ .
- Συντελεστής ωθήσεων σε ηρεμία (coefficient of earth pressure at rest), που συμβολίζεται με  $K_0$ .

Η *παθητική* ώθηση είναι πολύ μεγαλύτερη από την *ενεργό*, ενώ η *ουδέτερη* ώθηση είναι λίγο μεγαλύτερη της μέγιστης τιμής της ενεργούς (Κολέτσος, 2002). Τα παραπάνω τρία είδη ωθήσεων γαιών και οι αντίστοιχες μετακινήσεις ενός τοίχου αντιστήριξης φαίνονται στο Σχήμα 2.1.



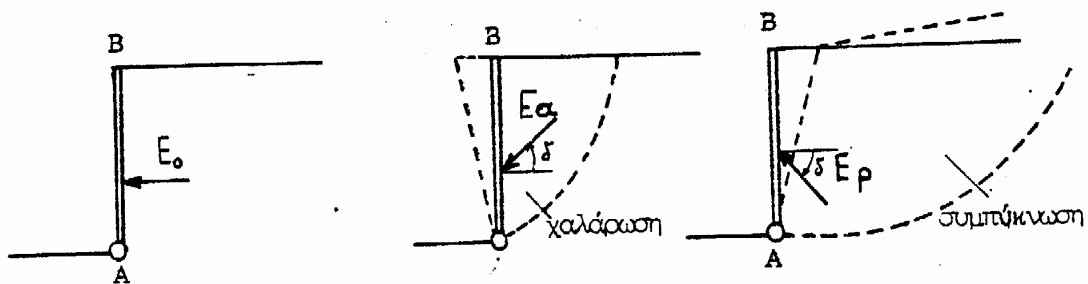
Σχήμα 2.1: Ενεργός, παθητική ώθηση γαιών και ώθηση σε ηρεμία (Κολέτσος, 2002)

Με βάση τα παραπάνω, τα προβλήματα που συνδέονται με τις ωθήσεις του εδάφους, μπορούν να διαιρεθούν σε δύο κύριες κατηγορίες:

● Στην πρώτη κατηγορία ανήκουν τα προβλήματα, όπου το βάρος του ίδιου του εδάφους μαζί με τα διάφορα εξωτερικά φορτία, προκαλούν τις ωθήσεις, αλλά το σύστημα βρίσκεται σε ηρεμία. Δηλαδή, δεν εμφανίζονται μεγάλες παραμορφώσεις, οι οποίες θα οδηγούσαν σε αντίστοιχες μεγάλες διατμητικές τάσεις μέσα στην εδαφική μάζα. Τέτοιες προϋποθέσεις πληρούνται με ακρίβεια μόνο στον ελαστικό ημίχωρο. Η διατύπωση αυτή του προβλήματος οδηγεί στον υπολογισμό της εντατικής κατάστασης κατά μήκος κατακόρυφων ή κεκλιμένων επιπέδων, δηλαδή με βάση την ώθηση *ηρεμίας*. Προβλήματα υπολογισμού των ωθήσεων *ηρεμίας* είναι κυρίως θεωρητικού ενδιαφέροντος και μόνο σε ορισμένες περιπτώσεις εμφανίζονται και στην πρακτική εφαρμογή.

● Στη δεύτερη κατηγορία ανήκουν τα προβλήματα υπολογισμού της εντατικής κατάστασης, της ώθησης, που εξασκείται από την εδαφική μάζα πάνω σε τοίχους αντιστήριξης, σε πασσαλοσανίδες, κ.α. Σε αυτές τις περιπτώσεις το έργο υπόκειται σε μετατοπίσεις, με αποτέλεσμα η εδαφική μάζα να υφίσταται χαλάρωση ή συμπίκνωση και να αντιδρά πάνω στο έργο με την *ενεργό* ή με την *παθητική* ώθηση αντίστοιχως (Σαββίδης, 1982).

Για γίνουν ευκολότερα κατανοητοί οι παραπάνω ορισμοί, θεωρείται ένας άκαμπτος κατακόρυφος τοίχος AB (Σχήμα 2.2), ο οποίος μπορεί να περιστρέφεται γύρω από το σημείο A της βάσης του.

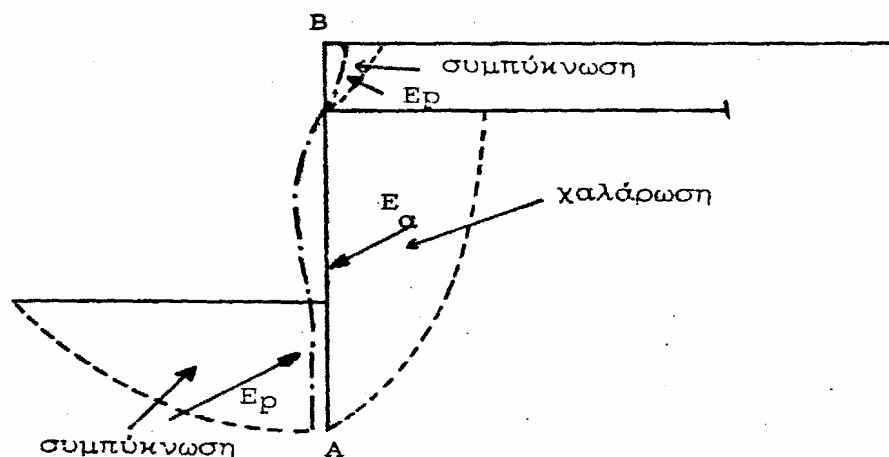


Σχήμα 2.2: Μετατόπιση εδαφικής μάζας στις τρεις περιπτώσεις ωθήσεων, *ηρεμίας*, *ενεργητικής*, *παθητικής* (Σαββίδης, 1982)

Όταν ο τοίχος βρίσκεται σε ηρεμία επενεργεί πάνω του μια οριζόντια δύναμη  $E_0$ , η ώθηση *ηρεμίας*. Στην περίπτωση στροφής του τοίχου προς τα “έξω”, προκαλείται στο έδαφος μια χαλάρωση και πάνω στον τοίχο δρα η *ενεργός* ώθηση του εδάφους  $E_a$ . Στην

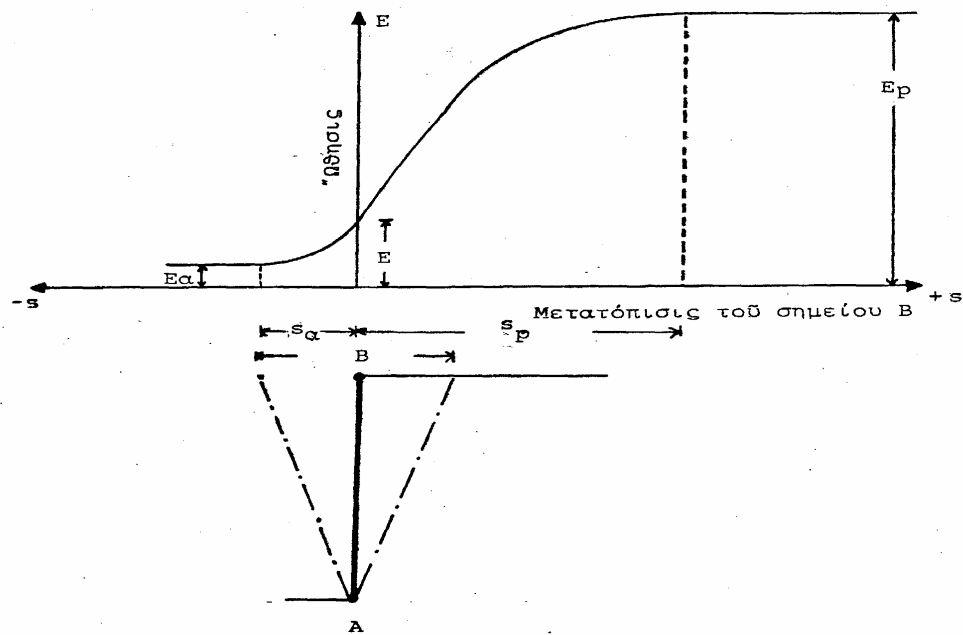
τελευταία περίπτωση, όταν ο τοίχος στραφεί προς τα “μέσα”, προκαλείται στο έδαφος μια συμπίκνωση και πάνω στον τοίχο δρα η παθητική ώθηση  $E_p$ . Η κλίση  $\delta$  της ώθησης, ως προς την κάθετο στην επιφάνεια πάνω στην οποία επενεργεί, εξαρτάται από τη σχετική μετακίνηση του εδάφους και της επιφάνειας (Σαββίδης, 1982).

Όταν το έργο αντιστήριξης, δεν μπορεί να θεωρηθεί σαν άκαμπτο, στο έδαφος προκαλούνται σε ορισμένες περιοχές της μάζας του χαλάρωση και σε άλλες συμπίκνωση, εξαιτίας των μετακινήσεων ή παραμορφώσεων του έργου. Συνεπώς η ώθηση που επενεργεί πάνω στον τοίχο να είναι αλλού ενεργή και αλλού παθητική, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.3 (Σαββίδης, 1982).



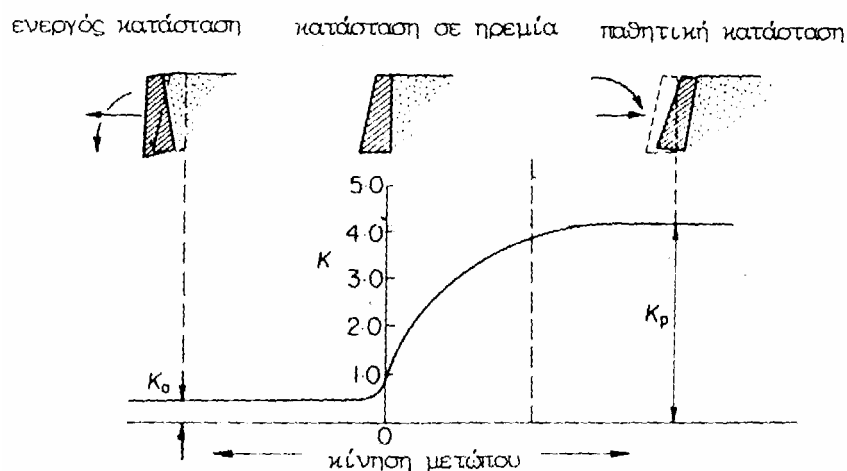
Σχήμα 2.3: Αγκυρωμένη πασσαλοσανίδα-μεταβολή των ωθήσεων ανάλογα με τη χαλάρωση ή συμπίκνωση του εδάφους (Σαββίδης, 1982)

Από τα παραπάνω διαπιστώνεται, ότι το είδος αλλά και το μέγεθος της ώθησης είναι συνάρτηση της μετατόπισης. Η ενεργός ώθηση  $E_a$  και παθητική  $E_p$  είναι δύο ακραίες οριακές τιμές που μπορεί να πάρει η ώθηση  $E$ , όταν το μέγεθος της μετατόπισης έχει ξεπεράσει ορισμένες οριακές τιμές  $S_a$  ή  $S_p$  (Σχήμα 2.4). Μεταξύ  $E_a$  και  $E_p$  είναι δυνατή κάθε άλλη τιμή της ώθησης  $E$  ανάλογα με το μέγεθος της μετατόπισης (Σαββίδης, 1982).



Σχήμα 2.4: Διάγραμμα ωθήσεων-μετατοπίσεων (Σαββίδης, 1982)

Ανάλογο είναι και το διάγραμμα των συντελεστών των ωθήσεων (Σχήμα 2.5) για τα τρία είδη ωθήσεων. Είναι ενδιαφέρον, όπως φαίνεται στο (Σχήμα.2.5), ότι είναι γενικά εξασφαλισμένη η ανάπτυξη του μισού των παθητικών ωθήσεων, ακόμα και για πολύ μικρές παραμορφώσεις κατάλληλης φοράς.



Σχήμα 2.5: Μεταβολή του συντελεστή ωθήσεων K από τη φορά και το μέγεθος των μετακινήσεων (Τσότσος, 1991)

Στον Πίνακα 2.1 δίνονται τιμές των απαιτούμενων μετακινήσεων της κορυφής του διαφράγματος για διάφορες κατηγορίες εδαφών και τύπους μετακίνησης όπως αναφέρονται από τους (Sowers και Sowers, 1969 και Wu, 1975).

Πίνακας 2.1: Απαιτούμενες μετακινήσεις της κορυφής του διαφράγματος για την ανάπτυξη ενεργών και παθητικών ωθήσεων (Τσότσος, 1991)

Εδαφος	Κατάσταση	Τύπος Μετακίνησης	Μέγεθος Μετακίνησης	Βιβλιογραφία
Αιμμος	Ενεργός	Παράλληλη μετάθεση Στραφή βάσης	0,001 H 0,001 H	Wu (1975)
Αιμμος πυκνή	Ενεργός	Στραφή βάσης	0,0005 H	Sowers (1969)
Αιμμος χαλαρή	Ενεργός	Στραφή βάσης	0,002 H	Sowers
Αιμμος	Παθητική	Παράλληλη μετάθεση Στραφή βάσης	0,05 H >0,1 H	Wu
Αιμμος πυκνή	Παθητική	Στραφή βάσης	0,005 H	Sowers
Αιμμος χαλαρή	Παθητική	Στραφή βάσης	0,01 H	Sowers
Αργίλος	Ενεργός	Παράλληλη μετάθεση Στραφή βάσης	0,004 H 0,004 H	Wu
Αργίλος στικρή	Ενεργός	Στραφή βάσης	0,01 H	Sowers
" μαλακή	"	Στραφή βάσης	0,01 H	Sowers
" στικρή	Παθητική	Στραφή βάσης	0,02 H	Sowers
" μαλακή	"	Στραφή βάσης	0,04 H	Sowers

### 2.1.2 Ωθήσεις σε ηρεμία

Ο συντελεστής ωθήσεων σε ηρεμία  $K_0$ , είναι ένα ευαίσθητο μέγεθος, η τιμή του οποίου εξαρτάται όχι μόνο από τα χαρακτηριστικά του εδάφους, αλλά και από τη γεωτεχνική ιστορία του. Εάν θεωρηθεί, ότι στην κατάσταση ηρεμίας το έδαφος είναι ελαστικό μέσο, τότε προκύπτει εύκολα από τη θεωρία της ελαστικότητας, ότι όταν η οριζόντια μετακίνηση είναι μηδενική, ο λόγος της οριζόντιας τάσης προς την κατακόρυφη είναι σύμφωνα με τον Tschebotarioff (1948):

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (2.2)$$

όπου:  $\nu$  ο λόγος Poisson

Για τιμές του  $\nu = 0,3-0,4$  η σχέση (2.2) δίνει αντίστοιχα τιμές του  $K_0 = 0,43-0,67$  που συμπίπτουν με τις πραγματικές μετρούμενες τιμές για χαλαρές κανονικά στερεοποιημένες άμμους και για μικρής πλαστικότητας αργίλους (Τσότσος, 1991).

Για ψαθυρά εδάφη, μπορεί να χρησιμοποιηθεί ο τύπος του Jaky (1944):

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (2.3)$$

όπου:  $\phi'$  είναι η ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής, πολλές φορές χρησιμοποιείται η γωνία εσωτερικής τριβής  $\phi$ , αντί της  $\phi'$ , όταν πρόκειται για προσωρινά έργα αντιστήριξης (CTSM, 1996).

Για λεπτόκοκκα εδάφη, μπορεί να χρησιμοποιηθεί ο τύπος του Massarsch (1979):

$$K_0 = 0,44 + 0,42PL \quad (2.4)$$

όπου: PL είναι ο δείκτης πλαστικότητας

Σε πολύ βαθιές εκσκαφές οι οριζόντιες μετατοπίσεις που μπορούν να συμβούν, είναι συνήθως μικρότερες από τις αναγκαίες για να αναπτυχθούν συνθήκες ενεργούς ώθησης, οπότε καλύτερα να χρησιμοποιούνται οι τιμές του  $K_0$  αντί των τιμών του  $K_a$  (CTSM, 1996).

Στον Πίνακα 2.2 δίνονται οι τιμές του συντελεστή  $K_0$  ανάλογα με το λόγο του Poisson, ο οποίος εξαρτάται από το είδος του εδάφους. Στον Πίνακα 2.3 παρουσιάζεται η μετατόπιση του τοίχου, η οποία είναι αναγκαία για εμφανιστούν ενεργές πιέσεις. Για αμμώδη εδάφη ο Terzaghi και Peck, έχουν αποδείξει πως αναμένεται μια τιμή μετακίνησης ίσης με 0,5% επί το ύψος του τοίχου, ώστε να επιτευχθεί πλήρης ενεργή κατάσταση (CTSM, 1996).

Πίνακας 2.2: Αντιστοιχία τιμών  $K_0$  και λόγου Poisson  $\nu$  (CTSM, 1996)

<u>Soil Type</u>	<u>Typical Value for Poisson's Ratio *</u>	<u><math>K_0</math></u>
Clay, saturated	0.40 - 0.50	0.67 - 1.00
Clay, unsaturated	0.10 - 0.30	0.11 - 0.42
Sandy Clay	0.20 - 0.30	0.25 - 0.42
Silt	0.30 - 0.35	0.42 - 0.54
Sand		
Dense	0.20 - 0.40	0.25 - 0.67
Coarse		
(void ratio 0.4 - 0.7)	0.15	0.18
Fine-grained		
(void ratio 0.4 - 0.7)	0.25	0.33
Rock	0.10 - 0.40	0.11 - 0.67

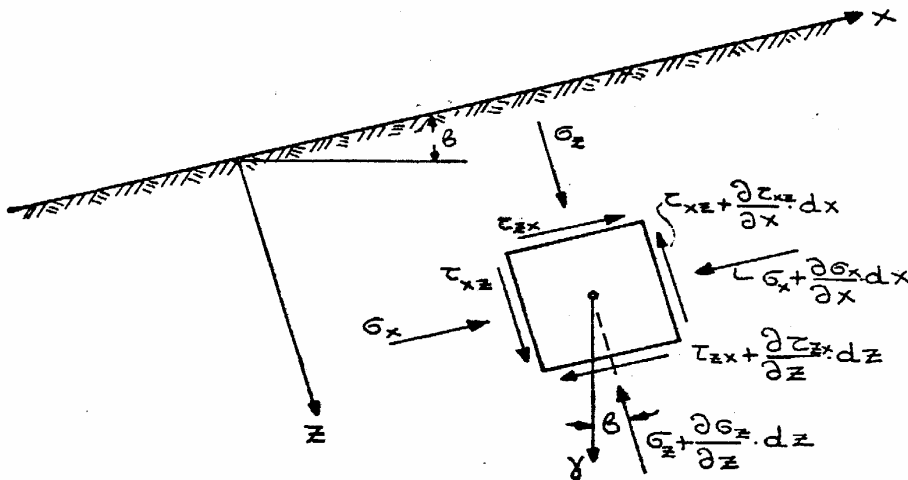
Πίνακας 2.3: Μετακίνηση τοίχου που απαιτείται ώστε να αναπτυχθούν ενεργές πιέσεις (CTSM, 1996)

<u>Soil Type</u>	<u>Wall Yield</u>
Cohesionless, dense	0.001 H
Cohesionless, loose	0.001 - 0.002 H
Clay, firm	0.010 - 0.020 H
Clay, soft	0.020 - 0.050 H

\* New Zealand Department of Public  
Works Retaining Wall Manual

### 2.1.3 Υπολογισμός ωθήσεων κατά Rankine

Σύμφωνα με τη θεωρία του Rankine (1857), θεωρείται αρχικά ότι το έδαφος είναι ομογενές και ότι  $\beta$  είναι η γωνία κλίσης της ελεύθερης επιφάνειας, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.5. Σκοπός είναι να υπολογισθούν οι τάσεις στο εσωτερικό του εδάφους λόγω του βάρους του εδάφους (Σαββίδης, 1982).



Σχήμα 2.5: Τάσεις σε εδαφικό στοιχείο που βρίσκεται σε βάθος z (Σαββίδης, 1982)

Εξετάζοντας τις συνθήκες ισορροπίας ενός εδαφικού στοιχείου, όπως αυτό φαίνεται στο Σχήμα 2.5, λαμβάνονται οι παρακάτω σχέσεις:

$$\text{ως προς τη διεύθυνση } z: \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} = \gamma \cos \beta \quad (2.5)$$

$$\text{ως προς τη διεύθυνση } x: \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} = -\gamma \sin \beta \quad (2.6)$$

επίσης ισχύει:  $\tau_{zx} = \tau_{xz} = \tau$  (2.7)

Κατά τη διεύθυνση x όλα τα στοιχεία συμπεριφέρονται κατά τον ίδιο τρόπο. επομένως ισχύει:

$$\frac{\partial}{\partial x} = 0 \quad (2.8)$$

Οι εξισώσεις ισορροπίας (2.5) και (2.6) παίρνουν τώρα τη μορφή:

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \gamma \cos \beta \quad (2.9)$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial z} = -\gamma \sin \beta \quad (2.10)$$

Ολοκληρώνοντας τις εξισώσεις (2.9) και (2.10) με οριακές συνθήκες για  $z=0$ ,  $\sigma_z=0$  και  $\tau=0$  προκύπτει:

$$\sigma_z = \gamma z \cos \beta \quad (2.11)$$

$$\tau = -\gamma z \sin \beta \quad (2.12)$$

Διαπιστώνεται ότι οι εξισώσεις ισορροπίας δεν επαρκούν για τον υπολογισμό του τρίτου εντατικού μεγέθους, δηλ. της τάσης  $\sigma_x$ . Για τον υπολογισμό της  $\sigma_x$  θα εξεταστούν δύο διαφορετικές περιπτώσεις:

1. Το έδαφος συμπεριφέρεται γραμμικά και ελαστικά, με αποτέλεσμα να έχουμε ωθήσεις ηρεμίας. Για την περίπτωση αυτή ισχύει ο γενικευμένος κανόνας του Hooke:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu (\sigma_y + \sigma_z)] \quad (2.13)$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu (\sigma_z + \sigma_x)] \quad (2.14)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y)] \quad (2.15)$$

Για το εντατικό πεδίο που μελετάται ισχύει  $\varepsilon_y=0$ , οπότε οι σχέσεις (2.13), (2.14), (2.15) δίνουν:

$$\sigma_y = \nu (\sigma_x + \sigma_z) \quad (2.16)$$

$$\varepsilon_x = \frac{1+\nu}{E} [(1-\nu)\sigma_x - \nu\sigma_z] \quad (2.17)$$

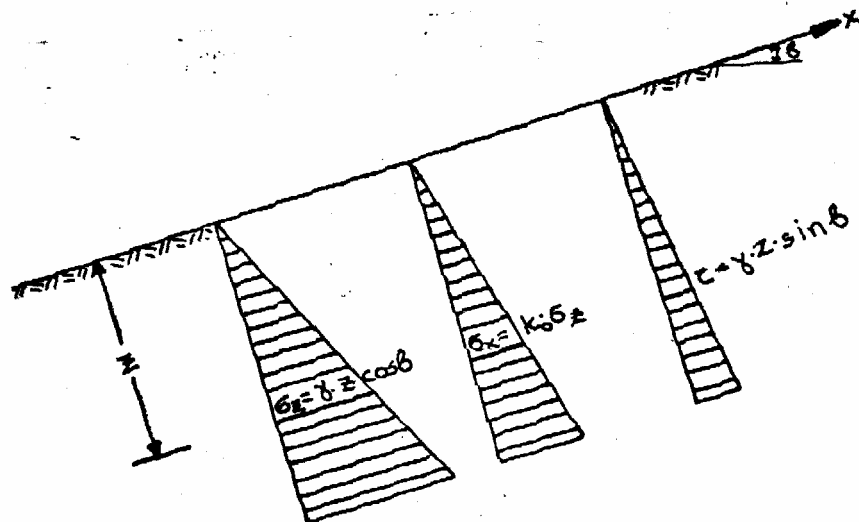
$$\varepsilon_z = \frac{1+\nu}{E} [(1-\nu)\sigma_z - \nu\sigma_x] \quad (2.18)$$

Λόγω της σχέσης (2.8)  $\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} = 0$ , επομένως η σχέση (2.17) προκύπτει:

$$\sigma_x = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_z = K_0 \sigma_z \quad (2.19)$$

Επίσης ισχύει:  $\sigma_y = K_0 \sigma_z \quad (2.20)$

Ο συντελεστής  $K_0$  είναι ο συντελεστής ωθήσεων σε ηρεμία και στην περίπτωση που μελετάται ισχύει  $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$  γεγονός που σημαίνει ότι τα εδαφικά στοιχεία δεν παραμορφώνονται σε κατεύθυνση παράλληλη προς την ελεύθερη επιφάνεια. Πολλαπλασιάζοντας τις ορθές τάσεις  $\sigma_z$  με το συντελεστή  $K_0$  λαμβάνονται οι τάσεις  $\sigma_x$  και  $\sigma_y$  με τις οποίες καταπονείται το εδαφικό στοιχείο για την περίπτωση ηρεμίας κατά τις διευθύνσεις  $x$  και  $y$ . Η κατανομή των τάσεων  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  και  $\tau$  συναρτήσει του βάθους είναι γραμμική και φαίνεται στο Σχήμα 2.6 (Σαββίδης, 1982).

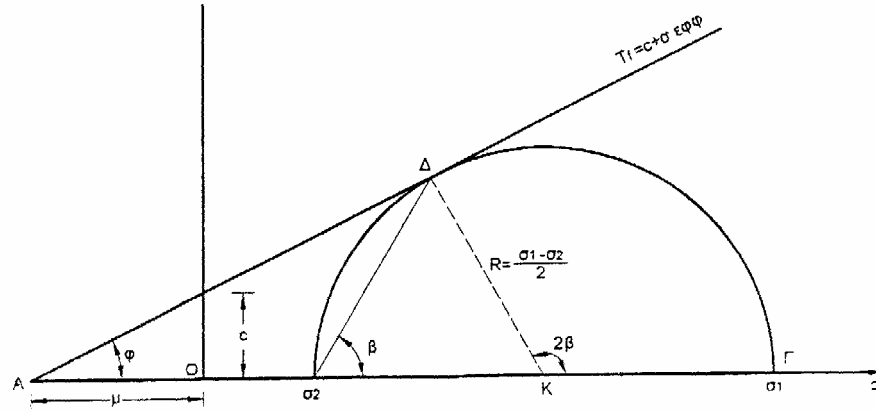


Σχήμα 2.6: Κατανομή τάσεων συναρτήσει του βάθους στην περίπτωση καταστάσεως ηρεμίας (Σαββίδης, 1982).

Στην περίπτωση ώθησης ηρεμίας το έργο αντιστήριξης καταπονείται δυσμενέστερα από ότι στην περίπτωση της ενεργητικής ώθησης.

- Μια σημαντική παραδοχή στη θεωρία του Rankine, είναι ότι θεωρεί πως η εντατική κατάσταση της εδαφικής μάζας βρίσκεται σε πλαστική ισορροπία. Ο όρος “πλαστική ισορροπία εδάφους”, αναφέρεται στην κατάσταση μιας εδαφικής μάζας εδάφους, κάθε σημείο της οποίας βρίσκεται στα πρόθυρα θραύσης, γεγονός που σημαίνει ότι ο κύκλος του Mohr εφάπτεται στην ευθεία

θραύσης κατά Coulomb. Για συνεκτικό έδαφος ( $c \neq 0$ ), η ευθεία θραύσης δίνεται στο Σχήμα 2.7. (Κολέτσος, 2002).



Σχήμα 2.7: Κριτήριο θραύσης των Mohr-Coulomb (Κολέτσος, 2002)

Επίσης συμπληρωματικές παραδοχές της θεωρίας του Rankine, είναι οι εξής:

- Το πρόβλημα θεωρείται επίπεδο, αγνοείται δηλαδή η επιρροή των άκρων. Η παραδοχή αυτή πλησιάζει την πραγματικότητα μόνο όταν το μήκος του μετώπου είναι μεγάλο. Οι υπολογισμοί αναφέρονται σε τυπικό τμήμα του έργου, μοναδιαίο πλάτος.

- Η επιφάνεια του μετώπου που δέχεται τις ωθήσεις θεωρείται λεία (δεν αναπτύσσονται τριβές). Συνέπεια αυτού είναι ότι οι κατακόρυφες και οι παράλληλες στην ελεύθερη επιφάνεια διευθύνσεις είναι συζυγείς, δηλαδή η ολική τάση που ασκείται στη μια επιφάνεια έχει τη διεύθυνση της άλλης (Τσότσος, 1991).

Οι αντίστοιχοι συντελεστές κατά Rankine, ενεργούς και παθητικής ώθησης δίνονται από τις σχέσεις:

$$K_a = \cos \left[ \frac{\cos \beta - (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)^{\frac{1}{2}}}{\cos \beta + (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)^{\frac{1}{2}}} \right] \quad (2.21)$$

$$K_p = \cos \left[ \frac{\cos \beta + (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)^{\frac{1}{2}}}{\cos \beta - (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)^{\frac{1}{2}}} \right] \quad (2.22)$$

Για επίπεδη επιφάνεια ( $\beta = 0$ ), οπότε οι σχέσεις (2.21) και (2.22) δίνουν:

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \quad (2.23)$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \quad (2.24)$$

Επίσης ισχύει λόγω των (2.23) και (2.24):

$$K_a = \frac{1}{K_p} \quad (2.25)$$

Οι τάσεις για τις δύο περιπτώσεις ενεργούς και παθητικής ώθησης, για ύψος τοίχου  $H$  και για ειδικό βάρος εδάφους  $\gamma$  (Σχήμα 2.8), δίνονται αντίστοιχα από τις εξισώσεις (2.26) και (2.27):

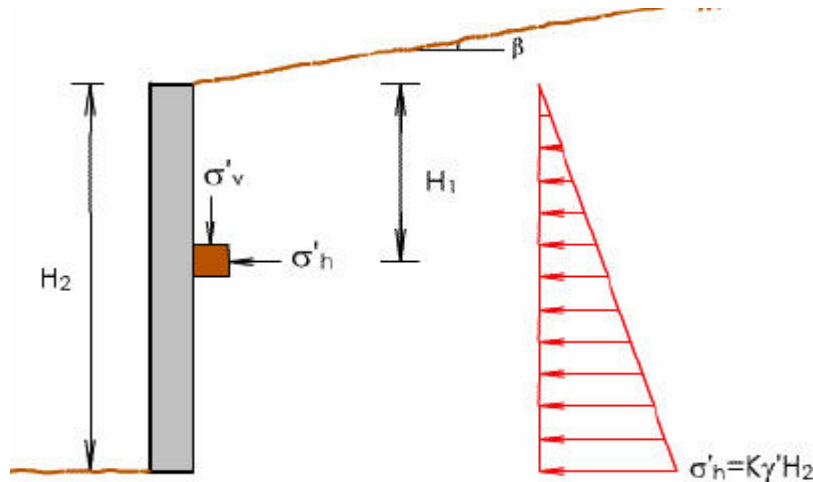
$$\text{Για ενεργό ώθηση: } \sigma_{ha} = K_a \gamma H \quad (2.26)$$

$$\text{Για παθητική ώθηση: } \sigma_{hp} = K_p \gamma H \quad (2.27)$$

Οι συνολικές αντίστοιχες ωθήσεις δίνονται από τις εξισώσεις (2.28) και (2.29):

$$\text{Για ενεργό ώθηση: } E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \cos \beta \quad (2.28)$$

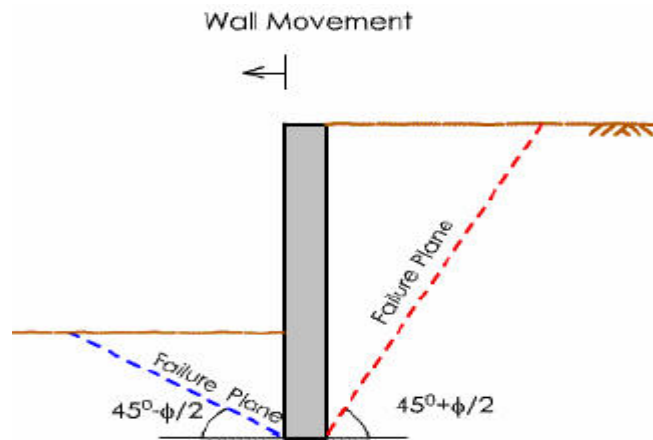
$$\text{Για παθητική ώθηση: } E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \cos \beta \quad (2.29)$$



Σχήμα 2.8: Γραμμική κατανομή τάσεων σε τοίχο αντιστήριξης κατά Rankine (GFE, 2003)

Στη θεωρία του Rankine, η ενεργός και η παθητική επιφάνεια αστοχίας είναι επίπεδης μορφής (Σχήμα 2.9). Στην πραγματικότητα όμως η ενεργός επιφάνεια αστοχίας είναι συνήθως ελαφρώς καμπύλη και η παθητική είναι καμπύλη. Αυτό οφείλεται στην επίδραση της γωνίας τριβής  $\delta$ , (μεταξύ τοίχου και εδάφους) και στην ανακατανομή των τάσεων λόγω της μετακίνησης του τοίχου (GFE, 2003).

Οπότε όταν αναπτύσσεται μεγάλη γωνία τριβής  $\delta$ , η θεωρία του Rankine δεν είναι απόλυτα σωστή, με αποτέλεσμα να δίνει λιγότερο συντηρητικά αποτελέσματα (CTSM, 1996).

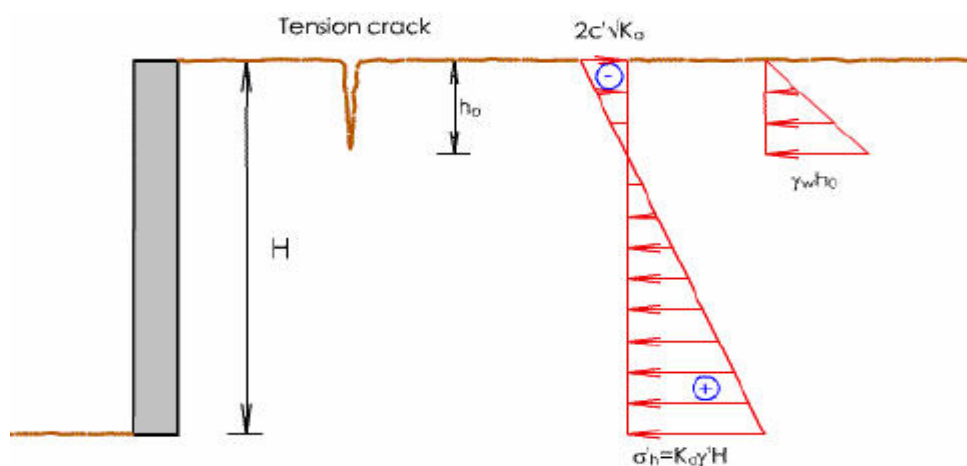


Σχήμα 2.9: Επιφάνειες αστοχίας επίπεδης μορφής για περιπτώσεις ενεργούς και παθητικής κατάστασης (GFE, 2003)

Σύμφωνα με την εξίσωση Rankine-Bell, για συνεκτικό έδαφος, οι εξισώσεις (2.26), (2.27) δίνουν τις αντίστοιχες πιέσεις:

$$\text{Για ενεργό ώθηση: } \sigma_{ha} = K_a \gamma H - 2c\sqrt{K_a} \quad (2.30)$$

$$\text{Για παθητική ώθηση: } \sigma_{hp} = K_p \gamma H + 2c\sqrt{K_p} \quad (2.31)$$



Σχήμα 2.10: Κατανομή ενεργούς τάσης σε τοίχο με συνεκτικό έδαφος (GFE, 2003)

Το βάθος  $h_o$  (Σχήμα 2.10) στο οποίο μηδενίζεται η ενεργός τάση προκύπτει από την εξίσωση (2.30)

$$h_o = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}} \quad (2.32)$$

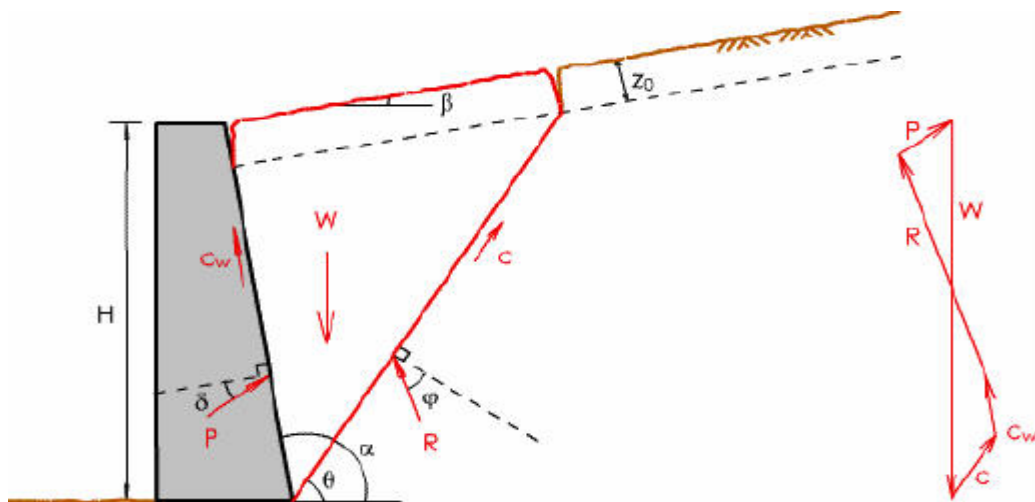
Ενώ το κρίσιμο βάθος  $h_c$  στο οποίο μηδενίζεται η συνολική ενεργός ώθηση προκύπτει από την εξίσωση (2.28)

$$h_c = \frac{4c}{\gamma \sqrt{K_a}} \quad (2.33)$$

Από τη σχέση (2.33) υπολογίζεται το βάθος εκσκαφής σε συνεκτικό έδαφος, χωρίς να απαιτείται έργο αντιστήριξης (Κολέτσος, 2002).

#### 2.1.4 Υπολογισμός ωθήσεων κατά Coulomb

Η μέθοδος του Coulomb (1776) αναφέρεται όπως και η μέθοδος του Rankine, σε δισδιάστατες καταστάσεις επίπεδης παραμόρφωσης. Θεωρεί ότι το έδαφος είναι ισότροπο και ομογενές και χρησιμοποιεί το ομώνυμο κριτήριο θραύσης (Σχήμα 2.7). Όμως ο υπολογισμός των ωθήσεων ακολουθεί διαφορετική πορεία (Τσότσος, 1991). Συγκεκριμένα η μέθοδος όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.7 δέχεται ότι το έδαφος θραύεται κατά μήκος του επιπέδου (που ορίζεται από τη διεπιφάνεια μετώπου-εδάφους και από την ελεύθερη επιφάνεια, κόκκινου χρώματος).



Σχήμα 2.7: Μέθοδος Coulomb. Ενεργός κατάσταση (GFE, 2003)

Οι βασικές παραδοχές που διέπουν τη θεωρία του Coulomb είναι οι εξής:

- Το έδαφος είναι ομοιογενές και ισότροπο.

- Η επιφάνεια θραύσης είναι επίπεδη.
- Το ολισθαίνον πρίσμα των γαιών είναι απαραμόρφωτο.
- Οι δυνάμεις τριβής κατανέμονται ομοιόμορφα κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης.
- Η επιφάνεια του τοίχου είναι τραχεία. Αυτό σημαίνει ότι μεταξύ τοίχου και εδάφους αναπτύσσονται δυνάμεις τριβής, με γωνία  $\delta$  που παίρνει τιμές:

$$\delta = 0, \delta = \frac{1}{3}\phi, \delta = \frac{2}{3}\phi, \delta = \phi$$

όπου  $\delta$  είναι η γωνία που σχηματίζει η ενεργός ώθηση  $E_a$  με την κάθετη στην εσωτερική παρειά του τοίχου και  $\phi$  η γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.7 (Κολέτσος, 2002). Επίσης προτεινόμενες τιμές της γωνίας  $\delta$  δίνονται στον Πίνακα 2.4 ανάλογα με το υλικό του τοίχου και το είδος του εδάφους.

Πίνακας 2.4: Τιμές  $\delta$  ανάλογα με το υλικό του τοίχου και το είδος του εδάφους (CTSM, 1996)

INTERFACE MATERIALS	FRICITION ANGLE, $\delta$ DEGREES
<b>Steel sheet piles against the following soils:</b>	
Clean gravel, gravel-sand mixtures, well-graded	
rock fill with spalls.....	22
Clean sand, silty sand-gravel mixture, single size	
hard rock fill.....	17
silty sand, gravel or sand mixed with silt or clay....	14
Fine sandy silt, nonplastic silt.....	11
<b>Formed concrete or concrete sheet piling against the following soils:</b>	
Clean gravel, gravel-sand mixture, well-graded	
rock fill with spalls.....	22 to 26
Clean sand, silty sand-gravel mixture, single size	
hard rock fill.....	17 to 22
silty sand, gravel or sand mixed with silt or clay....	17
Fine sandy silt, nonplastic silt.....	14
<b>Mass concrete on the following materials:</b>	
Clean sound rock.....	35
Clean gravel, gravel-sand mixtures, coarse sand.....	29 to 31
Clean fine to medium sand, silty medium to coarse sand, silty or clayey gravel.....	24 to 29
Clean fine sand, silty or clayey fine to medium sand.....	19 to 24
Fine sandy silt, nonplastic silt.....	17 to 19
Very stiff and hard residual or preconsolidated clay.....	22 to 26
Medium stiff and stiff clay and silty clay.....	17 to 19
(Masonry on foundation materials has same friction factors.)	
<b>Various structural materials:</b>	
Masonry on masonry, igneous and metamorphic rocks:	
Dressed soft rock on dressed soft rock.....	35
Dressed hard rock on dressed soft rock.....	33
Dressed hard rock on dressed hard rock.....	29
Masonry on wood (cross grain).....	26
Steel on steel at sheet pile interlocks.....	17

Ο υπολογισμός της συνολικής τιμής της ενεργού ώθησης γαιών και ο αντίστοιχος συντελεστής ωθήσεων, σύμφωνα με τη θεωρία του Coulomb δίνονται από τις σχέσεις:

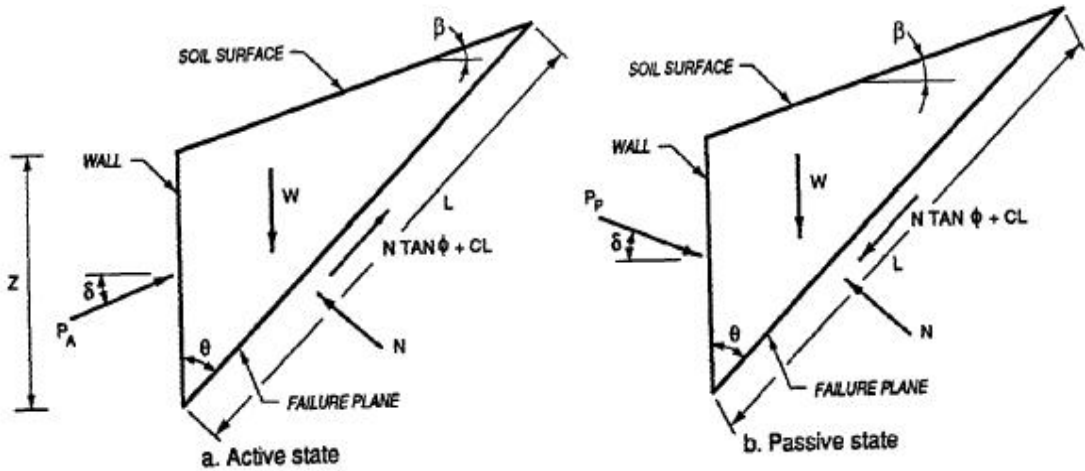
$$E_a = \frac{1}{2} \gamma z^2 K_a \quad (2.34)$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \sin(\delta + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \phi) \cos(\beta - \phi)}} \right]^2} \quad (2.35)$$

Στο Σχήμα 2.8 α) φαίνεται η ενεργός κατάσταση και στο Σχήμα 2.8 β) η παθητική κατάσταση. Για την παθητική ισχύουν οι παρακάτω σχέσεις:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma z^2 K_p \quad (2.36)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \sin(\delta + \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta - \phi) \cos(\beta - \phi)}} \right]^2} \quad (2.37)$$

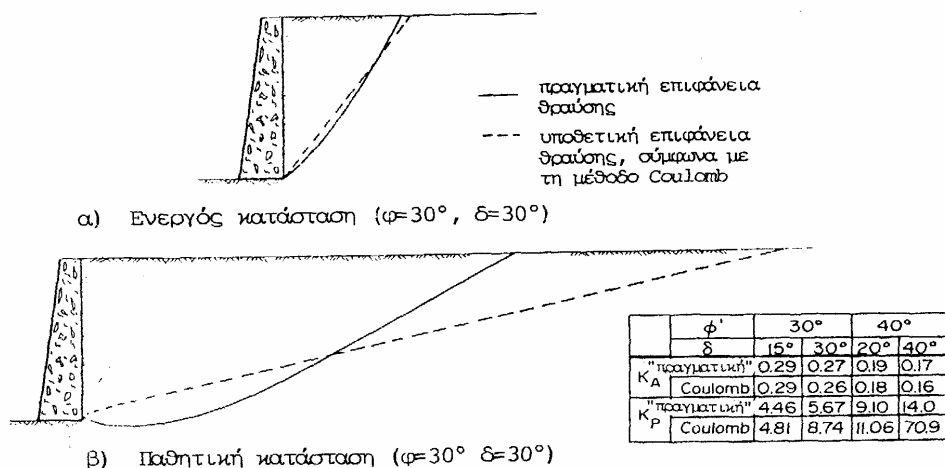


Σχήμα 2.8: Ενεργός και παθητική κατάσταση κατά Coulomb (EM, 1994)

Σύμφωνα με πολλούς μελετητές η μέθοδος Coulomb, εμφανίζει αδυναμίες στα προβλήματα παθητικής ώθησης. Στο Σχήμα 2.9 φαίνονται συγκριτικές εικόνες υποθετικών (κατά Coulomb) και πραγματικών επιφανειών ολίσθησης για καταστάσεις ενεργού και παθητικής θραύσης. Στο Σχήμα 2.9α της ενεργού κατάστασης, η πραγματική επιφάνεια δείχνει να πλησιάζει το υποθετικό επίπεδο που θεωρεί η μέθοδος. Αντίθετα στο Σχήμα 2.9β της παθητικής, η πραγματική επιφάνεια

καμπυλώνεται και αποκλίνει από την θεωρητική, έχοντας μικρότερο ανάπτυγμα, ορίζοντας μικρότερο γεωμετρικό χωρίο και οδηγώντας τελικά σε μικρότερες τιμές της  $E_p$ . Η διαφορά αυτή είναι έντονη στα συνεκτικά εδάφη, αλλά και στα ψαθυρά όταν η γωνία  $\delta$  είναι σημαντική (Τσότσος, 1991).

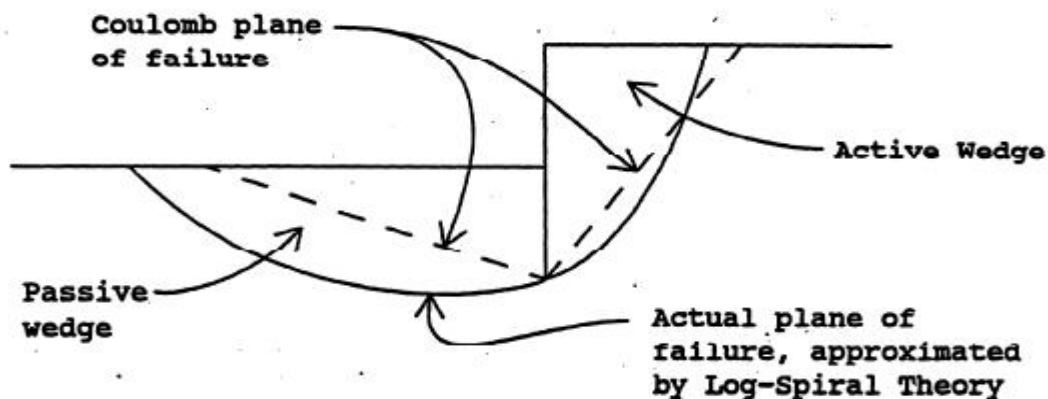
Συνεπώς λόγω των παραπάνω, σε περιπτώσεις παθητικών ωθήσεων είναι προτιμότερο να αποφεύγεται η χρήση τόσο της θεωρίας του Coulomb όσο αυτής του Rankine διότι η θεώρηση επίπεδης επιφάνειας θραύσης διαφέρει από την πραγματική επιφάνεια. Προτείνεται σε τέτοιες περιπτώσεις η χρησιμοποίηση σύγχρονων μεθόδων, οι οποίες δέχονται επιφάνειες θραύσης σύνθετες, κατά τις οποίες το καμπύλο τμήμα προσομοιάζεται με ελλειπτικές ή σπειροειδείς επιφάνειες κατά ανάλογο τρόπο με τη θραύση του εδάφους κάτω από επιφανειακές θεμελιώσεις (Τσότσος, 1991).



Σχήμα 2.9: Συγκριτικές εικόνες υποθετικών (κατά Coulomb) και πραγματικών επιφανειών ολίσθησης για καταστάσεις α) ενεργού και β) παθητικής θραύσης κατά Sokolovski (1954) (Τσότσος, 1991)

### 2.1.5 Θεωρία ωθήσεων λογαριθμικής σπείρας

Η θεωρία λογαριθμικής σπείρας (log-spiral) βασίζεται στο μοντέλο του Terzaghi, σύμφωνα με το οποίο η επιφάνεια θραύσης θεωρείται λογαριθμική καμπύλη. Η θεωρία αυτή αναπτύχθηκε διότι υπήρχε αδυναμία στον υπολογισμό ρεαλιστικών τιμών προερχομένων από τις θεωρίες που υποθέτουν επίπεδη επιφάνεια θραύσης. Στο Σχήμα 2.10 φαίνεται η σύγκριση της επιφάνειας θραύσης κατά Coulomb και κατά τη θεωρία Log-Spiral (CTSM, 1996)



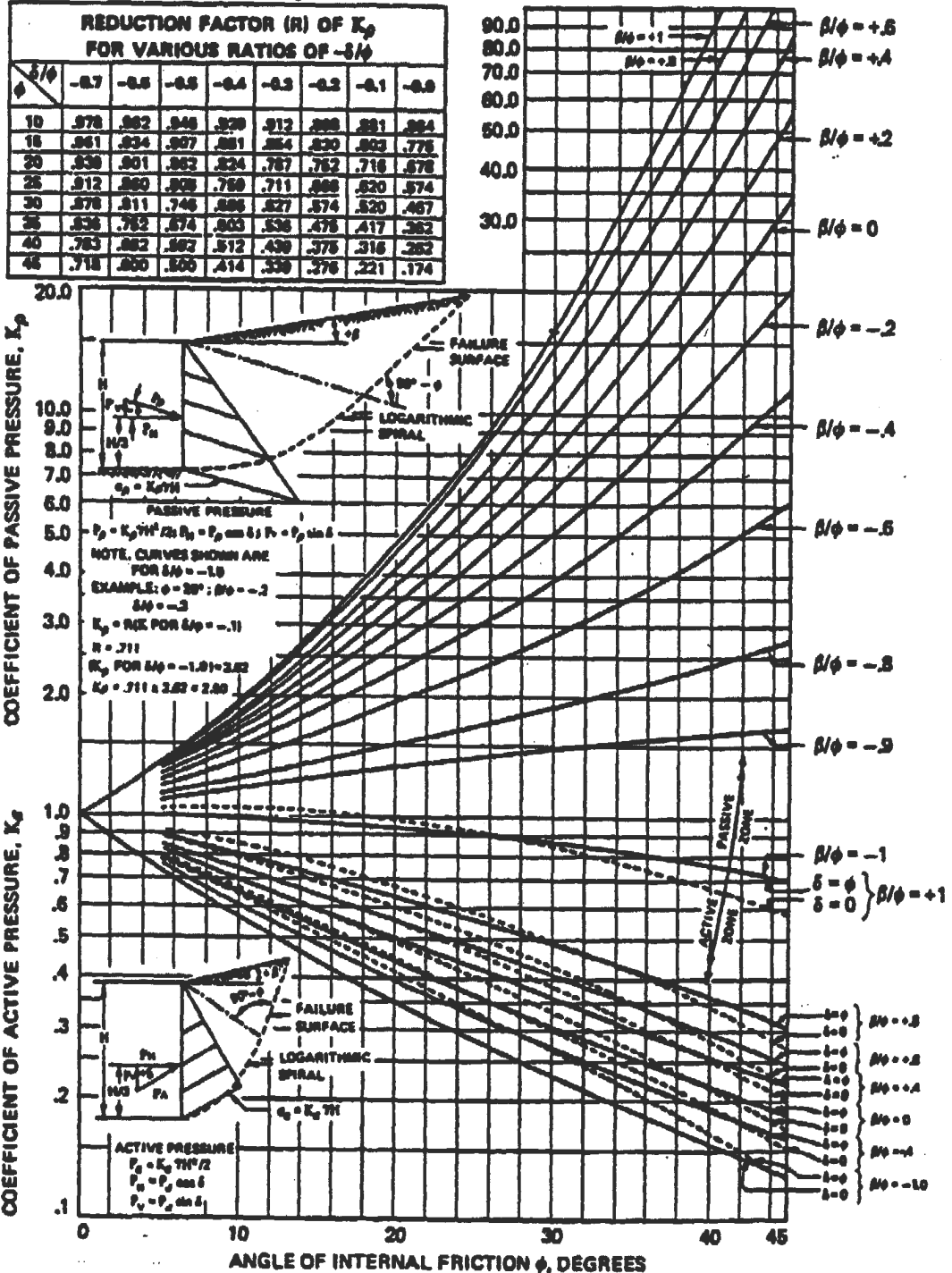
Σχήμα 2.10: Σύγκριση επιφάνειας θραύσης κατά Coulomb και κατά Log-Spiral (CTSM, 1996)

Οι συντελεστές των ωθήσεων μπορούν να υπολογισθούν από το Σχήμα 2.11. Η τιμή του  $K_a$  μπορεί να υπολογισθεί κατευθείαν από την αντίστοιχη καμπύλη του Σχήματος 2.11, χρησιμοποιώντας το κατώτερο τμήμα του διαγράμματος που αναφέρεται στην ενεργό κατάσταση. Η τιμή του  $K_p$  αρχικά υπολογίζεται από το ανώτερο τμήμα του διαγράμματος που αναφέρεται στην παθητική κατάσταση. Στη συνέχεια πρέπει να πολλαπλασιαστεί με ένα συντελεστή διόρθωσης ( $R$ ) που βρίσκεται από τον υποπίνακα στο πάνω μέρος δεξιά του Σχήματος 2.11.

Συμπερασματικά, η θεωρία του Rankine είναι συντηρητική σε σχέση με τις άλλες. Από την άλλη, η θεωρία του Coulomb είναι συντηρητική σε σχέση με την θεωρία λογαριθμικής σπείρας, εκτός από την περίπτωση της παθητικής ώθησης που η γωνία  $\delta$  είναι μεγαλύτερη της τιμής  $\frac{\phi}{3}$  (CTSM, 1996).

## LOG - SPIRAL FAILURE SURFACE

NOTE: R is not a safety factor.



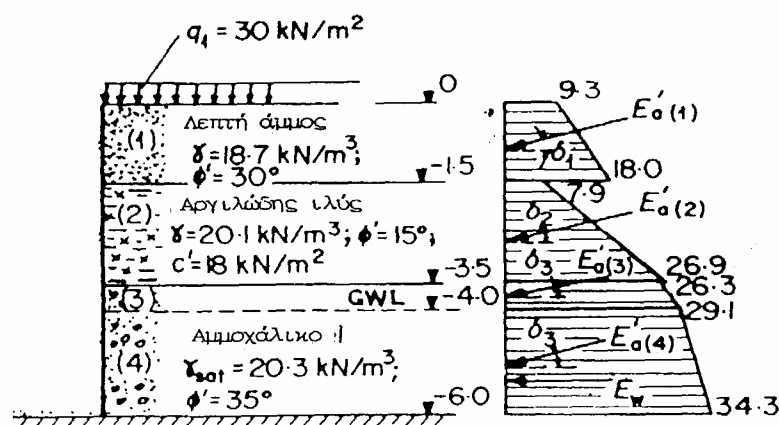
Σχήμα 2.11: Διάγραμμα υπολογισμού των  $K_a$ ,  $K_p$  κατά τη θεωρία λογαριθμικής σπείρας (USS SPIDM, 1996)

## 2.2 Παράγοντες επίδρασης στις ωθήσεις γαιών

### 2.2.1 Πολυστρωματικό έδαφος

Σε πολλές περιπτώσεις έργων αντιστήριξης, το έδαφος που αντιστηρίζεται, δεν αποτελείται μόνο από ένα στρώμα, αλλά με το βάθος, παρατηρούνται στρώσεις εδάφους διαφορετικών ιδιοτήτων. Αυτό έχει σαν συνέπεια να αλλάζουν και καθοριστικές τιμές του εδάφους, όπως το ειδικό βάρος, η συνοχή και η γωνία εσωτερικής τριβής. Επακόλουθο λοιπόν, είναι να διαφέρουν οι συντελεστές  $K_a$ ,  $K_p$ , και  $K_0$  όταν ανήκουν σε διαφορετικές στρώσεις. Η περίπτωση αυτή αντιμετωπίζεται εύκολα με την εφαρμογή της θεωρίας του Rankine, καθώς δίνει άμεσα τις τιμές των ωθήσεων σε κάθε βάθος, κατ' επέκταση και σε κάθε στρώση.

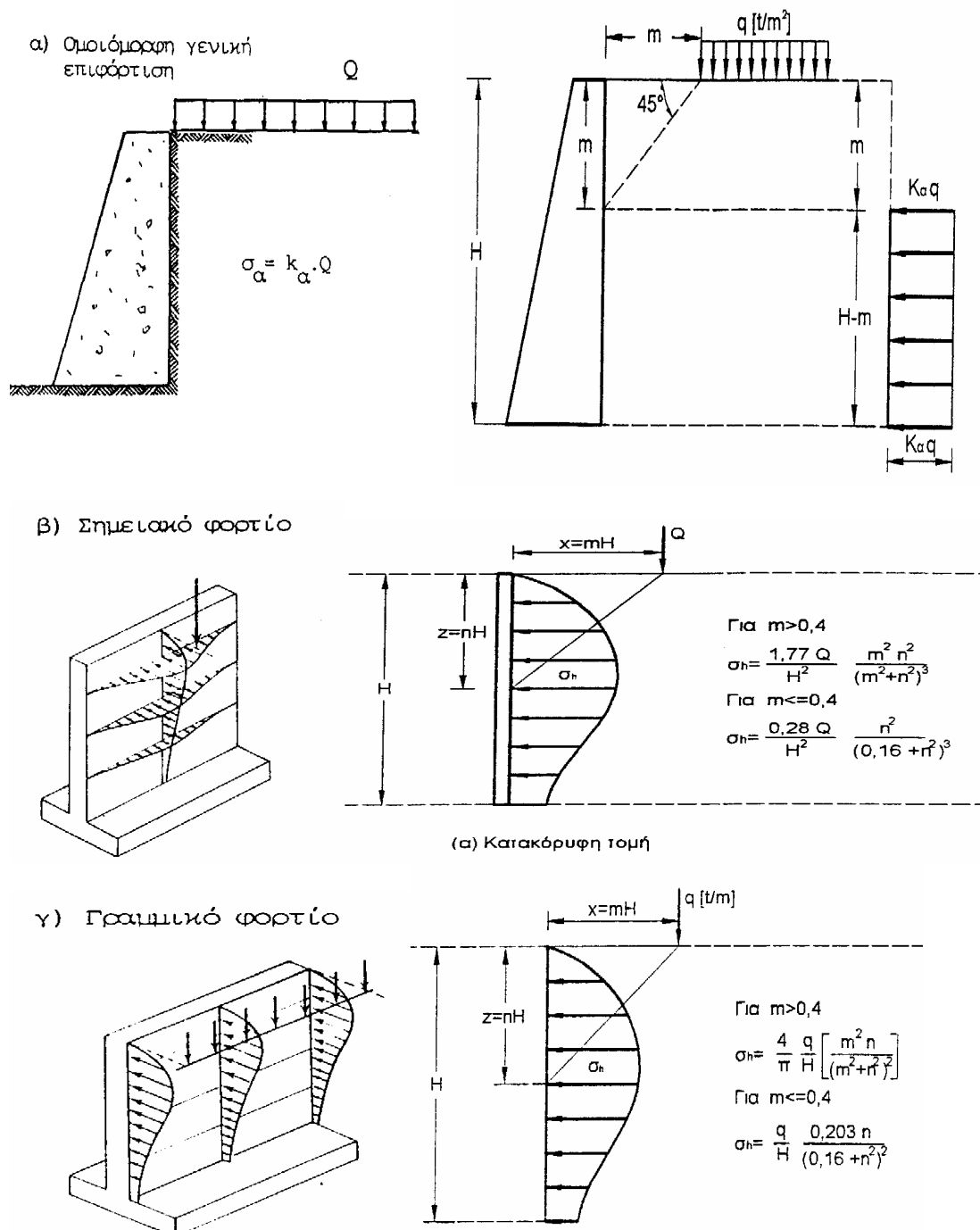
Έτσι εφόσον υπολογισθούν οι αντίστοιχοι συντελεστές ωθήσεων για κάθε στρώση, υπολογίζονται στη συνέχεια οι ενεργές κατακόρυφες ορθές τάσεις στα χαρακτηριστικά σημεία των στρώσεων. Αυτά τα σημεία είναι το πάνω και κάτω όριο κάθε στρώσης. Οπότε στο βάθος που τελειώνει η μία στρώση και αρχίζει η επόμενη, θα υπολογισθούν δύο τιμές της ώθησης για την ίδια τιμή του βάθους ( $z$ ). Η πρώτη θεωρείται ότι είναι η τιμή της ώθησης αν υποθεθεί ότι το σημείο ανήκει μόνο στην πάνω στρώση και η δεύτερη, αντίστοιχα αν θεωρηθεί ότι το σημείο ανήκει στην κάτω στρώση. Το διάγραμμα που θα προκύψει με αυτόν τον τρόπο, θα εμφανίζει άλματα και θλάσεις που θα προέρχονται από την γραμμική ένωση των τιμών των ωθήσεων στο ανώτερο και κατώτερο επίπεδο κάθε στρώσης. Στο Σχήμα 2.12 δίνεται ένα τυπικό παράδειγμα κατανομής των ενεργών ωθήσεων πολυστρωματικού εδάφους με επιφόρτιση της επιφάνειας (Τσότσος, 1991).



Σχήμα 2.12: Κατανομή ενεργών ωθήσεων σε πολυστρωματικό έδαφος (Τσότσος, 1991)

### 2.2.2 Επιφορτίσεις

Κατά την κατασκευή έργων αντιστήριξης, συχνά αντιμετωπίζεται το πρόβλημα της παρουσίας φορτίων. Τα φορτία ανάλογα με τη μορφή τους επηρεάζουν την κατανομή των ωθήσεων και συνεπώς πρέπει να υπολογίζεται η επίδρασή τους κατά το σχεδιασμό του έργου. Στο Σχήμα 2.13, φαίνονται ειδικές περιπτώσεις φορτίων και το πώς επιδρούν στις πλευρικές ωθήσεις.



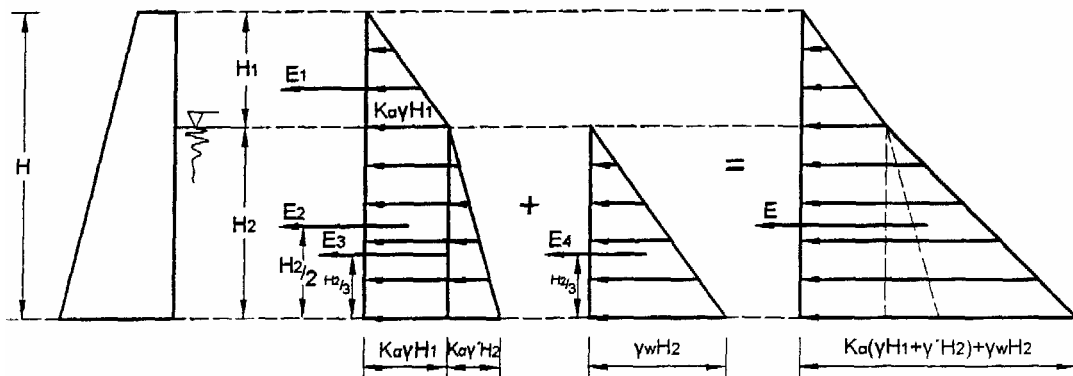


γεγονός αυτό οδηγεί το μέτωπο σε μεγάλες μετακινήσεις και ενδεχομένως σε κατάρρευση. Γενικά, επειδή η υδραυλική συμπεριφορά του εδάφους δεν είναι απολύτως γνωστή, εξαιτίας της παρουσίας ρωγμών, της ανισοτροπίας της διαπερατότητας κ.λ.π. θα πρέπει να προβλέπονται κατάλληλα συστήματα αποστράγγισης (Κωστόπουλος, 1998).

Οι μορφές που μπορεί να εμφανιστεί το νερό στα έργα αντιστήριξης είναι (Τσότσος, 1991):

- Με τη μορφή της πίεσης των πόρων, οπότε αυξάνει το βαθμό κορεσμού, το ειδικό βάρος του εδάφους και τελικά της ωθήσεις.
- Με τη μορφή του ελεύθερου νερού όταν πίσω από το έργο ανέβει η στάθμη, με αποτέλεσμα να αναπτυχθούν υδροστατικές πιέσεις

Στο Σχήμα 2.14 φαίνεται η κατανομή των τάσεων στην περίπτωση μερικώς βυθισμένου εδάφους.



Σχήμα 2.14: Διαγράμματα τάσεων μερικώς βυθισμένου εδάφους (Κολέτσος, 2002)

Για τον υπολογισμό των ωθήσεων του εδάφους σε τέτοιες περιπτώσεις, λαμβάνεται υπόψη το φαινόμενο ειδικό βάρος του βυθισμένου εδάφους, σύμφωνα με τη σχέση:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (2.40)$$

Άρα, σύμφωνα με το Σχήμα 2.14, η ενεργός τάση στη στάθμη του υπόγειου νερού θα είναι:  $K_a \gamma' H_1$ , οπότε η ενεργός ώθηση της εδαφικής στρώσης πάχους  $H_1$  θα είναι:

$$E_1 = \frac{1}{2} K_a \gamma' H_1 \quad (2.41)$$

Η ενεργός τάση  $K_a \gamma H_1$  παραμένει σταθερή σε όλο το ύψος  $H_2$ , οπότε προκαλεί μια επιπλέον φόρτιση στη στρώση  $H_2$ , ίση με:  $E_2 = K_a \gamma H_1 H_2$  (εμβαδόν ορθογωνίου των τάσεων), η  $E_2$  ενεργεί σε ύψος  $\frac{H_2}{2}$  από τη βάση του τοίχου.

Η ώθηση του βυθισμένου εδάφους είναι:

$$E_3 = \frac{1}{2} K_a \gamma' H_2^2 \quad (2.42)$$

και η υδροστατική πίεση:

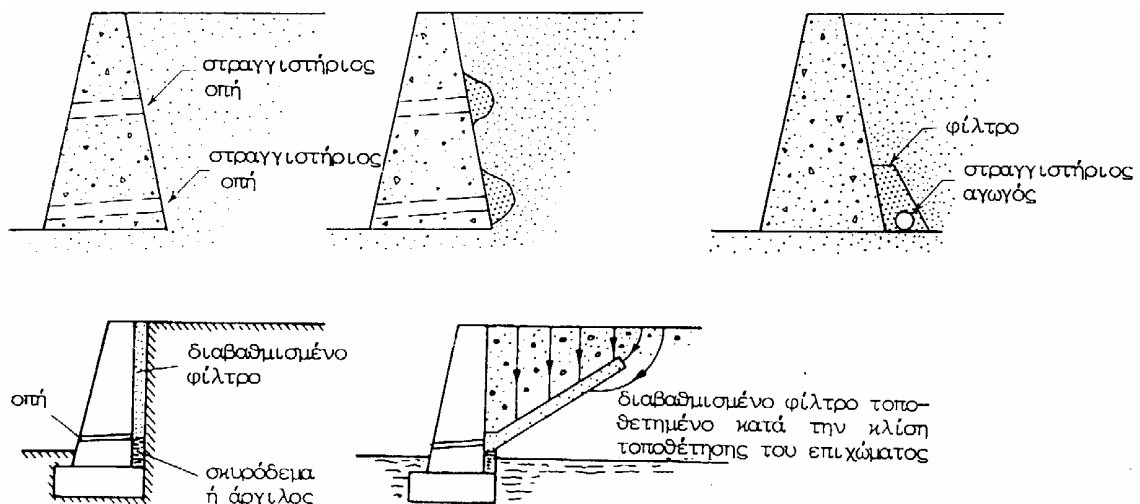
$$E_4 = \frac{1}{2} \gamma_w H_2^2 \quad (2.43)$$

Επομένως η συνολική πλευρική πίεση είναι ίση με το άθροισμα των παραπάνω πιέσεων:

$$E = E_1 + E_2 + E_3 + E_4$$

$$\text{Δηλαδή:} \quad E_1 = \frac{1}{2} K_a \gamma H_1 + K_a \gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2} K_a \gamma' H_2^2 + \frac{1}{2} \gamma_w H_2^2 \quad (2.44)$$

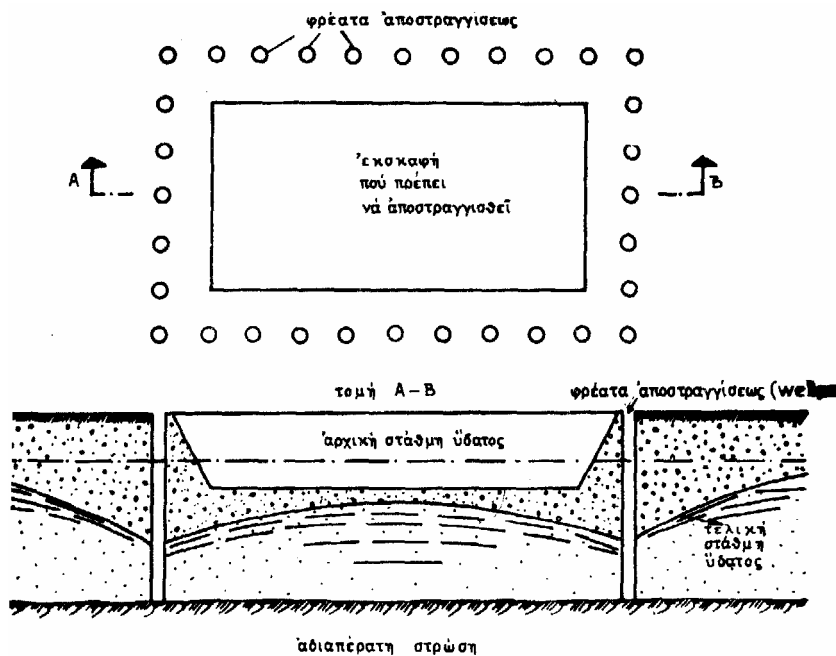
Αν εφαρμοστεί ο παραπάνω τρόπος υπολογισμού για πλήρως βυθισμένο έδαφος, θα προκύψει ότι όταν το νερό φτάνει μέχρι τη στέψη του τοίχου, σε σχέση με στεγνό έδαφος, οι πλευρικές ωθήσεις υπερδιπλασιάζονται. Για αυτό το λόγο, κατασκευάζονται στραγγιστήριες οπές στο μέτωπο του έργου και διάφορα έργα στην επίχωση, ώστε να διευκολύνεται η στράγγιση Σχήμα 2.15 (Κολέτσος, 2002).



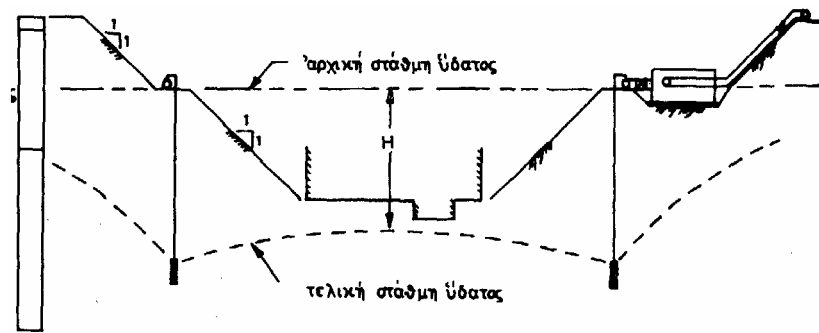
Σχήμα 2.15: Στραγγιστήριες οπές και ορισμένες τυπικές διατάξεις, για τη διευκόλυνση του νερού (Τσότσος, 1991)

Σε περιπτώσεις εκσκαφών που βρίσκονται μακριά από τη θάλασσα, ή και κοντά σε αυτή, όταν το έδαφος είναι αρκετά αδιαπέρατο, η πιο συνηθισμένη και η οικονομικότερη λύση, είναι η άντληση του υπόγειου νερού. Υπάρχουν δύο επιλογές στον τρόπο άντλησης:

- Άντληση μετά την εκσκαφή. Απαιτεί απλούστερο εξοπλισμό και προτιμάται στις παρακάτω περιπτώσεις:
  - Όταν το εργοτάξιο είναι σχετικά μικρό.
  - Όταν το βάθος της εκσκαφής μέσα στο νερό είναι μικρό.
  - Όταν είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθούν πασσαλοσανίδες.
  - Για εδάφη χαλικώδη.
  - Για εδάφη αργιλώδη, για τα οποία δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί άλλη μέθοδος.
- Άντληση πριν την εκσκαφή. Στην περίπτωση αυτή τα φρεάτια άντλησης, τοποθετούνται έξω από τη ζώνη της εκσκαφής και γίνεται ταπείνωση της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα, σε μεγάλη περιοχή μέσα και έξω από το εργοτάξιο πριν αρχίσουν οι εργασίες της εκσκαφής (Σχήμα 2.16 και Σχήμα 2.17) (Βαλαλάς, 1986).



Σχήμα 2.16: Αποξήρανση εκσκαφής με ταπείνωση της στάθμης του νερού  
(Βαλαλάς, 1986)



Σχήμα 2.17: Αντληση νερού από φρεάτια (Βαλαλάς, 1986)

## Κεφάλαιο 3

### Θεωρία αντιστήριξης

#### 3.1 Κατασκευές αντιστήριξης

##### 3.1.1 Αναγκαιότητα κατασκευών αντιστήριξης

Κατασκευές αντιστήριξης θεωρούνται όλα τα τεχνικά έργα, τα οποία επιτρέπουν την υλοποίηση μίας απότομης αλλαγής της στάθμης στην επιφάνεια της γης, κατά τέτοιο τρόπο, ώστε το σύστημα έδαφος-κατασκευή να έχει περιορισμένες μετατοπίσεις ή οριακά να συγκρατείται (Κωστόπουλος, 1998).

Οι κατασκευές αντιστήριξης βρίσκουν εφαρμογή κυρίως σε περιπτώσεις κατάλυσης της εδαφικής συνέχειας από μια εκσκαφή, κάτω από τη φυσική επιφάνεια του εδάφους, όπως κατά τη διάνοιξη δρόμων σε δύσκολο γεωγραφικό ανάγλυφο με απότομα πρανή. Επίσης είναι σύνηθες φαινόμενο να χρησιμοποιούνται κατά την κατασκευή υπόγειων χώρων σε αστικές περιοχές, όταν μάλιστα υπάρχουν περιμετρικά άλλα κτίρια ή δρόμοι. Σε ειδικές περιπτώσεις λειτουργικές αιτίες επιβάλλουν την τοπική υπερύψωση της εδαφικής επιφάνειας με επίχωση στην περιοχή γύρω από την κατασκευή, όπως σε ακρόβαθρα γεφυρών ή σε λιμενικά έργα, οπότε γίνεται απαραίτητη η αντιστήριξη της εδαφικής μάζας. Τέλος οι κατασκευές αντιστήριξης γίνονται αναγκαίες στη σταθεροποίηση και προστασία φυσικών πρανών που παρουσιάζουν κινηματική αστάθεια (Κωστόπουλος, 1998).

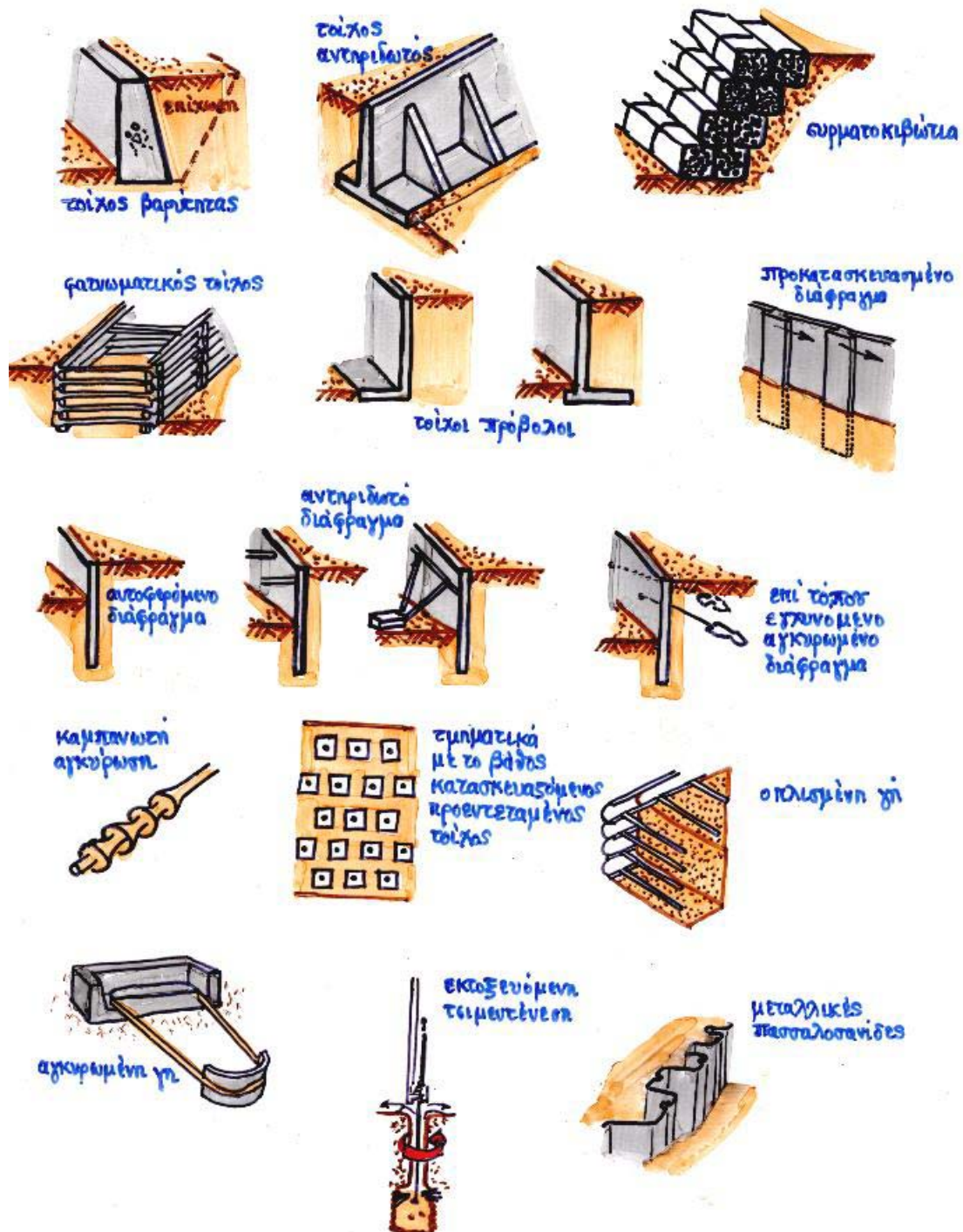
Σε κάθε περίπτωση αποτελεί νομική υποχρέωση η προσφορά προστασίας στις γειτονικές κατασκευές και στο ευρύτερο περιβάλλον του έργου, η οποία νοείται κυρίως έναντι στους κινδύνους που επιφέρει η μείωση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους και η αύξηση των καθιζήσεων αυτού. Όταν λοιπόν δεν είναι εφικτό, έννομο ή οικονομικό να υλοποιηθεί ανοικτή εκσκαφή (με ελεύθερα πρανή), επιβάλλεται η κατασκευή αντιστήριξης. Κατ'αυτήν την έννοια, τα ελεύθερα πρανή θεωρούνται ως μηδενική αντιστήριξη (Κωστόπουλος, 1998).

### 3.1.2 Χρονολογική εξέλιξη-Είδη κατασκευών αντιστήριξης

Με βάση την χρονολογική εξέλιξη της μεθοδολογίας των αντιστηρίξεων, πρώτα χρησιμοποιήθηκαν κατακόρυφοι πάσσαλοι, συνηθέστερα ξύλινοι σε δυο σειρές, για να αποτραπεί η εισροή νερού μέσα στην εκσκαφή. Το μεταξύ τους διάστημα πληρούνταν με άργιλο (Κίνα 206π.Χ.-211μ.Χ.). Τον 16<sup>ο</sup> αιώνα οι μηχανικοί της εποχής χρησιμοποίησαν για πρώτη φορά στην Ιστορία, ασβεστοκονίαμα ως υλικό πλήρωσης στη θέση της αργίλου. Αναφέρεται σε ιστορικά κείμενα ότι, την ίδια χρονολογική περίοδο, οι ανθρακωρύχοι αντιστήριζαν τις παρειές βαθιών πηγαδιών με ξύλινη επένδυση από σανίδες και οριζόντιες πλαισιωτές αντηρίδες. Η μεθοδολογία αυτή συνεχίστηκε εκάστοτε μέσα στο χρόνο χωρίς κάποια παραλλαγή και χρησιμοποιήθηκε κατά κόρον το δεύτερο ήμισυ του 19<sup>ου</sup> αιώνα λόγω των μεγάλης έκτασης κατασκευαστικών έργων (σιδηροδρομικών δικτύων και λιμανιών). Αλλά και παλαιότερα οι Γάλλοι μηχανικοί όχι μόνο είχαν αναπτύξει μεθοδολογίες αντιστήριξης με λιθόκτιστους τοίχους βαρύτητας, αλλά είχαν οδηγηθεί ακόμα και στο να αναλύσουν την συμπεριφορά τους (Κωστόπουλος, 1998).

Στις αρχές του 20<sup>ου</sup> αιώνα έγινε τομή στην τεχνική των αντιστηρίξεων με την χρησιμοποίηση του μετάλλου (πασσαλοσανίδες από χάλυβα) και του οπλισμένου σκυροδέματος (λεπτοί αυτοφερόμενοι τοίχοι), ενώ στις αρχές της δεκαετίας του 1950 έγινε πραγματική επανάσταση με την εφαρμογή της τεχνικής των επί τόπου εγχυνόμενων διαφραγμάτων και της τεχνολογίας των αγκυρώσεων. Ακολούθησε ραγδαία εξέλιξη με νεώτερες επιτευξεις *την οπλισμένη γη* (1966), *τον τμηματικά με το βάθος κατασκευαζόμενο κατά στρώσεις τοίχο* (1969), *το προκατασκευασμένο διάφραγμα* (1970), *τον κατά τμήματα προεντεταμένο τοίχο* (1975). Ενώ αντίστοιχα η εξέλιξη της τεχνολογίας των αγκυρώσεων περιλαμβάνει, *τα αγκύρια πολλαπλής ένεσης ή καμπανωτής μορφής* (1970) και *τις ηλώσεις* (1980). Την τελευταία λέξη στην τεχνολογία των αντιστηρίξεων αποτελούν τα *πολυμερή εδάφη* (1983), δηλαδή ανάμιξη εδάφους και πολυμερών υλικών με μεγάλο συντελεστή θερμικής διόγκωσης ώστε να δημιουργούν προένταση στη γεωμάζα. Επίσης και η *εκτοξευόμενη τσιμεντένεση* (jet grouting), δηλαδή η ανάμιξη εδάφους και τσιμέντου, συνήθως κάτω από εξαιρετικά υψηλές πιέσεις νερού. Οι δύο τελευταίες τεχνικές αποσκοπούν στην δημιουργία μιας επί τόπου αυτοφερόμενης γεωμάζας, η οποία λειτουργεί ως διάφραγμα, έτσι ώστε να είναι δυνατή η ανάληψη των ωθήσεων του εδάφους, το οποίο συμπεριφέρεται ως

φορτίζον στοιχείο (Κωστόπουλος, 1998). Είδη αντιστηρίξεων παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.1.



ΠΘ-ΓΚ2.1998.299

Σχήμα 3.1: Διάφορες μέθοδοι αντιστήριξης (Κωστόπουλος, 1998)

Οι κατασκευές αντιστήριξης μπορούν να υλοποιηθούν, είτε από κάτω προς τα πάνω, είτε από πάνω προς τα κάτω. Στην πρώτη κατηγορία ανήκουν οι *τοιχοί βαρύτητας* και τα εξελιγμένα μοντέλα αυτών, οι *αντηριδωτοί τοίχοι*, οι *τοιχοί πρόβολοι* κ.τ.λ. Στους τοίχους αυτούς μορφώνεται μια ανοιχτή εκσκαφή, κατασκευάζεται στη συνέχεια ο τοίχος, στις περισσότερες περιπτώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα και ακολουθεί η επίχωση του πρίσματος μεταξύ του τοίχου και του πρανούς. Οι τοίχοι βαρύτητας και οι παραλλαγές αυτών, είναι άκαμπτα δομικά στοιχεία, τα οποία ισορροπούν τις πιέσεις που ασκεί η αντιστηριζόμενη γεωμάζα, με την ανάπτυξη ορθών και διατμητικών τάσεων στη βάση τους (Κωστόπουλος, 1998).

Στη δεύτερη κατηγορία ανήκουν όλα των ειδών οι *διαφραγματικοί τοίχοι*, σημαντικό τμήμα των οποίων έχει ενταχθεί στη γεωμάζα, κάτω από την στάθμη εκσκαφής. Τα διαφράγματα κατασκευάζονται πριν από κάθε εκσκαφή κατά τρόπο συνεχή (επί τόπου εγχυνόμενα) ή ασυνεχή (πασσαλοδιαφράγματα) κατά το μήκος του μελλοντικού μετώπου. Σπανιότερα κατασκευάζονται κατά τρόπο ασυνεχή κατά το βάθος (επί τόπου εγχυνόμενο-προκατασκευασμένο). Τα διαφράγματα βρίσκονται σε επαφή με την επί τόπου γεωμάζα και για να διατηρηθεί η ισορροπία κινητοποιείται η διατμητική αντοχή του εδάφους κάτω από την στάθμη εκσκαφής. Η ευκαμψία των διαφραγμάτων κυμαίνεται σε ευρύτατα όρια, γεγονός το οποίο έχει σημαντικότατο αποτέλεσμα στην κατανομή των εδαφικών πιέσεων (Κωστόπουλος, 1998).

Όσο πιο εύκαμπτη είναι η κατασκευή αντιστήριξης τόσο μικρότερες είναι οι καμπτικές ροπές που δημιουργούνται, αλλά και τόσο μεγαλύτερες αναμένεται να είναι οι προκύπτουσες μετακινήσεις, ιδίως στα αυτοφερόμενα διαφράγματα, δηλαδή χωρίς αντηρίδες ή αγκύρια. Από την άλλη, η πολυπλοκότητα της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής αυξάνεται με τον αριθμό κατά ύψος σειρών των αντηρίδων ή των αγκυρίων, δηλαδή με την στατική πλεοναστικότητα (*redundancy*). Οπότε γίνεται κατανοητό ότι οι μηχανισμοί αλληλεπίδρασης, που ελέγχουν την συμπεριφορά των πολλαπλώς αγκυρωμένων διαφραγμάτων, είναι πολυσύνθετοι (Κωστόπουλος, 1998).

### 3.1.3 Κριτήρια ταξινόμησης μηχανισμών αντιστηρίξεων

Οι κατασκευές αντιστήριξης μπορούν να ταξινομηθούν με βάση την έννοια της “μετακίνησης” σύμφωνα με τρία κριτήρια.

- Το νεώτερο (ηλικιακά) κριτήριο, στο οποίο ο βασικός μηχανισμός αντιστήριξης, θέλει τις αντιστηρίξεις να σταθεροποιούνται είτε εξωτερικά, είτε

εσωτερικά και να σταθεροποιούν τις εκσκαφές ή επιχώσεις κατά τρόπο πολύ διαφορετικό.

- I. Εξωτερικά σταθεροποιούμενες αντιστηρίξεις είναι εκείνες, στις οποίες οι εδαφικές πιέσεις αθροίζονται, παράγοντας μια συνολική δράση την οποία καλείται να παραλάβει η αντιστήριξη (συμβατική προσέγγιση του ζητήματος).
- II. Εσωτερικά σταθεροποιούμενα συστήματα, όπως η οπλισμένη γη, καλούνται τα συστήματα στα οποία η εδαφική μάζα επιμερίζεται, έτσι ώστε κάθε τμήμα της να αντιστηρίζεται από ένα τοπικού χαρακτήρα στοιχείο ενίσχυσης (π.χ. οπλισμός).

● Ένα δεύτερο κριτήριο ταξινομεί τις αντιστηρίξεις αναλόγως με το γεωϋλικό που αντιστηρίζεται.

● Τέλος, το παλαιότερο κριτήριο ταξινόμησης διαχωρίζει τις αντιστηρίξεις αναλόγως του μεγέθους των ασκούμενων πιέσεων, οι οποίες κυμαίνονται από την μηδενική τιμή στα ελεύθερα πρηνή (φυσικό υλικό) έως τις πιέσεις συμπύκνωσης στα τεχνητά γαιώδη υλικά της επίχωσης. Οι μετακινήσεις εδώ λαμβάνονται *a priori* ως ανεξέλεγκτες, δηλαδή θεωρείται, ότι εξαιτίας των “πιέσεων ηρεμίας”, η μετακίνηση του συστήματος ήταν μηδενική, ώστε όλη η επιστημονική κοινότητα να αναλώνεται στην στατική ανάλυση με στόχο την διαστασιολόγηση του φορέα (Κωστόπουλος, 1998).

Ακόμα ένας διαχωρισμός μεταξύ των κατασκευών αντιστήριξης, γίνεται με βάση τον χρόνο ζωής κάθε κατασκευής. Έτσι *οι τοίχοι βαρύτητας* χαρακτηρίζονται ως *μόνιμες* κατασκευές παραλαβής εδαφικών φορτίων. Λόγω του μόνιμου χαρακτήρα αυτών, είναι σημαντικό, να προβλεφθούν κατά τρόπο ρεαλιστικό, οι μακροχρόνιες επιδράσεις που πρόκειται να υποστεί το σύστημα. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτεί η παρουσία νερού, που συνήθως αντιμετωπίζεται μέσω της πρόβλεψης κάποιου συστήματος αποστράγγισης ή απορροής. Η σχεδίαση των τοίχων βαρύτητας, κατά κανόνα, πραγματοποιείται έτσι ώστε να φέρουν ενεργητικές ωθήσεις που προέρχονται από την αντιστηριζόμενη γεωμάζα (Κωστόπουλος, 1998).

Αντιθέτως τα διαφράγματα σχεδιάζονται κατά κανόνα ως *προσωρινές* αντιστηρίξεις, συνεπώς είναι οι μικροχρόνιες επιδράσεις (κατά την φάση της κατασκευής και κατά τα πρώτα στάδια λειτουργίας) που απαιτούν μεγάλη προσοχή. Με δεδομένο το γεγονός ότι τα διαφράγματα κάθε είδους συνδέονται γενικώς με μικρές μετακινήσεις (μικρότερες συνήθως του 1% του αντιστηριζόμενου μετώπου) τίθεται υπό

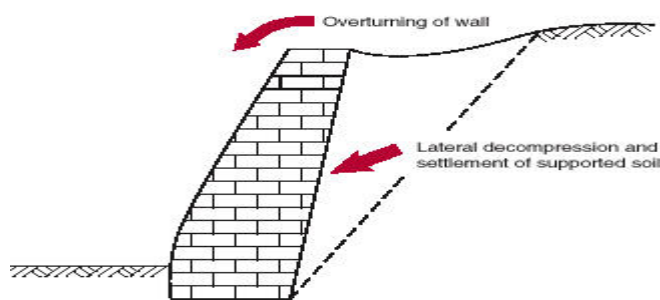
αμφισβήτηση η αντιπροσωπευτικότητα των ιδεατών αναλυτικών προσομοιωμάτων ενεργητικής και παθητικής ώθησης της κλασσικής εδαφομηχανικής (Κωστόπουλος, 1998).

## 3.2 Διαφράγματα

### 3.2.1 Γενικά

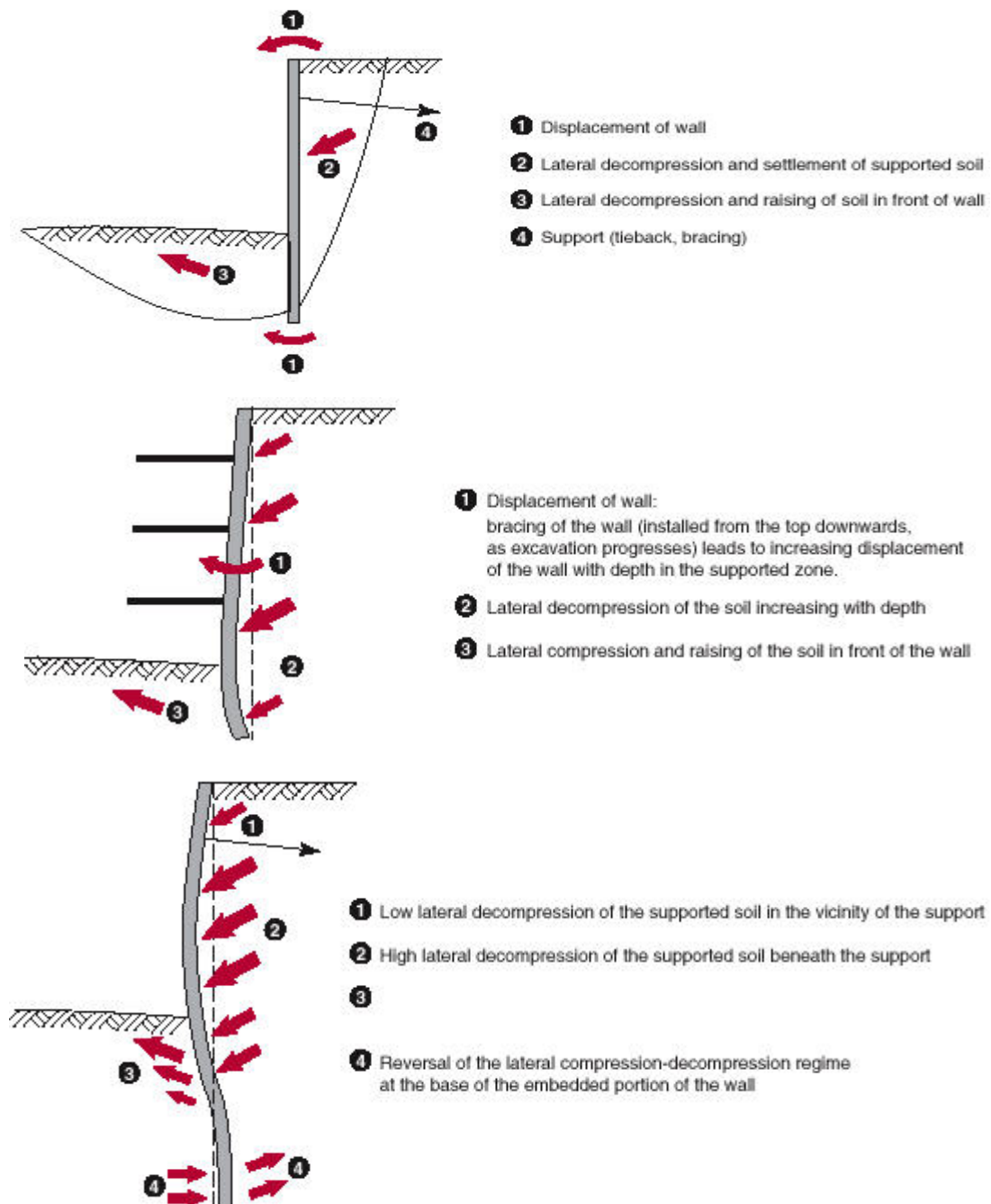
Στην τυπική τους μορφή τα διαφράγματα αποτελούν λεπτές κατασκευές, με χαρακτήρα συνήθως προσωρινό και αντιστηρίζουν συνήθως μέτωπα εκσκαφών. Υλοποιούνται από πάνω προς τα κάτω (πριν την πραγματοποίησης της εκσκαφής). Για τη διατήρηση της ισορροπίας κινητοποιείται η διατμητική αντοχή του εδάφους κάτω από την στάθμη της εκσκαφής, σε συνδυασμό μερικές φορές με πλευρικές στηρίξεις που δρουν στο αντιστηριζόμενο μέτωπο. Αυτές οι πλευρικές στηρίξεις μπορεί να είναι είτε αγκύρια (που τοποθετούνται εσωτερικά του μετώπου), είτε αντηρίδες που τοποθετούνται εξωτερικά αυτού (Κωστόπουλος, 1998).

Η αλληλεπίδραση του εδάφους-κατασκευής, στην περίπτωση των διαφραγμάτων διαφέρει σημαντικά από εκείνη που συναντάται στους τοίχους βαρύτητας. Στα διαφράγματα, όσο η ευκαμψία του συστήματος αυξάνεται σε σχέση με την απόκριση του εδάφους, τόσο συνθετότερη εμφανίζεται η αλληλεπίδραση (Κωστόπουλος, 1998). Για την αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής, οι θεωρίες των Coulomb, Rankine και Boussinesq, δίνουν ικανοποιητικές εξηγήσεις εφόσον οι ενεργές ωθήσεις είναι αυτές που εξετάζονται σε τέτοιου είδους άκαμπτες κατασκευές (Delattre, 1999). Στις άκαμπτες κατασκευές, ο τρόπος αστοχίας του τοίχου, συνήθως προέρχεται από την ανατροπή αυτού, από την επίδραση των ενεργών ωθήσεων και η επιφάνεια αστοχίας είναι αυτή που ορίζεται από την επιφάνεια θραύσης της ενεργό ώθησης (Σχήμα 3.2) (Delattre, 2001).



Σχήμα 3.2: Κινηματική τοίχου βαρύτητας και εδάφους (Delattre, 2001)

Εξαιτίας της ευρείας εφαρμογής των εύκαμπτων τοίχων αντιστήριξης τα τελευταία χρόνια, μελετήθηκε η νέα μορφή αλληλεπίδρασης μεταξύ τοίχου και εδάφους. Στο Σχήμα 3.3, φαίνονται η αλληλεπίδραση στην κινηματική μεταξύ διαφόρων μορφών αντιστηρίξεων και του εδάφους. Αρχικά παρουσιάζεται ένας τοίχος άκαμπος, στη συνέχεια ένα σύστημα αντιστήριξης με πολλαπλή σειρά αντηρίδων και τελικά παρουσιάζεται ένας εύκαμπος αγκυρωμένος τοίχος.



Σχήμα 3.3: Κινηματική απεικόνιση αλληλεπίδρασης διαφόρων διατάξεων αντιστήριξης και εδάφους (Delattre, 2001)

### 3.2.2 Τεχνολογία και διατάξεις διαφραγμάτων

Οι διατάξεις διαφραγμάτων που χρησιμοποιούνται κυρίως είναι οι εξής:

- Πασσαλοσανίδες
- Πασσαλοδιαφράγματα
- Διάφραγμα του Βερολίνου (Berlinoise)
- Επί τόπου εγχυνόμενο διάφραγμα

Οι πασσαλοσανίδες είναι συνήθως μεταλλικές Εικόνα 3.1 και Εικόνα 3.2.

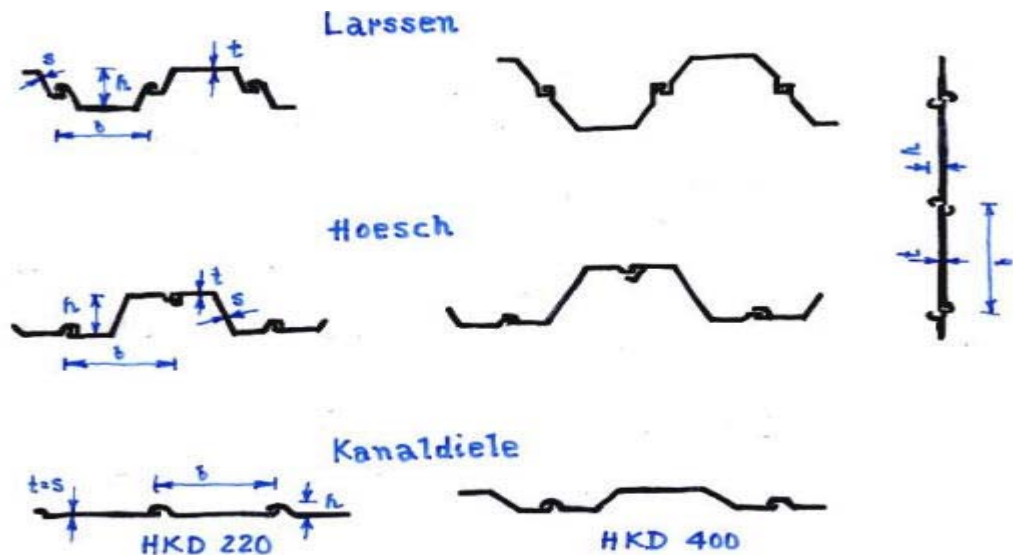


Εικόνα 3.1: Κατασκευή διαφράγματος σε θαλάσσιο περιβάλλον με πασσαλοσανίδες (FAD, 2003)



Εικόνα 3.2: Διάφραγμα με πασσαλοσανίδες σε παράκτια περιοχή (FAD, 2003)

Η κατασκευή διαφραγμάτων με τη χρήση των χαλύβδινων πασσαλοσανίδων, έχει το πλεονέκτημα, ότι είναι εύκολη η μεταφορά και η χρήση τους σε διάφορες συνθήκες. Όμως η πρόκληση θορύβου και οι δονήσεις κατά τη διάρκεια της έμπηξης, μπορούν να προκαλέσουν καθιζήσεις. Επίσης κατά τη σύνδεση των τεμαχίων, απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή έτσι ώστε να γίνει στεγανή η σύνδεση αυτών, διότι, οι συγκολλήσεις των τεμαχίων αποτελούν ευαίσθητες ζώνες (κυρίως για τη διάβρωση). Το μήκος των πασσαλοσανίδων ορίζεται πρώτιστα, από τις απαιτήσεις ευστάθειας, εξαρτάται όμως από την τεχνική που ακολουθείται κατά την έμπηξη και από τα χαρακτηριστικά του εδάφους (Κωστόπουλος, 1998). Οι συνηθέστεροι τύποι μεταλλικών πασσαλοσανίδων, που ορίζονται από την εκάστοτε βιομηχανία είναι αυτοί του Σχήματος 3.4.



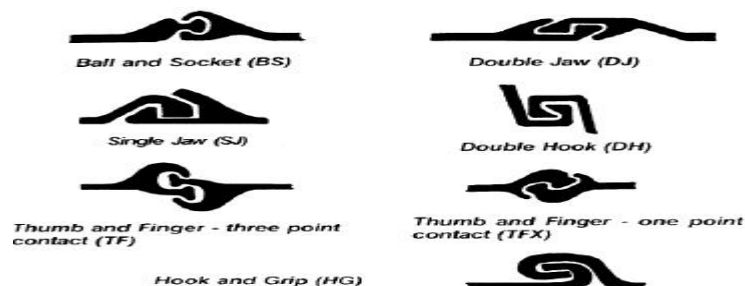
Σχήμα 3.4: Τύποι πασσαλοσανίδων διαφόρων κατασκευαστικών εταιριών (Κωστόπουλος, 1998)

Τα σχήματα των πασσαλοσανίδων, που χρησιμοποιούνται είναι το σχήμα-Z και το σχήμα-U. Το σχήμα-Z (Σχήμα 3.5) βρίσκει ευρεία χρήση στην Β.Αμερική και η ακαμψία αυτού του τοίχου, αναπτύσσεται από κάθε χαλύβδινο τεμάχιο, χωρίς τη θεωρητική βοήθεια από τους συνδέσμους που κλειδώνουν τα τεμάχια μεταξύ τους.



Σχήμα 3.5: Πασσαλοσανίδες συνδεδεμένες, σχήματος-Z (FAD, 2003)

Το σχήμα-U χρησιμοποιείται κυρίως στην Ευρώπη και η ακαμψία του τοίχου, αναπτύσσεται από ζεύγος τεμαχίων ενώ το φορτίο μεταφέρεται μέσω των εσωτερικών κλειδωμάτων (FAD, 2003). Οι τύποι διάφορων συνδέσμων μεταξύ πασσαλοσανίδων φαίνονται στο Σχήμα 3.6.



Σχήμα 3.6: Τύποι συνδέσμων μεταξύ πασσαλοσανίδων (FAD, 2003)

Στα πασσαλοδιαφράγματα, οι πάσσαλοι κατασκευάζονται ως έγχυτοι ή σε ειδικές περιπτώσεις ως έγχυτοι εμπηγνύμενοι, με χρήση προσωρινού περιβλήματος ή με χρήση αιωρήματος μπεντονίτη το οποίο εξασφαλίζει την ευστάθεια των παρειών της οπής (Κωστόπουλος, 1998). Στο Σχήμα 3.7 φαίνεται η γενική εικόνα ενός πασσαλοδιαφράγματος.

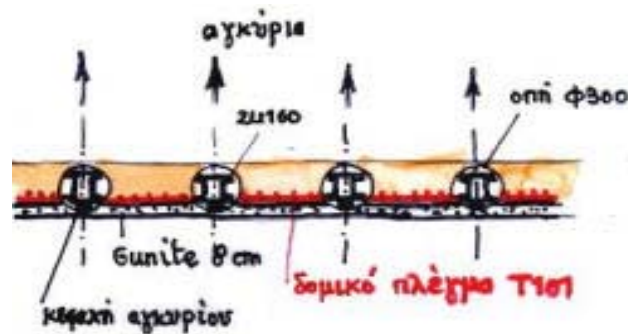


Σχήμα 3.7: Τυπική μορφή ενός πασσαλοδιαφράγματος (Κωστόπουλος, 1998)

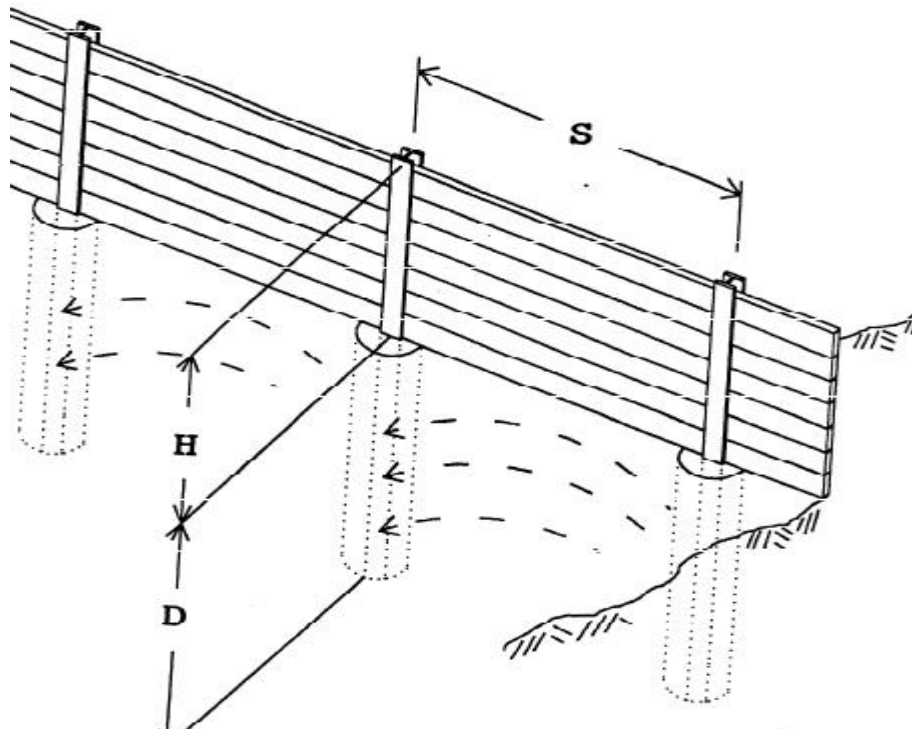
Αρχικά κατασκευάζεται η σειρά I, χωρίς οπλισμό, (Σχήμα 3.7), στη συνέχεια η σειρά II με οπλισμό. Κατά τη διάτρηση των οπών της 2<sup>ης</sup> σειράς, καταστρέφεται ένα τμήμα της διαμέτρου των πασσάλων της 1<sup>ης</sup> σειράς πάχους  $2d$ . Το συγκεκριμένο σύστημα έχει την ικανότητα παραλαβής σημαντικών ωθήσεων, χρόνο ζωής πρακτικά απεριόριστο και προσαρμογή του μήκους του κάθε πασσάλου στις επί τόπου συνθήκες. Όμως η κατασκευή απαιτεί εξειδικευμένο προσωπικό, έχει μεγάλο κόστος και είναι απαραίτητη η ακρίβεια στην τοποθέτηση των πασσάλων καθώς απαιτείται η απόκλιση από την κατακόρυφο να είναι  $<1\%$  (Κωστόπουλος, 1998).

Η κατασκευή του διαφράγματος του Βερολίνου (Berlinoise), εξελίσσεται ως εξής: Αρχικά δημιουργούνται διατρήματα κυλινδρικής οπής, στη συνέχεια τοποθετούνται στα διατρήματα χαλύβδινοι πάσσαλοι διατομής H. Ακολουθεί η πλήρωση της οπής με τσιμεντένιο και στην τελική φάση τοποθετούνται επίπεδα στοιχεία από ξύλο, μέταλλο, προκατασκευασμένο σκυρόδεμα ή τελευταία η επένδυση του μετώπου εκσκαφής με μεταλλικό πλέγμα και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, σταδιακά με την πρόοδο της εκσκαφής. Η μέθοδος εφαρμόζεται σε περιπτώσεις που η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα είναι χαμηλότερη από την στάθμη της γενικής εκσκαφής, διαφορετικά απαιτείται υποβιβασμός της στάθμης του νερού (Κωστόπουλος, 1998). Η παραπάνω διάταξη είναι δυνατό να ενισχυθεί με την τοποθέτηση αγκυρίων σε προκαθορισμένες θέσεις σύμφωνα με την μελέτη της αντιστήριξης. Στο Σχήμα 3.8 φαίνεται σε κάτοψη

έναν τυπικό τοίχο με την μέθοδο του Βερολίνου. Στο Σχήμα 3.9 φαίνεται σε τρεις διαστάσεις η παραπάνω διάταξη με τη διαφορά ότι ανάμεσα στους χαλύβδινους πασσάλους υπάρχει ξύλινη επένδυση αντί για εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

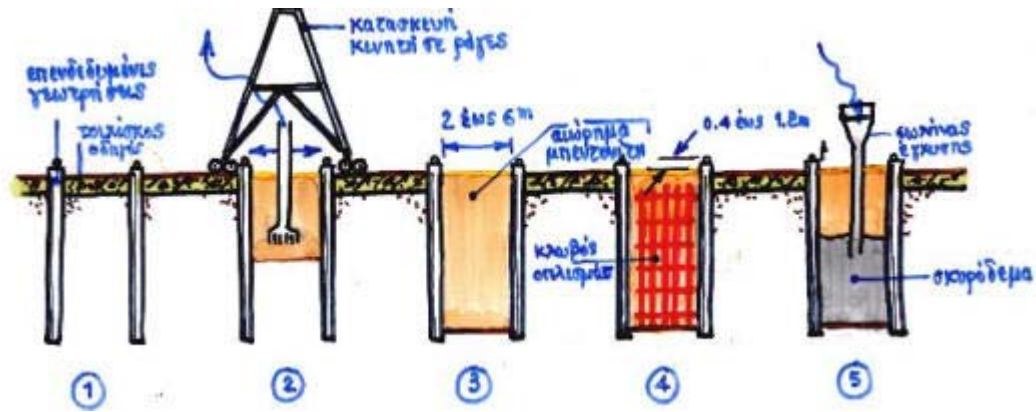


Σχήμα 3.8: Κάτοψη διαφράγματος του Βερολίνου (Κωστόπουλος, 1998)



Σχήμα 3.9: Διάφραγμα του Βερολίνου με ξύλινη επένδυση (CTSM, 1995)

Το επί τόπου εγχυόμενο διάφραγμα, αποτελείται κατά κύριο λόγο, από πασσαλοδιαφράγματα προηγμένης τεχνολογίας. Οι αρχές της συγκεκριμένης μεθόδου κατασκευής, παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.10.



Σχήμα 3.10: Στάδια κατασκευής τυπικού επί τόπου εγχυνόμενου διαφράγματος (Κωστόπουλος, 1998)

1. Στην πρώτη φάση της κατασκευής δημιουργείται, επενδυόμενη γεώτρηση και ένας τοίχος που θα λειτουργήσει αργότερα σαν οδηγός.
2. Στη δεύτερη φάση, εκτελείται η εκσκαφή μέσω τρυπανιού, με σύγχρονη κυκλοφορία αιωρήματος μπετονίτη. Σε λεπτόκοκκα εδάφη το τρυπάνι αντικαθίσταται από ορθογωνική αρπάγη.
3. Στο τρίτο στάδιο, η εκσκαφή έχει διανοιχτεί σε όλο της το βάθος και η ευστάθεια των μετώπων της εξασφαλίζεται κυρίως μέσω της υδροστατικής πίεσης την οποία ασκεί το αιώρημα του μπετονίτη στα μέτωπα.
4. Στη συνέχεια, ακολουθεί ο υποβιβασμός του κλωβού του οπλισμού στην ορθογωνική διατομή της εκσκαφής. Η σταθερότητα της απόστασης, μεταξύ του κλωβού και της κατακόρυφης παρειάς της εκσκαφής, εξασφαλίζεται με κατάλληλα διαμορφωμένες ράβδους οπλισμού.
5. Στην τελική φάση της σκυροδέτησης, η κατώτερη άκρη του σωλήνα έγχυσης, θα πρέπει να βρίσκεται συνεχώς μέσα σε “φρέσκο” σκυρόδεμα. Πριν την σκυροδέτηση θα πρέπει να γίνει επανακύκλωση του αιωρήματος του μπετονίτη, ώστε τα αμμώδη υλικά να διασπείρονται ομοιόμορφα μέσα σε αυτό. Τέλος αποσύρονται οι κύλινδροι επένδυσης.

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα αυτής της μεθόδου αντιστήριξης είναι ότι εξασφαλίζει μεγάλη στεγανότητα, έχει χρόνο ζωής θεωρητικά άπειρο, δυνατότητα διείσδυσης σε εδάφη που εμφανίζουν εμπόδια, έχει ικανότητα ανάληψης μεγάλων τιμών πλευρικών ωθήσεων και επιπλέον, το ύψος των πανέλων μπορεί να προσαρμοστεί στις εκάστοτε συνθήκες. Μειονέκτημα αποτελεί η απαραίτητη παρουσία εξειδικευμένου συνεργείου

κατασκευής και το υψηλό κόστος κατασκευής (συνήθως 2 έως 3 φορές εκείνου που αντιστοιχεί στις κατασκευές με πασσαλοσανίδες) (Κωστόπουλος, 1998).

### 3.2.3 Πλευρικές στηρίξεις

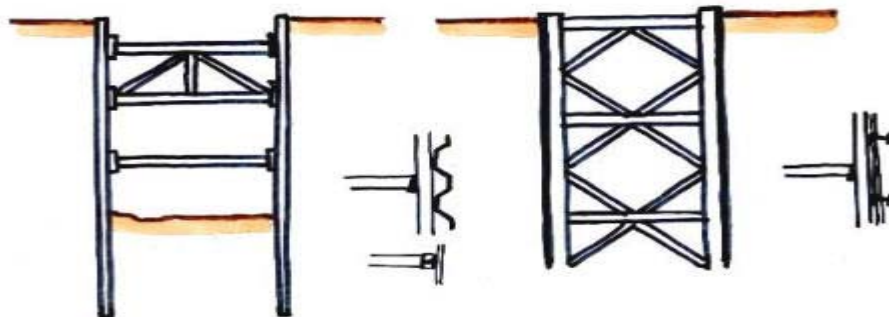
Στα συστήματα αντιστήριξης, συνήθως χρησιμοποιούνται επιπλέον ενισχυτικά μέσα έτσι ώστε να δημιουργούν πλευρικές στηρίξεις σε συγκεκριμένα σημεία του τοίχου. Η αναγκαία χρήση αυτών των επιπρόσθετων στοιχείων στην κατασκευή, προκύπτει από το γεγονός ότι οι εκσκαφές, των οποίων τα βάθη είναι σημαντικά, επιβάλουν την ευαισθησία στον μηχανικό, να ακολουθήσει ασφαλή σχεδιασμό (Κωστόπουλος, 1998). Η χρησιμότητα αυτών των πλευρικών στηρίξεων, δικαιολογείται από τους εξής λόγους:

- Η απουσία πλευρικών στηρίξεων σε βαθιές εκσκαφές, θα οδηγούσε σε μη αποδεκτές μετακινήσεις της αντιστήριξης, συνεπώς και του αντιστηριζόμενου μετώπου.
- Για την επίτευξη παραδεκτών μετακινήσεων σε μία αντιστήριξη χωρίς πλευρικές στηρίξεις, το κόστος θα ήταν απογορευτικό.

Οι κυριότερες πλευρικές αντιστηρίξεις που χρησιμοποιούνται είναι:

- 1 Αντηρίδες
- 2 Αγκύρια

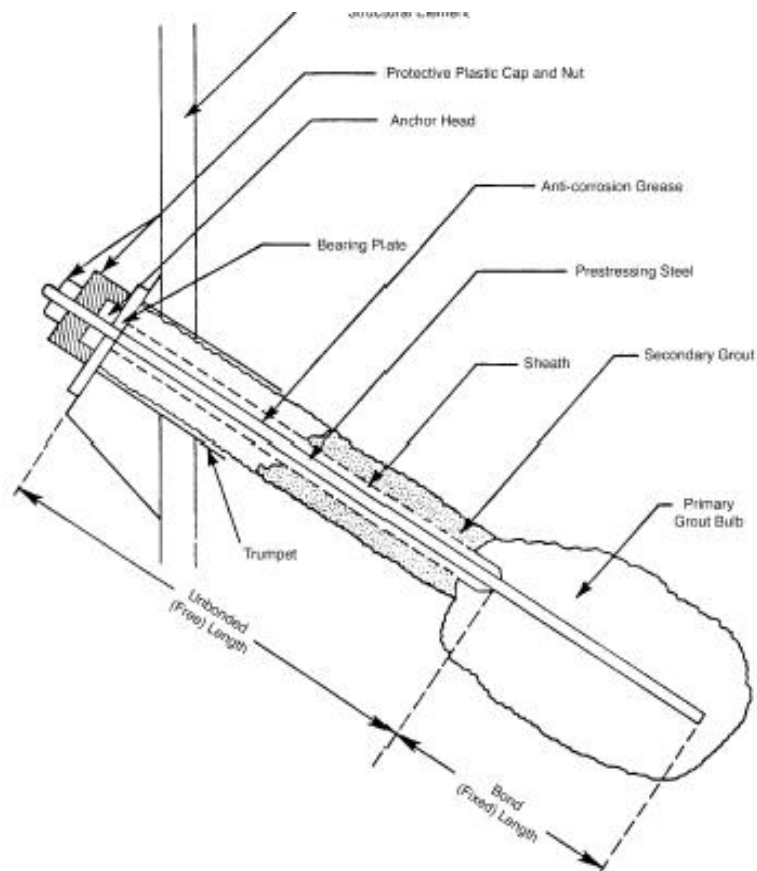
Οι αντηρίδες, είναι γραμμικά στοιχεία, συνήθως άκαπτα, από χάλυβα ή από σκυρόδεμα, με διατομή ορθογωνική ή κυκλική. Προτασκευάζονται πριν από κάθε εργασία εκσκαφής, καταβιβάζονται στην προδιατεταγμένη θέση τους και συνδέονται με το διάφραγμα μέσω μικρών σφηνών (Κωστόπουλος, 1998). Στο Σχήμα 3.11 φαίνονται τυπικές μορφές αντηρίδων εντός εκσκαφών. Η λειτουργία τους βασίζεται στην θλιπτική δύναμη που ασκούν στις παρειές των εκσκαφών.



Σχήμα 3.11: Διατάξεις αντηρίδων (Κωστόπουλος, 1998)

Τα αγκύρια είναι γραμμικά εύκαμπτα στοιχεία, από χάλυβα υψηλής αντοχής που συνήθως έχουν μορφή καλωδίων ή ράβδων. Η αρχή λειτουργίας τους βασίζεται στη δημιουργία ενός πεδίου πλευρικής συμπίεσης μέσα στο έδαφος, η οποία συγκρατεί το μεταλλικό στοιχείο, απορροφώντας τις εφελκυστικές τάσεις χρησιμοποιώντας την τριβή που αναπτύσσεται μεταξύ του εδάφους και της πακτωμένης επιφάνειας του αγκυρίου (Κωστόπουλος, 1998).

Αρχικά γίνονται τα διατρήματα σύμφωνα με την μελέτη, στη συνέχεια τοποθετούνται τα αγκύρια στις οπές των διατρημάτων και ακολουθεί η εισαγωγή τσιμεντενέματος υπό πίεση. Το μήκος της πάκτωσης είναι συγκεκριμένο, ανάλογα με τις εκάστοτε σχεδιαστικές οδηγίες. Μετά από ορισμένο χρονικό διάστημα (περίπου μίας εβδομάδας, το τσιμεντένεμα έχει αποκτήσει την απαιτούμενη αντοχή) το εξέχον τμήμα των καλωδίων στερεώνεται στο εμφανές μέτωπο του διαφράγματος μέσω ειδικής κεφαλής. Στις περισσότερες περιπτώσεις οι τένοντες των αγκυρίων προεντείνονται πριν στερεωθούν. Στο Σχήμα 3.12 φαίνεται σε τομή ένα αγκύριο τοποθετημένο σε κάποιο κατασκευαστικό στοιχείο.



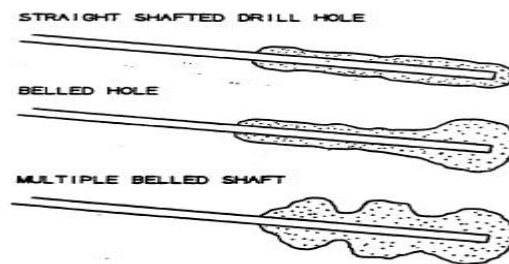
Σχήμα 3.12: Τομή αγκυρίου τοποθετημένο σε τοίχο αντιστήριξης (CFM, 1997)

Τα πλευρικά αγκύρια (tiebacks anchors) μπορούν να χρησιμοποιηθούν είτε σε μόνιμες είτε σε προσωρινές κατασκευές αντιστήριξης. Είναι εφικτό να χρησιμοποιηθούν σε διαφράγματα από πασσαλοσανίδες και σε τοίχους του Βερολίνου, προσφέροντας την δυνατότητα να αυξηθεί το βάθος των εκσκαφών σε αυτές τις περιπτώσεις (CFM, 1997).

Τα βασικά τμήματα στην τοποθέτηση ενός αγκυρίου, όπως φαίνονται στο Σχήμα 3.12, είναι τα εξής (CFM, 1997):

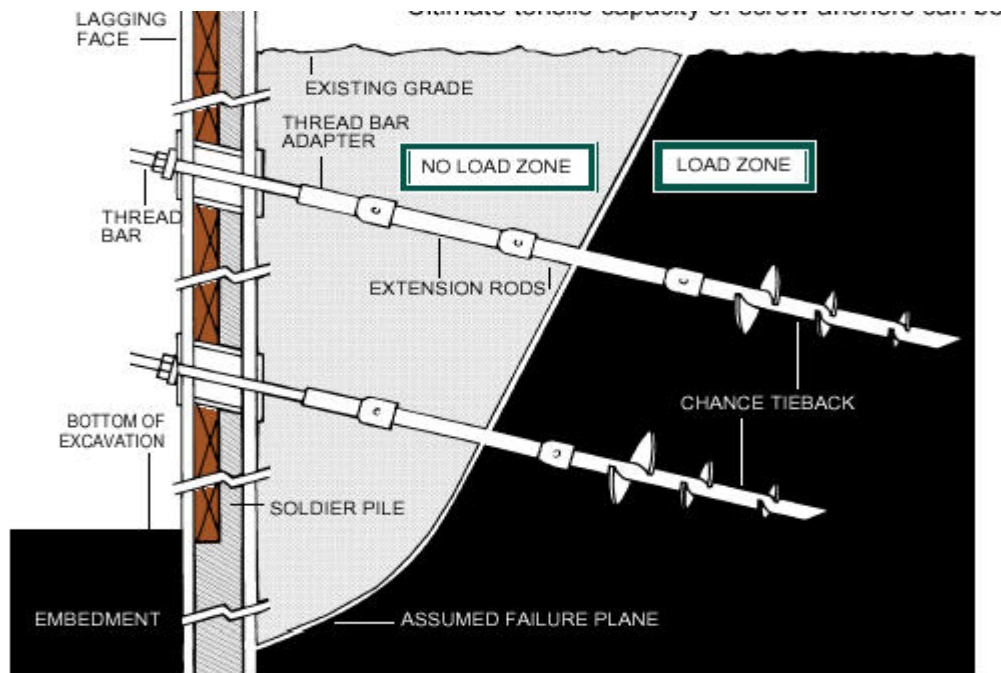
- ◆ Το *πακτωμένο μήκος των τεντώνων (bonded length)*, είναι το τμήμα του χαλύβδινου στοιχείου, που πακτώνεται με τσιμεντένεμα, το οποίου δημιουργεί ένα βολβό γύρω από τον τένοντα. Το πρωτεύον πακτωμένο τμήμα μεταφέρει το φορτίο στο έδαφος ή στο βράχο και είναι γνωστό σαν ζώνη αγκυρίου (anchor zone).
- ◆ Το *ελεύθερο μήκος των τεντώνων (unbonded length)*, είναι το τμήμα του χαλύβδινου στοιχείου, που είναι ελεύθερο να επιμηκυνθεί ελαστικά και να διαβιβάσει την αντίσταση από το πακτωμένο τμήμα στην επιφάνεια του τοίχου. Σε αυτό συμπεριλαμβάνεται και το δευτερεύον πακτωμένο τμήμα το οποίο όμως δεν δημιουργεί σχήμα βολβού.
- ◆ Το *προεντεταμένο τμήμα του αγκυρίου (prestressing steel-support member)* είναι το χαλύβδινο καλώδιο ή ράβδος που μεταφέρει το φορτίο από την αντίδραση του τοίχου στο πακτωμένο τμήμα.
- ◆ Η πλάκα στην οποία στερεώνεται η κεφαλή του αγκυρίου (*anchorage*), επιτρέπει την τάνυση του αγκυρίου και το κλείδωμα των χαλύβδινων τεντώνων.
- ◆ Το *τσιμεντένεμα (grout)*, συμβάλλει στην προστασία από τη διάβρωση καθώς και στην μεταφορά του φορτίου από το προεντεταμένο τμήμα στο έδαφος ή στο βράχο.

Στο Σχήμα 3.13, φαίνονται διάφορες μορφές που μπορεί να έχει το πακτωμένο μήκος του αγκυρίου.



Σχήμα 3.13: Μορφές πακτωμένου τμήματος αγκυρίου (CTSM, 1996)

Μια νέα μορφή αγκυρίων είναι τα αυτή κατά την οποία τα αγκύρια έχουν σε ορισμένο μήκος περύγια και “βιδώνονται” στο έδαφος (Σχήμα 3.14). Η τοποθέτηση τους επιτυγχάνεται ταυτόχρονα με τη διάτρηση με ειδικό εξοπλισμό περιστροφικής διάτρησης. Σημαντικό πλεονέκτημα αυτών των αγκυρίων, είναι ότι μπορούν να λειτουργήσουν αποτελεσματικά σε οποιοδήποτε είδος εδάφους. Επιπλέον μπορούν να αποσυρθούν και να ξαναχρησιμοποιηθούν.



Σχήμα 3.14: Βιδωτά αγκύρια (Chance Co, 2000)

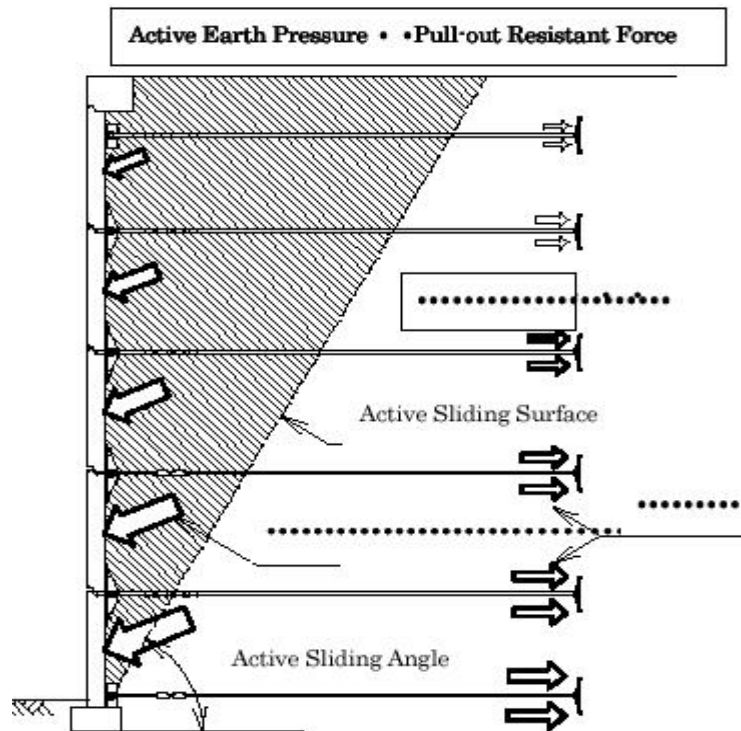
Σύμφωνα με τη γενική εξίσωση της φέρουσας ικανότητας (general bearing capacity equation), η μέγιστη αντίσταση κατά την απόσπαση ενός αγκυρίου (pull-out resistance of anchor plate), δίνεται από τη παρακάτω σχέση σύμφωνα με τους (Hashimoto, et al, 2001):

$$Q_{pu} = cN_c + q_p N_p \quad (3.1)$$

όπου:

- $Q_{pu}$  είναι η μέγιστη αντίσταση της απόσπασης του αγκυρίου
- $c$  είναι η συνοχή του εδάφους
- $q_p$  είναι οριακή πίεση κάτω από την οποία το αγκύριο δεν μετακινείται
- $N_c, N_p$  είναι συντελεστές της φέρουσας ικανότητας για την αντίσταση κατά την απόσπαση του αγκυρίου

Στο Σχήμα 3.15 φαίνεται η αύξηση της ενεργό ώθησης και της αντίστασης του αγκυρίου με την αύξηση του ύψους του τοίχου αντιστήριξης.



Σχήμα 3.15: Αύξηση της ενεργό ώθησης και της αντίστασης του αγκυρίου με το ύψος (Hashimoto, et al, 2001)

Για εντελώς συνεκτικά εδάφη, η μέγιστη αντίσταση κατά την απόσπαση ενός αγκυρίου, σε κατακόρυφες και οριζοντιές θέσεις, είναι συνάρτηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής κατά (Merifield, et al, 2001) πηγή (Merifield, et al, 2003):

$$q_u = \frac{Q_u}{A} = c_u N_c \quad (3.2)$$

όπου το  $N_c$  για ομογενές έδαφος είναι:

$$N_c = \left( \frac{q_u}{c_u} \right)_{\gamma \neq 0} = N_{co} + \frac{\gamma H_a}{c_u} \quad (3.3)$$

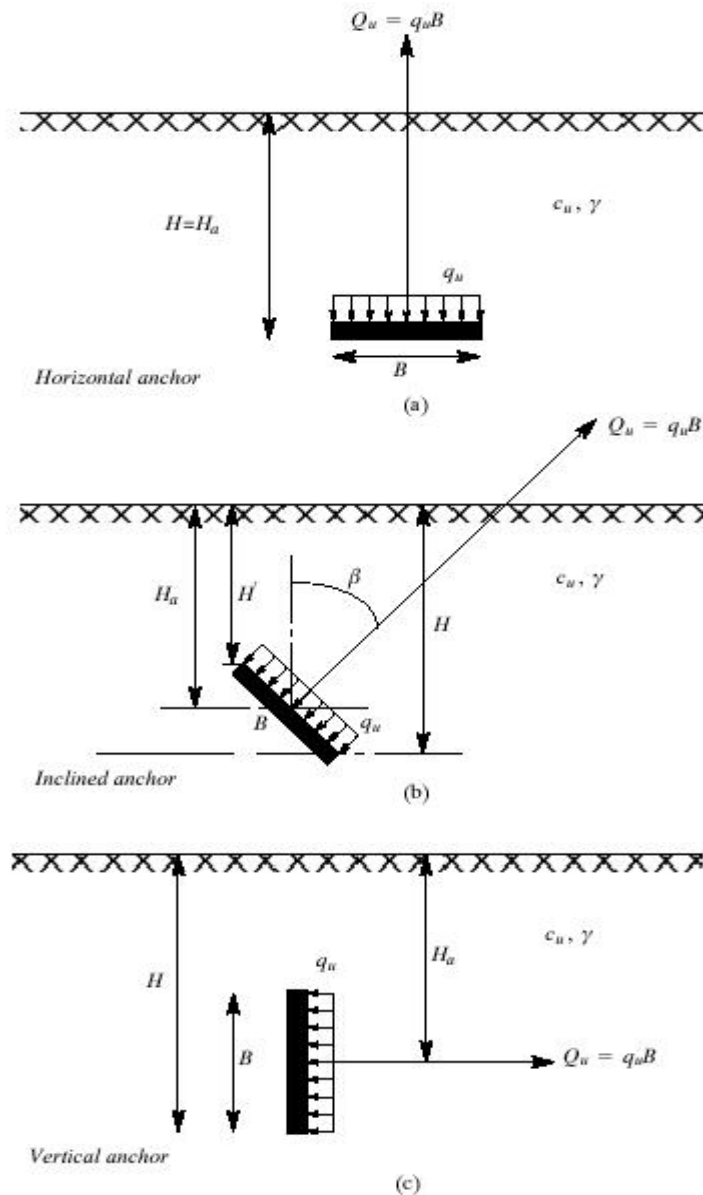
όπου το  $N_o$  είναι:

$$N_{co} = \left( \frac{q_u}{c_u} \right)_{\gamma=0} \quad (3.4)$$

Για αγκύρια με κλίση η σχέση (3.3) γράφεται:

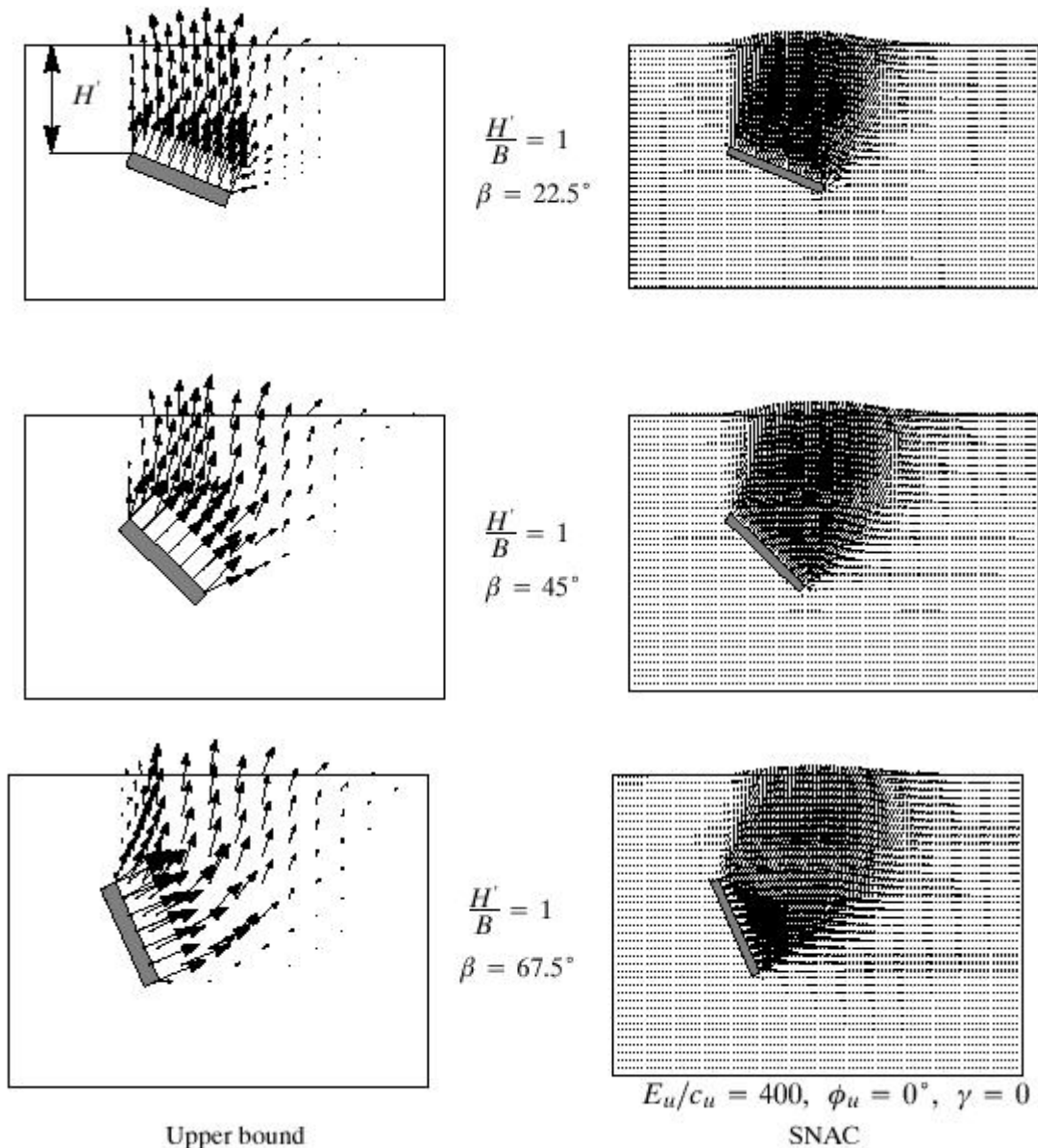
$$N_c = N_{co\beta} + \frac{\gamma H_a}{c_u} \quad (3.5)$$

Στο Σχήμα 3.16, απεικονίζονται οι τρεις περιπτώσεις κατακόρυφου, με κλίση και οριζόντιου αγκυρίου.



Σχήμα 3.16: Περιπτώσεις αντίδρασης αγκυρίου ανάλογα με την κλίση του (Merifield, et al, 2003)

Ο μηχανισμός αστοχίας που παρατηρείται σε αγκύρια με κλίση παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.17, από τα διαγράμματα που προέκυψαν με τη μέθοδο του ανώτερου και κατώτερου ορίου (upper and lower bound limit analysis) και τα διαγράμματα μετατόπισης από τη χρήση του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων (SNAC). Από τη σύγκριση των διαγραμμάτων απορρέει, ότι τα διάνυσμα και οι τιμές των μετατοπίσεων από τις δύο μεθόδους, είναι παραπλήσιες (Merifield, et al, 2003).

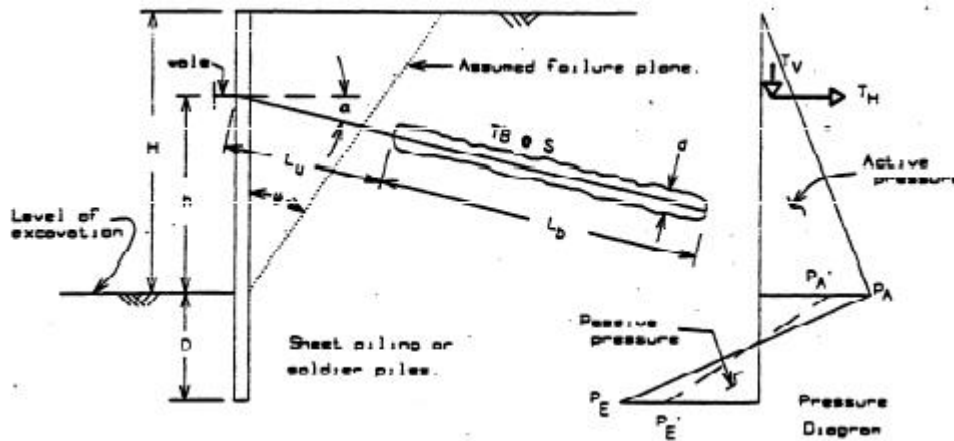


Σχήμα 3.17: Τρόπος αστοχίας αγκυρίων με κλίση σε εντελώς συνεκτικό αβαρές έδαφος (Merifield, et al, 2003)

### 3.2.4 Αγκυρωμένοι εύκαπτοι διαφραγματικοί τοίχοι

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζουν οι εύκαπτοι αγκυρωμένοι τοίχοι αντιστήριξης και κυρίως αυτοί που αποτελούνται από πασσαλοσανίδες και τα διαφράγματα Βερολίνου. Οι δύο αυτοί τύποι διαφραγμάτων, συνήθως χρησιμοποιούνται σαν προσωρινά έργα. Η συνολική ευστάθεια και η απαιτούμενη αντοχή των δομικών στοιχείων, σε αυτήν την περίπτωση, των αγκυρωμένων διαφραγμάτων, εξαρτάται από πολυάριθμους παράγοντες όπως, τη σχετική ακαμψία των στοιχείων, το βάθος έμφυξης των

πασσάλων, την ακαμψία και την αντοχή του εδάφους, το μήκος των αγκυρίων και το ποσοστό μετακίνησης των αγκυρίων (CTSM, 1996). Τα αγκυρωμένα συστήματα, μπορούν να θεωρηθούν ως εύκαπτα που επιτρέπουν την ανάπτυξη της ενεργό ώθησης. Στο Σχήμα 3.16, φαίνεται ένα απλό αγκυρωμένο σύστημα και στον Πίνακα 3.1 δίδονται οι σχεδιαστικοί παράμετροι.



Σχήμα 3.18: Απλό αγκυρωμένο σύστημα και αντίστοιχο διάγραμμα ωθήσεων (CTSM, 1996)

Πίνακας 3.1: Σχεδιαστικοί παράμετροι για το Σχήμα 3.15 και για το Σχήμα 3.16 (CTSM, 1996)

<b>H</b>	<b>= Depth of excavation</b>
<b>D</b>	<b>= Embedment depth of piling</b>
<b>h</b>	<b>= Height of tieback above level of excavation - generally about 0.75H</b>
<b>T<sub>R</sub></b>	<b>= The horizontal component of tieback design force</b>
<b>T<sub>V</sub></b>	<b>= The vertical component of the tieback design force</b>
<b>s</b>	<b>= Horizontal spacing of tieback</b>
<b>d</b>	<b>= Diameter of drill hole for tieback</b>
<b>ψ</b>	<b>= Angle between assumed failure plane and vertical</b>
<b>α</b>	<b>= Angle of inclination from horizontal of tieback</b>
<b>L<sub>b</sub></b>	<b>= Bonded length of tieback</b>
<b>L<sub>u</sub></b>	<b>= Unbonded length of tieback</b>
<sup>1</sup> Expanded definition of terms on following pages	

Σύμφωνα με το Σχήμα 3.18, για μη συνεκτικό έδαφος και για σύστημα πασσαλοσανίδων, οι ωθήσεις δίνονται από τους ακόλουθους τύπους:

Μέγιστη ενεργός ώθηση στην βάση της εκσκαφής:

$$E_a = K_a \gamma H \cos \delta \quad (3.6)$$

Μέγιστη παθητική ώθηση στη βάση της πασσαλοσανίδας:

$$E_p = [K_p \gamma D - K_a (D + H)] \cos \delta \quad (3.7)$$

Για διαφράγματα Βερολίνου, οι ωθήσεις που προκύπτουν από τις σχέσεις (3.1), (3.2), θα πρέπει να μειωθούν κατά ένα συντελεστή ( $f$ ) ο οποίος ορίζεται ως εξής με βάση το “Chapter10-Soldier Piles” (CTSM, 1995):

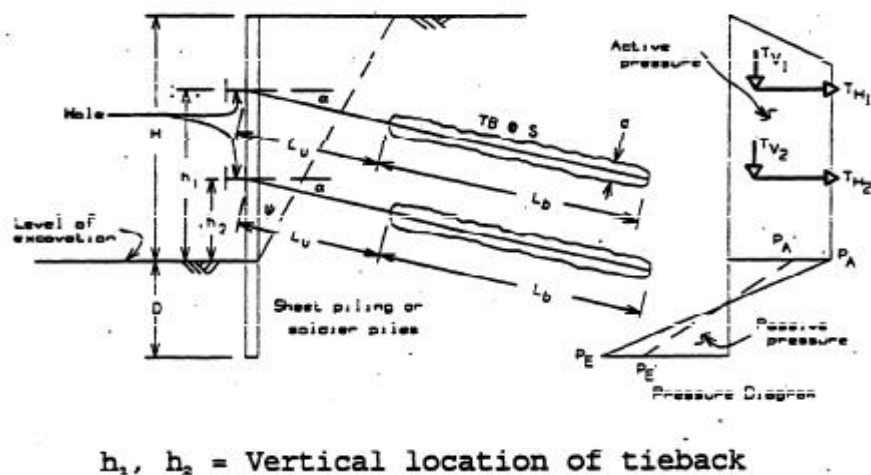
$$f = \frac{(\text{Passive Arching Capability})(\text{Effective Pile Width})}{\text{Soldier Pile Spacing}}$$

Άρα οι νέες ωθήσεις θα είναι:

$$E'_a = fE_a \quad (3.8)$$

$$E'_p = fE_p \quad (3.9)$$

Πρέπει να σημειωθεί, ότι στο Σχήμα 3.18 το διάγραμμα κατανομής της ενεργού ώθησης, έχει τριγωνική μορφή, αλλά εναλλακτικά, μπορεί να χρησιμοποιηθεί και παρόμοιο διάγραμμα κατανομής με τραπεζοειδή μορφή όπως αυτή που φαίνεται στο Σχήμα 3.19. Με την χρήση της τραπεζοειδούς κατανομής, παράγεται μεγαλύτερη δύναμη στο αγκύριο και μικρότερο αναγκαίο βάθος έμπηξης του πασσάλου  $D$ . Η σωστότερη αντιμετώπιση του προβλήματος είναι να ελέγχονται τα αγκύρια με βάση την τραπεζοειδή κατανομή των ωθήσεων και το βάθος έμπηξης να υπολογίζεται με τη χρήση της τριγωνικής κατανομής (CTSM, 1996). Στο Σχήμα 3.19 φαίνεται ένα σύστημα με δύο σειρές αγκυριών.



Σχήμα 3.19: Διπλά αγκυρωμένο σύστημα και αντίστοιχο διάγραμμα ωθήσεων (CTSM, 1996)

Σύμφωνα με το Σχήμα 3.19, για μη συνεκτικό έδαφος και για σύστημα πασσαλοσανίδων, οι ωθήσεις δίνονται από τους ακόλουθους τύπους:

Μέγιστη ενεργός ώθηση στην βάση της εκσκαφής:

$$E_a = 0,65 K_a \gamma H \cos \delta \quad (3.10)$$

Μέγιστη παθητική ώθηση στη βάση της πασσαλοσανίδας:

$$E_p = (K_p - K_a) \gamma D \cos \delta - E_a \quad (3.11)$$

Για διαφράγματα Βερολίνου, οι ωθήσεις που προκύπτουν από τις σχέσεις:

$$E'_a = f E_a \quad (3.12)$$

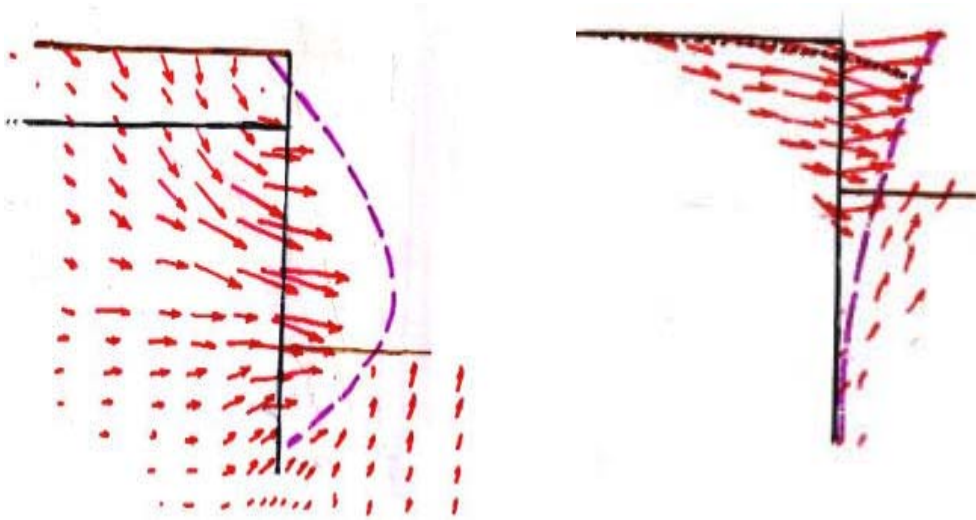
$$E'_p = f E_p \quad (3.13)$$

Το βάθος έμπτυξης του πασσάλου D και η οριζόντια συνιστώσα της υπολογιζόμενης δύναμης του αγκυρίου, καθορίζονται από την ανάλυση των ωθήσεων που δημιουργούνται κατά το κατακόρυφο μήκος του πασσάλου και την επίδραση του φορτίου στην επιφάνεια του μετώπου. Ένας ικανοποιητικός συντελεστής ασφαλείας πετυχαίνεται αυξάνοντας το υπολογιζόμενο βάθος έμπτυξης 20%-40%. Το 40% θα πρέπει να χρησιμοποιείται όταν οι ιδιότητες του εδάφους έχουν προσδιοριστεί μόνο από την δοκιμή SPT, ενώ χαμηλότερα ποσοστά όταν έχουν παραχθεί από εργαστηριακές δοκιμές οι οποίες δίνουν με ακρίβεια την αντοχή του εδάφους (CTSM, 1996).

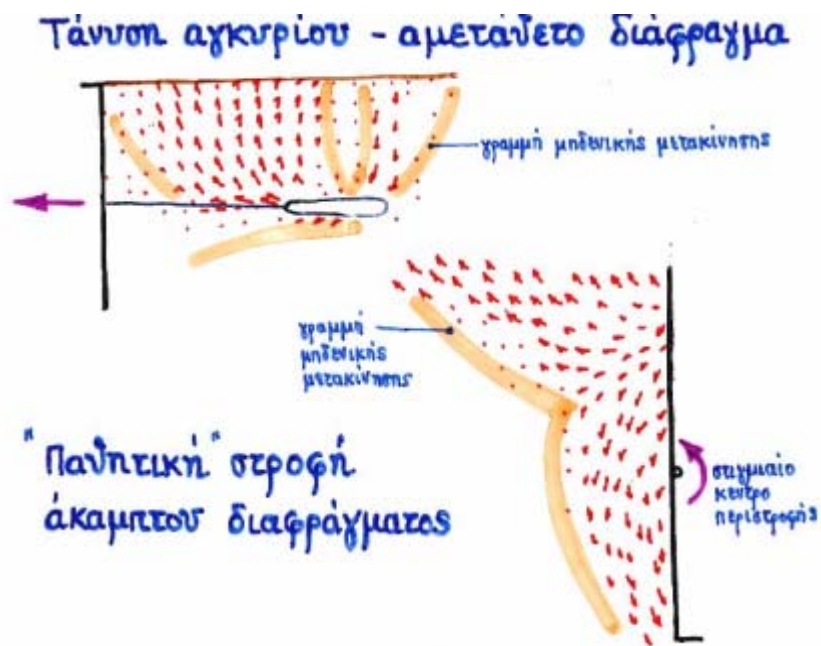
### 3.2.5 Αλληλεπίδραση εδάφους-διαφράγματος

Το βασικότερο ερώτημα στα έργα αντιστήριξης, αποτελεί η αλληλεπίδραση του διαφράγματος ή του τοίχου με το περιβάλλον έδαφος. Η σύνθετη αμοιβαία δράση αυτών των στοιχείων προκύπτει από την σχετική ευκαμψία του διαφράγματος (υλικό κατασκευής και πλευρικές στηρίξεις), από τον τρόπο κατασκευής και από τις ιδιότητες του εδάφους.

Οι μετακινήσεις του συστήματος, προέρχονται από την διαφοροποίηση του εντατικού πεδίου των ενεργών τάσεων. Η μελέτη των διαφραγμάτων με τη χρήση φυσικών προσομοιωμάτων παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.20. Τα τελευταία χρόνια μέσω παραμετρικών αναλύσεων με τη χρήση επαναληπτικών αριθμητικών μεθόδων όπως, μέθοδοι πεπερασμένων στοιχείων, μέθοδοι πεπερασμένων διαφορών κ.α. γίνεται προσομοίωση διαφραγματικών τοίχων για την κατανόηση του τρόπου λειτουργίας αυτών (Κωστόπουλος, 1998).



Σχήμα 3.20: Εύκαμπτο διάφραγμα αγκυρωμένο (αριστερά) και αυτοφερόμενο (δεξιά)  
(Κωστόπουλος, 1998)



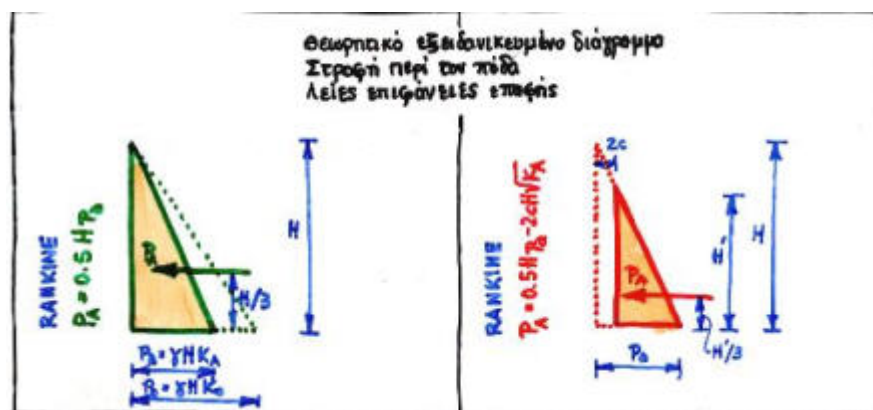
Σχήμα 3.21: Πεδίο μετατοπίσεων κατά την τάνυση αγκυρίου σε άκαμπτο διάφραγμα  
(Κωστόπουλος, 1998)

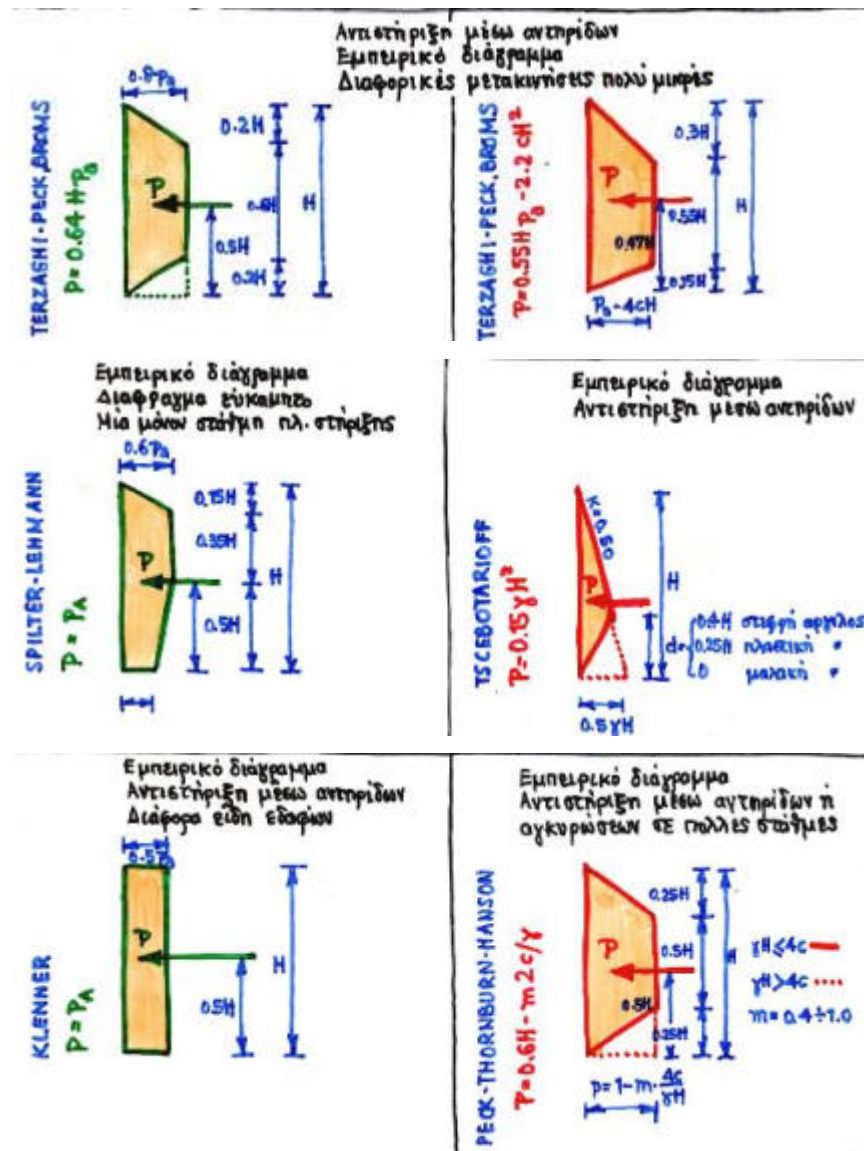
Από τα Σχήματα 3.20 και 3.21, γίνεται αντιληπτό ότι το διαμορφούμενο πεδίο των μετακινήσεων δεν είναι ομοιόμορφο και διαπιστώνεται ότι δεν ικανοποιούνται οι συνθήκες ισορροπίας κατά Rankine κ.α. Στην περίπτωση του άκαμπτου

αυτοφερόμενου συστήματος το πεδίο των μετατοπίσεων θα μπορούσε να προσομοιωθεί με εκείνο που απορρέει από τις συνθήκες ισορροπίας κατά Rankine. Αντίθετα όμως, το καμπυλόμορφο πεδίο μετατοπίσεων που αναπτύσσεται πίσω από ένα εύκαμπτο αγκυρωμένο διάφραγμα, δεν μπορεί να προσεγγιστεί με τις κλασσικές θεωρίες της εδαφομηχανικής.

Από πειράματα σε φυσικά προσομοιώματα προέκυψε ότι η μείωση των καμπτικών ροπών των εύκαμπτων συστημάτων, είναι αποτέλεσμα της ευκαμψίας. Η κατανομή των εδαφικών πιέσεων διαφέρει από την κλασσική τριγωνική κατανομή και δημιουργείται το “φαινόμενο του τόξου” μεταξύ των αμετάθετων σημείων του διαφράγματος (άρα και του εδάφους που εφάπτεται) και των σημείων που παρουσιάζουν ενδοτικότητα. Συνεπώς, εμφανίζεται συγκέντρωση τάσεων γύρω από τα σημεία πλευρικής στήριξης (αγκύρια και αντηρίδες), ενώ μείωση στο μεταξύ τους διάστημα (Κωστόπουλος, 1998).

Οι εδαφικές πιέσεις στο αγκυρωμένο διάφραγμα, κατανέμονται εξαρτώμενες από την ευκαμψία αυτού, από το ελεύθερο μήκος αγκύρωσης και από την επιβαλλόμενη δύναμη προέντασης. Όταν οι σειρές των αγκυρίων είναι περισσότερες από μία, τότε ο συνδυασμός των διαδοχικών φάσεων εκσκαφής και αγκύρωσης, οδηγούν σε μετακινήσεις, σε διαφοροποίηση της δύναμης στα αγκύρια και σε ανακατανομή των ωθήσεων. Συμπερασματικά προκύπτει ότι όσο υψηλότερα τοποθετείται η πρώτη χρονικά στήριξη, τόσο μικρότερες είναι η μετακινήσεις, ενώ η δύναμη στα αγκύρια δεν διαφοροποιείται περισσότερο από 10%, σχετικά με τη δύναμη που ασκούσε πριν την ανακατανομή των τάσεων (Κωστόπουλος, 1998). Στο Σχήμα 3.22 παρουσιάζονται προτεινόμενες μορφές διαφόρων ερευνητών, της κατανομής των τάσεων για διαφραγματικά συστήματα.





Σχήμα 3.22: Διαγράμματα εδαφικών ωθήσεων σε διαφράγματα, Για μη συνεκτικά εδάφη (αριστερά) και για συνεκτικά (δεξιά) (Κωστόπουλος, 1998)

### 3.3 Σχεδιασμός διαφράγματος

#### 3.3.1 Μέθοδοι σχεδιασμού

Μία κατασκευή τοίχου αντιστήριξης, θα πρέπει να σχεδιάζεται έτσι ώστε να πληρεί δύο ειδικές συνθήκες. Η πρώτη, αναφέρεται στη μελέτη των χειρότερων συνθηκών που είναι δυνατόν να συμβούν κατά τη διάρκεια της ζωής του έργου και η δεύτερη, αναφέρεται στη μελέτη των αναμενόμενων συνθηκών λειτουργίας του έργου κάτω από φυσιολογικές καταστάσεις. Αυτές οι δύο περιπτώσεις μελέτης, αντιπροσωπεύουν την

μέγιστη οριακή κατάσταση (ultimate limit state) και την κατάσταση οριακής λειτουργίας (serviceability limit state) (RT-CPH, 2002).

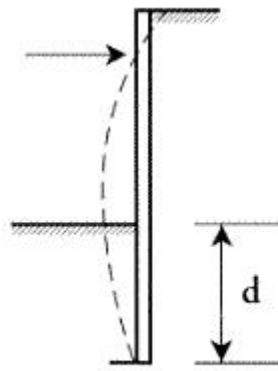
Με βάση την μέγιστη οριακή κατάσταση, κατά το σχεδιασμό, λαμβάνεται υπόψη η αστάθεια της κατασκευής σαν σύνολο που προέρχεται από τις εδαφικές συνθήκες, από την αστοχία του τοίχου λόγω διάτμησης, λόγω της κάμψης και από τις υπερβολικές μετατοπίσεις του τοίχου ή του εδάφους σε τέτοια βαθμό που να επηρεάζονται γειτονικές κατασκευές. Εκεί που ο μηχανισμός αστοχίας της κατασκευής συνδέεται με ανατροπή ή περιστροφή όπως στους τοίχους αντιστήριξης, η σταθερή ισορροπία βασίζεται στην κινητοποίηση της διατμητικής αντοχής μέσα στο έδαφος. Πλήρη κινητοποίηση της εδαφικής διατμητικής αντοχής παρατηρείται στις οριακές ενεργές και παθητικές καταστάσεις, οι οποίες δρουν μαζί (οριακά) μόνο στο σημείο της αστοχίας (point of collapse) του έργου (RT-CPH, 2001).

Σύμφωνα με την κατάσταση οριακής λειτουργίας, λαμβάνεται υπόψη η παραμόρφωση του τοίχου και μετατόπιση του εδάφους έτσι ώστε να εξασφαλιστεί το γεγονός ότι τα αποδεκτά όρια δεν είναι υπερβολικά. Οι παραμορφώσεις του εδάφους που προέρχονται από την πλήρη ανάπτυξη της λειτουργίας της διατμητικής αντοχής, είναι μεγάλες, σε σύγκριση με αυτές που δημιουργούνται υπό κανονικές συνθήκες και εφόσον οι δυνάμεις που προέρχονται από την κατασκευή και οι δυνάμεις του αντιστηριζόμενου μετώπου προς αυτή είναι αντιστρόφως ανάλογες, η κατάσταση οριακής λειτουργίας για την μετατόπιση, θα είναι κυρίαρχο κριτήριο για την ισορροπία. Παρόλα αυτά είναι αδύνατον ή μη πρακτικό να υπολογίζονται απευθείας οι μετατοπίσεις, γι' αυτό οι απαιτήσεις αυτής της μεθόδου μπορούν να επιτευχθούν γενικά, με την οριοθέτηση της σημασίας της λειτουργίας της εδαφικής αντοχής (RT-CPH, 2001).

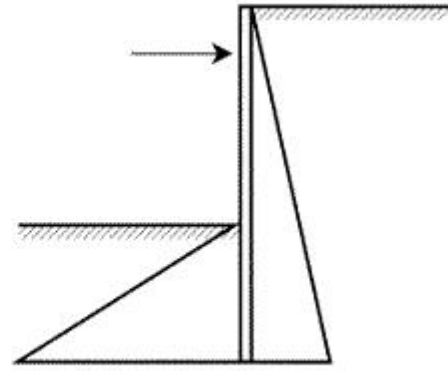
Ο σχεδιασμός των τοίχων αντιστήριξης μπορεί να γίνει με την υιοθέτηση μίας από των παρακάτω παραδοχών:

- Ελεύθερη αντιστήριξη στη βάση του τοίχου (free earth support)
- Πακτωμένη αντιστήριξη στη βάση του τοίχου (fixed earth support)

Η διαφορά ανάμεσα στις δύο παραπάνω παραδοχές, έγκειται στην επίδραση που έχει το βάθος έμπηξης του πασσάλου στη μορφή της απόκλισης του τοίχου από την κατακόρυφη θέση και στη διαφορετική κατανομή των τάσεων. Στο Σχήμα 3.23 παρουσιάζονται οι μορφές απόκλισεις ανάλογα με την παραδοχή που χρησιμοποιείται.

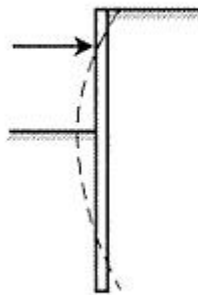


Deflected shape

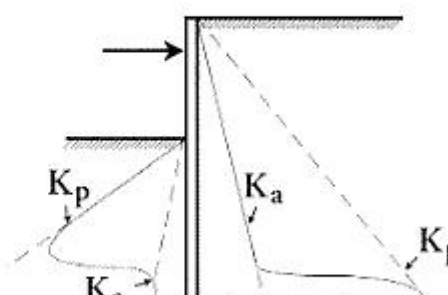


Idealised earth pressure distribution

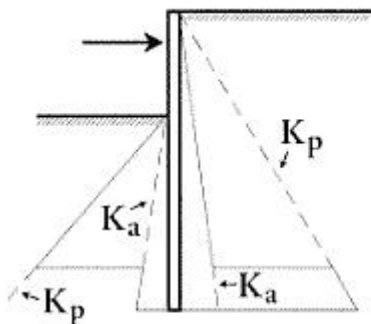
## Free Earth Support



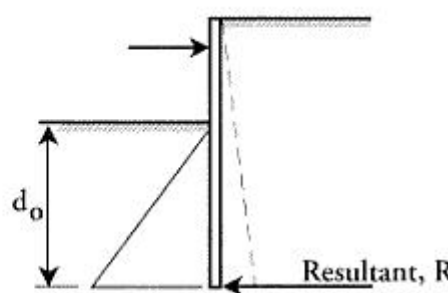
Deflected Shape



Earth Pressure



Idealised Earth Pressure Distribution



Simplified Earth Pressure Distribution

## Fixed Earth Support

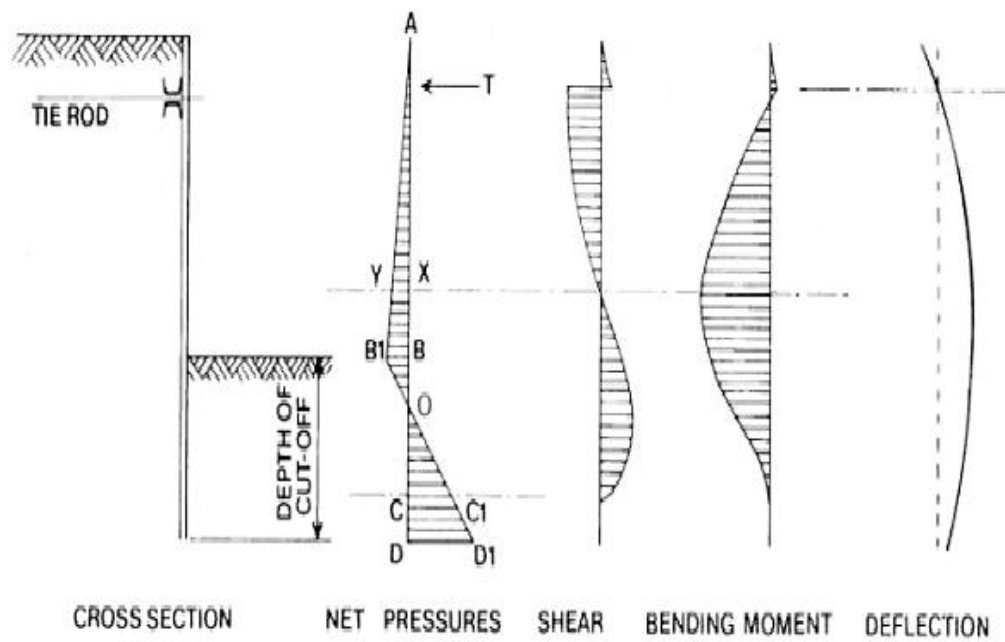
Σχήμα 3.23: Επίδραση του βάθους έμπηξης του τοίχου στην μορφή απόκλισης του τοίχου και κατανομή των τάσεων ανάλογα με την παραδοχή ελεύρου ή πακτωμένου άκρου (RT-CPH, 2001)

Κατά την παραδοχή του ελεύθερου άκρου, ο σχεδιαζόμενος τοίχος μπορεί να θεωρηθεί σαν απλός αντιστηριζόμενος κατακόρυφος δοκός, που αντιστηρίζεται από τις εδαφικές τάσης που δρουν στο τμήμα του τοίχου που είναι “βυθισμένο” στο έδαφος και από την τάση που δημιουργεί το αγκύριο στο πάνω μέρος του τοίχου. Σε αυτήν την περίπτωση το βάθος έμπτυξης είναι το αναγκαίο για να αποτρέψει την ανατροπή του τοίχου, όχι όμως και να αποτρέψει απαραίτητα την περιστροφή αυτού ως προς τη βάση του. Για δεδομένες συνθήκες το μήκος του πασσάλου που απαιτείται ελαχιστοποιείται, αλλά οι καμπτικές ροπές μεγιστοποιούνται (RT-CPH, 2001).

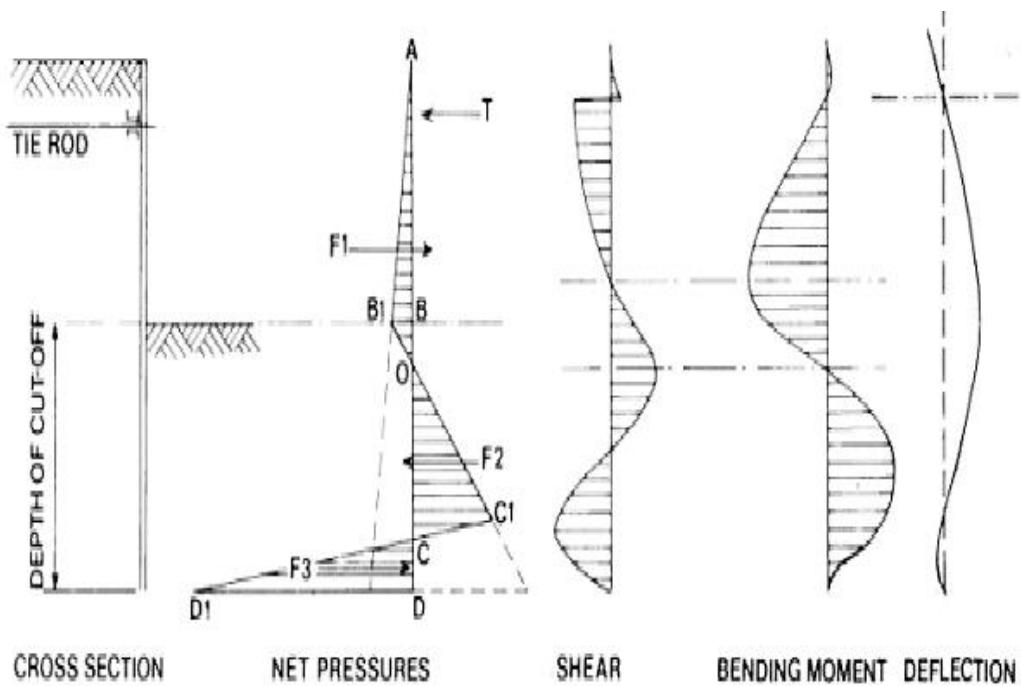
Οι αρχές της παραδοχής του πακτωμένου άκρου, αναφέρονται σε κατακόρυφο τοίχο, στον οποίο η πάκτωση της βάσης αυτού είναι αποτέλεσμα των τάσεων του εδάφους που δημιουργούνται με τη αύξησης του βάθος έμπτυξης και η πάνω στήριξη προέρχεται από την αγκύρωση. Σε αυτήν την περίπτωση το μήκος του πασσάλου είναι τέτοιο ώστε το βάθος έμπτυξης να εμποδίζει τόσο την ανατροπή όσο και την περιστροφή του. Ο σκοπός αυτής της μεθόδου σχεδιασμού είναι να μειώνεται η καμπτική ροπή για δεδομένες συνθήκες αλλά να αυξάνεται το μήκος του πασσάλου (RT-CPH, 2001).

Όταν ένας τοίχος αντιστήριξης σχεδιάζεται με βάση τη θεωρία του πακτωμένου άκρου, εξασφαλίζεται ο τοίχος είναι επαρκώς ενισχυμένος και μπορεί να αντισταθεί τις εφαρμοζόμενες καμπτικές ροπές και διατμητικές δυνάμεις. Θεωρείται ότι δεν υπάρχει ο μηχανισμός αστοχίας που να προέρχεται από την συνολική σταθερότητα του συστήματος (RT-CPH, 2001).

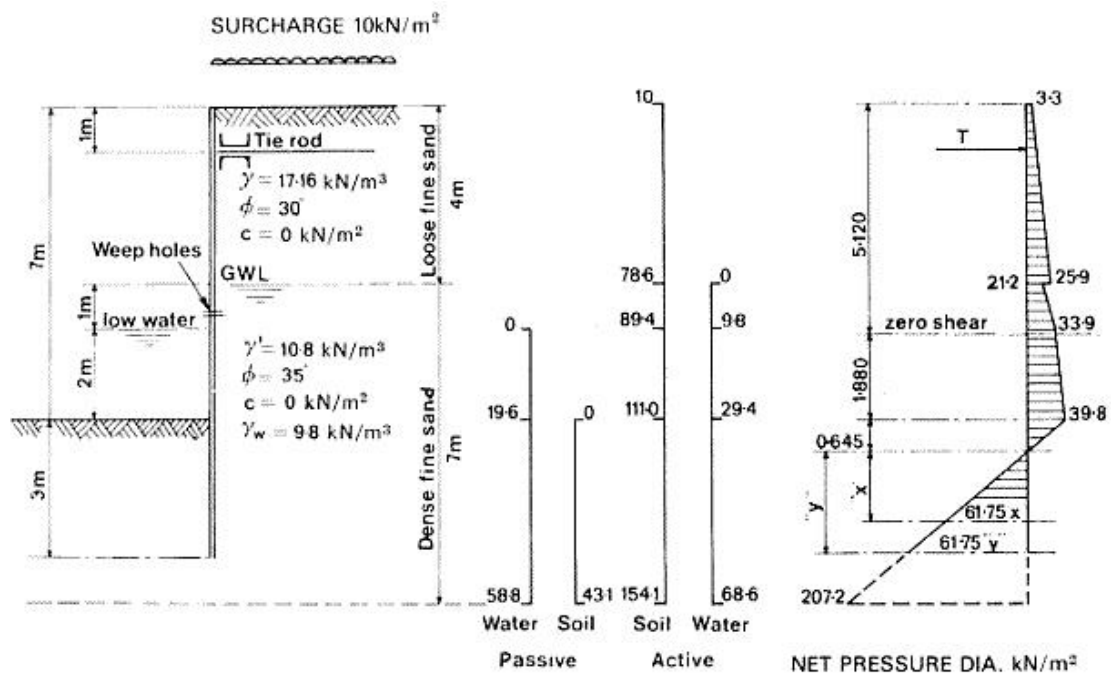
Γενικά, απαιτείται προσοχή στην επιλογή οποιασδήποτε από τις παραπάνω παραδοχές. Για παράδειγμα, για τοίχους που τοποθετούνται σε μαλακά συνεκτικά εδάφη μπορεί να μην δημιουργούνται επαρκείς πιέσεις ώστε να επιτυγχάνεται η πάκτωση της βάσης του τοίχου και τότε προτιμάται να ακολουθείται η μέθοδος του ελεύθερου άκρου. Παρομοίως, όταν η έμπτυξη του πασσάλου στο απαιτούμενο βάθος παρουσιάζει προβλήματα, η θεωρία του ελεύθερου άκρου θα μειώσει το απαιτούμενο βάθος έμπτυξης και θα εξασφαλίσει ότι η καμπτική ροπή δεν θα μειωθεί όπως θεωρείται κατά την μέθοδο του πακτωμένου άκρου (RT-CPH, 2001). Στα Σχήματα 3.24 και 3.26 παρουσιάζεται παράδειγμα ενός τοίχου σύμφωνα με τη θεωρία του ελεύθερου άκρου, ενώ αντίστοιχα στα Σχήματα 3.25 και 3.27, σύμφωνα με τη μέθοδο του πακτωμένου άκρου.



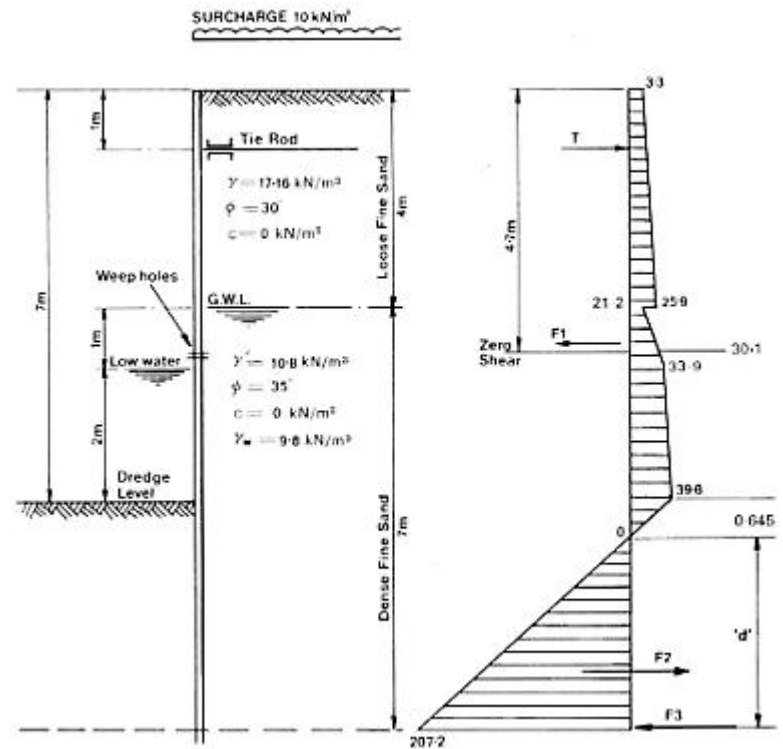
Σχήμα 3.24: Σχεδιασμός τοίχου με βάση την μέθοδο του ελεύθερου άκρου (RT - CPH, 2001)



Σχήμα 3.25: Σχεδιασμός τοίχου με βάση την μέθοδο του πακτωμένου άκρου (RT-CPH, 2001)

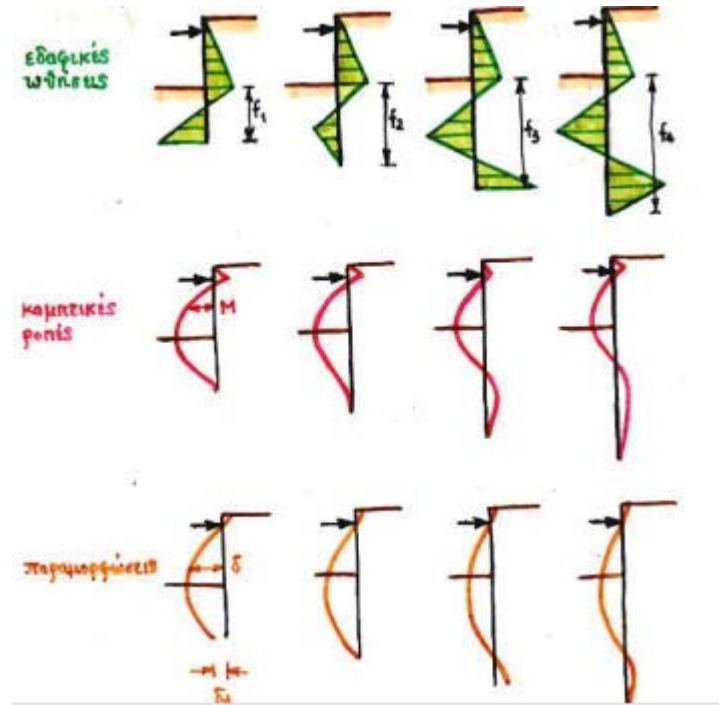


Σχήμα 3.26: Παράδειγμα υπολογισμού των ωθήσεων σε τοίχο με τη μέθοδο ελεύθερου άκρου (RT-CPH, 2001)



Σχήμα 3.27: Παράδειγμα υπολογισμού των ωθήσεων σε τοίχο με τη μέθοδο πακτωμένου άκρου (RT-CPH, 2001)

Στο Σχήμα 3.28 παρουσιάζονται τα διαγράμματα των εδαφικών ωθήσεων, των καμπτικών ροπών και των μετακινήσεων ενός τοίχου αντιστήριξης με την αύξηση του βάθους έμπτυξης (μέθοδος πακτωμένου άκρου).



Σχήμα 3.28: Τυπικά διαγράμματα μεταβολής των εδαφικών ωθήσεων, των καμπτικών ροπών και των μετατοπίσεων συναρτήσει του βάθους έμπτυξης (Κωστόπουλος, 1998)

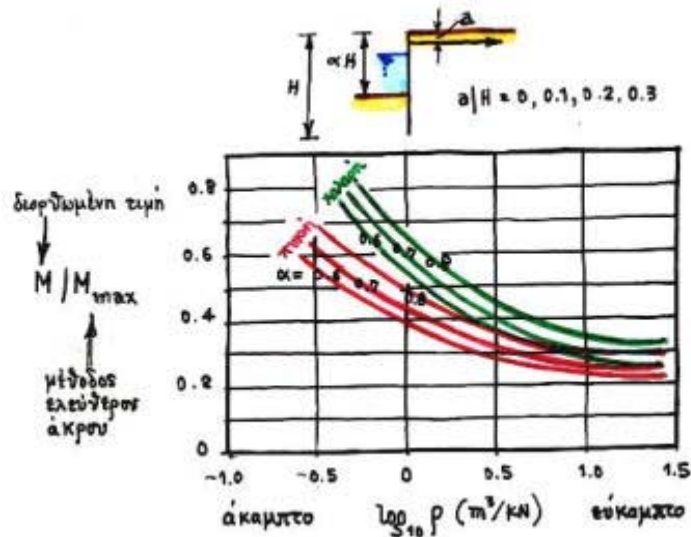
Από το Σχήμα 3.28 συμπεραίνονται τα εξής (Κωστόπουλος, 1998):

- ◆ Το ελάχιστο βάθος έμπτυξης προκύπτει όταν η παθητική ώθηση είναι μέγιστη, οπότε και η καμπτική ροπή είναι μέγιστη.
- ◆ Όσο αυξάνεται το βάθος έμπτυξης τόσο ελαττώνονται οι καμπτικές ροπές στο διάφραγμα.
- ◆ Όταν κινητοποιούνται παθητικές ωθήσεις και από τις δύο πλευρές του διαφράγματος εμφανίζεται η “πάκτωση”.
- ◆ Η πάκτωση έχει υλοποιηθεί ολοκληρωτικά όταν το κάτω άκρο του βάθους της έμπτυξης δεν μετακινείται.

Για τη μέθοδο ελευθέρου άκρου ο Rowe υπέδειξε έναν αριθμό ευκαμψίας (Κωστόπουλος, 1998):

$$\rho = \frac{H^4}{EI} \quad (3.14)$$

Στη συνέχεια δημιούργησε διαγράμματα όπως αυτό που φαίνεται στο Σχήμα 3.29 για τη μείωση των καμπτικών ροπών οι οποίες προκύπτουν με την εφαρμογή της μεθόδου ελεύθερου άκρου.



Σχήμα 3.29: Διάγραμμα μείωσης των καμπτικών ροπών (μέθοδος ελεύθερου άκρου) κατά Rowe (Κωστόπουλος, 1998)

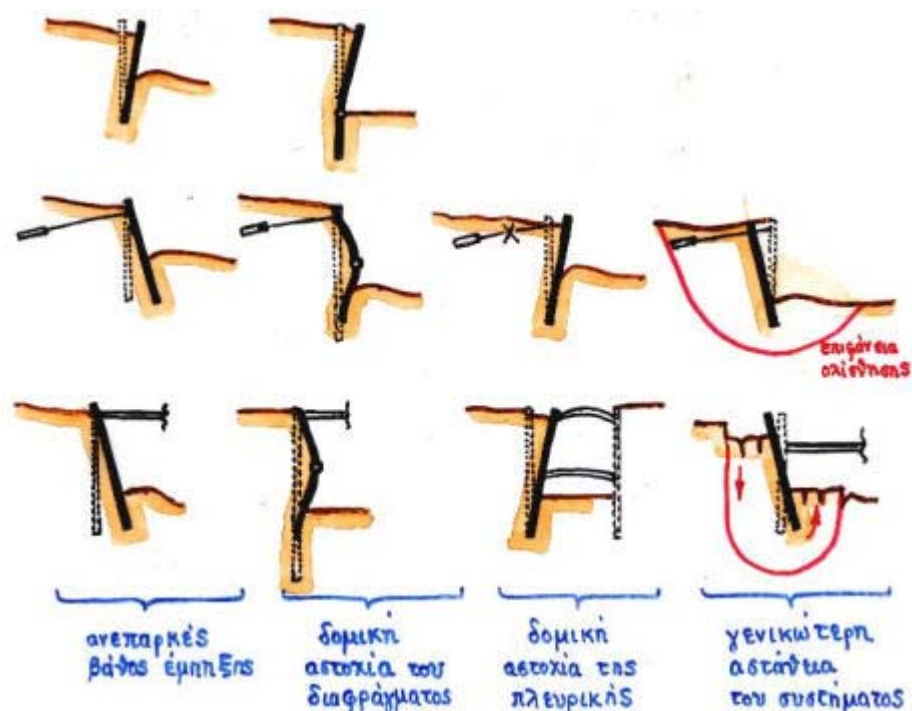
Από το παραπάνω σχήμα συνεπάγονται τα ακόλουθα συμπεράσματα:

- ◆ Όσο πιο εύκαμπτο είναι το διάφραγμα τόσο μεγαλύτερη είναι η μείωση της καμπτικής ροπής στο άνοιγμα  $a$ .
- ◆ Η μείωση της καμπτικής ροπής είναι γενικά μεγαλύτερη στις πυκνές παρά στις χαλαρές άμμους.
- ◆ Όσο μεγαλύτερο είναι το βάθος έμπηξης τόσο μικρότερες θα είναι οι καμπτικές ροπές του διαφράγματος στο άνοιγμα  $a$ .

Με βάση τα παραπάνω ο Rowe έφτασε στο συμπέρασμα ότι υπό “συνθήκες λειτουργίας” η μείωση των καμπτικών ροπών είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη υπό “συνθήκες αστοχίας”. Στην τελευταία περίπτωση η μορφή πλαστικής άρθρωσης στο διάφραγμα ουσιαστικά καθιστά ισοδύναμο από πλευράς ευκαμψίας, ένα εύκαμπτο και ένα άκαμπτο διάφραγμα. Τελικά ο Rowe σύστησε τον σχεδιασμό του διαφράγματος σε “συνθήκες αστοχίας”. Όμως με την ευρεία χρήση των προεντεταμένων αγκυρίων επιτυγχάνονται μικρές μετακινήσεις των αγκυρωμένων διαφραγμάτων, άρα αμφισβητείται η αποτελεσματικότητα του σχεδιασμού υπό “συνθήκες αστοχίας” και ακολουθείται ο σχεδιασμός υπό “συνθήκες λειτουργίας” κυρίως με τη χρήση των πεπερασμένων στοιχείων (Κωστόπουλος, 1998).

### 3.3.2 Τρόποι αστοχίας διαφράγματος –Συντελεστές ασφάλειας

Για να πραγματοποιηθεί η αναλυτική εκτίμηση του βάθους έμπηξης του διαφράγματος κατά την στιγμή της αστοχίας, είναι απαραίτητο να οριστεί ένας μηχανισμός αστοχίας σύμφωνα με τον οποίο θα καθοριστούν οι εδαφικές ωθήσεις στο διάφραγμα, τόσο κατά μέγεθος όσο και κατά θέση. Στο Σχήμα 3.30 παρουσιάζονται οι πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας (Κωστόπουλος, 1998).



Σχήμα 3.30: Μηχανισμοί αστοχίας διαφράγματος (Κωστόπουλος, 1998)

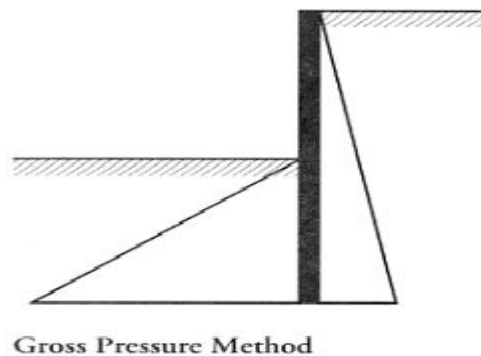
Οι συντελεστές ασφάλειας μπορούν να εφαρμοστούν με τους εξής τρόπους (RT - CPH, 2001):

- ◆ Με την εφαρμογή ενός συντελεστή πολλαπλασιασμού, ώστε να αυξηθεί το υπολογιζόμενο αναγκαίο βάθος έμπηξης για την επίτευξη της οριακής ισορροπίας.
- ◆ Με τη χρήση κατάλληλου συντελεστή για τη μείωση της αντοχής του εδάφους.
- ◆ Αυξάνοντας τις “καθαρές” ή μέγιστες πιέσεις που δρουν στο σύστημα με την εφαρμογή κατάλληλου συντελεστή.

Οι κυριότερες μέθοδοι που ορίζουν αντίστοιχους συντελεστές είναι οι παρακάτω:

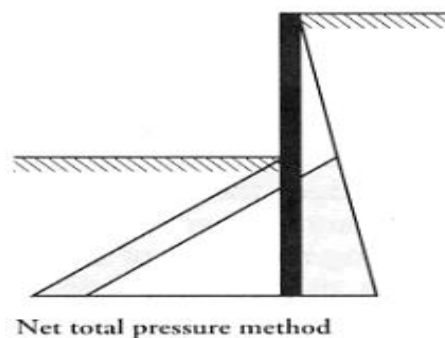
- Μέθοδος της μέγιστης πίεσης (gross pressure method) (Σχήμα 3.31) η οποία ορίζει το συντελεστή  $F_p$ . Είναι γνωστή και σαν CP2 μέθοδος, ο συντελεστής

ασφάλειας εφαρμόζεται μόνο στο διάγραμμα της μέγιστης παθητικής πίεσης και μειώνει την τιμή αυτής. Η προσέγγιση με αυτήν τη μέθοδο, μπορεί να οδηγήσει σε μη αποδεκτά αποτελέσματα στην περίπτωση αστράγγιστου εδάφους όπου  $K_a=K_p=1$  (RT-CPH, 2001). Ο συντελεστής  $F_p$  ορίζεται ως ο λόγος των ροπών σταθεροποίησης προς τις ροπές ανατροπής (με σημείο αναφοράς το κέντρο περιστροφής του αγκυρίου). Οι ενεργές και παθητικές ώθησεις λαμβάνουν τις μέγιστες τιμές τους κατά Rankine (Κωστόπουλος, 1998).



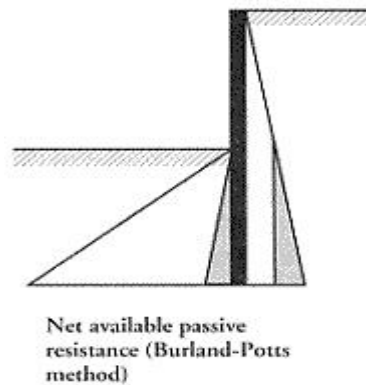
Σχήμα 3.31: Μέθοδος μέγιστης πίεσης (RT-CPH, 2001)

- Μέθοδος “καθαρής” πίεσης (net pressure method) ή British Steel Piling Handbook Method (Σχήμα 3.32), ορίζει τον αντίστοιχο συντελεστή  $F_{np}$ . Ο συντελεστής εφαρμόζεται στο τελικό διάγραμμα της παθητικής ώθησης, που προκύπτει από αφαίρεση του διαγράμματος της ενεργό ώθησης και του διαγράμματος της ώθησης λόγω νερού. Η μέθοδος τείνει να δίνει μεγαλύτερους συντελεστές ασφάλειας σε σχέση με τις άλλες μεθόδους για δεδομένη γεωμετρία, αλλά αν δοθεί προσοχή στους σχεδιαστικούς παράγοντες θα δώσει αποδεκτά αποτελέσματα (RT-CPH, 2001).



Σχήμα 3.32: Μέθοδος “καθαρής” πίεσης (RT-CPH, 2001)

- Αναθεωρημένη μέθοδος (revised method) ή μέθοδος των Burland and Potts. Ορίζεται ο συντελεστής ασφάλειας  $F_r$  ομοίως με τον συντελεστή  $F_p$  της πρώτης μεθόδου, με τη διαφορά ότι οι ωθήσεις λαμβάνονται με “καθαρή” του τιμή όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.33 (RT-CPH, 2001 και Κωστόπουλος, 1998).



Σχήμα 3.33: Μέθοδος Burland and Potts (RT-CPH, 2001)

- Συντελεστής σε μέθοδο διατμητικής αντοχής ορίζεται ο  $F_s$ . Οι παράμετροι αντοχής ( $c', \phi'$ ) διαιρούνται με το συντελεστή ασφάλειας πριν εκτιμηθούν οι ωθήσεις σε πλήρη κινητοποίηση και στη συνέχεια εφαρμόζεται η ισορροπία ροπών και δυνάμεων (Κωστόπουλος, 1998).

## Κεφάλαιο 4

### Περιγραφή εργασιών κατασκευής του έργου

#### 4.1 Γεωτεχνικά στοιχεία

##### 4.1.1 Τοποθεσία έργου

Τον Αύγουστο του 2002 στην πόλη των Χανίων, ξεκίνησαν οι εργασίες κατασκευής της επέκτασης της γενικής ιδιωτικής κλινικής «Η.Γαβριλάκη». Στο Σχήμα 4.1 φαίνεται ο χάρτης της ευρύτερης περιοχής και η θέση της μελλοντικής κλινικής. Το οικόπεδο στο οποίο θα κτιστεί η κλινική, συνορεύει με την υπάρχουσα κλινική «Η.Γαβριλάκη» από την δυτική πλευρά και με την πολυκατοικία της ιδιοκτησίας Βροχάρη στην ανατολική. Στη βόρεια πλευρά συνορεύει με την οδό Μ. Μπότσαρη, ενώ στη νότια με το οικόπεδο ιδιοκτησίας Πιστοπούλου. Την κατασκευή του έργου αντιστήριξης, θεμελίωσης και της ανοδομής ανέλαβε η τεχνική εταιρεία «Θεμελιοδομή Α.Ε». Αξίζει να αναφερθεί ότι στο προαναφερόμενο οικόπεδο, το προϋπάρχον κτίριο κατεδαφίστηκε πριν αρχίσουν οι εργασίες εκσκαφής του έργου. Η κατεδάφιση ήταν επιτυχής καθώς λήφθηκαν τα σωστά μέτρα ασφαλείας για τα γειτονικά κτίρια.



Σχήμα 4.1: Χάρτης Χανίων-θέση έργου.

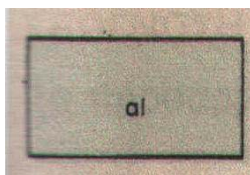
### 4.1.2 Γεωλογικά-Σεισμολογικά στοιχεία ευρύτερης περιοχής

Σύμφωνα με τον γεωλογικό χάρτη του Ι.Γ.Μ.Ε. (Σχήμα 4.2), αλλά και με τα γεωτεχνικά στοιχεία της ευρύτερης περιοχής, το υπέδαφος στην περιοχή των Χανίων συνίσταται από αργιλώδη-αργιλοϊλυώδη και ιλυοαμμώδη κυρίως στρώματα προσχώσεων και παράκτιων αποθέσεων.



Σχήμα 4.2: Απόσπασμα γεωλογικού χάρτη ευρύτερης περιοχής του έργου (Γεωγνώση, 2002).

Υπόμνημα:



Ολόκαινο (Αλλούβιο): Σύγχρονες προσχώσεις κοιλάδων, πεδιάδων και παράκτιες αποθέσεις.



Μειοπλειόκαινο (Ανώτερο Μειόκενο-Πλειόκαινο): Λιμναίες και χερσαίες αποθέσεις: κροκαλοπαγή, άμμοι, μάργες, κοκκινοχώματα, μαργαϊκοί ασβεστόλιθοι, άργιλοι. Ενίοτε λιγνίτες. Θαλάσσιες αποθέσεις: τα παραπάνω κλαστικά ιζήματα και ενίοτε στρώματα γύψου. Περιλαμβάνονται και αποθέσεις υφάλμυρης φάσης.

Η σύσταση των εδαφικών σχηματισμών οι οποίοι καταγράφηκαν κατά τη διεξαγωγή της έρευνας, καθώς και η σημαντική αντοχή τους, συνιστούν στοιχεία που οδηγούν στο συμπέρασμα ότι δεν υφίσταται κίνδυνος ρευστοποίησης.

Σύμφωνα με τον σεισμοτεκτονικό χάρτη της Ελλάδας, η περιοχή του έργου δεν βρίσκεται σε άμεση γειτονία σεισμοτεκτονικών ρηγμάτων τα οποία μπορούν δυνητικά να θεωρηθούν ενεργά. Επίσης, σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ε.Α.Κ. 2000), η πόλη των Χανίων εντάσσεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας ΙΙΙ με σεισμική επιτάχυνση εδάφους  $A=0,24g$  (όπου  $g$  η επιτάχυνση της βαρύτητας), με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη (Γεωγνώση, 2002).

#### 4.1.3 Εργασίες πεδίου

Η γεωτεχνική έρευνα περιλάμβανε τη διεξαγωγή μίας ερευνητικής-δειγματοληπτικής γεώτρησης  $\Gamma_1$ , βάθους 19,85m, η θέση της οποίας φαίνεται στη Φωτογραφία 4.1. Η γεώτρηση βρίσκεται κοντά στη νότια πλευρά του οικοπέδου, και σε σχετικό υψόμετρο από την οδό Μ. Μπότσαρη -3,0m, ενώ στη Φωτογραφία 4.1 διακρίνεται το προϋπάρχον κτίριο.

Κατά τη διεξαγωγή της γεώτρησης εκτελέσθηκαν δοκιμές πρότυπης διείσδυσης SPT (Standard Penetration Test) και λήφθηκαν αντιπροσωπευτικά δείγματα εδάφους. Η γεώτρηση διεξήχθη από εξειδικευμένο συνεργείο του κ. Δ. Διαμαντάκη υπό την εποπτεία της εταιρείας Γεωγνώση Α.Ε. Τα δείγματα εδάφους και τα λοιπά στοιχεία (επί τόπου τομή, σημειώσεις, μετρήσεις κτύπων  $N_{SPT}$ , κ.λ.π.) στάλθηκαν στο εργαστήριο της Γεωγνώσης Α.Ε. όπου μελετήθηκαν και προέκυψαν οι εδαφικοί παράμετροι. Κατά το πρόγραμμα των εργαστηριακών δοκιμών διεξήχθησαν δοκιμές κατάταξης εδάφους, προσδιορισμού φυσικών χαρακτηριστικών, προσδιορισμού των



Φωτογραφία 4.1: Θέση γεώτρησης  $\Gamma_1$ .

παραμέτρων αντοχής και προσδιορισμού των παραμέτρων συμπίεστότητας. Όλες οι δοκιμές έγιναν σύμφωνα προς τις σχετικές δημόσιες τεχνικές προδιαγραφές (ΥΠΕΧΩΔΕ, Ε105-86) (Γεωγνώση, 2002).

#### 4.1.4 Στρωματογραφία υπεδάφους-υπόγεια νερά

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της γεωτεχνικής έρευνας, το υπέδαφος στη θέση του έργου συνίσταται από εναλλαγές αργιλώδους άμμου μέσης πυκνότητας έως πυκνή και ιλυώδους αργίλου-αργιλώδους ιλύος, έως μαργαϊκής αργίλου σε στιφρή, με αύξηση του βάθους. Η προκύπτουσα στρωματογραφία είναι η ακόλουθη (Γεωγνώση, 2002):

- ☀ Επιφανειακά, μέχρι βάθος -1,0m συναντήθηκαν τεχνητές επιχώσεις αργιλοαμμώδους σύστασης (στρώση FILL).
- ☀ Από το βάθος -1,0m μέχρι το βάθος των -4,0m βρέθηκε αργιλώδης άμμος έως αμμώδης άργιλος καστανού-καστανέρυθρου χρώματος, μέσης πυκνότητας-στιφρή (στρώση S).
- ☀ Βαθύτερα από τα -4,0m έως τα -6,4m συναντήθηκε ιλυώδης άργιλος έως αργιλώδης ιλύς καστανέρυθρου χρώματος, στιφρή, υψηλής πλαστικότητας, με μικρό ποσοστό χαλικίων (στρώση C).
- ☀ Από το βάθος -6,4m μέχρι το βάθος -9,4m βρέθηκε αργιλώδης -ιλυώδης άμμος καστανέρυθρου χρώματος πυκνή (στρώση S<sub>1</sub>).
- ☀ Βαθύτερα από τα -9,4m έως τα -11,5m συναντήθηκε μαργαϊκή άργιλος, υποκίτρινου έως κιτρινόλευκου χρώματος, στιφρή, υψηλής πλαστικότητας, με ελάχιστο ποσοστό άμμου(στρώση C<sub>1</sub>).
- ☀ Από το βάθος -11,5m μέχρι το βάθος των -17,0m βρέθηκε αργιλοϊλυώδης άμμος, καστανέρυθρου χρώματος, μέσης πυκνότητας (στρώση S<sub>2</sub>).
- ☀ Βαθύτερα από τα -17,0m και μέχρι το μέγιστο βάθος της έρευνας τα -19,85m, συναντήθηκε μαργαϊκή άργιλος καστανοκίτρινου έως καστανόλευκου χρώματος, μέσης συνεκτικότητας έως στιφρή, υψηλής πλαστικότητας με κυμαινόμενο ποσοστό άμμου (στρώση C<sub>2</sub>).

Η στρωματογραφία του υπεδάφους απεικονίζεται στην εδαφική τομή του Σχήματος 4.3, θεωρώντας οριζόντια διαστρωμάτωση. Η στάθμη των υπογείων υδάτων, κατά την εποχή της διεξαγωγής της γεώτρησης μετρήθηκε σε βάθος -5,7m από την επιφάνεια

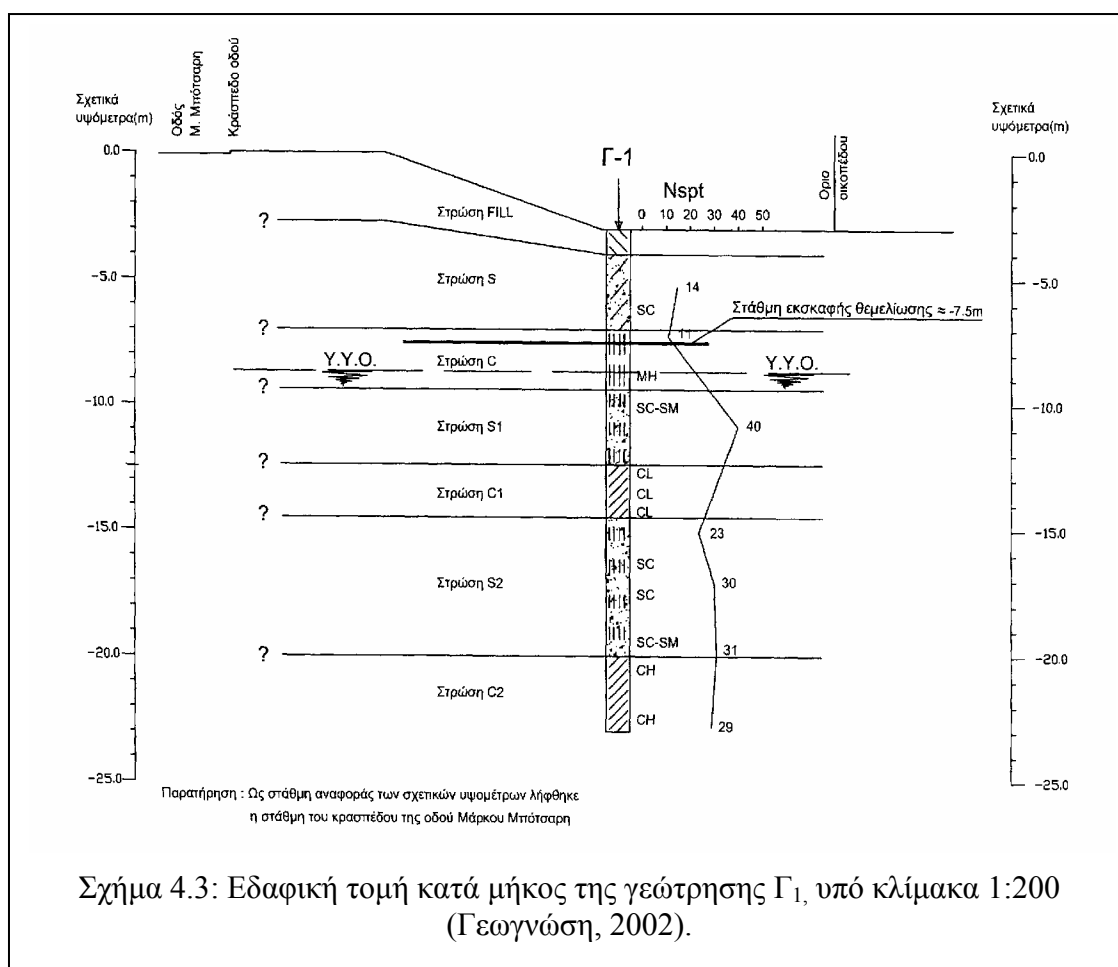
του φυσικού εδάφους, ή στα  $-8,7\text{m}$  περίπου από τη στάθμη του κρασπέδου της οδού Μ.Μπότσαρη.

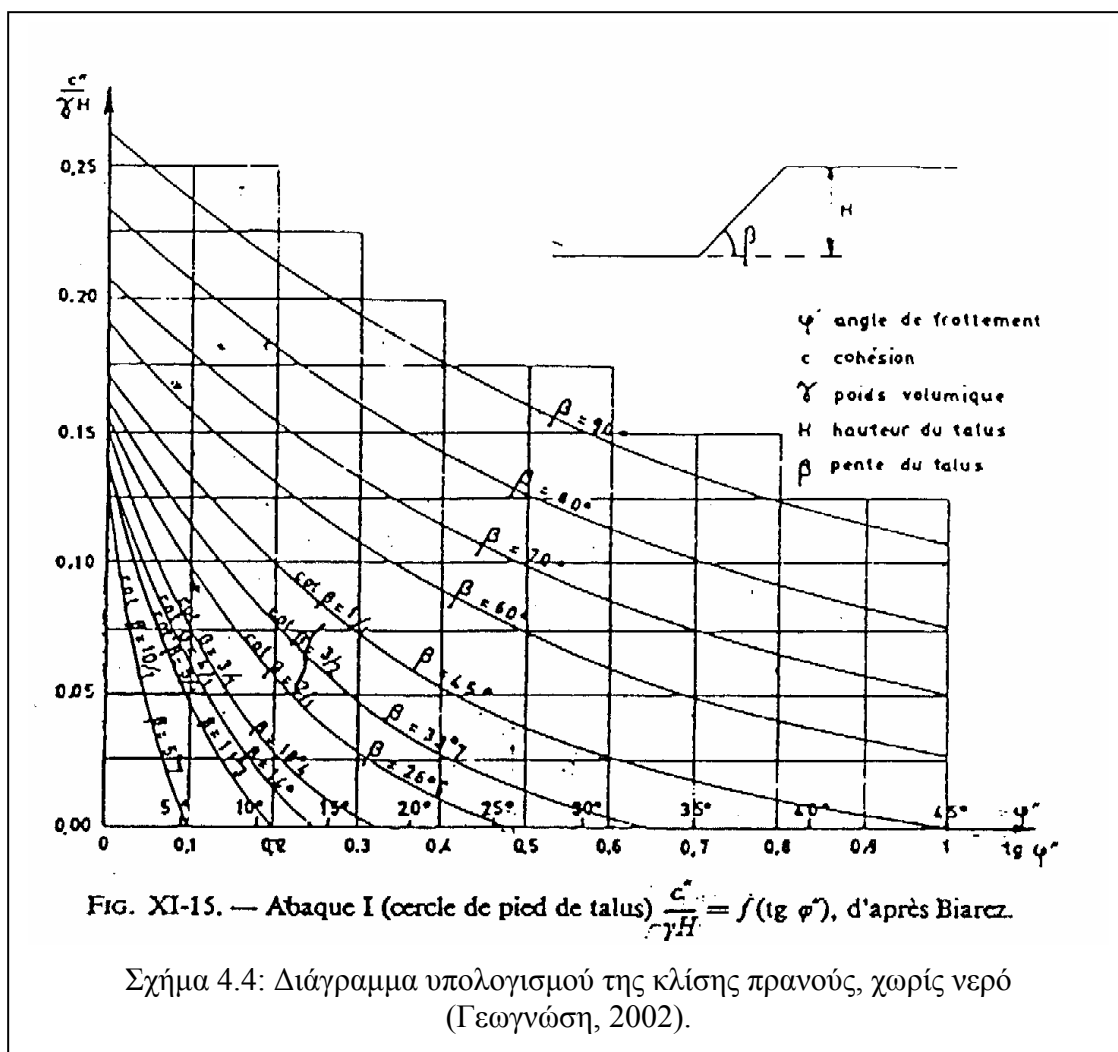
## 4.2 Εκσκαφές-αντιστηρίξεις

Για τη θεμελίωση του νέου κτιρίου, απαιτείται εκσκαφή της τάξης των  $-7,5\text{m}$  στη νότια περιοχή του οικοπέδου και εκσκαφή των  $-4,5\text{m}$  στη βόρεια περιοχή.

Δεδομένης της αμμώδους σύστασης του επιφανειακού εδαφικού στρώματος, αλλά και του σημαντικού ύψους του ορύγματος, η κατακόρυφη εκσκαφή χωρίς αντιστήριξη, έστω προσωρινή, δεν είναι εφικτή.

Ειδικά για τη βόρεια πλευρά του οικοπέδου, όπου το ύψος εκσκαφής είναι σχετικά περιορισμένο ( $H=-4,5\text{m}$ ) και η ύπαρξη ακάλυπτου χώρου, επιτρέπει την υπό κλίση μη αντιστηριζόμενη εκσκαφή, εκτιμάται παρακάτω η θεωρητική ελάχιστη κλίση πρανών σύμφωνα με το διάγραμμα του Σχήματος 4.4. Για γωνία τριβής  $\phi=29^\circ$ , συνοχή  $c=6\text{kPa}$ , ύψος πρανούς  $H=4,5\text{m}$  και θεωρώντας συντελεστή ασφαλείας  $f=1,3$  για προσωρινή εκσκαφή προκύπτει:





$$\triangleright \quad t_{\text{an}\phi_d} = \frac{t_{\text{an}\phi}}{1,3} = 0,426 \Rightarrow \phi_d = 23^\circ \quad (4.1)$$

$$\triangleright \quad c_d = \frac{c}{1,3} = 4,6 \text{ kPa} \quad (4.2)$$

$$\triangleright \quad \frac{c}{\gamma H} = 0,052 \quad (4.3)$$

Επομένως η ελάχιστη θεωρητική γωνία εκσκαφής πρανούς (μέγιστου ύψους  $H=4,5\text{m}$ , χωρίς την παρουσία νερού, με βάση το διάγραμμα του Σχήματος 4.4, είναι:

$$v: \beta = 1:1 \text{ ή } \beta = 45^\circ$$

Η υλοποίηση επομένως της εκσκαφής στη βόρεια πλευρά του οικοπέδου με κλίσεις πρανών  $v: \beta = 1:1$  ή και ηπιότερη, είναι εφικτή (Γεωγνώση, 2002).

Ωστόσο στη νότια και δυτική πλευρά του οικοπέδου, λόγω της ύπαρξης της παρακείμενης οδού Μ. Μπότσαρη και της όμορης οικοδομής αντιστοίχως, καταστούν

την παραπάνω λύση ανεφάρμοστη. Στην προκειμένη περίπτωση, στα τμήματα του οικοπέδου όπου απαιτείται κατακόρυφη εκσκαφή, προτείνεται η κατασκευή κατάλληλα μελετημένης αντιστήριξης τύπου Βερολίνου (Berlinoise).

Η λύση αυτή προϋποθέτει την τοποθέτηση σιδηροδοκών εντός διατρημάτων, κατάλληλου βάθους και διαμέτρου, τα οποία κατασκευάζονται από την επιφάνεια του εδάφους. Τμηματικά σκυροδετούνται, κατά τη διάρκεια της εκσκαφής, από πάνω προς τα κάτω τα περιμετρικά τοιχία, ενσωματώνοντας τις σιδηροδοκούς (ή εναλλακτικά, τοποθετείται παραμένον σανιδότοιχος ανάμεσα στις σιδηροδοκούς, ενώ τα τοιχία κατασκευάζονται μετά από την κατασκευή της θεμελίωσης). Λόγω της μικρής δυσκαμψίας, το πέτασμα της αντιστήριξης, με αυτή τη μέθοδο, απαιτεί οπωσδήποτε είτε την τοποθέτηση εσωτερικών αντηρίδων πριν την ολοκλήρωση της εκσκαφής ή προσωρινών αγκυρώσεων (Γεωγνώση, 2002).

### 4.3 Κατασκευή έργου αντιστήριξης

#### 4.3.3 Γεωμετρικά και ποσοτικά χαρακτηριστικά έργου

Το μήκος του τοίχου αντιστήριξης στην νότια πλευρά (προς την οδό Μ. Μπότσαρη), είναι 18,28m, ενώ προς τη δυτική πλευρά είναι 26,58m. Σύμφωνα με τα σχέδια της μελέτης αντιστήριξης στη νότια πλευρά, θα τοποθετηθούν 20 σιδηροδοκοί HEB-140 ( $Fe360$ ,  $W_x=216cm^3$ ) μήκους 10m ανά 0,9m, σε οπές διατρημάτων  $\phi 250$ , ενώ στη δυτική θα τοποθετηθούν 23 σιδηροδοκοί μήκους 8m με ίδιο ενδιάμεσο διάστημα και σε ίδια διατομή διατρημάτων. Στη νότια πλευρά, η μελέτη προέβλεψε την τοποθέτηση 7 προενταταμένων αγκυρίων κατά μήκος ανά 2m, σε δύο διαφορετικές σειρές κατά το ύψος της εκσκαφής. Η πρώτη σειρά στο ύψος  $-1,55m$  και η δεύτερη στο ύψος  $-4,75m$ . Στη δυτική πλευρά αντίστοιχα προέβλεψε την τοποθέτηση 9 αγκυρίων ανά 2m κατά μήκος, μόνο στο ύψος  $-4,75m$ . Και στις δύο περιπτώσεις τα προενταταμένα αγκύρια είναι υπό κλίση με γωνία  $20^\circ$  προς τα κάτω από την οριζόντια διεύθυνση.

#### 4.3.4 Διαδικασία κατασκευής του τοίχου αντιστήριξης Βερολίνου

Κατά τη διαδικασία του έργου, μετά την κατεδάφιση του προϋπάρχοντος κτιρίου και τον καθαρισμό του οικοπέδου από τα μπάζα, αρχικά πραγματοποιήθηκε η διάτρηση

των οπών κατά μήκος της νότιας πλευράς του οικοπέδου. Το μήκος των διατρημάτων έφτασε τα 10m, όμως η διάμετρος των οπών τελικά μεταβλήθηκε σε  $\phi 200$ . Στη συνέχεια τοποθετήθηκαν οι σιδηροπάσσαλοι ΗΕΒ-140 σε κάθε διάτρημα και πληρώθηκαν με τσιμεντένεμα C16/20, αναλογίας τσιμέντου-νερού  $1200\text{gr}/\text{cm}^3$ . Στη δυτική πλευρά, λόγω του ότι στην όμορη οικοδομή υπάρχει υπόγειο και ήταν άγνωστη η στάθμη θεμελίωσης αυτής, δεν ήταν αναγκαίο να αρχίσει ο τοίχος από την επιφάνεια της οδού Μ. Μπότσαρη.

Επόμενη φάση, ήταν η εκσκαφή μέχρι τη στάθμη των  $-2\text{m}$  και η τοποθέτηση γεωμεμβράνης και μεταλλικού πλέγματος ανάμεσα στις σιδηροδοκούς. Επίσης οι σιδηροδοκοί συγκολλήθηκαν μεταξύ τους με χαλύβδινες ράβδους. Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε η σκυροδέτηση του μετώπου με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

Ακολούθησε η τοποθέτηση της πρώτης σειράς αγκυρίων στο βάθος  $-1,55\text{m}$  με γωνία κλίσης  $20^\circ$ . Τα προενταταμένα αγκύρια που χρησιμοποιήθηκαν, αποτελούνται από 2 χαλύβδινους τένοντες (S1670/1860), με διάμετρο  $0,6''$ . Το συνολικό μήκος αγκύρωσης είναι  $12,5\text{m}$  ενώ το πακτωμένο  $9,5\text{m}$ . Στη συνέχεια τα αγκύρια τανύστηκαν και στερεώθηκαν στη σιδηροδοκό 2UPN180 ( $\text{Fe360}$ ,  $W_x=2 \times 215\text{cm}^3$ ), που εκτείνεται κατά μήκος του μετώπου της εκσκαφής. Η επόμενη φάση κατασκευής του έργου ήταν η εκσκαφή μέχρι τη στάθμη των  $-5\text{m}$ . Η εικόνα που παρουσιάζει το έργο στη νότια πλευρά, σε αυτό το στάδιο, φαίνεται στη Φωτογραφία 4.2.



Φωτογραφία 4.2: Εκσκαφή στη στάθμη  $-5\text{m}$ , νότια πλευρά τοίχου.

Στη Φωτογραφία 4.3, φαίνεται λεπτομερώς το “κλείδωμα” του αγκυρίου στην πλάκα αγκύρωσης, η οποία έχει πριν συγκολληθεί στο ζυγό 2UPN180. Στη Φωτογραφία 4.4 διακρίνονται οι δύο χαλύβδινοι τένοντες του αγκυρίου, και τα πλαστικά καλώδια μέσα από τα οποία μετά την τοποθέτηση, θα εισπιαστεί τσιμεντένεμα, ώστε να πακτωθεί το αγκύριο κατά το επιθυμητό μήκος.



Φωτογραφία 4.3: Λεπτομέρεια από το κλείδωμα του αγκυρίου στην πλάκα αγκύρωσης.



Φωτογραφία 4. 4: Λεπτομέρεια από την μορφή του αγκυρίου.

Στο στάδιο που προαναφέρθηκε, έλαβαν χώρα οι εργασίες διάτρησης των οπών, στην δυτική πλευρά του οικοπέδου όπως φαίνεται στη Φωτογραφία 4.5. Στο διατρητικό μηχάνημα, χρησιμοποιήθηκε σαν διατρητικό άκρο αρίδα (Φωτογραφία 4.7) αντί του περιστροφικού άκρου (Φωτογραφία 4.6) που είχε χρησιμοποιηθεί στη νότια πλευρά. Αυτή η αντικατάσταση ήταν αναγκαία λόγω της αυξημένης υγρασίας του υπεδάφους, σε αυτήν την πλευρά, οπότε η χρήση της αρίδας θεωρήθηκε καταλληλότερη.



Φωτογραφία 4.5: Εργασίες διάτρησης στη δυτική πλευρά του οικοπέδου.



Φωτογραφία 4.6: Περιστροφικό άκρο με κομβία.

Στη Φωτογραφία 4.8, φαίνονται οι σιδηροπάσσαλοι καθώς είναι τοποθετημένοι στις οπές των διατρημάτων και έχουν πληρωθεί με τσιμεντένεμα.



Φωτογραφία 4.7: Λεπτομέρεια του διατρητικού άκρου (αρίδα).



Φωτογραφία 4.8: Σιδηροπάσσαλοι τοποθετημένοι στα διατρήματα.

Στη συνέχεια, πραγματοποιήθηκε η εκσκαφή της νότιας και δυτικής πλευράς, όπως φαίνεται στις Φωτογραφίες 4.9 και 4.10, το συνολικό βάθος εκσκαφής έφτασε τα -7,5m με επίπεδο αναφοράς το κράσπεδο της οδού Μ. Μπότσαρη.



Φωτογραφία 4.9: Εργασίες εκσκαφής στη δυτική και νότια πλευρά.



Φωτογραφία 4.10: Λεπτομέρεια εκσκαφής κατά μήκος της δυτικής πλευράς.

Οι εργασίες στη νότια πλευρά, ακολούθησαν την διαδικασία που αναφέρθηκε στην αρχή της παραγράφου 4.3.2. Στη Φωτογραφία 4.10, διακρίνεται λεπτομέρεια του τοίχου, των ράβδων που συγκολλήθηκαν μεταξύ των σιδηροπασσάλων, του χαλύβδινου πλαισίου και της γεωμεμβράνης. Παρακάτω, στη Φωτογραφία 4.11, διακρίνεται ο τοίχος σε όλο του το ύψος, στην νότια πλευρά.



Φωτογραφία 4.10: Λεπτομέρεια του τοίχου και των υλικών κατασκευής.



Φωτογραφία 4.11: Ο τοίχος, στη νότια πλευρά, ύστερα από την τοποθέτηση των απαραίτητων υλικών.

Οι εργασίες τοποθέτησης των παραπάνω υλικών, διεξήχθησαν με την ίδια σειρά και στη δυτική πλευρά και το αποτέλεσμα φαίνεται στη Φωτογραφία 4.12. Στη συνέχεια του έργου, έγινε σκυροδέτηση και των δύο πλευρών με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (gunite), όπως φαίνεται στις Φωτογραφίες 4.13, 4.14, 4.15, 4.16.



Φωτογραφία 4.12: Πλάγια όψη του τοίχου (δυτική πλευρά), μετά από τις εργασίες τοποθέτησης των υλικών.



Φωτογραφία 4.13: Σκυροδέτηση του τοίχου (νότια πλευρά).



Φωτογραφία 4.14: Εργασίες σκυροδέτησης με εκτοξευδόμενο σκυρόδεμα.



Φωτογραφία 4.16: Σκυροδέτηση της δυτικής πλευράς.

Στις Φωτογραφίες 4.17 και 4.18 φαίνονται ο μηχανολογικός εξοπλισμός που χρησιμοποιήθηκε κατά την σκυροδέτηση. Σε αυτό το σημείο πρέπει να αναφερθεί ότι πριν από τη χρήση του σκυροδέματος, έγινε ανάμιξη αυτού με αιώρημα μπεντονίτη, σε συγκεκριμένη αναλογία.



Φωτογραφία 4.17: Σύστημα ανάμιξης σκυροδέματος – μπεντονίτη.



Φωτογραφία 4.18: Παροχή σκυροδέματος στο σύστημα ανάμιξης.

Στη συνέχεια της κατασκευής, ακολούθησε η διάτρηση κεκλιμένων οπών, με κλίση  $20^{\circ}$  στις οποίες τοποθετήθηκαν χειροκίνητα τα αγκύρια και στις δύο πλευρές του τοίχου. Στις Φωτογραφίες 4.19 και 4.20 διακρίνονται τα αγκύρια ύστερα από την τοποθέτησή τους.



Φωτογραφία 4.19: Άποψη των δύο πλευρών μετά την τοποθέτηση των αγκυρίων.



Φωτογραφία 4.20: Λεπτομέρεια των τοποθετημένων αγκυρίων στη δυτική πλευρά.

Μετά την τοποθέτηση των αγκυρίων στις οπές των διατρημάτων, ακολούθησε η κατασκευή των δύο σιδηροδοκών 2UPN180, η οποία έλαβε χώρα στο εργοτάξιο, όπως φαίνεται στη Φωτογραφία 4.21, ενώ λεπτομέρεια των δοκών φαίνεται στη Φωτογραφία 4.22.



Φωτογραφία 4.21: Κατασκευή σιδηροδοκών.



Φωτογραφία 4.22: Λεπτομέρεια από την σιδηροδοκό 2UPN180.

Στη Φωτογραφία 4.23 διακρίνονται οι πλάκες αγκύρωσης που πρόκειται να χρησιμοποιηθούν κατά τη στερέωση των αγκυρίων στη δοκό και κατά το “κλείδωμα” αυτών μετά την τάνυση τους. Μετά την τοποθέτηση των σιδηροδοκών κατά μήκος των δύο μετώπων, τανύστηκαν τα αγκύρια και “κλειδώθηκαν” πάνω στις δοκούς. Στις Φωτογραφίες 4.24, 4.25 και 4.26 διακρίνεται η περάτωση του έργου καθώς και τελική φάση, μετά την στρώση του τσιμέντου γενικής καθαριότητας.



Φωτογραφία 4.23: Πλάκες αγκύρωσης.



Φωτογραφία 4.24: Τελική άποψη δυτικής πλευράς.



Φωτογραφία 4.25: Τελικής άποψη νότιας πλευράς.



Φωτογραφία 4.26: Πανοραμική άποψη του έργου στην τελική φάση.

## Equation Chapter 5 Section 1

### Κεφάλαιο 5

#### Αναλυτική μέθοδος προσέγγισης

##### 5.1 Αναλυτική μέθοδος υπολογισμού των ωθήσεων

###### 5.1.1 Επιλογή της μεθόδου Rankine για τον υπολογισμό των ωθήσεων

Ο αρχικός στόχος της παρούσας μελέτης, είναι ο υπολογισμός των ωθήσεων του εδάφους και η μορφή της κατανομής αυτών, κατά το ύψος του τοίχου αντιστήριξης. Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά καθώς και οι ιδιότητες του εδάφους, λήφθηκαν από τα στοιχεία που παρουσιάστηκαν στο Κεφάλαιο 4 και από τη γεωτεχνική μελέτη της εταιρείας Γεωγνώση Α.Ε.

Από την εδαφική τομή κατά μήκος της γεώτρησης (Σχήμα 4.3), παρατηρείται ότι πρόκειται για πολυστρωματικό γεωλογικό υπόβαθρο, επομένως οι ιδιότητες κάθε εδαφικής στρώσης είναι διαφορετικές. Για να ληφθούν υπόψη οι ιδιαιτερότητες κάθε στρώσης, μετά από εκτεταμένη βιβλιογραφική έρευνα, θεωρήθηκε καταλληλότερος ο υπολογισμός των ωθήσεων κατά Rankine (Κεφάλαιο 2, παράγραφος 2.1.3). Συγκεκριμένα, η θεωρία του Rankine, δίνει άμεσα τις τιμές των ωθήσεων σε κάθε βάθος, κατ' επέκταση και σε κάθε στρώση (Κεφάλαιο 2, παράγραφος 2.2.1). Συμπληρωματικά, η επιλογή αυτής της μεθόδου ενισχύθηκε από το γεγονός ότι έχει εφαρμοστεί σε πολλά παρόμοια προβλήματα

Θα πρέπει επίσης να αναφερθεί, ότι η επιλογή της συγκεκριμένης μεθόδου, δίνει την επιθυμητή ευελιξία στην πορεία των υπολογισμών, καθώς χρησιμοποιήθηκε αυτοματοποιημένη φόρμα στο M.S.Excel, ώστε να αποφευχθούν τυχόν υπολογιστικά λάθη στους υπολογισμούς και να γίνει ταχύτερη η διαδικασία. Στόχος αυτής της φόρμας, που θα παρουσιαστεί παρακάτω, είναι να δίνονται από το χρήστη οι εδαφικές ιδιότητες και η στρωματογραφία του εδάφους, ώστε να υπολογίζονται απευθείας οι ενεργές και παθητικές ωθήσεις, στο ύψος της εκσκαφής που επιλέγει πάλι ο χρήστης. Επίσης έχει προβλεφθεί και η επίδραση του υδροφόρου ορίζοντα στους υπολογισμούς.

Σαν εξέλιξη της φόρμας προστέθηκε ένα τμήμα που αποσκοπεί στον άμεσο υπολογισμό των δυνάμεων που απαιτούνται για την αντιστήριξη του μετώπου εκσκαφής.

### 5.1.2 Μοντέλα προσομοίωσης

Αρχικά πρέπει να αναφερθεί ότι πραγματοποιήθηκαν τρεις διαφορετικές περιπτώσεις υπολογισμών, που προέκυψαν από την αναγκαιότητα να προσομοιωθούν οι τρεις διαφορετικές περιπτώσεις του τοίχου αντιστήριξης, που είναι οι εξής:

- Το Μοντέλο Α αναφέρεται στην περίπτωση του τοίχου στη νότια πλευρά του οικοπέδου, έχοντας δύο σειρές αγκύρωσεις. Το βάθος της τελικής εκσκαφής είναι  $-7,5\text{m}$ , ενώ το μήκος του πασσάλου είναι  $10\text{m}$ .
- Το Μοντέλο Β αναφέρεται στην περίπτωση του τοίχου στη δυτική πλευρά του οικοπέδου, έχοντας μία σειρά αγκύρωσης. Το βάθος της τελικής εκσκαφής είναι  $-7,5\text{m}$ , ενώ το μήκος του πασσάλου είναι  $8\text{m}$ . Σε αυτό το Μοντέλο, προσομοιώθηκε και η επίδραση του γειτονικού κτιρίου.
- Το Μοντέλο Γ αναφέρεται στην περίπτωση του τοίχου στη δυτική πλευρά του οικοπέδου, έχοντας μία σειρά αγκύρωσης. Το βάθος της τελικής εκσκαφής είναι  $-7,5\text{m}$ , ενώ το μήκος του πασσάλου είναι  $8\text{m}$ . Σε αυτό το Μοντέλο, προσομοιώθηκε η συνέχεια του τοίχου στη δυτική πλευρά, όπου δεν υπάρχει γειτονικό κτίριο.

## 5.2 Παρουσίαση αριθμητικής προσέγγισης

### 5.2.1 Αναλυτική παρουσίαση υπολογισμών για το Μοντέλο Α

Αρχικά, εισάγονται οι στάθμες κάθε εδαφικού στρώματος (μέχρι τα  $-10\text{m}$ , διότι αυτό είναι το μήκος του πασσάλου), οι στάθμες στις οποίες θα τοποθετηθούν τα αγκύρια (η 1<sup>η</sup> στα  $-1,55\text{m}$  και η 2<sup>η</sup> στα  $-4,75\text{m}$ ), η τελική στάθμη της γενικής εκσκαφής (στα  $-7,55\text{m}$ ) και η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα (στα  $-8,7\text{m}$ ). Επίσης, για να απεικονιστούν στο ζητούμενο διάγραμμα ωθήσεων, οι ωθήσεις κατά τις φάσεις της εκσκαφής, έχουν προστεθεί και οι στάθμες των φάσεων. Στον Πίνακα 5.1 φαίνεται η δομή όλων των παραπάνω δεδομένων και ο αυτόματος υπολογισμός του εκάστοτε πάχους του στρώματος. Τα εισαγόμενα δεδομένα φαίνονται στο Πίνακα 5.1 με μπλε χρώμα, ενώ τα διπλά νούμερα στη στήλη της αρχικής και τελικής στάθμης παράγουν τα

απαιτούμενα δεδομένα για τη σχεδίαση των διαγραμμάτων. Στον Πίνακα 5.2 παρουσιάζονται οι ιδιότητες των εδαφικών στρώσεων και το ειδικό βάρος του νερού που αντιστοιχούν στο εκάστοτε υπολογιζόμενο πάχος κάθε στρώσης. Με την έννοια “στρώση” αναφέρονται τα διαφορετικά υπολογιζόμενα πάχη των εδαφικών στρωμάτων έτσι όπως αυτά διαφοροποιούνται κατά τις φάσεις της εκσκαφής. Δηλαδή δεν αντιπροσωπεύουν τις γεωλογικές στρώσεις.

Πίνακας 5.1: Εισαγωγή των επιμέρους εδαφικών στάθμεων και αυτόματος υπολογισμός του πάχους αυτών.

Αρ. Στρώματος και Αρ. Σειρών αγκυρίων	Στάθμη		Πάχος Στρώματος H (m)	Α/Α Στρώσης
	Αρχ. (m)	Τελ. (m)		
<b>1° Στρώμα</b>	0	1,55	1,55	1
	1,55	1,55		
<b>1<sup>η</sup> σειρά αγκυρίων</b>	1,55	1,56	0,01	2
	1,56	1,56		
1 <sup>η</sup> φάση εκσκαφής	1,56	2,20	0,64	3
	2,20	2,20		
	2,20	2,80	0,6	4
	2,80	2,80		
<b>2° Στρώμα</b>	2,80	4,75	1,95	5
	4,75	4,75		
<b>2<sup>η</sup> σειρά αγκυρίων</b>	4,75	4,77	0,02	6
	4,77	4,77		
2 <sup>η</sup> φάση εκσκαφής	4,77	5,30	0,53	7
	5,30	5,30		
	5,30	7,00	1,70	8
	7,00	7,00		
<b>3° Στρώμα</b>	7,00	7,55	0,55	9
<b>Τελική στάθμη εκσκαφής</b>	7,55	7,55		
	7,55	8,70	1,15	10
<b>Στάθμη υδροφόρου</b>	8,70	8,70		
<b>4° Στρώμα</b>	8,70	9,40	0,70	11
	9,40	9,40		
	9,40	10,00	0,60	12
	10,00	10,00		

Στη συνέχεια γίνεται ο υπολογισμός των κατακόρυφων τάσεων που προέρχονται από κάθε στρώσης (για την περίπτωση των ενεργών τάσεων), αλλά και από την επίδραση του νερού. Ο υπολογισμός των κατακόρυφων τάσεων δίνεται από την εξίσωση:

$$\sigma_v = \gamma H \quad (5.1)$$

όπου:

$\gamma$ : το ειδικό βάρος κάθε στρώσης (από Πίνακα 5.2)

H: το πάχος κάθε στρώσης (από Πίνακα 5.1)

Πίνακας 5.2: Εισαγωγή εδαφικών παραμέτρων.

A/A Στρώσης	Συνοχή c (kPa)	Γωνία εσωτερικής τριβής φ (degree)	Φαιν Ειδ. Βαρ. γ (kN/m <sup>3</sup> ) νερού	Φαιν Ειδ. Βαρ. γ (kN/m <sup>3</sup> )
1	0	30,0		17,16
2	0	30,0		17,16
3	0	30,0		17,16
4	0	30,0		17,16
5	6	29,6		19,60
6	6	29,6		19,60
7	6	29,6		19,60
8	6	29,6		19,60
9	40	24,0		19,10
10	40	24,0		19,10
11	40	24,0	9,81	19,10
12	5	36,0	9,81	21,10

Μετά γίνεται ο αθροιστικός υπολογισμός των κατακόρυφων πιέσεων όπως φαίνεται στον Πίνακα 5.3 ο οποίος πραγματοποιείται χωριστά για το έδαφος και το νερό. Αυτό συμβαίνει διότι οι στήλες των κατακόρυφων πιέσεων του εδάφους θα εμπλακούν σε περαιτέρω υπολογισμούς με τους συντελεστές των ωθήσεων  $K_a$ ,  $K_p$  και με την συνοχή  $c$  του εδάφους. Επομένως οι πιέσεις λόγω νερού θα προστεθούν στην τελική φάση των υπολογισμών.

Πίνακας 5.3: Υπολογισμός κατακόρυφων τάσεων για την ενεργό τάση με την επίδραση νερού.

A/A Στρώσης	γH (Εν.) εδάφους (kN/m <sup>2</sup> )	γH νερού (kN/m <sup>2</sup> )	Κατακόρυφη πίεση νερού Αρχ. (kN/m <sup>2</sup> )	Κατακόρυφη πίεση νερού Τελ. (kN/m <sup>2</sup> )	Κατακόρυφη (Εν.) πίεση εδάφους Αρχ. (kN/m <sup>2</sup> )	Κατακόρυφη (Εν.) πίεση εδάφους Τελ. (kN/m <sup>2</sup> )
1	26,598				0	26,598
2	0,172				26,598	26,770
3	10,982				26,769	37,752
4	10,296				37,752	48,048
5	38,220				48,048	86,268
6	0,392				86,268	86,660
7	10,388				86,66	97,048
8	33,320				97,048	130,368
9	10,505				130,368	140,873
10	21,965	0,000	0,000	0,000	140,873	162,838
11	13,370	6,867	0,000	6,867	162,838	176,208
12	12,660	5,886	6,867	12,753	176,208	188,868

Πίνακας 5.4: Υπολογισμός των κατακόρυφων τάσεων για την παθητική τάση με την επίδραση νερού.

A/A Στρώσης	$\gamma H$ (Παθ.) εδάφους (kN/m <sup>2</sup> )	Κατακόρυφη (Παθ.) πίεση εδάφους Αρχ. (kN/m <sup>2</sup> )	Κατακόρυφη (Παθ.) πίεση εδάφους Τελ. (kN/m <sup>2</sup> )
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0
6	0	0	0
7	0	0	0
8	0	0	0
9	0	0	0
10	21,965	0	21,965
11	13,370	21,965	35,335
12	12,660	35,335	47,995

Στον Πίνακα 5.4 δίνεται από τον χρήστη μόνο η αρχική κατακόρυφη πίεση, με μπλε χρώμα (για τις παθητικές τάσεις) και υπολογίζονται με όμοιο τρόπο όπως και στον Πίνακα 5.3, οι αθροιστικές κατακόρυφες παθητικές τάσεις. Στον Πίνακα 5.4, διακρίνονται αποτελέσματα των υπολογισμών για στάθμη κάτω των  $-7,55\text{m}$ . Αυτό γιατί στη συγκεκριμένη περίπτωση που μελετάται, η τελική στάθμη εκσκαφής βρίσκεται σε αυτό το βάθος. Οπότε οι παθητικές ωθήσεις ενεργοποιούνται κάτω από αυτό το βάθος.

Όμως η φόρμα έχει τη δυνατότητα να υπολογίσει τις παθητικές τάσεις και σε άλλες στάθμες αν αυτό επιλεγεί από τον χρήστη. Αυτή η δυνατότητα προέρχεται από τη χρήση λογικών προτάσεων ελέγχου, οι οποίες βρίσκουν ποιες στάθμες έχουν επιλεγεί για να δώσουν παθητικές τάσεις. Στη συνέχεια γίνεται η εκτέλεση των υπολογισμών του Πίνακα 5.4.

Στον Πίνακα 5.5 γίνεται ο υπολογισμός των συντελεστών ωθήσεων  $K_a$ ,  $K_p$  σύμφωνα με τις εξισώσεις 2.23 και 2.24 κατά Rankine. Επίσης συμπεριλαμβάνεται και ο υπολογισμός των ενεργών και παθητικών τάσεων, σύμφωνα με τις αντίστοιχες

εξισώσεις 2.26 και 2.27 αντίστοιχα. Είναι ευδιάκριτο ότι ο υπολογισμός των τάσεων χωρίζεται πάλι σε αρχικές και τελικές που αναφέρονται στην αρχή και στο τέλος της κάθε στρώσης. Οι κατακόρυφες τάσεις  $\sigma_h$  εισάγονται αυτόματα από τους Πίνακες 5.3 και 5.4 αντίστοιχα. Επίσης πρέπει να σημειωθεί ότι κατά τον υπολογισμό των τάσεων στον Πίνακα 5.5, γίνεται αυτόματα η προσθήκη της επίδρασης των κατακόρυφων τάσεων λόγω του υδροφόρου ορίζοντα, πάλι με την εφαρμογή λογικών προτάσεων ελέγχου. Έτσι ανάλογα με την στάθμη του υδροφόρου που είχε εισαχθεί αρχικά στον Πίνακα 5.1 προστίθεται κάτω από αυτή τη στάθμη η επίδραση των τάσεων λόγω νερού.

Πίνακας 5.5: Υπολογισμός των συντελεστών  $K_a$ ,  $K_p$  και των τάσεων στις περιπτώσεις της ενεργούς και της παθητικής ώθησης.

A/A Στρώσης	$K_a$	$K_p$	$\sigma_{hp}=\gamma HK_p$ Αρχ. (Παθ) (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{hp}=\gamma HK_p$ Τελ. (Παθ) (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{ha}=\gamma HK_a$ Αρχ.(Εν.) (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{ha}=\gamma HK_a$ Τελ. (Εν.) (kN/m <sup>2</sup> )
1	0,333	3,004	0	0	0,000	8,855
2	0,333	3,004	0	0	8,855	8,912
3	0,333	3,004	0	0	8,912	12,569
4	0,333	3,004	0	0	12,569	15,996
5	0,338	2,956	0	0	16,256	29,187
6	0,338	2,956	0	0	29,187	29,319
7	0,338	2,956	0	0	29,319	32,834
8	0,338	2,956	0	0	32,834	44,107
9	0,421	2,374	0	0	54,910	59,334
10	0,421	2,374	0	52,150	59,334	68,586
11	0,421	2,374	52,149	90,760	68,586	81,084
12	0,259	3,856	143,133	197,841	52,559	61,728

Πίνακας 5.6: Υπολογισμός των τάσεων μετά την εφαρμογή της εξίσωσης Rankine-Bell για συνεκτικά εδάφη.

A/A Στρώσης	$E_{c_a}$ (Εν.) (kN/m <sup>2</sup> )	$E_{c_p}$ (Παθ) (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{ha}-E_{c_a}$ Αρχ. (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{ha}-E_{c_a}$ Τελ. (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{hp}+E_{c_p}$ Αρχ. (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{hp}+E_{c_p}$ Τελ. (kN/m <sup>2</sup> )
1	0	0	0,000	8,855	0	0
2	0	0	8,855	8,912	0	0
3	0	0	8,912	12,569	0	0
4	0	0	12,569	15,996	0	0
5	6,980	0	15,996	22,207	0	0
6	6,980	0	22,207	22,339	0	0
7	6,980	0	22,339	25,854	0	0
8	6,980	0	25,854	37,127	0	0
9	51,919	0	37,127	7,415	0	0
10	51,919	123,268	7,415	16,667	-123,268	-175,418
11	51,919	123,268	16,667	29,165	-175,418	-214,028
12	5,092	19,638	29,165	56,636	-214,028	-217,478
			47,467		-162,770	
			56,636		-217,478	

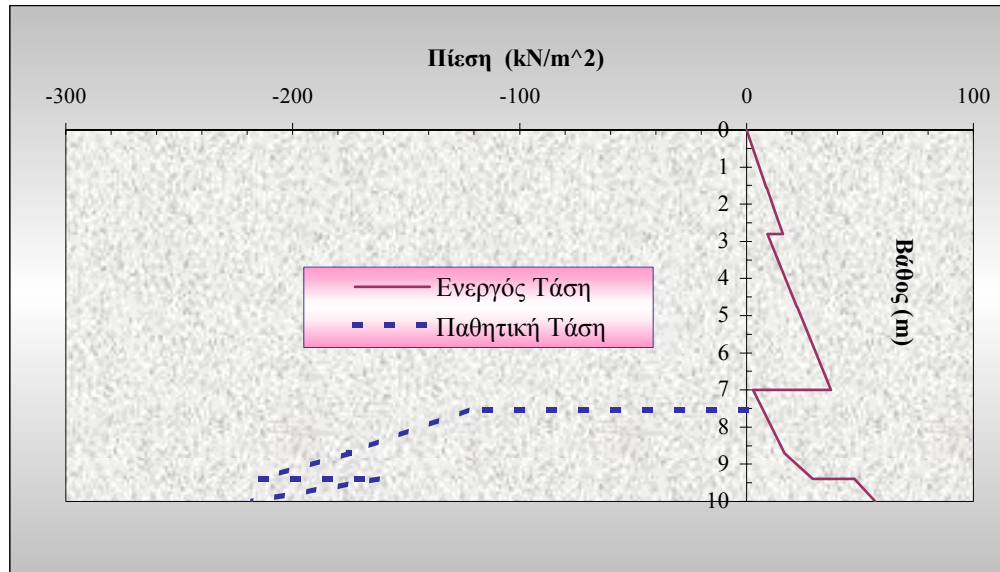
Στον Πίνακα 5.6 εφαρμόζονται οι εξισώσεις Rankine-Bell (2.30 και 2.31) για συνεκτικά εδάφη και για τις περιπτώσεις των ενεργών και παθητικών τάσεων αντίστοιχα.

Οι ποσότητες  $E_{c_a}$  και  $E_{c_p}$  δίνονται από τις σχέσεις:

$$E_{c_a} = 2c\sqrt{K_a}$$

$$E_{c_p} = 2c\sqrt{K_p}$$

Από τις στήλες  $\sigma_{ha}-E_{c_a}$  Αρχ,  $\sigma_{hp}+E_{c_p}$  Αρχ. και από τη στήλη του Πίνακα 5.1 **Στάθμη Αρχ.** δημιουργείται το ζητούμενο διάγραμμα των τάσεων (Σχήμα 5.1) για τις ενεργές και τις παθητικές τάσεις για μήκος τοίχου 10m, για στάθμη υδροφόρου στα -8,7m και για τελική στάθμη εκσκαφής στα -7,55m



Σχήμα 5.1: Διάγραμμα εδαφικών πιέσεων-βάθος για Μοντέλο Α.

Στη συνέχεια απαιτείται ο υπολογισμός των ωθήσεων για τις ενεργές και παθητικές τάσεις καθώς και ο υπολογισμός των ωθήσεων που προέρχονται από την ύπαρξη του νερού. Ο υπολογισμός των ωθήσεων θα οδηγήσει στον υπολογισμό των ροπών και στη συνέχεια στην εκτίμηση των απαιτούμενων δυνάμεων που θα πρέπει να αναλάβουν τα αγκύρια. Στον Πίνακα 5.7 παρουσιάζονται οι υπολογισμοί των προαναφερόμενων ωθήσεων. Θα πρέπει να αναφερθεί πως οι δυνάμεις των αγκυρίων εισάγονται από τον χρήστη, σε αυτό το σημείο της φόρμας (Πίνακας 5.7), διότι οι τιμές τους θα εμπλακούν στον υπολογισμό των ενεργητικών ωθήσεων και κατ'επέκταση και στον υπολογισμό των αντίστοιχων ροπών.

Βέβαια κατά την επίλυση του προβλήματος, χρήστης έχει τη δυνατότητα να εισάγει τις τιμές των δυνάμεων και να παρακολουθεί αν αυτές δίνουν το επιθυμητό αποτέλεσμα δηλ.  $\Sigma \text{Ροπών} = 0$ . Τα παραπάνω θα γίνουν περισσότερο κατανοητά στη συνέχεια της ανάλυσης των πινάκων που ακολουθούν. Επίσης αξίζει να αναφερθεί ότι οι τιμές των δυνάμεων (Πίνακα 5.7) είναι παράδειγμα τιμών που δίνουν  $\Sigma \text{Ροπών} = 0$ , αλλά δεν αποτελούν μονοσήμαντη λύση του προβλήματος καθώς υπάρχουν και άλλα ζεύγη τιμών που ικανοποιούν την απαιτούμενη συνθήκη ισορροπίας.

Για παράδειγμα ο υπολογισμός των ενεργών ωθήσεων (Πίνακας 5.7), υλοποιήθηκε με βάση την εξίσωση, που δίνει το εμβαδόν του τριγωνικού διαγράμματος των τάσεων:

$$E_{ev} = \frac{1}{2}(\sigma_{ha} - E_{ca})H \quad (5.2)$$

ο όρος  $(\sigma_{ha} - E_{ca})$  έχει υπολογιστεί στον Πίνακα 5.6 και το  $H$  προέρχεται από τον Πίνακα 5.1 και συμβολίζει το πάχος κάθε στρώσης. Η ίδια εξίσωση 5.2, χρησιμοποιήθηκε για τον υπολογισμό των ωθήσεων λόγω νερού. Στη στήλη Σ.Ωθήσεων (ενεργές), αφαιρούνται οι δυνάμεις των αγκυρίων (που βρίσκονται σε συγκεκριμένη στάθμη) και προστίθενται οι ωθήσεις λόγω νερού. Στη στήλη Σ.Ωθήσεων (παθητικές) προστίθενται οι ωθήσεις μόνο λόγω νερού. Στο τέλος των δύο αυτών στηλών προκύπτει το άθροισμα των ωθήσεων και για τις δύο περιπτώσεις.

Πίνακας 5.7: Υπολογισμός ωθήσεων (ανά μέτρο μήκους της τομής).

A/A	Ωθήσεις	Ωθήσεις	Δύναμη	Ωθήσεις	Ωθήσεις	Σ.Ωθ.	Σ.Ωθ.
Στρώσης	Ενεργ.	Παθ.	Αγκυρ.	Ενεργ. Νερ.	Παθ. Νερ.	Ενεργ.	Παθ.
	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)
1	6,863	0				6,863	0
2	0,089	0	17,000			-16,911	0
3	6,874	0				6,874	0
4	8,569	0				8,569	0
5	30,696	0				30,696	0
6	0,445	0	14,000			-13,555	0
7	12,771	0				12,771	0
8	53,533	0				53,533	0
9	2,862	0				2,862	0
10	13,847	-171,744		0	0	13,847	-171,744
11	16,041	-136,306		2,403	-2,403	18,444	-138,709
12	31,231	-114,075		1,766	-1,766	32,997	-115,840
<b>ΣΥΝΟΛΟ</b>	<b>183,821</b>	<b>-422,125</b>				<b>159,990</b>	<b>-426,294</b>

Ο Πίνακας 5.8 έχει ως σκοπό τον προσδιορισμό του κέντρου βάρους του διαγράμματος των τάσεων, προκειμένου να καθοριστεί η θέση της γραμμής της ώθησης των γαιών στα επιμέρους στρώματα. Η απόσταση της  $x$  από τον επικινδυνότερο άξονα περιστροφής (που διέρχεται από το σημείο της βάσης του τοίχου δηλ. τα 10m), απαιτείται για τον υπολογισμό της ροπής ανατροπής, εξίσωση 5.3:

$$M = Ex \quad (5.3)$$

Επομένως έχοντας την συνισταμένη ώθηση  $E$  (Πίνακα 5.7), η οποία θεωρείται ότι περνάει από το κέντρο βάρους του τραπεζοειδούς διαγράμματος των τάσεων και ενεργεί σε απόσταση  $x$  από τη βάση του τοίχου είναι δυνατόν να υπολογιστεί στη συνέχεια την ροπή, εφαρμόζοντας την αρχή της μηχανικής ότι η συνισταμένη ροπή είναι ίση με το άθροισμα των επιμέρους ροπών  $M_1$ ,  $M_2$  των συνιστωσών  $E_1$ ,  $E_2$ . Η απόσταση  $x$ , υπολογίζεται ξεχωριστά για κάθε πάχος στρώσης σύμφωνα με την εξίσωση:

$$x = \frac{H}{3} \left( \frac{a+2b}{a+b} \right) \quad (5.4)$$

όπου:

$H$  = το ύψος του τραπεζιού (πάχος στρώματος)

$a$  = η κάτω βάση ( $(\sigma_{ha} - E_{ca})$  Αρχ.) Πίνακας 5.6

$b$  = η πάνω βάση ( $(\sigma_{ha} - E_{ca})$  Τελ.) Πίνακας 5.6

Αντίστοιχοι υπολογισμοί γίνονται και στην περίπτωση της παθητικής κατάστασης. Θα πρέπει να αναφερθεί ότι λόγω της διαφορετικής απόστασης κάθε στρώματος από την βάση του τοίχου (τα 10m), υπολογίζεται αρχικά το αθροιστικό πάχος και για τον τελικό υπολογισμό της απόστασης  $x$  ακολουθείται η εξίσωση:

$$x = 10 - \alpha \theta ρ ο ι σ . π ά χ ο ς \times \frac{H}{3} \left( \frac{a+2b}{a+b} \right) \quad (5.5)$$

Πίνακας 5.8: Υπολογισμός της απόστασης x από τον επικινδυνότερο άξονα περιστροφής (βάση του τοίχου).

A/A Στρώσης	H/3 (m)	Τραπεζίο κ.β. $\left(\frac{a+2b}{a+b}\right)$ Ενερ.	Τραπεζίο κ.β. $\left(\frac{a+2b}{a+b}\right)$ Παθ.	Αθρ. Πάχος (m)	X από 10m Ενερ. (m)	X από 10m Παθ. (m)
1	0,517	1,000	0	1,550	8,967	8,450
2	0,003	1,498	0	1,560	8,445	8,440
3	0,213	1,415	0	2,200	8,102	7,800
4	0,200	1,440	0	2,800	7,488	7,200
5	0,650	1,295	0	4,750	6,092	5,250
6	0,007	1,499	0	4,770	5,240	5,230
7	0,177	1,464	0	5,300	4,959	4,700
8	0,567	1,411	0	7,000	3,799	3,000
9	0,183	1,287	0	7,550	2,686	2,450
10	0,383	1,308	1,413	8,700	1,801	1,842
11	0,233	1,364	1,450	9,400	0,918	0,938
12	0,200	1,456	1,428	10,000	0,291	0,286

Στον Πίνακα 5.9 υπολογίζονται οι συνιστώσες των ροπών για κάθε πάχος και για τις δύο καταστάσεις σύμφωνα με την εξίσωση 5.3. Τέλος, παίρνοντας το άθροισμα των ροπών από τις δύο στήλες, υπολογίζεται η συνολική ροπή του συστήματος (τελευταία γραμμή του Πίνακα 5.9). Στον Πίνακα 5.9 φαίνεται το αποτέλεσμα της συνολικής ροπής (0,898) που προκύπτει για δυνάμεις αγκυρίων αυτές του Πίνακα 5.7. Οποιαδήποτε αλλαγή στις τιμές των δυνάμεων, γίνεται εμφανής στον Πίνακα 5.9 και δίνει άλλα αποτελέσματα της συνολικής ροπής του συστήματος. Γενικά στην φόρμα που παρουσιάστηκε οποιαδήποτε αλλαγή δεδομένων που εισάγονται στους πίνακες με μπλε χρώμα, επιφέρει άμεση αλλαγή στα τελικά αποτελέσματα των ροπών, αφού όλοι οι πίνακες έχουν κατασκευαστεί έτσι ώστε να αλληλεπιδρούν.

Πίνακας 5.9: Υπολογισμός ροπών σε κάθε στρώση και συνισταμένη ροπή.

A/A Στρώσης	Ροπές Ενεργ. $M=\Sigma.\Omega*X$	Ροπές Παθ. $M=\Sigma.\Omega*X$	Συνισταμένη Ροπή
1	61,536	0	
2	-142,815	0	
3	55,691	0	
4	64,168	0	
5	186,982	0	
6	-71,026	0	
7	63,327	0	
8	203,389	0	
9	7,686	0	
10	24,943	-316,2731	
11	16,935	-130,1696	
12	9,608	-33,085	
<b>ΣΥΝΟΛΟ</b>	<b>480,426</b>	<b>-479,528</b>	<b>0,898</b>

### 5.2.2 Παρουσίαση Μοντέλου Β

Το Μοντέλο Β, θα παρουσιαστεί συνοπτικά καθώς οι αναλυτικοί πίνακες είναι αντίστοιχοι με αυτούς που παρουσιάστηκαν για το Μοντέλο Α, στην παράγραφο 5.2.1. Αρχικά θα πρέπει να τονιστούν οι διαφορές στην γεωμετρία των δύο μοντέλων. Το Μοντέλο Β αντιπροσωπεύει το τμήμα του τοίχου, που βρίσκεται στη δυτική πλευρά του οικοπέδου. Η αναγκαιότητα της αντιστήριξης σε αυτήν την περίπτωση, προέρχεται κυρίως από την ύπαρξη της όμορης οικοδομής και λόγω του υπογείου αυτής. Έτσι, η διαφορά σε σχέση με το Μοντέλο Α, είναι ότι το μήκος των πασσάλων είναι 8m αντί 10m. Η στάθμη θεμελίωσης της όμορης οικοδομής βρίσκεται περίπου στα -4m από την οδό της Μ.Μπότσαρη, γεγονός που σημαίνει πως μέχρι αυτό το σημείο υπάρχουν τα θεμέλια της οικοδομής και απαιτείται μόνο 1<sup>η</sup> σειρά αγκυρίων κατά την αντιστήριξη, στη στάθμη των -4.75m. Έτσι η τοποθέτηση των πασσάλων ξεκίνησε από τα -2m και έφτασε τα -10m.

Με βάση τα παραπάνω στοιχεία, δίνεται ο αρχικός Πίνακας 5.10 των δεδομένων για το Μοντέλο Β. Το σημαντικότερο σημείο για την προσομοίωση του συγκεκριμένου μοντέλου, είναι η προσομοίωση του φορτίου που προέρχεται από την όμορη οικοδομή. Η δυσκολία προκύπτει από το γεγονός ότι ο πάσσαλος ‘εφάπτεται’ κατά 2m στα θεμέλια της οικοδομής, οπότε η επιφάνεια της εφαρμογής του φορτίου βρίσκεται ‘βυθισμένη’ στα -4m. Το πρόβλημα λύθηκε θεωρώντας ότι από τα -2m έως τα -2,8m υπάρχει έδαφος με ειδικό βάρος  $70 \text{ kN/m}^3$  ενώ από τα -2,8 μέχρι τα -4m το ειδικό βάρος του εδάφους θεωρήθηκε  $26 \text{ kN/m}^3$ . Η θεώρηση αυτή έγινε με στόχο το προκύπτον φορτίο στο τέλος των -4m να έχει τιμή  $87 \text{ kN/m}^2$ , καθώς αυτή η τιμή είναι αντιπροσωπευτική που προέρχεται από ένα πέδιλο θεμελίωσης όταν θεμελιώνεται κατασκευή με τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της όμορης οικοδομής που υπάρχει σε αυτήν την περίπτωση. Βέβαια η θεμελίωση δεν έχει γίνει μόνο από ένα πέδιλο, αλλά επειδή μελετάται η τομή της αντιστήριξης, θεωρείται ότι το φορτίο προέρχεται μόνο από ένα πέδιλο.

Στον Πίνακα 5.11, εισάγονται οι εδαφικοί παράμετροι για το Μοντέλο Β με βάση τις θεωρήσεις που αναφέρθηκαν.

Πίνακας 5.10: Εισαγωγή των επιμέρους εδαφικών στάθμεων και αυτόματος υπολογισμός του πάχους αυτών.

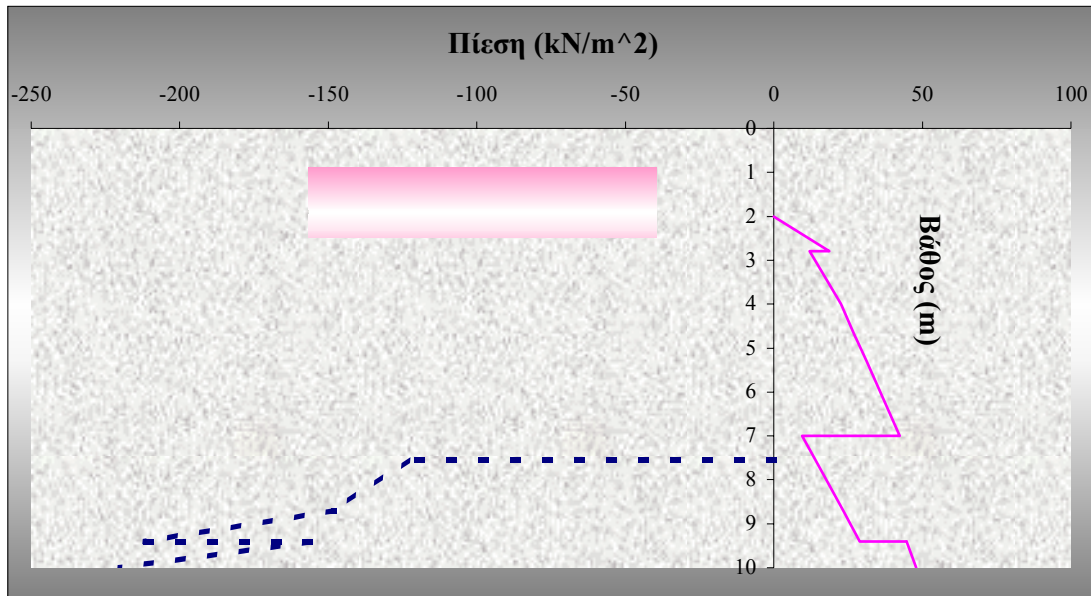
Αρ. Στρώματος και Αρ. Σειρών αγκυρίων	Στάθμη		Πάχος Στρώματος Η (m)	Α/Α Στρώσης
	Αρχ. (m)	Τελ. (m)		
1 <sup>ο</sup> Στρώμα	2,00	2,80	0,80	1
	2,80	2,80		
2 <sup>ο</sup> Στρώμα	2,80	4,00	1,20	2
	4,00	4,00		
3 <sup>ο</sup> Στρώμα	4,00	4,75	0,75	3
	4,75	4,75		
1 <sup>η</sup> σειρά αγκυρίων	4,75	4,77	0,02	4
	4,77	4,77		
	4,77	5,30	0,53	5
	5,30	5,30		
	5,30	7,00	1,70	6
	7,00	7,00		
4 <sup>ο</sup> Στρώμα	7,00	7,55	0,55	7
Τελική στάθμη εκσκαφής	7,55	7,55	1,15	8
	7,55	8,70		
Στάθμη υδροφόρου	8,70	8,70	0,70	9
	8,70	9,40		
5 <sup>ο</sup> Στρώμα	9,40	9,40	0,60	10
	9,40	10,00		

Πίνακας 5.11: Εισαγωγή εδαφικών παραμέτρων.

A/A Στρώσης	Συνοχή c (kPa)	Γωνία εσωτερικής τριβής φ (degree)	Φαιν ειδ. Βαρ. γ (kN/m <sup>3</sup> ) νερού	Φαιν ειδ. Βαρ. γ (kN/m <sup>3</sup> )
1	0	30,0		70,0
2	6	29,6		26,0
3	6	29,6		19,6
4	6	29,6		19,6
5	6	29,6		19,6
6	6	29,6		19,6
7	40	24,0		19,1
8	40	24,0		19,1
9	40	24,0	9,81	19,1
10	5	36,0	9,81	21,1

Στην συνέχεια ακολουθείται η ίδια διαδικασία υπολογισμών που παρουσιάστηκε αναλυτικά για το Μοντέλο Α. Θα επισημανθούν μόνο κάποιες διαφορές μεταξύ των δύο μοντέλων για μην γίνει κουραστική η ανάλυση.

Είναι ευνόητο, ότι οι σχετικές διαφορετικές ιδιότητες που εισάγονται στους Πίνακες 5.10 και 5.11, επηρεάζουν όλους τους υπολογισμούς στη συνέχεια. Το σημαντικότερο όμως σημείο κατά την πορεία των υπολογισμών είναι ότι με την εισαγωγή του φορτίο, αλλάζει η μορφή του διαγράμματος των τάσεων (Σχήμα 5.2). Αυτό το γεγονός επηρεάζει τις ενεργές ωθήσεις, κατά συνέπεια και τις υπολογιζόμενες ροπές ανατροπής. Άρα η εισαγόμενη δύναμη που έχει στόχο την οριακή ισορροπία του συστήματος έχει μία τιμή που ικανοποιεί την προϋπόθεση  $\Sigma \text{Ροπών} = 0$ . Δηλαδή η λύση σε αυτήν την περίπτωση που έχουμε 1<sup>η</sup> σειρά αγκυρίων, είναι μονοσήμαντη. Έτσι για δύναμη αγκυρίου  $F = 55,125 \text{ kN/m}$  υπολογίζεται ότι  $\Sigma \text{Ροπών} = 0,017$ .



### 5.2.3 Παρουσίαση Μοντέλου Γ

Το Μοντέλο Γ αντιπροσωπεύει το τμήμα του τοίχου αντιστήριξης που βρίσκεται στη δυτική πλευρά και αποτελεί τη συνέχεια του τοίχου που αντιπροσωπεύει το Μοντέλο Β. Όμως στο Μοντέλο Γ, δεν υπάρχει φόρτιση από γειτονικό κτίριο, οπότε οι εδαφικές ιδιότητες είναι διαφορετικές από εκείνες του Μοντέλου Β. Η γεωμετρία των πασσάλων εξακολουθεί να είναι η ίδια, δηλ, 8m μήκος και η τοποθέτηση αυτών ξεκινά από τα -2m. Στον Πίνακα 5.12 παρουσιάζονται τα εισαγόμενα αρχικά δεδομένα, ενώ στον Πίνακα 5.13, οι εδαφικές ιδιότητες. Στο Σχήμα 5.3, παρουσιάζεται το διάγραμμα των τάσεων για το Μοντέλο Γ.

Ο υπολογισμός των επιμέρους πινάκων στηρίζεται στην ίδια φιλοσοφία που αναφέρθηκε αναλυτικά κατά την παρουσίαση του Μοντέλου Α. Η ιδιαιτερότητα που παρουσιάζει αυτή η περίπτωση, προέρχεται από τα αποτελέσματα των υπολογιζόμενων ωθήσεων. Συγκεκριμένα, οι τιμές των παθητικών ωθήσεων, είναι πολύ μεγαλύτερες από τις τιμές των ενεργών, ενώ παρατηρείται ότι οι ενεργές ωθήσεις, στα στρώματα από -7m έως -7,55m και από -7,55m έως τα -8,7m έχουν αρνητική τιμή. Αυτό εξηγείται, λόγω της αυξημένης συνοχής που έχουν τα στρώματα, οπότε στην εξίσωση 2.30 ( $\sigma_{ha} = K_a \gamma H - 2c\sqrt{K_a}$ ) που δίνει τις τάσεις στην ενεργό κατάσταση, στο δεύτερο μέλος της εξίσωσης ο δεύτερος όρος,  $Ea = 2c\sqrt{K_a}$  είναι μεγαλύτερος από τον πρώτο

## Κεφάλαιο 6

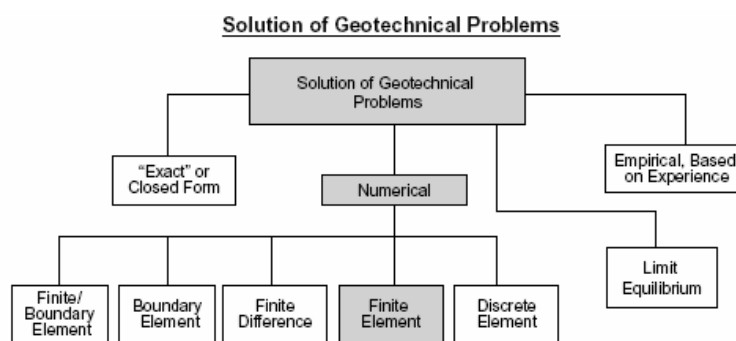
### Αριθμητική μέθοδος προσέγγισης

#### 6.1 Αριθμητικές μέθοδοι

##### 6.1.1 Αριθμητικές μέθοδοι που χρησιμοποιούνται στα γεωτεχνικά προβλήματα

Υπάρχουν πολλοί τρόποι για να λυθούν τα γεωτεχνικά προβλήματα που αντιμετωπίζει ένας μηχανικός. Στο Σχήμα 6.1, φαίνονται οι διάφοροι τρόποι επίλυσης γεωτεχνικών προβλημάτων. Αυτό το κεφάλαιο θα επικεντρωθεί στη λύση των προβλημάτων με τη χρήση των αριθμητικών μεθόδων και συγκεκριμένα με τη χρήση των πεπερασμένων στοιχείων.

Ένα κύριο χαρακτηριστικό των αριθμητικών μεθόδων, είναι ότι συνήθως η λύση προέρχεται από την ταυτόχρονη επίλυση ενός συνόλου μερικών διαφορικών εξισώσεων (partial differential equations (PDEs)). Εφόσον το έδαφος ουσιαστικά είναι μη γραμμικό, ελαστικό-βισκοπλαστικό και τριφασικό υλικό μία άμεση λύση από το σύνολο των PDEs, δεν είναι συχνά δυνατή. Για το λόγο αυτό συνήθως ακολουθείται επαναληπτική αριθμητική προσέγγιση. Υπάρχουν πέντε κύριες μέθοδοι που χρησιμοποιούνται στην επίλυση γεωτεχνικών προβλημάτων: η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων, η μέθοδος των πεπερασμένων διαφορών, η μέθοδος των συνοριακών στοιχείων, η μέθοδος των διακριτών στοιχείων και η μέθοδος που συνδυάζει τα συνοριακά και τα πεπερασμένα στοιχεία (IGE, 2003).



Σχήμα 6.1: Τρόποι επίλυσης γεωτεχνικών προβλημάτων (IGE, 2003).

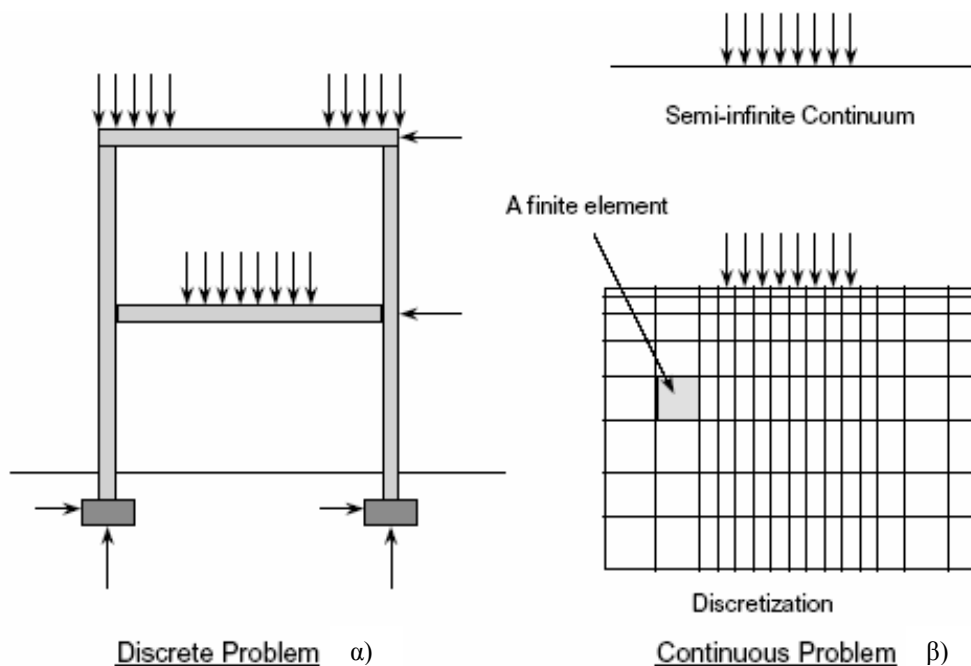
### 6.1.2 Ποία είναι η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων

Πριν καθοριστεί η λειτουργία της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, θα πρέπει να αναφερθεί η διαφορά που υπάρχει μεταξύ ενός διακριτού (*discrete*) και ενός συνεχούς συστήματος (*continuous system*). Για ένα διακριτό σύστημα, μια επαρκής λύση μπορεί να επιτευχθεί χρησιμοποιώντας έναν πεπερασμένο αριθμό από καλά ορισμένα στοιχεία. Τέτοιου είδους προβλήματα μπορούν να λυθούν με ευκολία χρησιμοποιώντας μεγάλο αριθμό από στοιχεία όπως σε προβλήματα π.χ.: ανάλυσης μιας δοκού κτιρίου που εδράζεται σε κολώνες κ.τ.λ. (Σχήμα 6.2α). Για ένα συνεχές σύστημα, όπως στην περίπτωση ενός εδαφικού στρώματος, η υποδιαίρεση είναι απείρως συνεχόμενη έτσι ώστε το πρόβλημα μπορεί να προσδιοριστεί χρησιμοποιώντας την μαθηματική φαντασία του απειροελάχιστου.

Ανάλογα με την περιπλοκότητα του προβλήματος, υπάρχουν δύο τρόποι για να λυθούν τέτοια προβλήματα. Τα απλά γραμμικά, μπορούν να λυθούν με τη χρήση της μεθόδου της μαθηματικής παραπλάνησης. Ενώ τα σύνθετα μη γραμμικά προβλήματα απαιτούν διακριτοποίηση του προβλήματος σε στοιχεία με πεπερασμένες διαστάσεις (Σχήμα 6.2β) και στη συνέχεια χρησιμοποίηση αριθμητικών μεθόδων όπως τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων (*finite element method, FEM*) (IGE, 2003).

Το κύριο χαρακτηριστικό των πεπερασμένων στοιχείων, που κάνει αυτή τη μέθοδο να διαφέρει από τις υπόλοιπες αριθμητικές, είναι ότι η υποδιαίρεση ενός δεδομένου πεδίου ορισμού (*domain*) σε απλούστερα υποπεδία. Οποιοδήποτε γεωμετρικό σχήμα που επιτρέπει τον υπολογισμό της επίλυσης ή την διαδικασία προσέγγισης αυτής ή προβάλλει την απαιτούμενη σχέση μεταξύ των τιμών της επίλυσης σε επιλεγμένα σημεία, οι λεγόμενοι κόμβοι (*nodes*), του υποσυνόλου, αποκτά ιδιότητες πεπερασμένου στοιχείου. Αυτή η υποδιαίρεση του συνόλου σε μικρότερα κομμάτια, έχει δύο πλεονεκτήματα (IGE, 2003):

- Επιτρέπει την ακριβή αντιπροσώπευση περίπλοκων γεωμετρικών σχημάτων και την δυνατότητα συνυπολογισμού των ιδιοτήτων ανόμοιων υλικών.
- Είναι δυνατή η ακριβής αντιπροσώπευση της λύσης σε κάθε στοιχείο, έτσι ώστε να συνεπάγονται οι τοπικές επιδράσεις (μεγάλες βαθμωτές μεταβολές της λύσης).



Σχήμα 6.2: α) Διακριτό και β) Συνεχές Πρόβλημα (IGE, 2003).

### 6.1.3 Θεμελιώδη βήματα της ΜΠΣ

Τα τρία θεμελιώδη βήματα της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων είναι τα εξής (IGE, 2003):

- Διαίρεση του συνόλου σε επιμέρους τμήματα έτσι ώστε να αντιπροσωπεύεται η γεωμετρία τόσο καλά όσο και η λύση του προβλήματος.
- Σε κάθε τμήμα, αναζητείται η διαδικασία προσέγγισης της λύσης σαν γραμμικός συνδυασμός των σημειακών τιμών και των συναρτήσεων μορφής.
- Παράγεται η αλγεβρική σχέση μεταξύ σημειακών τιμών στους κόμβους κατά την επίλυση σε κάθε τμήμα και γίνεται η συνένωση των τμημάτων για να επιτευχθεί η επίλυση του συνόλου.

### 6.1.4 Χρήσιμες παρατηρήσεις κατά τη χρήση της ΜΠΣ

Κατά τη χρήση της ΜΠΣ θα ήταν θετικό να είναι γνωστές οι παρακάτω χρήσιμες παρατηρήσεις (IGE, 2003):

- Ανάλογα με το σχήμα του πεδίου, αυτό μπορεί να διακριτοποιηθεί σε κάνναβο που να περιέχει πάνω από ένα τύπο στοιχείων. Έτσι όταν χρησιμοποιούν παραπάνω του ενός τύποι στοιχείων, ο κάθε τύπος απομονώνεται και αναπτύσσονται οι συναρτήσεις μορφής του. Συνήθως τα προγράμματα που

χρησιμοποιούν την ΜΠΣ έχουν αυτή την δυνατότητα και δεν υπάρχει πρόβλημα να εισάγονται διαφορετικοί τύποι στοιχείων κατά την ανάλυση.

- Οι κυρίαρχες συνεχείς συναρτήσεις είναι γενικά πολύ περίπλοκες. Είναι συνήθως μερικές διαφορικές εξισώσεις και στις περισσότερες περιπτώσεις δεν μπορούν να δώσουν λύση για ένα στοιχείο. Αυτό συμβαίνει για δύο λόγους. Πρώτον, δεν επιτρέπουν ακριβή λύση και δεύτερον οι διακριτές συναρτήσεις που απορρέουν δεν μπορούν να λυθούν ανεξάρτητα από τα εναπομείναντα στοιχεία διότι η σύνδεση των στοιχείων, στηρίζεται σε συγκεκριμένες συνεχόμενες συνοριακές και ή σε αρχικές συνθήκες.
- Ο αριθμός και η θέση των κόμβων σε ένα στοιχείο, εξαρτώνται από τη γεωμετρία του στοιχείου, το βαθμό πολυωνυμικών συναρτήσεων και από την ολοκλήρωση των συναρτήσεων.
- Υπάρχουν τρεις πηγές λαθών που συμβαίνουν κατά τη χρήση της ΜΠΣ:
  1. Τα λάθη λόγω της προσέγγισης του πεδίου.
  2. Τα λάθη εξαιτίας της προσέγγισης της επίλυσης.
  3. Και τα λάθη λόγω των αριθμητικών υπολογισμών.

Η εκτίμηση αυτών των τριών ειδών λαθών, δεν είναι εύκολη υπόθεση. Η ακρίβεια (accuracy) και η σύγκλιση (convergence) της λύσης κατά την χρήση της ΜΠΣ εξαρτάται από την διαφορική εξίσωση, από την φόρμα ολοκλήρωσης και από το είδος των στοιχείων. Η ακρίβεια αποδίδεται στην διαφορά μεταξύ της ακριβούς λύσης και της λύσης που προέρχεται από τη ΜΠΣ, ενώ η σύγκλιση αναφέρεται στην ακρίβεια όταν αυξάνεται ο αριθμός των στοιχείων στον κάνναβο.

### 6.1.5 Διάφορα είδη πεπερασμένων στοιχείων

Υπάρχουν πολλά διαφορετικά είδη πεπερασμένων στοιχείων που είναι διαθέσιμα κατά τη χρήση τους σε γεωτεχνικά προγράμματα. Τα είδη των στοιχείων μπορούν να ταξινομηθούν είτε με βάση τις διαστάσεις του προβλήματος είτε ανάλογα με την τάξη των στοιχείων. Επίσης η διάκριση τους μπορεί να γίνει αναλόγως με το αν υιοθετείται η διαδικασία συζευγμένης στερεοποίησης (coupled consolidation formulation). Τα είδη στοιχείων με βάση τις διαστάσεις είναι τα εξής (Σχήμα 6.3) (IGE, 2003):

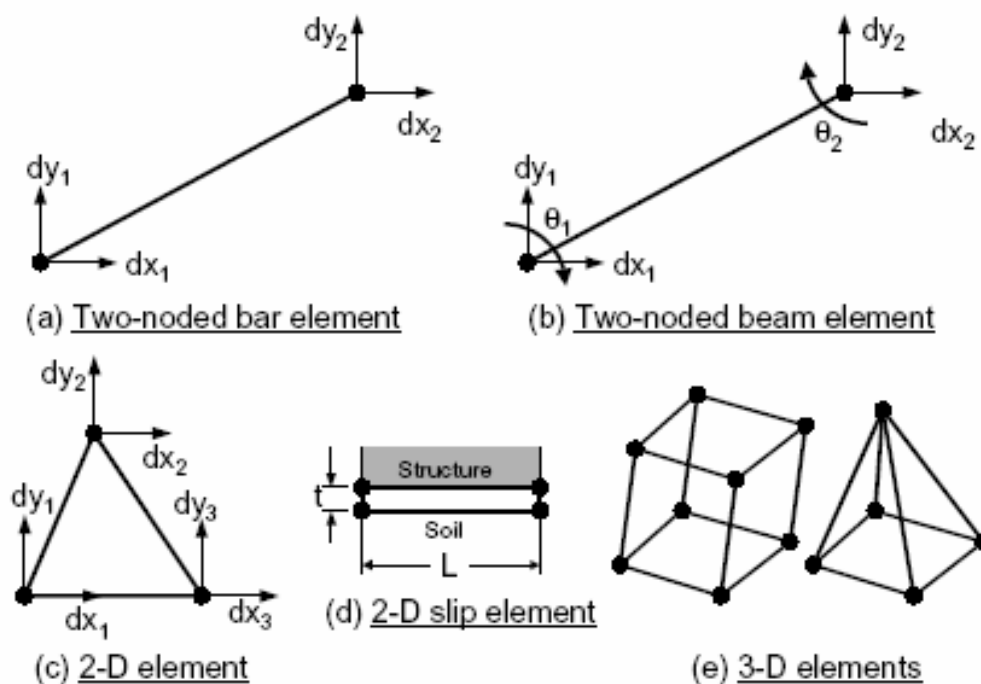
- ✚ Τα 1-D στοιχεία που περιέχουν: α) τα στοιχεία δοκών (bar elements) για την μοντελοποίηση των αντηρίδων, του γεωϋφάσματος αντιστήριξης, των

αγκυρίων και άλλων δομικών στοιχείων που δεν είναι ικανά να αντισταθούν σε κάμψη, β) τα στοιχεία δοκών (beam elements) για τη μοντελοποίηση των τοίχων αντιστήριξης, της εσωτερικής επένδυσης των σιράγγων και οποιοδήποτε άλλων δομικών στοιχείων που απαιτούν καμπτική ακαμψία.

- ✦ Τα 2-D στοιχεία που περιέχουν: α) τα τριγωνικά και τετραγωνικά στοιχεία για τη μοντελοποίηση του εδάφους και των δομικών τμημάτων με σημαντικές διαστάσεις και β) τα στοιχεία ολίσθησης (slip elements) για τη μοντελοποίηση της συμπεριφοράς της διεπιφάνειας εδάφους-κατασκευής.
- ✦ Τα 3-D στοιχεία είναι εξάεδρα και τετράεδρα και χρησιμοποιούνται για τη μοντελοποίηση του εδάφους και των δομικών στοιχείων. Κάποια προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων έχουν 3-D στοιχεία ολίσθησης (slip elements) και για τη μοντελοποίηση της συμπεριφοράς της διεπιφάνειας εδάφους-κατασκευής.

Τα είδη στοιχείων με βάση την τάξη των στοιχείων, που καθορίζεται από την τάξη της πολυωνυμικής συνάρτησης μορφής είναι τα εξής (Σχήμα 6.4) (IGE, 2003) :

- ✦ Τα στοιχεία 1<sup>ης</sup> τάξης προέρχονται από πολυωνυμική συνάρτηση μορφής 1<sup>ης</sup> τάξης και η μορφή της συνάρτησης είναι ευθεία γραμμή.
- ✦ Τα στοιχεία 2<sup>ης</sup> τάξης προέρχονται από πολυωνυμική συνάρτηση μορφής 2<sup>ης</sup>

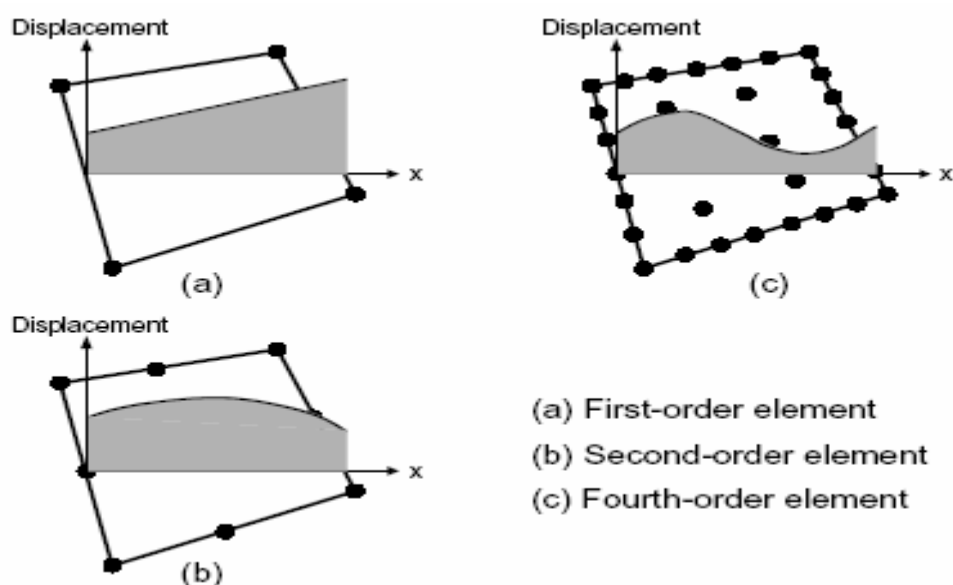


Σχήμα 6.3: Τύποι στοιχείων 1-D, 2-D και 3-D (IGE, 2003).

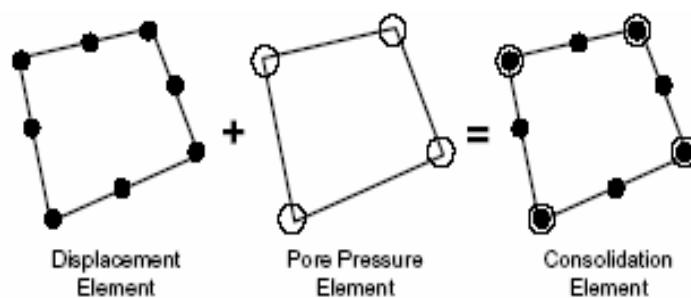
τάξης και η μορφή της συνάρτησης είναι καμπύλη γραμμή. Συνεπώς, η παραμόρφωση μέσα σε αυτά τα στοιχεία κατανέμεται γραμμικά. Αυτά τα στοιχεία συνήθως έχουν ένα ή περισσότερα κομβικά σημεία μεταξύ των κορυφών του στοιχείου. Έτσι δεν απαιτείται η χρήση μεγάλου αριθμού τέτοιων στοιχείων για να επιτευχθεί ικανοποιητική ακρίβεια.

- Τα στοιχεία 4<sup>ης</sup> τάξης προέρχονται από πολυωνυμική συνάρτηση μορφής 4<sup>ης</sup> τάξης. Οι παραμορφώσεις εδώ έχουν κυβική μεταβολή μέσα στο στοιχείο. Αυτά τα στοιχεία έχουν πολλά ενδιάμεσα κομβικά σημεία μεταξύ των κορυφών του στοιχείου. Δεν συνηθίζεται να χρησιμοποιούνται αυτά τα στοιχεία για απλά γεωτεχνικά προβλήματα, η χρήση τους περιορίζεται για ειδικές περιπτώσεις, όπως σε δοκιμές νέων καταστατικών μοντέλων κ.α.

Τα στοιχεία στερεοποίησης (consolidation elements) (Σχήμα 6.5) απαιτούνται όταν τα προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων υιοθετούν τη διαδικασία συζευγμένης στερεοποίησης (coupled consolidation formulation). Στη διαδικασία συζευγμένης στερεοποίησης (coupled consolidation formulation) η αύξηση της πίεσης των πόρων είναι άγνωστη. Οποιαδήποτε μεταβολή στην ποσότητα της αύξησης της πίεσης των πόρων σε δεδομένο σημείο, αντικατοπτρίζεται ταυτόχρονα στην ποσότητα των ενεργών τάσεων σε αυτό το σημείο. Σε αντίθεση με τα συνήθη κομβικά σημεία της μετατόπισης, τα στοιχεία στερεοποίησης (consolidation elements), έχουν κομβικά σημεία που εμπεριέχουν την πίεση πόρων. Σε αυτούς του κόμβους υπολογίζεται η αύξηση της πίεσης των πόρων (IGE, 2003).



Σχήμα 6.4: Τύποι στοιχείων με βάση την τάξη αυτών (IGE, 2003).



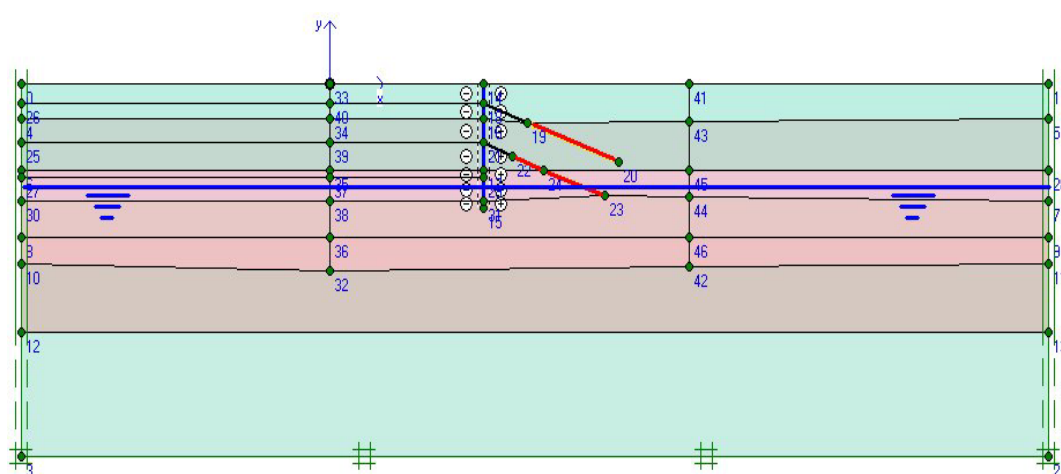
Σχήμα 6.5: Στοιχεία στερεοποίησης (consolidation element) (IGE, 2003).

## 6.2 Παρουσίαση αριθμητικής προσέγγισης

### 6.2.1 Αναλυτική παρουσίαση Μοντέλου Α και ιδιότητες υλικών προσομοίωσης

Για την αριθμητική επίλυση του προβλήματος του τοίχου αντιστήριξης, εφαρμόστηκε η μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων. Το λογισμικό πακέτο που χρησιμοποιήθηκε, είναι το Plaxis Version 7, που είναι κατάλληλο για διάφορα γεωτεχνικά προβλήματα.

Το Μοντέλο Α, όπως και στη περίπτωση της αναλυτικής επίλυσης, αντιπροσωπεύει τη νότια πλευρά της κατασκευής του τοίχου αντιστήριξης. Αρχικά, σχεδιάστηκε η γεωμετρία του μοντέλου με διαστάσεις καννάβου: 30m μήκος και 100m πλάτος (Σχήμα 6.6). Οι διαστάσεις αυτές αποσκοπούν στο να μειωθεί η επίδραση των συνοριακών συνθηκών, κατά την επίλυση του προβλήματος και είναι οι ίδιες για όλα τα



Σχήμα 6.6: Διαστάσεις, εδαφικές στρώσεις, πάσσαλος, αγκύρια και υδροφόρος ορίζοντας για το Μοντέλο Α.

μοντέλα που θα ακολουθήσουν. Στη συνέχεια, δημιουργήθηκε η εδαφική στρωμάτωση και έγινε η εισαγωγή του υδροφόρου ορίζοντα στα  $-8,7\text{m}$ , με βάση την εδαφική τομή του Σχήματος 4.3 (βλέπε Κεφαλαίο 4). Ακολούθησε η τοποθέτηση του πασσάλου, στο κέντρο του καννάβου, με μήκος  $10\text{m}$  και η εισαγωγή των αγκυρίων στις στάθμες  $-1,55\text{m}$  και  $-4,75\text{m}$  με κλίση  $20^\circ$ . Επίσης, στα όρια του καννάβου, ορίστηκαν οι συνοριακές συνθήκες πάκτωση στον άξονα  $x$  και κύλιση στον άξονα  $y$ .

Στο επόμενο στάδιο, πραγματοποιήθηκε η εισαγωγή των ιδιοτήτων στο Plaxis: των εδαφικών στρωμάτων (soil layers), του πασσάλου (beam) και των αγκυρίων (node-to-node anchors & geotextiles). Οι ιδιότητες των εδαφικών στρώσεων φαίνονται στον Πίνακα 6.1 και δίνονται με τη σειρά που απεικονίζονται στο Σχήμα 6.6. Στον Πίνακα 6.2 παρουσιάζονται οι ιδιότητες που χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση του πασσάλου HEB-140, ενώ στον Πίνακα 6.3 παρουσιάζονται οι ιδιότητες του αγκυρίου (πακτωμένου και ελεύθερου τμήματος). Οι σημαντικότερες ιδιότητες του πασσάλου HEB-140 είναι η αξονική ακαμψία, καμπτική ακαμψία, το βάρος του πασσάλου ανά μέτρο μήκους της τομής του μοντέλου και ο λόγος Poisson του υλικού του πασσάλου. Για τον υπολογισμό της αξονικής ακαμψίας (EA), της καμπτικής ακαμψίας (EI) και του βάρους ( $w$ ), χρησιμοποιήθηκαν τα τεχνικά χαρακτηριστικά του συγκεκριμένου τύπου πασσάλου HEB-140, που δίνονται από τον κατασκευαστή (Πίνακας 6.4). Το μέτρο ελαστικότητας  $E$  του πασσάλου θεωρήθηκε  $200\text{ (GPa)}$ .

Για το αγκύριον, το ελεύθερο τμήμα προσομοιώθηκε θεωρώντας ότι το υλικό είναι χάλυβας με μέτρο ελαστικότητας  $E=210\text{ (GPa)}$  και η ισοδύναμη διάμετρος των δύο τεντόνων του αγκυρίου είναι  $d=20\text{mm}$ . Για το πακτωμένο τμήμα, θεωρήθηκε ότι το υλικό είναι τσιμεντένεμα με μέτρο ελαστικότητας  $E=20\text{ (GPa)}$  και η διάμετρος είναι  $d=40\text{mm}$ . Επίσης, αρχικά θεωρήθηκαν τόσο ο πάσσαλος όσο και το ελεύθερο τμήμα του αγκυρίου σαν ελαστικά υλικά.

Πίνακα 6.1: Ιδιότητες εδαφικών στρώσεων.

Εδαφική στρώση	$c$ (kPa)	$\phi$ (degrees)	$E$ (MPa)	$\nu$
FILL	1	30.0	8	0.30
SC	6	29.6	18	0.30
MH	40	24.4	5	0.35
SC-SM	5	36.0	20	0.32
CL	30	25.0	5	0.30
SC-SM	7	31.9	30	0.30
CH	18	30.0	10	0.34

Πίνακας 6.2: Ιδιότητες πασσάλου (HEB-140).

Τύπος Υλικού	Ελαστικό
EA (MN/m)	955
EI (kNm <sup>2</sup> /m)	3353.3
w (kN/m/m)	0.378
$\nu$	0.1

EA: αξονική ακαμψία πασσάλου.

EI: καμπτική ακαμψία πασσάλου.

w: βάρος πασσάλου..

 $\nu$ : λόγος Poisson του υλικού του πασσάλου.

Πίνακας 6.3: Ιδιότητες αγκυρίου.


Ιδιότητες πακτωμένου τμήματος.	
EA (MN/m)	25 <sup>(1)</sup>
$\nu$	0
Ιδιότητες ελεύθερου τμήματος.	
EA (MN/m)	70 <sup>(2)</sup>
Ls (m)	1

EA: αξονική ακαμψία υλικού.


Ls: απόσταση αγκυρίων κατά την διεύθυνση της τομής.

<sup>1</sup> θεωρώντας E = 20 GPa and d = 40 mm<sup>2</sup> θεωρώντας E = 210 GPa and d = 20 mm

Πίνακας 6.4: Τεχνικά χαρακτηριστικά πασσάλου HEB-140 (CCP, 2004)

Bredflensbjelker												
Profil	Vekt	Dimensjon				Areal			Statiske verdier			
		h	b	s	t	Tverrsnitt	Utvendig		x akse		y akse	
HEA	kg/m	mm	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /ft	I <sub>x</sub>	W <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	W <sub>y</sub>
									cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>
100	17,2	96	100	5,0	8,0	21,24	0,561	33,68	349,2	72,8	133,8	26,76
120	20,5	114	120	5,0	8,0	25,34	0,667	34,06	606,2	106,3	230,9	38,48
140	25,5	133	140	5,5	8,5	31,42	0,794	23,88	1033,0	155,4	389,3	55,62
160	31,3	152	160	6,0	9,0	38,77	0,906	29,78	1673,0	220,1	615,6	76,95
180	36,6	171	180	6,0	9,5	45,25	1,024	28,83	2510,0	293,6	924,6	102,70
200	43,5	190	200	6,5	10,0	53,83	1,136	26,89	3692,0	388,6	1336,0	133,60
220	52,0	210	220	7,0	11,0	64,34	1,255	24,85	5410,0	515,2	1955,0	177,70
240	62,1	230	240	7,5	12,0	76,84	1,369	22,70	7763,0	675,1	2769,0	230,70
260	70,3	250	260	7,5	12,5	86,82	1,484	21,77	10450,0	836,4	3668,0	282,10
280	78,7	270	280	8,0	13,0	97,26	1,603	20,99	13670,0	1013,0	4763,0	340,20
300	91,0	290	300	8,5	14,0	112,50	1,717	19,43	18260,0	1260,0	6310,0	420,60
320	100,6	310	300	9,0	15,0	124,40	1,756	17,98	22930,0	1479,0	6985,0	465,70
340	108,2	330	300	9,5	16,5	133,50	1,795	17,13	27690,0	1678,0	7436,0	495,70
360	115,3	350	300	10,0	17,5	142,80	1,834	16,36	33090,0	1891,0	7887,0	525,80
400	128,8	390	300	11,0	19,0	159,00	1,912	15,32	45070,0	2311,0	8564,0	570,90
450	144,2	440	300	11,5	21,0	178,00	2,011	14,39	63720,0	2896,0	9465,0	631,00
500	159,7	490	300	12,0	23,0	197,50	2,110	13,60	86970,0	3550,0	10370,0	691,10

HEB



100	21,0	100	100	6	10	26,04	0,567	27,26	449,5	89,91	167,3	33,45
120	27,5	120	120	6,5	11	34,01	0,686	25,71	864,4	144,10	317,5	52,92
140	34,7	140	140	7	12	42,96	0,805	23,88	1509,0	215,60	549,7	78,52
160	43,9	160	160	8	13	54,25	0,918	21,56	2492,0	311,50	889,2	111,20
180	52,7	180	180	8,5	14	65,25	1,037	20,25	3831,0	425,70	1363,0	151,40
200	63,1	200	200	9	15	78,08	1,151	18,78	5696,0	569,60	2003,0	200,30
220	73,6	220	220	9,5	16	91,04	1,270	17,77	8091,0	735,50	2843,0	258,50
240	85,7	240	240	10	17	106,00	1,384	16,63	11260,0	938,30	3923,0	326,90
260	95,8	260	260	10	17,5	118,40	1,499	16,12	14920,0	1148,00	5135,0	395,00
280	106	280	280	10,5	18	131,40	1,618	15,69	19270,0	1376,00	6595,0	471,00
300	121	300	300	11	19	149,10	1,732	14,80	25170,0	1678,00	8563,0	570,90
320	131	320	300	11,5	20,5	161,30	1,771	13,98	30820,0	1926,00	9239,0	615,90
340	138	340	300	12	21,5	170,90	1,810	13,49	36660,0	2156,00	9690,0	646,00
360	146	360	300	12,5	22,5	180,60	1,849	13,04	43190,0	2400,00	10140,0	676,10
400	160	400	300	13,5	24	197,80	1,927	12,41	57680,0	2884,00	10820,0	721,30
450	176	450	300	14	26	218,00	2,026	11,84	79890,0	3551,00	11720,0	781,40
500	193	500	300	14,5	28	238,60	2,125	11,34	107200,0	4287,00	12620,0	841,60

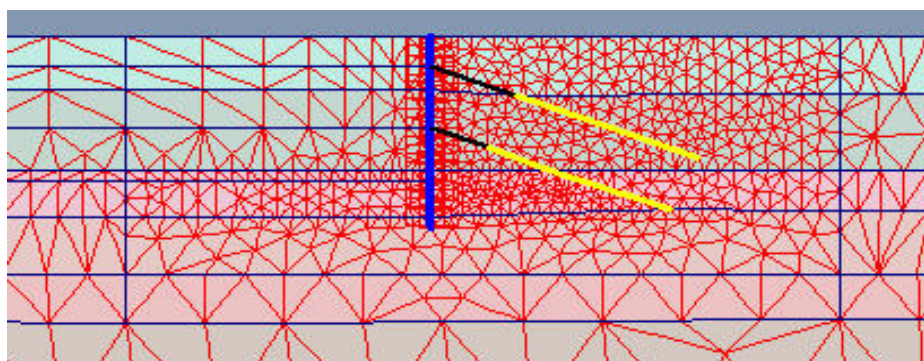
### 6.2.2 Διακριτοποίηση και στοιχεία προσομοίωσης του Μοντέλου Α

Το πρόγραμμα των πεπερασμένων στοιχείων Plaxis, παρέχει τη δυνατότητα στο χρήστη να διακριτοποιήσει το πεδίο αυτόματα. Στο Σχήμα 6.7, φαίνεται η μορφή του μοντέλου Α μετά τη διακριτοποίηση και διακρίνεται η πύκνωση της διακριτοποίησης γύρω από τον πάσσαλο καθώς και γύρω από τα δύο αγκύρια. Σε αυτήν την περίπτωση, η πύκνωση έγινε χειροκίνητα και αποσκοπεί στην καλύτερη ακρίβεια των αποτελεσμάτων.

Για τη διακριτοποίηση του εδάφους, χρησιμοποιήθηκαν 15-κομβικά τριγωνικά στοιχεία (15-node triangular elements). Κατά τους υπολογισμούς με τη ΜΠΣ οι μετατοπίσεις υπολογίζονται στα σημεία των κόμβων.

Ο πάσσαλος, ο οποίος προσομοιώθηκε σαν beam στο Plaxis, είναι δομικό στοιχείο που χρησιμοποιείται για την προσομοίωση λεπτών δομικών στοιχείων που τοποθετούνται στο έδαφος και έχουν σημαντική καμπτική ακαμψία (flexural rigidity) και αξονική ακαμψία (axial stiffness). Στο Plaxis χρησιμοποιούνται για την προσομοίωση τοίχων αντιστήριξης. Κάθε δοκός (beam) αποτελείται από τα στοιχεία δοκού (beam elements) που έχουν τρεις βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο: δύο βαθμούς ελευθερίας κατά τον μετασχηματισμό συντεταγμένων ( $u_x$  και  $u_y$ ) και έναν βαθμό ελευθερίας κατά την περιστροφή (με επίπεδο άξονα περιστροφής  $x-y:\varphi_z$ ). Στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται 15-κομβικά στοιχεία για την προσομοίωση του εδάφους, τότε τα στοιχεία δοκού (beam elements) έχουν 5 κόμβους και αυξάνεται η ακρίβεια στα αποτελέσματα (Plaxis, 1998).

Το ελεύθερο και το πακτωμένο των αγκυρίων, προσομοιώθηκαν στο Plaxis αντίστοιχα σαν συνδυασμός κομβικού αγκυρίου (node-to-node anchor) και γεωϋφάσματος (geotextile). Αυτός ο συνδυασμός προτείνεται από το εγχειρίδιο του Plaxis όταν προσομοιώνονται εδαφικά αγκύρια, όπως στην συγκεκριμένη περίπτωση.



Σχήμα 6.7: Λεπτομέρεια διακριτοποίησης του μοντέλου Α.

### 6.2.3 Φάσεις υπολογισμού Μοντέλου Α

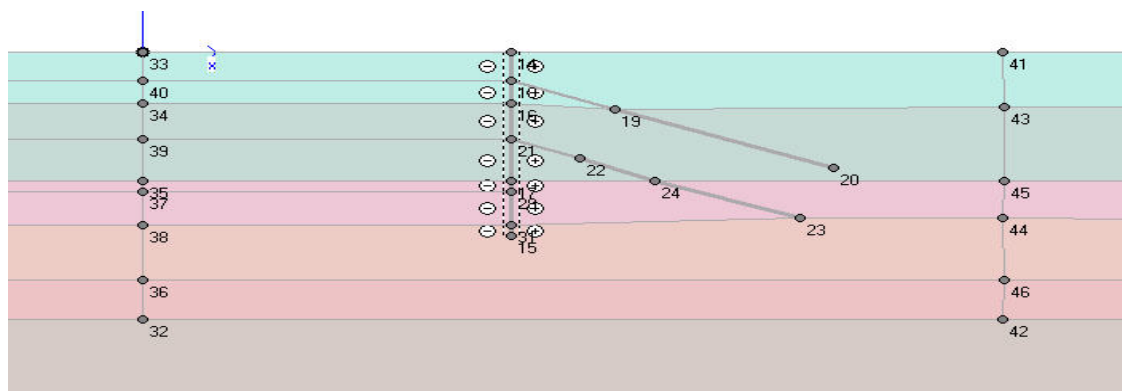
Οι φάσεις υπολογισμού υλοποιήθηκαν χρησιμοποιώντας τις εξής παραδοχές:

- Ελαστοπλαστικό υλικό (για το έδαφος).
- Κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb.
- Επίπεδη παραμόρφωση (plane strain) του πεδίου.

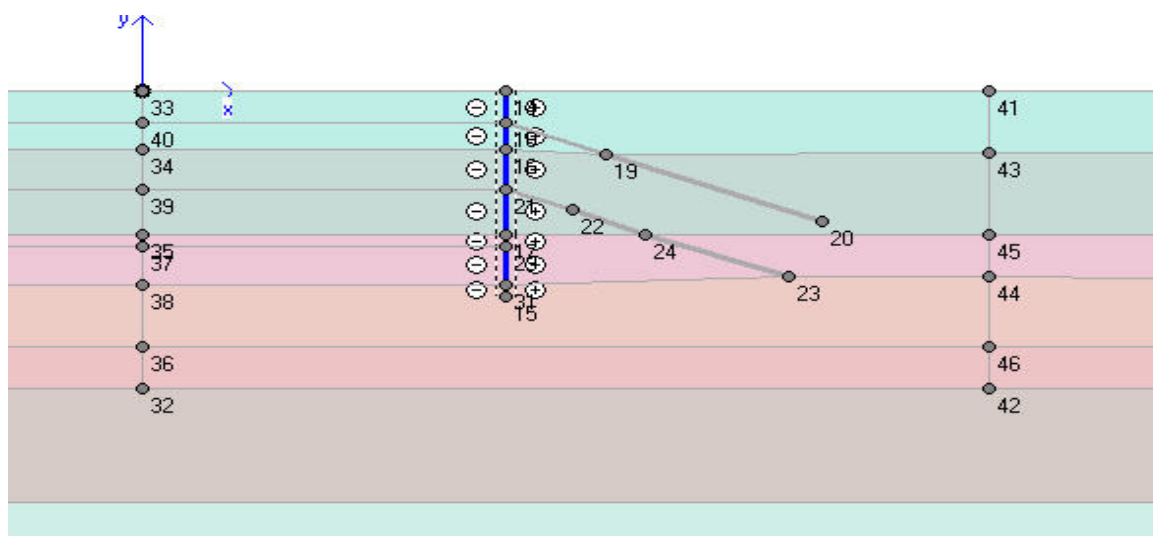
Ο υπολογισμός των φάσεων έγινε με εφαρμογή της επιλογής της διαδικασίας κατασκευής (stage construction) του προγράμματος, που δίνει την δυνατότητα στο χρήστη να επιλέγει τον τρόπο με τον οποίο θα “προχωράει” κάθε φάση και να ενεργοποιεί τα δομικά στοιχεία που θέλει σε κάθε φάση υπολογισμού.

Οι φάσεις υπολογισμού για το Μοντέλο Α είναι οι ακόλουθες:

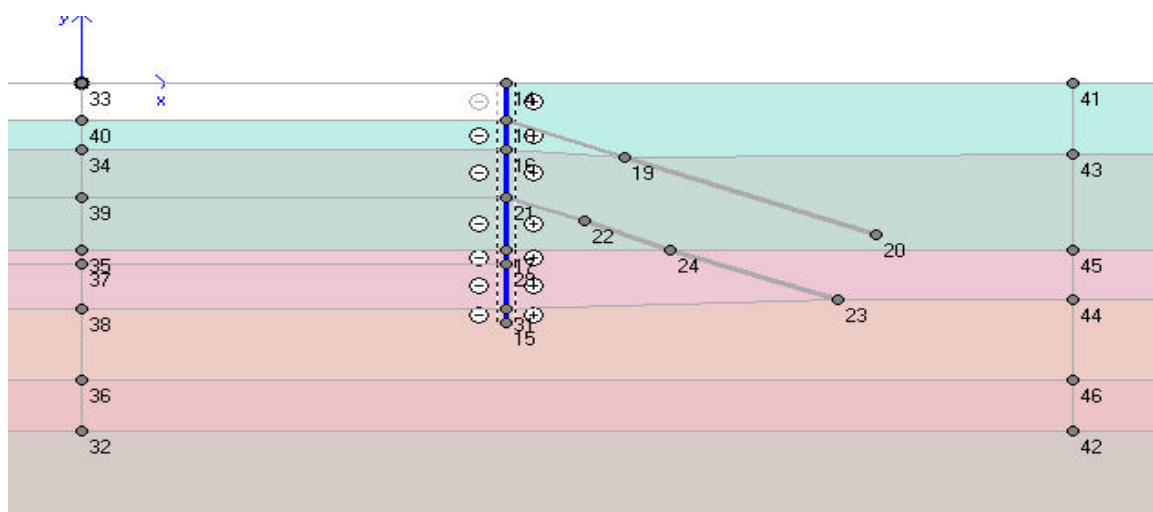
1. Αρχική μορφή του μοντέλου Α, όπου ο πάσσαλος και τα δύο αγκύρια είναι απενεργοποιημένα (Σχήμα 6.8).
2. Ενεργοποιείται ο πάσσαλος (Σχήμα 6.9).
3. Αφαιρείται το πρώτο εδαφικό στρώμα, πάχους 1,5m (Σχήμα 6.10).
4. Ενεργοποιείται το πρώτο αγκύριο (node-to-node anchor και geotextile) (Σχήμα 6.11).
5. Ένα δεύτερο εδαφικό στρώμα αφαιρείται, πάχους 1,25m (Σχήμα 6.12).
6. Αφαιρείται ένα τρίτο στρώμα, πάχους 1,95m (Σχήμα 6.13).
7. Ενεργοποιείται το δεύτερο αγκύριο (Σχήμα 6.14).
8. Ένα τέταρτο εδαφικό στρώμα αφαιρείται, πάχους 2,25m (Σχήμα 6.15).
9. Τελικά αφαιρείται εδαφικό στρώμα 0,5m πάχους, οπότε δημιουργείται η τελική εκσκαφή στα -7,5m (Σχήμα 6.16).



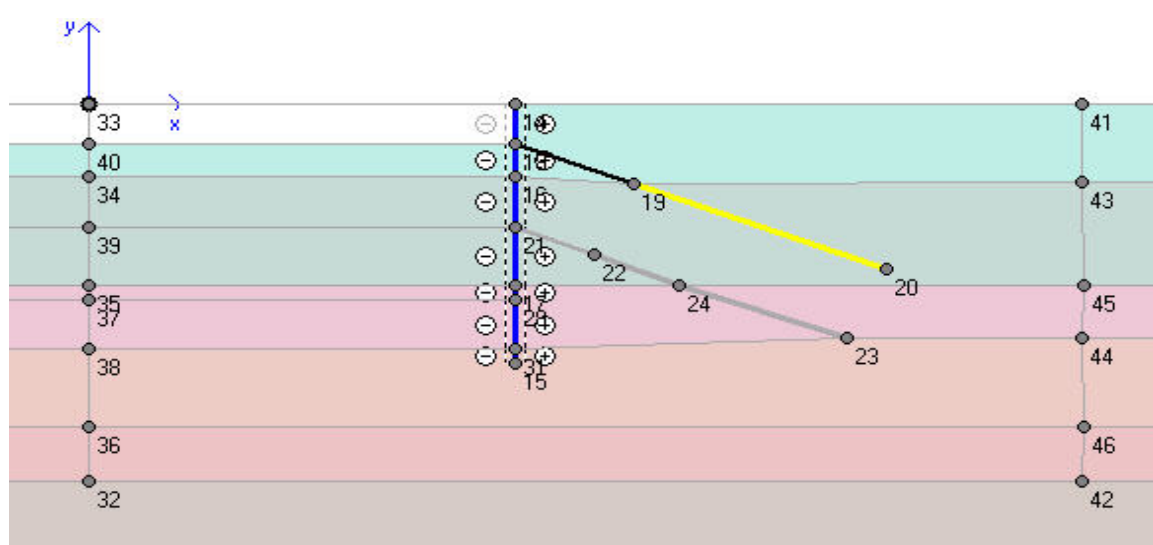
Σχήμα 6.8: Αρχική μορφή Μοντέλου Α κατά την φάση των υπολογισμών.

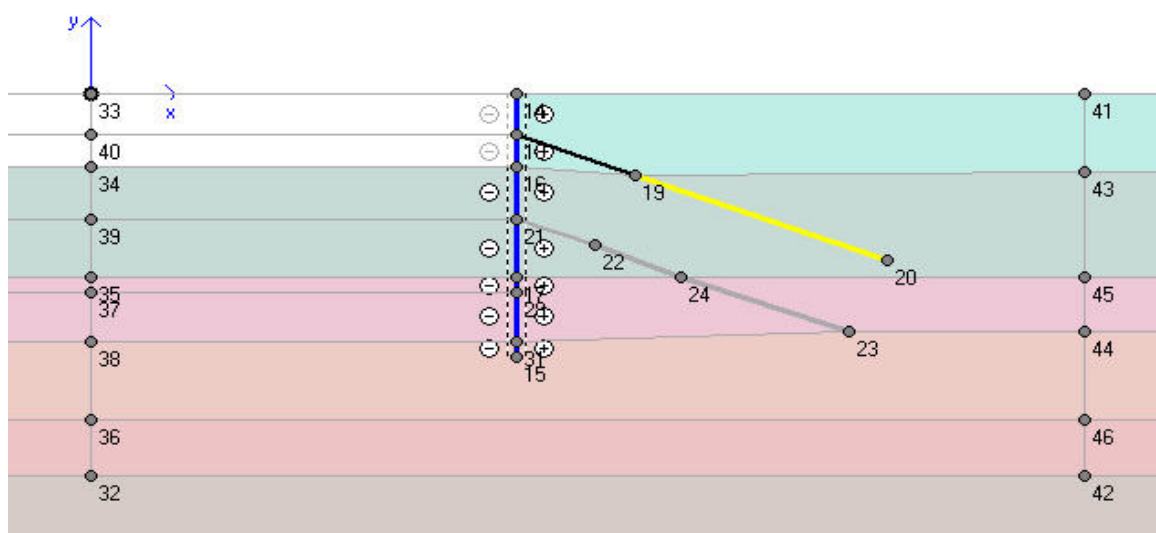
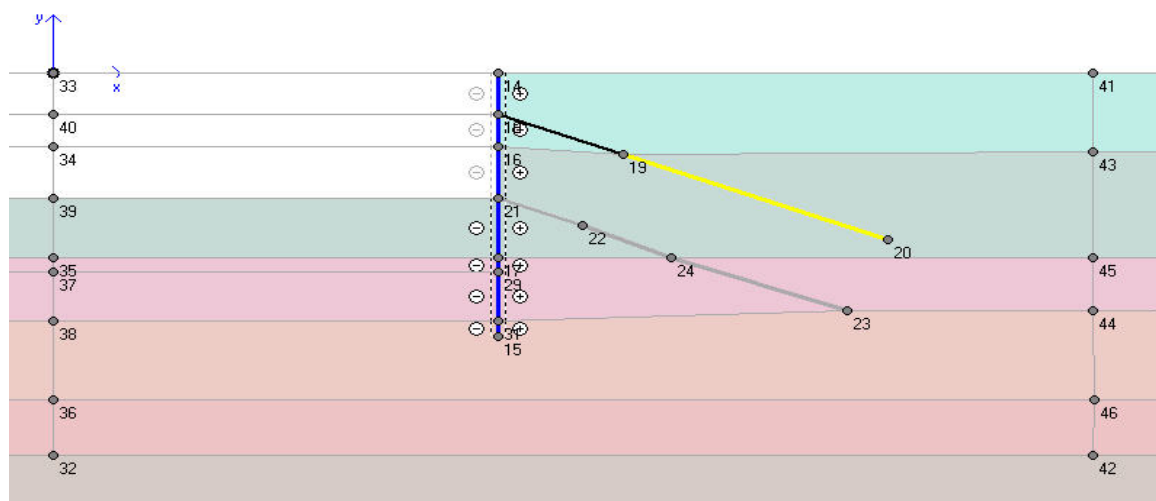
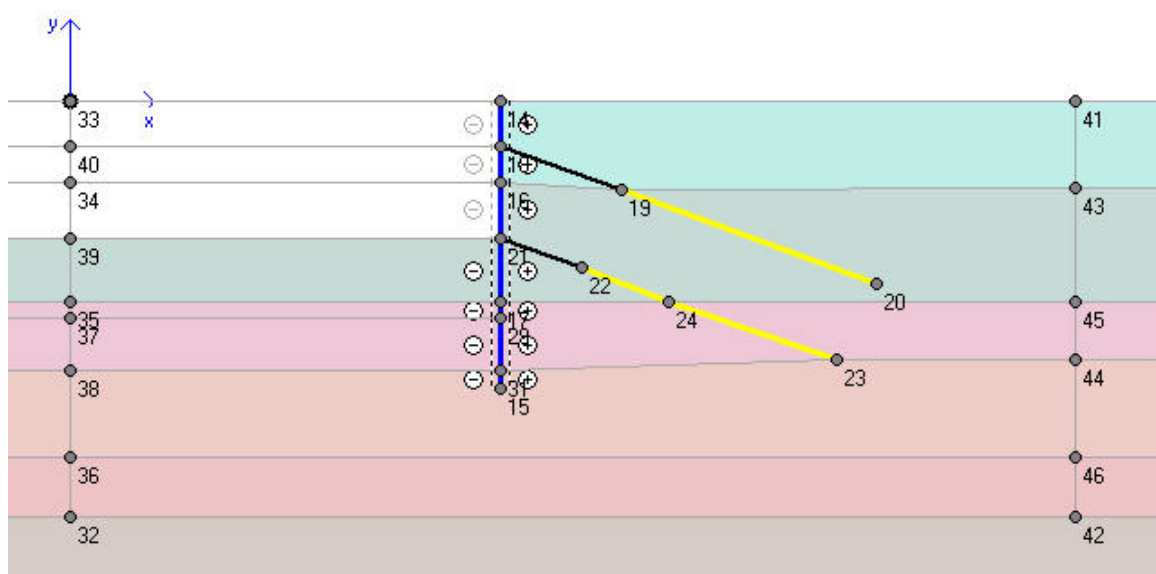


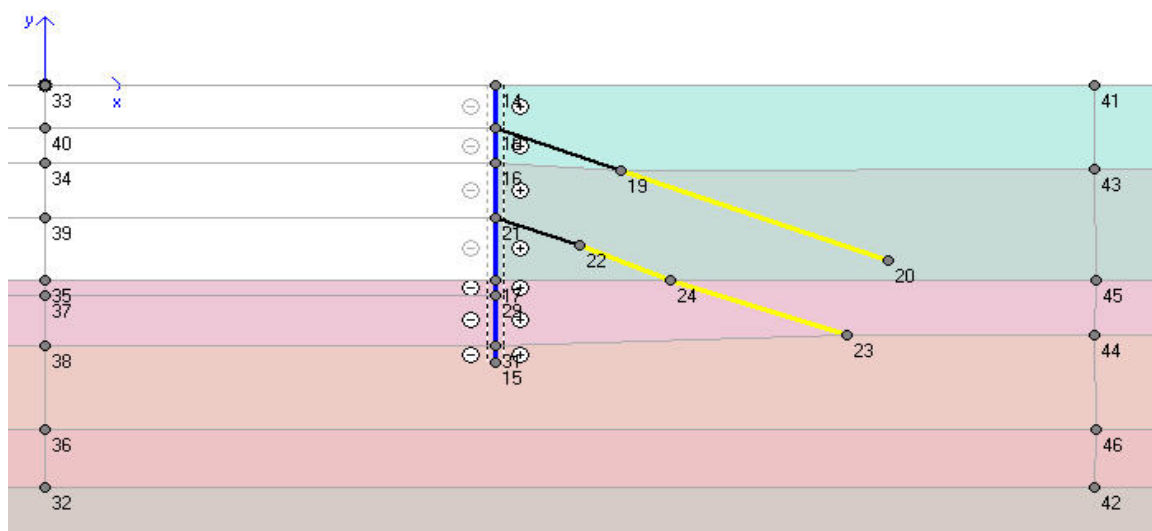
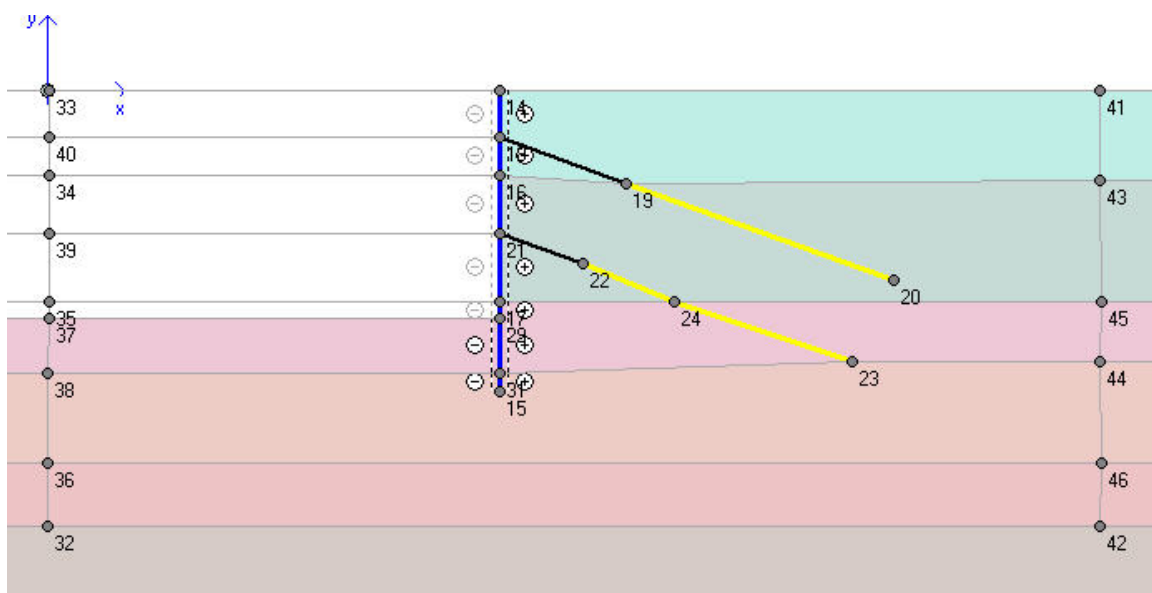
Σχήμα 6.9: Ενεργοποίηση του πασσάλου.



Σχήμα 6.10: Αφαίρεση πρώτου εδαφικού στρώματος.

Σχήμα 6.11: Ενεργοποίηση 1<sup>ου</sup> αγκυρίου (-1,55m).

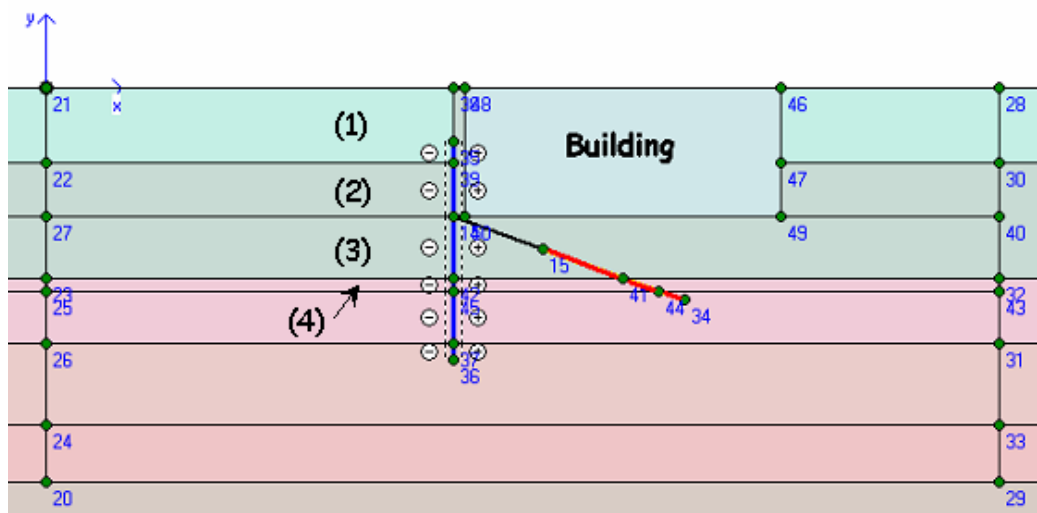
Σχήμα 6.12: Αφαίρεση 2<sup>ου</sup> στρώματος.Σχήμα 6.13: Αφαίρεση 3<sup>ου</sup> εδαφικού στρώματος.Σχήμα 6.14: Ενεργοποίηση 2<sup>ου</sup> αγκυρίου (-4,75m).

Σχήμα 6.15: Αφαίρεση 4<sup>ου</sup> στρώματος.

Σχήμα 6.16: Τελική φάση εκσκαφής (-7,5m).

#### 6.2.4 Φάσεις υπολογισμού Μοντέλου Β

Οι φάσεις υπολογισμού του Μοντέλου Β είναι παρόμοιες με αυτές του Μοντέλου Α (Σχήμα 6.17), αλλά σε αυτήν την περίπτωση υπάρχουν σημαντικές διαφορές, που προέρχονται από τη διαφορετική μορφή της τομής του Μοντέλου Β, το οποίο αντιπροσωπεύει τη δυτική πλευρά της εκσκαφής και επηρεάζεται από το φορτίο του όμορου κτιρίου. Λόγω αυτής της διαφοράς, ήταν αναγκαία η προσομοίωση του όμορου κτιρίου στην τομή του Μοντέλου Β. Η προσομοίωση του κτιρίου έγινε θεωρώντας ότι το κτίριο έχει μήκος περίπου 13m, η στάθμη της θεμελίωσης είναι στα -4m και αυξάνοντας



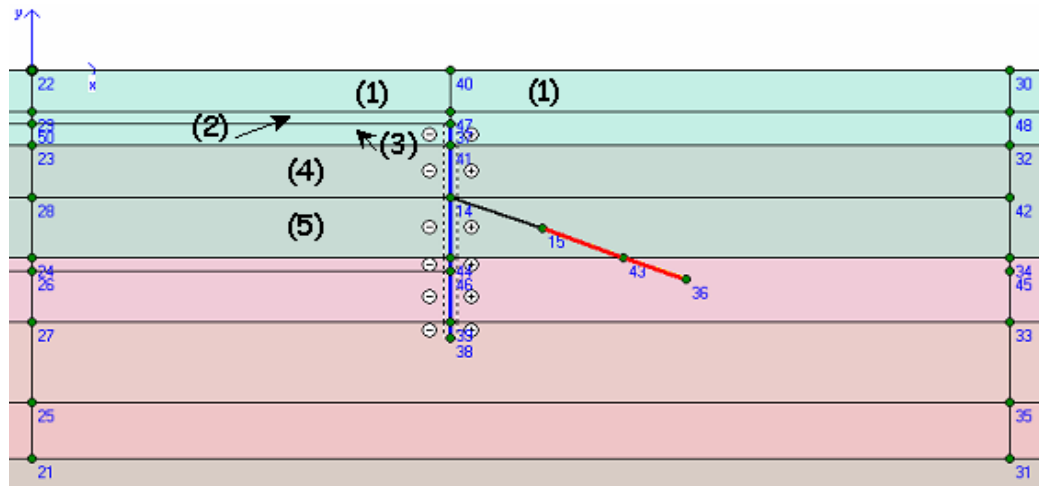
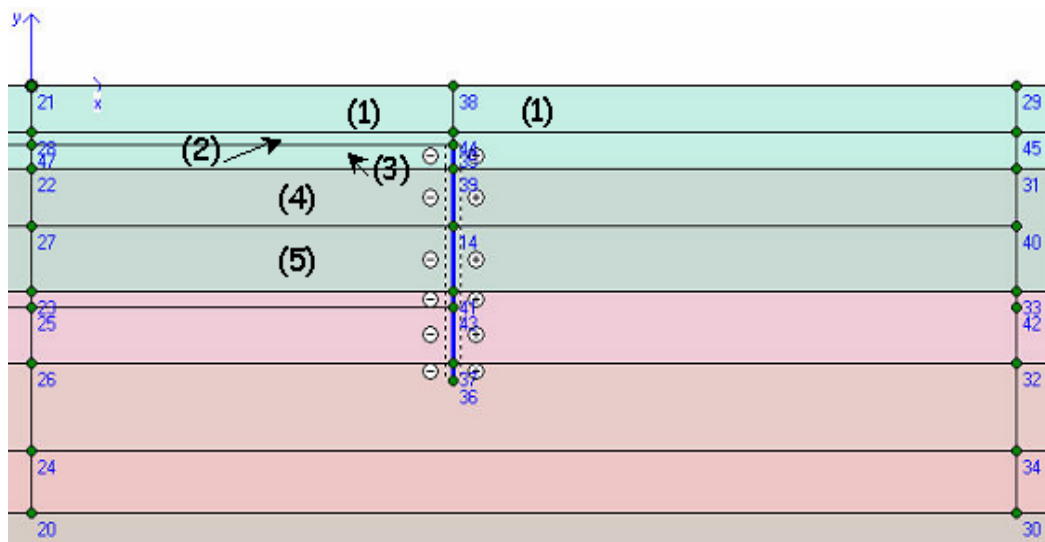
Σχήμα 6.17: Φάσεις υπολογισμού του Μοντέλου Β.

το ειδικό βάρος του εδάφους που αντιπροσωπεύει το κτίριο, έτσι ώστε να προκύπτει το επιθυμητό φορτίο. Επίσης κατά τη φάση των υπολογισμών, αρχικά εφαρμόστηκε ο υπολογισμός του συνολικού βάρους των υλικών (total weight of the materials), λόγω των διαφορετικών αρχικών επί τόπου τάσεων εκατέρωθεν του τοίχου (beam).

### 6.2.5 Φάσεις υπολογισμού Μοντέλου Γ

Το Μοντέλο Γ αντιπροσωπεύει τη συνέχεια του τοίχου στην δυτική πλευρά αλλά χωρίς την επίδραση αυτού από το όμορο κτίριο. Για τη μελέτη της περίπτωσης του Μοντέλου Γ, δημιουργήθηκαν δύο μοντέλα, το Μοντέλου  $\Gamma_1$  με αγκύριο και το Μοντέλο  $\Gamma_2$  χωρίς αγκύριο. Αυτό έγινε λόγω του αποτελέσματος της αναλυτικής προσέγγισης, ότι δεν χρειάζεται αγκύριο για αυτήν την περίπτωση εξαιτίας των μεγάλων παθητικών ωθήσεων.

Οι φάσεις υπολογισμού για τα Μοντέλα  $\Gamma_1$  και  $\Gamma_2$  είναι παρόμοιες με αυτές του Μοντέλου Β, όμως επειδή η επιφάνεια του εδάφους είναι χαμηλότερη στην περίπτωση των δύο Μοντέλων  $\Gamma_1$  και  $\Gamma_2$ , (Σχήμα 6.18 και 6.19), αφαιρέθηκε αρχικά ολόκληρο το πρώτο εδαφικό στρώμα εκατέρωθεν του τοίχου.

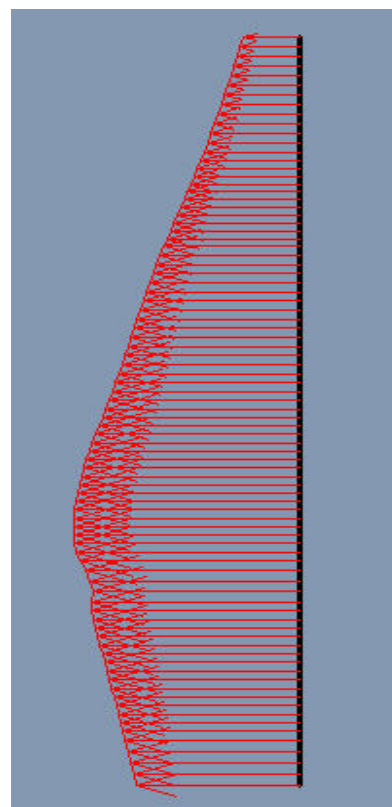
Σχήμα 6.18: Φάσεις υπολογισμού του Μοντέλου  $\Gamma_1$ .Σχήμα 6.19: Φάσεις υπολογισμού του Μοντέλου  $\Gamma_2$ .

### 6.3 Αποτελέσματα της ΜΠΣ

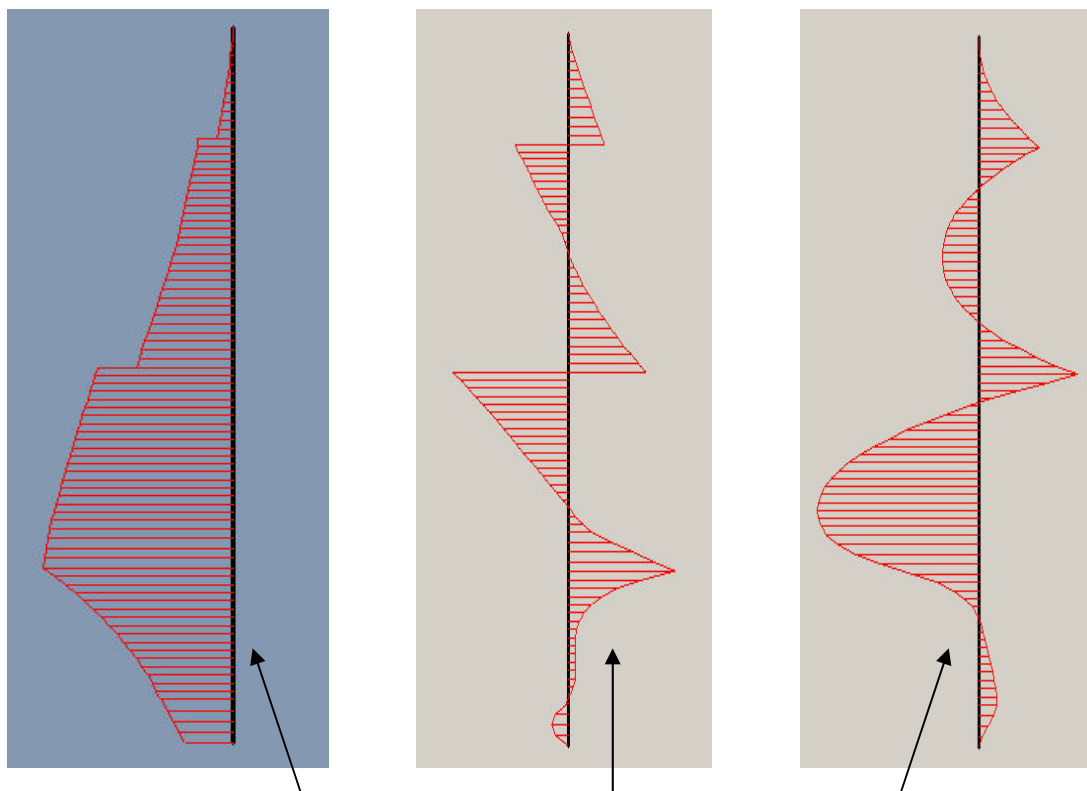
#### 6.3.1 Αποτελέσματα συμπεριφοράς του τοίχου στην περίπτωση του Μοντέλου Α

Μετά την επίλυση του Μοντέλου Α με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, προέκυψαν οι τιμές των δυνάμεων στις δύο σειρές των αγκυρίων. Η δύναμη στο πρώτο

αγκύριο (στα  $-1,55\text{m}$ ) είναι ίση με  $30 \text{ kN/m}$  και στο δεύτερο (στα  $-4,75\text{m}$ ) είναι ίση με  $64 \text{ kN/m}$ . Στο Σχήμα 6.20 παρουσιάζεται η οριζόντια μετατόπιση του τοίχου για την περίπτωση του Μοντέλου Α. Η μέγιστη μετατόπιση είναι  $-44 \cdot 10^{-3} \text{ m}$  και συμβαίνει περίπου  $1 \text{ m}$  πάνω από την στάθμη της τελικής εκσκαφής. Στο Σχήμα 6.21 α) και 6.21 β) παρουσιάζονται αντίστοιχα τα διαγράμματα της αξονικής δύναμης και της διατμητικής δύναμης κατά το μήκος του ύψους του πασσάλου. Στο Σχήμα 6.21 γ) παρουσιάζεται το διάγραμμα της καμπτικής ροπής του τοίχου. Οι δύο κορυφές στο διάγραμμα δημιουργούνται εξαιτίας των εφελκυστικών δυνάμεων των δύο αγκυρίων. Η μέγιστη καμπτική ροπή είναι  $-21 \text{ kNm/m}$  και συμβαίνει  $1 \text{ m}$  πάνω από την στάθμη της τελικής εκσκαφής (στα  $-7,5\text{m}$ ).



Σχήμα 6.20: Διάγραμμα οριζόντιας μετατόπισης.

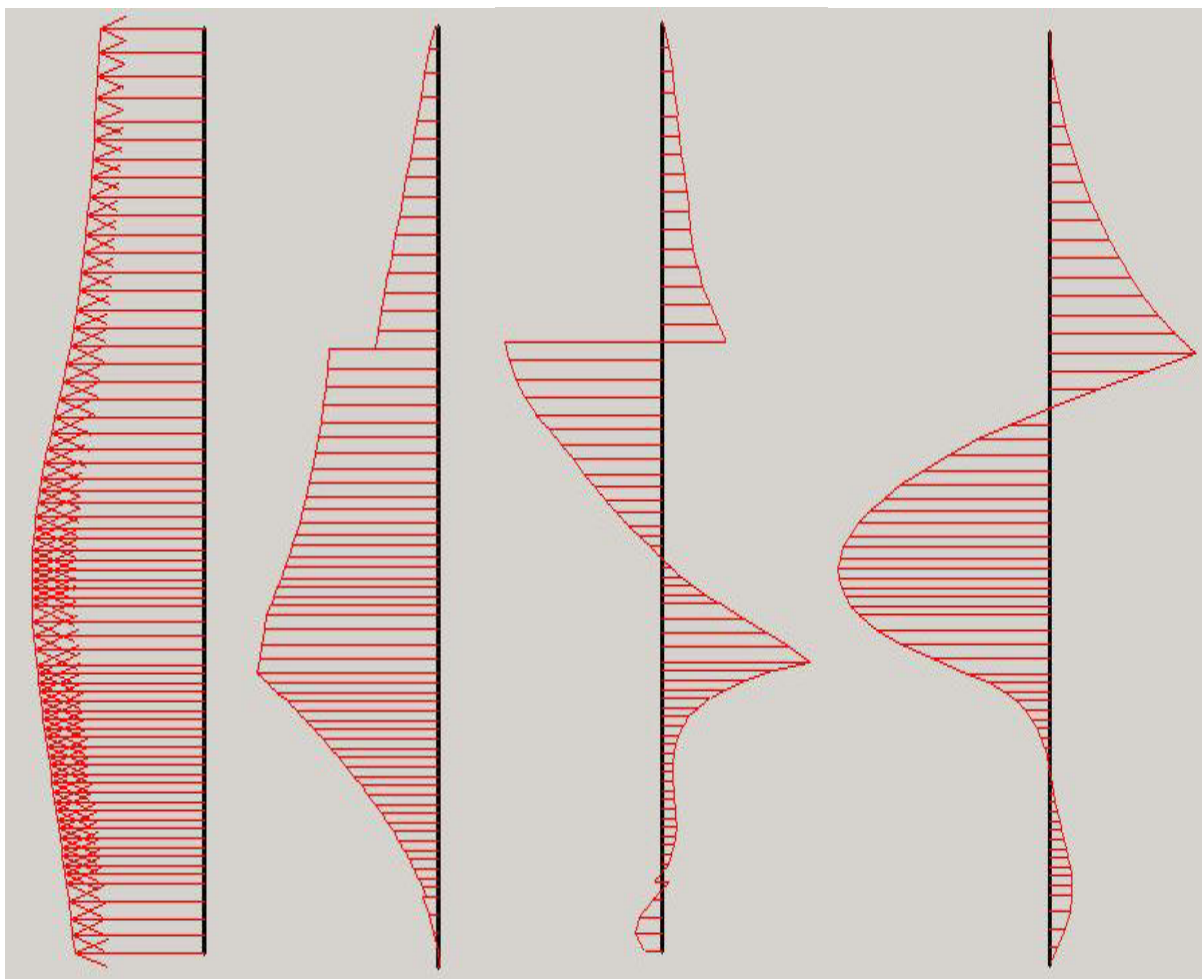


Σχήμα 6.21: α) Αξονική δύναμη, β) Διατμητική δύναμη γ) Καμπτική ροπή (Μοντέλο Α).

### 6.3.2 Αποτελέσματα συμπεριφοράς του τοίχου στην περίπτωση του Μοντέλου Β

Στο Μοντέλο Β το ύψος του πασσάλου είναι 8m και ο τοίχος έχει ύψος 5,5m, ενώ η τελική στάθμη εκσκαφής (στα -7,5m) είναι ίδια για όλα τα μοντέλα. Σε αυτήν την περίπτωση τοποθετήθηκε μία σειρά αγκυρίων στα (-4,75m), όπως έχει γίνει κατανοητό από την περιγραφή του μοντέλου. Η δύναμη του αγκυρίου υπολογίστηκε ότι ισούται με **58 (kN/m)**.

Σχήμα 6.22 α) παρουσιάζεται η οριζόντια μετατόπιση του τοίχου για την περίπτωση του Μοντέλου Β. Η μέγιστη μετατόπιση είναι  **$-45 \cdot 10^{-3} \text{ m}$**  και συμβαίνει περίπου **1m** πάνω από την στάθμη της τελικής εκσκαφής. Στο Σχήμα 6.22 β) και 6.22 γ) παρουσιάζονται αντίστοιχα τα διαγράμματα της αξονικής δύναμης και της διατμητικής δύναμης κατά το μήκος του ύψους του πασσάλου. Στο Σχήμα 6.22 δ) παρουσιάζεται το διάγραμμα της καμπτικής ροπής του τοίχου. Η μέγιστη καμπτική ροπή είναι  **$-22 \text{ kNm/m}$**  και συμβαίνει **1m** πάνω από την στάθμη της τελικής εκσκαφής (στα **-7,5m**).

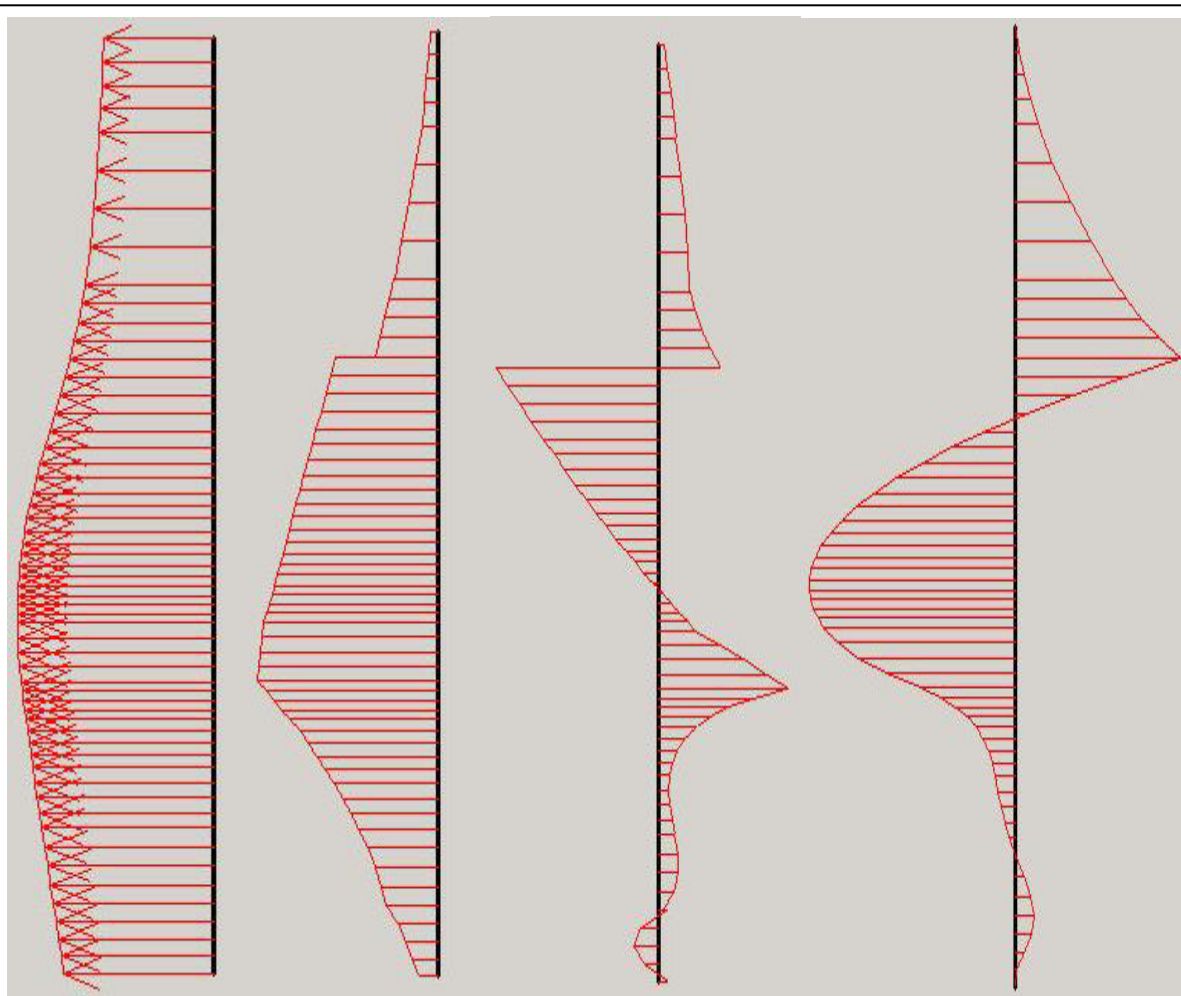


Σχήμα 6.22: α) Οριζόντια μετατόπιση, β) Αξονική δύναμη, γ) Διατμητική δύναμη, δ) Καμπτική ροπή (Μοντέλο Β).

### 6.3.3 Αποτελέσματα συμπεριφοράς του τοίχου στην περίπτωση των Μοντέλων $\Gamma_1$ και $\Gamma_2$

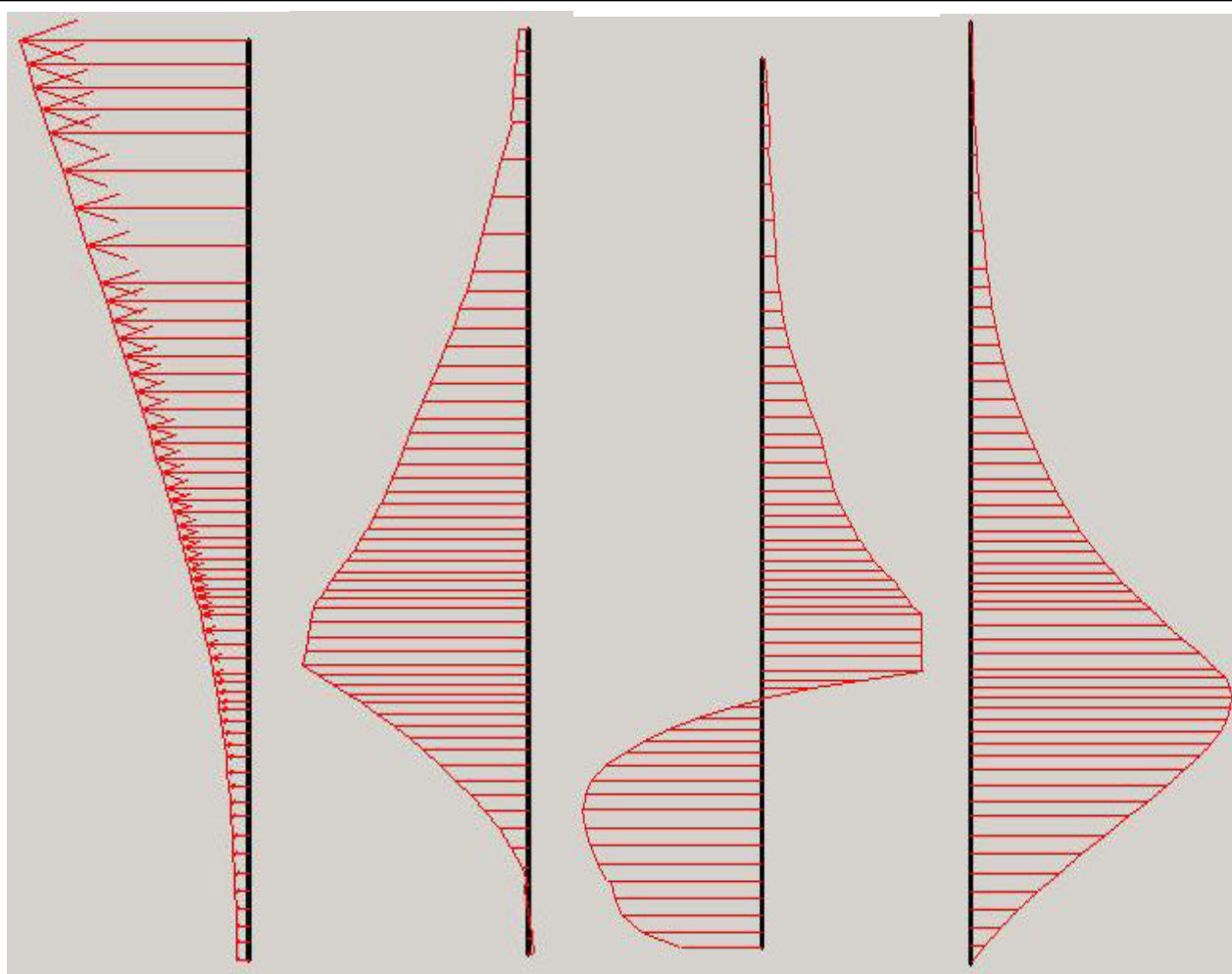
Στο Σχήμα 6.23 α) παρουσιάζεται η οριζόντια μετατόπιση του τοίχου για την περίπτωση του Μοντέλου  $\Gamma_1$ . Στην περίπτωση αυτή το αγκύριο βρίσκεται στα  $-4,75\text{m}$ , όπως και στο Μοντέλο Β. Η δύναμη του αγκυρίου υπολογίστηκε ότι ισούται με **42 (kN/m)**.

Η μέγιστη μετατόπιση είναι  $-30 \cdot 10^{-3}\text{m}$  και συμβαίνει περίπου **0,5m** πάνω από την στάθμη της τελικής εκσκαφής. Στο Σχήμα 6.23 β) και 6.23 γ) παρουσιάζονται αντίστοιχα τα διαγράμματα της αξονικής δύναμης και της διατμητικής δύναμης κατά το μήκος του ύψους του πασσάλου. Στο Σχήμα 6.23 δ) παρουσιάζεται το διάγραμμα της καμπτικής ροπής του τοίχου. Η μέγιστη καμπτική ροπή είναι **-15 kNm/m** και συμβαίνει **1m** πάνω από την στάθμη της τελικής εκσκαφής (στα  $-7,5\text{m}$ ).



Σχήμα 6.23: α) Οριζόντια μετατόπιση, β) Αξονική δύναμη, γ) Διατμητική δύναμη, δ) Καμπτική ροπή (Μοντέλο  $\Gamma_1$ ).

Στο Σχήμα 6.24 α) παρουσιάζεται η οριζόντια μετατόπιση του τοίχου για την περίπτωση του Μοντέλου Γ<sub>2</sub>. Στην περίπτωση αυτή δεν υπάρχει αγκύριο σαν επιπλέον μέτρο αντιστήριξης. Η μέγιστη μετατόπιση είναι  $84 \cdot 10^{-3} \text{ m}$  και συμβαίνει στο πάνω τμήμα του τοίχου. Στο Σχήμα 6.23 β) και 6.23 γ) παρουσιάζονται αντίστοιχα τα διαγράμματα της αξονικής δύναμης και της διατμητικής δύναμης κατά το μήκος του ύψους του πασσάλου. Στο Σχήμα 6.23 δ) παρουσιάζεται το διάγραμμα της καμπτικής ροπής του τοίχου. Η μέγιστη καμπτική ροπή είναι  $-432 \text{ kNm/m}$  και συμβαίνει περίπου στην στάθμη της τελικής εκσκαφής (στα  $-7,7 \text{ m}$ ).



Σχήμα 6.23: α) Οριζόντια μετατόπιση, β) Αξονική δύναμη, γ) Διατμητική δύναμη, δ) Καμπτική ροπή (Μοντέλο Γ<sub>2</sub>).

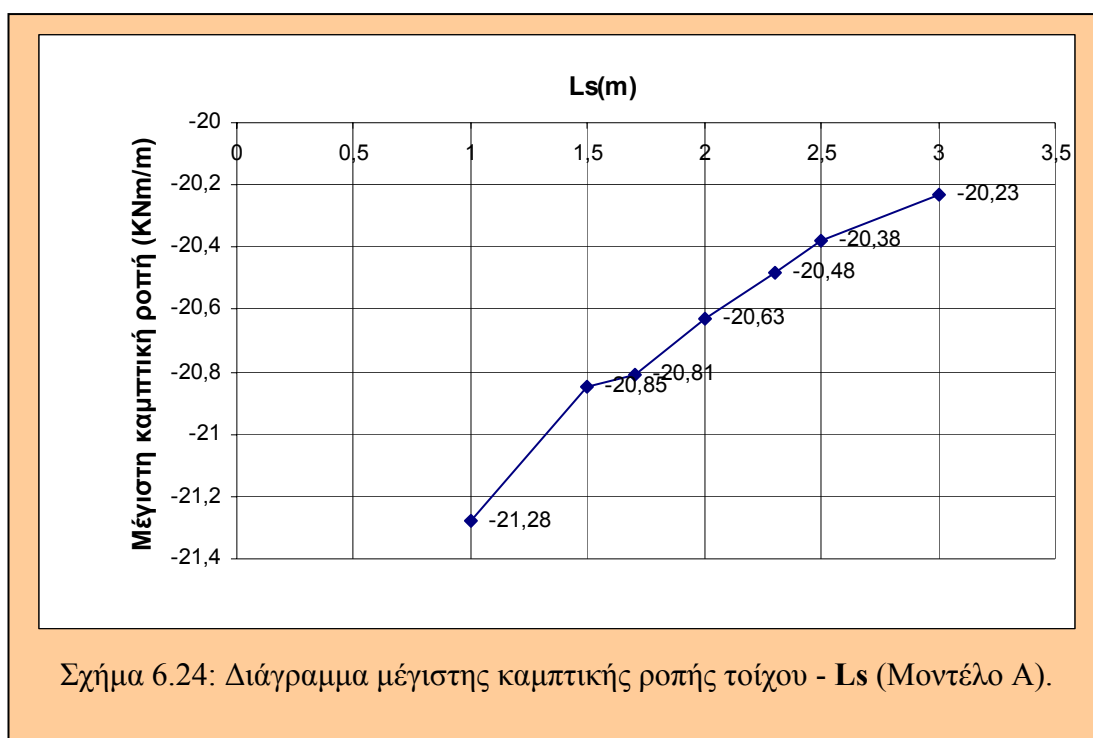
## 6.4 Παραμετρική ανάλυση των μοντέλων μεταβάλλοντας την απόσταση των αγκυρίων ( $L_s$ )

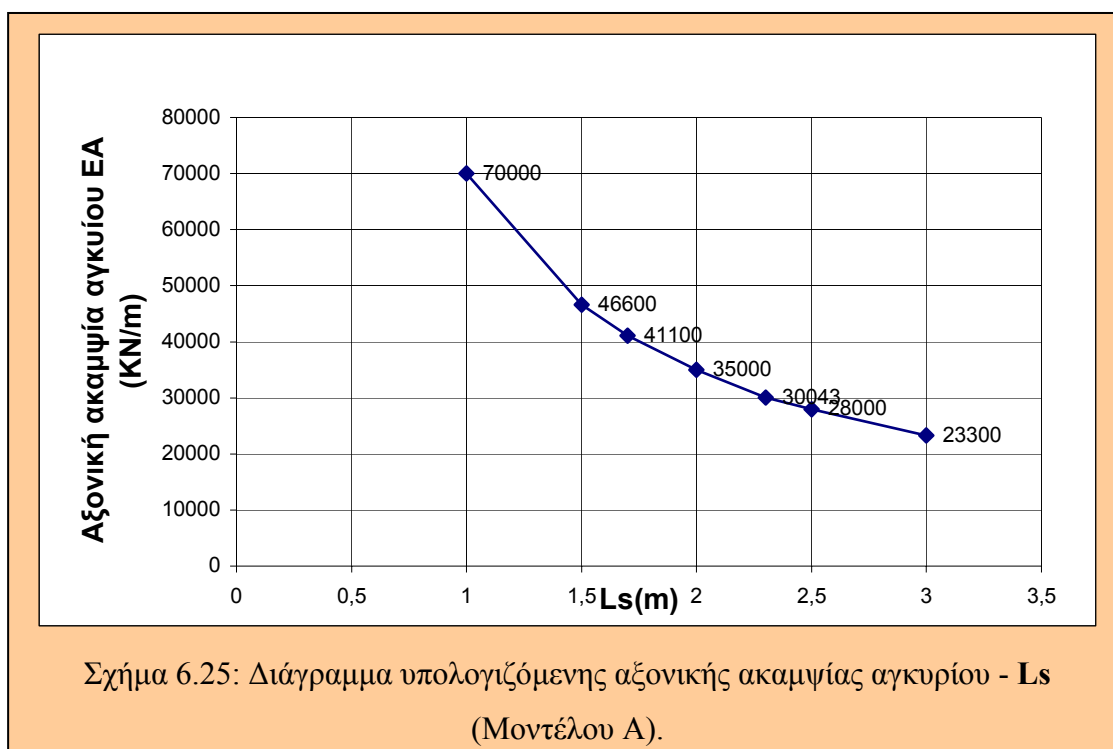
### 6.4.1 Παραμετρική ανάλυση του Μοντέλου Α

Η παραμετρική ανάλυση έγινε για τα μοντέλα στα οποία υπάρχει έστω και μία σειρά αγκύρωσης, μεταβάλλοντας την απόσταση των αγκυρίων  $L_s$  κατά το μήκος της τομής των μοντέλων. Στόχος ήταν η μελέτη της συμπεριφοράς του τοίχου (μέγιστη καμπτική ροπή και μέγιστη μετατόπιση) καθώς και η κατανόηση της κατανομής των δυνάμεων των αγκυρίων ανάλογα με την υπολογιζόμενη αξονική ακαμψία (EA) του ελεύθερου τμήματος των αγκυρίων. Σε αυτό το σημείο πρέπει να αναφερθεί ότι η εισαγόμενη αξονική ακαμψία (EA) ήταν η ίδια για όλα τα μοντέλα κατά την παραμετρική ανάλυση, ίση με 70000 (kN/m).

Στο Σχήμα 6.24 παρουσιάζεται το διάγραμμα της μεταβολής της μέγιστης καμπτικής ροπής του τοίχου για το Μοντέλο Α, που προέκυψε μεταβάλλοντας την απόσταση των αγκυρίων  $L_s$ . Όπως φαίνεται αυξάνοντας την απόσταση  $L_s$  η καμπτική ροπή μειώνεται κατά απόλυτη τιμή. Γεγονός που ήταν αναμενόμενο, επειδή με την αύξηση της απόστασης  $L_s$  ο καταμερισμός των δυνάμεων των αγκυρίων εξασθενεί, άρα επηρεάζεται άμεσα τη μέγιστη καμπτική ροπή του αντιστηριζόμενου τοίχου.

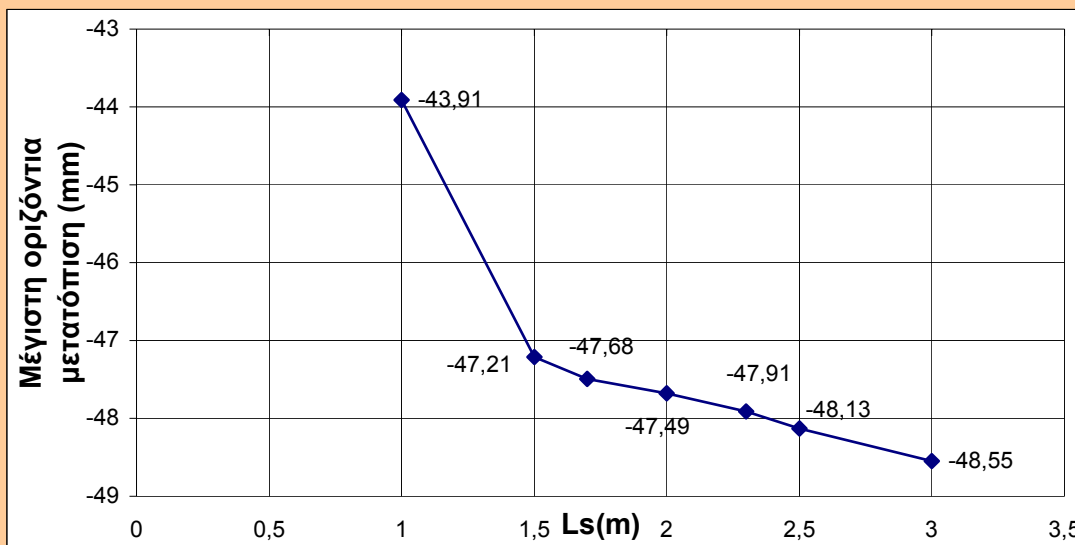
Στο Σχήμα 6.25 παρουσιάζεται το διάγραμμα της μεταβολής της υπολογιζόμενης





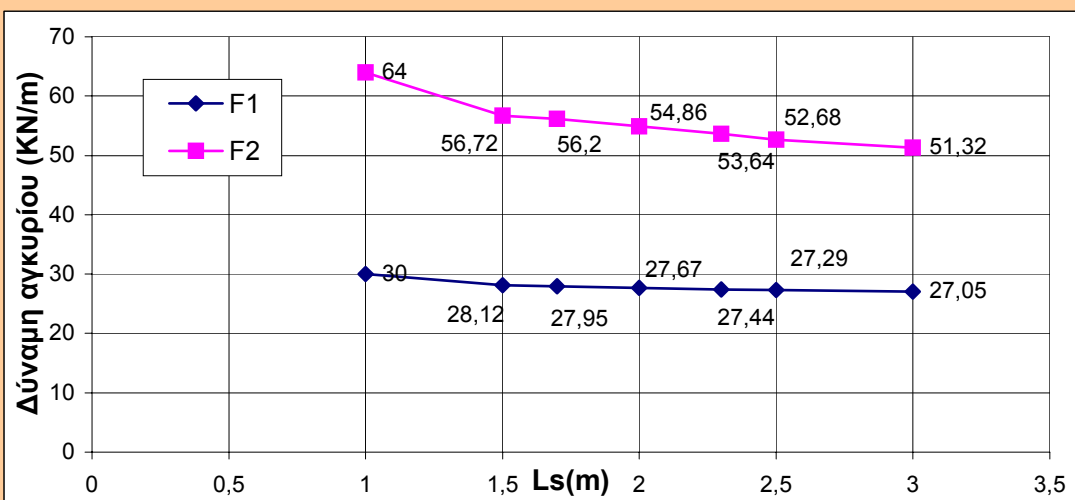
αξονικής ακαμψίας του αγκυρίου συναρτήσει της μεταβολής της απόστασης  $L_s$ . Παρατηρείται ότι αυξάνοντας την απόσταση  $L_s$  η υπολογιζόμενη αξονική ακαμψία του κάθε αγκυρίου μειώνεται. Στην πραγματικότητα όμως, η αξονική ακαμψία του αγκυρίου δεν μεταβάλλεται, επειδή είναι μια ιδιότητα του χαλύβδινου τένοντα του αγκυρίου. Αυτή η παρατήρηση, οδηγεί στο συμπέρασμα ότι στο συγκεκριμένο πρόγραμμα (Plaxis), δίνοντας την απόσταση  $L_s$  των αγκυρίων, ουσιαστικά ορίζεται μια τρίτη διάσταση της τομής (μεταξύ δύο διαδοχικών αγκυρίων) και η υπολογιζόμενη αξονική ακαμψία δίνεται εφόσον διαιρείται με την απόσταση  $L_s$ . Το συμπέρασμα επαληθεύεται εφόσον οι παραπάνω τιμές πολλαπλασιασμένες με την αντίστοιχη τιμή της  $L_s$  δίνουν πάντα την αρχική εισαγόμενη αξονική ακαμψία (EA) = 70000 (kN/m). Συνεπώς το διάγραμμα του Σχήματος 6.25 είναι το ίδιο για όλα τα μοντέλα που δημιουργήθηκαν.

Στο Σχήμα 6.26 παρουσιάζεται το διάγραμμα της μεταβολής της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης του τοίχου για το Μοντέλο Α, που προέκυψε μεταβάλλοντας την απόσταση των αγκυρίων  $L_s$ . Παρατηρείται ότι η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση του τοίχου κατά απόλυτη τιμή, αυξάνεται με την ταυτόχρονη αύξηση της απόστασης  $L_s$  των αγκυρίων. Το γεγονός αυτό είναι αναμενόμενο λόγω του ότι αυξάνοντας την απόσταση των αγκυρίων η επιρροή των δυνάμεων που αντιστηρίζουν τον τοίχο μειώνεται και συνεπώς η μετατόπιση αυτού αυξάνεται.

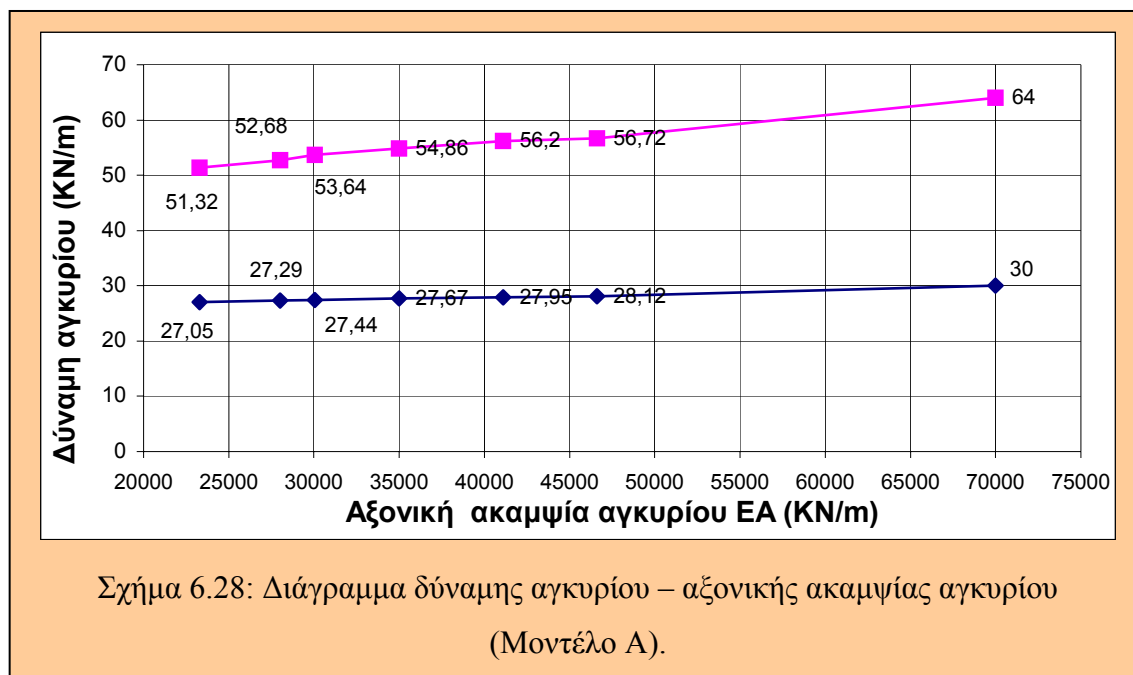


Σχήμα 6.26: Διάγραμμα μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης τοίχου –  $L_s$  (Μοντέλο Α).

Το διάγραμμα του Σχήματος 6.27, απεικονίζει τη μεταβολή των δυνάμεων των αγκυρίων συναρτήσει της απόστασης  $L_s$  των αγκυρίων. Παρατηρείται ότι με την αύξηση της  $L_s$  οι δυνάμεις των αγκυρίων και στις δύο σειρές μειώνονται, κυρίως στη δεύτερη σειρά αγκυρίων όπου η μεταβολή της δύναμης είναι μεγαλύτερη σε σχέση με αυτήν στην πρώτη σειρά. Το αποτέλεσμα είναι απόλυτα λογικό εφόσον αυξάνοντας την απόσταση  $L_s$  και έχοντας ίδια αξονική ακαμψία (ΕΑ) το αγκύριο δεν μπορεί να εξασκεί την ίδια εφελκυστική δύναμη επειδή αυτή επιμερίζεται σε μεγαλύτερη έκταση. Επίσης από στο διάγραμμα 6.28, παρατηρείται το ίδιο συμπέρασμα για τις δυνάμεις των αγκυρίων.



Σχήμα 6.27: Διάγραμμα δύναμης αγκυρίου –  $L_s$  (Μοντέλο Α).



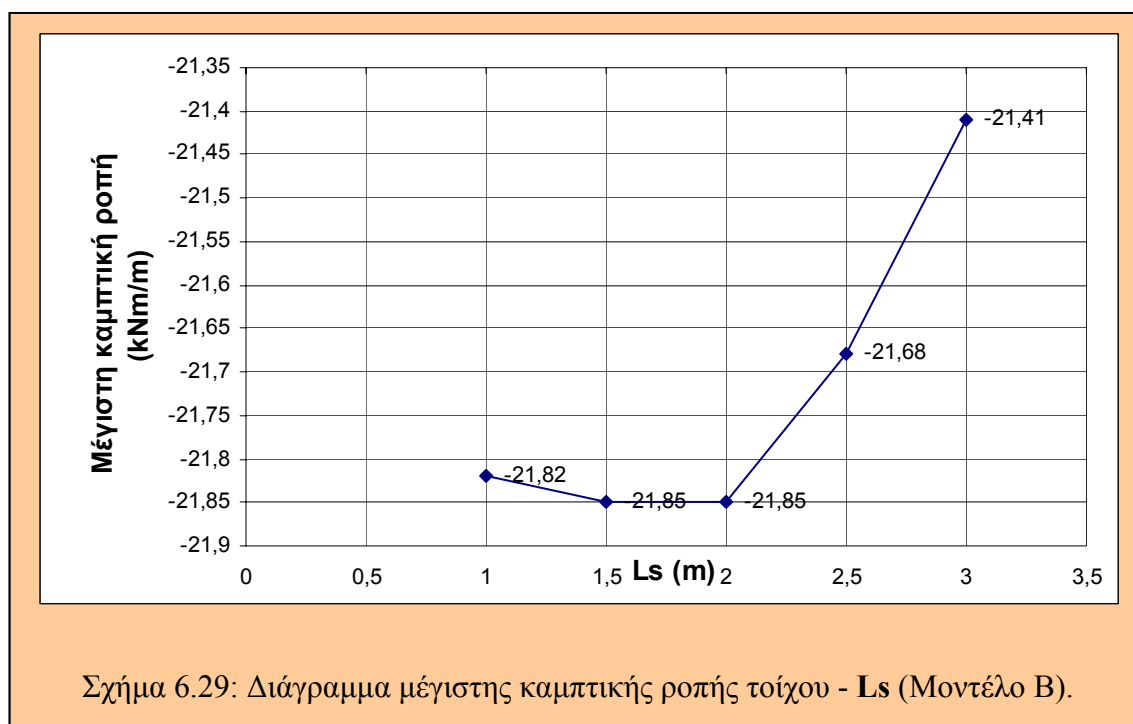
Συνεπώς, αν αυξηθεί της απόστασης δύο διαδοχικών αγκυρίων  $L_s$ , κατά το μήκος της τομής του μοντέλου, τότε για να περιοριστούν οι μετατοπίσεις του τοίχου, θα πρέπει να αλλάξει η αρχική αξονική ακαμψία του αγκυρίου. Στην πράξη αυτό σημαίνει ότι για να αυξηθεί η απόσταση των αγκυρίων, πρέπει να χρησιμοποιηθούν αγκύρια με περισσότερους από δύο χαλύβδινους τένοντες (καθώς στο συγκεκριμένο πρόβλημα χρησιμοποιήθηκαν αγκύρια με δύο τένοντες).

#### 6.4.2 Παραμετρική ανάλυση του Μοντέλου Β

Τα αποτελέσματα της παραμετρικής ανάλυσης είναι παρόμοια για το Μοντέλο Β. Στο Σχήμα 6.29, παρουσιάζεται το διάγραμμα της μεταβολής της μέγιστης καμπτικής ροπής του τοίχου για το Μοντέλο Β, που προέκυψε μεταβάλλοντας την απόσταση των αγκυρίων  $L_s$ . Παρατηρείται ότι υπάρχει μια αστάθεια στη μεταβολή της μέγιστης καμπτικής ροπής για  $L_s=1,5m$  και για  $L_s=2m$ , η μέγιστη ροπή είναι ίδια και για τις δύο περιπτώσεις και αυξάνεται ελάχιστα κατά απόλυτο τιμή σε σχέση με την μέγιστη ροπή για  $L_s=1m$ .

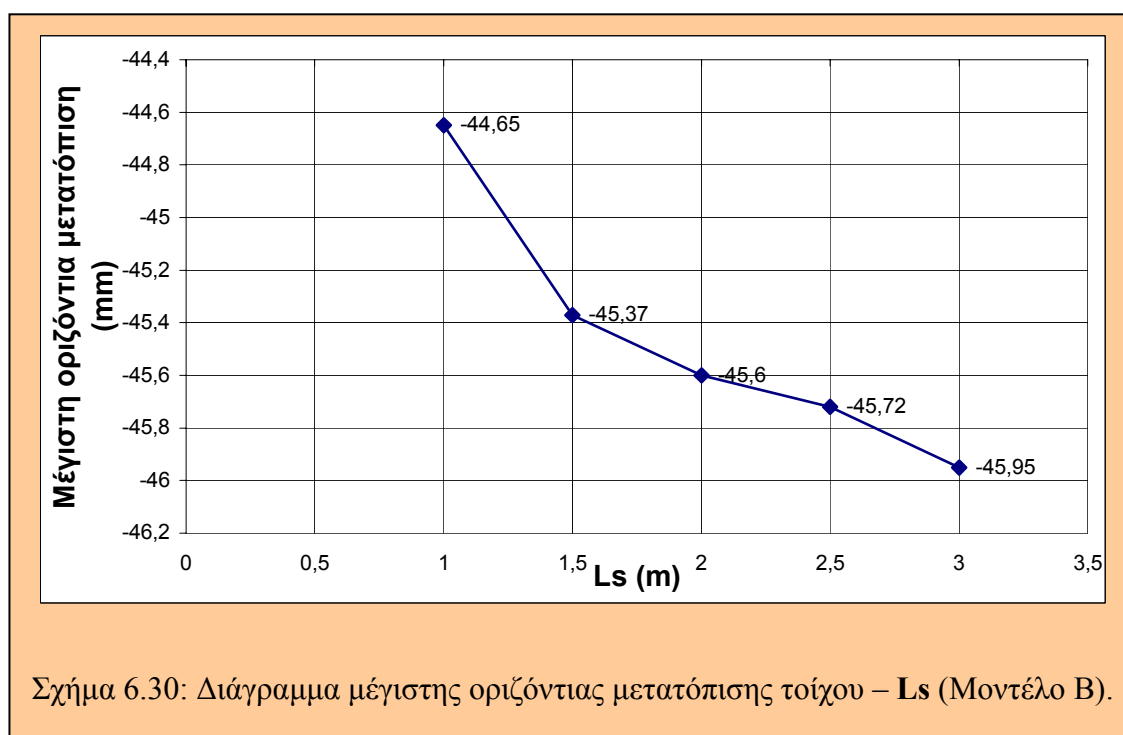
Στο Σχήμα 6.30 παρουσιάζεται το διάγραμμα της μεταβολής της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης του τοίχου, που προέκυψε μεταβάλλοντας την απόσταση των αγκυρίων  $L_s$ .

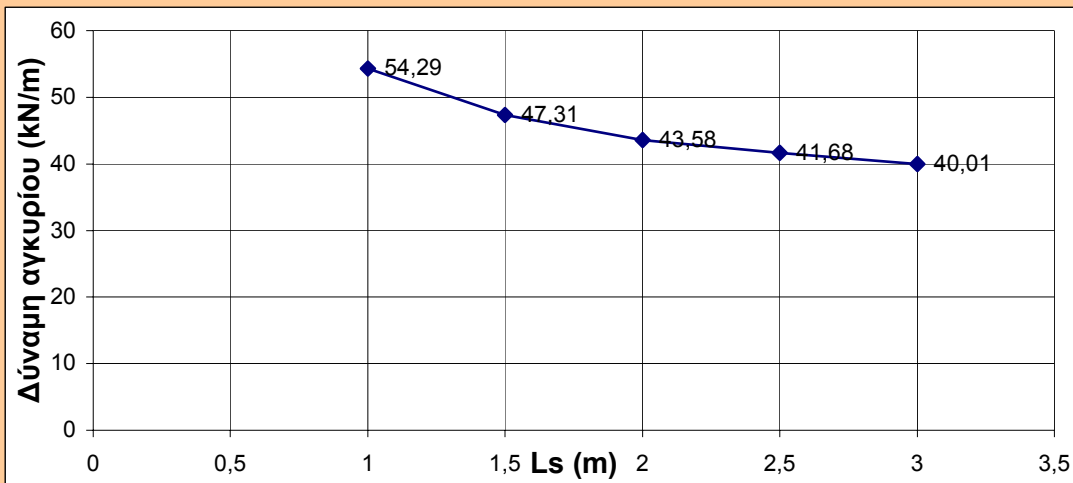
Παρατηρείται ότι η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση του τοίχου κατά απόλυτη τιμή, αυξάνεται με την ταυτόχρονη αύξηση της απόστασης  $L_s$  των αγκυρίων.



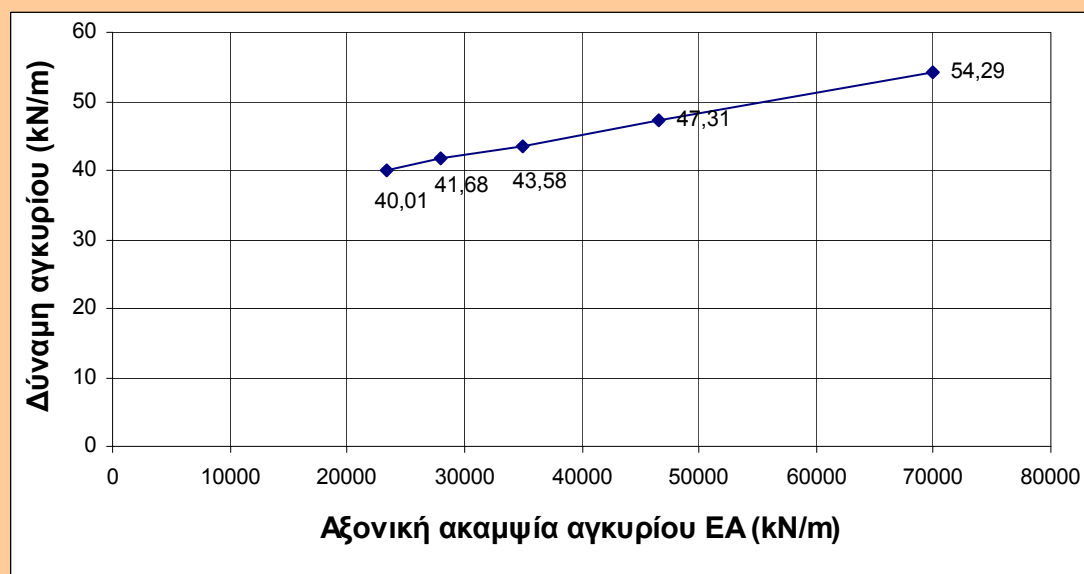
Στο Σχήμα 6.31 παρουσιάζεται το διάγραμμα μεταβολής της δύναμης του αγκυρίου συναρτήσει της αξονική ακαμψίας του αγκυρίου.

Το διάγραμμα του Σχήματος 6.32, απεικονίζει τη μεταβολή της δύναμης του αγκυρίου συναρτήσει της απόστασης  $L_s$  των αγκυρίων. Τα συμπεράσματα είναι ίδια με αυτά που προέκυψαν για το Μοντέλο Α.





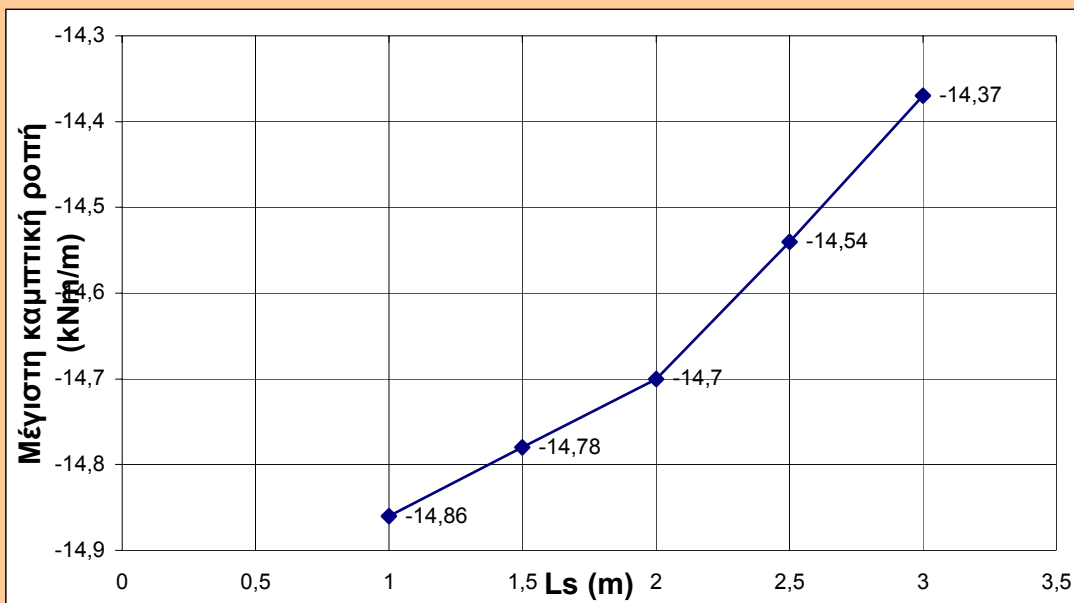
Σχήμα 6.32: Διάγραμμα δύναμης αγκυρίου –  $L_s$  (Μοντέλο Β).



Σχήμα 6.31: Διάγραμμα δύναμης αγκυρίου – αξονικής ακαμψίας αγκυρίου (Μοντέλο Β).

#### 6.4.3 Παραμετρική ανάλυση του Μοντέλου $\Gamma_1$

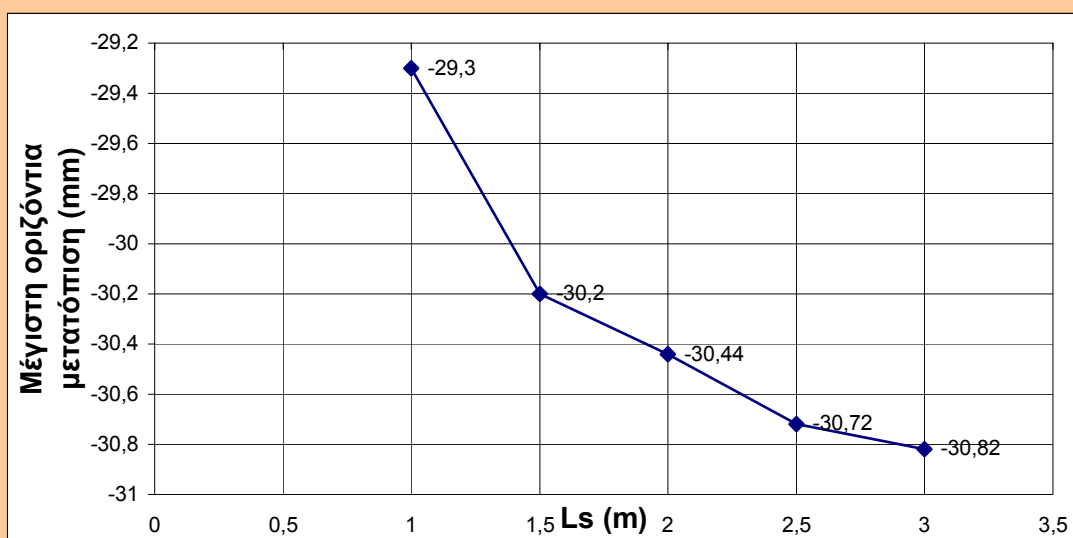
Τα αποτελέσματα της παραμετρικής ανάλυσης είναι παρόμοια για το Μοντέλο  $\Gamma_1$ . Στο Σχήμα 6.33, παρουσιάζεται το διάγραμμα της μεταβολής της μέγιστης καμπτικής ροπής του τοίχου για το Μοντέλο  $\Gamma_1$ , που προέκυψε μεταβάλλοντας την απόσταση των αγκυρίων  $L_s$ . Η μεταβολή της ροπής είναι όμοια με αυτήν του Μοντέλου Α.



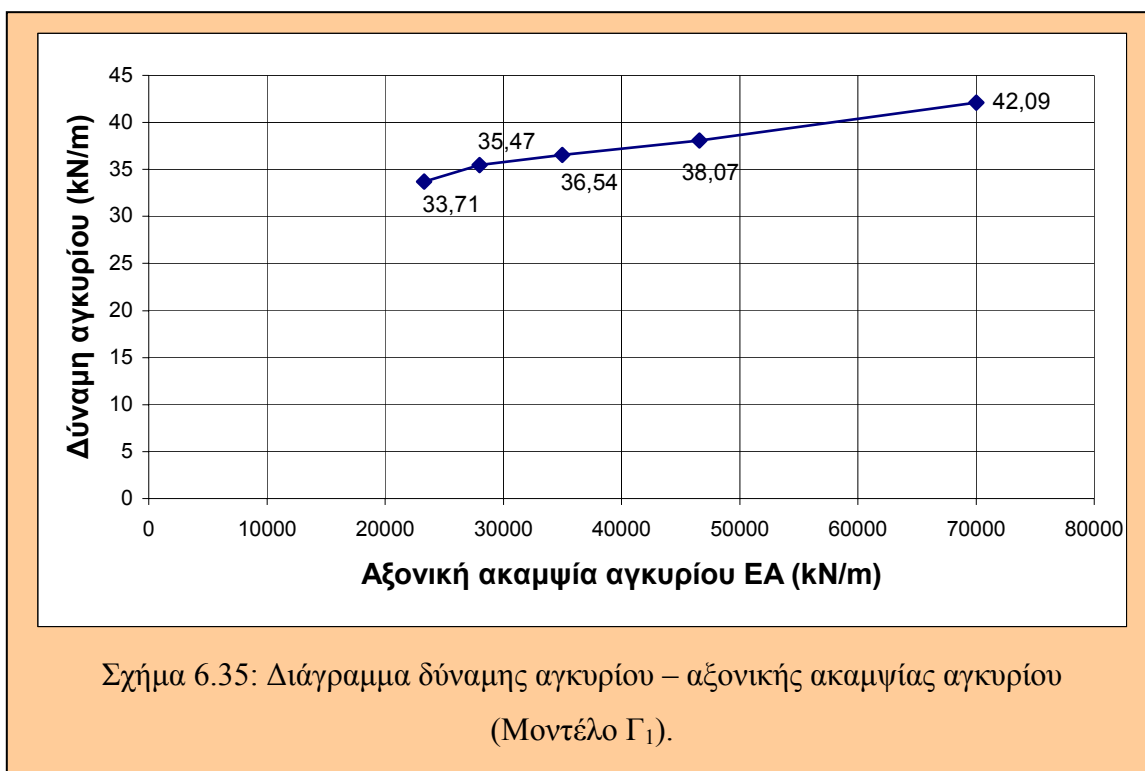
Σχήμα 6.33: Διάγραμμα μέγιστης καμπτικής ροπής τοίχου -  $L_s$  (Μοντέλο  $\Gamma_1$ ).

Στο Σχήμα 6.34 παρουσιάζεται το διάγραμμα της μεταβολής της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης του τοίχου, που προέκυψε μεταβάλλοντας την απόσταση των αγκυρίων  $L_s$ . Παρατηρείται ότι η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση του τοίχου κατά απόλυτη τιμή, αυξάνεται με την ταυτόχρονη αύξηση της απόστασης  $L_s$  των αγκυρίων.

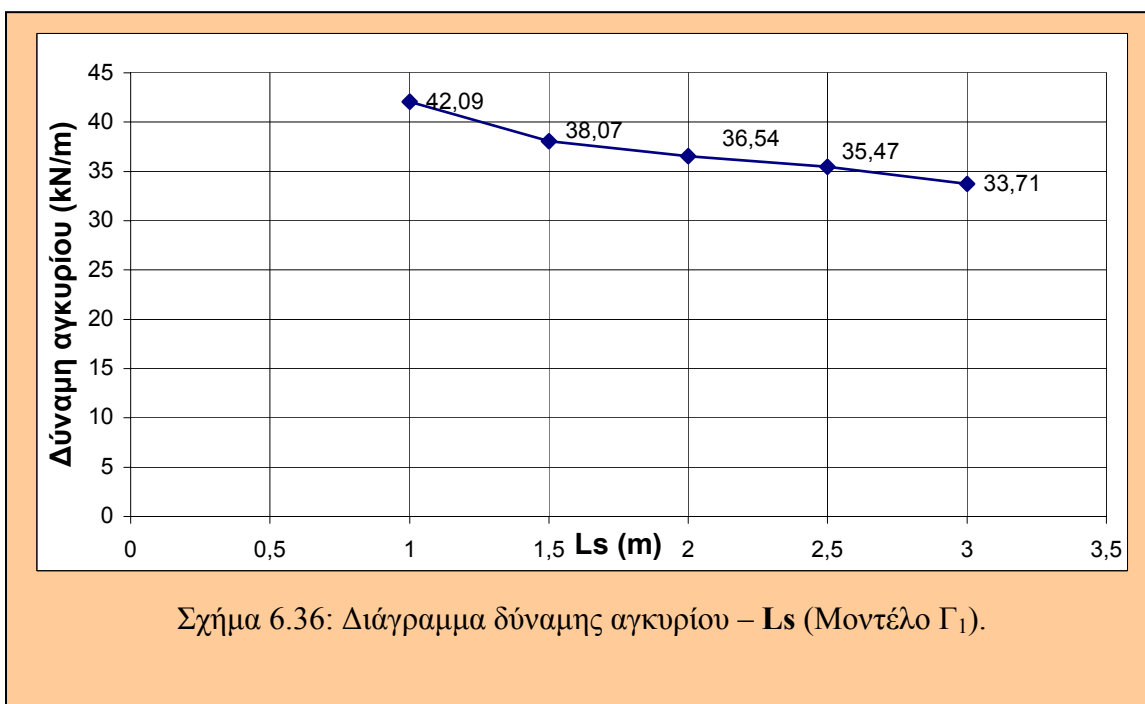
Στο Σχήμα 6.35 παρουσιάζεται το διάγραμμα μεταβολής της δύναμης του αγκυρίου συναρτήσει της αξονικής ακαμψίας του αγκυρίου.



Σχήμα 6.34: Διάγραμμα μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης τοίχου -  $L_s$  (Μοντέλο  $\Gamma_1$ ).



Το διάγραμμα του Σχήματος 6.36, απεικονίζει τη μεταβολή της δύναμης του αγκυρίου συναρτήσει της απόστασης  $L_s$  των αγκυρίων. Τα συμπεράσματα είναι ίδια με αυτά που προέκυψαν για το Μοντέλο Α.



## Κεφάλαιο 7

### Σύγκριση μεθόδων προσέγγισης & συμπεράσματα

#### 7.1 Αποτελέσματα αναλυτικής προσέγγισης

Η αναλυτική μέθοδος προσέγγισης βασιζόμενη στη θεωρία του Rankine, στην περίπτωση του Μοντέλου Α, δίνει όπως έχει προαναφερθεί στο Κεφάλαιο 5, πολλά ζευγάρια τιμών για τις τιμές των δυνάμεων στα αγκύρια (Πίνακας 7.1). Τα ζεύγη που παρουσιάζονται στον Πίνακα 7.1, έχουν επιλεγεί ώστε η τιμή των δυνάμεων στις δύο σειρές των αγκυρίων να είναι της ίδιας τάξης μεγέθους, για να μειωθεί η καμπτική ροπή που δημιουργείται στον τοίχο μεταξύ των δύο σημείων αγκυρωσης. Όλα τα ζευγάρια ικανοποιούν την συνθήκη ισορροπίας ( $\Sigma M=0$ ), γύρω από τη βάση του πασσάλου. Επίσης οι τιμές δίνονται ύστερα από τον υπολογισμό των δυνάμεων για κλίση αγκυρίου  $20^\circ$  προς τα κάτω.

Στην περίπτωση του Μοντέλου Β η δύναμη στο αγκύριο, θεωρώντας κλίση  $20^\circ$  προς τα κάτω είναι ίση με **59 (kN/m)**. Για το Μοντέλο Γ όπως έχει προαναφερθεί στο Κεφάλαιο 5, λόγω των μεγάλων παθητικών ωθήσεων, δεν ήταν δυνατό να υπολογιστεί δύναμη αγκυρίου.

Πίνακας 7.1: Ζεύγη τιμών των δυνάμεων των αγκυρίων (Μοντέλο Α).

$F_1$ (kN/m)	$F_2$ (kN/m)
<b>15</b>	<b>20</b>
<b>13</b>	<b>23</b>
<b>18</b>	<b>16</b>
<b>19</b>	<b>13</b>

## 7.2 Αποτελέσματα αριθμητικής προσέγγισης

Στον Πίνακα 7.2 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των τιμών των δυνάμεων στα αγκύρια για όλα τα μοντέλα που δημιουργήθηκαν. Οι τιμές που παρουσιάζονται στον Πίνακα 7.2 προέρχονται θεωρώντας το ελεύθερο τμήμα του αγκυρίου (χάλυβας) σαν ελαστικό υλικό.

Το Plaxis παρέχει τη δυνατότητα στο χρήστη, να θεωρήσει το ελεύθερο τμήμα του αγκυρίου σαν ελαστοπλαστικό υλικό, οπότε εισάγεται μια μέγιστη δύναμη  $F_{\max}$  στις ιδιότητες του αγκυρίου. Η μέγιστη δύναμη  $F_{\max}$  αντιπροσωπεύει την μεγαλύτερη δύναμη κάτω από την οποία το υλικό συμπεριφέρεται ελαστικά, ενώ αν ξεπεραστεί αυτό το όριο της δύναμης, το υλικό συμπεριφέρεται πλαστικά. Κατά την επίλυση του προβλήματος για την περίπτωση του Μοντέλου Α, έχοντας τα αποτελέσματα από την αναλυτική μέθοδο, το Μοντέλο Α επιλύθηκε συμπληρωματικά θεωρώντας ελαστοπλαστικό αγκύριο (και  $L_s=1\text{m}$ ), οπότε η μέγιστη δύναμη  $F_{\max}$  αναφέρεται ανά αγκύριο.

Η επίλυση αυτή πραγματοποιήθηκε πολλές φορές για διαφορετικές τιμές της  $F_{\max}$ , λόγω του ότι ζητούμενο ήταν να βρεθεί αρχικά η τιμή πάνω από την οποία λύνεται το Μοντέλο Α. Η τιμή αυτή της δύναμης είναι  $F_{\max} = 38 \text{ (kN/m)}$ . Η μεταβολή της  $F_{\max}$  έχει ως συνέπεια την παραγωγή διαφορετικών τιμών στις δυνάμεις των αγκυρίων μέχρι μια συγκεκριμένη τιμή πέρα από την οποία οι τιμές στις δύο σειρές των αγκυρίων παραμένουν σταθερές. Στον Πίνακα 7.3 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των τιμών ύστερα από την παραπάνω διαδικασία, επίσης παρουσιάζονται οι μέγιστες καμπτικές ροπές του τοίχου και οι μέγιστες μετατοπίσεις αυτού.

Παρατηρείται ότι μετά την τιμή της δύναμης  $F_{\max} = 64 \text{ (kN/m)}$ , όσο και να μεταβάλλεται η  $F_{\max}$  τα αποτελέσματα δεν μεταβάλλονται και οι δυνάμεις στα αγκύρια

Πίνακας 7.2: Τιμές δυνάμεων αγκυρίων.

	Μοντέλο Α	Μοντέλο Β	Μοντέλο Γ <sub>1</sub>
$F_1 \text{ (kN/m)}$	30	-	-
$F_2 \text{ (kN/m)}$	64	58	42

$F_1$ : Η δύναμη στο πρώτο αγκύριο.

$F_2$ : Η δύναμη στο δεύτερο αγκύριο.

Πίνακας 7.3: Αποτελέσματα ΜΠΣ θεωρώντας ελαστοπλαστικό υλικό για το αγκύριο (Μοντέλο Α).

	<b>Fmax(45)</b>	<b>Fmax(55)</b>	<b>Fmax(64)</b>	<b>Fmax(75)</b>
<b><math>F_1</math> (kN/m)</b>	<b>33</b>	<b>29</b>	<b>29</b>	<b>29</b>
<b><math>F_2</math> (kN/m)</b>	<b>45</b>	<b>55</b>	<b>59</b>	<b>59</b>
<b>Μέγιστη καμπτική ροπή (kNm/m)</b>	<b>-21</b>	<b>-21</b>	<b>-21</b>	<b>-21</b>
<b>Μέγιστη οριζόντια μετατόπιση (mm)</b>	<b>-49</b>	<b>-47</b>	<b>-46</b>	<b>-47</b>

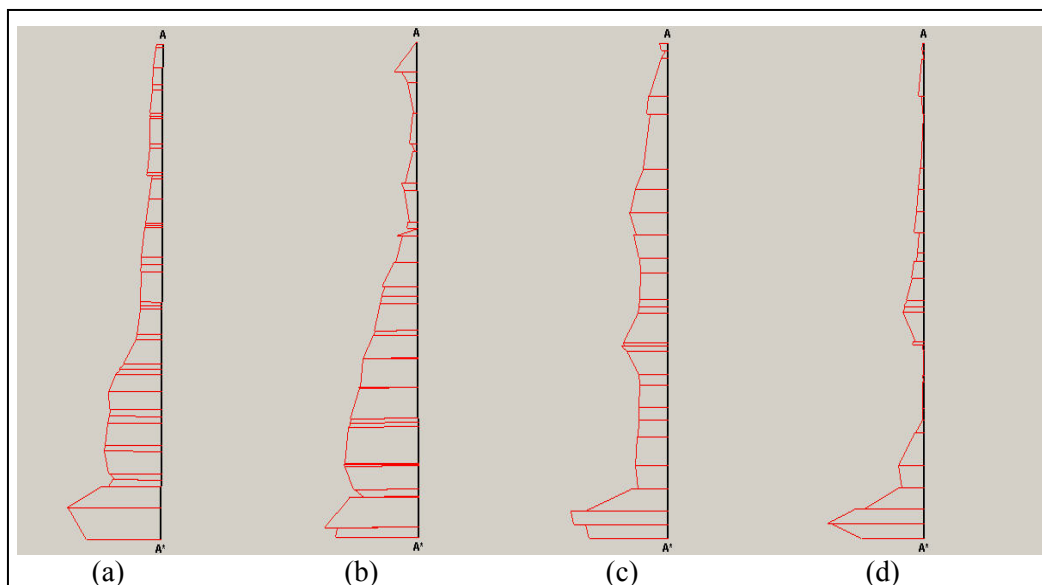
$F_1$ : Η δύναμη στο πρώτο αγκύριο.

$F_2$ : Η δύναμη στο δεύτερο αγκύριο

είναι σταθερές, όπως επίσης η μέγιστη καμπτική ροπή και η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση.

### 7.3 Σύγκριση αποτελεσμάτων των δύο μεθόδων προσέγγισης

Στο Σχήμα 7.1, παρουσιάζονται τα διαγράμματα των ενεργών τάσεων για όλα τα

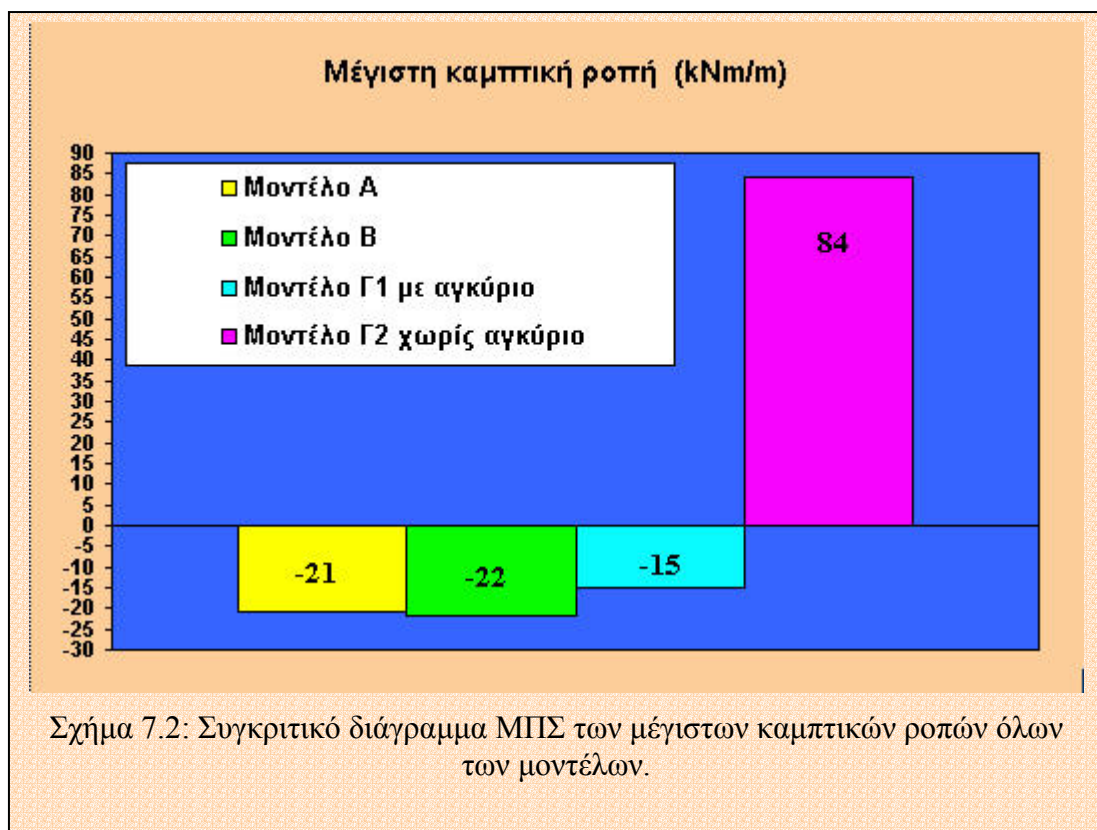


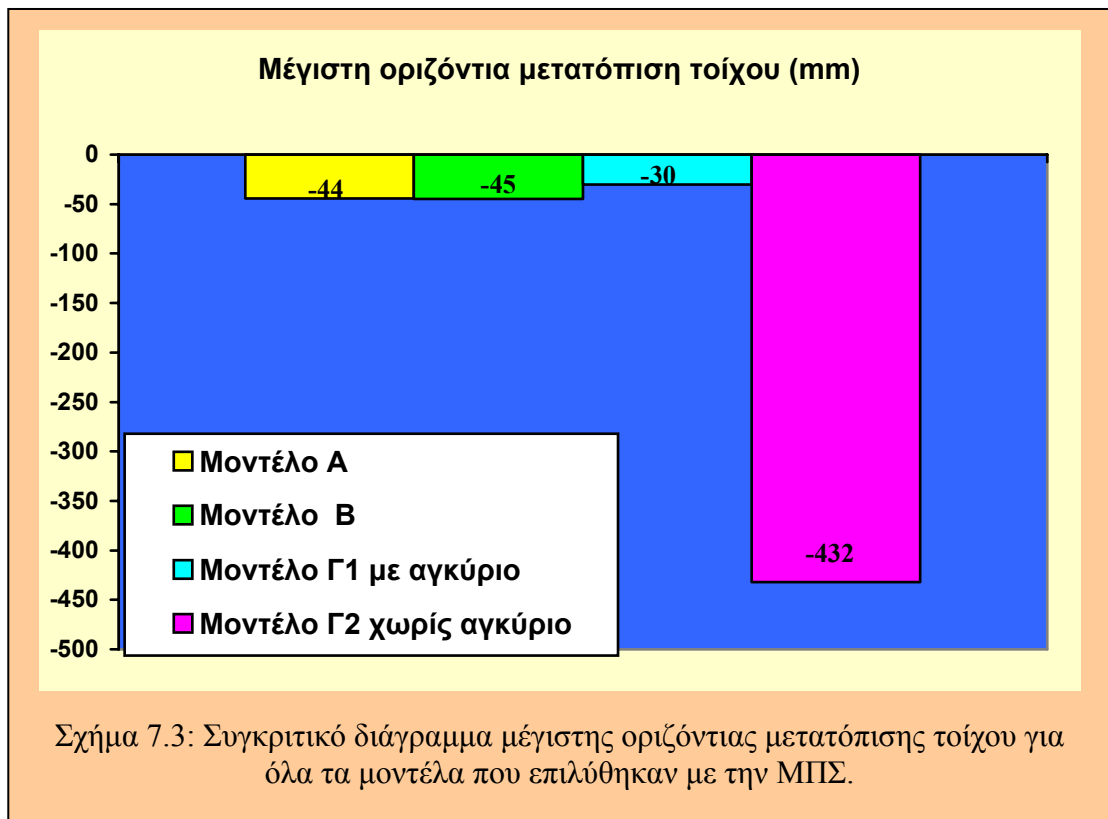
Σχήμα 7.1: Ενεργές τάσεις κατά μήκος του ύψους του πασσάλου για όλα α) Μοντέλο Α, b) Μοντέλο Β, c) Μοντέλο  $\Gamma_1$ , d) Μοντέλο  $\Gamma_2$ .

μοντέλα που λύθηκαν χρησιμοποιώντας την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Συγκρινόμενα με τα διαγράμματα των τάσεων από την αναλυτική μέθοδο, που παρουσιάστηκαν στο Κεφάλαιο 5, παρατηρείται ότι οι δύο προσεγγίσεις δίνουν παρόμοια διαγράμματα για τις τάσεις.

Τα αποτελέσματα για τις δυνάμεις των αγκυρίων που προκύπτουν από τις δύο μεθόδους, παρουσιάζουν αρκετά καλή σύγκλιση. Για το Μοντέλο Α, τελικά φαίνεται πως οι υπολογιζόμενες τιμές έχουν μεγαλύτερες αποκλίσεις, αλλά το γεγονός ότι και με τις δύο προσεγγίσεις είναι δυνατό να υπολογιστούν ζεύγη τιμών, τονίζει την ιδιαιτερότητα αυτής της περίπτωσης. Η περίπτωση της διπλής αγκύρωσης του τοίχου, είναι πολύπλοκη διότι παρατηρήθηκε ανακατανομή των εδαφικών τάσεων κατά τη φάση των υπολογισμών με τη ΜΠΣ, με συνέπεια την μεταβολή των τιμών στις εφελκυστικές δυνάμεις των αγκυρίων.

Στην περίπτωση του Μοντέλου Β παρατηρείται πολύ καλή σύγκλιση των τιμών για τις δυνάμεις. Για το Μοντέλο Γ, η αναζήτηση της σωστής επίλυσης προέρχεται από τον συνδυασμό των δύο μεθόδων. Αρχικά η αναλυτική μέθοδος έδειξε πως δεν είναι αναγκαία η αντιστήριξη. Το ίδιο παρατηρήθηκε και από το Μοντέλο Γ<sub>2</sub> που επιλύθηκε με την αριθμητική μέθοδο. Όμως από τα διαγράμματα που προέκυψαν για τις μέγιστες καμπτικές ροπές (Σχήμα 7.2) και για τις μέγιστες μετατοπίσεις του τοίχου (Σχήμα 7.3)





οδηγούν στο συμπέρασμα, πως το Μοντέλο Γ<sub>2</sub> μπορεί να επιλυθεί αριθμητικά, όμως το Μοντέλο Γ<sub>1</sub> προτείνεται ως βέλτιστη λύση, διότι οι μετατοπίσεις και οι καμπτικές ροπές είναι πολύ μικρότερες σε αυτήν την περίπτωση, από ότι στο Μοντέλο Γ<sub>2</sub>.

## 7.4 Συμπεράσματα

Από την μελέτη που πραγματοποιήθηκε, προκύπτει ότι η μέθοδος του Rankine παρουσιάζει αδυναμία στο να εξάγει αποτελέσματα για την συμπεριφορά του τοίχου, καθώς δεν εισάγονται στους υπολογισμούς η αξονική ακαμψία, η καμπτική ακαμψία του τοίχου και των αγκυρίων. Το γεγονός ότι θεωρείται λεία η επιφάνεια μεταξύ του τοίχου και του εδάφους είναι ένα ακόμα μειονέκτημα αυτής της μεθόδου. Γενικά είναι μια απλοποιημένη μέθοδος που θα ήταν καλό να εφαρμόζεται σαν μια πρώτη προσέγγιση παρόμοιων προβλημάτων. Επίσης προτείνεται η εφαρμογή ενός συντελεστή ασφαλείας περίπου 1,5 στα αποτελέσματα για τις δυνάμεις των αγκυρίων για να αυξηθεί η αξιοπιστία των αποτελεσμάτων.

Η αριθμητική προσέγγιση, λαμβάνει περισσότερα στοιχεία για τα δομικά υλικά του τοίχου και για την αλληλεπίδραση αυτού με το έδαφος. Η ανακατανομή των εδαφικών τάσεων κατά τις φάσεις των υπολογισμών, προσομοιώνει αρκετά καλά την

πραγματικότητα και με αυτόν τον τρόπο τα αποτελέσματα για τις δυνάμεις των αγκυρίων είναι περισσότερο αξιόπιστα.

Επίσης τα αποτελέσματα για τις μετατοπίσεις του τοίχου, είναι πολύ χρήσιμα για την κατασκευή αυτού και έχει αποδειχθεί από παρόμοιες μελέτες πως τα αποτελέσματα αυτά συγκλίνουν με τις επί τόπου μετρούμενες μετατοπίσεις τοίχων αντιστήριξης (Zekkos et al, 2004)

Γενικά προτείνεται η χρήση των αριθμητικών μεθόδων, όμως η κρίση των αποτελεσμάτων πρέπει να είναι πάντα βασισμένη στις θεωρητικές γνώσεις του προβλήματος. Επίσης, θα ήταν θετικό αν ήταν εφικτή η επίλυση και με άλλα λογισμικά πακέτα για να συγκριθούν και οι αδυναμίες κάθε κώδικα ο οποίος επιφέρει κάποια υπολογιστικά λάθη κατά την επίλυση.

## **Βιβλιογραφία**

### **Ελληνική Βιβλιογραφία**

1. Βαλαλάς, Δ., (1986). ‘Αντιστηρίξεις και Θεμελιώσεις’, Εκδόσεις ‘Αφοί Κυριακίδη’, Θεσσαλονίκη.
2. Γεωγνώση Α.Ε, (2002). Γεωτεχνική Έρευνα – Μελέτη έργου επέκτασης ιδιωτικής κλινικής “Η. Γαβριλάκη”, Θεσσαλονίκη.
3. Κολέτσος, Κ., (2002). ‘Γεωτεχνική Μηχανική’, ‘Διδακτικές Σημειώσεις’, Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Καβάλας, Δράμα.
4. Κωστόπουλος, Σ.,) (1998). ‘Γεωτεχνικές Κατασκευές’, ‘Πανεπιστημιακές Σημειώσεις’, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Βόλος.
5. Σαββίδης, Γ., (1982). ‘Εδαφομηχανική και Θεμελιώσεις’, ‘Φύλλα Σημειώσεων’, Δημοκρίτειο Πανεπιστήμιο Θράκης, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Ξάνθη.
6. Τσότος, Σ., (1991). ‘Εδαφομηχανική – Θεωρία, Μέθοδοι και Εφαρμογές’, Εκδόσεις ‘Φ. Βεβερίδης και Π. Πολυχρονίδης α.ε’, Θεσσαλονίκη.

### **Διεθνής Βιβλιογραφία**

1. CFM, (1997). “Caltans Foundation Manual, Tiebacks, Tiedowns and Soil Nails, Chapter 11”, Office Engineer, California. Last accessed: June 2004.
2. Chance Co, (2000). “Tieback Anchors Chance”, Helical Drilling Company.
3. CTSM, (1995). “California Trenching and Shoring Manual, Soldier Piles, Chapter 10”. Last accessed: February 2004.
4. CTSM, (1996). “California Trenching and Shoring Manual, Tieback Systems, Chapter 9”. Last accessed: February 2004.
5. CTSM, (1996). “California Trenching and Shoring Manual, Earth Pressure Theory and Application, Chapter 4”. Last accessed: February 2004.
6. Delattre, L., (2001). “A century of design methods for retaining walls - The French point of view, I. Calculation-based approaches conventional and subgrade reaction methods”, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, Issue 234, pp. 33-52. Last accessed: June 2004.

7. EM, (1994). “Engineering Manual, Design of sheet pile walls, System Loads, Chapter 4”, US. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington. Last accessed: January 2004.
8. FAD, (2003). “Foundation Analysis Design”, ENCE 461. Last accessed: January 2004.
9. GFE, (2003). “Geotechnical and Foundation Engineering”, Lectures notes, Chapter 6. Last accessed: February 2004.
10. Hashimoto, H., Aoyama, N., Miyatake, H. and Hirasama, M., (2003). “ Stability Estimation Loading Test of the Multi-anchored Reinforced Soil Wall Constructed on Soft Ground”, Public Works Research Institute, Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Tsukuba, Japan. Last accessed: June 2004.
11. IGE, (2003). “Modeling in Geotechnics, Finite Element Method (FEM) in Geotechnical Engineering, Chapter 8”, Institute of Geotechnical Engineering, ETH Zurich. Last accessed: June 2004.
12. Merifield, R., Sloan, S. and Lyamin, A., (2003). “The Stability of Inclined Plate Anchors in Purely Cohesive Soil, Faculty of Engineering & Surveying Technical Reports”, University of Southern Queensland, Australia. Last accessed: June 2004.
13. Plaxis, (1998). “Finite element code for soil and rock analyses, User’s Manual for Version 7.0”, Balkema, Rotterdam.
14. RT-CPH (2001). “ Retaining Walls – Corus Piling Handbook”, Corus Construction Center, UK. Last accessed: August 2002.
15. Zekkos, D., Athanasopoulos, A., and Athanasopoulos, G., (2004). “ Deep supported excavation in difficult ground conditions in the city of Patras, Greece-Measured vs. Predicted behavior.” Proceedings, 1<sup>st</sup> International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, New York, April 13-17

#### ***Δικτυακοί τόποι:***

[http://www.dot.ca.gov/hq/esc/construction/Manuals/Trenching and Shoring/ch4\\_earth.pdf](http://www.dot.ca.gov/hq/esc/construction/Manuals/Trenching and Shoring/ch4_earth.pdf)

<http://www.lcpc.fr/fr/sources/blpc/pdf/bl234-035-en.pdf>

<http://bst.cityu.edu.hk/elearning/geotech/>

[http://www.usace.army.mil/inet/usage-docs/eng\\_manuals/em1110-2-2504/c-4.pdf](http://www.usace.army.mil/inet/usage-docs/eng_manuals/em1110-2-2504/c-4.pdf)

[http://www.dot.ca.gov/hq/esc/construction/Manuals/Foundation/ch.11\\_tiebacks,\\_tiedowns,\\_&\\_soil\\_nails.pdf](http://www.dot.ca.gov/hq/esc/construction/Manuals/Foundation/ch.11_tiebacks,_tiedowns,_&_soil_nails.pdf)

[http://www.dot.ca.gov/hq/esc/construction/Manuals/Trenchingand Shoring/ch10\\_soldier\\_pile.pdf](http://www.dot.ca.gov/hq/esc/construction/Manuals/Trenchingand Shoring/ch10_soldier_pile.pdf)

<http://www.pwri.go.jp/eng/kokusai/conference/hashimoto01.pdf>

[http://www.dot.ca.gov/hq/esc/construction/Manuals/Trenching and Shoring/ch9\\_tieback.pdf](http://www.dot.ca.gov/hq/esc/construction/Manuals/Trenching and Shoring/ch9_tieback.pdf)

<http://www.vulcanhammer.net/utc/461-sl21.pdf>

<http://www.helicaldrilling.com/brochures/tieback.pdf>

<http://www.usq.edu.au/faculty/engsurv/techrep/2003/tr-2003-03.pdf>

<http://geotec4.ethz.ch/mig/notes/ModGT-08.pdf>

<http://www.corusconstruction.com>