## ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ

## ΤΜΗΜΑ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΟΡΥΚΤΩΝ ΠΟΡΩΝ



## «Παραμετρική διερεύνηση ευστάθειας επιχώματος οδοποιίας σε μαργαϊκούς

## σχηματισμούς του Ν. Ηρακλείου»

## ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Νικόλαος Π. Προύντζος

Εξεταστική επιτροπή

Αγιουτάντης Ζαχαρίας, Καθηγητής (Επιβλέπων)

Στειακάκης Εμμανουήλ, Επίκουρος Καθηγητής

Γαλετάκης Μιχαήλ, Αναπληρωτής Καθηγητής

Χανιά

Απρίλιος 2013

## Πρόλογος

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια του προπτυχιακού προγράμματος σπουδών του τμήματος Μηχανικών Ορυκτών Πόρων του Πολυτεχνείου Κρήτης.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους όσους συνέβαλαν με τη βοήθεια τους στην πραγματοποίηση αυτής της εργασίας και ιδιαίτερα:

Τον επιβλέποντα Καθηγητή κ. Αγιουτάντη Ζαχαρία για την πολύτιμη βοήθεια του, τις συμβουλές του, την διόρθωση της εργασίας και γενικά για την επίτευξη μιας πολύ καλής συνεργασίας σε όλη την διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής εργασίας.

Τον Επίκουρο Καθηγητή κ. Στειακάκη Εμμανουήλ για την πολύτιμη και συνεχή βοήθεια του, την εποικοδομητική κριτική του και για τον χρόνο που διάθεσε για την διόρθωση της εργασίας.

Τον Αναπληρωτή Καθηγητή κ. Γαλετάκη Μιχαήλ για την συμμετοχή του στην εξεταστική επιτροπή και την αξιολόγηση της εργασίας.

Τους επιστημονικούς συνεργάτες του εργαστηρίου Εφαρμοσμένης Γεωλογίας του Πολυτεχνείου Κρήτης και Μηχανικούς Ορυκτών Πόρων κ. Βαβαδάκη Διονύσιο και κ. Λαζαρόπουλο Αθανάσιο για την πολύτιμη βοήθεια τους σε θέματα λογισμικού.

Την επιστημονική συνεργάτιδα του εργαστηρίου Μηχανικής Πετρωμάτων του Πολυτεχνείου Κρήτης κ. Σταθογιάννη Φωτεινή για την βοήθεια της σε θέματα σύνταξης της εργασίας.

Αφιερώνεται,

Στην οικογένεια μου

Οι απόψεις και τα συμπεράσματα που περιέχονται σε αυτό το έγγραφο εκφράζουν τον συγγραφέα και δεν πρέπει να ερμηνευτεί ότι αντιπροσωπεύουν τις επίσημες θέσεις των εξεταστών.

# Περίληψη

Τον Ιανουάριο του 2010 στην εθνική οδό Ηρακλείου – Μοιρών του Νομού Ηρακλείου Κρήτης, εκδηλώθηκε αστοχία επιχώματος οδοποιίας μετά από περίοδο έντονων βροχοπτώσεων.

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η γεωτεχνική προσομοίωση του μηχανισμού που οδήγησε στην αστοχία του επιχώματος.

Για την διερεύνηση του μηχανισμού αστοχίας του επιχώματος εξετάστηκαν δύο σενάρια τα οποία διαφοροποιούνται ως προς την γεωμετρία και πιο συγκεκριμένα από την ύπαρξη μιας ζώνης μειωμένης διατμητικής αντοχής. Για την εκτίμηση του κινδύνου αστοχίας, πραγματοποιήθηκε πιθανοτική ανάλυση. Ακόμα εξετάστηκε η ευστάθεια του πρανούς του επιχώματος υπό την επίδραση σεισμικής φόρτισης με την μέθοδο της ψευδοστατικής ανάλυσης.

Η προσομοίωση πραγματοποιήθηκε με τη χρήση του λογισμικού πακέτου Geostudio 2004 και τα προγράμματα SEEP/W και SLOPE/W.

Τέλος από τα αποτελέσματα των επιλύσεων που πραγματοποιήθηκαν προέκυψε ότι η ζώνη μειωμένης διατμητικής αντοχής αποτελεί κύριο παράγοντα της αστοχίας του επιχώματος.

# Περιεχόμενα

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1	.1
Εισαγωγή	.1
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2	.4
Ευστάθεια πρανών	.4
2.1 Εισαγωγή	.4
2.2 Αστοχία πρανών - κατολισθήσεις	.4
2.3 Παράγοντες που επηρεάζουν την ευστάθεια πρανών	.9
2.4 Στοιχεία επιχωμάτων	10
2.5 Ανάλυση Ευστάθειας	13
2.6 Σύγκριση μεθόδων	22
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3	22
Πιθανοτική ανάλυση – Σεισμική φόρτιση	22
3.1 Πιθανοτική ανάλυση	22
3.2 Σεισμική φόρτιση	26
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4	29
Παραμετρικές αναλύσεις ευστάθειας	29
4.1 Περιγραφή της μελέτης περίπτωσης	29
4.2 Διερεύνηση της ευστάθειας	37
4.3 Προσομοίωση της ροής και εκτίμηση της πίεσης πόρων	39
4.4 Εκτίμηση της ευστάθειας	47
4.5 Εκτίμηση του κινδύνου αστοχίας	52

Κεφάλαιο 5	.62
Συμπεράσματα – Προτάσεις	.62
5.1 Συμπεράσματα	.62
5.2 Προτάσεις για περαιτέρω έρευνα	.63
Παράρτημα	.67

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 Εισαγωγή

## 1.1 Στόχος της εργασίας

Τον Ιανουάριο του 2010 στην εθνική οδό Μοίρες – Ηρακλείου του Νομού Ηρακλείου Κρήτης, εκδηλώθηκε αστοχία επιχώματος οδοποιίας, μετά από περίοδο έντονων βροχοπτώσεων.

Από γεωτεχνική έρευνα που πραγματοποιήθηκε από αρμόδιους φορείς της περιφέρειας Κρήτης προέκυψε ότι οι γεωλογικοί σχηματισμοί που υπόκεινται του επιχώματος είναι, καστανοκίτρινη μάργα πάνω στην οποία εδράζεται το επίχωμα και υποκείμενη κυανότεφρη μάργα.

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η γεωτεχνική προσομοίωση ενός πιθανού μηχανισμού που οδήγησε στην αστοχία του επιχώματος.

Για την διερεύνηση του μηχανισμού αστοχίας του επιχώματος εξετάστηκαν δύο σενάρια που διαφοροποιούνται από την ύπαρξη μιας ζώνης μειωμένης διατμητικής αντοχής. Πιο συγκεκριμένα:

- Το πρώτο σενάριο περιλαμβάνει το επίχωμα και τους υποκείμενους γεωλογικούς σχηματισμούς των οποίων έχει διαπιστωθεί η ύπαρξη από γεωτεχνική έρευνα που πραγματοποιήθηκε στην περιοχή ενδιαφέροντος.
- ii. Το δεύτερο σενάριο διαφοροποιείται από το πρώτο σενάριο με την εισαγωγή μιας ζώνης μειωμένης διατμητικής αντοχής της οποίας η ύπαρξη έχει διαπιστωθεί και σε άλλες περιοχές του Νομού Ηρακλείου σε παρόμοιους μαργαϊκούς σχηματισμούς με αυτούς της περιοχής ενδιαφέροντος.

Η προσομοίωση πραγματοποιήθηκε με τη χρήση του λογισμικού πακέτου Geostudio 2004, μέσω των προγραμμάτων SEEP/W και SLOPE/W. Πιο αναλυτικά:

- Η εκτίμηση της πίεσης των πόρων πραγματοποιήθηκε με χρήση του προγράμματος SEEP/W σε συνθήκες σταθερής κατάστασης ροής.
- Ο υπολογισμός των συντελεστών ασφαλείας του πρανούς του επιχώματος πραγματοποιήθηκε με την απλοποιημένη μέθοδο Bishop, η οποία ανήκει στις μεθόδους οριακής ισορροπίας με χρήση του προγράμματος SLOPE/W.
- Για την εκτίμηση του κινδύνου αστοχίας του επιχώματος πραγματοποιήθηκε πιθανοτική ανάλυση με σκοπό τον υπολογισμό της πιθανότητας αστοχίας του επιχώματος. Η πιθανοτική ανάλυση πραγματοποιήθηκε και αυτή με το πρόγραμμα SLOPE/W.

#### 1.2 Διάρθρωση της εργασίας

Η διάθρωση της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελείται από πέντε κεφάλαια των οποίων το περιεχόμενο περιλαμβάνει τα εξής:

Στο κεφάλαιο 1 που αποτελεί την εισαγωγή της εργασίας αναφέρεται ο σκοπός της εργασίας και η δομή της.

Στο κεφάλαιο 2 γίνεται βιβλιογραφική αναφορά των μεθόδων εκτίμησης ευστάθειας των πρανών. Πιο συγκεκριμένα: Στο πρώτο μέρος του κεφαλαίου γίνεται αναφορά των κυρίων τύπων αστοχίας των πρανών καθώς και των παραγόντων που επηρεάζουν την ευστάθεια τους. Στο δεύτερο μέρος του κεφαλαίου γίνεται αναφορά στο σχεδιασμό των επιχωμάτων και στο τρίτο μέρος του κεφαλαίου γίνεται αναφορά στο σχεδιασμό των επιχωμάτων και στο τρίτο μέρος του κεφαλαίου γίνεται αναφορά στο σχεδιασμό των επιχωμάτων και στο τρίτο μέρος του επηρεάζουν την μέθοδο οριακής ισορροπίας, η οποία χρησιμοποιήθηκε για την επίλυση της ευστάθειας του πρανούς της κατάντη πλευράς του επιχώματος που διερευνήθηκε, καθώς και στις μεθόδους που χρησιμοποιούνται ως προσεγγίσεις στην μέθοδο των λωρίδων.

Το κεφάλαιο 3 αποτελείται από δύο μέρη: Στο πρώτο μέρος του κεφαλαίου γίνεται αναφορά στην πιθανοτική ανάλυση (Probabilistic analysis) και στο πως εφαρμόζεται στην γεωτεχνική προσομοίωση. Στο δεύτερο μέρος του κεφαλαίου γίνεται αναφορά της ψευδοστατικής ανάλυσης ως χρησιμοποιούμενη μέθοδος εκτίμησης της ευστάθειας πρανών υπό την επιβολή σεισμικής φόρτισης.

2

Το κεφάλαιο 4 περιλαμβάνει την αναλυτική περιγραφή της αστοχίας του επιχώματος, τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν, καθώς και τη συζήτηση των αποτελεσμάτων.

Το κεφάλαιο 5 περιλαμβάνει τα συμπεράσματα που προέκυψαν καθώς και προτάσεις για περαιτέρω διερεύνηση του θέματος.

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 Ευστάθεια πρανών

## 2.1 Εισαγωγή

Στο κεφάλαιο αυτό εξετάζεται η ευστάθεια των πρανών. Με τον όρο ευστάθεια πρανούς περιγράφεται η ευστάθεια ενός κεκλιμένου εδαφικού σχηματισμού ή μίας τεχνητής εδαφικής κατασκευής με κεκλιμένη ελεύθερη επιφάνεια (Γεωργιάδης, 2009). Η αστοχία του πρανούς προκύπτει από το γεγονός ότι οι τάσεις που αναπτύσσονται στην επιφάνεια ολίσθησης υπερβαίνουν την διατμητική αντοχή των γεωυλικών. Στην περίπτωση αυτή θα συμβεί καθοδική κίνηση της μάζας του εδάφους του πρανούς με αποτέλεσμα τις καταστρεπτικές συνέπειες. Η μελέτη της ευστάθειας των πρανών είναι ένα από τα πλέον σύνθετα προβλήματα που καλείται να αντιμετωπίσει η γεωτεχνική μηχανική.

Τα πρανή εδαφικά ή βραχώδη διακρίνονται σε δύο κατηγορίες:

- Φυσικά πρανή
- Τεχνητά πρανή

Τα φυσικά πρανή (λόφοι, βουνά, κοίτες ποταμών) έχουν σχηματιστεί βαθμιαία ως αποτέλεσμα των φυσικών διεργασιών.

Τα τεχνητά πρανή αποτελούν αποτέλεσμα της ανθρώπινης δραστηριότητας για κατασκευαστικούς σκοπούς. Τέτοιες γεωκατασκευές αποτελούν ορύγματα, επιχώματα, χωμάτινα φράγματα και φράγματα τελμάτων.

## 2.2 Αστοχία πρανών - κατολισθήσεις

Όπως προαναφέρθηκε η αστοχία ενός πρανούς θα συμβεί όταν οι βαρυτικές δυνάμεις που δρούν σε αυτό ξεπεράσουν την διατμητική αντοχή του γεωλογικού σχηματισμού από τον οποίο αποτελείται. Η διατμητική αντοχή του εδάφους ισούται

με το άθροισμα της αντοχής που οφείλεται στη συνοχή και στην εσωτερική τριβή (Στειακάκης, 2008).

- Η έννοια της συνοχής (c) οφείλεται στις ελκτικές δυνάμεις που ασκούνται μεταξύ των επιφανειών των εδαφικών κόκκων. Οι δυνάμεις αυτές εξαρτώνται από τους δεσμούς που έχουν αναπτυχθεί μεταξύ των κόκκων (συγκόλληση) και μπορεί να ειπωθεί ότι προσδίδουν στο έδαφος αντοχή ανάλογης φύσης με αυτή των στερεών σωμάτων.
- Η έννοια της εσωτερικής τριβής (φ) οφείλεται στη τριβή που αναπτύσσεται στα σημεία επαφής των εδαφικών κόκκων και στην αλληλο-εμπλοκή τους που οφείλεται στο σχήμα τους.

## 2.2.1 Τύποι Κατολισθήσεων

Η αστοχία θα εκδηλωθεί με την μορφή κατολίσθησης σύμφωνα με τον (Varnes, 1978) στους βασικούς τύπους κατολισθήσεων περιλαμβάνονται:

- Οι καταπτώσεις.
- Οι ανατροπές.
- Οι ολισθήσεις.
- Οι πλευρικές εξαπλώσεις.
- Οι ροές.
- Οι σύνθετες μετακινήσεις.
- Ερπυσμός.

Αυτές οι κατηγορίες επικρατούν στο μεγαλύτερο ποσοστό του συνόλου των κατολισθήσεων όπου ακολουθεί στη συνέχεια η συνοπτική περιγραφή τους.

## 2.2.2 Αστοχία κατάπτωσης

Αφορά αποκόλληση τμήματος πετρώματος ή πολύ σκληρού εδάφους σε απότομο πρανές, η οποία ακολουθείται από ολίσθηση και πτώση (Εικόνα 2.1).



Εικόνα 2.1: Κατάπτωση βραχωδών μαζών (www.legah.ntua.gr)

## 2.2.3 Αστοχία Ανατροπής

Προκύπτει από την περιστροφική κίνηση ενός ή περισσοτέρων βραχωδών τεμαχίων γύρω από έναν άξονα περιστροφής που βρίσκεται χαμηλότερα από το κέντρο βάρος τους (Εικόνα 2.2).



Εικόνα 2.2: Αστοχία ανατροπής (www.legah.ntua.gr)

## 2.2.4 Αστοχία Ολίσθησης

Στις ολισθήσεις περιλαμβάνονται οι περιστροφικές και οι επίπεδες ολισθήσεις.

<u>Περιστροφικές ολισθήσεις</u>: Η επιφάνεια ολίσθησης στην περίπτωση αυτή είναι κοίλη ή κυλινδρική ακολουθώντας σε γενικές γραμμές προϋπάρχουσες επιφάνειες

ασυνέχειας ή αδυναμίας, με μικρή παραμόρφωση του τεμάχους που ολισθαίνει (Εικόνα 2.3).



Εικόνα 2.3: Περιστροφική ολίσθηση (www.legah.ntua.gr)

## Επίπεδες ή μεταθετικές ολισθήσεις:

Η μάζα μετακινείται ως προς μία κατά προσέγγιση επίπεδη επιφάνεια, με πολύ μικρή περιστροφική κίνηση ή κάμψη (Εικόνα 2.4). Διακρίνονται σε ολισθήσεις τεμάχους και σε κερματισμένες ολισθήσεις (Στειακάκης από Καλλέργης, Κούκης, 1985).



Εικόνα 2.4: Επίπεδη ολίσθηση (www.legah.ntua.gr)

#### 2.2.5 Αστοχία Πλευρικών εξαπλώσεων

Στις πλευρικές εξαπλώσεις η κίνηση συνοδεύεται από διατμητικές και εφελκυστικές ρωγμές. Σε αυτή την περίπτωση έχουμε επέκταση μάζας που ολισθαίνει πάνω σε μαλακά εδάφη. Ο υπό ολίσθηση όγκος διαμελίζεται σε μεγάλα τεμάχη που περιστρέφονται και κερματίζονται (Εικόνα 2.5).



Εικόνα 2.5: Πλευρική εξάπλωση (www.legah.ntua.gr)

## 2.2.6 Ροές

Αφορά γρήγορες ή και αργές μετακινήσεις ρευστοποιημένων εδαφικών μαζών. Η ρευστοποίηση δημιουργείται κυρίως μετά από ισχυρή βροχόπτωση (Εικόνα 2.6).



Εικόνα 2.6: Απεικόνιση ροής εδαφικών υλικών (<u>www.legah.ntua.gr</u>)

## 2.2.7 Σύνθετες μετακινήσεις

Περιλαμβάνουν περισσότερους του ενός τύπου κινήσεις, από τους προαναφερθέντες τύπους αστοχιών (Εικόνα 2.7).



Εικόνα 2.7: Περιστροφική ολίσθηση που έχει εξελιχθεί σε ροή των μετακινημένων υλικών (www.legah.ntua.gr)

## 2.2.8 Ερπυσμοί

Πρόκειται για πολύ αργές παραμορφώσεις στο χώρο, δηλαδή πολύ αργές ολισθήσεις εδαφικών μαζών που δεν αναπτύσσουν εφελκυστικές ρωγμές και έτσι δεν είναι εύκολο να εντοπιστεί η ζώνη δράσης τους ενώ αν δεν αντιμετωπισθούν έγκαιρα εξελίσσονται συνήθως σε περιστροφικές ολισθήσεις (Ρόζος, 2007).

## 2.3 Παράγοντες που επηρεάζουν την ευστάθεια πρανών

Οι παράγοντες που επηρεάζουν την ευστάθεια των πρανών και οδηγούν στην εμφάνιση κατολισθήσεων οφείλονται σε φυσικές διεργασίες και σε παρεμβάσεις των ανθρωπίνων δραστηριοτήτων. Τέτοιοι παράγοντες είναι:

- Το είδος των γεωλογικών σχηματισμών.
- Ο προσανατολισμός και η τεκτονική των σχηματισμών.

- Η σεισμικότητα της περιοχής.
- Η λιθολογική διάβρωση της περιοχής.
- Η αύξηση της πίεσης των πόρων.
- Η υπερφόρτιση του πρανούς.
- Οι εκσκαφές στη βάση του πρανούς.
- Η αύξηση του ύψους και της κλίσης του πρανούς.

## Επίδραση της πίεσης πόρων στην ευστάθεια πρανών

Η πίεση πόρων αποτελεί έναν από τους πιο σημαντικούς παράγοντες που επηρεάζουν την ευστάθεια των πρανών. Ως πίεση πόρων ορίζεται η πίεση στο νερό των κενών διαστημάτων ή πόρων που υπάρχουν μεταξύ και γύρω από τους εδαφικούς κόκκους. Η αύξηση της πίεσης των πόρων σε ένα πρανές οδηγεί στην μείωση των ενεργών τάσεων και συνεπώς στην μείωση της διατμητικής αντοχής.

## 2.4 Στοιχεία επιχωμάτων

Ως επίχωμα ορίζεται η υπερυψωμένη κατασκευή που δημιουργείται με διάστρωση και συμπύκνωση κατάλληλων εδαφικών υλικών, προϊόντων εκσκαφών ή δανείων, σε στρώσεις πάχους τέτοιου ώστε με τα μέσα συμπύκνωσης που διατίθενται να επιτυγχάνεται η απαιτούμενη συμπύκνωση. Η κατασκευή υλοποιείται σε τμήματα κατάλληλων διαστάσεων, ώστε να μπορεί να γίνει χρήση μηχανικού εξοπλισμού (Λαζαρόπουλος, 2011 από ΥΠΕΧΩΔΕ, 2006).

Γαιώδη επιχώματα: Είναι τα επιχώματα τα οποία κατασκευάζονται με διάστρωση και συμπύκνωση γαιωδών εδαφικών υλικών σε στρώσεις πάχους τέτοιου ώστε με τα μέσα συμπύκνωσης που διατίθενται, να επιτυγχάνεται η απαιτούμενη συμπύκνωση και σε τμήματα τέτοια ώστε να μπορεί να γίνει χρήση εξοπλισμού υψηλής απόδοσης.

Βραχώδη επιχώματα: Είναι τα επιχώματα τα οποία κατασκευάζονται με διάστρωση και συμπύκνωση πετρωδών υλικών που προέρχονται από εκσκαφές σε βράχο σε στρώσεις πάχους τέτοιου ώστε με τα συμπυκνωτικά μέσα που διατίθενται να επιτυγχάνεται η απαιτούμενη συμπύκνωση και σε τμήματα τέτοια ώστε να μπορεί να γίνει χρήση μηχανικού εξοπλισμού υψηλής απόδοσης.

## 2.4.1 Τμήματα επιχωμάτων

Σε ένα επίχωμα διακρίνονται τα εξής τμήματα (Σακελαρίου, 2006):

Θεμέλιο: Ονομάζεται το τμήμα που βρίσκεται ακριβώς κάτω από την αρχική επιφάνεια του εδάφους, αφού έχει προηγηθεί ο καθαρισμός, η εκρίζωση και η απομάκρυνση ακατάλληλων υλικών και επιπλέον στρώση 0.3 m πάνω από την αρχική επιφάνεια του φυσικού εδάφους.

Πυρήνας: Πρόκειται για το στρώμα του επιχώματος μεταξύ θεμελίου και στέψης.

Στέψη: Το μέρος του επιχώματος κάτω από τη στρώση έδρασης του οδοστρώματος (Σ.Ε.Ο), ίσο προς 1m για τα οδοστρώματα κυκλοφορίας K0,K1,K2,K2ε,K3 και 0.8m για τα οδοστρώματα κυκλοφορίας K4 έως K7.

## 2.4.2 Κατασκευή γαιωδών και βραχωδών επιχωμάτων

Η κατασκευή των επιχωμάτων περιλαμβάνει κατά σειρά τα ακόλουθα στάδια:

- Προετοιμασία της επιφάνειας έδρασης.
- Κατασκευή δοκιμαστικού τμήματος.
- Διάστρωση υλικών.
- Συμπύκνωση κατά στρώσεις.

## 2.4.3 Αστοχία επιχωμάτων

Η πιο κρίσιμη περίοδος αστοχίας για τα επιχώματα είναι οι βραχυπρόθεσμες συνθήκες και πιο συγκεκριμένα, αμέσως μετά από την ολοκλήρωση των εργασιών κατασκευής τους (Εικόνα 2.8). Αυτό συμβαίνει διότι κατά την διάρκεια των εργασιών κατασκευής των επιχωμάτων, αυξάνονται οι ολικές τάσεις με αποτέλεσμα την αύξηση της πίεσης των πόρων, καθώς το έδαφος προσπαθεί να συσταλεί και σε συνδυασμό με το γεγονός ότι οι εργασίες αυτές εκτελούνται πολύ γρήγορα (διαρκούν από λίγες μέρες έως λίγες εβδομάδες το πολύ), συμπίπτει η πίεση των πόρων να γίνεται μέγιστη στο τέλος της κατασκευής τους. Καθώς με την πάροδο του χρόνου το νερό αποστραγγίζεται η πίεση των πόρων μειώνεται και η διατμητική αντοχή αυξάνει, τα προβλήματα αστοχίας μειώνονται, αν και προβλήματα καθιζήσεων μπορεί να εμφανιστούν.



Εικόνα 2.8: Επιχώματα – βραχυχρόνιες και μακροχρόνιες συνθήκες (Barnes, 2000)

#### 2.4.4 Απαιτήσεις επιχωμάτων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα -7

Στο κεφάλαιο 12 του ΕΝ - 1997 - 1 περιλαμβάνονται οι απαιτήσεις που πρέπει να εφαρμόζονται σε επιχώματα για έργα υποδομής.

Θα πρέπει να ελέγχονται οι εξής οριακές καταστάσεις:

- απώλεια ολικής ευστάθειας της περιοχής.
- αστοχία στο πρανές ή τη στέψη του επιχώματος.
- αστοχία η οποία προκαλείται από εσωτερική διάβρωση.
- αστοχία η οποία προκαλείται από επιφανειακή διάβρωση ή υποσκαφή.
- παραμορφώσεις στο επίχωμα οι οποίες οδηγούν σε απώλεια λειτουργικότητας, π.χ. (υπερβολικές υποχωρήσεις ή ρήγματα).
- υποχωρήσεις και ερπυστικές μετατοπίσεις οι οποίες οδηγούν σε βλάβες ή απώλεια λειτουργικότητας γειτονικών έργων ή δικτύων κοινής ωφέλειας.
- υπερβολικές παραμορφώσεις σ ενδιάμεσες ζώνες, π.χ.(επίχωμα πρόσβασης σε αντέρεισμα γέφυρας).

- απώλεια λειτουργικότητας περιοχών κυκλοφορίας από κλιματολογικές
   επιρροές όπως παγετός και απόψυξη ή υπερβολική ξηρότητα.
- ερπυσμό σε πρανή κατά τις περιόδους παγετού ή υπερβολικής ξηρότητας.
- υποβάθμιση του υλικού υπόβασης λόγω μεγάλων φορτίων κυκλοφορίας.
- παραμορφώσεις οι οποίες προκαλούνται από υδραυλικές δράσεις.
- μεταβολές των περιβαλλοντικών συνθηκών, όπως ρύπανση επιφανειακών
   υδάτων ή του υπογείου ορίζοντα, θόρυβος ή δονήσεις.

Στην ανάλυση της ευστάθειας τμήματος ή του συνόλου ενός επιχώματος, πρέπει να εξετάζονται όλες οι δυνατές μορφές αστοχίας όπως αναφέρεται στο κεφάλαιο 11 του ΕΝ 1997– 1 (Σημειώσεις για τον Ευρωκώδικα 7 – Τ.Ε.Ε, 2009).

Δεδομένου ότι όλα τα επιχώματα συχνά κατασκευάζονται σε διάφορες φάσεις με διαφορετικές συνθήκες φόρτισης η ανάλυση θα πρέπει να γίνεται σε κάθε φάση και οι προβλέψεις να προδιαγράφονται κατάλληλα στην έκθεση Γεωτεχνικού σχεδιασμού.

Όπου χρησιμοποιούνται ελαφρά υλικά επίχωσης όπως διογκωμένη πολυστερίνη, διογκωμένη άργιλος ή αφρώδεις σκυρόδεμα, πρέπει να εξετάζεται και η πιθανότητα επιδράσεων επίπλευσης (Σημειώσεις για τον Ευρωκώδικα 7 - Τ.Ε.Ε, 2009).

## 2.5 Ανάλυση Ευστάθειας

Σκοπός των μεθόδων ανάλυσης της ευστάθειας των πρανών είναι ο προσδιορισμός του συντελεστή ασφάλειας "Factor of Safety".

Ως συντελεστής ασφάλειας ορίζεται ο λόγος των δυνάμεων ή ροπών αντίστασης προς τις δυνάμεις ή ροπές που τείνουν να προκαλέσουν την μετακίνηση κατά μήκος μίας πιθανής επιφάνειας ολίσθησης.

$$FS = \frac{\Delta v v \dot{\alpha} \mu \varepsilon_{l\varsigma} \dot{\eta} \rho o \pi \dot{\varepsilon}_{\varsigma} \alpha v \tau (\sigma \tau \alpha \sigma \eta \varsigma)}{\Delta v v \dot{\alpha} \mu \varepsilon_{l\varsigma} \dot{\eta} \rho o \pi \dot{\varepsilon}_{\varsigma} \kappa \alpha \tau \alpha \pi \dot{0} v \eta \sigma \eta \varsigma}$$
(2.1)

Στην περίπτωση όπου ο συντελεστής ασφάλειας ισούται με την μονάδα το πρανές βρίσκεται σε κατάσταση οριακής ισορροπίας και παρουσιάζει αστοχία, όταν γίνει μικρότερος της μονάδας.

## 2.5.1 Μέθοδος οριακής ισορροπίας

Οι Μέθοδοι οριακής ισορροπίας διερευνούν την ισορροπία της εδαφικής μάζας η οποία τείνει να αστοχήσει υπό την επίδραση του βάρους της. Θεωρείται ότι το κριτήριο Mohr-Coulomb ικανοποιείται κατά μήκος της θεωρούμενης επιφάνειας αστοχίας. Η επιφάνεια μπορεί να είναι καμπύλη, επίπεδη, ή και συνδυασμός των δύο.

Οι Μέθοδοι οριακής ισορροπίας μπορούν να δώσουν ακριβή αποτελέσματα σε περιπτώσεις απλοποιημένων προβλημάτων και σε λίγο χρόνο, ειδικά όταν το σχήμα της επιφάνειας ολίσθησης είναι γνωστό και οι ιδιότητες αντοχής του σχηματισμού μπορούν να υπολογιστούν τότε η μέθοδος οριακής ισορροπίας είναι ικανοποιητική για τον σχεδιασμό των πρανών (Μπούνου, 2012).

## Βασικά μειονεκτήματα μεθόδου οριακής ισορροπίας (Μπούνου, 2012):

- Οι παραμορφώσεις στο εσωτερικό του ολισθαίνοντος σώματος παραβλέπονται.
- Θεωρείται αυθαίρετα επιφάνεια ολίσθησης.
- Αστοχίες ροής δεν γίνεται να αναλυθούν με μεθόδους οριακής ισορροπίας.

## Μέθοδοι οριακής ισορροπίας:

- Επίπεδη ανάλυση (μέθοδος πρανούς μεγάλου μήκους).
- Ανάλυση σφηνοειδούς τεμάχους.
- Μέθοδος Φυ.
- Μέθοδος των λωρίδων.

Στην παρούσα εργασία για την εκτίμηση της ευστάθειας των πρανών θεωρήθηκε ολίσθηση κατά κυκλικό τομέα. Οι κυκλικές αυτές επιφάνειες εξετάσθηκαν με την μέθοδο των λωρίδων.

#### 2.5.2 Μέθοδος των Λωρίδων

Για την εκτίμηση της ευστάθειας των πρανών σε ολίσθηση κατά κυκλικό τομέα, θεωρείται μια πιθανή επιφάνεια αστοχίας που ορίζει τη μάζα του εδάφους που μπορεί να ολισθήσει (Στειακάκης, 2008). Η επιφάνεια αστοχίας χωρίζεται σε κατακόρυφες λωρίδες, σε κάθε μία από τις οποίες ασκούνται δυνάμεις ολίσθησης και δυνάμεις διατμητικής αντίστασης του εδάφους (Εικόνα 2.9). Για κάθε λωρίδα γίνεται ανάλυση των δυνάμεων όπου προκύπτουν δύο εξισώσεις δυνάμεων και μία εξίσωση ροπών. Επειδή ο αριθμός των εξισώσεων ισορροπίας είναι μικρότερος από τον αριθμό των αγνώστων το πρόβλημα θεωρείται ως αόριστο, η άρση του οποίου γίνεται με κάποια απλοποιητική παραδοχή (με μείωση των αγνώστων) που αφορά κυρίως τη διεύθυνση ή και το μέγεθος των δυνάμεων που αναπτύσσονται μεταξύ των λωρίδων και με βάση τις θεωρούμενες παραδοχές έχουν προκύψει διάφορες μέθοδοι επίλυσης. (Στειακάκης, 2008).



Εικόνα 2.9: Ορισμός των λωρίδων και ανάλυση των δυνάμεων που δρούν σε αυτές (Στειακάκης από Craig, 1983)

Οι δυνάμεις που δρούν σε μία λωρίδα είναι (Barnes, 2000):

- Το ολικό βάρος της λωρίδας  $W = \gamma bh$ , όπου γ είναι το μοναδιαίο βάρος του εδάφους, b είναι το πάχος κάθε λωρίδας και h είναι το ύψος κάθε λωρίδας.
- Το βάρος κάθε λωρίδας θα δημιουργήσει μία διατμητική δύναμη παράλληλα στη βάση της S = Wsina.
- Η ολική κάθετη δύναμη στη βάση, N = σl, όπου Ι το μήκος της βάσης των επιμέρους λωρίδων.
- Η ολική κάθετη δύναμη λαμβάνεται από την ολική κάθετη τάση η οποία έχει δύο συνιστώσες, την ενεργό κάθετη δύναμη N' = σl και τη δύναμη του νερού U = ul, όπου u είναι η πίεση πόρων στο κέντρο της βάσης της λωρίδας.
- Η διατμητική αντίσταση του εδάφους θα δημιουργήσει μια διατμητική δύναμη  $T = \tau_m \, l$ .
- Οι πλευρικές δυνάμεις μπορούν να αντιπροσωπευτούν ως ολικές κάθετες δυνάμεις Ε<sub>1</sub> και Ε<sub>2</sub> και ως εφαπτόμενες διατμητικές δυνάμεις X<sub>1</sub> και X<sub>2</sub>.

## Μέθοδοι επίλυσης

- Fellenius
- Απλοποιημένη Bishop
- Απλοποιημένη Janbu
- Spencer
- Morgenstern and Price
- Sarma

## 2.5.3 Μέθοδος Fellenius ή Σουηδική

Σε αυτή την ανάλυση υποτίθεται ότι οι πλευρικές δυνάμεις μεταξύ των λωρίδων είναι ίσες και αντίθετες οπότε οι συνισταμένες τους είναι μηδέν:

$$E_1 = E_2 \, \mathrm{Kal} \, X_1 = X_2 \tag{2.2}$$

Προσδιορίζονται οι δυνάμεις που δρούν κάθετα προς τη βάση κάθε λωρίδας:

$$N' = W \cos a - ul \tag{2.3}$$

Όπου:

 $u = \gamma_w h_w$  η πίεση πόρων,

γ<sub>w</sub> = το μοναδιαίο βάρος του νερού,

h<sub>w</sub> = το ύψος του υδροφόρου ορίζοντα, επάνω από τη βάση της λωρίδας ή αν έχει σχεδιαστεί δίκτυο ροής, από την πλησιέστερη ισοδυναμική.

Τέλος ο συντελεστής ασφάλειας υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση (Barnes, 2000):

$$FS = \frac{c'L + \tan\varphi' \sum (W\cos a - ul)}{\sum W\sin a}$$
(2.4)

Είναι η πιο απλή προσέγγιση του προβλήματος, έχει το χαρακτηριστικό να υποτιμά τον συντελεστή ασφάλειας κατά 5% – 20% ώστε να είναι πάντα υπέρ της ασφάλειας (Σακελλαρίου, 2009).

#### 2.5.4 Η απλοποιημένη (Simplified) μέθοδος Bishop

Αφορά μια απλούστευση της αρχικής πρότασης του Bishop. Θεωρεί ότι οι εφαπτομενικές δυνάμεις στις πλευρές των λωρίδων είναι αρκετά μικρές και μπορούν να παραληφθούν.

Οι ορθές τάσεις στην επιφάνεια διάτμησης, προσδιορίζονται θεωρώντας ισορροπία δυνάμεων κατά την κατακόρυφη διεύθυνση. Σε κατάσταση ισορροπίας η διατμητική τάση στη βάση κάθε λωρίδας προσδιορίζεται από την σχέση:

$$T = \frac{1}{FS_1} (c'l + N' \tan \varphi')$$
(2.5)

Αναλύοντας τις δυνάμεις ως προς την κατακόρυφο διεύθυνση, προκύπτει ότι σε κατάσταση ισορροπίας ισχύει:

$$W = N' \cos \alpha + u \, l\alpha \, + \, \frac{c'l}{FS_1} \sin \alpha + \frac{N'}{FS_1} \tan \varphi' \sin \alpha \qquad \rightarrow$$

$$N' = (W - \frac{c'l}{FS_1} \sin a - u \, l \cos a) \, / \, (\cos a + \frac{\tan \varphi' \sin a}{FS_1})$$
(2.6)

Δεδομένου ότι ο συντελεστής ασφάλειας, υπολογίζεται (θεωρώντας τις ροπές ως προς το κέντρο), με βάση τη σχέση (Στειακάκης, 2008):

$$FS_2 = \frac{\sum (c'+N'\tan\varphi') l}{\sum W\sin a}$$
(2.7)

Αντικαθιστώντας τη σχέση (2.6) στην (2.7) προκύπτει ότι:

$$FS_2 = \frac{\sum (c + (W - ul) \tan \varphi')}{\sum W \sin a} \frac{1}{m_a}$$
(2.8)

Όπου:

$$m_a = \cos a \left( 1 + \tan a \, \frac{\tan \varphi}{FS_1} \right) \tag{2.9}$$

Ο υπολογισμός γίνεται με επαναληπτικές διαδικασίες, θέτοντας έναν αρχικό συντελεστή ασφάλειας (π.χ. από την μέθοδο Fellenius), μέχρις ότου FS<sub>1</sub> = FS<sub>2</sub>.

Οι λύσεις συγκλίνουν ταχύτατα και δίνουν αποτελέσματα ελάχιστα μικρότερα από αυτά της αρχικά προτεινόμενης μεθόδου Bishop, ενώ γενικά και με τις δύο προσεγγίσεις του Bishop το σφάλμα του υπολογισμένου συντελεστή ασφάλειας σε σχέση με τον πραγματικό σπάνια ξεπερνά το 7% ενώ συνήθως είναι μικρότερο του 2% πάντα προς την πλευρά της ασφάλειας (Σακελλαρίου, 2009).

#### 2.5.5 Μέθοδος Janbu

Η μέθοδος αυτή αποτελεί μια από τις πρώτες μεθόδους ανάλυσης μη κυκλικών επιφανειών αστοχίας.

Χρησιμοποιώντας την μέθοδο των λωρίδων και εξετάζοντας τη συνολική οριζόντια ισορροπία ως κριτήριο ευστάθειας, ο Janbu πρότεινε για το μέσο συντελεστή ασφάλειας κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης την έκφραση:

$$FS_{1} = \frac{\sum [c'b + (W + dx - ub) \tan \varphi']m_{a}}{\sum (W + dx) \tan a}$$
(2.10)

Όπου:

$$m_{\alpha} = \frac{(\sec \alpha)^2}{1 + \frac{\tan \varphi' \tan \alpha}{FS_2}}$$
(2.11)

dx = X1 - X2, η συνισταμένη των κατακόρυφων πλευρικών δυνάμεων των λωρίδων.

Για τη σύγκλιση προς την τιμή του FS απαιτείται ένας παρόμοιος υπολογισμός όπως για τη λύση της απλοποιημένης μεθόδου Bishop, με τη χρήση επαναληπτικής διαδικασίας (Barnes, 2000)

Τέλος μια απλοποιημένη διαδικασία έχει προταθεί από τον Janbu, σύμφωνα με την οποία απαλείφεται ο άγνωστος όρος dx από την άνω σχέση και αντικαθίσταται από ένα διορθωτικό συντελεστή f<sub>0</sub>. Ο συντελεστής ασφάλειας FS<sub>1</sub> υπολογίζεται από την παραπάνω έκφραση, ενώ ο συντελεστής ασφάλειας FS<sub>2</sub>, υπολογίζεται από τη σχέση:

$$FS_2 = f_0 FS_1 \tag{2.12}$$

Όπου:

 $f_0 = o \delta ι o \rho \theta \omega \tau ι \kappa \delta \varsigma \sigma u v \tau \epsilon \lambda \epsilon \sigma \tau \eta \varsigma$ 

Ο διορθωτικός συντελεστής f<sub>0</sub> (Εικόνα 2.10) εξαρτάται από το βάθος της μάζας η οποία ολισθαίνει και το είδος του εδάφους ενώ προσαυξάνει τον συντελεστή ασφάλειας 5% - 12%. Η χαμηλότερη προσαύξηση αντιστοιχεί σε ψαθυρά εδάφη, ενώ η μεγαλύτερη σε αργιλικά (Ψάλτου, 2009).



Εικόνα 2.10: Συντελεστής διόρθωσης f<sub>0</sub> (Barnes, 2000)

#### 2.5.6 Μέθοδος Morgenstern και Price

Η μέθοδος Morgenstern και Price βασίζεται στην υπόθεση ότι οι διατμητικές δυνάμεις μεταξύ των λωρίδων σχετίζονται με τις αντίστοιχες ορθές σύμφωνα με την σχέση:

$$\frac{X}{E} = \lambda f(x) \tag{2.13}$$

Όπου:

f(x) = μία υποτιθέμενη συνάρτηση μεταξύ των δυνάμεων που δρούν στην διεπιφάνεια των λωρίδων,

λ = μία παράμετρος κλίμακας της παραπάνω υποτιθέμενης συνάρτησης.

Σύμφωνα με τους Morgenstern και Price η πιο πάνω συνάρτηση f(x) δεν είναι σταθερή κατά μήκος της επιφάνειας αστοχίας και ο συντελεστής ασφάλειας δεν είναι ευαίσθητος σε αυτή (Ψάλτου, 2009).

#### 2.5.7 Μέθοδος Spencer

Ο Spencer βασίστηκε στην παραδοχή ότι οι δυνάμεις που ασκούνται ανάμεσα σε γειτονικές λωρίδες έχουν σταθερή κλίση δηλαδή X<sub>i</sub> / E<sub>i</sub> = σταθερό. Η παραδοχή αυτή εξασφαλίζει ικανοποίηση ισορροπίας και της συνθήκης των ροπών αλλά και της αντίστοιχης των δυνάμεων. Η μέθοδος Spencer αναπτύχθηκε αρχικά για την ανάλυση κυκλικών αστοχιών αλλά μπορεί να επεκταθεί και για καμπύλες επιφάνειες τυχούσας γεωμετρίας.

Απαιτώντας ισορροπία δυνάμεων και ροπών βρίσκονται δύο τιμές για τον συντελεστή ασφάλειας και με επαναληπτική διαδικασία επιτυγχάνεται σύγκλιση των τιμών αυτών η οποία συμβαίνει για την ορθή τιμή του σταθερού λόγου X<sub>i</sub> / E<sub>i</sub>. Από αναλύσεις και εφαρμογές σε πρακτικά προβλήματα, ο Spencer κατέληξε ότι η τιμή του συντελεστή ασφάλειας δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις διατμητικές δυνάμεις των λωρίδων, το οποίο συμφωνεί και με την παραδοχή και τα αποτελέσματα της μεθόδου Bishop.

Τέλος η μέθοδος Spencer είναι παρόμοια με αυτή των Morgenstern και Price καθώς η μόνη διαφορά τους είναι στο ότι η μέθοδος Spencer θεωρεί μια μοναδική κλίση

για τις δυνάμεις μεταξύ των λωρίδων ενώ η Morgenstern και Price χρησιμοποιεί την παράμετρο κλίσης λ (Ψάλτου, 2009).

#### 2.5.8 Μέθοδος Sarma

Η μέθοδος Sarma αρχικά χρησιμοποιείτο για την εξέταση της ευστάθειας πρανών υπό την επίδραση σεισμικού φορτίου. Χρησιμοποιώντας κατάλληλες παραδοχές αυτή η μέθοδος μπορεί να χρησιμοποιηθεί και για την εξέταση της ευστάθειας πρανών υπό την επίδραση στατικού φορτίου.

Η μέθοδος αυτή ικανοποιεί όλες τις συνθήκες ισορροπίας (ισορροπία δυνάμεων και ροπών οριζοντίων και καθέτων συνιστωσών για κάθε λωρίδα) και μπορεί να εφαρμοστεί για οποιοδήποτε σχήμα της επιφάνειας ολίσθησης. Για ένα αριθμό n λωρίδων (ή σφηνών) δημιουργείται ένας αριθμός 3n εξισώσεων με 3n άγνωστες μεταβλητές καθιστώντας το πρόβλημα ως ισοστατικό και συνεπώς να μην χρειάζεται να γίνει κάποια απλοποιητική παραδοχή.

Η μέθοδος Sarma θεωρείται ως προχωρημένη και ακριβής μέθοδος. Θεωρείται ως προχωρημένη μέθοδος γιατί χρησιμοποιείται για μη κυκλικές επιφάνειες ολίσθησης και ακριβής επειδή ικανοποιεί όλες τις συνθήκες ισορροπίας (ισορροπία δυνάμεων και ροπών οριζοντίων και καθέτων συνιστωσών για κάθε λωρίδα). Επιπλέον χρησιμοποιείται και σε λογισμικά που χρησιμοποιούν τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων αλλά κυρίως χρησιμοποιείται για αναλύσεις ευστάθειας υπό την επίδραση σεισμικού φορτίου (<u>www.wikipedia.org</u>).

## 2.6 Σύγκριση μεθόδων

Οι μέθοδοι Sarma, Spencer, Morgenstern και Price ανήκουν στις ακριβείς μεθόδους επειδή ικανοποιούν όλες τις συνθήκες ισορροπίας (ισορροπία δυνάμεων και ροπών οριζοντίων και καθέτων συνιστωσών για κάθε λωρίδα). Οι μέθοδοι αυτής της κατηγορίας παρέχουν πιο ακριβή αποτελέσματα σε σχέση με τις άλλες μεθόδους.

Η απλοποιημένη μέθοδος Bishop, η μέθοδος Fellenius και η απλοποιημένη μέθοδος Janbu ανήκουν στις απλοποιητικές μεθόδους καθώς ικανοποιούν μερικές από τις συνθήκες ισορροπίας κάνοντας κάποιες απλοποιητικές παραδοχές.

Σχετικά με την επιλογή μιας από τις παραπάνω μεθόδους ανάλυσης για ένα γεωτεχνικό έργο, αν υπάρχουν πολύ αξιόπιστα δεδομένα σχετικά με την γεωμετρία, την πιεζομετρία και την αντοχή του εδάφους, θα ήταν καλή επιλογή να χρησιμοποιηθεί κάποια από τις ακριβείς μεθόδους. Από την άλλη μεριά αν τα δεδομένα είναι μικρότερης αξιοπιστίας τότε μπορεί να γίνεται χρήση μιας από τις απλοποιητικές μεθόδους όπως η Bishop και η Janbu (Ortigao and Sayao, 2004).

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 Πιθανοτική ανάλυση - Σεισμική φόρτιση

## 3.1 Πιθανοτική ανάλυση

Κατά το σχεδιασμό ενός γεωτεχνικού έργου υπολογίζεται ένας συντελεστής ασφάλειας σύμφωνα με τον οποίο το έργο κρίνεται ασφαλές ή μη ασφαλές. Στην πραγματικότητα όμως ο υπολογιζόμενος συντελεστής ασφάλειας δεν αποδίδει τον πραγματικό κίνδυνο αστοχίας του έργου, λόγω της αβεβαιότητας για την πραγματική τιμή παραμέτρων όπως η συνοχή, η γωνία εσωτερικής τριβής και το μοναδιαίο βάρος (Krahn, 2004).

Σε αυτό το σημείο έρχεται να δώσει λύση η πιθανοτική ανάλυση με τον υπολογισμό της πιθανότητας αστοχίας. Η πιθανοτική ανάλυση χρησιμοποιείται για την καλύτερη γνώση του κινδύνου αστοχίας σε υπολογισμούς ευστάθειας φυσικών και τεχνιτών πρανών καθώς και σε υπολογισμούς ευστάθειας υπογείων έργων.

Ως πιθανότητα αστοχίας ορίζεται η πιθανότητα του συντελεστή ασφαλείας να είναι μικρότερος της μονάδας.

$$P_F = P(FS < 1) \tag{3.1}$$

Δεν υπάρχει άμεση συσχέτιση μεταξύ συντελεστή ασφάλειας και πιθανότητας αστοχίας, με άλλα λόγια ένα πρανές με ένα συντελεστή ασφάλειας 1.5 και τυπική απόκλιση 0.5 μπορεί να έχει μεγαλύτερη πιθανότητα αστοχίας από ένα άλλο πρανές με συντελεστή ασφάλειας 1.2 και τυπικής απόκλισης 0.1.

Μια από τις πιο χρήσιμες εφαρμογές της πιθανοτικής ανάλυσης είναι η απάντηση στο ερώτημα "Τι κερδίζω σε ασφάλεια έναντι του πρόσθετου κόστους αν αυξήσω τον συντελεστή ασφάλειας π.χ από 1.2 σε 1.3 σε ένα τεχνικό έργο; "

Για την επίλυση προβλημάτων με χρήση στοχαστικών μεθόδων απαιτείται να προσδιοριστούν οι τυχαίες μεταβλητές των οποίων η μεταβλητότητα θα μοντελοποιηθεί. Για την ανάλυση τέτοιων γεωτεχνικών προβλημάτων ως τυχαίες μεταβλητές ορίζονται: Παράμετροι όπως η γωνία εσωτερικής τριβής, η συνοχή, το μοναδιαίο βάρος ενός εδαφικού ή βραχώδους σχηματισμού που δεν έχουν μια σταθερή τιμή σε όλη την έκταση ενός τεχνικού έργου, αλλά αντιπροσωπεύονται από ένα σύνολο τιμών που συνήθως ακολουθεί μια κατανομή με συγκεκριμένη πυκνότητα πιθανότητας.

Η μεταβολή των τυχαίων μεταβλητών περιγράφεται με διάφορες κατανομές, οπού ο πιο συνηθισμένος τύπος είναι η κανονική κατανομή.

#### 3.1.1 Αποδεκτή πιθανότητα αστοχίας των τεχνικών έργων

Από πλευράς αποδεκτής ασφάλειας τα τεχνικά έργα διακρίνονται σε τρείς κατηγορίες (Καββαδάς, 2010 από UK Health and Safety Executive 1999 & US Presidential Commission on Risk Assessment / Risk Management 1997):

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ 1: Η αστοχία συνήθως δεν περιλαμβάνει απώλειες ζωής ή μακροχρόνιες επιπτώσεις στο περιβάλλον (π.χ. οδικά ή σιδηροδρομικά επιχώματα). Στην κατηγορία αυτή ανήκουν τα συνήθη γεωτεχνικά έργα.

KATHFOPIA 2: Η αστοχία μπορεί να προκαλέσει περιορισμένες απώλειες ζωής ή περιορισμένης έκτασης περιβαλλοντικές επιπτώσεις (π.χ. συνήθη φράγματα).

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ 3: Η αστοχία μπορεί να προκαλέσει απώλειες ζωής ή εκτεταμένες περιβαλλοντικές επιπτώσεις (π.χ. μεγάλα φράγματα, πυρηνικά εργοστάσια).

Το επίχωμα που εξετάζεται στην παρούσα εργασία ανήκει στην κατηγορία 1. Για τα γεωτεχνικά έργα της κατηγορίας 1 η αποδεκτή πιθανότητα αστοχίας καθορίζεται από οικονομικά κριτήρια και πιο συγκεκριμένα από την σύγκριση κόστους και επιτυγχανόμενου αποτελέσματος. Συνήθως η αποδεκτή πιθανότητα αστοχίας p<sub>f</sub> κυμαίνεται μεταξύ 1% - 10%.

Μία τυποποιημένη μορφή των οικονομικών κριτηρίων για την επιλογή της αποδεκτής πιθανότητας αστοχίας είναι η ακόλουθη:

Ο αποδεκτός βαθμός ασφάλειας αντιστοιχεί στην ελαχιστοποίηση του συνολικού αναμενόμενου κόστους, πρόκειται για το γνωστό "Calculated risk".

$$C_{\rm T} = C_{\rm C} + C_{\rm F} P_{\rm F} \tag{3.2}$$

Όπου:

C<sub>T</sub> = το συνολικό αναμενόμενο κόστος του έργου,

C<sub>c</sub> = το κόστος κατασκευής, λειτουργίας και συντήρησης του έργου,

P<sub>F</sub> = η πιθανότητα αστοχίας του έργου στη διάρκεια ζωής του,

 $C_F$  = το κόστος συνεπειών σε περίπτωση αστοχίας του έργου.

Σκοπός είναι η ελαχιστοποίηση του συνολικού αναμενόμενου κόστους C<sub>T</sub>.

Τα τελευταία χρόνια το κόστος C<sub>F</sub> έχει αυξηθεί σημαντικά με αποτέλεσμα την μείωση της "Αποδεκτής πιθανότητας αστοχίας" και την αύξηση του συντελεστή ασφαλείας (Καββαδάς, 2010).

## 3.1.2 Εφαρμογή της πιθανοτικής ανάλυσης στην γεωτεχνική προσομοίωση

Στην γεωτεχνική έρευνα προκειμένου να υπολογιστεί η πιθανότητα αστοχίας χρησιμοποιούνται στοχαστικές μέθοδοι προσομοίωσης όπως η μέθοδος Monte Carlo και η μέθοδος Latin Hypercube. Στα πλαίσια της εργασίας χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος Monte Carlo της οποίας στη συνέχεια περιγράφεται η χρήση της στην γεωτεχνική έρευνα.

Συγκεκριμένα η μέθοδος Monte Carlo στη γεωτεχνική έρευνα χρησιμοποιείται για τις εξής ενέργειες (Καββαδάς, 2010):

Αν είναι γνωστές οι κατανομές των παραμέτρων που επηρεάζουν το πρόβλημα (π.χ. γωνία εσωτερικής τριβής, συνοχή, μοναδιαίο βάρος κ.λ.π) τότε

- Επιλέγονται τυχαίες τιμές των παραμέτρων με βάση τη στατιστική κατανομή τους.
- Υπολογίζεται η αντοχή και η καταπόνηση που αντιστοιχεί στις τιμές αυτές και υπολογίζεται ο συντελεστής ασφάλειας FS.
- Η διαδικασία επαναλαμβάνεται πολλές φορές, με διαφορετικές τιμές των παραμέτρων.
- 4. Με τον τρόπο αυτό υπολογίζεται η κατανομή του FS (ιστόγραμμα).
- 5. Η πιθανότητα αστοχίας  $\mathsf{P}_{\mathsf{F}}$ υπολογίζεται από το εμβαδόν της κατανομής του FS.

Η πιθανότητα αστοχίας p<sub>F</sub> υπολογίζεται από το εμβαδό της κανονικής κατανομής που αντιστοιχεί στους συντελεστές ασφάλειας που είναι μικρότεροι της μονάδος (Εικόνα 3.1).



Εικόνα 3.1: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας (P.D.F) του συντελεστή ασφάλειας και εκτίμηση της πιθανότητας αστοχίας Ρ<sub>F</sub> (Καββαδάς, 2010)

Ένας εναλλακτικός τρόπος απεικόνισης της ίδιας πληροφορίας μπορεί να γίνει με την συνάρτηση αθροιστικής κατανομής (Εικόνα 3.2).



Εικόνα 3.2: Συνάρτηση αθροιστικής κατανομής (<u>www.rocscience.com</u>)

## 3.2 Σεισμική φόρτιση

Ο σχεδιασμός ενός τεχνικού έργου δεν αρκεί να εξασφαλίζει την ομαλή λειτουργία του μόνο υπό στατικές συνθήκες, αλλά και υπό δυναμικές συνθήκες. Τέτοιου είδους συνθήκες, αποτελούν οι σεισμικές φορτίσεις.

#### 3.2.1 Ψευδοστατική ανάλυση

Μια απλή μέθοδος ανάλυσης της σεισμικής ευστάθειας των πρανών είναι η ψευδοστατική μέθοδος οριακής ισορροπίας. Η ψευδοστατική ανάλυση αναπαριστά τα αποτελέσματα που επιφέρει μια σεισμική φόρτιση μέσω ψευδοεπιταχύνσεων

που δημιουργούν αδρανειακές δυνάμεις. Αυτές οι δυνάμεις δρούν οριζόντια και κατακόρυφα στο κέντρο βάρους της ολισθαίνουσας μάζας (Εικόνα 3.3).

$$F_h = \frac{a_h}{g} W = K_h W \tag{3.3}$$

$$F_{\nu} = \frac{a_{\nu}}{g} W = K_{\nu} W \tag{3.4}$$

Όπου:

a<sub>h</sub>, a<sub>v</sub> = οι οριζόντιες και κατακόρυφες ψευδοεπιταχύνσεις,

W = το βάρος της ολισθαίνουσας μάζας,

K<sub>h</sub>, K<sub>v</sub> = ο οριζόντιος και κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής,

g = η σταθερά επιτάχυνσης της βαρύτητας.

Ο συντελεστής Κ είναι ένας συντελεστής σεισμικής επικινδυνότητας, όπως φαίνεται και στον Πίνακα 3.1, και εξαρτάται από την σεισμική δραστηριότητα της κάθε περιοχής.

Πίνακας 3.1: Σεισμική επιτάχυνση εδάφους (Ε.Α.Κ, 2002 – 2003).

Ζώνη Σεισμικής επικινδυνότητας	1	2	3
К	0.16	0.24	0.32

Η οριζόντια ψευδοστατική δύναμη F<sub>h</sub> επηρεάζει έντονα τον συντελεστή ασφάλειας καθώς αυξάνει τις δυνάμεις ολίσθησης και ταυτόχρονα μειώνει τις δυνάμεις αντίστασης, αντίθετα η κατακόρυφη ψευδοστατική δύναμη F<sub>v</sub> έχει μικρότερη επίδραση στον συντελεστή ασφάλειας καθώς μπορεί να μειώνει ή να αυξάνει ανάλογα με τη θεωρηθείσα φορά τόσο τις δυνάμεις αντίστασης, όσο και τις δυνάμεις ολίσθησης.



Εικόνα 3.3: Δυνάμεις που ασκούνται σε πρανές κατά την διάρκεια σεισμικής φόρτισης, σύμφωνα με την ψευδοστατική θεώρηση (Περδίκη, 2011)

## 3.2.2 Μειονεκτήματα ψευδοστατικής ανάλυσης

Κατά την ψευδοστατική ανάλυση μία σταθερής κατεύθυνσης και τιμής ψευδοεπιτάχυνση δεν είναι δυνατό να περιγράψει τα σύνθετα δυναμικά φαινόμενα που διέπουν το σεισμικό κραδασμό, καθώς η πολύπλοκη επίδραση της ταλάντωσης του επιχώματος δίνει μια ενιαία τιμή της ψευδοστατικής δύναμης F<sub>h</sub> που ισχύει για ολόκληρη τη μάζα του ολισθαίνοντος πρανούς (Περδίκη, 2011).

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

# Παραμετρικές αναλύσεις ευστάθειας

## 4.1 Περιγραφή της μελέτης περίπτωσης

Τον Ιανουάριο του 2010 στην εθνική οδό Μοίρες – Ηράκλειο στην χιλιομετρική θέση 21+575 εκδηλώθηκε αστοχία επιχώματος οδοποιίας σε μήκος 65 m ύστερα από περίοδο ισχυρών βροχοπτώσεων (Εικόνα 4.1 και Εικόνα 4.2). Η οδός κατασκευάστηκε τη θερινή περίοδο του 2009 πάνω στο επίχωμα μέσου ύψους 4 m. Τα υλικά κατασκευής του επιχώματος ήταν αργιλομαργαϊκά που προήλθαν από εκσκαφή σε παρακείμενη θέση.

Η επιφάνεια αστοχίας οριοθετείται στην διεπιφάνεια μεταξύ καστανοκίτρινης και κυανότεφρης μάργας και παρουσιάζει χαρακτηριστικά περιστροφικής ολίσθησης με εφελκυστικές ρωγμές στο πάνω μέρος του πρανούς όπως εκτιμήθηκε από υπηρεσιακούς παράγοντες της Περιφέρειας Κρήτης.

Πιθανή αιτία της αστοχίας θεωρείται η μειωμένη διατμητική αντοχή της καστανοκίτρινης μάργας σε σχέση με τη διατμητική αντοχή της υποκείμενης κυανότεφρης μάργας. Οι πρώτες ενδείξεις του φαινομένου παρουσιάστηκαν την τελευταία εβδομάδα του Δεκεμβρίου του 2009 με την εμφάνιση εφελκυστικών ρωγμών με προσανατολισμό παράλληλο με τον άξονα της οδού (Εικόνα 4.3).

Τέλος, καταλυτικό παράγοντα στην εκδήλωση της αστοχίας αποτέλεσε η περίοδος ισχυρών βροχοπτώσεων λόγω της διείσδυσης όμβριων υδάτων μέσω των ρωγμών του οδικού άξονα στο εσωτερικό του επιχώματος.


Εικόνα 4.1: Περιοχή αστοχίας επιχώματος (Λαζαρόπουλος, 2011)



Εικόνα 4.2: Μέτωπο επιχώματος (Λαζαρόπουλος, 2011)



Εικόνα 4.3: Εμφάνιση εφελκυστικών ρωγμών (Λαζαρόπουλος, 2011)

## 4.1.1 Περιοχή κατολίσθησης

Στην εικόνα 4.4 διακρίνεται η θέση της κατολίσθησης, η οποία εκδηλώθηκε στον οδικό άξονα της εθνικής οδού Μοίρες – Αγ. Βαρβάρα τον Ιανουάριο του 2010.



Εικόνα 4.4: Θέση κατολίσθησης από Google Earth

# 4.1.2 Τοπογραφία περιοχής

Στην εικόνα 4.5 διακρίνεται ο τοπογραφικός χάρτης της ευρύτερης περιοχής ενδιαφέροντος, η οποία χαρακτηρίζεται ως ορεινή – ημιορεινή. Τα απόλυτα υψόμετρα της ευρύτερης περιοχής κυμαίνονται από 200 m έως 800 m, ενώ στην θέση κατολίσθησης το απόλυτο υψόμετρο είναι +525 m.



Εικόνα 4.5: Απόσπασμα τοπογραφικού χάρτη της περιοχής ενδιαφέροντος (Λαζαρόπουλος από ΓΥΣ, 1972)

Όπου:

- 1 η διεύθυνση της κατολίσθησης.
- 2 η θέση της κατολίσθησης
- Η γραμμή συμβολίζει την τομή βάσει της οποίας εξετάστηκε η ευστάθεια
   του πρανούς με διεύθυνση ΔΝΔ ΑΒΑ.

# 4.1.3 Γεωλογία περιοχής

Σύμφωνα με τον γεωλογικό χάρτη της περιοχής ενδιαφέροντος οι γεωλογικοί σχηματισμοί που εμφανίζονται αφορούν Νεογενείς και Τεταρτογενείς σχηματισμούς και περιγράφονται ως εξής (Εικόνα 4.6):

0 20 25 Pabac IV. Da lac M.I.st Ар. Варвара BOUG

Εικόνα 4.6: Απόσπασμα γεωλογικού χάρτη της περιοχής ενδιαφέροντος ( Ι.Γ.Μ.Ε, 1992) Ανώτερο Μειόκαινο:

• Σχηματισμός Αγ.Βαρβάρας

Βιοκλαστικοί, κατά θέσεις κροκαλοπαγείς ή λατυποπαγείς ασβεστόλιθοι υφαλώδεις ασβεστόλιθοι και ολισθημένοι μαργαϊκοί ασβεστόλιθοι, εναλλαγές φυλλώδων και ομοιογενών συχνά ασβεστιτικών μαργών ή μαργαϊκών ασβεστολίθων και γύψοι παρεμβαλλόμενοι στη σειρά των φυλλώδων – ομοιογενών μαργών (Λαζαρόπουλος από Φυτρολάκης, 1980).

Τορτόνιο:

Σχηματισμός Αμπελούζου

Ακανόνιστες εναλλαγές από θαλάσσια, υφάλμυρα και ποτάμια κροκαλοπαγή, ψαμμίτες, ιλυόλιθους, κυανότεφρες μάργες, ιλυώδεις αργίλους και λιγνίτες (Λαζαρόπουλος από Φυτρολάκης, 1980).

#### 4.1.4 Υδρολογία περιοχής

Σύμφωνα με τις μηνιαίες βροχοπτώσεις σε χιλιοστά (mm) από μετρήσεις του βροχομετρικού σταθμού Αγίας Βαρβάρας Ηρακλείου για την υδρολογική λεκάνη δυτικής Μεσσαράς, το υδρολογικό έτος 2009 – 2010 το συνολικό ύψος βροχής έφτασε τα 984,2 mm εκ των οποίων τα 301,1 mm βροχής μετρήθηκαν τον Ιανουάριο (περίπου το 1/3 του συνολικού ύψους βροχής του έτους 2009 – 2010). Τον Δεκέμβριο του ίδιου υδρολογικού έτους το ύψος της βροχής έφτασε τα 188,5 mm, όπου με εξαίρεση τον Ιανουάριο αποτελεί τον δεύτερο πιο βροχερό μήνα του υδρολογικού έτους 2009 – 2010 (Εικόνα 4.7).



Εικόνα 4.7: Κατανομή του ύψους βροχής για υδρολογικό έτος 2009 – 2010 από μετρήσεις βροχομετρικού σταθμού Αγ.Βαρβάρας Νομού Ηρακλείου

# 4.1.5 Γεωτεχνική έρευνα περιοχής ενδιαφέροντος

Στη συνέχεια ύστερα από εντολή της διευθύνουσας υπηρεσίας (Δ.Ε.Κ.Ε) πραγματοποιήθηκε γεωτεχνική έρευνα, όπου περιλάμβανε τη λήψη δειγμάτων (καρότων) καθώς και την εκτέλεση επιτόπου δοκιμών πρότυπης διείσδυσης (SPT).

Από τα στοιχεία της γεωτεχνικής έρευνας που πραγματοποιήθηκε από υπηρεσιακούς παράγοντες της Περιφέρειας Κρήτης προκύπτει ότι οι γεωλογικοί σχηματισμοί στη θέση ολίσθησης από κάτω προς τα πάνω (Εικόνα 4.8) είναι (Λαζαρόπουλος από περιφέρεια Κρήτης, 2010):

 Άνω Μειοκαινική τεφροκύανη μάργα με στρώσεις ψαμμιτών μικρού πάχους. Ο σχηματισμός αυτός κατατάσσεται στα σκληρά εδάφη, παρουσιάζει πολύ υψηλή διατμητική αντοχή, όπως επιβεβαιώθηκε και από τα αποτελέσματα επιτόπου δοκιμής πρότυπης διείσδυσης (SPT<50 ως και άρνηση διείσδυσης).  Άνω Μειοκαινική καστανοκίτρινη μάργα (άργιλο – ιλυώδης έδαφος) πάχους από 1.5 m έως 4 m. Ο σχηματισμός αυτός είναι σχετικά χαλαρός και με μικρή υδροπερατότητα, παρουσιάζει μεγάλες διακυμάνσεις στην διατμητική αντοχή ανάλογα με το ποσοστό κορεσμού του. Βάσει των αποτελεσμάτων της επιτόπου δοκιμής πρότυπης διείσδυσης (τιμές SPT<12), η συγκεκριμένη στρώση, παρουσιάζεται ως ένα μαλακό έως μέσης συνεκτικότητας έδαφος.



Εικόνα 4.8: Διατομή επιχώματος

# 4.1.6 Ορυκτολογική ανάλυση

Από την λήψη δειγμάτων στην περιοχή εκδήλωσης της αστοχίας έγινε ορυκτολογική ανάλυση σύμφωνα με την οποία:

Η κύρια ορυκτολογική δομή της καστανοκίτρινης μάργας αποτελείται κυρίως από χαλαζία και ασβεστίτη ενώ σε μικρότερο ποσοστό προσδιορίστηκαν μοσχοβίτης και άλλα ορυκτά (Λαζαρόπουλος, 2011). Η ορυκτολογική δομή της κυανότεφρης μάργας αποτελείται κυρίως από χαλαζία και ασβεστίτη ενώ σε μικρότερο ποσοστό προσδιορίστηκαν δολομίτης, μοσχοβίτης και άλλα ορυκτά (Λαζαρόπουλος, 2011).

## 4.2 Διερεύνηση της ευστάθειας

#### 4.2.1 Εξεταζόμενα σενάρια

Για την διερεύνηση του μηχανισμού αστοχίας του επιχώματος εξετάστηκαν δύο διαφορετικά σενάρια, τα οποία διαφοροποιούνται μόνο ως προς την ύπαρξη μίας ζώνης μειωμένης διατμητικής αντοχής.

- i. Το πρώτο σενάριο περιλαμβάνει το επίχωμα και τους υποκείμενους γεωλογικούς σχηματισμούς των οποίων διαπιστώθηκε η ύπαρξη τους από τη γεωτεχνική έρευνα που πραγματοποιήθηκε στην περιοχή ενδιαφέροντος. Οι εδαφοτεχνικές παράμετροι που χρησιμοποιούνται προέρχονται από βιβλιογραφικές αναφορές και θεωρούνται ως αξιόπιστες. Λόγω του ότι η αστοχία του επιχώματος πραγματοποιήθηκε ύστερα από περίοδο έντονων βροχοπτώσεων θεωρείται ο κορεσμός του επιχώματος και των υποκείμενων σχηματισμών του.
- ii. Το δεύτερο σενάριο διαφοροποιείται από το πρώτο, με την θεώρηση μιας ζώνης μειωμένης διατμητικής αντοχής που έχει αναπτυχθεί εις βάρος της καστανοκίτρινης μάργας. Η εισαγωγή αυτής ζώνης στηρίζεται στο γεγονός ότι έχει διαπιστωθεί η ύπαρξη της και σε άλλες περιοχές του Νομού Ηρακλείου σε μαργαϊκούς σχηματισμούς παρόμοιους με αυτούς της περιοχής ενδιαφέροντος.

#### 4.2.2 Σχεδιασμός διατομής επιχώματος

Στις εικόνες 4.9 έως 4.11 διακρίνεται η γεωμετρία της διατομής του επιχώματος και των υποκείμενων γεωλογικών σχηματισμών σε περιβάλλον (GEOSTUDIO, 2004) για κάθε εξεταζόμενο μοντέλο. Ο σχεδιασμός της γεωμετρίας για κάθε μοντέλο (εκτός του σχεδιασμού της ζώνης μειωμένης διατμητικής αντοχής) βασίζεται στο σχεδιασμό που είχε γίνει στα πλαίσια προηγούμενης διπλωματικής εργασίας (Λαζαρόπουλος, 2011). Η κλίμακα σχεδιασμού των μοντέλων ορίστηκε ως 1:300, τόσο για την οριζόντια όσο και για την κατακόρυφη διεύθυνση.



Για την διερεύνηση του πρώτου σεναρίου σχεδιάστηκε το μοντέλο Α.

Εικόνα 4.9: Μοντέλο σεναρίου Α

Για την διερεύνηση του δεύτερου σεναρίου σχεδιάστηκαν δύο μοντέλα τα οποία διαφοροποιούνται ως προς την έκταση της ζώνης μειωμένης διατμητικής αντοχής.



Εικόνα 4.10: Μοντέλο σεναρίου Β1



Εικόνα 4.11: Μοντέλο σεναρίου Β2

- Το επίχωμα είναι επιλεγμένο με καφέ χρώμα.
- Η καστανοκίτρινη μάργα είναι επιλεγμένη με κίτρινο χρώμα.
- Η ζώνη μειωμένης διατμητικής αντοχής η οποία έχει αναπτυχθεί εις βάρος της καστανοκίτρινης μάργας για τα μοντέλα B1 και B2 είναι επιλεγμένη με πράσινο χρώμα.
- Η κυανότεφρη μάργα είναι επιλεγμένη με μπλε χρώμα.

# 4.3 Προσομοίωση της ροής και εκτίμηση της πίεσης πόρων

Για την προσομοίωση της ροής του υπόγειου νερού και την εκτίμηση της πίεσης των πόρων που αναπτύσσεται μέσα στη μάζα του επιχώματος χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα **SEEP/W** του λογισμικού πακέτου GEOSTUDIO 2004. Το SEEP/W είναι ένα πρόγραμμα που χρησιμοποιεί κώδικα πεπερασμένων στοιχείων για την ανάλυση της ροής του νερού καθώς και της εκτίμησης της πίεσης των πόρων σε πορώδη μέσα.

Στην παρούσα εργασία εξετάσθηκε κάτω από συνθήκες σταθερής κατάστασης ροής (Steady State).

Για την προσομοίωση της ροής έγιναν οι εξής παραδοχές:

- Τα υλικά του επιχώματος και των υποκείμενων σχηματισμών θεωρήθηκαν ομοιογενή ώστε να ισχύει ο νόμος του Darcy.
- Η εισαγωγή στα μοντέλα των υδραυλικών παραμέτρων (Κ και V.W.C) των γεωλογικών υλικών έγινε θεωρώντας ότι οι παράμετροι είναι σταθερές στην κορεσμένη και ακόρεστη φάση. Αυτό έγινε λόγω:
  - Έλλειψης επαρκών στοιχείων ώστε να είναι δυνατή η απόδοση της υδραυλικής συμπεριφοράς των γεωυλικών κατά την ακόρεστη φάση.
  - Εφόσον η αστοχία του επιχώματος συνέβη στην κορεσμένη ζώνη του θεωρήθηκε ότι η ευστάθεια του, δεν επηρεάζεται σοβαρά από την ανώτερη ακόρεστη ζώνη.
- 3. Η υδραυλική αγωγιμότητα θεωρήθηκε ίση και προς τις τρείς διαστάσεις  $(k_x = k_y = k_z).$

# 4.3.1 Υδραυλικές παράμετροι επιχώματος και υποκείμενων γεωλογικών σχηματισμών

Οι βασικές υδραυλικές παράμετροι που ορίζονται στο πρόγραμμα είναι η υδραυλική αγωγιμότητα (Hydraulic conductivity, k (m/s)), και η περιεκτικότητα νερού ανά μονάδα γεωλογικού υλικού (Volumetric water content, V.W.C). Στο SEEP/W αυτές οι παράμετροι πρέπει να ορίζονται με την μορφή συναρτήσεων (K - Fn) και (V.W.C- Fn) και όχι ως απλές τιμές προκειμένου να είναι δυνατή η απόδοση της συμπεριφοράς κάθε φάσης (κορεσμένης – ακόρεστης) των υλικών. Για το λόγο αυτό είναι σκόπιμο να χρησιμοποιούνται τα διατιθέμενα από το ίδιο το λογισμικό πρότυπα διαγράμματα κάθε παραμέτρου σε συνάρτηση με την πίεση του νερού των πόρων του γεωυλικού, (Λαζαρόπουλος από Αγιουτάντης - Βαβαδάκης, 2006). Όμως, λόγω έλλειψης επαρκών στοιχείων ώστε να είναι δυνατή η απόδοση της υδραυλικής συμπεριφοράς κατά την ακόρεστη φάση και λόγω του ότι η αστοχία του επιχώματος δεν επηρεάζεται σοβαρά από την ανώτερη ακόρεστη ζώνη και έτσι οι παράμετροι Κ και V.W.C, των υδραυλικών συναρτήσεων

θεωρήθηκαν σταθερές για την πίεση νερού των πόρων των γεωλογικών σχηματισμών.

Στους πίνακες 4.1 και 4.2 δίνονται οι τιμές της υδραυλικής αγωγιμότητας και της περιεκτικότητας νερού ανά μονάδα γεωυλικού που χρησιμοποιήθηκαν στα εξεταζόμενα μοντέλα.

## Εισαγωγή τιμών υδραυλικής αγωγιμότητας:

- Η συνάρτηση υδραυλικής αγωγιμότητας (Κ Fn) αποδίδει την αγωγιμότητα σε διάφορες συνθήκες κορεσμού του εδάφους (Λαζαρόπουλος, 2011).
- Η υδραυλική αγωγιμότητα k δηλώνει το πόσο εύκολα μπορεί να κυκλοφορεί το νερό μέσα από τη μάζα ενός γεωλογικού σχηματισμού.
- Οι χρησιμοποιούμενες συναρτήσεις υδραυλικής αγωγιμότητας (Κ Fn)
   έχουν σταθερή τιμή για όλες τις αναμενόμενες πιέσεις νερού των πόρων.

Γεωυλικό	<b>k</b> <sub>s</sub> (m/s)
Επίχωμα	5×10 <sup>-6</sup>
Καστανοκίτρινη μάργα	10 <sup>-7</sup>
Ζώνη μειωμένης διατμητικής αντοχής	10 <sup>-5</sup>
Κυανότεφρη μάργα	10 <sup>-8</sup>

Πίνακας 4.1: Τιμές Υδραυλικής αγωγιμότητας στην φάση κορεσμού

Οι τιμές της υδραυλικής αγωγιμότητας που χρησιμοποιήθηκαν για κάθε γεωυλικό προέρχονται από βιβλιογραφικές αναφορές (Σούλιος, 1986, Λαζαρόπουλος, 2011 από Todd, 1980, Driscoll, 1986, Fetter, 1988).

#### Εισαγωγή τιμών περιεκτικότητας νερού ανά μονάδα όγκου γεωλογικού υλικού:

 Η συνάρτηση (V.W.C – Fn) αποδίδει τον όγκο του νερού που μπορεί να αποθηκευτεί σε ένα γεωυλικό σε συνάρτηση με την πίεση των πόρων.

- Σε ένα κορεσμένο έδαφος όλα τα κενά είναι πληρωμένα με νερό, με αποτέλεσμα η περιεκτικότητα νερού ανά μονάδα όγκου γεωυλικού να ισούται με το πορώδες του εδάφους πολλαπλασιασμένο με τον βαθμό κορεσμού του. Συνεπώς για κορεσμένα γεωυλικά όπως στην εξεταζόμενη περίπτωση ισούται με το ενεργό πορώδες (Krahn, 2004).
- Οι χρησιμοποιούμενες συναρτήσεις τιμών περιεκτικότητας νερού ανά μονάδα όγκου γεωλογικού υλικού (V.W.C – Fn) έχουν σταθερή τιμή για όλες τις αναμενόμενες πιέσεις νερού των πόρων.

Πίνακας 4.2: Τιμές περιεκτικότητας νερού ανά μονάδα γεωλογικού υλικού στην φάση κορεσμού

Γεωυλικό	V.W.C <sub>s</sub>
Επίχωμα	0.15
Καστανοκίτρινη μάργα	0.01
Ζώνη μειωμένης διατμητικής αντοχής	0.1
Κυανότεφρη μάργα	0.05

Οι τιμές της περιεκτικότητας νερού ανά μονάδα γεωυλικού που χρησιμοποιήθηκαν αφορούν τιμές ενεργού πορώδους οι οποίες προέρχονται από βιβλιογραφικές αναφορές (Λαζαρόπουλος, 2011 από Todd, 1980, Driscoll, 1986, Fetter, 1988).

#### 4.3.2 Δημιουργία δικτύου πεπερασμένων στοιχείων

Στο λογισμικό SEEP/W απαιτείται η διακριτοποίηση των ζωνών των μοντέλων σε πεπερασμένα στοιχεία. Για τον σχεδιασμό του δικτύου πεπερασμένων στοιχείων μπορεί να επιλεγεί ένας από τους ακόλουθους τύπους:

- Unstructured: Διαίρεση του πεδίου σε μη δομημένα τριγωνικά στοιχεία.
- Structured: Διαίρεση του πεδίου σε δομημένα στοιχεία.

Κάθε μία από τις δύο επιλογές διακριτοποίησης έχει διαφορετικά πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα.

Τα μη δομημένα πεπερασμένα στοιχεία ορίζονται ευκολότερα απ΄ ότι τα δομημένα, καθώς ο προσδιορισμός της μορφής τους ελέγχεται από το πρόγραμμα (Γαμβρούδης, 2006).

Όμως πιο αξιόπιστα θεωρούνται τα δομημένα πεπερασμένα στοιχεία λόγω του ότι προκαλούν την ελαχίστη δυνατή αλλοίωση στα ανύσματα ροής του υπογείου νερού (velocity vectors), (Γαμβρούδης, 2006).



Στην παρούσα εργασία επιλέχθηκε η επιλογή Unstructured (Εικόνα 4.12).

Εικόνα 4.12: Διακριτοποίηση σε μη δομημένα στοιχεία

#### 4.3.3 Ορισμός οριακών συνθηκών

Αρχικά επιλέγεται ο τύπος του ορίου και η τιμή του και στη συνέχεια καθορίζονται οι κόμβοι στους οποίους θα εφαρμοστεί. Από τις επιλογές του τύπου των ορίων που διαθέτει το SEEP/W για την παρούσα εργασία επιλέχθηκε αυτός του υδραυλικού φορτίου ως ο κατάλληλος τύπος.

Η τιμή του υδραυλικού φορτίου σε ένα σημείο δίνεται από την εξίσωση:

$$H = \left(\frac{u}{\gamma_w}\right) + y \tag{4.1}$$

#### Όπου:

Η = το ολικό υδραυλικό φορτίο (m),

u = η πίεση πόρων στο συγκεκριμένο σημείο (kPa),

 $γ_w$  = το μοναδιαίο βάρος του νερού (kN/m<sup>3</sup>),

y = το ύψος θέσης (m).

Για την ανάντη πλευρά του επιχώματος ο λόγος υ/γ<sub>w</sub> αντιστοιχεί στο ύψος στήλης νερού που εφαρμόζεται στο συγκεκριμένο σημείο του επιχώματος, ενώ για την κατάντη πλευρά του επιχώματος ο λόγος υ/γ<sub>w</sub> = 0 m (αναμενόμενος μηδενισμός της πίεσης των πόρων). Το ολικό φορτίο (Η) με επίπεδο αναφοράς το μηδέν για κάθε ένα από τα εξεταζόμενα μοντέλα στην ανάντη πλευρά του επιχώματος ισούται με το ύψος της μέγιστης στάθμης της ζώνης κορεσμού (Η = 21.1 m) ενώ στην κατάντη πλευρά, ισούται με το υψόμετρο θέσης των σημείων (Η = 14.3 m), (Εικόνα 4.13 έως 4.15).



Εικόνα 4.13: Μοντέλο σεναρίου Α - Ορισμός οριακών συνθηκών



Εικόνα 4.14: Μοντέλο σεναρίου Β1 - Ορισμός οριακών συνθηκών



Εικόνα 4.15: : Μοντέλο σεναρίου Β2 - Ορισμός οριακών συνθηκών

#### 4.3.4 Επίλυση και αποτελέσματα SEEP/W

Ολοκληρώνοντας την εισαγωγή δεδομένων στο SEEP/W, είναι πλέον δυνατό να γίνει ο προσδιορισμός των γραμμών ροής, των ισοδυναμικών καμπυλών καθώς και ο υπολογισμός της πίεσης πόρων σε διάφορα σημεία, μέσω της εντολής (Solve). Με την εντολή (Contour) είναι δυνατή η γραφική απεικόνιση της χωρικής κατανομής της πίεσης των πόρων και των ανυσμάτων ταχύτητας ροής του υπογείου νερού, για τα δύο σενάρια που διερευνήθηκαν (Εικόνα 4.16 έως 4.18).



Εικόνα 4.16: Μοντέλο σεναρίου Α - κατανομή υδραυλικού φορτίου (Head) σε m



Εικόνα 4.17: Μοντέλο σεναρίου B1 - κατανομή υδραυλικού φορτίου (Head) σε m



Εικόνα 4.18: Μοντέλο σεναρίου B2 - κατανομή υδραυλικού φορτίου (Head) σε m

# 4.4 Εκτίμηση της ευστάθειας

Η εύρεση των συντελεστών ασφαλείας του πρανούς του επιχώματος καθώς και ο υπολογισμός της πιθανότητας αστοχίας έγινε με το πρόγραμμα **SLOPE/W**.

Η επίλυση που παρουσιάζεται στην παρούσα εργασία βασίζεται στις ακόλουθες παραδοχές:

- Θεωρείται ότι το κριτήριο Mohr-Coulomb ικανοποιείται κατά μήκος της θεωρούμενης επιφάνειας αστοχίας.
- Κατά τις αναλύσεις ευστάθειας του επιχώματος χρησιμοποιήθηκε η απλοποιημένη μέθοδος Bishop και εξετάσθηκε κυκλική επιφάνεια ολίσθησης.
- Οι τιμές της συνοχής c και της γωνίας εσωτερικής τριβής φ, αντιστοιχούν στις ενεργές τιμές και έχουν οριστεί σύμφωνα με βιβλιογραφικές αναφορές.
- Οι τιμές c και φ της ζώνης μειωμένης διατμητικής αντοχής αντιστοιχούν στις παραμένουσες.
- Η τιμή του μοναδιαίου βάρους (γ) που εισήχθη στο επίχωμα και στους υποκείμενους σχηματισμούς αντιστοιχεί στο κορεσμένο μοναδιαίο βάρος (γ<sub>sat</sub>) και έχει οριστεί σύμφωνα με βιβλιογραφικές αναφορές.
- Η ανάλυση της ευστάθειας του επιχώματος έγινε με βάση τις πιέσεις πόρων που υπολογίστηκαν από το SEEP/W.

#### 4.4.1 Εδαφοτεχνικές παράμετροι

Μετά τον σχεδιασμό της διατομής του επιχώματος, ακολουθεί εισαγωγή των εδαφικών παραμέτρων αντοχής, του επιχώματος και των υποκείμενων γεωλογικών σχηματισμών για κάθε μοντέλο. Οι βασικές εδαφικές παράμετροι που ορίστηκαν στο SLOPE/W είναι η συνοχή (c), η γωνία εσωτερικής τριβής (φ) και το μοναδιαίο βάρος (γ), (Πίνακας 4.4).

Σε αυτό το σημείο πρέπει να αναφερθεί ότι οι τιμές της συνοχής και της γωνίας εσωτερικής τριβής που έχουν χρησιμοποιηθεί για την καστανοκίτρινη μάργα αντιστοιχούν στα κάτω όρια τιμών από βιβλιογραφικές αναφορές της ευρύτερης περιοχής του Νομού Ηρακλείου, (Πίνακας 4.3) ενώ οι αντίστοιχες τιμές της κυανότεφρης μάργας αντιστοιχούν σε τιμές που προσδιορίστηκαν πειραματικά για την περιοχή μελέτης στα πλαίσια διπλωματικής εργασίας που εκπονήθηκε πρόσφατα στο Πολυτεχνείο Κρήτης (Λαζαρόπουλος, 2011).

Πίνακας 4.3: Όρια διακύμανσης συνοχής και γωνίας εσωτερικής τριβής για καστανοκίτρινες μάργες της ευρύτερης περιοχής του Νομού Ηρακλείου (Tsiabaos and Koukis, 1990)

Ενεργές τιμές	Όρια διακύμανσης
c' (kPa)	6 - 75
φ΄ (° <b>)</b>	27° - 41°

Στην συνέχεια επιλέγεται η μέθοδος ανάλυσης, στην παρούσα εργασία όλες οι επιλύσεις ευστάθειας πραγματοποιήθηκαν με την απλοποιημένη μέθοδο Bishop.

Τέλος ακολουθεί ο σχεδιασμός των πιθανών επιφανειών ολίσθησης και του καννάβου του οποίου τα σημεία θα αποτελούν κέντρα για την εύρεση των κύκλων που εφάπτονται στις επιφάνειες ολίσθησης (Εικόνα 4.19) και ξεκινάει η επίλυση των μοντέλων όπου υπολογίζεται ο συντελεστής ασφάλειας της κρίσιμης κυκλικής επιφάνειας αστοχίας (Εικόνα 4.20 έως 4.22).

Γεωυλικό	γ(kN/m³)	c(kPa)	ф(°)	k(m/s)	V.W.C
Επίχωμα	20	5	30	5×10 <sup>-6</sup>	0.15
Καστανοκιτρινη Μάργα	21	6	27	10 <sup>-7</sup>	0.01
Ζώνη μειωμένης διατμητικής αντοχής	19	0	23	10 <sup>-5</sup>	0.1
Κυανότεφρη Μαργα	21	29	9	10 <sup>-8</sup>	0.05

Πίνακας 4.4: Εδαφοτεχνικές και υδραυλικές παράμετροι για κάθε γεωυλικό



Εικόνα 4.19: Σχεδιασμός καννάβου και ακτινών



1.471

Εικόνα 4.20: Μοντέλο σεναρίου Α



Εικόνα 4.21: Μοντέλο σεναρίου Β1



Εικόνα 4.22: Μοντέλο σεναρίου Β2 – Επιφάνεια ολίσθησης του πρανούς

#### 4.4.2 Αποτελέσματα επιλύσεων

Στον πίνακα 4.4 απεικονίζονται οι συντελεστές ασφαλείας που έχουν υπολογιστεί για κάθε ένα από τα τρία διαφορετικά μοντέλα.

Μοντέλο	FS
Μοντέλο σεναρίου Α	1.47
Μοντέλο σεναρίου Β1	1.27
Μοντέλο σεναρίου Β2	0.93

#### Πίνακας 4.5: Αποτελέσματα επιλύσεων

# 4.5 Εκτίμηση του κινδύνου αστοχίας

Μετά τους υπολογισμούς των συντελεστών ασφάλειας για διάφορες περιπτώσεις όπως περιγράφηκαν στην προηγούμενη ενότητα, ακολούθησε πιθανοτική ανάλυση, δηλαδή έγινε υπολογισμός της πιθανότητας αστοχίας του επιχώματος p<sub>f</sub>. Η πιθανοτική ανάλυση εφαρμόστηκε στο μοντέλο σεναρίου B2, (FS = 0.93).

#### 4.5.1 Περιγραφή της διαδικασίας

Κατα το στάδιο εκτίμησης της ευστάθειας του επιχώματος πραγματοποιήθηκε μεγάλος αριθμός παραμετρικών αναλύσεων για τα μοντέλα κάθε σεναρίου.

Απο τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων προέκυψε ότι οι τιμές της γωνίας εσωτερικής τριβής και ιδιαίτερα της συνοχής για την καστανοκίτρινη μάργα επηρεάζουν σημαντικά την ευστάθεια του επιχώματος, σε αντίθεση με τις αντίστοιχες τιμές της κυανότεφρης μάργας.

Οπότε κρίθηκε σκόπιμο να εξεταστεί το πόσο η μεταβολή των τιμών της συνοχής της καστανοκίτρινης μάργας επηρεάζει την πιθανότητα αστοχίας του επιχώματος (Εικόνα 4.23).

Η πιθανοτική ανάλυση γίνεται με την εντολή key in  $\rightarrow$ Analysis settings  $\rightarrow$ FDS distribution  $\rightarrow$ probabilistic και επιλέγεται ο αριθμός των δοκιμών Monte Carlo (trials). Με αυτό τον τρόπο έχει επιλεγεί η συνοχή ως τυχαία μεταβλητή. Το ίδιο μπορεί να γίνει και για τις τιμές της γωνίας εσωτερικής τριβής και του μοναδιαίου βάρους.

Matl	Strength Model	Description	Color
1	Mohr-Coulomb	epixwma	
2	Mohr-Coulomb	kitrini	
3	Mohr-Coulomb	mple	
4	Mohr-Coulomb	prasini	
2	Mohr-Coulomb	▼ kitrini	Set
Basic	Parameters		,
Un	it Weight Phi		
21	27		
C-1			
Lo	hesion		
6			
Ad	tvanced Parameters		
Lin	sitWt_aboveWTPhi/	anisotropic Er	
0			
<u> </u>			
L-r	Phi Corr. Coet.		
0			

Εικόνα 4.23: Επιλογή συνοχής της καστανοκίτρινης μάργας ως τυχαία μεταβλητή

Στην συνέχεια γίνεται εισαγωγή δεδομένων. Εισάγεται ένα κατώτερο και ένα ανώτερο όριο τιμών συνοχής (Min), (Max) καθώς και η μέση τιμή (Mean), και η τυπική απόκλιση (SD), των ορίων αυτών (Εικόνα 4.24).

Parameter Details	? ×
FOS Distribution Calculation Setting: Probabili Slip Surface Calculation Value <u>V</u> alue 6	stic Settings
V EOS Distribution via Probabilistic	
Normal  Mean 18	<u>s</u> d 4
<u>M</u> in 6 <u>M</u> ax 30	<u>V</u> iew <u>S</u> F
FOS Distribution via Sensitivity	
Range: <u>M</u> ean <u>D</u> elta	Steps from Mean
Min Max	
	OK Cancel

Εικόνα 4.24: Εισαγωγή δεδομένων για την συνοχή της καστανοκίτρινης μάργας

Λόγω έλλειψης βιβλιογραφικών αναφορών έγιναν οι παρακάτω παραδοχές:

- Θεωρείται ότι η μεταβολή των τιμών της συνοχής (c) ακολουθεί την κανονική κατανομή.
- Θεωρείται ότι η γωνία εσωτερικής τριβής παραμένει σταθερή.
- Το κάτω όριο (Min), για κάθε διάστημα μεταβολής της συνοχής θεωρείται
   ότι είναι 6 kPa που αντιστοιχεί στην ελάχιστη τιμή συνοχής από
   βιβλιογραφικές αναφορές.
- Το άνω όριο (Max) για κάθε διάστημα μεταβολής της συνοχής θεωρείται ότι αλλάζει.
- Η μέση τιμή (Mean) για κάθε διάστημα μεταβολής της συνοχής θεωρείται ότι αντιστοιχεί στο μέσο όρο των Min και Max τιμών.
- Η τυπική απόκλιση (S.D) για κάθε διάστημα μεταβολής της συνοχής ορίζεται με τέτοιο τρόπο ώστε να ανήκει στο διάστημα εμπιστοσύνης (Mean ± 3 S.D) της κανονικής κατανομής που αντιστοιχεί σε 99.72% αξιοπιστία.

# Εισαγωγή δεδομένων και εξαγωγή αποτελεσμάτων για κάθε διάστημα μεταβολής της συνοχής με την μέθοδο Monte Carlo

Για κάθε ένα από τα εξεταζόμενα διαστήματα μεταβολής της συνοχής, έγινε εισαγωγή δεδομένων «input», (Εικόνα 4.25) που οδήγησαν σε εξαγωγή αποτελεσμάτων «output», (Πίνακας 4.5).

Για παράδειγμα:



#### Εισαγωγή δεδομένων για διάστημα μεταβολής (6 – 18) kPa:

Εικόνα 4.25: Κατανομή των τιμών της συνοχής με βάση την συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της κανονικής κατανομής

Εξαγωγή αποτελεσμάτων για διάστημα μεταβολής (6 – 18) kPa:

#### Πίνακας 4.6: Εξαγωγή αποτελεσμάτων

Μέση τιμή των FS	0.99
Πιθανότητα αστοχίας Ρ <sub>f</sub> (%)	49.24
Τυπική απόκλιση των FS	0.02
Ελάχιστη τιμή των FS	0.93
Μέγιστη τιμή των FS	1.07
Αριθμός δοκιμών Monte Carlo	5000

#### Γραφική απεικόνιση αποτελεσμάτων:

Στην εικόνα 4.26 ο οριζόντιος άξονας απεικονίζει τους συντελεστές ασφάλειας που έχουν υπολογιστεί με την μέθοδο Monte Carlo για το διάστημα μεταβολής της συνοχής (6 -18) kPa. Η πιθανότητα αστοχίας p<sub>F</sub> υπολογίζεται από το εμβαδό της κανονικής κατανομής που καταλαμβάνουν οι συντελεστές ασφάλειας που είναι μικρότεροι της μονάδος, όπως έχει αναφερθεί και στο Κεφάλαιο 3.



Εικόνα 4.26: Ιστόγραμμα κατανομής τιμών των FS που υπολογίστηκαν

Η παραπάνω διαδικασία πραγματοποιήθηκε για κάθε ένα από τα διαστήματα συνοχής που εξετάστηκαν και περιλαμβάνονται στο Παράρτημα.

Ένας άλλος τρόπος απεικόνισης της πιθανότητας αστοχίας μπορεί να γίνει με την συνάρτηση αθροιστικής κατανομής (Εικόνα 4.27).



Εικόνα 4.27: Αθροιστική πιθανότητα για τις τιμές των FS που υπολογίστηκαν

# 4.5.2 Αποτελέσματα πιθανοτικής ανάλυσης:

Στους πίνακες 4.5 και 4.6 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της πιθανοτικής ανάλυσης που πραγματοποιήθηκε για το μοντέλο σεναρίου B2 για 5000 και 15000 δοκιμές Monte Carlo.

α/α	Διάστημα μεταβολής της συνοχής c (kPa)	Μέση τιμή Mean (kPa)	Τυπική απόκλιση S.D. (kPa)	Μέσος FS	Πιθανότητα αστοχίας Ρ <sub>f</sub> (%)
1	(6 - 30)	18	4	1.07	6.38
2	(6 - 25)	15.5	3.16	1.04	13.12
3	(6 - 20)	13	2.33	1.01	33.16
4	(6 - 18)	12	2	0.99	49.24
5	(6 - 15)	10.5	1.5	0.98	84.04
6	(6 - 10)	8	0.66	0.95	100

Πίνακας 4.7: Αποτελέσματα πιθανοτικής ανάλυσης για 5000 δοκιμές Monte Carlo

Πίνακας 4.8: Αποτελέσματα πιθανοτικής ανάλυσης για 15000 δοκιμές Monte Carlo

α/α	Διάστημα μεταβολής της συνοχής c (kPa)	Μέση τιμή Mean (kPa)	Τυπική απόκλιση S.D. (kPa)	Μέσος FS	Πιθανότητα αστοχίας Ρ <sub>f</sub> (%)
1	(6 - 30)	18	4	1.07	6.57
2	(6 - 25)	15.5	3.16	1.04	13.48
3	(6 - 20)	13	2.33	1.01	33.91
4	(6 - 18)	12	2	0.99	49.88
5	(6 - 15)	10.5	1.5	0.98	84.13
6	(6 - 10)	8	0.66	0.95	100

## 4.5.3 Αποτελέσματα ανάλυσης έναντι σεισμικής φόρτισης

Η μελέτη ευστάθειας του επιχώματος έναντι σεισμικού φορτίου εξετάστηκε με την μέθοδο της ψευδοστατικής ανάλυσης.

Ο Νομός Ηρακλείου εντάσσεται στην δεύτερη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας οπότε λαμβάνεται συντελεστής σεισμικής επικινδυνότητας ίσος με 0.24g.

Για την ανάλυση εξετάστηκε η επίδραση οριζόντιας συνιστώσας αδρανειακής δύναμης F<sub>h</sub>, συνεπώς ο συντελεστής σεισμικής επικινδυνότητας θα είναι K<sub>h</sub> = 0.24 (Εικόνα 4.28).



Εικόνα 4.28: Επίδραση σεισμικής φόρτισης σε μοντέλο σεναρίου Α

Στο πρόγραμμα SLOPE/W το μέτρο της οριζόντιας συνιστώσας της αδρανειακής δύναμης ορίζεται ως το γινόμενο της οριζόντιας συνιστώσας του συντελεστή σεισμικής φόρτισης πολλαπλασιασμένο με το βάρος της κάθε λωρίδας (Εικόνα 4.29).

Slice 1 - Bishop Method



Εικόνα 4.29: Δυνάμεις που ασκούνται σε κάθε λωρίδα υπό σεισμική φόρτιση

Στον πίνακα 4.8 παρουσιάζονται οι συντελεστές ασφαλείας που υπολογίστηκαν για το μοντέλο σεναρίου Α, χωρίς την επίδραση σεισμικής φόρτισης και με την επίδραση σεισμικής φόρτισης.

Πίνακας 4.9: Συντελεστής ασφάλειας για μοντέλο σεναρίου Α χωρίς σεισμική φόρτιση και με σεισμική φόρτιση

Τύπος φόρτισης	FS
Χωρίς σεισμική φόρτιση	1.47
Σεισμική φόρτιση	0.81

#### 4.6 Συζήτηση αποτελεσμάτων:

Από τις παραμετρικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στο Κεφάλαιο 4 προκύπτει ότι:

 Από τα αποτελέσματα των επιλύσεων της ευστάθειας, προέκυψε ότι το μοντέλο του επιχώματος που αστοχεί, δηλαδή FS < 1 είναι το μοντέλο B2 του</li> δεύτερου σεναρίου. Επίσης φαίνεται πόσο πολύ επηρεάζει η ζώνη μειωμένης διατμητικής αντοχής η οποία έχει αναπτυχθεί εις βάρος της καστανοκίτρινης μάργας, την ευστάθεια του πρανούς του επιχώματος. Συνεπώς είναι πολύ σημαντικό να προηγείται του γεωτεχνικού σχεδιασμού ενδελεχής έρευνα του υπεδάφους της περιοχής, με τη λήψη αντιπροσωπευτικού αριθμού δειγμάτων από γεωτρήσεις.

- 2. Η επιφάνεια αστοχίας οριοθετείται μεταξύ της διαχωριστικής επιφάνειας της καστανοκίτρινης μάργας και της υποκείμενης κυανότεφρης μάργας, όπως εκτιμήθηκε και από τους Υπηρεσιακούς παράγοντες της περιφέρειας Κρήτης με βάση γεωτεχνική έρευνα.
- 3. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα των πιθανοτικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στο μοντέλο B2 η πιθανότητα αστοχίας για το επίχωμα είναι τουλάχιστον 50% όταν η συνοχή στην καστανοκίτρινη μάργα κυμαίνεται από 6 kPa έως 18 kPa.
- 4. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ψευδοστατικής ανάλυσης το μοντέλο του σεναρίου Α, αστοχεί υπό την επίδραση σεισμικής φόρτισης, με συντελεστή σεισμικής επικινδυνότητας Κ = 0.24g. Ο συντελεστής ασφάλειας από 1.47 που αντιστοιχεί σε μη σεισμική φόρτιση μειώνεται και γίνεται ίσος με 0.81. Όμως στην πράξη η κατάσταση για την οποία ο συντελεστής ασφάλειας είναι μικρότερος της μονάδας, FS < 1, ισχύει για ένα πολύ μικρό χρονικό διάστημα σε σχέση με τη συνολική διάρκεια της σεισμικής διέγερσης, συνεπώς τα αποτελέσματα αυτής της μεθόδου κρίνονται ως υπερσυντηρητικά και είναι κατάλληλα για προκαταρτικούς υπολογισμούς.</p>

# Κεφάλαιο 5 Συμπεράσματα - Προτάσεις

# 5.1 Συμπεράσματα

Η προσομοίωση του μηχανισμού αστοχίας του επιχώματος διερευνήθηκε με την επίλυση δύο διαφορετικών σεναρίων.

Για την επίλυση των σεναρίων αυτών εξετάστηκαν τρία διαφορετικά μοντέλα τα οποία διαφοροποιούνται μόνο ως προς την έκταση της ζώνης μειωμένης διατμητικής αντοχής η οποία έχει αναπτυχθεί εις βάρος της καστανοκίτρινης μάργας.

Για την εκτίμηση της πίεσης των πόρων θεωρήθηκε σε κάθε εξεταζόμενο μοντέλο ισοδύναμο ολικό υδραυλικό φορτίο ίσο με 21.1 m το οποίο αντιστοιχεί στο ύψος της μέγιστης στάθμης της ζώνης κορεσμού του επιχώματος.

Επιλύοντας τα σενάρια αυτά προέκυψαν τα εξής:

Η επιφάνεια αστοχίας οριοθετείται από τη διεπιφάνεια της καστανοκίτρινης
 και της υποκείμενης κυανότεφρης μάργας.

Επιλύοντας το σενάριο Α (σενάριο χωρίς ζώνη μειωμένης διατμητικής αντοχής) προέκυψε ότι:

• FS = 1.47 για το μοντέλο Α.

Επιλύοντας το σενάριο Β (σενάριο με ζώνη μειωμένης διατμητικής αντοχής) προέκυψε ότι:

- FS = 1.27 για το μοντέλο B1.
- FS = 0.93 για το μοντέλο B2.

Από τις παραπάνω επιλύσεις προέκυψε ότι το δεύτερο σενάριο προσεγγίζει τον μηχανισμό αστοχίας του επιχώματος.

Η πιθανοτική ανάλυση πραγματοποιήθηκε για το μοντέλο που αστόχησε δηλαδή για το μοντέλο B2 απ' όπου προέκυψε ότι:

 Η πιθανότητα αστοχίας για το επίχωμα είναι τουλάχιστον 50% όταν η συνοχή στην καστανοκίτρινη μάργα κυμαίνεται από 6 kPa έως 18 kPa.

Η επίδραση σεισμικής φόρτισης στην ευστάθεια του επιχώματος εξετάστηκε με τη μέθοδο της ψευδοστατικής ανάλυσης και εφαρμόστηκε στο μοντέλο Α, απ' όπου προέκυψε ότι:

Για συντελεστή σεισμικής επικινδυνότητας Κ = 0.24, ο συντελεστής ασφάλειας από 1.47 που αντιστοιχεί σε μη σεισμική φόρτιση μειώθηκε στο 0.81.

# 5.2 Προτάσεις για περαιτέρω έρευνα

Για την καλύτερη διερεύνηση του θέματος προτείνεται:

- Η αντιπροσωπευτική δειγματοληψία των σχηματισμών και η εκτέλεση κατάλληλων εργαστηριακών δοκιμών για την πιο αξιόπιστη μελέτη του μηχανισμού αστοχίας, του επιχώματος.
- Η τοποθέτηση πιεζόμετρου στην ανάντη πλευρά του επιχώματος για παρακολούθηση της εποχικής μεταβολής της πίεσης των πόρων.
- Η πραγματοποίηση πιθανοτικών αναλύσεων με περισσότερες από μία τυχαίες μεταβλητές για την πιο αξιόπιστη εκτίμηση της πιθανότητας αστοχίας του επιχώματος.
- Η πραγματοποίηση ανάλυσης ευαισθησίας για την εύρεση της παραμέτρου που επηρεάζει περισσότερο την ευστάθεια του επιχώματος.

# Βιβλιογραφία

# Διεθνής Βιβλιογραφία

- Kavvadas, M. (2005). "Risk analysis and probabilistic modelling in geotechnical engineering", International workshop in "Geoenvironment and Geotechnics", September 2005 Milos island Greece.
- Krahn, J. (2004). "Seepage Modeling with SEEP/W: An Engineering Methodology", 1<sup>st</sup> Edition, Geoslope International Ltd, Calgary – Alberta, Canada.
- Krahn, J. (2004). "Stability modeling with SLOPE/W: An Engineering Methodology", 1<sup>st</sup> Edition, Geoslope International Ltd, Calgary – Alberta, Canada.
- 4. Ortigao, J.A.R and A.S.F.J Sayo (2004). *''Handbook of Slope Stabilisation''*, Springer – Verlag, Berlin, Heidelberg 2004, printed in Germany.
- Tsiabaos, G. (1990). "Correlation of mineralogy and index properties with residual strength of Iraklion marls", Engineering Geology 30 (1991), Elsevier science publishers B.V., Amsterdam, Netherlands.
- Tsiabaos, G., G. Koukis (1990). "Geotechnical conditions of the Iraklion city Crete", Proceedings of 6<sup>th</sup> international IAEG congress, 6 – 10 August 1990, Vol.3 – theme four: Surface engineering geology, Amsterdam, Netherlands.

#### Ελληνική Βιβλιογραφία

- Αγιουτάντης, Ζ.Γ και Σ.Π. Μερτίκας (2003). "Ένας πρακτικός οδηγός για τη Συγγραφή Τεχνικών Κειμένων", Εκδόσεις Ίων, Αθήνα.
- Αναγνωστόπουλος, Α., Μ. Καββαδάς, Β. Παπαδόπουλος (2009). "Σημειώσεις για τον Ευρωκώδικα 7 (ΕΝ 1997)", Τ.Ε.Ε , Αθήνα.
- Barnes, G.E. (2000). "Soil Mechanics: Principles and Practise" (Εδαφομηχανική: Αρχές και Εφαρμογές), 2<sup>η</sup> Αγγλική έκδοση. Ελληνική έκδοση (Published by arrangement with the original publisher, Palgave, Macmillan, Ltd), Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005,
- Γαμβρούδης, Χ. (2006). "Διερεύνηση συμπεριφοράς και ευστάθειας πρανών φράγματος Γαδουρά Ρόδου", Διπλωματική Εργασία, Πολυτεχνείο Κρήτης, Χανιά.
- Γεωργιάδης, Κ. και Μ. Γεωργιάδης (2009). "Στοιχεία Εδαφομηχανικής", Εκδόσεις
   Ζήτη, Θεσσαλονίκη .
- Καββαδάς, Μ. (2010). "Ειδικά γεωτεχνικά έργα Γεωτεχνική φραγμάτων",
   Σημειώσεις Μαθήματος, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
- Λαζαρόπουλος, Α. (2011). "Διερεύνηση του μηχανισμού αστοχίας σε επίχωμα οδοποιίας", Διπλωματική Εργασία, Πολυτεχνείο Κρήτης, Χανιά.
- Μπούνου, Α. (2012). "Συγκριτική αξιολόγηση αριθμητικών επιλύσεων του προβλήματος της ευστάθειας πρανών με τις μεθόδους πεπερασμένων στοιχείων, πεπερασμένων διαφορών και οριακής ισορροπίας", Μεταπτυχική Διατριβή, Πολυτεχνείο Κρήτης, Χανιά.
- Περδίκη, Σ. (2011). "Επίδραση της διασταλτικότητας των εδαφών στη στατική και σεισμική ανάλυση ευστάθειας πρανών", Διπλωματική Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
- Ρόζος, Δ. (2007). "Τεχνική Γεωλογία 1", Σημειώσεις Μαθήματος, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
- Σακελαρίου, Μ. (2006). "Τεχνικά υλικά", Σημειώσεις Μαθήματος, Εθνικό
   Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
- Σακελαρίου, Μ. (2009). "Ευστάθεια πρανών", Σημειώσεις Μαθήματος, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
- 13. Σούλιος, Γ. (1986). "Γενική υδρογεωλογία", τόμος Α, University Press,
Θεσσαλονίκη.

- 14. Στειακάκης, Ε. (2008). "Τεχνική Γεωλογία Εδαφομηχανική", Σημειώσεις μαθήματος, Πολυτεχνείο Κρήτης, Χανιά.
- 15. Ψάλτου, Ε. (2009). "Πίνακες και διαγράμματα ευστάθειας γαιωδών πρανών ορυγμάτων με αναβαθμούς", Πτυχιακή Εργασία, Αλεξάνδρειο Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα, Θεσσαλονίκη.

## Διαδικτυακές πηγές

- 1. http://users.ntua.gr/kavvadas
- 2. http://en.wikipedia.org/wiki/Slope stability
- 3. <u>http://www.legah.metal.ntua.gr</u>
- 4. http://www.rocscience.com/education/hoeks\_corner

## Παράρτημα

Παράρτημα Α: Δεδομένα και Αποτελέσματα πιθανοτικής ανάλυσης Δεδομένα πιθανοτικής ανάλυσης:



Εικόνα Α.1: Κατανομή των τιμών της συνοχής για το εύρος 6 – 30 kPa



Εικόνα Α.2: Κατανομή των τιμών της συνοχής για το εύρος 6 – 25 kPa



Εικόνα Α.3: Κατανομή των τιμών της συνοχής για το εύρος 6 - 20 kPa



Εικόνα Α.4: Κατανομή των τιμών της συνοχής για το εύρος 6 - 18 kPa



Εικόνα Α.5: Κατανομή των τιμών της συνοχής για το εύρος 6 - 15 kPa



Εικόνα Α.6: Κατανομή των τιμών της συνοχής για το εύρος 6 - 10 kPa

## Αποτελέσματα πιθανοτικής ανάλυσης

Για 5000 Monte Carlo trials:



Εικόνα Α.7: Κατανομή FS για το εύρος συνοχής 6 - 30 kPa

Πίνακας Α.1: Αποτελέσματα	πιθανοτικής ανάλυσης για	ι το εύρος	συνοχής 6 - 30 kPa
---------------------------	--------------------------	------------	--------------------

Μέση τιμή των FS	1.07
Πιθανότητα αστοχίας Ρ <sub>f</sub> (%)	6.38
Τυπική απόκλιση των FS	0.04
Ελάχιστη τιμή των FS	0.93
Μέγιστη τιμή των FS	1.19
Αριθμός δοκιμών Monte Carlo	5000



Εικόνα Α.8: Κατανομή FS για το εύρος συνοχής 6 - 25 kPa

Πίνακας Α.2: Αποτελέσματα πιθανοτικής ανάλυσης για το εύρος συνοχής 6 - 25 kPa

Μέση τιμή των FS	1.04
Πιθανότητα αστοχίας Ρ <sub>f</sub> (%)	13.12
Τυπική απόκλιση των FS	0.03
Ελάχιστη τιμή των FS	0.93
Μέγιστη τιμή των FS	1.14
Αριθμός δοκιμών Monte Carlo	5000



Εικόνα Α.9: Κατανομή FS για το εύρος συνοχής 6 - 20 kPa

Πίνακας Α.3: Αποτελέσματα	α πιθανοτικής ανάλυσης	για το εύρος συνοχή	jς 6 - 20 kPa
---------------------------	------------------------	---------------------	---------------

Μέση τιμή των FS	1.01
Πιθανότητα αστοχίας P <sub>f</sub> (%)	33.16
Τυπική απόκλιση των FS	0.03
Ελάχιστη τιμή των FS	0.93
Μέγιστη τιμή των FS	1.09
Αριθμός δοκιμών Monte Carlo	5000



Εικόνα Α.10: Κατανομή FS για το εύρος συνοχής 6 - 18 kPa

Πίνακας Α.4: Αποτελέσματα	ι πιθανοτικής ανάλυσης για	ι το εύρος συνοχής 6 - 18 kPa
---------------------------	----------------------------	-------------------------------

Μέση τιμή των FS	0.99
Πιθανότητα αστοχίας Ρ <sub>f</sub> (%)	49.24
Τυπική απόκλιση των FS	0.02
Ελάχιστη τιμή των FS	0.93
Μέγιστη τιμή των FS	1.07
Αριθμός δοκιμών Monte Carlo	5000



Εικόνα Α.10: Κατανομή FS για το εύρος συνοχής 6 - 15 kPa

Πίνακας Α.5: Αποτελέσματο	α πιθανοτικής ανάλυσης γ	για το εύρος συνοχι	ής 6 - 15 kPa
---------------------------	--------------------------	---------------------	---------------

Μέση τιμή των FS	0.98
Πιθανότητα αστοχίας Ρ <sub>f</sub> (%)	84.04
Τυπική απόκλιση των FS	0.02
Ελάχιστη τιμή των FS	0.93
Μέγιστη τιμή των FS	1.03
Αριθμός δοκιμών Monte Carlo	5000



Εικόνα Α.10: Κατανομή FS για το εύρος συνοχής 6 - 10 kPa

Πίνακας Α.6: Αποτελέσματα πιθανοτικής ανάλυσης για το εύρος συνοχής 6 - 10kPa

Μέση τιμή των FS	0.95
Πιθανότητα αστοχίας Ρ <sub>f</sub> (%)	100
Τυπική απόκλιση των FS	0.01
Ελάχιστη τιμή των FS	0.93
Μέγιστη τιμή των FS	0.98
Αριθμός δοκιμών Monte Carlo	5000

Για 15000 Monte Carlo trials:



Εικόνα Α.11: Κατανομή FS για το εύρος συνοχής 6 - 30 kPa

Πίνακας Α.7: Αποτελέσματ	α πιθανοτικής ανάλυσης	για το εύρος	συνοχής 6 - 30 kPa
--------------------------	------------------------	--------------	--------------------

Μέση τιμή των FS	1.07
Πιθανότητα αστοχίας Ρ <sub>f</sub> (%)	6.57
Τυπική απόκλιση των FS	0.04
Ελάχιστη τιμή των FS	0.93
Μέγιστη τιμή των FS	1.19
Αριθμός δοκιμών Monte Carlo	15000



Εικόνα Α.12: Κατανομή FS για το εύρος συνοχής 6 - 25 kPa

Πίνακας Α.8: Αποτελέσματο	α πιθανοτικής ανάλυσης	; για το εύρος συνο;	χής 6 - 25 kPa
---------------------------	------------------------	----------------------	----------------

Μέση τιμή των FS	1.04
Πιθανότητα αστοχίας Ρ <sub>f</sub> (%)	13.48
Τυπική απόκλιση των FS	0.03
Ελάχιστη τιμή των FS	0.93
Μέγιστη τιμή των FS	1.14
Αριθμός δοκιμών Monte Carlo	15000



Εικόνα Α.13: Κατανομή FS για το εύρος συνοχής 6 - 20 kPa

Πίνακας Α.9: Αποτελέσματ	α πιθανοτικής ανάλυσης γι	ια το εύρος συνοχής 6 - 20 kPa
--------------------------	---------------------------	--------------------------------

Μέση τιμή των FS	1.01
Πιθανότητα αστοχίας Ρ <sub>f</sub> (%)	33.91
Τυπική απόκλιση των FS	0.03
Ελάχιστη τιμή των FS	0.93
Μέγιστη τιμή των FS	1.09
Αριθμός δοκιμών Monte Carlo	15000



Εικόνα Α.14: Κατανομή FS για το εύρος συνοχής 6 - 18 kPa

Πίνακας Α.10: Αποτελέσματα πιθ	ανοτικής ανάλυσης για	το εύρος συνοχής	6 - 18 kPa
--------------------------------	-----------------------	------------------	------------

Μέση τιμή των FS	0.99
Πιθανότητα αστοχίας P <sub>f</sub> (%)	49.88
Τυπική απόκλιση των FS	0.02
Ελάχιστη τιμή των FS	0.93
Μέγιστη τιμή των FS	1.07
Αριθμός δοκιμών Monte Carlo	15000



Εικόνα Α.15: Κατανομή FS για εύρος συνοχής 6 - 15 kPa

Πίνακας Α.11: Αποτελέσματο	α πιθανοτικής ανάλυσης γι	.α το εύρος συνοχής 6 ·	- 15 kPa
----------------------------	---------------------------	-------------------------	----------

Μέση τιμή των FS	0.98
Πιθανότητα αστοχίας Ρ <sub>f</sub> (%)	84.13
Τυπική απόκλιση των FS	0.02
Ελάχιστη τιμή των FS	0.93
Μέγιστη τιμή των FS	1.03
Αριθμός δοκιμών Monte Carlo	15000



Εικόνα Α.16: Κατανομή FS για το εύρος συνοχής 6 - 10 kPa

Πίνακας Α.12: Αποτελέσματα πιθανοτικής ανάλυσης για το εύρος συνοχής 6 - 10 kPa

Μέση τιμή των FS	0.95
Πιθανότητα αστοχίας Ρ <sub>f</sub> (%)	100
Τυπική απόκλιση των FS	0.01
Ελάχιστη τιμή των FS	0.93
Μέγιστη τιμή των FS	0.98
Αριθμός δοκιμών Monte Carlo	15000

## Παράρτημα Β: Συναρτήσεις (K - Fn) και (V.W.C – Fn)

Οι συναρτήσεις (Κ - Fn) και (V.W.C – Fn) κατασκευάστηκαν με σταθερές τιμές των Κ και V.W.C για όλες τις αναμενόμενες πιέσεις νερού των πόρων, για κάθε γεωυλικό.

Συναρτήσεις (K - Fn):



Εικόνα Β1: Συνάρτηση (Κ - Fn) για επίχωμα



Εικόνα B2: Συνάρτηση (K - Fn) για καστανοκίτρινη μάργα



Εικόνα Β3: Συνάρτηση (Κ - Fn) για ζώνη μειωμένης διατμητικής αντοχής



Εικόνα Β4: Συνάρτηση (Κ - Fn) για κυανότεφρη μάργα



Εικόνα Β5: Συνάρτηση (V.W.C – Fn) για επίχωμα



Εικόνα B6: Συνάρτηση (V.W.C – Fn) για καστανοκίτρινη μάργα



Εικόνα Β7: Συνάρτηση (V.W.C – Fn) για ζώνη μειωμένης διατμητικής αντοχής



Εικόνα Β8: Συνάρτηση (V.W.C – Fn) για κυανότεφρη μάργα