ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ

ΤΜΗΜΑ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΓΕΩΣΥΝΘΕΤΙΚΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΩΝ ΠΡΑΝΩΝ

ΚΟΥΡΜΠΕΤΗΣ ΔΗΜΗΤΡΗΣ

A.M.: 2004.05.0024

ΤΡΙΜΕΛΗΣ ΕΠΙΤΡΟΠΗ

ΤΣΟΜΠΑΝΑΚΗΣ ΙΩΑΝΝΗΣ (ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ)

ΚΑΡΑΤΖΑΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ

ΠΡΟΒΙΔΑΚΗΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ

XANIA, 2010

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ	3
ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ	5
ΕΙΣΑΓΩΓΗ	6
ΓΕΩΣΥΝΘΕΤΙΚΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΗ ΓΗ	8
1.1 Εφαρμογές της οπλισμένης γης	8
1.2 Μεθοδολογία κατασκευής γεωσυνθετικά οπλισμένων πρανών	15
1.3 Γεωσυνθετικά (Geosynthetics)	22
1.3.1 Γεωπλέγματα (Geogrids)	22
1.3.2 Βασικές απαιτήσεις γεωσυνθετικών	23
1.3.3 Ιδιότητες γεωσυνθετικών	26
1.4 Κόστος ενισχυμένων εδαφικών πρανών	33
1.5 Παραδείγματα εφαρμογών οπλισμένων πρανών	35
1.6 Συμπεράσματα κεφαλαίου	39
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΩΝ ΠΡΑΝΩΝ-ΚΑΝΟΝΙΣΤΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ	41
2.1. Αμερικάνικοι κανονισμοί	41
2.2. Ελληνικές οδηγίες	63
2.3. Σύγκριση Αμερικάνικων κανονισμών με τις Ελληνικές οδηγίες	78
ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ	79
3.1 Ευστάθεια φυσικών πρανών και οπλισμένων πρανών	79
3.2 Στατική ανάλυση ευστάθειας πρανών	86
3.2.1 Μέθοδοι οριακής ισορροπίας	86

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

3.2.2 Μέθοδος των λωρίδων	
3.2.3 Η απλοποιημένη μέθοδος Bishop	
3.3 Ανάλυση σεισμικής ευστάθειας πρανών	
3.3.1 Ανάλυση αδρανειακής ευστάθειας	
3.3.2 Ψευδοστατική ανάλυση	
3.3.3 Επιλογή ψευδοστατικού συντελεστή	
3.4 Συμπεράσματα κεφαλαίου	
ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΒΙSHOP	
4.1 Τροποποίηση της μεθόδου Bishop	
4.2 Υπολογιστική υλοποίησης της μεθόδου	104
4.3 Περιγραφή κώδικα	104
4.4 Περιορισμοί του προγράμματος	112
4.5 Έλεγχος εγκυρότητας της μεθόδου	113
ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ	115
5.1 Κύριες παράμετροι	115
5.2 Επίδραση ύψους πρανούς	120
5.3 Επίδραση επιτάχυνσης	126
5.4 Επίδραση κλίσης	132
5.5 Επίδραση γωνίας τριβής	135
5.6 Συμπεράσματα κεφαλαίου	141
ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	142
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ι	145
Τα χαρακτηριστικά των γεωπλεγμάτων της αγοράς	145
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΙΙ	147
Κώδικας προγράμματος	147
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	174

<u>ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ</u>

Κατ' αρχάς, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον Αναπληρωτή Καθηγητή του Γενικού Τμήματος κ. Ιωάννη Τσομπανάκη, επιβλέποντα της παρούσας εργασίας, για την εξαιρετική συνεργασία που είχαμε καθ' όλη τη διάρκεια της εκπόνησης της. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον Δρ. Πολιτικό Μηχανικό κ. Πρόδρομο Ψαρρόπουλο για τη βοηθειά που μου προσέφερε, καθώς και την Δρ. Πολιτικό Μηχανικό κ. Βαρβάρα Ζανιά για την πολύτιμη συνεισφορά της στην πραγματοποίηση αυτής της εργασίας. Τέλος, ευχαριστώ τα μέλη της εξεταστικής επιτροπής, τον κ. Καθηγητή Γεώργιο Καρατζά, Πρόεδρο του Τμήματος Μηχανικών Περιβάλλοντος και τον κ. Κωνσταντίνο Ποβιδάκη Καθηγητή του Γενικού Τμήματος του Πολυτεχνείου Κρήτης για τις υποδείξεις τους.

> Στο Γιώργο, Στη Στέλλα

<u>ΕΙΣΑΓΩΓΗ</u>

Στόχος της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη και ο σχεδιασμός γεωσυνθετικά οπλισμένων πρανών για την αντιστήριξη εδαφών στα οποία υπάρχει πιθανότητα αστοχίας λόγω αστάθειας. Ειδικότερα, η εργασία έχει ως σκοπό τη διερεύνηση της συμπεριφοράς των οπλισμένων πρανών συναρτήσει διαφόρων βασικών παραμέτρων που υπεισέρχονται στον σχεδιασμό τους. Στο πλαίσιο αυτό εξετάστηκε η ευαισθησία της ευστάθειας του πρανούς σε πιθανές μεταβολές των προαναφερθέντων παραμέτρων.

Αρχικά στο 1° Κεφάλαιο γίνεται μία συνοπτική περιγραφή στις γενικότερες εφαρμογές της οπλισμένης γης, μία εκ των οποίων είναι και η αντιστήριξη και πιο συγκεκριμένα η εφαρμογή στον σχεδιασμό οπλισμένων πρανών. Ακολουθεί η παρουσιάση των εφαρμογών των γεωσυνθετικών και κατ' επέκταση των γεωπλεγμάτων, καθώς και μία ανάλυση για τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα αυτών των γεωκατασκευών. Στο 2° Κεφάλαιο γίνεται μια αναφορά στο κανονιστικό πλαίσιο και τον τρόπο που μελετάται η ευστάθεια των γεωσυνθετικάνικους κανονισμούς.

Στο 3° Κεφάλαιο παρουσιάζονται οι κλασικές μέθοδοι ανάλυσης της ευστάθειας ενός πρανούς. Ειδικότερα, παρουσιάζονται: η μέθοδος Bishop, η οποία τροποποιήθηκε κατάλληλα και υλοποιήθηκε σε γλωσσα Fortran στο πρόγραμμα που δημιουργήθηκε για τους σκοπούς της παρούσας έρευνας, η μέθοδος οριακής ισορροπίας που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση των δυνάμεων και των ροπών του πρανούς, καθώς και η ψευδοστατική ανάλυση η οποία χρησιμοποιήθηκε για τον έλεγχο των υπό εξέταση πρανών σε σεισμικές φορτίσεις.

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στο 4° Κεφάλαιο παρουσιάζεται αναλυτικά η μεθοδολογία που ακολουθήθηκε για την κατάστρωση του αλγορίθμου της τροποποιημένης μεθόδου Bishop, καθώς και ένα παράδειγμα εφαρμογής. Πιο συγκεκριμένα, προσδιορίστηκε μία εξίσωση μέσω της τροποποιημένης μορφής του Bishop η οποία υπολογίζει τον συντελεστή ασφαλείας του πρανούς μέσω του οποίου ελέγχεται η ευστάθεια του. Λόγω της πολυπλοκότητας και τη δυσκολία διενέργειας των πολλών αναλύσεων που απαιτούνται, καθίσταται αναγκαία η δημιουργία ενός μαθηματικού μοντέλου και η μετατροπη του σε έναν αποτελεσματικό αλγόριθμο. Η εφαρμογή του αλγορίθμου που αναπτύχθηκε στην παρούσα εργασία επιτρέπει στον χρήστη την αυτοματοποιημένη διεξαγωγή των αναλύσεων με μεγάλη ακρίβεια και ταχύτητα. Στο πρόγραμμα ο χρήστης δημιουργεί το μοντέλο του υπό εξέταση πρανούς καθώς και των ποιοτικών χαρακτηριστικών του. Μέσω της ψευδοστατικής προσέγγισης που υιοθετήθηκε εφαρμόζονται στο πρανές οι φορτίσεις λόγω σεισμικών επιταχύνσεων, οι οποίες μαζί με τις βαρυτικές δυνάμεις τείνουν να δημιουργήσουν μία επιφάνεια αστοχίας. Το εν λόγω λογισμικό υπολογίζει τη δύναμη των οπλισμών που χρειάζεται για να παραμείνει ευσταθές το πρανές, καθώς και τον κρίσιμο κύκλο και την ακτίνα αυτής της πιθανής επιφάνειας αστοχίας.

Στο 5° κεφάλαιο της εργασίας παρατίθεται η παραμετρική ανάλυση που διενεργήθηκε και περιγράφονται αναλυτικά τα βήματα που ακολουθήθηκαν στις αναλύσεις. Στην έρευνα που πραγματοποιήθηκε, έγινε λεπτομερής ανάλυση της ευστάθειας ενός οπλισμένου πρανούς συναρτήσει διαφόρων παραμέτρων του πρανούς, γεωμετρικών και μηχανικών. Πιο συγκεκριμένα, ελέγχθηκε με την βοήθεια του προγράμματος η ευστάθεια του πρανούς συναρτήσει του ύψους και της κλίσης του, των σεισμικών επιταχύνσεων που φορτίστηκε το πρανές και τη γωνία τριβής του εδάφους. Τα αποτελέσματα συλλέχθηκαν και επεξεργάστηκαν λεπτομερώς, καταλήγοντας στα συμπεράσματα που περιγράφονται στο τελευταίο κεφάλαιο της εργασίας.

ΓΕΩΣΥΝΘΕΤΙΚΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΗ ΓΗ

Η αντιστήριξη με οπλισμένη γη είναι μια γεωκατασκευή με ενσωματωμένα υλικά οπλισμού από χάλυβα ή γεωσυνθετικά υλικά (μεταλλικές λωρίδες, μεταλλικά πλέγματα, γωυφάσματα ή γεωπλέγματα) σε εδαφικά υλικά επίχωσης κατά τη διάρκεια της κατασκευής των στρώσεων της επίχωσης. Η αντιστήριξη με οπλισμένη γη βρίσκει εφαρμογή κυρίως στην ευστάθεια πρανών, αλλά και σε άλλες περιπτώσεις όπως στη σταθεροποίηση εδαφών.

1.1 <u>Εφαρμογές της οπλισμένης γης</u>

Η οπλισμένη γη βρίσκει εφαρμογή σε περιπτώσεις εδαφών μικρής διατμητικής αντοχής όπου υπάρχει κίνδυνος ανάπτυξης καθιζήσεων. Ο οπλισμός της γης επιτυγχάνεται με την χρήση γεωπλεγμάτων ή γεωυφασμάτων που καθιστούν το έδαφος πιο σταθερό και ικανό να παραλάβει τα φορτία μιας υπερκείμενης ή γειτνιάζουσας κατασκευής. Παρακάτω αναφέρονται μερικά παραδείγματα εφαρμογών οπλισμένης γης:

(α) Εφαρμογές κατασκευής σιδηροδρομικών γραμμών ή άλλων υποδομών

Σε αρκετές περιπτώσεις έντονων βροχοπτώσεων κοντά σε περιοχές που διέρχονται σιδηροδρομικές γραμμές παρατηρούνται πλημμύρες με αποτέλεσμα να υπάρχουν φαινόμενα ασταθειών όπου προκαλούν καθιζήσεις στις γραμμές και στις υποδομές. Χαρακτηριστικό παράδειγμα φαίνεται στο Σχήμα 1.1

Τα προβλήματα αυτά μπορούν να λυθούν με την εγκατάσταση γεωσυνθετικά ενισχυμένων επιχωμάτων για την ανύψωση της στάθμης των σιδηροδρομικών γραμμών. Ο συνδυασμός των γεωσυνθετικών και του εδαφικού υλικού επίχωσης εξασφαλίζει την ευστάθεια του πρανούς και του εδάφους. Τα γεωσυνθετικά οπλισμένα επιχώματα προστατεύουν τις σιδηροδρομικές γραμμές από τυχόν πλημμύρες αφού διοχετεύουν το νερό σε μικρότερα υψόμετρα είτε με σύστημα εσωτερικών αγωγών, είτε με την διαβάθμιση του εδάφους όπου βρίσκονται οι γραμμές όπου υπάρχει στην πρόσοψη και το καθιστούν ασφαλές μειώνοντας τις πιθανότητες ανάπτυξης καθιζήσεων και συνεπώς καταστροφής της γραμμής.



Σχήμα 1.1 - Απεικόνιση περίπτωσης καθίζησης λόγω βαλτωδών εδαφών και καταστροφή της σιδηροδρομικής γραμμής

(β) Εφαρμογές κατασκευών οδοποιίας με χρήση γεωσυνθετικών

Πολλές φορές σε έργα οδοποιίας, ακόμα και μετά την χάραξη της ακριβής τοποθεσίας του δρόμου, παρατηρούνται θέσεις όπου ο υδροφόρος ορίζοντας του νερού είναι υψηλός, περιοχές στις οποίες γίνονται εξορύξεις, χώρους εναπόθεσης προϊόντων εξορύξεων και άλλων αποβλήτων, καθώς και περιοχές όπου αναμένονται αστοχίες του εδάφους. Σε αυτές τις περιπτώσεις ενδείκνυται η σωστή προετοιμασία του εδάφους και η χρήση γεωπλεγμάτων με υψηλή εφελκυστική αντοχή με σκοπό την παροχή της μέγιστης δυνατής ευστάθειας καθώς της ελαχιστοποίησης των υψομετρικών διαφορών της επιφάνειας του εδάφους λόγω καθιζήσεων.



(α)



(β)

Σχήμα 1.2 – (α) Πανοραμική απεικόνιση της τοποθεσίας έργου οδοποιίας, (β) Απεικόνιση της τοποθέτησης των γεωπλεγμάτων με ειδικό όχημα

(γ) Γεωσυνθετικά οπλισμένοι τοίχοι

Οι γεωσυνθετικά οπλισμένοι τοίχοι είναι κατασκευές αντιστήριξης αποτελούμενες από οπλισμούς και συμπυκνωμένο υλικό επίχωσης σε στρώσεις γεωσυνθετικού. ΟΙ στρώσεις οπλισμού τοποθετούνται οριζοντίως όσο προστίθεται το υλικό επίχωσης (Σχήμα 1.3).



Σχήμα 1.3 – Απεικόνιση γεωσυνθετικά οπλισμένου τοίχου

Οι γεωσυνθετικά οπλισμένοι τοίχοι έχουν αρκετές ομοιότητες με τα γεωσυνθετικά οπλισμένα πρανή τόσο στο σχήμα όσο και στον τρόπο κατασκευής. Η βασική τους διαφορά βρίσκεται στην κλίση τους. Εδάφη με κλίσεις μέχρι 70° θεωρούνται γεωσυνθετικά οπλισμένα πρανή, ενώ με κλίσεις πάνω από 70° θεωρούνται γεωσυνθετικά οπλισμένοι τοίχοι.

Αν και στην Ελλάδα οι γεωσυνθετικά οπλισμένοι τοίχοι δεν χρησιμοποιούνται ευρέως, υπάρχουν εφαρμογές τέτοιων γεωκατασκευών που συναντώνται κατά κύριο λόγο στην Εγνατία οδό. Παρακάτω παρουσιάζεται περίπτωση που αφορά τη διαπλάτυνση του δεξιού κλάδου της Εγνατίας Οδού λόγω ελαφριάς διαφοροποίησης της χάραξης στην περιοχή του ανισόπεδου κόμβου Παναγιάς, στην αρχή του τμήματος Παναγιάς– Γρεβενών. Η έως κατά 11,0m μετακίνηση της παρειάς της οδού προς τα κατάντη, σε συνδυασμό με το επικλινές φυσικό έδαφος έδρασης του υφιστάμενου επιχώματος, η κλίση του οποίου ανέρχεται σε 25°-30°, παράλληλα με ενδείξεις μακροχρόνιων μικρομετακινήσεων του φυσικού εδάφους στα κατάντη και κατά θέσεις φαινομένων αστάθειας του υφιστάμενου επιχώματος, επέβαλλε τον περιορισμό του ίχνους ποδός του νέου επιχώματος της διαπλάτυνσης και στις δυσμενέστερες θέσεις την εξασφάλιση αυτού με την κατασκευή πασσαλότοιχου ποδός. Ως συνέπεια των παραπάνω προέκυψε η ανάγκη σχεδιασμού οπλισμένου επιχώματος, μέγιστου ύψους μετώπου H_{max} = 15,0m, με κλίση πρανών 5:1 (79°).

Κεφάλαιο 1°

Για την περίπτωση αυτή επιλέχθηκε η όπλιση με γεωσυνθετικά πλέγματα αντοχής σχεδιασμού σε μακροχρόνιες συνθήκες έως T_{des} = 46,6kN/m, μήκη πλεγμάτων έως 12,0m και στρώσεις ανά 0,50m ύψος. Για τα προδιαγραφόμενα γεωυλικά πλήρωσης του επιχώματος έγινε παραδοχή των ακόλουθων χαρακτηριστικών τιμών παραμέτρων:

Ενεργός γωνία τριβής : $φ'_k = 32°$ Ενεργός τιμή συνοχής : c'_k = 2,0 kPa Μέτρο ελαστικότητας : E's_{,k} = 30,0 MPa Συντ/της Poisson : v = 0,30 Φαινόμενο βάρος : γ' = 20,5 kN/m³.

Από τους υπολογισμούς προέκυψε η εφαρμογή γεωσυνθετικών πλεγμάτων αντοχής σχεδιασμού σε μακροχρόνιες συνθήκες έως T_{des} = 38,9kN/m, με μήκη ανάπτυξης έως 9,0m και πρόσθετο μήκος αναδίπλωσης στο μέτωπο L_{wrap} = 2,0m, τοποθετούμενων σε στρώσεις ανά 0,50m ύψους διατομής όπως φαίνεται στο παρακάτω Σχήμα 1.4.



Σχήμα 1.4 - Απεικόνιση κατανομής των οπλισμών στο πρανές

(δ) Γεωσυνθετικά οπλισμένα πρανή

Τα οπλισμένα πρανή είναι κατασκευές που αποσκοπούν στην αποτελεσματική ευστάθεια πρανών απότομων ή μη, όπου ενδέχεται να υπάρχει κίνδυνος αστάθειας. Οι

τρόποι όπλισης των πρανών αυτών ποικίλουν και η επιλογή του τρόπου όπλισης εξαρτάται από την εκάστοτε περίπτωση του πρανούς όπου ενδέχεται να υφίσταται κίνδυνος αστοχίας. Παρακάτω αναφέρονται κάποια χαρακτηριστικά παραδείγματα εφαρμογής οπλισμένων πρανών.

• Εφαρμογές διεύρυνσης δρόμων

Σε ορισμένες εφαρμογές διεύρυνσης δρόμων παρουσιάζονται αρκετά προβλήματα λόγω της σύστασης του εδάφους. Το έδαφος μπορεί να έχει χαμηλή φέρουσα ικανότητα ή υψηλό υδροφόρο ορίζοντα. Και οι δύο αυτές καταστάσεις αυξάνουν τις πιθανότητες για ανάπτυξη καθιζήσεων του εδάφους, γεγονός που θα προκαλούσε καταστροφές τόσο στον διευρυμένο δρόμο όσο και στις γύρω κατασκευές. Επιπροσθέτως, μπορεί να υπάρχει έλλειψη χώρου πλησίον του υπάρχοντος δρόμου και να μην είναι εφικτή η διεύρυνση του. Σε αυτές τις περιπτώσεις συνίσταται η κατασκευή γεωσυνθετικά οπλισμένων πρανών. Με την τοποθέτηση των ενισχύσεων το σύστημα ενισχύεται με την ελαστική δύναμη που χρειάζεται για να γίνει ευσταθές και απορροφώνται οι δυνάμεις που ασκούνται από το υπόγειο νερό. Ένα παράδειγμα διεύρυνσης δρόμου φαίνεται στο Σχήμα 1.5, όπου μπορεί να παρατηρηθεί ο τρόπος κατασκευής ενός οπλισμένου πρανούς



Σχήμα 1.5 – Απεικόνιση έργου διεύρυνσης δρόμων

• Μεγάλες γειτονικές κατασκευές

Σε περιπτώσεις κατασκευής ογκωδών κτισμάτων σε λόφους, παρατηρούνται φαινόμενα καθιζήσεων και αστοχιών. Το έδαφος μην μπορώντας να φέρει τα φορτία που ασκούνται από την κατασκευή σε πρώτη φάση καθιζάνει και στη συνέχεια αστοχεί.



(α)



(β)

Σχήμα 1.6 – (α) Απεικόνιση της τοποθέτησης των γεωσυνθετικών, (β) Ενισχυμένο πρανές για την αντιστήριξη ξενοδοχείου

Σε αυτές τις περιπτώσεις χρησιμοποιείται ένα σύστημα γεωσυνθετικών (όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.6) για την εξασφάλιση της εσωτερικής και της εξωτερικής ευστάθειας του πρανούς. Το σύστημα των γεωσυνθετικών εγκαθίσταται εσωτερικά στο πρανές και χρησιμοποιούνται πλέγματα στην πρόσοψη του γεωσυνθετικού πρανούς για να αποφεύγεται η διάβρωση του εδάφους.

1.2 Μεθοδολογία κατασκευής γεωσυνθετικά οπλισμένων πρανών

Οι ενισχυμένες στρώσεις πρέπει να ενσωματώνονται εύκολα μεταξύ των συμπυκνωμένων στρώσεων εδάφους. Η κατασκευή των ενισχυμένων πρανών είναι σχετικά παραπλήσια με την κατασκευή ενός κανονικού πρανούς. Τα τμήματα της κατασκευής, σύμφωνα με τους Αμερικάνικους κανονισμούς (FHWA, 2001) αποτελούνται από:

- (1) Διάστρωση του εδάφους.
- (2) Τοποθέτηση της ενίσχυσης.
- (3) Κατασκευή της πρόσοψης.

Προετοιμασία του πεδίου

Όσον αφορά την προετοιμασία του πεδίου πριν την έναρξη του έργου ακολουθείται η εξής διαδικασία:

- Καθαρισμός και εκσκαφή του πεδίου.

- Απομάκρυνση όλων των ολισθηρών θραυσμάτων, μπαζών και προϊόντων εκσκαφής.

 Προετοιμασία μιας επιφάνειας για την τοποθέτηση του πρώτου επιπέδου της ενίσχυσης.

Συμπύκνωση της εδαφικής στρώσης στη βάση του πρανούς μέχρι να γίνει αδιαπέρατη
με κάποιο οδοστρωτήρα ή κάποιο άλλο όχημα συμπύκνωσης.

- Επίβλεψη των θεμελιώσεων με πρώτη προτεραιότητα την κατασκευή της επίχωσης.

Τοποθέτηση της ενίσχυσης

Σύμφωνα με τις Αμερικάνικες οδηγίες για τον σχεδιασμό οπλισμένων τοίχων και πρανών (FHWA 2001) πρέπει να δίνεται εξαιρετική βαρύτητα για την τοποθέτηση της ενίσχυσης στις επιμέρους στρώσεις στα εξής σημεία:

Οι ενισχύσεις πρέπει να είναι τοποθετημένες έτσι ώστε η κατεύθυνση της κύριας
δύναμης να είναι κάθετη στην πρόσοψη του πρανούς.

- Οι ενισχύσεις εξασφαλίζονται με την βοήθεια ακίδων (καρφιών) που συγκρατούν τους οπλισμούς και εμποδίζουν τις κινήσεις τους κατά την διάρκεια της επίχωσης. Έτσι αποφεύγονται πιθανές μετακινήσεις και παραμορφώσεις που θέτουν σε κίνδυνο την γενική ευστάθεια του έργου. Μια ελάχιστη επικάλυψη της τάξεως των 150 mm (6 inches) προτείνονται διαμήκως των ακρών κάθετα στο πρανές για την περίπτωση πρόσοψης με επένδυση. Εναλλακτικά, με τις ενισχύσεις γεωπλεγμάτων, οι άκρες πρέπει να συγκρατούνται και να είναι συνδεδεμένες μεταξύ τους. Όταν τα γεωσυνθετικά δεν απαιτούνται για την υποστήριξη της πρόσοψης, δεν απαιτείται καμία επικάλυψη και οι άκρες δεν χρειάζεται να είναι εξασφαλισμένες. (βλ. Σχήμα 1.7)



Σχήμα 1.7 – Απεικόνιση γεωσυνθετικά οπλισμένου πρανούς με συμπυκνωμένη επίχωση και πρόσοψη

Τοποθέτηση της εδαφικής επίχωσης κατά στρώσεις

Η διάστρωση της εδαφικής επίχωσης θα πρέπει να ακολουθεί την παρακάτω διαδικασία:

-Τοποθετείται υλικό επίχωσης στο απαιτούμενο πάχος της στρώσης πάνω στις ενισχύσεις χρησιμοποιώντας έναν φορτωτή ίδιο με το προηγούμενο υλικό επίχωσης ή με φυσικό έδαφος.

 Πρέπει να διατηρείται ένα στρώμα 150 mm (6 inches) υλικού επίχωσης μεταξύ της ενίσχυσης και των τροχών του κατασκευαστικού εξοπλισμού.

 Η συμπύκνωση των υλικών επίχωσης γίνονται με δονητική πλάκα για κοκκώδη υλικά ή κάποιο οδοστρωτήρα για συνεκτικά υλικά.

Κεφάλαιο 1°

 - Όταν γίνεται τοποθέτηση και συμπύκνωση των υλικών επίχωσης, πρέπει να δίνεται προσοχή ώστε να εμποδιστεί οποιαδήποτε παραμόρφωση ή μετακίνηση της ενίσχυσης (για τους λόγους που αναφέραμε παραπάνω).

Χρησιμοποιείται εξοπλισμός μικρού βάρους για την συμπύκνωση κοντά στην πρόσοψη
του πρανούς ώστε να διευκολύνεται η ευθυγράμμιση.







Σχήμα 1.9 – Τοποθέτηση οπλισμού σε ενισχυμένο πρανές με κεκαλυμμένη πρόσοψη.

Έλεγχος συμπύκνωσης

Μετά το πέρας της επίχωσης πρέπει να ελέγχεται με ακρίβεια η ποιότητα της συμπύκνωσης.

Παρέχεται ακριβής έλεγχος για την ύπαρξη υγρασίας καθώς και για την ακριβή πυκνότητα της επίχωσης. Η σχετική πυκνότητα σύμφωνα με τις προδιαγραφές AASHTO
T99 πρέπει να είναι 95% με 2% βέλτιστη υγρασία.

Εάν το υλικό επίχωσης είναι ένα αδρό εδαφικό υλικό, τότε πρέπει να χρησιμοποιείται
με μια σχετική πυκνότητα και η συμπύκνωση πρέπει να εκτελείται σύμφωνα με τις
κατάλληλες προδιαγραφές.

Κατασκευή πρόσοψης

Οι απαιτήσεις της κατασκευής της πρόσοψης του πρανούς εξαρτώνται από τον τύπο του εδάφους, την γωνία του πρανούς και τα κενά των ενισχύσεων. Εάν υπάρχει κίνδυνος ρευστοποίησης ή διάβρωσης και πρέπει να εμποδιστούν, τότε είναι απαραίτητη η κατασκευή πρόσοψης στο πρανές ή κάποιο άλλο σύστημα ώστε να είναι ασφαλές το πρανές. Για τις κεκαλυμμένες προσόψεις των κατασκευών πρέπει να παρέχονται επαρκή μήκη των ενισχύσεων. Η επικάλυψη στην πρόσοψη με κλίσεις της τάξεως του 1H:1V είναι προαιρετική μιας και μπορεί να μην απαιτείται. Σε αυτήν την περίπτωση, οι ενισχύσεις μπορούν απλά να επιμηκυνθούν μέχρι την πρόσοψη. Για κεκαλυμμένες η μη προσόψεις, πρέπει να υπερβαίνουν τα 400mm (16 inches)). Για τα δύσκαμπτα συστήματα προσόψεων, όπως για παράδειγμα κυβόλιθους (concrete blocks), το μέγιστο κενό δεν πρέπει να είναι μερικές χαρακτηριστικές περιπτώσεις κεκαλυμμένων προσόψεων πρανών



Σχήμα 1.10 – Πλέγμα ελέγχου διάβρωσης για ενισχυμένα πρανή με κεκαλυμμένη πρόσοψη.



Σχήμα 1.11 – Ενισχυμένο πρανές με κεκαλυμμένη πρόσοψη και κάλυψη με πέτρα και βλάστηση

Προτείνονται οι παρακάτω διαδικασίες για την κάλυψη της πρόσοψης.

Αναδίπλωση της ενίσχυσης στην πρόσοψη του πρανούς και επιστροφή της ενίσχυσης
το λιγότερο 1m (3 ft) μέσα στο ανάχωμα κάτω από την επόμενη στρώση ενίσχυσης,
όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.8.

 Για απότομα πρανή, μπορεί να απαιτείται η υποστήριξη της πρόσοψης κατά την διάρκεια της κατασκευής, ειδικά εάν το πάχος του επιπέδου είναι 450 με 600 mm (18 με 24 inches) ή μεγαλύτερο.

Για γεωπλέγματα, ένα πλέγμα τύπου σίτας ή κάποιο γεωύφασμα μπορεί να απαιτείται
στην πρόσοψη των πρανών για την συγκράτηση των υλικών επίχωσης.

Στα πρανή με κλίσεις πιο απότομες από 1 : 1 τυπικά απαιτείται υποστήριξη πρόσοψης κατά την διάρκεια της κατασκευής. Οι ακριβείς γωνίες του πρανούς ποικίλουν όπως και οι τύποι των εδαφών. Χρησιμοποιούνται συνήθως μετακινούμενες στηρίξεις της πρόσοψης (ξυλότυποι) ή οξυγονοκολλημένα πλέγματα που αφήνονται στην τοποθεσία του έργου. Οι στηρίξεις της πρόσοψης μπορεί επίσης να λειτουργούν προστατευτικά, προσωρινά ή μόνιμα στην διάβρωση, εξαρτώμενες από τις απαιτήσεις του πρανούς.

Πίνακας 1.1 – Επιλογές για την πρόσοψη του ενισχυμένου πρανούς σύμφωνα με κανονισμούς οδηγίες FHWA (2001)

Γωνία της πρόσοψης του πρανούς και καταλληλότητα των υλικών επένδυσης	Τύπος της πρόσοψης Χωρίς αναδίπλωση γεωσυνθετικών		
	Επένδυση Βλάστησης	Πρόσοψη με άλλα υλικά	
>50°	Δεν προτείνεται	Συρματοκιβώτια	
(> ~0.9H:1V)			
Όλοι οι τύποι των υλικών			
35° - 50°	Δεν προτείνεται	Συρματοκιβώτια	
(~1.4H:1V – 0.9H:1V)		Τσιμεντωμένο έδαφος	
Καθαρή άμμος (SP) ³			
Χαλίκια (GP)			
35° - 50°	Βιοενίσχυση	Συρματοκιβώτια	
(~1.4H:1V – 0.9H:1V)	Σύνθετοι αποστραγγιστές	Τσιμεντωμένο έδαφος	
Ιλύς (ML)		επένδυση πέτρας	
Αμμώδες ιλύς (ML)			
35° - 50°	Προσωρινά: κάλυμμα κατά	Πρόσοψη από σκληρά	
(~1.4H:1V – 0.9H:1V)	χλοοτάπητας		
Ιλώδες άμμος (SM)	Μόνιμα: πλέγμα κατά της		
Πηλώδες άμμος (SC)	διάβρωσης με βλάστηση και χλοοτάπητα		
Κοκκώδη άμμος και χαλίκι (SW & GW)			
25° - 35°	Προσωρινά: κάλυμμα κατά της διάβοωσης	Πρόσοψη από σκληρά	
(~2H:1V – 1.4H:1V)	Μόνιμα: πλόνιμα		
Όλοι οι τύποι των υλικών	κατά της διάβρωσης		

Γωνία της πρόσοψης του πρανούς και τύπος εδάφους	Τύπος της πρόσοψης Με αναδίπλωση γεωσυνθετικών	
	Βλάστηση πρόσοψης	Πρόσοψη με άλλα υλικά
>50° (> ~0.9H:1V)	Μόνιμο κάλυμμα χλοοτάπητα κατά της διάβρωσης	Συρμάτινα πανέρια Πέτρα
Όλοι οι τύποι των υλικών		Εκτοξευμένο σκυρόδεμα
35° - 50°	Μόνιμο κάλυμμα	Συρμάτινα πανέρια
(~1.4H:1V – 0.9H:1V)	χλοσιατητά κατά της διάβρωσης	Πέτρα
Καθαρή άμμος (SP) ³		Εκτοξευμένο σκυρόδεμα
Χαλίκια (GP)		
35° - 50°	Μόνιμο κάλυμμα	Συρμάτινα πανέρια
(~1.4H:1V – 0.9H:1V)	χλοστατητά κάτα της διάβρωσης	Πέτρα
Ιλύς (ML)		Εκτοξευμένο σκυρόδεμα
Αμμώδες ιλύς (ML)		
35° - 50°	Δεν είναι απαραίτητη η	Δεν είναι απαραίτητη η
(~1.4H:1V – 0.9H:1V)	γεωσυνθετικού	γεωσυνθετικού
Ιλώδες άμμος (SM)		
Πηλώδες άμμος (SC)		
Κοκκώδη άμμος και χαλίκι (SW & GW)		
25° - 35°	Δεν είναι απαραίτητη η	Δεν είναι απαραίτητη η
(~2H:1V – 1.4H:1V)	γεωσυνθετικού	γεωσυνθετικού
Όλοι οι τύποι των υλικών		

1.3 <u>Γεωσυνθετικά (Geosynthetics)</u>

Τα γεωσυνθετικά είναι συνθετικά υλικά που χρησιμοποιούνται σε γεωτεχνικά έργα και γενικότερα σε γεωπεριβαλλοντικές εργασίες. Κατασκευάζονται από διαφορετικά πολυμερή όπως πολυπροπυλένιο, πολυεστέρες καθώς και πολυαιθυλένιο και έχουνε ένα μεγάλο εύρος μηχανικών και φυσικών ιδιοτήτων που εξυπηρετούν τις διαφορετικές ανάγκες κατά περίπτωση.

<u>1.3.1 Γεωπλέγματα (Geogrids)</u>

Τα γεωπλέγματα αποτελούν υλικά τα οποία αποτελούνται από ένα κάνναβο στοιχείων εφελκυσμού. Ο κάνναβος διαμορφώνει κενά ή αλλιώς οπές, οι οποίες πληρούνται με το περιβάλλον έδαφος. Οι νευρώσεις που αποτελούν το κάνναβο μπορούν να κατασκευαστούν από διάφορα υλικά, ενώ ο τύπος σύνδεσης τους στους κόμβους ποικίλει. Παρ' όλο που ο τομέας των γεωσυνθετικών υλικών είναι διαρκώς εξελισσόμενος τις τελευταίες δεκαετίες, μπορεί να παρατηθεί μια τάση για δύο γενικές κατηγορίες γεωπλεγμάτων βάσει των γεωμετρικών τους χαρακτηριστικών.

Η πρώτη είναι τα μονοαξονικά γεωπλέγματα (uniaxial) (Σχήμα 1.12α). Ο τρόπος παρασκευής τους διαφέρει από εταιρία, αλλά μια πρακτική που εφαρμόζεται είναι η εξής:

(α) παρασκευή μιας γεωμεμβράνης,

(β) επιμήκυνση της γεωμεμβράνης με την εφαρμογή διαμήκους φορτίου,

(γ) διάνοιξη οπών μέσω διατρητικής μηχανής, οι οποίες παίρνουν τη μορφή έλλειψης.

Στην περίπτωση διαξονικών γεωπλεγμάτων (Σχήμα 1.12β) η επιμήκυνση λαμβάνει χώρα και στις δύο διευθύνσεις προσδίδοντας στο γεώπλεγμα τις ίδιες μηχανικές ιδιότητες και στις δύο διευθύνσεις. Η διαδικασία παρασκευής και κυρίως η επιμήκυνση της μοριακής δομής η όποια επιτυγχάνεται μέσω της παραμόρφωσης του γεωπλέγματος, προκαλεί την βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων του. Πιο συγκεκριμένα, στη διεύθυνση της αντίστασης σε ερπυσμό.

Τα μονοαξονικά γεωπλέγματα ενδείκνυνται για εφαρμογές όπου η διεύθυνση του πεδίου των κύριων τάσεων είναι γνωστή εκ των προτέρων, ενώ τα διαξονικά για περιπτώσεις όπου οι επιτόπου τάσεις είναι εν γένει ανομοιόμορφες.

Ένας άλλος διαχωρισμός των γεωπλεγμάτων είναι με βάση το υλικό κατασκευής τους:

Κεφάλαιο 1°

- (1) Γεωπλέγμα υψηλής πυκνότητας από Πολυαιθυλένιο (HDPE).
- (2) Γεωπλέγμα από πολυεστέρα επενδυμένος με PVC (PET). Για μεγαλύτερο χρόνο λειτουργίας ο πολυεστέρας προμηθεύεται σε μορφή ινών.



(α)



(β)

Σχήμα 1.12 – Απεικόνιση (α) μονοαξονικού γεωσυνθετικού, (β) διαξονικού γεωσυνθετικού.

1.3.2 Βασικές απαιτήσεις γεωσυνθετικών

Μερικές βασικές απαιτήσεις που πρέπει να πληρούνται από ένα γεωσυνθετικό υλικό ώστε να λειτουργεί επαρκώς σαν ενίσχυση είναι οι εξής:

(a) Η ελαστική δύναμη και η δυσκαμψία πρέπει να είναι συμβατές με τις απαιτήσεις του έργου

Για τυπικά έργα απότομων ενισχυμένων πρανών η ελαστική δύναμη των γεωσυνθετικών πρέπει να επιλέγεται και να εξασφαλίζεται κάτω από συνθήκες φόρτισης παρόμοιες με

εκείνες που βρέθηκαν στο ανάλογο πεδίο. Για τον σκοπό αυτό χρησιμοποιείται η δοκιμή εφελκυσμού πλατιών ταινιών. Η δοκιμή αυτή είναι ευρέως γνωστή και χρησιμοποιείται σε πολλές χώρες. Τα αποτελέσματα του τεστ αυτού εκφράζονται σε μονάδες δύναμης προς μονάδες πλάτους σε κάθε στρώση γεωσυνθετικών (kN/m). Η ελαστική δύναμη και η δυσκαμψία εξαρτώνται από τις συνθήκες-προϋποθέσεις του τεστ αυτού, τον τύπο του πολυμερούς, την ταχύτητα του τεστ καθώς και την θερμοκρασία. Κάτω από φυσιολογικές συνθήκες μερικά πολυμερή είναι πιο ευαίσθητα στην ταχύτητα του τεστ ή στον ερπυσμό σε σχέση με άλλα. Για παράδειγμα, οι πολυεστέρες και το πολυαμίδιο είναι λιγότερο ευαίσθητα στον ερπυσμό από το πολυαιθυλένιο και το πολυπροπυλένιο.

Ο περιορισμός του εδάφους γενικότερα μπορεί να αυξήσει σημαντικά την ελαστική δυσκαμψία του γεωσυνθετικού σε σχέση με τα αποτελέσματα που συλλέγονται από το ελαστικό τεστ. Η επίδραση του περιορισμού του εδάφους όσον αφορά την συμπεριφορά του γεωυφάσματος εξαρτάται από τον τύπο του, τα χαρακτηριστικά του εδάφους, το επίπεδο καταπόνησης του και από την τάση του περιορισμού. Έτσι ένα φαινομενικό εκτεινόμενο γεωύφασμα σε απομόνωση μπορεί να είναι σημαντικά πιο δύσκαμπτο κάτω από περιορισμό του εδάφους στο πεδίο.

(β) Αποδεκτή συμπεριφορά ερπυσμού

Η συμπεριφορά του ερπυσμού εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά της ενίσχυσης και από τον χρόνο ζωής του έργου. Η αλλοίωση λόγω ερπυσμού μπορεί επίσης να ανασταλεί από τον περιορισμό του γεωσυνθετικού όταν θάβεται στην εδαφική μάζα. Οι παράγοντες ελάττωσης πρέπει να ταιριάζουνε κατάλληλα στην ενδεικτική τιμή ελαστικής δύναμης της ενίσχυσης έτσι ώστε να μπορεί να εγγυάται ένα οριοθετημένο ποσό παραμόρφωσης ερπυσμού σε όλο το χρονικό διάστημα του έργου.

(γ) Αποδεκτή δύναμη έναντι των βλαβών που προκαλούνται κατά την εγκατάσταση

Μπορούν να εκτελεστούνε κάποιες κατάλληλες δοκιμές γα την αξιολόγηση της δύναμης της ενίσχυσης έναντι της βλάβης κατά την εγκατάσταση. Διάφορες εφαρμογές κατασκευής μπορούν να μειώσουν πιθανές ενέργειες που προκαλούν βλάβες ή αλλοιώσεις των οπλισμών κατά την διάρκεια του σταδίου κατασκευής. Κάποιες από αυτές είναι η κατασκευή διαβάσεων για την μεταφορά του εξοπλισμού της κατασκευής και των οχημάτων στις στρώσεις ενίσχυσης, η χρήση υλικών επίχωσης με μεγάλη τραχύτητα, καθώς και οι όσο το δυνατόν πιο προσεγμένες ενέργειες συμπίεσης.

(δ) Κατάλληλος βαθμός αλληλεπίδρασης με το περιβάλλον έδαφος

Η αλληλεπίδραση μεταξύ του εδάφους και της ενίσχυσης ποσοτικοποιείται με την γωνία αλληλεπίδρασης τριβής (δ_{sr}) μεταξύ αυτών των υλικών. Οι άμεσες δοκιμές διάτμησης και εξόλκευσης λαμβάνονται υπόψη για την επιλογή του δ_{sr}. Οι δοκιμές εξόλκευσης χρησιμοποιούνται για την αξιολόγηση της αγκύρωσης μεταξύ του εδάφους και του οπλισμού όπου ο οπλισμός βυθίζεται στο έδαφος και εξολκεύεται μέχρι να παρατηρηθεί αστοχία κατά μήκος της αλληλεπίδρασης εδάφους ενίσχυσης. Για την κατάλληλη αξιολόγηση της αλληλεπιδρώσας δύναμης είναι πάρα πολύ σημαντικό να αναγνωριστεί η επικρατούσα μηχανική αλληλεπίδραση μεταξύ του εδάφους και του οπλισμού. Ανάλογα και με τη γεωμετρία του πλέγματος ο μηχανισμός της αλληλεπίδρασης μπορεί να είναι πιο σημαντικός απ' ότι η μηχανική τριβή. Οι άμεσες δοκιμές διάτμησης της αλληλεπίδρασης πρέπει να μετρώνται με μεγάλη ακρίβεια αλλά πρέπει να αναφέρονται σε γεωπλέγματα μόνο εάν ο μηχανισμός αστοχίας που ερευνήθηκε είναι αυτός όπου η μάζα του εδάφους ολισθαίνει στην στρώση του γεωπλέγματος. Για την αξιολόγηση των αγκυρώσεων των γεωπλεγμάτων πρέπει να χρησιμοποιούνται οι δοκιμές εξόλκευσης Παρ 'όλα αυτά τα αποτελέσματα των δοκιμών πρέπει να ερμηνεύονται σωστά και πρέπει να συλλέγονται με την χρήση συσκευών μεγάλης κλίμακας. Γενικότερα η πρόγνωση των δυνάμεων που αλληλεπιδρούν είναι πολύπλοκο θέμα εξαιτίας της γεωμετρίας των πλεγμάτων, των μηχανικών χαρακτηριστικών τους, των χαρακτηριστικών του εδάφους, το μήκος των πλεγμάτων και τις συνθήκες φόρτισης.

(ε) Η αντοχή πρέπει να είναι συμβατή με την διάρκεια ζωής του έργου και τα χαρακτηριστικά του

Τα γεωσυνθετικά είναι στερεά υλικά κάτω από κανονικές συνθήκες εδάφους και περιβάλλοντος. Κατ' αυτόν τον τρόπο κάτω από αυτές τις συνθήκες τα κανονικά εδάφη δεν έχουνε καμία επίδραση στις ιδιότητες των γεωσυνθετικών. Η έκθεση των γεωσυνθετικών σε υπεριώδη ακτινοβολία πρέπει να αποφεύγεται ή να μειώνεται όσο το δυνατόν περισσότερο και πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη βάση στον χειρισμό στην αποθηκευμένη ποσότητα των προϊόντων. Οι κατασκευαστές γεωσυνθετικών πρέπει επιπροσθέτως να δίνουν βάση και να συμβουλεύονται τις ειδικές δοκιμές για την επιλογή των κατάλληλων γεωσυνθετικών και να λαμβάνουνε υπόψη τους τις ιδιότητες του κάθε υλικού.

1.3.3 Ιδιότητες γεωσυνθετικών

<u>Γεωμετρικά χαρακτηριστικά</u>

Μια στρώση γεωσυνθετικού χαρακτηρίζεται από το πλάτος της λωρίδας και από την οριζόντια απόσταση (κέντρο από κέντρο) μεταξύ αυτών. Η διατομή δεν λαμβάνεται υπόψη εφόσον η δύναμη της γεωσυνθετικής λωρίδας εκφράζεται σε μονάδες ελαστικής δύναμης ανά πλάτος αντί για τάση. Αυτό γιατί παρατηρούμε διάφορες δυσκολίες στην μέτρηση του πάχους αφού τα υλικά αυτά είναι σχετικώς συμπιεστά και εμποδίζεται ο ακριβής υπολογισμός των τάσεων.

Ο λόγος κάλυψης R_c χρησιμοποιείται στον συσχετισμό της δύναμης ανά μονάδες πλάτους των ξεχωριστών οπλισμών προς την δύναμη ανά μονάδα πλάτους που απαιτούνται διαμέσου όλου του κατασκευάσματος.

$$R_{\rm c} = b / S_{\rm h} \tag{1.1}$$

όπου

b = το ολικό πλάτος της λωρίδας, της επιφάνειας ή του πλέγματος

S_h = η οριζόντια απόσταση των κέντρων μεταξύ των λωρίδων, των επιφανειών και των γεωπλεγμάτων.

R_c = 1 σε περίπτωση συνεχόμενων ενισχύσεων δηλαδή κάθε στρώση ενίσχυσης καλύπτει όλη την οριζόντια επιφάνεια της ενισχυμένης εδαφικής μάζας.

Μηχανικές ιδιότητες γεωσυνθετικών

Σε γενικές γραμμές ένα γεωσυνθετικό όπου υφίσταται μια συνεχή ελαστική φόρτιση θα αστοχήσει ύστερα από κάποιο χρονικό διάστημα λόγω εξόλκευσης. Ο χρόνος που θα περάσει μέχρι το γεωσυνθετικό να αστοχήσει ποικίλει από μερικά δευτερόλεπτα μέχρι και το άπειρο και εξαρτάται από τον τύπο του πολυμερούς τον τύπο της φόρτισης, την ένταση και την θερμοκρασία του περιβάλλοντος.

Ο χρόνος που μεσολαβεί μέχρι την αστοχία του γεωσυνθετικού μπορεί να αναπαρασταθεί ως συνάρτηση της επιβαλλόμενης φόρτισης με μια καμπύλη. Μέσα στο διάγραμμα αυτό μπορούνε να συμπεριληφθούν κι άλλοι παράμετροι όπως η θερμοκρασία. Η γραμμική σχέση μεταξύ του χρόνου αυτού και της φόρτισης είναι συνήθως ικανοποιητικά συλλεγόμενη σε λογαριθμική κλίμακα χρόνου. Οι κατασκευαστές των γεωσυνθετικών έχουνε δεδομένα για τον ερπυσμό για κάθε τύπο για μεγάλες περιόδους χρόνου. Η διάρκεια ζωής του έργου είναι συνήθως μεγαλύτερη από την διάρκεια του τεστ. Έτσι πρέπει να συλλέγονται τα απαραίτητα στοιχεία για την ελαστική φόρτιση στο τέλος της διάρκειας ζωής του έργου.

Ο σχεδιασμός των γεωσυνθετικών ενισχύσεων επιτυγχάνεται αναπτύσσοντας μια επιτρεπόμενη σχεδιαστική φόρτιση η οποία θεωρείται πως πρέπει να καλύπτει τις απώλειες της δύναμης κατά την διάρκεια του χρόνου ζωής του έργου και υπολογίζεται με τον παρακάτω τύπο:

$$T_{\alpha} = \frac{T_{ult}}{RF \cdot FS} = \frac{T_{al}}{FS}$$
(1.2)

όπου

T_a = είναι η σχεδιαστική μακροχρόνια φόρτιση για οριακές καταστάσεις

T_{ULT} = είναι η απόλυτη ελαστική δύναμη του γεωσυνθετικού

RF = είναι ο παράγοντας μείωσης του προϊόντος

FS = είναι ο ολικός συντελεστής ασφαλείας

T_{al} = είναι η δύναμη του υλικού σε μακροχρόνια βάση

$$T_{al} = \frac{T_{ult}}{RF_{cr} \cdot RF_{d} \cdot RF_{id}}$$
(1.3)

όπου

T_{al} = Η ελαστική δύναμη σε μονάδες φόρτισης προς μονάδες πλάτους στην ενισχυμένη βάση σε μακροχρόνιο επίπεδο

T_{ult} = είναι η απόλυτη ελαστική δύναμη από το τεστ λωρίδων για το γεωυφάσματα.

RF_{CR} = παράγοντας μείωσης του ερπυσμού είναι ο λόγος της απόλυτης δύναμης (T_{ult}) προς την οριακή δύναμη ερπυσμού όπου έχει συλλεχτεί από το εργαστήριο μέσω των τεστ ερπυσμού.

Σύμφωνα με τους Αμερικάνικους κανονισμούς αναγράφονται στον παρακάτω πίνακα οι τυπικές τιμές παραγόντων μείωσης λόγω ερπυσμού για τους διαφόρους τύπους

πολυμερών. Σύμφωνα με τις Αμερικάνικες οδηγίες (FWHA) οι τυπικές τιμές των μειωτικών συντελεστών αναφέρονται στον παρακάτω Πίνακα 1.3.

Πίνακας 1.2 Παράγοντες μείωσης λόγω ερπυσμού

Τύπος πολυμερούς	Παράγοντας μείωσης λόγω ερπυσμού
Πολυεστέρας	2.5 – 1.6
Πολυπροπυλένιο	5 - 4
Πολυπροπυλένιο με υψηλή πυκνότητα	5 – 2.6

RF_D = παράγοντας αντοχής. Εξαρτάται από την ευαισθησία του γεωσυνθετικού σε επιθέσεις μικροοργανισμών, χημικών, θερμικής οξείδωσης, υδρόλυσης, και θραύσης λόγω τάσεων και ποικίλει έχοντας τιμές από 1.1 μέχρι 2. Ο ελάχιστος παράγοντας μείωσης πρέπει να είναι 1.1.

RF_{ID} = Συντελεστής μείωσης βλάβης λόγω κατασκευής. Μπορεί να έχει εύρος από 1.05 μέχρι 3 εξαρτώμενος από την διαβάθμιση του υλικού επίχωσης καθώς και από την μάζα του προϊόντος ανά μονάδα βάρους. Η ελάχιστη τιμή του παράγοντα πρέπει να είναι 1.1 λαμβάνοντας υπόψη τις αβεβαιότητες του τεστ.

Πίνακας 1.3 Μειωτικοί συντελεστές

	Στατικές συνθήκες	Στατικές συνθήκες και υπόγειος ορίζοντας 50- ετίας	Σεισμικές συνθήκες
Μειωτικός συντελεστής λόγω καταπόνησης στην εγκατάσταση RF _{id}	1.05 – 3.0	1.05 – 3.0	1.05 – 3.0
Μειωτικός συντελεστής ανθεκτικότητας RF _d	1.10 – 2.0	1.10 – 2.0	1.10 – 2.0
Μειωτικός συντελεστής RF _c	1.6 – 5.0	1.6 – 5.0	1.6 – 5.0
Συντελεστής αλληλεπίδρασης υλικού (γεωπλέγματος σε ολίσθηση κατά μήκος οπλισμένου εδαφικού υλικού	0.6 – 1.0	0.6 – 1.0	0.8 x(0.6 – 1.0)

FS = ολικός παράγοντας ασφαλείας ώστε να ληφθούν υπόψη τυχών αβεβαιότητες στην γεωμετρία της κατασκευής, στις ιδιότητες του υλικού της επίχωσης, στις ιδιότητες της ενίσχυσης καθώς και στις εξωτερικές εφαρμοσμένες φορτίσεις.

Η τιμή του T_{al} δίνεται απευθείας από τους κατασκευαστές περιλαμβάνοντας τυπικά παράγοντες μείωσης χωρίς να περιλαμβάνεται ο σχεδιαστικός παράγοντας ασφαλείας FS. Η επιλογή του παράγοντα ασφαλείας για κάθε γεωσυνθετικό προϊόν απαιτεί εκτενή μελέτη στο πεδίο και στο εργαστήριο.

<u>Συντελεστής μείωσης ερπυσμού RF_{CR}</u>

Ο συντελεστής μείωσης ερπυσμού αποκομίζεται από μία δοκιμή ερπυσμού όπου εξελίσσεται μέσα στο εργαστήριο. Ο συντελεστής ερπυσμού απαιτείται ώστε να οριοθετεί την τάση στους οπλισμούς έως κάποιο επίπεδο γνωστό ως όριο ερπυσμού, ώστε να εμποδιστεί η ρήξη της κατασκευής κατά την διάρκεια της ζωής του έργου λόγω ερπυσμού. Ο ερπυσμός σαν φαινόμενο δεν υποβιβάζει την αντοχή του πολυμερούς. Οι δοκιμές ερπυσμού είναι ουσιαστικά μία δοκιμή κατά την οποία ασκείται μια συνεχής φόρτιση σε ένα αριθμό δειγμάτων. Η φόρτιση ασκείται στο προϊόν για περίπου 10.000 ώρες σε διάφορες ποικιλίες ποσοστών. Ο συντελεστής ερπυσμού είναι ο λόγος της απόλυτης φόρτισης προς την μέγιστη υφιστάμενη φόρτιση μέσα στην σχεδιαστική ζωή της κατασκευής. Για τις προσωρινές κατασκευές, η μέγιστη υφιστάμενη φόρτιση καθορίζεται από τον χρόνο της ζωής του οικοδομήματος.

<u>Συντελεστής μείωσης αντοχής RF_D</u>

Το πρωτόκολλο για τις δοκιμές για την προσκόμιση του συντελεστή μείωσης έχει προταθεί και προσδιοριστεί με λεπτομέρειες στους Αμερικάνικους κανονισμούς (FHWA RD-97-144). Γενικά συνίσταται τα δείγματα να περνάνε από ένα κλίβανο γήρανσης (PP και HDPE) για να επισπεύδεται η οξείδωση και να μετριάζεται η μείωση της δύναμης, σαν συνάρτηση του χρόνου, της θερμοκρασίας και την περιεκτικότητα του οξυγόνου. Αυτά τα δεδομένα υψηλής θερμοκρασίας να αντιστοιχίζονται σε θερμοκρασίες συμβατές με τις συνθήκες υπαίθρου. Για τους πολυεστέρες (PET) η γήρανση πραγματοποιείται σε ένα υδαρό μέσον σε μια ποικιλία PH και σχετικά υψηλές θερμοκρασίες ώστε να επιταχύνεται η υδρόλυση, με συνθήκες που έχουν αντιστοιχιστεί σε θερμοκρασία συμβατή με τις συνθήκες πεδίου Σύμφωνα με τα αποτελέσματα διαφόρων μελετών που αναφέρονται στις Αμερικάνικες οδηγίες προτείνονται τα παρακάτω:

Πολυεστερικά γεωσυνθετικά

Για περιβάλλοντα όπου χαρακτηρίζονται από 3 < pH < 9 προτείνονται γεωσυνθετικά από πολυεστέρα (PET). Οι παρακάτω συντελεστές μείωσης για την γήρανση των PET (RF_D) υποδεικνύονται για σχεδιαστική ζωή 100 ετών απουσία των προδιαγραφών του προϊόντος όπου έχουνε συλλεχθεί από τα τεστ.

Πίνακας 1.4 Ενδεικτικός πίνακας που απεικονίζει τους συντελεστές μείωσης των γεωσυνθετικών προϊόντων.

No	Προϊόν	Συντελεστής μείωσης RF _D	
		5≤pH≤8	3≤pH≤5
			8≤pH≤9
1	Γεωύφασμα	1.6	2.0
	M _n <20.000, 40 <ceg<50< td=""><td></td><td></td></ceg<50<>		
2	Επικαλυμμένα γεωπλέγμα, γεωύφασμα	1.15	1.3
	M _n >25.000, CEG<30		
M _n = Μέσος αριθμός μοριακού βάρους CEG = Καρβοξυλικές άκρες			
Η χρήση υλικών εκτός από το υποδεικνυόμενο pH και εύρος μοριακών ιδιοτήτων απαιτεί τεστ προδιαγραφών του προϊόντος			

Πολυολεφινικά γεωσυνθετικά

Για τη μετρίαση των θερμικών και οξειδωτικών επιβαρυντικών διαδικασιών των γεωσυνθετικών, τα προϊόντα από πολυολεφίνη σταθεροποιούνται από την προσθήκη αντιοξειδωτικών για την διαδικασία της ευστάθειας καθώς και γι αυτήν της μακροχρόνιας λειτουργικής ευστάθειας. Αυτά τα αντιοξειδωτικά πακέτα εξαρτώνται από τον εκάστοτε κατασκευαστή τον τύπο, την ποσότητα και την ποικιλία της δραστικότητας τους. Χωρίς

την προαναφερθείσα αντιοξειδωτική προστασία, τα PP προϊόντα είναι ευπρόσβλητα στην οξείδωση και σε σημαντική απώλεια δύναμης σε ένα έργο που έχει σχεδιαστεί για ένα εύρος χρόνου ζωής 75 με 100 χρόνια στους 20 °C. Σύμφωνα με τα υπάρχοντα δεδομένα προτείνεται ότι τα ασταθή PP έχουν μέσο εύρος ζωής λιγότερο από 50 χρόνια.

Επομένως η αναμενόμενη λειτουργική ζωή ενός PP γεωσυνθετικού επιμηκύνεται αναλόγως με την λειτουργικότητα του τύπου και των εναπομεινάντων αντιοξειδωτικών επιπέδων και ο ρυθμός των μεταγενέστερων αντιοξειδωτικών καταναλώσεων. Η κατανάλωση των αντιοξειδωτικών σχετίζεται με την περιεκτικότητα οξυγόνου στο έδαφος, το οποίο είναι πιο αδύνατο στο χώμα παρά στην ατμόσφαιρα.

Κάθε προϊόν έχει ένα μοναδικό μείγμα από αντιοξειδωτικά. Για να αποφασιστεί η περιεκτικότητα του οξυγόνου στο υπέδαφος για την πιο αποτελεσματική προστασία του προϊόντος προτείνονται κάποια συγκεκριμένα τεστ. Σύμφωνα με κάποια δεδομένα μερικά αντιοξειδωτικά είναι αποτελεσματικά για πάνω από 100 χρόνια συντηρούμενη δύναμη για ενδοεδαφική χρήση.

Συντελεστή μείωσης λόγω καταστροφών κατά την εγκατάσταση RF_{ID}

Τα πρωτόκολλα για τις δοκιμές υπαίθρου για τους συντελεστές μείωσης αναγράφονται στο εγχειρίδιο για την διάβρωση / υποβάθμιση και στο ASTM D-5818. Το πρωτόκολλο απαιτεί ότι το γεωσυνθετικό υλικό υπόκειται σε μια επίχωση και μια ζώνη συμπύκνωσης σύμφωνα και με τα δεδομένα του εν λόγω εδάφους. Ο λόγος της αρχικής δύναμης, προς την δύναμη των αποκαθιστάμενων δειγμάτων, καθορίζει αυτόν τον συντελεστή μείωσης. Για εφαρμογές ενισχύσεων προτείνεται ένα ελάχιστο βάρος της τάξεως των 270 g/m² για γεωυφάσματα ώστε να μειωθούν οι ζημιές κατά την εγκατάσταση.

Οι παρακάτω παραθέσεις αναγράφονται σε αυτό το εγχειρίδιο έτσι ώστε να καθοριστεί ο συντελεστής RF_{ID}. Για τον υπολογισμό των απωλειών της δύναμης λόγω καταστροφών από την εγκατάσταση μπορεί να χρησιμοποιηθεί ο παρακάτω πίνακας αναλόγως το εκάστοτε έργο καθώς και τα χαρακτηριστικά της επίχωσης, χωρίς να γίνονται κάποιες δοκιμές προδιαγραφών για το προϊόν. Απουσία των προδιαγραφών και των δεδομένων του έργου πρέπει να λαμβάνεται ο μεγαλύτερος πιθανός συντελεστής μείωσης για κάθε τύπο γεωσυνθετικού που χρησιμοποιείται.

Πίνακας 1.5 Συντελεστές μείωσης λόγω καταστροφών κατά την εγκατάσταση ανάλογα το υλικό τον τύπο του γεωσυνθετικού, σύμφωνα με τις Αμερικάνικες οδηγίες (FHWA).

Συντελεστής μείωσης RF _{ID}			
No	Γεωσυνθετικό	Τύπος 1 Επίχωση Μέγιστο μέγεθος 102 mm D ₅₀ περίπου 30 mm	Τύπος 2 Επίχωση Μέγιστο μέγεθος 20 mm D ₅₀ περίπου 0.7 mm
1	HDPE μονοαξονικό γεωπλέγμα	1.20 – 1.45	1.10 – 1.20
2	PP biaxial γεωσυνθετικό	1.20 – 1.45	1.10 – 1.20
3	Γεωσυνθετικό επενδυμένο με PVC	1.30 – 1.85	1.10 – 1.30
4	Γεωσυνθετικό επενδυμένο με ακριλικό	1.30 – 2.05	1.20 – 1.40
5	Πλεκτό γεωύφασμα (PP & PET)	1.40 – 2.20	1.10 – 1.40
6	Μη πλεκτό γεωύφασμα (PP & PET)	1.40 – 2.50	1.10 - 1.40
7	Σχιστό μεμβρανώδες πλεκτό ΡΡ γεωύφασμα	1.60 – 3.00	1.10 – 2.00

<u>Συντελεστής ασφαλείας FS</u>

Αυτός είναι ένας γενικός συντελεστής ασφαλείας ο οποίος υπολογίζει τυχόν μεταβολές στις εξωτερικές ασκούμενες φορτίσεις, στην γεωμετρία της κατασκευής, στις ιδιότητες του υλικού επίχωσης καθώς και τις ενδεχόμενες τοπικές πιέσεις λόγω ανομοιομορφίας και μεταβολές στην μακροχρόνια δύναμη ενίσχυσης. Συνήθως σε οριακές καταστάσεις παραδοσιακά χρησιμοποιείται σαν τιμή του FS, η τιμή 1.5. Αυτό είναι χαμηλότερο από τον συνεπαγόμενο συντελεστή ασφαλείας FS του 1.82 για ενισχύσεις από ατσάλι κατά την διάρκεια της πλαστικής φύσης των γεωσυνθετικών συστημάτων ενάντια στην ψαθυρή φύση των συστημάτων από ατσάλι κατά την αστοχία.

1.4 Κόστος ενισχυμένων εδαφικών πρανών

Σύμφωνα με τους Αμερικάνικους κανονισμούς (FHWA) τα οικονομικά μεγέθη για την κατασκευή και την χρήση ενός ενισχυμένου πρανούς πρέπει να αξιολογούνται ανά περίπτωση. Πρέπει να εκτελείται μια αναλυτική μελέτη κόστους ώστε να υπολογίζεται και να διαπιστώνεται ένα κατάλληλο κέρδος, καθώς και εάν ένα απότομο πρανές με ενισχύσεις δικαιολογείται οικονομικά σε σχέση με μια εναλλακτική περίπτωση ή θα ήταν προτιμότερη μια άλλη επιλογή τύπου αντιστήριξης του πρανούς. Για παράδειγμα η κατασκευή ενός πλατύτερου πρανούς με την αύξηση των ζωνών εργασιών και λαμβάνοντας υπόψη το κόστους των υλικών. Πρέπει να λαμβάνονται υπόψη όλα τα στοιχεία κατασκευής του πρανούς όπως τα κιγκλιδώματα του δρόμου ή τα στηθαία που ρυθμίζουν την κυκλοφορία είναι συχνά αναγκαία για τα αναχώματα των πιο απότομων ελέγχου της διάβρωσης για την προστασία της πρόσοψης του πρανούς.

Αναλύοντας τα οικονομικά μεγέθη, οι παραδοχές που πρέπει να λαμβάνονται υπόψη είναι οι εξής:

- Οι ποσότητες των χωματουργικών υλικών
- Οι διαστάσεις του πρανούς
- Μέσο ύψος της περιοχής του πρανούς
- Γωνία του πρανούς
- Τα κόστη των μη επιλεγμένων σε σχέση με τα επιλεγμένα υλικά επίχωσης
- Οι απαιτήσεις της προσωρινής και της μόνιμης προστασίας κατά της διάβρωσης
- Κόστη και διαθεσιμότητα της ζώνης εργασίας όπου χρειάζεται
- Ανάγκη εκσκαφών για προσωρινά συστήματα υποστήριξης
- Συντήρηση της κυκλοφορίας κατά την διάρκεια της κατασκευής
- Αισθητική
- Απαιτήσεις για κιγκλιδώματα και στηθαία για την κυκλοφορία

Η ακριβής τιμή του κόστους κάποιας συγκεκριμένης κατασκευής ενισχυμένου εδαφικού πρανούς εξαρτάται από τα κόστη κάθε συστατικού μεμονωμένα με βάση διάφορα παραδείγματα υλοποιημένων ενισχύσεων εδαφικών πρανών έχουν δημοσιευτεί κάποιες τυπικές τιμές κόστους. Αυτές είναι:

- Ενισχύσεις: 45 65% του ολικού κόστους
- Επίχωση: 30 45 % του ολικού κόστους
- Κάλυψη πρόσοψης: 5 10 % του ολικού κόστους

Οι υψηλές κατασκευές ενισχυμένων εδαφικών πρανών έχουνε υψηλότερο κόστος ενισχύσεων και χαμηλότερο κόστος επίχωσης. Οι σχετικές τιμές κόστους για τέτοιες κατασκευές έχουν εύρος τιμών από 110 \$/m² με 260 \$/m² και λαμβάνονται υπόψη συναρτήσει του ύψους του πρανούς σύμφωνα με τους Αμερικανικούς κανονισμούς.

Για εφαρμογές της τάξης των 10 με 15 m τιμές ύψους έχουνε εύρος κόστους περίπου ίσο με 170 \$/m². Η παραπάνω τιμή δεν περιλαμβάνει τις παροχές ασφαλείας καθώς και τις λεπτομέρειες αποστράγγισης. Χονδρικά μπορεί να γίνει μια αξιολόγηση του κόστους ενός πλατύτερου μη οπλισμένου πρανούς σε σχέση με κάποιο με κάποιο πιο απότομο ενισχυμένο πρανές. Παρακάτω αναφέρεται μια μεθοδολογία στην εκτίμηση του κόστους σε σχέση με την κλίση του πρανούς.



Σχήμα 1.13 –Μεθοδολογία του υπολογισμού του κόστους σε σχέση με την κλίση του πρανούς.

Κεφάλαιο 1°

Σύμφωνα με τους παραπάνω τύπους, υπολογίζεται εμπειρικά ο όγκος του σχεδιαζόμενου πρανούς, σύμφωνα με τους Αμερικάνικους κανονισμούς (FHWA) όπως φαίνεται και στο Σχήμα 1.13.

<u>Κόστος:</u>

Κατ' αυτόν τον τρόπο, υπολογίζεται το σχετικό κόστος του σχεδιαζόμενου πρανούς με τους τύπους που ακολουθούν:

Κλίσεις πρανών

3H:1V = V_{soil} + V_{land} + Κιγκλιδώματα*(?) + Υδροσπορά (?)

*Τα κιγκλιδώματα και τα στηθαία κυκλοφορίας κοστολογούνται εάν απαιτούνται.

Έτσι το κόστος πρανούς με κλίση 3:1 αξιολογείται προσθέτοντας το κόστος του όγκου τις αρχικής επίχωσης και τις επίχωσης των στρώσεων με τα κόστη των κιγκλιδωμάτων που χρειάζεται και του συστήματος υδροσποράς για την φυτική επικάλυψη του πρανούς.

2H:1V = b x V_{soil} + b x V_{land} + Κιγκλιδώματα + Έλεγχος διάβρωσης +Συντήρηση

Το κόστος πρανούς με κλίση 2:1 αξιολογείται προσθέτοντας το κόστος του όγκου τις αρχικής επίχωσης και τις επίχωσης των στρώσεων με τα κόστη των κικλιδωμάτων που χρειάζεται καθώς και το κόστος του ελέγχου διάβρωσης και της συντήρησης του πρανούς.

1Η:1V = a x V_{soil} + a x V_{land} + Ενισχύσεις + Κιγκλιδώματα + Έλεγχος διάβρωσης

Το κόστος πρανούς με κλίση 1:1 (που είναι το πιο απότομο από τα παραπάνω πρανή που αξιολογήθηκαν) αξιολογείται οικονομικά προσθέτοντας το κόστος του όγκου τις αρχικής επίχωσης και τις επίχωσης των στρώσεων με τα κόστη των κιγκλιδωμάτων που χρειάζονται, καθώς και το κόστος του ελέγχου διάβρωσης.

1.5 Παραδείγματα εφαρμογών οπλισμένων πρανών

Μπορούμε να παρατηρήσουμε αρκετά παραδείγματα έργων γεωσυνθετικών ενισχύσεων στο παρελθόν, ειδικά στο εξωτερικό. Μέσα από αυτά τα παραδείγματα επιτυγχάνεται βαθύτερη κατανόηση της χρησιμότητας των γεωσυνθετικών. Παρακάτω παρατίθενται τα αναλυτικά στοιχεία δύο ενδεικτικών περιπτώσεων

(α) Κατασκευή προσωρινών οδών πρόσβασης για την κυκλοφορία των κατασκευαστικών μεταφορικών οχημάτων, Αγγλία 2001 (Δουλαλά–Rigby, 2007)



Σχήμα 1.14 – Απεικόνιση της τοποθεσίας της σήραγγας

Η CTRL (Channel Tunnel Rail Link σιδηροδρομική αρτηρία), η οποία ενώνει την Βρετανική έξοδο της σήραγγας της Μάγχης (Channel Tunnel) με τον σιδηροδρομικό σταθμό του St Pancras, ο οποίος βρίσκεται στην καρδιά του Λονδίνου. Ένα μέρος της σιδηροδρομικής γραμμής διέρχεται μέσα από μια υπόγεια σήραγγα κάτω από τον ποταμό Τάμεση. Για την κατασκευή της νότιας εισόδου της σήραγγας αυτής χρειάστηκε να βρεθεί μια προσωρινή πρόσβαση από όπου θα μεταφερόντουσαν όλα τα βαριά χωματουργικά μεταφορικά οχήματα καθώς και τα υλικά για την κατασκευή διαφραγματικών τοίχων στην είσοδο της σήραγγας. Η περιοχή που επιλέχθηκε για την κατασκευή των προσωρινών οδών πρόσβασης καλύπτεται από βάλτους, γνωστοί ως Swanscombe Marshes.

<u>Υφιστάμενη κατάσταση</u>

Το έδαφος θεμελίωσης των οδών πρόσβασης είναι πολύ μαλακό, υγρό και λεπτόκοκκο. Το βάθος αυτού του ιλυώδους υλικού κυμαινόταν από 9m έως 14m. Λόγω του πιεστικού προγράμματος κατασκευής του όλου έργου, οι οδοί πρόσβασης έπρεπε να
κατασκευαστούν σε πολύ σύντομο χρονικό διάστημα και με ελάχιστο κόστος αφού θα χρησίμευαν μονάχα ως προσωρινές κατασκευές.

Μέθοδος και υλικά που χρησιμοποιήθηκαν

Η μέθοδος της μηχανικής σταθεροποίησης με γεωπλέγματα επιλέχθηκε από τον κατασκευαστή σαν η καταλληλότερη λύση και 40,000 m² διαξονικών πλεγμάτων Tensar τύπου SSLA30_G τοποθετήθηκαν απευθείας πάνω στο μαλακό, βαλτώδες έδαφος θεμελίωσης. Ο κατασκευαστής, θέλοντας να κάνει το προσωρινό αλλά απαραίτητο αυτό έργο οικονομικότερο επέλεξε τη χρήση χοντρόκοκκου ανακυκλωμένου σκυροδέματος από ένα γειτονικό έργο κατεδάφισης. Οπότε, το γεώπλεγμα επιλέχθηκε με μεγαλύτερα κενά (βροχίδες) ώστε να επιτευχθεί ο πιο αποτελεσματικός μηχανισμός αλληλεμπλοκής. Η κατασκευή της οδού πρόσβασης ολοκληρώθηκε με την τοποθέτηση και συμπύκνωση 300 mm ανακυκλωμένου σκυροδέματος κατάλληλου μεγέθους και καλής διαβάθμισης πάνω στην πρώτη στρώση γεωπλέγματος, άλλη μια στρώση απλού γεωπλέγματος SS20 με μικρότερο άνοιγμα βροχίδας και χωρίς επικολλημένο γεωύφασμα και μια τελευταία συμπυκνωμένη στρώση κοκκώδους υλικού καλής διαβάθμισης και μέγιστο μέγεθος κόκκου 75 mm.

<u>Αποτέλεσμα</u>

Το όλο έργο ολοκληρώθηκε εύκολα και οικονομικά σε 5 μόλις εβδομάδες προσφέροντας σταθερούς οδούς πρόσβασης στον κατασκευαστή για την κατασκευή των διαφραγματικών τοίχων. Ανάλογα έργα με την χρήση γεωσυνθετικών έχουνε γίνει και στην Ελλάδα και ειδικά στην κατασκευή της Εγνατίας οδού.

(β) <u>Οπλισμένο επίχωμα στο τμήμα 1.1.5/6 της Εγνατίας οδού (Εφραιμίδης κ.α., 2007)</u>

Η εργασία που παρουσιάζεται αφορά στο σχεδιασμό οπλισμένου επιχώματος μεταξύ των Χ.Θ.: 26+393,18 έως Χ.Θ.: 27+117,97 στο τμήμα 1.1.5/6 της Εγνατίας Οδού, σε αντικατάσταση της γέφυρας Γ3. Σύμφωνα με τη μελέτη οδοποιίας το μέγιστο ύψος του επιχώματος είναι περίπου 32,0m και παρουσιάζεται στη διατομή 1354 (Χ.Θ.: 26+999,55), για κλίση πρανών ίση με 70°. Η κλίση του υφιστάμενου φυσικού πρανούς είναι περίπου υ:β=1:1. Σύμφωνα με τα σχέδια των διατομών της μελέτης εφαρμογής της οδοποιίας η κατασκευή επιχώματος με ηπιότερη κλίση θα είχε σαν αποτέλεσμα την αύξηση του ύψους του, ενώ στην αντίθετη περίπτωση η κατασκευή επιχώματος με κλίση

πιο απότομη από 70[°] δεν προσέφερε σημαντική μείωση του ύψους. Έτσι υπόψη κλίση πρανών εξασφαλίζει τις βέλτιστες συνθήκες γεωμετρίας.



Σχήμα 1.15 - Θέσεις των οπλισμών του οπλισμένου πρανούς.

Μεθοδολογία και υλικά που χρησιμοποιήθηκαν

Για τη συγκεκριμένη περίπτωση στο οπλισμένο επίχωμα για την προστασία του πρανούς (επένδυση όψης) χρησιμοποιήθηκαν ειδικά συρματοκιβώτια πληρωμένα με λιθορριπή, διαστάσεων 2m x 1m x 1m (μήκος x πλάτος x ύψος), τα οποία διαθέτουν προεξέχον τμήμα μήκους 4m, που χρησιμεύει και ως δευτερεύον οπλισμός.



Σχήμα 1.16 - Τοποθέτηση των γεωσυνθετικών στο πρανές.

Οι γεωσυνθετικοί οπλισμοί (που αποτελούνται από κατάλληλα πολυμερικά γεωπλέγματα από πολυεστερικούς τένοντες σε περίβλημα πολυαιθυλενίου) του επιχώματος που χρησιμοποιήθηκαν στο έργο, τοποθετούνται σε οριζόντιες στρώσεις και καθ' ύψος αποστάσεις S_v=0,5m στις αρχικές στρώσεις και 1,0m στα υψηλότερα σημεία του επιχώματος.

Ο πόδας του οπλισμένου επιχώματος εδράζεται σε αποστραγγιστική εξυγιαντική στρώση πάχους 0,50m από θραυστό καθαρό αμμοχάλικο ή χαλίκι, προκειμένου αφενός να τοποθετηθούν τα συρματοκιβώτια επένδυσης παρειάς και ο οπλισμός και αφετέρου να εξασφαλίζονται οι συνθήκες στράγγισης των υδάτων μέσω του πορώδους των χαλικιών.

Το υλικό επίχωσης προδιαγράφτηκε να είναι επίλεκτο υλικό κατηγορίας E₄ ή E₃ κατά ΟΣΜΕΟ (κατά USCS οι ακόλουθες κατηγορίες γεωυλικών θεωρούνται κατάλληλες: GW, GP, GM, SP, SW, SM, SC) εφόσον: το λεπτόκοκκο κλάσμα (διερχόμενο από το κόσκινο N[°] 200) είναι λιγότερο από 25%, η διάμετρος του μέγιστου κόκκου είναι μικρότερη των 80mm, το όριο υδαρότητας και ο δείκτης πλαστικότητας είναι μικρότεροι από 20 και 10 αντίστοιχα(W₁.20καιPI.10)

1.6 <u>Συμπεράσματα κεφαλαίου</u>

Η οπλισμένη γη βρίσκει όλο και περισσότερες εφαρμογές και ιδιαίτερα σε οπλισμένα πρανή. Η χρήση των οπλισμένων πρανών οφείλεται στα πλεονεκτήματα που παρουσιάζουν, που είναι όχι μόνο οικονομικά αλλά σχεδιαστικά και κατασκευαστικά. Το οικονομικό πλεονέκτημα της κατασκευής ενός ασφαλούς ενισχυμένου πρανούς, είναι αποτέλεσμα των συνολικών υλικών, των υλικών από την ζώνη εργασίας καθώς και της γενικότερης διαχείρισης των υλικών του έργου. Επίσης, είναι πιθανή η μείωση των απαιτήσεων των υλικών που απαιτούνται για την κατασκευή ενός τεχνητού πρανούς. Για παράδειγμα, για την επιδιόρθωση των εδαφικών καθιζήσεων είναι πιθανή η χρησιμοποίηση των θραυσμάτων, των υλικών των υφιστάμενων εκσκαφών και άλλων υλικών του έργου αντί της χρησιμοποίησης καλύτερης ποιότητας υλικών.

Κεφάλαιο 1º

βοηθήσουν σε μια πιο οικονομική επίτευξη του έργου, ειδικά σε έργα διευρύνσεων δρόμων σε αστικές περιοχές όπου είναι απαραίτητη η κατασκευή πολλών ζωνών εργασίας και αρκετά δαπανηρή σε κάποιες περιπτώσεις. Τα ενισχυμένα εδαφικά πρανή επίσης παρέχουν μια οικονομική εναλλακτική λύση στους τοίχους αντιστήριξης.

Σε κάποιες περιπτώσεις τα ενισχυμένα πρανή μπορούν να κατασκευαστούν στο μισό κόστος απ' ότι οι ενισχυμένοι εδαφικοί τοίχοι. Η χρήση βλάστησης στην πρόσοψη των ενισχυμένων εδαφικών πρανών μπορεί να ενσωματώσει την κατασκευή πιο εύκολα στο φυσικό τοπίο και στο γενικότερο φυσικό περιβάλλον. Αυτό παρέχει ένα πλεονέκτημα κυρίως αισθητικό σε σχέση με τους υπόλοιπους κατασκευαστικούς τύπους συγκράτησης εδαφών. Βέβαια, υπάρχουν κάποια πιθανά θέματα συντήρησης της βλάστησης, όπως ο θερισμός της πρόσοψης του πρανούς, προβλήματα που εύκολα μπορούν να λυθούν χωρίς την μεγάλη δαπάνη χρόνου και χρημάτων. Όσον αφορά στον σχεδιασμό των πρανών, είναι ασφαλέστερο τα πλατύτερα μέρη του πρανούς να σχεδιάζονται με τον ίδιο συντελεστή ασφαλείας. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση της επικινδυνότητας έναντι μακροχρόνιας ευστάθειας στην ανάπτυξη του πρανούς. Τέτοια προβλήματα συχνά αφορούν συμπυκνωμένα πρανή που έχουν κατασκευαστεί με χαμηλούς συντελεστές ασφαλείας καθώς και για υλικά με οριακούς συντελεστές ασφαλείας.

Τα ενισχυμένα πρανή έχουν και κάποια μειονεκτήματα. Το κυριότερο από τα οποία είναι ότι απαιτείται ένα σχετικά μεγάλο κενό πίσω από τον πρανές ή την εξωτερική πρόσοψη έτσι ώστε να επιτυγχάνεται αρκετό πλάτος πρανούς. Αυτό συμβάλει ουσιαστικά στην εσωτερική και την εξωτερική ευστάθεια. Επιπροσθέτως, απαιτείται κατάλληλη μέριμνα έτσι ώστε να αντιμετωπισθούν: (α) η διάβρωση των στοιχείων της ενίσχυσης, (β) η αλλοίωση των χαρακτηριστικών εκτεθειμένων στοιχείων της πρόσοψης όπως γεωσυνθετικά από τις υπεριώδης ακτινοβολίες, και (γ) η πιθανή μεταβολή της θέσης των πολυμερικών ενισχύσεων στο έδαφος.

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΩΝ ΠΡΑΝΩΝ-ΚΑΝΟΝΙΣΤΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζεται η διαδικασία για τον σχεδιασμό ενός γεωσυνθετικά οπλισμένου εδαφικού επιχώματος. Για τον σκοπό αυτό παρατίθενται τόσο οι διατάξεις των Αμερικάνικων κανονισμών όσο και οι σχετικές Ελληνικές οδηγίες. Στην ανάλυση που θα ακολουθήσει έχει γίνει η παραδοχή ότι το έδαφος θεμελίωσης μπορεί να φέρει με επαρκή ασφάλεια τα επιβαλλόμενα φορτία και οι αναλύσεις αφορούν κυρίως βαθιές αστοχίες. Η εκτενής πειραματική και αριθμητική ανάλυση, καθώς και ο μεγάλος αριθμός ολοκληρωμένων έργων επιβεβαιώνει προς το παρόν την καταλληλότητα των κανονισμών.

2.1. Αμερικάνικοι κανονισμοί

Σύμφωνα με τους Αμερικάνικους κανονισμούς σχεδιασμού και κατασκευής γεωσυνθετικά οπλισμένων έργων, (FHWA, 2001) πρέπει να ακολουθούνται τα εξής σχεδιαστικά βήματα.

<u>Βήμα 1</u>

Καθορισμός των γεωμετρικών απαιτήσεων, απαιτήσεις φορτίσεων καθώς και τα φορτία σχεδιασμού του πρανούς

(α) Γεωμετρικές απαιτήσεις

Ύψος πρανούς Η

Γωνία πρανούς θ

Εξωτερικές φορτίσεις

- Προσαύξηση φόρτισης q
- Προσωρινή φόρτιση Δα
- Σεισμική επιτάχυνση Α_m σχεδιασμού

(β) Απαιτήσεις απόδοσης -> Συντελεστής Ασφαλείας (Factor of Safety - FS)

Εξωτερική ευστάθεια

- Ολίσθηση FS ≥ 1.3
- Βαθιά έδραση (ολική ευστάθεια) FS ≥ 1.3
- Τοπική φέρουσα αστοχία FS ≥ 1.3
- Δυναμική φόρτιση FS > 1.1
- Κατασκευή όπου το μέγεθος και η εκτίμηση χρόνου βασίζεται στις
 απαιτήσεις του έργου

Συνθέτη αστοχία FS≥ 1.3

Εσωτερική ευστάθεια πρανούς FS > 1.3

<u>Βήμα 2</u>

Καθορισμός των επί τόπου μηχανικών ιδιοτήτων του εδάφους



Σχήμα 2.1 – Παράθεση των γεωμετρικών δεδομένων και των εδαφικών παραμέτρων του πρανούς.

- Η θεμελίωση και η συγκράτηση του εδάφους
- Παράμετροι διατμητικής αντοχής C_u και φ_u ή c' και φ' για κάθε εδαφική στρώση
- Ειδικό βάρος γ_{wet} και γ_{dry}
- Παράμετροι ευστάθειας (C_C, C_r, c_v και σ_p')
- Στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα d_w και της πιεζομετρικής επιφάνειας
- Για αποκατάσταση μιας αστοχίας, πρέπει να γίνεται αναγνώριση της τοποθεσίας και της επιφάνειας από προηγούμενη αστοχία καθώς και τα αίτια της αστοχίας αυτής.

No	Παράμετροι	Επεξήγηση		
1	Н	Ύψος πρανούς		
2	θ	Κλίση πρανούς		
3	Tr	Δύναμη ενίσχυσης		
4	L	Μήκος ενισχύσεων		
5	Sv	Κάθετη απόσταση μεταξύ των ενισχύσεων		
6	q	Επιφόρτιση		
7	Δq	Προσωρινή φόρτιση		
8	A _m	Σεισμική επιτάχυνση		
9	d _w	Στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα στο πρανές		
10	d _{wf}	Στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα στην θεμελίωση		
11	$C_u \& \phi_{u'}, C' \& \phi'$	Παράμετροι αντοχής		
12	γ _{wet} & γ _{dry}	Ειδικό βάρος για κάθε εδαφική στρώση		
13	$C_{c'}, C_{r'}, C_v, \sigma_{\rho'}$	Παράμετροι σταθεροποίησης για κάθε εδαφική στρώση		
14	A _o	Συντελεστής εδαφικής επιτάχυνσης		
15	g	Επιτάχυνση βαρύτητας		

Πίνακας 2.1 – Σημαντικότερες παράμετροι σχεδιασμού

<u>Βήμα 3</u>

Καθορισμός των ιδιοτήτων του οπλισμένου επιχώματος

• Δείκτης διαβάθμισης και πλαστιμότητας

- Χαρακτηριστικά συμπύκνωσης βασισμένα στο 95% AASHTO-99, γ_d και +- 2% βέλτιστης υγρασίας W_{opt}
- Πάχος συμπυκνωμένης στρώσης
- Παράμετροι διατμητικής αντοχής c_u, φ_u, ή c' και φ'
- Χημική σύσταση του εδάφους (pH)

<u>Βήμα 4</u>

Αξιολόγηση των παραμέτρων σχεδιασμού των οπλισμών

Επιτρεπόμενη δύναμη γεωσυνθετικών: Τ_{al} = απόλυτη δύναμη (T_{ult}) / συντελεστές μείωσης αντοχής (RF) για τον ερπυσμό, τη βλάβη κατά την εγκατάσταση και τη λειτουργία.

Υπάρχει ένα σημαντικό πλεονέκτημα κόστους με την επιλογή χαμηλών RF από τα δεδομένα των δοκιμών και προκύπτουν από την επιτήρηση και αξιολόγηση του έργου.

- Αντίσταση σε εξόλκευση
 - FS = 1.5 για κοκκώδη εδάφη
 - FS = 2 για συνεκτικά εδάφη
 - Το μικρότερο μήκος αγκυρίου είναι L_e = 1m (3ft)

<u>Βήμα 5</u>

Έλεγχος ευστάθειας χωρίς οπλισμό

Η αξιολόγηση της ευστάθειας χωρίς τον οπλισμό γίνεται προκειμένου να αποφασιστεί εάν απαιτείται ενίσχυση. Προσδιορίζεται η κρισιμότητα του σχεδιασμού (μη οπλισμένο FS < ή > 1), τα πιθανά προβλήματα σε μια επικείμενη αστοχία, το εύρος της ενισχυμένης ζώνης καθώς και ο τύπος της αστοχίας αυτής. Ακολουθείται η εξής διαδικασία:

- Πραγματοποίηση μιας ανάλυσης ευστάθειας χρησιμοποιώντας συμβατικές μεθόδους για να προσδιοριστούν οι συντελεστές ασφαλείας και οι ροπές ανατροπής των πιθανών επιφανειών αστοχίας.
- Χρησιμοποιούνται η μέθοδος των λωρίδων με επιφάνεια αστοχίας ανά κυκλικό τόξο (circular-arc) και η μέθοδος ολισθαίνουσας σφήνας (sliding wedge) και

λαμβάνεται υπόψη η αστοχία περί τον πόδα, επί της πρόσοψης (σε διάφορες κλίσεις), καθώς και η βαθιά αστοχία κάτω από τον πόδα του πρανούς.

Υπάρχει ένας αρκετά μεγάλος αριθμός εξειδικευμένων πακέτων λογισμικού τα οποία μπορούν να αξιολογήσουν την ευστάθεια αξιόπιστα και με μεγάλη ακρίβεια.

Για τον καθορισμό του μεγέθους της κρίσιμης ζώνης η οποία πρέπει να ενισχυθεί ακολουθείται η εξής διαδικασία

 Εξετάζεται το πλήρες εύρος των επιφανειών αστοχίας που μπορούν να προκύψουν και για τις οποίες ισχύει ότι:

Συντελεστής ασφαλείας της μη οπλισμένης γης $FS_u \leq \Sigma$ υντελεστής ασφαλείας που απαιτείται FS_R

- Σχεδιάζονται όλες αυτές τις επιφάνειες (πιθανών αστοχιών) σε κάθε διατομή του πρανούς.
- Οι επιφάνειες οι οποίες αντιστοιχούν στον απαιτούμενο συντελεστή ασφαλείας
 θα πρέπει να περιβάλλουν τα όρια της κρίσιμης ζώνης, έτσι ώστε η ζώνη ενίσχυσης να προκύπτει όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.2.

Η κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας που επιμηκύνεται πίσω από την άκρη του πρανούς είναι ενδεικτική για βαθιές επιφάνειες.



Σχήμα 2.2 – Η κρίσιμη ζώνη η οποία καθορίζεται από την περιοχή των κύκλων ολίσθησης για τους οποίους προέκυψε ο απαιτούμενος συντελεστής ασφαλείας.

Οι επιφάνειες των κρίσιμων αστοχιών που προεκτείνονται κάτω από τον πόδα του πρανούς είναι ενδεικτικές βαθιών αστοχιών που σχετίζονται με την φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης. Τέτοιου είδους προβλήματα πρέπει να έχουν προτεραιότητα για την

Κεφάλαιο 2°

ολοκλήρωση του σχεδιασμού. Για αυτές τις περιπτώσεις, απαιτείται μια πιο εκτεταμένη ανάλυση της επάρκειας της θεμελίωσης, καθώς και να εξετάζεται χωριστά η βελτίωση ενίσχυσης που πιθανώς απαιτείται για τη σταθεροποίηση του εδάφους θεμελίωσης



Σχήμα 2.3 – Περιστροφική αστοχία για να τον προσδιορισμό της απαιτούμενης δύναμης των γεωσυνθετικών ενισχύσεων.

<u>Βήμα 6</u>

<u>Σχεδιασμός οπλισμών</u>

Υπολογίζεται η ολική τάση της ενίσχυσης ανά μονάδα πλάτους του πρανούς T_s που απαιτείται για να βρεθεί ο συντελεστής ασφαλείας FS_R για κάθε ενδεχόμενη επιφάνεια αστοχίας μέσα στην κρίσιμη ζώνη, η οποία εκτείνεται δια μέσου ή κάτω από τον πόδα του πρανούς χρησιμοποιώντας την παρακάτω εξίσωση:

$$T_{S} = (FS_{R} - FS_{U}) \frac{M_{D}}{D}$$

$$(2.1)$$

όπου:

T_s = το σύνολο της απαιτούμενης ελαστικής δύναμης ανά μονάδα πλάτους όλων των οπλισμών

M_D = ροπή ανατροπής από το κέντρο της του κύκλου αστοχίας

D = ο μοχλοβραχίονας του T_{S} ως προς το κέντρο του κύκλου της αστοχίας, ή

- = η ακτίνα του κύκλου R για συνεχή και όλκιμο τύπο ενίσχυσης, ή
- = η κάθετη απόσταση Υ από το κέντρο μάζας του Τ_S για διακριτά στοιχεία

 FS_R = ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας που απαιτείται

 FS_{U} = συντελεστής ασφάλειας χωρίς ενίσχυση

 $T_{\text{S-MAX}}$ = το μεγαλύτερο υπολογισμένο T_{S} που επαληθεύει την ολική σχεδιαστική τάση

Σημείωση: ο μικρότερος συντελεστής συνήθως δεν προσδιορίζει την περιοχή του Τ_{S-MAX}. Η πιο κρίσιμη επιφάνεια είναι αυτή που απαιτεί το μεγαλύτερο πλήθος οπλισμών.

Ο συντελεστής ασφαλείας για μη οπλισμένα πρανή υπολογίζεται ως εξής

$$FS_{u} = \frac{Po\pi\dot{\eta} \operatorname{avtistash}\varsigma}{Po\pi\dot{\eta} \operatorname{avat}\rhoo\pi\dot{\eta}\varsigma} = \frac{M_{R}}{M_{D}} = \frac{\int_{0}^{L_{SP}} \tau_{f} \cdot \mathbf{R} \cdot d\mathbf{L}}{(Wx + \Delta q \, x \, d)}$$
(2.2)

όπου:

W = Βάρος της ολισθαίνουσας εδαφικής μάζας

L_{SP} = μήκος της ολισθαίνουσας επιφάνειας

Δq = προσαύξηση επιφόρτισης

Τ_f = διατμητική αντοχή του εδάφους

Συντελεστής ασφαλείας του οπλισμένου πρανούς

$$FS = FS_u + \frac{T_s \times D}{M_D}$$
(2.3)

όπου:

T_s = σύνολο της υπάρχουσας ελαστικής δύναμης ανά πλάτος των οπλισμών που τοποθετούνται

D = μοχλοβραχίονας της ροπής του $T_{\rm S}$ από το κέντρο της περιστροφής, ή

R για συνεχείς όλκιμες και μη ενισχύσεις, ή

Υ για μη συνεχείς ή δύσκαμπτες ενισχύσεις

Επιπροσθέτως, υπολογίζεται η ολική ένταση σχεδιασμού ανά μονάδα πλάτους του πρανούς T_{S-MAX} , χρησιμοποιώντας τα γραφήματα στο Σχήμα 2.4 και συγκρίνοντας με το T_{S-MAX} από το 6° βήμα. Εάν διαφέρουν σημαντικά τότε ελέγχεται η ακρίβεια των

γραφημάτων βάση των παραδοχών των υπολογισμών και επαναλαμβάνονται οι υπολογισμοί του βήματος 5.

Το Σχήμα 2.4 παρουσιάζει μια απλοποιημένη μέθοδο βασισμένη σε διγραμμική επιφάνεια αστοχίας (σφήνα). Τα αποτελέσματα υφίστανται τους περιορισμούς που προκύπτουν από τις παραδοχές που είναι σημειωμένες στο γράφημα.

Κατανομή των οπλισμών

Για χαμηλά πρανή (H ≤ 6 m) θεωρείται ομοιόμορφη κατανομή και χρησιμοποιείται το T_{S-MAX} για την επιλογή της μεταξύ τους απόστασης, ή την τάση όπου απαιτείται T_{MAX} για κάθε γεωσυνθετικό οπλισμό.

Για ψηλά πρανή (Η > 6m) το πρανές διαιρείται σε δύο (πάνω και κάτω) ή τρεις (πάνω, μεσαία και κάτω) ζώνες ενίσχυσης με ίσο ύψος και χρησιμοποιείται η παράμετρος Τ_{MAX} σε κάθε ζώνη για τις αποστάσεις των οπλισμών και τις απαιτήσεις σχεδιασμού των τάσεων των οπλισμών. Η ολική απαιτούμενη τάση σε κάθε ζώνη υπολογίζεται ως εξής:

Δύο ζώνες:

 $T_{bottom} = \frac{3}{4} T_{S-MAX}$

 $T_{top} = \frac{1}{4} T_{S-MAX}$

Τρείς ζώνες:

 $T_{bottom} = 1/2 T_{S-MAX}$

 T_{middle} = 1/3 T_{S-MAX}

 $T_{top} = 1/6 T_{S-MAX}$

Η δύναμη θεωρείται ότι κατανέμεται ομοιόμορφα σε ολόκληρη την ζώνη των οπλισμών.



Σχήμα 2.4 – Γραφήματα σχεδιασμού για τον υπολογισμό της δύναμης των γεωσυνθετικών ενισχύσεων.

Διαδικασία σχεδιασμού βάσει των γραφημάτων

(1) Επιλογή του συντελεστή δύναμης Κ από το Σχήμα 2.4α, όπου

φ_r = γωνία τριβής του εδάφους της ενισχυμένης ζώνης:

$$\varphi_{\rm f} = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \varphi_{\rm r}}{\rm FS_{\rm R}} \right) \tag{2.4}$$

(2) Υπολογίζεται ακολούθως η συνολική δύναμη των οπλισμών:

$$T_{S-MAX} = 0.5 x K x \gamma_r x (H')^2$$
(2.5)

Όπου

 $H' = H + q/\gamma_r$

q = ομοιόμορφη φόρτιση

(3) Επιλογή του απαιτούμενου μήκους της ενίσχυσης στην κορυφή L_T και στην βάση L_B του πρανούς σύμφωνα με το γράφημα (Σχήμα 2.4β).

<u>Παραδοχές</u>

- Επιμήκυνση οπλισμού
- Τα πρανή κατασκευάζονται σε ομοιόμορφο, χωρίς συνοχή έδαφος c=0
- Δεν αναπτύσσονται πιέσεις πόρων
- Ικανοποιητική αντοχή του εδάφους θεμελίωσης
- Μηδενική σεισμική δύναμη
- Η ομοιόμορφη προσαύξηση όχι μεγαλύτερη από 0.2 x γ_r x Η
- Αλληλεπίδραση των ενισχύσεων με την γωνία τριβής φ_{sg} = 0.9 x φ_r

Στο Σχήμα 2.5 παρατηρούμε μια σταδιακή μείωση της απόστασης μεταξύ των ενισχύσεων από το ανώτερο μέρος του πρανούς προς το κατώτερο.

Κεφάλαιο 2°



Σχήμα 2.5 – Ποιοτική απεικόνιση των οπλισμών του πρανούς.



ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΗ ΠΡΩΤΕΥΟΝΤΩΝ ΚΑΙ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΝΤΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ

Σχήμα 2.6 – Αποστάσεις μεταξύ των οπλισμών για πρανή μεγάλου ύψους.

Από τις ανώτερες προς τις κατώτερες ζώνες ενίσχυσης οι αποστάσεις μεταξύ του οπλισμού γίνονται μικρότερες, ενώ η δύναμη της ενίσχυσης γίνεται μεγαλύτερη.

(4) Επιλογή της κάθετης απόστασης μεταξύ των ενισχύσεων S_V ή των μέγιστων απαιτήσεων σχεδιασμού για την τάση T_{MAX} σε κάθε οπλισμό.

Για κάθε ζώνη ενίσχυσης υπολογίζεται το Τ_{MAX} για κάθε οπλισμό της ζώνης βάσει ενός υποθετικού S_V, εφόσον η επιτρεπόμενη δύναμη της ενίσχυσης είναι γνωστή, υπολογίζεται η ελάχιστη κάθετη απόσταση και ο αριθμός των οπλισμών που απατούνται για κάθε ζώνη βάσει της σχέσης:

$$T_{max} = \frac{T_{zone} \times S_{\nu}}{H_{zone}} = \frac{T_{zone}}{N} \le T_{\alpha} \times R_{c}$$
(2.6)

όπου:

 R_c = λόγος κάλυψης της ενίσχυσης που ισούται με το πλάτος της ενίσχυσης b διαιρεμένο με την οριζόντια απόσταση S_h

S_v = κάθετη απόσταση της ενίσχυσης σε μέτρα.

T_{ZONE} = η μέγιστη τάση της ενίσχυσης που απαιτείται για κάθε ζώνη

= Τ_{S-MAX} για χαμηλά πρανή (H<6m)

Η_{ΖΟΝΕ} = ύψος της ζώνης

= Τ_{top} , Τ_{Middle}, και Τ_{Bottom} για υψηλά πρανή (H>6m)

Ν = αριθμός οπλισμών

 Χρήση μικρών μηκών (1.2 - 2 m) στις μεσαίες στρώσεις ενίσχυσης για την διατήρηση μιας μέγιστης απόστασης της τάξεως των 400mm ή λιγότερο για την ευστάθεια της πρόσοψης και την ποιότητα της συμπύκνωσης, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.6.

-Για πρανή ηπιότερης κλίσης από 1H:1V, με σχετικά μικρές αποστάσεις μεταξύ των ενισχύσεων δεν επιτρέπεται η κάλυψη της πρόσοψης με κοκκώδη εδάφη (για παράδειγμα αμμώδες χαλίκι). Οι επικαλυμμένες προσόψεις απαιτούνται για πιο απότομα πρανή και για ομοιόμορφα διαβαθμισμένα εδάφη ώστε να εμποδίζεται ο θρυμματισμός της πρόσοψης. Εναλλακτικά μπορούν να χρησιμοποιηθούν κάθετες αποστάσεις ώστε να εμποδιστούν πιθανές ολισθήσεις και θρυμματισμοί στην πρόσοψη, αλλά σε αυτές τις περιπτώσεις θα πρέπει να εκτελείται μια ανάλυση ευστάθειας της πρόσοψης. Σε αυτήν την περίπτωση θεωρείται ένα απειρομήκεις πρανές και ο συντελεστής ασφαλείας υπολογίζεται από τον τύπο:

$$FS = \frac{c'H + (\gamma_g - \gamma_w)H z \cos^2 b \tan \phi' + F_g (\cos \beta \sin \beta + \sin^2 \beta \tan \phi'}{\gamma_g H z \cos \beta \sin \beta}$$
(2.7)

όπου:

c = συνοχή του εδάφους

- φ' = γωνία τριβής του εδάφους
- γ_g = κορεσμένο ειδικό βάρος
- γ_w = ειδικό βάρος νερού
- z = κατακόρυφο βάθος της επιφάνειας αστοχίας
- Η = κατακόρυφο ύψος του πρανούς
- β = γωνία πρανούς

F_g = συνολική δύναμη αντίστασης των γεωσυνθετικών

- Οι μεσαίοι οπλισμοί πρέπει να τοποθετηθούν σε συνεχείς στρώσεις και δεν χρειάζεται να είναι τόσο δύσκαμπτοι όσο οι πρωτεύοντες οπλισμοί, πρέπει να είναι τόσο ανθεκτικοί ώστε να αντέχουν κατά την εγκατάσταση και να παρέχουν τοπική ελαστική ενίσχυση στο επιφανειακό έδαφος.

Εάν η αλληλεπίδραση της γωνίας τριβής των μεσαίων ενισχύσεων ρ_{sr} είναι μικρότερη από αυτή των πρωτευόντων ενισχύσεων ρ_r τότε το ρ_{sr} πρέπει να χρησιμοποιείται στην ανάλυση για τον προσδιορισμό της επιφάνειας αστοχίας όσον αφορά την ενισχυμένη εδαφική ζώνη.

(5) Για τη διασφάλιση της επάρκειας της κατανομής της δύναμης των οπλισμών για κρίσιμες ή πολύπλοκες κατασκευές υπολογίζεται ξανά το T_s χρησιμοποιώντας την εξίσωση (2.1) για την επιλογή της πιθανής επιφάνειας αστοχίας πάνω από κάθε στρώση των πρωτευόντων οπλισμών.

$$FS = FS_u + \frac{T_s \times D}{M_D}$$

(6) Επιλογή του απαιτούμενου μήκους των ενισχύσεων

 Το μήκος L_e της κάθε στρώσης οπλισμού πίσω από την πιο κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης πρέπει να είναι επαρκές και να παρέχει την απαιτούμενη αντίσταση εξόλκευσης, όπως αυτή προκύπτει έπειτα από την εφαρμογή της εξής σχέσης:

$$L_{e} = \frac{T_{max} \cdot FS}{F^{*} \cdot a \cdot \sigma' \cdot 2 \cdot R \cdot C}$$
(2.8)

όπου:

Κεφάλαιο 20

F* : συντελεστής αντίστασης κατά της εξόλκευσης

α : συντελεστής διόρθωσης για τις συνέπειες της κλίμακας για τον υπολογισμό της μη γραμμικής μείωσης της πίεσης πίσω από το πακτωμένο μήκος των οπλισμών, βάσει εργαστηριακών δεδομένων.

C : το ενεργό μήκος της περιμέτρου των οπλισμών

σ', : η ενεργή κάθετη τάση στην αλληλεπίδραση εδάφους – ενίσχυσης

 Η μικρότερη τιμή του L_e είναι 1m. Για συνεκτικά εδάφη ελέγχονται οι συνθήκες εξόλκευσης για μακροχρόνιο και βραχυχρόνια φόρτιση, όταν χρησιμοποιούνται οι μερικώς εμπειρικές εξισώσεις για την εύρεση του F*.



Σχήμα 2.7 – Σχηματική απεικόνιση του τρόπου υπολογισμού του μήκους των οπλισμών.

Για μακροχρόνιες συνθήκες χρησιμοποιείται φ'_r με c_r = 0. Για βραχυχρόνιες συνθήκες, συντηρητικά χρησιμοποιείται φ'_r με c_r = 0 από τριαξονικές δοκιμές, ή δοκιμές άμεσης διάτμησης ή από δοκιμές εξόλκευσης.

 Σχεδιάζονται τα μήκη των οπλισμών όπως υπολογίστηκαν από την αξιολόγηση της εξόλκευσης μιας διατομής του πρανούς, η οποία περικλείεται από τα όρια της κρίσιμης ζώνης όπως προέκυψαν στο 5° βήμα.

-Το μήκος που απαιτείται για την ευστάθεια έναντι ολίσθησης στην βάση, σε γενικές γραμμές προκύπτει από το μήκος των χαμηλότερων οπλισμών.

-Τα μήκη των οπλισμών στη χαμηλότερη στάθμη θα πρέπει να εκτείνονται το λιγότερο έως τα όρια της κρίσιμης ζώνης όπως δείχνει και το Σχήμα 2.7. Μεγαλύτερο μήκος οπλισμών πιθανόν να απαιτείται ώστε να μην υπάρξουν προβλήματα βαθιάς αστοχίας.

-Στα ανώτερα επίπεδα των οπλισμών πιθανόν να μην απαιτείται η αντίσταση τους έως τα όρια της κρίσιμης ζώνης, αφού παρέχεται επαρκή ενίσχυση στα κατώτερα επίπεδα για την εξασφάλιση του FS_R για όλους τους κύκλους μέσα στην κρίσιμη ζώνη όπως δείχνει το Σχήμα 2.7.

 Ελέγχεται ότι το σύνολο των δυνάμεων των οπλισμών διέρχονται μέσα από την επιφάνεια αστοχίας, και ότι το T_S είναι μεγαλύτερο από αυτό που απαιτείται για αυτήν την επιφάνεια.

-Υπολογίζεται ο οπλισμός ο οποίος εκτείνεται 1m εκτός της επιφάνειας ώστε να επαρκεί η αντίσταση εξόλκευσης.

-Εάν οι υφιστάμενες δυνάμεις των οπλισμών δεν είναι επαρκείς, αυξάνεται το μήκος των οπλισμών ή αυξάνεται η δύναμη των κατώτερων οπλισμών.

- Απλοποιείται η διάταξη αυξάνοντας τα μήκη κάποιων στρώσεων των οπλισμών ώστε να δημιουργηθούν δύο ή τρεις τομείς ίσων μηκών οπλισμών για την διευκόλυνση της κατασκευής και της επιθεώρησης αυτής.
- Οι στρώσεις των οπλισμών δεν χρειάζεται να εκτείνονται έως τα όρια της κρίσιμης ζώνης, εκτός από τη κατώτερη στάθμη κάθε τομέα οπλισμών.
- Ελέγχεται το μήκος που υπολογίστηκε χρησιμοποιώντας το Σχήμα 2.4.
 Σημείωση: το L_e περιέχεται μέσα στο συνολικό μήκος L_t και L_B από το Σχήμα 2.4 β.

(7) Ελέγχονται τα σχεδιαστικά μήκη πολύπλοκων διατάξεων

Όταν ελέγχεται μια διάταξη η οποία έχει ζώνες από διαφορετικά μήκη οπλισμών,
 οι χαμηλότερες ζώνες μπορεί να είναι ενισχυμένες ώστε να παρέχουν μειωμένα μήκη στις ανώτερες στάθμες οπλισμών.

 Αξιολογούνται οι απαιτήσεις των μηκών. Η αντίσταση σε εξόλκευση για τους οπλισμούς πρέπει να ελέγχεται προσεκτικά για κάθε ζώνη για τις κρίσιμες επιφάνειες που διέρχονται από την βάση της κάθε ζώνης οπλισμών.

<u>Βήμα 7°</u>

Έλεγχος εξωτερικής ευστάθειας

• Αντίσταση ολίσθησης

-Υπολογισμός του πλάτους της οπλισμένης εδαφικής μάζας σε κάθε στάθμη ώστε να αντιστέκεται στην ολίσθηση κατά μήκος του οπλισμού. Μια σφηνοειδούς τύπου επιφανειακή αστοχία καθορίζεται από τα όρια των ενισχύσεων (το μήκος των ενισχύσεων καθορίστηκε στο 5° βήμα). Η ανάλυση μπορεί να εκτελεστεί καλύτερα χρησιμοποιώντας υπολογιστικές μεθόδους οι οποίες λαμβάνουν υπόψη όλα τα εδαφικά στρώματα και τις τιμές αλληλεπίδρασης της τριβής. Η γωνία στο πίσω μέρος της σφήνας πρέπει να έχει τιμή ίση περίπου με 45 + φ/2 ή να είναι παράλληλη του πίσω μέρους της ενισχυμένης ζώνης, (επιλέγεται ποια από τις δύο είναι ηπίστερη). Μία απλή ανάλυση θα μπορούσε να γίνει βάση την μεθόδου ολισθαίνουσας σφήνας. Σε αυτήν τη μέθοδο, μια ενεργός σφήνα θεωρείται στο πίσω μέρος της ενισχυμένης εδαφικής μάζας με το πίσω μέρος της σφήνας να εκτείνεται μια γωνία της τάξεως των 45 + φ/2. Βάσει αυτής της παραδοχής, η επιβαλλόμενη δύναμη είναι ίση με την ενεργητική εδαφική ώθηση και η δύναμη αντίστασης είναι η αντίσταση τριβής που παρέχεται από την πιο ασθενή στρώση, ή από το ενισχυμένο έδαφος, το έδαφος θεμελίωσης ή την αλληλεπίδραση εδάφους – οπλισμού. Χρησιμοποιούνται οι παρακάτω σχέσεις:

Δύναμη αντίστασης = Συντελεστής Ασφαλείας (F.S.) x Δύναμη ολίσθησης

 $(\mathbf{W} + \mathbf{P}_{\alpha} \sin \varphi_{b}) \cdot \tan \varphi_{\min} = \mathbf{FS} \cdot \mathbf{P}_{\alpha} \cdot \cos \varphi_{b}$ (2.9)

με:

$$W = \frac{1}{2} \cdot L^{2} \cdot \gamma_{r} \cdot \tan \theta \quad \gamma \alpha L < H$$
$$W = \left[L H - \frac{H^{2}}{(\tan \theta)} \right] \cdot \gamma_{r} \quad \gamma \alpha L > H$$
$$P_{\alpha} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{b} \cdot H^{2} \cdot K_{\alpha}$$

όπου:

L = το μήκος του κατώτερου οπλισμού σε κάθε στάθμη όπου υπάρχει μια αλλαγή στο μήκος των οπλισμών

Η = Ύψος του πρανούς

FS = συντελεστής ασφαλείας κριτήριο ολίσθησης (>1.3)

Ρ_Α = ενεργητική εδαφική ώθηση

Φ_{min} = ελάχιστη γωνία τριβής μεταξύ του ενισχυμένου εδάφους και του οπλισμού ή /και ελάχιστη γωνία τριβής του εδάφους θεμελιώσεων

θ = γωνία πρανούς

γ_r & γ_b = το ειδικό βάρος της ενισχυμένης και της υφιστάμενης επίχωσης αντιστοίχως

φ_b = γωνία τριβής του υλικού επίχωσης

Σημείωση : εάν τοποθετηθούν στραγγιστήρια ή φίλτρα στο πίσω μέρος του πρανούς, τότε το φ_b ισούται με την γωνία τριβής αλληλεπίδρασης μεταξύ του γεωσυνθετικού και του υλικού επίχωσης.)



Σχήμα 2.8 – Ανάλυση ευστάθειας ολισθαίνουσας μάζας.

Ευστάθεια βαθιάς αστοχίας (Σχήμα 2.9α)

-Αξιολόγηση των πιθανών επιφανειών βαθιάς αστοχίας πίσω από την ενισχυμένη εδαφική μάζα ώστε να παρέχεται:

$$F. S. = \frac{M_D}{M_R} > 1.3$$
 (10)

Η ανάλυση εκτελείται όπως και στο 5° βήμα και πρέπει να παρέχει τις ίδιες πληροφορίες. Όμως, σύμφωνα με τον Kramer (1996) μπορούν να χρησιμοποιηθούν για έλεγχο, κλασσικές μέθοδοι ευστάθειας περιστροφικής αστοχίας, όπως η απλουστευμένη Bishop, Morgenstern και Price, Spencer, ή κάποια άλλη, χρησιμοποιώντας τα κατάλληλα προγράμματα λογισμικού.

Τοπική φέρουσα αστοχία στο πόδι του πρανούς (Σχήμα 2.9β)

-Εάν μια ασθενής εδαφική στρώση υπάρχει κάτω από το επίχωμα σε ένα ορισμένο βάθος D_s το οποίο είναι μικρότερο από το πλάτος του πρανούς, ο συντελεστής ασφαλείας έναντι της αστοχίας λόγω της πίεσης (squeezing) μπορεί να υπολογιστεί από τον τύπο:

$$FS_{squeezing} = \frac{2 c_u}{\gamma \cdot D_s \cdot \tan \theta} + \frac{4.14 \cdot c_u}{H \cdot \gamma} \ge 1.3$$
(2.11)

θ = κλίση του πρανούς

- γ = ειδικό βάρος του εδάφους του πρανούς
- D_{S} = βάθος του μαλακού εδάφους κάτω από τη βάση του επιχώματος
- Η = ύψος του πρανούς
- c_u = διατμητική αντοχή του μαλακού εδάφους κάτω από το πρανές

Όταν ο συντελεστής ασφαλείας είναι FS < 2 τότε θα πρέπει να εκτελείται όσο το δυνατόν λεπτομερέστερη ανάλυση. Αυτή η προσέγγιση είναι κατά κάποιο τρόπο συντηρητική αφού δεν συνυπολογίζει την επίδραση των οπλισμών. Όταν το βάθος της ασθενούς στρώσης, D_s είναι μεγαλύτερο από το πλάτος της βάσης του πρανούς, b', τότε θα πρέπει να δίνεται μεγάλη βαρύτητα στην γενική ευστάθεια κατά τον σχεδιασμό.

Θεμελίωση πρανούς

Η θεμελιώση σε τέτοια γεωτεχνικά έργα μελετάται και κατασκευάζεται χρησιμοποιώντας κλασσικές γεωτεχνικές προσεγγίσεις.



(β)

Σχήμα 2.9 – Αστοχία της θεμελίωσης του πρανούς, (α) ανάλυση βαθιάς ευστάθειας, (β) τοπική φέρουσα αστοχία στο πόδα του πρανούς

<u>Βήμα 8°</u>

<u>Σεισμική ευστάθεια</u>

• Δυναμική ευστάθεια

-Εκτελείται μια ψευδοστατική ανάλυση χρησιμοποιώντας εδαφικό σεισμικό συντελεστή, ο οποίος επιλέγεται από τον εκάστοτε αντισεισμικό κανονισμό και η σεισμική επιτάχυνση A_m η οποία ισούται με A_m = A/2. Τα οπλισμένα εδαφικά πρανή είναι όλκιμου τύπου κατασκευές, περισσότερο από τους τοίχους

Κεφάλαιο 2°

αντιστήριξης. Στις ΗΠΑ το A_m μπορεί να θεωρηθεί ως Α/2 εφόσον επιτρέπεται από το AASHTO (Standard specifications for highway bridges). Ο σχετικός συντελεστής ασφαλείας ισούται με F.S. dynamic \geq 1.



Σχήμα 2.10 – Ανάλυση σεισμικής ευστάθειας.



Σχήμα 2.11 – Υπόγεια αποστράγγιση.

Στη ψευδοστατική μέθοδο, η σεισμική ευστάθεια επιλέγεται προσθέτοντας μια οριζόντια ή/και μια κατακόρυφη δύναμη στο κέντρο βάρους κάθε επιφανείας στην εξίσωση ισορροπίας. Η επιπρόσθετη δύναμη είναι ίση με τον σεισμικό συντελεστή πολλαπλασιασμένο επί το συνολικό βάρος της ολισθαίνουσας μάζας. Θεωρείται ότι η δύναμη αυτή δεν έχει καμία επιρροή στις υπόλοιπες δράσεις που λαμβάνονται υπόψη κατά τον υπολογισμό της ευστάθειας. Πρέπει επίσης να αξιολογείται και η πιθανότητα ύπαρξης νερού στη στάθμη θεμελίωσης.

<u>Βήμα 9°</u>

Έλεγχος των απαιτήσεων για την υπόγεια και την επιφανειακή απορροή του νερού

• Έλεγχος υπόγειου νερού

-Σχεδιασμός της υπόγειας αποστράγγισης, λαμβάνοντας υπόψη την κατεύθυνση της ροής, το φιλτράρισμα, την τοποθεσία καθώς και το ρεύμα εκροής.

-Τα στραγγιστήρια είναι τυπικά τοποθετημένα στο πίσω μέρος της οπλισμένης γης όπως δείχνει το Σχήμα 2.11. Μπορούν να χρησιμοποιηθούν γεωσύνθετα στραγγιστήρια ή συμβατικά κοκκώδη εδαφικά υλικά ή αποστραγγιστική τάφρος.

-Τα πλευρικά κενά της απορροής επιλέγονται με βάση την γεωμετρία της τοποθεσίας, την υπολογισμένη ροή και τα υπάρχοντα κριτήρια. Στον σχεδιασμό της απορροής πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι απαιτήσεις μακροχρόνιας λειτουργίας και συντήρησης.

-Τα γεωσύνθετα στραγγιστήρια μπορούν να χρησιμοποιηθούν στον σχεδιασμό υπόγειων συστημάτων αποστράγγισης. Τα γεωσυνθετικά στραγγιστήρια πρέπει να σχεδιάζονται με τις κατάλληλες παραδοχές για:

- Λειτουργία φίλτρου / Απόφραξη
- Μακροχρόνια αντοχή σε θλίψη του πολυμερικού πυρήνα
- Μείωση της επιτρεπόμενης ροής κατά την εισχώρηση του γεωυφάσματος στην επίχωση
- Μακροχρόνιες επιτρεπόμενες εισροές και εκροές

-Πρέπει να λαμβάνονται υπόψη αναλύσεις ευστάθειας στο πρανές για την αλληλεπίδραση της διατμητικής αντοχής κατά μήκος του γεωσυνθετικού στραγγιστηρίου. Η αλληλεπίδραση του γεωσυνθετού – εδάφους είναι πολύ πιθανόν να χαρακτηρίζεται από μία γωνία τριβής η οποία να είναι χαμηλότερη από την αντίστοιχη του εδάφους. Έτσι υπάρχει το ενδεχόμενο να προκληθεί μία πιθανή επιφανειακή αστοχία κατά μήκος της διεπιφανείας.

-Οι γεωσυνθετικοί οπλισμοί (πρωτεύοντες και δευτερεύοντες) πρέπει να είναι πιο διαπερατοί από το υλικό επίχωσης ώστε να εμποδίζεται η ανάπτυξη υδατικών

υπερπιέσεων πάνω από τις στρώσεις των γεωυφασμάτων κατά τη διάρκεια της συμπύκνωσης.

Ειδική έμφαση πρέπει να δίνεται στον σχεδιασμό και στην κατασκευή των υπόγειων στραγγιστηρίων για τις περιπτώσεις όπου η στράγγιση είναι κρίσιμη για την διατήρηση της ευστάθειας του πρανούς. Επιπροσθέτως προτείνεται να υπερδιαστασιολογούνται τα συστήματα αποστράγγισης σε αυτές τις περιπτώσεις.

• Έλεγχος επιφανειακής απορροής νερού

-Τα επιφανειακά νερά πρέπει να συλλέγονται πάνω από το οπλισμένο πρανές και κατευθύνονται με την βοήθεια μιας τάφρου ή σωληνώσεων κάτω από την βάση του πρανούς. Όσον αφορά την αποστράγγιση πρέπει να ακολουθούνται οι προδιαγραφές λεπτομερώς.

-Υπάρχει το ενδεχόμενο να απαιτούνται προσόψεις με επικάλυψη ή και προέκταση των δευτερευόντων οπλισμών στη πρόσοψη του πρανούς ώστε να αποφεύγονται τοπικοί θρυμματισμοί. Οι δευτερεύοντες οπλισμοί βοηθούν να επιτευχθεί η συμπύκνωση στην πρόσοψη, έτσι αυξάνεται η διατμητική εδαφική αντοχή και η αντίσταση κατά της διάβρωσης. Αυτές οι στρώσεις επίσης δρουν σαν ενίσχυση εναντίον αβαθών αστοχιών. Οι μεσαίες ενισχύσεις είναι τυπικά τοποθετημένες σε κάθε εδαφική στρώση, εκτός από τις στρώσεις όπου είναι τοποθετημένη οι πρωτεύοντες οπλισμοί. Οι δευτερεύοντες οπλισμοί επίσης μπορούν να τοποθετηθούν οριζοντίως και γειτονικά με τους πρωτεύοντες και στην ίδια στάθμη με αυτή των πρωτευόντων. Η μεσαία ενίσχυση πρέπει να επιμηκυνθεί 1.2 έως 2 m μέσα στο υλικό επίχωσης πίσω από την πρόσοψη.

-Επιλογή ενός συστήματος πρόσοψης που να προστατεύει ή να ελαχιστοποιεί την διάβρωση κατά την διάρκεια της βροχής και έπειτα από το λιώσιμο των πάγων στην πρόσοψη σε μακροχρόνια βάση.

-Υπολογισμός της εφελκυστικής διατμητικής τάσης λόγω της ροής στη πρόσοψη του ενισχυμένου πρανούς με τον τύπο:

 $\lambda = d \times \gamma_w \times s$

(2.12)

όπου:

λ = εφελκυστική διατμητική τάση (kPa)

d = βάθος της ροής του νερού (m)

γ_w = ειδικό βάρος του νερού (kN/m³)

s = η κάθετη ή οριζόντια γωνία της πρόσοψης του πρανούς (m/m)

Για λ < 100 Pa, τοποθετείται βλάστηση με προσωρινό ή μόνιμο πλέγμα έλεγχου διάβρωσης. Για λ > 100 Pa, τοποθετείται βλάστηση με προσωρινό πλέγμα ελέγχου διάβρωσης ή άλλο τύπο συστημάτων προστασίας επένδυσης της πρόσοψης (όπως λιθορριπή, εκτοξευμένο σκυρόδεμα, προκατασκευασμένα σπονδυλωτά συστήματα, προκατασκευασμένες φόρμες σκυροδέματος κ.α.).

-Επιλογή βλάστησης η οποία πρέπει να είναι συμβατή με τα τοπικά φυτοκομικά και αγρονομικά κριτήρια καθώς και με κριτήρια για την συντήρηση της.

-Επιλογή ενός συνθετικού (μόνιμου) πλέγματος ελέγχου διάβρωσης το οποίο τοποθετείται για την προστασία του πρανούς ενάντια στην υπεριώδη ακτινοβολία και είναι αδρανές σε φυσικές και χημικές ουσίες εδαφικής προελεύσεως.

Τα πλέγματα ελέγχου διάβρωσης και οι επικαλύψεις ποικίλουν ευρύτατα ανάλογα με τον τύπο, το κόστος και κυρίως την καταλληλότητα και τις συνθήκες του έργου. Η προστασία του πρανούς δεν πρέπει να αφήνεται στον εργολάβο ή στην ελεύθερη βούληση του.

2.2. <u>Ελληνικές οδηγίες</u>

Αν και στην Ελλάδα η κατασκευή γεωσυνθετικά οπλισμένων πρανών δεν είναι ευρέως διαδεδομένη έχει ήδη λάβει χώρα μία προσπάθεια διαμόρφωσης οδηγιών που περιέχουν σχεδιαστικά βήματα για την κατασκευή και τον σχεδιασμό των οπλισμένων πρανών. Μερικές εφαρμογές των γεωσυνθετικά οπλισμένων πρανών έχουν πραγματοποιηθεί για την κατασκευή της Εγνατίας οδού. Για τον σχεδιασμό και την κατασκευή τους χρησιμοποιήθηκαν οι προαναφερθείσες οδηγίες όπου έχουν συνταχθεί και είναι σύμφωνες με τον ΕΛΟΤ ΕΝ 14475/2006 και προσαρμοσμένες στην έως σήμερα πρακτική σύνταξης μελετών οπλισμένων επιχωμάτων.

Καθορισμός του πεδίου εφαρμογής του έργου

- Με τον όρο οπλισμένη επίχωση περιλαμβάνονται γεωκατασκευές (έργα αντιστήριξης, οπλισμένα επιχώματα, κλπ) τα οποία ορίζονται σύμφωνα με το πρότυπο του ΕΛΟΤ ΕΝ 14475/ 13-3-2006
- Οι παρούσες οδηγίες αφορούν τον υπολογιστικό έλεγχο επιχωμάτων με κλίση αναβαθμών μικρότερης ή ίσης από 71° (υ:β=3:1), τα οποία οπλίζονται με γεωσυνθετικούς οπλισμούς (πολυμερικούς), όπως αυτά ορίζονται, σχεδιάζονται και κατασκευάζονται σύμφωνα με το πρότυπο ΕΛΟΤ ΕΝ 14475/ 13-3-2006.
 Επιχώματα υποκείμενα σε ειδικές φορτίσεις, π.χ. φορτία ακροβάθρων, δεν καλύπτονται πλήρως από τις παρούσες οδηγίες.
- Οπλισμένες επιχώσεις με κλίσεις αναβαθμών μεγαλύτερες των 71° (υ:β=3:1) συνιστούν ξεχωριστό γεωτεχνικό αντικείμενο μελέτης, το οποίο δεν καλύπτεται από τις οδηγίες.

Παρακάτω αναφέρονται τα σχεδιαστικά βήματα των οδηγιών αυτών.

<u>1° Βήμα</u>

Καθορισμός της κατηγορίας του οπλισμένου επιχώματος καθώς και των απαιτήσεων σχεδιασμού

- Από πλευράς διάρκειας ωφέλιμης χρήσης, κατά τον σχεδιασμό τους, τα οπλισμένα επιχώματα κατατάσσονται στη κλάση 1 (Class 1) που αφορά προσωρινές κατασκευές με διάρκεια ωφέλιμης χρήσης έως 5 έτη και στις κλάσεις
 2-5 (Class 2-5) με διάρκεια ωφέλιμης χρήσης μεγαλύτερη των 5 ετών κατά τα αναφερόμενα στο ΕΛΟΤ ΕΝ 14475. Η κλάση κάθε οπλισμένου επιχώματος θα ορίζεται εξ αρχής.
- Από πλευράς σπουδαιότητας, θα πρέπει εξ αρχής (πριν από τον σχεδιασμό και τους ελέγχους), να ορίζεται επίσης η γεωτεχνική κατηγορία (ΓΚ), στην οποία θα κατατάσσεται το κάθε οπλισμένο επίχωμα, λαμβάνοντας υπόψη τις ακόλουθες οδηγίες:

<u>Γεωτεχνικές κατηγορίες κατά EN-1997-1:</u>

Γεωτεχνική Κατηγορία 1: (ΓΚ1)

Συνήθη απλά επιχώματα όπου είναι αμελητέος ο κίνδυνος και περιορισμένες
 οι συνέπειες σε περίπτωση αστοχίας.

Γεωτεχνική Κατηγορία 2: (ΓΚ2)

- Συνήθεις κίνδυνοι και δυσμενείς συνέπειες σε περίπτωση αστοχίας.
- Συνήθη οπλισμένα επιχώματα (εξαιρούνται τα κατατασσόμενα στην ΓΚ3 & ΓΚ1).
- Συνήθεις ομαλές γεωτεχνικές συνθήκες θεμελίωσης ή συνθήκες θεμελίωσης αντιμετωπίσιμες χωρίς ιδιαίτερη δυσκολία.

Γεωτεχνική Κατηγορία 3: (ΓΚ3)

- Υψηλοί κίνδυνοι, σοβαρότατες συνέπειες σε περίπτωση αστοχίας.
- «Ιδιαίτερα» οπλισμένα επιχώματα (π.χ. πολύ υψηλά και απότομα, σύνθετης γεωμετρίας και κατασκευής κ.λπ.),
- Επιχώματα που θεμελιώνονται σε ιδιαίτερα δύσκολες εδαφικές συνθήκες θεμελίωσης ή επιβάλλονται ασυνήθεις σπάνιες φορτίσεις, ή ο σεισμός αποτελεί κρίσιμη παράμετρο σχεδιασμού και επηρεάζει τη γενικότερη λειτουργία της κατασκευής.
- Στην κατηγορία ΓΚ3 κατατάσσονται και τα επιχώματα που δεν δύναται να ενταχθούν στις δύο προηγούμενες κατηγορίες.

Οι προαναφερθείσες γεωτεχνικές κατηγορίες δεν μεταβάλλουν κατ' ανάγκη τις τιμές του επιδιωκόμενου γενικού συντελεστή ή των επιμέρους συντελεστών ασφάλειας. Αποσκοπούν στην απρόσκοπτη λειτουργία του συνολικού έργου και χαρακτηρίζουν την κρισιμότητα της διατήρησης αυτού σε συνθήκες πλήρους λειτουργίας. Ταυτόχρονα οριοθετούν την έκταση και την ποιότητα των απαιτούμενων γεωτεχνικών ερευνών, την έμφαση στην επίβλεψη κατά την διάρκεια της κατασκευής, καθώς και το απαιτούμενο επίπεδο οργάνωσης και συντήρησης κατά τη λειτουργία του έργου.

 Επιπροσθέτως για τον σχεδιασμό ενός επιχώματος, για τον σχεδιασμό ενός οπλισμένου επιχώματος απαιτείται ο καθορισμός των εξής: Το είδος και η ποιότητα του γεωυλικού επίχωσης, λαμβάνοντας υπόψη τις
 επιτόπου συνθήκες του έργου.

- Είδος στοιχείων όπλισης. Πέραν των εφελκυστικών αντοχών και των σχετικών επιμέρους μειωτικών συντελεστών, θα καθορίζονται οι τιμές του μέτρου παραμορφωσιμότητας αναλόγως του επιπέδου φόρτισης και της διάρκειας ωφέλιμης χρήσης.

Κατά τη φάση κατασκευής θα γίνεται προσαρμογή της μελέτης, η οποία θα λαμβάνει υπόψη τόσο το είδος και την ποιότητα των διατιθέμενων γεωυλικών στο έργο (προς χρήση για την κατασκευή του σώματος του επιχώματος), όσο και τα ακριβή χαρακτηριστικά και τις τιμές των απαιτούμενων παραμέτρων των στοιχείων όπλισης (τα οποία θα έχουν ήδη επιλεχθεί για να τοποθετηθούν τελικώς στο έργο).

<u>2° Βήμα</u>

Βασικές αρχές υπολογιστικών ελέγχων

• Μεθοδολογία ελέγχων

-Τα οπλισμένα επιχώματα θα ελέγχονται με τη μέθοδο της οριακής ισορροπίας έναντι καταστάσεων αστοχίας, χρησιμοποιώντας οποιαδήποτε έγκριτη κλασσική μέθοδο οριακών ελέγχων ευστάθειας (π.χ. Bishop, Janbu, Spencer, κ.λπ.), που επιπροσθέτως των εδαφικών παραμέτρων λαμβάνει επίσης υπόψη τις αντοχές και τις τριβές των οπλισμών. Τα στοιχεία όπλισης συνεισφέρουν στην αύξηση του γενικού συντελεστή ασφάλειας, με εισαγωγή αντίστοιχης εφελκυστικής δύναμης στις βασικές εξισώσεις ισορροπίας. Επικουρικά, μπορεί να χρησιμοποιείται και ανάλυση συνεχούς μέσου (πεπερασμένες διαφορές ή πεπερασμένα στοιχεία).

-Τυχόν συμπληρωματικοί ή επιμέρους έλεγχοι (σε ειδικές περιπτώσεις, αν ειδικές περιπτώσεις απότομης κλίσης υψηλών επιχωμάτων εδραζόμενων σε έδαφος απότομης εγκάρσιας κλίσης ή και υπεδάφους μειωμένης φέρουσας ικανότητας) μπορούν να εκπονούνται με έγκριτες αναλυτικές μεθόδους.

Κεφάλαιο 2°

-Ο έλεγχος λειτουργικότητας αποσκοπεί στο να υπολογίζονται οι μετακινήσεις και γενικότερα οι παραμορφώσεις της κατασκευής. Το μέγεθος αυτών χαρακτηρίζεται ως ανεκτό όταν διασφαλίζεται η ομαλή λειτουργία της κατασκευής καθ' όλη τη διάρκεια ωφέλιμης χρήσης, με αποδεκτές απαιτήσεις περιοδικής συντήρησης. Στους λειτουργικούς ελέγχους περιλαμβάνονται οι έλεγχοι των καθιζήσεων του υπεδάφους θεμελίωσης και των συνιζήσεων του σώματος του επιχώματος. Σε ειδικές περιπτώσεις θα γίνεται και έλεγχος μετακατασκευαστικών οριζόντιων παραμορφώσεων της παρειάς του επιχώματος.

• Συνδυασμοί φορτίσεων - Γενικές απαιτήσεις ασφάλειας

<i>(</i>		— <i>i</i>	
Συνδυασμός	Συνθήκες	Παράμετροι	Απαιτούμενος
φόρτισης		διατμητικής	συνολικός
		αντοχής για τα	συντελεστής
		εδαφικά στρώματα	ασφαλείας
1	Βραχυχρόνιες	Αστράγγιστες	1.2
	στατικές	συνθήκες	
		(συνεκτικά εδάφη)	
2	Μακροπρόθεσμες	Βελτιωμένη	1.00
	με σεισμό	αστράγγιστη λόγω	
		στερεοποίησης	
		(συνεκτικά εδάφη)	
3	Μακροπρόθεσμες	Ενεργές	1.30
	με ανώτατη στάθμη	παράμετροι	
	υπογείου ορίζοντα	αντοχής	
	50ετίας		

Π ívarac 2.2	Συνθόκες φόρτισης	Δπαιτούμενος	συνολικός	συντελεστός	agualcíac
Πνακάς Ζ.Ζ –	Ζυνυικές ψυριισιζ -	- Απαπουμένος	υυνυλικύς		αυψαλείας

Πίνακας 2.3 – Κατάταξη έργου

Κατάταξη έργου	ГК2		ГК3	
Τρόπος τοποθέτησης οπλισμών	A	В	A	В
Για κλίσεις παρειάς υ:β>3:1	0.8%	0.4%	0.4%	0.2%
Για κλίσεις παρειάς υ:β≤3:1	1.6%	0.8%	0.8%	0.4%

• Μηχανισμοί ελέγχου – καταστάσεις αστοχίας - λειτουργικότητας

-Για τη διαστασιολόγηση ενός οπλισμένου επιχώματος, εξετάζονται όλοι οι πιθανοί μηχανισμοί δυνητικής αστοχίας, για κάθε συνδυασμό φόρτισης, και προσδιορίζονται οι ελάχιστοι συνολικοί συντελεστές ασφάλειας, οι οποίοι συγκρίνονται με τους αντίστοιχους απαιτούμενους συνολικούς συντελεστές του πίνακα 2.3.

Ελεγχος για το είδος της δυνητικής αστοχίας. Οι πιθανές μορφές δυνητικής αστοχίας ομαδοποιούνται στις εξής τρεις καταστάσεις αστοχιών:

- (α) Η εξωτερική ευστάθεια (external stability ES)
- (β) Η εσωτερική ευστάθεια (internal stability IS)
- (γ) Η σύμμεικτη ευστάθεια (compound stability CS)

Κατά τον έλεγχο της κατάστασης λειτουργικότητας, υπολογίζονται οι μετακινήσεις και γενικότερα οι παραμορφώσεις της γεωκατασκευής. Για τους υπολογισμούς των λειτουργικών ελέγχων ο συνολικός συντελεστής ασφάλειας και όλοι οι επιμέρους συντελεστές είτε επί των φορτίσεων, είτε επί των εδαφικών παραμέτρων λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα. Στους λειτουργικούς ελέγχους θα συμπεριλαμβάνεται ο έλεγχος των καθιζήσεων του υπεδάφους θεμελίωσης του οπλισμένου επιχώματος (ειδικά μάλιστα στις περιπτώσεις που το υπέδαφος περιλαμβάνει συμπιεστά στρώματα). Θα διενεργείται επίσης και έλεγχος των συνιζήσεων του σώματος του επιχώματος. Υποδείξεις σχετικά με τα ανεκτά όρια της διαφορικής καθίζησης - συνίζησης (σε σχέση με το σύστημα επένδυσης της παρειάς του οπλισμένου επιχώματος), αναφέρονται στο ΕΛΟΤ ΕΝ 14475. Στην περίπτωση ελέγχου οριζόντιων μετακατασκευαστικών παραμορφώσεων (εκφρασμένες ως οριζόντια μετακατασκευαστική μετακίνηση ως προς το ύψος του επιχώματος) λαμβάνονται από τις αντίστοιχες Γαλλικές οδηγίες (NF G38064) ως ακολούθως (εκτός και αν κατά περίπτωση ζητηθούν διαφορετικές τιμές):

 Τρόπος τοποθέτησης οπλισμών Α: Συνδεδεμένοι επαρκώς με το σύστημα παρειάς και ελαφρά προένταση της πίσω απόληξής τους κατά την τοποθέτηση. Τρόπος τοποθέτησης οπλισμών Β: Χωρίς επαρκή σύνδεση με το σύστημα παρειάς (ή έλλειψη φέροντος συστήματος παρειάς) και χωρίς συστηματική προένταση.

Κατά τους ελέγχους των μετακατασκευαστικών οριζοντίων παραμορφώσεων, θα λαμβάνεται υπόψη η διαφοροποίηση (μείωση) του μέτρου παραμορφωσιμότητας των οπλισμών συναρτήσει του χρόνου, υπό σταθερή ένταση, προσομοιάζοντας έτσι την ερπυστική συμπεριφορά που παρουσιάζουν τα γεωσυνθετικά στοιχεία όπλισης.

<u>3° Βήμα</u>

Καθορισμός σεισμικής ευστάθειας

Για τον καθορισμό της σεισμικής ευστάθειας εκτελείται μια ψευδοστατικού τύπου ανάλυση. Εφαρμόζονται ψευδοστατικές επιταχύνσεις στην υπό εξέταση διάταξη. Η ανάλυση αυτή πρέπει να είναι σύμφωνη με τα ΕΑΚ (2000) για πρανή – αναχώματα.

 Η ευστάθεια φυσικών ή τεχνητών πρανών κατά τον σεισμικό κραδασμό θα ελέγχεται με θεώρηση των ακόλουθων πρόσθετων ενεργών επιταχύνσεων που δρουν στην εδαφική μάζα.

Οριζόντια:

$$\mathbf{a}_{\mathbf{h}} = \mathbf{a}_{\mathbf{\pi}} \tag{2.13}$$

Κατακόρυφη:

 $\mathbf{a}_{\mathrm{v}} = \pm \frac{1}{2} \cdot \mathbf{a}_{\mathrm{\pi}} \tag{2.14}$

Όπου α_π είναι η σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού του πρανούς, που λαμβάνεται ίση με 0.5α για φυσικά πρανή ή ίση με (α_B + α_K) / 2 για πρανή αναχωμάτων.

Σε εδάφη κατηγορίας Γ, περιοχές σεισμικότητας ΙΙΙ ή ΙV και όταν η υπό μελέτη κατασκευή έχει σπουδαιότητας Σ3 ή Σ4 ή όταν πρόκειται για ευστάθεια γενικότερης περιοχής, η εκτίμηση των παραμέτρων διατμητικής αντοχής πρέπει να βασίζεται σε κατάλληλες επιτόπου ή / και εργαστηριακές δοκιμές από

Κεφάλαιο 2°

ανακυκλική φόρτιση. Για αργιλικά εδάφη πρέπει να λαμβάνεται η απομένουσα (μετά από μεγάλη παραμόρφωση) αντοχή.

 Η ευστάθεια αναχωμάτων με ύψος μέχρι και 15.00 m θα ελέγχεται με θεώρηση προσθέτων οριζοντίων ενεργών επιταχύνσεων της μάζας τους, που μεταβάλλονται από:

στη βάση:

$$a_{\rm B} = 0.50 \cdot a$$
 (2.15)

στην κορυφή του αναχώματος

$$\alpha_{\rm K} = \alpha_{\rm B} \cdot \beta({\rm T}) \tag{2.16}$$

όπου:

α : είναι η ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους και

β(Τ) : είναι η φασματική μεγέθυνση που αντιστοιχεί στην θεμελιώδη ιδιοπερίοδο Τ_α του έργου.

Αν δεν γίνει ακριβέστερος υπολογισμός, μπορεί να ληφθεί :

$$\mathbf{T} = 2.5 \cdot \left(\frac{\mathrm{H}}{\mathrm{v}_{\mathrm{S}}}\right) \tag{2.17}$$

όπου:

Vs : είναι η μέση τιμή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων στο ανάχωμα

Η μελέτη αναχωμάτων ύψους μεγαλύτερου των 15m, αναχωμάτων που φέρουν σημαντικά έργα, και φραγμάτων γενικώς, δεν καλύπτεται από τον παρόντα κανονισμό. Στις περιπτώσεις αυτές, πρέπει να γίνεται ειδική γεωτεχνική και σεισμική μελέτη. Εφοσον δεν γίνει λεπτομερής και πλήρης σεισμολογική μελέτη, η σεισμική δράση στην στάθμη του φυσικού εδάφους επιτρέπεται να ληφθεί, με χρήση κατάλληλης τιμής του συντελεστή σπουδαιότητας γι και τιμές q = 1.0, η = 1.0, και θ = 1.0.

<u>4⁰ Βήμα</u>

Σχεδιασμός στοιχείων όπλισης

Δεδομένου ότι η εφελκυστική αντοχή των γεωσυνθετικών οπλισμών δεν είναι σταθερή, αλλά εξαρτάται τόσο από την χρονική διάρκεια επιβολής της φόρτισης, όσο και από την θερμοκρασία περιβάλλοντος, οι εφελκυστικές αντοχές σχεδιασμού των στοιχείων όπλισης στην διάρκεια του εύρους του χρόνου ζωής του έργου καθώς και σε συνθήκες ταχείας φόρτισης, είναι διαφοροποιημένες, προκύπτουν δε από τις εξής σχέσεις:

$$T_{k} = \frac{T_{ult}}{RF}$$
(2.18)

$$T_{d} = \frac{T_{k}}{\gamma_{M}}$$
(2.19)

$$\mathbf{T}_{\mathbf{k},\mathbf{s}} = \frac{\mathbf{T}_{\mathbf{u}\mathbf{l}\mathbf{t}}}{(\mathbf{f}_{\mathbf{m}} \cdot \mathbf{f}_{\mathbf{e}} \cdot \mathbf{f}_{\mathbf{d}})}$$
(2.20)

$$T_{d,s} = \frac{T_{k,s}}{\gamma_M}$$
(2.21)

όπου:

Tuit: Ονομαστική εφελκυστική αντοχή στοιχείου όπλισης (Εργοστασιακή αντοχή)

Tκ : Χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή στοιχείου όπλισης σε μακροχρόνιες συνθήκες (διάρκειας ίση με την διάρκεια ωφέλιμης χρήσης του έργου)

Τ_{κ.s} : Χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή στοιχείου όπλισης σε βραχυχρόνιες συνθήκες ταχείας φόρτισης.

T_d : Εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού στοιχείου όπλισης στην απαιτούμενη διάρκεια ωφέλιμης χρήσης του έργου "ť".

T_{d,s} : Εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού στοιχείου όπλισης σε βραχυχρόνιες συνθήκες ταχείας φόρτισης.

RF (= $f_m x f_e x f_d x f_{cr}$) : Επαλληλιζόμενοι επιμέρους μειωτικοί συντελεστές επί της ονομαστικής εφελκυστικής αντοχής του στοιχείου όπλισης.

fm : Συντελεστής μείωσης έναντι αποκλίσεων της παραγωγής και χρονικής προέκτασης δεδομένων.

fe : Συντελεστής μείωσης λόγω περιβαλοντικών (χημικών, βιολογικών, υπεριώδους ακτινοβολίας) προσβολών.

fd : Συντελεστής μείωσης λόγω φθορών κατά την τοποθέτηση και κατασκευή.

fer : Συντελεστής μείωσης λόγω ερπυσμού για δεδομένη θερμοκρασία εδάφους και για την απαιτούμενη διάρκεια ωφέλιμης χρήσης "t".

γΜ : Επιμέρους μειωτικός συντελεστής ασφάλειας επί των χαρακτηριστικών εφελκυστικών αντοχών του στοιχείου όπλισης προκειμένου να μετατραπούν οι χαρακτηριστικές αντοχές σε τιμές σχεδιασμού (Οι τιμές γΜ διαφοροποιούνται για ελέγχους με χρήση της βραχυχρόνιας ή της μακροχρόνιας αντοχής).

Οι τιμές των παραπάνω συντελεστών μείωσης fm, fe, fd και fcr καθώς και της αντοχής Tutt καθορίζονται από τα αντίστοιχα πιστοποιητικά του στοιχείου όπλισης. Σε περίπτωση που κατά την μελέτη δεν επιλέγονται εξαρχής συγκεκριμένοι (εμπορικοί) τύποι στοιχείων όπλισης, οι τιμές των ως άνω μεγεθών θα λαμβάνονται κατά παραδοχή, αναλόγως του είδους του υλικού του στοιχείου όπλισης (π.χ. πολυαιθυλενίου, πολυεστερικού, κ.λπ.), το οποίο θα έχει καταρχάς επιλεχθεί, και λαμβάνοντας υπόψη τις συνήθεις τιμές των επιμέρους συντελεστών για τα προϊόντα αυτά.

Αντίσταση έναντι εξόλκευσης στοιχείων όπλισης

Όταν το εφελκυόμενο στοιχείο όπλισης διατέμνεται από μία επιφάνεια δυνητικής ολίσθησης τείνει να εξολκευτεί από το περιβάλλον έδαφος. Η χαρακτηριστική αντοχή (δύναμη) έναντι εξόλκευσης Τ_{pu,k} είναι συνάρτηση του μήκους αγκύρωσης του στοιχείου L_e, της ορθής τάσης σ_n' και του συντελεστή έναντι εξόλκευσης μ*, υπολογίζεται δε ως εξής:

$$\mathbf{T}_{\mathbf{pu},\mathbf{k}} = \mathbf{2} \cdot \boldsymbol{\mu}^* \cdot \mathbf{L}_{\mathbf{e}} \cdot \boldsymbol{\sigma}'_{\mathbf{n}}$$
(2.22)

Η τιμή σχεδιασμού Τ_{pu,d} προκύπτει εκ της χαρακτηριστικής, με χρήση του επιμέρους μειωτικού συντελεστή ασφαλείας γ_{pu}. Σε κάθε περίπτωση, το κινητοποιούμενο ποσοστό της Τ_{pu,d}, είναι το πολύ ίσο προς την εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού του στοιχείου όπλισης (σε αντίθετη περίπτωση η αστοχία προέρχεται λόγω υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής).
Η τιμή του συντελεστή μ* προσδιορίζεται με δοκιμές εξόλκευσης ή υπολογίζεται από την σχέση:

$$\mu^* = f_b x \tan \varphi'_k$$

(2.23)

όπου:

fb : Συντελεστής αλληλεπίδρασης έναντι εξόλκευσης (bond coefficient)

φκ' : Χαρακτηριστική ενεργός γωνία τριβής του υλικού επίχωσης

Σε περίπτωση που κατά την μελέτη δεν επιλέγεται εξαρχής συγκεκριμένος τύπος στοιχείων όπλισης, ούτε έχουν προηγηθεί δοκιμές εξόλκευσης, η τιμή f_b θα λαμβάνεται κατά παραδοχή, αναλόγως του είδους του υλικού του στοιχείου όπλισης (π.χ. πολυαιθυλενίου, πολυεστερικού, κ.λπ.), το οποίο θα έχει καταρχάς επιλεχθεί, και λαμβάνοντας υπόψη τις συνήθεις τιμές των σχετικών συντελεστών για τα προϊόντα αυτά.

Αντίσταση έναντι ολίσθησης κατά μήκος διεπιφανειών εδάφους-στοιχείων όπλισης

Ο συγκεκριμένος μηχανισμός περιλαμβάνει πιθανή αστοχία κατά μήκος διεπιφανειών μειωμένης διατμητικής αντοχής εντός του οπλισμένου σώματος του επιχώματος, οι οποίες δύναται να αναπτυχθούν στη διεπιφάνεια μεταξύ στοιχείου όπλισης και υλικού επιχώματος ή εδάφους έδρασης. Για τον υπολογισμό της αντίστασης έναντι ολίσθησης στις διεπιφάνειες στοιχείων όπλισης-εδάφους επίχωσης (ή εδάφους έδρασης), χρησιμοποιείται ο συντελεστής αλληλεπίδρασης έναντι ολίσθησης fds (direct sliding coefficient), η τιμή του οποίου καθορίζεται βάσει των πιστοποιητικών του στοιχείου όπλισης και της ενεργής γωνίας τριβής του εδάφους ή βάσει εργαστηριακών δοκιμών. Εξ αυτού, υπολογίζεται ο συντελεστής τριβής:

$$\mu = f_{ds} x \tan \varphi'_{k}$$
 (2.24)

Η χαρακτηριστική διατμητική αντοχή (δύναμη) κατά μήκος μίας τέτοιας διεπιφάνειας, μήκους Ls, υπό την παρουσία ορθής ενεργής τάσης σ΄ είναι :

$$\mathbf{T}_{\mathrm{SL},k} = \mu \, \mathbf{x} \, \mathbf{L}_{\mathrm{S}} \, \mathbf{x} \, \boldsymbol{\sigma}'_{\mathrm{n}} \tag{2.25}$$

Η αντίστοιχη χαρακτηριστική διατμητική αντοχή (τάση) είναι:

$$\tau_{SL,k} = \mu \, x \, \sigma'_n \tag{2.26}$$

Η τιμή σχεδιασμού Τ_{SL,d} προκύπτει εκ της χαρακτηριστικής, με χρήση του επιμέρους μειωτικού συντελεστή ασφαλείας γ_{SL}.

Στη γενική περίπτωση ενός στοιχείου όπλισης με διάκενα (πχ ενός φύλλου γεωπλέγματος) όπου κατά την οριζόντια τομή (κάτοψη) ορίζεται ως α_s το ποσοστό της στερεής επιφάνειας των ινών, σε σχέση με την συνολική επιφάνεια του φύλλου, είναι:

$$f_{ds} = \alpha_s \left(\frac{tan\delta}{tan\phi'_k}\right) + (1 - \alpha_s)$$
(2.27)

όπου:

tanδ : είναι ο συντελεστής επιδερμικής τριβής της διεπιφάνειας του υλικού (ίνας) με το έδαφος, εξαρτώμενος τόσο από το υλικό του στοιχείου όπλιση, όσο και από τη σύσταση του εδάφους.

Σε περίπτωση που κατά τη μελέτη δεν επιλέγεται εξαρχής συγκριμένος τύπος στοιχείων όπλισης, ούτε έχουν προηγηθεί δοκιμές εξόλκευσης, η τιμή f_b θα λαμβάνεται κατά παραδοχή, αναλόγως του είδους του υλικού του στοιχείου όπλισης, το οποίο θα έχει καταρχάς επιλεχθεί και λαμβάνοντας υπόψη τις συνήθεις τιμές των σχετικών συντελεστών για τα προϊόντα αυτά.

<u>5° Βήμα</u>

Καθορισμός των βασικών αρχών των κατασκευαστικών διατάξεων

Οι κατασκευαστικές διατάξεις των στοιχείων όπλισης θα είναι σύμφωνες με το πρότυπο του ΕΛΟΤ ΕΝ 14475/ 13-3-2006, με τις ακόλουθες επιμέρους διευκρινήσεις:

Οι αποστάσεις καθ' ύψος των οπλισμών S_v θα πρέπει να είναι ακέραια πολλαπλάσια του καθοριζόμενου συμπυκνωμένου πάχους των επιμέρους στρώσεων του γεωυλικού κατασκευής του επιχώματος, ώστε να επιτυγχάνεται ικανοποιητική συμπύκνωση. Συνιστάται δε γενικώς οι αποστάσεις μεταξύ των οπλισμών να καθορίζονται συνήθως εντός των ορίων S_v=0,20m έως 0,80m και να μην υπερβαίνουν το 1,0m, ώστε να εξασφαλίζεται η μηχανική λειτουργία ως σύνθετου ("composite") υλικού στο οπλισμένο τμήμα.

Για τον ίδιο λόγο, συνιστάται τα μήκη και οι δυσκαμψίες - αντοχές των οπλισμών να μην είναι εντόνως ασυνεχώς μεταβαλλόμενα καθ' ύψος. Εξαιρέσεις από την οδηγία αυτή θα μπορούσαν να υπάρξουν σε ειδικές περιπτώσεις και εφόσον ελεγχθούν κατάλληλα (π.χ. περιπτώσεις με δευτερεύοντες ενδιάμεσους οπλισμούς μικρού μήκους και αντοχής, ειδικού τύπου φέροντα στοιχεία παρειάς, κ.λπ.). Σε περίπτωση μη συνεχόμενων φύλλων οπλισμού κατά την οριζόντια έννοια, οι οριζόντιες αποστάσεις Sh μεταξύ των ανεξάρτητων λωρίδων των γεωσυνθετικών φύλλων οπλισμού δεν θα πρέπει να υπερβαίνουν το διπλάσιο του πλάτους αυτών.

Κατά το σχεδιασμό θα πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη μέριμνα για το βάθος θεμελίωσης των οπλισμένων επιχωμάτων, ειδικότερα μάλιστα στις περιπτώσεις έντονης εγκάρσιας κλίσης εδάφους, καθώς και έντονης κλίσης παρειάς, ούτως ώστε να εξασφαλίζονται ικανοποιητικές συνθήκες θεμελίωσης (και η διαχρονική προστασία του εδάφους έδρασης - θεμελίωσης) στην περιοχή του ποδός του επιχώματος.

Τεχνικές προδιαγραφών των υλικών κατασκευής

(1) Καταλληλότητα – Παράμετροι γεωυλικών επιχώματος

Οι τύποι και οι ιδιότητες των γεωσυνθετικών (πολυμερικών) οπλισμών, των συστημάτων επένδυσης παρειάς καθώς και οι ποιότητες των γεωυλικών θα πρέπει να είναι σύμφωνες με το πρότυπο του ΕΛΟΤ ΕΝ 14475/13-3-2006, με την ακόλουθη επιμέρους διευκρίνηση:

Κατά τα διαλαμβανόμενα του παρακάτω πίνακα σύμφωνα με τον ΕΛΟΤ ΕΝ 14475, για μόνιμα οπλισμένα επιχώματα συνιστάται να χρησιμοποιούνται γενικώς κοκκώδη γεωυλικά. Η δε χρήση λεπτόκοκκων αργιλικών ή ιλυωδών υλικών επιτρέπεται σε ορισμένες μόνο περιπτώσεις, εφόσον ληφθούν υπόψη οι ιδιότητες αποστράγγισης του υλικού επίχωσης ή/και προβλεφθούν οι κατάλληλες αποστραγγιστικές ζώνες στο σώμα του επιχώματος.

<u>ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ</u> :

Οι προτεινόμενοι συνδυασμοί (γεωυλικών, στοιχείων όπλισης και συστήματος επένδυσης παρειάς) αποτελούν απλά και μόνο οδηγία και όχι προδιαγραφή. Η παραπάνω συνοπτική περιγραφή των γεωυλικών, αναφέρεται σε κάποιες μόνο από τις βασικές ιδιότητες των γεωυλικών και όχι σε όλα τους τα χαρακτηριστικά. Τα ειδικά χαρακτηριστικά των υλικών που θα χρησιμοποιηθούν, θα καθορίζονται στην μελέτη του έργου. Λεπτόκκοκο (ιλυοαργιλώδες) υλικό επίχωσης που περιέχει μεγάλο ποσοστό υγρασίας (μεγαλύτερης της βέλτιστης) συμπυκνώνεται δύσκολα. Κατά την συμπύκνωση, είναι δυνατόν να δημιουργηθούν διεπιφάνειες μικρής διατμητικής αντοχής και να μην επιτευχθεί η απαιτούμενη συμπύκνωση. Λεπτόκκοκο υλικό επίχωσης το οποίο έχει αποτεθεί και συμπυκνώνεται υπό αντίξοες καιρικές συνθήκες θεωρείται προβληματικό. Θα πρέπει επίσης να λαμβάνεται υπόψη πιθανή παγοπληξία του υλικού αυτού, κατά την χρησιμοποίηση του σε ψυχρά κλίματα.

<u>ΕΙΔΙΚΕΣ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ</u>:

(α) : Εάν δεν επιτευχθεί επαρκής συμπύκνωση των γεωυλικών, τότε οι διαφορικές καθιζήσεις που μπορεί να συμβούν μεταξύ της επένδυσης της παρειάς και των στοιχείων όπλισης, πιθανώς να προκαλέσουν την υπερφόρτιση των συνδέσεων τους.

(β) : Πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι υδραυλικές ιδιότητες του γεωυλικού.

(γ): Ιδιαίτερη μέριμνα θα πρέπει να λαμβάνεται για την επίδραση που έχει στην γωνία τριβής γεωυλικού η διαδικασία συμπύκνωσης του πρανούς, λαμβάνοντας υπόψη την υγρασία και τις κλιματολογικές συνθήκες και την πιθανή χρήση ζωνών στράγγισης.

(δ) : Η αλληλεπίδραση μεταξύ των γεωυλικών και των στοιχείων όπλισης πρέπει να καθορίζονται τόσο με βάση τις συνθήκες που επικρατούν κατά την διάρκεια της εκσκαφής αλλά και για μακροχρόνιες.

(ε) : Κατά την διάρκεια κατασκευής της επένδυσης της παρειάς ,θα πρέπει να υπάρχει έλεγχος της ορθής τοποθέτησης των στοιχείων που την αποτελούν.

Στους υπολογισμούς θα πρέπει να λαμβάνονται οι τιμές των χαρακτηριστικών ενεργών παραμέτρων διατμητικής δείκτες αντοχής φ_k' & c_k' κατά ΕΛΟΤ ΕΝ1997.01, με τιμή της ενεργού συνοχής κατά μέγιστο ίση με 5 kPa. Μεγαλύτερες τιμές ενεργής συνοχής μπορεί να λαμβάνονται σε ειδικές περιπτώσεις και κατόπιν ειδικής έγκρισης.

Τύπος υλικού	Τύπος 1	Т	ύπος 2	Τύπος 3		Τύπος 4					
Γεωμηχανικά χαρακτηριστικά	Ελεύθερα	Ko	κκώδης	Ενδιάμεσο		Λεπτό-					
	στραγγιζό	-	15			ккоко					
	μενο										
%διερχόμενο από βροχίδα 80	<5%	<12	12-35%	12-35%	>35%	άλλα					
μικρών		%									
%διερχόμενο από βροχίδα 20	-	-	<10%	>10%	<40%						
μικρών											
Δείκτης πλαστικότητας	-	-	-	<25	<25						
Είδος κατασκευής											
Το μέρος της κατασκευής	A	В	В	Δ	Δ	Δ					
εκτεθειμένο σε πλημμύρα / ή											
σε απότομη πτώση στάθμης											
του ύδατος											
Γεωκατασκευές στις οποίες	A	A	В	Γ(α)	Δ	Δ					
εοραζονται ακροβαθρα											
γεφυρας, σιοηροορομικες											
γραμμες, κτιρια		•									
Υψηλοι οπλισμένοι τοιχοι	A	<u>A</u>	В	В							
Υψηλα οπλισμενα επιχωματα	A	<u>A</u>	В	В	Ι(β)	Ι(β)					
Συνήθεις τοίχοι και επιχώματα	A	A	A	В	Γ(β)	Γ(β)					
Στοιχεία όπλισης	1					1					
Λεία λωριδωτά ή ραβδωτά	A		A	Γ(α)		Δ					
στοιχεία (μεταλλικά ή											
πολυμερικά)					î						
Λωριδωτά ή ραβδωτά	A		A	В	Γ(δ)	Δ					
στοιχεία με νευρώσεις											
(μεταλλικα η πολυμερικα)											
Πλέγματα ράβδων, εννιαία	A		A	В	Γ(δ)	Δ					
φυλλα οπλισης,											
γεωπλεγματά (μετάλλικα η											
Πολυμερικά)			^			F(0)					
Ι εωσυνθετικά	В		A	A		Γ(β)					
αποστραγγισης											
1005)											
Επένδιας παρειάς											
	۸		٨	Δ(σ	x)	^					
	A		AA		$\Delta(\alpha)$						
Πμι-ακαμτιτη	A		A								
Ευκαμπτη	A		А	A	В	(3) I					
			A	-	()						
500000			A	Συνήθης πρακτική		κτικη					
Ζιμειωσεις			В	Οχι συχνη εφαρμογη							
			<u> </u>	Απαιτει ειδική μελέτη							
			Δ	Δε	ν συνίστο	παι					

Πίνακας 2.4 – Τύπος υλικού και γεωμηχανικά χαρακτηριστικά.

2.3. Σύγκριση Αμερικάνικων κανονισμών με τις Ελληνικές οδηγίες

Συγκρίνοντας τους Αμερικανικούς κανονισμούς με τις Ελληνικές οδηγίες σχεδιασμού οπλισμένων επιχωμάτων μπορεί να παρατηρηθούν αρκετές ομοιότητες καθώς και ορισμένες ελλείψεις των δεύτερων σε ορισμένους τομείς. Οι ελλείψεις αυτές εντοπίζονται στο γεγονός ότι δεν γίνεται λεπτομερής αναφορά στην διαδικασία εύρεσης της κατανομής των οπλισμών στο πρανές, στην επιλογή των τεχνικών χαρακτηριστικών αυτών και στην διαδικασία κατασκευής του πρανούς. Επιπλέον, στις Ελληνικές οδηγίες δεν γίνεται σχεδόν καμία αναφορά στα συστήματα και στις μεθόδους απορροής του πρανούς, παράγοντας που επηρεάζει σε μεγάλο βαθμό την ευστάθεια ενός πρανούς. Η μέθοδος απορροής στον σχεδιασμό ενός πρανούς παίζει σημαντικό ρόλο και μπορεί να επιφέρει σημαντικές αλλαγές στη μελέτη και στην κατασκευή του.

Βέβαια, συγκρίνοντας τους Αμερικάνικους κανονισμούς και τις Ελληνικές οδηγίες όσον αφορά την σεισμική ευστάθεια, εύκολα παρατηρείται πως έχουν αρκετές ομοιότητες. Και στις δύο περιπτώσεις το πρανές αντιμετωπίζεται χρησιμοποιώντας την μέθοδο οριακής ισορροπίας και εκτελείται μία ψευδοστατική ανάλυση με την χρήση κάποιων επιλεγμένων σεισμικών συντελεστών επιτάχυνσης. Οι συντελεστές αυτοί επιλέγονται ανάλογα με τον εκάστοτε ισχύοντα αντισεισμικό κανονισμό, π.χ., στις Ελληνικές οδηγίες γίνεται με βάση τον ΕΑΚ (2000). Επιπροσθέτως, παρατηρείται ταύτιση στην διενέργεια της ψευδοστατικής ανάλυσης, καθώς και στις δύο περιπτώσεις επιλέγεται ως σεισμική επιτάχυνση η μισή σχεδιαστική σεισμική επιτάχυνση.

Όσον αφορά στην κατασκευή των γεωσυνθετικά ενισχυμένων πρανών, είναι εύκολο να παρατηρηθεί πως οι παραπάνω οδηγίες έχουν αρκετές ομοιότητες όπως και με την σεισμική ευστάθεια. Και στις δύο περιπτώσεις οι οδηγίες συνιστούν οι αποστάσεις των οπλισμών των πρανών να καθορίζονται εντός των ορίων 0.2 και 0.8 μέτρων και να μην υπερβαίνουν το 1 μέτρο ύψος. Επίσης, συναντώνται αρκετές ομοιότητες στις μορφές αστοχίας όπου εξετάζονται στις εκάστοτε οδηγίες. Στης Ελληνικές οδηγίες εξετάζονται τρεις κατηγορίες αστοχιών: η εσωτερική, η εξωτερική και η σύμμεικτη ευστάθεια. Στους Αμερικάνικους κανονισμούς γίνεται έλεγχος της εξωτερικής ευστάθειας του πρανούς και ειδικότερα έλεγχος βαθιάς αστοχίας, καθώς και αστοχία στον πόδα του πρανούς, όπως επίσης και έλεγχος της εσωτερικής ευστάθειας.

ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ

3.1 Ευστάθεια φυσικών πρανών και οπλισμένων πρανών

Η ευστάθεια των φυσικών πρανών και των πρανών εκσκαφών δεν απαιτεί πάντοτε την κατασκευή έργων αντιστήριξης. Όταν η κλίση είναι ήπια και τα ύψη σχετικώς μικρά, τα πρανή είναι ευσταθή χωρίς αντιστήριξη. Παρακάτω θα μελετηθούν οι συνθήκες ευστάθειας των φυσικών πρανών και των πρανών εκσκαφών, η ευστάθεια πρανών με μεγάλο ύψος και ομοιόμορφη κλίση, και με περιορισμένο ύψος και τυχαία κλίση.

Πρανή μεγάλου ύψους με ομοιόμορφη κλίση

Στο Σχήμα 3.1 παρουσιάζεται ένα πρανές μεγάλου μήκους με ομοιόμορφη κλίση (θ). Στο εσωτερικό του πρανούς μπορεί να υπάρχει μόνιμη υδατική ροή (διήθηση) με διεύθυνση παράλληλη προς το πρανές και ελεύθερη επιφάνεια ροής σε βάθος *z*_w. Λόγω του μεγάλου μήκους του πρανούς, η πιθανή επιφάνεια ολίσθησης είναι παράλληλη με την επιφάνεια του πρανούς. Για τον λόγο αυτό εξετάζεται η εντατική κατάσταση σε ένα επίπεδο (*xx*') παράλληλο με την επιφάνεια, σε βάθος *z*. Στο εδαφικό τέμαχος (ΑΒΓΔ) ασκούνται οι ενεργές δυνάμεις που είναι σημειωμένες στο Σχήμα 3.1



Σχήμα 3.1 - Ενεργές δυνάμεις που ασκούνται σε μία λωρίδα εδαφικής μάζας ενός πρανούς

Το ενεργό βάρος της εδαφικής μάζας μπορεί να υπολογιστεί από τον παρακάτω τύπο:

$$\mathbf{W}' = \mathbf{a}' \cdot [\mathbf{z}_{\mathbf{w}} \cdot \mathbf{\gamma} + (\mathbf{z} - \mathbf{z}_{\mathbf{w}})\mathbf{\gamma}']$$
(3.1)

όπου :

γ : το ολικό ειδικό βάρος

γ ' : το υπό άνωση ειδικό βάρος του εδάφους.

Σε περίπτωση όπου στο πρανές ασκείται κάποια δύναμη προκαλούμενη από διήθηση, η δύναμη αυτή υπολογίζεται από τον παρακάτω τύπο:

$$\mathbf{F}_{\mathbf{W}} = (\mathbf{i} \cdot \boldsymbol{\gamma}_{\mathbf{W}}) \cdot \mathbf{a} \cdot \mathbf{z} \tag{3.2}$$

όπου :

i = sinθ είναι η υδραυλική κλίση (επειδή η ελεύθερη επιφάνεια της ροής έχει κλίση θ).

Τέλος, λόγω συμμετρίας οι δυνάμεις *F*' που ασκούνται στις πλευρές του τεμάχους είναι ίσες και αντίθετες. Συνεπώς, η στατική ισορροπία του τεμάχους δίνει:

$$\mathbf{T} = \mathbf{F}_{\mathbf{W}} + \mathbf{W}' \cdot \sin \theta = \alpha \cdot (\mathbf{z} \cdot \mathbf{\gamma} + \mathbf{z}_{\mathbf{w}} \cdot \mathbf{\gamma}_{\mathbf{w}}) \cdot \sin^2 \theta$$
(3.3)

$$N' = W' \cdot \cos \theta = \alpha \cdot (z \cdot \gamma' + z_w \cdot \gamma_w) \cdot \cos \theta$$
(3.4)

Η ορθή ενεργός τάση (σ') και η διατμητική τάση (τ) στο επίπεδο (xx) υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$\sigma' = \frac{N}{l} = (z \cdot \gamma' + z_w \cdot \gamma_w) \cdot \cos^2 \theta$$
(3.5)

$$\tau = \frac{T}{l} = (z \cdot \gamma + z_w \cdot \gamma_w) \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$$
(3.6)

οπότε, ο συντελεστής ασφαλείας έναντι πιθανής αστοχίας στο επίπεδο (xx) είναι:

$$FS = \frac{\tau_u}{\tau} = \frac{c + \sigma' \tan \varphi}{\tau} = \frac{\frac{c}{\cos^2 \theta} + (z \cdot \gamma' + z_w \cdot \gamma_w) \tan \Phi}{(z \cdot \gamma + z_w \cdot \gamma_w) \cdot \tan \theta}$$
(3.7)

Ο ανωτέρω συντελεστής εξειδικεύεται ανάλογα με την εκάστοτε πρακτική εφαρμογή.

<u>Πρανή περιορισμένου ύψους</u>

Όταν το ύψος του πρανούς δεν είναι πολύ μεγαλύτερο από το κρίσιμο βάθος των επιπέδων αστοχίας (*z*_{cr}), οι δυνάμεις *F*' που ασκούνται στην κατακόρυφη παρειά (Σχήμα 3.1) δεν είναι ίσες και συνεπώς η αστοχία μπορεί να συμβεί σε επιφάνειες που δεν είναι παράλληλες με την επιφάνεια του εδάφους. Στην περίπτωση αυτή η ευστάθεια του πρανούς πρέπει να μελετηθεί με τις μεθόδους που αφορούν πρανή περιορισμένου ύψους και περιγράφονται παρακάτω.

Σε φυσικά πρανή ή εκσκαφές περιορισμένου ύψους οι πρώτες ενδείξεις μιας επερχόμενης αστοχίας είναι συνήθως η ανύψωση του εδάφους (φούσκωμα) στη βάση του πρανούς και η εμφάνιση ρωγμών στη στέψη του. Κατά την αστοχία μία εδαφική μάζα, που περιλαμβάνει το σύνολο (ή τμήμα της) του πρανούς, μετακινείται προς τα κατάντη μέχρι να φθάσει σε νέα θέση ισορροπίας, οπότε η κίνησή της σταματά (βλ. Σχήμα 3.2). Συχνά η μετακινούμενη μάζα διαχωρίζεται και παραμορφώνεται. Η επιφάνεια πάνω στην οποία γίνεται η ολίσθηση της εδαφικής μάζας (επιφάνεια αστοχίας) έχει συνήθως κυλινδρικό σχήμα (οπότε η αστοχία συμβαίνει υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης) ή σφαιρικό σχήμα, οπότε η αστοχία είναι τριδιάστατη.



Σχήμα 3.2 - Κινήσεις της εδαφικής μάζας κατά την αστοχία πρανούς.

Σε ορισμένες περιπτώσεις η επιφάνεια ολίσθησης είναι επίπεδη ή αποτελείται από σύστημα επιπέδων και κυλινδρικών επιφανειών. Αυτό συμβαίνει όταν το έδαφος περιλαμβάνει ασθενείς εδαφικές στρώσεις που καθορίζουν την επιφάνεια ολίσθησης. Λόγω της ποικιλίας μορφών της επιφάνειας ολίσθησης, έχουν αναπτυχθεί μέθοδοι για την ανάλυση της ευστάθειας πρανών με οποιαδήποτε μορφή πιθανής επιφάνειας ολίσθησης. Οι απλούστερες από τις μεθόδους αυτές (που είναι και οι συχνότερα χρησιμοποιούμενες) αναλύουν κυλινδρικές επιφάνειες αστοχίας, δηλαδή κυκλικές σε μία τυπική διατομή του πρανούς. Η προτίμηση μεθόδων ανάλυσης με κυκλική επιφάνεια αστοχίας οφείλεται στους εξής λόγους:

 Κατά την ανάλυση της ευστάθειας πρανών συνήθως δεν είναι γνωστή η πιθανή επιφάνεια αστοχίας, επειδή λόγω του μικρού πάχους των ασθενών εδαφικών στρώσεων και του δύσκολου εντοπισμού τους κατά τη γεωτεχνική έρευνα. Ακόμη και σε περιπτώσεις ανάλυσης αστοχιών που έχουν ήδη συμβεί, ο προσδιορισμός της ακριβούς

γεωμετρίας της επιφάνειας ολίσθησης δεν είναι ευχερής (συνήθως μόνον η επιφανειακή αποτύπωση της θέσης της επιφάνειας ολίσθησης είναι δυνατή).

 Ένα σημαντικό ποσοστό των αστοχιών που έχουν μελετηθεί έχουν κυκλική επιφάνεια ολίσθησης.

3. Οι μέθοδοι ανάλυσης με κυκλική επιφάνεια ολίσθησης είναι οι απλούστερες και στις περισσότερες περιπτώσεις ο εκτιμώμενος συντελεστής ασφαλείας πλησιάζει τον πραγματικό με εξαίρεση ιδιαίτερα ρηχές επίπεδες αστοχίες ή αστοχίες με αποσφήνωση.

<u>Ευστάθεια οπλισμένων πρανών</u>

Όπως αναλύθηκε και στο προηγούμενο κεφάλαιο, οι πιθανές μορφές δυνητικής αστοχίας (σύμφωνα με τις Ελληνικές οδηγίες που χρησιμοποιήθηκαν στην Εγνατία οδό) μπορούν να χωριστούν σε τρεις ομάδες ανάλογα με τον τύπο της ευστάθειας του πρανούς.

Η εξωτερική ευστάθεια (External Stability), Συμβολισμός: **ES**

Στη συγκεκριμένη κατάσταση δυνητικής αστοχίας, το οπλισμένο σώμα του επιχώματος αντιμετωπίζεται στον έλεγχο ως ένα πρακτικώς απαραμόρφωτο στερεό σώμα, το οποίο μπορεί να παραλάβει ωθήσεις και να μεταβιβάσει στην βάση του δυνάμεις θλίψης και διάτμησης. Στην κατάσταση αυτή, δεν παίζουν άμεσα ρόλο τα στοιχεία όπλισης (παρά μόνο στον γεωμετρικό καθορισμό του οπλισμένου τμήματος του επιχώματος). Περιλαμβάνονται οι εξής επιμέρους μηχανισμοί δυνητικής αστοχίας:

• Αστοχία βαθιάς ολίσθησης (ES.1):

Διερευνάται με περιστροφικές ή πολυγωνικές επιφάνειες δυνητικής ολίσθησης, οι οποίες δεν τέμνουν τα στοιχεία οπλισμού.

• Ολίσθηση του στερεού (οπλισμένου σώματος) στη βάση (ES.2):

Διερευνάται με πολυγωνικές επιφάνειες δυνητικής ολίσθησης στη βάση έδρασης του επιχώματος (Σχήμα 3.3 β).

Θραύση του υπεδάφους θεμελίωσης (ES.3):

Διερευνάται είτε με περιστροφικές επιφάνειες δυνητικής ολίσθησης, είτε με κλασσικές μεθόδους φέρουσας ικανότητας.



ES.1

ES.2

Σχήμα 3.3 – (α) Αστοχία βαθιάς ολίσθησης, (β) ολίσθηση του στερεού στη βάση.

Η εσωτερική ευστάθεια (Internal Stability), Συμβολισμός: IS

Στη συγκεκριμένη κατάσταση αστοχίας ελέγχονται οι πιθανοί μηχανισμοί δυνητικής αστοχίας. Οι εξεταζόμενες επιφάνειες μπορεί να είναι πολυγωνικές & περιστροφικές επιφάνειες, οι οποίες αναπτύσσονται εντός του οπλισμένου σώματος του επιχώματος συνυπολογίζοντας και τη συνεισφορά των οπλισμών. Περιλαμβάνονται οι εξής επιμέρους μηχανισμοί δυνητικής αστοχίας:

Περιστροφικός ή Πολυγωνικός μηχανισμός αστοχίας (IS.1): •

Διερευνάται με περιστροφικές ή πολυγωνικές επιφάνειες δυνητικής ολίσθησης, οι οποίες διέρχονται αποκλειστικά εντός του οπλισμένου σώματος (Σχήμα 3.4α)

 Ολίσθηση κατά μήκος διεπιφανειών μειωμένης αντοχής εντός του οπλισμένου σώματος (IS.2):

Διερευνάται με πολυγωνικές επιφάνειες, που περιλαμβάνουν τμήμα διεπιφάνειας μειωμένης αντοχής (μεταξύ εδάφους - στοιχείου όπλισης), διερχόμενες αποκλειστικά εντός του οπλισμένου σώματος (Σχήμα 3.4 β).



IS.1

IS.2

Σχήμα 3.4 – (α) Περιστροφικός η πολυγωνικός μηχανισμός αστοχίας, (β) ολίσθηση κατά μήκος διεπιφανειών μειωμένης αντοχής εντός του οπλισμένου σώματος.

Η σύμμεικτη ευστάθεια (Compound Stability), Συμβολισμός: **CS**

Στη συγκεκριμένη κατάσταση αστοχίας ελέγχονται οι πιθανοί μηχανισμοί δυνητικής αστοχίας (πολυγωνικές & περιστροφικές επιφάνειες), οι οποίες διέρχονται ταυτόχρονα τόσο εντός, όσο και εκτός του οπλισμένου σώματος του επιχώματος. Περιλαμβάνονται οι εξής επιμέρους μηχανισμοί δυνητικής αστοχίας:

• Περιστροφικός ή Πολυγωνικός μηχανισμός αστοχίας (CS.1):

Διερευνάται με περιστροφικές ή πολυγωνικές επιφάνειες δυνητικής ολίσθησης, οι οποίες αναπτύσσονται ταυτόχρονα εντός και εκτός του οπλισμένου σώματος (Σχήμα 3.5 α).

 Ολίσθηση κατά μήκος διεπιφανειών μειωμένης αντοχής εντός του οπλισμένου σώματος (CS.2):

Διερευνάται με πολυγωνικές επιφάνειες, που περιλαμβάνουν τμήμα διεπιφάνειας

μειωμένης αντοχής (μεταξύ εδάφους - στοιχείου όπλισης), διερχόμενης ταυτόχρονα εντός και εκτός του οπλισμένου σώματος (Σχήμα 3.5 β).



Σχήμα 3.5 – (α) Περιστροφικός ή πολυγωνικός μηχανισμός, (β) ολίσθηση κατά μήκος διεπιφανειών μειωμένης αντοχής εντός του οπλισμένου σώματος

3.2 Στατική ανάλυση ευστάθειας πρανών

Τα πρανή θεωρούνται ασταθή όταν απαιτούνται διατμητικές τάσεις ώστε να διατηρήσουν την ισορροπία τους. Για πρανή στα οποία οι διατμητικές τάσεις που απαιτούνται για την διατήρηση της ισορροπίας κάτω από στατικές, οι φορτίσεις βαρύτητας είναι μεγάλες, οι επιπρόσθετες δυναμικές τάσεις που χρειάζονται για την εκδήλωση αστάθειας μπορεί να είναι χαμηλές. Γι' αυτόν τον λόγο η σεισμική ευστάθεια του πρανούς είναι επηρεασμένη δυναμικά από την στατική ευστάθεια. Εξαιτίας αυτού του γεγονότος, οι μέθοδοι ανάλυσης σεισμικής ευστάθειας που χρησιμοποιούνται περισσότερο βασίζονται στις αναλύσεις στατικής ευστάθειας.

Για τη στατική ανάλυση ευστάθειας πρανών χρησιμοποιούνται ευρέως οι μέθοδοι οριακής ισορροπίας. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι βασικές αρχές υπολογισμού της ευστάθειας πρανών με χρήση των μεθόδων αυτών.

3.2.1 Μέθοδοι οριακής ισορροπίας

Η ανάλυση οριακής ισορροπίας λαμβάνει υπόψη την ισορροπία δυνάμεων ή/και ροπών μιας εδαφικής μάζας πάνω από μια επιφάνεια πιθανής αστοχίας σύμφωνα με τον Kramer (1996). Βασική υπόθεση είναι ότι το έδαφος πάνω από την επιφάνεια της πιθανής αστοχίας είναι στέρεο (δηλαδή η διάτμηση μπορεί να λάβει χώρα μόνο στην

επιφάνεια πιθανής αστοχίας). Η διατιθέμενη διατμητική δύναμη κινητοποιείται στον ίδιο βαθμό σε όλα τα σημεία στην επιφάνεια της πιθανής αστοχίας. Σαν αποτέλεσμα, ο συντελεστής ασφαλείας είναι σταθερός κατά μήκος της επιφάνειας αστοχίας. Επιπλέον το έδαφος επί της επιφάνειας της πιθανής αστοχίας είναι απολύτως στερεά πλαστικό, συνεπώς η ανάλυση οριακής ισορροπίας δεν παρέχει καμία πληροφορία για τις παραμορφώσεις των πρανών.

Η ευστάθεια πρανών συνήθως εκφράζεται σε όρους συντελεστή ασφαλείας, ο οποίος συνήθως ορίζεται ως:

 $FS = \frac{\Delta i \alpha \theta \dot{\epsilon} \sigma i \mu \eta \, \delta i \alpha \tau \mu \eta \tau i \kappa \dot{\eta} \, \alpha v \tau o \chi \dot{\eta}}{\Delta i \alpha \tau \mu \eta \tau i \kappa \dot{\epsilon} \varsigma \, \tau \dot{\alpha} \sigma \epsilon i \varsigma \, \pi o \upsilon \, \alpha \pi \alpha i \tau o \dot{\upsilon} v \tau \alpha i \rho \eta \sigma \epsilon i \eta i \sigma o \rho o \pi i \alpha}$ (3.8)

δηλαδή ο συντελεστής ασφαλείας είναι ο λόγος της ικανότητας (η διατμητική αντοχή του εδάφους) προς την απαιτούμενη (η διατμητική πίεση που αναπτύσσεται στην επιφάνεια της πιθανής αστοχίας). Ο συντελεστής ασφαλείας μπορεί επίσης να θεωρηθεί ως ο συντελεστής με τον οποίο η δύναμη του εδάφους θα πρέπει να διαιρεθεί ώστε να φέρει το πρανές στο σε οριακή κατάσταση. Αντιθέτως, στην περίπτωση της ανάλυσης οριακής ισορροπίας, η αντοχή του εδάφους δεν αναπτύσσεται πλήρως το ίδιο χρονικό διάστημα σε όλα τα σημεία της επιφάνειας της αστοχίας (δηλαδή ο τοπικός συντελεστής ασφαλείας δεν είναι συνεχής).

Έχουν αναπτυχθεί διάφορες μεθοδολογίες οριακής ισορροπίας για την εξέταση στατική ευστάθεια ενός πρανούς. Τα πρανή που αστοχούν σε μία επιφάνεια επίπεδης αστοχίας, όπως σε επίπεδο διάστρωσης ή σε υφιστάμενη ασυνέχεια (π.χ., αρμός από βράχο, ή αρμός από αδύναμα υλικά) μπορούν να αναλυθούν αρκετά εύκολα από την μέθοδο Culmann (Taylor, 1948). Τα πρανή στα οποία η αστοχία είναι πιθανό να λαμβάνει χώρα σε δύο ή τρία επίπεδα μπορεί να αναλυθούν με τις μεθόδους σφηνοειδούς ανάλυσης. Σε ομοιογενή πρανή η κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας συνήθως έχει κυκλικό ή λογαριθμοκανονικό σχήμα. Τα ομοιογενή πρανή αναλύονται συχνά με μεθόδους όπως η μέθοδος των λωρίδων (method of slices) ή η τροποποιημένη μέθοδος του Bishop (1960), στην οποία υποθέτουμε κυκλικές επιφάνειες αστοχίας. Όταν οι υπόγειες συνθήκες δεν είναι ομοιογενείς, δηλαδή όταν οι στρώσεις με σημαντικά διαφορετικά μηχανικά χαρακτηριστικά ή όταν υπάρχουν ασυνέχειες, οι επιφάνειες αστοχίας είναι πίθανο να μην είναι κυκλικές. Σε τέτοιες περιπτώσεις μπορούν να χρησιμοποιούνται

μέθοδοι όπως εκείνες των Morgenstern και Prince (1965), του Spencer (1967) και του Janbu (1968). Όλες οι μέθοδοι οριακής ισορροπίας είναι ευαίσθητες σε προβλήματα αριθμητικά υπό συγκεκριμένες συνθήκες που ποικίλουν για τις διάφορες μεθόδους αλλά συνήθως αντιμετωπίζονται όπου τα εδάφη με υψηλές συνεκτικές δυνάμεις παρουσιάζονται στο ανώτερο τμήμα του πρανούς ή/και όταν οι επιφάνειες αστοχιών προβάλλονται με απότομη κλίση στην βάση των πρανών σε εδάφη με υψηλή δύναμη τριβής (Duncan, 1992).

Σε γενικές γραμμές, κάθε πρανές με συντελεστή ασφαλείας πάνω από 1.0 πρέπει να είναι ευσταθές. Όμως, πρακτικά το επίπεδο της ευστάθειας σπάνια λαμβάνεται υπόψη σαν αποδεκτό εάν ο συντελεστής ασφαλείας δεν είναι σημαντικά μεγαλύτερος από 1.0. Τα κριτήρια για τους αποδεκτούς συντελεστές ασφαλείας αναγνωρίζονται ως:

(1) αβεβαιότητες στην ακρίβεια με την οποία η ανάλυση της ευστάθειας του πρανούς παρουσιάζουν το ακριβή μηχανισμό της αστοχίας,

(2) αβεβαιότητες στην ακρίβεια με τις οποίες οι εισερχόμενες παράμετροι (διατμητική δύναμη, συνθήκες του υπόγειου νερού, η γεωμετρία του πρανούς, κ.α.) είναι γνωστά,

(3) η πιθανότητα έκθεσης και η διάρκεια αυτής σε διάφορους τύπους της εξωτερικής φόρτισης, και

(4) τα πιθανά επακόλουθα της αστοχίας του πρανούς.

Όταν ο ελάχιστος στατικός συντελεστής ασφαλείας ενός πρανούς φτάσει την τιμή του 1.0, η διαθέσιμη διατμητική αντοχή του εδάφους είναι πλήρως κινητοποιημένη σε κάποιες επιφάνειες πιθανών αστοχιών και το πρανές είναι σε εκείνο το σημείο στην αρχή της αστοχίας. Οποιαδήποτε επιπρόσθετη φόρτιση θα είναι η αιτία της αστοχίας του πρανούς (δηλαδή, για να παραμορφωθεί μέχρι το σημείο στο οποίο οι διατμητικές πιέσεις που απαιτούνται για την ισορροπία θα είναι λιγότερες ή ίσες με τη διαθέσιμη αντοχή του εδάφους). Πολλά εδάφη παρουσιάζουν ψαθυρή συμπεριφορά με έντονη χαλάρωση στα διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων. Σε τέτοιες περιπτώσεις η μέγιστη διατμητική δύναμη μπορεί να μην κινητοποιείται ταυτόχρονα σε όλα τα σημεία στην επιφάνεια της αστοχίας. Όταν η δύναμη που καταπονεί το πρανές φτάσει την μέγιστη τιμή της τότε η διαθέσιμη διατμητική αντίσταση θα προσεγγίσει την παραμένουσα αντοχή. Οι διατμητικές τάσεις σχετίζονται με τη διαφορά μεταξύ της μέγιστης και της παραμένουσας αντοχής του εδάφους (όπως στο σημείο Α των διαγραμμάτων του Σχήματος 3.6).

Αυτές οι αναδιανομές στις διατμητικές τάσεις ευθύνονται για τις μέγιστες τιμές που φτάνουν και υπερβαίνουν οι δυνάμεις στο περιβάλλον έδαφος, κι έτσι μειώνεται η διαθέσιμη διατμητική αντίσταση στην παραμένουσα τιμή. Όσο η αναδιανομή των τάσεων συνεχίζεται, η ζώνη της αστοχίας μπορεί να μεγαλώνει μέχρι ολόκληρο το πρανές να γίνει ασταθές. Πολλά παραδείγματα από τις προοδευτικά αυξανόμενες αστοχίες παρατηρήθηκαν ακόμα κι όταν το όριο ευστάθειας του συντελεστή ασφαλείας (βασισμένο στην μέγιστη τιμή της αντοχής) είναι αρκετά πάνω από 1.0. Μέσα στους περιορισμούς της ανάλυσης οριακής ισορροπίας, η ευστάθεια των πρανών με εδάφη που μπορούν να παρουσιάσουν χαλάρωση μπορούν να αναλυθούν αξιόπιστα μόνο με την χρήση της παραμένουσας διατμητικής αντοχής.

Οι αναλύσεις οριακής ισορροπίας πρέπει να διατυπώνονται με μεγάλη προσοχή, αφού η διαθέσιμη διατμητική αντίσταση του εδάφους εξαρτάται από τις συνθήκες της απορροής του νερού. Οι παραπάνω πρέπει να λαμβάνονται υπόψη πολύ προσεκτικά στης επιλογή της διατμητικής αντοχής και των συνθηκών των πιέσεων των πόρων για την ανάλυση.



Σχήμα 3.6 - Ανάπτυξη προοδευτικών αστοχιών σε πρανές.

Η ανάπτυξη προοδευτικών αστοχιών στο πρανές περιλαμβάνει υλικά που παρουσιάζουν χαλάρωση και υπέρβαση της μέγιστης δύναμης σε οποιοδήποτε σημείο Α (βλ. Σχήμα 3.6Α) μειώνει τη δύναμη σε εκείνο το σημείο στην παραμένουσα τιμή της, αναδιανομή των διατμητικών τάσεων από την ζώνη αστοχίας στην περιβάλλουσα περιοχή παράγοντας αστοχία στην περιβάλλουσα ζώνη (σημείο B) (βλ. Σχήμα 3.6B). Η συνεχής αναδιανομή των τάσεων μπορεί στιγμιαία να οδηγήσει ολόκληρο το πρανές σε αστοχία (από το σημείο C και πιο πριν).

3.2.2 Μέθοδος των λωρίδων

Μία από τις συνηθισμένες μεθόδους ανάλυσης μιας κυκλικής επιφάνειας αστοχίας είναι η επονομαζόμενη μέθοδος των λωρίδων. Αυτή η μέθοδος αποτελείται από ένα σύνολο διαφορετικών προσεγγίσεων στις οποίες η εδαφική μάζα χωρίζεται σε κατακόρυφες λωρίδες, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.7.



Σχήμα 3.7 - Διαίρεση του πρανούς σε τμήματα (λωρίδες).

Σε μία τυπική λωρίδα δρουν κάποιες δυνάμεις που διατηρούν το τμήμα σε ισορροπία. Αυτές είναι:

1. Το βάρος (W_i) της λωρίδας και η εξωτερική επιφόρτιση (κατακόρυφη συνιστώσα P_i και οριζόντια συνιστώσα H_i).

2. Οι ορθές πλευρικές δυνάμεις (E_i και E_{i+1}) και οι αντίστοιχες διατμητικές (X_i και X_{i+1}) που δρουν στις διεπιφάνειες μεταξύ της λωρίδας (i) και των γειτονικών της.

3. Η ορθή ενεργός δύναμη (Ν'_i), η δύναμη (U_i = u_i x Δl_i) που οφείλεται στην πίεση πόρων (u_i) και η διατμητική δύναμη (T_i) στη βάση της λωρίδας.



Σχήμα 3.8 - Δυνάμεις που ασκούνται σε μία λωρίδα ενός πρανούς

Η μέθοδος θεωρεί ότι ο συντελεστής ασφαλείας (FS) είναι σταθερός σε όλες τις λωρίδες, οπότε η διατμητική τάση στη βάση της λωρίδας (i) είναι:

$$\tau_i = \frac{1}{F} \cdot (c_i + \sigma'_i \cdot \tan \varphi_i)$$
(3.9)

όπου (c_i, φ_i) είναι οι παράμετροι διατμητικής αντοχής του εδάφους στη βάση της λωρίδας (i) και σ'₁ η ορθή ενεργός τάση στη βάση της ίδιας λωρίδας. Αναλύοντας την παραπάνω σχέση έχουμε:

$$\mathbf{T}_{i} = \frac{1}{F} \cdot (\mathbf{c}_{i} \cdot \Delta \mathbf{l}_{i} + \mathbf{N}'_{i} \cdot \tan \varphi_{i})$$
(3.10)

Οι άγνωστοι του προβλήματος είναι (για η λωρίδες):

1. Οι πλήθους (n) ορθές ενεργές δυνάμεις (N'_i) στις βάσεις των λωρίδων.

 Οι πλήθους (n−1) ορθές πλευρικές δυνάμεις (E_i) στις διεπιφάνειες μεταξύ των λωρίδων.

3. Οι πλήθους (n−1) γωνίες (α_i), που επιτρέπουν τον υπολογισμό των διατμητικών πλευρικών δυνάμεων X _i.

 Ο άγνωστος συντελεστής ασφαλείας (F), που επιτρέπει τον υπολογισμό των διατμητικών δυνάμεων (T_i), σύμφωνα με την παραπάνω εξίσωση (3.20).

Δηλαδή, συνολικά (3*n* −1) άγνωστοι, ενώ οι διαθέσιμες εξισώσεις που διέπουν το πρόβλημα είναι:

1. Οι πλήθους (2n) εξισώσεις ισορροπίας δυνάμεων (στους δύο άξονες).

2. Η εξίσωση ισορροπίας ροπών της ολισθαίνουσας μάζας ως προς το κέντρο (Ο) του κύκλου ολίσθησης.

Δηλαδή συνολικά (2*n*+1) εξισώσεις. Συνεπώς, οι άγνωστοι του προβλήματος είναι κατά (*n*−2) περισσότεροι από τις εξισώσεις, οπότε πρέπει να προστεθούν (*n*−2) ακόμη εξισώσεις μεταξύ των αγνώστων (με τη μορφή πρόσθετων παραδοχών).

Πριν αναφερθούν οι πρόσθετες εξισώσεις που επιτρέπουν την επίλυση του προβλήματος, θα διατυπωθεί η εξίσωση ισορροπίας ροπών ως προς το κέντρο (Ο) του κύκλου ολίσθησης (κύκλος με ακτίνα *R*). Η εξίσωση αυτή εκφράζει ότι η ανθιστάμενη στην ολίσθηση ροπή των διατμητικών δυνάμεων *T_i* ισούται με τις ροπές των δυνάμεων που προκαλούν την ολίσθηση, δηλαδή του βάρους των λωρίδων (*W_i*) και των εξωτερικών επιφορτίσεων (*P_i* και *H_i*):

$$\mathbf{R} \cdot \sum_{i} \mathbf{T}_{i} = \mathbf{R} \cdot \sum_{i} (\mathbf{W}_{i} + \mathbf{P}_{i}) \cdot \sin \theta_{i} + \sum_{i} \mathbf{H}_{i} \cdot \mathbf{y}_{i}$$
(3.11)

Εξισώνοντας τις δύο παραπάνω εξισώσεις δίνεται η ακόλουθη έκφραση για το συντελεστή ασφαλείας του πρανούς:

$$FS = \frac{\sum_{i} (c_{i} \cdot \Delta l_{i} + N'_{i} \cdot \tan \phi_{i})}{\sum_{i} (W_{i} + P_{i}) \cdot \sin \theta_{i} + \frac{1}{R} \cdot \sum_{i} H_{i} \cdot y_{i}}$$
(3.12)

Στη σχέση αυτή είναι άγνωστες οι δυνάμεις Ν'_i, που υπολογίζονται από τις υπόλοιπες εξισώσεις του προβλήματος και τις πρόσθετες παραδοχές. Οι (*n*-2) πρόσθετες παραδοχές που απαιτούνται για την επίλυση του προβλήματος και τον προσδιορισμό του συντελεστή ασφαλείας του πρανούς (από τη σχέση 3.12) δεν είναι μονοσήμαντα ορισμένες. Ειδικότερα, έχουν προταθεί διάφορες ομάδες παραδοχών και για κάθε μία από αυτές προκύπτει η αντίστοιχη τιμή του συντελεστή ασφαλείας (διαφορετικές προσεγγίσεις της μεθόδου των λωρίδων). Μια από τις συνηθέστερες μεθόδους είναι η απλοποιημένη μέθοδος Bishop.

3.2.3 Η απλοποιημένη μέθοδος Bishop

Κατά τη μέθοδο αυτή θεωρείται ότι $\alpha_i = 0$ στις (*n*-1) διεπιφάνειες μεταξύ των λωρίδων, δηλαδή γίνονται (*n*-1) παραδοχές αντί των (*n*-2) που απαιτούνται, οπότε δεν μπορούν να ικανοποιηθούν όλες οι εξισώσεις ισορροπίας και η λύση που προκύπτει δεν είναι ακριβής.

Με βάση τις παραδοχές αυτές, η ισορροπία δυνάμεων στην κατακόρυφη διεύθυνση σε κάθε λωρίδα δίνει:

$$N'_{\iota} = \frac{(W_{i} + P_{i}) - u_{i} \cdot \Delta x_{i} - \frac{1}{F} \cdot c_{i} \cdot \Delta x_{i} \cdot \tan \theta_{i}}{\cos \theta_{i} \left(1 + \frac{1}{FS} \cdot \tan \theta_{i} \cdot \tan \varphi_{i}\right)}$$
(3.13)

Από τη σχέση αυτή προσδιορίζεται η δύναμη (*N'i*), η οποία στη συνέχεια αντικαθίσταται στην εξίσωση (3.12) που δίνει το συντελεστή ασφαλείας. Επειδή, όμως, η σχέση (3.13) περιλαμβάνει το συντελεστή ασφαλείας (*FS*), η επίλυση απαιτεί δοκιμαστικές επαναλήψεις. Το πιθανό σφάλμα στην εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας με τη μέθοδο Bishop (1960) είναι γενικά μικρότερο από το σφάλμα άλλων ανάλογων μεθόδων όπως της μεθόδου Fellenius και πάλι όμως προς την πλευρά της ασφάλειας. Σε περίπτωση ταχείας κατασκευής ενός πρανούς σε αργιλικά εδάφη μπορεί να θεωρηθεί ότι η φόρτιση γίνεται υπό αστράγγιστες συνθήκες, οπότε αντί της ανάλυσης με ενεργές τάσεις (χρήση των πραγματικών παραμέτρων διατμητικής αντοχής του εδάφους) μπορεί να γίνει ανάλυση με ολικές τάσεις (τύπου "φ = 0 "). Κατά την ανάλυση αυτή, η εξίσωση (3.12) δίνει:

$$FS = \frac{\sum_{i} c_{ui} \cdot \Delta l}{\sum_{i} (W_{i} + P_{i}) \sin \theta_{i} + \frac{1}{r} \sum_{i} H_{i} y_{i}}$$
(3.14)

όπου *c_{ui}* είναι η αστράγγιστη διατμητική αντοχή στη βάση της λωρίδας (*i*). Μία κατά προσέγγιση τιμή του *F* προκύπτει, αν θεωρηθεί ότι το πρανές αποτελείται από μία μόνον λωρίδα, οπότε η σχέση (3.14) δίνει:

$$F(\theta) = \frac{c_u (A\Gamma)}{W \cdot \sin \theta} = \frac{2 c_u}{\gamma H \cos \theta}$$
(3.15)

με ελάχιστη τιμή:

$$\mathbf{F} = \frac{2\mathbf{c}_{\mathrm{u}}}{\gamma \,\mathrm{H}} \tag{3.16}$$

Δηλαδή, το πρανές αστοχεί (F = 1), όταν το ύψος (H) γίνει ίσο με το κρίσιμο ύψος:

$$H_{cr} = \frac{2 c_u}{\gamma}$$
(3.17)

Θα πρέπει να αναφερθεί ότι ο ανωτέρω "ελάχιστος" συντελεστής ασφαλείας είναι δυνατόν να μην είναι ο απόλυτα ελάχιστος, επειδή θεωρήθηκαν μόνον ευθύγραμμες επιφάνειες ολίσθησης. Είναι δυνατόν κάποια μη-επίπεδη (π.χ. κυκλική) επιφάνεια ολίσθησης να αντιστοιχεί σε μικρότερο συντελεστή ασφαλείας.

Ο έλεγχος της ευστάθειας ενός πρανούς δεν εξαντλείται με τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας κάποιου πιθανού κύκλου ολίσθησης, εκτός εάν πρόκειται για συγκεκριμένη αστοχία με γνωστή τη θέση της επιφάνειας ολίσθησης. Κατά τη μελέτη πρανών που πρόκειται να κατασκευαστούν ζητείται να προσδιορισθεί ο <u>κρίσιμος κύκλος ολίσθησης</u>, δηλαδή το κέντρο και η ακτίνα του κύκλου που δίνει τον ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας. Στην περίπτωση αυτή πρέπει να υπολογισθεί ο συντελεστής ασφαλείας για κύκλους με διάφορες θέσεις του κέντρου και για κάθε θέση του κέντρου με διάφορες τιμές της ακτίνας. υπολογισμοί που καθιστούν απαραίτητη τη χρήση ηλεκτρονικού υπολογιστή.

3.3 Ανάλυση σεισμικής ευστάθειας πρανών

Η ανάλυση της σεισμικής ευστάθειας των πρανών (σύμφωνα με τον Kramer, 1996), είναι λίγο πιο περίπλοκη από τις υπόλοιπες αναλύσεις για τον λόγο ότι πρέπει να λαμβάνονται υπόψη η επίδραση: (α) των δυναμικών τάσεων που προκαλούνται από τη σεισμική κίνηση, (β) οι επιδράσεις των τάσεων στις δυνάμεις και στη συμπεριφορά πίεσης - παραμόρφωσης του εδαφικού υλικού του πρανούς.

Η σεισμική αστάθεια των πρανών μπορεί να χωριστεί σε δύο κατηγορίες ανάλογα με ποιες από τις επιδράσεις υπερισχύουν σε ένα συγκεκριμένο πρανές. Στην περίπτωση αστάθειας, η διατμητική αντοχή του εδάφους παραμένει σχετικά σταθερή αλλά οι παραμορφώσεις του πρανούς παράγονται από προσωρινές υπερβάσεις της δύναμης από δυναμικές τάσεις του σεισμού. Αστάθειες εξασθένησης είναι εκείνες στις οποίες ο

σεισμός τείνει να μειώσει την διατμητική αντοχή του εδάφους τόσο που δεν μπορεί να μείνει σταθερό εξαιτίας των καταπονήσεων που προκαλούνται από τους σεισμούς. Η ρευστοποίηση και η κυκλική κινητικότητα είναι κάποιες από τις συνηθέστερες αιτίες της εξασθένησης της αστάθειας. Ένα πλήθος αναλυτικών μεθόδων, που βασίζεται στην οριακή ισορροπία και στην ανάλυση τάσεων–παραμορφώσεων (π.χ. μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων), είναι διαθέσιμες και για τις δύο κατηγορίες σεισμικής αστάθειας.

3.3.1 Ανάλυση αδρανειακής ευστάθειας

Η σεισμική κίνηση μπορεί να προκαλέσει σημαντικές οριζόντιες και κατακόρυφες δυναμικές τάσεις στα πρανή. Αυτές οι τάσεις παράγουν δυναμικές ορθές και διατμητικές τάσεις κατά μήκος της επιφάνειας της πιθανής αστοχίας στο πρανές. Όταν προστίθενται στις υφιστάμενες στατικές διατμητικές τάσεις, οι δυναμικές διατμητικές τάσεις μπορεί να υπερβούν την διαθέσιμη διατμητική αντοχή του εδάφους και να παράγουν αδρανειακή αστάθεια στο πρανές. Έχει προταθεί ένας αριθμός μεθόδων για την ανάλυση της αδρανειακής αστάθειας. Αυτές οι μέθοδοι διαφέρουν αρχικά στην ακρίβεια ως προς την σεισμική κίνηση καθώς και στην δυναμική απόκριση του πρανούς. Η ψευδοστατική ανάλυση που πρόκειται να αναλυθεί περαιτέρω παράγει έναν συντελεστή ασφαλείας ενάντια στην σεισμική αστοχία του πρανούς με περίπου παρόμοιο τρόπο όπως η στατική ανάλυση οριακής ισορροπίας παράγει συντελεστές ασφαλείας έναντι σε στατική αστοχία του πρανούς. Υπάρχουν κι άλλες μέθοδοι οι οποίες χρησιμοποιούνται για να υπολογίσουν τις μόνιμες μετακινήσεις του πρανούς που παράγονται από τη σεισμική κίνηση.

3.3.2 Ψευδοστατική ανάλυση

Η ψευδοστατική ανάλυση χρησιμοποιείται από την δεκαετία του 1920. Σύμφωνα με αυτή η σεισμική ευστάθεια κάθε χωματουργικού έργου αναλύεται μέσω μιας ψευδοστατικής προσέγγισης στην οποία η επίδραση της σεισμικής φόρτισης αντιπροσωπεύονται από μία συνεχή οριζόντια ή (και) κατακόρυφη επιτάχυνση. Η πρώτη σαφής εφαρμογή της ψευδοστατικής προσέγγισης στην ανάλυση της σεισμικής ευστάθειας πρανών αποδόθηκε από τον Terzaghi (1950).

Στην πιο κοινή μορφή της η ψευδοστατική ανάλυση αντιπροσωπεύει την επίδραση του σεισμού κατά τις οποίες εφαρμόζοντας τις επιταχύνσεις αυτές παράγουν ψευδοστατικές επιταχύνσεις όπου παράγουν αδρανειακές δυνάμεις, F_h και F_v οι οποίες επιδρούν στο κέντρο της μάζας αστοχίας. Ο υπολογισμός των ψευδοστατικών δυνάμεων γίνεται με τις παρακάτω σχέσεις:

$$F_{h} = \frac{\alpha_{h} W}{g} = k_{h} W \qquad (3.18)$$

$$\mathbf{F}_{\mathbf{v}} = \frac{\alpha_{\mathbf{v}} \mathbf{W}}{\mathbf{g}} = \mathbf{k}_{\mathbf{v}} \mathbf{W} \tag{3.19}$$

όπου α_h και α_v είναι αντίστοιχα η οριζόντια και κατακόρυφηψευδοστατική επιτάχυνση, k_h και k_v είναι αδιάστατοι οριζόντιοι και κατακόρυφοι ψευδοστατικοί συντελεστές και το W είναι το βάρος της μάζας αστοχίας.

Το μέγεθος των ψευδοστατικών επιταχύνσεων πρέπει να σχετίζεται με την δριμύτητα της αναμενόμενης κίνησης του εδάφους. Η επιλογή των ψευδοστατικών επιταχύνσεων για τον σχεδιασμό δεν είναι απλή. Λύνονται ξανά οι δυνάμεις στην πιθανή μάζα αστοχίας σε ένα παραλληλεπίπεδο στην επιφάνεια αστοχίας.

$$FS = \frac{\Delta \acute{\upsilon} \nu \alpha \mu \eta \ \alpha \nu \tau \acute{\upsilon} \sigma \tau \alpha \sigma \eta \varsigma}{\Delta \acute{\upsilon} \nu \alpha \mu \eta \ o \lambda \acute{\upsilon} \sigma \theta \eta \sigma \eta \varsigma} = \frac{c \ l_{ab} + \ [(W - \ F_v) \cos \beta - \ F_h \sin \beta] \tan \phi}{(W - \ F_v) \sin \beta + \ F_h \cos \beta}$$
(3.20)

όπου :

c και φ : οι παράμετροι Mohr – Coulomb (συνοχή και γωνία εσωτερικής τριβής)που περιγράφουν την διατμητική τάση στο επίπεδο αστοχίας

I_{αb} : το μήκος του επιπέδου αστοχίας.

Η οριζόντια ψευδοστατική δύναμη μειώνει φανερά τον συντελεστή ασφαλείας καθώς, μειώνει την δύναμη αντίστασης (για φ>0) και αυξάνει τη δύναμη ολίσθησης. Η κατακόρυφη ψευδοστατική δύναμη τυπικά επιδρά λιγότερο στον συντελεστή ασφαλείας αφού μειώνει (ή αυξάνει, αυτό εξαρτάται από την κατεύθυνση) αφενός τη δύναμη ολίσθησης αφετέρου τη δύναμη αντίστασης. Σαν αποτέλεσμα, η επίδραση της κατακόρυφης επιτάχυνσης συχνά παραλείπεται στην ψευδοστατική ανάλυση. Η ψευδοστατική προσέγγιση μπορεί να χρησιμοποιηθεί στον προσδιορισμό των ψευδοστατικών συντελεστών ασφαλείας για επίπεδες, κυκλικές και μη κυκλικές επιφάνειες αστοχίας. Μία πληθώρα λογισμικών είναι διαθέσιμα για τη διεξαγωγή ψευδοστατικών αναλύσεων για αναλύσεις ευστάθειας πρανών.

3.3.3 Επιλογή ψευδοστατικού συντελεστή

Τα αποτελέσματα των ψευδοστατικών αναλύσεων εξαρτώνται σε μεγάλο βαθμό από την τιμή του σεισμικού συντελεστή, k_h. Η επιλογή του κατάλληλου ψευδοστατικού συντελεστή είναι σημαντική αλλά και αρκετά δύσκολο θέμα στην ανάλυση ψευδοστατικής ευστάθειας. Ο σεισμικός συντελεστής επηρεάζει την τιμή της ψευδοστατικής δύναμης στη μάζα αστοχίας, δηλαδή την αδρανειακή δύναμη που ασκείται. Εάν το έδαφος του πρανούς θεωρηθεί άκαμπτο, η αδρανειακή δύναμη η οποία προκαλεί μία πιθανή ολίσθηση είναι ίση με το γινόμενο της πραγματικής οριζόντιας επιτάχυνσης επί τη μάζα αστοχίας του εδάφους. Αυτή η αδρανειακή δύναμη θα φτάσει τη μέγιστη τιμή της όταν η οριζόντια επιτάχυνση φτάσει τη μέγιστη τιμή της. Αναγνωρίζοντας το γεγονός ότι τα πραγματικά πρανή δεν είναι άκαμπτα και η μέγιστη επιτάχυνση υφίσταται για ένα μικρό χρονικό διάστημα, οι ψευδοστατικοί συντελεστές που χρησιμοποιούνται στην πράξη συνήθως αντιστοιχούν στην επίδραση της επιτάχυνσης α_{max}.

Ο Terzaghi (1950) ουσιαστικά πρότεινε την χρήση του $k_h = 0.1$ για ισχυρούς σεισμούς, k_h = 0.2 για βίαια καταστρεπτικούς σεισμούς και k_h = 0.5 για απόλυτα καταστρεπτικούς σεισμούς. Ο Seed (1966) κατέγραψε τα σχεδιαστικά κριτήρια για 14 τύπους φραγμάτων σε 10 σεισμικά ενεργές χώρες, 12 απαιτούμενους ελάχιστους συντελεστές ασφαλείας με τιμές μεταξύ 1.0 και 1.5 με ψευδοστατικούς συντελεστές μεταξύ 0.10 και 0.20. Ο Marcuson (1981) πρότεινε τους κατάλληλους ψευδοστατικούς συντελεστές για φράγματα που πρέπει να ανταποκρίνονται στο ένα τρίτο με ένα δεύτερο της μέγιστης επιτάχυνσης. Χρησιμοποιώντας προσομοιώματα διατμητικών δοκών ο Seed και ο Martin (1966) και οι Dakoulas και Gazelas (1986) έδειξαν ότι η αδρανειακή δύναμη σε ένα πιθανά ασταθές πρανές σε ένα φράγμα εξαρτάται από την απόκριση του φράγματος και ότι ο μέσος σεισμικός συντελεστής για την επιφάνεια μιας βαθιάς αστοχίας είναι σημαντικά μικρότερος από εκείνη την επιφάνεια αστοχίας που δεν εκτείνεται πολύ πίσω από την κορυφή. Οι Hynes-Griffin και Franklin (1984) εφήρμοσαν την ανάλυση μόνιμων παραμορφώσεων και κατέληξε στο ότι τα φράγματα με ψευδοστατικούς συντελεστές ασφαλείας μεγαλύτερους από 1.0 χρησιμοποιώντας k_h = 0.5 α_{max}/g δεν θα αναπτύσσουν έπικίνδυνα μεγάλες' παραμορφώσεις.

Σύμφωνα με τα παραπάνω υποδεικνύεται ότι δεν υπάρχουν γενικά εφαρμόσιμοι κανόνες και γρήγορες προσεγγίσεις για την επιλογή του ψευδοστατικού συντελεστή για

τον σχεδιασμό πρανών. Είναι ξεκάθαρο, ότι ο ψευδοστατικός συντελεστής πρέπει να βασίζεται στο πραγματικά αναμενόμενο επίπεδο της επιτάχυνσης της μάζας και αυτό πρέπει να ανταποκρίνεται σε ένα ποσοστό της αναμενόμενης μέγιστης επιτάχυνσης. Τα κριτήρια των Hynes- Griffin και Franklin (1984) μπορεί να είναι κατάλληλα για τα περισσότερα πρανή, αλλά η κρίση και η εμπειρία του γεωτεχνικού μηχανικού είναι απαραίτητη, ειδικά σε δύσκολες περιπτώσεις.

3.4 Συμπεράσματα κεφαλαίου

Στο κεφάλαιο αυτό, αναφέρθηκαν αναλυτικά οι μορφές δυνητικής αστοχίας των πρανών. Επιπλέον, αναφέρθηκαν οι κυριότεροι μέθοδοι ανάλυσης της ευστάθειας πρανών με την μέθοδο οριακής ισορροπίας ως την πιο εύχρηστη. Κατά την ανάλυση οριακής ισορροπίας λαμβάνεται υπόψη η ισορροπία δυνάμεων και ροπών της υπό εξέταση εδαφικής μάζας. Κατ' αυτόν τον τρόπο βρίσκεται κατά πόσο ευσταθές είναι ένα πρανές και η ευστάθεια του εκφράζεται με τον συντελεστή ασφαλείας. Επιπροσθέτως, μία από τις πιο συνηθισμένες μεθόδους ανάλυσης της κυκλικής επιφάνειας αστοχίας είναι η μέθοδος των λωρίδων. Σύμφωνα με την μέθοδο αυτή το πρανές χωρίζεται σε τμήματα όπου καθένα αναλύεται με την μέθοδο οριακής ισορροπίας και εν συνεχεία χρησιμοποιείται η μέθοδος Bishop (1960) και υπολογίζεται ο συντελεστή ασφαλείας. Ακόμα, στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζστηκε η ανάλυση σεισμικής ευστάθειας με τη μέθοδο ψευδοστατικής ανάλυσης κατά την οποία το υπό εξέταση πρανές υφίσταται κάποιες σεισμικές επιταχύνσεις που μεταφράζονται σε αδρανειακές φορτίσεις που οδηγούν το πρανές σε αστοχία. Κατ' αυτόν τον τρόπο μελετάται στις περισσότερες περιπτώσεις στην πράξη η συμπεριφορά ενός πρανούς υπό σεισμική φόρτιση. Στα επόμενα κεφάλαια θα αναπτυχθεί και θα χρησιμοποιηθεί η μέθοδος Bishop κατάλληλα τροποποιημένη για την ανάλυση γεωσυνθετικά οπλισμένων πρανών.

<u>ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΒΙSHOP</u>

4.1 <u>Τροποποίηση της μεθόδου Bishop</u>

Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι η διερεύνηση της απόκρισης οπλισμένων πρανών υπό σεισμική καταπόνηση. Η ανάλυση της ευστάθειας των πρανών γίνεται συνήθως στην κοινή πρακτική με την εφαρμογή μίας τροποποιημένης μορφής της μεθόδου Bishop (1960). Στο 3° κεφάλαιο παρουσιάστηκε η τροποποιημένη μέθοδος Bishop η οποία όμως δεν εμπεριέχει: (α) τις σεισμικές δράσεις και (β) τις δυνάμεις ευστάθειας λόγω των γεωσυνθετικών οπλισμών. Για τη μελέτη ενός πρανούς που υπόκειται σε σεισμικές τάσεις, σχεδιάστηκε ένα μαθηματικό προσομοίωμα που στηρίζεται στην μέθοδο Bishop και επιλύεται με βάση τις εξισώσεις ισορροπίας των τάσεων που ασκούνται στο υπό εξέταση πρανές. Στην μελέτη αυτή η αντιστήριξη των πρανών επιτυγχάνεται με τον σχεδιασμό γεωσυνθετικών οπλισμών. Οι τάσεις των σπλισμών που δρουν στο ευεργετικά ως προς της ευστάθεια του υπό εξέταση πρανούς λαμβάνονται υπόψη στο προσομοίωμα που σχεδιάστηκε ως ξεχωριστές παράμετροι.

Αναλυτικότερα, εξετάζεται ένα πρανές με καθορισμένα γεωμετρικά (κλίση, ύψος πρανούς) ή μηχανικά (συνοχή, γωνία τριβής, ειδικό βάρος) χαρακτηριστικά. Όπως ήδη αναφέρθηκε για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας πρανές χωρίζεται σε μικρά τμήματα (λωρίδες) ίσου πλάτους. Εν συνεχεία, επιλέγεται μία λωρίδα και επιλύεται μεμονωμένα. Εφαρμόζουμε τη μέθοδο οριακής ισορροπίας στην παραπάνω λωρίδα του πρανούς χωρίς να λαμβάνουμε υπόψη τις δυνάμεις που ασκούν οι οπλισμοί στο

πρανές. Σε αυτήν λαμβάνονται υπόψη οι επιταχύνσεις: (α) λόγω σεισμού, και θεωρείται η οριζόντια συνιστώσα της επιτάχυνσης στον άξονα χχ, α_{hor} που ασκεί μία δύναμη F₁ στο κέντρο βάρους της λωρίδας και η κατακόρυφη συνιστώσα της επιτάχυνσης στον άξονα yy, α_{vert} που ασκεί μία δύναμη F₂. Θεωρούμε ότι η δύναμη των οπλισμών ισούται με T_{reinf} = N_r x T_{all} και αναφορικά με τα σύμβολα στο Σχήμα 4.1 και στις παρακάτατω σχέσεις ισχύει ότι:

Ν_r : Αριθμός των στρώσεων

T_{all} : Δύναμη που ασκεί μία στρώση οπλισμού στην υπό εξέταση λωρίδα του πρανούς (μεταβάλλεται ανάλογα με τα τεχνικά χαρακτηριστικά κάθε οπλισμού)

- c : Συνοχή του εκάστοτε εδάφους
- Ι : Πάχος του εδάφους
- Κ_y : Συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης στον άξονα yy'
- K_x : Συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης στον άξονα xx'
- W : Βάρος της υπό εξέταση λωρίδας
- R : Ακτίνα κύκλου αστοχίας
- FS : Συντελεστής ασφαλείας
- φ : Γωνία τριβής
- θ : Κλίση πρανούς
- T_{reinf} : Συνολική δύναμη που ασκούν οι οπλισμοί στο πρανές
- h : Ύψος πρανούς
- y; : Βραχίονας κάθε στρώσης από το κέντρο του κύκλου αστοχίας
- Ν : Κάθετη δύναμη στην λωρίδα
- F_1 : Δύναμη που ασκείται στην υπό εξέταση λωρίδα από τον σεισμό στον άξονα xx'
- F2 : Δύναμη που ασκείται στην υπό εξέταση λωρίδα από τον σεισμό στον άξονα yy'

Κεφάλαιο 40

Τ : Δύναμη που ασκείται στην υπό εξέταση λωρίδα λόγω τριβής

X_y :Δύναμη που ασκείται στην υπό εξέταση λωρίδα από προηγούμενη λωρίδα του πρανούς

X_{y+1} :Δύναμη που ασκείται στην υπό εξέταση λωρίδα από την επόμενη λωρίδα του πρανούς



Σχήμα 4.1 – Ισορροπία δυνάμεων σε λωρίδα του πρανούς.

Από την ισορροπία δυνάμεων στην κατακόρυφη διεύθυνση (χωρίς οπλισμούς) έχουμε:

$$\mathbf{W} + \mathbf{X}_{\mathbf{y}} = \mathbf{X}_{\mathbf{y}+1} + \mathbf{F}_{2} + \mathbf{N} \cdot \cos \theta + \mathbf{T}_{\mathbf{y}}$$
(4.1)

$$W = K_{y} \cdot W + N \cdot \cos \theta + \frac{(c \cdot l + N \cdot \tan \phi) \cdot \sin \theta}{FS}$$
(4.2)

$$W = K_{y} \cdot W + N \cdot \cos \theta + \frac{c \cdot l \cdot \sin \theta}{FS} + \frac{N \cdot \tan \phi \cdot \sin \theta}{FS}$$
(4.3)

$$\mathbf{N} \cdot \mathbf{cos}\theta + \frac{\mathbf{N} \cdot \mathbf{tan} \, \phi \cdot \mathbf{sin} \, \theta}{\mathbf{FS}} = \mathbf{W} - \mathbf{K}_{\mathbf{y}} \cdot \mathbf{W} - \frac{\mathbf{c} \cdot \mathbf{l} \cdot \mathbf{sin} \, \theta}{\mathbf{FS}}$$
(4.4)

$$\mathbf{N} \cdot \left(\cos \theta + \frac{\tan \phi \cdot \sin \theta}{FS}\right) = \mathbf{W} - \mathbf{K}_{y} \cdot \mathbf{W} - \frac{\mathbf{c} \cdot \mathbf{l} \cdot \sin \theta}{FS}$$
(4.5)

$$N = \frac{W - K_y - \frac{c \cdot l \cdot \sin \theta}{FS}}{\cos \theta + \frac{\tan \phi \cdot \sin \theta}{FS}}$$
(4.6)

Κεφάλαιο 40

Εφαρμόζουμε την μέθοδο οριακής ισορροπίας στην ίδια λωρίδα του πρανούς λαμβάνοντας υπόψη τις δυνάμεις που ασκούν οι ενισχύσεις αντιστήριξης στο πρανές. Από την ισορροπία των δυνάμεων (με οπλισμούς) έχουμε:

$$W + X_{y} = X_{y+1} + F_{2} + N \cdot \cos \theta + T_{y} + T_{rein} \xrightarrow{X_{y} = X_{y+1}}$$
(4.7)

$$W = F_2 + W \cdot \cos \theta + \frac{(c \cdot l + N \cdot \tan \phi) \cdot \sin \theta}{FS} + T_{ry}$$
(4.8)

$$W = K_{y} \cdot W + N \cdot \cos \theta + \frac{c \cdot l \cdot \sin \theta}{FS} + \left(\frac{N \cdot \tan \phi \cdot \sin \theta}{FS}\right)$$
(4.9)

$$N \cdot \cos \theta + \frac{N \cdot \tan \phi \cdot \sin \theta}{FS} = W - K_{y} \cdot W - \frac{c \cdot l \cdot \sin \theta}{FS} - T_{ry}$$
(4.10)

$$N \cdot \left(\cos \theta + \frac{\tan \phi \cdot \sin \theta}{FS}\right) = W - K_y \cdot W - \frac{c \cdot l \cdot \sin \theta}{FS} - T_{ry}$$
(4.11)

$$N = \frac{W - K_{y} \cdot W - \frac{c \cdot l \cdot \sin \theta}{FS} - T_{ry}}{\cos \theta + \frac{\tan \phi \cdot \sin \theta}{FS}}$$
(4.12)

Από την ισορροπία των ροπών έχουμε:

$$M_T + M_{F_2} + M_{ry} = M_{F_1} + M_W$$
 (4.13)

$$\left(\frac{c \cdot l + N \cdot \tan \phi}{FS}\right) \cdot R + K_{y} \cdot W \cdot R \cdot \sin \theta + M_{ry} = K_{x} \cdot W \cdot \left(R \cdot \cos \theta - \frac{h}{2}\right) + W \cdot R \cdot \sin \theta \quad (4.14)$$

$$\left(\frac{c \cdot l + N \cdot \tan \varphi}{FS}\right) + K_y \cdot W \cdot \sin \theta + \frac{M_{ry}}{R} = K_x \cdot W \cdot \left(\cos \theta - \frac{h}{2 \cdot R}\right) + W \cdot \sin \theta \qquad (4.15)$$

$$\left(\frac{\mathbf{c}\cdot\mathbf{l}+\mathbf{N}\cdot\mathbf{tan}\,\boldsymbol{\varphi}}{\mathbf{FS}}\right) = -\mathbf{K}_{\mathbf{y}}\cdot\mathbf{W}\cdot\sin\theta - \frac{\mathbf{M}_{\mathbf{ry}}}{\mathbf{R}} + \mathbf{K}_{\mathbf{x}}\cdot\mathbf{W}\cdot\left(\cos\theta - \frac{\mathbf{h}}{2\cdot\mathbf{R}}\right) + \mathbf{W}\cdot\sin\theta \quad (4.16)$$

$$\underbrace{-K_{y} \cdot W \cdot \sin \theta - \frac{M_{ry}}{R} + K_{x} \cdot W \cdot \left(\cos \theta - \frac{h}{2 \cdot R}\right) + W \cdot \sin \theta}_{\alpha}$$
(4.17)

$$\underbrace{\left(1-K_{y}\right)\cdot W\cdot \sin\theta+K_{x}\cdot W\cdot \left(\cos\theta-\frac{h}{2\cdot R}\right)-\frac{M_{ry}}{R}}_{a}$$
(4.18)

Επιλύοντας ως προς τον συντελεστή ασφαλείας έχουμε:

Κεφάλαιο 40

$$FS = \frac{c \cdot l + N \cdot \tan \phi}{\alpha} \stackrel{(12)}{\Longrightarrow}$$

$$FS = \frac{c \cdot l + \left(\frac{W - K_y \cdot W - \frac{c \cdot l \cdot \sin \theta}{FS} - T_{ry}}{\cos \theta + \frac{\tan \phi \cdot \sin \theta}{FS}}\right) \cdot \tan \phi}{\alpha}$$

$$(4.19)$$

FS

$$=\frac{c\cdot l\cdot \cos\theta + \frac{c\cdot l\cdot \tan\phi\cdot \sin\theta}{FS} + W\cdot \tan\phi - K_{y}\cdot W\cdot \tan\phi - \frac{c\cdot l\cdot \tan\phi\cdot \sin\theta}{FS} - T_{ry}\cdot \tan\phi}{\alpha\cdot \left(\cos\theta + \frac{\tan\phi\cdot \sin\theta}{FS}\right)} (4.21)$$

$$FS = \frac{c \cdot l \cdot \cos \theta + W \cdot \tan \varphi - K_y \cdot W \cdot \tan \varphi - T_{ry} \cdot \sin \theta \cdot \tan \varphi}{\alpha \cdot \left(\cos \theta + \frac{\tan \varphi \cdot \sin \theta}{FS}\right)}$$
(4.22)

$$FS = \frac{c \cdot l \cdot \cos \theta + (1 - K_y) \cdot W \cdot \tan \varphi - T_{ry} \cdot \sin \theta \cdot \tan \varphi}{\alpha \cdot \left(\cos \theta + \frac{\tan \varphi \cdot \sin \theta}{FS}\right)}$$
(4.23)

Ο τύπος (4.23) που αναπτύχθηκε παραπάνω είναι μία τροποποιημένη μορφή του τύπου Bishop που προσδιορίζει τον συντελεστή ασφαλείας ενός πρανούς που δέχεται τάσεις οπλισμών οι οποίες συμβάλλουν στην ευστάθεια του, ενώ δέχεται φόρτιση στην κατακόρυφη και οριζόντια διεύθυνση λόγω σεισμού. Η σχέση (4.23) υπολογίζει τον συντελεστή ασφαλείας όπου δείχνει κατά πόσο το τμήμα που εξετάστηκε είναι ευσταθές ή ασταθές.

Το πρανές αποτελείται από ένα σύνολο λωρίδων και εφαρμόζοντας την διαδικασία για κάθε τμήμα υπολογίζεται ο συντελεστής ασφαλείας για την εκάστοτε λωρίδα. Ο συνολικός συντελεστής ασφαλείας υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$= \frac{\sum \left[c \cdot l \cdot \cos \theta + (1 - K_y) \cdot W \cdot \tan \phi\right] - T_{ry} \cdot \sin \theta \cdot \tan \phi}{\left\{\sum \left[(1 - K_y) \cdot W \cdot \sin \theta + K_x \cdot W \cdot \left(\cos \theta - \frac{h}{2 \cdot R}\right)\right] - \frac{T_{all} \cdot \sum y_i}{R}\right\} \cdot \left\{\cos \theta + \frac{\tan \phi \cdot \sin \theta}{FS}\right\}}$$
(4.24)

Παρατηρείται ότι ο συντελεστής ασφαλείας βρίσκεται και στα δύο μέρη της εξίσωσης. Συνεπώς, απαιτείται μία επαναληπτική διαδικασία σύγκλισης για την εύρεση του συντελεστή ασφαλείας ενός γεωσυνθετικά οπλισμένου πρανούς.

Κεφάλαιο 40

FC

4.2 Υπολογιστική υλοποίησης της μεθόδου

Για την εύρεση του κρίσιμου κύκλου ευστάθειας του πρανούς απαιτούνται δοκιμαστικές επαναλήψεις, έως ότου εντοπιστεί ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας. Επιπροσθέτως, πρέπει να υπολογιστεί η επιπλέον δύναμη που απαιτείται (δύναμη που παρέχεται στο πρανές μέσω των οπλισμών) για να θεωρηθεί το υπό εξέταση πρανές ευσταθές. Η επίτευξη των αναλύσεων αυτών γίνεται με την χρήση ενός τροποποιημένου προγράμματος που αναπτύχθηκε γι' αυτόν τον σκοπό. Η χρήση του προγράμματος αυτού μειώνει τα σφάλματα στο ελάχιστο και ολοκληρώνει τις αναλύσεις έγκυρα και με μεγάλη ταχύτητα.

Η υλοποίηση του προγράμματος στηρίχτηκε σε ένα υφιστάμενο κώδικα που σκοπός του ήταν η εύρεση του κρίσιμου κύκλου αστοχίας και του κέντρου του κύκλου αυτού για άοπλο πρανές, χωρίς να λαμβάνονται υπόψη δυνάμεις οπλισμών. Το εν λόγω πρόγραμμα δέχεται τα δεδομένα του πρανούς και πραγματοποιεί τις ψευδοστατικές αναλύσεις εντοπίζοντας τον κρίσιμο κύκλο αστοχίας και το κέντρο του κύκλου αυτού. Στο τροποποιημένο πρόγραμμα, με τις κατάλληλες αλλαγές που έγιναν, λαμβάνεται υπόψη μία επιπλέον δύναμη στην ανάλυση οριακής ισορροπίας, αυτή που παρέχουν οι οπλισμοί στο πρανές. Κατ' αυτόν τον τρόπο εκτελούνται οι αναλύσεις σύμφωνα με την μέθοδο Bishop και εκτός από τον κρίσιμο κύκλο του πρανούς υπολογίζεται η δύναμη που χρειάζεται το πρανές για να γίνει ευσταθές ως προς την κρίσιμη αυτή αστοχία.

Για την υλοποίηση του προγράμματος έχει χρησιμοποιηθεί η γλώσσα προγραμματισμού Fortran. Αν και η γλώσσα αυτή είναι σχετικά παλιά, έχει αρκετά εύληπτη φιλοσοφία και είναι εύκολο για τον χρήστη να κατανοήσει τους συνταχθέντες αλγορίθμους. Δόθηκε ιδιαίτερη προσοχή στην μείωση κάθε πιθανού μαθηματικού και μη σφάλματος λαμβάνοντας υπόψη κάθε εξεταζόμενη περίπτωση ξεχωριστά.

4.3 <u>Περιγραφή κώδικα</u>

Ο κώδικας αναπτύχθηκε σε τρία βασικά μέρη τα οποία είναι τα εξής:

(α) Εισαγωγή των δεδομένων στο πρόγραμμα (input).

(β) Ανάλυση των δεδομένων αυτών σύμφωνα με τις εκάστοτε ρουτίνες, ανάλογα με τα δεδομένα της κάθε περίπτωσης.

(γ) Εξαγωγή των αποτελεσμάτων (output).

Παρακάτω θα αναλυθούν εκτενέστερα τα στάδια αυτά καθώς και τα βήματα ανάπτυξης του κώδικα. Η πλήρης μορφή του κώδικα παρατίθεται στο Παράρτημα ΙΙ.

Εισαγωγή των δεδομένων στο πρόγραμμα (input)

Για την επίτευξη της ανάλυσης, σε πρώτη φάση πρέπει να γίνει η εισαγωγή των δεδομένων, δηλαδή των μεταβλητών που περιγράφουν σχηματικά και ποιοτικά το υπό εξέταση πρανές. Για να γίνει ορθά η εισαγωγή των μεταβλητών πρέπει πρώτα να οριστούν οι μεταβλητές αυτές και να κωδικοποιηθούν ώστε να χρησιμοποιηθούν μέσα στον αλγόριθμο. Στο Σχήμα 4.1 απεικονίζεται το τμήμα του κώδικα που γίνεται ο ορισμός των μεταβλητών.



Σχήμα 4.1 – Απεικόνιση των παραμέτρων εισαγωγής στον κώδικα.

Αφού γίνει ο ορισμός των μεταβλητών, γίνεται η διαστασιολόγηση αυτών δηλαδή ορίζεται το εύρος του αριθμού των τιμών που μπορούν να δεχτούν. Η διαστασιολόγηση κάποιων μεταβλητών πρέπει να γίνεται ανάλογα με την υπό εξέταση περίπτωση. Κάποιες από αυτές τις μεταβλητές είναι η ακτίνα, η οριζόντια καθώς και η κατακόρυφη επιτάχυνση που διαστασιολογούνται διαφορετικά αναλόγως με τις ακτίνες και τις επιταχύνσεις που πρέπει να εξεταστούν στο εκάστοτε πρανές.

Μερικά από τα δεδομένα που απαιτούνται για τις αναλύσεις, π.χ. η ακτίνα δίδονται εξωτερικά μέσω αρχείων txt. Στα αρχεία αυτά ο χρήστης του προγράμματος μπορεί να

δίνει τις τιμές κάποιων μεταβλητών που εισέρχονται στο πρόγραμμα και χρειάζονται για τις αναλύσεις. Επίσης όπως φαίνεται και στο σχήμα μερικά από αυτά τα αρχεία είναι: 'horacc.txt και veracc.txt', όπου ο χρήστης δίνει τις τιμές των ακτινών των κύκλων και τις τιμές των οριζόντιων και των κατακόρυφων επιταχύνσεων, αντίστοιχα. Επιπλέον, στα αρχεία όπως, 'stab.txt, FS.txt, TS.txt και TS2.txt' καταχωρούνται οι τιμές που περιγράφουν την ευστάθεια του πρανούς, τους συντελεστές ασφαλείας, τις δυνάμεις και τις απαιτούμενες δυνάμεις σε σχέση με τις συντεταγμένες κάθε σημείου.

20 oplism2 - Compag Visual Fortran - [oplism2.190]	
Di Ele Edit View Insert Broject Build Iools Window Help	
🕲 🖽 ≤ 🖠 kL 🖑 Feid 🕼 🋊 🖌 Optim2 🔍 Win32 Debug 💽 🕹 🖽 ≤ !	Et 🖑
<pre>dimension R(15), AHOR(7), AVER(7), F5(100), F52(30), CRITFS(30), CRITFS1(20), CRITFS1(200) dimension RCRIT1(200), CX0(200), CYO(200), CRITFS2(200), RCRIT2(200), CX01(200), CYO1(200), dimension TS2(30), CRITTS(30), RTs(30), CRITTs1(200), RTs1(200), CRITTs2(200), RTs2(200), TX0(200), TYO(200), TX01(200), TYO1(200) dimension YR(1000), CRITYH(30), YH2(30), YHCRIT1(200), YHCRIT2(200)</pre>	
<pre>open(unit=2, file='radius.txt') open(unit=4, file='bracc.txt') open(unit=4, file='tenco.txt') open(unit=6, file='FS.txt') open(unit=6, file='FS.txt') open(unit=8, file='TS2.txt') open(unit=8, file='TS2.txt')</pre>	
<pre>vrite (*,*) 'give the coordinates of point A' read (*,*) X. YA read (*,*) X. YA read (*,*) X. YA read (*,*) X. YA vrite (*,*) 'give the coordinates of point C' read (*,*) XD. YD vrite (*,*) 'give the coordinates of point D' read (*,*) XD. YD vrite (*,*) 'give the coordinates of point E' vrite (*,*) 'give the coordinates of point F' read (*,*) C. YC vrite (*,*) 'give the diamensions of area of centre of circles- first horizontal' read (*,*) C. YC vrite (*,*) 'give the diamensions of area of centre of circles- first horizontal' read (*,*) C. YC vrite (*,*) 'give the value of the cohesion of the slope' read (*,*) C. YC vrite (*,*) 'give the value of the cohesion of the slope' read (*,*) FU vrite (*,*) 'give the value of angle of friction' read (*,*) Fu vrite (*,*) 'give the value of start width of slice' read(3,*) AHOR </pre>	
I Debug > Find in Files 1 > Find in Files 1 <	
Ready Ln 9	5, Col 36

Σχήμα 4.2 – Περιγραφή διαδικασίας διαστασιολόγηση, δημιουργία φακέλων, δήλωσης των μεταβλητών.

Εκτός από τα δεδομένα των τιμών των ακτινών και των επιταχύνσεων, ο χρήστης δίνει κι έναν άλλο μεγάλο αριθμό δεδομένων στο πρόγραμμα που περιγράφουν όχι μόνο το πρανές αλλά και άλλους παράγοντες που επηρεάζουν την τρέχουσα ανάλυση. Τα δεδομένα εισαγωγής αποδίδουν τη σχηματική και ποιοτική περιγραφή του πρανούς. Ο χρήστης εισάγει στο πρόγραμμα τις συντεταγμένες του πρανούς, την τιμή της συνοχής, του εδικού βάρους και της γωνίας τριβής καθώς και τον συντελεστή ασφαλείας που πρέπει να επιτευχθεί. Επιπροσθέτως, ζητείται από τον χρήστη να δώσει τις διαστάσεις της περιοχής των πιθανών κέντρων. Η περιοχή αυτή περιγράφεται από ένα ορθογώνιο το οποίο χωρίζεται σε ίσα τμήματα κάθετα και οριζόντια ανά μία απόσταση που ορίζει ο χρήστης. Επίσης, όπως έχει ήδη αναφερθεί, το υπό μελέτη πρανές χωρίζεται σύμφωνα

με την μέθοδο των λωρίδων σε ίσου πλάτους λωρίδες. Ο χρήστης δηλώνει την τιμή του πλάτους των λωρίδων που θα χωριστεί το πρανές. Αφού εισαχθούν όλες οι μεταβλητές το πρόγραμμα διαβάζει μία μία τις μεταβλητές και αρχίζει τη διαδικασία ανάλυσης (όπως φαίνεται στα Σχήματα 4.2 και 4.3).

🛤 "C:\Program Files\Microsoft Visual Studio\MyProjects\oplismeno\Debug\OPLISMENO.exe"	-	8	×
give the coordinates of point A 10.30			-
give the coordinates of point B 30.30			
give the coordinates of point C 35.98.36			
give the coordinates of point D 65.98.36			
give the coordinates of point E 65.98.0			
give the coordinates of point F 10.0			
give the dimensions of area of centre of circles- first horizontal 3.3			
give the step increment for the coordinates of the centre of circle-first	hor	iz	
ontal 0.3.0.3			
give the value of the cohesion of the slope A			
give the value of angle of friction 0.524			
give the value of unit weight 18			
give the value of start width of slice 0.2			

Σχήμα 4.3 – Περιβάλλον χρήστη: δήλωση μεταβλητών του πρανούς.

Περιγραφή της διαδικασίας ανάλυσης.

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, για την εύρεση του συντελεστή ασφαλείας FS απαιτούνται συνεχείς επαναληπτικές δοκιμές τιμών στην εξίσωση (4.24) έως ότου η υπολογισθείσα τιμή συγκλίνει με αυτή που έχει εισαχθεί. Αυτό στο πρόγραμμα μεταφράζεται σε διαδοχικές επαναλήψεις εύρεσης της τιμής του συντελεστή ασφαλείας, που επιτυγχάνονται με μεγάλη ταχύτητα και έγκυρα. Επιπλέον, προκειμένου να βρεθεί ο κρίσιμος συντελεστής ασφαλείας για διάφορες τιμές του σεισμικού συντελεστή, εκτελούνται ανακυκλώσεις και στις μεταβλητές που ορίζονται από το κέντρο και την ακτίνα του κύκλου καθώς και την οριζόντια και κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμικού συντελεστή.

Για τον λόγο αυτό το πρόγραμμα εκτελεί ένα σύστημα ανακυκλώσεων των αντίστοιχων διαφορετικών μεταβλητών. Αυτό επιτυγχάνεται με διαδοχικούς «εμφωλευμένους» βρόγχους (nested loops). Οι αναλύσεις ξεκινούν με την πρώτη ανακύκλωση, αυτή των

επιταχύνσεων (line 142, do 405 m=1,7). Μία τιμή καταχωρείται στην μεταβλητή m και συνεχίζεται η διαδικασία που θα αναφερθεί παρακάτω. Ακολουθεί η ανακύκλωση των οριζόντιων συνιστωσών των κέντρων και αντιστοίχως μία ακόμα εμφωλευμένη ανακύκλωση των κάθετων τμημάτων του ορθογωνίου των κέντρων (βλ. Παράρτημα II και line 146: do 400 i=1,N1 και line 147: do 350 j=1,N2, αντίστοιχα). Έτσι καλύπτεται ο κάνναβος των σημείων εντός του ορθογωνίου το οποίο έχει οριστεί για τα κέντρα των κρίσιμων κύκλων, χρησιμοποιώντας τις μεταβλητές N1, N2 (όπου οι τιμές αυτές ισούνται με τον λόγο του μήκους και του πλάτους δια το μήκος και το πλάτος κάθε τμήματος αντιστοίχως). Επιπροσθέτως, δημιουργείται ένας ακόμα εσωτερικός βρόγχος της περιοχής των κέντρων ο οποίος ανακυκλώνει τις ακτίνες μέσω μίας μεταβλητής k (line 150: do 320 k=1,15).

Σε πρώτη φάση, γίνεται ο προσδιορισμός των πιθανών ολισθαινουσών επιφανειών. Αυτό επιτυγχάνεται με τον προσδιορισμό του σημείου τομής του τόξου του κρίσιμου κύκλου με το περίγραμμα του πρανούς. Έτσι εξετάζεται αν υπάρχει κάποιο σημείο τομής του κύκλου με τα τμήματα CD, BC και το AB (όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.4). Κατ' αυτόν τον τρόπο, καθορίζεται το τόξο που είναι πιθανό να αστοχήσει το πρανές. Τα δύο αυτά σημεία πάνω στο πρανές συμβολίζονται με H και G. Μέσω του συνδυασμού αυτών των δύο σημείων περιγράφεται και ο τύπος της αστοχίας που παρατηρείται στο εξεταζόμενο πρανές.



Σχήμα 4.4 – Απεικόνιση της γεωμετρίας και των πιθανών περιπτώσεων κύκλων αστοχίας.

Κεφάλαιο 4ο
Στη συνέχεια εκτελούνται οι υπολογισμοί για την εύρεση του ψευδοστατικού συντελεστή με την απλοποιημένη μέθοδο Bishop για τη διάταξη αστοχίας, αναλόγως με το αν το τόξο εμπίπτει σε κάποια από τις εξής περιπτώσεις. Η μεθοδολογία ξεκινάει με μία επαναληπτική διαδικασία για την εύρεση του συντελεστή ασφαλείας, έχοντας ως μεταβλητή που λειτουργεί ως μετρητής το I (line 295, do 4 I=1,100) και υπολογίζοντας μεταβλητές (P1, P2, P3), οι οποίες αρχικά μηδενίζονται ώστε να διαμορφωθούν αργότερα με την τελική τιμή τους. Οι μεταβλητές αυτές συμβολίζουν τον αριθμητή και τον παρονομαστή της σχέσης (4.23) που υπολογίζει τον συντελεστή ασφαλείας. Ως αρχική τιμή του συντελεστή ασφαλείας λαμβάνεται η μονάδα. Επιπλέον, χρησιμοποιείται ένας εσωτερικός βρόγχος για τις λωρίδες του πρανούς που συμβολίζονται με την μεταβλητή n (line 300, do 1 n=1,LL, όπου LL ο αριθμός των λωρίδων οι οποίες αποτελούν την επιφάνεια αστοχίας). Οι υπολογισμοί έχουν ως στόχο:

(α) τον ορισμό της γεωμετρίας της κάθε λωρίδας,

(β) τον υπολογισμό της κλίσης (θ) του πρανούς,

(γ) τον υπολογισμό του βάρους (W) της κάθε λωρίδας,

(δ) την εύρεση των μεταβλητών Ρ2 και Ρ3,

(ε) τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας FS = P2 / P3.

Αφού βρεθούν τα παραπάνω, οι δύο τελευταίοι βρόγχοι κλείνουν και καταχωρείται η τελευταία τιμή στις μεταβλητές αυτές. Αφού συγκλίνει η τιμή του συντελεστή ασφαλείας, υπολογίζεται η δύναμη που χρειάζεται για να γίνει ευσταθής η κρίσιμη επιφάνεια. Για τον σκοπό αυτό χρησιμοποιήθηκε η ροπή ανατροπής όπου ισούνται με P3.

Το τόξο ξεκινάει από την επιφάνεια BC (σημείο G) και καταλήγει στην AB (σημείο H),
όπως φαίνεται παρακάτω στο Σχήμα 4.4β.

Το τόξο ξεκινάει από την επιφάνεια CD (σημείο G) και καταλήγει στην AB (σημείο H),
όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.4 γ.

 Όπου το τόξο ξεκινάει από την επιφάνεια BC και καταλήγει στην BC, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.4 δ.

Όπως έχει γίνει σαφές από την παραπάνω ανάλυση το πρόγραμμα έχει εξετάσει όλες τις δυνατές περιπτώσεις επιφάνειας αστοχίας και υπολογίζει τη δύναμη που χρειάζεται να

Κεφάλαιο 40

ασκηθεί στο πρανές για να μείνει ευσταθές. Στην περίπτωση που ο κρίσιμος κύκλος (δηλαδή τα σημεία G και H) βρίσκονται εκτός των συντεταγμένων του πρανούς τότε σε αυτή τη περίπτωση αντιστοιχίζεται υψηλή τιμή του συντελεστή ασφαλείας ώστε να αποκλείεται ο υπολογισμός αυτής της επιφάνειας όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.5.





Αφού αναλυθούν όλες οι υποπεριπτώσεις και βρεθούν οι τύποι της αστοχίας του πρανούς, τότε το πρόγραμμα δημιουργεί δυο αρχεία κειμένου (txt) όπου παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων. Το πρώτο ονομάζεται 'Stab.txt' και σε αυτό εμπεριέχονται τα αποτελέσματα των τιμών των συντελεστών ασφαλείας που βρέθηκαν σε όλες τις δοκιμές των διαφορετικών περιπτώσεων που αναλύθηκαν. Το δεύτερο αρχείο 'TS.txt' και αποθηκεύονται οι τιμές των απαιτούμενων τάσεων που χρειάζεται το πρανές ώστε να γίνει ευσταθές. Αναλυτικότερα, στο αρχείο 'TS.txt' διαμορφώνονται έξι στήλες όπου περιγράφονται οι έξι διαφορετικές παραμέτρους της κάθε δοκιμής. Ειδικότερα οι στήλες αυτές περιγράφουν τον υπολογισθέντα συντελεστή ασφαλείας της επιφάνειας αστοχίας που εξετάστηκε, την οριζόντια καθώς και την κατακόρυφη συντεταγμένη του κύκλου, την ακτίνα του κύκλου αυτού και την οριζόντια και την κατακόρυφ.

Στο δεύτερο αρχείο, δημιουργούνται όπως και στο πρώτο έξι στήλες όπου περιγράφουν όπως και στο προηγούμενο τα γεωμετρικά στοιχεία της επιφάνειας. Στην πρώτη στήλη εισέρχονται οι τιμές της απαιτούμενης δύναμης που πρέπει να εφαρμοστούν στο πρανές από τη σχεδιαζόμενη αντιστήριξη ώστε να εξασφαλιστεί η ευστάθεια του. Στις επόμενες

Κεφάλαιο 40

στήλες αναγράφεται η οριζόντια συντεταγμένη που περιγράφει την αρχή του κρίσιμου κύκλου, την ροπή ανατροπής, η ακτίνα του δοκιμαζόμενου κύκλου, καθώς και η οριζόντια και η κατακόρυφη συνιστώσα σεισμικής επιτάχυνσης που φορτίζει το πρανές.

Αφού δημιουργηθούν τα παραπάνω αρχεία, το πρόγραμμα συνεχίζει την ανάλυση του, βρίσκοντας το κρίσιμο κύκλο για την ευστάθεια, δηλαδή την περίπτωση στην οποία αντιστοιχεί ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας, καθώς και τη μέγιστη δύναμη σταθεροποίησης του πρανούς και τον αντίστοιχο κύκλο. Εξετάζονται αναλυτικά όλες οι τιμές της παραμέτρου Ts για κάθε επιμέρους συνδυασμό των σεισμικών επιταχύνσεων και βρίσκεται η μέγιστη τιμή της Ts καθώς και το κέντρο και η ακτίνα του κύκλου που αντιστοιχεί σε αυτήν. Για την αποθήκευση των αποτελεσμάτων δημιουργούνται δύο αρχεία. Το πρώτο ονομάζεται 'FS.txt' και σε αυτό εισέρχεται η ελάχιστη τιμή του συντελεστή ασφαλείας για κάθε περίπτωση σεισμικών επιταχύνσεων. Αναλόγως δημιουργείται ένα επιπλέον αρχείο όπου ονομάζεται 'TS2.txt', στο οποίο καταχωρούνται η μέγιστες τιμές των δυνάμεων που πρέπει να ασκηθούν στο υπό εξέταση πρανές ώστε να μείνει ευσταθές ανά περίπτωση συνδυασμού σεισμικών επιταχύνσεων. Στο Σχήμα 4.6 φαίνονται τα αρχεία στα οποία ο χρήστης δίνει και συλλέγει τα δεδομένα του προγράμματος.

Όνομα	Ημερομηνία τροπ	Τύπος
horacc	19/12/2008 6:02 μμ	Έγγραφο κειμένου
📋 radius	19/12/2008 5:14 μμ	Έγγραφο κειμένου
veracc	19/12/2008 6:03 μμ	Έγγραφο κειμένου

(α)

Όνομα	Ημερομηνία τροπ	Τύπος
FS FS	9/1/2009 3:03 µµ	Έγγραφο κειμένου
📄 opl	9/1/2009 3:03 µµ	Έγγραφο κειμένου
📄 stab	9/1/2009 3:03 µµ	Έγγραφο κειμένου
TS TS	9/1/2009 3:03 µµ	Έγγραφο κειμένου
TS2	9/1/2009 3:03 µµ	Έγγραφο κειμένου

Σχήμα 4.6 - Αρχεία του προγράμματος (α) Input, (β) Output.

Μετά το πέρας της ανάλυσης, το πρόγραμμα κλείνει του βρόγχους που προαναφέρθηκαν το έναν μετά τον άλλον. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρέχουν πληροφόρηση όσον αφορά τόσο την ευστάθεια του μη οπλισμένου πρανούς (συντελεστής ασφαλείας) όσο και για την απαιτούμενη δύναμη ευστάθειας για τη σταθεροποίηση. Επιπλέον, είναι δυνατός ο προσδιορισμός της γεωμετρίας των κρίσιμων κύκλων ολίσθησης.

4.4 Περιορισμοί του προγράμματος

Παρά την ορθή και αξιόπιστη λειτουργία του προγράμματος έχει και κάποια μειονεκτήματα, που βέβαια δεν επηρεάζουν την εγκυρότητα και την επάρκεια των αποτελεσμάτων όσο την χρηστικότητα και το εύρος των επιλογών των πρανών που μπορούν να αναλυθούν. Παρακάτω αναφέρονται αναλυτικά κάποια από τα μειονεκτήματα του προγράμματος.

Στο πρόγραμμα πρέπει να δίνεται το εισάγεται η γεωμετρία του πρανούς που εξετάζεται. Αυτό επιτυγχάνεται δίνοντας τις συντεταγμένες του πρανούς. Το πρόγραμμα μπορεί να αναλύσει την ευστάθεια μόνο εφόσον το πρανές έχει την κατάλληλη μορφή που περιγράφεται από 6 σημεία συντεταγμένων όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.7. Έτσι για παράδειγμα, δεν είναι δυνατή η εξέταση πρανών που κατασκευάζονται με αναβαθμούς.



Σχήμα 4.7. – Τύπος πρανούς που μπορεί να μελετηθεί μέσω του παραπάνω προγράμματος.

Επιπροσθέτως, το πρόγραμμα αναλύει πρανές με ομοιογενές εδαφικό υλικό. Δηλαδή η ανάλυση γίνεται παριστάνοντας μοντέλο πρανούς με έδαφος που έχει παντού τα ίδια χαρακτηριστικά (ειδικό βάρος, συνοχή, γωνία τριβής). Ένας από τους σημαντικότερους

περιορισμούς του προγράμματος είναι το γεγονός πως οι δοκιμές των κρίσιμων επιφανειών αστοχίας είναι κυκλικές. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα, πως δεν μπορεί να γίνει ανάλυση για την εύρεση άλλων μορφών αστοχιών (σφηνοειδούς αστοχίας).

4.5 Έλεγχος εγκυρότητας της μεθόδου

Για την επιβεβαίωση της έγκυρης και ορθής λειτουργίας του προγράμματος που τροποποιήθηκε για τις προαναφερθείσες αναλύσεις δοκιμάστηκε εκτενώς με ένα παράδειγμα από τη βιβλιογραφία. Το παράδειγμα μιας οπλισμένης γεωκατασκευής που επιλέχθηκε βασίζεται στην εργασία των Κωμοδρόμου κ.α. (2007). Στην εργασία αυτή εξετάστηκε οπλισμένο επίχωμα ύψους 14m και κλίση 64°, το έδαφος του οποίου έχει γωνία τριβής 35° και συνοχή 50. Στο παράδειγμα εφαρμόστηκε η μέθοδος οριακής ισορροπίας και μετά τη ανάλυση βρέθηκαν οι οπλισμοί (μέγιστης δύναμης Τ_{allowable}=50kN) που χρειάζονται, καθώς και η κατανομή αυτών για να επιτευχθεί η ευστάθεια του πρανούς.

Σύμφωνα με την εργασία των Κωμοδρόμου κ.α. (2007), το πρανές έχει συντελεστή ασφαλείας σε στατικές συνθήκες σε περιστροφική θραύση 1.46. Για τη σταθεροποίηση αυτού εφαρμόζεται δύναμη 22 οπλισμών 50 kN (όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.8). Αυτό μεταφράζεται σε συνολική δύναμη 1100 kN (δηλαδή, η δύναμη που χρειάζεται το πρανές για να μείνει ευσταθές πρέπει να είναι μικρότερη ή ίση από 1100 kN).



Σχήμα 4.8 – Απεικόνιση της κατανομής των οπλισμών που εφαρμόζονται στο πρανές.

Τα παραπάνω δεδομένα εισάχθηκαν στο πρόγραμμα που δημιουργήθηκε. Αρχικά δημιουργήθηκε μοντέλο που περιγράφει όσο το δυνατόν ρεαλιστικότερα την γεωμετρία

του εξεταζόμενου πρανούς και συλλέχθηκαν οι συντεταγμένες που εισάχθηκαν στο πρόγραμμα (Σχήμα 4.9). Επιπροσθέτως, εισάχθηκαν δεδομένα όπως η συνοχή και η γωνία τριβής του εδάφους και αφού έγινε η ανάλυση, πρόεκυψαν τα παρακάτω αποτελέσματα που φαίνονται στα Σχήματα 4.10 και 4.11.

📃 Parac	deigma - Σημειω			
Αρχείο	Επεξεργασία	Μορφή	Προβολή	Βοήθεια
10,40 90,40 92.92, 172.92 172.92 10,0	55 2,55 2,0			

Σχήμα 4.9 – Απεικόνιση των συντεταγμένων που εισήχθησαν στο πρόγραμμα.

FS - Σ	Ιημειωματάριο		-	-	- 1 mar			
Αρχείο	Επεξεργασία	Μορφή	Προβολή	Βοήθεια				
	1.33315		77.4199	998	57.000000	21.000000	0.000000	0.000000

Σχήμα 4.10 – Απεικόνιση του txt αρχείου του υπολογισθέντος συντελεστή ασφαλείας σε δοκιμή με μηδενικές σεισμικές επιταχύνσεις.

TS2 -	Σημειωματάριο	and a local division of	A loss		-	services. The
Αρχείο	Επεξεργασία Μορ	φή Προβολή Βοήθεια				
950.00000		77.419998	65.500000	18.000000	0.00000	0.000000

Σχήμα 4.11 – Απεικόνιση του txt αρχείου της υπολογισθείσας δύναμης που χρειάζεται το πρανές για να μείνει ευσταθές σε δοκιμή με μηδενικές σεισμικές επιταχύνσεις.

Σύμφωνα και με τα Σχήματα 4.10 και 4.11 ο συντελεστής ασφαλείας που βρέθηκε από την παραπάνω δοκιμή μέσω του προγράμματος είναι 1.33 και η δύναμη που χρειάζεται το πρανές για να μείνει στην ζώνη ευστάθειας μέσω των οπλισμών είναι ίση ή μικρότερη από 950 kN. Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα του προγράμματος με αυτά της δημοσιευμένης εργασίας γίνεται κατανοητό πως οι αποκλίσεις είναι πολύ μικρές. Για τον συντελεστή ασφαλείας η απόκλιση είναι της τάξεως του 7%, ενώ για τη δύναμη ευστάθειας η απόκλιση είναι ίση με 13%. Οι αποκλίσεις αυτές προκύπτουν λόγω των γεωμετρικών περιορισμών του προγράμματος που δεν του επιτρέπουν να περιγράψει με απόλυτη λεπτομέρεια το πραγματικό σχήμα του πρανούς.

ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ

5.1 <u>Κύριες παράμετροι</u>

Στην παρούσα διερεύνηση εξετάζεται παραμετρικά η αντισεισμική ευστάθεια πρανών λαμβάνοντας υπόψη τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά τους. Παρακάτω παρουσιάζονται λεπτομερώς τα χαρακτηριστικά που επιλέχθηκαν καθώς και η επιρροή τους στην ευστάθεια των πρανών. Αυτό επιτυγχάνεται με τον υπολογισμό της δύναμης που χρειάζεται να ασκηθεί στο έδαφος για να γίνει ευσταθές. Σκοπός της παραμετρικής διερεύνησης είναι η παρατήρηση της σταδιακής μεταβολής της συμπεριφοράς του πρανούς ως προς την ευστάθεια του και η ευαισθησία της στη μεταβολή των τιμών των βασικών παραμέτρων σχεδιασμού.

Ένα από τα σημαντικότερα γεωμετρικά χαρακτηριστικά είναι η κλίση του πρανούς, η οποία ως παράμετρος επηρεάζει αισθητά την συμπεριφορά του κεκλιμένου εδάφους. Για κάθε διαφορετική τιμή της κλίση του πρανούς, παρατηρείται ότι ασκούνται διαφορετικές τάσεις αντίστασης κατά μήκος της πιθανής επιφάνειας αστοχίας. Επίσης, πολύ σημαντική παράμετρος είναι το ύψος του πρανούς, δηλαδή η κατακόρυφη απόσταση μεταξύ της κορυφής και του πόδα του πρανούς. Εξετάστηκαν έξι διαφορετικές τιμές της κλίσης των πρανών καθώς και έξι διαφορετικές τιμές υψών. Η αύξηση των τιμών τους επιλέχθηκε έτσι ώστε να είναι δυνατή η παρακολούθηση της σταδιακής μείωσης ή αύξησης των τάσεων αντίστασης. Πιο συγκεκριμένα, οι τιμές των κλίσεων του πρανούς που αναλύονται είναι οι εξής (45°, 50°, 55°, 60°, 65°, 70°) και οι αντίστοιχες τιμές του ύψους είναι (6, 8, 10, 15, 20, 30 m). Η ομοιόμορφη και σταδιακή αύξηση των παραπάνω

τιμών βοηθάει να γίνει δυνατή κατανόηση της επίδρασης των παραμέτρων καθώς και αν υφίσταται αλληλεξάρτηση μεταξύ τους.

Καθώς η σεισμική ευστάθεια των εδαφικών πρανών αναλύεται μέσω της ψευδοστατικής μεθόδου, επιλέγονται κάποιες τιμές σεισμικών επιταχύνσεων για το υπό εξέταση πρανές. Με αυτόν τον τρόπο μελετάται η σχέση των σεισμικών επιταχύνσεων συναρτήσει των τάσεων σταθεροποίησης που πρέπει να ασκούνται στο πρανές. Για τη επιλογή των τιμών των επιταχύνσεων ελήφθη υπόψη ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ 2000) και πιο συγκεκριμένα επιλέχθηκαν τιμές που να αντιπροσωπεύουν τις σεισμολογικές συνθήκες σεισμού με βάση τα Ελληνικά δεδομένα. Οι τιμές που επιλέχθηκαν είναι 0g, 0.16g, 0.24g, 0.36g στον οριζόντιο άξονα και 0g, 0.08g, 0.12g, 0.18g στον κατακόρυφο. Επιπλέον δόθηκε ιδιαίτερη έμφαση στην ανάλυση των συνδυασμών των παραπάνω τιμών ώστε να γίνει αποσαφήνιση της επιρροής τους στη πιθανή αστοχία, επίσης προσδιορίστηκε ποια από τις δύο συνιστώσες της επιτάχυνσης επηρεάζει περισσότερο την αστοχία του εδάφους.

Τα υπόλοιπα ποιοτικά χαρακτηριστικά που εξετάζονται είναι η γωνία τριβής του εδάφους καθώς και η συνοχή και το ειδικό βάρος του εδάφους. Η γωνία τριβής συμβολίζεται με φ και η συνοχή με c (cohension). Η γωνία τριβής αντιπροσωπεύει την εσωτερική τριβή μεταξύ των κόκκων του εδάφους περιγράφοντας την διατμητική αντοχή του εδάφους. Οι τιμές της γωνίας τριβής που επιλέχθηκαν ξεκινούν από 30° και αυξάνουν γεωμετρικά μέχρι 45°. Σε αντιστοιχία με τις παραμέτρους του ύψους και της κλίσης του πρανούς, αυτό γίνεται για την πληρέστερη παρατήρηση των αποτελεσμάτων στο πρανές. Καθώς τα οπλισμένα πρανή κατασκευάζονται συνήθως από μέτρια έως καλά συμπυκνωμένο κοκκώδες έδαφος επιλέχθηκε μόνο μία τιμή ειδικού βάρους (18 kN/m³) και μία τιμή συνοχής (0 kPa).

Επιπλέον επιλέχθηκε τιμή του συντελεστή ασφαλείας ίση με 1 ως απαιτούμενη για τον αντισεισμικό σχεδιασμό σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΑΚ 2000. Όπως αναφέρθηκε για τη στατική ευστάθεια οι Αμερικάνικοι κανονισμοί θέτουν ως όριο την τιμή συντελεστή ασφαλείας ίση με 1.3 ενώ σε σεισμική φόρτιση 1.1. Για τη διενέργεια των παραμετρικών αναλύσεων επιλέχθηκαν όπως προαναφέρθηκε ένα εύρος τιμών για κάθε παράμετρο (όπως φαίνεται στον πίνακα 5.1). Σε αυτό το σημείο πρέπει να τονιστεί ότι διεξήχθηκαν όλοι οι δυνατοί συνδυασμοί, καταλήγοντας σε ένα πλήθος 2304 αναλύσεων.

H (m)	6		8 10		15		20		30		
i (°)	45		50 55		60		65		70		
Φ (°)	30	32	34		36	38		40 42			45
a ^h _{max} (m/s)	0		0.16		0.24				0.3	36	
a ^v _{max} (m/s)		0 0.08					0.12 0.18				
FS	1										
γ	18										
C	0										

Πίνακας 5.1-Διακύμανση των τιμών των παραμέτρων που αναλύθηκαν στη παρούσα παραμετρική διερεύνηση.

* Όλες οι αναλύσεις ευστάθειας των πρανών που εξετάστηκαν έγιναν με τιμή πλάτους λωρίδας 0.2 μέτρα (width of slice).

Στις δοκιμές που έγιναν για πρανές 6 μέτρων δοκιμάστηκαν 15 τιμές ακτινών από 1 έως 15 μέτρα. Για κάθε κλίση του πρανούς σχεδιάστηκαν και δόθηκαν στο πρόγραμμα οι ανάλογες συντεταγμένες. Σχεδιάστηκε ορθογώνιο 3m X 3m μέσα στο οποίο τοποθετήθηκε το κέντρο του κρίσιμου κύκλου ευστάθειας και διακριτοποίηθηκε με διαστήματα 0.3 m σχηματίζοντας κάνναβο 100 τμημάτων. Το ορθογώνιο των πιθανών κρίσιμων κέντρων σχεδιάστηκε να εφάπτεται στην κορυφή του πρανούς.



Σχήμα 5.1 – Απεικόνιση του κρίσιμου κύκλου πρανούς ύψους 6 m με κλίση 45° και γωνία τριβής 30° χωρίς την εφαρμογή σεισμικών επιταχύνσεων.

Για πρανές ύψους 8 m δοκιμάστηκαν επίσης 15 τιμές ακτινών από 2 m έως 17 m. Σχεδιάστηκε ορθογώνιο 4m X 4m μέσα στο οποίο τοποθετήθηκε το κέντρο του κρίσιμου

κύκλου ευστάθειας και διακριτοποιήθηκε με διαστήματα 0.4 m σχηματίζοντας κάνναβο 100 τμημάτων. Το ορθογώνιο των πιθανών κρίσιμων κέντρων σχεδιάστηκε με 1 m απόσταση από τον άξονα X και 1 m απόσταση στον άξονα Y, από την κορυφή του πρανούς όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.2.



Σχήμα 5.2 – Απεικόνιση του κρίσιμου κύκλου της πρανούς ύψους 8 m με κλίση 45° και γωνία τριβής 30° χωρίς την εφαρμογή από σεισμικών επιταχύνσεων.

Για πρανές ύψους 10 m δοκιμάστηκαν 20 τιμές ακτινών από 2 έως 22 m. Σχεδιάστηκε ορθογώνιο 4m X 4m μέσα στο οποίο τοποθετήθηκε το κέντρο του κρίσιμου κύκλου ευστάθειας και διακριτοποιήθηκε με διαστήματα 0.4 m σχηματίζοντας κάνναβο 100 τμημάτων. Το ορθογώνιο των πιθανών κρίσιμων κέντρων σχεδιάστηκε σε απόσταση 1 m σε απόσταση στον άξονα X και 1 m στον άξονα Y, από την κορυφή του πρανούς.

Για πρανές ύψους 15 m δοκιμάστηκαν 25 τιμές ακτινών από 5 m έως 29 m. Σχεδιάστηκε ορθογώνιο 5m X 5m μέσα στο οποίο τοποθετήθηκε το κέντρο του κρίσιμου κύκλου του πρανούς και διακριτοποιήθηκε σε διαστήματα 0.5 m σχηματίζοντας κάνναβο 100 τμημάτων όπως και στις παραπάνω περιπτώσεις. Το ορθογώνιο των πιθανών κρίσιμων κέντρων σχεδιάστηκε σε απόσταση 5 m στον άξονα X και 1 m στον άξονα Y, από την κορυφή του πρανούς.



Σχήμα 5.3 – Απεικόνιση του κρίσιμου κύκλου πρανούς 8 m με κλίση 45° και γωνία τριβής 30° χωρίς σεισμική φόρτιση (με το πράσινο χρώμα), καθώς και με τις μέγιστες τιμές των επιταχύνσεων που δοκιμάστηκαν (με το άσπρο χρώμα).

Για πρανές ύψους 20 m δοκιμάστηκαν 31 τιμές ακτινών από 5m έως 35m. Σχεδιάστηκε ορθογώνιο 6m X 6m μέσα στο οποίο τοποθετήθηκε το κέντρο του κρίσιμου κύκλου του πρανούς και διακριτοποιήθηκε με διαστήματα 0.6 m σχηματίζοντας κάνναβο 100 τμημάτων. Το ορθογώνιο των πιθανών κρίσιμων κέντρων σχεδιάστηκε σε απόσταση 3 m μακριά στον άξονα X και 3 m στον άξονα Y από την κορυφή του πρανούς.

Για πρανές ύψους 30 m δοκιμάστηκαν 35 τιμές ακτινών από 8m έως 43m. Σχεδιάστηκε ορθογώνιο 7m X 7m μέσα στο οποίο τοποθετήθηκε το κέντρο του κρίσιμου κύκλου του πρανούς και διακριτοποιήθηκε με διαστήματα 0.7 m σχηματίζοντας κάνναβο 100 τμημάτων. Το ορθογώνιο των πιθανών κρίσιμων κέντρων σχεδιάστηκε σε απόσταση 5 m στον άξονα Y, από την κορυφή του πρανούς.

5.2 Επίδραση ύψους πρανούς

Παρακάτω φαίνονται παραστατικά μέσω κατάλληλων διαγραμμάτων, η επίδραση του ύψους του πρανούς στην ευστάθεια του υπό διαφορετικές συνθήκες σεισμικής φόρτισης. Οι ενδεικτικές τιμές του ύψους που επιλέχθηκαν είναι 6m, 15m και 30m. Παρουσιάζονται εδώ τα αποτελέσματα της ευστάθειας πρανών με διαφορετικές τιμές ύψους ώστε να φανεί όσο το δυνατόν ευκρινέστερα η επίδραση της παραμέτρου. Ειδικότερα το πρανές ύψους 6 m επιλέχθηκε γιατί ο οπλισμός πρανών μεγαλύτερου ύψους από 6m αντιμετωπίζεται διαφορετικά από ότι των αντίστοιχων με μικρότερο ύψος (όπως αναφέρθηκε στο 2° κεφάλαιο). Το πρανές ύψους 15 m επιλέχθηκε ως η μέση τιμή των υψών των πρανών που αναλύθηκαν και τέλος τα 30 m είναι η μεγαλύτερη εξεταζόμενη τιμή.

Επιπροσθέτως, επιλέχθηκαν διαφορετικές τιμές της οριζόντιας και κατακόρυφης σεισμικής επιτάχυνσης για να εφαρμόζονται στο υπό εξέταση πρανές επειδή είναι σημαντικό να κατανοηθεί η επίδραση τους, καθώς και κατά πόσο επιδεινώνουν την πιθανή αστοχία του πρανούς.

Τα παρακάνω διαγράμματα απεικονίζουν την επίδραση του ύψους του πρανούς όταν η γωνία τριβής του εδάφους είναι ίση με (φ = 30°,34°,38°,42°) υπό συνθήκες μηδενικής σεισμικής φόρτισης (a_{horizontal}=0, a_{vertical}=0). Η περίπτωση αυτή μπορεί να θεωρηθεί ως σημείο αναφοράς τάσεων στο υπό εξέταση πρανές ώστε να εκτιμηθεί η συνεισφορά της σεισμικής δράσης.

Παρατηρώντας τα διαγράμματα στο Σχήμα 5.4 μπορεί να σημειωθεί ότι όσο το ύψος του πρανούς αυξάνεται τόσο αυξάνεται και η δύναμη αντίστασης που πρέπει να ασκηθεί σ αυτό ώστε να γίνει ευσταθές. Βέβαια, ο λόγος της δύναμης προς ύψος δεν είναι ανάλογος γεγονός που δείχνει πως όσο αυξάνεται το ύψος του πρανούς, συμπεριφέρεται τελείως διαφορετικά όσον αφορά στην ευστάθεια του υπό μηδενική σεισμική φόρτιση.





Μια επιπλέον περίπτωση που παρουσιάζεται είναι αυτή ενός πρανούς όπου υπόκειται σε μεσαία σεισμική φόρτιση. Για αυτήν την περίπτωση επιλέχθηκε οριζόντια συνιστώσα της επιτάχυνσης a_{horizontal}=0.24g και κατακόρυφη a_{vertical}=0.12g. Τα αποτελέσματα φαίνονται στα παρακάτω γραφήματα στο Σχήμα 5.5.



Σχήμα 5.5 - Διαγράμματα απαιτούμενης δύναμης οπλισμού συναρτήσει της κλίσης του πρανούς με ύψος: (α) 6 m (β)15 m και (γ) 30 m ασκούνται σεισμική φόρτιση με οριζόντια επιτάχυνση ίση με 0.24g και κατακόρυφη 0.12g. Στο Σχήμα 5.5 παρατηρούνται εμφανείς διαφορές όσον αφορά στο μέγεθος της δύναμης σταθεροποίησης που πρέπει να ασκηθεί στο πρανές ώστε να παραμείνει ευσταθές, όταν συγκριθεί με την περίπτωση μηδενικής σεισμικής φόρτισης. Πιο συγκεκριμένα, παρατηρείται αύξηση της απαιτούμενης δύναμης οπλισμού της τάξεως του 400%, δηλαδή η θεώρηση ενός μέσου σεισμού προκαλεί την απαίτηση τετραπλάσιων οπλισμών ώστε το πρανές να μείνει ευσταθές. Επιπλέον μπορεί να παρατηρηθεί πως η μεταξύ τους συσχέτιση παρουσιάζει παρόμοια κλίση και στις δύο περιπτώσεις αναφορικά με το ίδιο ύψος πρανούς και με σταθερή την γωνία τριβής του εδάφους.

Εν συνεχεία, αναλύθηκε η περίπτωση σεισμικής φόρτισης μόνο στον οριζόντιο άξονα. Κατ' επέκταση, με αυτόν τον τρόπο μπορεί να εκτιμηθεί η συμπεριφορά του πρανούς χωρίς και με την επίδραση της κατακόρυφης συνιστώσας της επιτάχυνσης. Τα αποτελέσματα φαίνονται στα γραφήματα που ακολουθούν στο Σχήμα 5.6.

Από το Σχήμα 5.6 συμπεραίνουμε πως παρ' όλο που η φόρτιση λόγω σεισμού ασκείται στο πρανές μόνο κατά τον οριζόντιο άξονα, η δύναμη που απαιτείται για να μείνει ευσταθές είναι αρκετά μεγαλύτερη από αυτή που απαιτείται στην περίπτωση σεισμού με μεσαίο μέγεθος επιταχύνσεων και στις δύο διευθύνσεις. Παρ' όλα αυτά, παρατηρείται πως και σε αυτήν την περίπτωση η δύναμη που χρειάζεται το πρανές για να αποφευχθεί η πιθανή αστοχία μεταβάλλεται με το ύψος. Όσο το ύψος του πρανούς αυξάνεται, αυξάνεται και η δύναμη αντίστασης που πρέπει να εφαρμοστεί από τους γεωσυνθετικούς οπλισμούς.

Μία περίπτωση που πρέπει να εξεταστεί είναι αυτή ενός πρανούς που φορτίζεται και στους δύο άξονες με μέγιστες τιμές σεισμικής επιτάχυνσης. Η επιβαλλόμενη επιτάχυνση του πρανούς στην οριζόντια διεύθυνση είναι ίση με a_{horizontal}=0.36 και στην κατακόρυφη με a_{vertical}=0.18 και τα σχετικά αποτελέσματα των εν λόγω αναλύσεων παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.7.



Σχήμα 5.6 - Διαγράμματα απαιτούμενης δύναμης οπλισμού συναρτήσει της κλίσης του πρανούς με ύψος: (α) 6 m (β)15 m και (γ) 30 m ενώ ασκείται μόνο οριζόντια επιτάχυνση ίση με 0.36g.





Στο Σχήμα 5.7 παρατηρείται πως η δύναμη αντίστασης που απαιτείται είναι μεγαλύτερη από όλες τις προηγούμενες περιπτώσεις και αυξάνει όσο αυξάνει και το ύψος του πρανούς. Ειδικότερα ,παρατηρούμε πως η μεταβολή της δύναμης αντίστασης με το

ύψος του πρανούς δεν είναι αναλογική, δηλαδή ο λόγος δύναμης αντίστασης προς ύψος δεν είναι σε όλες τις περιπτώσεις ίδιος. Αντιθέτως, η αντιστήριξη του κεκλιμένου εδάφους γίνεται όλο και δυσκολότερη όσο αυξάνεται το ύψος του πρανούς, αφού οι τάσεις όπου πρέπει να εφαρμοστούν για να μείνει το πρανές ευσταθές μεγαλώνουν με σχετικά δυσανάλογο βαθμό. Ο παραπάνω ισχυρισμός τεκμηριώνεται μαθηματικά αναλύοντας τα γραφήματα. Για παράδειγμα, σε ένα πρανές ύψους 6 m με έδαφος με γωνία τριβής 30° απαιτούνται 65 kN/m, ενώ σε αυτό με ύψος 15 m 400 kN/m, και σε πρανές με ύψος 30 m 1200 kN/m για σταθερή κλίση 45°. Ο λόγος δηλαδή δύναμης αντίστασης προς το ύψος του πρανούς όχι μόνο δεν είναι σταθερός, αλλά αυξάνεται όσο μεγαλώνει το ύψος του πρανούς γεγονός που αποδεικνύει τον παραπάνω ισχυρισμό.

5.3 Επίδραση επιτάχυνσης

Στη συνέχεια μελετήθηκε η επίδραση του ύψους του πρανούς στην απαιτούμενη δύναμη που χρειάζεται το πρανές ώστε να μείνει ευσταθές όταν υπόκειται σε διαφορετικές περιπτώσεις σεισμικής φόρτισης. Παρακάτω διερευνάται πιο αναλυτικά η επίδραση του μεγέθους των σεισμικών επιταχύνσεων σε ένα πρανές με σταθερό ύψος. Επιλέχθηκε για τον σκοπό αυτό ένα πρανές ύψους 20 μέτρων (H=20m) ενώ οι τιμές των επιταχύνσεων στον οριζόντιο άξονα είναι ίσες με 0.16g, 0.24g και 0.36g υπολογίστηκε η δύναμη αντίστασης ανάλογα με την γωνία τριβής του εδάφους. Για να υπάρχει μία περίπτωση τιμής αναφοράς το υπό εξέταση πρανές αναλύθηκε χωρίς να εφαρμοστεί κάποια σεισμική επιτάχυνση σε αυτό, (δηλαδή a_{hor}=0). Επίσης, εφαρμόσθηκε φόρτιση μόνο στον οριζόντιο άξονα με μηδενική επιτάχυνση στον κατακόρυφο. Με τον τρόπο αυτό τα αποτελέσματα μπορούν να συσχετιστούν ευκολότερα έτσι ώστε να μπορεί να κατανοηθεί καλυτέρα η σεισμική ευστάθεια του πρανούς. Τα αποτελέσματα των προαναφερθέντων αναλύσεων ευστάθειας φαίνονται στα παρακάτω διαγράμματα (βλ. Σχήμα 5.8 και Σχήμα 5.9).



Σχήμα 5.8 - Διάγραμμα απαιτούμενης δύναμης οπλισμού συναρτήσει της κλίσης του πρανούς ενώ επιβάλλεται σε αυτό οριζόντια σεισμική επιτάχυνση: (α) 0g, (β) 0.16g με ύψος 20 m.





Συγκρίνοντας τα γραφήματα στα Σχήματα 5.8 και 5.9 συμπεραίνεται πως η επίδραση της σεισμικής φόρτισης είναι πολύ σημαντική, αυξάνοντας πολύ τον κίνδυνο αστοχίας του πρανούς αφού η δύναμη που χρειάζεται για να είναι ευσταθές είναι αρκετά μεγαλύτερη. Επιπλέον, παρατηρώντας τις τιμές της απαιτούμενης δύναμης σε σχέση με τις τιμές της κλίσης του πρανούς (με ύψος 20 m), γίνεται αντιληπτό πως όσο η σεισμική επιτάχυνση γίνεται μεγαλύτερη, τόσο πιο δύσκολη είναι η επίτευξη της ευστάθειας του

πρανούς. Ειδικότερα, όπως και το ύψος σε σχέση με την δύναμη αντίστασης, έτσι και η σεισμική επιτάχυνση δεν αυξάνεται αναλογικά. Ο ισχυρισμός αυτός τεκμηριώνεται και αναλυτικά παρατηρώντας τους λόγους δύναμης αντίστασης προς την επιτάχυνση που φορτίζει την μάζα του πρανούς. Για παράδειγμα, στο διάγραμμα της επιτάχυνσης a_{hor}=0.16g σε έδαφος με γωνία τριβής 30°, η δύναμη T_s είναι 105 kN/m, ενώ σε αυτό με a_{hor}=0.24 g είναι 200 kN/m και σε αυτό με a_{hor}=0.36 g, 440 kN/m. Συγκρίνοντας τους λόγους δύναμης αντίστασης προς σεισμική επιτάχυνση στην εκάστοτε περίπτωση παρατηρείται πως όσο η επιτάχυνση αυξάνεται τόσο αυξάνεται και η τιμή του λόγου, γεγονός που δείχνει πως η ευστάθεια ενός πρανούς επιτυγχάνεται όλο και πιο δύσκολα





Παρ' όλα αυτά, για την πιο ρεαλιστική απεικόνιση της επίδρασης του σεισμοικού κινδύνου, πρέπει να ληφθεί υπόψη και η κατακόρυφη σεισμική επιτάχυνση (a_{vertical}). Οι παραπάνω περιπτώσεις παρουσιάζονται, εφαρμόζοντας μια επιπλέουσα φόρτιση στον κατακόρυφο άξονα του πρανούς. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων φαίνονται στα παρακάτω γραφήματα του Σχήματος 5.11.

Κεφάλαιο 5°





Σχήμα 5.11 - Διάγραμμα της απαιτούμενης δύναμης οπλισμού συναρτήσει της κλίσης του πρανούς ύψους 20m λόγω οριζόντιας και κατακόρυφης σεισμικής επιτάχυνσης: (α) 0.16g - 0.08g (β) 0.24g - 0.12g, (γ) 0.36g - 0.18g.

Σύμφωνα με τα διαγράμματα στο Σχήμα 5.11, συμπεραίνεται ότι με την προσθήκη της κατακόρυφης επιτάχυνσης το πρανές γίνεται πιο ασταθές. Αυτό φαίνεται από τη δύναμη που χρειάζεται να ασκηθεί για να γίνει ευσταθές και συγκρίνοντας τα Σχήματα 5.8β (α) (a_{hor} =0.16g), 5.9α (β) (a_{hor} =0.24g) και 5.9β (γ) (a_{hor} =0.36g) με τα αντίστοιχα του Σχήματος 5.11. Παρατηρείται πως οι απαιτούμενες δυνάμεις είναι αφενός μεγαλύτερες, αφετέρου η διαφορά τους είναι αρκετά μικρή. Για παράδειγμα η δύναμη αντίστασης στο a_{hor} =0.16g και a_{ver} =0g είναι ίση με 105 kN/m ενώ για a_{hor} =0.16g και a_{ver} =0.08g είναι ίση με 110 kN/m, για a_{hor} =0.24g και a_{ver} =0 είναι ίση με 200 kN/m, ενώ στο a_{hor} =0.24g και a_{ver} =0.12g είναι ίση με 210 kN/m και στο a_{hor} =0.36g και a_{ver} =0g 440 kN/m ενώ για a_{hor} =0.36g, a_{ver} =0.18g είναι 500 kN/m (για πρανές με κλίση ίση με 45° και γωνία τριβής εδάφους ίση με 30°).

Επιπροσθέτως, συγκρίνοντας τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις αναλύσεις των μέγιστων επιταχύνσεων αποδεικνύεται πως μεγαλύτερη επίδραση στο πρανές έχει η οριζόντια επιτάχυνση και σε μικρότερο βαθμό η κατακόρυφη συνιστώσα της επιτάχυνσης. Παρατηρώντας το Σχήμα 5.12 γίνεται κατανοητό ότι όσο αυξάνεται η τιμή των σεισμικών επιταχύνσεων τόσο αυξάνεται το βάθος της επιφάνειας αστοχίας.



Σχήμα 5.12 – Απεικόνιση των κρίσιμων κύκλων πρανούς ύψος 20 m, κλίσης 45° και έδαφος γωνίας τριβής 32.°

5.4 <u>Επίδραση κλίσης</u>

Για την κατανόηση στις επίδρασης στις κλίσης στην ευστάθεια στις πρανούς, ακολουθήθηκε η αντίστοιχη προσέγγιση με τα προαναφερθέντα. Εφαρμόστηκε η ίδια διαδικασία ώστε να εκτιμηθεί η απαιτούμενη δύναμη οπλισμού που αναφέρθηκε παραπάνω. Στα Σχήματα 5.13, 5.14 και 5.15 παρουσιάζονται αντίστοιχα τα αποτελέσματα που προέκυψαν για πρανές ύψους 10 m με εδάφη γωνίας τριβής 30°, 36°, 42° και κλίση πρανούς 45°, 50°, 55°, 60°, 65°, 70° και θεωρείται ότι επιβάλλεται οριζόντια και κατακόρυφη επιτάχυνση.



Σχήμα 5.13 – Διάγραμμα απαιτούμενης δύναμης οπλισμού συναρτήσει στις κλίσης για πρανές 10 m με έδαφος που έχει γωνία τριβής: (α) 30° και με οριζόντια σεισμική επιτάχυνση 0g, 0.16g, 0.24g, 0.36g, (β) 30° και επιβαλλόμενη οριζόντια και κατακόρυφη επιτάχυνση 0.16g/0.08g, 0.24g/0.12g, 0.36g/0.18g.



Σχήμα 5.14 – Διάγραμμα απαιτούμενης δύναμης οπλισμού συναρτήσει στις κλίσης για πρανές 10 m με έδαφος που έχει γωνία τριβής: (α) 36° και με οριζόντια σεισμική επιτάχυνση 0g, 0.16g, 0.24g, 0.36g, (β) 36° και επιβαλλόμενη οριζόντια και κατακόρυφη επιτάχυνση 0.16g/0.08g, 0.24g/0.12g, 0.36g/0.18g.





Αναλύοντας τα αποτελέσματα στα σχήματα 5.13-5.15, μία γενική παρατήρηση είναι ότι η απαιτούμενη δύναμη οπλισμού αυξάνεται συναρτήσει της κλίσης του πρανούς. Δηλαδή, όσο πιο απότομο γίνεται το πρανές τόσο πιο δύσκολο είναι να επιτευχθεί η ευστάθεια του. Όσον αφορά στην παράμετρο στις επιτάχυνσης, μπορεί να παρατηρηθεί πως όσο η σεισμική επιτάχυνση και η κλίση του πρανούς αυξάνονται η ευστάθεια του εδάφους γίνεται δυσκολότερη. Αυτό φαίνεται από τις κλίσεις των γραφημάτων, οι οποίες γίνονται

όλο και πιο απότομες όσο αυξάνονται οι επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες). Για παράδειγμα, στο Σχήμα 5.13 η διαφορά στις απαιτούμενης δύναμης οπλισμού για επιταχύνσεις ah=0.24g και ah=0.16g με κλίση 45° είναι 20 kN/m, ενώ στις 70° είναι 60 kN/m. Συγκρίνοντας τώρα τις περιπτώσεις σεισμικών επιταχύνσεων ah=0.24 και ah=0.36 στο ίδιο διάγραμμα παρατηρείται ότι η διαφορά στις 45 είναι 70 kN/m ενώ στις 70 είναι 130 kN/m. Συνεπώς, όσο η κλίση του πρανούς αυξάνεται και αυξάνονται και οι σεισμικές επιταχύνσεις, αυξάνεται με εκθετικό βαθμό και η δύναμη που χρειάζεται το πρανές για να μείνει ευσταθές.

Λαμβάνοντας υπόψη την γωνία τριβής του εδάφους και σύμφωνα με τα γραφήματα συμπεραίνουμε πως ενώ η γωνία τριβής του εδάφους του πρανούς αυξάνεται ο ρυθμός αύξησης της απαιτούμενης δύναμης οπλισμού συναρτήσει της κλίσης του πρανούς και των σεισμικών επιταχύνσεων παραμένει στο ίδιο επίπεδο. Αυτό φαίνεται συγκρίνοντας τα Σχήματα 5.13, 5.14, 5.15 όπου οι καμπύλες φαίνεται να έχουν ίδιες κλίσεις σε γενικές γραμμές, γεγονός που αποδεικνύει τα παραπάνω.

5.5 Επίδραση γωνίας τριβής

Ένας σημαντικός παράγοντας που πρέπει να εξεταστεί είναι η γωνία τριβής του εδάφους. Έγιναν αναλύσεις σε πρανή με ύψος 10m, 15m, 20m και 30m στα επιβάλλονται σεισμικές επιταχύνσεις (οριζόντια και κατακόρυφη). Εξετάστηκαν εδάφη με γωνίες τριβής φ=30°, 32°, 34°, 36°, 38°, 40°, 42°, 45°. Για να κατανοηθεί η επίδραση του σεισμού και κατά πόσο συσχετίζεται η επίδραση αυτή με τη γωνία τριβής του εδάφους επιλέχθηκε αρχικά να παρουσιαστεί η ευστάθεια των πρανών με μηδενική επιτάχυνση και εν συνεχεία με μεγαλύτερες τιμές των σεισμικών επιταχύνσεων.

Αναλύοντας τα παρακάτω γραφήματα στα Σχήματα 5.16 έως 5.19 γίνεται κατανοητό πως όσο η γωνία τριβής αυξάνεται το πρανές φαίνεται να είναι πιο ευσταθές ανεξαρτήτως σεισμικών επιταχύνσεων ή ύψους του πρανούς. Σε όλα τα σχήματα η καμπύλη που απεικονίζει την περίπτωση γωνίας τριβής ίση με 30° φαίνεται να είναι πάνω από στις υπόλοιπες καμπύλες γεγονός που αποδεικνύει αυτόν τον ισχυρισμό. Μία άλλη σημαντική παρατήρηση είναι ότι, όπως φαίνεται και στα γραφήματα, τα διαγράμματα που απεικονίζουν τα αποτελέσματα των μέγιστων σεισμικών επιταχύνσεων α_{hor}=0.36g και a_{ver}=0.18g διαφέρουν από αυτά με μηδενικές επιταχύνσεις. Οι πιο πολλές καμπύλες στα γραφήματα τείνουν να έχουν εκθετικό σχήμα προς τα πάνω και σε

ορισμένες περιπτώσεις το αντίθετο, ειδικότερα στις συσχετίσεις των γωνιών τριβής από 30° έως 36°. Προφανώς, όσο η γωνία τριβής του εδάφους μειώνεται τόσο μεγαλύτερη δύναμη πρέπει να ασκηθεί στο έδαφος ώστε να παραμείνει ευσταθές. Επίσης, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 5.20, τα χαρακτηριστικά του πρανούς και το μέγεθος της σεισμικής επιτάχυνσης επηρεάζουν και το είδος της αστοχίας (επιφανειακή ή πιο βαθιά).



Σχήμα 5.16 – Διάγραμμα απαιτούμενης δύναμης οπλισμού συναρτήσει στις κλίσης για πρανές ύψους 10m που το έδαφος έχει γωνία τριβής 30°, 32°, 34°, 36°, 38°, 40°, 42°, 45° και επιβαλλόμενες σεισμικές επιταχύνσεις: (α) a_{hor}=0g, a_{ver}=0g και (β) a_{hor}=0.36g, a_{ver}=0.18g.





Σχήμα 5.17 – Διάγραμμα απαιτούμενης δύναμης οπλισμού συναρτήσει στις κλίσης για πρανές ύψους 15m που το έδαφος έχει γωνία τριβής 30°, 32°, 34°, 36°, 38°, 40°, 42°, 45° και επιβαλλόμενες σεισμικές επιταχύνσεις: (α) a_{hor}=0g, a_{ver}=0g και (β) a_{hor}=0.36g, a_{ver}=0.18g.



Σχήμα 5.18 – Διάγραμμα απαιτούμενης δύναμης οπλισμού συναρτήσει στις κλίσης για πρανές ύψους 20m που το έδαφος έχει γωνία τριβής 30°, 32°, 34°, 36°, 38°, 40°, 42°, 45° και επιβαλλόμενες σεισμικές επιταχύνσεις: (α) a_{hor}=0g, a_{ver}=0g και (β) a_{hor}=0.36g, a_{ver}=0.18g.



Σχήμα 5.19 – Διάγραμμα απαιτούμενης δύναμης οπλισμού συναρτήσει στις κλίσης για πρανές ύψους 30m που το έδαφος έχει γωνία τριβής 30°, 32°, 34°, 36°, 38°, 40°, 42°, 45° και επιβαλλόμενες σεισμικές επιταχύνσεις: (α) a_{hor}=0g, a_{ver}=0g και (β) a_{hor}=0.36g, a_{ver}=0.18g.



(β)

Σχήμα 5.20 – Απεικόνιση των κρίσιμων κύκλων πρανούς με ύψος 30 m, κλίση 70° και έδαφος με γωνία τριβής 30°, 32°, 34°, 36°, 38°, 40°, 42°, 45° και σεισμική επιτάχυνση: (α) a_{hor}=0g, a_{ver}=0g και (β) a_{hor}=0.36g, a_{ver}=0.18g.

5.6 Συμπεράσματα κεφαλαίου

Έπειτα από την εκτενή παραμετρική διερεύνηση που διεξήχθη και παρουσιάστηκε συνοπτικά στις προηγούμενες ενότητες, διαπιστώθηκε ότι:

- Όσο αυξάνεται το ύψος του πρανούς τόσο αυξάνεται και η δύναμη των οπλισμών που χρειάζεται το πρανές για να διατηρήσει την ευστάθεια του.
- Η κλίση είναι ανάλογη της δύναμης των οπλισμών που χρειάζεται το πρανές για να διατηρηθεί ευσταθές.
- Η γωνία τριβής του εδάφους έχει σχέση αντιστρόφως ανάλογη με τη δύναμη των οπλισμών που χρειάζεται το πρανές για να είναι ευσταθές.
- Η σεισμική επιτάχυνση επηρεάζει αυξητικά τη δύναμη των οπλισμών που χρειάζεται το πρανές για να μείνει ευσταθές.
- Ομοίως και η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής επιτάχυνσης αυξάνει την απαιτούμενη δύναμη των οπλισμών που χρειάζεται το πρανές για να παραμείνει ευσταθές.

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Τα γεωσυνθετικά οπλισμένα πρανή είναι μία εφαρμογή οπλισμένης γης και χρησιμοποιούνται για την αντιστήριξη πρανών. Αυτή η μέθοδος αντιστήριξης δεν είναι αρκετά διαδεδομένη στην Ελλάδα όσο σε άλλες χώρες, όπως η Αμερική ή η Γαλλία, όμως τέτοιου είδους κατασκευές έχουν χρησιμοποιηθεί σε διάφορες περιπτώσεις αντιστήριξης πρανών, κυρίως στην Εγνατία οδό και η χρήσης του διερευνάται και σε άλλα έργα αντιστηρίξεων και ευστάθειας τεχνητών και εδαφικών πρανών.

Για τον σχεδιασμό ενός οπλισμένου πρανούς είναι απαραίτητη η κατανόηση της συμπεριφοράς του συναρτήσει διαφόρων παραμέτρων που επηρεάζουν την ευστάθεια του. Σκοπός της παρούσας εργασίας, είναι η μελέτη της συμπεριφοράς των οπλισμένων πρανών καθώς και η εξέταση της ευστάθειας τους υπό την επίδραση των παραμέτρων αυτών. Στο πλαίσιο αυτό εξετάζεται η ευστάθεια γεωσυνθετικά οπλισμένων πρανών χρησιμοποιώντας τη μέθοδο Bishop έπειτα από την δημιουργία ενός μαθηματικού μοντέλου. Το μοντέλο αυτό προσομοιώνει ένα πρανές με γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά και εφαρμόζει τη ψευδοστατική μέθοδο για να ληφθούν υπόψη οι σεισμικές αδρανειακές δυνάμεις.

Έπειτα από την επαλήθευση της ορθότητας του αλγορίθμου, διενεργήθηκε μία ευρεία παραμετρική διερεύνηση. Οι παράμετροι που εξετάστηκαν είναι: (α) η κλίση, (β) το ύψος, (γ) η γωνία τριβής του εδάφους, (δ) οι σεισμικές επιταχύνσεις (οριζόντια και κατακόρυφη). Έγιναν αρκετές εκατοντάδες (περίπου 2300) αναλύσεις συνδυάζοντας ενδεικτικές τιμές από τις παραπάνω παραμέτρους και μετά την συλλογή των

αποτελεσμάτων και την επεξεργασία τους καταλήξαμε στα συμπεράσματα που αναφέρονται παρακάτω:

(α) Όσο αυξάνεται το ύψος του πρανούς τόσο αυξάνεται και η δύναμη που απαιτείται για να μείνει το πρανές ευσταθές. Αναλυτικότερα, για την ευστάθεια ενός πρανούς με σχετικά μεγάλο ύψος απαιτείται ο σχεδιασμός μιας γεωκατασκευής με μεγαλύτερη δύναμη αντίστασης από ένα πρανές με μικρότερο ύψος.

(β) Όσο η κλίση του πρανούς αυξάνεται και το πρανές γίνεται πιο απότομο, τόσο μεγαλύτερη δύναμη αντίστασης απαιτείται ώστε το πρανές να μείνει στη ζώνη ευστάθειας. Πιο συγκεκριμένα, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των δοκιμών, παρατηρήθηκε πως η κλίση του πρανούς και η δύναμη αντίστασης αυξάνονται ανάλογα.

(γ) Σύμφωνα με τα αποτελέσματα τις παρούσας έρευνας, παρατηρήθηκε ότι όσο η γωνία τριβής του εδάφους του πρανούς αυξάνεται, τόσο πιο ευσταθές γίνεται το πρανές. Είναι προφανές λοιπόν, ότι για πρανή με εδάφη με χαμηλή τιμή γωνία τριβής απαιτούνται κατασκευές αντιστήριξης με μεγαλύτερη δύναμη αντίστασης.

(δ) Η σεισμική επιτάχυνση η οποία φορτίζει το πρανές είναι μέγεθος ανάλογο με την δύναμη που απαιτείται για την ευστάθεια του πρανούς. Δηλαδή, όσο αυξάνεται η τιμή της σεισμικής επιτάχυνσης που φορτίζει το πρανές τόσο αυξάνεται και η δύναμη με την οποία χρειάζεται να ενισχυθεί το πρανές για να παραμείνει ευσταθές. Σε γενικές γραμμές, παρατηρήθηκε πως όταν τα πρανή φορτίζονται με επιπλέον τάσεις που προκαλούνται από σεισμικές επιταχύνσεις τείνουν να αστοχήσουν πιο εύκολα, ειδικότερα αν αποτελούνται από έδαφος με χαμηλή τιμή γωνίας τριβής, γεγονός που αποδεικνύει την επιτακτική ανάγκη για τον σχεδιασμό μιας αποτελεσματικής αντιστήριξης.

(ε) Η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής επιταχύνσεως είναι μέγεθος που αυξάνει επίσης τη δύναμη που απαιτείται για να μείνει το πρανές ευσταθές. Γεγονός που αποδεικνύεται αφενός από τα αποτελέσματα των αναλύσεων και τα γραφήματα που παράχθηκαν, αφετέρου από τη σχέση που αποδείχτηκε μαθηματικά στο 4° κεφάλαιο (Εξίσωση 4.24).

Τέλος, σύμφωνα με τα παραπάνω γίνεται κατανοητό πως η ευστάθεια των πρανών εξαρτάται από αρκετές παραμέτρους, γεγονός που καθιστά απαραίτητη την λεπτομερή ανάλυση τους πριν τον σχεδιασμό της αντιστήριξης τους. Η αντιστήριξη των πρανών με

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

γεωσυνθετικά οπλισμένα πρανή παρουσιάζει αρκετά πλεονεκτήματα σε σχέση με τους συμβατικούς τρόπους αντιστήριξης, όχι μόνο τεχνοοικονομικούς ή λειτουργικούς αλλά και περιβαλλοντικούς, αφού τα γεωσυνθετικά είναι υλικά φιλικά προς το περιβάλλον. Επιπροσθέτως, θα πρέπει να δίνεται ξεχωριστή και λεπτομερή προσοχή στον αντισεισμικό σχεδιασμό των οπλισμένων πρανών αφού εξαρτάται επηρεάζει άμεσα την ασφάλεια τόσο της γεωκατασκευής όσο και των γειτονικών και των αντιστηριζόμενων τεχνικών έργων και κτιρίων.
Τα χαρακτηριστικά των γεωπλεγμάτων της αγοράς

Σύμφωνα με μια μικρή μελέτη που έγινε κάποιες από τις κύριες εταιρίες προμήθειας και εγκατάστασης γεωπλεγμάτων είναι οι: Tensar, Tenax, Maccaferi, Checkmate, κα.

Ύστερα από μία έρευνα στην αγορά οι κύριοι τύποι γεωπλεγμάτων και τα χαρακτηριστικά τους παραθέτονται παρακάτω.

Εταιρία	Ελαστική δύναμη - 5% καταπόνηση	Τελική ελαστική δύναμη	RF_{id}	RF _{cr}	RF₫
Strata					
Basegrid 22	13.42				
Basegrid 33	19.6				
Colbond					
enkagrid PRO 40	33		1.05-1.1		1.1
enkagrid PRO 60	49				
enkagrid PRO 90	75				
enkagrid PRO 120	87				
enkagrid PRO 180	121				
Systeen					
SF11	11.4	56.5			
SF12	15.5	76.8			
SF13	15.5	76.8			
SF15	20				

ПАРАРТНМА І

Geo solution					
MS220	13.4				
MS330	19.6				
MS500	19.6				
Chechmate			•		
BX1515PP	12.4	17.7			
BX2020PP	16	24.8			
BX2525PP	20.1	28.7			
BX3030PP	26.7	33.2			
BX4040PP	28.8	39.5			
Tensar					
UX1000HS	23	46	1.05	2.6	1
UX1100HS	27	58			
UX1400HS	31	70			
UX1500HS	52	114			
UX1600HS	58	144			
UX1700HS	75	175			
UX1800HS	95	210			
Tenax					
U1	25	45	1.15-1.3	1.85	1
U2	32	60			
U3	50	90			
U4	72	120			
U5	90	160			
Maccaferi					
GX40/40	40	28.6	1.05-1.1	1.15-1.25	1.4-1.45
GX60/30	60	42.9		1.08-1.23	
GX60/60	60	42.9		1.08-1.23	
GX80/30	80	57.1		1.08-1.23	
GX80/80	80	57.1		1.08 -1.2	
GX100/30	100	71.4		1.08-1.17	
GX130/30	130	92.9		1.08-1.14	
GX160/50	160	114.3		1.05-1.12	
GX200/50	200	142.9		1.05-1.01	
Naue					
40/40 Q1 151 GRK3	32	40			
30/30 Q1 151 GRK3	24	30			
60/60 Q1 151 GRK3	48	60			

<u>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΙΙ</u>

<u>Κώδικας προγράμματος</u>

Παρακάτω παραθέτεται ο κώδικας του προγράμματος που χρησιμοποιήθηκε για τις αναλύσεις που διενεργήθηκαν.

!	oplismevo2.f90
!	
!	FUNCTIONS:
!	BISHOPFINAL
!	
!*	***************************************
!	
!	PROGRAM: Stability analysis of a reinforced slope according to the Bishop method
!	
!	
!	
!*	***************************************

program oplismevo2

- ! XA,YA:coordinates A
- ! XB,YB:coordinates B
- ! XC, YC: coordinates C
- ! XD, YD: coordinates D
- ! XE,YE:coordinates E
- ! XF,YF:coordinates F
- ! B:horizontal dimension of area of centres
- ! H:horizontal dimension of area of centres
- ! DX:horizontal step increment of centres of circles
- ! DY:vertical step increment of centres of circles
- ! R: radius
- ! N1=number of horizontal coordinates of centres
- ! N2=number of vertical coordinates of centres
- ! XO=horizontal coordinate of centre
- ! YO=vertical coordinate of centre
- ! w1=gradient of CD
- ! A1,B1,C1,D1:parameters of 2nd order equation for CD
- ! R1,R2:roots of2nd order equation for CD
- ! YR1, YR2: vertical coordinates of R1, R2
- ! w2=gradient of BC
- ! A2,B2,C2,D2:parameters of 2nd order equation for BC
- ! R3,R4:roots of2nd order equation for BC
- ! YR3, YR4: vertical coordinates of R3, R4
- ! w3=gradient of AB
- ! A3,B3,C3,D3:parameters of 2nd order equation for AB
- ! R5,R6: roots of2nd order equation for AB
- ! YR5, YR6: vertical coordinates of R5, R6
- ! XG,YG:coordinates G 1st point of slip circle at slope surface
- ! XH,YH:coordinates H 2nd point of slip circle at slope surface
- ! CO:cohesion
- ! PHI: friction angle

- ! G:unit weight
- ! SW:start width of slices
- ! AHOR:horizontal acceleration
- ! AVER:vertical acceleration
- ! L1,L2,L3,L4,L5,L6,L7,L8:number of slices
- ! LL: counter for slices
- ! WI1,WI2,WI3,WI4,WI5,WI6,WI7,WI8:final width of slices
- ! FSO:initial factor of safety
- ! P1,P2,P3:intermediate calculations
- ! NU,:number of slice to be calculated
- ! WI,:width of slice to be calculated
- ! XM,YM:coordinates of the middle of the slice
- ! BM,CM,DM:parameters of 2nd order equation
- ! YMa, YMb: roots of equation
- ! THI:angle of tangent to slice
- ! COSTHI:cosinus of thi
- ! SINTHI:sinus of thi
- ! XM1,YM1:first point of slice
- ! XM2, YM2: second point of slice
- ! BM1,CM1,DM1:parameters of 2nd order equation
- ! BM2,CM2,DM2:parameters of 2nd order equation
- ! YM11, YM12: roots for YM1
- ! YM21, YM22: roots for YM2
- ! XM3, YM3: third point of slice
- ! XM4, YM4: fourth point of slice
- ! HM:height of slice
- ! W:weight of slice
- ! FS1:final factor of safety
- !
- !
- •
- !

! Before the application of this program modify the number of radius

ПАРАРТНМА II

! to be used and the number of points of the acceleration record (both		
! dimension of array and loop definition)		
!		
! the coordinates must be greater than 0.0 both horizontal and vertical		
! and the slip direction must be from right to left		
!		
1		
!		
1		
dimension R(15), AHOR(7), AVER(7),FS(100),FS2(30),CRITFS(30),RCRIT(30),CRITFS1(200)		
dimension RCRIT1(200),CXO(200),CYO(200),CRITFS2(200),RCRIT2(200),CXO1(200),CYO1(200)		
dimension TS2(30), CRITTS(30), RTs(30), CRITTs1(200), RTs1(200),CRITTs2(200), RTs2(200),TXO(200),TYO(200),TXO1(200),TYO1(200)		
dimension YR(1000), CRITYH(30), YH2(30), YHCRIT1(200), YHCRIT2(200)		
open(unit=2, file='radius.txt')		
open(unit=3, file='horacc.txt')		
open(unit=4, file='veracc.txt')		
open(unit=5, file='stab.txt')		
open(unit=6, file='FS.txt')		
open(unit=7, file='TS.txt')		
open(unit=8, file='TS2.txt')		
open(unit=9, file='opl.txt')		
write (*,*) 'give the coordinates of point A'		
read (*,*) XA,YA		
write (*,*) 'give the coordinates of point B'		
read (*,*) XB,YB		
write (*,*) 'give the coordinates of point C'		
read (*,*) XC,YC		
write (*,*) 'give the coordinates of point D'		

read (*,*) XD,YD write (*,*) 'give the coordinates of point E' read (*,*) XE,YE write (*,*) 'give the coordinates of point F' read (*,*) XF,YF write (*,*) 'give the dimensions of area of centre of circles- first horizontal' read (*,*) B,H write (*,*) 'give the step increment for the coordinates of the centre of circle-first horizontal' read (*,*) DX,DY write (*,*) 'give the value of the cohesion of the slope' read (*,*) CO write (*,*) 'give the value of angle of friction' read (*,*) PHI write(*,*) 'give the value of unit weight' read (*,*) G write(*,*) 'give the value of start width of slice' read (*,*) SW read(2,*) R read(3,*)AHOR read(4,*)AVER write(*,*) 'give the value of SFrein' read(*,*) SFrein write(*,*) 'give the value of Tal' read(*,*) Tal !1rst loop acceleration do 405 m=1,7 N1=B/DX N2=H/DY DO 400 i=1,N1 do 350 j=1,N2

XO=XC-i*DX

YO=YC+j*DY

DO 320 k=1,15

! calculation of slip surface

!common points of circle with CD

w1=(YD-YC)/(XD-XC)

A1=1+w1**2

B1=2.0*w1*YC-2.0*XO-2.0*w1*YO-2.0*(w1**2)*XC

C1=2.0*w1*YO*XC-2.0*YO*YC+(w1**2)*(XC**2)-2.0*w1*YC*XC+(YC**2)+(XO**2)+(YO**2)-

(R(k)**2)

D1=B1*B1-(4.0*A1*C1) IF (D1.LT.0.0) THEN YR1=0.0 YR2=0.0 R1=0 R2=0 else R1= (-B1+SQRT(D1))/(2.0*A1) R2= (-B1-SQRT(D1))/(2.0*A1) endif if (R1.LT.XD .AND. R1.GT.XC) then YR1=w1*(R1-XC)+YC ELSEif (R1.GE.XD .OR. R1.LE.XC) then YR1=0.0 endif if (R2.LT.XD .AND. R2.GT.XC) then YR2=w1*(R2-XC)+YC elseif (R2.GE.XD .OR. R2.LE.XC) then YR2=0.0 endif

if (YR1.GT.0.0) then

YR1fin=YR1

R1fin=R1

elseif (YR2.GT.0.0) then

YR1fin=YR2

R1fin=R2

else

YR1fin=0

R1fin=0

endif

!common points of circle with BC

w2=(YC-YB)/(XC-XB)

A2=1+w2**2

B2=2.0*w2*YB-2.0*XO-2.0*w2*YO-2.0*(w2**2)*XB

C2=2.0*w2*YO*XB-2.0*YO*YB+(w2**2)*(XB**2)-2.0*w2*YB*XB+(YB**2)+(XO**2)+(YO**2)-

Σελίδα 153

(R(k)**2)

D2=B2*B2-(4.0*A2*C2) IF (D2.LT.0.0) THEN YR3=0.0 YR4=0.0 R3=0 R4=0 else R3= (-B2+SQRT(D2))/(2.0*A2) R4= (-B2-SQRT(D2))/(2.0*A2) endif if (R3.LE.XC .AND. R3.GE.XB) then YR3=w2*(R3-XB)+YB

ELSEif (R3.GT.XC .OR. R3.LT.XB) then

YR3=0.0

endif

(R(k)**2)

C3=2.0*w3*YO*XA-2.0*YO*YA+(w3**2)*(XA**2)-2.0*w3*YA*XA+(YA**2)+(XO**2)+(YO**2)-

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΙΙ

B3=2.0*w3*YA-2.0*XO-2.0*w3*YO-2.0*(w3**2)*XA

A3=1+w3**2

w3=(YB-YA)/(XB-XA)

!common points of circle with AB

R2fin=0 R3fin=0

R4fin=0

endif

YR4fin=0

YR3fin=0

YR2fin=0

else

R4fin=R4

if (R4.LE.XC .AND. R4.GE.XB) then

elseif (R4.GT.XC .OR. R4.LT.XB) then

if (YR3.GT.0.0 .and. YR4.LE.0.0) then

elseif (YR4.GT.0.0 .and. YR3.LE.0.0) then

elseif (YR3.GT.0.0 .and. YR4.GT.0.0) then

YR4=w2*(R4-XB)+YB

YR4=0.0

YR2fin=YR3 R2fin=R3

YR2fin=YR4

R2fin=R4

endif

YR3fin=YR3

R3fin=R3

YR4fin=YR4

D3=B3*B3-(4.0*A3*C3) IF (D3.LT.0.0) THEN YR5=0.0 YR6=0.0 R5=0 R6=0 else R5= (-B3+SQRT(D3))/(2.0*A3) R6= (-B3-SQRT(D3))/(2.0*A3) endif if (R5.LT.XB .AND. R5.GT.XA) then YR5=w3*(R5-XA)+YA ELSEIF (R5.GT.XB .OR. R5.LT.XA) then YR5=0.0 endif if (R6.LT.XB .AND. R6.GT.XA) then YR6=w3*(R6-XA)+YA elseif (R6.GT.XB .OR. R6.LT.XA) then YR6=0.0 endif if (YR5.GT.0.0) then YR5fin=YR5 R5fin=R5 elseif (YR6.GT.0.0) then YR5fin=YR6 R5fin=R6 else YR5fin=0 R5fin=0 endif

!calculation of safety factor for every possible surface

 $if (YR1 fin.GT.0.0\ .AND.\ YR2 fin.GT.0.0)\ then$

XG=R1fin

YG=YR1fin

XH=R2fin

YH=YR2fin

!calculation of pseudostatic factor of safety with simplified Bishop method No1

! no common points with EF calculation of safety factor

!

L1=((XG-XC)/SW)+1 WI1=(XG-XC)/L1 L2=((XC-XH)/SW)+1 WI2=(XC-XH)/L2 LL=L1+L2 FSO=1 !2nd loop factor of safety do 4 I=1,100 P1=0 P2=0 P3=0 !3rd loop slices do 1 n=1,LL NU=n if(NU.LE.L1) then WI=WI1 XM=XG-(n*WI)+WI*0.5 XM1=XG-(NU-1)*WI XM2=XG-NU*WI elseif (NU.GT.L1 .AND. NU.LE.LL) then

WI=WI2

XM=XC-((NU-L1)*WI)+WI*0.5

XM1=XC-(NU-L1-1)*WI

XM2=XC-(NU-L1)*WI

endif

BM=(-2.0)*YO

CM=(XM**2)+(XO**2)+(YO**2)-2.0*XO*XM-(R(k)**2)

DM=BM**2-4.0*CM

YMa= (-BM+SQRT(DM))/2.0

YMb= (-BM-SQRT(DM))/2.0

if (YMa.LT.YG)then

YM=YMa

else

YM=YMb

endif

THI=ATAN((XM-XO)/(YO-YM)) COSTHI=(YO-YM)/(R(k)) SINTHI=(XM-XO)/(R(k)) ANGER=ABS(cos(THI)-COSTHI) if (ANGER .GT. 0.001) then write(*,*) 'error in calculation of thi'

endif

BM1=(-2.0)*YO CM1=(XM1**2)+(XO**2)+(YO**2)-2.0*XO*XM1-(R(k)**2) DM1=BM1**2-4.0*CM1 YM11= (-BM1+SQRT(DM1))/2.0 YM12= (-BM1-SQRT(DM1))/2.0 if (YM11.LE.YG)then YM1=YM11 else

ERROR=FS(I)-FSO

FS(I)=P2/P3

1 continue

P3=P3+((1-AVER(m))*W*SINTHI+AHOR(m)*W*(COSTHI-HM/(2.0*R(k))))*R(k)

P2=P2+((CO*WI+(tan(PHI))*(W*(1-AVER(m))))/P1)*R(k)

P1=COSTHI*(1+(tan(THI))*(tan(PHI))/FSO)

endif

W=((WI**2)* w2*0.5+((YM4-YM1-WI*w2)+(YM3-YM2))*WI*0.5)*G

HM=w2*(XM-XB)+YB-YM

YM4=w2*(XM1-XB)+YB

YM3=w2*(XM2-XB)+YB

YM1=YM12

BM2=(-2.0)*YO

DM2=BM2**2-4.0*CM2

if (YM21.LE.YG)then

YM2=YM21

YM2=YM22

if(NU.LE.L1)then

YM3=w1*(XM2-XC)+YC

YM4=w1*(XM1-XC)+YC HM=w1*(XM-XC)+YC-YM

else

endif

YM21= (-BM2+SQRT(DM2))/2.0 YM22= (-BM2-SQRT(DM2))/2.0

endif

elseif (NU.GT.L1 .AND. NU.LE.LL) then

W=((WI**2)* w1*0.5+((YM4-YM1-WI*w1)+(YM3-YM2))*WI*0.5)*G

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΙΙ

CM2=(XM2**2)+(XO**2)+(YO**2)-2.0*XO*XM2-(R(k)**2)

ABSER=abs(ERROR)

if (ABSER .GT. 0.00001)then

FSO=FS(I)

else FS1=FS(l)

goto 4

ENDIF

4 continue

! Total force that the slope required in order to be stable.-----

Ts=(SFrein-FS1)*(P3/(R(k)*SFrein))

elseif(YR3fin.GT.0.0 .AND. YR4fin.GT.0.0) then

- if(YR3fin.GT.YR4fin)then
- XG=R3fin
- YG=YR3fin
- XH=R4fin
- YH=YR4fin
- else
- XG=R4fin
- YG=YR4fin
- XH=R3fin
- YH=YR3fin
- endif

!calculation of pseudostatic factor of safety with simplified Bishop method No2

L3=((XG-XH)/SW)+1 WI3=(XG-XH)/L3 LL=L3 FSO=1

XM1=XG-(n-1)*WI BM1=(-2.0)*YO CM1=(XM1**2)+(XO**2)+(YO**2)-2.0*XO*XM1-(R(k)**2) DM1=BM1**2-4.0*CM1 YM11= (-BM1+SQRT(DM1))/2.0

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΙΙ

endif

write(*,*) 'error in calculation of thi'

if (ANGER.GT.0.001) then

ANGER=ABS(cos(THI)-COSTHI)

SINTHI=(XM-XO)/(R(k))

COSTHI=(YO-YM)/(R(k))

THI=ATAN((XM-XO)/(YO-YM))

endif

YM=YMa

do 95 l=1,100

P1=0 P2=0 P3=0

WI=WI3

do 90 n=1,LL

BM=(-2.0)*YO

DM=BM**2-4.0*CM

if (YMa.LT.YG)then

YMa= (-BM+SQRT(DM))/2.0 YMb= (-BM-SQRT(DM))/2.0

XM=XG-(n*WI)+WI*0.5

CM=(XM**2)+(XO**2)+(YO**2)-2.0*XO*XM-(R(k)**2)

else

YM=YMb

ERROR=FS(I)-FSO ABSER=abs(ERROR)

FS(I)=P2/P3

90 continue

P1=COSTHI*(1+(tan(THI))*(tan(PHI))/FSO) P2=P2+((CO*WI+(tan(PHI))*(W*(1-AVER(m))))/P1)*R(k) P3=P3+((1-AVER(m))*W*SINTHI+AHOR(m)*W*(COSTHI-HM/(2.0*R(k))))*R(k)

YM3=w2*(XM2-XB)+YB YM4=w2*(XM1-XB)+YB HM=w2*(XM-XB)+YB-YM W=((WI**2)* w2*0.5+((YM4-YM1-WI*w2)+(YM3-YM2))*WI*0.5)*G

CM2=(XM2**2)+(XO**2)+(YO**2)-2.0*XO*XM2-(R(k)**2)

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΙΙ

endif

YM2=YM22

YM2=YM21

else

YM12= (-BM1-SQRT(DM1))/2.0

if (YM11.LE.YG)then

YM1=YM11

YM1=YM12

XM2=XG-n*WI

BM2=(-2.0)*YO

DM2=BM2**2-4.0*CM2

if (YM21.LE.YG)then

YM21= (-BM2+SQRT(DM2))/2.0 YM22= (-BM2-SQRT(DM2))/2.0

else

endif

if (ABSER .GT. 0.00001)then

FSO=FS(I)

else

FS1=FS(I)

goto 95

ENDIF

!Total force that the slope required in order to be stable.-----

Ts=(SFrein-FS1)*(P3/(R(k)*SFrein))

95 continue

elseif(YR5fin.GT.0.0 .and. YR2fin.GT.0.0) then

XG=R2fin

YG=YR2fin

XH=R5fin

YH=YR5fin

!calculation of pseudostatic factor of safety with simplified Bishop method No3

L4=((XG-XB)/SW)+1 WI4=(XG-XB)/L4 L5=((XB-XH)/SW)+1 WI5=(XB-XH)/L5 LL=L4+L5 FSO=1 do 115 I=1,100 P1=0 P2=0 P3=0 do 110 n=1,LL NU=n

BM1=(-2.0)*YO

write(*,*) 'error in calculation of thi' endif

if (ANGER .GT. 0.001) then

ANGER=ABS(cos(THI)-COSTHI)

SINTHI=(XM-XO)/(R(k))

COSTHI=(YO-YM)/(R(k))

THI=ATAN((XM-XO)/(YO-YM))

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΙΙ

endif

else

YM=YMa

if(NU.LE.L4) then

XM=XG-(n*WI)+WI*0.5

elseif (NU.GT.L4 .AND. NU.LE.LL) then

CM=(XM**2)+(XO**2)+(YO**2)-2.0*XO*XM-(R(k)**2)

XM=XB-((NU-L4)*WI)+WI*0.5

XM1=XB-(NU-L4-1)*WI

XM2=XB-(NU-L4)*WI

XM1=XG-(n-1)*WI

XM2=XG-n*WI

WI=WI4

WI=WI5

endif

BM=(-2.0)*YO

DM=BM**2-4.0*CM

if (YMa.LT.YG)then

YMa= (-BM+SQRT(DM))/2.0 YMb= (-BM-SQRT(DM))/2.0

YM=YMb

CM1=(XM1**2)+(XO**2)+(YO**2)-2.0*XO*XM1-(R(k)**2) DM1=BM1**2-4.0*CM1 YM11= (-BM1+SQRT(DM1))/2.0 YM12= (-BM1-SQRT(DM1))/2.0 if (YM11.LE.YG)then YM1=YM11 else YM1=YM12 endif BM2=(-2.0)*YO CM2=(XM2**2)+(XO**2)+(YO**2)-2.0*XO*XM2-(R(k)**2) DM2=BM2**2-4.0*CM2 YM21= (-BM2+SQRT(DM2))/2.0 YM22= (-BM2-SQRT(DM2))/2.0 if (YM21.LE.YG)then YM2=YM21 else YM2=YM22 endif if(NU.LE.L4)then YM3=w2*(XM2-XB)+YB YM4=w2*(XM1-XB)+YB HM=w2*(XM-XB)+YB-YM W=((WI**2)*

w2*0.5+((YM4-YM1-WI*w2)+(YM3-YM2))*WI*0.5)*G elseif (NU.GT.L4 .AND. NU.LE.LL) then YM3=w3*(XM2-XA)+YA YM4=w3*(XM1-XA)+YA HM=w3*(XM-XA)+YA-YM

w3*0.5+((YM4-YM1-WI*w3)+(YM3-YM2))*WI*0.5)*G

W=((WI**2)*

Σελίδα 164

endif

P1=COSTHI*(1+(tan(THI))*(tan(PHI))/FSO) P2=P2+((CO*WI+(tan(PHI))*(W*(1-AVER(m))))/P1)*R(k) P3=P3+((1-AVER(m))*W*SINTHI+AHOR(m)*W*(COSTHI-HM/(2.0*R(k))))*R(k)

110 continue

FS(I)=P2/P3

ERROR=FS(I)-FSO

ABSER=abs(ERROR)

if (ABSER .GT. 0.00001)then

FSO=FS(I)

else

FS1=FS(I)

goto 115

ENDIF

! Total force that the slope required in order to be stable.-----

Ts=(SFrein-FS1)*(P3/(R(k)*SFrein))

115 continue

elseif(YR1fin.GT.0.0 .AND. YR5fin.GT.0.0) then

XG=R1fin

YG=YR1fin

XH=R5fin

YH=YR5fin

!calculation of pseudostatic factor of safety with simplified Bishop method No4

L6=((XG-XC)/SW)+1 WI6=(XG-XC)/L6

Σελίδα 166

L7=((XC-XB)/SW)+1

WI7=(XC-XB)/L7

L8=((XB-XH)/SW)+1

WI8=(XB-XH)/L8

LL=L6+L7+L8

La=L6+L7

FSO=1

do 195 l=1,100

P1=0

P2=0

P3=0

do 190 n=1,LL

NU=n

if(NU.LE.L6) then

WI=WI6

XM=XG-(n*WI)+WI*0.5

XM1=XG-(n-1)*WI

XM2=XG-(n*WI)

elseif(NU.GT.L6 .AND. NU.LE.La) then

WI=WI7

WI=WI8

endif

XM=XC-((NU-L6)*WI)+WI*0.5

XM=XB-((NU-La)*WI)+WI*0.5

XM1=XB-((NU-La-1)*WI) XM2=XB-((NU-La)*WI)

XM1=XC-((NU-L6-1)*WI) XM2=XC-((NU-L6)*WI) elseif (NU.GT.La) then

BM=(-2.0)*YO CM=(XM**2)+(XO**2)+(YO**2)-2.0*XO*XM-(R(k)**2) DM=BM**2-4.0*CM YMa= (-BM+SQRT(DM))/2.0 YMb= (-BM-SQRT(DM))/2.0 if (YMa.LT.YG)then YM=YMa else YM=YMb endif THI=ATAN((XM-XO)/(YO-YM))

COSTHI=(YO-YM)/(R(k)) SINTHI=(XM-XO)/(R(k)) ANGER=ABS(cos(THI)-COSTHI) if (ANGER .GT. 0.001) then write(*,*) 'error in calculation of thi' endif

BM1=(-2.0)*YO CM1=(XM1**2)+(XO**2)+(YO**2)-2.0*XO*XM1-(R(k)**2) DM1=BM1**2-4.0*CM1 YM11= (-BM1+SQRT(DM1))/2.0 YM12= (-BM1-SQRT(DM1))/2.0 if (YM11.LE.YG)then YM1=YM11 else YM1=YM12 endif

BM2=(-2.0)*YO

CM2=(XM2**2)+(XO**2)+(YO**2)-2.0*XO*XM2-(R(k)**2) DM2=BM2**2-4.0*CM2 YM21= (-BM2+SQRT(DM2))/2.0 YM22= (-BM2-SQRT(DM2))/2.0 if (YM21.LE.YG)then YM2=YM21 else YM2=YM22 endif if(NU.LE.L6)then YM3=w1*(XM2-XC)+YC YM4=w1*(XM1-XC)+YC HM=w1*(XM-XC)+YC-YM W=((WI**2)* w1*0.5+((YM4-YM1-WI*w1)+(YM3-YM2))*WI*0.5)*G elseif(NU.GT.L6 .AND. NU.LE.La) then YM3=w2*(XM2-XB)+YB YM4=w2*(XM1-XB)+YB HM=w2*(XM-XB)+YB-YM W=((WI**2)* w2*0.5+((YM4-YM1-WI*w2)+(YM3-YM2))*WI*0.5)*G elseif (NU.GT.La) then YM3=w3*(XM2-XA)+YA YM4=w3*(XM1-XA)+YA HM=w3*(XM-XA)+YA-YM W=((WI**2)* w3*0.5+((YM4-YM1-WI*w3)+(YM3-YM2))*WI*0.5)*G endif P1=COSTHI*(1+(tan(THI))*(tan(PHI))/FSO) P2=P2+((CO*WI+(tan(PHI))*(W*(1-AVER(m))))/P1)*R(k) P3=P3+((1-AVER(m))*W*SINTHI+AHOR(m)*W*(COSTHI-HM/(2.0*R(k))))*R(k)

190 continue

FS(I)=P2/P3

ERROR=FS(I)-FSO

ABSER=abs(ERROR)

if (ABSER .GT. 0.00001) then

FSO=FS(I)

else

FS1=FS(I)

GOTO 195

ENDIF

! Total force that the slope required in order to be stable.-----Ts=(SFrein-FS1)*(P3/(R(k)*SFrein))

195 continue

ELSE XG=0.0 YG=0.0 XH=0.0 YH=0.0 FS1=10000.0 Ts=0 endif write (5,410) FS1,XO,YO,R(k),AHOR(m),AVER(m) write (7,410) Ts,XO,P3,R(k),AHOR(m),AVER(m)

IF(k.EQ.1) THEN

ПАРАРТНМА II

	CRITFS(1)=FS2(1)			
	RCRIT(1)=R(1)			
	ELSE			
		CRITFS(k)= MIN (FS2(k),CRITFS(k-1))		
		IF (CRITFS(k).EQ. FS2(k)) THEN		
		RCRIT(k)=R(k)		
		ELSE		
		RCRIT(k)=RCRIT(k-1)		
		ENDIF		
	ENDIF			
	! Tsmax	parameter		
	TS2(k)=	Ts		
	YH2(k)=YH			
	if (k.EQ.1) then			
	CRITTs(1)=Ts2(1)			
	CRITYH(1)=YH2(1)			
	RTs(1)=R(1)			
	else			
		CRITTs(k)=max(Ts2(k),CRITTs(k-1))		
		if (CRITTs(k).EQ.Ts2(k)) then		
		CRITYH(k)=YH2(k)		
		RTs(k)=R(k)		
		else		
		RTs(k)=RTs(k-1)		
		CRITYH(k)=CRITYH(k-1)		
		endif		
	endif			
320 cont	tinue			

! write (5,410) CRITFS(61),XO,YO,RCRIT(61),AHOR(m),AVER(m)

! write (7,410) CRITTS(61),XO,YO,RTs(61),AHOR(m),AVER(m)

nc=(i-1)*N2+j CRITFS1(nc)=CRITFS(15) RCRIT1(nc)=RCRIT(15) CXO(nc)=XO CYO(nc)=YO

IF(nc.EQ.1) THEN

CRITFS2(1)= CRITFS1(1)

RCRIT2(1)=RCRIT1(1)

CXO1(1)=CXO(1)

CYO1(1)=CYO(1)

ELSE

CRITFS2(nc)= MIN (CRITFS1(nc),CRITFS2(nc-1)) IF (CRITFS2(nc).EQ. CRITFS1(nc)) THEN RCRIT2(nc)=RCRIT1(nc) CXO1(nc)=CXO(nc) CYO1(nc)=CYO(nc)

ELSE

RCRIT2(nc)=RCRIT2(nc-1) CXO1(nc)=CXO1(nc-1)

CYO1(nc)=CYO1(nc-1)

ENDIF

ENDIF

!-----

CRITTS1(nc)=CRITTS(15)

RTs1(nc)=RTs(15)

YHCRIT1(nc)=CRITYH(15)

TXO(nc)=XO

TYO(nc)=YO

if (nc.EQ.1) then

CRITTs2(1)=CRITTs1(1)

RTs2(1)=RTs1(1)

YHCRIT2(1)=YHCRIT1(1)

TXO1(1)=CXO(1)

TYO1(1)=CYO(1)

else

CRITTs2(nc)=max(CRITTs1(nc),CRITTs2(nc-1))

if (CRITTs2(nc).EQ.CRITTs1(nc)) then

RTs2(nc)=RTs1(nc)

YHCRIT2(nc)=YHCRIT1(nc)

TXO1(nc)=TXO(nc)

TYO1(nc)=TYO(nc)

else

RTs2(nc)=RTs2(nc-1)

YHCRIT2(nc)=YHCRIT2(nc-1)

TXO1(nc)=TXO1(nc-1)

TYO1(nc)=TYO1(nc-1)

endif

endif

!------

350 continue

400 CONTINUE

sum=N1*N2

 $write \ (6,410) \ CRITFS2(sum), CXO1(sum), CYO1(sum), RCRIT2(sum), AHOR(m), AVER(m)$

 $write \ (8,410) \ CRITTS2(sum), TXO1(sum), TYO1(sum), RTs2(sum), AHOR(m), AVER(m)$

Σελίδα 172

ПАРАРТНМА II

write(*,*)'number of accelerations calculated',m

410 format (F15.5,5X,F13.6,5X,F13.6,5X,F13.6,5X,F9.6,5X,F9.6)

405 CONTINUE

end program oplismevo2

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Dacoulas, P. and Gazetas, G. (1986). Seismic lateral vibration of embankment dams in semi-cylindrical valleys, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 13, 19-40.

Duncan, J.M. (1992) State-of-the-art: static stability and deformation analysis, in R.B. Seed and R.W. Boulanger, eds., Proceedings of Specialty Conference on Stability and Performance of Slopes and Embankments II, ASCE, New York, Vol 1, 222-266.

FHWA (2001), Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes - Design and construction guidelines, Report 00-043, USA ($\sigma\epsilon\lambda$. 17-19, 71-80, 201-205, 225-245).

Janbu, N. (1968). Slopes stability computations, Soil Mechanics and Foundation Engineering Report, Technical University of Norway, Trondheim.

Kramer S.L. (1996), Geotechnical earthquake engineering, Seismic slope stability (σελ. 429-437).

Marcuson, W.F., III (1981), Moderator's report for session on 'Earth dams and stability of slopes under dynamic loads, Proceeding of International Conference of Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St.Louis, Missouri, Vol. 3.

Morgenrstern, N.R. and Price, V.E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces, Geotechnique, Vol. 15, 79-93.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Palmeira, E.M., (2004) Handbook for slope stabilization, eds Ortigao J.A.R., and Sayao A.S.F.J, Springre-Verlag, Berlin, Germany.

Seed H.B. and Martin, G.R. (1966). The seismic coefficient in earth dam design, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92, 25-58.

Spencer, E (1967). A method of analusis of the stability of embankments assuming parallel inert-slice forces, Geotechnique, Vol. 17, 11-26.

Taylor, D.W. (1948). Fundamentals of Soil Mechanics, Wiley, New York.

Terzaghi, K. (1950). Mechanisms of landslides, Engineering Geology, Geological Society of America.

Δουλαλά–Rigby Χ., (2007), Πρακτικές εφαρμογές δύσκαμπτων διαξονικών γεωπλεγμάτων στην σταθεροποίηση ασθενούς εδάφους, Γεωτεχνικές εφαρμογές γεωσυνθετικών υλικών, ΤΕΕ, Αθήνα.

ΕΑΚ 2000, (2001), Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, Οργανισμός αντισεισμικού σχεδιασμού και προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.), Αθήνα.

Εγνατία οδός, (2007), Οδηγίες σύνταξης μελετών οπλισμένων επιχωμάτων Εγνατίας -EΛΟΤ EN 14475: Execution of special geotechnical works - Reinforced fill, Ελλάδα.

Εφραιμίδης Χ.Φ., Αργυριάδη Δ.Ε., Κλήμης Ν.Σ., Πολύζος Χ., (2007), Υψηλά επιχώματα: Βασικές αρχές ανάλυσης μεθοδολογικής προσέγγισης σχεδιασμού και κατασκευαστικές λεπτομέρειες, Γεωτεχνικές εφαρμογές γεωσυνθετικών υλικών, ΤΕΕ, Αθήνα.

Ιωακειμίδης Ι. Καραμπατάκης Δ., Σακουμπέντα Ε., (2007), Αριθμητική προσομοίωση οπλισμένων επιχώσεων, Γεωτεχνικές εφαρμογές γεωσυνθετικών υλικών, ΤΕΕ, Αθήνα.

Καββαδάς, (2000), Στοιχεία εδαφομηχανικής, Ευστάθεια πρανών (σελ. 240-250), ΕΜΠ, Αθήνα.

Κωμοδρόμος Α., Κλήμης Ν.Σ., Εφραιμίδης Χ.Φ., Αργυριάδη Δ.Ε., Παπαδοπούλου Μ., (2007), Σχεδιασμός οπλισμένων επιχωμάτων: οριακή ισορροπία και αριθμητικές μέθοδοι, Γεωτεχνικές εφαρμογές γεωσυνθετικών υλικών, ΤΕΕ, Αθήνα.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

<u>Ιστοσελίδες</u>

http://www.geogrid.com/ http://www.checkmategeogrid.com/ http://www.tensarcorp.com/ http://www.geogrid-geotextile.com/ http://www.tenax.net/ http://www.geogrid-geotextile.com/ http://www.geogrid-geotextile.com/ http://www.nauccaferri-northamerica.com/ http://www.naue.com/ http://library.tee.gr/digital/m2185/m2185_contents.htm