



ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ
ΤΜΗΜΑ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΟΡΥΚΤΩΝ ΠΟΡΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ

**ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΧΩΜΑΤΙΝΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ ΥΠΟ
ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ**

ΑΓΑΛΑΝΙΩΤΟΥ ΣΜΑΡΩ
ΓΕΩΛΟΓΟΣ

ΕΞΕΤΑΣΤΙΚΗ ΕΠΙΤΡΟΠΗ:

Καθηγητής	Z. ΑΓΙΟΥΤΑΝΤΗΣ (ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ)
Καθηγητής	Γ. ΕΞΑΔΑΚΤΥΛΟΣ
Καθηγητής	Κ. ΠΡΟΒΙΔΑΚΗΣ

ΧΑΝΙΑ, ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2006

Περίληψη

Ο σκοπός της μεταπτυχιακής αυτής διατριβής είναι η στατική και δυναμική παραμετρική προσομοίωση του χωμάτινου φράγματος της Πλακιώτισσας στη Μεσσαρά Κρήτης. Πιο συγκεκριμένα, στόχος της εργασίας είναι η εκτίμηση του συντελεστή ασφάλειας διαφόρων μοντέλων του φράγματος με τη θεώρηση ομογενούς και μη ομογενούς διατομής, ώστε να προκύψουν συμπεράσματα σχετικά με το μέγεθος του συντελεστή ασφάλειας. Στις περιπτώσεις που ο συντελεστής ασφάλειας δεν πληροί κάποιες προϋποθέσεις μεταβάλλεται η κλίση του ανάντη ή / και κατόντη πρανούς, ώστε να προκύψει συντελεστής ασφάλειας που θα πληροί αυτές τις προδιαγραφές. Η πραγματοποίηση όλων των απαιτούμενων αναλύσεων έγινε με τη χρήση του λογισμικού πακέτου GeoStudio 2004 (version 6.02) και συγκεκριμένα των υποπρογραμμάτων του SLOPE/W and SEEP/W.

Εκτεταμένη περίληψη

Η συγκεκριμένη μεταπτυχιακή διατριβή με τίτλο «Διαστασιολόγηση διατομής χωμάτινου φράγματος, υποστατικές και δυναμικές συνθήκες» εκπονήθηκε στα πλαίσια του μεταπτυχιακού προγράμματος «Γεωτεχνολογία & Περιβάλλον» του τμήματος Μηχανικών Ορυκτών Πόρων του Πολυτεχνείου Κρήτης.

Το θέμα που αυτή διαπραγματεύεται είναι η στατική και δυναμική παραμετρική προσομοίωση του χωμάτινου φράγματος της Πλακιώτισσας στη Μεσσαρά Κρήτης με τη θεώρηση ομογενούς και μη ομογενούς διατομής. Οι επιλύσεις έγιναν με χρήση του λογισμικού πακέτου GeoStudio 2004 (version 6.02) και συγκεκριμένα των υποπρογραμμάτων SLOPE/W και SEEP/W.

Αρχικά αναφέρονται οι παράγοντες που επηρεάζουν την επιλογή της θέσης θεμελίωσης και την κατασκευή ενός χωμάτινου φράγματος. Επίσης, παρατίθενται τα γενικά χαρακτηριστικά ενός χωμάτινου φράγματος καθώς και οι παράγοντες που επηρεάζουν τον σχεδιασμό αυτού.

Στη συνέχεια, αναλύονται οι γεωλογικές συνθήκες που επικρατούν στην περιοχή της Πλακιώτισσας και επεξηγούνται οι γεωτεχνικές παράμετροι που χρησιμοποιούνται για την παραμετρική προσομοίωση του φράγματος που πρόκειται να κατασκευαστεί σ' αυτή την περιοχή. Επίσης, αναλύονται όλα τα στάδια που ακολουθούνται για τη στατική και δυναμική ανάλυση του φράγματος όπως προσομοιώνεται με το συγκεκριμένο λογισμικό πακέτο.

Τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις διερευνήσεις που πραγματοποιήθηκαν είναι τα εξής:

1. Στις περιπτώσεις στατικής ανάλυσης με θεώρηση ομογενούς διατομής ο συντελεστής ασφάλειας είναι μεγαλύτερος από 1.4. Εξαίρεση αποτελεί η περίπτωση στατικής ανάλυσης με υπολογισμό της πίεσης των πόρων μέσω της μεθόδου των b-bars, όταν σ' αυτή συνυπολογίζεται το βάρος του νερού που υπάρχει στον ταμιευτήρα.
2. Στις περιπτώσεις στατικής ανάλυσης με θεώρηση διατομής που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα και σώμα στήριξης, ο συντελεστής ασφάλειας έχει πάντα τιμές μεγαλύτερες της μονάδας.

Περίληψη

3. Σε αρκετές από τις περιπτώσεις για τις οποίες εξετάστηκε η δυναμική ανάλυση του φράγματος με θεώρηση ομογενούς διατομής, ο συντελεστής ασφάλειας που υπολογίστηκε είναι μικρότερος της μονάδας.
4. Στις περιπτώσεις δυναμικής ανάλυσης με θεώρηση διατομής που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα και σώμα στήριξης, στο οποίο η πίεση των πόρων υπολογίζεται από το υποπρόγραμμα SEEP/W, ο συντελεστής ασφάλειας έχει τιμές μεγαλύτερες της μονάδας.
5. Πρέπει να αναφερθεί πως στις περιπτώσεις που σε κάποια από τα μοντέλα που εξετάστηκαν παρουσιάζεται μικρότερος συντελεστής ασφάλειας προς τα κατάντη, αυτό ενδεχομένως οφείλεται στο ότι για τη συγκεκριμένη μορφολογία η πίεση των πόρων συνέβαλε στη διατήρηση της ευστάθειας του φράγματος.
6. Επίσης, οι περιπτώσεις όπου η κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης ήταν προς τα κατάντη οφειλόταν στη μεγάλη διαφορά συνοχής του σώματος του φράγματος και του υποβάθρου.

Ορισμένες διερευνήσεις που πραγματοποιήθηκαν με σεισμικό συντελεστή που ορίζεται από τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό χαρακτηρίζονται από χαμηλό συντελεστή ασφάλειας. Σ' αυτές τις περιπτώσεις μεταβλήθηκαν οι κλίσεις των πρανών του φράγματος. Συγκεκριμένα μειώθηκαν οι κλίσεις είτε του ανάντη ή / και του κατάντη πρανούς και διερευνήθηκαν οι τιμές του συντελεστή ασφάλειας με τη νέα γεωμετρία. Με βάση αυτή τη διαδικασία προέκυψε ότι μειώνοντας τις κλίσεις των πρανών του φράγματος αυξανόταν αντίστοιχα και ο συντελεστής ασφάλειας αυτού, λαμβάνοντας τελικά την επιθυμητή τιμή.

Συμπερασματικά, το λογισμικό πακέτο GeoStudio 2004 μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την εκτίμηση του συντελεστή ασφάλειας φραγμάτων. Επίσης, είναι δυνατόν να γίνει έλεγχος των διατομών του φράγματος και καθορισμός των κλίσεων των πρανών αυτών ώστε ο συντελεστής ασφάλειάς τους να πληροί τις απαιτούμενες προδιαγραφές ευστάθειας σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό.

Πρόλογος

Η παρούσα μεταπτυχιακή διατριβή δεν θα είχε ολοκληρωθεί χωρίς την αμέριστη υποστήριξη και συμπαράσταση ορισμένων προσώπων τα οποία και θα ήθελα να ευχαριστήσω:

- Τον επιβλέποντα Καθηγητή κ. Ζ. Αγιουτάντη, για την ανάθεση της συγκεκριμένης εργασίας καθώς και για την εμπιστοσύνη που μου έδειξε σε όλη τη διάρκεια της έρευνας. Οι πολύτιμες συμβουλές του και οι υποδείξεις του συνέβαλαν σημαντικά στην ολοκλήρωση αυτής της Μεταπτυχιακής Διατριβής.
- Τον κ. Χ. Παπαγεωργίου, υπεύθυνου γεωλόγο στον Ο.Α.Δ.Υ.Κ. για την παραχώρηση των γεωλογικών δεδομένων της υπό μελέτη περιοχής.
- Τον κ. Δ. Βαβαδάκη, Μηχανικό Ορυκτών Πόρων, για την πολύτιμη βοήθεια που μου προσέφερε όσο αφορά την κατανόηση της λειτουργίας του λογισμικού πακέτου GeoStudio.
- Την κα. Ε. Καλογήρου, Μηχανικό Ορυκτών Πόρων, για την επεξεργασία και παρουσίαση της έρευνας αυτής.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ:

1. Εισαγωγή	1
2. Παράγοντες που επηρεάζουν τη χωροθέτηση ταμιευτήρα υδάτων	4
2.1 Γενικά	4
2.2 Γεωλογικές συνθήκες στη θέση θεμελίωσης του φράγματος	5
2.2.1 Γενικά	5
2.2.2 Είδος υποκειμένων του φράγματος πετρωμάτων	5
2.2.3 Περίπτωση μη πτυχωμένων στρωμάτων	10
2.2.4 Περίπτωση πτυχωμένων στρωμάτων	14
2.3 Επίδραση των ρηγμάτων στη θεμελίωση φραγμάτων	16
2.4 Λεκάνη κατάκλισης του φράγματος	17
2.4.1 Γεωλογικές συνθήκες που επικρατούν στη λεκάνη κατάκλισης του φράγματος	17
2.4.2 Στεγανότητα της λεκάνης κατάκλισης	18
2.4.3 Ευστάθεια πρανών της μελλοντικής λεκάνης κατάκλισης	23
2.4.4 Ιζηματογέννηση της λεκάνης κατάκλισης	26
2.5 Υδροπερατότητα της περιοχής	28
2.5.1 Γενικά	28
2.5.2 Δοκιμές σταθερού φορτίου	28
2.5.3 Δοκιμές μεταβλητού φορτίου	31
2.5.4 Δοκιμή αποστολής νερού με πίεση	33
3 Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος	38
3.1 Γενικά	38
3.2 Χαρακτηριστικά στοιχεία του φράγματος	39
3.2.1 Η μορφή της διατομής του φράγματος	39
3.2.2 Ύπαρξη ή μη πυρήνα στο σώμα του φράγματος	40
3.2.3 Σώμα στήριξης του φράγματος	42
3.2.4 Μεταβατικές ζώνες	43
3.2.5 Ζώνες φίλτρου	44
3.2.5.1 Σκοπός κατασκευής των φίλτρων και προδιαγραφές που ακολουθούνται για τη διαβάθμισή τους	44
3.2.5.2 Χρήση γεωϋφασμάτων σαν φίλτρα σε χωμάτινα φράγματα	47
3.2.6 Λιθορριπή προστασίας	47
3.2.7 Στραγγιστήρια	50
3.3 Γεωτεχνικοί παράγοντες	50
3.3.1 Γενικά για τη μηχανική συμπεριφορά των εδαφών	50
3.3.2 Γεωστατική τάση – Ενεργή τάση	51
3.3.3 Διατμητική αντοχή των εδαφών	53
3.3.4 Εκτίμηση παραμέτρων διατμητικής αντοχής εδαφών	57
3.3.5 Αστοχία εδαφικού υλικού	61
3.3.6 Πίεση των πόρων	65
3.4 Δίκτυα ροών	65
3.4.1 Γενικά	65

Περιεχόμενα

3.4.2 Ροές σε πορώδεις μέσο (Υπόγεια ροή)	65
3.4.3 Περίπτωση ανισοτροπίας της διαπερατότητας	68
3.4.4 Υδραυλική ανύψωση	68
3.4.5 Υπόγεια διάβρωση του εδάφους	70
3.5 Σεισμικότητα	71
3.5.1 Γενικά	71
3.5.2 Συσχέτιση των ρηγμάτων με τη σεισμικότητα	72
3.5.3 Αλλαγές που επέρχονται με το χρόνο στις ενεργές τάσεις εξαιτίας της πίεσης των πόρων	73
3.5.4 Σεισμική ανάλυση	76
4 Γεωλογία της περιοχής και παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν	81
4.1 Γενική γεωλογική περιγραφή της δομής του ταμιευτήρα και της θέσης του φράγματος.	81
4.1.1 Γενική γεωλογική περιγραφή της δομής του ταμιευτήρα και της θέσης του φράγματος	81
4.1.2 Γεωλογία και τεκτονική της εξεταζόμενης περιοχής	81
4.1.3 Στρωματογραφική δομή	82
4.2. Γεωτεχνικές παράμετροι και μέθοδοι που χρησιμοποιήθηκαν	86
4.2.1 Σουηδική μέθοδος ανάλυσης της ευστάθειας των	89
4.2.2 Μέθοδος ανάλυσης της ευστάθειας των πρανών του Bishop	90
4.2.3 Μέθοδος ανάλυσης της ευστάθειας των πρανών του Janbu	91
4.2.4 Μέθοδος ανάλυσης της ευστάθειας των πρανών του Spencer	92
5. Στάδια στατικής και δυναμικής ανάλυσης ενός φράγματος με πυρήνα και ενός ομογενούς στο οποίο γίνεται και διαστασιολόγησή του	93
5.1 Ομογενές φράγμα	93
5.1.1 Στατική ανάλυση χωρίς νερό	93
5.1.2 Στατική ανάλυση με προσθήκη νερού	95
5.2 Δυναμική ανάλυση ομογενούς φράγματος	102
5.2.1 Γενικά	102
5.2.2 Δυναμική ανάλυση χωρίς προσθήκη νερού	102
5.2.3 Δυναμική ανάλυση με προσθήκη νερού	106
5.2.3.1 Δυναμική ανάλυση με προσθήκη μόνο πιεζομετρίας	106
5.2.3.2 Δυναμική ανάλυση με προσθήκη πίεσης των πόρων με χρήση της μεθόδου των b-bars	109
5.2.3.3 Δυναμική ανάλυση με προσθήκη πίεσης των πόρων μέσω του προγράμματος SEEP/W	112
5.3 Διαστασιολόγηση ομογενούς φράγματος	113
5.4 Στατική και δυναμική ανάλυση φράγματος με πυρήνα	116
5.4.1 Γενικά	116
5.4.2 Στατική ανάλυση χωρίς την ύπαρξη νερού	117
5.4.3 Στατική ανάλυση με προσθήκη νερού	118
5.4.4 Δυναμική ανάλυση με προσθήκη πίεσης των πόρων μέσω του	119

Περιεχόμενα

<i>προγράμματος SEEP/W</i>	
Συμπεράσματα	121
Βιβλιογραφία	127
Παράρτημα	129

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: Εισαγωγή

Τα φράγματα, είναι υδραυλικά έργα που κατασκευάζονται στις κοίτες ποταμών ή χειμάρρων, προκειμένου να καταστεί δυνατή η αποθήκευση επιφανειακών απορροών προκειμένου να αποδοθούν σε διάφορες χρήσεις. Ανάλογα με τα υλικά κατασκευής και τη γεωμετρία τους διακρίνονται σε εύκαμπτα, άκαμπτα και μικτά ή σύνθετα.

Τα εύκαμπτα φράγματα κατασκευάζονται από γαιώδη υλικά (όπως είναι η άργιλος, η άμμος και οι κροκάλες) και τεμάχια βράχων και διακρίνονται κυρίως σε χωμάτινα και λιθόρριπτα. Τα άκαμπτα κατασκευάζονται από σκυρόδεμα και διακρίνονται κυρίως σε βαρύτητας και τοξωτά. Τα μικτά αποτελούν συνδυασμό των δύο προηγούμενων τύπων.

Τα χωμάτινα φράγματα θεωρούνται πιο εύκολα στην κατασκευή τους και είναι οικονομικά. Το φράγμα της Πλακιώτισσας με το οποίο ασχολείται η συγκεκριμένη εργασία είναι αυτού του τύπου. Αυτά τα φράγματα μπορούν να κατασκευαστούν σε οποιαδήποτε μορφή κοιλάδας και δεν απαιτούν εξαιρετικής ποιότητας εδάφη θεμελίωσης. Κατασκευάζονται από γαιώδη υλικά της περιοχής, τα οποία διαστρώνονται κατά ζώνες από διαβαθμισμένο υλικό. Στο κέντρο κατασκευάζεται από αργλικό υλικό ένας αδιαπέραστος πυρήνας και ακολουθούν οι εξωτερικές ζώνες, που εξασφαλίζουν την ευστάθεια του έργου και συνιστούν το κύριο σώμα του φράγματος. Οι ζώνες αυτές είναι:

- α) η μεταβατική, πάχους 2,5 – 4 m, η οποία τοποθετείται αμέσως μετά τον πυρήνα, που συνιστάται από φίλτρο διαβαθμισμένου αμμοχάλικου και
- β) η ζώνη από χονδρόκοκκα υλικά, δηλαδή κροκάλες και χαλίκια, με κλίση πρανών που εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά του υλικού, τις συνθήκες ροής, την ποιότητα του εδάφους, τη θέση του αδιαπέρατου πυρήνα και τη σεισμικότητα της περιοχής.

Τέλος, πάνω από τη ζώνη αυτή τοποθετείται η λιθορριπή προστασίας η οποία αποτελείται από ευμεγέθη τεμάχια βράχων.

Τα λιθόρριπτα φράγματα είναι απλουστευμένης μορφής χωμάτινα φράγματα. Για την κατασκευή τους δεν χρειάζεται ζωνώδης διάταξη διαβαθμισμένων υλικών,

Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή

γιατί το κύριο σώμα του φράγματος συνίσταται από χονδρόκοκκα υλικά ποτάμιας προέλευσης ή από βραχώδη υλικά, που μεταφέρονται από δανειοθαλάμους (λατομεία) της γύρω περιοχής. Το αδιαπέρατο στοιχείο του φράγματος είναι πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα (Αθανασόπουλος κ.ά., 2006).

Τα φράγματα βαρύτητας κατασκευάζονται από άοπλο μπετόν, έχουν ολόσωμη τριγωνική διατομή ή διατομή με διάκενα και η συμπεριφορά τους είναι ανάλογη με αυτή των τοίχων αντιστήριξης γιατί αντιστέκονται στις υδροστατικές πιέσεις και τα υδραυλικά φορτία με το βάρος τους (έχουν χαμηλά το κέντρο βάρους τους και αντέχουν σε ολίσθηση και ανατροπή). Σ' αυτή την κατηγορία φραγμάτων ανήκουν και τα αντιριδωτά φράγματα από οπλισμένο σκυρόδεμα (Μαραγκός, 1997), γενικά πρόκειται για κατασκευές με αντηρίδες δηλαδή πρόβολοι μεταβλητής διατομής καθ' ύψος αλλά και κατά πλάτος (Στειακάκης, 2004). Τα φράγματα βαρύτητας είναι σχετικά νέας τεχνολογίας, έχουν μικρότερο κόστος και κατασκευάζονται ταχύτερα από τα αντίστοιχου μεγέθους λιθόρριπτα και χωμάτινα. Η κατασκευή τους όμως απαιτεί βραχώδεις υπόβαθρο και διαθέσιμα υλικά καλής μηχανικής αντοχής σε γειτονικό λατομείο, κάτι που δεν είναι πάντα εφικτό (Αθανασόπουλος κ.ά., 2006).

Τα τοξωτά φράγματα είναι κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα με τη μορφή τόξου (κύλινδρος) ή θόλου (κέλυφος), οι οποίες λόγω της γεωμετρίας τους μεταφέρουν τις υδροστατικές πιέσεις και το βάρος τους απ' ευθείας στη ζώνη ακκύρωσης – θεμελίωσης (Στειακάκης, 2004).

Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, το φράγμα με το οποίο ασχολείται η εργασία αυτή ανήκει στον τύπο των χωμάτινων φραγμάτων και συγκεκριμένα πρόκειται για αυτό που θα κατασκευαστεί στην περιοχή της Πλακιώτισσας, στη Μεσσαρά Κρήτης, από όπου περνάει ο ποταμός Αναποδιάρης.

Ο σκοπός της εργασίας είναι η στατική και δυναμική προσομοίωση αυτού του φράγματος με χρήση του λογισμικού πακέτου Geostudio 2004 (version 6.02) και συγκεκριμένα του προγράμματος Geoslope με χρήση των υποπρογραμμάτων του SLOPE/W και SEEP/W. Ένας επιπλέον στόχος είναι η «διαστασιολόγηση», ο έλεγχος της ευστάθειας διαφόρων ομογενών διατομών του φράγματος.

Αρχικά, στην εισαγωγή αναφέρεται το πρόβλημα που μελετάται, οι στόχοι της εργασίας και οι παράγοντες που επηρεάζουν την επιλογή της θέσης θεμελίωσης και την κατασκευή ενός χωμάτινου φράγματος καθώς και τα στάδια που

Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή

ακολουθούνται για τη στατική και δυναμική ανάλυση ομογενών και μη ομογενών διατομών αυτού του φράγματος.

Στη συνέχεια αναλύονται τα βασικά κριτήρια για την επιλογή θέσης φράγματος, τα οποία αποτελούν: το είδος και η μορφολογία του εδάφους πάνω στο οποίο θα γίνει η θεμελίωση του, η ύπαρξη ή μη ρηγμάτων στην ευρύτερη περιοχή καθώς και η υδροπερατότητα αυτής. Επίσης, ένα ακόμα σημαντικό κριτήριο επιλογής είναι η στεγανότητα και η ιζηματογένεση της λεκάνης κατάκλισης καθώς επίσης, η ασφάλεια και η σταθεροποίηση των πλευρών της.

Επίσης, παρατίθενται τα γενικά χαρακτηριστικά ενός χωμάτινου φράγματος καθώς και οι παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό αυτών των φραγμάτων και οι οποίοι γενικά είναι οι εξής:

- Η πίεση των πόρων.
- Τα δίκτυα ροών.
- Η σεισμικότητα της περιοχής.

Εκτός των άλλων, αναλύονται οι γεωλογικές συνθήκες που επικρατούν στην περιοχή της Πλακιώτισσας, (περιοχής έξω από το Ηράκλειο, όπου θα κατασκευαστεί το χωμάτινο φράγμα) και εξηγούνται οι γεωτεχνικές παράμετροι που χρησιμοποιούνται για την παραμετρική ανάλυση του φράγματος που θα κατασκευαστεί σ' αυτή την περιοχή. Επίσης, δίνονται όλα τα στάδια που ακολουθούνται για τη επίλυση της στατικής και δυναμικής ανάλυσης του φράγματος που προσομοιώνεται με το συγκεκριμένο πρόγραμμα καθώς και ο έλεγχος της ευστάθειας ομογενούς διατομής του. Τέλος, δίνονται τα συμπεράσματα που προκύπτουν από τις παραπάνω αναλύσεις.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: Παράγοντες που επηρεάζουν τη χωροθέτηση ταμιευτήρα υδάτων

2.1 Γενικά

Ταμιευτήρες υδάτων δημιουργούνται με την κατασκευή φραγμάτων σε κοίτες ποταμών ή σε κοίτες χειμάρρων και έχουν ως σκοπό την αποθήκευση νερού, το οποίο θα χρησιμοποιηθεί για την παραγωγή ηλεκτρικής ενέργειας, για υδρευτικούς ή αρδευτικούς σκοπούς (Μαραγκός, 1997). Η χωροθέτηση ενός ταμιευτήρα υδάτων απαιτεί τη μελέτη ορισμένων παραγόντων. Ενδεικτικά σ' αυτούς περιλαμβάνονται:

- Η μορφολογία των υποκειμένων του φράγματος πετρωμάτων.
- Η επίδραση των ρηγμάτων.
- Η λεκάνη κατάκλισης.
- Η υδροπερατότητα της περιοχής.

Γενικά, μια περιοχή για να προσφέρεται για την κατασκευή φράγματος θα πρέπει να ικανοποιεί τις παρακάτω απαιτήσεις (Δημόπουλος, 1986):

- Να αποτελείται από πετρώματα συνεκτικά, ομογενή και ομοιόμορφα.
- Να υπάρχουν εξακριβωμένα στοιχεία για τη σεισμικότητα της περιοχής.
- Η θέση θεμελίωσης και η λεκάνη κατάκλισης να έχουν ευσταθή πρηνή.
- Να παρουσιάζει σ' όλες τις θέσεις της κατά το δυνατόν μικρή διαπερατότητα.
- Τα πετρώματα να είναι ανθεκτικά στη διάβρωση.
- Οι γεωλογικές και τοπογραφικές συνθήκες να είναι ευνοϊκές για την κατασκευή του υπερχειλιστή και των απαραίτητων σηράγγων.
- Η θέση των υλικών κατασκευής να βρίσκεται κοντά στο έργο.
- Να παρουσιάζει ευνοϊκές υδρογεωλογικές συνθήκες για την περιοχή που βρίσκεται κατάντη του φράγματος (πτώση στάθμης στους υδροφορείς).

- Να παρουσιάζει οικονομικότητα, όσον αφορά το μέγεθος του ταμιευτήρα σε σχέση με την μικρότερη διατομή.
- Να μην είναι επικίνδυνη για οικισμούς που βρίσκονται στην περιοχή κατάντη του φράγματος.
- Να μην αλλοιώνει το περιβάλλον.

2.2 Γεωλογικές συνθήκες στη θέση θεμελίωσης του φράγματος

2.2.1 Γενικά

Στη χωροθέτηση ενός ταμιευτήρα υδάτων σημαντικό ρόλο παίζει το είδος και η μορφολογία των στρωμάτων, δηλαδή η στρωματογραφία της περιοχής, πάνω στην οποία πρόκειται να γίνει η τοποθέτησή του. Γι' αυτό το λόγο μελετώνται τα εκρηξιγενή, τα μεταμορφωμένα και τα ιζηματογενή πετρώματα και εξετάζεται η περίπτωση των μη πτυχωμένων αλλά και των πτυχωμένων στρωμάτων.

Στην περίπτωση των μη πτυχωμένων στρωμάτων η απόθεση τους μπορεί να είναι οριζόντια ή κεκλιμένη. Όταν αυτή είναι κεκλιμένη, παρουσιάζονται δύο υποπεριπτώσεις, η πρώτη είναι η παράταξη των στρωμάτων να είναι εγκάρσια στον άξονα της λεκάνης και η δεύτερη η παράταξη των στρωμάτων να είναι παράλληλη σ' αυτόν.

Στην περίπτωση όμως, που τα στρώματα είναι πτυχωμένα πρέπει να μελετάται αν η παράταξή τους είναι παράλληλη ή κάθετη στον άξονα του φράγματος. Παρακάτω αναλύονται όλες οι προαναφερόμενες περιπτώσεις.

2.2.2 Είδος υποκειμένων του φράγματος πετρωμάτων

Σημαντικό ρόλο για την κατασκευή ενός φράγματος παίζουν οι πετρογραφικές σχέσεις των πετρωμάτων που χρησιμοποιούνται ως υπόβαθρο του και πρέπει πριν την κατασκευή του να εξετάζονται. Τα εκρηξιγενή πετρώματα παρέχουν γενικώς ευνοϊκές πετρογραφικές συνθήκες, εφόσον αυτά δεν έχουν αποσυντεθεί (π.χ. δεν έχουν υποστεί καολινίωση).

Οι νεώτεροι και λιγότερο συνεκτικοί καθώς και οι αργιλώδες και μαργαϊκοί ψαμμίτες και εναλλασσόμενες σειρές τέτοιων πετρωμάτων παρουσιάζουν εξάρτηση

των μηχανικών τους ιδιοτήτων από την περιεκτικότητά τους σε νερό, γι' αυτό και θα πρέπει να εξετάζεται το πορώδες τους. Τα παραπάνω πετρώματα, (φλύσχης, μολάσσα) είναι ακατάλληλα για υπόβαθρο θεμελίωσης πετρωμάτων. Ανάλογα ισχύουν επίσης και για νέα ελαφρώς συνεκτικά αργιλικά πετρώματα, τα οποία σε προσροές νερού παρουσιάζουν εμφανίσεις πηγών και αποσύνδεση. Η καταλληλότητα αργιλικών σχιστολίθων εξαρτάται από την γεωλογική τους εξέλιξη καθώς και από την περιεκτικότητά τους σε χαλαζία. Παλιοί αργιλικοί σχιστόλιθοι αποτελούν γενικά ένα καλό υπόβαθρο (Δημόπουλος, 1986).

Για τη θεμελίωση ενός φράγματος πάνω σ' ένα γεωλογικό σχηματισμό θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη ορισμένες παράμετροι. Αυτές είναι η αντοχή, η συμπιεστότητα και η διαπερατότητα των υποκειμένων πετρωμάτων καθώς και οι ιδιότητες των ασυνεχειών. Πιο συγκεκριμένα η αντοχή των πετρωμάτων θα πρέπει να είναι χαμηλή και επομένως θα πρέπει να υιοθετούνται ήπιες κλίσεις του επιχώματος. Επίσης, για τη συμπιεστότητα θα πρέπει να εκτιμάται η ενδεχόμενη καθίζηση του φράγματος. Μία ακόμη σημαντική παράμετρος που θα πρέπει να εξετάζεται είναι η διαπερατότητα κυρίως στις περιπτώσεις που παρατηρούνται καρστικά φαινόμενα όπως είναι η περίπτωση των ασβεστόλιθων. Επιπλέον, θα πρέπει να εξετάζεται η περίπτωση της διάβρωσης των λεπτόκοκκων πετρωμάτων (Θανόπουλος, 2002) καθώς και αυτή της ύπαρξης ζωνών αποσάθρωσης, οι οποίες θα πρέπει να απομακρύνονται πριν την θεμελίωση του φράγματος, η οποία πρέπει να γίνεται πάντα σε στέρεο έδαφος (Δημόπουλος, 1986).

α) Θεμελίωση φραγμάτων σε εκρηξιγενή και μεταμορφωμένα πετρώματα

Όλα τα πετρώματα που ανήκουν σ' αυτήν την ομάδα, είτε πρόκειται για πυριγενή (γρανίτες, διορίτες, γάββροι) ή φλεβικά και έκχυτα πετρώματα (διάφοροι πορφύρες, διαβάσης, βασάλτης, ανδεσίτης), είτε για κρυσταλλικούς σχιστόλιθους (π.χ. ορθογνεύσιοι, αμφιβολίτες) είναι σκληρότερα και στερεότερα από το σκυρόδεμα και η αντοχή τους είναι πάντα αρκετά υψηλή, εφόσον δεν είναι τεκτονισμένα ή δεν έχουν αποσαθρωθεί. Τα πετρώματα αυτά μέχρι ένα βαθμό είναι συμπιεστά.

Στα στερεά εκρηξιγενή πετρώματα η επιφάνεια επαφής του σκυροδέματος και του πετρώματος πρακτικά ποτέ δεν είναι επίπεδη. Το σπάσιμο του πετρώματος περιορίζεται ακανόνιστα στις επιφάνειες, ανάλογα με τον αποχωρισμό που

παρουσιάζει και τις διευθύνσεις των κύριων συστημάτων καταταμίσεων. Το πρόβλημα επομένως της ολίσθησης του φράγματος ανάγεται στο πρόβλημα της στερεότητας του πετρώματος και σε φαινόμενα μετατόπισης του κάτω από τη βάση θεμελίωσης. Τα στερεά πετρώματα θα πρέπει να εξετάζονται προσεκτικά αν εξαιτίας των καταταμίσεων που φέρουν παρουσιάζουν καταταμητικά σώματα με τέτοιο προσανατολισμό, ώστε με την επίδραση της άνωσης να παρουσιάζεται ο κίνδυνος ολίσθησης (Δημόπουλος, 1986).

Στα εκρηξιγενή πετρώματα και στους κρυσταλλικούς σχιστόλιθους το νερό μπορεί να διεισδύσει κάτω από τις θεμελιώσεις και τα πλευρά του φράγματος μέσα από ανοιχτές καταταμίσεις και κατά μήκος ασυνεχειών και ρηγμογενών ζωνών, προκαλώντας διάβρωση του φράγματος. Γι' αυτό το λόγο, χρειάζεται ιδιαίτερη προσοχή η θεμελίωση φραγμάτων πάνω σε βασάλτες, ανδεσίτες και άλλα νεώτερα έκχυτα πετρώματα, τα οποία συνήθως είναι πολύ διαπερατά και εξαιτίας της γρήγορης ψύξης τους σχηματίζεται ένα πλήθος από ανοιχτές καταταμίσεις και στρώματα λάβας.

b) Θεμελίωση φραγμάτων σε στερεά ιζηματογενή πετρώματα

Στην περίπτωση θεμελίωσης φραγμάτων πάνω σε ιζηματογενή πετρώματα θα πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή επειδή ορισμένα ιζήματα επιτρέπουν τη θεμελίωση με εξαιρετικές συνθήκες ενώ άλλα είναι εντελώς ακατάλληλα γι' αυτόν το σκοπό. Τα ιζηματογενή πετρώματα που δίνουν τη δυνατότητα θεμελίωσης των φραγμάτων διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες: 1) στους στερεούς ψαμμίτες (κλαστικά πετρώματα), 2) στους ασβεστόλιθους και τους δολομίτες και 3) στους αργιλικούς σχιστόλιθους.

b1) Φράγματα σε ψαμμίτες και συγγενή πετρώματα (Δημόπουλος, 1986):

Οι αποθέσεις ψαμμιτών σχηματίζονται από σταθεροποίηση αμμωδών στρωμάτων. Η σταθερότητά τους εξαρτάται από το βαθμό της διαγένεσης και το χαρακτήρα του συνδετικού υλικού, το οποίο μπορεί να είναι ασβεστιτικό, σιδηρούχο, πυριτικό, αργιλικό ή καολίνης. Πολλοί ψαμμίτες παρουσιάζουν μια σχετική υψηλή αντοχή σε μετατόπιση, η οποία εξαρτάται από τη γωνία εσωτερικής τριβής, ενώ σπάζουν κατά μήκος των καταταμίσεων και των επιφανειών στρώσης ακόμα και όταν δεν είναι τελείως συνεκτικοί. Η στερεότητα αυτών των

πετρωμάτων ελαττώνεται όταν ανάμεσα σ' αυτά παρεμβάλλονται διάφοροι αργιλικοί σχιστόλιθοι ή αργιλικά στρώματα μικρότερης όμως έκτασης.

Σ' αυτά τα πετρώματα το νερό μπορεί να διεισδύσει όχι μόνο μέσα από τις ανοιχτές κατατμήσεις κατά μήκος των διάφορων τεκτονικών δομών, αλλά και μέσα από τους πόρους του ίδιου πετρώματος. Στη δεύτερη περίπτωση, η κίνηση του νερού εξαρτάται από το μέγεθος των κόκκων του ψαμμίτη και το βαθμό διαγένεσής του.

Γενικά, αν διάφορα διαπερά πετρώματα παρεμβάλλονται ως αποθέσεις ή στρώματα μέσα σε άλλα αδιαπέρατα πετρώματα, τότε η θέση υδατοπερατότητας του φράγματος εξαρτάται από το πάχος και τις διάφορες συνθήκες απόθεσης των διαπερατών στρωμάτων (παράταξη και κλίση) μέσα σ' ολόκληρη την προβλεπόμενη λεκάνη κατάκλισης του φράγματος.

- b2) Φράγματα σε ασβεστόλιθους και δολομίτες (Δημόπουλος, 1986): Στην ομάδα αυτή ανήκουν στερεοί κρυσταλλικοί ασβεστόλιθοι, συνεκτικοί ασβεστόλιθοι σε μεγάλου πάχους στρώματα καθώς και μαργαϊκοί ασβεστόλιθοι. Σ' αυτήν την ομάδα μπορούν να τοποθετηθούν ακόμη δολομίτες και δολομιτικοί ασβεστόλιθοι. Η αντοχή αυτών των πετρωμάτων συνήθως είναι επαρκής για τη θεμελίωση φραγμάτων.

Γενικά, ο ασβεστόλιθος είναι ένα ευδιάλυτο πέτρωμα γι' αυτό συνήθως παρατηρούνται σε κατατμημένους ασβεστόλιθους καρστικά φαινόμενα. Οι κατατμήσεις διευρύνονται σε πλαστικούς κενούς χώρους, φλέβες και κοιλώματα, που αποτελούν ένα σοβαρό εμπόδιο για την θεμελίωση φραγμάτων πάνω σε ασβεστόλιθους.

Αυτοί ουσιαστικά είναι στερεά πετρώματα που αποχωρίζονται ανομοιόμορφα ώστε να μη παρουσιάζεται ο κίνδυνος ολίσθησης των θεμελίων. Σημαντική είναι η αντοχή τους σε μετατόπιση. Σε λεπτοστρωματώδης ασβεστόλιθους μπορεί να παρουσιαστεί μια ολίσθηση κατά μήκος των επιφανειών στρώσης του πετρώματος.

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, οι ασβεστόλιθοι είναι ευδιάλυτοι και θα πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή στο θέμα της

διαπερατότητας στη θέση της θεμελίωσης. Όσο περισσότερο χημικώς καθαρός είναι ο ασβεστόλιθος, τόσο περισσότερο διαλύεται από το νερό, έτσι ώστε οι κενοί καρστικοί χώροι που δημιουργούνται σε καθαρούς ασβεστόλιθους είναι πάντοτε μεγαλύτεροι και πιο εκτεταμένοι από ότι σε μαργαϊκούς ασβεστόλιθους κάτω από τις ίδιες συνθήκες.

Από όλα τα παραπάνω γίνεται φανερό ότι οι ασβεστόλιθοι δεν αποτελούν ευνοϊκές θέσεις θεμελίωσης φραγμάτων γι' αυτό το λόγο θα πρέπει να αποφεύγεται μια τέτοια θεμελίωση ιδιαίτερα στην περίπτωση ύπαρξης καρστικών φαινομένων.

- b3) Φράγματα σε αργιλικούς σχιστόλιθους (Δημόπουλος, 1986): Στις τεχνικές εφαρμογές, με το χαρακτηρισμό αργιλικόι σχιστόλιθοι συμπεριλαμβάνονται όλες οι σταθεροποιημένες πηλινικές αποθέσεις, οι οποίες αρχικά είχαν αποτεθεί ως αργιλικά ιζήματα και στη συνέχεια στερεοποιήθηκαν. Ανάλογα με το βαθμό στερεοποίησης οι σχιστόλιθοι διακρίνονται σε δύο κατηγορίες.

Στην πρώτη ανήκουν αυτοί που, κάτω από την επίδραση των ατμοσφαιρικών συνθηκών και ιδιαίτερα όταν ύστερα από την αποξήρανσή τους έρθουν σε επαφή με το νερό, αποσυνθέτονται και γίνονται μαλακοί. Η αντοχή αυτών εξαρτάται από την περιεκτικότητά τους σε νερό και γενικά αυτή αυξάνεται όσο ελαττώνεται η περιεκτικότητά τους σε νερό. Επίσης, παρουσιάζουν ένα σχετικά μικρό μοντέλο παραμόρφωσης, έτσι ώστε να μπορούν να χαρακτηριστούν ως πλαστικοί. Σε υψηλότερη πίεση όμως, μπορούν να συμπιεστούν.

Στη δεύτερη κατηγορία ανήκουν οι σχιστόλιθοι που αντέχουν καλά στις ατμοσφαιρικές συνθήκες και δε μαλακώνουν όταν μετά από την αποξήρανση έρθουν σε επαφή με νερό. Αυτοί είναι γενικά πιο ανθεκτικοί από τους σχιστόλιθους της πρώτης ομάδας. Όταν το φράγμα ασκεί πάνω τους πίεση, αυτοί δε παθαίνουν ακόμα πλαστική παραμόρφωση.

Το πρόβλημα της ολίσθησης του φράγματος πάνω σε σχιστολιθικά πετρώματα είναι πολύ σημαντικό. Οι επιφάνειες επαφής ανάμεσα στο

σκυρόδεμα και στο σχιστόλιθο συνήθως είναι ακανόνιστες, έτσι ώστε ο συντελεστής τριβής ανάμεσα τους να είναι σχεδόν πάντα μεγαλύτερος από ότι η αντοχή του σχιστόλιθου σε διάτμηση. Γι' αυτό το λόγο πρέπει να υπολογίζεται η αντοχή σε διάτμηση εκείνων των επιφανειών, κατά μήκος των οποίων μπορεί να ολισθήσει το πέτρωμα (Δημόπουλος, 1986).

Σχετικά με τη διαπερατότητα οι σχιστόλιθοι αποτελούν γενικά μία ευνοϊκή θέση θεμελίωσης του φράγματος. Εξαιτίας της πλαστικότητας που παρουσιάζουν κάτω από την επίδραση της πίεσης, δε σχηματίζονται ανοιχτές κατατμήσεις και ρωγμές, αλλά αντίθετα και αυτές που υπάρχουν κλίνουν. Το πέτρωμα πρακτικά είναι αδιαπέρατο και περιοχές μη στεγανές είναι μόνο εκείνες, όπου στρώματα διαπερατών ψαμμιτών εναλλάσσονται με στρώματα σχιστόλιθων, οπότε θα πρέπει να δοθεί μεγαλύτερη προσοχή.

2.2.3 Περίπτωση μη πτυχωμένων στρωμάτων

Στην περίπτωση αυτή η απόθεση των στρωμάτων μπορεί να παρουσιάζεται με δύο μορφές (Δημόπουλος, 1986):

1. Οριζόντια απόθεση των στρωμάτων: Αυτή γενικά παρουσιάζει ευνοϊκές συνθήκες για τη θεμελίωση φράγματος, όταν δεν υπάρχουν παράλληλα προς τα στρώματα ενδιάμεσες παρεμβολές από αργιλικά και μαργαϊκά στρώματα, επιφάνειες ολίσθησης ή διαταραγμένες ζώνες.
2. Περίπτωση κεκλιμένων στρωμάτων: Εδώ διακρίνονται οι εξής περιπτώσεις κατάκλισης:

a) **Παράταξη των στρωμάτων εγκάρσια στον άξονα της λεκάνης κατάκλισης:**

Σε μια τέτοια περίπτωση παρουσιάζονται γενικά ευνοϊκές συνθήκες όσον αφορά την αντοχή, επειδή το φράγμα κατά την επιμήκη διεύθυνση του θεμελιώνεται πάνω σε ομογενές υπόβαθρο. Ωστόσο, μπορούν να παρουσιαστούν κι εδώ ορισμένες δυσκολίες κυρίως σε λεπτοστρωματώδη

πετρώματα. Σε σχέση με τη διαπερατότητα παρουσιάζονται επίσης σχετικά ευνοϊκές συνθήκες, όταν όμως έχει γίνει σωστή επιλογή της θέσης θεμελίωσης του φράγματος. Υπάρχει βέβαια πάντοτε η πιθανότητα ανάμεσα σε ισχυρά διαπερατά στρώματα να παρουσιάζονται στρώματα με μικρότερη διαπερατότητα. Γενικά διακρίνονται οι εξής επιμέρους περιπτώσεις (Δημόπουλος, 1986):

- a1) Διεύθυνση κλίσης των στρωμάτων προς την πλευρά της λεκάνης: Αυτές οι συνθήκες απόθεσης χαρακτηρίζονται ως πολύ ευνοϊκές στην περίπτωση κυρίως που παρουσιάζονται στρώματα πετρωμάτων με μεγάλο πάχος και μεγάλη γωνία κλίσης (Σχήμα 2.1.α). Το βάρος του φράγματος και η υδροστατική πίεση δρουν μεταξύ τους αντίθετα. Σε περίπτωση όμως λεπτών στρωμάτων δημιουργείται ο κίνδυνος μιας κύλισης του φράγματος, που μπορεί να οδηγήσει σε μεγάλες παραμορφώσεις του υπόβαθρου. Μια επιπλέον δυσκολία δημιουργείται στην περίπτωση που τα στρώματα έχουν σχετικά μικρή κλίση. Το φαινόμενο αυτό, όταν στην περιοχή παρουσιάζονται ενδιάμεσες αποθέσεις με μικρή αντοχή σε μετατόπιση, μπορεί να οδηγήσει σε μια ολίσθηση του φράγματος κατά μήκος των επιφανειών στρώσης (Σχήμα 2.1.β).
- a2) Διεύθυνση κλίσης των στρωμάτων αντίθετα προς τη λεκάνη: Σύμφωνα με το Δημόπουλο (1986), μια τέτοια διεύθυνση κλίσης των στρωμάτων που αποτίθενται ευνοεί χωρίς αμφιβολία την απορροή του νερού από τη λεκάνη κατάκλισης του φράγματος, επιτρέπουν την κατασκευή φραγμάτων μόνο σε στενές λεκάνες και χαράδρες και εφόσον οι βράχοι είναι γεροί, στερεοί με μικρή καταταμητικότητα και ελεύθεροι από ολισθαίνοντα στρώματα. Ο βαθμός ασφάλειας του φράγματος μεγαλώνει, καθώς αυξάνεται η κλίση των πετρωμάτων (Σχήμα 2.1.γ), ενώ γενικά μικραίνει όσο πιο πλατειά είναι η βάση της λεκάνης και όσο μικραίνει η κλίση των στρωμάτων.

Επίσης, μπορεί να προκληθεί μια ισχυρή αύξηση της άνωσης κάτω από το φράγμα αν προς την πλευρά του νερού

παρουσιάζεται ένα διαπερατό στρώμα που από την αντίθετη πλευρά του φράγματος (πλευρά του αέρα) περιορίζεται από ένα άλλο αδιαπέρατο στρώμα. Όταν παρουσιάζεται μια τέτοια περίπτωση συνιστάται η μετατόπιση της θέσης του φράγματος, έτσι ώστε προς την πλευρά του νερού να παρουσιάζεται στο υπόβαθρο ένα κατά το δυνατόν αδιαπέρατο στρώμα (Σχήμα 2.1.δ).

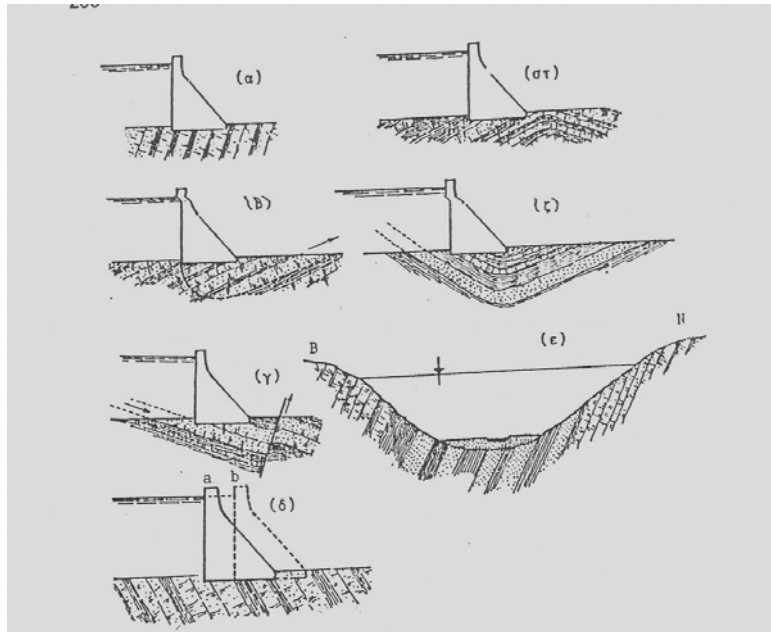
- a3) Κατακόρυφη κλίση των στρωμάτων: Αυτές οι συνθήκες γενικά θεωρούνται ευνοϊκές. Στην περίπτωση ευθύγραμμων και πολύ κυρτών φραγμάτων μπορούν να παρουσιαστούν κινήσεις επειδή σε τέτοια πετρώματα παρουσιάζονται πολύ συχνά κατατμήσεις κάθετες προς τη στρώση. Εκτός αυτού, σε μια τέτοια περίπτωση αποθέσεων παρουσιάζεται ο κίνδυνος κύλισης.

b) Παράταξη των στρωμάτων παράλληλα στον άξονα της λεκάνης κατάκλισης:

Στην περίπτωση μιας τέτοιας παράταξης των στρωμάτων παρουσιάζονται υδροδιαπερατές ζώνες, και επομένως από την άποψη της διαπερατότητας οι συνθήκες είναι δυσμενείς. Σε κάθε περίπτωση παρουσιάζεται μια άμεση σύνδεση του επιφανειακού νερού με το υπόγειο νερό. Όσον αφορά τη στερεότητα που παρουσιάζουν τα πετρώματα, αυτή εξαρτάται από τη γωνία κλίσης τους. Γενικά ισχύουν τα παρακάτω (Δημόπουλος, 1986):

- b1) Κατακόρυφη κλίση: Τέτοιες συνθήκες γενικά θεωρούνται ευνοϊκές. Ωστόσο, δεν αποκλείονται ολισθητικές κινήσεις γιατί μια τέτοια κατακόρυφη κλίση ευνοεί την είσοδο του νερού και το μαλάκωμα ευαίσθητων στο νερό ενδιάμεσων αποθέσεων.
- b2) Πλάγια κλίση: Τέτοιες συνθήκες έχουν ως αποτέλεσμα την ανομοιόμορφη ασφάλεια των πρανών. Στην πλευρά της λεκάνης, όπου τα στρώματα κλίνουν προς το εσωτερικό της παρουσιάζεται ιδιαίτερα σε ευθύγραμμα φράγματα ο κίνδυνος

κατολισθήσεων. Αυτός γίνεται ακόμα μεγαλύτερος όταν ενδιάμεσα υπάρχουν ολισθαίνοντα στρώματα και όταν η παράταξη των στρωμάτων δεν είναι τελείως παράλληλη προς τις πλευρές της λεκάνης, αλλά σχηματίζει οξεία γωνία με τον άξονα της λεκάνης. Αντίθετες προς αυτές είναι ακριβώς οι συνθήκες στην απέναντι πλευρά της λεκάνης, που χαρακτηρίζονται ως ευνοϊκές (Σχήμα 2.1.ε), (Δημόπουλος, 1986).



Σχήμα 2.1. Ευνοϊκές και μη θέσεις θεμελίωσης ενός φράγματος (Zaruba, 1969-Πηγή: Δημόπουλος, 1986).

- α: Ευνοϊκή κλίση των στρωμάτων για τη θέση θεμελίωσης του φράγματος
- β: Μη ευνοϊκή θέση θεμελίωσης του φράγματος.
- γ: Μη ευνοϊκή θέση θεμελίωσης του φράγματος.
- δ: α= μη ευνοϊκή και β= ευνοϊκή θέση θεμελίωσης του φράγματος.
- ε: Οι νότιες πλευρές της λεκάνης κατάκλισης χαρακτηρίζονται επικίνδυνες, ενώ οι αντίστοιχες βόρειες πλευρές χαρακτηρίζονται ακίνδυνες.
- στ: Ευνοϊκή θέση θεμελίωσης του φράγματος.
- ζ: Μη ευνοϊκή θέση θεμελίωσης του φράγματος.

2.2.4 Περίπτωση πτυχωμένων στρωμάτων

a) Παράταξη των πτυχωσιγενών δομών παράλληλη στον άξονα του φράγματος.

a1) Αντίκλινα:

Σε σπάνιες περιπτώσεις θεμελιώνονται φράγματα απευθείας πάνω στον άξονα του αντικλίνου ή του σύγκλινου μιας πτυχής. Ανάλογα με το μέτρο της κλίσης των πτερύγων του αντικλίνου και τη διεύθυνση του άξονα της πτυχής, η θεμελίωση του φράγματος στο ανώτερο σημείο του αντικλίνου μπορεί να είναι ή όχι ευνοϊκή. Προς την πλευρά του νερού η κλίση των στρωμάτων αποκλείει ή ελαττώνει μια διείσδυση νερού, ενώ τα στρώματα της αντίθετης πλευράς κλίνουν με διεύθυνση προς το εξωτερικό μέρος της λεκάνης, γεγονός που επιτρέπει τη διείσδυση του νερού μέσα σ' αυτά, επειδή οι πτέρυγες της πτυχής συνήθως έχουν χαλαρωθεί από κατατμήσεις εφελκυσμού και από διάφορες μεγαλύτερες ρωγμές.

Ο Zabura (1969) σύμφωνα με τον Δημόπουλο 1986 προτείνει, ότι το φράγμα δε θα πρέπει να κατασκευάζεται πάνω ακριβώς στον πυρήνα του αντικλίνου, αλλά πάνω στην πτέρυγα του αντικλίνου που κλίνει προς την πλευρά της λεκάνης κατάκλισης (Σχήμα 2.1.στ). Στην περίπτωση όμως αυτή θα πρέπει να εξεταστεί η δυνατότητα ολίσθησης.

a2) Σύγκλινα:

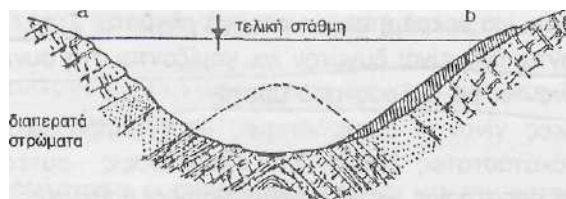
Για τη θεμελίωση σε ζώνες σύγκλινων ισχύουν ότι και κατά τη θεμελίωση πάνω σε ζώνες αντικλίνων. Στην περίπτωση αυτή οι συνθήκες θεμελίωσης θα πρέπει γενικά να θεωρούνται ως μη ευνοϊκές, όταν (Δημόπουλος, 1986):

- a) Στον πυρήνα της πτυχής παρουσιάζεται ισχυρή χαλάρωση της βραχομάζας που συνεπάγεται βαθύτερο σκάψιμο κατά τη θεμελίωση.
- b) Είναι δυνατή κάτω από το φράγμα μια απευθείας διείσδυση του νερού μέσα από διαπερατά πετρώματα.
- c) Δημιουργείται ο κίνδυνος μιας ανατρεπτικής κίνησης του φράγματος εξαιτίας μικρής αντίστασης σε ολίσθηση κατά μήκος των επιφανειών στρώσης (Σχήμα 2.1.ζ).

b) Διεύθυνση του άξονα πτυχής κάθετη στον άξονα του φράγματος

b1) Αντίκλινα:

Στην περίπτωση αυτή, από την άποψη της διαπερατότητας, επειδή το νερό της λεκάνης κατάκλισης μπορεί να εισέρχεται κατά μεγάλες ποσότητες μέσα στα διαπερατά στρώματα που βρίσκονται μέσα στη λεκάνη, θα πρέπει οι υπολογισμοί να γίνονται με δυσμενείς προϋποθέσεις. Μια στεγανοποίηση αυτών των διαπερατών πετρωμάτων κατά μεγάλες επιφάνειες της λεκάνης κατάκλισης είναι πρακτικά πολύ δύσκολη και τελικά ασύμφορη. Η κατασκευή ενός φράγματος αυτής της μορφής μπορεί να κατασκευαστεί μόνο όταν οι επιφάνειες των διαπερατών στρωμάτων μέσα στη λεκάνη καλύπτονται από αδιαπέρατα στρώματα, π.χ. από συνεκτικά αργιλικά κορρήματα, αργιλώδης πηλούς κ.λπ. Στην περίπτωση αυτή μια τεχνητή στεγανοποίηση των διαπερατών στρωμάτων θα πρέπει να γίνει στο μεγαλύτερο μέρος του φράγματος και στο υπόβαθρό του (Σχήμα 2.2).



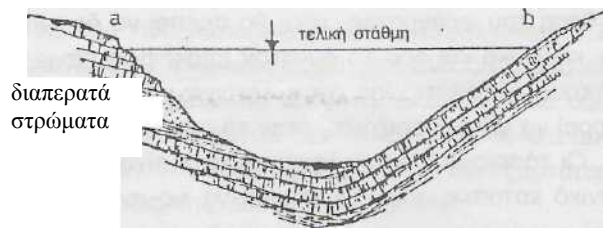
Σχήμα 2.2

Τα στρώματα σχηματίζουν αντίκλινο. a: Το νερό μπορεί να κινηθεί μέσα στο διαπερατό στρώμα έξω από το σώμα του φράγματος. b: Οι μετωπικές επιφάνειες των υδροπερατών στρωμάτων επικαλύπτονται με ελάχιστο διαπερατό στρώμα πλευρικού πηλού (Zabura, 1969 – Πηγή: Δημόπουλος, 1986).

b2) Σύγκλινα:

Κάπως ευνοϊκότερες παρουσιάζονται οι συνθήκες, όταν τα στρώματα σχηματίζουν σύγκλινο με άξονα παράλληλο προς τον άξονα της λεκάνης. Αν αυτά τα στρώματα παρουσιάζουν μικρότερη κλίση από ότι το ανάγλυφο, τότε το νερό μπορεί μεν να διεισδύει στα διαπερατά πετρώματα των πλευρών της λεκάνης, όμως σε μικρότερες ποσότητες από ότι στην προηγούμενη

περίπτωση. Από την άποψη της στερεότητας οι συνθήκες είναι ευνοϊκότερες, όταν τα στρώματα παρουσιάζουν μεγαλύτερες κλίσεις από ότι η κλίση του ανάγλυφου. Αν όμως οι επιφάνειες στρώσης είναι επίπεδες και αδιάρρηχτες, τότε εξαιτίας της μικρής αντίστασης σε κατολίσθηση. Αυτό αποτελεί μειονέκτημα και μπορεί να κάνει αισθητή την άνωση κάτω από τη βάση θεμελίωσης του φράγματος (Σχήμα 2.3), (Δημόπουλος, 1986).



Σχήμα 2.3 Τα στρώματα σχηματίζουν σύγκλινο κατά τη διεύθυνση της λεκάνης κατάκλισης. α: Τα στρώματα έχουν μικρότερη κλίση από τα πρανή, το νερό μπορεί να κινηθεί εκτός του φράγματος, β: Τα στρώματα έχουν την ίδια κλίση με τα πρανή, δημιουργείται κίνδυνος ολίσθησης του φράγματος (Zabura, 1969- Πηγή: Δημόπουλος, 1986).

2.3 Επίδραση των ρηγμάτων στη θεμελίωση φραγμάτων

Ένα από τα σπουδαιότερα προβλήματα στις προκαταρκτικές έρευνες για τη χωροθέτηση ενός ταμιευτήρα υδάτων είναι η εξακρίβωση ύπαρξης ρηγμάτων στο υπόβαθρο του. Επομένως, θα πρέπει να ερευνάται η τεκτονική της περιοχής θεμελίωσης ενός φράγματος.

Στην περίπτωση που υπάρχει ενεργό ρήγμα μπορεί να υπάρξει η δυνατότητα θεμελίωσης φράγματος πάνω σ' αυτό, αρκεί αυτό να σκάβεται όσο είναι δυνατόν περισσότερο και στη συνέχεια να γεμίζεται με σκυρόδεμα ή να γεφυρώνεται με θόλους από σκυρόδεμα. Ωστόσο, αυτό δεν είναι εφικτό πάντοτε, γι' αυτό κάθε ρήγμα χωρίς διάκριση δεν μπορεί να θεωρηθεί ως τεχνητά υπερβατό. Γενικά, όταν ένα ρήγμα είναι ενεργό ή όταν δε μπορεί να προβλεφθεί αν πρόκειται να υπάρξει κίνησή

του ή όχι θα πρέπει να υπολογίζεται η ταχύτητα της κίνησης και να γίνονται λεπτομερείς μετρήσεις.

Σε ορισμένες περιπτώσεις θα πρέπει να ληφθεί υπόψη, ότι οι κινήσεις αυτές δεν λαμβάνουν χώρα ομοιόμορφα, άλλοτε δηλαδή γίνονται αργά και άλλοτε γρήγορα ή με τινάγματα. Τα σημεία παρατήρησης θα πρέπει να βρίσκονται κατά το δυνατό στην εξωτερική προς τον αέρα πλευρά του μελλοντικού φράγματος, ώστε να μην εμποδίζουν τις επόμενες εργασίες κατασκευής και θεμελίωσης του (Δημόπουλος, 1986).

Αν δε μπορεί να αποφευχθεί ένα επισφαλές ρήγμα που τέμνει εγκάρσια τη θέση του φράγματος, τότε θα πρέπει να δοκιμαστεί η κανονική και όσο το δυνατόν ακριβέστερη τοποθέτηση των συμπαγών όγκων πάνω στο ρήγμα. Η αγκύρωση όμως τέτοιων μεγάλων όγκων πάνω από το ρήγμα μπορεί να αποβεί επιζήμια ειδικά όταν το ρήγμα αυτό είναι ακόμη ενεργό. Οι τάσεις που αναπτύσσονται τότε είναι τόσο μεγάλες, ώστε καμία μηχανική κατασκευή δε μπορεί να τις αντισταθεί.

Εκτός από την έκταση και η πορεία του ρήγματος σε σχέση με τον άξονα του φράγματος παίζει σημαντικό ρόλο στη θεμελίωση του. Αυτό ισχύει προ παντός εκεί, όπου τα ρήγματα παρουσιάζουν μικρές κλίσεις, ώστε να μπορούν να προκληθούν κατολισθητικές κινήσεις στην περιοχή αυτή των ρηγμάτων. Επιπλέον από τις μυλωνιτιωμένες ζώνες τέτοιων ρηγμάτων μπορεί να προκληθεί μια στάθμευση νερού μέσα σ' αυτές ή αντίθετα η ισχυρή καταταμητικότητα σε μια ζώνη γύρω από ένα τέτοιο ρήγμα μπορεί να παριστάνει μια ζώνη μεγαλύτερης διαπερατότητας (Δημόπουλος, 1986).

2.4 Λεκάνη κατάκλισης του φράγματος

2.4.1 Γεωλογικές συνθήκες που επικρατούν στη λεκάνη κατάκλισης του φράγματος

Στις γεωλογικές έρευνες που γίνονται για την κατασκευή ενός φράγματος, μεγάλη σημασία έχει η παρατήρηση και η λύση διαφόρων προβλημάτων, όπως π.χ. η στεγανότητα ολόκληρης της μελλοντικής λεκάνης κατάκλισης ή η φόρτωση της με φερτά υλικά, γεγονός σημαντικό για την οικονομική σημασία και τη διάρκεια ζωής του φράγματος. Συγκεκριμένα, τα προβλήματα αυτά είναι η στεγανότητα της λεκάνης

κατάκλισης, η ασφάλεια και σταθεροποίηση των πλευρών της καθώς και η ιζηματογένεση της.

2.4.2 Στεγανότητα της λεκάνης κατάκλισης

Ένα από τα σπουδαιότερα προβλήματα των μηχανικών και γεωλογικών προκαταρκτικών ερευνών στην κατασκευή ενός φράγματος είναι η εξέταση της στεγανότητας της προβλεπόμενης λεκάνης κατάκλισης. Συχνά παρουσιάζεται το φαινόμενο, η λεκάνη πάνω από ένα ορισμένο επίπεδο κατάκλισης να μην παρουσιάζεται πια στεγανή, έτσι ώστε το ύψος ανόδου της στάθμης του νερού στο φράγμα δεν καθορίζεται τελικά μόνο από τις συνθήκες που υπάρχουν στη θέση θεμελίωσης, αλλά εξαρτάται από τις συνθήκες και προϋποθέσεις της λεκάνης κατάκλισης.

Μια απώλεια νερού από τη λεκάνη μπορεί να προκληθεί σύμφωνα με το Δημόπουλο (1986), είτε με κατακόρυφη απορροή του νερού στο υπόβαθρο της λεκάνης είτε με πλευρική απορροή σε λεκάνες απορροής που βρίσκονται σε μεγαλύτερα βάθη. Αναλυτικότερα ισχύουν τα ακόλουθα:

α) Κατακόρυφη απορροή

Μια τέτοια απώλεια νερού παρατηρείται, όταν η στάθμη του υπόγειου νερού στη λεκάνη του φράγματος βρίσκεται βαθύτερα από τη βάση (πυθμένα) της λεκάνης κατάκλισης.

Η περίπτωση αυτή παρουσιάζεται όταν στην περιοχή υπάρχουν καρστικοποιημένα πετρώματα και το ποτάμι μέχρι τότε έτρεχε πάνω από τη στάθμη του υπόγειου νερού σε ένα περισσότερο ή λιγότερο στεγανό υπόβαθρο. Τα προβλήματα αυτά που παρουσιάζονται σε καρστικές περιοχές θα πρέπει να εξετάζονται λεπτομερέστερα.

Η κανονική περίπτωση παρουσιάζεται όταν η στάθμη του υπόγειου νερού βρίσκεται βαθύτερα. Σε τέτοιες περιπτώσεις ανακοπής του νερού θα πρέπει πάντοτε να υπολογίζονται οι απώλειες εξαιτίας της κατείσδυσης του νερού στο υπόβαθρο. Θα πρέπει στις περιπτώσεις αυτές να διευκρινίζεται, αν πρόκειται για μια σημαντική απώλεια νερού που θα παρουσιαστεί μόνο μια φορά εξαιτίας της πλήρωσης των κατατμήσεων και των πόρων που βρίσκονται ανάμεσα στην υπόγεια στάθμη και στον

πυθμένα της λεκάνης, ή αν μετά την ανύψωση της υπόγειας στάθμης προκληθεί μια ισχυρή κίνηση ροής προς τις πλευρές και στο κατώτερο νερό, που θα οδηγεί σε συνεχείς απώλειες. Σε μια τέτοια περίπτωση θα πρέπει να υπολογίζεται η απώλεια και να εξετάζεται η δυνατότητα μεταφοράς ή όχι της θέσης του φράγματος. Επιπλέον, μπορούν να ληφθούν διάφορα μέτρα προστασίας π.χ. στεγανοποίηση της επιφάνειας σε μικρές όμως λεκάνες. Αυτά τα μέτρα πρέπει να παίρνονται με την προϋπόθεση ότι εξαιτίας της κατείσδυσης του νερού από τη λεκάνη δεν πρέπει να βλάπτεται η σταθερότητα και αντοχή του πυθμένα της. Το πρόβλημα αυτό δημιουργείται κυρίως σε καρστικό υπόβαθρο, μπορεί όμως να παρουσιαστεί και σε χαλαρά ιζήματα, π.χ. ηφαιστειακές τέφρες και χαλαρούς τόφφους (Δημόπουλος, 1986).

Γενικά, οι λεκάνες κατάκλισης σε καρστικοποιημένους ασβεστόλιθους θα πρέπει να αποφεύγονται, διότι παρά τις εκτενείς έρευνες προκύπτουν πάντοτε μεγάλες δυσκολίες. Έτσι, υπάρχει ένας μεγάλος αριθμός από φράγματα που δε μπόρεσαν ποτέ να γεμίσουν τελείως με νερό, παρόλο που οι μονώσεις στη θέση του φράγματος λειτουργούν άψογα. Στην περίπτωση αυτή ανήκει η λεκάνη του Monte Jaque βάθους 72 μέτρων. Ένα επιπλέον παράδειγμα αποτελεί το φράγμα του Περδίκκα στην περιοχή της Πτολεμαΐδας.

Προκύπτει επομένως σαν συμπέρασμα ότι: αν σε μια περιοχή υπάρχει ο κίνδυνος της παρουσίας καρστικοποιημένων ασβεστόλιθων, τότε θα πρέπει να γίνονται πάντοτε ιδιαίτερα προσεκτικές έρευνες. Αρχικά, θα πρέπει να γίνεται ένας ακριβής προσδιορισμός όλων των ασβεστολιθικών ζωνών που υπάρχουν στο υπόβαθρο της λεκάνης, της ανάπτυξης αυτών των ζωνών και προπαντός των καρστικοποιημένων εμφανίσεων. Στη συνέχεια, θα πρέπει να εξακριβώνεται το πάχος και η ανάπτυξη των ενδεχόμενα στεγανών στρωμάτων. Κατά τη μελέτη και εκτίμηση αυτών των στεγανών υπερκειμένων στρωμάτων θα πρέπει να εξετάζεται η περίπτωση, αν υπάρχει ο κίνδυνος εξαιτίας μιας καθυστερημένης διάβρωσης να σπάσουν ακόμη και αυτά τα μεγάλου πάχους υπερκείμενα στρώματα. Αυτό θα συμβεί όταν το καρστικό υπόβαθρο κάτω από αυτά τα στρώματα δεν παίζει το ρόλο ενός σταθερού φίλτρου, ώστε να εμποδίζεται η καθίζηση και η απομάκρυνση των λεπτών συστατικών στοιχείων αυτών των υπερκειμένων στρωμάτων. Το φαινόμενο αυτό παρουσιάζεται πολύ σπάνια μόνο σε καρστικές περιοχές (Δημόπουλος, 1986).

Ιδιαίτερη σημασία έχει επίσης ο προσδιορισμός της στάθμης του υπόγειου νερού και η διεύθυνση ροής μέσα στο υπόβαθρο τέτοιων καρστικών περιοχών. Εξαιτίας αυτής της έρευνας θα πρέπει όλες οι γεωτρήσεις να ανοιχτούν κατά το δυνατό μέχρι τη στάθμη του υπόγειου νερού ώστε να χρησιμεύσουν ως πιεζόμετρα για την παρατήρηση των διακυμάνσεων της στάθμης του υπόγειου νερού. Τέτοιες μετρήσεις διεξάγονται για μακρύ κατά το δυνατό χρονικό διάστημα και θα πρέπει να συμπληρωθούν με παρατηρήσεις της στάθμης του υπόγειου νερού σε εκσκαφές, με σκοπό να προκύψουν συμπεράσματα σχετικά με τη διεύθυνση ροής του καρστικού νερού και τη σύνδεση ενδεχόμενα θέσεων κατείσδυσης και εξόδου του νερού με τη μελλοντική λεκάνη κατάκλισης.

Σύμφωνα μ' αυτές τις έρευνες, προκύπτει το συμπέρασμα ότι μια πλήρη στεγανότητα της λεκάνης θα απαιτούσε μια οικονομικά ασύμφορη δαπάνη, που δε θα αντιστοιχούσε καθόλου με την ενέργεια που θα κερδιζόταν αν χρησιμοποιούνταν αυτό το νερό που θα έφευγε από τη λεκάνη, στη περίπτωση που δε θα είχε γίνει αυτή η στεγανοποίηση. Γι' αυτό το λόγο γίνεται μια μερική στεγανοποίηση, που μέχρι σήμερα έχει δοκιμαστεί με ικανοποιητικά αποτελέσματα. Αν οι απώλειες νερού της λεκάνης ανέρχονται σε μερικά m^3/sec , τότε αυτό σημαίνει ότι η απώλεια ενέργειας δεν είναι περισσότερη από 5% (Δημόπουλος, 1986).

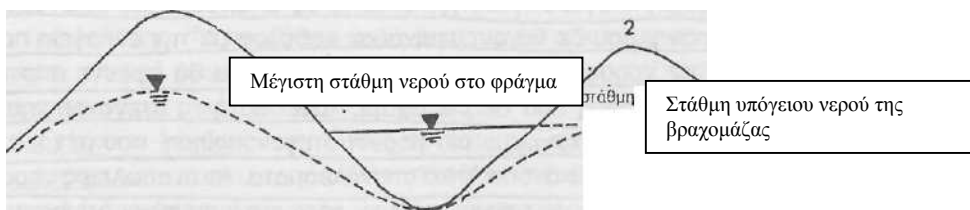
Ένα τέτοιο όμως συμπέρασμα προϋποθέτει πολύ λεπτομερείς έρευνες, οι οποίες θα επιτρέψουν τον υπολογισμό των απωλειών του νερού που θα παρουσιαστούν με αυτή τη μερική στεγανοποίηση της λεκάνης. Έτσι, προκύπτει το συμπέρασμα σχετικά με το αν μ' αυτές τις απώλειες που υπολογίζονται δεν θα παρουσιαστεί μελλοντικά καμιά σταθερή αύξηση της ποσότητας του νερού που θα χάνεται από τη λεκάνη και που τότε όχι μόνο θα ελαττώσει την οικονομικότητα του έργου, αλλά ενδεχόμενα θα δημιουργήσει ανησυχίες και για την ασφάλεια ολόκληρου του έργου.

b) Πλευρική απορροή

Εκτός από την κατακόρυφη απορροή του νερού της λεκάνης τις πλευρικές γειτονικές λεκάνες. Σε περιοχές όπου παρουσιάζεται μια κανονική άνοδος του υπόγειου νερού προς τις πλευρές της λεκάνης, δεν παρουσιάζεται κανένας κίνδυνος, για όσο διάστημα τουλάχιστο η στάθμη του υπόγειου νερού στις πλευρικές λεκάνες βρίσκεται ψηλότερα από τη στάθμη του νερού στη λεκάνη κατάκλισης. Συχνά όμως

παρουσιάζεται το αντίθετο φαινόμενο, η στάθμη δηλαδή του νερού στη λεκάνη να βρίσκεται ψηλότερα από τη στάθμη του υπόγειου νερού που βρίσκεται στις πλευρές της (Σχήμα 2.4). Στην περίπτωση αυτή το ύψος της απώλειας του νερού εξαρτάται από τη διαπερατότητα της ενδιάμεσης περιοχής καθώς και από τη μέγιστη υδραυλική κλίση που σχηματίζεται μεταξύ της στάθμης του νερού του φράγματος και της στάθμης της γειτονικής λεκάνης.

Για αποφυγή τέτοιων πλευρικών απωλειών νερού, θα πρέπει να εξετάζονται λεπτομερώς, με γεωτρήσεις, τα περιθώρια της λεκάνης, εφόσον αυτό δεν είναι εφικτό με επιφανειακές έρευνες και με τη βοήθεια της τοπικής γεωλογίας να προσδιορίζονται και να αναφέρονται με ακρίβεια τα προβλήματα που αναφέρονται στη στεγανότητα της λεκάνης. Στην προκειμένη περίπτωση θα πρέπει να εξετάζεται η υδρογεωλογία, ιδιαίτερα από την άποψη των συνθηκών του υπόγειου νερού που παρουσιάζονται στο περιβάλλον του φράγματος (Δημόπουλος, 1986).



Σχήμα 2.4 Αν η μέγιστη στάθμη του νερού της λεκάνης κατάκλισης βρίσκεται πάνω από τη στάθμη του υπόγειου νερού στην περιοχή 2 της βραχομάζας, τότε παρουσιάζεται απώλεια νερού προς τη γειτονική λεκάνη (Zabura, 1969-Πηγή: Δημόπουλος, 1986).

Οι γεωτρήσεις που γίνονται στην περιοχή της λεκάνης για να εξεταστεί η στεγανότητα της, θα πρέπει να φτάνουν σε βάθος που να αντιστοιχεί κάθε φορά στο ύψος της μελλοντικής στάθμης του νερού στο φράγμα. Το ελάχιστο βάθος όμως δεν πρέπει να είναι μικρότερο από 30 έως 50 μέτρα. Επιπλέον, οι γεωτρήσεις αυτές θα πρέπει να φτάνουν σε κάθε περίπτωση τη στάθμη του υπόγειου νερού και μάλιστα τόσο βαθιά μέσα σ' αυτό, ώστε ακόμη και σε περιόδους ξηρασίας να βρίσκονται κάτω από τη στάθμη του νερού. Στις δυσμενείς περιπτώσεις, που στις πλευρές της λεκάνης το υπόγειο νερό βρίσκεται χαμηλότερα από το ύψος της στάθμης του φράγματος, θα πρέπει στο τμήμα αυτό της βραχομάζας, λαμβάνοντας υπόψη και τις τοπικές γεωλογικές συνθήκες, να γίνουν γεωτρήσεις σε τομές κάθετες στον άξονα

της λεκάνης, για να προσδιοριστεί έτσι η πορεία της στάθμης του υπόγειου νερού προς αυτή την κατεύθυνση. Ανεξάρτητα από το αποτέλεσμα των επιφανειακών ερευνών και των μικρών γεωτρήσεων θα πρέπει να γίνουν τουλάχιστο 1-2 βαθιές γεωτρήσεις για τη μελέτη του βαθύτερου υπόβαθρου της λεκάνης. Οι γεωτρήσεις αυτές πρέπει να φτάνουν ένα ελάχιστο βάθος από 100-150 μέτρα. Σε μερικές περιπτώσεις μπορεί να χρειαστούν και μεγαλύτερα βάθη (έως 200-300 μέτρα). Το σημείο όπου θα ανοιχτούν αυτές οι γεωτρήσεις πρέπει να επιλεγεί προσεχτικά λαμβάνοντας υπόψη τα αποτελέσματα όλων των προκαταρκτικών ερευνών. Οι γεωτρήσεις αυτές θα πρέπει να τοποθετηθούν εκεί όπου τα βαθύτερα στρώματα του υποβάθρου πλησιάζουν κατά το δυνατόν την επιφάνεια, δηλαδή σε περιοχές αντικλίνων ή τεκτονικών κεράτων. Επιπλέον, θα πρέπει να εξεταστεί και μια ενδεχόμενη φασική μεταβολή του πετρώματος, δηλαδή η πιθανότητα εμφάνισης περισσότερο διαπερατών στρωμάτων (ασβεστόλιθοι κ.λπ.) (Δημόπουλος, 1986).

Με τις γεωτρήσεις που γίνονται στη λεκάνη εξετάζονται τα ίδια προβλήματα, όπως και με τις γεωτρήσεις που γίνονται στην περιοχή θεμελίωσης. Επιπλέον, είναι απαραίτητη μια πλήρης καροταρία της γεώτρησης και μια αντίστοιχη γεωλογική αξιολόγηση της. Οι γεωτρήσεις αυτές θα πρέπει να εξεταστούν με εισπιέσεις νερού για τη μελέτη της διαπερατότητας της βραχομάζας. Στις γεωτρήσεις αυτές οι στάθμες του υπόγειου νερού θα πρέπει να μετριοούνται σε μικρές χρονικές αποστάσεις (ανάλογα με τις τοπικές συνθήκες 1 έως 2 φορές την εβδομάδα). Παρατηρήσεις της στάθμης του υπόγειου νερού θα πρέπει να υπάρχουν κατά το δυνατόν τουλάχιστο για ένα μέχρι δυο χρόνια πριν από το τελικό γέμισμα του φράγματος.

Πριν από το τελικό γέμισμα του φράγματος με νερό, θα πρέπει όλες αυτές οι γεωτρήσεις να κλείσουν, ενώ οι γεωτρήσεις που βρίσκονται στα περιθώρια της λεκάνης, ή στις ενδιάμεσες περιοχές μεταξύ της λεκάνης κατάκλισης και των γειτονικών λεκανών θα πρέπει να μείνουν ανοιχτές για να μπορούν να γίνονται παραπέρα παρατηρήσεις κατά τη διάρκεια της λειτουργίας του φράγματος. Το γέμισμα των γεωτρήσεων μπορεί να γίνει με χαλαρά πετρώματα, εφόσον δεν υπάρχει κανένας κίνδυνος διαρροής νερού προς το υπόβαθρο, διαφορετικά θα πρέπει να γεμίσουν με εισπιεσμένο τσιμεντοκονίασμα (Δημόπουλος, 1986).

2.4.3 Ευστάθεια πρανών της μελλοντικής λεκάνης κατάκλισης

Για να εκτιμηθεί η ευστάθεια των πρανών της μελλοντικής λεκάνης κατάκλισης θα πρέπει να εξετάζονται η πετρολογία των πλευρών αυτής της λεκάνης και ιδιαίτερα της περιοχής όπου θα σημειωθούν διακυμάνσεις της στάθμης του νερού της λεκάνης κατάκλισης του φράγματος. Οι διαταραχές των πρανών της λεκάνης αποδίδονται κυρίως σε δυο αίτιες (Δημόπουλος, 1986):

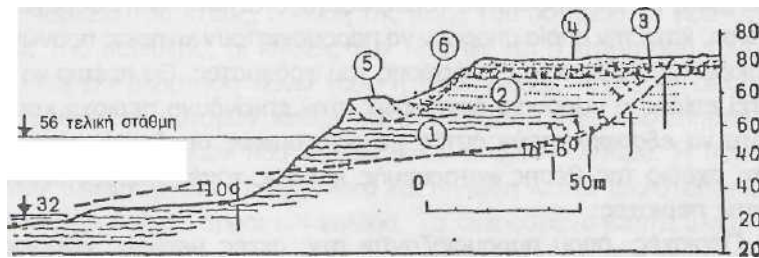
- 1) Με την πλήρωση της λεκάνης μεταβάλλεται η στερεότητα των πετρωμάτων που βρίσκονται στις πλευρές της. Τα πετρώματα εμποτίζονται με νερό, ελαττώνεται το βάρος τους εξαιτίας της άνωσης του νερού, όμως το ειδικό βάρος τους πάνω από τη στάθμη του νερού δεν μεταβάλλεται ενώ συγχρόνως ελαττώνεται σημαντικά η συνοχή των λεπτόκοκκων χαλαρών πετρωμάτων. Όταν τώρα παρουσιαστούν γρήγορες πτώσεις της στάθμης του νερού, αυξάνονται αμέσως οι συνιστώσες του βάρους τους παράλληλα προς τις κλίσεις και εξαιτίας της απορροής του νερού, μεταφέρονται στη μάζα του πετρώματος σημαντικές δυνάμεις. Όλοι αυτοί οι παράγοντες μπορούν να προκαλέσουν κατολισθήσεις των πρανών της λεκάνης.
- 2) Τα κύματα που δημιουργούνται από τον αέρα προκαλούν διάβρωση των ακτών της τεχνητής λίμνης, που σε αναλογία με τη διαβρωτική δράση του νερού στην περιοχή των ακτών δημιουργούν μια τυπική επίπεδη περιοχή, περιορισμένη από απόκρημνες ακτές. Στην ακτή σχηματίζονται αμμουδιές. Στις τεχνητές αυτές λίμνες, σε αντίθεση με τις φυσικές, η στάθμη του νερού ανάλογα με το πρόγραμμα εκμετάλλευσης του φράγματος υποβάλλεται σε μεγαλύτερες διακυμάνσεις. Το ύψος της στάθμης του νερού μεταβάλλεται σε κανονικά χρονικά διαστήματα κατά τη διάρκεια της ημέρας ή του έτους. Εξαιτίας των απόκρημνων ακτών κόβονται οι πλευρές της λίμνης που ανάλογα με την ποιότητα των πετρωμάτων μπορούν να οδηγήσουν σε κατολισθήσεις. Όταν στα πρανή της λεκάνης παρουσιάζονται στην επιφάνεια στερεά πετρώματα του βραχώδους υπόβαθρου τότε δεν πρέπει να υπάρχει ο φόβος καταστροφικών βλαβών των ακτών εξαιτίας του νερού της λίμνης. Αυτά τα πετρώματα σχηματίζουν συνήθως σταθερές όχθες ακόμη και σε σημαντικές διακυμάνσεις της στάθμης του νερού. Όταν όμως τα πρανή αυτά

της λεκάνης επικαλύπτονται από κορρήματα, αμμώδεις αποθέσεις ποτάμιων αναβαθμίδων και άλλα νεώτερα στρώματα, τότε θα πρέπει να εξετάζεται πολύ προσεχτικά το πρόβλημα της σταθερότητας των ακτών της τεχνητής λίμνης. Αν αυτά τα στρώματα είναι μεγάλου πάχους και κλίνουν προς τη λεκάνη, όταν εμποτιστούν με νερό γίνονται πολτώδη ή όταν έχουν διαταραχτεί παλαιότερα με κατολισθήσεις, τότε οι διακυμάνσεις της στάθμης του νερού της λίμνης μπορούν να προκαλέσουν κατολισθήσεις στις πλευρές των ακτών. Με την κατασκευή φραγμάτων σε περιοχές όπου εμφανίζονται πετρώματα φλύσχη, παρουσιάζονται της στάθμης του νερού της λίμνης. Στο Σχήμα 2.5 δίνεται ένα παράδειγμα μεταβολής μιας ακτής που αποτελείται από στρώματα συνεκτικής αργίλου. Το ομαλό τμήμα της ακτής αρχίζει κάτω από τη χαμηλότερη στάθμη εκμετάλλευσης και μάλιστα σε βάθος, όπου φτάνει η δράση των κυμάτων. Η κλίση του ομαλού αυτού τμήματος μεταβάλλεται ανάλογα με τις ιδιότητες των πετρωμάτων που σχηματίζουν τη ακτή (περίπου 10°). Η ομαλή ακτή τελειώνει στην περιοχή που βρίσκεται πάνω από την ψηλότερη στάθμη εκμετάλλευσης. Από εκεί και πάνω η ακτή έχει μια μεγαλύτερη κλίση ανάλογα με τις ιδιότητες των πετρωμάτων. Εξαιτίας των διακυμάνσεων της στάθμης του νερού ελαττώνεται η σταθερότητα αυτών των πρανών, όπου και μπορούν να προκληθούν κατολισθήσεις. Σε καθαρά κορρήματα πετρωμάτων η κλίση της ακτής ανέρχεται σε 1:2 έως 1:2,5, σε κορρήματα αναβαθμίδων και πλευρικά κορρήματα με αργιλικά υλικά σε 1:2,5 και σε νεογενή άργιλο 1:7. Οι κίνδυνοι κατολισθήσεων είναι ιδιαίτερα αυξημένοι εξαιτίας των διακυμάνσεων

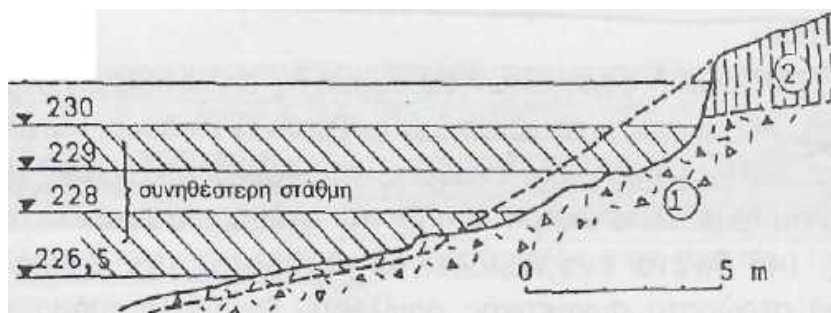
Οι κατολισθήσεις αυτές προκαλούνται ιδιαίτερα σε νέες βραχομάζες, όπου οι πλευρές των κοιλάδων βρίσκονται ακόμη σε κατάσταση ασταθούς ισορροπίας. Στις περιοχές αυτές μπορούν να παρουσιαστούν τεράστια καταστροφικά φαινόμενα, όπως π.χ. η κατολίσθηση του Montetoc στο φράγμα Vajont (Σχήμα 2.6), που στοίχισε τη ζωή 3.000 ανθρώπων (Δημόπουλος, 1986).

Με τις μηχανολογικές προκαταρκτικές έρευνες δίνεται αρχικά μια εξήγηση των γενικών συνθηκών του εδάφους που θα επικρατήσουν στις μελλοντικές ακτές και προπαντός στην περιοχή των διακυμάνσεων τη στάθμης του νερού. Συνιστάται

όλη η περιοχή των ακτών να διαιρεθεί σε μικρότερες επί μέρους περιοχές που να παρουσιάζουν τις ίδιες περίπου συνθήκες και να ερευνηθούν αυτές σε τυπικές τομές. Αν υπάρχει κίνδυνος κατολισθήσεων στην παρευρισκόμενη βραχομάζα, τότε θα πρέπει να ερευνηθεί αυτή μέχρι και στα τελείως ακίνδυνα τμήματα των πετρωμάτων της.



Σχήμα 2.5 Διαμόρφωση της όχθης μια τεχνητής λεκάνης κατάκλισης κατά F.P. Sawarenski. 1 και 2 = άργιλος του Ιουρασικού, 3 = Ιουρασικός ψαμμίτης, 4 = αμμώδη κορρήματα, 5 = άργιλος από κατολίσθηση, 6 = πλευρικά κορρήματα (Zabura, 1969-Πηγή: Δημόπουλος, 1986).



Σχήμα 2.6 Βλάβες της όχθης της λεκάνης κατάκλισης του φράγματος εξαιτίας της διάβρωσης του νερού της λεκάνης. 1 = πηλώδη κορρήματα πετρωμάτων, 2 = Loss (Zaruba 1969-Πηγή: Δημόπουλος, 1986).

Με βάση τις τυπικές αυτές τομές εξετάζεται κατοπινή δυσμενέστερη περίπτωση, κατά την οποία μπορούν να παρουσιαστούν κινήσεις πρανών κατά τη διάρκεια της μελλοντικής πλήρωσης του φράγματος. Θα πρέπει να προσδιοριστεί επίσης η παρουσία οικοδομών στην επικίνδυνη περιοχή και η δυνατότητα να εξασφαλιστούν αυτές με οικονομικώς αποδεκτά μέσα (Δημόπουλος, 1986).

Στο σχέδιο της θέσης κατασκευής και στις τομές παρουσιάζονται οι παρακάτω περιοχές:

- α) Περιοχές όπου παρουσιάζονται στις ακτές μεγάλες κινήσεις μαζών, οι οποίες δε μπορεί να αποφευχθούν, διότι είτε τεχνικώς είναι σχεδόν αδύνατο, είτε το κόστος είναι υπερβολικά μεγάλα.
- β) Περιοχές όπου αναμένονται μεν στις ακτές κινήσεις των πρανών, όμως απαιτούνται και είναι δυνατά διάφορα τεχνικά μέτρα προστασίας (επιχωματώσεις, ελάττωση κλίσης κ.λπ.).
- γ) Περιοχές όπου εμφανίζεται μια πιθανή διάβρωση της ακτής, που όμως δεν μπορεί να αντιμετωπιστεί με την κατάλληλη βλάστηση. Στην περίπτωση αυτή θα ήταν απαραίτητος ένας υπολογισμός μέχρι ποιου σημείου δηλαδή μπορεί να φτάσει το κόστος των πρανών και πως σταθεροποιείται η ισορροπία τους στην τομή.
- δ) Περιοχές όπου η διαβρωτική ενέργεια του νερού μπορεί να αποτραπεί με την κατάλληλη βλάστηση.
- ε) Μη επικίνδυνες περιοχές.

2.4.4 Ιζηματογένεση της λεκάνης κατάκλισης

Με τη δημιουργία μιας τεχνητής λεκάνης, διαταράσσεται η φυσική καμπύλη κατά μήκος της ροής του ποταμού και αυτό έχει ως αποτέλεσμα να μεταβάλλονται οι συνθήκες με τις οποίες ρυθμίζονται τα φαινόμενα διάβρωσης και συσσώρευσης υλικών μέσα στη λεκάνη κατάκλισης. Από γεωλογικής πλευράς με το σχηματισμό μιας τεχνητής λίμνης δημιουργείται μια νέα κατώτερη βάση διάβρωσης. Στο ανώτερο τμήμα της λεκάνης παρουσιάζεται ιζηματογένεση με μορφή δέλτα ποταμών, η ένταση της οποίας εξαρτάται από πολυάριθμους παράγοντες. Η ερμηνεία της κατά μεγάλο τμήμα αποτελεί αντικείμενο της περιοχής των γεωλογικών προκαταρκτικών ερευνών (Δημόπουλος, 1986).

Η ιζηματογένεση στη λεκάνη κατάκλισης εξαρτάται από το μέγεθος και το σχήμα της, την ποσότητα και την ταχύτητα του εισερχόμενου νερού, καθώς και από τις συσσωρευμένες από το νερό ποσότητες υλικών. Οι ποσότητες αυτές των φερτών υλικών δεν είναι σταθερές και ρυθμίζονται ανάλογα με το χαρακτήρα, δηλαδή την ποιότητα και την κατάσταση των πετρωμάτων της διαρρεώμενης περιοχής που και

τις κλιματικές συνθήκες. Ιδιαίτερα επενεργούν τα ατμοσφαιρικά κατακρημνίσματα και η κατανομή τους κατά τη διάρκεια του έτους, η κλίση της ροής του ποταμού, οι γεωλογικές συνθήκες της περιοχής, οι κλίσεις των πρηνών και η κατάσταση τους, αν δηλαδή υπάρχει βλάστηση πάνω τους ή είναι γυμνά, τεχνητές διευθετήσεις της όχθης των ποταμών, καθώς και άλλοι παράγοντες που επηρεάζουν την ποσότητα των υλικών που μεταφέρεται από τον ποταμό. Η ποιότητα αυτών των υλικών είναι είτε αργιλικά και πηλώδη λεπτά μικροτεμάχια, είτε μεγάλες κροκάλες, άμμοι και χαλίκια. Τα αιωρούμενα λεπτά υλικά σχηματίζουν, σε περιόδους πλημμύρων, το σπουδαιότερο τμήμα των μεταφερόμενων υλικών, τα οποία όμως σε μικρές λεκάνες κατάκλισης δεν κατακαθίζουν αλλά τις διαρρέουν και έτσι προκύπτει απόθεση αυτών των υλικών στην εκβολή των ποταμών στη θάλασσα ή στις λίμνες. Σε μεγάλες όμως λεκάνες κατάκλισης και λίμνες, όπου η ταχύτητα διαρροής είναι πολύ μικρή, καθιζάνουν όλα τα αιωρούμενα υλικά. Τα λεπτά αυτά συστατικά καθιζάνουν στον πυθμένα της λεκάνης με τη μορφή λεπτής λάσπης, που καλύπτει ολόκληρη τη λεκάνη ή προχωρεί πάνω στον πυθμένα με τη μορφή μιας λασπώδους ροής. Το πάχος αυτών των ιζημάτων μετά από χρόνια μπορεί να φτάσει αρκετά μέτρα. Η ιζηματογένεση της λεπτής αυτής λάσπης στη λεκάνη κατάκλισης εξαρτάται επίσης και από τη μορφή της λειτουργίας του φράγματος. Η μεγαλύτερη ποσότητα λάσπης παρουσιάζεται τότε, όταν το φράγμα μπορεί να δεχτεί μεγάλες, προσροές νερού. Αντίθετα όταν το λασπόνερο δεν κρατιέται στη λεκάνη αλλά μετά την προσέλευση του σε μικρό χρόνο απομακρύνεται, τότε η ιζηματογένεση είναι πολύ μικρότερη (Δημόπουλος, 1986).

Οι μετρήσεις της ιζηματογένεσης θα πρέπει να γίνονται για αρκετά μακρά χρονικά διαστήματα (5 έως 10 χρόνια), για να εξετάζεται επίσης και η ενέργεια των πλημμύρων. Το βάθος της επιφάνειας των αποθέσεων κάτω από την στάθμη του νερού υπολογίζεται με υπερήχους. Η μέθοδος αυτή είναι κατάλληλη για τον υπολογισμό μεγάλων τεμαχίων που σχηματίζουν δέλτα στο ανώτερο τμήμα της λεκάνης ή της λίμνης κατάκλισης. Τα λεπτά συστατικά σχηματίζουν λεπτά στρώματα σε εκτεταμένες επιφάνειες, ο όγκος των οποίων όμως δε μπορεί να υπολογιστεί αρκετά μόνο με μετρήσεις (Δημόπουλος, 1986).

2.5 Υδροπερατότητα της περιοχής

2.5.1 Γενικά

Η γνώση των υδρογεωλογικών συνθηκών της περιοχής αποτελεί καθοριστικό παράγοντα στο σχεδιασμό και στη διαστασιολόγηση των τεχνικών έργων και συγκεκριμένα των φραγμάτων. Βασικής σημασίας είναι ο υπολογισμός της υδροπερατότητας η γνώση της οποίας έχει μεγάλη σημασία στις εφαρμογές και μελέτες στεγανότητας του υποβάθρου των φραγμάτων. Αυτή εκφράζεται με το συντελεστή υδραυλικής αγωγιμότητας, k , που υπολογίζεται με τις επιτόπου δοκιμές εισπίεσεων. Οι δοκιμές αυτές γίνονται κατά τη διάρκεια προχώρησης της δειγματοληπτικής γεώτρησης, όπου συγκεκριμένο απομονωμένο τμήμα της διοχετεύεται νερό και μετριέται, άμεσα ή έμμεσα, η ποσότητα νερού που απορροφάται από το έδαφος, σε σχέση την εφαρμοζόμενη πίεσή του.

Υπάρχουν οι παρακάτω τρεις κατηγορίες δοκιμών εισπίεσεων, ανάλογα με τις συνθήκες εκτέλεσής τους και κυρίως με τον τρόπο διοχέτευσης και μέτρησης του νερού που απορροφάται:

Δοκιμές σταθερού φορτίου (δοκιμή Lefranc, κατάσταση ισορροπίας), όπου μετριέται η ποσότητα νερού που διοχετεύεται στο υπέδαφος ώστε να διατηρείται σταθερή στάθμη πάνω από το τμήμα της γεώτρησης που γίνεται η δοκιμή.

Δοκιμές μεταβλητού φορτίου (δοκιμή Maag, κατάσταση μη ισορροπίας), όπου μετριέται ο χρόνος πτώσης της στάθμης του νερού που διοχετεύεται στο τμήμα της γεώτρησης που γίνεται η δοκιμή.

Δοκιμές αποστολής νερού με πίεση (δοκιμή Lugeon), όπου μετριέται η ποσότητα του νερού που διοχετεύεται σε απομονωμένο με παρέμβυσμα (packer) τμήμα της γεώτρησης, σε σχέση με την επιβαλλόμενη πίεση αποστολής του νερού (Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002).

2.5.2 Δοκιμές σταθερού φορτίου

Οι δοκιμές σταθερού φορτίου Lefranc είναι κατάλληλες κυρίως για ομοιογενή χαλαρά ή μέτριας συνεκτικότητας και μεγάλης υδροπερατότητας εδάφη, ενώ λιγότερο για ομοιογενή πετρώματα.

Όταν η διάτρηση της δειγματοληπτικής γεώτρησης φθάσει στο επιθυμητό βάθος, γίνεται εξαγωγή της διατρητικής στήλης και ανύψωση της εξωτερικής σωλήνωσης επένδυσης ώστε να δημιουργηθεί «θύλακας» (εισπιεζόμενο τμήμα). Το μήκος του «θύλακα» εξαρτάται κυρίως από είδος του εδαφικού υλικού και κυμαίνεται από μηδενικό (όταν το εδαφικό υλικό είναι πολύ χαλαρό, οπότε παρουσιάζεται και κατάπτωση των τοιχωμάτων της γεώτρησης) μέχρι περίπου 0.5 μέτρα ή και περισσότερο. Στην περίπτωση που το εδαφικό υλικό είναι χαλαρά αμμώδη εδάφη γίνεται συνήθως πλήρωση του πυθμένα της γεώτρησης με χαλκόφιλτρο (χαλίκι 5 – 10mm) πριν από την ανύψωση του σωλήνα για τη δημιουργία του «θύλακα» (Σχήμα 2.7). Με τον τρόπο αυτόν παρεμποδίζεται και η άνοδος της άμμου μέσα στον «θύλακα». Στην περίπτωση άλλων χαλαρών εδαφικών υλικών (αμμοχάλικων, αργιλωδών άμμων κ.λπ.) χρησιμοποιούνται διάτρητοι εσωτερικοί σωλήνες ώστε να γίνει δυνατή η δημιουργία του «θύλακα» ή ακόμα περιορίζεται το εισπιεζόμενο τμήμα μόνο στην κυκλική επιφάνεια του πυθμένα της γεώτρησης (δηλαδή δεν γίνεται ανύψωση της εξωτερικής σωλήνωσης)

Στη συνέχεια ρυθμίζεται η παροχή του νερού που διοχετεύεται στη γεώτρηση ώστε η στάθμη του μέσα στη σωλήνωση επένδυσης της γεώτρησης να είναι σταθερή. Συνήθως γίνεται πλήρωση της σωλήνωσης με νερό μέχρι το άνω άκρο της (χειλός), οπότε και διατηρείται εκεί η στάθμη σταθερή με ρύθμιση της παροχής. Με τον τρόπο αυτόν επιτυγχάνεται άμεση οπτική εικόνα από τον χειριστή σχετικά με τη διατήρηση της σταθερής στάθμης (Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002).

Η υδροπερατότητα υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$K = Q / (C h_c),$$

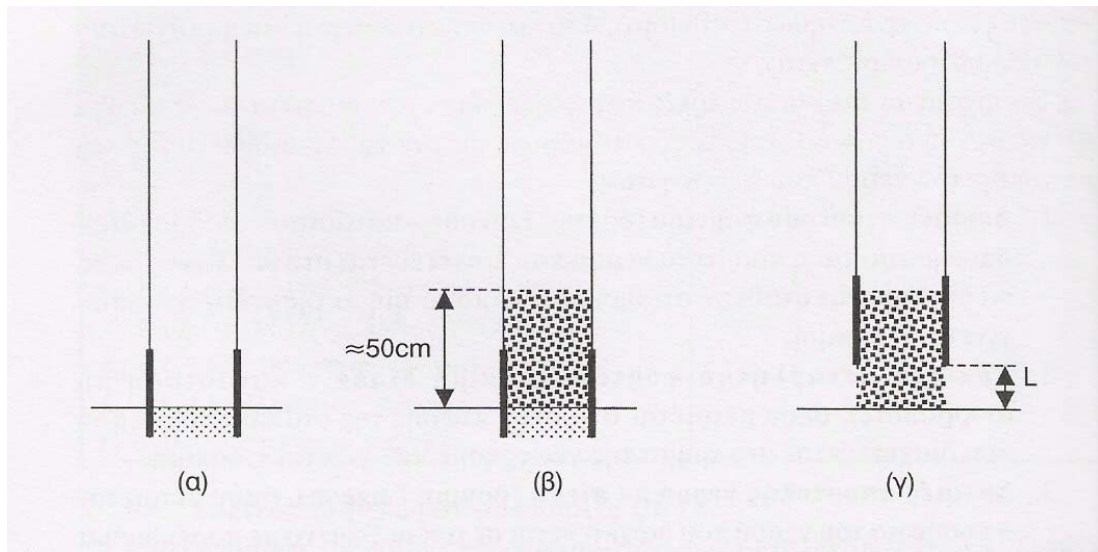
όπου,

k: συντελεστής υδροπερατότητας,

Q: παροχή νερού που διοχετεύεται ώστε να παραμένει σταθερή η στάθμη,

h_c : η σταθερή στάθμη νερού που επιβάλλεται και μετρείται από τη μέση του εισπιεζόμενου τμήματος,

C: συντελεστής «θύλακα» που εξαρτάται από τη γεωμετρική μορφή του εισπιεζόμενου τμήματος.



Σχήμα 2.7 Δημιουργία «θύλακα» σε χαλαρά αμμώδη εδάφη, α) διάτρησι, β) τοποθέτηση φίλτρου με χαλίκια σε ύψος περίπου 50cm, γ) σήκωμα στήλης σωληνώσεων περίπου 20 cm για τη δημιουργία «θύλακα» (Μαρίνος, 1991-Πηγή Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002)

Στο Σχήμα 2.8 δίνεται τυπική διάταξη της δοκιμής σταθερού φορτίου ανάλογα με τη θέση του εισπιεζόμενου τμήματος σε σχέση με τον υδροφόρο ορίζοντα και στην περίπτωση που γίνεται πλήρωση της σωλήνωσης επένδυσης μέχρι το άνω άκρο της. Όταν η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα είναι χαμηλότερα από το εισπιεζόμενο τμήμα ισχύει:

$$h_c = H_B + L/2 + v$$

όπου,

H_B : το βάθος της σωλήνωσης επένδυσης,

$L/2$: το μισό του εισπιεζόμενου τμήματος,

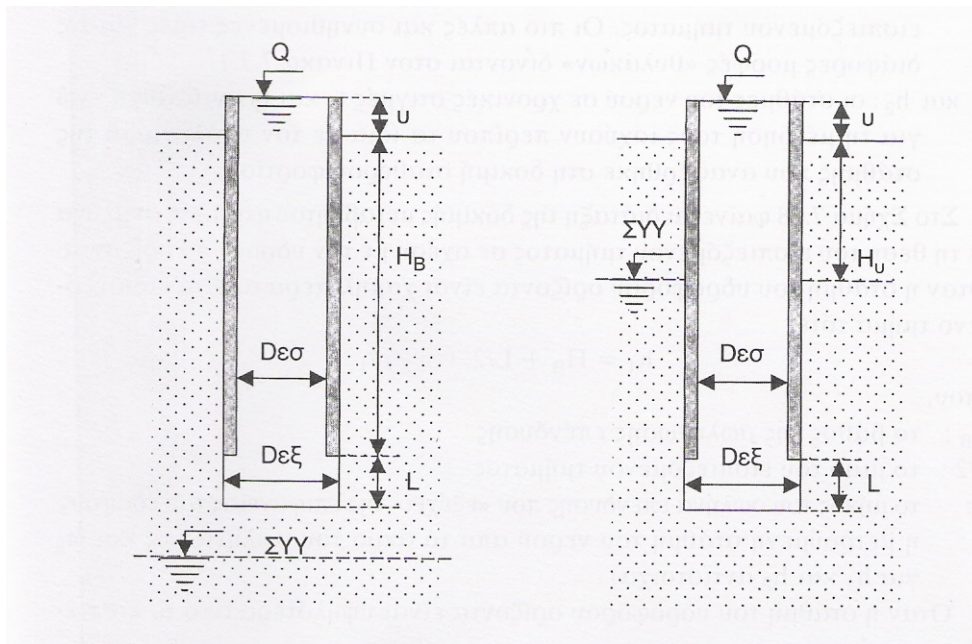
v : το μήκος του σωλήνα επένδυσης που «εξέχει» της επιφάνειας του εδάφους.

Όταν η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα είναι υψηλότερα από το εισπιεζόμενο τμήμα ισχύει:

$$h_c = H_v + v$$

όπου:

H_v : το βάθος του υδροφόρου ορίζοντα.



Σχήμα 2.8 Τυπική διάταξη δοκιμής σταθερού φορτίου (Μαρίνος, 1991-Πηγή: Σαμπατακάκης – Κούκης, 2002)

2.5.3 Δοκιμές μεταβλητού φορτίου

Οι δοκιμές μεταβλητού φορτίου Maag είναι κατάλληλες κυρίως για ομοιογενή χαλαρά ή μέτριας συνεκτικότητας και μικρότερης υδροπερατότητας εδάφη, ενώ λιγότερο για ομοιογενή πετρώματα.

Όταν η διάτρηση της δειγματοληπτικής γεώτρησης φθάσει στο επιθυμητό βάθος, ακολουθείται η ίδια ακριβώς διαδικασία που περιγράφηκε στη δοκιμή σταθερού φορτίου με τη διαφορά ότι γίνεται πλήρωση με νερό της σωλήνωσης επένδυσης και στη συνέχεια μετριέται ο ρυθμός πτώσης της στάθμης με το χρόνο. Η διαπερατότητα υπολογίζεται από (Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002):

$$k = [A/C(t_2 - t_1)] \ln(h_1/h_2)$$

όπου,

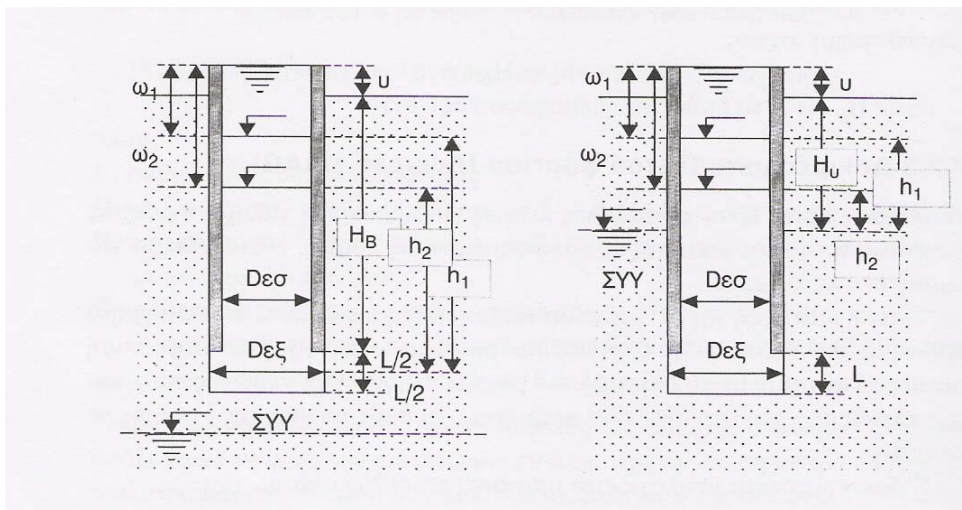
- K: συντελεστής υδροπερατότητας, A: διατομή της στήλης νερού μέσα στη γεώτρηση ($=\pi D_{\varepsilon\sigma}^2/4$) όπου $D_{\varepsilon\sigma}$ την εσωτερική διάμετρο της σωλήνωσης,
- C: συντελεστής «θύλακα» που εξαρτάται από τη γεωμετρική μορφή του εισπνεζόμενου τμήματος,
- h_1, h_2 : οι στάθμες του νερού σε χρονικές στιγμές t_1 και t_2 αντίστοιχα ενώ για τη μέτρηση τους ισχύουν περίπου τα ίδια με τον υπολογισμό της στάθμης που αναφέρθηκε στη δοκιμή σταθερού φορτίου.

Στο Σχήμα 2.9 φαίνεται διάταξη της δοκιμής μεταβλητού φορτίου, ανάλογα με τη θέση του εισπνεζόμενου τμήματος σε σχέση με τον υδροφόρο ορίζοντα. Όταν η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα είναι χαμηλότερα από το εισπνεζόμενο τμήμα τότε:

$$h_1 = H_B + L/2 + u - \omega_1$$

όπου,

- H_B : το βάθος της σωλήνωσης επένδυσης $L/2$: το μισό του εισπνεζόμενου τμήματος,
- u : το μήκος του σωλήνα επένδυσης που «εξέχει» της επιφάνειας του εδάφους,
- ω_1 : η μετρούμενη στάθμη του νερού από το άκρο του σωλήνα (ω_1 και ω_2 για h_1 και h_2 αντίστοιχα).



Σχήμα 2.9 Τυπική διάταξη δοκιμής μεταβλητού φορτίου (Μαρίνος, 1991-Πηγή Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002)

Όταν η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα είναι υψηλότερα από το εισπιεζόμενο τμήμα, ισχύει:

$$h_1 = H_0 + v - \omega_1$$

όπου, H_0 είναι το βάθος του υδροφόρου ορίζοντα.

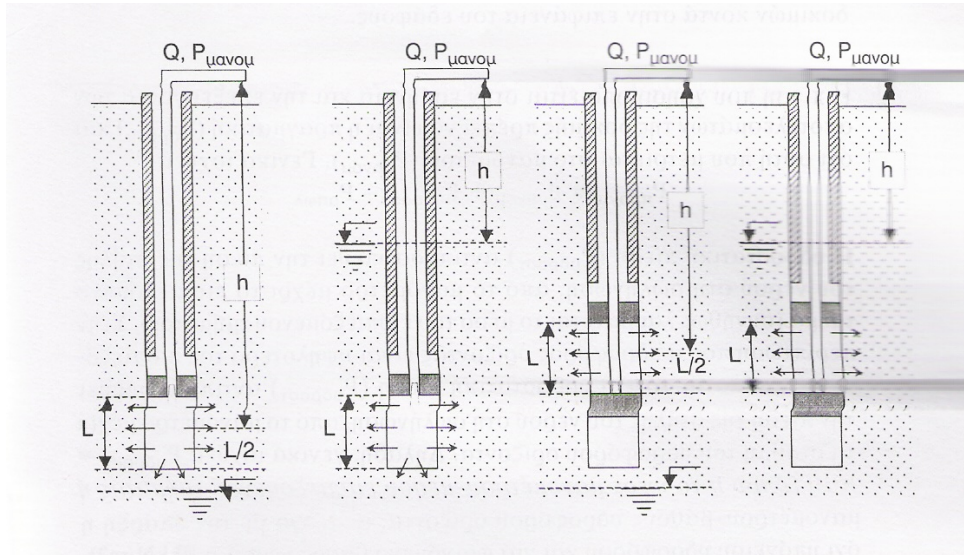
2.5.4 Δοκιμές αποστολής νερού με πίεση

Οι δοκιμές αποστολής νερού με πίεση Lugeon είναι κατάλληλες για πετρώματα και κυρίως για έντονα διακλασμένες βραχομάζες. Επίσης μπορούν να εφαρμοστούν σε σκληρά εδάφη με την προϋπόθεση ότι μπορούν να αντέξουν τις πιέσεις που εξασκούνται κατά τη δοκιμή.

Το εισπιεζόμενο τμήμα έχει μήκος 3 μέχρι 5 μέτρα από τον πυθμένα της γεώτρησης και απομονώνεται από πάνω με ειδικό παρέμβυσμα (packer), το οποίο διογκούμενο μηχανικά ή υδραυλικά, εφάπτεται στα τοιχώματα της γεώτρησης και δεν επιτρέπει διαφυγές του νερού προς τα πάνω κατά την εκτέλεση της δοκιμής (Σχήμα 2.10). Εναλλακτικά, μπορεί το εισπιεζόμενο τμήμα να περικλείεται μεταξύ δύο παρεμβυσμάτων στην περίπτωση που οι δοκιμές εκτελούνται σε επιθυμητά βάθη, μετά την ολοκλήρωση της δειγματοληπτικής γεώτρησης. Εισπιέζεται νερό με τη χρήση αντλίας με μανόμετρο από την επιφάνεια και με υδρομετρητή μετριέται η παροχή του (Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002).

Η δοκιμή εκτελείται με εισπίεση νερού κατά βαθμίδες. Για κάθε σταθερή βαθμίδα πίεσης, μετριέται η ποσότητα νερού που απορροφάται σε χρονική διάρκεια 10 min (όταν η απορρόφηση είναι μεγάλη ο χρόνος μέτρησης γίνεται 5 min). Στη συνέχεια αυξάνεται η πίεση και μετριέται η νέα απορρόφηση των 10 ή 5 min. Η δοκιμή συνεχίζεται και με άλλες πιέσεις με αύξουσα σειρά μέχρι μια μέγιστη τιμή πίεσης. Στη συνέχεια, ακολουθείται αντίστροφη σειρά επιβολής πιέσεων με φθίνουσα μορφή, δηλαδή παρατηρείται κυκλική εξέλιξη με βαθμίδες. Ο αριθμός των βαθμίδων της εφαρμοζόμενης πίεσης δεν πρέπει να είναι μικρότερος από 3 μέχρι 4 για κάθε σειρά (αύξουσα-φθίνουσα), ενώ ο συνηθισμένος αριθμός είναι 5. Για κάθε βαθμίδα πίεσης μετριέται η απορρόφηση που αντιστοιχεί σε δεκάλεπτη διάρκεια και σε εισπιεζόμενο τμήμα μήκους E , σε λίτρα ανά εισπιεζόμενο μέτρο ανά λεπτό (lit/m.min). Επίσης, υπολογίζεται και η τιμή της μονάδας lugeon (U.L) η οποία

αποτελεί μία έκφραση της υδροπερατότητας του γεωλογικού σχηματισμού που αναφέρεται σε ανομοιογενή μέσα όπως είναι η ασυνεχής βραχομάζα. Το 1 U.L. αντιπροσωπεύει απορρόφηση 1 lit/m³min σε επιβαλλόμενη πίεση 10 kg/cm² όταν αυτή διαρκεί 10 min (Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002).



Σχήμα2.10 Τυπική διάταξη δοκιμής Lugeon με τη χρήση μονού και διπλού παρεμβύσματος (packer), πάνω και κάτω από τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα (Μαρίνος, 1991-Πηγή Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002)

Ο συντελεστής υδροπερατότητας προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$k = (Q/2pLP_{\text{πραγμ.}}) \ln(2L/D_{\text{εξ.}})$$

όπου,

- k: συντελεστής υδροπερατότητας,
- Q: παροχή νερού που διοχετεύεται,
- L: το εισπιεζόμενο τμήμα,
- $D_{\text{εξ.}}$: η εξωτερική διάμετρος της σωλήνωσης επένδυσης,
- $P_{\text{πραγμ.}}$: η πραγματική πίεση που εξασκείται, στο βάθος εκτέλεσης της δοκιμής.

Η πίεση αυτή εκφράζεται σαν υδραυλικό φορτίο, δηλαδή σε μέτρα στήλης νερού και γενικά ισχύει $h(\text{m}) = P_{\text{πραγμ.}}(\text{kg/cm}^2) \cdot 10$. Κατά την εκτέλεση της δοκιμής και στη συνέχεια την επεξεργασία των αποτελεσμάτων πρέπει να λαμβάνονται οπωσδήποτε υπόψη τα παρακάτω (Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002):

1. Η μέγιστη πίεση (P) που χρησιμοποιείται για τη δοκιμή εξαρτάται από τις συνθήκες υδραυλικής πίεσης που θα επικρατήσουν στο υπέδαφος κατά την κατασκευή και λειτουργία του τεχνικού έργου και σπάνια υπερβαίνει τα 10 kg/cm². Συνήθως αυτή ορίζεται, για λόγους ασφαλείας (για να μην προκληθεί «υδραυλική θραύση» του υπεδάφους), ίση με τη γεωστατική τάση λόγω υπερκειμένων στο συγκεκριμένο βάθος της δοκιμής. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα βέβαια τη δυσκολία εκτέλεσης δοκιμών κοντά στην επιφάνεια του εδάφους.
2. Η πίεση που χρησιμοποιείται στην ερμηνεία και την επεξεργασία των αποτελεσμάτων της δοκιμής πρέπει να είναι η πραγματική (P_{πραγμ}) και όχι αυτή που μετριέται στο μανόμετρο (P_{μανομ}). Γενικά ισχύει:

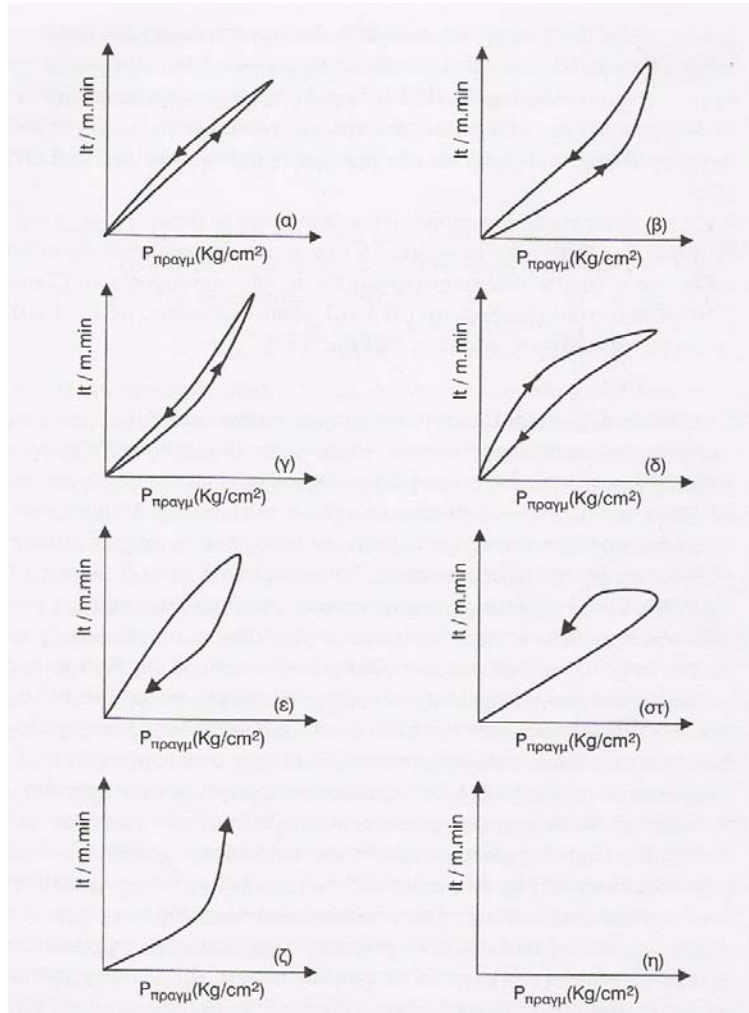
$$P_{\text{πραγμ}} = P_{\text{μανομ}} + P_{\text{υδροστ}} - P_{\text{απωλ}}$$

Η υδροστατική πίεση (P_{υδροστ}) αντιπροσωπεύει την πίεση της στήλης του νερού στη σωλήνωση, από το μανόμετρο μέχρι το εισπνεζόμενο τμήμα (συνήθως λαμβάνεται το μέσο του εισπνεζόμενου τμήματος). Στην περίπτωση που ο υδροφόρος ορίζοντας είναι υψηλότερα του εισπνεζόμενου τμήματος τότε η υδροστατική πίεση (P_{υδροστ}) αντιπροσωπεύει την πίεση της στήλης του νερού στη σωλήνωση, από το μανόμετρο μέχρι τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα. Δηλαδή, γενικά ισχύει: $P_{\text{υδροστ}} = h/10$ (όπου h το ύψος μανομέτρου-μέσου εισπνεζόμενου τμήματος ή μανομέτρου-βάθους υδροφόρου ορίζοντα, ανάλογα με την ύπαρξη ή όχι υπόγειου υδροφόρου και για φαινόμενο βάρος νερού = 10 kN/m³). Οι απώλειες φορτίου (P_{απωλ}) αντιπροσωπεύουν την απομείωση της πίεσης που εξασκείται από την αντλία και οφείλεται κυρίως στο είδος του εξοπλισμού που χρησιμοποιείται (τριβές σε σωλήνες, στενώματα διαμέτρων κ.α.). Αυτές αποκτούν πρακτικό ενδιαφέρον σε μεγάλα σχετικά βάθη και για μεγάλες παροχές απορρόφησης. Οι διορθώσεις από τις απώλειες φορτίου δίνονται συνήθως με τυποποιημένα νομογράμματα ή πίνακες, η χρήση των οποίων πρέπει να γίνεται με επιφύλαξη. Συνήθως η σχεδίαση των καμπυλών απωλειών φορτίου γίνεται πειραματικά στο εργοτάξιο για το συγκεκριμένο εξοπλισμό που θα χρησιμοποιηθεί (π.χ. εκτέλεση εισπνεύσεων στην επιφάνεια με μέτρηση των πιέσεων στα άκρα των σωλήνων για διάφορα μήκη αυτών). Οι απώλειες αυξάνονται γενικά με την παλαιότητα και τη φθορά του

εξοπλισμού και κυρίως των σωληνώσεων, συνδέσμων κ.λ.π. Προσεγγιστικά, παρατηρείται αύξηση κατά 30% περίπου των απωλειών σε σχέση με τις απώλειες που ισχύουν για τους καινούργιους σωλήνες. Πάντως υπάρχουν ειδικά συστήματα μέτρησης της πίεσης του νερού που εξασκείται στο βάθος του εισπιεζόμενου τμήματος και με τον τρόπο αυτόν αποφεύγονται όλες οι σχετικές διορθώσεις.

- 3 Στην προτεινόμενη τυποποιημένη δοκιμή, καθορίστηκε σαν πίεση αυτή των 10 bars (10kg/cm^2 , 1000 kPa), αν και στην πράξη χρησιμοποιούνται πολύ χαμηλότερες πιέσεις. Ο υπολογισμός της μονάδας Lugeon προϋποθέτει ότι υπάρχει γραμμική ροή, πράγμα που μπορεί να εκτιμηθεί από τα διαγράμματα πίεσης – απορρόφησης (Σχήμα 2.11).
- 4 Σε κάθε δοκιμή, σχεδιάζεται το διάγραμμα πραγματικής πίεσης - απορρόφησης από την επεξεργασία του οποίου μπορούν να εξαχθούν μερικά χρήσιμα συμπεράσματα, τόσο για την υδραυλική συμπεριφορά του υπεδάφους όσο και για την αξιόπιστη εκτέλεση της δοκιμής. Μερικά ενδεικτικά παραδείγματα της σχέσης των απορροφήσεων στις αύξουσες -φθίνουσες πραγματικές πιέσεις, δίνονται στο Σχήμα 2.11 (Μαρίνος, 1991 – Πηγή Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002): (α) Θεωρητική περίπτωση. Η αύξηση της παροχής είναι ανάλογη της αύξησης της πίεσης ενώ στον κλάδο με τις φθίνουσες πιέσεις οι τιμές απορρόφησης είναι ίδιες. Ροή γραμμική. (β) Καθαρισμός ρωγμών ή διαστολή (μη ελαστική) ρωγμών από την πίεση. Για το λόγο αυτό ο κλάδος με τις φθίνουσες πιέσεις παρουσιάζει μεγαλύτερες υδροπερατότητες. Εδώ ενδιαφέρουν περισσότερο οι απορροφήσεις της καμπύλης επιστροφής. (γ) Όπως και στην προηγούμενη περίπτωση με τη διαφορά ότι οι παραμορφώσεις (διαστολή) των ρωγμών είναι ελαστικές. (δ) Προοδευτικός κορεσμός του πετρώματος (συνήθως περιορισμένης έκτασης δίκτυο ρωγμών) ή πλήρωση τους από φερτά υλικά. (ε) Γραμμική ροή στην αρχή και στη συνέχεια πλήρωση των ρωγμών σε υψηλές πιέσεις. (στ) Γραμμική ροή στην αρχή και στη συνέχεια απόφραξη ή διαστολή των ρωγμών σε υψηλές πιέσεις. (ζ) Απότομη αύξηση της απορρόφησης μετά από κάποια πίεση. Στην περίπτωση αυτή είναι δυνατές οι παρακάτω περιπτώσεις: «υδραυλική θραύση» του πετρώματος, απόφραξη κοντινών ρωγμών με αποτέλεσμα την επικοινωνία με δίκτυο μεγάλης υδροπερατότητας, ή τέλος

«διαρροές» από τα παρεμβύσματα λόγω μη καλής απομόνωσης τους, οπότε και η δοκιμή πρέπει να επαναληφθεί (Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002).



Σχήμα 2.11 Διαγράμματα μεταβολής πίεσης των πόρων (Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

3.1 Γενικά

Τα χωμάτινα φράγματα, με τα οποία ασχολείται η συγκεκριμένη εργασία είναι δύο ειδών: α) ζωνώδη τα οποία και κατασκευάζονται συχνότερα και β) ομογενή.

Ένα τυπικό ζωνώδες φράγμα αποτελείται από αρκετές ζώνες που αυξάνουν σε διαπερατότητα από τον πυρήνα προς τις εξωτερικότερες ζώνες. Ο αριθμός των ζωνών σ' ένα τέτοιο φράγμα εξαρτάται από τη διαθεσιμότητα και τον τύπο των υλικών των δανειοθαλάμων, ενώ η ευστάθεια του οφείλεται κυρίως στο βάρος των εξωτερικών ζωνών (Bell, 1993), αλλά και στην κλίση του πυρήνα. Σ' αυτόν δίνεται κεκλιμένη διάταξη έτσι ώστε να βελτιώνονται οι συνθήκες ευστάθειας αναφορικά με την ολίσθηση του φράγματος.

Στην περίπτωση που το χωμάτινο φράγμα κατασκευάζεται μόνο από ένα υλικό τότε αυτό χαρακτηρίζεται σαν ομογενές. Το χρησιμοποιούμενο υλικό για την κατασκευή ενός τέτοιου φράγματος είναι συνήθως καλά διαβαθμισμένο παρότι χρησιμοποιείται ένα μίγμα άμμου και χαλικιών (Bell, 1993).

Ο πιο αντιπροσωπευτικός τύπος των χωμάτινων φραγμάτων χαρακτηρίζεται από τα εξής στοιχεία: α) από τον αργιλικό πυρήνα, ο οποίος αποτελεί μια κεντρική, πρακτικά αδιαπέρατη ζώνη, β) από δύο εξωτερικές διαπερατές ζώνες, αποτελούμενες από αδρομερή υλικά. Οι ζώνες αυτές εξασφαλίζουν την ευστάθεια του φράγματος και συνιστούν το σώμα στήριξης αυτού, γ) από μεταβατικές ζώνες, αποτελούμενες από διαβαθμισμένο υλικό. Αυτές παρεμβάλλονται μεταξύ του πυρήνα και των εξωτερικών ζωνών και έχουν ως σκοπό την προστασία του πυρήνα, δ) από τα φίλτρα, τα οποία τοποθετούνται κατάντη του σώματος στήριξης. Τα φίλτρα εμποδίζουν την εσωτερική διάβρωση του πυρήνα, βοηθούν στην αποστράγγισή του και γενικά προστατεύουν την κατασκευή από φαινόμενα υδραυλικής θραύσης. Συμπληρωματικό στοιχείο ενός χωμάτινου φράγματος, είναι η λιθορριπή προστασίας που αποτελείται από ευμεγέθη τεμάχια βράχων (ογκόλιθοι

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

απόσβεσης κυματισμού – rip-rap) και τοποθετείται στην ανάντη πλευρά της κατασκευής προστατεύοντας την από τη διάβρωση που προκαλείται από τη δράση των κυμάτων. Το κατάντη πρηνές του φράγματος προστατεύεται με βλάστηση ή τοποθετούνται στραγγιστήρια για την αποφυγή διάβρωσης του φράγματος ή του εδάφους θεμελίωσης (Μαραγκός, 1997).

Η κατασκευή χωμάτινου φράγματος εξαρτάται από ορισμένους παράγοντες, οι οποίοι αν δεν ληφθούν υπόψη ή υπολογιστούν λάθος μπορούν να προκαλέσουν ακόμα και την καταστροφή του. Ενδεικτικά αυτοί είναι:

- Η πίεση των πόρων.
- Δίκτυα ροής.
- Η σεισμικότητα της περιοχής.

3.2 Χαρακτηριστικά στοιχεία χωμάτινου φράγματος

3.2.1 Η μορφή της διατομής του φράγματος

Τα φράγματα είτε έχουν ένα ομογενές υλικό κατασκευής, είτε αποτελούνται από ένα στεγανό μέρος και από ένα τμήμα υποστήριξης. Η επιλογή της κατάλληλης κατασκευής του φράγματος εξαρτάται από τα διαθέσιμα υλικά κατασκευής και στεγανοποίησης καθώς και από τις δυνατότητες στεγανότητας του υποβάθρου. Σε μικρά φράγματα (<30 μέτρων) συχνά δίνεται προτεραιότητα σε μια επιφανειακή υδατοστεγανοποίηση, ενώ σε ψηλά φράγματα (>50 μέτρων) γίνεται εσωτερική στεγανοποίηση.

Τα ομογενή φράγματα από ενιαίο λεπτόκοκκο κατασκευαστικό υλικό, που χρησιμεύει συγχρόνως για στεγανότητα και στήριξη, δημιουργούνται κατά κανόνα στις περιπτώσεις μικρού ύψους ανόδου της στάθμης (<30 μέτρων). Με οδοντωτή συναρμογή και καλή συμπίκνωση των διαφόρων θέσεων απόθεσης του κατασκευαστικού υλικού δημιουργείται ένα ομογενές σώμα που έχει περίπου ίδια οριζόντια και κατακόρυφη διαπερατότητα ($k < 10^{-7}$ ή $k = 10^{-7}$ m/sec) και που με βάση τις χαμηλές τιμές διατμητικής αντοχής απαιτεί μικρές κλίσεις στα πρηνή του. Ο τύπος αυτός τότε μόνο είναι οικονομικός όταν κοντά στη θέση της κατασκευής του υπάρχουν επαρκείς ποσότητες κατασκευαστικού υλικού που μπορούν να

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

χρησιμοποιηθούν άμεσα (Δημόπουλος, 1986). Σε μια κατασκευή φράγματος με ζωνώδη δομή, θα πρέπει το σώμα υποστήριξης να μπορεί να μεταφέρει πάνω στο υπόβαθρο την υδροστατική πίεση χωρίς ανεπίστρεπτες παραμορφώσεις και να συνεισφέρει ουσιαστικά στην ανάπαυση της υπόγειας ροής. Το υλικό υποστήριξης θα πρέπει επομένως να είναι στη διάβρωση, να παρουσιάζει μικρή συμπίεστικότητα και υψηλή διατμητική αντοχή καθώς και μία επαρκή διαπερατότητα ($k < 10^{-5}$ ή $k = 10^{-5}$ m/sec). Υλικά κατάλληλα γι' αυτό το μέρος του φράγματος ανάμικτα μη συνεκτικά χαλαρά πετρώματα (κροκάλες, χαλίκια, άμμος, ιλύς) ή θραυσμένα στερεά πετρώματα. Η στεγανότητα του φράγματος σ' αυτές τις περιπτώσεις γίνεται είτε στο εσωτερικό του φράγματος είτε προς την πλευρά του νερού.

Η εσωτερική στεγανοποίηση με φυσικά υλικά τοποθετείται στη διατομή του φράγματος είτε κάθετα είτε κεκλιμένα. Το πάχος του ρυθμίζεται ανάλογα με τα διαθέσιμα υλικά, όμως χρειάζεται να γίνει όσο το δυνατόν φαρδύτερο. Ως υλικά στεγανοποίησης είναι κατάλληλα όλα τα συνεκτικά χαλαρά πετρώματα (π.χ. χαλαρή άργιλος), τα οποία επιτρέπουν τη συμπύκνωση μέχρι το επιθυμητό μέγεθος και στη κατάσταση αυτή μπορούν να έχουν μια αντίστοιχα μικρή διαπερατότητα ($k < 10^{-7}$ m/sec) και να αντέχουν σε παγετό και παραμόρφωση. Η στεγανότητα του πυρήνα τόσο από την πλευρά του αέρα όσο και από τη πλευρά του νερού προστατεύεται από τη διάβρωση με διαβαθμισμένα φίλτρα ή καλύτερα με ανάλογα διαβαθμισμένες ζώνες μεγαλύτερης διαπερατότητας. Για τη στεγανοποίηση του πυρήνα εκτός από φυσικά υλικά μπορούν να χρησιμοποιηθούν και ανάλογα τεχνητά από ασφαλτομπετόν, αργιλομπετόν ή σκυρομπετόν με ατσάλινα ελάσματα κ.α.

Στα φράγματα με επιφανειακή στεγανοποίηση της υδάτινης πλευράς, ως σώμα αντιστήριξης δρα ολόκληρη η διατομή του φράγματος, έτσι ώστε τοποθετούνται λιγότερες απαιτήσεις στο υλικό στήριξης. Ως υλικά στεγανοποίησης χρησιμοποιούνται κυρίως ασφαλτομπετόν, φυσικά βελτιωμένα υλικά και για χαμηλά φράγματα κανονικό μπετόν (Δημόπουλος, 1986).

3.2.2 Έπαρξη ή μη πυρήνα στο σώμα του φράγματος

Ένα χωμάτινο φράγμα μπορεί να έχει στο κύριο σώμα του πυρήνα ή μπορεί και να μην έχει. Στη δεύτερη περίπτωση, πρόκειται για ένα ομογενές χωμάτινο φράγμα που αποτελείται συνήθως από λεπτόκοκκο υλικό, έχει περίπου ίδια

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

οριζόντια και κατακόρυφη διαπερατότητα ($k < 10^{-7}$ ή $k = 10^{-7}$ m/sec), η οποία σε συνδυασμό με χαμηλές τιμές διατμητικής αντοχής απαιτεί μικρές κλίσεις στα πρανή του. Ο τύπος αυτός είναι οικονομικός μόνο όταν κοντά στη θέση της κατασκευής του υπάρχουν επαρκείς ποσότητες κατασκευαστικού υλικού που μπορούν να χρησιμοποιηθούν άμεσα (Δημόπουλος, 1986).

Στην περίπτωση όμως, που το χωμάτινο φράγμα αποτελείται από πυρήνα αυτός αποτελείται από αργιλικά υλικά με προσμίξεις ιλύος και άμμου, τα οποία προέρχονται από δανειοθάλαμους (Μαραγκός, 1997). Επίσης, έχουν πολλές φορές χρησιμοποιηθεί επιτυχώς σαν υλικά πυρήνα ιζηματογενή πετρώματα όπως η άργιλος, η ιλύς και ο αργιλικός σχιστόλιθος, τα οποία αποτίθενται σε υγρό περιβάλλον και συνήθως έχουν παραχθεί από διάβρωση άλλων πετρωμάτων. Σαν υλικά πυρήνα μπορούν ακόμα να χρησιμοποιηθούν και οι λατερίτες, οι οποίοι τις περισσότερες φορές είναι συμπιεσμένοι, παρότι συχνά έχουν υψηλή αλλά φτωχά καθορισμένη περιεκτικότητα σε ύδωρ (Fell et al., 1992).

Γενικά, το συχνότερα χρησιμοποιούμενο υλικό για την κατασκευή του πυρήνα ενός χωμάτινου φράγματος είναι η άργιλος, γι' αυτό και αναλύεται διεξοδικότερα. Έτσι λοιπόν, η άργιλος είναι κλαστικό ίζημα και χαρακτηρίζεται από μεγάλη πλαστικότητα, στερεοποιείται και σκληραίνει μετά από υψηλή θέρμανση (Τσιραμπίδης, 1999) και έχει συντελεστή περατότητας $k = 10^{-8} - 10^{-10}$ (Σούλιος, 1996). Η χρήση αργιλικών υλικών στον πυρήνα έχουν ως στόχο την ύπαρξη στεγανότητας ενώ τα αδρομερέστερα υλικά τη μείωση της πλαστικότητας του αργιλικού πυρήνα. Η τιμή του συντελεστή διαπερατότητας του πυρήνα είναι της τάξης του 10^{-7} μέχρι 10^{-9} cm/sec, ενώ η διατμητική του αντοχή είναι συνήθως χαμηλή λόγω της λεπτόκοκκης φάσης. Σχετικά με το πάχος του πυρήνα, αυτό εξαρτάται από την τιμή του συντελεστή διαπερατότητας και από το μέγιστο υδραυλικό φορτίο και μπορεί να κυμαίνεται από το 1/10 έως το 1/2 του υδραυλικού φορτίου. Η συνοχή του υλικού του πυρήνα επιτρέπει κλίσεις πολύ μεγαλύτερες από αυτές του σώματος στήριξης. Για το υλικό του πυρήνα πραγματοποιείται εργαστηριακός έλεγχος και κατασκευάζεται δοκιμαστικό πεδίο συμπίκνωσης (Μαραγκός, 1997).

Συνήθως, ο μέγιστος κόκκος βραχώδους τεμαχίου στο αργιλικό υλικό είναι 75 έως 125 mm. Αναφορικά με την κοκκομετρία του υλικού από το οποίο αποτελείται ο πυρήνας αυτή καθορίζεται από ένα ελάχιστο ποσοστό λεπτόκοκκων

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

συνήθως (0,075mm) πάνω από 25%. Είναι χρήσιμο να γίνεται έλεγχος κοκκομετρικής διαβάθμισης σε εκσκαπτόμενο υλικό από το αποπερατωμένο ανάχωμα ώστε να ελέγχεται εάν η διαδικασία εξόρυξης, μεταφοράς, διάστρωσης και συμπύκνωσης παράγει αποδεκτής κοκκομετρίας υλικό. Συνήθως καθορίζεται και ποσοστό κάτω από 4,75 mm (π.χ. 50%). Επιπλέον, πρέπει να γίνεται έλεγχος των ορίων Atterberg για τον καθορισμό ενός ελάχιστου ορίου του δείκτη πλαστικότητας (Θανόπουλος, 2002).

Επιπλέον, ιδιαίτερη σημασία έχει η συμπύκνωση που παρουσιάζει το αργιλικό υλικό του πυρήνα, γιατί όσο περισσότερο συμπυκνωμένο είναι τόσο μειώνεται η υδροπερατότητα του, η συμπιεστότητα και οι καθιζήσεις που μπορεί να υποστεί, ενώ αντίθετα αυξάνεται η διατμητική αντοχή και η φέρουσα ικανότητα του φράγματος.

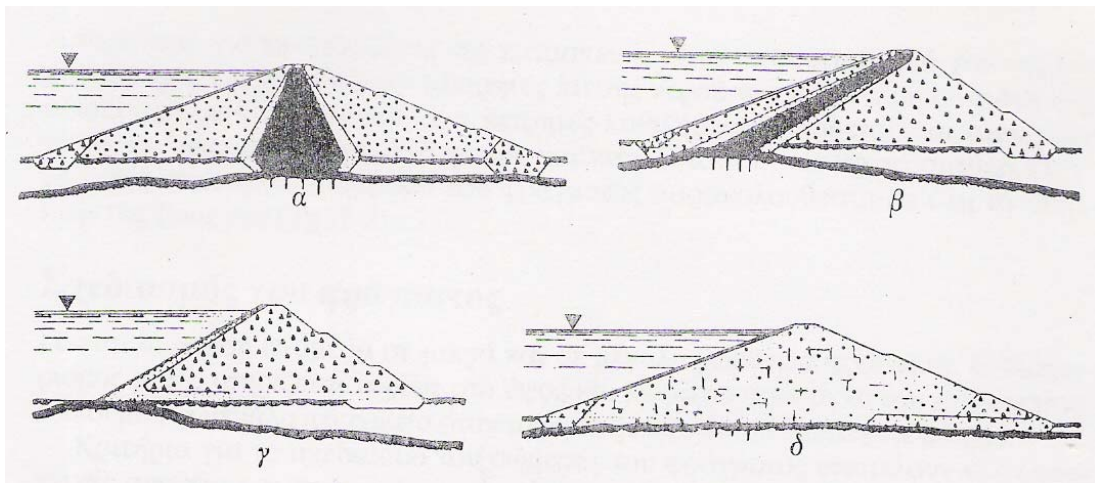
3.2.3 Σώμα στήριξης του φράγματος

Κάθε χωμάτινο φράγμα αποτελείται από ένα σώμα στήριξης το οποίο αποτελούν δύο εξωτερικές διαπερατές ζώνες (Σχήμα 3.1). Αυτές αποτελούνται από αμμοχάλικα οποιασδήποτε κοκκομετρικής σύνθεσης με προσμίξεις συνεκτικών υλικών. Τα υλικά του σώματος στήριξης λαμβάνονται από εδάφη που υπάρχουν σε απόσταση μικρότερη των 10 km. Επίσης, η διατμητική τους αντοχή θα πρέπει να είναι υψηλή.

Κριτήριο για το σχεδιασμό του σώματος του φράγματος αποτελούν οι γεωτεχνικές συνθήκες, η σεισμικότητα της περιοχής και οι μηχανικές παράμετροι των διαθέσιμων στην περιοχή υλικών κατασκευής του φράγματος. Οι συνθήκες υπεδάφους και τα δίκτυα ροής κάτω και μέσα από το φράγμα είναι οι παράμετροι οι οποίες καθορίζουν τον τρόπο θεμελίωσης και αναχαίτισης των υπόγειων διαφυγών καθώς και τη διάταξη των φίλτρων στο κατάντη σώμα στήριξης. Χαμηλή σεισμικότητα και καλές παράμετροι αντοχής των υλικών κατασκευής επιτρέπουν μεγαλύτερες κλίσεις πρανών ενώ μικρή διαπερατότητα απαιτεί μείωση του πάχους του πυρήνα. Ένα καλά σχεδιασμένο φράγμα θα αντανakλά λοιπόν τις τοπικές συνθήκες (Μαραγκός, 1997).

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

Ακόμη, για τα υλικά του σώματος στήριξης γίνεται εργαστηριακός έλεγχος των παραμέτρων της διατμητικής αντοχής, της συμπιεστότητας, της διαπερατότητας και της βέλτιστης υγρασίας καθ' όλη τη διάρκεια της κατασκευής του σώματος στήριξης. Στα μεγάλα φράγματα λαμβάνει χώρα κοντά στη θέση του έργου δοκιμαστικό πεδίο συμπύκνωσης. Με αυτό καθορίζεται ο τρόπος συμπύκνωσης, η βέλτιστη υγρασία και η περατότητα του σώματος στήριξης. Οι κλίσεις των πρανών καθορίζονται από αναλύσεις ευστάθειας και κυμαίνονται από $\frac{1}{2}$ μέχρι $\frac{1}{4}$. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι γενικές αρχές σχεδιασμού του σώματος του φράγματος (Μαραγκός, 1997).



Σχήμα 3.1 Τυπικές διατομές χωμάτινων φραγμάτων: α) φράγμα με κεντρικό, κατακόρυφο πυρήνα, β) φράγμα με κεκλιμένη διάταξη πυρήνα, γ) φράγμα με υδατοστεγή επιφανειακή επίστρωση, δ) φράγμα ενιαίας διατομής (Neumann, 1964 – Πηγή: Μαραγκός, 1997)

3.2.4 Μεταβατικές ζώνες

Ένα ακόμα σημαντικό τμήμα ενός χωμάτινου φράγματος είναι οι μεταβατικές ζώνες. Αυτές αποτελούνται από διαβαθμισμένο υλικό, παρεμβάλλονται μεταξύ του πυρήνα και των εξωτερικών ζωνών και έχουν ως σκοπό να επουλώσουν τις ρηγματώσεις του πυρήνα που προέρχονται από διαφορικές καθιζήσεις.

Η ανάντη μεταβατική ζώνη χαρακτηρίζεται από διαβάθμιση που επιτρέπει τη διέλευση λεπτόκοκκων συστατικών. Αντίθετα, η κατάντη μεταβατική ζώνη χαρακτηρίζεται από διαβάθμιση που εμποδίζει τη διέλευση των συστατικών αυτών.

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

Με τον τρόπο αυτόν επιτυγχάνεται η πλήρωση του ανοίγματος της ρηγματώσης. Το πάχος των μεταβατικών ζωνών μπορεί να φθάνει έως και τα 3 m (Μαραγκός, 1997).

3.2.5 Ζώνες φίλτρων

3.2.5.1 Σκοπός κατασκευής των φίλτρων και προδιαγραφές που ακολουθούνται για τη διαβάθμιση τους

Ένα σημαντικό τμήμα για την προστασία κάθε χωμάτινου φράγματος είναι τα φίλτρα. Αυτά τοποθετούνται στο κατάντη σώμα στήριξης και αποσκοπούν στην εξασφάλιση της κατασκευής από φαινόμενα υδραυλικής θράυσης ή διάβρωσης που θα μπορούσαν να συμβούν τόσο κατά μήκος της βάσης ή στο σώμα του φράγματος όσο και στο έδαφος θεμελίωσης ή ακόμα του φράγματος (Μαραγκός, 1997). Τα φίλτρα αποτελούνται από αρκετά διαπερατά υλικά μαζί με αρκετά λεπτόκοκκα, μικρότερα από 5 mm, ο ρόλος των οποίων είναι ο έλεγχος του δικτύου ροής στο φράγμα (μηδενισμός της πίεσης των πόρων) και θεραπεία των υπάρχοντων ρηγματώσεων του πυρήνα με το μπλοκάρισμα των ρωγμών. Οι πολλαπλές και σωστά σχεδιασμένες ζώνες φίλτρου κατάντη του πυρήνα καθώς και η εξασφάλιση αργιλικού υλικού σχετικά υψηλής πλαστικότητας για τη ζώνη του πυρήνα είναι δύο πολύ σημαντικές προϋποθέσεις έναντι πιθανής συγκέντρωσης ροής σε ρηγματωμένη ζώνη αργίλου (Θανόπουλος, 2002).

Γενικά, ως υλικά για ζώνες φίλτρων χρησιμοποιούνται χονδρόκοκκα εδάφη μεγάλης διαπερατότητας. Συνήθως χρησιμοποιούνται φυσικά διαβαθμισμένες άμμοι χαλίκια και κορήματα (Χρηστάρας, 2002). Επίσης, υλικά που μπορούν να χρησιμοποιηθούν σαν ζώνες φίλτρων είναι τα γρανιτικά πετρώματα και τα ηφαιστειακά πετρώματα που κυμαίνονται από βασάλτη, ανδεσίτη έως και ρυόλιθο. Ωστόσο πρέπει να αναφερθεί πως συχνά ο βασάλτης και ο ανδεσίτης παρουσιάζουν ορισμένες αλλαγές που τα καθιστούν ακατάλληλα για φίλτρα (Fell et al., 1992).

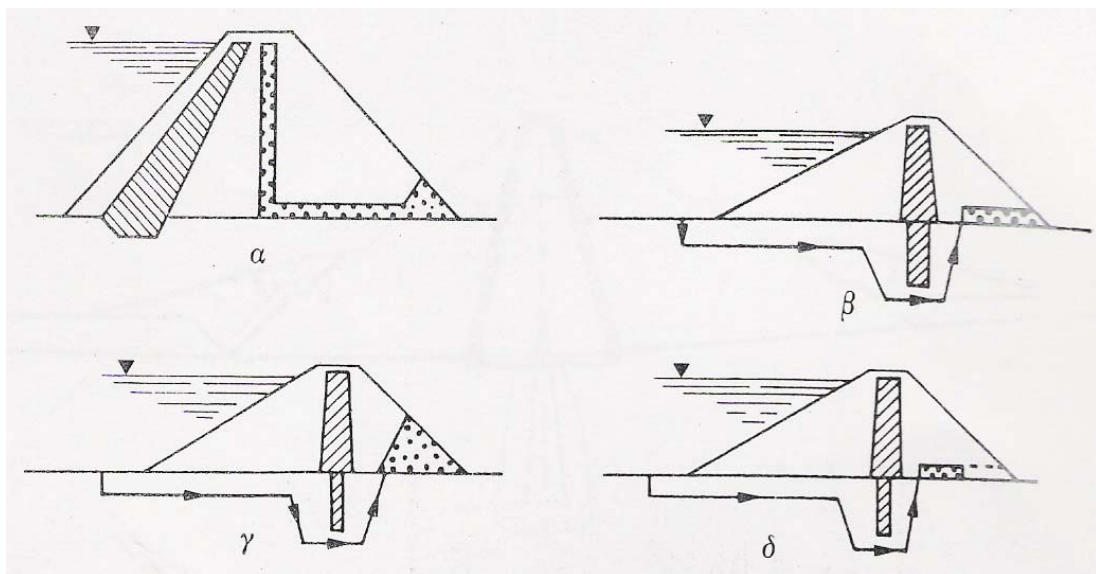
Η τοποθέτηση των φίλτρων αποσκοπεί (Μαραγκός, 1997):

1. Στο μηδενισμό των υπόγειων ροών και συνεπώς των δυνάμεων διήθησης στα τμήματα που βρίσκονται κατάντη των φίλτρων.
2. Στην ταπείνωση της ελεύθερης επιφάνειας του νερού στο κατάντη σώμα στήριξης.

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

3. Στην αποτροπή της ανάπτυξης φαινομένων διασωλήνωσης.
Εδώ πρέπει να αναφερθεί ότι για τον λόγο αυτό, τα φίλτρα διαβαθμίζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να παρεμποδίζουν την απομάκρυνση λεπτόκοκκων συστατικών, τα οποία αλλιώς θα παρασύρονταν από το νερό.
4. Στην εκτόνωση του υδραυλικού φορτίου με την κατασκευή στην κατάντη περιοχή θεμελίωσης φρεάτων τα οποία γεμίζονται με υλικά φίλτρων.

Στο σχήμα 3.2 δίνονται οι διατάξεις φίλτρων στο κατάντη σώμα στήριξης. Σ' αυτό η θέση του φίλτρου στην πρώτη περίπτωση (Σχήμα 3.2α) αποσκοπεί στην απότομη ταπείνωση της ελεύθερης επιφάνειας του νερού. Η διάταξη των φίλτρων στη βάση υπό μορφή συνεχούς λωρίδας (Σχήμα 3.2β) ή υπό μορφή τάπητα (Σχήμα 3.2 α) ή στον πόδα του φράγματος (Σχήμα 3.2γ) αποσκοπεί στην εξασφάλιση της κατασκευής από τα φαινόμενα υδραυλικής θραύσης και διασωλήνωσης.



Σχήμα 3.2 Διατάξεις φίλτρων στο κατάντη σώμα στήριξης (Βαλαλάς, 1984 - Πηγή: Μαραγκός, 1997)

Για τον ακριβή προσδιορισμό ενός φίλτρου, θα πρέπει η κοκκομετρική διαβάθμιση του φίλτρου να βρίσκεται σε συμφωνία με την κοκκομετρική καμπύλη του αποστραγγιζόμενου εδάφους. Επιπλέον, το ποσοστό των λεπτόκοκκων υλικών δεν πρέπει να υπερβαίνει το 5%, ενώ η μέγιστη διάμετρος των υλικών του φίλτρου πρέπει να είναι μικρότερη από 7,5 cm (Χρηστάρας, 2002).

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

Στην πράξη χρησιμοποιείται συχνά το φίλτρο Terzaghi, το οποίο πληροί δύο απαιτήσεις, τη διάβρωση και τη διαπερατότητα, και το οποίο συγχρόνως διαβαθμίζεται ομοιόμορφα ($U \leq 2$). Επίσης, η κοκκομετρική του καμπύλη ακολουθεί πορεία παράλληλη μ' αυτή του εδάφους που φιλτράρεται.

Για το σχηματισμό του φίλτρου θα πρέπει να ισχύουν:

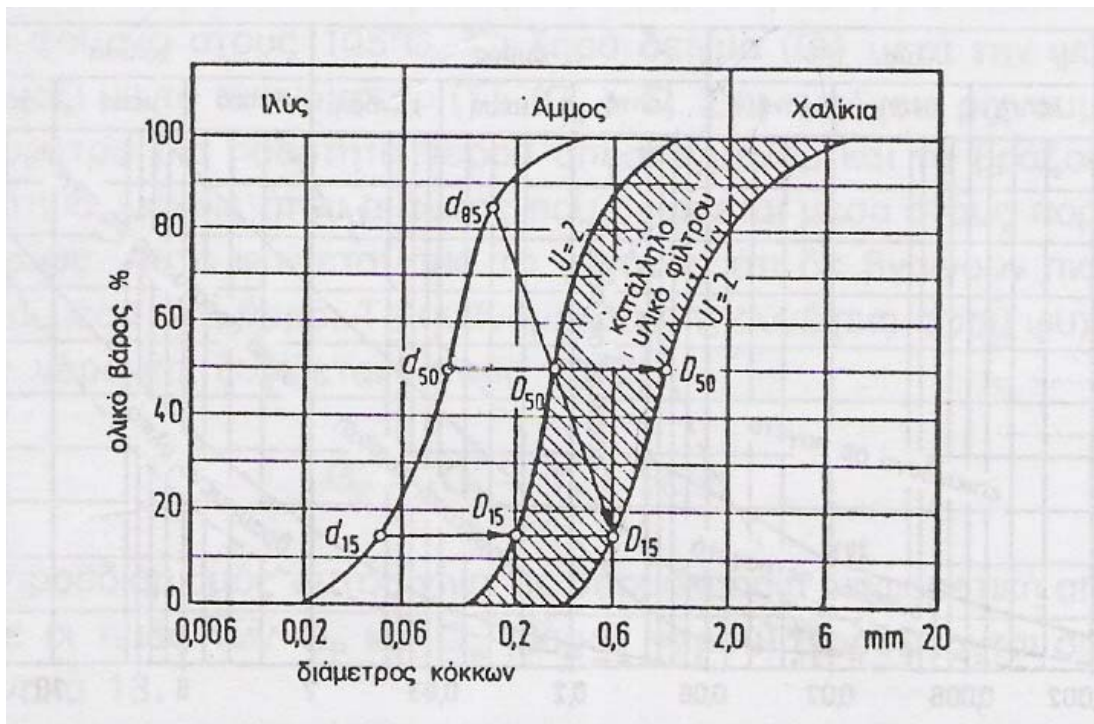
$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 < \frac{D_{15}}{d_{15}} \quad \text{και} \quad U \leq 2$$

όπου:

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \quad (\text{ασφάλεια απέναντι σε διάβρωση})$$

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 4 \quad (\text{ασφάλεια απέναντι σε διαπερατότητα})$$

Τα στοιχεία D_{15} , d_{15} , d_{85} φαίνονται στο Σχήμα 3.3. Η D_{15} αντιστοιχεί στο φίλτρο, ενώ οι d_{15} και d_{85} στο έδαφος που φιλτράρεται.



Σχήμα 3.3 Προσδιορισμός του φίλτρου Terzaghi (Prinz, 1982 – Πηγή: Δημόπουλος, 1986)

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

Τα υλικά που χρησιμοποιούνται σαν φίλτρα μπορούν να ληφθούν από δανειοθαλάμους, λατομεία ακόμα και από περιοχές που βρίσκονται μακριά από τη θέση κατασκευής του φράγματος και γι' αυτό το λόγο απαιτείται η μεταφορά τους. Η τελευταία περίπτωση συνήθως αποφεύγεται εξαιτίας του μεγάλου κόστους μεταφοράς των υλικών. Η επεξεργασία που απαιτείται πριν τη χρήση τους σαν φίλτρα είναι το κοσκίνισμα, το πλύσιμο και η ανάμιξή τους για την επίτευξη της προδιαγραφόμενης κοκκομετρίας (Θανόπουλος, 2002).

3.2.5.2 Χρήση γεωϋφασμάτων σαν φίλτρα σε χωμάτινα φράγματα.

Μία εναλλακτική λύση για χρήση φίλτρων σε χωμάτινες κατασκευές και συγκεκριμένα σε φράγματα είναι η χρήση γεωϋφασμάτων που προέρχονται από υλικά όπως ο πολυεστέρας, το πολυπροπάνιο και το νάιλον. Συνήθως χρησιμοποιούνται ως φίλτρα μη υφασμένα γεωϋφάσματα. Τα χαρακτηριστικά αυτών είναι το ισοδύναμο μέγεθος κόκκου που καθορίζεται από διαδικασία κοσκίνισματος μονόκοκκου υλικού, (σφαίρες) το οποίο διέρχεται σε ποσοστό 5% από το γεωϋφασμα και συμβολίζεται ως O_{95} . Επίσης, η διαπερατότητά του επηρεάζεται από τις ασκούμενες πιέσεις και μειώνεται από τη μετανάστευση του λεπτόκοκκου υλικού. Σε περιπτώσεις χρήσης τέτοιων υλικών πρέπει να λαμβάνονται ακόμη υπόψη η γήρανση και η μείωση της διαπερατότητάς τους (Θανόπουλος, 2002).

3.2.6 Λιθορριπή προστασίας

Συμπληρωματικό στοιχείο ενός χωμάτινου φράγματος, είναι η λιθορριπή προστασίας, η οποία αποτελείται από ευμεγέθη τεμάχια βράχων δηλαδή ογκόλιθους απόσβεσης κυματισμού που ονομάζονται *rip-rap* και τοποθετούνται στην ανάντη πλευρά της κατασκευής. Αυτά προστατεύουν το φράγμα από διάβρωση που μπορεί να προκληθεί από τη δράση των κυμάτων ή αλλιώς από τη δράση των ρευμάτων του ποταμού (U.S.D.O.I., 1987). Ένας ακόμα ρόλος της λιθορριπής είναι να υποστηρίξει ομοιόμορφα την πλάκα σκυροδέματος με την ελάχιστη δυνατή παραμόρφωση κάτω από την επίδραση του ιδίου βάρους και του υδροστατικού φορτίου.

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

Το μέγεθος των μετακινήσεων, που είναι και η αιτία των διαρροών από την πλάκα σκυροδέματος, είναι συνάρτηση του ύψους του φράγματος και του συντελεστή παραμορφωσιμότητας της λιθορριπής. Οι μετακινήσεις που δέχεται η πλάκα σκυροδέματος, μετρημένες από το αρχικό επίπεδό της είναι αντιστρόφως ανάλογες του μέτρου παραμορφωσιμότητας της λιθορροπής, ενώ για σταθερό μέτρο παραμορφωσιμότητας είναι ανάλογες του τετραγώνου του ύψους του φράγματος (Θανόπουλος, 2002).

Τα υλικά που πρόκειται να χρησιμοποιηθούν σαν λιθορριπή πρέπει να είναι διαπερατά, μη διαβρώσιμα και λίγα μόνο από αυτά επιτρέπεται να είναι λεπτόκοκκα (Θανόπουλος, 2002). Επίσης, τα υλικά που θα αποτελούν τα rip-rap πρέπει να είναι καλά διαβαθμισμένα και μη συμπιεσμένα. Η τοποθέτησή τους πρέπει να γίνεται έτσι ώστε τα μεγαλύτερα τεμάχια να είναι ομοιόμορφα διανεμημένα και τα μικρότερα να γεμίζουν τα κενά που δημιουργούνται ανάμεσα σ' αυτά, έτσι ώστε τελικά να σχηματίζονται μεγάλου πάχους ομοιόμορφα στρώματα συγκεκριμένης πυκνότητας (U.S.D.O.I., 1987).

Ο διαχωρισμός των τεμαχίων γίνεται σκόπιμα ανάλογα με το μέγεθος τους, με άδειασμα του υλικού και διεύρυνσή του. Ο πρώτος διαχωρισμός γίνεται κατά την απόρριψη του υλικού και ο δεύτερος κατά τη διάστρωσή του. Γενικά, είναι επιθυμητό οι επιφάνειες των υποκειμένων στρωμάτων να είναι όσο το δυνατό πιο ομαλές. Τα μεγάλα τεμάχια τείνουν να εφάπτονται στις ομαλές επιφάνειες με την επίπεδη πλευρά τους. Εξαιτίας αυτής της τοποθέτησης η οριζόντια διαπερατότητα των στρωμάτων είναι κατά πολύ μεγαλύτερη της κατακόρυφης διαπερατότητας. Επιπλέον, όπως αναφέρθηκε και παραπάνω προκύπτουν συγκεκριμένες τιμές πυκνότητας στα στρώματα της λιθορροπής. Συγκεκριμένα, εξαιτίας του διαχωρισμού που γίνεται σε κάθε στρώση, προκύπτουν διαφορετικές τιμές πυκνότητας στα διάφορα επίπεδα της ίδιας στρώσης της συμπυκνωμένης λιθορροπής, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.4.

Τα πετρώματα που αποτελούν συχνά μια υγιή λιθορριπή είναι εκρηξιγενή ή μεταμορφωμένα. Τα γρανιτικά πετρώματα εξαιτίας της ποικιλομορφίας που παρουσιάζουν όταν είναι αποσαθρωμένα μπορούν να χρησιμοποιηθούν γι' αυτό το σκοπό. Σαν λιθορροπή χρησιμοποιούνται σε αρκετά φράγματα ψαμμίτης και συγγενή του ιζηματογενή πετρώματα όπως οι αρκόζες, γραουβάκες και ιλύς (Fell et

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

al., 1992). Επίσης, συνήθως υγιή λιθορριπή αποτελούν οι ασβεστόλιθοι, τα μάρμαρα και γενικά τα ανθρακικά πετρώματα καθώς και οι ψαμμίτες που είναι ιζηματογενή πετρώματα, ενώ ο ιλυόλιθος, ο φλύσχης και η μολάσσα είναι εντελώς ακατάλληλα. Οι σχιστόλιθοι, οι φυλλίτες και οι γνεύσιοι δίνουν πολλά λεπτόκοκκα γι' αυτό πριν την χρήση τους σαν υλικό για λιθορριπή απαιτείται η επιλογή τους (Θανόπουλος, 2002).

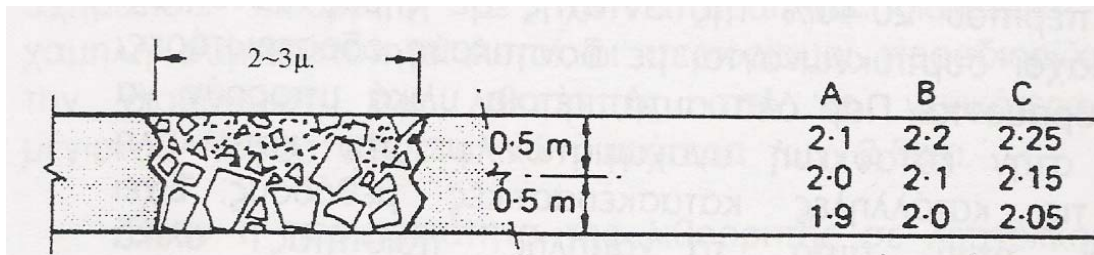
Μπορεί να γίνει εφικτή η χρήση λιγότερο διαπερατής λιθορριπής μόνο στην περίπτωση ενσωμάτωσης ζωνών στραγγιστηριών στα σώματα στήριξης του φράγματος.

Συχνά γίνεται προσθήκη νερού στη λιθορριπή βελτιώνοντας έτσι τα χαρακτηριστικά της και μειώνοντας την συμπίεστίότητά της. Ο κύριος λόγος της προσθήκης νερού είναι να αποκτήσει υγρασία η λιθορριπή και να μειωθεί η αντοχή σε θλίψη των τραχέων βραχωδών κομματιών. Αυτό αποσκοπεί στη μεγαλύτερη δυνατή συμπίκνωση κατά την διάρκεια της κατασκευής και συνεπώς στην ελαχιστοποίηση της καθίζησης μετά το πέρας της κατασκευής. Δεν υπάρχει ανάγκη ή πρόθεση να χρησιμοποιηθεί το νερό για να ξεπλυθούν τα λεπτόκοκκα υλικά μέσα στα κενά της λιθορριπής. Γι' αυτό το νερό δεν είναι απαραίτητο να διανέμεται με τρόπο που να εξασφαλίζει την ομοιόμορφη διαβροχή του υλικού πριν τη συμπίκνωση για να διατηρείται το πλεονέκτημα της υγρασίας κατά τη διάρκεια της κατασκευής (Θανόπουλος, 2002).

Η ποσότητα νερού που χρησιμοποιείται γενικά είναι 10-20% του όγκου της λιθορριπής. Σχεδόν για όλα τα πετρώματα ένα ποσοστό της τάξης του 10% (100lt ανά κυβικό μέτρο αναχώματος) είναι αρκετό. Γενικά, απαιτείται προσθήκη νερού αν η υδροαπορροφητικότητα του πετρώματος είναι μεγαλύτερη του 2,5%. Η διαβροχή του υλικού στα φορτηγά, μόλις πριν την εκφόρτωση είναι οικονομική μέθοδος και εξασφαλίζει ομοιόμορφη διαβροχή.

Η ποιότητα του πετρώματος της λιθορριπής καθορίζει μαζί με την ποιότητα του πετρώματος και τη σεισμικότητα της περιοχής την κλίση των πρανών. Ένα ανάχωμα με λιθορριπή από πέτρωμα μεγάλης αντοχής είναι σταθερό για κλίσεις της τάξης του 1.3:1 (οριζόντια απόσταση : κατακόρυφη απόσταση). Σε περιπτώσεις που η λιθορριπή αποτελείται από πέτρωμα χαμηλής αντοχής, επιλέγεται τέτοια κλίση ώστε να προκύπτει ικανοποιητικός συντελεστής ασφάλειας (Θανόπουλος, 2002).

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος



Σχήμα 3.4 Τιμές πυκνότητας στα διάφορα επίπεδα της ίδιας στρώσης της συμπακνωμένης λιθορροπής και συγκεκριμένα τιμές της στην κορυφή, στη μέση και στον πυθμένα (Θανόπουλος, 2002).

3.2.7 Στραγγιστήρια

Στα ανάντη πρανή για την προστασία τους τοποθετούνται, όπως αναφέρθηκε προηγουμένως ευμεγέθη τεμάχια βράχων, στην κατάντη τοποθετούνται στραγγιστήρια. Αυτά τοποθετούνται στο κατάντη τμήμα του στρώματος του φράγματος δηλαδή στην εξωτερική πλευρά και σαν στόχο έχουν την αποτροπή φαινομένων διάβρωσης που θα μπορούσαν να εκδηλωθούν τόσο στο σώμα του φράγματος όσο και στο έδαφος θεμελίωσης ή ακόμα και κατά μήκος της βάσης του φράγματος (Στειακάκης, 2004).

3.3 Γεωτεχνικοί παράγοντες

3.3.1 Γενικά για τη μηχανική συμπεριφορά των εδαφών

Η μηχανική συμπεριφορά ενός εδαφικού σχηματισμού αντιπροσωπεύει στην ουσία την "αντίδραση του" στην επίδραση εξωτερικών τάσεων. Οι τάσεις αυτές, μπορεί να είναι ορθές (κάθετες σε συγκεκριμένο επίπεδο) ή διατμητικές (κείνται επί του επιπέδου). Στην Εδαφομηχανική γενικά, οι συνήθεις ορθές τάσεις είναι οι θλιπτικές, επειδή τα εδάφη, σαν ασυνεχή μέσα, δεν μπορούν να αναλάβουν εφελκυστικές ορθές τάσεις.

Τα κύρια μηχανικά χαρακτηριστικά που καθορίζουν τη μηχανική συμπεριφορά ενός εδάφους είναι η διατμητική αντοχή του και η παραμόρφωση που αυτό υφίσταται. Τα χαρακτηριστικά αυτά καθορίζουν την αντοχή του εδάφους σε

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

αστοχία λόγω εξωτερικά επιβαλλόμενων φορτίων (π.χ. γεωστατικών τάσεων, από τεχνικά έργα κ.λπ.) καθώς επίσης και το μέγεθος των επιτρεπτών καθιζήσεων (υποχωρήσεων) που μπορεί αυτό να δεχτεί (Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002).

3.3.2 Γεωστατική τάση - Ενεργή τάση

Η κατακόρυφη γεωστατική τάση αντιπροσωπεύει την τάση που εφαρμόζεται σε ένα εδαφικό στοιχείο που βρίσκεται σε συγκεκριμένο βάθος (h) μέσα στο έδαφος. Η τάση αυτή οφείλεται προφανώς στην επίδραση του βάρους της στήλης εδάφους η οποία υπέρκειται του συγκεκριμένου εδαφικού στοιχείου (Σχήμα 3.5α). Η κατακόρυφη γεωστατική τάση (σ_v), δίνεται από τη σχέση:

$$\sigma_v = \rho \cdot g \cdot h$$

όπου: ρ η πυκνότητα του εδάφους και g επιτάχυνση της βαρύτητας.

Η παραπάνω σχέση γράφεται επίσης:

$$\sigma_v = \gamma_b \cdot H$$

όπου γ_b το φαινόμενο βάρος του εδάφους.

Η μετάδοση της σ_v στο θεωρούμενο σημείο γίνεται αποκλειστικά μέσω των σημείων επαφής των κόκκων του εδάφους.

Στην περίπτωση που υπάρχει υδροφόρος ορίζοντας σε βάθος h_1 (υψηλότερα από το θεωρούμενο εδαφικό στοιχείο) τότε η κατακόρυφη γεωστατική τάση, στη συγκεκριμένη περίπτωση η ενεργή γεωστατική τάση, δίνεται από τη σχέση (Σχήμα 3.5β) (Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002):

$$\sigma'_v = \gamma_b \cdot h_1 + (\gamma_b - \gamma_w) \cdot (h - h_1)$$

όπου γ_w το φαινόμενο βάρος του νερού ($\sim 10 \text{ kN/m}^3$).

Στην περίπτωση αυτή και αφού πρόκειται για κορεσμένο έδαφος η μετάδοση, τάσης στο επίπεδο αναφοράς γίνεται: α) μέσω των σημείων επαφής των κόκκων (σ'_v) και β) μέσω του νερού των πόρων (u).

Η ολική τάση σ_v είναι: $\sigma_v = u + \sigma'_v$

Η σχέση αυτή διατυπώθηκε για πρώτη φορά από τον Terzaghi γύρω στο 1920. Η παράμετρος σ'_v αντιπροσωπεύει την ενεργή τάση, δηλαδή το μέρος της ολικής τάσης που διαβιβάζεται μέσω του σκελετού (των κόκκων) του εδάφους, (Σχήμα

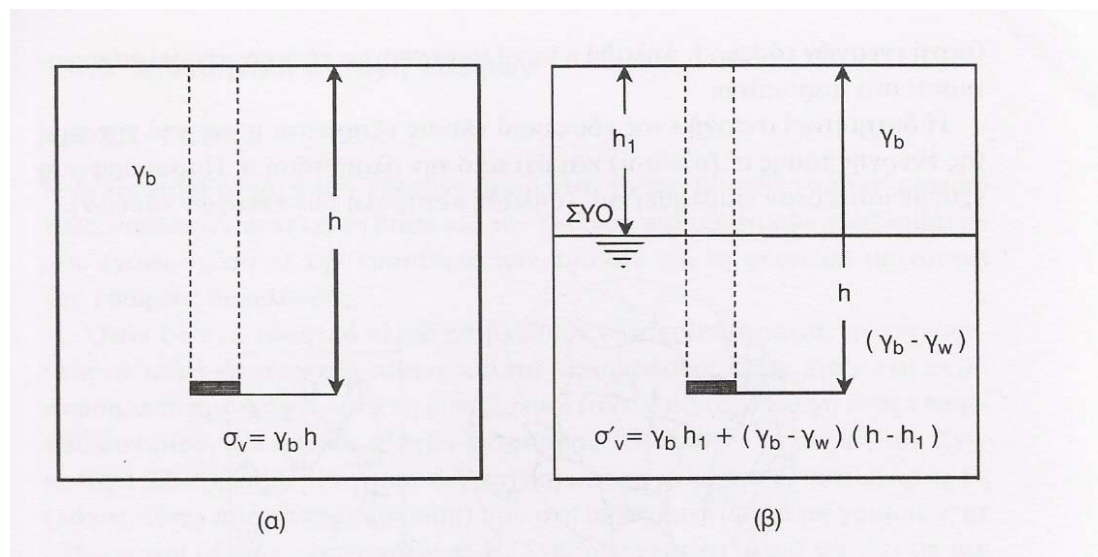
Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

3.6α,β). Η ενεργή τάση σ_v' δεν είναι πρακτικά εύκολο να μετρηθεί απευθείας αλλά υπολογίζεται από την παραπάνω σχέση έμμεσα, δηλαδή: $\sigma_v' = \sigma_v - u$ (η πίεση πόρων u είναι μετρήσιμη).

Η πίεση πόρων u επιδρά κάθετα στις επιφάνειες των κόκκων προς όλες διευθύνσεις και πρακτικά προκαλεί μόνο υδροστατική συμπίεση των κόκκων που πρακτικά θεωρείται μηδενική (3.6β). Επίσης, εξ ορισμού ρευστά δεν μπορούν να αναλάβουν και μεταδώσουν διατμητικές στατικές τάσεις (Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002).

Επομένως, σε κορεσμένα και μη εδάφη η μετάδοση όλων των τάσεων (γεωστατικών και εξωτερικά επιβαλλόμενων) γίνεται αποκλειστικά μέσω των σημείων επαφής των κόκκων και λαμβάνεται υπόψη μόνο η ενεργή τάση. Κάθε μεταβολή μιας μηχανικής παραμέτρου του εδάφους (παραμόρφωση, αντοχή κ.λ.π.) συνεπάγεται μεταβολή των ενεργών τάσεων και αντίστροφα (αρχή ενεργών τάσεων). Δηλαδή η αρχή των ενεργών τάσεων μπορεί να συνοψιστεί στα παρακάτω (Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002):

Η διατμητική αντοχή ενός εδαφικού υλικού εξαρτάται μόνο από την τιμή της ενεργής τάσης σ' ($\sigma' = \sigma - u$) και όχι από την ολική τάση σ . Παραμόρφωση παρατηρείται μόνο όταν επιβληθεί $\Delta\sigma'$ (δηλαδή μεταβολή ενεργών τάσεων).



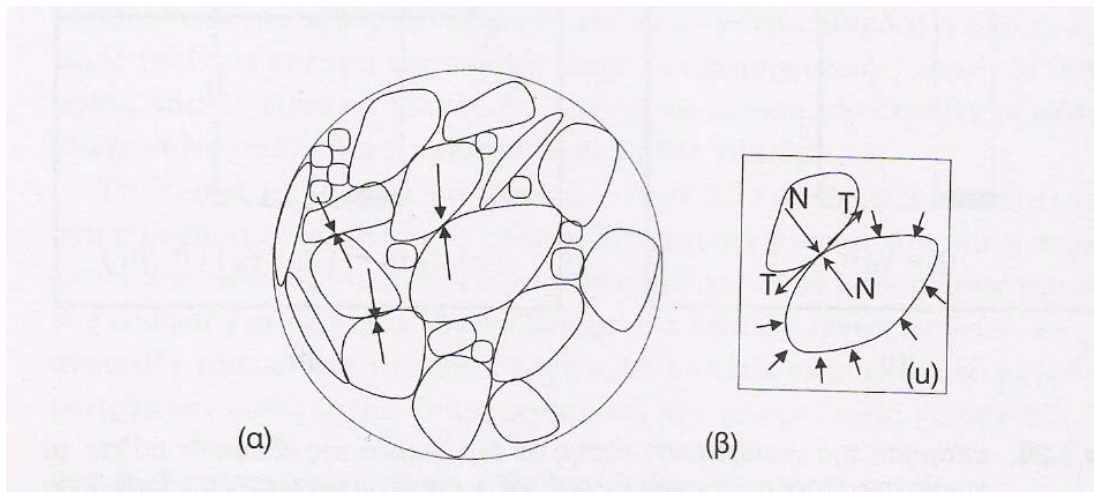
Σχήμα 3.5 Εκτίμηση της γεωστατικής τάσης σε ένα σημείο της εδαφικής μάζας,

α) χωρίς την ύπαρξη υδροφόρου ορίζοντα, και

β) με την ύπαρξη υδροφόρου ορίζοντα

(Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002)

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος



Σχήμα 3.6 Μετάδοση τάσεων μέσω του εδαφικού σκελετού (κόκκων).

- α) ενδεικτικό διάγραμμα των ενεργών τάσεων στα σημεία επαφής των κόκκων,
- β) σχηματική εικόνα μετάδοσης ενεργών τάσεων σε εδαφικό κόκκο και επίδραση της πίεσης των πόρων (u). Η ενεργή τάση (σ') έχει αντικατασταθεί από ορθή (N) και διατμητική τάση (T) (Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002).

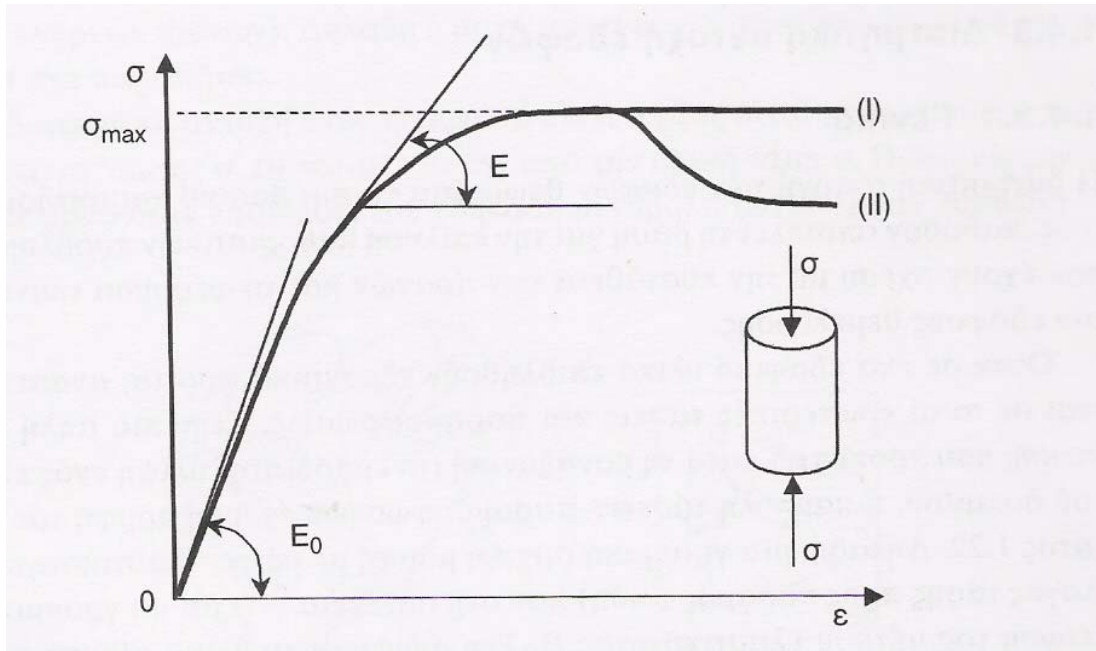
3.3.3 Διατμητική αντοχή εδαφών

Η διατμητική αντοχή των εδαφών θεωρείται το πιο βασικό χαρακτηριστικό τους επειδή αποτελεί τη βάση για την επίλυση προβλημάτων που έχουν σχέση με την ευστάθεια των πρανών, γι' αυτό και πρέπει να αναφερθεί εδώ.

Όταν σε ένα εδαφικό υλικό επιβληθούν εξωτερικά φορτία, αναπτύσσονται σε αυτό εσωτερικές τάσεις και παραμορφώσεις. Στην πιο απλή περίπτωση, που προκύπτει κατά τη μοναξονική (ανεμπόδιστη) θλίψη ενός εδαφικού δοκιμίου, η καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων έχει τη μορφή του Σχήματος 3.7. Δηλαδή, μία γραμμική αρχική μορφή με μέτρο ελαστικότητας E_0 (λόγος τάσης προς παραμόρφωση) που στη συνέχεια γίνεται μη γραμμική με μείωση του μέτρου ελαστικότητας E . Στη συνέχεια το υλικό φθάνει σε μια κατάσταση όπου, σταθερή (I) ή μειωμένη (II) τάση οδηγεί σε πολύ μεγάλες παραμορφώσεις. Η κατάσταση αυτή καλείται κατάσταση αστοχίας του εδαφικού υλικού και αντιπροσωπεύει προφανώς τη μέγιστη τάση που μπορεί αυτό να αναλάβει (Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002).

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

Στην παραπάνω απλή περίπτωση, αλλά κυρίως σε πιο σύνθετες περιπτώσεις (π.χ. επίδραση ενός θεμελίου στο έδαφος) παρατηρείται ότι υπάρχουν συνδυασμοί τάσεων που επιδρούν στο έδαφος και οδηγούν σε απεριόριστες παραμορφώσεις. Οι συνδυασμοί αυτοί καλούνται εντατικές καταστάσεις αστοχίας και είναι προφανές ότι πρέπει αυτές να εκφράζονται ως προς τις ενεργές τάσεις (αρχή ενεργών τάσεων).



Σχήμα 3.7 Σχέση τάσεων – παραμορφώσεων εδαφικού υλικού (Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002)

Η διατμητική αντοχή του εδαφικού υλικού αντιπροσωπεύει τη μέγιστη διατμητική αντίσταση η οποία αναπτύσσεται στο επίπεδο αστοχίας (ολίσθησης).

Στα εδαφικά υλικά, σε αντίθεση με τα τεχνικά υλικά, η εκτίμηση της διατμητικής αντοχής αποτελεί ένα σύνθετο πρόβλημα, καθόσον αυτή δεν μπορεί εύκολα να ερμηνευτεί με βάση κάποιες συγκεκριμένες ιδιότητες. Εξαρτάται από πολλούς παράγοντες που δύσκολα μπορούν να τυποποιηθούν και αν λάβουμε υπόψη ότι τα συνεκτικά εδάφη είναι υλικά με "μνήμη" των παλαιότερων επιδράσεων (φορτίσεων κ.λπ.), αυτό δυσχεραίνει περισσότερο την κατάσταση και την κάνει πιο σύνθετη και περίπλοκη (Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002).

Γενικά, η διατμητική αντοχή ενός εδάφους περιγράφεται και υπολογίζεται βάση δύο κύριες παραμέτρους, τη συνοχή και τη γωνία εσωτερικής τριβής.

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

α) Γωνία εσωτερικής τριβής

Αντιπροσωπεύει κυρίως την τριβή που αναπτύσσεται μεταξύ των κόκκων του εδάφους και μπορεί να εξηγηθεί σύμφωνα με το γνωστό από την κλασσική δυναμική ισοδύναμο. Τα επιβαλλόμενα φορτία σε ένα έδαφος αναλαμβάνονται από τον εδαφικό σκελετό και αναπτύσσονται ορθές και διατμητικές τάσεις μεταξύ των κόκκων. Εδώ πρέπει να τονιστεί ότι, λόγω ποικιλίας σχημάτων και μεγεθών των εδαφικών κόκκων, στις επαφές τους αναπτύσσονται ορθές και διατμητικές δυνάμεις ακόμα και στην περίπτωση που εξωτερικά επιβάλλεται μόνο ορθή δύναμη. Αποτέλεσμα των τάσεων αυτών είναι οι ολισθήσεις και μετακινήσεις των κόκκων. Στο Σχήμα 3.8 φαίνεται ενδεικτικά η επαφή μεταξύ δύο κόκκων ενός εδάφους (π.χ. μιας άμμου) και οι ορθές (N) και διατμητικές (T) δυνάμεις που ασκούνται σε αυτούς σαν αποτέλεσμα ενός εξωτερικά επιβαλλόμενου φορτίου. Για κάθε τιμή της ορθής δύναμης (N) ορίζεται η διατμητική αντοχή (T) στην επαφή, από τη σχέση (θεμελιώδης νόμος τριβής):

$$T = N \cdot \epsilon\phi_{\mu}$$

Ο συντελεστής ($\epsilon\phi_{\mu}$) είναι σταθερά, χαρακτηριστική του υλικού των κόκκων, που εξαρτάται από την «ομαλότητα» της επιφάνειας επαφής των κόκκων. Η γωνία ϕ_{μ} ονομάζεται γωνία τριβής των κόκκων. Η παραπάνω γωνία τριβής (ϕ_{μ}) θεωρητικά αναφέρεται αποκλειστικά στην αντίσταση τριβής μεταξύ των κόκκων του εδάφους. Η πραγματική όμως είναι αυξημένη επειδή υπεισέρχονται διάφοροι άλλοι παράγοντες που έχουν σχέση κυρίως με την «αλληλεμπλοκή» των κόκκων (Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002).

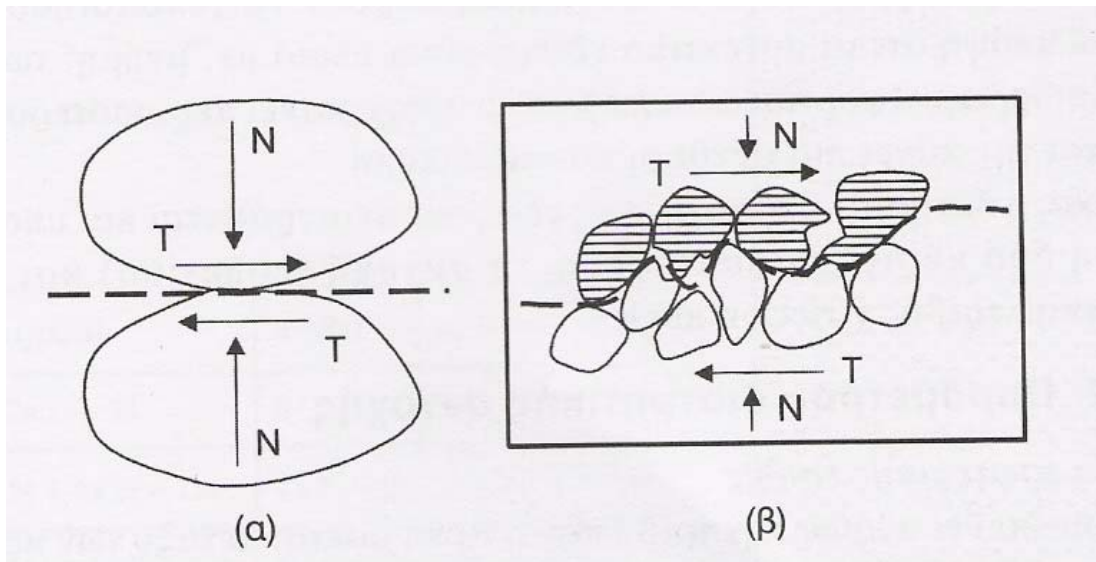
Ο πιο σημαντικός παράγοντας είναι η αντίσταση που αναπτύσσεται, ώστε να επιτραπεί η «διαστολή» (δηλαδή η διόγκωση) του εδαφικού υλικού που συνοδεύει τη διατμητική μετατόπιση κατά μήκος του επιπέδου ολίσθησης ή θραύσης (Σχήμα 3.8β). Εδώ καθοριστικός παράγοντας είναι η σχετική πυκνότητα (D_r) και το πορώδες (n) του κοκκώδους υλικού όπου μεγαλύτερη πυκνότητα δομής (δηλαδή D_r) σημαίνει μεγαλύτερη «διαστολή». Αντίθετα σε χαλαρά κοκκώδη υλικά παρατηρείται μείωση του όγκου (δηλαδή συμπίκνωση).

Άλλος παράγοντας είναι η αντίσταση που αναπτύσσεται από την απαιτούμενη ενέργεια για την επαναδιάταξη και επαναπροσανατολισμό των κόκκων

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

(κυρίως μετά από τη θραύση τους λόγω υψηλών ορθών τάσεων) (Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002).

Για τους παραπάνω κυρίως λόγους εξηγείται ότι η μετρούμενη γωνία τριβής (ϕ) ενός εδάφους με εργαστηριακές δοκιμές, είναι συνήθως μεγαλύτερη από τη γωνία τριβής των κόκκων (ϕ_μ).



Σχήμα 3.8 Δυνάμεις μεταξύ των κόκκων εδαφικού υλικού α) μεταξύ δύο κόκκων σε επαφή και β) κατά μήκος του επιπέδου θραύσης (Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002)

β) Συνοχή

Είναι δυνατό ένα κατακόρυφο όρυγμα σε ιλύες και αργίλους να παραμείνει σταθερό χωρίς υποστήριξη για αρκετό χρόνο, ενώ δεν συμβαίνει το ίδιο με την καθαρή και ξηρή άμμο που θα υποχωρήσει μέχρι να σχηματίσει ένα πρανές με γωνία ίση με αυτή της γωνίας εσωτερικής τριβής της. Επομένως, στις ιλύες και αργίλους κάποια άλλη παράμετρος συμβάλει στην ανάπτυξη της διατμητικής αντοχής. Η παράμετρος αυτή είναι η συνοχή που δημιουργείται από την αμοιβαία έλξη (δηλαδή των ηλεκτροχημικών δυνάμεων) μεταξύ των λεπτομερών τεμαχιδίων (πλακιδίων) των αργιλικών ορυκτών και των προσροφημένων διπλών στρώσεων.

Η συνοχή εξαρτάται προφανώς από την κοκκομετρική διαβάθμιση του υλικού. Τα συνεκτικά εδάφη έχουν σημαντικό ποσοστό λεπτομερών, τα τεμαχίδια αυτών έλκονται μεταξύ τους, ιδιαίτερα όταν μεταξύ αυτών ένα μεγάλο ποσοστό αντιπροσωπεύει αργιλικά ορυκτά. Διαφορετικά, εδάφη χωρίς σημαντικό ποσοστό

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

λεπτομερών (δηλαδή κοκκώδη - μη συνεκτικά) μπορεί να δείχνουν κάποια συγκόλληση όταν είναι διαβρεγμένα αλλά αποσυντίθενται σε ανεξάρτητους κόκκους ή τεμάχια με την ξήρανση (Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002).

Φαίνεται λοιπόν ότι η αντίσταση σε διάτμηση ενός εδάφους αποδίδεται γενικά στην εσωτερική τριβή και συνοχή. Η πρώτη οφείλεται στην αλληλεμπλοκή των κόκκων και η δεύτερη στις δυνάμεις που συγκρατούν τους κόκκους μαζί στην εδαφική μάζα. Για ένα καθαρά συνεκτικό έδαφος (π.χ. άργιλος) μπορούμε αδρά να υποθέσουμε ότι έχει γωνία εσωτερικής τριβής μηδενική (αλλά προφανώς συνοχή), ενώ αντίθετα ένα κοκκώδες (π.χ άμμος) μηδενική συνοχή (αλλά γωνία τριβής).

3.3.4 Εκτίμηση παραμέτρων διατμητικής αντοχής εδαφών

Η διατμητική αντοχή των συνεκτικών εδαφών εξαρτάται από τις ενεργές τάσεις, την προϊστορία των φορτίσεων, το πεδίο των τάσεων, την ταχύτητα μεταβολής της εντατικής κατάστασης κ.λ.π. Αυτά, σε συνδυασμό με τα γεωτεχνικά προβλήματα που αντιμετωπίζονται κάθε φορά οριοθετούν και τις συνθήκες κάτω από τις οποίες θα εκτελεστούν οι εργαστηριακές δοκιμές, ώστε αυτές να ανταποκρίνονται όσο το δυνατόν περισσότερο στην πραγματικότητα.

Στα συνεκτικά εδαφικά υλικά (άργιλος, αργλική ιλύς) που παρουσιάζουν μικρή υδροπερατότητα, η μεταβολή της εντατικής κατάστασης (π.χ. τάση από θεμελίωση) συνεπάγεται μεταβολή της πίεσης των πόρων (ανάπτυξη υπερπίεσης) που απαιτεί κάποια χρονική παρέλευση για να εκτονωθεί. Επειδή το νερό των πόρων δεν μπορεί να αναλάβει διατμητικές τάσεις αυτές αναλαμβάνονται από τον εδαφικό σκελετό, δηλαδή η διατμητική αντοχή του εδάφους εξαρτάται από τις ενεργές τάσεις και μόνο. Οι αναπτυσσόμενες πιέσεις των πόρων έχουν επίσης μεγάλη σημασία και μάλιστα μπορεί να συμβεί μια κρίσιμη κατάσταση μέχρι την αποτόνωσή τους.

Η Εδαφομηχανική, με τρεις κυρίως καθορισμένους ακραίους συνδυασμούς των καταστάσεων στράγγισης ή προστερεοποίησης των εδαφικών δειγμάτων, προσεγγίζει όσο γίνεται την επίλυση των πραγματικών τεχνικών προβλημάτων. Οι καταστάσεις αυτές απεικονίζονται στο εργαστήριο με τις εξής δοκιμές τριαξονικής φόρτισης:

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

α. Δοκιμή χωρίς στερεοποίηση, χωρίς αποστράγγιση

Με τη δοκιμή αυτή απεικονίζονται οι συνθήκες των τάσεων κατά τη θραύση (εντατική κατάσταση αστοχίας) ενός κυλινδρικού δοκιμίου εδάφους, όπου αποκλείεται εντελώς η αποστράγγιση του νερού των πόρων κατά την τριαξονική φόρτιση. Συνήθως εδώ δεν μετρίεται η πίεση του νερού των πόρων, για όσο χρονικό διάστημα η δοκιμή είναι ταχεία, αν όμως κάτι τέτοιο είναι επιθυμητό, η διάρκεια της δοκιμής αυξάνει έτσι ώστε η πίεση των πόρων να είναι περίπου η ίδια σε όλο το ύψος του δοκιμίου (Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002).

Η δοκιμή αυτή εφαρμόζεται κυρίως σε κορεσμένα δοκίμια, δηλαδή σε εδάφη που βρίσκονται κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα. Αναφέρεται μόνο σε ολικές τάσεις και όχι ενεργές και προκύπτει περιβάλλουσα Mohr όπου εκτιμώνται $\phi_u=0$ και $\tau = c_u = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$, για κορεσμένα ομογενή αργιλικά εδάφη. Αναλύσεις του τύπου $\phi_u = 0$ αντιπροσωπεύουν συνθήκες στην πράξη κατά τις οποίες η επιβολή της φόρτισης είναι τόσο γρήγορη ώστε η υπερπίεση του νερού των πόρων που αναπτύσσεται δεν προλαβαίνει να αποτονωθεί και επίσης η στερεοποίηση του εδάφους θεωρείται μηδενική. Δηλαδή, γίνεται παραδοχή ότι η προϋπάρχουσα διατμητική αντοχή του εδάφους δεν επηρεάζεται από την πρόσθετη φόρτιση.

Η παράμετρος c_u ονομάζεται αστράγγιστη διατμητική αντοχή (αστράγγιστη συνοχή) του εδαφικού υλικού η οποία επίσης συμβολίζεται σαν S_u (Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002).

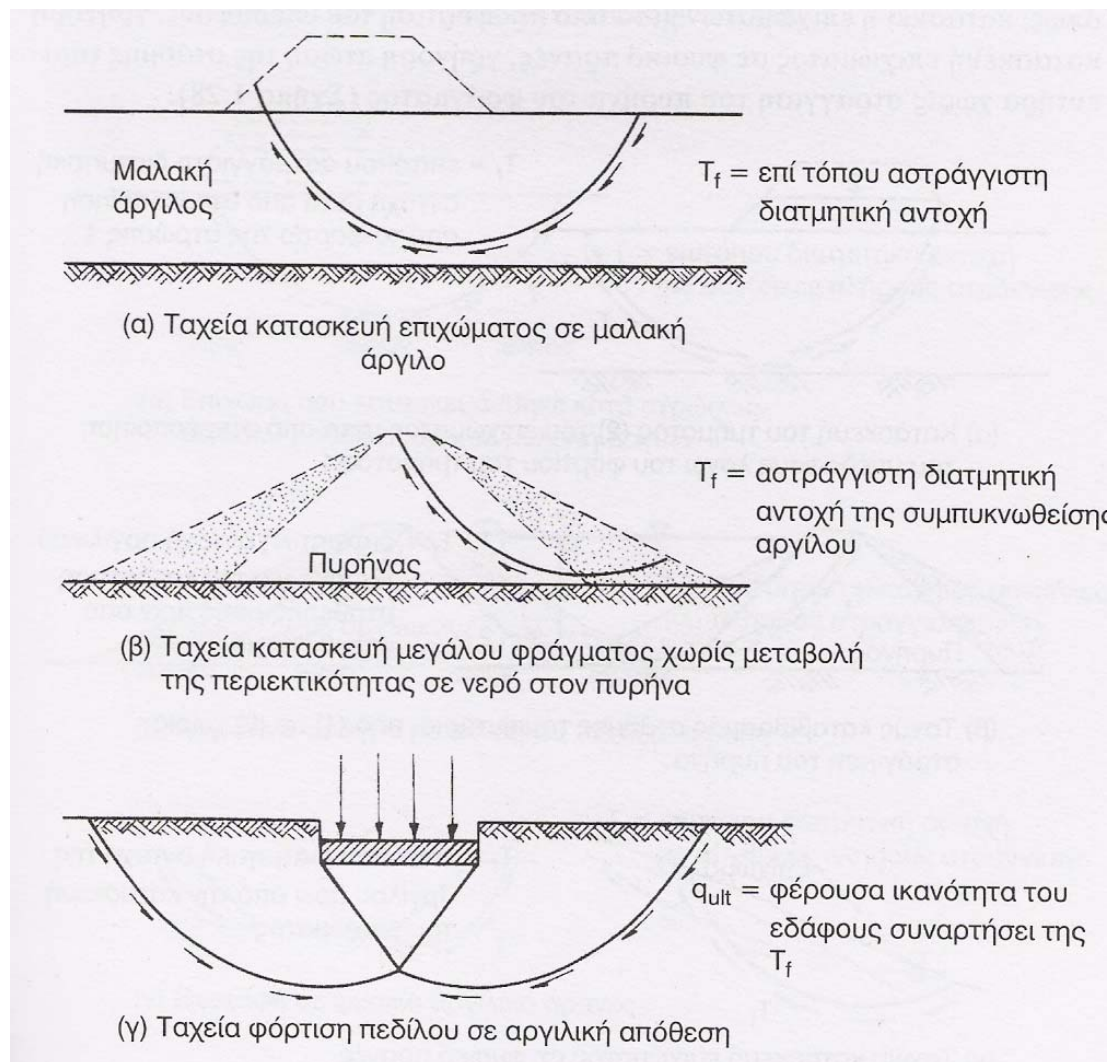
Στο Σχήμα 3.11 δίνεται η ανάλυση μιας δοκιμής χωρίς στερεοποίηση και χωρίς αποστράγγιση σε άργιλο.

β. Δοκιμή με προστερεοποίηση, χωρίς αποστράγγιση με μέτρηση της πίεσης του νερού των πόρων

Κατά τη δοκιμή αυτή απεικονίζονται οι συνθήκες των τάσεων σε προστερεοποιημένο κυλινδρικό δοκίμιο του εδάφους, όπου κατά την τριαξονική φόρτιση του δεν γίνεται αποστράγγιση του νερού των πόρων. Αποστράγγιση του δοκιμίου γίνεται κατά τη διάρκεια της στερεοποίησης, όπου έχουμε και αλλαγή του όγκου του (Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002).

Από τις δοκιμές αυτές προσδιορίζονται οι παράμετροι διατμητικής αντοχής τόσο σε αναφορά ολικών τάσεων όσο και ενεργών τάσεων. Οι παράμετροι αυτές

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

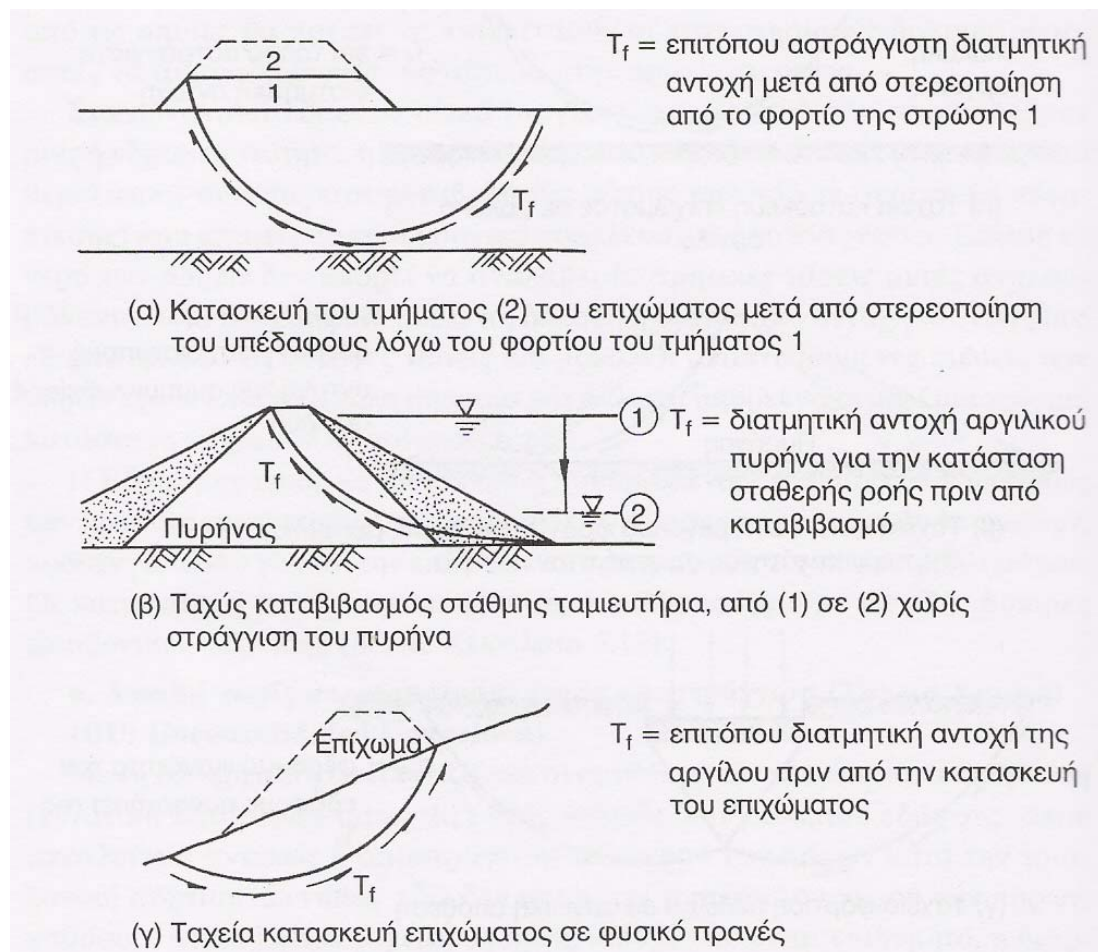


Σχήμα 3.11 Παράδειγμα ανάλυσης UU σε άργιλο (Ladd, 1971 - Πηγή: Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002)

χρησιμοποιούνται για γεωτεχνικά προβλήματα ευστάθειας όπου το έδαφος είναι αρχικά στερεοποιημένο, κάτω από μία αρχική εντατική κατάσταση και στη συνέχεια επιβάλλονται ταχύτατα επιπρόσθετες τάσεις που πρακτικά αποκλείεται η αποστράγγιση κατά την επιβολή τους.

Οι δοκιμές αυτές γίνονται για την ανάλυση γεωτεχνικών προβλημάτων όπως: κατασκευή επιχώματων μετά από προφόρτιση του υπεδάφους, γρήγορη κατασκευή επιχώματος σε φυσικό πρανές, γρήγορη πτώση της στάθμης ταμιευτήρα χωρίς στράγγιση του πυρήνα του φράγματος (Σχήμα 3.12) (Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002).

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος



Σχήμα 3.12 Παράδειγμα ανάλυσης σε άργιλο (Ladd, 1971 - Πηγή: Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002)

γ. Δοκιμή με προστερεοποίηση και με πλήρη αποστράγγιση

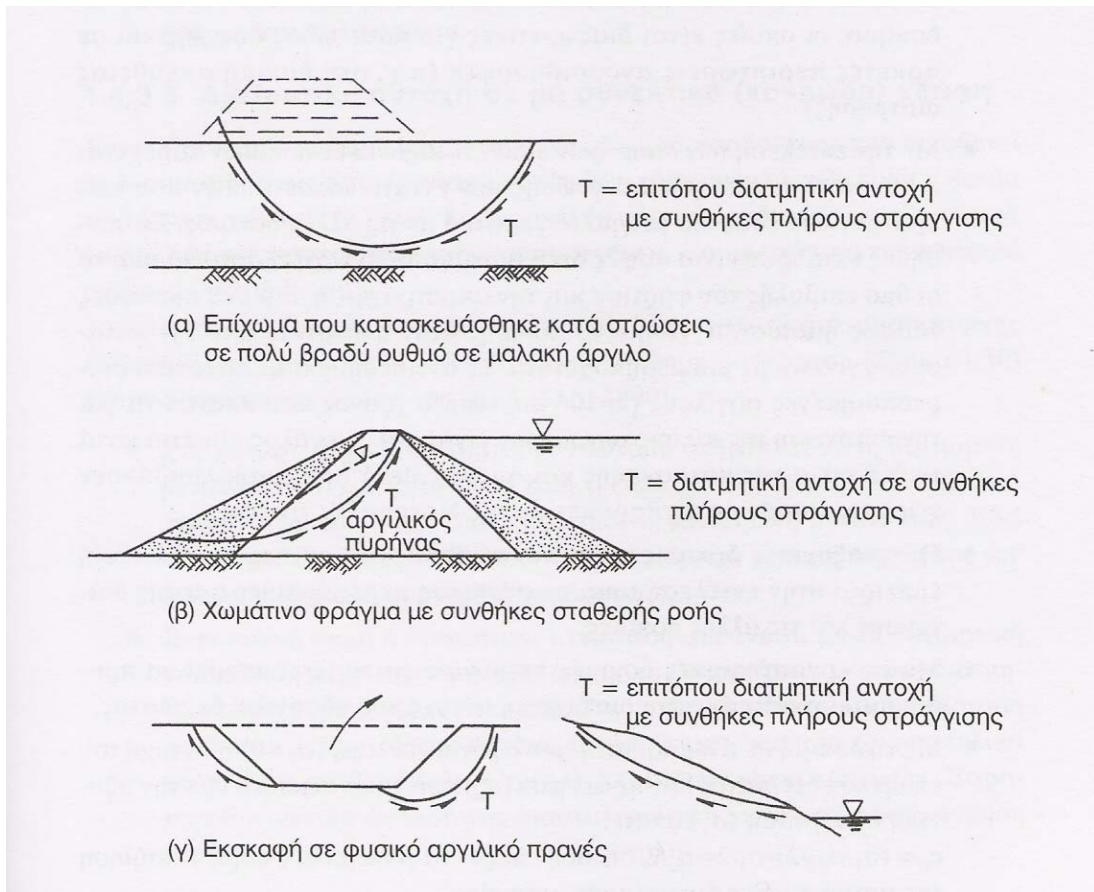
Με τη δοκιμή αυτή απεικονίζονται οι συνθήκες των τάσεων σε κυλινδρικό δοκίμιο εδάφους, όπου κατά την τριαξονική φόρτιση μετά από την στερεοποίηση, στο στάδιο της θραύσης, γίνεται αποστράγγιση του νερού των πόρων του δοκιμίου.

Οι δοκιμές αυτού του τύπου γίνονται για την αντιμετώπιση προβλημάτων όπως: επιχώματα που κατασκευάζονται πάνω σε μαλακή άργιλο με πολύ βραδύ ρυθμό, κατασκευή χωμάτινων φραγμάτων σε συνθήκες σταθερής ροής, εκσκαφή σε φυσικό αργιλικό πρανές κ.α. (Σχήμα 3.13).

Προσδιορίζονται μόνο οι ενεργές τάσεις και οι αντίστοιχες παράμετροι διατμητικής αντοχής c' και ϕ' στη θραύση. Επειδή οι δοκιμές αυτές είναι εξαιρετικά χρονοβόρες, για την επίλυση των αντίστοιχων γεωτεχνικών προβλημάτων στην πράξη,

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

εκτελούνται δοκιμές της με προστερεοποίηση, χωρίς αποστράγγιση με μέτρηση της πίεσης του νερού των πόρων εφόσον οι διαφορές των μετρούμενων παραμέτρων c' και ϕ' δεν είναι σημαντικές. Σημειώνονται οι γραμμές ροής $\Psi_1, \Psi_2, \Psi_3 \dots$ και οι ισοδυναμικές γραμμές $\Phi_1, \Phi_2, \Phi_3 \dots$ (Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002).



Σχήμα 3.13 Παράδειγμα ανάλυσης σε άργιλο (Ladd, 1971 - Πηγή: Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002)

3.3.5 Αστοχία εδαφικού υλικού

Η γενικότερη θεώρηση των συνθηκών των τάσεων που είναι δυνατό να επιβληθούν σε ένα εδαφικό στοιχείο ώστε να επέλθει αστοχία (θραύση) αυτού, οδηγεί στα παρακάτω συμπεράσματα (Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002):

- Η εφαρμογή μιας ολόπλευρης συμπίεσης δεν είναι δυνατόν να οδηγήσει σε μεγάλες και απότομες παραμορφώσεις και δεν μπορεί να προκαλέσει αστοχία.

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

- Η εφαρμογή εφελκυστικών τάσεων προκαλεί άμεση αστοχία σε κοκκώδες υλικό και εύκολη σε συνεκτικό. Έχει όμως ελάχιστη πρακτική σημασία, αφού στην πράξη (γεωτεχνικές εφαρμογές) υπάρχουν μόνο θλιπτικές τάσεις.
- Εντατικές καταστάσεις που προκαλούν σημαντικές διατμητικές τάσεις και παραμορφώσεις, δημιουργούν φαινόμενα αστοχίας. Τέτοιες είναι η ταυτόχρονη επίδραση ορθών αξονικών και πλευρικών τάσεων ή ακόμα διατμητικών που μπορούν να αναπαρασταθούν με την εκτέλεση τριαξονικών δοκιμών, δοκιμών απευθείας διάτμησης ή ακόμα και απλής διάτμησης.

Η απεικόνιση με των αντίστοιχων κύκλων του Mohr για κάθε εντατική κατάσταση τη στιγμή της αστοχίας του εδαφικού υλικού (δηλαδή σε διαφορετικούς κρίσιμους συνδυασμούς των σ_1 και σ_3) οδηγεί στη σχεδίαση της περιβάλλουσας Mohr, δηλαδή της ευθείας που εφάπτεται των κύκλων. Η φυσική σημασία της περιβάλλουσας είναι (Σχήμα3.9.α) (Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002):

- Οποιοσδήποτε κύκλος Mohr που βρίσκεται κάτω από την περιβάλλουσα, σημαίνει ευσταθή εντατική κατάσταση (εντατική κατάσταση προ της αστοχίας).
- Δεν είναι δυνατή μία εντατική κατάσταση της οποίας ο κύκλος Mohr τέμνει την περιβάλλουσα (ανέφικτη εντατική κατάσταση), δεδομένου ότι έχει ήδη γίνει αστοχία.

Ο κύκλος που εφάπτεται στην περιβάλλουσα αντιπροσωπεύει εντατική κατάσταση αστοχίας. Δηλαδή το σημείο επαφής Α αντιπροσωπεύει τον κρίσιμο συνδυασμό τάσεων (σ_A και τ_A) που σε επίπεδο με γωνία θ_{kp} . (ως προς το οριζόντιο επίπεδο) συμβαίνει αστοχία. Το επίπεδο αυτό είναι το επίπεδο αστοχίας (θραύσης) και παριστάνεται στον κύκλο Mohr με το επίπεδο ΑΑ'.

- Η περιβάλλουσα είναι της μορφής $\tau_A = f(\sigma_A)$ και η σχέση αυτή είναι κατά προσέγγιση ευθεία γραμμή η οποία για τα καθαρά κοκκώδη εδάφη διέρχεται από το Ο. Επομένως:

$$\tau_A = \sigma_A \cdot \tan \phi$$

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

όπου η σταθερή παράμετρος ϕ αντιπροσωπεύει τη γωνία τριβής του εδαφικού υλικού. Στην περίπτωση βέβαια που η περιβάλλουσα δεν διέρχεται από το Ο η παραπάνω σχέση γίνεται:

$$\tau_A = c + \sigma_A' \epsilon \phi$$

όπου, η σταθερή παράμετρος c αντιπροσωπεύει τη συνοχή του εδαφικού υλικού. Η παραπάνω σχέση αποτελεί τη γενική διατύπωση του "νόμου" των Mohr – Coulomb που με βάση την αρχή των ενεργών τάσεων έχει τη μορφή:

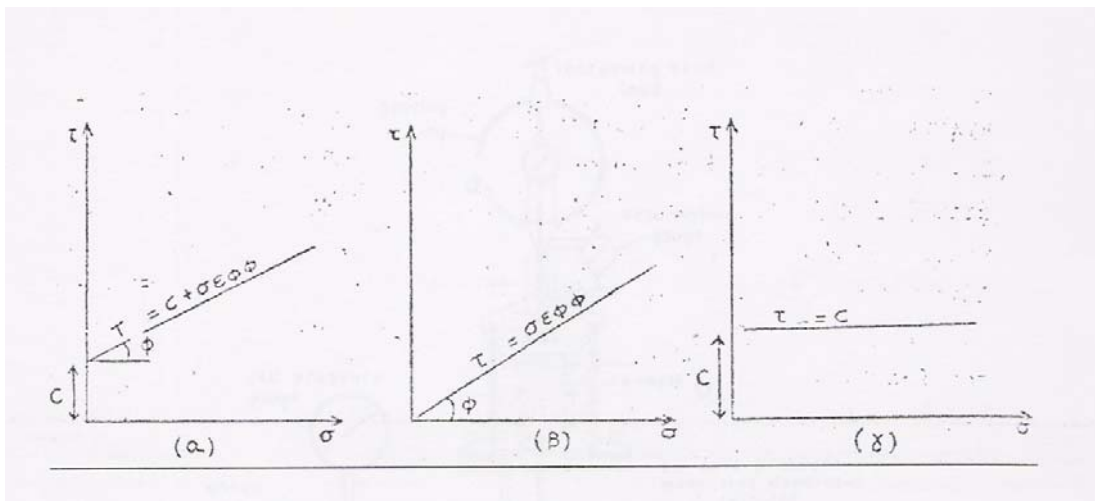
$$\tau_A = c + \sigma'_A \epsilon \phi'$$

όπου $\sigma'_A = \sigma - u$ είναι η ενεργή ορθή τάση που αναλαμβάνεται από τον εδαφικό σκελετό.

Στο Σχήμα 3.9.β φαίνεται ενδεικτικά ένας κύκλος Mohr και η αντίστοιχη περιβάλλουσα ενός εδαφικού στοιχείου που υποβάλλεται σε τριαξονική φόρτιση ($\sigma_1 > \sigma_3$). Η γωνία του επιπέδου αστοχίας ($\theta_{\kappa\rho}$), όπου επενεργούν οι τάσεις σ και τ , μπορεί εύκολα να υπολογιστεί από την σχέση:

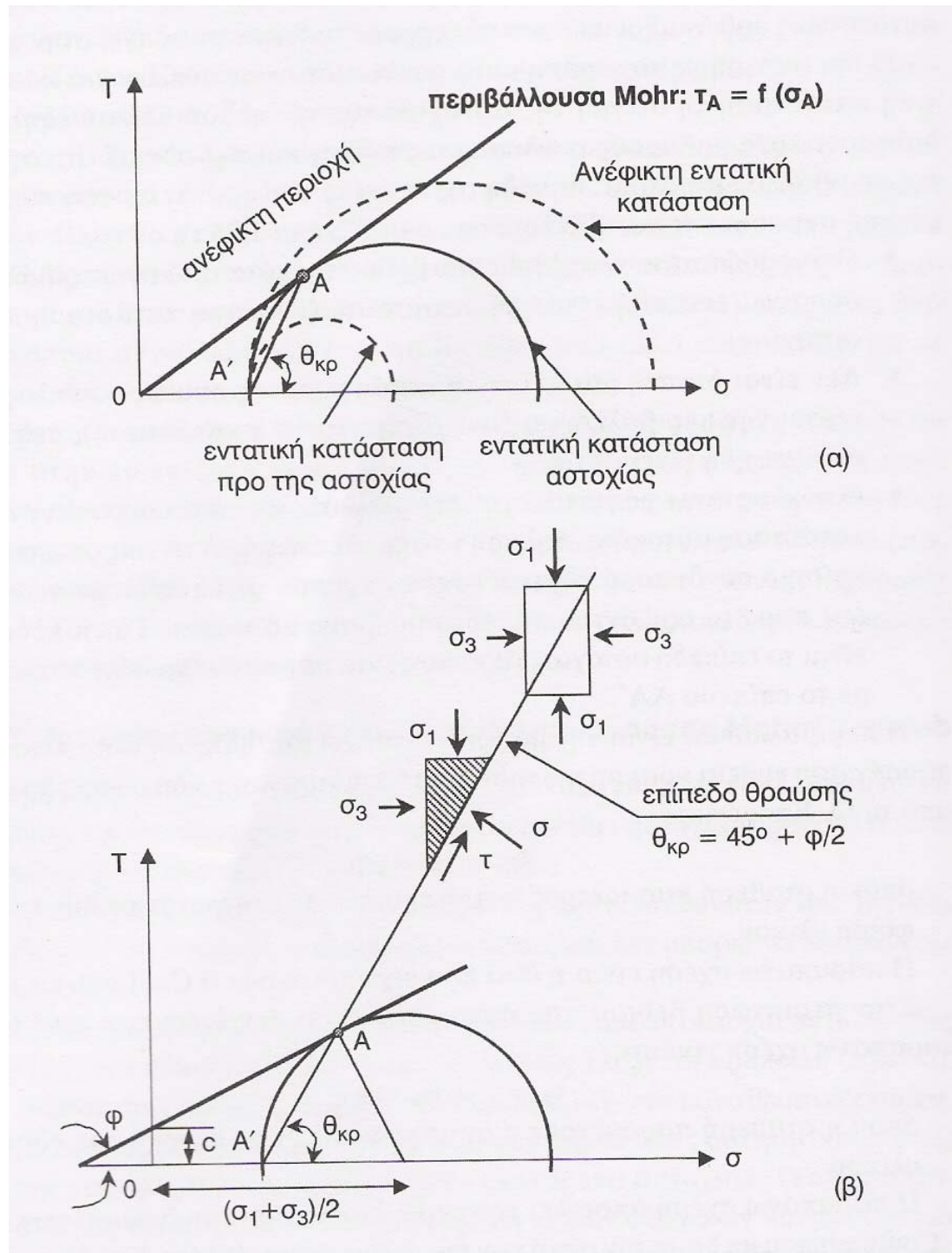
$$\theta_{\kappa\rho} = 45^\circ + \phi/2$$

Στο Σχήμα 3.10 παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες θραύσης για τρεις χαρακτηριστικές κατηγορίες εδαφών. Συγκεκριμένα αυτές είναι για συνεκτικά εδάφη, για καθαρή άμμο και για κορεσμένη άργιλο που παρουσιάζει $\tau = c$.



Σχήμα 3.10 Περιβάλλουσα θραύσης (α) συνεκτικά γενικά εδαφών, (β) καθαρής άμμου και (γ) κορεσμένης αργίλου με $\tau = c$ (Στειακάκης, 2004).

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος



Σχήμα 3.9 Περιβάλλουσα αστοχίας: α) φυσική σημασία περιβάλλουσας, β) εδαφικό στοιχείο που υποβάλλεται σε τριαξονική φόρτιση με την ανάλογη επίδραση των τάσεων στο επίπεδο αστοχίας (Σαμπατακάκης και Κούκης, 2002)

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

3.3.6 Πίεση των πόρων

Με τον όρο πίεση των πόρων εννοείται η τάση που δρα σ' ένα υλικό όταν οι πόροι του είναι γεμάτοι με νερό. Στην περίπτωση που το χωμάτινο φράγμα παρουσιάζει τέτοια πίεση στο κυρίως σώμα του, τότε εξαιτίας αυτής μπορεί να προκληθεί αστοχία σ' αυτό σε μικρό χρονικό διάστημα. Η επίδραση αυτής με το πέρασμα του χρόνου ελαττώνεται και μετά από αρκετά χρόνια μπορεί και να μηδενιστεί επειδή θα εκτονωθεί και έτσι θα επέλθει στερεοποίηση του υλικού.

Πίεση των πόρων μπορούν να παρουσιάζουν και τα εδαφικά στρώματα όπου γίνεται η θεμελίωση του φράγματος έχοντας τελικά τα ίδια αποτελέσματα.

3.4 Δίκτυα ροών

3.4.1 Γενικά

Ο σχεδιασμός ενός χωμάτινου φράγματος εκτός των άλλων εξαρτάται και από τα δίκτυα ροών που υπάρχουν κάτω απ' αυτό. Εφαρμόζεται έτσι, η θεωρία των υπόγειων ροών για τον υπολογισμό των πιέσεων των πόρων, που παίζουν σημαντικό ρόλο στην διατήρηση ή μη της ευστάθειας του φράγματος. Επίσης, εξετάζεται η πιθανότητα παρουσίας του φαινομένου της υδραυλικής ανύψωσης και προτείνονται μέτρα αντιμετώπισής του.

3.4.2 Ροές σε πορώδες μέσο (Υπόγεια ροή)

Για τον υπολογισμό της πίεσης των πόρων, η οποία παίζει σημαντικό ρόλο στην διατήρηση της ευστάθειας του φράγματος, εφαρμόζεται η θεωρία της υπόγειας ροής, η οποία αφορά τα κορεσμένα υλικά. Αυτή η θεωρία εφαρμόζεται και από το υποπρόγραμμα SEEP/W του λογισμικού πακέτου Geostudio 2004 (version 6.02) για τον υπολογισμό αυτών των πιέσεων. Γι' αυτό το σκοπό, υπολογίζεται η παραβολική κατανομή των ταχυτήτων ροής μεταξύ των κόκκων, που αποτελούν την πραγματική ταχύτητα ροής. Επίσης, στην πράξη εξετάζεται η ροή ΔQ , μέσα από τη μικτή

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

διατομή ΔS (κόκκοι και κενά) στην οποία αντιστοιχεί μία ταχύτητα V η οποία δίνεται από τον τύπο:

$$V = \Delta Q / \Delta S$$

Σύμφωνα με το πείραμα του Darcy το νερό κινείται από θέση ανώτερης ενέργειας σε θέση κατώτερης ενέργειας άσχετα αν το νερό «ανεβαίνει» ή «κατεβαίνει» σε σχέση με κάποιο επίπεδο αναφοράς. Σύμφωνα τώρα με το νόμο του ή ταχύτητα μιας ροής διήθησης είναι συνάρτηση της υδραυλικής κλίσης i και του συντελεστή περατότητας του διαρρεόμενου σχηματισμού και δίνεται από τον τύπο:

$$V = - k i$$

όπου:

k = συντελεστής περατότητας

i = υδραυλική κλίση

Ο νόμος αυτός του Darcy αναφέρεται και ισχύει σε μονοφασικές ροές διήθησης δηλαδή όπου υπάρχει μία ρέουσα φάση, ένα υγρό και κατά συνέπεια ισχύει για υδροφόρα στρώματα κορεσμένα σε νερό. Επειδή είναι αδύνατο να υπολογιστεί η πραγματική ταχύτητα ροής ενός υγρού μέσα σε ένα πορώδες μέσο, γι' αυτό χρησιμοποιείται η ταχύτητα κατά Darcy, η οποία είναι αυτή που θα είχε το υγρό αν καταλάμβανε ολόκληρη τη διατομή και ακολουθούσε τις θεωρητικές τροχιές και την παροχή που προβλέπεται από το νόμο του Darcy. Επίσης, πρέπει να αναφερθεί πως οι γραμμές ροής είναι πάντοτε κάθετες προς τις ισοδυναμικές καμπύλες (Σούλιος, 1996).

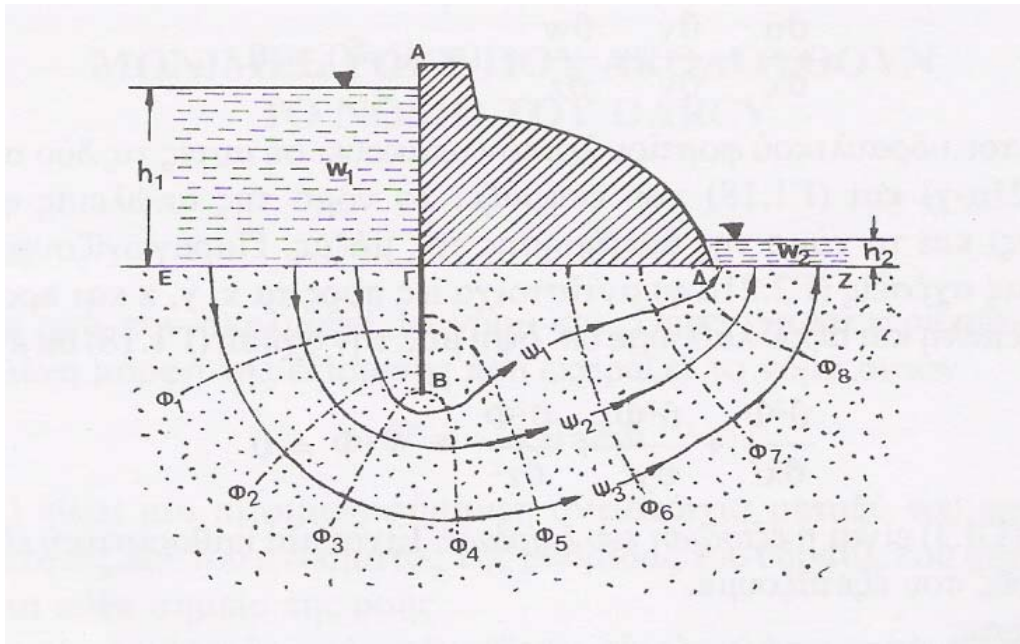
Μία ροή που ακολουθεί το νόμο του Darcy χαρακτηρίζεται από τη γενικευμένη μορφή της εξίσωσης που εκφράζει αυτόν τον νόμο:

$$V = - k \text{grad} \Phi$$

Η σχέση αυτή ισχύει για κάθε σημείο της ροής. Μία ακόμα καθοριστική εξίσωση για τις ροές που εξετάζουμε είναι η εξίσωση του Laplace, η οποία για μονοδιάστατη ροή δίνεται από τον τύπο $(\partial^2 \Phi / \partial x^2) = 0$, ενώ για δισδιάστατες ροές δίνεται από τον τύπο $(\partial^2 \Phi / \partial x^2) + (\partial^2 \Phi / \partial y^2) = 0$ (Σούλιος, 1996).

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

Στην περίπτωση μιας μόνιμης ροής υπό φορτίο, όπως στην περίπτωση ύπαρξης φράγματος, πρέπει να ισχύουν ορισμένες οριακές συνθήκες. Πιο συγκεκριμένα πρέπει να υπάρχει μια αδιαπέρατη επιφάνεια όπως για παράδειγμα μία αδιαπέρατη στρώση και μία διηθούσα επιφάνεια. Στο Σχήμα 3.14 παρουσιάζεται η ροή κάτω από ένα φράγμα.



Σχήμα 3.14 Μόνιμη ροή υπό φορτίο πραγματοποιούμενη κάτω από ένα φράγμα. Φ1, Φ2 ισοδυναμικές γραμμές, Ψ1, Ψ2 γραμμές ροής (Σούλιος, 1996).

- 1 Η ευθεία AB αποτελεί μία αδιαπέρατη επιφάνεια (το τμήμα της ΑΓ αποτελεί την ανάντη όψη του φράγματος, ενώ το ΓΒ το υπόγειο τοίχείο, αδιαπέρατο, προορισμένο ακριβώς να μειώσει την υδραυλική κλίση και κατά συνέπεια την παροχή από τη μάζα W_1 προς τη μάζα W_2). Επομένως, κατά τη διεύθυνση την κάθετη προς αυτή την επιφάνεια (που αυτή όπως και κάθε κάθετη προς ορισμένη επιφάνεια συμβολίζεται με n) δε θα υπάρχει καμία παροχή, δηλαδή πάνω ακριβώς στην επιφάνεια αυτή η κάθετη ταχύτητα ροής είναι μηδέν:

$$V_n = -k (\theta\Phi/\theta n) = 0 \quad (1)$$

$$(\theta\Phi/\theta n) = 0 \quad (2)$$

Η σχέση (2) αποτελεί τη συνθήκη του Neumann. Δηλαδή, πάνω στο όριο AB, υπάρχει η οριακή συνθήκη που περιγράφεται από τη σχέση (2). Η

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

συνθήκη αυτή λέει ότι σε αδιαπέρατες επιφάνειες η μεταβολή του υδραυλικού φορτίου Φ κατά την κάθετη προς αυτή διεύθυνση είναι μηδενική. Για το λόγο αυτό άλλωστε οι ισοδυναμικές καμπύλες είναι κάθετες προς τις αδιαπέρατες επιφάνειες. Στο σχήμα αδιαπέρατη επιφάνεια είναι και η ΓΔ. Αν μια οποιαδήποτε επιφάνεια είναι διαπερατή τότε γι' αυτήν την επιφάνεια η σχέση γίνεται: $(\theta\Phi/\theta n) \neq 0$.

- 2 Η υπόγεια ροή αρχίζει κάτω από την επιφάνεια της μάζας W_1 ή την επιφάνεια του εδάφους ΓΕ. Η επιφάνεια αυτή είναι μια διηθούσα επιφάνεια και είναι επίσης ένα όριο, μία οριακή επιφάνεια για την υπόγεια ροή. Οι οριακές συνθήκες αυτής της επιφάνειας θα είναι: $(\theta\Phi/\theta n) \neq 0$ δηλαδή, η ΓΕ είναι μία διαπερατή επιφάνεια και $\Phi = h$ δηλαδή $\Phi = \text{σταθερό} = C^{te}$ και άρα σ' όλη την ΓΕ θα επιβάλλεται το ίδιο φορτίο. Η σχέση αυτή αποτελεί τη συνθήκη του Dirichlet. Η συνθήκη αυτή σημαίνει πως η διηθούσα επιφάνεια ταυτίζεται με μια ισοδυναμική επιφάνεια. Η επιφάνεια ΔΖ θα είναι επίσης μια οριακή επιφάνεια της υπόγειας ροής. Οι οριακές συνθήκες και γι' αυτή την επιφάνεια θα είναι: $\Phi = C^{te}$ και $(\theta\Phi/\theta n) \neq 0$ (Σούλιος, 1996).

3.4.3 Περίπτωση ανισοτροπίας της διαπερατότητας

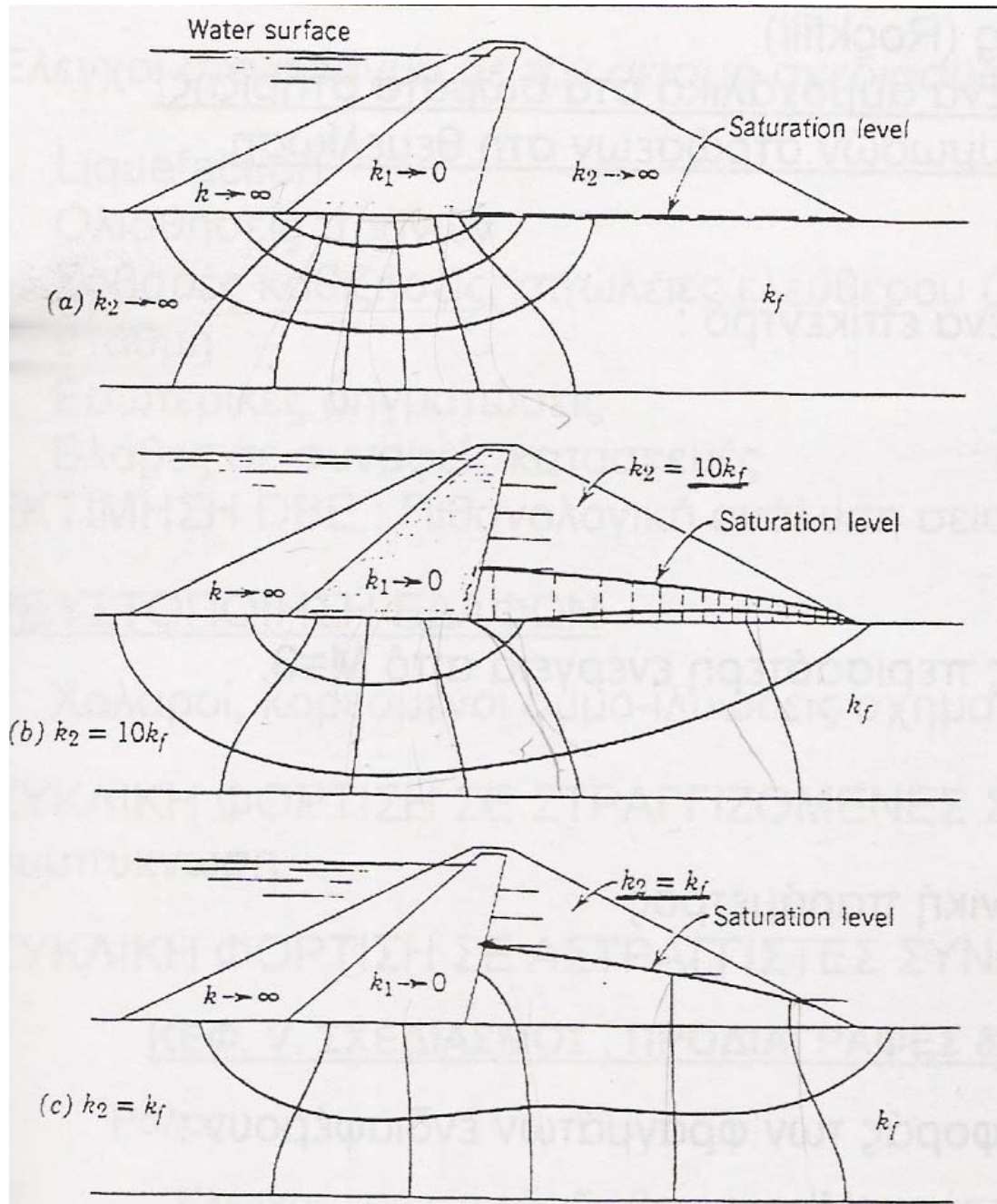
Στην περίπτωση ανισοτροπίας της διαπερατότητας το δίκτυο ροής δεν είναι ορθογωνικό και ισχύει ο τύπος $K_x(\theta^2 h/\theta x^2) + K_z(\theta^2 h/\theta z^2) = 0$. Εάν ισχύει $K_h > K_v$ ($K_x > K_z$) τότε για να αντιστοιχεί σε ορθογωνικό δίκτυο θα πρέπει να συρρικνωθεί η οριζόντια διάσταση κατά K_v/K_h . Η περίπτωση αυτή της ανομοιογένειας της διαπερατότητας πραγματοποιείται με πολλές φορές μεγαλύτερη τιμή από αυτή της οριζόντιας τιμής τους. Είναι συνήθης περίπτωση στα φράγματα, όπου εξαιτίας της εισερχόμενης ανισοτροπίας κατά τη συμπύκνωση σε οριζόντιες στρώσεις, συχνά ισχύει K_h περίπου 5 έως 9 K_v .

3.4.4 Υδραυλική ανύψωση

Ένα σημαντικό πρόβλημα που είναι δυνατόν να προκύψει στην περιοχή κατάντη των επιχωμάτων είναι αυτό της υδραυλικής ανύψωσης. Για να συμβεί αυτό

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

το φαινόμενο απαιτείται η ύπαρξη ανοδικής ροής με κρίσιμη υδραυλική κλίση i περίπου ίση με ένα. Προκαλείται δηλαδή ανύψωση του εδάφους κοντά στο κατάντη πόδα του φράγματος όταν υπάρχει πρόσθετη υδροστατική δύναμη σε ορισμένες θέσεις, η οποία έχει ξεπεράσει το ενεργό βάρος του εδάφους.



Σχήμα 3.15 Διαγράμματα ροής και επιρροή διαφόρων λόγων της διαπερατότητας της θεμελίωσης προς τη διαπερατότητα του αναχώματος (Θανόπουλος, 2002).

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

Ωστόσο, είναι δυνατή η λήψη μέτρων για την αποφυγή αυτού του φαινομένου και σ' αυτά συμπεριλαμβάνονται ενδεικτικά τα εξής (Θανόπουλος, 2002):

1. Κατασκευή επιχώματος στον πόδα του φράγματος
2. Φρέατα εκτόνωσης και
3. Μείωση της υδραυλικής κλίσης με κατασκευή διαφράγματος.

Κίνδυνος να παρουσιαστούν φαινόμενα υδραυλικής ανύψωσης υπάρχει και στην περιοχή που βρίσκεται αμέσως μετά από τον κατάντη πόδα του φράγματος, εκεί δηλαδή όπου παύει να υπάρχει το ίδιο βάρος του σώματος του φράγματος. Έτσι σε τέτοιες περιπτώσεις μειωμένης ασφάλειας τοποθετούνται στη θέση αυτή ανεστραμμένα φίλτρα (Μαραγκός, 1997).

Σύμφωνα με το Θανόπουλο, 2002, για τον υπολογισμό της πίεσης των πόρων στο κατάντη πρανές είναι σημαντική η επιρροή του λόγου k_f / k_2 δηλαδή του λόγου της διαπερατότητας της θεμελίωσης προς την διαπερατότητα του αναχώματος. Σε περίπτωση που $k_2 = k_f$ αναπτύσσονται σημαντικές πιέσεις πόρων στο κατάντη σώμα στήριξης.

3.4.5 Υπόγεια διάβρωση του εδάφους

Είναι δυνατό να προκύψει υδραυλική αστοχία ή υδραυλική υποσκαφή όπως αλλιώς ονομάζεται όταν παρουσιάζεται το φαινόμενο της υπόγειας διάβρωσης του εδάφους. Αυτή εμφανίζεται υπό μορφή αναβλύσεων εδαφικού υλικού κοντά στο κατάντη πόδα του φράγματος και προχωρεί προς τα ανάντη κατά μήκος της επιφάνειας έδρασης του φράγματος ή κατά μήκος ασθενούς στρωσιγενούς επιφάνειας του υπεδάφους. Διαμορφώνεται με τον τρόπο αυτό ένας διάυλος ροής, ο οποίος διευρυνόμενος με το χρόνο τείνει να πλησιάσει την υδαταποθήκη. Με την είσοδο του νερού του ταμιευτήρα στο διάυλο τα φαινόμενα εξελίσσονται ταχύτατα και οδηγούν στην κατάρρευση του φράγματος. Οι θραύσεις αυτού του τύπου ονομάζονται θραύσεις λόγω υπόγειας διάβρωσης του εδάφους (Μαραγκός, 1997).

Έχει διαπιστωθεί από παρατηρήσεις ότι η κατασκευή είναι προστατευμένη από υπόγεια διάβρωση όταν:

$$L \geq C_c h_{\max}$$

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

όπου:

L : μήκος της γραμμής ροής

h_{\max} : μέγιστο υδραυλικό φορτίο

C_c : εμπειρικός συντελεστής, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 18 για λεπτές άμμους και ιλύς, ενώ για αμμοχάλικα ίσος με 4.

Το μήκος της ροής στην επιφάνεια έδρασης του φράγματος είναι ίσο με το πλάτος θεμελίωσης στην περίπτωση που δεν υπάρχει διάφραγμα ανακοπής των υπόγειων διαφυγών. Θα πρέπει άρα στο πλάτος B να δοθεί η τιμή $B = L \geq C_c h_{\max}$ ή κάτω από το φράγμα να διαταχθούν ένα ή περισσότερα διαφράγματα (Μαραγκός, 1997).

3.5 Σεισμικότητα

3.5.1 Γενικά

Σεισμοί είναι οι εδαφικές δονήσεις που προκύπτουν κατά τις διαταράξεις της μηχανικής ισορροπίας των γήινων πετρωμάτων από φυσικά αίτια που βρίσκονται στο εσωτερικό της γης. Κατά τη διατάραξη της μηχανικής ισορροπίας απελευθερώνεται μηχανική ενέργεια που διαδίδεται μέσα στη γη με τη μορφή κυμάτων, των σεισμικών κυμάτων. Υπάρχουν επίσης φυσικές και τεχνητές εδαφικές δονήσεις που τα αίτια τους δεν βρίσκονται στο εσωτερικό της γης. Οι φυσικές οφείλονται σε πτώση μετεωριτών, σε μετεωρολογικά αίτια, σε θαλάσσια κύματα κ.λ.π., ενώ οι τεχνητές προκαλούνται από πυρηνικές ή χημικές εκρήξεις. Όλες οι εδαφικές δονήσεις θεωρούνται κατά προσέγγιση αρμονικές ταλαντώσεις. Τέλος, υπάρχουν εδαφικές κινήσεις απεριοδικές όπως είναι οι τεκτονικές κινήσεις μεγάλων τμημάτων του φλοιού της γης ή ακόμα κινήσεις περιοδικές με πολύ μεγάλες περιόδους όπως είναι οι παλίρροιες (Τσιραμπίδης, 1999).

Η επίδραση των σεισμών στις τεχνικές κατασκευές παρουσιάζει τεράστιο ενδιαφέρον. Με τη διάδοση των σεισμικών κυμάτων μπορούν να προκληθούν καταστροφές στα θεμέλια ή το κυρίως σώμα του φράγματος.

Η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής κίνησης προκαλεί μικρότερες βλάβες από την οριζόντια γιατί είναι μικρότερη αυτής, με εξαίρεση την περιοχή του επικέντρου, αλλά και γιατί στα αποτελέσματά της αντιδρά το βάρος του φράγματος,

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

ενώ δεν υπάρχει αντίστοιχη δύναμη που να αντιδρά στο αποτέλεσμα της οριζόντιας συνιστώσας. Η κατακόρυφη συνιστώσα έχει ως άμεση συνέπεια την ελάττωση της κατακόρυφης αντίδρασης με αποτέλεσμα την ελάττωση της τριβής. Άλλο αποτέλεσμα αυτής της συνιστώσας είναι η γένεση τάσεων συμπίεσης με αποτέλεσμα τη θραύση μέρους του φράγματος.

Η οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής κίνησης έχει ως αποτέλεσμα τη διατμητική παραμόρφωση των στοιχείων του φράγματος με συνέπεια τη δημιουργία τάσεων συμπίεσης και εφελκυσμού που έχουν διευθύνσεις κάθετες μεταξύ τους. Γι' αυτό μπορούν να προκληθούν στο φράγμα διαρρήξεις.

Η κατακόρυφη συνιστώσα προξενεί καταστροφές κυρίως σε φράγματα με αδύνατα θεμέλια, ενώ η οριζόντια συνιστώσα μπορεί να προκαλέσει κατάρρευση του. Το ύψος και το βάρος του φράγματος πρέπει να λαμβάνονται υπόψη για τον υπολογισμό της περιόδου T της κίνησής της: $T=0,0906h\sqrt{B}$. Φράγματα μεγάλου ύψους, τα οποία επιπλέον είναι θεμελιωμένα σε μαλακά εδάφη παθαίνουν μεγάλες καταστροφές. Τα άμεσα αποτελέσματα των σεισμών θεωρούνταν παλιότερα ότι εξαρτιόνταν αποκλειστικά από τη σεισμική επιτάχυνση. Νεότερες μελέτες έδειξαν πως αυτά εξαρτώνται από τη σεισμική επιτάχυνση αλλά και από τη διάρκεια της κίνησης και από τη συχνότητά της (Τσιραμπίδης, 1999).

3.5.2 Συσχέτιση των ρηγμάτων με τη σεισμικότητα

Υπάρχουν εδαφικές κινήσεις απεριοδικές όπως είναι οι τεκτονικές κινήσεις μεγάλων τμημάτων του φλοιού της γης που προκαλούν τη διατάραξη της μηχανικής ισορροπίας των πετρωμάτων της γης με αποτέλεσμα την έκλυση ενέργειας. Γενικά, η δραστηριοποίηση ενεργών ρηγμάτων μπορεί να προκαλέσει τη δημιουργία ενός σεισμού.

Σύμφωνα με τον Snow (1972) όπως αναφέρεται από τον Gupta and Rastogi, (1979) σε μια περιοχή όπου πρόσφατα ενεργοποιήθηκε ένα ρήγμα η πιο πιθανή υπάρχουσα κατάσταση τάσης είναι η επαναδραστηριοποίηση του ρήγματος. Κάτω από αυτές τις συνθήκες ο κύκλος του Mohr θα εφάπτεται σχεδόν της περιβάλλουσας αστοχίας. Έτσι, η ευστάθεια ή μη που συνοδεύει την κατασκευή ενός ταμιευτήρα

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

υδάτων θα εξαρτάται από το αν οι αλλαγές, που επέρχονται στις ενεργές τάσεις οδηγούν τον κύκλο του Mohr μακριά ή κοντά στην περιβάλλουσα.

Στις περιοχές όπου υπάρχουν κανονικά ρήγματα, η μέγιστη ενεργή τάση σ_1 είναι κάθετη και παραμένει ανεπηρέαστη από το γέμισμα του ταμιευτήρα υδάτων ύψους h . Παρόλα αυτά, η οριζόντια ενεργή τάση μειώνεται κατά $0.57\rho gh$ και επομένως οδηγεί τον κύκλο του Mohr προς την περιβάλλουσα (Σχήμα 3.16α). Στην περίπτωση ενός στενού ταμιευτήρα υδάτων, φορτίζοντάς τον ανυψώνεται ο υδροφόρος ορίζοντας προκαλώντας έτσι μείωση του ίδιου μεγέθους τόσο στην κάθετη όσο και στην οριζόντια ενεργή τάση, οδηγώντας έτσι τον κύκλο του Mohr προς την περιβάλλουσα (Σχήμα 3.16β).

Στην περίπτωση ύπαρξης οριζόντιου ρήγματος οι τάσεις σ_1 και σ_3 είναι σε οριζόντιο επίπεδο και επομένως μειώνονται και οι δύο κατά $0.57\rho gh$ όταν γεμίζει ένας μεγάλος ταμιευτήρας υδάτων, οδηγώντας τον κύκλο του Mohr προς την περιβάλλουσα (Σχήμα 3.16c). Ομοίως, γεμίζοντας ένα στενό ταμιευτήρα υδάτων θα μπορούσε να αυξηθεί ο υδροφόρος ορίζοντας. Επομένως, μειώνονται οι ενεργές τάσεις σ_1 και σ_3 κατά ρgh και οδηγείται ο κύκλος του Mohr προς την περιβάλλουσα (Gupta and Rastogi, 1979).

Στην περίπτωση εφίπλευσης η τάση σ_1 βρίσκεται σε οριζόντιο επίπεδο. Αποτέλεσμα του γεμίσματος ενός μεγάλου ταμιευτήρα υδάτων είναι η κάθετη τάση σ_3 να παραμένει αμετάβλητη, ενώ η σ_1 μειώνεται κατά $0.57\rho gh$ και επομένως μειώνεται η διάμετρος του κύκλου του Mohr και άρα απομακρύνεται από την περιβάλλουσα (Σχήμα 3.16d). Ωστόσο, αν ένας μεγάλος ταμιευτήρας υδάτων κατασκευάζεται πάνω σ' ένα ρήγμα εφίπλευσης τότε αποστραγγίζεται και θα προκύψει αστάθεια του φράγματος. Όταν γεμίζει ένας στενός ταμιευτήρας υδάτων και συνεπώς αυξάνεται ο υδροφόρος ορίζοντας, θα προκληθεί αστάθεια στο φράγμα με μείωση και των δύο τάσεων, σ_1 και σ_3 κατά ρgh (Σχ.3.16β) (Gupta and Rastogi, 1979).

3.5.3 Αλλαγές που επέρχονται με το χρόνο στις ενεργές τάσεις εξαιτίας της πίεσης των πόρων

Η διακύμανση της πίεσης που συμβαίνει στην επιφάνεια σαν αποτέλεσμα της αλλαγής του υδροφόρου ορίζοντα επηρεάζει την πίεση των πόρων σε βάθος μετά

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

από ορισμένη χρονική καθυστέρηση. Αυτό συμβαίνει εξαιτίας της αποθηκευτικής ικανότητας των ενδιάμεσων πόρων. Σύμφωνα με τον Howells (1973) όπως αναφέρεται στους Gupta and Rastogi (1979), κάτω από ορισμένες συνθήκες, οι οποίες βρίσκονται πολύ κοντά στις συνθήκες πεδίου, οι στιγμιαίες διακυμάνσεις της πίεσης στην επιφάνεια θα έχει σημαντική επίδραση στην πίεση των πόρων σε βάθη 2.5 έως 7.5 km μετά το πέρασμα αρκετών ημερών (Gupta and Rastogi, 1979).

Στις περιπτώσεις των ταμιευτήρων υδάτων που συνδέονται με τους σεισμούς παρατηρήθηκε ότι το μέγιστο της σεισμικότητας συμβαίνει με κάποια χρονική καθυστέρηση, ακολουθώντας σε ορισμένες περιπτώσεις το μέγιστο επίπεδο του ταμιευτήρα. Πριν αυξηθεί η πίεση των πόρων το συνολικό βάρος των υποκειμένων εδαφικών στρωμάτων του ταμιευτήρα μειώνεται και συμβαίνει αύξηση των ενεργών τάσεων τόσο κάθετα όσο και οριζόντια σύμφωνα με το λόγο Poisson. Σε περίπτωση ύπαρξης κανονικού ρήγματος αυτό δίνει αύξηση στην ευστάθεια (Σχήμα 3.16α), αντίθετα όμως μείωση του επιπέδου του ταμιευτήρα θα μπορούσε να οδηγήσει σε αστοχία. Λαμβάνοντας υπόψη τη σχέση:

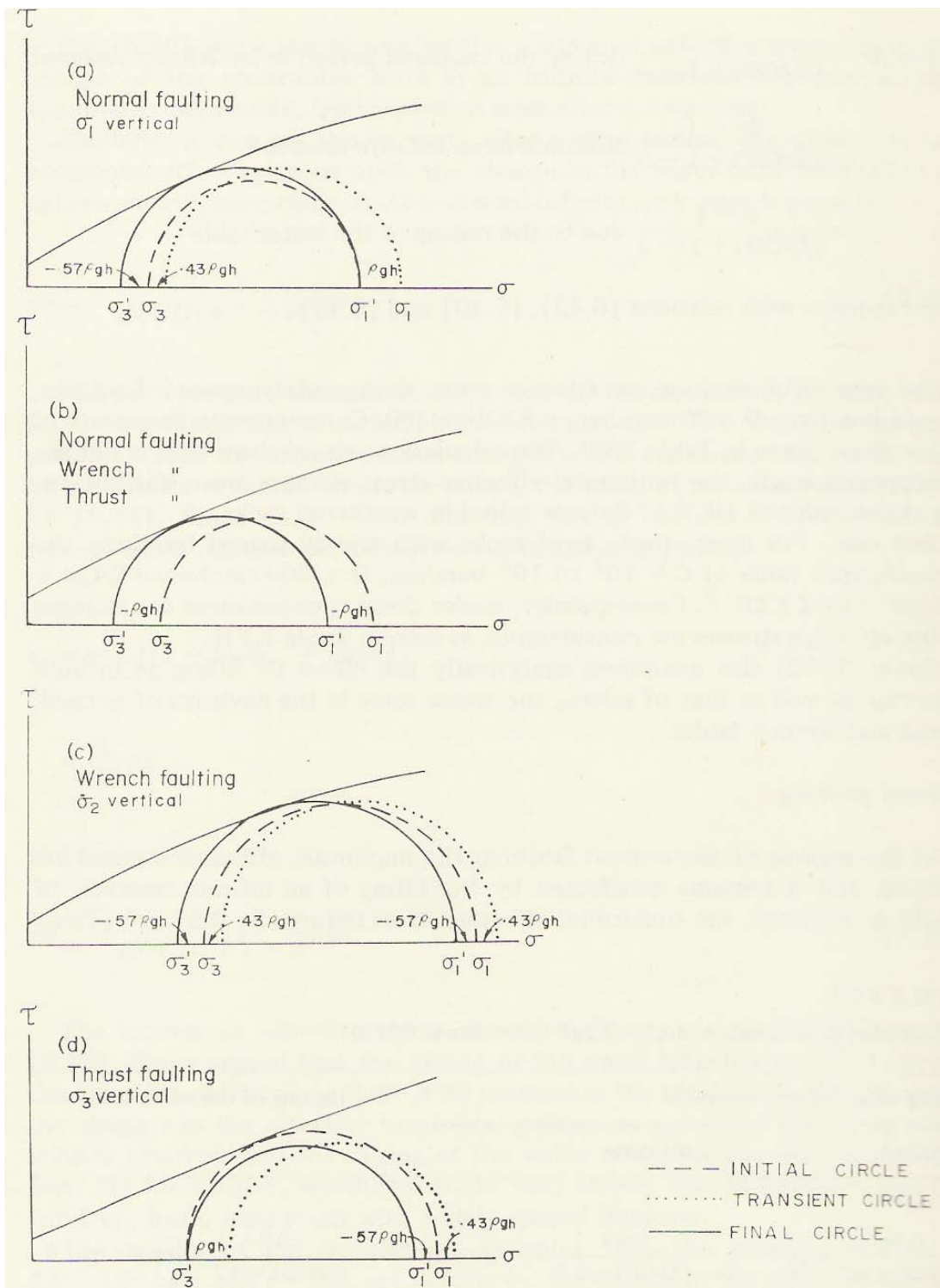
$$\frac{d\sigma_3}{d\sigma_1} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

η οποία θα πρέπει να ισχύει έτσι ώστε ο κύκλος του Mohr να κινείται παράλληλα προς την περιβάλλουσα κλίσης φ , αυτή η μεταβαλλόμενη κατάσταση ροής θα δώσει:

$$\frac{d\sigma_3}{d\sigma_1} = \frac{0.43\rho gh}{\rho gh} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

ή $\varphi=23.3^\circ$. Εφόσον οι περισσότερες ρωγμές έχουν γωνία τριβής περίπου 30° , η αστοχία θα μπορούσε να συμβεί με μείωση της ενεργής τάσης. Στην περίπτωση των πετρωμάτων της βάσης που συμπιέζονται κατάλληλα έτσι ώστε να δώσουν οριζόντιο ρήγμα μία θετική σχέση διάδοσης θα αύξανε την οριζόντια αλλά και την κάθετη ενεργή τάση κατά $0.43\rho gh$ σταθεροποιώντας έτσι την κατάσταση. Το αντίθετο συμβαίνει όταν μειώνεται το επίπεδο του ταμιευτήρα. Ομοίως, μία σχέση διάδοσης στις εφιππεύσεις θα αύξανε την σ_3 κατά ρgh και την σ_1 κατά $0.43\rho gh$, δίνοντας έτσι ένα σταθεροποιητικό αποτέλεσμα (Σχήμα 3.16d). Οι μεταβαλλόμενες καταστάσεις ροών δεν μειώνονται όταν αφορούν περιοχές που είναι ανεπηρέαστες από τις

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος



Σχήμα 3.16 Οι ενεργές τάσεις αλλάζουν στα σκληρά, μη αποσαθρωμένα πετρώματα με μεγάλων αποστάσεων ρωγμές. (a) Γέμισμα ενός μεγάλου ταμιευτήρα υδάτων : κανονικό ρήγμα, (b) Ανύψωση του υδροφόρου ορίζοντα: κανονικό και οριζόντιο ρήγμα καθώς και επιπνεύσεις, (c) Γέμισμα ενός μεγάλου ταμιευτήρα υδάτων: οριζόντιο ρήγμα, (d) Γέμισμα ενός μεγάλου ταμιευτήρα υδάτων: επίπνευση (Gupta and Rastogi, 1979).

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

αλλαγές της πίεσης των πόρων στις περιπτώσεις αύξησης του υδροφόρου ορίζοντα σε πετρώματα χαμηλής περατότητας και επομένως δεν επιδρούν στις κατανομές της πίεσης κάτω από την επιφάνεια (Gupta and Rastogi, 1979).

3.5.4 Σεισμική ανάλυση

Οι σεισμικές δονήσεις μπορούν να προκαλέσουν δυνάμεις αστάθειας στα φράγματα με αποτέλεσμα την πρόκληση ισχυρών παραμορφώσεων που μπορούν να οδηγήσουν ακόμα και σε αστοχία του φράγματος, γι' αυτό και πρέπει να μελετούνται (Chen and Scawthorn, 2003).

Συγκεκριμένα, οι σεισμοί μπορούν να προκαλέσουν καθιζήσεις, ιδιαίτερα κοντά στη στέψη και αστάθειες δηλαδή ολισθήσεις ανάντη ή κατάντη του πρανούς. Επίσης, διαφορικές παραμορφώσεις μεταξύ τμημάτων του αναχώματος που θεμελιώνονται σε διαφορετικό υλικό, για παράδειγμα κοντά στους εκχειλιστές, αλλά και ρευστοποίηση σε ζώνες του επιχώματος ή της θεμελίωσης είναι πιθανά αποτελέσματα ενός σεισμού σε ένα φράγμα. Τέλος, εξαιτίας μιας σεισμικής δόνησης μπορεί να συμβούν ρηγματώσεις, καθώς επίσης και υπερπηδήσεις των φραγμάτων από κατολισθήσεις στον ταμιευτήρα. Για την αποφυγή όλων αυτών, θα πρέπει να γίνονται στο φράγμα συχνά έλεγχοι σχεδιασμού και εκτίμηση DBE (Design Basis Earthquake) δηλαδή πιθανολογική ανάλυση σεισμολογικών δεδομένων (Θανόπουλος, 2002).

Οι παράγοντες που επηρεάζουν την εκδήλωση των παραπάνω φαινομένων είναι:

1. Η σεισμικότητα της περιοχής.
2. Οι τοπικές συνθήκες γεωμετρίας και γεωλογίας της θεμελίωσης.
3. Ο τύπος του φράγματος και τα υλικά κατασκευής του.
4. Οι επιταχύνσεις, οι οποίες μέχρι 0,2g δεν προκαλούν βλάβες σε καλά κατασκευασμένα επιχώματα.
5. Οι αστάθειες των πρανών, όταν για παράδειγμα υπάρχουν αμμοχάλικα στα σώματα στήριξης.
6. Η ύπαρξη χαλαρών αμμοδών στρώσεων στη θεμελίωση.

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

Για την αποφυγή δυσάρεστων συνεπειών εξαιτίας ενός σεισμού θα πρέπει να ελέγχεται το μέγεθος και το επίκεντρο του σεισμού που πρόκειται να επηρεάσει την περιοχή, η έντασή του και η συνολική ενέργεια που εκλύει καθώς και οι εδαφικές κινήσεις που μπορεί να προκληθούν από τους υπολογιζόμενους σεισμούς. Για την λήψη τέτοιων πληροφοριών απαιτείται λεπτομερής μελέτη των σεισμολογικών δεδομένων και της γεωλογίας της εξεταζόμενης περιοχής, η οποία θα πρέπει να έχει ακτίνα 200 μίλια από το φράγμα (Committee on the Safety of Existing Dams, 1983).

Επίσης, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη το μήκος και το βάθος των ρηγμάτων που υπάρχουν στην περιοχή και η απόστασή τους από το φράγμα, το υλικό θεμελίωσης του φράγματος δηλαδή αν αυτό είναι εδαφικό ή βραχώδες, το σύνολο των σεισμικών δυνάμεων, οι μέγιστες τάσεις στο φράγμα και η αντοχή του υλικού που απαιτείται για να αντισταθεί σ' αυτές τις τάσεις. Αυτά μπορούν να ληφθούν σε δύο φάσεις (Committee on the Safety of Existing Dams, 1983):

- (1) Ανάλυση που χρησιμοποιεί μια σειρά εμπειρικών παραμέτρων σε μια ψευδοστατική γραμμική ανάλυση, που δίνει μια συγκριτικά γρήγορη προσέγγιση της συμπεριφοράς που εκφράζεται σαν μέγιστες τάσεις ή συντελεστής ασφάλειας.
- (2) Ανάλυση που επικεντρώνεται σε αμφισβητήσιμες λεπτομέρειες και καθορίζει τις μέγιστες τάσεις ακριβέστερα. Συνήθως για τα περισσότερα φράγματα αρκεί η πρώτη φάση.

Επιπλέον, θα πρέπει να υπολογίζονται οι ταχύτητες των επιμήκων και διατμητικών σεισμικών κυμάτων V_p και V_s , οι οποίες μπορούν υπολογιστούν με δοκιμές cross – hole και δοκιμές σεισμικής διάθλασης (Κλήμης κ.α., 2006). Σημαντικό ρόλο για την αποφυγή δυσάρεστων συνεπειών εξαιτίας ενός σεισμού παίζουν ακόμα η επιτάχυνση a_h και a_v των σεισμικών κυμάτων, η διάρκεια της δόνησης και η συχνότητα της κίνησης. Στην ψευδοστατική μέθοδο αξιολόγησης των σεισμικών δονήσεων οι αδρανής δυνάμεις που προκαλούνται από το σεισμό αντιπροσωπεύονται σε όρους ψευδοστατικής επιτάχυνσης a_h και a_v και σχετίζονται με τις αδρανής δυνάμεις και F_h F_v , όπου (Chen and Scawthorn, 2003):

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W$$

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

$$F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v W$$

a_h = οριζόντια επιτάχυνση

a_v = κάθετη επιτάχυνση

k_h = μη διαστατικός ψευδοστατικός σεισμικός συντελεστής

k_v = μη διαστατικός ψευδοστατικός σεισμικός συντελεστής

W = το βάρος της μάζας που πέφτει

Αυτές οι δυνάμεις μπορούν να συνεργαστούν σε οποιαδήποτε διαδικασία οριακής ισορροπίας για τον καθορισμό ενός ισοδύναμου συντελεστή ασφάλειας. Η δυσκολία που παρουσιάζεται είναι στη λήψη των κατάλληλων τιμών k_h και FS (συντελεστής ασφάλειας), ορισμένες χαρακτηριστικές τιμές δίνονται στον πίνακα 3.1. (Chen and Scawthorn, 2003).

Πίνακας 3.1 Τυπικές τιμές k_h και FS για χρησιμοποίηση σε υπολογισμούς ευστάθειας (Abramson, Lee et al., 2002 – Πηγή: Chen and Scawthorn, 2003)

k_h	FS	Comments	Source
0.10	>1.0	Major earthquake	U.S. Army Corps of Engineers [1982]
0.15	>1.0	Great earthquake	
0.05–0.15		Standard of practice; somewhat larger for critical conditions	State of California
0.15–0.25	>1.0	Standard of practice	Japan
0.15	>1.15	With a 20% strength reduction	Seed [1979a]
1/3 to 1/2 PGA	>1.0		Marcuson and Franklin [1983]
1/2 PGA	>1.0	With a 20% strength reduction	Hynes-Griffin and Franklin [1984]

Γενικά, η ψευδοστατική μέθοδος είναι απλή και προσπαθεί να αντιπροσωπεύσει πολύπλοκες δυναμικές συμπεριφορές σε όρους στατικών δυνάμεων. Η απλούστερη υπόθεση είναι ότι το έδαφος είναι αυστηρά τέλεια πλαστικό και αδιατάρακτο. Αυτή η υπόθεση όμως δεν είναι κατάλληλη για τις περιπτώσεις εκείνες όπου συσσωρεύεται πίεση των πόρων ή εκεί όπου η μείωση της δύναμης εξαιτίας του σεισμικού φορτίου είναι περίπου 15% (Kramer, 1996 - Πηγή: Chen and Scawthorn, 2003).

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

Μία άλλη άποψη για την ψευδοστατική μέθοδο αναφέρει πως σ' αυτήν η επίδραση του σεισμού ανάγεται στην εφαρμογή οριζόντιου στατικού φορτίου H ίσου με το γινόμενο του κατακόρυφου φορτίου και του συντελεστή σεισμικότητας ε:

$$H = K \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot \theta \cdot \psi$$

όπου:

β = δυναμική απόκριση της κατασκευής

θ = επίδραση του τρόπου θεμελίωσης

ψ = ικανότητα κατασκευής να απορροφά ενέργεια

K = σπουδαιότητα της κατασκευής

Δυσκολίες παρουσιάζονται στην εκτίμηση της τιμής του ε. Ο Seed όπως αναφέρεται στον Μαραγκό, 1997, προτείνει τις παρακάτω τιμές:

1. Για σεισμό μεγέθους 6,5 της κλίμακας του Richter $\varepsilon = 0,10$ και συντελεστής ασφάλειας 1,15
2. Για σεισμό μεγέθους 8,25 της κλίμακας του Richter $\varepsilon = 0,15$ και συντελεστής ασφάλειας 1,15

Στις οριζόντιες σεισμικές δονήσεις σύμφωνα με τον Βαλαλά, 1984 που αναφέρεται από τον Μαραγκό, 1997, πρέπει να προστίθενται οι κατακόρυφες σεισμικές επιταχύνσεις, οι οποίες λαμβάνονται ίσες με ένα ποσοστό των οριζόντιων της τάξης του 50% και οι πρόσθετες πιέσεις που οφείλονται στη μετακίνηση του νερού του ταμιευτήρα. Ο ΕΑΚ (Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός) προτείνει αύξηση της πίεσης του νερού ίση με ε.

Ιδιαίτερη σημασία για την αποφυγή δυσάρεστων συνεπειών εξαιτίας των σεισμικών δονήσεων είναι ο υπολογισμός της απόσβεσης του σεισμικού κύματος για την οποία ισχύει (Esteva and Rosenblueth, Πηγή: Θανόπουλος, 2002):

$$\alpha \approx 2000e^{0.8M} R^{-2}$$

όπου:

R: απόσταση από το επίκεντρο σε km

α : μέγιστο επιτάχυνσης σε cm/s^2 στον βράχο

Επίσης, πρέπει να ενισχύονται οι επιταχύνσεις από χαλαρά υλικά και να ελέγχονται η ρευστοποίηση των εδαφών καθώς και οι σεισμοί σχεδιασμού οι οποίοι είναι (Θανόπουλος, 2002):

Κεφάλαιο 3: Παράγοντες που επηρεάζουν το σχεδιασμό ενός χωμάτινου φράγματος

1. DBE: Design Basis Earthquake

Αυτός είναι πιθανόν να συμβεί μία φορά στην ζώνη του έργου περίπου κάθε εκατό χρόνια.

2. MCE: Maximum Credible Earthquake

Αυτός είναι ο μέγιστος πιθανολογούμενος σεισμός που μπορεί να συμβεί στη θέση του έργου.

3. MDE Maximum Design Earthquake $MDE < MCE$

4. Πρέπει να λαμβάνονται υπόψη τα κριτήρια σχεδιασμού που ισχύουν και υπάρχουν στο ICOLD 1989.

Σύμφωνα με τις πρόσφατες Ελβετικές οδηγίες (Directives de l' OFEG, 2003 – Πηγή: Κλήμης κ.α., 2006) για τον αντισεισμικό σχεδιασμό φραγμάτων εδαφικά ή λιθόρριπτα φράγματα ύψους μεγαλύτερου από 40m μελετώνται για σεισμούς με μέση περίοδο επανάληψης τα 10.000 χρόνια. Με βάση τις ίδιες οδηγίες οι κατολισθητικές μετακινήσεις λόγω σεισμού δε πρέπει να υπερβαίνουν το 50% του πάχους των φίλτρων ανάντη ή κατόντη του πυρήνα (Directives de l' OFEG, 2003 – Πηγή: Κλήμης κ.α., 2006).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: Γεωλογία της περιοχής και γεωτεχνικές παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν

4.1 Γενικά για τη γεωλογία της εξεταζόμενης περιοχής

4.1.1 Γενική γεωλογική περιγραφή της δομής του ταμιευτήρα και της θέσης του φράγματος

Τόσο ο ταμιευτήρας όσο και η θέση του φράγματος συνδέονται με μια περιοχή από σχηματισμούς του Νεογενούς και πηλίτες της μολασσικής φάσης, που κλίνουν ελαφρά προς τα νότια ως νοτιοανατολικά.

Πρόσφατες κατολισθήσεις είναι ιδιαίτερα συχνές στις περιοχές όπου παρατηρούνται λεπτόκοκκες ιλύς των σχηματισμών του Νεογενούς. Με εξαίρεση μερικά στρώματα και φακούς, τα ιζήματα αυτά έχουν πολύ ασθενή συνοχή. Η εσωτερική συνοχή του υλικού είναι στο όριο μεταξύ σκληρού πετρώματος και ασυμπίεστου υλικού.

Στην ανάντη περιοχή της λεκάνης απορροής του Αναποδιάρη, εμφανίζονται φλύσχη και λιγότερο συχνά ασβεστόλιθοι. Οι σχηματισμοί αυτοί πουθενά δεν εκτείνονται στη λεκάνη κατάκλισης αλλά οι κροκάλες των αλλουβιακών αποθέσεων περιλαμβάνουν όλο το φάσμα των πετρολογικών τύπων που εμφανίζονται στη λεκάνη απορροής. Τα Νεογενή ιζήματα εμφανίζουν ασθενή μόνο σημεία τεκτονικής διεργασίας, κυρίως ρήγματα με μικρές μετακινήσεις.

Οι πρόσφατες κροκαλοαμμώδεις αποθέσεις περιορίζονται στον πυθμένα της κοιλάδας και στις τρεις ελαφρά ανυψωμένες αναβαθμίδες. Πουθενά δεν παρατηρήθηκε πάχος κροκαλοαμμών μεγαλύτερο από δέκα μέτρα. Πρόσφατες κατολισθήσεις είναι ιδιαίτερα συχνές στις περιοχές των μερικά μαργαϊκών ιλυτών των σχηματισμών του Νεογενούς (Παπαγεωργίου, 2006).

4.1.2 Γεωλογία και τεκτονική της εξεταζόμενης περιοχής

Ο ταμιευτήρας στο σύνολό του συνδέεται με τα μολασσικά ιζήματα του Νεογενούς σχηματισμού, που γενικά κλίνουν ελαφρά προς τα νότια. Μια δύσκολα

Κεφάλαιο 4: Γεωλογία της περιοχής και γεωτεχνικές παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν

εντοπιζόμενη πτύχωση μπορεί να γίνει αντιληπτή στη λεκάνη κατάκλισης. Ο άξονας της πολύ ανοιχτής πτυχής έχει διεύθυνση $B75^{\circ}A$. Οι ορατές μορφολογικές γραμμώσεις, τις οποίες μπορεί κανείς να παρακολουθήσει σε μεγάλες αποστάσεις στις αεροφωτογραφίες, αιτιολογούνται από την ύπαρξη ρηγμάτων και διαρρήξεων. Οι κατά προτίμηση διευθύνσεις των διαταραχών αυτών είναι: BBD-NNA, BBA-NNΔ, ABA-ΔNΔ και ANA-ΔBΔ. Με μερικές εξαιρέσεις, οι γεωλογικές μετακινήσεις που οφείλονται στα πολυάριθμα ρήγματα είναι ασήμαντες. Η πιο ενδιαφέρουσα ζώνη περνάει κατά προσέγγιση από τις δύο συμβάλλουσες προς την κύρια κοιλάδα, σε μικρή απόσταση ανάντη της θέσης του φράγματος (Παπαγεωργίου, 2006).

4.1.3 Στρωματογραφική δομή

Από την κορυφή προς την κοίτη του ποταμού Αναποδιάρη, η ακόλουθη πετρολογική σειρά είναι τυπική για το σύνολο της περιοχής της λεκάνης (Παπαγεωργίου, 2006):

- Κροκαλοπαγές Νεογενούς σχηματισμού με λεπτές στρώσεις ψαμμίτη. Η μέση διάμετρος των συστατικών του κροκαλοπαγούς είναι περίπου 2,5cm. Η συνδετική ύλη αποτελείται από ιλύ και άμμο. Η αναλογία κροκαλών και συνδετικής ύλης είναι περίπου 1:3.
- Κάτω από το κροκαλοπαγές υπάρχει ένα στρώμα συμπυκνωμένης νεογενούς άμμου με ασθενή συνοχή πάχους 50 m περίπου. Η μέση διάμετρος των κόκκων βρίσκεται στα όρια της μεσόκοκκης άμμου. Η στρώση γενικά δεν είναι σαφής. Συχνά παρατηρείται κατακόρυφη και διασταυρούμενη στρώση. Τυπικό χαρακτηριστικό αυτού του σχηματισμού είναι η παρουσία μεγάλων φακών ψαμμίτη συγκολλημένου με ασβεστίτικο υλικό. Οι φακοί (κόνδυλοι) αυτοί είναι πιο συχνοί σε ορίζοντες με κύριο συστατικό αδρομερή άμμο. Απολιθώματα του Νεογενούς απαντούν συχνά στο σύνολο της ψαμμιτικής σειράς.
- Κάτω από τους ψαμμίτες ακολουθεί μια σειρά από ιλυόλιθους, με πάχος τουλάχιστον εξήντα μέτρα. Το συνολικό πάχος ωστόσο, δεν είναι γνωστό. Η ιλύς, της οποίας ο βαθμός συγκόλλησης είναι πάντοτε χαμηλός, περιέχει ένα

Κεφάλαιο 4: Γεωλογία της περιοχής και γεωτεχνικές παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν

ποικίλο, μερικές φορές αξιόλογο, ποσοστό από άργιλο και μάργα. Σ' όλη την έκταση των εμφανίσεων των ιλυτών παρατηρήθηκαν φακοειδή σώματα ψαμμιτών και περιπτωσιακά ορίζοντες από μικροκροκαλοπαγή. Λεπτοί φακοί από τύρφη, κομμάτια ξύλου και απολιθώματα απαντούν συχνά σε μερικά στρώματα.

- Μεταξύ των τριών σχηματισμών του Νεογενούς που περιγράφονται πιο πάνω, υπάρχει βαθμιαία μετάβαση. Ο σχηματισμός του Νεογενούς εμφανίζεται καθαρά στις πλαγιές της κοιλάδας, στο σύνολο της λεκάνης με εξαίρεση το κροκαλοπαγές του Νεογενούς, το οποίο σημειώνει σε πολλές θέσεις καλές επιφανειακές εμφανίσει. Το πάτωμα της κοιλάδας καλύπτεται από πρόσφατες κροκαλοαμμώδεις αποθέσεις. Επιπρόσθετα, μπορούν να διακριθούν τρεις αναβαθμίδες από τις οποίες η ψηλότερη βρίσκεται γύρω στα 25 m πάνω από το σημερινό υψόμετρο της κοίτης. Η ηλικία των αναβαθμίδων είναι αναμφίβολα μετα-πλειοκαινική. Τα αμμοχάλικα των δύο υψηλότερων αναβαθμίδων έχουν ισχυρή συγκόλληση, εν μέρει από ασβεστιτικό υλικό και εν μέρει από σιδηρομαγγανιούχα διαλύματα. Για το λόγο αυτό, η καταλληλότητα αυτών των αμμοχάλικων σαν υλικών κατασκευής είναι πολύ περιορισμένη.
- Πλευρικά κορήματα ή αποσαθρήματα δεν έχουν πάχος μεγαλύτερο από 5 m, εκτός από εκεί όπου η οι πλαγιές της κοιλάδας είναι πολύ απότομες. Ενδείξεις αποσάθρωσης παρατηρούνται σε σχετικά μεγάλο βάθος, ιδιαίτερα στις περιοχές του λεπτόκοκκου υλικού. Οι ιλυόλιθοι του Νεογενούς καλύτονται γι' αυτό το λόγο συχνά από ένα μανδύα αποσάθρωσης, πάχους πάνω από 5 m, που περιέχει ένα ιδιαίτερο ποσοστό αργίλου.

Συγκεκριμένα στο Σχήμα 4.1 φαίνεται χάρτης της ευρύτερης περιοχή στην οποία θα γίνει το συγκεκριμένο τεχνικό έργο, ενώ στα Σχήματα 4.2, 4.3 και 4.4 φωτογραφίες της.

Κεφάλαιο 4: Γεωλογία της περιοχής και γεωτεχνικές παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν



Σχήμα 4.1: Χάρτης της ευρύτερης περιοχής της Κρήτης που περιλαμβάνει την Πλακιώτισσα, περιοχή κατασκευής του φράγματος



Σχήμα 4.2: Αποψη της περιοχής χωροθέτησης του φράγματος

Κεφάλαιο 4: Γεωλογία της περιοχής και γεωτεχνικές παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν



Σχήμα 4.3: Άποψη της περιοχής χωροθέτησης του φράγματος



Σχήμα 4.3: Άποψη της περιοχής χωροθέτησης του φράγματος

4.2 Γεωτεχνικές παραμέτροι και μέθοδοι που χρησιμοποιήθηκαν

Στην συγκεκριμένη εργασία έγινε σειρά γεωτεχνικών διερευνήσεων που αφορούν το συντελεστή ασφάλειας των μοντέλων του φράγματος της Πλακιώτισσας με χρήση του λογισμικού πακέτου Geostudio 2004 (version 6.02). Πιο συγκεκριμένα έγιναν στατικές και δυναμικές αναλύσεις ομογενών και μη ομογενών διατομών του φράγματος με τη θεώρηση ότι το φράγμα είναι αρχικά άδειο και έπειτα γεμάτο με νερό. Στη δεύτερη περίπτωση, γίνονται υπολογισμοί του συντελεστή ασφάλειας των μοντέλων του φράγματος πρώτα με πιεζομετρία χωρίς προσθήκη πίεσης των πόρων και έπειτα με προσθήκη αυτής. Οι πιέσεις των πόρων υπολογίζονται με δύο τρόπους: 1) στο πρόγραμμα SLOPE/W με τη μέθοδο των b-bars και 2) στο πρόγραμμα SEEP/W, από όπου και μεταφέρονται στο πρόγραμμα SLOPE/W και προστίθενται στις υπόλοιπες παραμέτρους αυτόματα.

Οι γεωτεχνικές παράμετροι οι οποίες χρησιμοποιήθηκαν είναι για κάθε εδαφικό στρώμα: η συνοχή του c , η γωνία τριβής ϕ , το ειδικό βάρος του γ , το σεισμικό φορτίο H οριζόντιο και V κατακόρυφο, καθώς και ο συντελεστής B της μεθόδου των b-bars υπολογισμού της πίεσης των πόρων. Οι δύο πρώτες αποτελούν παραμέτρους στους οποίους αποδίδεται η αντίσταση σε διάτμηση ενός εδάφους.

1. Συνοχή c ενός εδαφικού σχηματισμού

Η συνοχή c ενός εδαφικού σχηματισμού είναι μία παράμετρος που συμβάλει στην ανάπτυξη της διατμητικής αντοχής και οφείλεται στις δυνάμεις που συγκρατούν τους κόκκους μαζί στην εδαφική μάζα. Αναλύθηκε στην ενότητα 3.3.3.

2. Γωνία τριβής

Η γωνία τριβής αντιπροσωπεύει κυρίως την τριβή που αναπτύσσεται μεταξύ των κόκκων του εδάφους και αναλύθηκε στην ενότητα 3.3.3.

3. Σεισμικό φορτίο

Είναι το φορτίο που οφείλεται στη σεισμικότητα της περιοχής και είναι κατακόρυφο και οριζόντιο. Το οριζόντιο φορτίο είναι ίσο με το μισό του κατακόρυφου

4. Υπολογισμός της πίεσης των πόρων με τη μέθοδο των b – bars

Κεφάλαιο 4: Γεωλογία της περιοχής και γεωτεχνικές παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν

Η b – bars είναι μία μέθοδος υπολογισμού των αλλαγών που συμβαίνουν σε μικρό χρονικό διάστημα στην πίεση των πόρων του εδαφικού υλικού εξαιτίας της γρήγορης επιβολής φορτίου. Με αυτή τη μέθοδο η αλλαγή στην πίεση των πόρων θεωρείται ότι γίνεται απευθείας ανάλογα με μία αλλαγή στην κάθετη τάση. Η πίεση των πόρων δίνεται από τον τύπο:

$$\Delta u = \bar{B} \Delta \sigma_v$$

όπου \bar{B} είναι ο συντελεστής της πίεσης των πόρων για ένα υλικό. Η αλλαγή στην κάθετη τάση $\Delta \sigma_v$ μπορεί να οφείλεται στο βάρος των υπερκειμένων εδαφικών στρωμάτων του υλικού, στα κάθετα εξωτερικά φορτία, στα κάθετα σεισμικά φορτία ή σ' ένα συνδυασμό των παραπάνω παραγόντων.

5. Υπολογισμός της πίεσης των πόρων μέσω του προγράμματος SEEP/W

Στο πρόγραμμα SEEP/W υπολογίζονται οι πιέσεις πόρων δίνοντας τις εξής παραμέτρους:

- Συντελεστή υδροπερατότητας του υποβάθρου $k=10^{-7}$ m/sec, του σώματος του φράγματος $k=10^{-6}$ m/sec και του πυρήνα $k=10^{-8}$ m/sec.
- Τις συνοριακές συνθήκες.

Στη συνέχεια, οι υπολογιζόμενες πιέσεις μεταφέρονται στο πρόγραμμα SLOPE/W, όπου και προστίθενται στις υπόλοιπες παραμέτρους και γίνεται έτσι αυτόματα ο υπολογισμός του συντελεστή ασφάλειας του συγκεκριμένου μοντέλου του φράγματος.

Οι παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν στην περίπτωση θεώρησης ομογενούς διατομής είναι:

- a) Το υπόβαθρο, το οποίο θεωρήθηκε μάργα $c=450$ kPa, $\phi=21^\circ$ και $\gamma_{wet}=17$ kN/m³.
- b) Το σώμα του φράγματος μελετήθηκαν οι περιπτώσεις όπου:
 1. $c=40$ kPa, $\phi=30^\circ$ και $\gamma_{wet}=20$ kN/m³ και σεισμικό φορτίο 0, 0.12, 0.24 και 0.36,
 2. $c=50$ kPa, $\phi=30^\circ$, $\gamma_{wet}=20$ kN/m³ και σεισμικό φορτίο 0, 0.12, 0.24 και 0.36,
 3. $c=60$ kPa, $\phi=30^\circ$, $\gamma_{wet}=20$ kN/m³ και σεισμικό φορτίο 0, 0.12, 0.24 και 0.36,

Κεφάλαιο 4: Γεωλογία της περιοχής και γεωτεχνικές παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν

4. $c=15 \text{ kPa}$, $\phi=26^\circ$, $\gamma_{\text{wet}}=20 \text{ kN/m}^3$ και σεισμικό φορτίο 0 και 0.12,

5. $c=25 \text{ kPa}$, $\phi=26^\circ$, $\gamma_{\text{wet}}=20 \text{ kN/m}^3$ και σεισμικό φορτίο 0 και 0.12.

Στην περίπτωση θεώρησης μη ομογενούς, οι παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν είναι οι ίδιες με αυτές του υποβάθρου, ενώ για το σώμα του φράγματος και για τον πυρήνα αυτού, αυτές είναι:

1. Για το σώμα του φράγματος $c=0 \text{ kPa}$, $\phi=36^\circ$, $\gamma_{\text{wet}}=20 \text{ kN/m}^3$ και σεισμικό φορτίο 0 και 0.12.

Για τον πυρήνα του φράγματος $c=15 \text{ kPa}$, $\phi=26^\circ$, $\gamma_{\text{wet}}=20 \text{ kN/m}^3$ και σεισμικό φορτίο 0 και 0.12.

2. Για το σώμα του φράγματος $c=5 \text{ kPa}$, $\phi=36^\circ$, $\gamma_{\text{wet}}=20 \text{ kN/m}^3$ και σεισμικό φορτίο 0 και 0.12.

Για τον πυρήνα του φράγματος $c=15 \text{ kPa}$, $\phi=26^\circ$, $\gamma_{\text{wet}}=20 \text{ kN/m}^3$ και σεισμικό φορτίο 0 και 0.12.

3. Για το σώμα του φράγματος $c=0 \text{ kPa}$, $\phi=36^\circ$, $\gamma_{\text{wet}}=20 \text{ kN/m}^3$ και σεισμικό φορτίο 0 και 0.12.

Για τον πυρήνα του φράγματος $c=25 \text{ kPa}$, $\phi=26^\circ$, $\gamma_{\text{wet}}=20 \text{ kN/m}^3$ και σεισμικό φορτίο 0 και 0.12.

4. Για το σώμα του φράγματος $c=5 \text{ kPa}$, $\phi=36^\circ$, $\gamma_{\text{wet}}=20 \text{ kN/m}^3$ και σεισμικό φορτίο 0 και 0.12.

Για τον πυρήνα του φράγματος $c=25 \text{ kPa}$, $\phi=26^\circ$, $\gamma_{\text{wet}}=20 \text{ kN/m}^3$ και σεισμικό φορτίο 0 και 0.12.

Αυτές λοιπόν, οι γεωτεχνικές παράμετροι χρησιμοποιήθηκαν στο λογισμικό πακέτο Geostudio 2004 (version 6.02) τόσο κατά τη στατική όσο και κατά τη δυναμική ανάλυση ομογενούς και μη ομογενούς διατομής του φράγματος για την λήψη των συντελεστών ασφαλείας του.

Οι αναλύσεις αυτές έγιναν με μεθόδους οριακής ισορροπίας από όπου και λήφθηκε ο συντελεστής ασφάλειας, f ή αλλιώς Σ.Α., για τη δυσμενέστερη περίπτωση επιφάνειας ολίσθησης. Οι μέθοδοι ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκαν είναι οι εξής:

1. Η Σουηδική μέθοδος ανάλυσης της ευστάθειας των πρανών ή αλλιώς συνήθης μέθοδος ανάλυσης του Bishop.

Κεφάλαιο 4: Γεωλογία της περιοχής και γεωτεχνικές παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν

2. Η απλουστευμένη μέθοδος ανάλυσης της ευστάθειας των πρανών του Bishop.
3. Η μέθοδος ανάλυσης της ευστάθειας των πρανών κατά Janbu.
4. Η μέθοδος ανάλυσης της ευστάθειας των πρανών κατά Spencer.

4.2.1 Σουηδική μέθοδος ανάλυσης της ευστάθειας των πρανών

Μια εισαγωγή στην ανάλυση της ευστάθειας των πρανών μπορεί να γίνει με την αξιολόγηση ενός απλού, ομογενούς πρανού με τη χρήση κυκλικών επιφανειών ολίσθησης και χωρίς καθόλου πίεση των πόρων. Στην περίπτωση που προστεθεί και ένας υδροφόρος ορίζοντας δίνεται η πίεση των πόρων κάθε λωρίδας και περιλαμβάνεται και αυτή στον υπολογισμό της αντοχής σε διάτμηση.

Η πιθανά ολισθαίνουσα μάζα χωρίζεται σε λωρίδες και υπολογίζεται ο συντελεστής ασφάλειας με την υπόθεση ότι δεν υπάρχουν δυνάμεις μεταξύ αυτών. Αυτό γενικά αναφέρεται σαν η συνήθης μέθοδος του Bishop ή Σουηδική μέθοδος. Η μέθοδος αυτή αγνοώντας τις δυνάμεις μεταξύ των λωρίδων κάνει την εξίσωση του συντελεστή ασφάλειας γραμμική, καθιστώντας έτσι εύκολο τον υπολογισμό του με ένα πρόγραμμα όπως το Excel. Η γενική λύση του που μπορεί ο κάθε μελετητής να εφαρμόσει είναι η παρακάτω:

1. Η εξεταζόμενη περιοχή χωρίζεται σε ίσες λωρίδες και για κάθε λωρίδα δίνονται οι εξής παράμετροι:
 - B = πλάτος της λωρίδας
 - H = ύψος της λωρίδας
 - W = βάρος της λωρίδας
 - a = γωνία της κλίσης της βάσης της λωρίδας
 - L = μήκος της βάσης της λωρίδας
 - c = συνοχή
 - N = κύριες τάσεις
2. Υπολογίζεται ο συντελεστής ασφάλειας από τον τύπο:

$$f = \Sigma (CL) + \sum \frac{(N \tan \phi)}{(W \sin a)}$$

Κεφάλαιο 4: Γεωλογία της περιοχής και γεωτεχνικές παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν

Η μέθοδος αυτή όμως παρουσιάζει και ορισμένα σημαντικά μειονεκτήματα. Έτσι, το πολύγωνο που παρουσιάζει τις δυνάμεις που ασκούνται σε κάθε λωρίδα αδυνατεί να κλείσει ιδιαίτερα στην περίπτωση που η λωρίδα στη βάση της είναι σχεδόν οριζόντια. Επίσης, αυτή η μέθοδος ικανοποιεί μόνο τις ροπές ισορροπίας.

Επιπλέον, επειδή στον υπολογισμό του συντελεστή ασφάλειας αγνοούνται οι δυνάμεις μεταξύ των λωρίδων, δεν υπάρχει τίποτα στην ανάλυση που να αντιδρά στην οριζόντια συνιστώσα της δύναμης που ασκείται στη βάση και επομένως, οι λωρίδες δεν βρίσκονται σε κατάσταση οριακής ισορροπίας. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα η μέθοδος αυτή να οδηγεί σε σημαντικά λάθη στον υπολογισμό της ευστάθειας των πρανών. Υπάρχουν πολλά παραδείγματα όπου ο συντελεστής ασφάλειας που λαμβάνεται μ' αυτή τη μέθοδο συνήθως πέφτει κάτω από το χαμηλότερο όριο της λύσης που ικανοποιεί τις στατιστικές. Σε ορισμένα προβλήματα ο συντελεστής ασφάλειας είναι μόνο 10 – 15 % κάτω από τις σωστές τιμές, σε άλλα πάλι το σφάλμα μπορεί να είναι πολύ μεγαλύτερο, έως και 60%. (Whitman and Lambe, 1979).

4.2.2 Απλουστευμένη μέθοδος ανάλυσης της ευστάθειας των πρανών του Bishop

Η απλουστευμένη μέθοδος του Bishop λαμβάνει υπόψη μόνο τις ορθές δυνάμεις μεταξύ των λωρίδων αγνοώντας τις διατμητικές. Επίσης, ικανοποιεί μόνο ροπές ισορροπίας. Η σχέση υπολογισμού του συντελεστή ασφάλειας με αυτή τη μέθοδο δίνεται από τον παρακάτω τύπο, στον οποίο στο δεύτερο μέλος της εξίσωσης το σύμβολο f είναι ένας αρχικός συντελεστής ασφάλειας που λαμβάνεται συνήθως ίσος με τον συντελεστή ασφάλειας που υπολογίζεται από τη Σουηδική μέθοδο ανάλυσης της ευστάθειας των πρανών (Geostudio, 2004):

$$f = \frac{I}{\sum W \sin \alpha} \sum \left[(c\beta + W \tan \varphi) \left\{ \cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \varphi}{f} \right\} \right]$$

όπου:

- W = βάρος της λωρίδας
- β = μήκος της βάσης της λωρίδας

Κεφάλαιο 4: Γεωλογία της περιοχής και γεωτεχνικές παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν

- a = κλίση της βάσης της λωρίδας
- c = συνοχή
- φ = γωνία τριβής

Όπως φαίνεται από την παραπάνω σχέση ο συντελεστής ασφάλειας υπάρχει και στις δύο μεριές τις εξίσωσης. Αυτό σημαίνει πως η εξίσωση αυτή του συντελεστή ασφάλειας είναι μη – γραμμική και απαιτείται μια επαναληπτική και έμμεση υπολογιστική διαδικασία για τη λύση της (Τσότσος, 1991).

Η διαφορά αυτής της μεθόδου από τη Σουηδική μέθοδο είναι ότι αυτή περιλαμβάνει τις δυνάμεις μεταξύ των λωρίδων λαμβάνοντας έτσι καλύτερα αποτελέσματα σχετικά με το πολύγωνο που παρουσιάζει τις δυνάμεις που ασκούνται σε κάθε λωρίδα, παρότι δεν κλείνει τέλεια πλησιάζει τουλάχιστον στο κλείσιμο και επομένως οι λωρίδες είναι κοντά στην επίτευξη ισορροπίας δυνάμεων.

4.2.3 Μέθοδος ανάλυσης ευστάθειας των πρανών κατά Janbu

Στη μέθοδο που παρουσίασε ολοκληρωμένα το 1973 ο Janbu πρότεινε μία ανάλογη προς την απλουστευμένη μέθοδο του Bishop επαναληπτική υπολογιστική πορεία. Η παρακάτω εξίσωση είναι η βασική εξίσωση της μεθόδου του Janbu, η οποία ουσιαστικά προκύπτει από την κύρια συνθήκη ισορροπίας δυνάμεων (Τσότσος, 1991):

$$f = \frac{\sum c' b + (W + Q - ub) \{ \sec^2 a / (1 + \tan a \cdot \tan \varphi' / F) \}}{\sum [(W + Q) \sin a]}$$

Αυτή η απλουστευμένη μέθοδος είναι όπως προαναφέρθηκε παρόμοια με τη συνήθη μέθοδο του Bishop. Έτσι λοιπόν και εδώ, περικλείονται οι δυνάμεις μεταξύ των λωρίδων αλλά όχι οι διατμητικές δυνάμεις. Επίσης, αυτή η μέθοδος ικανοποιεί μόνο οριζόντιες δυνάμεις ισορροπίας. Τέλος, ο συντελεστής ασφάλειας είναι σημαντικά διαφορετικός από αυτόν που υπολογίζεται από τη μέθοδο του Bishop παρά το γεγονός ότι το πολύγωνο που παρουσιάζει τις εφαρμοζόμενες σε κάθε λωρίδα δυνάμεις κλείνει αρκετά καλά και στις δύο περιπτώσεις.

4.2.4 Μέθοδος ανάλυσης ευστάθειας των πρανών κατά Spencer

Η μέθοδος του Spencer θεωρεί μια κυκλική επιφάνεια ολίσθησης και χωρίζει το εξεταζόμενο εδαφικό πρανές σε μια σειρά από κάθετες λωρίδες ακολουθώντας παρόμοια διαδικασία με αυτή της μεθόδου του Bishop. Ο υπολογιζόμενος συντελεστής ασφάλειας περιλαμβάνει τις ιδιότητες του εδάφους που αναφέρονται στην αντοχή σε διάτμηση, δηλαδή την συνοχή c και τη γωνία τριβής ϕ . Όταν στο πρανές ασκείται πίεση των πόρων αυτή θεωρείται ομογενής σ' όλο το πρανές (McCarthy, 1998).

Τα κυριότερα σημεία αυτής της μεθόδου είναι αρχικά ότι λαμβάνει υπόψη της τόσο τις κύριες όσο και τις διατμητικές δυνάμεις μεταξύ των λωρίδων και ικανοποιεί τόσο την ισορροπία δυνάμεων όσο και την ισορροπία ροπών. Επίσης, είναι σημαντικό ότι η μόνη συνθήκη σ' αυτή τη μέθοδο είναι ότι η αναλογία ανάμεσα στις διατμητικές και τις κύριες δυνάμεις είναι συνεχής και επομένως, αυτές είναι ίδιες για κάθε λωρίδα. Σύμφωνα με τον Craig, 1992, οι υπολογιζόμενες δυνάμεις μεταξύ των λωρίδων είναι παράλληλες. Ο Spencer έδειξε ότι η ακρίβεια της απλουστευμένης μεθόδου ανάλυσης του Bishop, όπου μόνο η ισορροπία ροπών ικανοποιείται συμβαίνει εξαιτίας της εξίσωσης της ροπής του πρανού από τις δυνάμεις μεταξύ των λωρίδων (Craig, 1992). Επιπλέον, το πολύγωνο στο οποίο παρουσιάζονται οι εφαρμοζόμενες σε κάθε λωρίδα δυνάμεις είναι σχεδόν τέλειο δείχνοντας έτσι ότι οι εφαρμοζόμενες σε κάθε μια τους δυνάμεις θέτουν την κάθε λωρίδα σε σχεδόν τέλεια ισορροπία δυνάμεων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: Στάδια στατικής και δυναμικής ανάλυσης διαφόρων μοντέλων του φράγματος με θεώρηση ομογενούς διατομής και διατομής που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα

5.1. Στατική ανάλυση διαφόρων μοντέλων του φράγματος με τη θεώρηση ομογενούς διατομής

5.1.1 Στατική ανάλυση χωρίς πλήρωση του ταμιευτήρα

Η ανάλυση αυτή γίνεται στο αρχικό στάδιο της μελέτης των μοντέλων του φράγματος και αποτελεί την πιο απλή παραδοχή του. Αυτό γίνεται γιατί πρέπει τέτοιες μελέτες να ξεκινούν από απλοϊκά στάδια για μεγαλύτερη ακρίβεια στα αποτελέσματα και σταδιακά να γίνονται πιο περίπλοκες οι συνθήκες που εξετάζονται. Γι' αυτό το λόγο θεωρείται αρχικά το φράγμα με ομογενή διατομή, χωρίς σεισμικό φορτίο. Οι παράμετροι του σώματος του είναι: η συνοχή c , το ειδικό βάρος και η γωνία εσωτερικής τριβής και οι τιμές που αυτές λαμβάνουν είναι:

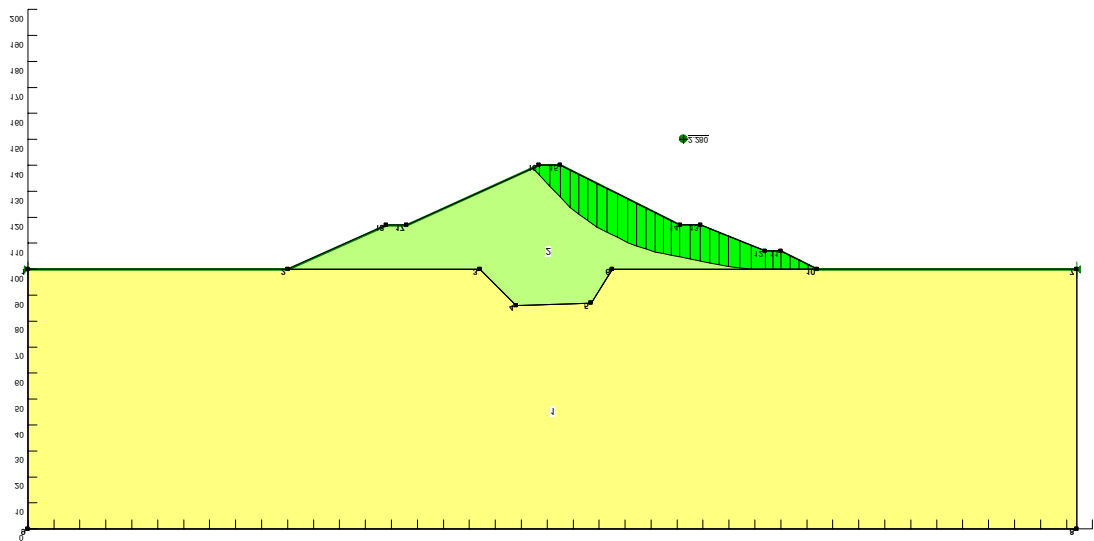
1. a) $c=40 \text{ kPa}$ b) $c=50 \text{ kPa}$ c) $c=60 \text{ kPa}$, $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$ $\varphi=30^\circ$.
2. a) $c=15 \text{ kPa}$ b) $c=25 \text{ kPa}$, $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$ $\varphi=26^\circ$

Το μαργαϊκό υπόβαθρό διατηρεί τις ίδιες τιμές και στις δύο περιπτώσεις:

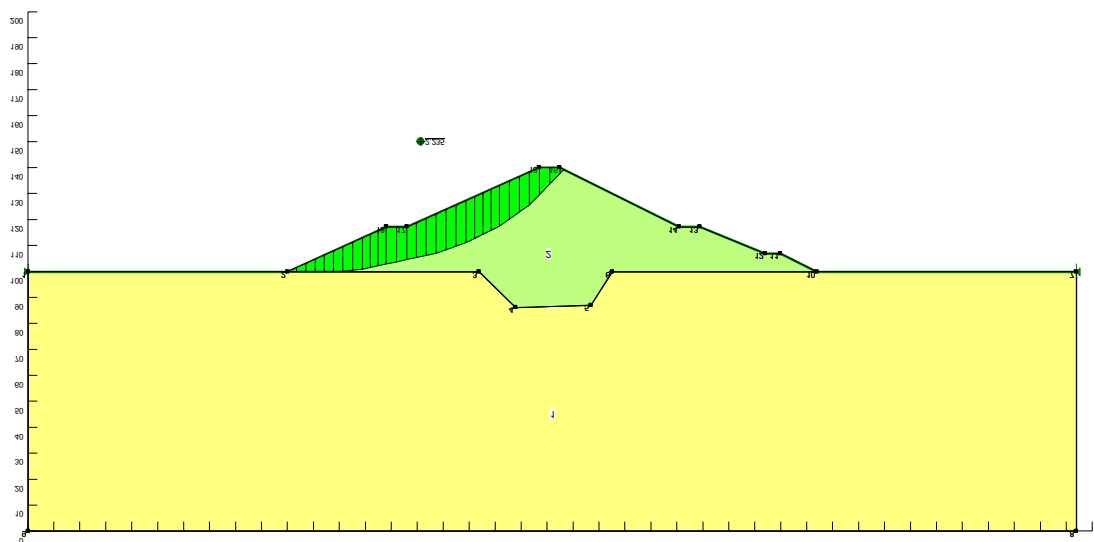
$$\text{a) } c=450, \gamma=17 \text{ kN/m}^3 \varphi=21^\circ$$

Τα Σχήματα 5.1 και 5.2 δείχνουν τις πιθανά ολισθαίνουσες μάζες σύμφωνα με την τεχνική του αυτόματου εντοπισμού των κρίσιμων επιφανειών ολίσθησης, στην οποία το ίδιο το πρόγραμμα ψάχνει και βρίσκει αυτή την επιφάνεια όταν του δίνονται τα παραπάνω δεδομένα καθώς και η παράμετρος που αφορά τη διεύθυνση προς την οποία θα ολισθήσει η επιφάνεια αυτή. Στους πίνακες 5.1 και 5.2 δίνονται αναλυτικά τα αποτελέσματα των παραπάνω δεδομένων, σύμφωνα με τα οποία ο συντελεστής ασφάλειας του φράγματος είναι μεγαλύτερος του 1.4.

Κεφάλαιο 5: Στάδια στατικής και δυναμικής ανάλυσης διαφόρων μοντέλων του φράγματος με θεώρηση ομογενούς διατομής και διατομής που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα



Σχήμα 5.1:Επιφάνεια ολίσθησης κατάντη του φράγματος για $c=40\text{kPa}$



Σχήμα 5.2:Επιφάνεια ολίσθησης ανάντη του φράγματος για $c=40\text{kPa}$

Πίνακας 5.1: Στατική ανάλυση ομογενούς διατομής χωρίς νερό για $c=40$, $c=50$ και $c=60 \text{ kPa}$

Συνοχή φράγματος	Μέθοδος υπολογισμού Συντελεστή Ασφάλειας				
	Ολισθαίνον πρανές	Spencer	Swedish	Bishop	Janbu
$c=40$	Κατάντη	2.280	2.254	2.270	2.153
	Ανάντη	2.235	2.211	2.195	2.180
$c=50$	Κατάντη	2.423	2.398	2.406	2.280
	Ανάντη	2.378	2.356	2.332	2.263
$c=60$	Κατάντη	2.559	2.536	2.537	2.402
	Ανάντη	2.536	2.521	2.507	2.373

Κεφάλαιο 5: Στάδια στατικής και δυναμικής ανάλυσης διαφόρων μοντέλων του φράγματος με θεώρηση ομογενούς διατομής και διατομής που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα

Πίνακας 5.2: Στατική ανάλυση ομογενούς διατομής χωρίς πλήρωση του ταμιευτήρα, για $c=15$ kPa και $c=25$ kPa

Συνοχής φράγματος	Μέθοδος υπολογισμού Συντελεστή Ασφάλειας				
	Ολισθαίνον πρανές	Spencer	Swedish	Bishop	Janbu
$c=15$	Κατάντη	1.627	1.607	1.604	1.558
	Ανάντη	1.589	1.572	1.573	1.533
$c=25$	Κατάντη	1.794	1.772	1.790	1.699
	Ανάντη	1.755	1.735	1.731	1.683

5.1.2 Στατική ανάλυση με πλήρωση του ταμιευτήρα

Το επόμενο βήμα στην ανάλυση μοντέλων του φράγματος που μελετώνται είναι η διερεύνησή τους χωρίς προσθήκη σεισμικού φορτίου, αλλά με πλήρωση του ταμιευτήρα. Αυτή μπορεί να πραγματοποιηθεί με τρεις τρόπους: 1) με προσθήκη μόνο της πιεζομετρίας, 2) με προσθήκη της πίεσης των πόρων μέσω της μεθόδου των b-bars και 3) με προσθήκη της πίεσης των πόρων μέσω του προγράμματος SEEP/W.

Εδώ θα πρέπει να αναφερθεί πως όταν στο πρόγραμμα SLOPE/W γίνεται μελέτη ενός μοντέλου του φράγματος, με πλήρωση του ταμιευτήρα, η επίδραση του οποίου υπολογίζεται από τη πιεζομετρία του, τότε το πρόγραμμα λαμβάνει υπόψη του το βάρος του νερού αλλά και του υποβάθρου του φράγματος. Σαν βάρος του νερού λαμβάνει υπόψη του το ύψος του νερού και σαν βάρος του υποβάθρου το ύψος αυτού. Στην περίπτωση όμως που η επίδραση του νερού υπολογίζεται μέσω της πίεσης των πόρων τότε το πρόγραμμα λαμβάνει υπόψη του μόνο τη στήλη του νερού που βρίσκεται πάνω από το υπόβαθρο. Αυτό φαίνεται από τη μελέτη των στοιχείων του πίνακα 5.3, 5.4, 5.5 και 5.6 για συνοχή του φράγματος ίση με 40 ή 50 kPa και τιμές για πίεση των πόρων που δίνονται από τη μέθοδο των b-bars, ο συντελεστής B της οποίας λαμβάνει τιμές ίσες με 0.5 ή 1 χωρίς την επιπλέον προσθήκη του βάρους του νερού.

Οι παράμετροι που δίνονται για το σώμα του φράγματος είναι:

- a) Στην πρώτη περίπτωση η συνοχή c : a) $c=40$ kPa, b) $c=50$ kPa, c) $c=60$ kPa, το ειδικό βάρος $\gamma_{\text{sat}}=20\text{kN/m}^3$ και η γωνία εσωτερικής τριβής $\phi=30^\circ$.

Κεφάλαιο 5: Στάδια στατικής και δυναμικής ανάλυσης διαφόρων μοντέλων του φράγματος με θεώρηση ομογενούς διατομής και διατομής που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα

- b) Στη δεύτερη περίπτωση a) $c=40$ kPa, b) $c=50$ kPa καθώς και $b\text{-bars}=0.5$, $b\text{-bars}=1$ με και χωρίς προσθήκη του βάρους του νερού, το ειδικό βάρος $\gamma_{\text{sat}}=20\text{kN/m}^3$ και η γωνία εσωτερικής τριβής $\phi=30^\circ$.
- c) Τέλος, στην τρίτη περίπτωση συνοχή a) $c=15$ kPa, b) $c=25$ kPa, ειδικό βάρος $\gamma_{\text{sat}}=20\text{kN/m}^3$ και γωνία εσωτερικής τριβής $\phi=26^\circ$.

Οι παράμετροι για το υπόβαθρο είναι οι ίδιες και στις τρεις περιπτώσεις και ίσοι με: a) $c=450$, $\gamma_{\text{sat}}=17\text{kN/m}^3$ $\phi=21^\circ$.

Στους πίνακες 5.3, 5.4, 5.5 και 5.6 δίνονται αναλυτικά τα αποτελέσματα των παραπάνω δεδομένων. Τα Σχήματα 5.3 και 5.4 δείχνουν ενδεικτικά τις κρίσιμες επιφάνειες ολίσθησης για την πρώτη περίπτωση με προσθήκη πιεζομετρικής γραμμής και γραμμής πίεσης, ενώ τα Σχήματα 5.5. και 5.6 δείχνουν ενδεικτικά τις κρίσιμες επιφάνειες ολίσθησης για την τρίτη περίπτωση.

Σύμφωνα με τους πίνακες 5.3, 5.4, 5.5 και 5.6 ο συντελεστής ασφάλειας είναι μεγαλύτερος του 1.4. Ο Σ.Α. παίρνει τιμές μικρότερες από 1.4 μόνο στις περιπτώσεις: 1) όπου η μέθοδος $b\text{-bars}$ παίρνει τιμές 0.5 ή 1 και στον υπολογισμό των πιέσεων των πόρων μέσω αυτής της μεθόδου, προστίθενται και οι κατακόρυφες τάσεις και 2) όταν η συνοχή του σώματος του φράγματος είναι $c=15\text{kPa}$ για υπολογισμό των πιέσεων των πόρων μέσω του προγράμματος SEEP/W και η επιφάνεια ολισθαίνει προς το κατάντη πρανές.

Μία ακόμα παρατήρηση που πρέπει να γίνει είναι πως τα αποτελέσματα που προέκυψαν για τον Σ.Α στην περίπτωση προσθήκης μόνο υδροφόρου ορίζοντα είναι σχεδόν ίδια για τα κατάντη πρανή με αυτά που προέκυψαν από την προσθήκη ενός υδροφόρου ορίζοντα και επιπλέον τις κατακόρυφες τάσεις, ενώ παρουσιάζουν μια διαφορά της τάξης των ± 0.2 έως 0.4 μονάδων για τα ανάντη πρανή, χωρίς ωστόσο ο Σ.Α. να γίνεται μικρότερος από 1.4.

Πίνακας 5.3:Στατική ανάλυση ομογενούς διατομής μετά την πλήρωση του ταμιευτήρα για $c=40$, $c=50$ και $c=60$ & προσθήκη μόνο υδροφόρου ορίζοντα

Συνοχή φράγματος	Μέθοδος υπολογισμού Συντελεστή Ασφάλειας			
	Spencer	Swedish	Bishop	Janbu
Ολισθαίνον Πρανές

Κεφάλαιο 5: Στάδια στατικής και δυναμικής ανάλυσης διαφόρων μοντέλων του φράγματος με θεώρηση ομογενούς διατομής και διατομής που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα

c=40	Κατάντη	1.752	1.679	1.717	1.624
	Ανάντη	2.113	2.054	2.067	1.974
c=50	Κατάντη	1.867	1.779	1.816	1.711
	Ανάντη	3.220	2.789	3.214	2.711
c=60	Κατάντη	1.984	1.913	1.938	1.829
	Ανάντη	3.256	2.815	3.249	2.756

Πίνακας 5.4: Στατική ανάλυση ομογενούς διατομής μετά την πλήρωση του ταμιευτήρα για c=40, c=50 και c=60 με προσθήκη υδροφόρου ορίζοντα και βάρους του νερού					
Μέθοδος υπολογισμού Συντελεστή Ασφάλειας					
Συνοχή φράγματος		Spencer	Swedish	Bishop	Janbu
	Ολισθαίνον Πρανές				
c=40	Κατάντη	1.729	1.651	1.693	1.595
	Ανάντη	2.577	2.528	2.577	2.437
c=50	Κατάντη	1.853	1.770	1.816	1.712
	Ανάντη	2.799	2.894	2.767	2.608
c=60	Κατάντη	1.973	1.899	1.927	1.816
	Ανάντη	3.026	3.095	2.993	2.827

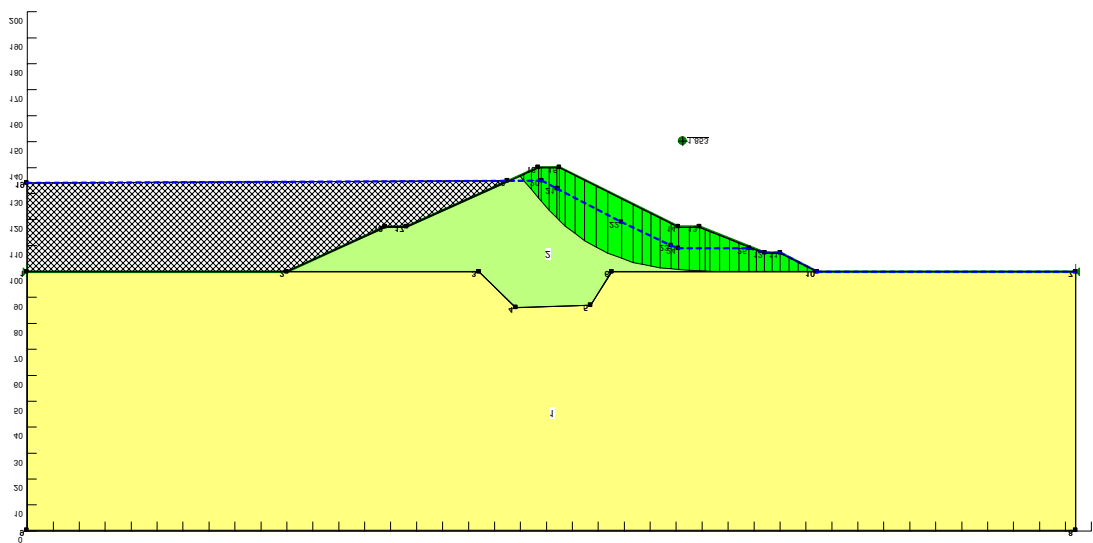
Πίνακας 5.5: Στατική ανάλυση ομογενούς διατομής με νερό για c=40, c=50 και c=60 και b-bars=0.5 και 1 με και χωρίς την προσθήκη των γεωστατικών τάσεων

Μέθοδος υπολογισμού Συντελεστή Ασφάλειας					
Ολισθαίνον					
b-bars=0.5	Πρανές	Spencer	Swedish	Bishop	Janbu
c=40	Κατάντη	1.752	1.679	1.717	1.624
	Ανάντη	2.113	2.054	2.067	1.974
c=50	Κατάντη	1.876	1.803	1.838	1.738
	Ανάντη	3.230	2.795	3.225	2.724
b-bars=1					
c=40	Κατάντη	1.752	1.679	1.717	1.624
	Ανάντη	2.658	2.697	2.576	2.453
c=50	Κατάντη	1.876	1.803	1.888	1.738
	Ανάντη	2.878	2.954	2.795	2.663
b-bars=0.5 & σ_v					
c=40	Κατάντη	0.710	0.505	0.686	0.613
	Ανάντη	1.055	0.575	0.962	0.926
c=50	Κατάντη	0.833	0.630	0.814	0.734
	Ανάντη	1.055	0.575	0.962	0.926
b-bars=1 & σ_v					
c=40	Κατάντη	0.198	0.111	0.167	0.165
	Ανάντη	0.645	0.527	0.587	0.588
c=50	Κατάντη	0.314	0.219	0.282	0.278
	Ανάντη	0.186	0.170	0.198	0.203

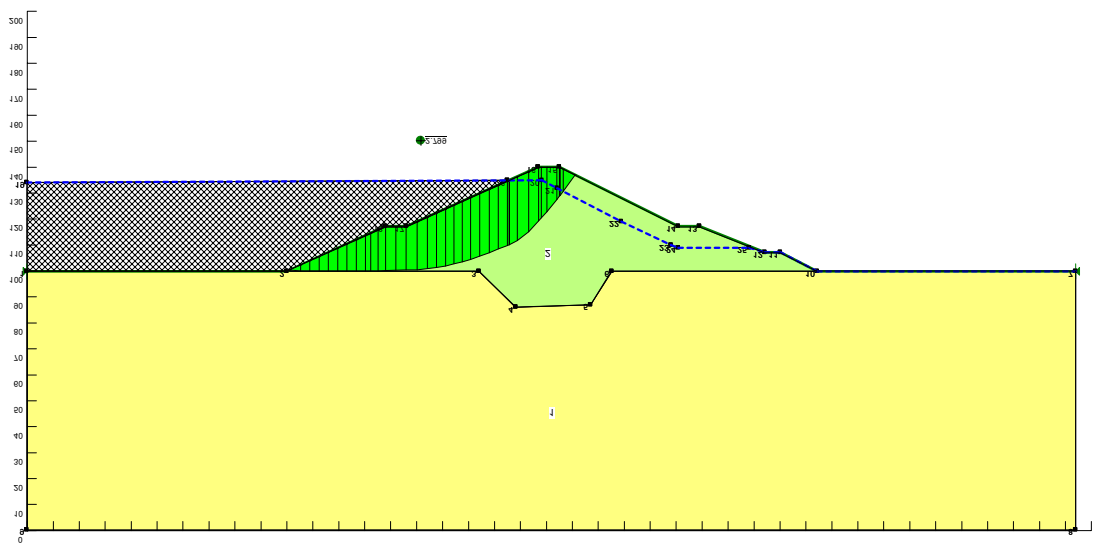
Κεφάλαιο 5: Στάδια στατικής και δυναμικής ανάλυσης διαφόρων μοντέλων του φράγματος με θεώρηση ομογενούς διατομής και διατομής που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα

Πίνακας 5.6: Στατική ανάλυση ομογενούς διατομής με πλήρωση του ταμιευτήρα για $c=15$ και $c=25$ μέσω του SEEP/W

Συνοχή φράγματος	Μέθοδος υπολογισμού Συντελεστή Ασφάλειας				
	Ολισθαίνον	Spencer	Ordinary	Bishop	Janbu
$c=15$	Πρανές				
	Κατάντη	1.385	1.330	1.358	1.288
$c=25$	Ανάντη	2.483	2.484	2.432	2.320
	Κατάντη	1.522	1.470	1.492	1.415
	Ανάντη	1.853	1.795	1.798	1.724

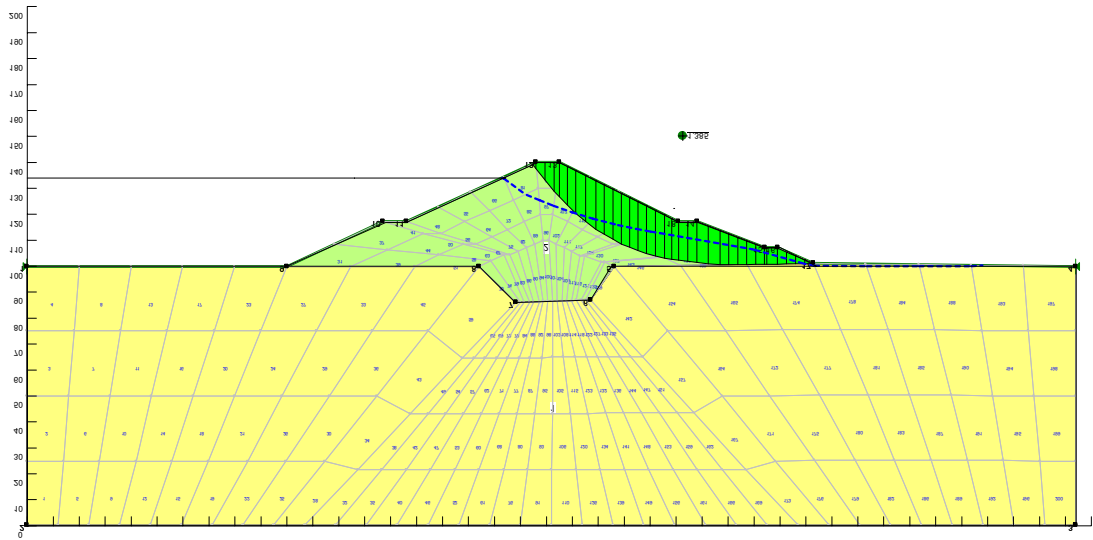


Σχήμα 5.3: Επιφάνεια ολίσθησης κατάντη του φράγματος για $c=50$ kPa

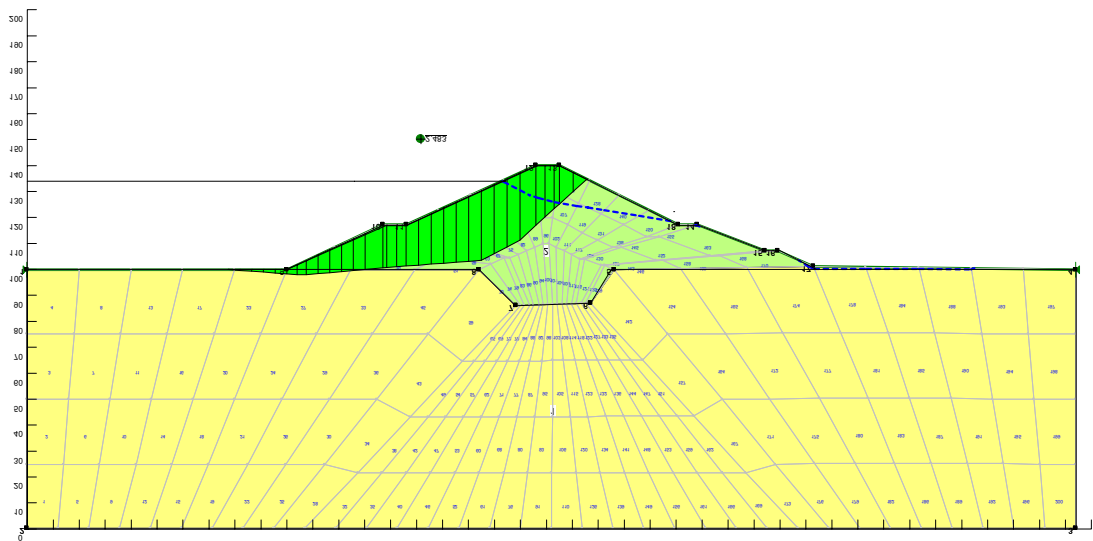


Σχήμα 5.4: Επιφάνεια ολίσθησης ανάντη του φράγματος για $c=50$ kPa

Κεφάλαιο 5: Στάδια στατικής και δυναμικής ανάλυσης διαφόρων μοντέλων του φράγματος με θεώρηση ομογενούς διατομής και διατομής που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα



Σχήμα 5.5:Επιφάνεια ολίσθησης κατάντη του φράγματος για $c=15\text{kPa}$



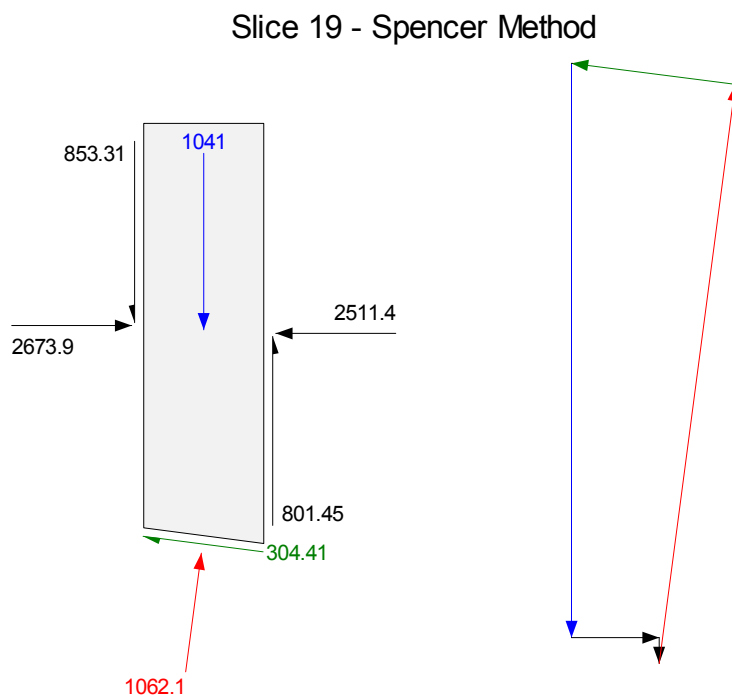
Σχήμα 5.6:Επιφάνεια ολίσθησης ανάντη του φράγματος για $c=15\text{kPa}$

Είναι σημαντικό να αναφερθεί πως στην περίπτωση που η πίεση των πόρων προστίθεται από το πρόγραμμα SEEP/W στο πρόγραμμα SLOPE/W αυτή δεν φαίνεται αρχικά στους υπολογισμούς που κάνει το πρόγραμμα για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφάλειας. Η πίεση των πόρων μπορεί να γίνει αντιληπτή μόνο μετά την επίλυση του εκάστοτε μοντέλου του φράγματος. Αυτό γίνεται ακολουθώντας τα επόμενα βήματα. Αφού λυθεί το πρόβλημα, το επόμενο βήμα είναι στη γραμμή εργαλείων να δοθεί η εντολή Window και σ' αυτή η εντολή της Contour για να φανεί η κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης. Στη συνέχεια πάλι στη γραμμή εργαλείων

Κεφάλαιο 5: Στάδια στατικής και δυναμικής ανάλυσης διαφόρων μοντέλων του φράγματος με θεώρηση ομογενούς διατομής και διατομής που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα

δίνεται η εντολή View στην οποία επιλέγεται η εντολή Slice Information. Πατώντας αυτή την εντολή εμφανίζεται το σύμβολο του σταυρού το οποίο μετακινούμενο πάνω σε μία λωρίδα από αυτές που έχει χωριστεί η κρίσιμη επιφάνεια δίνει πληροφορίες για την πίεση των πόρων που εφαρμόζεται σ' αυτή, ανάλογα με τη μέθοδο που έχει επιλεγεί για να βρεθεί ο συντελεστής ασφάλειας.

Επίσης, με τον ίδιο τρόπο μπορούν να ληφθούν επιπλέον πληροφορίες που αφορούν την επιλεγμένη λωρίδα της κρίσιμης επιφάνειας ολίσθησης. Αυτές μπορεί να αφορούν τις συντεταγμένες της, το μήκος και το μέσο ύψος αυτής καθώς και το πλάτος, το μήκος της και τη γωνία της βάσης της. Ακόμα παρέχονται και πιο σημαντικές πληροφορίες όπως οι κύριες δυνάμεις και οι τάσεις που ασκούνται τόσο στη βάση όσο και στη μέση των δύο πλευρών της λωρίδας. Στο Σχήμα 5.7 δίνεται ενδεικτικά το διάγραμμα μιας λωρίδας και τα δεδομένα που προκύπτουν από τη μελέτη της. Αυτή είναι μια λωρίδα της κρίσιμης επιφάνειας του Σχήμα 5.5, και τα δεδομένα που λαμβάνονται αφορούν την μέθοδο του Spencer.



Slice 19 - Spencer Method

Σχήμα 5.7 Λωρίδα 19 – Μέθοδος του Spencer, του Σχ.5.5

Κεφάλαιο 5: Στάδια στατικής και δυναμικής ανάλυσης διαφόρων μοντέλων του φράγματος με θεώρηση ομογενούς διατομής και διατομής που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα

Λεδομένα του Σχήματος 5.7:

Factor of Safety (Συντελεστής Ασφάλειας)	13.845
Phi Angle (Γωνία τριβής ϕ)	26
C (Strength) (Τάση)	15
C (Force) (Δύναμη)	52.957
Pore Water Pressure (Πίεση των Πόρων)	86.841
Pore Water Force (Δύναμη των Πόρων)	306.59
Pore Air Pressure (Πίεση που εξασκεί ο Αέρας)	0
Pore Air Force (Δύναμη που εξασκεί ο Αέρας)	0
Phi B Angle (Γωνία τριβής ϕ_B)	0
Slice Width (Πλάτος της λωρίδας)	3.5
Mid-Height (Μέσο ύψος της λωρίδας)	14.872
Base Length (Μήκος της βάσης)	3.5305
Base Angle (Γωνία της βάσης)	-75.308
Anisotropic Strength Mod.	1
Applied Lambda (Εφαρμοζόμενο λάμδα)	0.3191
Weight (incl. Vert. Seismic) (Βάρος στο οποίο περιλαμβάνεται και το κατακόρυφο σεισμικό φορτίο)	1041
Base Normal Force (Κύρια δύναμη εφαρμοζόμενη στη βάση της λωρίδας)	1062.1
Base Normal Stress (Κύρια τάση εφαρμοζόμενη στη βάση της λωρίδας)	300.84
Base Shear Res. Force (Διατμητική δύναμη αντίστασης που εφαρμόζεται στη βάση της λωρίδας)	-421.47
Base Shear Res. Stress (Διατμητική τάση αντίστασης που εφαρμόζεται στη βάση της λωρίδας)	-119.38
Base Shear Mob. Force	-304.41
Base Shear Mob. Stress	-86.224

Κεφάλαιο 5: Στάδια στατικής και δυναμικής ανάλυσης διαφόρων μοντέλων του φράγματος με θεώρηση ομογενούς διατομής και διατομής που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα

Left Side Normal Force (Κύρια δύναμη εφαρμοζόμενη στην αριστερή πλευρά της λωρίδας)	2673.9
Left Side Shear Force (Κύρια διατμητική δύναμη εφαρμοζόμενη στην αριστερή πλευρά της λωρίδας)	853.31
Right Side Normal Force (Κύρια δύναμη εφαρμοζόμενη στην δεξιά πλευρά της λωρίδας)	2511.4
Right Side Shear Force (Κύρια διατμητική δύναμη εφαρμοζόμενη στην δεξιά πλευρά της λωρίδας)	801.45
Polygon Closure (Πολύγωνο κλεισίματος)	0
Top Left Coordinate (Συντεταγμένες στην αριστερή πλευρά της κορυφής της λωρίδας)	251, 117
Top Right Coordinate (Συντεταγμένες στην δεξιά κορυφή της λωρίδας)	254.5, 117
Bottom Left Coordinate (Συντεταγμένες στην αριστερή πλευρά της βάσης της λωρίδας)	251, 102.36
Bottom Right Coordinate (Συντεταγμένες στην δεξιά πλευρά της βάσης της λωρίδας)	254.5, 101.9

5.2 Δυναμική ανάλυση διαφόρων μοντέλων του φράγματος με τη θεώρηση ομογενούς διατομής

5.2.1 Γενικά

Σταδιακά η ανάλυση του ομογενούς φράγματος γίνεται περισσότερο σύνθετη, επειδή στις υπάρχουσες παραμέτρους προστίθεται και το σεισμικό φορτίο, αρχικά χωρίς την προσθήκη νερού και έπειτα με υπολογισμό και της επίδρασης αυτού.

5.2.2 Δυναμική ανάλυση χωρίς πλήρωση του ταμιευτήρα

Σ' αυτή την περίπτωση οι παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν για το σώμα του φράγματος ήταν:

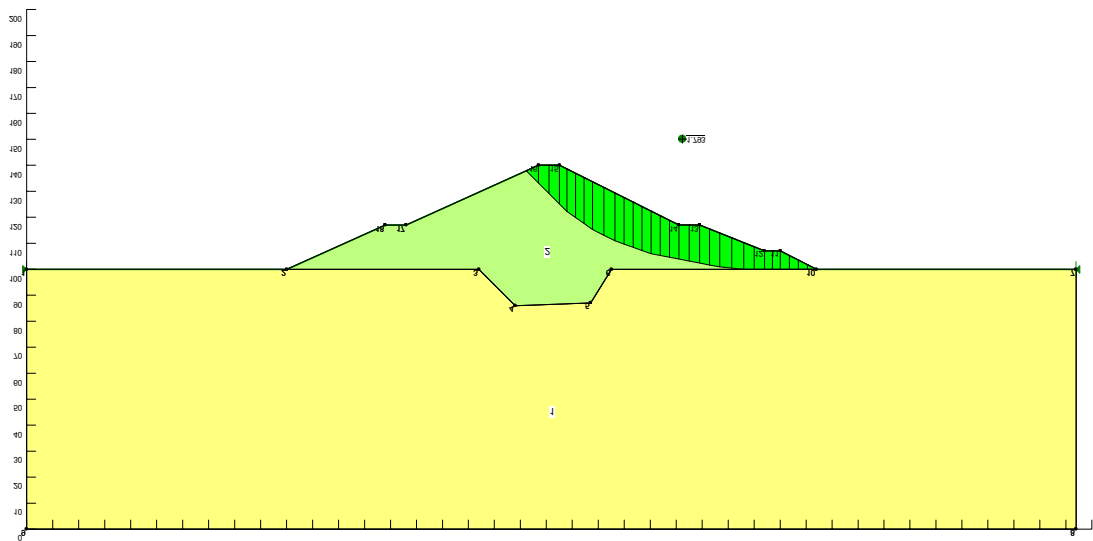
1. a) $c=40 \text{ kPa}$ b) $c=50 \text{ kPa}$ c) $c=60 \text{ kPa}$, $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$ $\varphi=30^\circ$ και για σεισμικό φορτίο:

Κεφάλαιο 5: Στάδια στατικής και δυναμικής ανάλυσης διαφόρων μοντέλων του φράγματος με θεώρηση ομογενούς διατομής και διατομής που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα

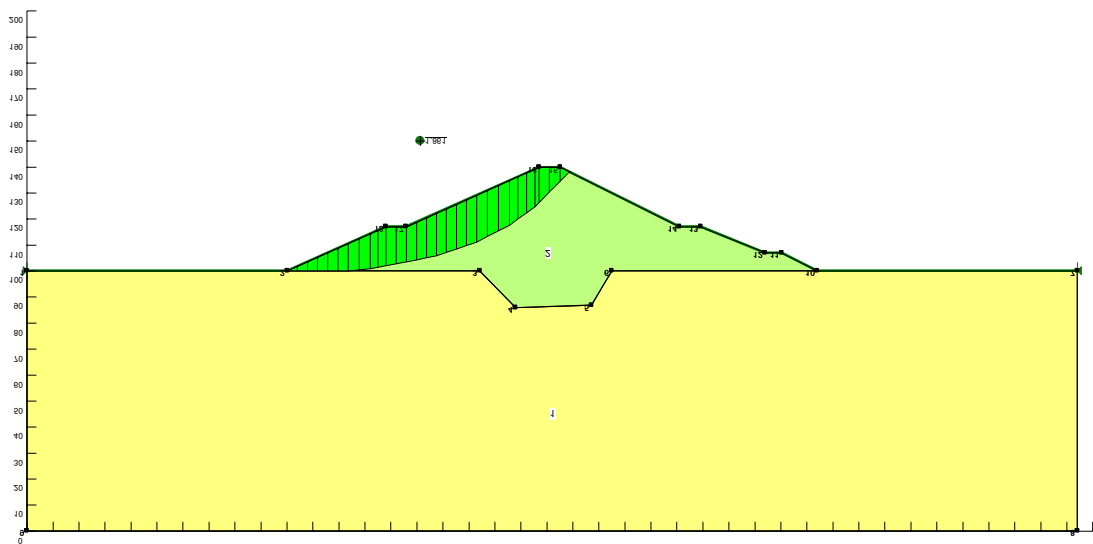
$a_h=0.12$, $a_v=+0.06$ ή -0.06 , $a_h=0.24$, $a_v=+0.12$ ή -0.12 και $a_h=0.36$, $a_v=+0.18$ ή -0.18 , όπου a_h =οριζόντιο σεισμικό φορτίο και a_v =κατακόρυφο σεισμικό φορτίο.

2. a) $c=15$ kPa b) $c=25$ kPa, $\gamma=20$ kN/m³ $\phi=26^\circ$ και για σεισμικό φορτίο $a_h=0.12$, $a_v=+0.06$ ή -0.06 .
3. Τα Σχήματα 5.8 και 5.9 δείχνουν ενδεικτικά τις κρίσιμες επιφάνειες ολίσθησης, ενώ οι πίνακες 5.7 και 5.8 δίνουν αναλυτικά τα αποτελέσματα που προέκυψαν γι' αυτές τις παραμέτρους. Σύμφωνα με τον πίνακα 5.7, όταν η συνοχή του φράγματος είναι ίση με 60 kPa και το σεισμικό φορτίο 0.36 τότε ο συντελεστής ασφάλειας του φράγματος είναι μικρότερος της μονάδας. Το ίδιο συμβαίνει και όταν η συνοχή του φράγματος είναι ίση με 40 ή 50 kPa και το οριζόντιο σεισμικό φορτίο 0.36 αλλά δεν ισχύει όταν η οριζόντια σεισμική συνιστώσα είναι ίση με +0.18 και η επιφάνεια ολισθαίνει προς τα ανάντη. Επίσης, ο συντελεστής ασφάλειας του φράγματος είναι μικρότερος της μονάδας όταν η συνοχή του φράγματος είναι 50 kPa και το σεισμικό φορτίο έχει τιμές $a_h=0.24$ και $a_v=-0.12$ και η ολισθαίνουσα επιφάνεια είναι προς τα κατάντη. Τέλος, μία ακόμα περίπτωση όπου ο συντελεστής ασφάλειας του φράγματος είναι μικρότερος της μονάδας παρατηρείται όταν η συνοχή του φράγματος είναι 40 kPa και το σεισμικό φορτίο λαμβάνει τιμές $a_h=0.24$ και $a_v=+0.12$ και η κρίσιμη επιφάνεια ολισθαίνει προς τα ανάντη. Με βάση τα δεδομένα του πίνακα 5.8 για συνοχή του φράγματος $c=15$ kPa ή $c=25$ kPa, $\gamma=20$ kN/m³ $\phi=26^\circ$ και για σεισμικό φορτίο $a_h=0.12$, $a_v=+0.06$ ή $a_v=-0.06$ ο συντελεστής ασφάλειας είναι μεγαλύτερος της μονάδας.

Κεφάλαιο 5: Στάδια στατικής και δυναμικής ανάλυσης διαφόρων μοντέλων του φράγματος με θεώρηση ομογενούς διατομής και διατομής που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα



Σχήμα 5.8:Επιφάνεια ολίσθησης κατάντη του φράγματος για $c=50\text{kPa}$ και $a_h=0.12$, $a_v=+0.06$



Σχήμα 5.9:Επιφάνεια ολίσθησης ανάντη του φράγματος για $c=50\text{kPa}$ και $a_h=0.12$, $a_v=+0.06$

Πίνακας 5.7: Δυναμική ανάλυση ομογενούς διατομής για $c=40\text{ kPa}$, $c=50\text{ kPa}$ και $c=60\text{kPa}$ πριν την πλήρωση του ταμιευτήρα

Συνοχή φράγματος
&
Σεισμικό φορτίο

Μέθοδος υπολογισμού Συντελεστή Ασφάλειας

c=40 $a_h=0.12$ $a_v=+0.06$	Ολισθαίνον				
	πρανές	Spencer	Swedish	Bishop	Janbu
$a_h=0.12$ $a_v=-0.06$	Κατάντη	1.292	1.212	1.273	1.193
	Ανάντη	1.594	1.523	1.572	1.498
$a_h=0.12$ $a_v=-0.06$	Κατάντη	1.238	1.147	1.217	1.137
	Ανάντη	2.178	2.078	2.206	2.096

Κεφάλαιο 5: Στάδια στατικής και δυναμικής ανάλυσης διαφόρων μοντέλων του φράγματος με θεώρηση ομογενούς διατομής και διατομής που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα

$a_h=0.24 \ a_v=+0.12$	Κατάντη	1.044	0.968	1.032	0.961
	Ανάντη	1.354	1.275	1.356	1.289
$a_h=0.24 \ a_v=-0.12$	Κατάντη	0.907	0.823	0.897	0.828
	Ανάντη	1.600	1.466	1.552	1.372
$a_h=0.36 \ a_v=+0.18$	Κατάντη	0.882	0.817	0.876	0.813
	Ανάντη	1.178	1.102	1.191	1.128
$a_h=0.36 \ a_v=-0.18$	Κατάντη	0.677	0.607	0.675	0.616
	Ανάντη	1.160	1.085	1.216	1.105
$c=50$	Κατάντη	1.380	1.297	1.360	1.274
$a_h=0.12 \ a_v=+0.06$	Ανάντη	1.645	1.580	1.623	1.548
$a_h=0.12 \ a_v=-0.06$	Κατάντη	1.331	1.238	1.309	1.223
	Ανάντη	1.714	1.639	1.689	1.607
$a_h=0.24 \ a_v=+0.12$	Κατάντη	1.110	1.035	1.100	1.025
	Ανάντη	1.363	1.291	1.359	1.293
$a_h=0.24 \ a_v=-0.12$	Κατάντη	0.981	0.897	0.973	0.899
	Ανάντη	1.155	1.197	1.198	1.173
$a_h=0.36 \ a_v=+0.18$	Κατάντη	0.937	0.869	0.931	0.864
	Ανάντη	1.136	1.062	1.143	1.085
$a_h=0.36 \ a_v=-0.18$	Κατάντη	0.735	0.655	0.729	0.665
	Ανάντη	0.962	0.818	0.852	0.772
$c=60$	Κατάντη	1.467	1.380	1.444	1.353
$a_h=0.12 \ a_v=+0.06$	Ανάντη	1.733	1.682	1.712	1.634
$a_h=0.12 \ a_v=-0.06$	Κατάντη	1.423	1.329	1.399	1.308
	Ανάντη	1.828	1.781	1.807	1.722
$a_h=0.24 \ a_v=+0.12$	Κατάντη	1.177	1.099	1.166	1.086
	Ανάντη	1.378	1.311	1.375	1.310
$a_h=0.24 \ a_v=-0.12$	Κατάντη	1.053	0.958	1.040	0.960
	Ανάντη	1.587	1.517	1.600	1.515
$a_h=0.36 \ a_v=+0.18$	Κατάντη	0.991	0.922	0.986	0.914
	Ανάντη	0.900	0.917	0.917	0.901
$a_h=0.36 \ a_v=-0.18$	Κατάντη	0.792	0.716	0.792	0.723
	Ανάντη	0.845	0.865	0.865	0.843

Πίνακας 5.8: Δυναμική ανάλυση ομογενούς διατομής για $c=15\text{kPa}$ & $c=25\text{ kPa}$

Συνοχή φράγματος & σεισμικό φορτίο	Μέθοδος υπολογισμού Ολισθαίνον πρανές	Συντελεστή Ασφάλειας			
		Spencer	Swedish	Bishop	Janbu
$c=15$					
$a_h=0.12 \ a_v=+0.06$	Κατάντη	1.208	1.179	1.192	1.157
	Ανάντη	1.186	1.160	1.174	1.140
$a_h=0.12 \ a_v=-0.06$	Κατάντη	1.198	1.162	1.178	1.141
	Ανάντη	1.172	1.144	1.159	1.125
$c=25$					
$a_h=0.12 \ a_v=+0.06$	Κατάντη	1.332	1.294	1.309	1.267
	Ανάντη	1.306	1.276	1.289	1.249
$a_h=0.12 \ a_v=-0.06$	Κατάντη	1.324	1.283	1.298	1.254
	Ανάντη	1.298	1.266	1.280	1.240

Κεφάλαιο 5: Στάδια στατικής και δυναμικής ανάλυσης διαφόρων μοντέλων του φράγματος με θεώρηση ομογενούς διατομής και διατομής που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα

5.2.3 Δυναμική ανάλυση με πλήρωση του ταμιευτήρα

Η πραγματοποίηση μιας τέτοιας ανάλυσης προϋποθέτει την ύπαρξη νερού στον ταμιευτήρα και εφαρμογή σεισμικού φορτίου πάνω στο φράγμα. Η επίδραση του νερού πραγματοποιείται με τρεις διαφορετικούς τρόπους. Ένας τρόπος είναι η εφαρμογή μόνο πιεζομετρίας στο φράγμα, δηλαδή ύπαρξη ενός υδροφόρου ορίζοντα που διέρχεται μέσα από αυτό. Ένας άλλος τρόπος είναι με προσθήκη πίεσης των πόρων μέσω της μεθόδου των b-bars με ή χωρίς την προσθήκη των γεωστατικών τάσεων και τέλος με προσθήκη της πίεσης των πόρων στο SLOPE/W απευθείας από SEEP/W όπου και υπολογίστηκαν.

5.2.3.1 Δυναμική ανάλυση με προσθήκη μόνο πιεζομετρίας

Η ανάλυση αυτή προϋποθέτει την ύπαρξη σεισμικού φορτίου και ενός υδροφόρου ορίζοντα που διέρχεται και μέσα από το φράγμα. Εκτός από τον υδροφόρο ορίζοντα μπορεί επίσης να προστεθούν και οι γεωστατικές τάσεις. Οι παράμετροι που χρησιμοποιούνται για το σώμα του φράγματος είναι: a) $c=40$ kPa b) $c=50$ kPa c) $c=60$ kPa, $\gamma_{sat}=20$ kN/m³ $\phi=30^\circ$ και σεισμικό φορτίο $a_h=0.12$, $a_v=+0.06$ ή -0.06 , $a_h=0.24$, $a_v=+0.12$ ή -0.12 και $a_h=0.36$, $a_v=+0.18$ ή -0.18 , όπου a_h =οριζόντιο σεισμικό φορτίο και a_v =κατακόρυφο σεισμικό φορτίο. Οι παράμετροι του υποβάθρου παραμένουν οι ίδιες όπως και στις προηγούμενες διερευνήσεις. Αναλυτικά τα αποτελέσματα αυτών των αναλύσεων δίνονται από τους πίνακες 5.9 και 5.10. Σύμφωνα μ' αυτούς, οι μόνες περιπτώσεις που ο συντελεστής ασφάλειας είναι μικρότερες της μονάδας είναι όταν το σεισμικό φορτίο είναι $a_h=0.24$ με $a_v=-0.12$ ή $a_h=0.36$ με $a_v=+0.18$ ή $a_h=0.36$ με $a_v=-0.18$ και η κρίσιμη επιφάνεια στην πρώτη περίπτωση ολισθαίνει προς τα κατάντη, ενώ στις υπόλοιπες ολισθαίνει τόσο προς τα κατάντη όσο και προς τα ανάντη του φράγματος. Επίσης, παρατηρείται πως τα αποτελέσματα που προέκυψαν για τον Σ.Α στην περίπτωση προσθήκης μόνο υδροφόρου ορίζοντα είναι ίδια για τα κατάντη πρηνή με αυτά που προέκυψαν από την προσθήκη εκτός από τον υδροφόρο ορίζοντα και του βάρους του νερού.

Κεφάλαιο 5: Στάδια στατικής και δυναμικής ανάλυσης διαφόρων μοντέλων του φράγματος με θεώρηση ομογενούς διατομής και διατομής που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα

Αντίθετα, τα αποτελέσματα για τα ανάντη πρανή παρουσιάζουν μια μείωση του Σ.Α. όταν προστίθεται στον υπολογισμό του το βάρος του νερού. Η μείωση του Σ.Α. είναι της τάξης των 0.025 έως 0.6 μονάδων στην χειρότερη περίπτωση, ωστόσο τα αποτελέσματα δεν αλλάζουν ριζικά όσον αφορά τη συνθήκη $\Sigma.A. > 1$ και έτσι είναι τα ίδια και στις δύο περιπτώσεις.

Πίνακας 5.9: Δυναμική ανάλυση ομογενούς διατομής με προσθήκη μόνο πιεζομετρίας (υδροφόρος ορίζοντας)

Συνοχή φράγματος & Σεισμικό φορτίο	Μέθοδος υπολογισμού Συντελεστή Ασφάλειας				
	Ολισθαίνον				
c=40	πρανές	Spencer	Swedish	Bishop	Janbu
$a_h=0.12$ $a_v=+0.06$	Κατάντη	1.292		1.212	1.193
	Ανάντη	1.594		1.523	1.498
$a_h=0.12$ $a_v=-0.06$	Κατάντη	1.238		1.147	1.137
	Ανάντη	2.178		2.078	2.096
$a_h=0.24$ $a_v=+0.12$	Κατάντη	1.044		0.968	0.961
	Ανάντη	1.354		1.275	1.289
$a_h=0.24$ $a_v=-0.12$	Κατάντη	0.907		0.823	0.828
	Ανάντη	1.6		1.466	1.372
$a_h=0.36$ $a_v=+0.18$	Κατάντη	0.882		0.817	0.813
	Ανάντη	1.178		1.102	1.128
$a_h=0.36$ $a_v=-0.18$	Κατάντη	0.677		0.607	0.616
	Ανάντη	1.160		1.085	1.105
c=50	Κατάντη	1.380		1.297	1.274
$a_h=0.12$ $a_v=+0.06$	Ανάντη	1.645		1.580	1.548
	Κατάντη	1.331		1.238	1.223
$a_h=0.12$ $a_v=-0.06$	Ανάντη	1.714		1.639	1.607
	Κατάντη	1.110		1.035	1.025
$a_h=0.24$ $a_v=+0.12$	Ανάντη	1.363		1.291	1.293
	Κατάντη	0.981		0.897	0.899
$a_h=0.24$ $a_v=-0.12$	Ανάντη	1.155		1.197	1.173
	Κατάντη	0.937		0.869	0.864
$a_h=0.36$ $a_v=+0.18$	Ανάντη	1.136		1.062	1.085
	Κατάντη	0.735		0.655	0.665
$a_h=0.36$ $a_v=-0.18$	Ανάντη	0.962		0.818	0.772
	Κατάντη	1.467		1.380	1.353
c=60	Κατάντη	1.467		1.380	1.444
$a_h=0.12$ $a_v=+0.06$	Ανάντη	1.733		1.682	1.634
	Κατάντη	1.423		1.329	1.308
$a_h=0.12$ $a_v=-0.06$	Ανάντη	1.828		1.781	1.722
	Κατάντη	1.177		1.099	1.086
$a_h=0.24$ $a_v=+0.12$	Ανάντη	1.378		1.311	1.310
	Κατάντη	1.053		0.958	0.960
$a_h=0.24$ $a_v=-0.12$	Ανάντη	1.587		1.517	1.515
	Κατάντη	0.991		0.922	0.914
$a_h=0.36$ $a_v=+0.18$	Ανάντη				
	Κατάντη				

Κεφάλαιο 5: Στάδια στατικής και δυναμικής ανάλυσης διαφόρων μοντέλων του φράγματος με θεώρηση ομογενούς διατομής και διατομής που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα

$a_h=0.36$ $a_v=-0.18$	Ανάντη	0.900	0.917	0.917	0.901
	Κατάντη	0.792	0.716	0.792	0.723
	Ανάντη	0.845	0.865	0.865	0.843
Πίνακας 5.10: Δυναμική ανάλυση ομογενούς διατομής με προσθήκη μόνο πιεζομετρίας (υδροφόρος ορίζοντας & βάρος νερού)					
c=40	Ολισθαίνον πρανές	Spencer	Swedish	Bishop	Janbu
$a_h=0.12$ $a_v=+0.06$	Κατάντη	1.292	1.212	1.274	1.193
	Ανάντη	1.572	1.480	1.568	1.572
$a_h=0.12$ $a_v=-0.06$	Κατάντη	1.238	1.148	1.218	1.137
	Ανάντη	1.551	1.432	1.541	1.439
$a_h=0.24$ $a_v=+0.12$	Κατάντη	1.044	0.968	1.032	0.961
	Ανάντη	1.160	1.061	1.132	1.084
$a_h=0.24$ $a_v=-0.12$	Κατάντη	0.906	0.821	0.898	0.829
	Ανάντη	1.025	0.910	1.021	0.948
$a_h=0.36$ $a_v=+0.18$	Κατάντη	0.882	0.817	0.876	0.813
	Ανάντη	0.926	0.840	0.908	0.868
$a_h=0.36$ $a_v=-0.18$	Κατάντη	0.680	0.624	0.656	0.636
	Ανάντη	0.714	0.597	0.684	0.649
c=50	Κατάντη	1.380	1.297	1.358	1.273
$a_h=0.12$ $a_v=+0.06$	Ανάντη	1.704	1.622	1.699	1.595
$a_h=0.12$ $a_v=-0.06$	Κατάντη	1.338	1.238	1.310	1.225
	Ανάντη	1.646	1.542	1.632	1.531
$a_h=0.24$ $a_v=+0.12$	Κατάντη	1.110	1.035	1.100	1.025
	Ανάντη	1.257	1.158	1.257	1.171
$a_h=0.24$ $a_v=-0.12$	Κατάντη	0.979	0.893	0.973	0.898
	Ανάντη	1.130	1.015	1.127	1.045
$a_h=0.36$ $a_v=+0.18$	Κατάντη	0.936	0.869	0.932	0.864
	Ανάντη	1.007	0.915	0.981	0.938
$a_h=0.36$ $a_v=-0.18$	Κατάντη	0.728	0.664	0.698	0.677
	Ανάντη	0.791	0.680	0.788	0.722
c=60	Κατάντη	1.467	1.380	1.444	1.357

Κεφάλαιο 5: Στάδια στατικής και δυναμικής ανάλυσης διαφόρων μοντέλων του φράγματος με θεώρηση ομογενούς διατομής και διατομής που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα

$a_h=0.12$ $a_v=+0.06$	Ανάντη	1.836	1.736	1.837	1.726
$a_h=0.12$ $a_v=-0.06$	Κατάντη	1.424	1.330	1.399	1.308
	Ανάντη	1.835	1.737	1.822	1.703
$a_h=0.24$ $a_v=+0.12$	Κατάντη	1.177	1.099	1.166	1.086
	Ανάντη	1.345	1.251	1.343	1.252
$a_h=0.24$ $a_v=-0.12$	Κατάντη	1.051	0.958	1.044	0.963
	Ανάντη	1.235	1.109	1.226	1.137
$a_h=0.36$ $a_v=+0.18$	Κατάντη	0.991	0.921	0.985	0.913
	Ανάντη	1.076	0.989	1.076	1.000
$a_h=0.36$ $a_v=-0.18$	Κατάντη	0.787	0.728	0.761	0.738
	Ανάντη	0.874	0.757	0.869	0.798

5.2.3.2 Δυναμική ανάλυση με προσθήκη πίεσης των πόρων με χρήση της μεθόδου των b-bars

Τα δεδομένα που χρησιμοποιούνται σ' αυτή την περίπτωση είναι για το υπόβαθρο τα ίδια όπως και στις άλλες περιπτώσεις, ενώ για το σώμα του φράγματος είναι: η συνοχή του c ίση με α) $c=40$ kPa, β) $c=50$ kPa, γ) $c=60$ kPa, $\gamma_{sat}=20$ kN/m³, $\phi=30^\circ$, σεισμικό φορτίο $a_h=0.12$, $a_v=+0.06$ ή -0.06 και b-bars ίσα με 0.5 ή 1 στα οποία προστίθενται ή όχι το βάρος του νερού. Τα αποτελέσματα δίνονται αναλυτικότερα στον πίνακα 5.9 σύμφωνα με τον οποίο ο συντελεστής ασφάλειας είναι μικρότερος της μονάδας για τιμές του συντελεστή B των b-bars ίσες με 0.5 ή 1 και προσθήκη των κατακόρυφων τάσεων που ασκούνται από τα υπερκείμενα εδαφικά στρώματα, αφού ο συντελεστής ασφάλειας είναι σε κάθε περίπτωση μικρότερος της μονάδας. Για τις ίδιες τιμές του συντελεστή B αλλά χωρίς προσθήκη των κατακόρυφων τάσεων ο συντελεστής ασφάλειας είναι μεγαλύτερος της μονάδας. Στα Σχήματα 5.10 και 5.11 δίνονται ενδεικτικά τα μοντέλα του φράγματος που προκύπτουν από την δυναμική ανάλυση ομογενούς διατομής σ' αυτήν την περίπτωση.

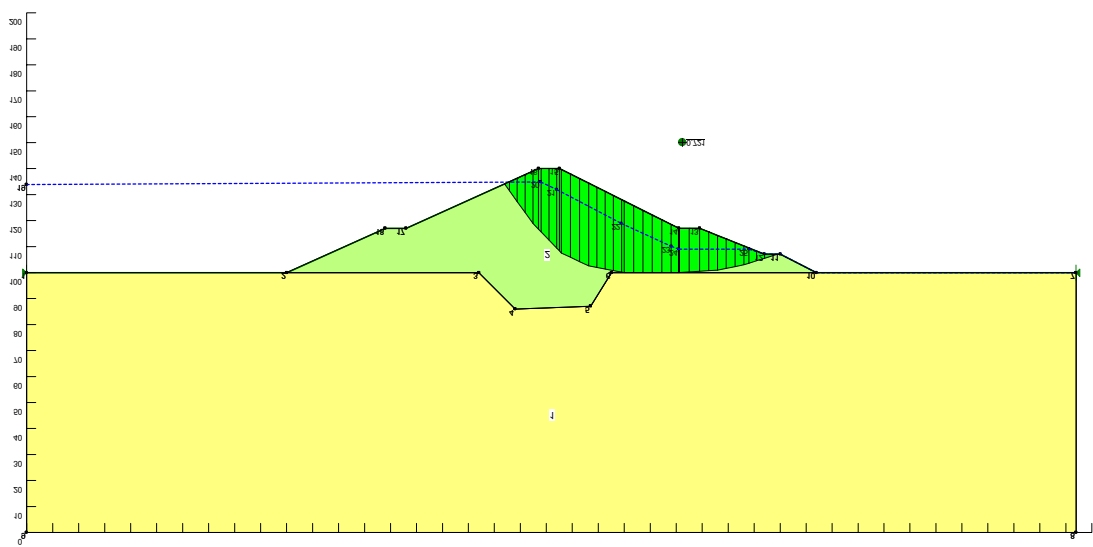
Κεφάλαιο 5: Στάδια στατικής και δυναμικής ανάλυσης διαφόρων μοντέλων του φράγματος με θεώρηση ομογενούς διατομής και διατομής που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα

Πίνακας 5.11: Δυναμική ανάλυση ομογενούς διατομής με προσθήκη πίεσης των πόρων που δίνεται με τη μέθοδο των b-bars

b-bars=0.5 (+σ _v) c=40 a _h =0.12 a _v =+0.06	Μέθοδος υπολογισμού Συντελεστή Ασφάλειας				
	Ολισθαίνον πρανές	Spencer	Swedish	Bishop	Janbu
a _h =0.12 a _v =+0.06	Κατάντη	0.536	0.388	0.507	0.467
	Ανάντη	0.757	0.546	0.653	0.629
a _h =0.12 a _v =-0.06	Κατάντη	0.5	0.305	0.454	0.414
	Ανάντη	1.082	1.068	1.077	1.072
c=50					
a _h =0.12 a _v =+0.06	Κατάντη	0.606	0.415	0.562	0.514
	Ανάντη	0.877	0.558	0.740	0.655
a _h =0.12 a _v =-0.06	Κατάντη	0.572	0.369	0.530	0.484
	Ανάντη	0.865	0.474	E999	E999
c=60					
a _h =0.12 a _v =+0.06	Κατάντη	0.679	0.493	0.635	0.584
	Ανάντη	0.695	0.566	0.609	0.565
a _h =0.12 a _v =-0.06	Κατάντη	0.721	0.411	0.667	0.594
	Ανάντη	0.802	0.411	0.657	0.580
b-bars=1 (+σ _v) c=40					
a _h =0.12 a _v =+0.06	Κατάντη	0.624	0.541	0.594	0.592
	Ανάντη	0.058	0.078	0.079	0.076
a _h =0.12 a _v =-0.06	Κατάντη	0.509	0.263	0.446	0.445
	Ανάντη	0.057	0.076	0.077	0.075
c=50					
a _h =0.12 a _v =+0.06	Κατάντη	0.525	0.366	0.492	0.478
	Ανάντη	0.375	0.429	0.380	0.374
a _h =0.12 a _v =-0.06	Κατάντη	0.811	0.725	0.767	0.764
	Ανάντη	0.518	0.554	0.505	0.497
c=60					
a _h =0.12 a _v =+0.06	Κατάντη	0.331	0.255	0.310	0.304
	Ανάντη	0.709	0.748	0.712	0.708
a _h =0.12 a _v =-0.06	Κατάντη	0.358	0.279	0.337	0.330
	Ανάντη	0.776	0.815	0.779	0.773
b-bars=0.5 (χωρίς σ _v) c=40					
a _h =0.12 a _v =+0.06	Κατάντη	1.689	1.650	1.687	1.597
	Ανάντη	1.658	1.619	1.631	1.580
a _h =0.12 a _v =-0.06	Κατάντη	1.238	1.147	1.217	1.137
	Ανάντη	1.428	1.310	1.335	1.216
c=50					
a _h =0.12 a _v =+0.06	Κατάντη	1.792	1.749	1.786	1.688
	Ανάντη	1.762	1.718	1.729	1.673
a _h =0.12 a _v =-0.06	Κατάντη	1.331	1.238	1.309	1.223
	Ανάντη	1.443	1.316	1.337	1.224
c=60					
a _h =0.12 a _v =+0.06	Κατάντη	1.891	1.848	1.884	1.780
	Ανάντη	1.861	1.816	1.824	1.764

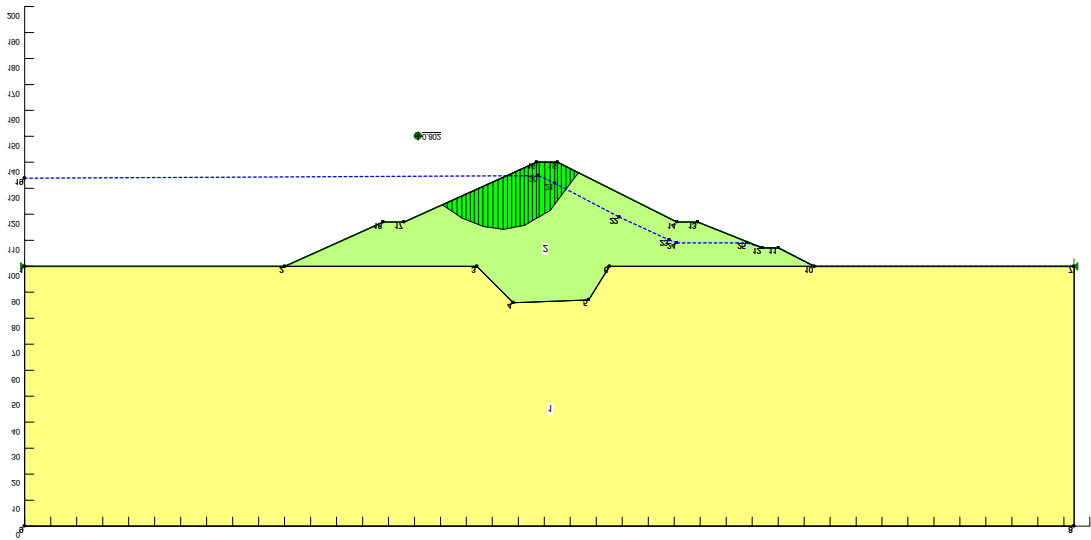
Κεφάλαιο 5: Στάδια στατικής και δυναμικής ανάλυσης διαφόρων μοντέλων του φράγματος με θεώρηση ομογενούς διατομής και διατομής που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα

$a_h=0.12$ $a_v=-0.06$	Κατάντη	1.423	1.329	1.399	1.308
	Ανάντη	1.340	1.229	1.268	1.250
$b\text{-bars}=1$ (χωρίς σ_v)					
$c=40$					
$a_h=0.12$ $a_v=+0.06$	Κατάντη	1.292	1.212	1.273	1.193
	Ανάντη	1.462	1.322	1.343	1.260
$a_h=0.12$ $a_v=-0.06$	Κατάντη	1.238	1.147	1.217	1.137
	Ανάντη	1.428	1.310	1.335	1.216
$c=50$					
$a_h=0.12$ $a_v=+0.06$	Κατάντη	1.380	1.297	1.360	1.274
	Ανάντη	1.929	1.865	1.903	1.809
$a_h=0.12$ $a_v=-0.06$	Κατάντη	1.331	1.238	1.309	1.223
	Ανάντη	1.443	1.316	1.337	1.224
$c=60$					
$a_h=0.12$ $a_v=+0.06$	Κατάντη	1.467	1.380	1.444	1.353
	Ανάντη	1.346	1.208	1.245	1.224
$a_h=0.12$ $a_v=-0.06$	Κατάντη	1.423	1.329	1.399	1.308
	Ανάντη	1.340	1.229	1.268	1.250



Σχήμα 5.10:Επιφάνεια ολίσθησης κατάντη του φράγματος για $c = 60\text{kPa}$, $a_h = 0.12$, $a_v=-0.06$ $b\text{-bars}=0.5$ και προσθήκη των κατακόρυφων τάσεων.

Κεφάλαιο 5: Στάδια στατικής και δυναμικής ανάλυσης διαφόρων μοντέλων του φράγματος με θεώρηση ομογενούς διατομής και διατομής που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα



Σχήμα 5.11: Επιφάνεια ολίσθησης ανάντη του φράγματος για $c = 60\text{kPa}$, με $a_h = 0.12$, $a_v = -0.06$ $b\text{-bars} = 0.5$ και προσθήκη των κατακόρυφων τάσεων.

5.2.3.3 Δυναμική ανάλυση με προσθήκη πίεσης των πόρων μέσω του προγράμματος SLOPE/W.

Ένας τελευταίος τρόπος υπολογισμού της πίεσης των πόρων για την προσθήκη της στην δυναμική ανάλυση του φράγματος, είναι αυτή να υπολογιστεί στο πρόγραμμα SEEP/W. Έπειτα η υπολογιζόμενη πίεση μεταφέρεται στο SLOPE/W όπου και προστίθεται αυτόματα για την πραγματοποίηση της ζητούμενης ανάλυσης. Διερευνήθηκαν οι περιπτώσεις όπου για το σώμα του φράγματος η συνοχή είναι ίση με 15 kPa ή 25 kPa, $\phi = 26^\circ$, $\gamma_{\text{sat}} = 20\text{kN/m}^3$ και σεισμικό φορτίο $a_h = 0.12$, $a_v = +0.06$ ή -0.06 . Τα αποτελέσματα αυτών των παραμέτρων δίνονται στον πίνακα 5.12. Σύμφωνα μ' αυτόν, το φράγμα θα ολισθήσει προς το κατάντη πρανές όταν το σεισμικό φορτίο είναι $a_h = 0.12$ με $a_v = -0.06$, αφού μόνο σ' αυτή την περίπτωση ο συντελεστής ασφάλειας είναι μικρότερος της μονάδας.

Πίνακας 5.12: Δυναμική ανάλυση ομογενούς διατομής συνοχής 15 kPa ή 25 kPa

Συνοχή φράγματος & Σεισμικό φορτίο	Μέθοδος υπολογισμού του Συντελεστή Ασφάλειας Ολισθαίνων Spencer Swedish Bishop Janbu
--	---

Κεφάλαιο 5: Στάδια στατικής και δυναμικής ανάλυσης διαφόρων μοντέλων του φράγματος με θεώρηση ομογενούς διατομής και διατομής που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα

c=15	πρανές				
a _h =0.12 a _v =+0.06	Κατάντη	1.039	0.983	1.022	0.966
	Ανάντη	1.730	1.674	1.704	1.619
a _h =0.12 a _v =-0.06	Κατάντη	0.997	0.938	0.977	0.923
	Ανάντη	1.870	1.836	1.835	1.740
c=25					
a _h =0.12 a _v =+0.06	Κατάντη	1.139	1.078	1.119	1.057
	Ανάντη	1.711	1.658	1.685	1.604
a _h =0.12 a _v =-0.06	Κατάντη	1.103	1.038	1.084	1.023
	Ανάντη	1.667	1.613	1.635	1.557

5.3 Διαστασιολόγηση μοντέλων του φράγματος με τη θεώρηση ομογενούς διατομής

Με τον όρο διαστασιολόγηση στη συγκεκριμένη εργασία εννοείται ο έλεγχος της ευστάθειας της διατομής κάθε μοντέλου του φράγματος. Στην περίπτωση που δεν πληρούνται οι απαιτούμενες προϋποθέσεις, δηλαδή ο συντελεστής ασφάλειας να είναι μεγαλύτερος του 1.4 στη στατική ανάλυση φράγματος και μεγαλύτερος από 1 στη δυναμική ανάλυση, θα πρέπει να αλλάξουν οι κλίσεις του ανάντη ή / και του κατάντη πρανούς. Για να αλλάξουν οι κλίσεις των πρανών πρέπει να προστεθεί ή να αφαιρεθεί όγκος υλικού από το οποίο αυτό κατασκευάζεται.

Στην συγκεκριμένη εργασία, σε όλες τις περιπτώσεις στατικής ανάλυσης φράγματος, πριν και μετά την πλήρωση του ταμιευτήρα, στην περίπτωση που η επίδραση της πίεσης των πόρων υπολογίζεται μόνο από την πιεζομετρία, για παραμέτρους του σώματος του φράγματος: συνοχή $c=40$, $c=50$ και $c=60\text{kPa}$, $\gamma_{\text{sat}}=20\text{kN/m}^3$ και $\phi=30^\circ$, τα αποτελέσματα έδωσαν συντελεστή ασφάλειας, Σ.Α., μεγαλύτερο από 1.4. Επομένως, σ' αυτές τις περιπτώσεις δεν χρειάζεται αλλαγή των διαστάσεων της διατομής του φράγματος.

Όταν πρόκειται για δυναμική ανάλυση φράγματος με τη θεώρηση ομογενούς διατομής ο συντελεστής ασφάλειας του πρέπει να είναι μεγαλύτερος της μονάδας, σε αντίθετη περίπτωση, η διατομή του φράγματος χρειάζεται διαστασιολόγηση.

Στη συγκεκριμένη εργασία οι περιπτώσεις δυναμικής ανάλυσης που μελετήθηκαν με σκοπό τον έλεγχο της διατομής του φράγματος, όπου αυτό ήταν αναγκαίο, ήταν με προσθήκη πιεζομετρίας σ' αυτό και για συνοχή του σώματος του

Κεφάλαιο 5: Στάδια στατικής και δυναμικής ανάλυσης διαφόρων μοντέλων του φράγματος με θεώρηση ομογενούς διατομής και διατομής που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα

φράγματος ίση με 40 kPa, 50 kPa και 60 kPa, $\gamma_{\text{sat}}=20\text{kN/m}^3$, $\phi=30^\circ$ και σεισμικό φορτίο

1. $a_h=0.12$, $a_v=+0.06$ ή -0.06 ,
 2. $a_h=0.24$, $a_v=+0.12$ ή -0.12 και
 3. $a_h=0.36$, $a_v=+0.18$ ή -0.18 ,
- όπου: a_h =οριζόντιο σεισμικό φορτίο και
 a_v =κατακόρυφο σεισμικό φορτίο.

Στους πίνακες 5.13 και 5.14 δίνονται αναλυτικά οι αρχικές τιμές του συντελεστή ασφάλειας της κρίσιμης επιφάνειας ολίσθησης καθώς και οι τιμές του μετά τη διαστασιολόγησή του. Επίσης, τα Σχήματα 5.12 και 5.13 δίνουν ενδεικτικά τον τρόπο αλλαγής των κλίσεων των πρανών του φράγματος.

Πίνακας 5.13: Διαστασιολόγηση για συνοχή ομογενούς διατομής ίση με 40, 50, 60 kPa

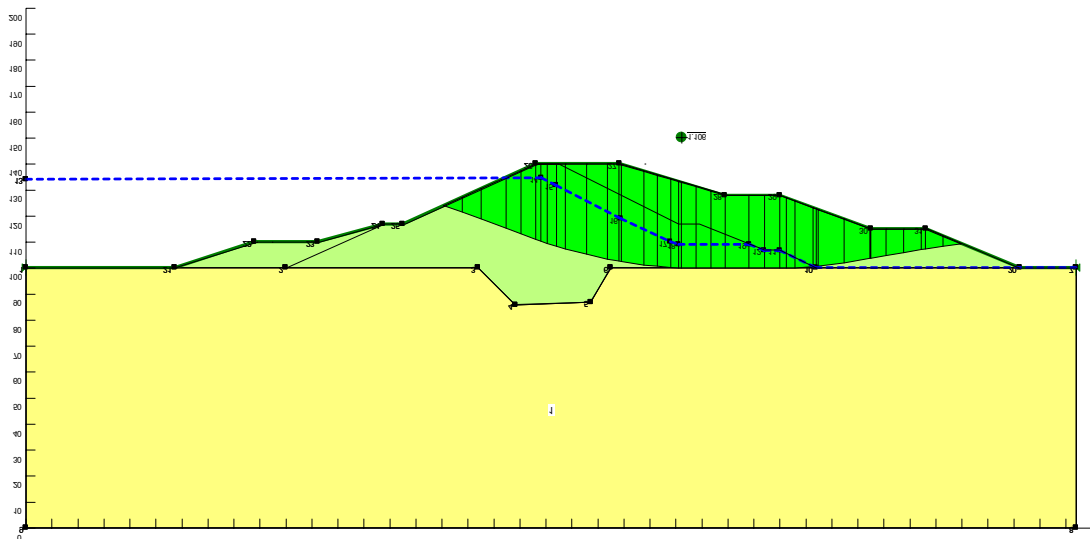
Ολισθαίνον κατάντη πρανές	Μέθοδος	Συντελεστής Ασφάλειας	
		Αρχικά	Μετά
c=40 $a_h=0.24$ $a_v=-0.12$	Spencer	0.907	1.113
	Swedish	0.823	1.047
	Bishop	0.897	1.131
c=40 $a_h=0.36$ $a_v=-0.18$	Janbu	0.828	1.037
	Spencer	0.677	1.057
	Swedish	0.607	1.014
c=40 $a_h=0.36$ $a_v=+0.18$	Bishop	0.675	1.069
	Janbu	0.616	1.000
	Spencer	0.882	1.339
c=50 $a_h=0.36$ $a_v=+0.18$	Swedish	0.817	1.277
	Bishop	0.876	1.314
	Janbu	0.813	1.275
c=50 $a_h=0.36$ $a_v=-0.18$	Spencer	0.735	1.106
	Swedish	0.655	1
	Bishop	0.729	1.114
c=50 $a_h=0.36$ $a_v=+0.18$	Janbu	0.665	1.042
	Spencer	0.937	1.359
	Swedish	0.869	1.303
c=60 $a_h=0.36$ $a_v=-0.18$	Bishop	0.931	1.335
	Janbu	0.864	1.298
	Spencer	0.792	1.167
c=60 $a_h=0.36$ $a_v=+0.18$	Swedish	0.716	1.032
	Bishop	0.792	1.101
	Janbu	0.723	1.013
c=60 $a_h=0.36$	Spencer	0.900	1.117
	Swedish	0.917	1.072

Κεφάλαιο 5: Στάδια στατικής και δυναμικής ανάλυσης διαφόρων μοντέλων του φράγματος με θεώρηση ομογενούς διατομής και διατομής που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα

$a_v=+0.18$	Bishop	0.917	1.100
	Janbu	0.901	1.001

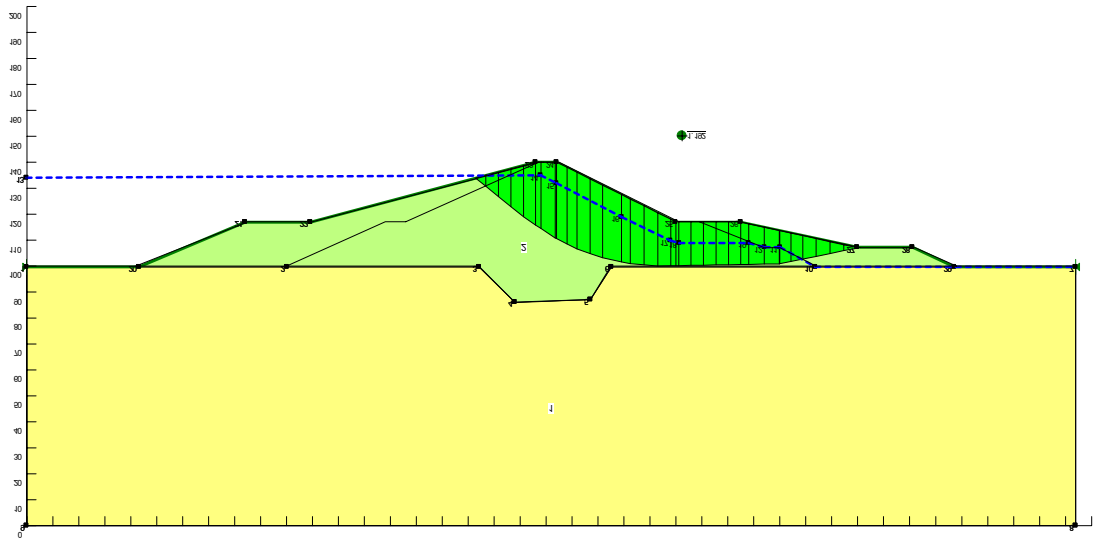
Πίνακας 5.14: Διαστασιολόγηση για συνοχή ομογενούς φράγματος ίση με 40, 50, 60 kPa

Ολισθαίνον ανάντη πρανές		Συντελεστής Ασφάλειας	
Μέθοδος		Αρχικά	Μετά
$c=50$ $a_h=0.36$ $a_v=-0.18$	Spencer	0.962	1.105
	Swedish	0.818	1.046
	Bishop	0.852	1.085
	Janbu	0.772	0.976
$c=50$ $a_h=0.36$ $a_v=+0.18$	Spencer	1.136	1.107
	Swedish	1.062	1.057
	Bishop	1.143	1.084
	Janbu	1.085	0.999
$c=60$ $a_h=0.36$ $a_v=-0.18$	Spencer	0.845	1.192
	Swedish	0.865	1.078
	Bishop	0.865	1.152
	Janbu	0.843	1.092
$c=60$ $a_h=0.36$ $a_v=+0.18$	Spencer	0.991	1.124
	Swedish	0.922	1.088
	Bishop	0.986	1.122
	Janbu	0.864	1.084



Σχήμα 5.12: Νέες διαστάσεις ομογενούς διατομής του φράγματος που έχει συνοχή $c=50\text{kPa}$, σεισμικό φορτίο $a_h=0.36$ & $a_v=-0.18$ και ολισθαίνει κατάντη

Κεφάλαιο 5: Στάδια στατικής και δυναμικής ανάλυσης διαφόρων μοντέλων του φράγματος με θεώρηση ομογενούς διατομής και διατομής που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα



Σχήμα 5.13:Νέες διαστάσεις ομογενούς διατομής του φράγματος που έχει συνοχή $c=60\text{kPa}$, σεισμικό φορτίο $a_h=0.36$ & $a_v=+0.18$ και ολισθαίνει κατάντη

5.4 Στατική και δυναμική ανάλυση μοντέλων του φράγματος με τη θεώρηση διατομής που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα

5.4.1 Γενικά

Η μελέτη των μοντέλων του φράγματος σταδιακά γίνεται όλο και πιο σύνθετη, έτσι σ' αυτό το στάδιο η διατομή του φράγματος θεωρείται ότι περιλαμβάνει πυρήνα και σώμα στήριξης. Στο νέο αυτό μοντέλο του φράγματος γίνεται διερεύνηση του συντελεστή ασφάλειάς του στην περίπτωση που σ' αυτό δεν εφαρμόζεται σεισμικό φορτίο, δηλαδή γίνεται στατική ανάλυση, καθώς και στην περίπτωση που εφαρμόζεται, έχοντας οριζόντια συνιστώσα ίση με 0.12 και κατακόρυφη ίση με +0.06 ή -0.06. Στη στατική ανάλυση μη ομογενούς διατομής εξετάζονται τα μοντέλα του φράγματος πριν και μετά την πλήρωση του ταμιευτήρα επίδραση με επίδραση της πίεσης των πόρων στην τιμή του συντελεστή ασφάλειας.

Σε όλες τις περιπτώσεις που εξετάζονται, οι παράμετροι που χρησιμοποιούνται για το σώμα του φράγματος, τον πυρήνα του και το υπόβαθρό αυτού είναι οι εξής:

Κεφάλαιο 5: Στάδια στατικής και δυναμικής ανάλυσης διαφόρων μοντέλων του φράγματος με θεώρηση ομογενούς διατομής και διατομής που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα

- για το σώμα του φράγματος $c=0$ kPa, $\gamma_{sat}=20\text{kN/m}^3$, $\phi=36^\circ$,
για τον πυρήνα του φράγματος $c=15$ kPa, $\gamma_{sat}=20\text{kN/m}^3$, $\phi=26^\circ$,
για το υπόβαθρο $c=450$ kPa, $\gamma_{sat}=17\text{kN/m}^3$, $\phi=21^\circ$,
- για το σώμα του φράγματος $c=5$ kPa, $\gamma_{sat}=20\text{kN/m}^3$, $\phi=36^\circ$,
για τον πυρήνα του φράγματος $c=15$ kPa, $\gamma_{sat}=20\text{kN/m}^3$, $\phi=26^\circ$,
για το υπόβαθρο $c=450$ kPa, $\gamma_{sat}=17\text{kN/m}^3$, $\phi=21^\circ$,
- για το σώμα του φράγματος $c=0$ kPa, $\gamma_{sat}=20\text{kN/m}^3$, $\phi=36^\circ$,
για τον πυρήνα του φράγματος $c=25$ kPa, $\gamma_{sat}=20\text{kN/m}^3$, $\phi=26^\circ$,
για το υπόβαθρο $c=450$ kPa, $\gamma_{sat}=17\text{kN/m}^3$, $\phi=21^\circ$,
- για το σώμα του φράγματος $c=5$ kPa, $\gamma_{sat}=20\text{kN/m}^3$, $\phi=36^\circ$,
για τον πυρήνα του φράγματος $c=25$ kPa, $\gamma_{sat}=20\text{kN/m}^3$, $\phi=26^\circ$,
για το υπόβαθρο $c=450$ kPa, $\gamma_{sat}=17\text{kN/m}^3$, $\phi=21^\circ$,
και σεισμικό φορτίο ίσο με: $a_h=0.12$ με $a_v=+0.06$ ή $a_v=-0.06$.

5.4.2 Στατική ανάλυση χωρίς πλήρωση του ταμιευτήρα

Στη συγκεκριμένη ανάλυση δεν εφαρμόζεται σεισμικό φορτίο και δεν επιδρά στο φράγμα το νερό. Στον πίνακα 5.13 δίνονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης αυτής σύμφωνα με τα οποία το φράγμα είναι ευσταθές αφού ο συντελεστής ασφάλειας σε κάθε περίπτωση είναι μεγαλύτερος από 1.4.

Πίνακας 5.15: Στατική ανάλυση διατομής με πυρήνα

Σ.Φ.= Σώμα

φράγματος

Π. = πυρήνας

Μέθοδος υπολογισμού του Συντελεστή Ασφάλειας
Ολισθαίνων

	πρανές	Spencer	Swedish	Bishop	Janbu
Σ.Φ. $c=0$ / Π. $c=15$	Κατάντη	1.915	1.906	1.887	1.868
	Ανάντη	1.839	1.829	1.840	1.814
Σ.Φ. $c=5$ / Π. $c=15$	Κατάντη	2.055	2.027	2.032	1.978
	Ανάντη	2.020	2.000	2.017	1.977
Σ.Φ. $c=0$ / Π. $c=25$	Κατάντη	1.935	1.925	1.912	1.894
	Ανάντη	1.842	1.831	1.842	1.814
Σ.Φ. $c=5$ / Π. $c=25$	Κατάντη	2.080	2.053	2.059	2.002
	Ανάντη	2.005	1.994	2.000	1.965

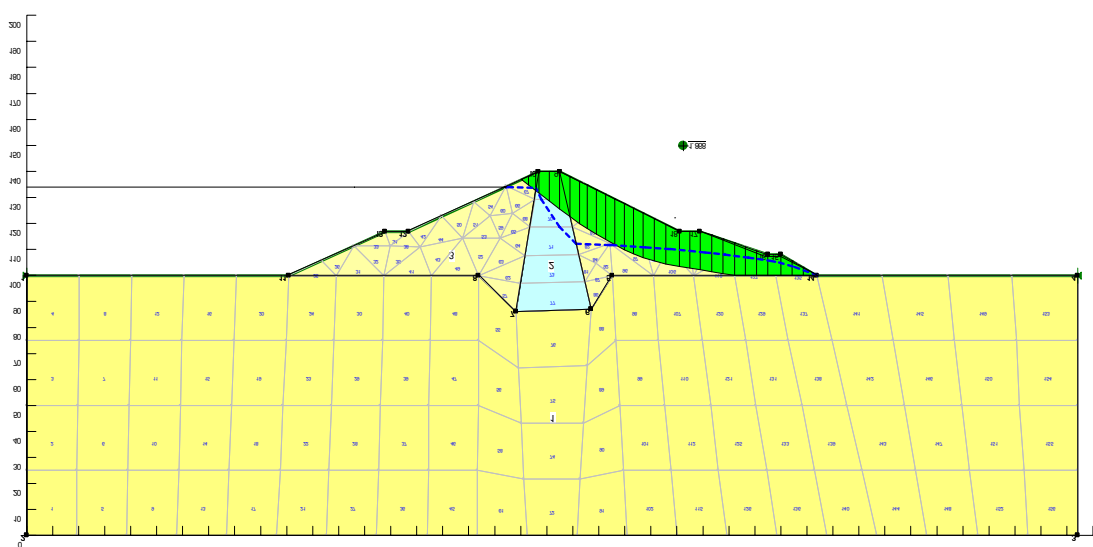
Κεφάλαιο 5: Στάδια στατικής και δυναμικής ανάλυσης διαφόρων μοντέλων του φράγματος με θεώρηση ομογενούς διατομής και διατομής που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα

5.4.3 Στατική ανάλυση με πλήρωση του ταμιευτήρα

Στην περίπτωση αυτή δεν εφαρμόζεται πάνω στο φράγμα σεισμικό φορτίο αλλά επιδρά το νερό μέσα από την πίεση των πόρων που υπολογίζεται στο πρόγραμμα SEEP/W και προστίθεται αυτόματα στις υπόλοιπες παραμέτρους του SLOPE/W όπου και μεταφέρεται. Τα αναλυτικά αποτελέσματα αυτής της ανάλυσης δίνονται στον πίνακα 5.14. Σύμφωνα μ' αυτόν και τα δύο πρηνή του φράγματος έχουν συντελεστή ασφάλειας μεγαλύτερο του 1.4. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αυτών παρουσιάζεται στα Σχήματα. 5.12 και 5.13.

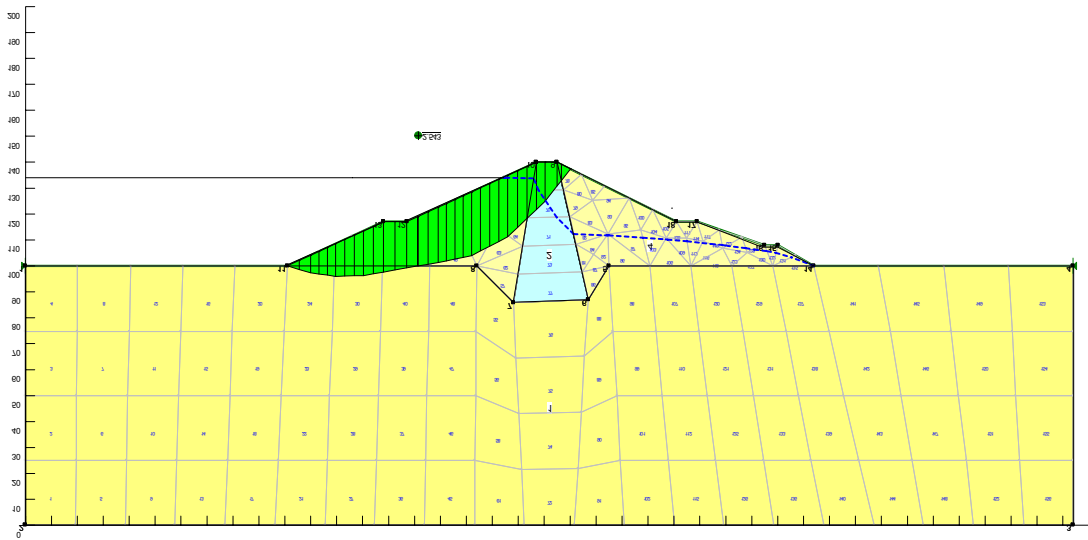
Πίνακας 5.16: Στατική ανάλυση διατομής με πυρήνα και με πλήρωση του ταμιευτήρα

Σ.Φ.= Σώμα φράγματος Π. = πυρήνας Σ.Φ. c=0/ Π. c=15	Μέθοδος υπολογισμού του Συντελεστή Ασφάλειας Ολισθαίνων				
	πρανές	Spencer	Swedish	Bishop	Janbu
Σ.Φ. c=0/ Π. c=15	Κατάντη	1.868	1.799	1.856	1.766
	Ανάντη	3.212	3.051	3.250	3.026
Σ.Φ. c=5/ Π. c=15	Κατάντη	1.895	1.837	1.875	1.782
	Ανάντη	3.232	3.072	3.269	3.045
Σ.Φ. c=0/ Π. c=25	Κατάντη	1.844	1.783	1.827	1.743
	Ανάντη	2.543	2.421	2.496	2.298
Σ.Φ. c=5/ Π. c=25	Κατάντη	1.913	1.855	1.896	1.806
	Ανάντη	3.247	3.088	3.284	3.061



Σχήμα 5.14:Στατική ανάλυση διατομής με πυρήνα, με πλήρωση του ταμιευτήρα & με επιφάνεια ολίσθησης προς τα κατάντη.

Κεφάλαιο 5: Στάδια στατικής και δυναμικής ανάλυσης διαφόρων μοντέλων του φράγματος με θεώρηση ομογενούς διατομής και διατομής που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα



Σχήμα 5.15: Στατική ανάλυση διατομής με πυρήνα, με πλήρωση του ταμιευτήρα και επιφάνεια ολίσθησης προς τα ανάντη.

5.4.4 Δυναμική ανάλυση με προσθήκη πίεσης των πόρων μέσω του προγράμματος SEEP/W.

Η δυναμική ανάλυση συνεπάγεται και επιβολή σεισμικού φορτίου. Στην περίπτωση αυτή συμπεριλαμβάνεται και η επίδραση του νερού μέσω της πίεσης των πόρων αυτού που υπολογίζεται από το SEEP/W. Από τα αποτελέσματα που πάρθηκαν από τις αναλύσεις που έγιναν με βάση τις παραμέτρους που αναφέρθηκαν στο κεφάλαιο 5.4.1 το ανάντη αλλά και το κατάντη πρανές του φράγματος έχει συντελεστή ασφάλειας μεγαλύτερο της μονάδας. Στον πίνακα 5.17 δίνονται αναλυτικά τα αποτελέσματα αυτής της ανάλυσης.

Πίνακας 5.17: Δυναμική ανάλυση διατομής με πυρήνα και ύπαρξη νερού

		Μέθοδος υπολογισμού του Συντελεστή Ασφάλειας				
		Ολισθαίνον	Spencer	Swedish	Bishop	Janbu
Σ.Φ. c=0/ Π. c=15		πρανές				
a _h =0.12 a _v =+0.06	Κατάντη		1.384	1.326	1.375	1.205
	Ανάντη		1.739	1.610	1.743	1.602
a _h =0.12 a _v =-0.06	Κατάντη		1.325	1.256	1.309	1.236
	Ανάντη		1.747	1.346	1.706	1.512
Σ.Φ. c=5/ Π. c=15						
a _h =0.12 a _v =+0.06	Κατάντη		1.427	1.370	1.419	1.346
	Ανάντη		1.805	1.678	1.802	1.657

Κεφάλαιο 5: Στάδια στατικής και δυναμικής ανάλυσης διαφόρων μοντέλων του φράγματος με θεώρηση ομογενούς διατομής και διατομής που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα

$a_h=0.12$ $a_v=-0.06$	Κατάντη	1.361	1.298	1.348	1.275
	Ανάντη	2.334	2.200	2.378	2.186
Σ.Φ. $c=0$ / Π. $c=25$					
$a_h=0.12$ $a_v=+0.06$	Κατάντη	1.415	1.346	1.398	1.320
	Ανάντη	2.295	2.165	2.337	2.156
$a_h=0.12$ $a_v=-0.06$	Κατάντη	1.325	1.266	1.314	1.247
	Ανάντη	2.331	2.196	2.375	2.184
Σ.Φ. $c=5$ / Π. $c=25$					
$a_h=0.12$ $a_v=+0.06$	Κατάντη	1.449	1.384	1.435	1.357
	Ανάντη	1.822	1.695	1.823	1.679
$a_h=0.12$ $a_v=-0.06$	Κατάντη	1.374	1.308	1.358	1.286
	Ανάντη	2.345	2.212	2.389	2.198

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Το φράγμα με το οποίο ασχολήθηκε η συγκεκριμένη εργασία ανήκει στον τύπο των χωμάτινων φραγμάτων και συγκεκριμένα πρόκειται για αυτό που θα κατασκευαστεί στην περιοχή της Πλακιώτισσας, από όπου περνάει ο ποταμός Αναποδιάρης.

Πραγματοποιήθηκαν στατική και δυναμική ανάλυση σε μοντέλα προσομοίωσης αυτού του φράγματος πριν την προσθήκη σ' αυτά νερού και μετά από αυτήν, για την πραγματοποίηση των οποίων χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό πακέτο Geostudio 2004 (version 6.02) και συγκεκριμένα τα υποπρογράμμά του SLOPE/W και SEEP/W. Στα μοντέλα που χρησιμοποιήθηκαν έγινε η θεώρηση ομογενούς διατομής και διατομής με αργλικό πυρήνα και σώμα στήριξης. Σε ορισμένα μοντέλα ομογενούς διατομής πραγματοποιήθηκε και διερεύνηση της κλίσης των πρανών και των διαστάσεων των διατομών για επίτευξη ευστάθειας.

Στην περίπτωση επίδρασης του νερού εξετάστηκαν οι περιπτώσεις αυτό να επιδρά στο φράγμα μόνο με την προσθήκη της πιεζομετρίας του ή μέσω πίεσης των πόρων, η οποία υπολογίστηκε με τη μέθοδο των b-bars και του προγράμματος SEEP/W.

Τα αποτελέσματα όλων των αναλύσεων, οι οποίες βασικό σκοπό είχαν την εξέταση του συντελεστή ασφάλειας κάθε μοντέλου του φράγματος, παρατέθηκαν σε μορφή πινάκων στο κεφάλαιο πέντε. Τα γενικά συμπεράσματα που προκύπτουν από αυτές είναι:

1. Στην περίπτωση στατικής ανάλυσης ομογενούς διατομής φράγματος:
 - Όταν αυτό εξετάζεται χωρίς νερό έχει συντελεστή ασφάλειας μεγαλύτερο από 1.4 ο οποίος αυξάνεται καθώς αυξάνεται η συνοχή του φράγματος.
 - Στην περίπτωση προσθήκης νερού σ' αυτό παρατηρούνται ίδιες περίπου τιμές του συντελεστή ασφάλειας για τις ίδιες παραμέτρους όταν η επίδραση του νερού πραγματοποιείται με τη μέθοδο των b-bars χωρίς την προσθήκη των γεωστατικών τάσεων ή μέσω του προγράμματος SEEP/W. Όταν στη μέθοδο των b-bars προστίθεται το

Συμπεράσματα

βάρος του νερού τότε οι τιμές του συντελεστή ασφαλείας μειώνονται σε σχέση με τις τιμές που λαμβάνονται γι' αυτόν από την πιεζομετρία ή τη μέθοδο των b-bars χωρίς την προσθήκη του βάρους του νερού.

Μία ακόμα παρατήρηση που πρέπει να γίνει είναι πως τα αποτελέσματα που προέκυψαν για τον Σ.Α στην περίπτωση προσθήκης μόνο υδροφόρου ορίζοντα είναι σχεδόν ίδια για τα κατάντη πρηνή με αυτά που προέκυψαν από την προσθήκη ενός υδροφόρου ορίζοντα και επιπλέον τις κατακόρυφες τάσεις, ενώ παρουσιάζουν μια διαφορά της τάξης των ± 0.2 έως 0.4 μονάδων για τα ανάντη πρηνή, χωρίς ωστόσο ο Σ.Α. να γίνεται μικρότερος από 1.4 .

2. Όταν πραγματοποιείται δυναμική ανάλυση σε ομογενή διατομή φράγματος χωρίς νερό με συνοχή $15, 25, 40, 50$ ή 60 kPa τότε ο συντελεστής ασφαλείας είναι μικρότερος από 1.4 όταν:

- $c=15\text{kPa}$, $a_h=0.12$ και $a_v=-0.06$ έχοντας την κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης προς το κατάντη πρηνές του φράγματος.
- $c=40\text{kPa}$, $a_h=0.24$ και $a_v=+0.12$ με την κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης προς το ανάντη πρηνές του φράγματος.
- $c=40\text{kPa}$, $a_h=0.24$ και $a_v=-0.12$ με την κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης κατάντη του φράγματος.
- $c=40\text{kPa}$, $a_h=0.36$ και $a_v=-0.18$ ή $+0.18$ με την κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και στις δύο περιπτώσεις να είναι κατάντη του φράγματος.
- $c=50\text{kPa}$, $a_h=0.24$ και $a_v=-0.12$ με την κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης προς τα δεξιά.
- $c=50\text{kPa}$, $a_h=0.36$ και $a_v=+0.18$ με την κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης κατάντη του φράγματος.
- $c=50\text{kPa}$, $a_h=0.36$ και $a_v=-0.18$ με την κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης προς τα ανάντη κ κατάντη πρηνή του φράγματος, με μικρότερο συντελεστή ασφαλείας όταν ολισθαίνει προς τα κατάντη.
- $c=60\text{kPa}$, $a_h=0.36$ και $a_v=+0.18$ με την κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης προς τα κατάντη και προς τα ανάντη, με μικρότερο συντελεστή ασφαλείας όταν αυτή ολισθαίνει προς τα κατάντη.

Συμπεράσματα

- $c=60\text{kPa}$, $a_h=0.36$ και $a_v=-0.18$ με την κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης προς τα ανάντη αλλά και κατάντη πρανή του φράγματος. Μικρότερο συντελεστή ασφάλειας έχει η επιφάνεια που ολισθαίνει προς τα κατάντη.
3. Όταν πραγματοποιείται δυναμική ανάλυση σε ομογενή διατομή του φράγματος με νερό και συνοχή 15,25,40,50 ή 60 kPa τότε παρατηρούνται τα εξής:
- Οι τιμές του συντελεστή ασφάλειας που λαμβάνονται όταν εφαρμόζεται μόνο η πιεζομετρία του φράγματος σε σχέση με αυτόν που προκύπτει με την μέθοδο των b-bars είναι διαφορετικές.
 - Όταν οι παράμετροι του μοντέλου του φράγματος στο οποίο προστίθεται η πιεζομετρία του και στις δύο περιπτώσεις (μόνο υδροφόρος ορίζοντας ή υδροφόρος ορίζοντας και προσθήκη του βάρους του νερού) είναι $c=40\text{kPa}$, $a_h=0.24$ και $a_v=-0.12$ τότε ο συντελεστής ασφάλειας είναι μικρότερος της μονάδας με την κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης να είναι προς τα κατάντη του φράγματος.
 - Όταν οι παράμετροι του μοντέλου του φράγματος στο οποίο προστίθεται η πιεζομετρία του είναι $c=40\text{kPa}$, $a_h=0.36$ και $a_v=-0.18$ ή $+0.18$ τότε ο συντελεστής ασφάλειας είναι μικρότερος της μονάδας με την κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και στις δύο περιπτώσεις να είναι προς τα κατάντη του φράγματος.
 - Όταν οι παράμετρες του μοντέλου, στο οποίο προστίθεται η πιεζομετρία του για την περίπτωση που εκτός από τον υδροφόρο ορίζοντα προστίθεται και το βάρος του νερού, είναι $c=40\text{kPa}$ με $a_h=0.36$ και $a_v=\pm 0.18$ τότε η διατομή δεν πληροί τις συνθήκες ευστάθειας με την κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης να είναι τόσο προς τα κατάντη όσο και προς τα ανάντη του φράγματος.
 - Όταν οι παράμετρες του μοντέλου στο οποίο προστίθεται η πιεζομετρία του και στις δύο περιπτώσεις που εξετάζονται είναι $c=50\text{kPa}$, $a_h=0.24$ και $a_v=-0.12$ τότε η διατομή δεν πληροί τις συνθήκες ευστάθειας με την κρίσιμη επιφάνεια να είναι προς τα κατάντη.

Συμπεράσματα

- Όταν οι παράμετρες του μοντέλου στο οποίο προστίθεται η πιεζομετρία του και στις δύο περιπτώσεις που εξετάζονται είναι $c=50\text{kPa}$ με $a_h=0.36$ και $a_v=-0.18$ τότε η διατομή δεν πληροί τις συνθήκες ευστάθειας με την κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης να είναι τόσο προς τα κατάντη όσο προς τα ανάντη πρηνή του φράγματος.
- Όταν οι παράμετρες του μοντέλου, στο οποίο προστίθεται η πιεζομετρία του για την περίπτωση που εκτός από τον υδροφόρο ορίζοντα προστίθεται και το βάρος του νερού, είναι $c=50\text{kPa}$ ή $c=60\text{kPa}$, με $a_h=0.36$ και $a_v=+0.18$ τότε η διατομή δεν πληροί τις συνθήκες ευστάθειας με την κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης να είναι προς τα κατάντη του φράγματος.
- Όταν οι παράμετρες του μοντέλου, στο οποίο προστίθεται η πιεζομετρία του για την περίπτωση που εκτός από τον υδροφόρο ορίζοντα προστίθεται και το βάρος του νερού, είναι $c=60\text{kPa}$ με $a_h=0.36$ και $a_v=+0.18$ τότε η διατομή δεν πληροί τις συνθήκες ευστάθειας με την κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης να είναι προς τα κατάντη
- Όταν για το μοντέλο στο οποίο προστίθεται η πιεζομετρία του για την περίπτωση ύπαρξης μόνο ενός υδροφόρου ορίζοντα και ισχύουν: $c=60\text{kPa}$, $a_h=0.36$ και $a_v=-0.18$ ή $+0.18$ τότε αυτό παρουσιάζει κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης τόσο προς τα κατάντη όσο και προς τα ανάντη πρηνή και στις δύο περιπτώσεις. Σε κάθε περίπτωση παρατηρείται ότι το μικρότερο συντελεστή ασφάλειας τον έχει η επιφάνεια που ολισθαίνει προς το κατάντη πρηνές.
- Γενικά, παρατηρείται ότι στην περίπτωση ανάλυσης μιας δυναμικής ανάλυσης ομογενούς διατομής, τα αποτελέσματα που προέκυψαν για τον Σ.Α στην περίπτωση προσθήκης μόνο υδροφόρου ορίζοντα είναι ίδια για τα κατάντη πρηνή με αυτά που προέκυψαν από την προσθήκη και του βάρους του νερού. Αντίθετα, τα αποτελέσματα για τα ανάντη πρηνή παρουσιάζουν μια μείωση του Σ.Α. όταν προστίθεται στον υπολογισμό του το βάρος του νερού. Η μείωση του Σ.Α. είναι της τάξης των 0.025 έως 0.6 μονάδων στην χειρότερη περίπτωση, ωστόσο

Συμπεράσματα

τα αποτελέσματα δεν αλλάζουν ριζικά όσον αφορά τη συνθήκη $\Sigma.A.>1$ και έτσι είναι τα ίδια και στις δύο περιπτώσεις.

- Στην περίπτωση που στο φράγμα προστίθεται η πίεση των πόρων με τη χρήση της μεθόδου των b-bars οι τιμές του συντελεστή ασφάλειας είναι μικρότερες όταν προστίθενται οι γεωστατικές τάσεις από αυτές που προκύπτουν όταν αυτές δεν προστίθενται.
 - Όταν για b-bars λαμβάνεται η τιμή 0.5 οι τιμές του συντελεστή ασφάλειας είναι λίγο μεγαλύτερες από όταν η τιμή είναι 1, είτε προστίθενται οι γεωστατικές τάσεις είτε όχι.
 - Στη περίπτωση που στην τιμή των b-bars προστίθενται οι γεωστατικές τάσεις ο συντελεστής ασφάλειας λαμβάνει τιμές πολύ μικρότερες από τη μονάδα σ' όλες τις περιπτώσεις που εξετάζονται. Στην καλύτερη περίπτωση η τιμή του συντελεστή ασφάλειας είναι οριακά κοντά ή ίσος με τη μονάδα.
 - Στη περίπτωση που στην τιμή των b-bars δε προστίθενται οι γεωστατικές τάσεις ο συντελεστής ασφάλειας λαμβάνει τιμές μεγαλύτερες από τη μονάδα.
 - Στις περιπτώσεις όπου η πίεση των πόρων προέκυψε από το πρόγραμμα SEEP/W το φράγμα συνοχής 15 και 25kPa έχει συντελεστή ασφάλειας μεγαλύτερο της μονάδας.
4. Στις περιπτώσεις των μοντέλων στατικής ανάλυσης σε διατομές που περιλαμβάνουν αργιλικό πυρήνα και σώμα στήριξης ο συντελεστής ασφάλειας έχει πάντα τιμές μεγαλύτερες της μονάδας.
 5. Στις περιπτώσεις δυναμικής ανάλυσης διατομής του φράγματος που περιλαμβάνει αργιλικό πυρήνα και σώμα στήριξης και στο οποίο η πίεση των πόρων υπολογίζεται από το πρόγραμμα SEEP/W ο συντελεστής ασφάλειας έχει τιμές μεγαλύτερες της μονάδας.
 6. Πρέπει να αναφερθεί πως σε κάποια από τα μοντέλα που εξετάστηκαν παρουσιάζεται μικρότερος συντελεστής ασφάλειας προς τα κατάντη, αυτό ενδεχομένως οφείλεται στο ότι στη συγκεκριμένη μορφολογία του φράγματος η πίεση των πόρων βοηθούσε στη διατήρηση της ευστάθειας του φράγματος.

Συμπεράσματα

7. Επίσης, οι περιπτώσεις όπου η κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης ήταν προς τα κατάντη οφειλόταν στην μεγάλη διαφορά που είχαν στη συνοχή το σώμα του φράγματος με το υπόβαθρο.

Ορισμένες διερευνήσεις που πραγματοποιήθηκαν με σεισμικό συντελεστή που ορίζεται από τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό χαρακτηρίζονται από χαμηλό συντελεστή ασφάλειας. Σ' αυτές τις περιπτώσεις μεταβλήθηκαν οι κλίσεις των πρανών του φράγματος. Συγκεκριμένα μειώθηκαν οι κλίσεις είτε του ανάντη ή / και του κατάντη πρανούς και διερευνήθηκαν οι τιμές του συντελεστή ασφάλειας με τη νέα γεωμετρία. Με βάση αυτή τη διαδικασία προέκυψε πως μειώνοντας τις κλίσεις των πρανών της διατομής, αυξανόταν ο συντελεστής ασφάλειας λαμβάνοντας τελικά την επιθυμητή τιμή.

Συμπερασματικά, το λογισμικό πακέτο Geoslope μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την εκτίμηση συντελεστή ασφάλειας φραγμάτων. Επίσης, με βάση αυτό το πρόγραμμα είναι δυνατόν να γίνει έλεγχος της διατομής φραγμάτων και καθορισμός των κλίσεων των πρανών αυτών ώστε ο συντελεστής ασφάλειας τους να πληροί τις απαιτούμενες προδιαγραφές ευστάθειας σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

A. Ελληνική βιβλιογραφία

- 1) Αθανασόπουλος, Σ., Αναστασόπουλος, Α., Δόλκας, Θ., Δρόσος, Ε., Καρασαχινίδης, Ο., Καπλανίδης, Α., Μπαϊρακτάρης, Γ., Μορφόπουλος, Ζ., Παπαγιάννη, Ν., Πασχαλίνος, Γ., Περγιαλιώτης, Π., Τσαρμπός, Β., Χασιώτης, Θ. και Χαχάμη, Β., (2006). Τα φράγματα και οι λιμνοδεξαμενές του Υπουργείου Αγροτικής Ανάπτυξης και Τροφίμων, Β' Έκδοση – Νέα Έργα, Αθήνα.
- 2) Δημόπουλος, Γ., (1986). Τεχνική Γεωλιγία, Εκδόσεις Γιαχούδη, Θεσσαλονίκη.
- 3) Θανόπουλος, Ι., (2002). Χωμάτινες Κατασκευές, Πανεπιστημιακές Εκδόσεις Θεσσαλίας.
- 4) Κλημής, Ν., Αναστασιάδης, Α., Μακρά, Κ., Παπαϊωάννου, Χ., Κωμοδρόμος, Α. και Σιάχου, Σ., (2006). Δυναμική Ανάλυση και Σεισμική Συμπεριφορά Υψηλού Χωμάτινου Φράγματος.
- 5) Μαραγκός, Χ., (1992). Τεχνικά Έργα Υποδομής – Υπόγειες κατασκευές, Βραζομηχανική. Φράγματα, Έκδοση Υπηρεσίας Δημοσιευμάτων Α.Π.Θ., Θεσσαλονίκη.
- 6) Παπαγεωργίου, Χ., (2006). Επικαιροποίηση Γεωλογικής Μελέτης περιοχή Πλακιώτισσας, Κρήτη, Ο.Α.Δ.Υ.Κ.
- 7) Σαμπατακάκης, Ν. και Κούκης, Γ., (2002). Τεχνική Γεωλογία, Εκδόσεις Παπασωτηρίου, Αθήνα.
- 8) Σούλιος, Γ., (1996). Γενική Υδρογεωλογία, Εκδόσεις University Studio Press, Θεσσαλονίκη.
- 9) Στειακάκης, Ε., (2004). Σημειώσεις τεχνικής γεωλογίας, Χανιά.
- 10) Τσιραμπίδης, Α., (1999). Γεωλογία, Εκδόσεις Γιαχούδη, Θεσσαλονίκη.
- 11) Τσότσος, Σ., (1991). Εδαφομηχανική, Θεωρία – Μέθοδοι- Εφαρμογές, Θεσσαλονίκη.
- 12) Χρηστάρας, Β., (2002). Εργαστηριακές και επί τόπου δοκιμές Εδαφομηχανικής, Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας, Αθήνα.

B. Ξένη βιβλιογραφία

- 1) Bell, F.G., (1993). Engineering Geology, Cambridge.
- 2) Craig, F.R., (1992). Soil Mechanics, V Version, London.
- 3) Chen, W. and Scawthorn, C., (2003). Earthquake Engineering Handbook, CRC Press, Boca Raton.
- 4) Fell, R., MacGregor, P. and Stapledon, D., (1992). Geotechnical engineering of embankment dams, Balkema Publishers, Netherland
- 5) Geoslope, Manual, (2004). Slope/W Engineering.
- 6) Gupta, H. and Rastogi, K., B., (1976). Dams and Earthquakes, Development in Geotechnical engineering Vol 11, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam
- 7) McCarthy, F.D., (1998). Soil Mechanics and Foundations, V Version, New Jersey.
- 8) Slide, Manual, Verion 5.010
- 9) Smith, G. and Smith, I., (1998). Elements of Soil Mechanics, Napier University, Edinburgh.
- 10) U.S.A. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, (1987). Design of Small Dams, A water Resources Technical Publication, United State printing office, Denver.
- 11) Whitman, R. and Lambe, W., (1979). Soil Mechanics, SI Version, New York.

Παράρτημα Α

Στα σχήματα Α1 έως Α10 παρουσιάζονται διάφορες απόψεις της περιοχής χωροθέτησης του φράγματος. Με κόκκινη γραμμή παρίσταται η προτεινόμενη θέση του άξονα του φράγματος της Πλακιώτισσας, στη Μεσσαρά Κρήτης.



Σχήμα Α₁



Σχήμα Α₂

Παράρτημα φωτογραφιών



Σχήμα Α₃



Σχήμα Α₄



Σχήμα Α₅



Σχήμα Α₆



Σχήμα Α₇



Σχήμα Α₈

Παράρτημα φωτογραφιών

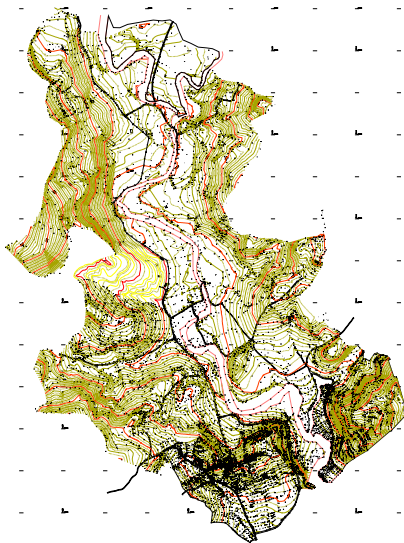


Σχήμα Α₉

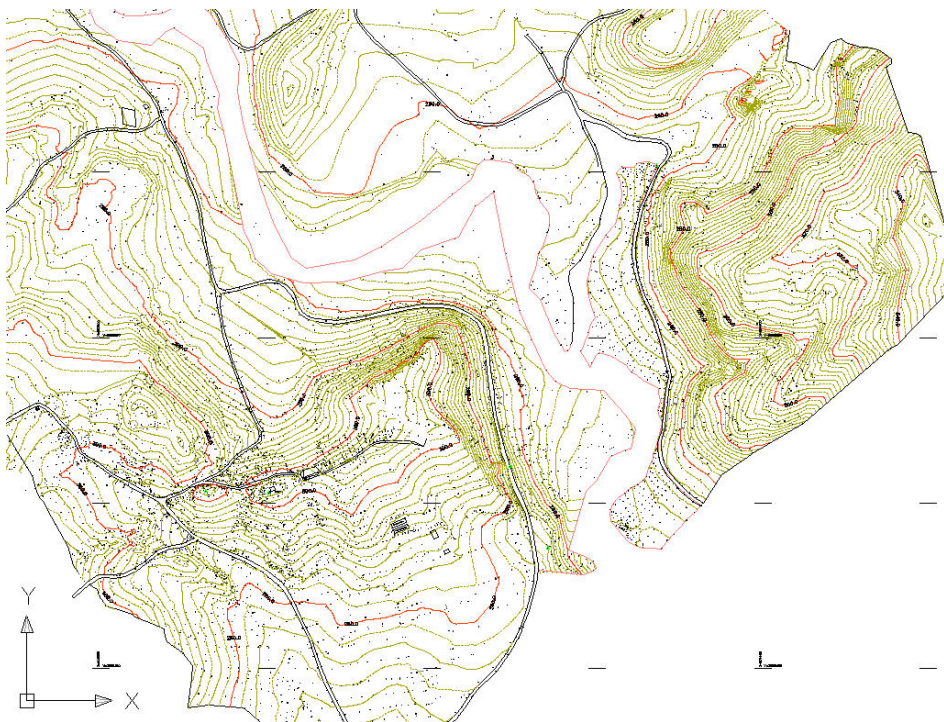


Σχήμα Α₁₀

Παράρτημα φωτογραφιών



Γενική οριζοντιογραφία της λεκάνης και της ζώνης όπου θα κατασκευαστεί το φράγμα



Ζώνη του φράγματος