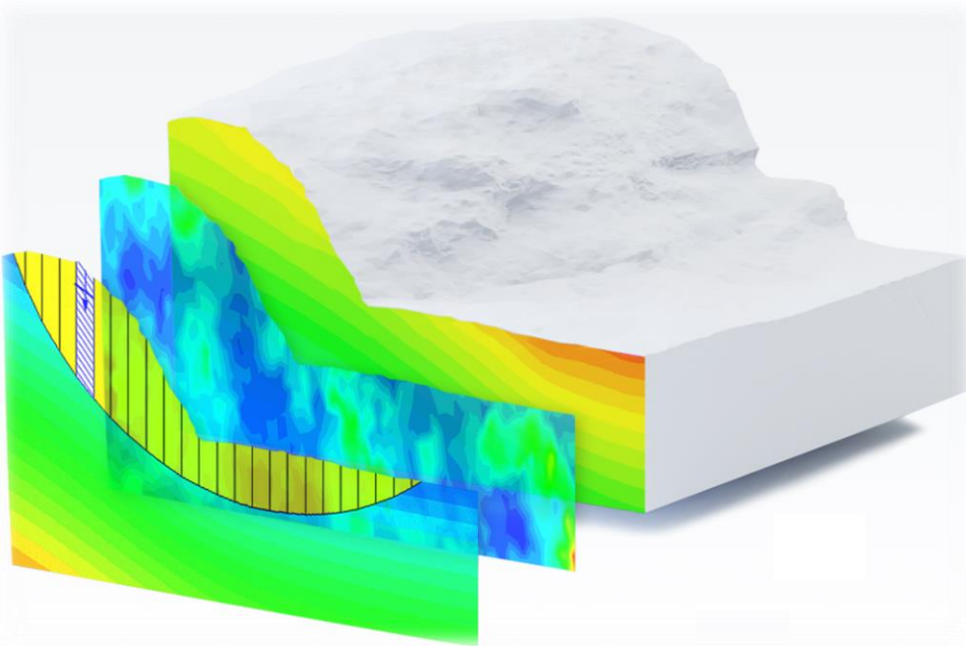




ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

Διπλωματική Εργασία

ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ ΜΕ ΑΝΑΦΟΡΑ ΣΤΙΣ ΠΙΘΑΝΟΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ



Φοιτητής: Μαυροφρύδης Γεώργιος
ΑΜ: 44368830226

Επιβλέπων Καθηγητής

Μπελόκας Γεώργιος
Επίκουρος Καθηγητής
Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών
Πανεπιστήμιο Δυτικής Αττικής

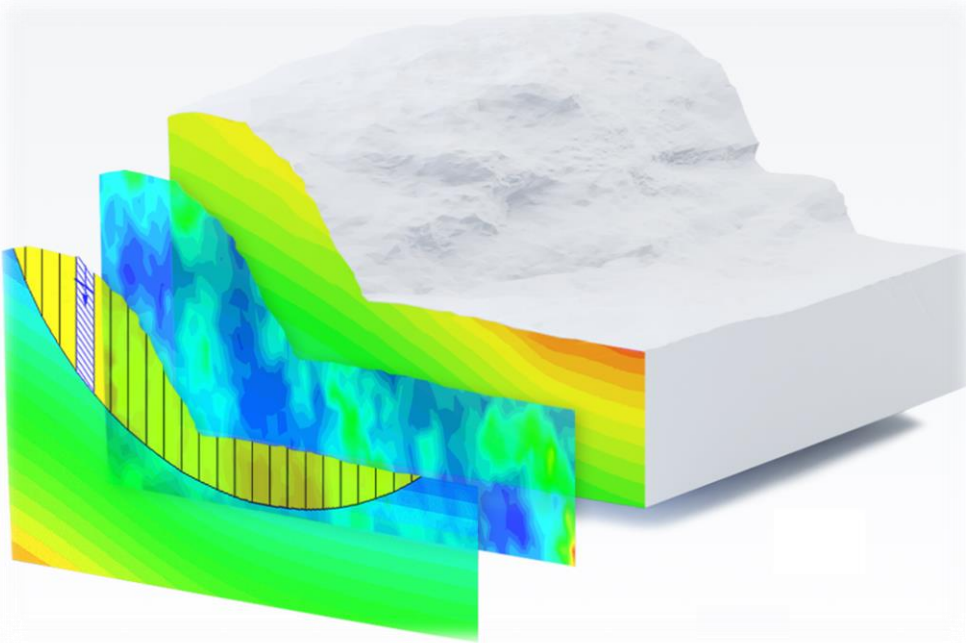
ΑΘΗΝΑ-ΑΙΓΑΛΕΩ, 2023



**UNIVERSITY OF WEST ATTICA
FACULTY OF ENGINEERING
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING**

Diploma Thesis

**SLOPE STABILITY ANALYSIS WITH REFERENCE TO
PROBABILISTIC METHODS**



**Student: Maurofydis Georgios
Registration Number: 44368830226**

Supervisor

**Belokas Georgios
Assistant Professor
Civil Engineering Department
University of West Attica**

ATHENS-EGALEO, 2023



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

Όνοματεπώνυμο φοιτητή: **Μαυροφρύδης Γεώργιος**

Τίτλος
Διπλωματικής Εργασίας:

**ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ ΜΕ ΑΝΑΦΟΡΑ ΣΤΙΣ
ΠΙΘΑΝΟΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ**

Η διπλωματική εργασία εξετάστηκε επιτυχώς από την κάτωθι
Τριμελή Εξεταστική Επιτροπή:

ΜΠΕΛΟΚΑΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ

Επίκουρος Καθηγητής
Επιβλέπων

ΣΥΜΠΕΘΕΡΟΣ ΙΩΑΝΝΗΣ

Καθηγητής
Μέλος

ΜΑΥΡΟΥΛΗ ΟΛΓΑ - ΧΡΙΣΤΙΝΑ

Επίκουρη Καθηγήτρια
Μέλος

ΑΙΓΑΛΕΩ, ΜΑΪΟΣ 2023

Copyright © Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος. All rights reserved.

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ Μαυροφρύδης Γεώργιος, Μάιος 2023

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση και διανομή της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό. Επιτρέπεται η ανατύπωση, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν τη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τους συγγραφείς.

Οι απόψεις και τα συμπεράσματα που περιέχονται σε αυτό το έγγραφο εκφράζουν τον/την συγγραφέα του και δεν πρέπει να ερμηνευθεί ότι αντιπροσωπεύουν τις θέσεις του επιβλέποντος, της επιτροπής εξέτασης ή τις επίσημες θέσεις του Τμήματος και του Ιδρύματος.

ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Ο κάτωθι υπογεγραμμένος Μαυροφρύδης Γεώργιος του Σπυρίδωνα, με αριθμό μητρώου 44368830226 φοιτητής του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής της Σχολής ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ του Τμήματος ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ,

δηλώνω υπεύθυνα ότι:

«Είμαι συγγραφέας αυτής της διπλωματικής εργασίας και ότι κάθε βοήθεια την οποία είχα για την προετοιμασία της είναι πλήρως αναγνωρισμένη και αναφέρεται στην εργασία. Επίσης, οι όποιες πηγές από τις οποίες έκανα χρήση δεδομένων, ιδεών ή λέξεων, είτε ακριβώς είτε παραφρασμένες, αναφέρονται στο σύνολό τους, με πλήρη αναφορά στους συγγραφείς, τον εκδοτικό οίκο ή το περιοδικό, συμπεριλαμβανομένων και των πηγών που ενδεχομένως χρησιμοποιήθηκαν από το διαδίκτυο. Επίσης, βεβαιώνω ότι αυτή η εργασία έχει συγγραφεί από μένα αποκλειστικά και αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο δικής μου, όσο και του Ιδρύματος.

Παράβαση της ανωτέρω ακαδημαϊκής μου ευθύνης αποτελεί ουσιώδη λόγο για την ανάκληση του διπλώματός μου.

Τέλος δηλώνω ενυπόγραφα ότι αναλαμβάνω πλήρως, ατομικά και προσωπικά, όλες τις νομικές και διοικητικές συνέπειες στην περίπτωση κατά την οποία αποδειχθεί, διαχρονικά, ότι η εργασία αυτή ή τμήμα της είναι προϊόν λογοκλοπής.

Ο Δηλών
Μαυροφρύδης Γεώργιος



(Υπογραφή)

*Αφιερώνεται στην Μητέρα μου,
η οποία απεβίωσε κατά την εκπόνηση της εργασίας.*

Περίληψη

Τα πρανή τυπικά κατηγοριοποιούνται σε δύο τύπους τα φυσικά και τεχνητά κατασκευασμένα πρανή. Τα φυσικά πρανή σχηματίζονται λόγω φυσικών διεργασιών που περιλαμβάνουν την κίνηση των τεκτονικών πλακών και τις καιρικές συνθήκες/διάβρωση των βραχομαζών που έχουν ως αποτέλεσμα την εναπόθεση υλικών. Τεχνητά πρανή δημιουργούνται για τη διευκόλυνση έργων υποδομής, π.χ., αναχώματα, χωματουργικά φράγματα, τομές δρόμων κ.λπ. Η κατολισθητική κίνηση του πρανού μπορεί να έχει σημαντικές επιπτώσεις, όπως ζημιές στις υποδομές και θύματα. Η ευστάθεια ενός πρανού εξαρτάται από την ικανότητα της μάζας του εδάφους να παραλάβει τις βαρυτικές της δυνάμεις, τα πρόσθετα φορτία που ασκούνται στο πρανές, καθώς και τα πιθανά δυναμικά φορτία (όπως αυτό ενός σεισμού).

Η αστάθεια των γεωλογικών σχηματισμών, εκφραζόμενη με τη μορφή κατολισθήσεων και καθιζήσεων, ως σύνολο, αποτελεί ένα φαινόμενο κατά το οποίο τα γεωυλικά οδηγούνται σε νέα ευσταθή ισορροπία. Οι φυσικές συνθήκες και οι ανθρώπινες δραστηριότητες παίζουν ζωτικό ρόλο στην πρόκληση κατολισθήσεων, διαταράσσοντας την ισορροπία των πρανών. Αυτό που συνήθως, ονομάζεται κατολίπηση ή καθίζηση, δεν είναι παρά το τελευταίο στάδιο (απότομο σε εξέλιξη) μιας διαδικασίας, που έχει αρχίσει πολύ καιρό πριν, η οποία, εκδηλώνεται με συνεχή ή σποραδικό τρόπο σε μια επιφάνεια εντός του πρανού. Σε γενική θεώρηση μια γεωμάζα υπό κλίση καθίσταται ασταθής όταν οι δρώσες σε αυτήν δυνάμεις σταθεροποίησης παράγουν υποδεέστερο αποτέλεσμα απ' ότι οι δυνάμεις αποσταθεροποίησης που της επιβάλλονται ως αποτέλεσμα, η γεωμάζα τείνει να κινηθεί από υψομετρικώς ανώτερους σε υψομετρικώς κατώτερους ορίζοντες.

Το κίνητρο της εργασίας είναι η διερεύνηση της δυνατότητας εφαρμογής πιθανοτικών αναλύσεων σε αντίθεση με τη συνήθη πρακτική, η οποία είναι ντετερμινιστικές, ως εργαλείο ανάλυσης, το οποίο επιτρέπει ο Ευρωκώδικας 7, αλλά δεν γίνεται λεπτομερής αναφορά στον τρόπο εφαρμογής του και εξαγωγής των παραμέτρων. Η αξιολόγηση της ευστάθειας του πρανού είναι ένα από τα θεμελιώδη προβλήματα στη γεωτεχνική μηχανική και μπορεί να αντιμετωπιστεί χρησιμοποιώντας ντετερμινιστικές και πιθανοτικές προσεγγίσεις. Στις ντετερμινιστικές αναλύσεις, όπου οι ιδιότητες του εδάφους χαρακτηρίζονται ως σταθερές τιμές, περιλαμβάνεται ο υπολογισμός του συντελεστή ασφάλειας για δοκιμαστικές επιφάνειες ολίσθησης και η αναζήτηση μιας επιφάνειας ολίσθησης που αποδίδει τον χαμηλότερο συντελεστή ασφάλειας, ενώ στις πιθανοτικές προσεγγίσεις η ασφάλεια ενός πρανού μετρείται με τον δείκτη αξιοπιστίας ή την πιθανότητα αστοχίας, λαμβάνοντας υπόψη την αβεβαιότητα και τη διακύμανση των ιδιοτήτων του εδάφους. Τα ντετερμινιστικά μοντέλα επικρατούν στην χρήση λόγω ότι χρειάζονται λιγότερα δοκίμια άρα και δεδομένα από δοκιμές και εφαρμόζουν εμπειρικές σχέσεις για την αντοχή σε αντίθεση με τα πιθανοτικά μοντέλα.

Οι πιθανοτικές αναλύσεις ευστάθειας πρανού γίνονται όλο ένα και πιο δημοφιλείς για την αξιολόγηση του επιπέδου ασφάλειας των πρανών και του σχετικού κινδύνου και αξιοπιστίας, ειδικά τα τελευταία χρόνια. Η πιθανοτική προσέγγιση μπορεί να λάβει υπόψη τις αβεβαιότητες και τη φυσική μεταβλητότητα στις ιδιότητες του υλικού, καθώς και σε περιβαλλοντικούς παράγοντες, χρησιμοποιώντας διάφορες συναρτήσεις στατιστικής κατανομής (όπως κανονική, λογαριθμική κανονική κ.λπ.) για τυχαίες μεταβλητές. Η κατανομή t-Student (ή απλά η κατανομή t) είναι κάθε μέλος της οικογένειας των συνεχών κατανομών πιθανότητας που προκύπτει κατά τον υπολογισμό της σημασίας της κανονικής κατανομής του πληθυσμού σε περιπτώσεις όπου το μέγεθος του δείγματος είναι μικρό και η τυπική απόκλιση του πληθυσμού είναι άγνωστη.

Λαμβάνοντας υπόψη ότι μια κανονική κατανομή περιγράφει την πληρότητα ενός πληθυσμού, οι t-κατανομές περιγράφουν τα δείγματα που λαμβάνονται από έναν πλήρη πληθυσμό. Κατά συνέπεια, η κατανομή t για κάθε μέγεθος δείγματος είναι διαφορετική, και όσο μεγαλύτερο είναι το δείγμα, τόσο περισσότερο η κατανομή μοιάζει με κανονική κατανομή. Όχι μόνο η κατανομή t-Student δεν απαιτεί πληροφορίες σχετικά με τον μέσο όρο του πληθυσμού και την τυπική απόκλιση, αλλά έχει επίσης αυξημένη ευελιξία σε διάφορα μεγέθη δειγμάτων. Αυτές οι ιδιότητες καθιστούν πολύ πιο ελκυστική τη χρήση του σε σχέση με την κανονική κατανομή στις περισσότερες περιπτώσεις.

Στην συγκεκριμένη εργασία έγινε διερεύνηση περιστατικών πεδίου με καταλυτικό την περίπτωση του Lodalen η οποία παρουσίασε όλα τα τυπικά προβλήματα που σχετίζονται με την εκτίμηση της «μακροπρόθεσμης σταθερότητας» των πρανών για να καταδείξει τη σημασία της πιθανοτικής προσέγγισης, διότι έχει ικανοποιητικό πλήθος δεδομένων, ώστε να γίνει μια t-Student στατιστική επεξεργασία και ότι το εδαφικό υλικό μπορεί να θεωρηθεί ομοιόμορφο. Έγινε μια αξιολόγηση των υπαρχόντων δεδομένων και του μηχανισμού, βάσει των παρατηρήσεων και στη συνέχεια αναλύσεις, ώστε να εξαχθούν τα στατιστικά μεγέθη σε σχέσεις που προγραμματίστηκαν σε Excel και να διερευνηθεί ο μηχανισμός αστοχίας μέσω αναλύσεων οριακής ευστάθειας με τη βοήθεια του προγράμματος Slide2 και να γίνει μια συγκριτική αξιολόγηση μεταξύ ντετερμινιστικών και πιθανοτικών αναλύσεων. Στα αποτελέσματα αυτών των αναλύσεων, παρατηρούμε ότι οι συντελεστές ασφαλείας στην ντετερμινιστική (μέσες) και πιθανοτική (μέσες) ανάλυση βρίσκονται αρκετά κοντά, ενώ από την ντετερμινιστική (χαρ/κές) οι διαφορές μεταξύ τους είναι αξιοσημείωτες. Σημαντικό είναι το γεγονός ότι τα στατιστικά μεγέθη και οι αναλύσεις που υπολογίστηκαν από προηγούμενους ερευνητές, οι οποίοι είχαν αξιοσημείωτες διαφορές στον τρόπο αλλά και στον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας, δεν κατέληξαν σε παράγοντες ασφαλείας χαμηλότερους από έναν, καθώς και στην πιθανότητα αστοχίας.

Abstract

Slopes are typically categorized into two types natural and artificially constructed slopes. Natural slopes are formed due to natural processes involving the movement of tectonic plates and the weathering/erosion of rock masses resulting in the deposition of materials. Artificial slopes are created to facilitate infrastructure works, e.g., embankments, earth dams, road cuts, etc. Landslide movement can have significant impacts, such as damage to infrastructure and casualties. The stability of a slope depends on the ability of the soil mass to receive its own gravitational forces, the additional loads applied to the slope, as well as potential dynamic loads (such as that of an earthquake).

The instability of geological formations, expressed in the form of landslides and subsidence, as a whole, is a phenomenon in which the geological is driven to a new stable equilibrium. Natural conditions and human activities play a vital role in triggering landslides, disrupting the balance of slopes. What is usually called a landslide or subsidence is but the last stage (steep in progress) of a process, which began long ago, which manifests itself in a continuous or sporadic manner on a surface within the slope. Generally speaking, a geomass under inclination becomes unstable when the stabilizing forces acting on it produce a lower effect than the destabilizing forces imposed on it as a result, the geomass tends to move from altitudinally higher to altitudinally lower horizons.

The motivation of the paper is to investigate the applicability of probabilistic analyzes as opposed to the usual practice, which are deterministic, as an analysis tool, which is allowed by Eurocode 7, but no detailed reference is made on how to apply it and derive the parameters. Slope stability assessment is one of the fundamental problems in geotechnical engineering and can be addressed using deterministic and probabilistic approaches. Deterministic analyses, where soil properties are characterized as fixed values, include calculating the factor of safety for test slip surfaces and searching for a slip surface that yields the lowest factor of safety, while probabilistic approaches measure the safety of a slope by the reliability index or the probability of failure, taking into account the uncertainty and variation of soil properties. Deterministic models prevail in use because they require fewer specimens and hence test data and apply empirical relationships for strength in contrast to probabilistic models.

Probabilistic slope stability analyzes are becoming more and more popular for evaluating the safety level of slopes and the associated risk and reliability, especially in recent years. The probabilistic approach can account for uncertainties and natural variability in material properties, as well as environmental factors, by using various statistical distribution functions (such as normal, log-normal, etc.) for random variables. The Student's t-distribution (or simply the t-distribution) is any member of the family of continuous probability distributions that results when calculating the significance of the normal population distribution in cases where the sample size is small and the population standard deviation is unknown . Whereas a normal distribution describes the completeness of a population, t-distributions describe samples drawn from a complete population. Consequently, the t distribution for each sample size is different, and the larger the sample, the more the distribution resembles a normal distribution. Not only does the t-Student distribution not require information about the population mean and standard deviation, but it also has increased flexibility over various sample sizes. These properties make it much more attractive to use than the normal distribution in most cases.

In this particular work, a field case study was carried out with the case of Lodalen as a catalyst, which presented all the typical problems related to the assessment of the "long-term stability" of slopes to demonstrate the importance of the probabilistic approach, because it has a sufficient amount of data, so that it can be a t-Student statistical treatment and that the soil material can be considered uniform. An evaluation of the existing data and the mechanism was done, based on the observations and then analyzes to extract the statistics in relationships programmed in Excel and to investigate the failure mechanism through limit stability analyzes with the help of the Slide2 program and to make a benchmarking between deterministic and probabilistic analyses. In the results of these analyses, we observe that the safety factors in the deterministic (means) and probabilistic (means) analysis are quite close, while from the deterministic (counts) the differences between them are notable. Importantly, the statistics and analyzes calculated by previous researchers, who had marked differences in the way and also in the calculation of the factor of safety, did not result in factors of safety lower than one, as well as in the probability of failure.

Περιεχόμενα

1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	17
1.1	Αντικείμενο Και Στόχος Της Διπλωματικής Εργασίας	18
2	ΤΥΠΟΙ ΚΑΙ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΕΣ ΚΑΤΟΛΙΣΘΗΣΗΣ.....	20
2.1	Ταξινόμηση Κατολισθήσεων.....	20
2.2	Βασικοί Τύποι Κατολισθήσεων.....	21
2.2.1	Καταπτώσεις.....	22
2.2.2	Ανατροπή.....	24
2.2.3	Ολίσθηση.....	25
2.2.4	Εξάπλωση.....	28
2.2.5	Ροή.....	29
2.3	Παράγοντες που επηρεάζουν και προκαλούν κατολισθήσεις	33
2.3.1	Φυσικά Αίτια.....	33
2.3.2	Ανθρωπογενή Αίτια.....	35
2.4	Επιπτώσεις Κατολισθήσεων.....	35
2.5	Χαρακτηριστικά Και Αξιολόγηση Κινδύνων Κατολισθήσεων.....	39
3	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ – ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 7 – ΝΤΕΤΕΡΜΙΝΙΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	40
3.1	Συντελεστής Ασφαλείας.....	40
3.2	Περιθώριο Ασφαλείας.....	41
3.3	Ευρωκώδικας 7 – Eurocode 7	42
3.3.1	Μέθοδος Οριακής Κατάστασης Σχεδιασμού – Limit state design method.....	44
3.3.2	Τρόποι Ανάλυσης – Design Approaches (DA)	45
3.3.3	Φιλοσοφία Σχεδίασης Ευρωκώδικα – Ντετερμινιστική Ανάλυση.....	46
3.3.4	Τιμές Σχεδιασμού - Τρόπος Ανάλυσης Με Βάση Το Εθνικό Προσάρτημα	51
4	ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ	56
4.1	Επίπεδη Μεταθετική Ολίσθηση	56
4.1.1	Επίπεδη Μεταθετική Ολίσθηση – Έλεγχος κατά Ευρωκώδικα	59
4.1.2	Επίπεδη Μεταφορική Ολίσθηση – Ειδικές Περιπτώσεις.....	60
4.2	Περιστροφική Ολίσθηση	60
4.2.1	Περιστροφική Ολίσθηση – Αστράγγιστες Συνθήκες ή Ανάλυση $\phi_u = 0^\circ$	61
4.2.2	Περιστροφική Ολίσθηση – Στραγγισμένες Συνθήκες.....	65
5	ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΚΑΤΟΛΙΣΘΗΣΗΣ LODALEN, OSLO.....	70
5.1	Ιστορικά Και Γεωμορφολογικά Στοιχεία Για Την Κατολίσθηση Του Lodalen... 70	70
5.2	Περιγραφή Της Ολίσθησης – Γεωμετρία Και Εδαφικές Ιδιότητες	73
5.3	Ανάλυση της κατολίσθησης Lodalen μέσω του λογισμικού SLIDE2.....	79
5.3.1	Ευθεία ντετερμινιστική ανάλυση με μέσες τιμές	79
5.3.2	Ευθεία ντετερμινιστική ανάλυση με χαρακτηριστικές τιμές	84
5.3.3	Ευθεία ντετερμινιστική ανάλυση με χαρακτηριστικές τιμές κατά EC7.....	86
5.3.4	Ευθεία πιθανοτική ανάλυση	89
5.3.5	Αντίστροφη Ανάλυση.....	91
6	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΣΥΖΥΤΗΣΗ	96
	Βιβλιογραφία – Αναφορές - Διαδικτυακές Πηγές	99

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ..... 102

Πίνακας Εικόνων

Εικόνα 2.1 - Μια απλή απεικόνιση περιστροφικής κατολίσθησης που έχει εξελιχθεί σε ροή εδάφους. Η εικόνα απεικονίζει τα μέρη μιας κατολίσθησης (βασισμένο στον Varnes 1978) (Highland L. 2008)	22
Εικόνα 2.2 – Κατάπτωση των Τεμπών, 2009 (www.newsit.gr)	23
Εικόνα 2.3 - Σχηματική βραχύπτωση (Highland L. 2008)	24
Εικόνα 2.4 – Πρόωρο στάδιο ανατροπής βραχομάζας στην Utah, Canyonlands, Usa (Novotný J. 2013)	24
Εικόνα 2.5 - Σχηματική ανατροπή (Highland L. 2008).....	25
Εικόνα 2.6 - Επίπεδη μεταθετική ολίσθηση που σημειώθηκε το 2001 στην κοιλάδα του ποταμού Beaton, Καναδάς (Highland L. 2008)	26
Εικόνα 2.7 - Σχηματική μεταθετική ολίσθηση (Highland L. 2008)	26
Εικόνα 2.8 – Περιστροφική ολίσθηση που σημειώθηκε το 2022 στην περιοχή του Νέου Βουτζά, Ελλάδα (protothema.gr).....	27
Εικόνα 2.9 - Σχηματική περιστροφική ολίσθηση (Highland L. 2008)	27
Εικόνα 2.10 – Πλευρική εξάπλωση λόγω σεισμού στη Loma Prieta, Καλιφόρνια, Αμερική 1989 (Highland L. 2008)	28
Εικόνα 2.11 - Σχηματική εξάπλωση (Highland L. 2008)	29
Εικόνα 2.12 – Φωτογραφία της καταστροφής που προκλήθηκε από ροή κορημάτων στην πόλη Caraballeda της Βενεζουέλας το 1999. (universetoday.com)	30
Εικόνα 2.13 - Σχηματική ροή κορημάτων (Highland L. 2008)	30
Εικόνα 2.14 – Στιγμιότυπο από την πόλη της Μάνδρας στις 15/11/2017 (cyprustimes.com)..	31
Εικόνα 2.15 - Σχηματική ροή εδάφους (Highland L. 2008).....	31
Εικόνα 2.16 – Φωτογραφία με τα αποτελέσματα του ερπυσμού στο Chalk Grasslands, Ανατολικό Σάσεξ, Ηνωμένο Βασίλειο (Highland L. 2008)	32
Εικόνα 2.17 - Σχηματικός ερπυσμός (Highland L. 2008).....	33
Εικόνα 2.18 – Σχηματική απεικόνιση υποθαλάσσια κατολίσθησης και δημιουργίας τσουνάμι (kathimerini.gr).....	37
Εικόνα 2.19 – Διάβρωση της ακτής στην περιοχή του Happisburgh, Northfolk, στο Ηνωμένο Βασίλειο το 2005. (Hobbs P.R.N. 2008)	38
Εικόνα 2.20 - Φωτογραφία της λίμνης Τσιβλού που δημιουργήθηκε από ένα φράγμα κατολίσθησης το 1913 (travel.gr).....	38

Εικόνα 3.1 - Οικογένεια προτύπων σχεδίασης Ευρωκώδικα (Bond and Harris, 2008)	43
Εικόνα 3.2 - Εθνική επιλογή σχεδιαστικής προσέγγισης για πρανή (Bond, 2013).	46
Εικόνα 3.3 - Παράγοντες που επηρεάζουν την αβεβαιότητα μιας γεωτεχνικής ιδιότητας (Belokas, 2019, βασισμένο στον Kulhawy, 1993).	47
Εικόνα 3.4 - Στατιστικά Μεγέθη, βέλτιστη εκτιμήτρια (μέση τιμή) και χαρακτηριστική τιμή. 50	
Εικόνα 3.5 - Γραφική απεικόνιση του προσομοιώματος παλινδρόμησης για την τυπική τριαξονική δοκιμή (Belokas, 2019)	51
Εικόνα 4.1 - Ανάλυση επίπεδης μεταθετικής ολίσθησης	57
Εικόνα 4.2 - Ανάλυση του βάρους σε κάθετη και εφαπτομενική δύναμη στην επιφάνεια ολίσθησης	58
Εικόνα 4.3 - Κριτήριο Αστοχίας Mohr-Coulomb.....	58
Εικόνα 4.4 - Ανάλυση κυκλικού τόξου	61
Εικόνα 4.5 - Ανάλυση κυκλικού τόξου - αστράγγιστη συνθήκη με τη χρήση λωρίδων	62
Εικόνα 4.6 - Ανάλυση κυκλικού τόξου - αστράγγιστη συνθήκη με παρουσία εφελκυστικής ρωγμής.	63
Εικόνα 4.7 - Συντελεστής ευστάθειας κατά Taylor (Καββαδάς 2009).....	64
Εικόνα 4.8 - Ανάλυση τόξου - στραγγισμένη συνθήκη με τη χρήση λωρίδων	65
Εικόνα 4.9 - Ανάλυση δυνάμεων σε κάθε λωρίδα.....	65
Εικόνα 4.10 - Υποτιθέμενη επιφάνεια αστοχίας.....	68
Εικόνα 4.11 - Διορθωτικός συντελεστής για την μέθοδο Janbu.....	68
Εικόνα 5.1 - Ο χάρτης της περιοχής πριν από την πορεία του ποταμού αλλοιώθηκε (Sevaldson 1956) - στην παρούσα εργασία έχει προστεθεί με κόκκινη διακεκομμένη γραμμή περιοχή που γεωμορφολογικά υποδηλώνει παλαιά ολίσθηση.	71
Εικόνα 5.2 - Χάρτης της περιοχής μετά την εμφάνιση της ολίσθησης (Sevaldson 1956) – έχει προστεθεί ενδεικτικά η φορά της κίνησης.....	72
Εικόνα 5.3 - Τρεις τομές εντός της κατολίσθησης με τις διαδοχικές αλλαγές της γεωμετρίας μέχρι την αστοχία. Η θέση των τομών φαίνονται στην Εικόνα 5.2 (Sevaldson 1956).	73
Εικόνα 5.4 - Διατομή και στρωματογραφία της ολίσθησης Lodalen (El Ramly 2006).	74
Εικόνα 5.5 - Διάγραμμα πλαστιμότητας του Casagrande (Καββαδάς 2016)	75
Εικόνα 5.6 - Μια τυπική σειρά αποτελεσμάτων τριαξονικών δοκιμών (Sevaldson 1956)	77

Εικόνα 5.7 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και συντελεστής ασφαλείας με την μέθοδο ανάλυσης Ordinary / Fellenius (Μέσες τιμές).....	80
Εικόνα 5.8 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και συντελεστής ασφαλείας με την μέθοδο ανάλυσης Bishop simplified (Μέσες τιμές).	80
Εικόνα 5.9 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και συντελεστής ασφαλείας με την μέθοδο ανάλυσης Janbu simplified (Μέσες τιμές).....	81
Εικόνα 5.10 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και συντελεστής ασφαλείας υπό αστράγγιστες συνθήκες με την μέθοδο ανάλυσης Ordinary / Fellenius (Μέσες τιμές).....	81
Εικόνα 5.11 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και συντελεστής ασφαλείας υπό αστράγγιστες συνθήκες με την μέθοδο ανάλυσης Bishop simplified (Μέσες τιμές).	82
Εικόνα 5.12 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και συντελεστής ασφαλείας υπό αστράγγιστες συνθήκες με την μέθοδο ανάλυσης Janbu simplified (Μέσες τιμές).	82
Εικόνα 5.13 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης μέχρι την κρούστα και συντελεστής ασφαλείας υπό αστράγγιστες συνθήκες με την μέθοδο ανάλυσης Ordinary / Fellenius (Μέσες τιμές).	83
Εικόνα 5.14 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης μέχρι την κρούστα και συντελεστής ασφαλείας υπό αστράγγιστες συνθήκες με την μέθοδο ανάλυσης Bishop simplified (Μέσες τιμές).....	84
Εικόνα 5.15 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης μέχρι την κρούστα και συντελεστής ασφαλείας υπό αστράγγιστες συνθήκες με την μέθοδο ανάλυσης Janbu simplified (Μέσες τιμές).....	84
Εικόνα 5.16 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και συντελεστής ασφαλείας με την μέθοδο ανάλυσης Ordinary / Fellenius (Χαρακτηριστικές τιμές).....	85
Εικόνα 5.17 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και συντελεστής ασφαλείας με την μέθοδο ανάλυσης Bishop simplified (Χαρακτηριστικές τιμές).	85
Εικόνα 5.18 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και συντελεστής ασφαλείας με την μέθοδο ανάλυσης Janbu simplified (Χαρακτηριστικές τιμές).	86
Εικόνα 5.19 - Επιμέρους συντελεστές με βάση τον Τρόπο Ανάλυσης 3 (Design Approach 3).	87
Εικόνα 5.20 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και περιθώριο ασφαλείας με την μέθοδο ανάλυσης Ordinary / Fellenius (Χαρακτηριστικές τιμές).....	87
Εικόνα 5.21 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και περιθώριο ασφαλείας με την μέθοδο ανάλυσης Bishop simplified (Χαρακτηριστικές τιμές).	88
Εικόνα 5.22 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και περιθώριο ασφαλείας με την μέθοδο ανάλυσης Janbu simplified (Χαρακτηριστικές τιμές).	88
Εικόνα 5.23 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και συντελεστής ασφαλείας καθώς και πιθανότητα αστοχίας με την μέθοδο ανάλυσης Ordinary / Fellenius (Μέσες τιμές).	89

Εικόνα 5.24 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και συντελεστής ασφαλείας καθώς και πιθανότητα αστοχίας με την μέθοδο ανάλυσης Bishop simplified (Μέσες τιμές).....	90
Εικόνα 5.25 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και συντελεστής ασφαλείας καθώς και πιθανότητα αστοχίας με την μέθοδο ανάλυσης Janbu simplified (Μέσες τιμές).....	90
Εικόνα 5.26 - Συσχέτιση c' και ϕ' που δίνουν $FS=1$ για κάθε επιφάνεια ολίσθησης	92
Εικόνα 5.27 – Στάθμη υδροφόρου ορίζοντα όπου δίνει $FS = 1$ για $c' = 0$ kPa και $\phi' = 27.1^\circ$ (Ordinary Fellenius)	92
Εικόνα 5.28 – Στάθμη υδροφόρου ορίζοντα όπου δίνει $FS = 1$ για $c' = 0$ kPa και $\phi' = 27.1^\circ$ (Bishop simplified).....	93
Εικόνα 5.29 – Στάθμη υδροφόρου ορίζοντα όπου δίνει $FS = 1$ για $c' = 0$ kPa και $\phi' = 27.1^\circ$ (Janbu simplified).....	93
Εικόνα 5.30 – Στάθμη υδροφόρου ορίζοντα όπου δίνει $FS = 1$ για $c' = 5$ kPa και $\phi' = 27.1^\circ$ (Ordinary Fellenius)	93
Εικόνα 5.31 – Στάθμη υδροφόρου ορίζοντα όπου δίνει $FS = 1$ για $c' = 5$ kPa και $\phi' = 27.1^\circ$ (Bishop simplified).....	94
Εικόνα 5.32 – Στάθμη υδροφόρου ορίζοντα όπου δίνει $FS = 1$ για $c' = 5$ kPa και $\phi' = 27.1^\circ$ (Janbu simplified).....	94
Εικόνα 5.33 – Παραμένουσα αντοχή ως συνάρτηση του $I_p=PI$	95
Εικόνα 5.34 – Παραμένουσα αντοχή ως συνάρτηση του LL	95

Κατάλογος Πινάκων

Πίνακας 2.1 - Ταξινόμηση των κατολισθητικών μαζών (Varnes 1978).	21
Πίνακας 3.1 - Τιμές του συντελεστή $t_{p,n-1}$ για $p=5\%$	50
Πίνακας 3.2 - Επιμέρους συντελεστές στις δράσεις (γ_F) ή στα αποτελέσματα των δράσεων (γ_E)	53
Πίνακας 3.3 - Επιμέρους συντελεστής εδαφικών παραμέτρων (γ_M) κατά EC7	54
Πίνακας 3.4 - Επιμέρους συντελεστές αντίστασης (γ_R) για επιφανειακές θεμελιώσεις	54
Πίνακας 5.1 - Ενιαίο Σύστημα Κατάταξης Εδαφών (USCS) (Καββαδάς 2016)	75
Πίνακας 5.2 - Αποτελέσματα δοκιμών ανεμπόδιστης θλίψης – Αστράγγιστη διατμητική αντοχή (Sevaldson 1956)	76
Πίνακας 5.3 - Αποτέλεσμα δοκιμών και στατιστική ανάλυση για τον προσδιορισμό της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής c_u	76
Πίνακας 5.4 - Αποτέλεσμα δοκιμών για τον προσδιορισμό της συνοχής c' και της γωνίας εσωτερικής τριβής ϕ' . Κανονική άργιλος	78
Πίνακας 5.5 - Αποτέλεσμα δοκιμών για τον προσδιορισμό της συνοχής c' και της γωνίας εσωτερικής τριβής ϕ' . Αργιλικός Φλοιός (Sevaldson 1956)	78
Πίνακας 5.6 - Τιμές ειδικού βάρους του εδάφους	79
Πίνακας 5.7 – Τιμές συνοχής - αντοχής του εδάφους	79
Πίνακας 5.8 – Τιμές εσωτερικής γωνίας τριβής	79
Πίνακας 5.9 – Αποτελέσματα ευθείας ντετερμινιστικής ανάλυσης με μέσες τιμές σε στραγγιζόμενες και αστράγγιστες συνθήκες	83
Πίνακας 5.10 - Αποτελέσματα ευθείας ντετερμινιστικής ανάλυσης με χαρακτηριστικές τιμές	86
Πίνακας 5.11 - Αποτελέσματα ευθείας ντετερμινιστικής ανάλυσης με χαρακτηριστικές τιμές κατά EC7	88
Πίνακας 5.12 – Αποτελέσματα ευθείας πιθανοτικής ανάλυσης με μέσες τιμές	91
Πίνακας 5.13 – Αποτελέσματα των αντίστροφων αναλύσεων	91
Πίνακας 6.1 – Αποτελέσματα Αναλύσεων	98
Πίνακας 0.1 - Συγκέντρωση συντεταγμένων κρίσιμων κύκλων ολίσθησης από κάθε αρχείο ανάλυσης του Slide	102

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ο Πολιτικός Μηχανικός σχεδόν καθημερινά ασχολείται με θέματα που αφορούν το έδαφος: το χρησιμοποιεί ως μέσο θεμελίωσης (έδρασης) των τεχνικών έργων, ως υλικό κατασκευής επιχωμάτων, φραγμάτων και άλλων χωμάτινων έργων, σχεδιάζει κατασκευές για να το αντιστηρίξει και πρέπει να επιλύσει ειδικά προβλήματα που έχουν σχέση με το έδαφος. Η Τεχνική Γεωλογία είναι η εφαρμογή των Γεωεπιστημών, και όχι μόνο, στη μελέτη, κατασκευή και λειτουργία των τεχνικών έργων, στην αντιμετώπιση των, λεγόμενων, καταστροφικών φαινομένων και στο χωροταξικό σχεδιασμό και στην αντίστοιχη πλευρά της περιβαλλοντικής επιστήμης.

Το γεωλογικό περιβάλλον μεταβάλλεται αργά, κάτω από την σύνθετη και συγκεντρωτική δράση διαφόρων φυσικών παραγόντων, όπως η αποσάθρωση, η διάβρωση, τα φυσικά καταστροφικά φαινόμενα (σεισμοί, κατολισθήσεις, πλημμύρες κλπ.). Στη θέση κατασκευής όμως ενός τεχνικού έργου η μεταβολή γίνεται με διαφορετικό ρυθμό. Το τι συμβαίνει πρέπει να προβλέπονται και να λαμβάνονται υπόψη κατά το σχεδιασμό, μελέτη και κατασκευή ενός τεχνικού έργου για πρόληψη ή ελαχιστοποίηση των δυσμενών επιπτώσεων από την κατασκευή (π.χ. απειλή ζώνων, αποδιοργάνωση κοινωνικό-οικονομικού ιστού). Δηλαδή, οι αποκλίσεις των γεωλογικών συνθηκών στο χώρο του έργου θα πρέπει να επισημαίνονται με ακρίβεια, έτσι ώστε να αντιμετωπίζονται κατάλληλα με τεχνικά μέσα βελτιώσεων - αντιστηρίξεων.

Η αστάθεια μιας γεωμάζας μπορεί να προκύψει κατά τέσσερις τρόπους:

- με αύξηση των κατακόρυφων ενεργών τάσεων (λ.χ. από επιφόρτιση της επιφάνειας του μετώπου)
- με μείωση των οριζόντιων ενεργών τάσεων (λ.χ. από εκσκαφή στον πόδα του πρανούς)
- με ταυτόχρονη μείωση των κατακόρυφων και οριζόντιων τάσεων (λ.χ. από την ανάπτυξη υπερπίεσεων πόρων)
- με μείωση της διατμητικής αντοχής της γεωμάζας κατά μήκος της επιφάνειας (ζώνης αστοχίας).

Συχνά παρουσιάζεται αστάθεια με συνδυασμό δύο ή περισσότερων τρόπων ως άνω.

Οι κατολισθήσεις μπορεί να συμβούν γρήγορα ή να εξελίσσονται σταθερά με σταθερό ρυθμό. Είναι κοινά σε εδάφη και βραχώδεις μάζες με κακές μηχανικές ιδιότητες (φθαρμένες ή ρωγμές). Ωστόσο, μια κατολίσθηση μπορεί να προκληθεί και από παραμορφώσεις κατά μήκος στρωμάτων ασυνέχειας ισχυρών πετρωμάτων. Μια κοινή παρανόηση είναι ότι οι κατολισθήσεις συμβαίνουν σε απότομες και απομακρυσμένες πλαγιές και δεν επηρεάζουν στην πραγματικότητα τις ανθρώπινες υποδομές. Ωστόσο, οι στατιστικές δείχνουν ότι οι περισσότερες περιοχές του κόσμου επηρεάζονται από (τουλάχιστον) ορισμένους τύπους φαινομένων κατολισθήσεων που μπορούν να προκληθούν από διάφορους παράγοντες, όπως διάβρωση, βροχόπτωση, σεισμούς, ανθρώπινη δραστηριότητα κ.λπ. Γενικώς θα μπορούσε να υποστηριχθεί η άποψη ότι οι αστοχίες που προέρχονται από την ανθρώπινη δραστηριότητα έχουν προκαλέσει πολύ εκτενέστερες καταστροφές από εκείνες που είναι αποτέλεσμα φυσικών διαδικασιών. Η φύση και το είδος των φαινομένων κατολίσθησης είναι πολύπλοκα και αναλύονται περαιτέρω παρακάτω. Ευθύνονται για περίπου το 5% των φυσικών καταστροφών με αποτέλεσμα σημαντικές κοινωνικοοικονομικές επιπτώσεις. Ως μείζον ζήτημα υποδομής, η ευστάθεια των πρανών αναλύεται με πολλαπλές ντετερμινιστικές και πιθανολογικές μεθόδους για την αξιολόγηση της σταθερότητας των πρανών ή της πιθανότητας κατολισθήσεων. Οι γεωτεχνικοί μηχανικοί τείνουν να επισκέπτονται τις τοποθεσίες των πρανών, να μετρούν τη γεωμετρία και

τις ιδιότητες του εδάφους και να χρησιμοποιούν αυτές τις μεθόδους για να αναλύσουν τη σταθερότητα των πρανών ώστε να προτείνουν ή παρέχουν έναν συντελεστή ασφάλειας.

Οι γεωτεχνικοί μηχανικοί και οι γεωλόγοι ασχολούνται με υλικά των οποίων οι ιδιότητες και η χωρική κατανομή είναι ελάχιστα γνωστά και με προβλήματα στα οποία συνδέονται συχνά φορτία και αντιστάσεις. Ο γεωτεχνικός σχεδιασμός αποτελεί ένα από τα αντικείμενα του πολιτικού μηχανικού που περιλαμβάνει μεγάλη αβεβαιότητα, κυρίως εξαιτίας της ετερογένειας των γεωυλικών, που οφείλονται στη φύση των εν λόγω σχηματισμών. Είναι ευρέως αποδεκτό ότι οι αβεβαιότητες στο σχεδιασμό της γεωτεχνικής μηχανικής είναι αναπόφευκτες και πολλά πρακτικά πλεονεκτήματα είναι εφικτά εάν οι αβεβαιότητες και οι σχετικοί κίνδυνοι μπορούν να ποσοτικοποιηθούν. Το γεωτεχνικό επάγγελμα έχει ασχοληθεί με την αβεβαιότητα σχετικά με σημαντικά έργα χρησιμοποιώντας την προσέγγιση «παρατήρηση». Αυτό είναι αρκετά συμβατό με μεθόδους που βασίζονται στην αξιοπιστία.

Τέλος, ο Τεχνικός Γεωλόγος, παρά τις όποιες μετρήσεις, αριθμητικές αναλύσεις, προσομοιώσεις, ποσοτικοποιήσεις κ.λπ. έχει να κάνει με τη φύση που εμφανίζεται ασυνεχής, ανομοιομορφη, ανομοιογενής, ανισότροπη και σύνθετη σε άπειρο βαθμό. Επομένως, η διάγνωση του Τεχνικού Γεωλόγου έχει τόση αξία, όσο οι ειδικές γνώσεις του, η πείρα και η αντίληψη του.

1.1 Αντικείμενο Και Στόχος Της Διπλωματικής Εργασίας

Η παρούσα διπλωματική εργασία ασχολείται με την μελέτη των διαφορετικών τύπων αλλά και κινήσεων των κατολισθητικών μαζών. Ο κύριος στόχος της μελέτης αυτής είναι η ανάλυση της ευστάθειας, που σε όρους Μηχανικού είναι κατά κανόνα η εκτίμηση του βαθμού ευστάθειας ενός υπάρχοντος ή μελλοντικού πρανού, είτε ο σχεδιασμός των μέτρων αποκατάστασης μίας κλιτύς όπου έχει γίνει κατολίσθηση. Μια τέτοια ανάλυση θα πρέπει να ικανοποιεί τα ακόλουθα τρία κριτήρια:

1. Τις εξισώσεις στατικής ισορροπίας δυνάμεων ή/και ροπών.
2. Τους καταστατικούς νόμους συμπεριφοράς των υλικών από τα οποία συντίθεται το πρανές ή κλιτύς.
3. Τις εξισώσεις συμβιβαστότητας των παραμορφώσεων.

Η ανάλυση της ευστάθειας πρανών και κλιτύων εμπλέκει λοιπόν την μαθηματική επιστήμη με τους νόμους της φύσεως. Ως εκ τούτου υψηλός βαθμός ακρίβειας είναι αδύνατον να επιτευχθεί καθώς οι υπολογισμοί δεν είναι άλλο από συμβιβασμός μεταξύ μαθηματικών σχέσεων και της πραγματικής φύσης και μεταβλητότητας των γεωτεχνικών ιδιοτήτων των εμπλεκόμενων σχηματισμών. Η χρήση υπολογιστικών λογισμικών οριακής ευστάθειας και προσομοιωμάτων, μαζί με την βοήθεια του Ευρωκώδικα 7 (EC7) και άλλων προτύπων χρησιμοποιούνται για την μελέτη, τον σχεδιασμό και τον προσδιορισμό του συντελεστή ασφαλείας, ο οποίος ορίζεται ως ο λόγος της διατμητικής αντοχής της γεωμάζας προς τις διατμητικές τάσεις κινητοποιούμενες στην ασταθή γεωμάζα (τ_f / τ_{mob}), και πρέπει να είναι μεγαλύτερος ή ίσος της μονάδας.

Στόχος όλων αυτών των εργαλείων για τις αναλύσεις ευστάθειας των πρανών έχουν σημασία για τους πολιτικούς και γεωτεχνικούς μηχανικούς που ασχολούνται με τον σχεδιασμό της κατασκευής δρόμων, φραγμάτων, αναχωμάτων και ορυγμάτων, καθώς η αδυναμία κατανόησης των συνθηκών που επηρεάζουν την ευστάθεια των πρανών θα μπορούσε να οδηγήσει σε κατολισθήσεις, ανεπιθύμητη μετακίνηση ή τραυματισμό περιουσιακών στοιχείων και ατόμων. Πραγματοποιείται ανάλυση ευστάθειας πρανών για την αξιολόγηση της μηχανικής του εδάφους

και τον σχεδιασμό μελλοντικών προσπαθειών σταθεροποίησης. Είναι χαρακτηριστικό ότι κατά τον Bjerrum (1967) η παρούσα κατάσταση της γνώσης σε θέματα ευστάθειας συνοψίζεται στην φράση "ο διάβολος της κατολίσθησης δείχνει να γελά στην ανθρώπινη ανικανότητα".

2 ΤΥΠΟΙ ΚΑΙ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΕΣ ΚΑΤΟΛΙΣΘΗΣΗΣ

Στο δεύτερο κεφάλαιο αναφέρονται ορισμένες βασικές επιστημονικές πληροφορίες σχετικά με τις κατολισθήσεις, τους διαφορετικούς τύπους κατολισθήσεων, πώς ενεργοποιούνται και μερικές βασικές πληροφορίες για τις επιδράσεις-συνέπειες αυτών. Κατολισθήσεις συμβαίνουν σε όλο τον κόσμο, υπό όλες τις κλιματολογικές συνθήκες και εδάφη, κοστίζουν δισεκατομμύρια σε χρηματικές απώλειες και ευθύνονται για χιλιάδες θανάτους και τραυματισμούς κάθε χρόνο (π.χ. κατολίσθηση Vajont). Συχνά, προκαλούν μακροπρόθεσμη οικονομική αναστάτωση, εκτόπιση πληθυσμού και αρνητικές επιπτώσεις στο φυσικό περιβάλλον. Στην γεωλογία υπάρχουν πολλοί διαφορετικοί ορισμοί των κατολισθήσεων. Αυτή η ποικιλία στους ορισμούς αντανακλά την περίπλοκη φύση των πολλών επιστημών που σχετίζονται με τη μελέτη φαινομένων κατολίσθησης. Η κατολίσθηση είναι ένας γενικός όρος που χρησιμοποιείται για να περιγράψει την καθοδική κίνηση του εδάφους, των πετρωμάτων και των οργανικών υλικών υπό την επίδραση της βαρύτητας καθώς και της μορφής της γης που προκύπτει από μια τέτοια κίνηση.

Οι κατολισθήσεις μπορούν να **ταξινομηθούν** σε διαφορετικούς τύπους με **βάση το είδος της κίνησης** και το είδος **του υλικού** που εμπλέκεται. Το υλικό σε μια κατολισθητική μάζα είναι είτε **βράχος**, είτε **έδαφος** (ή και τα δύο), το οποίο αποτελείται από άργιλο, άμμο ή από κορήματα (κυρίως κροκάλες - χοντρά θραύσματα) . Ο τύπος κίνησης περιγράφει την πραγματική εσωτερική μηχανική για το πώς μετατοπίζεται η μάζα κατολίσθησης: **πτώση, ανατροπή, ολίσθηση, εξάπλωση** ή **ροή**. Έτσι, οι κατολισθήσεις περιγράφονται χρησιμοποιώντας δύο όρους που αναφέρονται αντίστοιχα σε υλικό (έδαφος, βράχος) και κίνηση (όπως έχει ήδη περιγραφεί), π.χ. πτώση βράχου, εδαφική ροή και ούτω καθεξής). Οι κατολισθήσεις μπορεί επίσης να σχηματίσουν μια σύνθετη αστοχία που περιλαμβάνει περισσότερους από έναν τύπους κινήσεων (δηλαδή, ολίσθηση βράχου - ροή κορημάτων).

Για τους σκοπούς αυτής της εργασίας αντιμετωπίζουμε τον «τύπο κίνησης» ως συνώνυμο του «τύπου κατολίσθησης». Κάθε τύπος κίνησης μπορεί να υποδιαιρεθεί περαιτέρω σύμφωνα με συγκεκριμένες ιδιότητες και χαρακτηριστικά.

2.1 Ταξινόμηση Κατολισθήσεων

Οι κατολισθήσεις μπορούν να ταξινομηθούν βάσει του ρυθμού εξέλιξης των μετακινήσεων. Μια από τις πιο διαδεδομένες ταξινομήσεις των κατολισθήσεων είναι η ταξινόμηση Varnes (1978) που χρησιμοποιεί τον όρο «μετακίνηση μαζών», που περιλαμβάνει κάθε μετακίνηση τμήματος πρανούς που οφείλεται σε πτώση, ανατροπή, ολίσθηση, εξάπλωση και ροή. Δεν περιλαμβάνει όμως τις καθιζήσεις, τις χιονοστιβάδες και τις μετακινήσεις πάγου. Ο Varnes πρότεινε ένα σύστημα ταξινόμησης των κατολισθήσεων που περιλαμβάνει όλες τις εδαφικές μετακινήσεις με εξαίρεση τις καθιζήσεις. Χρησιμοποιεί 2 κριτήρια ταξινόμησης:

- Τον τύπο μετακίνησης που διακρίνεται σε πτώσεις, ολισθήσεις, ανατροπές, πλευρικές εξαπλώσεις και ροές. Επιπλέον υπάρχει μια ακόμα ομάδα που περιλαμβάνει την σύνθεση των παραπάνω τύπων.
- Το είδος του μετακινούμενου υλικού, όπου διαχωρίζονται σε μετακινήσεις που εκδηλώνονται στο βραχώδες υπόβαθρο, στους χονδρόκοκκους εδαφικούς σχηματισμούς (κορήματα) και στους λεπτόκοκκους εδαφικούς σχηματισμούς (γαίες).

Τύπος κίνησης	Υπόβαθρο	Τύπος Υλικού	
		Εδάφη	
		<i>Κορημάτα</i>	<i>Γαιές</i>
Πτώσεις	Πτώσεις βράχων	Πτώσεις κορημάτων	Πτώσεις γαιών
Ανατροπές	Ανατροπές βράχων	Ανατροπές κορημάτων	Ανατροπές γαιών
Ολισθήσεις - κυκλικές μεταθετικές	Ολισθήση βράχων Καθίζηση βράχων	Ολισθήσεις κορημάτων Καθίζηση κορημάτων	Ολισθήσεις γαιών Καθίζηση γαιών
Πλευρικές Εξαπλώσεις	Εάαπλωση βράχων	Εξαπλώσεις κορημάτων	Εξάπλωση γαιών
Ροές	Ροή βράχων	Ροές κορημάτων	Ροή γαιών (ή ροή ιλύος)
Σύνθετες	Συνδιασμός δύο ή περισσότερων κύριων τύπων μετακινήσεων		

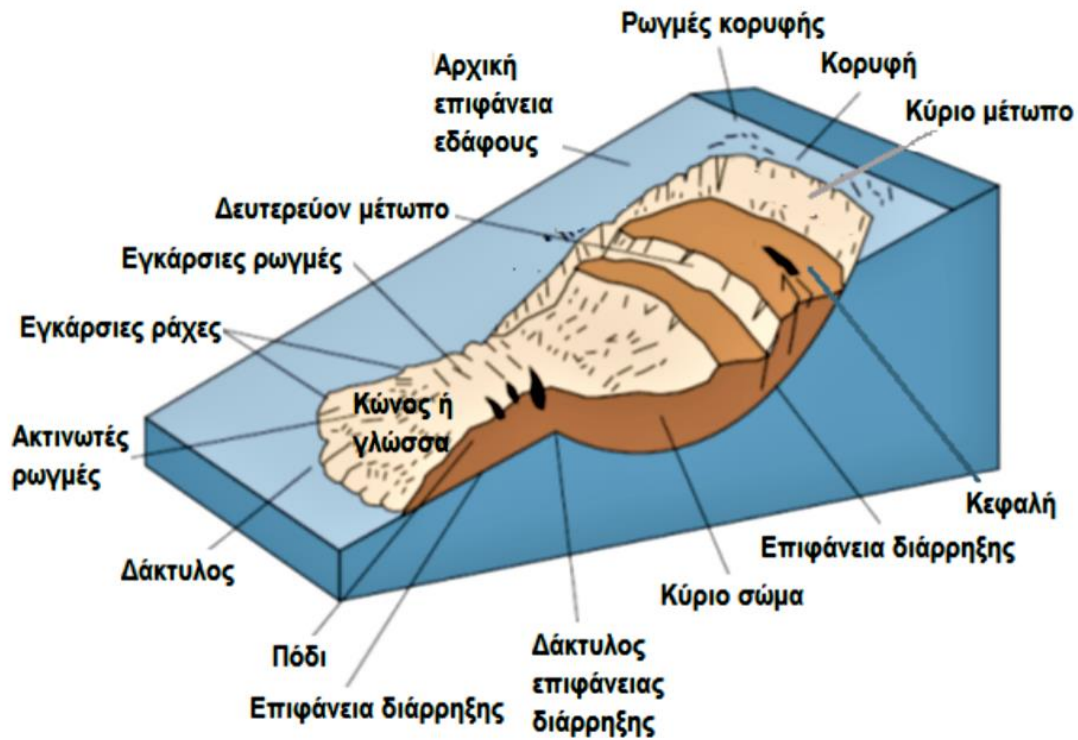
Πίνακας 2.1 - Ταξινόμηση των κατολισθητικών μαζών (Varnes 1978).

2.2 Βασικοί Τύποι Κατολισθήσεων

Μια κατολίσθηση είναι μια κατηφορική κίνηση βράχου ή εδάφους, ή και των δύο, που συμβαίνει στην επιφάνεια της θραύσης - είτε σε καμπύλη (περιστροφική ολίσθηση) είτε σε επίπεδη (μεταθετική ολίσθηση) ρήξη - στην οποία μεγάλο μέρος του υλικού συχνά κινείται ως συμπαγής μάζα με μικρή εσωτερική παραμόρφωση. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι, σε ορισμένες περιπτώσεις, οι κατολισθήσεις μπορεί επίσης να περιλαμβάνουν άλλους τύπους μετακινήσεων, είτε στην αρχή της αστοχίας είτε αργότερα, εάν οι ιδιότητες αλλάξουν καθώς το εκτοπισμένο υλικό κινείται προς τα κάτω. Για παράδειγμα, το υλικό δεν συμπεριφέρεται ως συμπαγής μάζα όταν έχουμε ροή κορημάτων (μεγάλης διαμέτρου κόκκοι οι οποίοι ολισθαίνουν και περιστρέφονται εντός της συνολικής μάζας) ή λασπορροή (όπου λόγω της μεγάλης περιεχόμενης υγρασίας το υλικό μετακινείται ως υγρό με μεγάλο ιξώδες).

Αυτή η ενότητα παρέχει περιγραφές και απεικονίσεις των διαφόρων τύπων κατολισθήσεων. Η κατανόηση των χαρακτηριστικών του συγκεκριμένου τύπου κινδύνου κατολίσθησης στην αστοχία που εξετάζει ο μηχανικός είναι ζωτικής σημασίας και λαμβάνεται υπόψη κατά το σχεδιασμό ή την υιοθέτηση κατάλληλων μέτρων σταθεροποίησης ή αποκατάστασης, ώστε να μειωθεί ο κίνδυνος αστοχίας και βλαβών. Ο τύπος της κατολίσθησης θα καθορίσει την πιθανή ταχύτητα κίνησης, τον πιθανό όγκο μετατόπισης, την απόσταση διαρροής, καθώς και τις πιθανές επιπτώσεις της κατολίσθησης και τα κατάλληλα κατευναστικά μέτρα που πρέπει να εφαρμοστούν.

Ανεξάρτητα από τον ακριβή ορισμό που χρησιμοποιείται ή τον τύπο της υπό συζήτηση κατολίσθησης, η κατανόηση των βασικών τμημάτων μιας τυπικής κατολίσθησης είναι χρήσιμη. Η Εικόνα 2.1 δείχνει τη θέση και τους πιο συνηθισμένους όρους που χρησιμοποιούνται για να περιγράψουν τα μοναδικά μέρη μιας κατολίσθησης.



Εικόνα 2.1 - Μια απλή απεικόνιση περιστροφικής κατολίσθησης που έχει εξελιχθεί σε ροή εδάφους. Η εικόνα απεικονίζει τα μέρη μιας κατολίσθησης (βασισμένο στον Varnes 1978) (Highland L. 2008)

Τα χαρακτηριστικά μιας κατολίσθησης είναι τα εξής:

- **Το κυρίως μέτωπο:** Είναι η απότομη επιφάνεια που δημιουργείται στο αδιατάρακτο έδαφος που περιβάλλει την κατολίσθηση.
- **Δευτερεύοντα μέτωπα:** Είναι απότομες επιφάνειες εντός του διαταραγμένου υλικού της κατολίσθησης.
- **Κεφαλή:** Βρίσκεται στην κορυφή της κατολίσθησης και αποτελείται από τα ανώτερα τμήματα των υλικών που κατολίσθησαν.
- **Πόδι** της κατολίσθησης είναι το ακραίο, χαμηλότερο συνήθως τμήμα του κώνου.
- **Δάκτυλος:** Είναι το τμήμα των υλικών που έχουν κατολισθήσει στη μεγαλύτερη απόσταση από το κύριο μέτωπο της κατολίσθησης.
- **Κορυφή:** Είναι το ουσιαστικά αδιατάρακτο υλικό που βρίσκεται στα ψηλότερα σημεία του κύριου μετώπου.
- **Επιφάνεια διάρρηξης:** Είναι η επιφάνεια αποχωρισμού των υλικών που κατολισθαίνουν από το σταθερό υπόβαθρο.
- Η **επιφάνεια ολισθήσεως** είναι η επιφάνεια εκείνη πάνω στην οποία λαμβάνει χώρα ή μετακίνηση των μαζών που κατολίσθησαν.
- Ο **κώνος ή γλώσσα** της κατολίσθησης σχηματίζεται από τη συσσώρευση των υλικών, τα οποία αφού μετακινήθηκαν κατά μία διαδρομή, σταμάτησαν και συγκεντρώθηκαν στη θέση στην οποία η κινητική ενέργεια μηδενίστηκε, δηλαδή στο κάτω μέρος του σώματος της κατολίσθησης.

2.2.1 Καταπτώσεις

Οι πτώσεις είναι απότομες, καθοδικές κινήσεις βράχου ή εδάφους, που αποσπώνται από απότομα πρανή ή γκρεμούς κατά μήκος μιας επιφάνειας στην οποία έχει σημειωθεί μικρή ή καθόλου

διατμητική μετατόπιση. Το υλικό που πέφτει συνήθως προσκρούει στην χαμηλότερη κλίση σε γωνίες μικρότερες από τη γωνία πτώσης, προκαλώντας αναπήδηση. Η μάζα που πέφτει μπορεί να σπάσει κατά την πρόσκρουση, μπορεί να αρχίσει να κυλά σε πιο απότομες πλαγιές και μπορεί να συνεχίσει έως ότου η κλίση του εδάφους είναι οριζόντια.

Η εμφάνιση αυτού του φαινομένου παγκοσμίως συμβαίνει συνήθως σε απότομα ή κατακόρυφα πρανή - επίσης σε παράκτιες περιοχές και κατά μήκος βραχωδών όχθων ποταμών και ρεμάτων. Ο όγκος του υλικού σε μια πτώση μπορεί να ποικίλλει σημαντικά, από μεμονωμένους βράχους ή συστάδες εδάφους έως μεγάλους όγκους χιλιάδων κυβικών μέτρων σε μέγεθος. Η ταχύτητα των πτώσεων αυτών είναι πολύ έως εξαιρετικά γρήγορη, εκτελώντας ελεύθερη πτώση, αναπήδηση και κύλιση του βράχου και των ογκόλιθων. Η ταχύτητα κύλισης εξαρτάται από την κλίση του εδάφους.

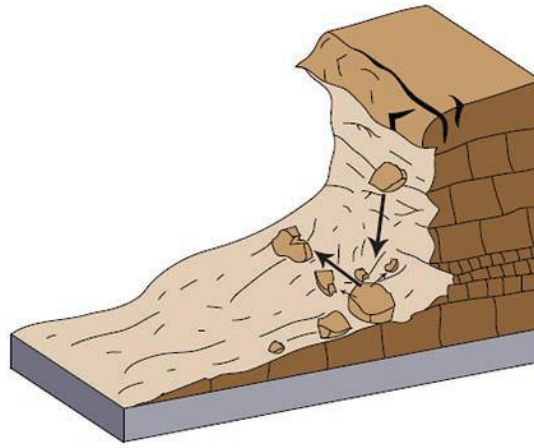
Το 2009 στην εθνική οδό Αθηνών - Θεσσαλονίκης στο ύψος των Τεμπών κατά την επιθεώρηση των κατολισθήσεων που είχαν πραγματοποιηθεί σε εκείνη την περιοχή, αποκολλήθηκε μεγάλος βράχος από το βουνό (Εικόνα. 2.2) και σκότωσε τον μηχανικό Σέρτζιο Σιάννι.



Εικόνα 2.2 – Κατάπτωση των Τεμπών, 2009 (www.newsit.gr)

Οι καταπτώσεις μπορούν να αναπηδήσουν ή να κυλήσουν σε μεγάλες αποστάσεις και να προκαλέσουν ζημιές σε ιδιοκτησίες, δρόμους ή σιδηροδρόμους που βρίσκονται κάτω ή κοντά από τη γραμμή πτώσης μεγάλων βράχων και να οδηγήσουν σε απώλειες ζωής.

Η πρόβλεψη και η χαρτογράφηση των υψηλής επικινδυνότητας περιοχών βραχοπτώσεων έχει πολύ σημαντικό ρόλο στην πρόληψη και αντιμετώπιση αυτών των φαινομένων. Οι δείκτες επικείμενης πτώσης βράχου περιλαμβάνουν έδαφος με προεξέχοντα βράχο ή ρήγματα ή ενωμένες πέτρες κατά μήκος απότομων πλαγιών, ιδιαίτερα σε περιοχές που υπόκεινται σε συχνούς κύκλους παγετού-απόψυξης. Επίσης, οι κομμένες όψεις σε χαλίκια μπορεί να υπόκεινται ιδιαίτερα σε πτώσεις. Η Εικόνα 2.3 δείχνει μια σχηματική απεικόνιση βραχόπτωσης.



Εικόνα 2.3 - Σχηματική βραχόπτωση (Highland L. 2008)

Μέτρα αντιμετώπισης όπως είναι τα συστήματα κουρτίνας/διχτύων βράχου ή άλλα καλύμματα πρανών, τοίχοι αντιστήριξης, οπλισμένα επιχώματα και φράχτες ανάσχεσης βραχοπτώσεων, μπορούν να χρησιμοποιηθούν ώστε να αποφευχθεί η κύλιση ή αναπήδηση των βράχων. Επίσης οι ηλώσεις βράχου ή άλλοι παρόμοιοι τύποι παθητικών αγκυρώσεων που χρησιμοποιούνται για τη σταθεροποίηση των βράχων μπορούν να μειώσουν τον κίνδυνο εμφάνισης βροχόπτωσης.

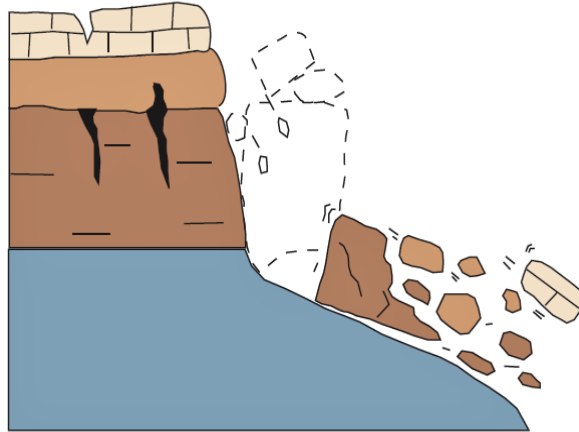
2.2.2 Ανατροπή

Ως ανατροπή ορίζεται η προς τα εμπρός περιστροφή ως στερεό σώμα μιας συμπαγούς μάζας εδάφους ή βράχου περί ενός σημείου ή άξονα κάτω από το κέντρο βάρους της μετατοπισμένης μάζας. Η ανατροπή αποτελεί απώλεια στατικής ισορροπίας η οποία προκαλείται κυρίως: α) από το ίδιο βάρος λόγω ρηγμάτωσης ή/και υποσκαφής, β) από την οριζόντια ώθηση νερού ή πάγου που βρίσκεται ανάμεσα στις ρωγμές της μάζας, γ) από σεισμικές φορτίσεις. Τα περιστατικά ανατροπών συμβαίνουν συνήθως σε ηφαιστειακό έδαφος, καθώς και κατά μήκος των ρεμάτων ή ποταμών όπου οι όχθες είναι απότομες. Είναι εξαιρετικά καταστροφικό, ειδικά όταν η αστοχία είναι ξαφνική και η ταχύτητα γρήγορη. Στην παρακάτω Εικόνα 2.4 απεικονίζεται ένα πρόωρο στάδιο μιας ανατροπής βραχομάζας που βρίσκεται στην Utah, Canyonlands στην Αμερική.



Εικόνα 2.4 – Πρόωρο στάδιο ανατροπής βραχομάζας στην Utah, Canyonlands, Usa (Novotný J. 2013)

Δεν χαρτογραφείται γενικά το φαινόμενο αυτό για ευαισθησία, αλλά υπάρχει κάποια απογραφή περιστατικών για ορισμένες περιοχές. Η παρακολούθηση περιοχών που είναι επιρρεπείς σε ανατροπή είναι χρήσιμη για την πρόληψη και αντιμετώπιση. Τα κλισιόμετρα χρησιμοποιούνται για την παρακολούθηση αλλαγής της κλίσης κοντά σε ρωγμές και περιοχές με τις μεγαλύτερες κατακόρυφες κινήσεις. Η Εικόνα 2.5 δείχνει μια σχηματική απεικόνιση ανατροπής.



Εικόνα 2.5 - Σχηματική ανατροπή (Highland L. 2008)

Οι τρόποι αντιμετώπισης περιοχών επικίνδυνες σε ανατροπή περιλαμβάνουν κυρίως: α) ενίσχυση με ηλώσεις βράχου και άλλους τύπους αγκυρίων, ώστε να αυξηθεί η αντίσταση σε ανατροπή και β) αποστράγγιση, ώστε να απαλειφθεί η επίδραση των ωθήσεων νερού.

2.2.3 Ολίσθηση

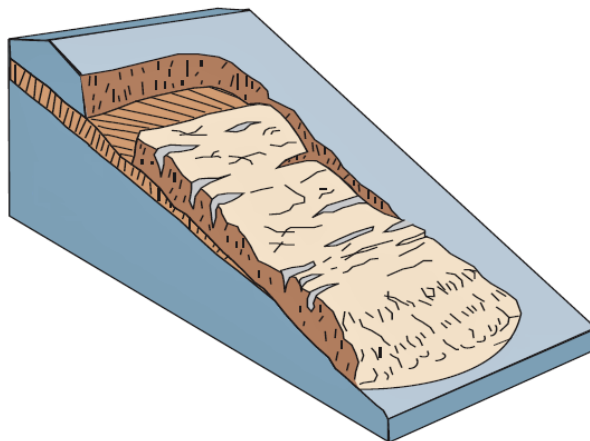
Η ολίσθηση είναι μια κατηφορική κίνηση ενός εδάφους ή βράχου που εμφανίζεται σε επιφάνειες θραύσης ή σε σχετικά λεπτές ζώνες μεγάλης διατμητικής τάσης. Η κίνηση δεν λαμβάνει χώρα αρχικά ταυτόχρονα σε ολόκληρη την επιφάνεια που τελικά γίνεται η επιφάνεια της θραύσης.

Επίπεδη Μεταθετική Ολίσθηση - Η μάζα σε μια επίπεδη μεταθετική κατολίσθηση κινείται προς τα κατάντι, κατά μήκος μιας σχετικά επίπεδης επιφάνειας με μικρή περιστροφική κίνηση ή κλίση προς τα πίσω. Σε αυτό τον τύπο ολίσθησης η μετακίνηση μπορεί να είναι μεγάλη, ειδικά εάν η επιφάνεια της θραύσης είναι αρκετά κεκλιμένη, σε αντίθεση με τις περιστροφικές ολισθήσεις, κατά τις οποίες το πρανές καταλήγει τοπικά σε μια νέα ισορροπία. Το υλικό στην ολίσθηση μπορεί να κυμαίνεται από χαλαρά, μη στερεοποιημένα εδάφη έως βραχώδη τεμάχια ή και τα δύο. Οι μεταθετικές ολισθήσεις συνήθως αστοχούν κατά μήκος γεωλογικών ασυνεχειών όπως ρήγματα, ρωγμές ή στην διεπιφάνεια βράχου και εδάφους.

Είναι από τους πιο συνηθισμένους τύπους κατολισθήσεων παγκοσμίως που εμφανίζονται σε όλους τους τύπους περιβαλλόντων και συνθηκών. Υπάρχει υψηλή πιθανότητα εκδήλωσης, σε περιοχές όπου έχουν ξανασυμβεί στο παρελθόν επαναλαμβανόμενα, συμπεριλαμβανομένων περιοχών που υπόκεινται σε συχνούς ισχυρούς σεισμούς (Highland L. 2008). Η διεύρυνση των ρωγμών στο εξόγκωμα του κεφαλιού ή των ποδιών μπορεί να είναι ένδειξη επικείμενης αστοχίας. Στις εικόνες 2.6 και 2.7 παρουσιάζονται παραδείγματα μια μεταθετικής ολίσθησης που συνέβη στον Καναδά και μιας σχηματικής απεικόνισης για καλύτερη κατανόηση του φαινομένου αυτού.



Εικόνα 2.6 - Επίπεδη μεταθετική ολίσθηση που σημειώθηκε το 2001 στην κοιλάδα του ποταμού Beaton, Καναδάς (Highland L. 2008)



Εικόνα 2.7 - Σχηματική μεταθετική ολίσθηση (Highland L. 2008)

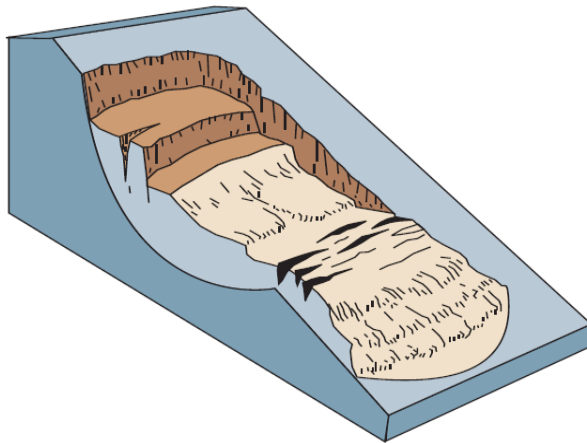
Τρόποι αντιμετώπισης περιλαμβάνουν: α) στράγγιση του υδροφόρου ορίζοντα ώστε να μειωθούν οι πιέσεις πόρων και να αυξηθεί η διαθέσιμη διατμητική αντίσταση (για την αποφυγή ολίσθησης ή σε περίπτωση υφιστάμενης αστοχίας, για την αποφυγή επανεργοποίησης της κίνησης), β) αλλαγή γεωμετρίας με πιο ήπιες κλίσεις, αναβαθμούς και αποφόρτιση, ώστε να μειωθούν οι δράσεις, γ) τοίχοι αντιστήριξης ώστε να αυξηθεί η αντίσταση και δ) ηλώσεις, άγκυρια, ώστε να αυξηθεί η αντίσταση.

Περιστροφική Ολίσθηση - Η επιφάνεια της θραύσης είναι καμπύλη με τα κοίλα προς τα άνω και η κίνηση συχνά μοιάζει με περιστροφική περί ενός άξονα παράλληλο με το πρηνές. Η μετατοπισμένη μάζα μπορεί, υπό ορισμένες συνθήκες, να κινηθεί ως συμπαγής μάζα κατά μήκος της επιφάνειας θραύσης με μικρή εσωτερική παραμόρφωση. Η κεφαλή του μετατοπισμένου υλικού μπορεί να κινηθεί σχεδόν κατακόρυφα προς τα κάτω και η άνω επιφάνεια του μετατοπισμένου υλικού μπορεί να κλίνει προς τα πίσω. Εάν η ολίσθηση περιλαμβάνει πολλά παράλληλα καμπύλα επίπεδα κίνησης, τότε είναι διαδοχική.

Οι περιστροφικές ολισθήσεις συμβαίνουν συνήθως σε ομοιογενή υλικά. Προηγούμενες ολισθήσεις μπορούν να επανενεργοποιηθούν. Οι ρωγμές στις κορυφές (κεφαλές) των πλαγιών είναι καλοί δείκτες για την έναρξη της αστοχίας. Στις παρακάτω εικόνες 2.8 και 2.9 απεικονίζονται παραδείγματα μιας περιστροφικής ολίσθησης που συνέβη στον Νέο Βουτζά, Ελλάδα όπου το κομμάτι του εδάφους «βούλιαξε» περιστρεφόμενο από το επίπεδο του δρόμου έως λίγο πιο πάνω από τη βάση του πρανούς και μιας σχηματικής απεικόνισης για καλύτερη κατανόηση του φαινομένου αυτού.



Εικόνα 2.8 – Περιστροφική ολίσθηση που σημειώθηκε το 2022 στην περιοχή του Νέου Βουτζά, Ελλάδα (protothema.gr)



Εικόνα 2.9 - Σχηματική περιστροφική ολίσθηση (Highland L. 2008)

Σε πρανή υψηλής επικινδυνότητας απαιτείται ενόργανη παρακαλούθηση (monitoring) π.χ. επιφανειακή παρακολούθηση (μετακινήσεις τοπογραφικών βάθρων, SAR, 3D χάρτες με φωτογραμμετρία μέσω drones) και υπόγεια παρακολούθηση (πιεσόμετρα, κλισιόμετρα κ.λπ.). Η παρακολούθηση για την ανίχνευση και τον ρυθμό κίνησης πραγματοποιείται για να μεριμνήσει τυχόν απρόσμενες και δυσμενείς καταστάσεις καταστροφής που προκύπτουν λόγω αστοχίας. Σε όλα τα πρανή το δίκτυο επιφανειακής αποστράγγισης πρέπει να συντηρείται και να είναι πλήρως λειτουργικό, ώστε να αποτρέπεται η συσσώρευση νερού στη μάζα της ολίσθησης και τη διήθηση του.

Τρόποι αντιμετώπισης περιλαμβάνουν: α) την κατασκευή τοίχων αντιστήριξης στον πόδα του πρανούς ώστε να αντιστέκεται στη μετακίνηση προσφέροντας μια σταθεροποιητική δράση, β) μείωση κλίσης του πρανούς (πχ. δημιουργία αναβαθμίδων) ή ολική μείωση της κλίσης, γ) αποφόρτιση στην κορυφή του πρανούς, δ) ταπείνωση υδροφόρου ορίζοντα, ε) ενίσχυση πρανούς με πασσάλους, κ.λπ.

2.2.4 Εξάπλωση

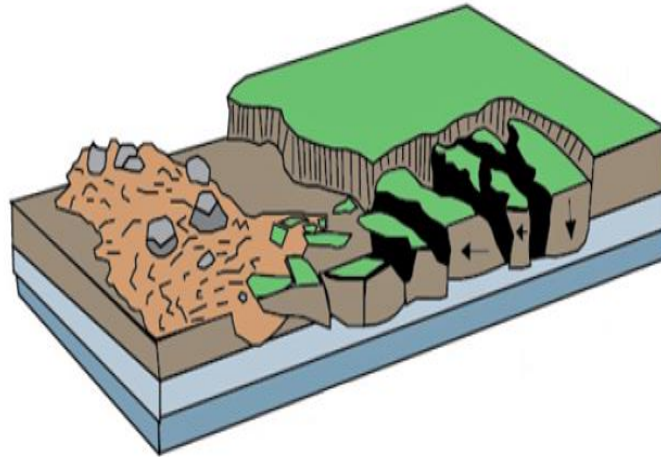
Εξάπλωση είναι η επέκταση ενός στιφρού – ψαθυρού συνεκτικού εδάφους ή βράχου σε συνδυασμό με τη γενική καθίζηση της ρηγματωμένης μάζας συνεκτικού υλικού σε μαλακότερο υποκείμενο υλικό. Οι πλευρικές εξάπλώσεις (διασπορές) εμφανίζονται συνήθως σε πρανή μικρής κλίσης, ουσιαστικά επίπεδα έδαφη, ή βραχώδεις γεωλογικούς σχηματισμούς που υπέρκεινται άλλων ασθενέστερων, στους οποίους το συμπαγές έδαφος εκτείνεται και σπάει, απομακρύνεται αργά από το σταθερό έδαφος και κινείται πάνω από το ασθενέστερο στρώμα χωρίς απαραίτητα να σχηματίζει μια εμφανής επιφάνεια ρήξης (εξάπλωση τεμαχίων, block spreads). Η μετατόπιση κατανέμεται σε όλη την εκτεινόμενη μάζα και τις περισσότερες φορές είναι εξαιρετικά αργή.

Η εξάπλωση λόγω ρευστοποίησης (liquefaction spreads) εμφανίζονται κυρίως σε στιφρά εδάφη που υπέρκεινται κορεσμένων άμμων, οι οποίες φορτίζονται υπό σεισμική φόρτιση και παρουσιάζουν απώλεια της αντοχής τους. Η θραύση είναι βαθμιαία και συνήθως αρχίζει σαν εκτεταμένη καθίζηση με αντίστροφη προοδευτική επέκταση. Η κίνηση ξεκινάει χωρίς προειδοποίηση και εξελίσσεται με εξαιρετικά γρήγορη ταχύτητα.

Οι πλευρικές εξάπλώσεις συνδέονται επίσης με ευαίσθητους θαλάσσιους αργίλους. Στις εικόνες 2.10 και 2.11 παρουσιάζονται παραδείγματα μιας πλευρικής εξάπλωσης που προκλήθηκε ως αποτέλεσμα του σεισμού στη Loma Prieta, Καλιφόρνια, στην Αμερική το 1989 και μιας σχηματικής απεικόνισης για καλύτερη κατανόηση του φαινομένου αυτού.



Εικόνα 2.10 – Πλευρική εξάπλωση λόγω σεισμού στη Loma Prieta, Καλιφόρνια, Αμερική 1989 (Highland L. 2008)



Εικόνα 2.11 - Σχηματική εξάπλωση (Highland L. 2008)

Μηχανισμοί ενεργοποίησης οι οποίοι αποσταθεροποιούν το αδύναμο στρώμα είναι οι εξής:

- Ρευστοποίηση κατώτερου ασθενούς στρώματος λόγω σεισμού
- Φυσική ή ανθρωπογενής υπερφόρτωση του εδάφους πάνω από μια ασταθή πλαγιά
- Κορεσμός του υποκείμενου ασθενέστερου στρώματος λόγω βροχοπτώσεων, τήξης χιονιού και (ή) μεταβολών του υπόγειου νερού
- Ρευστοποίηση της υποκείμενης ευαίσθητης θαλάσσιας αργίλου μετά από διαταραχή της διάβρωσης στη βάση μιας όχθης ποταμού/κλίσης
- Πλαστική παραμόρφωση ασταθούς υλικού σε βάθος (για παράδειγμα, αλάτι)

Για την παρακολούθηση και την αντιμετώπιση τέτοιου είδους αστοχίας υπάρχουν χάρτες δυναμικού υγροποίησης για ορισμένα μέρη, αλλά δεν είναι ευρέως διαθέσιμοι. Περιοχές με δυνητικά υγροποιήσιμα εδάφη μπορούν να αποφευχθούν ως εργοτάξια, ιδιαίτερα σε περιοχές που είναι γνωστό ότι αντιμετωπίζουν συχνούς σεισμούς. Εάν εμπλέκονται υψηλά επίπεδα υπόγειων υδάτων, οι τοποθεσίες μπορούν να αποστραγγιστούν ή να προστεθούν άλλοι τρόποι εκτροπής νερού.

2.2.5 Ροή

Η ροή είναι μια χωρικά συνεχής κίνηση στην οποία οι επιφάνειες διάτμησης είναι στιγμιαίες. Οι ταχύτητες των υλικών στη μετατοπιζόμενη μάζα μιας ροής μοιάζουν με αυτά σε ένα παχύρρευστο υγρό. Συχνά, υπάρχει μια διαβάθμιση της αλλαγής από ολισθήσεις σε ροές, ανάλογα με την περιεκτικότητα σε νερό, την κινητικότητα και την εξέλιξη της κίνησης.

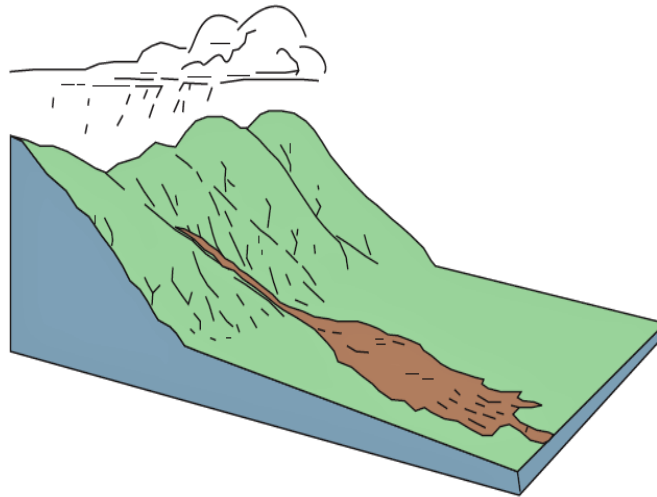
Η **ροή κορημάτων** (debris flow) είναι μια μορφή ταχείας μαζικής κίνησης στην οποία χαλαρό έδαφος, πέτρες και μερικές φορές οργανική ύλη συνδυάζονται με νερό για να σχηματίσουν έναν «πολτό» που ρέει κατηφορικά. Μερικές φορές αναφέρονται ως κατολισθήσεις λάσπης, λασποροές, χιονοστιβάδες κορημάτων που κινούνται γρήγορα. Αυτές οι ροές εμφανίζονται γενικά σε περιόδους έντονων βροχοπτώσεων ή ταχείας τήξης χιονιού. Η συνοχή των ροών κορημάτων κυμαίνεται από υδαρής λάσπη έως παχιά, βραχώδη λάσπη που μπορεί να μεταφέρει μεγάλα αντικείμενα όπως πέτρες, δέντρα και αυτοκίνητα. Ενίοτε, καθώς μια περιστροφική ή μεταθετική ολίσθηση αποκτά ταχύτητα και η εσωτερική μάζα χάνει τη συνοχή ή αποκτά νερό, μπορεί να εξελιχθεί σε ροή κορημάτων. Οι ροές κορημάτων μπορεί να είναι θανατηφόρες λόγω

των εξαιρετικά γρήγορων ταχυτήτων καθώς και ότι μπορούν να συμβούν χωρίς καμία προειδοποίηση.

Είναι από τους πιο συχνούς και επικίνδυνους τύπους κατολισθήσεων στον κόσμο και είναι διαδεδομένες σε απότομες ρεματιές και φαράγγια. Μπορούν να ενταθούν όταν εμφανίζονται σε πλαγιές ή σε ρεματιές που έχουν απογυμνωθεί από βλάστηση λόγω πυρκαγιών ή δασικής υλοτομίας. Είναι κοινές σε ηφαιστειακές περιοχές με αδύναμο έδαφος. Στις εικόνες 2.12 και 2.13 παρουσιάζονται, ένα παραδείγματα ροής κορημάτων που εκδηλώθηκε στην πόλη Caraballeda της Βενεζουέλας από καταρρακτώδη βροχές τον Δεκέμβριο του 1999 με αποτέλεσμα να χάσουν τις ζωές τους έως και 30.000 άνθρωποι και να προκληθούν μεγάλες υλικές καταστροφές, και μιας σχηματικής απεικόνισης για καλύτερη κατανόηση του φαινομένου αυτού.



Εικόνα 2.12 – Φωτογραφία της καταστροφής που προκλήθηκε από ροή κορημάτων στην πόλη Caraballeda της Βενεζουέλας το 1999. (universetoday.com)



Εικόνα 2.13 - Σχηματική ροή κορημάτων (Highland L. 2008)

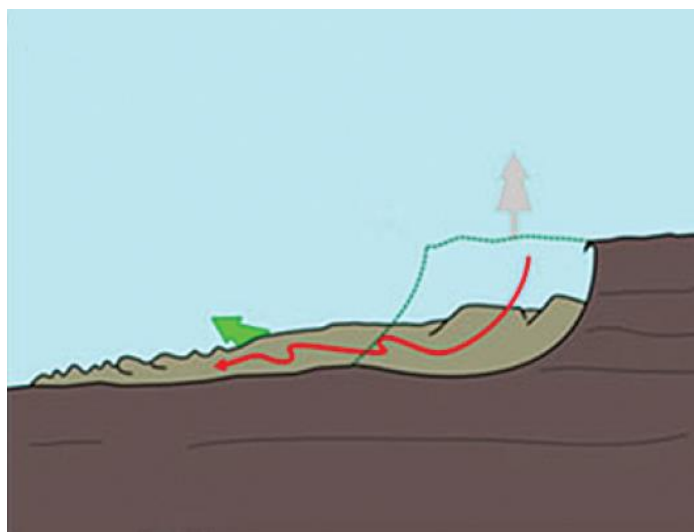
Οι ροές συνήθως δεν μπορούν να αποτραπούν. Ως εκ τούτου, πρέπει να αποφεύγονται οικισμοί σε ρέματα και πρανή με ιστορικό ροών κορημάτων ή είναι διαφορετικά επιρρεπή σε πυρκαγιές ή άλλους σχετικούς παράγοντες. Οι λεκάνες μπορούν να κατασκευαστούν για να περιορίζουν τη ροή και να τεθούν σε εφαρμογή συστήματα προειδοποίησης περιοχών όπου είναι γνωστό σε ποια όρια βροχόπτωσης ενεργοποιούνται οι ροές κορημάτων. Η εκκένωση, η αποφυγή και η μετεγκατάσταση είναι οι καλύτερες μέθοδοι για την πρόληψη τραυματισμών και απώλειας ζωής.

Σε μία **ροή εδάφους** (γης), η μάζα κινείται ως ρευστό με μεγάλο ιξώδες και εμφανίζει έντονη εσωτερική παραμόρφωση που συνήθως ενεργοποιείται σε ήπια έως μέτρια πρανή, σε λεπτόκοκκο έδαφος, όπως άργιλο. Οι ολισθήσεις ή οι πλευρικές εξαπλώσεις μπορεί επίσης να εξελιχθούν κατηφορικά σε ροές εδάφους. Κυμαίνονται από πολύ αργές (έρπουσες) έως γρήγορες και καταστροφικές.

Οι παράγοντες ενεργοποίησης περιλαμβάνουν κορεσμό του εδάφους λόγω παρατεταμένης ή έντονης βροχόπτωσης, τήξης χιονιού, διάβρωση ρεμάτων στο κάτω μέρος ενός πρανού, εκσκαφές και κατασκευαστικές δραστηριότητες, επιβολή φορτίου σε πρανές, σεισμούς ή δονήσεις που προκαλείται από τον άνθρωπο. Οι ρωγμές που ανοίγουν κοντά στην κορυφή της πλαγιάς μπορεί να υποδηλώνουν πιθανή αστοχία. Στις εικόνες 2.14 και 2.15 παρουσιάζονται, ένα παραδείγματα ροής κορημάτων που εκδηλώθηκε από πλημμυρικά φαινόμενα με αποτέλεσμα να χάσουν τις ζωές τους 24 άνθρωποι και να προκληθούν μεγάλες υλικές καταστροφές, και μιας σχηματικής απεικόνισης για καλύτερη κατανόηση του φαινομένου αυτού.



Εικόνα 2.14 – Στιγμιότυπο από την πόλη της Μάνδρας στις 15/11/2017 (cyprustimes.com)



Εικόνα 2.15 - Σχηματική ροή εδάφους (Highland L. 2008)

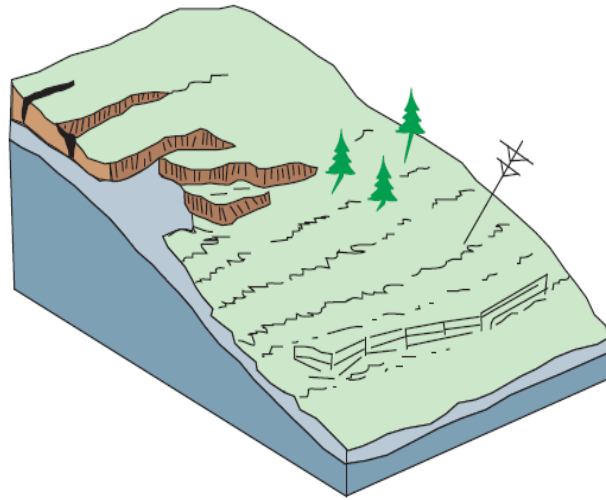
Η στράγγιση του υδροφόρου ορίζοντα, μείωση της μέσης κλίσης με αναβαθμούς και η προστασία του πόδα του πρανού από διάβρωση ή εκσκαφή είναι σημαντικά σταθεροποιητικά μέτρα. Ωστόσο, το καλύτερο μέτρο πρόληψης είναι να αποφεύγονται οι αναπτυξιακές δραστηριότητες κοντά σε πρανή που είναι ευάλωτα σε τέτοιου είδους φαινομένου.

Ο **ερπυσμός** αντιστοιχεί σε αργή–συνεχή ροή του εδάφους ή του βράχου. Η κίνηση προκαλείται από εσωτερική διατμητική τάση επαρκή για να προκαλέσει διατμητική παραμόρφωση αλλά ανεπαρκή για να προκαλέσει καταστροφική αστοχία. Γενικά, οι τρεις τύποι ερπυσμού είναι: (1) εποχιακός, όπου η κίνηση είναι εντός του βάθους του εδάφους που επηρεάζεται από την εποχιακή διακύμανση στην υγρασία και την θερμοκρασία του εδάφους, (2) συνεχής, όπου το έδαφος δεν είναι αρκετά ισχυρό για να αντισταθεί στη βαρύτητα, και (3) προοδευτική, όπου τα πρανή φτάνουν στο σημείο αστοχίας για άλλους τύπους μαζικών μετακινήσεων.

Ο ερπυσμός συχνά προηγείται των καταστροφικών τύπων κατολισθήσεων. Για τον εποχιακό ερπυσμό, οι βροχοπτώσεις και η τήξη του χιονιού είναι τυπικοί παράγοντες ενεργοποίησης (εφόσον οδηγούν σε αύξηση της πίεσης του νερού των πόρων), ενώ για άλλους τύπους ερπυσμού μπορεί να υπάρχουν πολλές αιτίες, όπως καιρικές συνθήκες, κακή στράγγιση, αποσταθεροποιητικοί τύποι κατασκευής κ.λπ.. Ενδείξεις ερπυσμού αποτελούν οι καμπυλωτοί κορμοί δέντρων, λυγισμένοι φράκτες και τοίχοι αντιστήριξης, κεκλιμένοι στύλοι και μικροί κυματισμοί ή ρηγματώσεις στην επιφάνεια του εδάφους. Οι ρυθμοί ερπυσμού μπορούν να μετρηθούν με κλισιόμετρα που είναι εγκατεστημένα σε γεωτρήσεις ή με λεπτομερείς μετρήσεις επιφάνειας. Η Εικόνα 2.16 δείχνει τα αποτελέσματα του ερπυσμού, σε μια περιοχή κοντά στο Ανατολικό Σάσεξ, στο Ηνωμένο Βασίλειο, που ονομάζεται Chalk Grasslands. Απότομα πρανή λεπτού εδάφους πάνω από θαλάσσιες αποθέσεις κρητούς (κιμωλίας), αναπτύσσουν ένα ραβδωτό σχέδιο οριζόντιων «σκαλοπατιών» που καλύπτονται από γρασίδι που σχηματίστηκαν από τη σταδιακή, ερπυστική κίνηση του εδάφους στα κατάντη. Η Εικόνα 2.17 δείχνει μια σχηματική απεικόνιση ερπυσμού για καλύτερη κατανόηση του φαινομένου αυτού



Εικόνα 2.16 – Φωτογραφία με τα αποτελέσματα του ερπυσμού στο Chalk Grasslands, Ανατολικό Σάσεξ, Ηνωμένο Βασίλειο (Highland L. 2008)



Εικόνα 2.17 - Σχηματικός ερπυσμός (Highland L. 2008)

Η πιο συνηθισμένη αντιμετώπιση του ερπυσμού είναι η εξασφάλιση επαρκούς στράγγισης του νερού, ειδικά για τον εποχιακό τύπο ερπυσμού. Μπορεί να μειωθεί η κλίση και να αφαιρεθεί ολόκληρη ή μέρος της κατολισθαίνουσας μάζας, καθώς και η κατασκευή τοίχων αντιστήριξης που ανθίστανται στην κίνηση της μάζας.

2.3 Παράγοντες που επηρεάζουν και προκαλούν κατολισθήσεις

Υπάρχουν δύο κύριες κατηγορίες αιτιών κατολισθήσεων: τα φυσικά και τα ανθρωπογενή. Μερικές φορές, οι κατολισθήσεις προκαλούνται ή επιδεινώνονται από έναν συνδυασμό των δύο αυτών παραγόντων.

2.3.1 Φυσικά Αίτια

Αυτή η κατηγορία έχει τρεις κύριους μηχανισμούς ενεργοποίησης που μπορούν να συμβούν είτε μεμονωμένα είτε σε συνδυασμό με - νερό, σεισμική και ηφαιστειακή δραστηριότητα. Οι επιπτώσεις όλων αυτών των αιτιών ποικίλλουν ευρέως και εξαρτώνται από παράγοντες όπως η απότομη κλίση, η μορφολογία ή το σχήμα του εδάφους, ο τύπος του εδάφους, η υποκείμενη γεωλογία και το αν υπάρχουν άνθρωποι ή δομές στις πληγείσες περιοχές.

Κατολισθήσεις και νερό

Γενικά είναι η άνοδος της στάθμης υδροφόρου ορίζοντα η οποία οδηγεί σε αύξηση της πίεσης του νερού των πόρων, μείωση των ενεργών τάσεων και, τελικά, της διαθέσιμης διατμητικής αντοχής. Ο κορεσμός των πρανών από το νερό είναι η κύρια αιτία των κατολισθήσεων. Ο κορεσμός μπορεί να συμβεί με τη μορφή έντονων βροχοπτώσεων, τήξης χιονιού, μεταβολών στα επίπεδα των υπόγειων υδάτων και μεταβολών της στάθμης των επιφανειακών υδάτων κατά μήκος των ακτών, των φραγμάτων και των οχθών λιμνών, δεξαμενών, καναλιών και ποταμών. Οι κατολισθήσεις και οι πλημμύρες συνδέονται στενά, επειδή και οι δύο σχετίζονται με τη βροχόπτωση, την απορροή και τον κορεσμό του εδάφους από το νερό. Οι πλημμύρες μπορεί να προκαλέσουν κατολισθήσεις με διεύρυνση οχθών ρεμάτων και ποταμών και από κορεσμό των πρανών λόγω επιφανειακής απορροής.

Επιπλέον, ροές θραυσμάτων και λασποροές συμβαίνουν συνήθως σε μικρά, απότομες διώρυγες ρεμάτων και συνήθως εκλαμβάνονται ως πλημμύρες. Στην πραγματικότητα, αυτά τα δύο γεγονότα συμβαίνουν συχνά ταυτόχρονα στην ίδια περιοχή. Αντίθετα, οι κατολισθήσεις μπορούν επίσης να προκαλέσουν πλημμύρες όταν ολισθαίνουν βράχοι και κορήματα φράσουν ρεμάτων και άλλες υδάτινες οδούς, επιτρέποντας σε μεγάλους όγκους νερού να τροφοδοτούνται πίσω από τέτοια φράγματα. Αυτό προκαλεί εγκλωβισμένα ύδατα και, εάν το φράγμα αποτύχει, ακολουθεί κατάντη πλημμύρα. Ωστόσο, τα στερεά κορήματα κατολισθήσεων μπορούν να «διογκώσουν» ή να προσθέσουν όγκο και πυκνότητα στην κατά τα άλλα κανονική ροή του ρεύματος ή να προκαλέσουν εμπλοκές και εκτροπές καναλιών, δημιουργώντας συνθήκες πλημμύρας ή τοπική διάβρωση.

Οι κατολισθήσεις μπορούν επίσης να προκαλέσουν τσουνάμι, υπέρβαση των δεξαμενών και μειωμένη ικανότητα αποθήκευσης νερού. Τα απότομα πρανή που καίγονται από πυρκαγιές είναι συχνά επιρρεπείς σε κατολισθήσεις λόγω του συνδυασμού της φωτιάς και της απογύμνωσης της βλάστησης σε αυτές, μιας αλλαγής στη χημεία του εδάφους λόγω καύσης και ενός επακόλουθου κορεσμού των πλαγιών από διάφορες πηγές, όπως οι βροχοπτώσεις μπορεί να δημιουργήσει κατολίσθηση. Οι ροές κορημάτων είναι ο πιο συνηθισμένος τύπος κατολίσθησης σε καμένα πρανή. Οι πυρκαγιές, φυσικά, μπορεί να είναι αποτέλεσμα φυσικών ή ανθρωπίνων αιτιών.

Κατολισθήσεις και σεισμική δραστηριότητα

Πολλές ορεινές περιοχές που είναι ευάλωτες στις κατολισθήσεις έχουν περάσει τουλάχιστον μέτριους ρυθμούς σεισμικής δραστηριότητας σε καταγεγραμμένους χρόνους. Οι σεισμοί σε απότομα πρανή αυξάνουν σημαντικά την πιθανότητα εμφάνισης κατολισθήσεων, λόγω της δόνησης του εδάφους, της ρευστοποίησης σε κορεσμένα αμμώδη εδάφη που βρίσκονται σε πιο ήπια πρανή ή της διαστολής των υλικών του εδάφους που προκαλείται από δόνηση, η οποία επιτρέπει την ταχεία διείσδυση του νερού.

Οι πτώσεις και οι ανατροπές βράχων μπορεί επίσης να προκληθούν από χαλάρωση βράχων ή βραχωδών σχηματισμών ως αποτέλεσμα σεισμού. Επίσης, υπάρχει μεγάλος κίνδυνος δημιουργίας φραγμάτων κατολισθήσεων σε ρέματα και ποτάμια κάτω από απότομα πρανή, ως αποτέλεσμα βράχοι και χώμα να πέσουν από τον σεισμό. Αυτού του είδους φραγμάτων κατολίσθησης συχνά εμποδίζουν εντελώς ή εν μέρει τη ροή του νερού, με αποτέλεσμα το νερό να κολλάει πίσω από το φράγμα, πλημμυρίζοντας περιοχές του ποταμού. Καθώς αυτά τα φράγματα είναι συχνά ασταθή, μπορεί να διαβρωθούν είτε γρήγορα είτε σε μια χρονική περίοδο και να αποτύχουν καταστροφικά, απελευθερώνοντας το εγκλωβισμένο νερό ως κατακλυσμό κάτω από το φράγμα.

Κατολισθήσεις και ηφαιστειακή δραστηριότητα

Οι κατολισθήσεις λόγω ηφαιστειακής δραστηριότητας αντιπροσωπεύουν μερικούς από τους πιο καταστροφικούς τύπους αστοχιών. Η ηφαιστειακή λάβα μπορεί να λιώσει γρήγορα το χιόνι, το οποίο μπορεί να σχηματίσει έναν σωρό από πέτρες, χώμα, τέφρα και νερό που επιταχύνεται γρήγορα στις απότομα πρανή των ηφαιστειών, καταστρέφοντας οτιδήποτε βρεθεί στο πέρασμά του. Αυτές οι ροές ηφαιστειακών κορημάτων (γνωστές και ως lahars, ένας ινδονησιακός όρος) μπορούν να φτάσουν σε μεγάλες αποστάσεις αφού φύγουν από τις πλευρές του ηφαιστείου και μπορούν να καταστρέψουν δομές σε επίπεδες περιοχές που περιβάλλουν τα ηφαίστεια. Η ηφαιστειακή τόφος και τέφρα είναι νέες, μη στερεοποιημένες και γεωλογικά αδύναμες δομές που σε πολλές περιπτώσεις μπορούν να καταρρεύσουν και να προκαλέσουν κατολισθήσεις.

Πολλά νησιά ηφαιστειακής προέλευσης αντιμετωπίζουν σταδιακή αστοχία των περιμετρικών τους περιοχών (λόγω των αδύναμων ηφαιστειακών επιφανειακών αποθέσεων) και μάζες εδάφους και βράχων ολισθαίνουν προς θαλάσσιους ή άλλους υδατικούς όγκους. Τέτοιες καταρρεύσεις μπορεί να δημιουργήσουν τεράστιες υποθαλάσσιες κατολισθήσεις που εκτοπίζουν γρήγορα το νερό, δημιουργώντας στη συνέχεια θανατηφόρα τσουνάμι που μπορούν να ταξιδέψουν και να προκαλέσουν ζημιές σε μεγάλες αποστάσεις, καθώς και τοπικά.

2.3.2 Ανθρωπογενή Αίτια

Οι κατασκευές τεχνικών έργων (διάνοιξη δρόμων, δόμηση κτιρίων) με τις αντίστοιχες μεταβολές που αυτές συνεπάγονται για την περιοχή κατασκευής (δημιουργία απότομων πρανών, αφαίρεση προστατευτικού καλύμματος, επιπλέον φόρτιση ενός σχηματισμού) μπορούν να προκαλέσουν αστοχίες πρανών. Η διατάραξη ή η αλλοίωση των συνθηκών αποστράγγισης και η απομάκρυνση της βλάστησης είναι συνήθεις παράγοντες που προκαλούνται από τον άνθρωπο ώστε να ενεργοποιήσουν/κινητοποιήσουν κατολισθήσεις. Άλλα παραδείγματα περιλαμβάνουν την μεγάλη κλίση ορυγμάτων ή/και τη φόρτιση της στέψης του πρανού (π.χ. λόγω οδοποιίας), με αποτέλεσμα να αναπτυχθεί ζώνη εντοπισμένης διατμητικής παραμόρφωσης επί της οποίας οι διατμητικές τάσεις υπερβαίνουν την αντοχή του εδάφους. Οι νέες κατασκευές σε επιρρεπείς περιοχές για κατολισθήσεις μπορούν να βελτιωθούν μέσω της κατάλληλης μηχανικής (για παράδειγμα εκσκαφή) εντοπίζοντας πρώτα την ευαισθησία της τοποθεσίας σε αστοχίες πρανών. Παρόλα αυτά είναι πολύ δύσκολο σε μερικές περιπτώσεις να καθορισθεί το μερίδιο της ευθύνης που φέρουν οι ανθρώπινες δραστηριότητες στην πρόκληση των κατολισθήσεων.

2.4 Επιπτώσεις Κατολισθήσεων

Οι κατολισθήσεις εμφανίζονται σε δύο βασικά περιβάλλοντα: το δομημένο και το φυσικό περιβάλλον. Μερικές φορές υπάρχει τομή μεταξύ των δύο για παράδειγμα γεωργικές και δασικές εκτάσεις που έχουν υλοτομηθεί.

Επιπτώσεις των κατολισθήσεων στο δομημένο περιβάλλον

Οι κατολισθήσεις επηρεάζουν τις ανθρωπογενείς κατασκευές βρισκόμενες πάνω ή κοντά σε μια κατολίπηση. Οι κατοικίες που είναι χτισμένες σε ασταθή πρανή ενδέχεται να υποστούν μερική ζημιά έως πλήρη καταστροφή, καθώς οι κατολισθήσεις αποσταθεροποιούν ή καταστρέφουν θεμέλια, τοίχους, περιβάλλουσες ιδιοκτησίες και υπέργειες ή υπόγειες επιχειρήσεις κοινής ωφέλειας. Μπορούν να επηρεάσουν κατοικημένες περιοχές είτε σε μεγάλη περιφερειακή βάση (στην οποία επηρεάζονται πολλές κατοικίες) είτε σε μεμονωμένη βάση (όπου επηρεάζεται μόνο μία δομή ή μέρος μιας δομής). Οι εμπορικές κατασκευές επηρεάζονται από τις κατολισθήσεις σχεδόν με τον ίδιο τρόπο που επηρεάζονται οι οικιστικές κατασκευές. Σε μια τέτοια περίπτωση, οι συνέπειες μπορεί να είναι μεγάλες εάν η εμπορική δομή είναι μια δομή κοινής χρήσης, όπως μια αγορά τροφίμων, η οποία μπορεί να παρουσιάσει διακοπή των εργασιών λόγω ζημιών στην δομή και στους δρόμους πρόσβασής της.

Οι ταχέως κινούμενες κατολισθήσεις, όπως η ροή κορημάτων, είναι ο πιο καταστροφικός τύπος κατολίπησης για κατασκευές, καθώς συμβαίνουν συχνά χωρίς προειδοποιήσεις και λόγω της ταχύτητας του υλικού, είναι πολύ ισχυρές και καταστροφικές. Μπορούν να καταστρέψουν εντελώς μια κατασκευή, ενώ μια πιο αργή κατολίπηση μπορεί να την καταστρέψει ελαφρώς και ο αργός ρυθμός της να επιτρέψει τη λήψη μέτρων. Ωστόσο, αν δεν ελεγχθούν, ακόμη και οι αργές κατολισθήσεις μπορούν να καταστρέψουν εντελώς τις κατασκευές με την πάροδο του

χρόνου. Η φύση της κίνησης των κατολισθήσεων και το γεγονός ότι μπορεί να συνεχίσουν να κινούνται μετά από μέρες, εβδομάδες ή μήνες αποκλείουν την ανοικοδόμηση στην πληγείσα περιοχή.

Μία από τις μεγαλύτερες συνέπειες των κατολισθήσεων είναι στον κλάδο των μεταφορών, και αυτό συνήθως επηρεάζει μεγάλο αριθμό ανθρώπων σε όλο τον κόσμο. Οι αστοχίες εκσκαφής και πλήρωσης κατά μήκος των δρόμων και των σιδηροδρόμων, καθώς και η κατάρρευση τους από υποκείμενα αδύναμα και επιρρεπή σε ολίσθηση εδάφη, είναι κοινά προβλήματα. Οι πτώσεις βράχων μπορεί να τραυματίσουν ή να σκοτώσουν αυτοκινητιστές και πεζούς καθώς επίσης και να καταστρέψουν κατασκευές. Όλοι οι τύποι κατολισθήσεων μπορεί να οδηγήσουν σε προσωρινό ή μακροπρόθεσμο κλείσιμο κρίσιμων διαδρομών για το εμπόριο, τον τουρισμό και τις δραστηριότητες έκτακτης ανάγκης λόγω απόφραξης δρόμων ή σιδηροδρομικών μεταφορών από χώμα, βράχους και κορήματα. Τα μπλοκαρίσματα των αυτοκινητοδρόμων από κατολισθήσεις συμβαίνουν πολύ συχνά σε όλο τον κόσμο και πολλά μπορούν απλώς να απομακρυνθούν με μπουλντόζες ή με φτυάρι. Άλλα, απαιτούν μεγάλη εκσκαφή και τουλάχιστον προσωρινή εκτροπή της κυκλοφορίας ή ακόμα και κλείσιμο του δρόμου.

Καθώς οι πληθυσμοί συνεχίζουν να επεκτείνονται, είναι όλο και πιο ευάλωτοι σε κινδύνους κατολισθήσεων. Οι άνθρωποι τείνουν να μετακινούνται σε νέες περιοχές που μπορεί να θεωρούνταν πολύ επικίνδυνες στο παρελθόν, αλλά τώρα είναι οι μόνες περιοχές που παραμένουν για έναν αυξανόμενο πληθυσμό. Οι κακές ή ανύπαρκτες πολιτικές χρήσης γης επιτρέπουν την δημιουργία κτιρίων και άλλων κατασκευών σε γη που θα μπορούσε καλύτερα να αφεθεί στη γεωργία, σε ανοιχτά πάρκα ή σε άλλες χρήσεις εκτός από κατοικίες ή άλλα κτίρια και κατασκευές. Οι κοινότητες συχνά δεν είναι έτοιμες να ρυθμίσουν τις μη ασφαλείς πρακτικές δόμησης και μπορεί να μην έχουν τα νόμιμα πολιτικά μέσα ή την τεχνογνωσία για να το πράξουν.

Επιπτώσεις των κατολισθήσεων στο φυσικό περιβάλλον

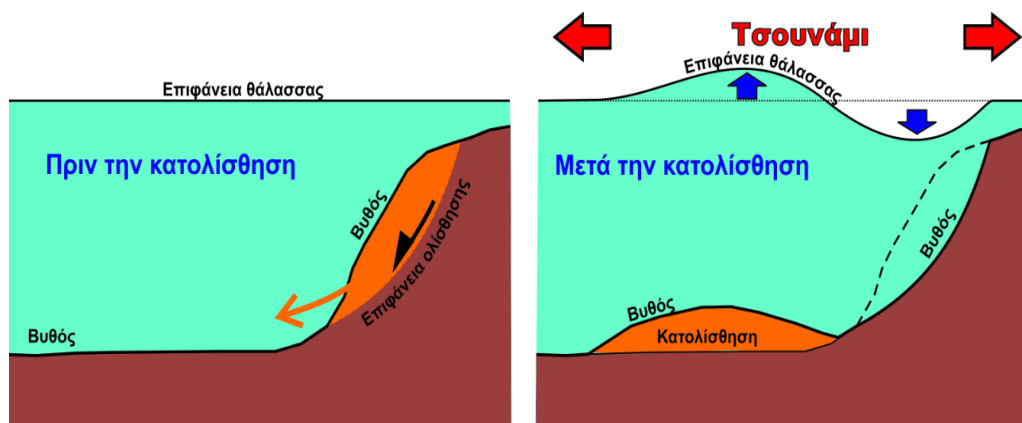
Οι κατολισθήσεις έχουν επιπτώσεις στο φυσικό περιβάλλον και συγκεκριμένα:

- Στην μορφολογία της επιφάνειας της Γης—συστήματα βουνών και κοιλάδων, τόσο στις ηπείρους όσο και κάτω από τους ωκεανούς. Οι μορφολογίες των βουνών και των κοιλάδων επηρεάζονται σημαντικά από την καθοδική μετακίνηση μεγάλων κατολισθητικών μαζών.
- Στα δάση και στα λιβάδια που καλύπτουν μεγάλο μέρος των ηπείρων, και
- Στην άγρια ζωή που υπάρχει στην επιφάνεια της Γης, στους ποταμούς, στις λίμνες, και στις θάλασσες της.

Τα δάση, τα λιβάδια και η άγρια ζωή συχνά επηρεάζονται αρνητικά από τις κατολισθήσεις, με τα δάση και τους βιότοπους των ψαριών να τραυματίζονται πιο εύκολα, προσωρινά ή και σπάνια, να καταστρέφονται. Ωστόσο, επειδή οι κατολισθήσεις είναι σχετικά τοπικά γεγονότα, η γλωρίδα και η πανίδα μπορούν να ανακάμψουν με το χρόνο. Επιπλέον, πρόσφατες οικολογικές μελέτες έδειξαν ότι, υπό ορισμένες συνθήκες, μεσοπρόθεσμα έως μακροπρόθεσμα, οι κατολισθήσεις μπορούν πράγματι να ωφελήσουν τα ψάρια και τους βιότοπους της άγριας ζωής, είτε άμεσα είτε βελτιώνοντας το περιβάλλον για τους οργανισμούς στους οποίους βασίζονται τα ψάρια και η άγρια ζωή για τροφή.

Η ακόλουθη λίστα προσδιορίζει ορισμένα παραδείγματα κατολισθήσεων που συμβαίνουν συνήθως στο φυσικό περιβάλλον:

- Η **υποθαλάσσια κατολίσθηση** είναι ένας γενικός όρος που χρησιμοποιείται για να περιγράψει την κατωφερή μαζική μετακίνηση γεωλογικών υλικών από πιο ρηχές σε βαθύτερες περιοχές του ωκεανού. Τέτοια γεγονότα μπορεί να έχουν σημαντικές επιπτώσεις στο βάθος των ακτών, επηρεάζοντας τελικά τους ελλιμενισμούς και τη ναυσιπλοΐα των σκαφών. Αυτοί οι τύποι κατολισθήσεων μπορεί να συμβούν σε ποτάμια, λίμνες και ωκεανούς. Μεγάλες υποθαλάσσιες κατολισθήσεις που προκαλούνται από σεισμούς έχουν προκαλέσει θανατηφόρα τσουνάμι. Περιοχές όπως ο Κορινθιακός Κόλπος, το Βόρειο Αιγαίο, το Νότιο Αιγαίο, ιδιαίτερα η περιοχή Σαντορίνης-Αμοργού, καθώς και τα νησιά του Ελληνικού Τόξου (Ιόνιο, Κρήτη, Ρόδος) έχουν πληγεί κατ'επανάληψη στο παρελθόν από μεγάλα ή και καταστροφικά τσουνάμι και έχουν αυξημένη επικινδυνότητα λόγω της υψηλής σεισμικότητάς τους. Η παρακάτω Εικόνα 2.18 δείχνει μια τέτοια περίπτωση κατολίσθησης καθώς και πως δημιουργούνται τα τσουνάμι μετά την κίνηση του εδάδους.



Εικόνα 2.18 – Σχηματική απεικόνιση υποθαλάσσια κατολίσθησης και δημιουργίας τσουνάμι (kathimerini.gr)

- Η **υποχώρηση ή η διάβρωση των παράκτιων βράχων**, είναι μια άλλη κοινή επίδραση των κατολισθήσεων στο φυσικό περιβάλλον. Οι πτώσεις βράχων και εδάφους, οι ολισθήσεις και οι χιονοστιβάδες είναι οι συνήθεις τύποι κατολισθήσεων που επηρεάζουν τις παράκτιες περιοχές, ωστόσο, ανατροπές και ροές είναι γνωστό ότι συμβαίνουν. Η πτώση βράχων από διαβρωμένους γκρεμούς μπορεί να είναι ιδιαίτερα επικίνδυνη για οποιονδήποτε στη βάση των βράχων ή στις παραλίες κοντά στα βράχια. Μεγάλες ποσότητες υλικού κατολισθήσεων μπορεί επίσης να είναι καταστροφικές για την υδρόβια ζωή, όπως τα ψάρια και τα φύκια, και η ταχεία εναπόθεση ιζημάτων σε υδάτινα σώματα συχνά αλλάζει την ποιότητα του νερού γύρω από τις ευάλωτες ακτές. Το Haprisburgh, ένα ιστορικό χωριό στη βορειοανατολική ακτή του Norfolk στο Ηνωμένο Βασίλειο, είναι γνωστό για την παράκτια διάβρωση που αλλάζει συνεχώς το τοπίο της ακτογραμμής. Το 1968 κατασκευάστηκαν ξύλινα φράγματα κατά μήκος της ακτής για να προσπαθήσουν να επιβραδύνουν τη διάβρωση, αλλά δεν έχουν προσφέρει αρκετά ώστε να μειωθεί, διότι ο ρυθμός της διάβρωσης είναι ο ίδιος με αυτόν των τελευταίων 5.000 ετών. Η Εικόνα 2.19 είναι μια φωτογραφία της ακτής του Haprisburgh όπου απεικονίζει την χαρακτηριστική διάβρωση του εδάφους από το νερό που πέφτει στα βράχια σε συνδυασμό με την καταιγίδα. Επίσης τα ξύλινα φράγματα που κατασκευάστηκαν έχουν εν μέρει καταστραφεί.



Εικόνα 2.19 – Διάβρωση της ακτής στην περιοχή του Happisburgh, Northfolk, στο Ηνωμένο Βασίλειο το 2005. (Hobbs P.R.N. 2008)

- **Φράγματα κατολισθήσεων** μπορούν φυσικά να συμβούν όταν μια μεγάλη κατολίσθηση εμποδίζει τη ροή ενός ποταμού, προκαλώντας τη δημιουργία λίμνης πίσω από την έμφραξη. Τα περισσότερα από αυτά τα φράγματα είναι βραχύβια καθώς το νερό θα διαβρώσει τελικά το φράγμα. Εάν το φράγμα δεν καταστραφεί από φυσικές διαδικασίες διάβρωσης ή δεν τροποποιηθεί από τον άνθρωπο, δημιουργεί μια νέα μορφή εδάφους - μια λίμνη. Οι λίμνες που δημιουργούνται από αυτού του είδους φράγματος μπορεί να διαρκέσουν πολύ καιρό ή μπορεί να απελευθερωθούν ξαφνικά και να προκαλέσουν μαζικές πλημμύρες κατάντη. Χαρακτηριστικό παράδειγμα φράγματος κατολίσθησης είναι αυτό που δημιούργησε την λίμνη Τσιβλού (Εικόνα 2.20) όπου εκεί βρισκόταν μια ανοιχτή κοιλάδα που στη μέση της έρεε ποταμός. Η κατολίσθηση που συνέβη το 1913 έκανε ολόκληρο το πρηνές του βουνού να ολισθήσει με μεγάλη ταχύτητα. Το αποτέλεσμα ήταν το έδαφος να καταλήξει στο σημείο που ήταν ο οικισμός του Τσιβλού με καταστροφικές συνέπειες και ανθρώπινες απώλειες.



Εικόνα 2.20 - Φωτογραφία της λίμνης Τσιβλού που δημιουργήθηκε από ένα φράγμα κατολίσθησης το 1913 (travel.gr)

2.5 Χαρακτηριστικά Και Αξιολόγηση Κινδύνων Κατολισθήσεων

Οι κατολισθήσεις είναι μια γεωμορφολογική διαδικασία άρρηκτα συνδεδεμένη με τη μορφή εδάφους, τα υλικά, τις υδρολογικές και τις κλιματικές συνθήκες εντός των οποίων εμφανίζονται. Η προσεκτική μελέτη αυτών των σχέσεων μπορεί να αποκαλύψει μοτίβα (π.χ. ρηγματώσεις) που διαφοροποιούν τις σταθερές από τις ασταθείς συνθήκες. Υπάρχουν δύο τύποι αξιολόγησης κινδύνου κατολισθήσεων, η άμεση παρατήρηση και η χρήση τεχνολογικών εργαλείων.

Χαρακτηριστικά που μπορεί να υποδηλώνουν κίνηση κατολίπησης:

- Πηγές, κορεσμένο έδαφος σε περιοχές που προηγουμένως ήταν ξηρές πάνω ή κάτω από πρηνή.
- Ρωγμές εδάφους (χώμα ή βράχο, χιόνι, πάγο) πάνω ή στην κορυφή των πρανών.
- Πεζοδρόμια ή πλάκες που απομακρύνονται από κατασκευές εάν βρίσκονται κοντά σε πρηνή.
- Μετατοπισμένες γραμμές φράχτη, οι οποίες κάποτε ήταν ευθείες ή διαμορφώθηκαν διαφορετικά.
- Ασυνήθιστα εξογκώματα ή αλλαγές υψομέτρου στο έδαφος, τα πεζοδρόμια ή τα μονοπάτια.
- Ανακλινόμενοι στύλοι ηλεκτρικού ρεύματος ή τηλεφώνου, δέντρα, τοίχοι αντιστήριξης, φράχτες.
- Υπερβολική κλίση ή ρωγμές δαπέδων και θεμελίων από σκυρόδεμα.
- Σπασμένοι σωλήνες ύδρευσης και άλλων υπόγειων επιχειρήσεων κοινής ωφέλειας.
- Ταχεία αύξηση ή μείωση της στάθμης των υδάτων των ρεμάτων, πιθανώς συνοδευόμενη από αυξημένη θολότητα (περιεκτικότητα εδάφους που θολώνει το νερό).

Μία από τις κατευθυντήριες αρχές της γεωλογίας είναι ότι «το παρελθόν είναι το κλειδί για το μέλλον». Κατά την αξιολόγηση των κινδύνων κατολισθήσεων, αυτό σημαίνει ότι μελλοντικές αστοχίες πρανών θα μπορούσαν να προκύψουν ως αποτέλεσμα των ίδιων γεωλογικών, γεωμορφολογικών και υδρολογικών καταστάσεων που οδήγησαν σε προηγούμενες και παρούσες αστοχίες. Με βάση αυτή την υπόθεση, είναι δυνατό να εκτιμηθούν οι τύποι, η συχνότητα εμφάνισης, η έκταση και οι συνέπειες των αστοχιών πρανών που μπορεί να συμβούν στο μέλλον.

Οι μεθοδολογίες για την ανάλυση του κινδύνου κυμαίνονται από τον θεωρητικό ντετερμινισμό που βασίζεται στην φυσική των πρανών, μέσω εμπειρισμού, έως την ιστορική περιγραφή και τον πιθανοτικό προσδιορισμό. Κάθε μία από αυτές τις προσεγγίσεις μπορεί να αντιμετωπιστεί ποσοτικά ή ποιοτικά και πολλές μπορούν να επικυρωθούν και να διερευνηθούν μέσω φυσικής προσομοίωσης σε υπολογιστή ή εργαστήριο. Ντετερμινιστικές μέθοδοι μπορεί να υποστηριχθούν μέσω γεωτεχνικών αρχών και μαθηματικών λύσεων, ενώ οι στοχαστικές ιδιότητες και η στατιστική συσχέτιση επικυρώνουν άλλες μεθόδους.

3 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ – ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 7 – ΝΤΕΤΕΡΜΙΝΙΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Σε αρκετές μελέτες για την ανάλυση ευστάθειας πρανών, η τιμή του Συντελεστή Ασφαλείας (Factor of Safety) παίζει σημαντικό ρόλο στον προσδιορισμό του επιπέδου ασφαλείας του πρανού. Το τρίτο κεφάλαιο περιγράφει την οριακή κατάσταση αστοχίας και την οριακή κατάσταση λειτουργικότητα στην πρακτική της γεωτεχνικής μηχανικής. Η ανάλυση ευστάθειας πρανών για επιχώματα, χωμάτινα φράγματα, ορύγματα και φυσικά πρανή σε έδαφος και βράχο μπορεί να είναι μια στατική ή δυναμική, εφαρμόζονται και αναλυτικές ή εμπειρικές μέθοδοι.

Οι Ευρωκώδικες είναι μια σειρά δέκα Ευρωπαϊκών Προτύπων (EN) για το σχεδιασμό των κατασκευών που αναπτύχθηκαν από την Ευρωπαϊκή Επιτροπή Τυποποίησης (CEN). Οι Ευρωκώδικες αποτελούνται από μια σειρά Ευρωπαϊκών Προτύπων που παρέχουν ένα κοινό για όλη την Ε.Ε. σύνολο μεθόδων για τον υπολογισμό της μηχανικής αντοχής των κατασκευαστικών έργων και των στοιχείων τους. Στόχο έχουν την δημιουργία ενός κοινού πλαισίου, εντός του Ευρωπαϊκού χώρου, για τον σχεδιασμό έργων πολιτικού μηχανικού. Στη σειρά αυτών των Ευρωπαϊκών Προτύπων (EN) που σχετίζονται με τις κατασκευές, ο Ευρωκώδικας 7: Γεωτεχνικός σχεδιασμός (συντομογραφία EN-1997 ή, ανεπίσημα, EC7) περιγράφει τον τρόπο σχεδίασης γεωτεχνικών κατασκευών, χρησιμοποιώντας τη φιλοσοφία σχεδιασμού οριακής κατάστασης και λειτουργικότητας.

3.1 Συντελεστής Ασφαλείας

Όλα τα έργα πρέπει να παρέχουν επαρκή ασφάλεια έναντι καταστροφικής αστοχίας αλλά και συμπεριφορά που να ικανοποιεί τις λειτουργικές τους απαιτήσεις. Για να το επιτύχουμε αυτό, εφαρμόζουμε ένα βαθμωτό μέγεθος που ονομάζεται **συντελεστής ασφαλείας** ο οποίος περιγράφει πόσο ασφαλές είναι μια κατασκευή έναντι ενός πιθανού καταστροφικού ατυχήματος. Στη μηχανική, ο συντελεστής ασφαλείας (**FOS**) ή (**SF**), είναι η ικανότητα μεταφοράς φορτίου ενός συστήματος πέρα από αυτό που υποστηρίζει πραγματικά το σύστημα. Με απλά λόγια, ο συντελεστής ασφαλείας είναι πόσο ισχυρότερο είναι ένα σύστημα από ό, τι απαιτείται. Στη φάση σχεδιασμού όλων των κατασκευών και του εξοπλισμού ασφαλείας, οι μηχανικοί προσδιορίζουν το μεγαλύτερο φορτίο που μπορεί να παραλάβει ένα σύστημα από οποιοδήποτε αντικείμενο ώστε να παραμείνουν ασφαλείς σε περίπτωση έκτακτης ανάγκης.

Η εφαρμογή συντελεστή ασφαλείας συμβάλει στην αύξηση της ασφαλείας των ανθρώπων και μειώνει τον κίνδυνο αστοχίας μιας κατασκευής, ενός έργου. Όσον αφορά τον εξοπλισμό ασφαλείας και την προστασία από πτώσεις, ο συντελεστής ασφαλείας είναι εξαιρετικά σημαντικός. Εάν ένα έργο αστοχήσει, υπάρχει κίνδυνος τραυματισμού και θανάτου, καθώς και οικονομικής ζημίας. Ο συντελεστής ασφαλείας είναι υψηλότερος όταν υπάρχει πιθανότητα μια αστοχία να έχει ως αποτέλεσμα αυτές τις ενέργειες.

Οι συντελεστές ασφαλείας δεν συνεπάγονται ότι ένα σύστημα είναι απόλυτα ασφαλές, αντίθετα, πάντα υπάρχει μια πιθανότητα αστοχίας. Τα μέρη σε ένα σύνολο μπορεί να έχουν όλα το ίδιο συντελεστή ασφαλείας, αλλά αυτό δεν δίνει στο σύστημα στο σύνολό του τον ίδιο συντελεστή ασφαλείας. Ομοίως, το φορτίο σε ένα μέρος του συνόλου μπορεί εύκολα να ανακατανεμηθεί σε ολόκληρο το σύνολο. Γενικά, όσο μεγαλύτερος είναι ο συντελεστής ασφαλείας, τόσο μικρότερη

είναι η πιθανότητα αστοχίας ή μιας άλλης ανεπιθύμητης κατάστασης (π.χ. οριακή κατάσταση λειτουργικότητας).

Το μέγιστο φορτίο που μια δομή, ένα σύστημα ή ένα στοιχείο θα επιτρέπεται να μεταφέρει υπό κανονικές συνθήκες λειτουργίας είναι πολύ μικρότερο από το τελικό φορτίο ή χωρητικότητα αυτού του συστήματος. Αυτό το μικρότερο φορτίο αναφέρεται ως επιτρεπόμενο φορτίο και μερικές φορές ως φορτίο εργασίας ή φορτίο σχεδιασμού. Έτσι, μόνο ένα κλάσμα της τελικής χωρητικότητας φορτίου ενός συστήματος χρησιμοποιείται όταν εφαρμόζεται το επιτρεπόμενο φορτίο. Το υπόλοιπο τμήμα της φέρουσας ικανότητας του συστήματος διατηρείται σε εφεδρεία για να εξασφαλιστεί η ασφαλής απόδοση. Στην γεωτεχνική μηχανική η ανάλυση συντελεστή ασφαλείας διαιρεί τις σταθερές δυνάμεις με τις δυνάμεις αστάθειας. Ο λόγος των ανθισταμένων δυνάμεων (αντίσταση) προς τις αποσταθεροποιητικές δυνάμεις (δράση) χρησιμοποιείται για τον καθορισμό του συντελεστή ασφαλείας.

$$\text{Συντελεστής Ασφαλείας, } \Sigma\text{A (Safety Factor, SF)} = \text{ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ} / \text{ΔΡΑΣΗ} \quad (3.1)$$

Τιμές μεγαλύτερες από 1 υποδηλώνουν ότι υπάρχουν σταθερές συνθήκες, αλλά οι τιμές κάτω από ένα δείχνουν απώλεια στατικής ισορροπίας και δυνητικά ασταθείς κλίσεις. Στην ανάλυση ευστάθειας λαμβάνονται υπόψη όλοι οι παράγοντες που εμποδίζουν μια μάζα από την κατολίπηση και όλους τους παράγοντες που θα μπορούσαν να δράσουν για να μετακινήσουν το πρανές.

Η βαρύτητα είναι προφανώς ένας βασικός παράγοντας. Όταν οι κλίσεις είναι επίπεδες, η βαρύτητα δρα για να διατηρήσει την κλίση στη θέση της. Όταν οι κλίσεις είναι απότομες, το μεγαλύτερο μέρος της βαρύτητας δρα για να μετακινήσει τη μάζα κατάντι του πρανούς.

Στα πρανή συνήθως υπάρχουν υλικά με συνοχή. Η συνοχή των εδαφών (π.χ. αργίλων), είναι ένας άλλος σημαντικός παράγοντας. Στις αργίλους οι ξηρές συνθήκες αυξάνουν την ευστάθεια, λόγω των δυνάμεων συνοχής των αργλικών πλακιδίων. Οι κορεσμένες συνθήκες μειώνουν τη συνοχή των αργίλων και προωθούν την κατολίπηση. Η βροχή έχει μεγάλες διακυμάνσεις κατά τη διάρκεια του έτους και όταν το νερό προσροφηθεί στα αργλικά πλακίδια μέσω της διήθησης, το νερό των πόρων προσθέτει βάρος στο πρανές και υδατική πίεση ενώ μειώνει και την συνοχή της αργίλου.

3.2 Περιθώριο Ασφαλείας

Το **περιθώριο ασφαλείας (Safety Margin, SM)** αντιπροσωπεύει την εφεδρική ισχύ που πρέπει να διαθέτει ένα σύστημα όταν φορτίζεται. Καθορίζεται από το εύρος μεταξύ δύο συνθηκών που καθορίζονται σε έναν έλεγχο επικινδυνότητας όπως είναι οι τεχνικές απαιτήσεις ασφαλείας. Είναι το περιθώριο που απαιτείται για τη διατήρηση της ασφαλείας. Στη μηχανική, το αδιαστατοποιημένο περιθώριο ασφαλείας είναι ο συντελεστής ασφαλείας (η αντοχή ή αντίδραση του υλικού διαιρούμενη με την αναμενόμενη τάση ή δράση) μείον ένα.

$$\text{Περιθώριο Ασφαλείας, } \Pi\text{A (Safety Margin, SM)} = (\text{ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ}/\text{ΔΡΑΣΗ}) - 1 \quad (3.2)$$

Το περιθώριο ασφαλείας επιτρέπει επιπλέον εύρος φορτίου σε περίπτωση που το υλικό είναι πιο αδύναμο από το αναμενόμενο ή επιτρεπόμενο φορτίο που μπορεί να είναι υψηλότερο από το αναμενόμενο. Ωστόσο, το περιθώριο ασφαλείας μπορεί να περιγραφεί και απευθείας ως προς τα

φυσικά μεγέθη που περιγράφει σύμφωνα με την Εξίσωση (3.3) Η Εξίσωση (3.3) βρίσκει ευθεία εφαρμογή στις πιθανοτικές αναλύσεις, όπου τα ζητούμενα είναι τα βασικά στατιστικά μεγέθη του SM, βέλτιστη εκτιμήτρια, τυπική απόκλιση και τιμή για δεδομένη πιθανότητα μη υπέρβασης. Σε ντετερμιστικές αναλύσεις, η Εξίσωση (3.3) δεν είναι χρήσιμη διότι δεν περιγράφει στην εξίσωσή της την ποσοστιαία πρόσθετη αντοχή σε σχέση με την εφαρμοσμένη δράση.

$$\text{Περιθώριο Ασφαλείας, ΠΑ (Safety Margin, SM) = ΑΝΤΙΔΡΑΣΗ – ΔΡΑΣΗ} \quad (3.3)$$

Συντηρητικά περιθώρια σχεδίασης – Οι κατασκευές, τα έργα, οι δομές πρέπει να έχουν σχεδιαστεί ώστε να αντέχουν σε φορτία σχεδιασμού με κατάλληλο περιθώριο ασφαλείας. Ο σχεδιασμός θα πρέπει να ενσωματώνει πολλαπλά επίπεδα προστασίας σε κανονικές συνθήκες, αναμενόμενες και ατυχήματος.

Παράγοντες που επηρεάζουν στην επιλογή ενός Συντελεστή Ασφάλειας και που δεν αποτελούν Περιθώριο Ασφάλειας μπορούν να θεωρηθούν οι εξής:

- Αβεβαιότητας της φόρτισης
- Αβεβαιότητα της αντοχής του υλικού
- Αβεβαιότητα υπολογιστικού προσομοιώματος: πόσο κοντά στην πραγματική συμπεριφορά είναι η μέθοδος υπολογισμού και ο μηχανισμός αστοχίας.
- Σφάλματα υπολογισμού, όπως οι διαδοχικές στρογγυλοποιήσεις, οι οποίες μπορούν να οδηγήσουν σε σημαντική απόκλιση από τη σωστή λύση. Αφορά κυρίως τις αριθμητικές μεθόδους.

Οι κώδικες επικινδυνότητας πρέπει να καθορίζουν το περιθώριο ασφαλείας. Εάν οι αρχές ενός ελέγχου επικινδυνότητας δεν προσδιορίζουν συγκεκριμένα ένα περιθώριο ασφαλείας, η τεκμηριωμένη ανάλυση ασφαλείας πρέπει να επανεξεταστεί για να προσδιοριστεί εάν η προτεινόμενη αλλαγή, δοκιμή ή πείραμα ή νέες πληροφορίες έχουν ή θα οδηγήσουν σε μείωση περιθωρίου ασφαλείας. Η κρίση για το εάν το περιθώριο είναι μειωμένο πρέπει να βασίζεται σε φυσικές παραμέτρους ή συνθήκες που μπορούν να παρατηρηθούν ή να υπολογιστούν.

Τα περιθώρια ασφαλείας γενικά περιλαμβάνουν παραδοχές χειρότερης περίπτωσης αρχικών συνθηκών, συντηρητικές παραδοχές στη μοντελοποίηση υπολογιστών και στους κώδικες, και απόκριση των έργων κατά τη διάρκεια παροδικών συνθηκών λειτουργίας και ατυχήματος. Μια αλλαγή που επηρεάζει τις αρχικές συνθήκες, τον χρόνο απόκρισης του συστήματος ή κάποια άλλη παράμετρο που μπορεί να επηρεάσει την πορεία μιας ανάλυσης ατυχημάτων που υποστηρίζει τις βάσεις των ελέγχων κινδύνου, αξιολογείται για να προσδιοριστεί εάν η αλλαγή θα μείωνε ένα περιθώριο ασφαλείας.

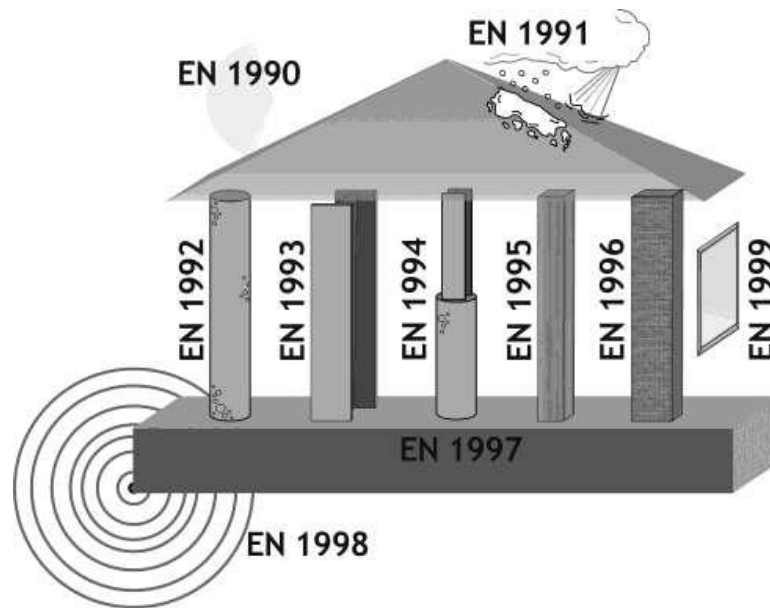
Στις ντετερμιστικές αναλύσεις αυτό γίνεται με την υιοθέτηση ολικού ή επί μέρους συντελεστών ασφαλείας και στις πιθανοτικές με την υιοθέτηση μια αποδεκτής πιθανότητας μη υπέρβασης του περιθωρίου ασφαλείας της Εξίσωσης (3.3).

3.3 Ευρωκώδικας 7 – Eurocode 7

Το 1975, η Επιτροπή της Ευρωπαϊκής Κοινότητας αποφάσισε ένα πρόγραμμα δράσης στον τομέα των κατασκευών. Στόχος του προγράμματος ήταν η εξάλειψη των τεχνικών εμποδίων στο

εμπόριο και η εναρμόνιση των τεχνικών προδιαγραφών. Στο πλαίσιο αυτού του προγράμματος δράσης, η Επιτροπή ανέλαβε την πρωτοβουλία να θεσπίσει μια σειρά εναρμονισμένων τεχνικών κανόνων για τον σχεδιασμό των κατασκευαστικών έργων, οι οποίοι, σε πρώτο στάδιο, θα χρησιμεύσουν ως εναλλακτική λύση των εθνικών κανόνων που ισχύουν στα κράτη μέλη και, τελικά, θα τα αντικαταστήσει.

Για δεκαπέντε χρόνια, η Επιτροπή, με τη βοήθεια μιας διευθύνουσας επιτροπής με εκπροσώπους των κρατών μελών, πραγματοποίησε την ανάπτυξη του προγράμματος Ευρωκωδίκων (Eurocodes), το οποίο οδήγησε στην πρώτη γενιά ευρωπαϊκών κωδικών τη δεκαετία του 1980.



Εικόνα 3.1 - Οικογένεια προτύπων σχεδίασης Ευρωκώδικα (Bond and Harris, 2008)

Το πρόγραμμα δομικού Ευρωκώδικα περιλαμβάνει τα ακόλουθα πρότυπα που γενικά αποτελούνται από διάφορα μέρη:

EN 1990 Ευρωκώδικας : Βάση δομικού σχεδιασμού

EN 1991 Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε κατασκευές

EN 1992 Ευρωκώδικας 2: Σχεδιασμός κατασκευών από σκυρόδεμα

EN 1993 Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός χαλύβδινων κατασκευών

EN 1994 Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός σύνθετων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα

EN 1995 Ευρωκώδικας 5: Σχεδιασμός ξύλινων κατασκευών

EN 1996 Ευρωκώδικας 6: Σχεδιασμός κατασκευών τοιχοποιίας

EN 1997 Ευρωκώδικας 7: Γεωτεχνικός σχεδιασμός

EN 1998 Ευρωκώδικας 8: Σχεδιασμός κατασκευών για αντισεισμική αντίσταση

EN 1999 Ευρωκώδικας 9: Σχεδιασμός κατασκευών από αλουμίνιο

Τα πρότυπα του Ευρωκώδικα αναγνωρίζουν την ευθύνη των ρυθμιστικών αρχών σε κάθε κράτος μέλος και έχουν διασφαλίσει το δικαίωμά τους να καθορίζουν τιμές που σχετίζονται σε θέματα κανονισμών ασφάλειας σε εθνικό επίπεδο, όταν αυτές εξακολουθούν να διαφέρουν από κράτος σε κράτος.

Ο Ευρωκώδικας 7, το νέο ευρωπαϊκό πρότυπο για τον γεωτεχνικό σχεδιασμό, μαζί με τους άλλους Ευρωκώδικες για τη δομική μελέτη, εφαρμόστηκε το 2010. Ο Ευρωκώδικας 7 (EN 1997: Γεωτεχνικός σχεδιασμός) αναφέρεται στους γενικούς κανόνες του γεωτεχνικού σχεδιασμού. Δεδομένου ότι πρόκειται για έναν ενιαίο κώδικα που καλύπτει όλες τις πτυχές του σχεδιασμού όλων των τύπων γεωτεχνικής δομής, συμπεριλαμβανομένων των γεωτεχνικών ερευνών και του προσδιορισμού και της επιλογής γεωτεχνικών παραμέτρων, και επειδή βασίζεται στη μέθοδο σχεδιασμού οριακής κατάστασης με μερικούς παράγοντες, η εφαρμογή του έχει ως αποτέλεσμα σε πολλές αλλαγές στην πρακτική του γεωτεχνικού σχεδιασμού. Αυτές οι αλλαγές στον γεωτεχνικό σχεδιασμό που προκλήθηκαν από την εισαγωγή του Ευρωκώδικα 7 επανεξετάζονται, συμπεριλαμβανομένης της νέας ορολογίας, των νέων σχετικών ευρωπαϊκών ερευνών, προτύπων δοκιμών και εκτέλεσης, τον τρόπο επιλογής των γεωτεχνικών παραμέτρων, τον τρόπο εκτέλεσης των γεωτεχνικών υπολογισμών και τον τρόπο ασφάλειας που εισάγονται. Μερικά από τα ζητήματα που έχουν προκύψει και δυσκολίες που αντιμετωπίστηκαν με την εισαγωγή του Ευρωκώδικα 7 εντοπίζονται, και συζητούνται τα σχέδια για τη μελλοντική ανάπτυξη του Ευρωκώδικα 7. Το παρόν Ευρωπαϊκό Πρότυπο καθιερώθηκε ως εθνικό πρότυπο. Η θέσπιση και το πεδίο εφαρμογής των Ευρωκωδίκων γίνεται από τα Κράτη Μέλη της Ευρωπαϊκής Ένωσης και της Ευρωπαϊκής Ζώνης Ελευθέρων Συναλλαγών (EFTA).

3.3.1 Μέθοδος Οριακής Κατάστασης Σχεδιασμού – Limit state design method

Η μέθοδος σχεδιασμού οριακής κατάστασης στον Ευρωκώδικα 7 απαιτεί κανονικά να πραγματοποιούνται χωριστοί υπολογισμοί για να ελέγχεται ότι η εμφάνιση μιας οριακής κατάστασης αστοχίας, **Ultimate Limit State (ULS)** και μιας οριακής κατάστασης λειτουργικότητας, **Serviceability Limit State (SLS)** είναι αρκετά απίθανες.

Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (**ULS**) που αφορούν σε υπέρβαση της αντοχής (φέρουσας ικανότητας) κάποιου στοιχείου ή του συνόλου του έργου.

Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας (**SLS**) που αφορούν σε υπέρβαση των λειτουργικών απαιτήσεων του έργου, όπως υπερβολική (δηλαδή πέραν των αποδεκτών ορίων) υποχώρηση, μετακίνηση, στροφή, παραμόρφωση ή ρηγμάτωση.

Συνέπεια αυτού είναι ότι τα σχέδια του Ευρωκώδικα 7 απαιτούν μεγαλύτερη προσοχή από ό, τι μέχρι τώρα στην πρόβλεψη των οικισμών θεμελίωσης και των κινήσεων εδάφους. Ως εκ τούτου, υπάρχει ανάγκη για αξιόπιστες γεωτεχνικές έρευνες και μεθόδους δοκιμών για τον προσδιορισμό των παραμέτρων ακαμψίας και συμπεριστασιότητας του εδάφους και βελτιωμένες μεθόδους για τον υπολογισμό των παραμορφώσεων. Επίσης, υπάρχει ανάγκη καλής επικοινωνίας με τους μηχανικούς του έργου σχετικά με τις επιπτώσεις των παραμορφώσεων του εδάφους και της αλληλεπίδρασης εδάφους-δομής στις κατασκευές, και σχετικά με τις παραμορφώσεις που είναι αποδεκτές. Ωστόσο, όσον αφορά την πρόβλεψη της εγκατάστασης των απλωμένων θεμελίων, οι γεωτεχνικοί μηχανικοί θα πρέπει να σημειώσουν την ακόλουθη προσοχή: «Οι υπολογισμοί των εγκαταστάσεων δεν πρέπει να θεωρούνται ακριβείς. Παρέχουν απλώς μια κατά προσέγγιση ένδειξη.»

Ο Ευρωκώδικας 7 απαιτεί, όπου χρειάζεται, να λαμβάνονται υπόψη οι ακόλουθοι πέντε διαφορετικοί τύποι οριακών καταστάσεων αστοχίας (ULS) και να παρέχονται ξεχωριστά σύνολα μερικών συντελεστών για κάθε τύπο:

- Απώλεια ισορροπίας της δομής ή του εδάφους, που θεωρείται άκαμπτο σώμα, στο οποίο οι αντοχές των δομικών υλικών και του εδάφους είναι ασήμαντες για την παροχή αντίστασης (**EQU**).
- Εσωτερική αστοχία ή υπερβολική παραμόρφωση της δομής ή των δομικών στοιχείων, συμπεριλαμβανομένων π.χ. βάσεις, πασσάλους ή τοίχους υπογείου, στα οποία η αντοχή των δομικών υλικών είναι σημαντική για την παροχή αντίστασης (**STR**).
- Αστοχία ή υπερβολική παραμόρφωση του εδάφους, κατά την οποία η αντοχή του εδάφους ή του βράχου είναι σημαντική για την παροχή αντίστασης (**GEO**).
- Απώλεια ισορροπίας της δομής ή του εδάφους λόγω ανύψωσης από πίεση νερού (άνωση) ή άλλες κάθετες ενέργειες (**UPL**)
- Υδραυλική ανύψωση, εσωτερική διάβρωση και σωληνώσεις στο έδαφος που προκαλούνται από υδραυλικές κλίσεις (**HYD**)

Στην περίπτωση μιας GEO οριακής κατάστασης αστοχίας, ο Ευρωκώδικας 7 απαιτεί να επαληθευτεί η ακόλουθη ανισότητα - δηλαδή η στατική ισορροπία:

$$E_d \leq R_d \quad (3.4)$$

όπου E_d είναι η δράση σχεδιασμού και R_d είναι η αντίσταση σχεδιασμού. Όπως σημειώθηκε παραπάνω, δεδομένου ότι το έδαφος είναι ένα υλικό τριβής, τα E_d και R_d είναι η καθεμία συνάρτηση τόσο των ενεργειών όσο και της αντοχής του εδάφους, καθώς και συναρτήσεις της γεωμετρίας. Ο ΕΚ7 εφαρμόζει τη μεθοδολογία των επιμέρους συντελεστών, ενώ δίνει και τη δυνατότητα εφαρμογής πιθανοτικών μεθόδων.

Κατά τον Ευρωκώδικα 7, το περιθώριο ασφαλείας διατυπώνεται ως εξής:

$$\text{Safety Margin (SM)} = R_d - E_d \text{ (Αντιστάσεις – Δράσεις)} \quad (3.5)$$

3.3.2 Τρόποι Ανάλυσης – Design Approaches (DA)

Για να ληφθούν υπόψη τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά του εδάφους, καθώς και για να προσαρμοστούν οι διαφορετικές σχεδιαστικές παραδόσεις και απόψεις στην Ευρώπη σχετικά με τον τρόπο με τον οποίο πρέπει να εφαρμοστούν μερικοί συντελεστές στο γεωτεχνικό σχεδιασμό, έχουν εισαχθεί οι ακόλουθοι τρεις τρόποι ανάλυσης (DA):

- DA1 με μερικούς συντελεστές που εφαρμόζονται σε ξεχωριστούς συνδυασμούς είτε μόνο για τις ενέργειες είτε για τις ιδιότητες του υλικού και τις μεταβλητές ενέργειες
- DA2 με μερικούς συντελεστές που εφαρμόζονται στις αντιστάσεις και στις ενέργειες ή στα αποτελέσματα δράσης
- DA3 με μερικούς συντελεστές που εφαρμόζονται τόσο στις δράσεις όσο και στις ιδιότητες του υλικού.



Εικόνα 3.2 - Εθνική επιλογή σχεδιαστικής προσέγγισης για πρανή (Bond, 2013).

3.3.3 Φιλοσοφία Σχεδίασης Ευρωκώδικα – Ντετερμινιστική Ανάλυση

Ο σχεδιασμός του Ευρωκώδικα βασίζεται στα ακόλουθα στοιχεία:

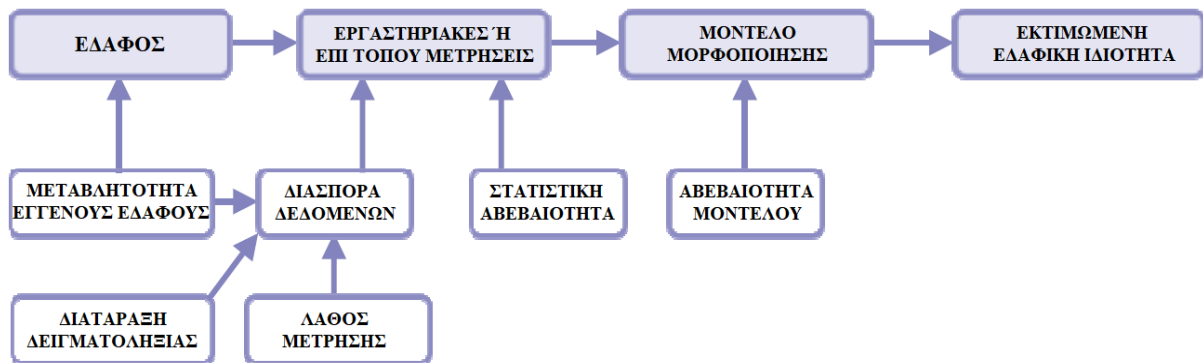
- Επίπεδο ασφαλείας → σε εθνικό επίπεδο
- Χαρακτηριστικές ιδιότητες του εδάφους X_k
- Χαρακτηριστικά φορτία
- Υπολογιστικά μοντέλα
- Μερικοί συντελεστές ασφαλείας για ενέργειες, αντιστάσεις και/ή ιδιότητες του εδάφους για την απόκτηση τιμών σχεδιασμού

Η ανάλυση οριακής ισορροπίας για το σχεδιασμό γεωτεχνικών έργων απαιτεί την εφαρμογή των αρχών της θεωρίας αξιοπιστίας για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων του εδάφους σε ντετερμινιστικές αναλύσεις και την εκτίμηση αβεβαιότητας του συντελεστή ασφαλείας (FS) ή του περιθωρίου ασφαλείας (SM) σε πιθανοτικές αναλύσεις. Οι σύγχρονοι κώδικες (π.χ. Ευρωκώδικας 7 - EC7) παρέχουν την εναλλακτική λύση και των δύο τύπων ανάλυσης, η οποία μπορεί να περιλαμβάνει μία από τις ακόλουθες μεθοδολογίες:

- Πιθανοτική Μέθοδος Πρώτης Τάξης (First Order Reliability Method, FORM) ή Πρώτης Τάξης – Δεύτερης Ροπή (First Order – Second Moment, FOSM)
- Μέθοδος Σημειακής Εκτίμησης (Point Estimate Method)
- Μέθοδος Monte Carlo

Η μέθοδος αξιοπιστίας πρώτης τάξης (FORM) για αναλύσεις οριακών καταστάσεων γεωτεχνικής μηχανικής εφαρμόζεται για την εκτίμηση της διάδοσης σφαλμάτων και στην εκτίμηση της αβεβαιότητας των πειραματικών αποτελεσμάτων των εργαστηριακών δοκιμών και μπορεί να εφαρμοστεί άμεσα οπουδήποτε υπάρχει μια κλειστή μορφή αναλυτικής λύσης. Στο πλαίσιο του EC7, η ανάλυση αξιοπιστίας (υπολογισμός αβεβαιότητας) για ένα πρόβλημα οριακής ισορροπίας μπορεί να πραγματοποιηθεί σε σχέση με το περιθώριο ασφαλείας (SM), το οποίο αναμένεται να έχει τιμή $SM \geq 0$ για ένα ορισμένο επίπεδο εμπιστοσύνης. Αυτό απαιτεί τη γνώση της αβεβαιότητας των παραμέτρων που επηρεάζουν την τιμή του SM. Αυτές οι

παράμετροι συνήθως περιλαμβάνουν την τιμή και την αβεβαιότητα των εξωτερικών και εσωτερικών φορτίων (μόνιμων και κινητών) και των σταθερών αντοχής, καθώς και τη χωρική μεταβλητότητα και αβεβαιότητα του μοντέλου (βλ. Εικ. 3.3). Ένα από τα πιο κρίσιμα στοιχεία που επηρεάζει την συνολική αβεβαιότητα του περιθωρίου ασφαλείας SM είναι η εγγενής μεταβλητότητα του εδάφους (συμπεριλαμβάνει τη χωρική μεταβλητότητα – spatial variability), η αβεβαιότητα μέτρησης της ιδιότητας και η αβεβαιότητα του μοντέλου μετασχηματισμού. Από την άλλη πλευρά, μια ντετερμινιστική ανάλυση απαιτεί την καλύτερη εκτίμηση των συνθηκών φόρτισης και των ιδιοτήτων των υλικών, που αντιστοιχούν σε ένα συγκεκριμένο επίπεδο εμπιστοσύνης.



Εικόνα 3.3 - Παράγοντες που επηρεάζουν την αβεβαιότητα μιας γεωτεχνικής ιδιότητας (Belokas, 2019, βασισμένο στον Kulhawy, 1993).

Επομένως, για τις παραμέτρους αντοχής Mohr-Coulomb, τη συνοχή (c) και τη γωνία εσωτερικής τριβής (ϕ), που χρησιμοποιούνται στην ανάλυση οριακής κατάστασης, απαιτείται μια εκτίμηση της μέσης τιμής τους και της αντίστοιχης διακύμανσης (ή αβεβαιότητάς) τους. Αυτά τα μέτρα μπορούν να υπολογιστούν είτε με άμεση εφαρμογή στατιστικών μεθόδων (π.χ. για τη δοκιμή άμεσης διάτμησης) είτε με μέθοδο διάδοσης σφαλμάτων (π.χ. FORM για την τυπική τριαξονική δοκιμή).

Οι γεωτεχνικές παράμετροι που υπεισέρχονται στον υπολογισμό των μεγεθών αντοχής αλλά και στον υπολογισμό ορισμένων γεωτεχνικών δράσεων (π.χ. στον υπολογισμό των ενεργητικών ή των παθητικών ωθήσεων των γαιών), μπορεί να εκτιμηθούν από τις κατάλληλες εργαστηριακές δοκιμές, είτε από αξιολόγηση αποτελεσμάτων επί τόπου δοκιμών, με θεωρητικό ή εμπειρικό τρόπο, με συσχετίσεις κ.λπ. (οπότε ονομάζονται «παράγωγες» τιμές). Η τιμή της γεωτεχνικής παραμέτρου που χρησιμοποιείται στις αναλύσεις εξαρτάται από το εάν η ανάλυση είναι ντετερμινιστική, οπότε εφαρμόζεται η τιμή σχεδιασμού, X_d , της γεωτεχνικής παραμέτρου ή πιθανοτική, οπότε εφαρμόζονται τα στατιστικά μεγέθη βέλτιστη εκτιμήτρια με τυπική απόκλιση, X_m και $S_{d,x}$. Στις ντετερμινιστικές αναλύσεις οι τιμές σχεδιασμού προκύπτουν από τις χαρακτηριστικές τιμές, με εφαρμογή των επί μέρους συντελεστών ασφάλειας, γ_M , κατά την Εξίσωση (3.6) και λαμβάνουν υπόψη τις αβεβαιότητες (uncertainties) στην εκτίμηση των γεωτεχνικών παραμέτρων.

$$X_d = X_k / \gamma_M \quad (3.6)$$

Η ντετερμινιστική ανάλυση απαιτεί τη γνώση των βέλτιστων εκτιμήτριων των επιμέρους στοιχείων της, δηλαδή των συνθηκών φόρτισης και των ιδιοτήτων του υλικού, για ένα συγκεκριμένο επίπεδο εμπιστοσύνης. Αυτές αντιστοιχούν στις χαρακτηριστικές τιμές των

ενεργειών (F_k) και των παραμέτρων του εδάφους (X_k) που ορίζονται στο EC7 (EN-1997-1). Εστιάζοντας στις παραμέτρους του εδάφους, για οποιαδήποτε συγκεκριμένη παράμετρο, X , που επηρεάζει την εξέλιξη της οριακής κατάστασης, η χαρακτηριστική της τιμή X_k ορίζεται ως μια προσεκτική εκτίμηση της μέσης τιμής, (δηλαδή της καλύτερης εκτίμησης) X_m (βλέπε EN-1997-1). Η επιλογή αυτής της χαρακτηριστικής τιμής πρέπει να είναι αντιπροσωπευτική του όγκου που εμπλέκεται στον εξεταζόμενο μηχανισμό αστοχίας και μπορεί να εξαρτάται από τον τύπο του μηχανισμού αστοχίας (π.χ. τοπική έναντι γενικευμένης αστοχίας).

Η χαρακτηριστική τιμή μιας γεωτεχνικής παραμέτρου επιλέγεται ως μια προσεκτική εκτίμηση της τιμής που επηρεάζει την εμφάνιση της οριακής κατάστασης, λαμβάνοντας υπόψη τα ακόλουθα:

- υπάρχουσες πληροφορίες και γνώσεις
- τύπος και αριθμός δειγμάτων που ελήφθησαν
- έκταση και ζώνη εδάφους που διέπουν τη συμπεριφορά της γεωτεχνικής δομής στην υπό εξέταση οριακή κατάσταση
- η ικανότητα της γεωτεχνικής δομής να μεταφέρει φορτία από αδύναμες σε ισχυρές ζώνες στο έδαφος

Οι αβεβαιότητες στη γεωτεχνική μηχανική παίζουν πολύ σημαντικό ρόλο στην ανάλυση ευστάθειας με βάση τα δεδομένα στοιχεία (δηλ. παρατηρήσεις και μετρήσεις). Εκτός από την αβεβαιότητα που σχετίζεται με την εγγενή μεταβλητότητα του πετρώματος και του εδάφους, η αναπόφευκτη διαφορά μεταξύ πιθανών και αληθινών - αλλά άγνωστων - συνθηκών αντιπροσωπεύει αβεβαιότητα λόγω έλλειψης γνώσης.

Όσον αφορά τις χαρακτηριστικές τιμές που χρησιμοποιούνται στην ντετερμινιστική ανάλυση, λόγω των διαφόρων τύπων αβεβαιοτήτων που εμπλέκονται (π.χ. εγγενείς μεταβλητότητες εδάφους, διαταραχές δειγματοληψίας), συνιστάται επίσης μηχανική κρίση για την επιλογή τους. Μια τέτοια κρίση θα πρέπει να αξιολογεί τη σχετική σημασία των ακόλουθων αβεβαιοτήτων (βλ. Belokas, 2019):

- Ποιότητα δειγματοληψίας (τύπος δειγματοληψίας και κατάσταση δείγματος).
- Η έκταση της επιτόπιας και εργαστηριακής έρευνας (ο αριθμός και η χωρική κατανομή των δειγμάτων και οι επιτόπιες και εργαστηριακές δοκιμές).
- Η ποιότητα των εργαστηριακών δοκιμών (διαπίστευση και αβεβαιότητα των εργαστηριακών μετρήσεων)
- Η χωρική μεταβλητότητα των παραμέτρων και κατανομής δειγμάτων σε σχέση με την έκταση του εξεταζόμενου μηχανισμού γεωτεχνικού μοντέλου εδάφους.

Επιπλέον, θα πρέπει επίσης να ληφθούν υπόψη τα εξής: (α) υπάρχουσα εμπειρία και δεδομένα σχετικά με παρόμοιες μονάδες εδάφους (συμπεριλαμβανομένης της αβεβαιότητάς τους) και (β) ο μηχανισμός αστοχίας όσον αφορά το γεωτεχνικό προφίλ (π.χ. γενικευμένη έναντι τοπικής αστοχίας, βραχυπρόθεσμα έναντι μακροχρόνιας όροι όρου, μικρά - μεγάλα στελέχη).

Όταν το μέγεθος του δείγματος, n , είναι αρκετά μεγάλο για να εφαρμόσει στατιστικές μεθόδους, η χαρακτηριστική τιμή, X_k , αντιστοιχεί σε χειρότερη τιμή που διέπει την εμφάνιση της παραμέτρου του εδάφους με υπολογισμένη πιθανότητα όχι μεγαλύτερη από 5% (είναι 90% διάστημα εμπιστοσύνης), το οποίο για ένα μοντέλο μεμονωμένης μεταβλητής δίνεται από την Εξ.(3.7).

$$X_k = X_m - k \cdot S_{d,x} = X_k (1 - k \cdot V) \Rightarrow V = S_{d,x} / X_m \quad (3.7)$$

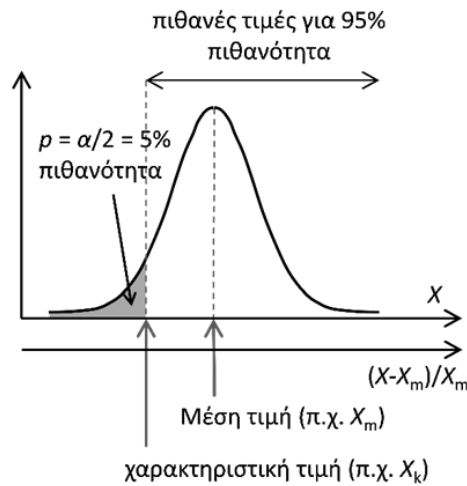
όπου k είναι ο συντελεστής επιπέδου εμπιστοσύνης για μια δεδομένη κατανομή πιθανότητας, $S_{d,x}$ είναι η τυπική απόκλιση του δείγματος και V ο συντελεστής διακύμανσης. Για ένα συγκεκριμένο δείγμα με άγνωστη τυπική απόκλιση, το $S_{d,x}$ είναι η διορθωμένη τυπική απόκλιση, η οποία σχετίζεται με τη διορθωμένη – αμερόληπτη διακύμανση δείγματος (s^2) σύμφωνα με την Εξ.(3.8).

Η χρήση της διορθωμένης διακύμανσης ($s_x^2 = \text{var}(X)$) αντί της μη διορθωμένης διακύμανσης δείγματος (σ_x^2), υποδηλώνει ότι δεν υπάρχει μεγάλη εμπιστοσύνη ότι το σ_x^2 είναι μια πλησιέστερη εκτίμηση της διακύμανσης του πληθυσμού, σ^2 . Αν ήταν $\sigma_x^2 \approx \sigma^2$, το δείγμα θα ακολουθούσε στενά μια κανονική κατανομή, κάτι που δεν συμβαίνει στις έρευνες γεωτεχνικής μηχανικής καθώς το μέγεθος του δείγματος είναι συχνά πολύ μικρό. Ωστόσο, ο πληθυσμός μπορεί να ακολουθήσει μια κανονική κατανομή.

$$\text{var}(X) = s_x^2 = (S_{d,x})^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_i - X_m)^2 \quad (3.8)$$

Προκειμένου να ληφθεί υπόψη αυτή η δυσκολία στο στατιστικό σφάλμα, έχουν προταθεί άμεσες τιμές ή ημι-εμπειρικές μέθοδοι για την εκτίμηση του συντελεστή διακύμανσης V . Ο συντελεστής V μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί για να συμπεριλάβει άλλους τύπους σφαλμάτων, όπως η αβεβαιότητα σφάλματος λόγω της χωρικής μεταβλητότητας του εδάφους, του σφάλματος μέτρησης και της αβεβαιότητας μετασχηματισμού της εφαρμογής των εμπειρικών εξισώσεων. Ωστόσο, η καλή γνώση του στατιστικού υποβάθρου μπορεί να προσφέρει καλύτερη κατανόηση σχετικά με την επιλογή της προσεκτικής εκτίμησης ή ακόμη και την εφαρμογή Μπεϋζιανών στατιστικών μεθόδων, όχι μόνο σε περιπτώσεις μικρού δείγματος αλλά και σύνθετων αβεβαιοτήτων.

Για ένα μεμονωμένο μεταβλητό μοντέλο (π.χ. αστράγγιστη αντοχή, S_u) και ένα μικρό μέγεθος δείγματος (n) εργαστηριακών δεδομένων με άγνωστη τυπική απόκλιση του πληθυσμού (η συνήθης περίπτωση για τη γεωτεχνική μηχανική) και υποθέτοντας έναν κανονικά κατανομημένο πληθυσμό, η προκύπτουσα εκτιμώμενη κατανομή ακολουθεί την Student t-κατανομή. Για τον υπολογισμό της χαρακτηριστικής τιμής X_k απαιτείται η εφαρμογή του συντελεστή k , ο οποίος αντιστοιχεί σε πιθανότητα $P(X_k < \mu) = 1 - p = 1 - \alpha/2$ (δηλ. για ένα συγκεκριμένο ποσοστό των περιπτώσεων στις οποίες η αναμενόμενη τιμή του πραγματικού μέσου, μ , είναι μεγαλύτερη από X_k , βλ. Εικόνα 3.4) δίνεται στη συνέχεια από την Εξ.(3.9) στην οποία το SE_X είναι το τυπικό σφάλμα δείγματος που δίνεται από την Εξ.(3.10). Π.χ. στην κανονική κατανομή για πιθανότητα $p=5\%$ προκύπτει $k=1.645$.



Εικόνα 3.4 - Στατιστικά Μεγέθη, βέλτιστη εκτιμήτρια (μέση τιμή) και χαρακτηριστική τιμή.

$$X_k = X_m - t_{p,n-1} SE_X = X_m - t_{p,n-1} S_{d,X} / \sqrt{n} \quad (3.9)$$

$$SE_X = S_{d,X} / \sqrt{n} \quad (3.10)$$

όπου $t_{p,n-1}$ είναι η παράμετρος εμπιστοσύνης της κατανομής student για $n-1$ βαθμούς ελευθερίας του κατώτερου διαστήματος εμπιστοσύνης $1-p$ του πραγματικού μέσου (μ). Από τις άνω σχέσεις παίρνουμε τον συντελεστή $k = t_{p,n-1} / \sqrt{n}$. Ο συντελεστής $t_{p,n-1}$ για $p=5\%$ δίνεται από τον Πίνακα 3.1.

Όταν το μέγεθος δείγματος, n , είναι αρκετά μεγάλο για να χρησιμοποιηθεί στις στατιστικές μεθόδους, η χαρακτηριστική τιμή αντιστοιχεί στη μικρότερη τιμή που διέπει την εμφάνιση της παραμέτρου του εδάφους με υπολογισμένη πιθανότητα υπέρβασης της τιμής προς κάτω όχι μεγαλύτερη από 5% (αντιστοιχεί σε 90% διάστημα εμπιστοσύνης).

n	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$t_{p,n-1}$	6.3138	2.92	2.3534	2.1318	2.015	1.9432	1.8946	1.8595	1.8331
N	12	13	14	15	16	17	18	19	20
$t_{p,n-1}$	1.7959	1.7823	1.7709	1.7613	1.7531	1.7459	1.7396	1.7341	1.7291

Πίνακας 3.1 - Τιμές του συντελεστή $t_{p,n-1}$ για $p=5\%$

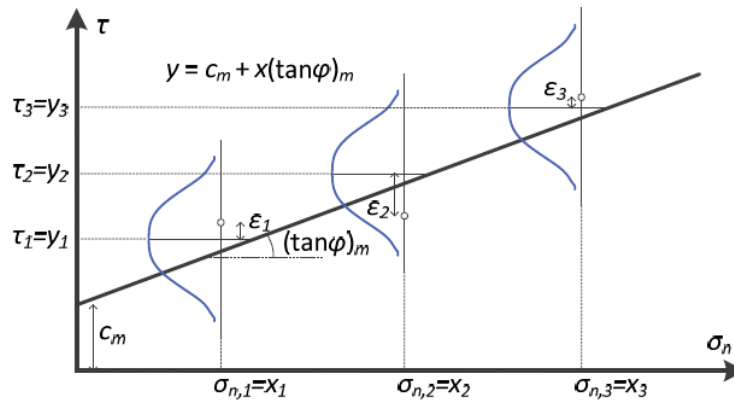
Η θεώρηση $n-1$ βαθμών ελευθερίας σημαίνει πως από το δείγμα προκύπτει η εκτίμηση μιας γεωτεχνικής παραμέτρου, π.χ. της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής, S_u , και του ειδικού βάρους, γ . Ο Schneider (1997) πρότεινε την προσεγγιστική Εξίσωση (3.11), η οποία αντιστοιχεί για πιθανότητα $p=5\%$ (όπως προτείνει ο EC7) και μέγεθος δείγματος $n=13$, όπου $t_{p,n-1} / \sqrt{n} = 1.7823 / \sqrt{13} = 0.49$ (βλ. Μπελόκας, 2015).

$$X_k = X_m - 0.5 S_{d,X} \quad (3.11)$$

Ο προσδιορισμός της βέλτιστης εκτιμήτριας και τυπικής απόκλισης της συνοχής, c , και της γωνίας διατμητικής αντοχής, ϕ , του κριτηρίου αστοχίας Mohr - Coulomb είναι διπαμετρικό πρόβλημα (βλ. Μπελόκας, 2015, Belokas, 2019):

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \tan \phi + \varepsilon \Rightarrow y = c_m + x \cdot (\tan \phi)_m + \varepsilon \quad (3.12)$$

όπου η ορθή τάση σ_n είναι η παρατηρούμενη μη τυχαία μεταβλητή x , η διατμητική τάση τ είναι η παρατηρούμενη τυχαία μεταβλητή y , ε είναι το σφάλμα μέτρησης ή απόκλιση από τη βέλτιστη (ντετερμινιστική) εκτιμήτρια της τυχαίας μεταβλητής και c_m , $(\tan\varphi)_m$ οι σταθερές παλινδρόμησης (βέλτιστες εκτιμήτριες).



Εικόνα 3.5 - Γραφική απεικόνιση του προσομοιώματος παλινδρόμησης για την τυπική τριαξονική δοκιμή (Belokas, 2019)

3.3.4 Τιμές Σχεδιασμού - Τρόπος Ανάλυσης Με Βάση Το Εθνικό Προσάρτημα

Η τιμή σχεδιασμού μιας δράσης (F_d) πρέπει να εκτιμάται άμεσα ή να προκύπτει από αντιπροσωπευτικές τιμές χρησιμοποιώντας την ακόλουθη εξίσωση:

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{rep} \quad (3.13)$$

όπου: F_d : τιμή σχεδιασμού δράσης

F_{rep} : αντιπροσωπευτική τιμή δράσης = $\psi \cdot F_k$

- Κατάλληλες τιμές του ψ θα λαμβάνονται από το EN 1990:2002.
- Στην εξίσωση πρέπει να χρησιμοποιείται ο επιμέρους συντελεστής γ_F για καταστάσεις με διάρκεια και για παροδικές καταστάσεις.

Εάν οι τιμές σχεδιασμού των γεωτεχνικών δράσεων αξιολογούνται άμεσα, οι τιμές των επιμέρους συντελεστών θα πρέπει να χρησιμοποιούνται ως οδηγός για το απαιτούμενο επίπεδο ασφάλειας.

Όταν αντιμετωπίζονται πιέσεις υπόγειων υδάτων για οριακές καταστάσεις με σοβαρές συνέπειες (γενικά οριακές καταστάσεις αστοχίας), οι τιμές σχεδιασμού αντιπροσωπεύουν τις πιο δυσμενείς τιμές που θα μπορούσαν να συμβούν κατά τη διάρκεια ζωής του σχεδιασμού της κατασκευής. Για οριακές καταστάσεις με λιγότερο σοβαρές συνέπειες (γενικά οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας), οι τιμές σχεδιασμού θα πρέπει να είναι οι πιο δυσμενείς τιμές που θα μπορούσαν να προκύψουν σε κανονικές συνθήκες.

Οι τιμές σχεδιασμού των πιέσεων υπόγειων υδάτων μπορούν να προκύψουν είτε με την εφαρμογή μερικών συντελεστών στις χαρακτηριστικές πιέσεις των υδάτων είτε με την εφαρμογή ενός περιθωρίου ασφαλείας στη χαρακτηριστική στάθμη του νερού.

Πρέπει να ληφθούν υπόψη τα ακόλουθα χαρακτηριστικά, τα οποία μπορεί να επηρεάσουν την πίεση του νερού:

- το επίπεδο της ελεύθερης επιφάνειας του νερού ή του υδροφόρου ορίζοντα,
- τις ευνοϊκές ή δυσμενείς επιπτώσεις της αποστράγγισης, φυσικής και τεχνητής, λαμβάνοντας υπόψη τη μελλοντική συντήρησή της
- την παροχή νερού από βροχή, πλημμύρα, διερχόμενα δίκτυα ύδρευσης ή άλλα μέσα
- μεταβολές της πίεσης του νερού λόγω της ανάπτυξης ή της απομάκρυνσης της βλάστησης.

Θα πρέπει να ληφθούν υπόψη τα δυσμενή επίπεδα νερού που μπορεί να προκληθούν από αλλαγές στη λεκάνη απορροής και μειωμένη αποστράγγιση λόγω απόφραξης, παγετού ή άλλων αιτίων. Εκτός εάν μπορεί να αποδειχθεί η επάρκεια του συστήματος αποστράγγισης και να εξασφαλιστεί η συντήρησή του, ο σχεδιασμός της στάθμης των υπόγειων υδάτων θα πρέπει να λαμβάνεται ως το μέγιστο δυνατό επίπεδο, που μπορεί να είναι η επιφάνεια του εδάφους.

Οι συνιστώμενες τιμές στο Παράρτημα Α του EC7 υποδεικνύουν το ελάχιστο επίπεδο ασφάλειας για συμβατικούς σχεδιασμούς. Εάν οι τιμές σχεδιασμού των γεωτεχνικών παραμέτρων αξιολογούνται απευθείας, οι τιμές των επιμέρους συντελεστών που συνιστώνται στο παράρτημα Α θα πρέπει να χρησιμοποιούνται ως οδηγός για το απαιτούμενο επίπεδο ασφάλειας.

Οι επιμέρους συντελεστές των δράσεων και των υλικών (γ_F and γ_M) περιλαμβάνουν περιθώριο για μικρές παραλλαγές στα γεωμετρικά δεδομένα και, σε τέτοιες περιπτώσεις, δεν θα πρέπει να απαιτείται περαιτέρω περιθώριο ασφαλείας για τα γεωμετρικά δεδομένα.

Κατά το Εθνικό Προσάρτημα η Ελλάδα χρησιμοποιεί τον Τρόπος Ανάλυσης 3 (DA3) στον έλεγχο των γεωτεχνικών (GEO) οριακών καταστάσεων αστοχίας τύπου ολικής ευστάθειας γεωτεχνικών έργων χωρίς ή με δομικά στοιχεία αντιστήριξης. Οι σταθεροποιητικές δράσεις των δομικών στοιχείων αντιστήριξης (δηλαδή δυνάμεις ή ροπές στήριξης εκ των δομικών στοιχείων ενίσχυσης) θα θεωρούνται ως ευνοϊκές δράσεις (favourable actions) με επιμέρους συντελεστή δράσεων $\gamma_F = 1$.

Ένα σημαντικό χαρακτηριστικό του τρίτου τρόπου ανάλυσης είναι η διάκριση των δομικών και γεωτεχνικών δράσεων – μεγαλύτεροι συντελεστές εφαρμόζονται στους πρώτους από ότι στους δεύτερους, υποδηλώνοντας μεγαλύτερη αβεβαιότητα στις τιμές τους. Μια γεωτεχνική δράση ορίζεται ως: Δράση μεταφερόμενη στην κατασκευή από το έδαφος, το στάσιμο νερό ή το υπόγειο νερό. Ο Ευρωκώδικας 7 (EC7) δεν ορίζει αναλυτικά τι είναι μια δομική δράση, αλλά υπαινίσσεται ότι είναι μια δράση που δεν είναι γεωτεχνική.

Ο Τρόπος Ανάλυσης 3 (DA3) θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με την σχέση για τις δράσεις:

$$E_d = E (F_d, X_d) = E (\gamma_F F_{rep}, \frac{X_k}{\gamma_M}) \quad (3.14)$$

X_d : τιμή σχεδιασμού ιδιότητας υλικού

γ_F : επιμέρους συντελεστής για δράση

F_{rep} : χαρακτηριστική τιμή δράσης

X_k : χαρακτηριστική τιμή ιδιότητας υλικού

γ_M : επιμέρους συντελεστής για εδαφική παράμετρο (ιδιότητα υλικού), η οποία λαμβάνει υπόψη και τις αβεβαιότητες του προσομοιώματος

Και σε συνδιασμό με την σχέση για τις αντιστάσεις :

$$R_d = R (F_d, X_d) = R (\gamma_F F_{rep}, \frac{X_k}{\gamma_M}) \quad (3.15)$$

Κατά τη μέθοδο αυτή οι επί μέρους συντελεστές εφαρμόζονται στις παραμέτρους αντοχής.

Οπότε σύμφωνα με τον Τρόπο Ανάλυσης 3, στον έλεγχο μέσω της Εξίσωσης (3.4):

οι τιμές σχεδιασμού των δράσεων και αντιστάσεων υπολογίζονται μέσω των προηγούμενων σχέσεων με τις ομάδες επιμέρους συντελεστών δράσεων (A1) για δομικές δράσεις από την ανωδομή και (A2) για δράσεις από το έδαφος, υλικών (M2) και αντιστάσεων (R3) του Παραρτήματος Α του EN1997-1, δηλαδή με εφαρμογή της σχέσης :

$$E_d \leq R_d \Rightarrow E (\gamma_F F_{rep}, \frac{X_k}{\gamma_M}) \leq R (\gamma_F F_{rep}, \frac{X_k}{\gamma_M}) \quad (3.16)$$

Για την επαλήθευση δομικών (STR) και γεωτεχνικών (GEO) οριακών καταστάσεων πρέπει να εφαρμόζεται η ομάδα A1 ή η ομάδα A2 των ακολούθων επιμέρους συντελεστών στις δράσεις (γ_F) ή στα αποτελέσματα των δράσεων (γ_E):

- γ_G σε μόνιμες δυσμενείς ή ευνοϊκές δράσεις
- γ_Q σε μεταβλητές δυσμενείς ή ευνοϊκές δράσεις.

Δράση		Σύμβολο	Ομάδα	
			A1	A2
Μόνιμη	Δυσμενής	γ_G	1,35	1,0
	Ευνοϊκή		1,0	1,0
Μεταβλητή	Δυσμενής	γ_Q	1,5	1,3
	Ευνοϊκή		0	0

Πίνακας 3.2 - Επιμέρους συντελεστές στις δράσεις (γ_F) ή στα αποτελέσματα των δράσεων (γ_E)

Για την επαλήθευση δομικών (STR) και γεωτεχνικών (GEO) οριακών καταστάσεων πρέπει να εφαρμόζεται η ομάδα M1 ή η ομάδα M2 των ακολούθων οριακών καταστάσεων στις εδαφικές παραμέτρους (γ_M):

- γ_ϕ στην εφαπτομένη της γωνίας διατμητικής αντίστασης
- γ_c στην ενεργό συνοχή
- γ_{cu} στην αστράγγιστη διατμητική αντοχή
- γ_{qu} στην ανεμπόδιστη αντοχή
- γ_γ στο ειδικό βάρος.

Εδαφική παράμετρος	Σύμβολο	Ομάδα	
		M1	M2
Γωνία διατμητικής αντίστασης ^a	γ_{ϕ}	1,0	1,25
Ενεργός συνοχή	γ_c	1,0	1,25
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή	γ_{cu}	1,0	1,4
Ανεμπόδιση αντοχή	γ_{qu}	1,0	1,4
Ειδικό βάρος	γ_{γ}	1,0	1,0
^a Ο συντελεστής αυτός εφαρμόζεται στην $\tan \phi$			

Πίνακας 3.3 - Επιμέρους συντελεστής εδαφικών παραμέτρων (γ_M) κατά EC7

Για επιφανειακές θεμελιώσεις και επαληθεύσεις των δομικών (STR) και γεωτεχνικών (GEO) οριακών καταστάσεων, πρέπει να εφαρμόζεται η ομάδα R1, R2 ή R3 των ακολούθων επιμέρους συντελεστών (γ_R):

- $\gamma_{R,v}$ στη φέρουσα αντίσταση
- $\gamma_{R,h}$ στην αντίσταση ολίσθησης

Αντίσταση	Σύμβολο	Ομάδα		
		R1	R2	R3
Φέρουσα	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Ολίσθησης	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0

Πίνακας 3.4 - Επιμέρους συντελεστές αντίστασης (γ_R) για επιφανειακές θεμελιώσεις

Πρέπει να επαληθεύεται ότι δεν θα προκύψει οριακή κατάσταση αστοχίας έναντι θραύσης ή υπερβολικής παραμόρφωσης με τον ακόλουθο συνδυασμό ομάδων επιμέρους συντελεστών:

Συνδυασμός : (A1* ή A2[†]) “+” M2 “+” R3

* Στις δράσεις του φορέα

† στις γεωτεχνικές δράσεις

Εκτός εάν μπορεί να αποδειχθεί η επάρκεια του συστήματος αποστράγγισης και να εξασφαλιστεί η συντήρησή του, ο σχεδιασμός της στάθμης των υπόγειων υδάτων θα πρέπει να λαμβάνεται ως το μέγιστο δυνατό επίπεδο, που μπορεί να είναι η επιφάνεια του εδάφους.

Στον τρόπο αυτό οι επιμέρους συντελεστές εφαρμόζονται σε δράσεις ή αποτελέσματα δράσεων από τον φορέα και σε παραμέτρους αντοχής του εδάφους και ουσιαστικά προσαρμόζει τις δράσεις ($\gamma_F > 1$), ($\gamma_{\epsilon}=1$) ή τα αποτελέσματα των δράσεων ($\gamma_{\epsilon}>1$), ($\gamma_F=1$) με ταυτόχρονη απομείωση των εδαφικών παραμέτρων ($\gamma_M>1$) και συντελεστές ίση της μονάδας εφαρμόζονται στις αντιδράσεις ($\gamma_R=1$). Αλλά σημειώνεται ότι μερικές φορές είναι ανάγκη $\gamma_R>1$ (για παράδειγμα, θλιβόμενοι πάσσαλοι).

Η εθνική επιλογή του Τρόπου Ανάλυσης 3 (αντί του 2) έγινε μόνον για λόγους απλότητας, δεδομένου ότι στα υφιστάμενα προγράμματα Η/Υ είναι ευχερέστερη η επιβολή των επιμέρους συντελεστών υλικού (με απομείωση των εδαφικών ιδιοτήτων στα δεδομένα εισόδου) παρά η προσαύξηση των δράσεων και απομείωση των αντιστάσεων (οι οποίες συχνά δεν δίδονται). Για παράδειγμα, στα συνήθη προγράμματα ανάλυσης της ολικής ευστάθειας με τη μέθοδο των λωρίδων, δεν δίνεται χωριστά η τιμή της αντίστασης (ροπή της εδαφικής αντίστασης ως προς το κέντρο του κύκλου ολίσθησης) και της δράσης (ροπή του βάρους του εδάφους και των λοιπών δράσεων ως προς το κέντρο του κύκλου ολίσθησης) αλλά απευθείας ο συντελεστής ασφαλείας (δηλαδή ο λόγος της αντίστασης προς την δράση).

Σημειώνεται ότι η ανάλυση της ολικής ευστάθειας γεωτεχνικών έργων υπό τυχηματικές και σεισμικές δράσεις γίνεται με τον Τρόπο Ανάλυσης 2 ο οποίος, όμως, είναι ισοδύναμος με τον Τρόπο Ανάλυσης 3 επειδή οι επιμέρους συντελεστές υλικού και αντίστασης είναι ίσοι με τη μονάδα ($\gamma_M = \gamma_R = 1$).

4 ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ

Στο κεφάλαιο που ακολουθεί αναλύονται οι διαφορετικοί τύποι των κατολισθήσεων με την βοήθεια μαθηματικών εξισώσεων ώστε να κατανοηθούν καλύτερα οι συνθήκες ισορροπίας που επικρατούν σε κάθε είδος περίπτωση. Η ανάλυση ευστάθειας πρανών περιλαμβάνει τις ακόλουθες τυπικές περιπτώσεις ανάλυσης (βλ. Σημειώσεις μαθήματος «Ορύγματα – Επιχώματα», Γ. Μπελόκας):

- Μακροχρόνια ευστάθεια (long term stability), στην οποία υπάρχει πλήρης εκτόνωση των υπερπίεσεων πόρων ($\Delta u=0$), οπότε οι συνθήκες φόρτισης καλούνται «στραγγισμένες» και:
 - ο Οι πιέσεις πόρων ($u=\gamma_w h_w$) είναι γνωστές και είναι: α) υδροστατικές (hydrostatic) ή β) σταθερής ροής (steady state flow)
 - ο Η ανάλυση γίνεται με εφαρμογή: α) ενεργών τάσεων ($\sigma' = \sigma - u$) και β) ενεργών παραμέτρων διατμητικής αντοχής (π.χ. Mohr – Coulomb, ενεργός συνοχή, c' , και ενεργός γωνία διατμητικής αντίστασης, ϕ').
- Βραχυχρόνια ευστάθεια (short term stability), στην οποία η ογκομετρική παραμόρφωση είναι μηδενική, οπότε οι συνθήκες φόρτισης καλούνται «αστράγγιστες» και :
 - ο Οι πιέσεις πόρων ($u=\gamma_w h_w$) είναι άγνωστες, διότι η εκτίμηση της υπερπίεσης πόρων Δu απαιτεί ανάλυση συζευγμένης στερεοποίησης.
 - ο Η ανάλυση γίνεται με εφαρμογή: α) ολικών τάσεων (σ) και β) ολικών παραμέτρων διατμητικής αντοχής (π.χ. Tresca, αστράγγιστη διατμητική αντοχή, s_u ή c_u).

Στα χαμηλής διαπερατότητας κορεσμένα υλικά (π.χ. άργιλοι και πλαστικές ιλεις) γίνονται αναλύσεις τόσο βραχυχρόνιας ευστάθειας ($t \rightarrow 0$), αμέσως μετά την κατασκευή του έργου, όσο και μακροχρόνιας ($t \rightarrow \infty$), σε χρόνο ικανό για την πλήρη εκτόνωση του μη υδροστατικού μέρους των πιέσεων πόρων. Στα μεγάλης διαπερατότητας κορεσμένα υλικά (π.χ. άμμοι, χάλικες) γίνονται αναλύσεις μόνο μακροχρόνιας φόρτισης, επειδή η πλήρης εκτόνωσης των υπερπίεσεων πόρων γίνεται άμεσα ($\Delta u=0$), οπότε δεν έχει νόημα η βραχυχρόνια ευστάθεια.

4.1 Επίπεδη Μεταθετική Ολίσθηση

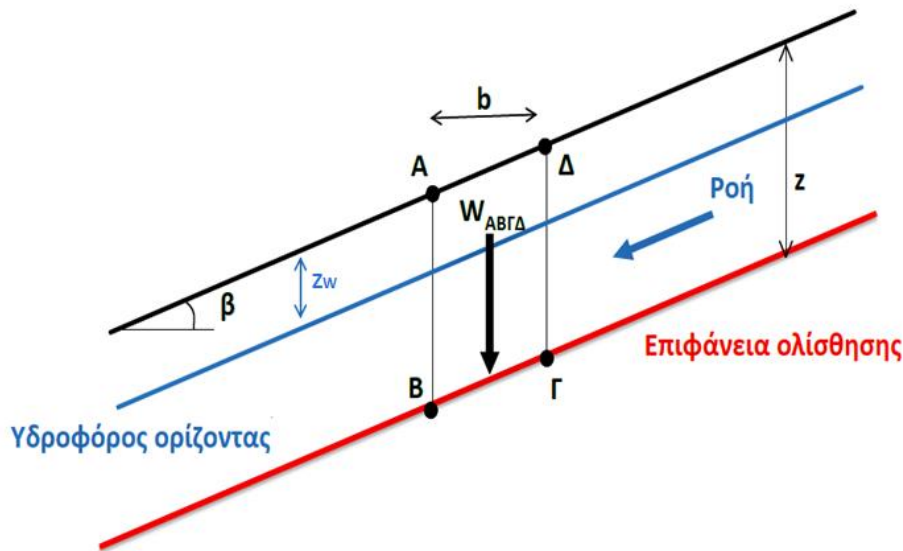
Η επίπεδη μεταθετική ολίσθηση αφορά κίνηση μάζας του εδάφους σε επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης, που είναι παράλληλη με την επιφάνεια του εδάφους, και έχει εφαρμογή σε:

- κοκκώδη, μη συνεκτικά εδάφη,
- εδάφη με διαστρωμάτωση ή στρωσιγενή και
- διαβρωμένα εδάφη, καθώς οι ανώτερες στρώσεις είναι ασθενέστερες,

τα οποία διαμορφώνουν πρανή μεγάλου μήκους, ώστε να θεωρούνται απείρου μήκους κατά προσέγγιση, και ενιαίας – σταθερής κλίσης.

Στη γενική περίπτωση έχουμε:

- Υδροφόρος ορίζοντας, σε βάθος h_w , παράλληλος με την επιφάνεια του εδάφους και την επιφάνεια ολίσθησης, χωρίς ροή, οπότε έχουμε υδροστατικές πιέσεις.
- Ροή με διεύθυνση παράλληλη προς την επιφάνεια του εδάφους, οπότε πιέσεις νερού λόγω υδατικής ροής (βλ. Σχήμα 4.1).



Εικόνα 4.1 - Ανάλυση επίπεδης μεταθετικής ολίσθησης

Στο Σχήμα 4.1 ορίζεται το βάρος της λωρίδας ABΓΔ ως

$$W_{AB\Gamma\Delta} = \gamma z b \quad [\text{kN}] \quad (4.1)$$

όπου,

- γ (ειδικό βάρος εδάφους) = $\gamma_b = \gamma_{\text{sat}}$ (απλή θεώρηση) $[\text{kN/m}^3]$
- z (βάθος σχήματος ABΓΔ) $[\text{m}]$
- b (πλάτος σχήματος ABΓΔ) $[\text{m}]$

Η ανάλυση είναι δισδιάστατη, οπότε τα υπολογισμένα βάρη και οι δυνάμεις είναι ανά μέτρο μήκους κάθετα στην επιφάνεια του σχήματος.

Η πίεση του νερού των πόρων λόγω διήθησης (ροής νερού) στην επιφάνεια ολίσθησης είναι:

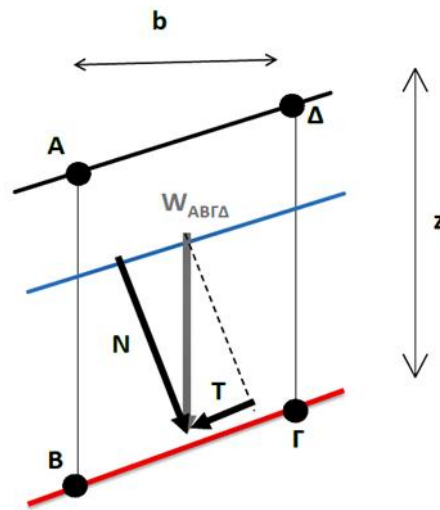
$$u = \gamma_w h_w (z - z_w) \gamma_w \cos^2 \beta \quad [\text{kPa}] \quad (4.2)$$

όπου,

- z_w (βάθος ροής) $[\text{m}]$
- γ_w (ειδικό βάρος νερού) = 10 $[\text{kN/m}^3]$
- β (κλίση εδάφους) $[\text{°}]$

Αντίστοιχα, η δύναμη U λόγω της πίεσης του νερού των πόρων που ασκείται κάθετα στην επιφάνεια ΒΓ είναι ίση με:

$$U = u \times (B\Gamma) \quad (4.3)$$



Εικόνα 4.2 - Ανάλυση του βάρους σε κάθετη και εφαπτομενική δύναμη στην επιφάνεια ολίσθησης

Η κάθετη δύναμη στην επιφάνεια ολίσθησης είναι (βλ. Εικόνα 4.2):

$$N = W_{AB\Gamma\Delta} \cos\beta = \gamma z b \cos\beta \quad [\text{kN/m}] \quad (4.4)$$

Η ορθή τάση στην επιφάνεια ολίσθησης δίνεται ως εξής:

$$\sigma_n = \frac{N}{b} = \frac{\gamma z b \cos\beta}{\cos\beta} = \gamma z \cos^2\beta \quad [\text{kN/m}^2 = \text{kPa}] \quad (4.5)$$

Αντίστοιχα, η ενεργός τάση στην επιφάνεια ολίσθησης είναι:

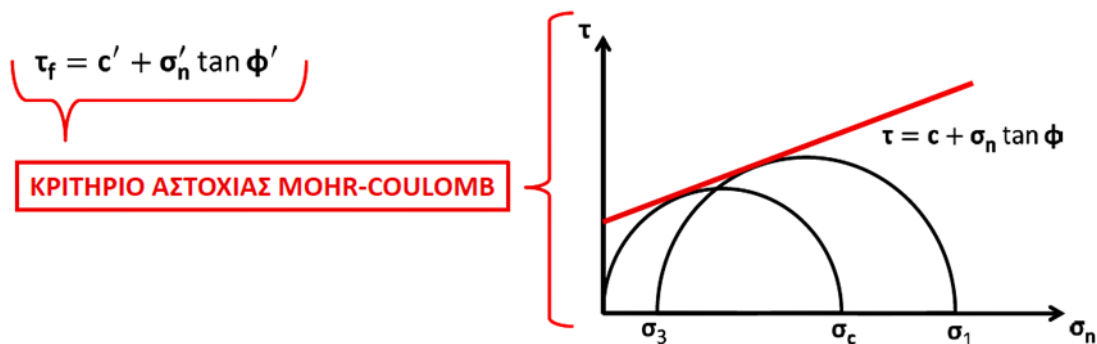
$$\begin{aligned} \sigma_n' &= \sigma_n - u = \gamma z \cos^2\beta - (z - h_w)\gamma_w \cos^2\beta \Rightarrow \\ \sigma_n' &= \cos^2\beta [\gamma z - \gamma_w z + \gamma_w h_w] \quad [\text{kN/m}^2 = \text{kPa}] \end{aligned} \quad (4.6)$$

Η εφαπτομενική δύναμη στην επιφάνεια ολίσθησης προκύπτει από την προβολή του βάρους επί της επιφάνειας ΒΓ (βλ. Εικόνα 4.2):

$$T = W_{AB\Gamma\Delta} \sin\beta = \gamma z b \sin\beta \quad [\text{kN}] \quad (4.7)$$

Αντίστοιχα, η διατμητική τάση στην επιφάνεια ολίσθησης είναι:

$$\tau = \frac{T}{b} = \frac{\gamma z b \sin\beta}{\cos\beta} = \gamma z \sin\beta \cos\beta \quad [\text{kN/m}^2 = \text{kPa}] \quad (4.8)$$



Εικόνα 4.3 - Κριτήριο Αστοχίας Mohr-Coulomb

Με εφαρμογή του κριτηρίου αστοχίας Mohr – Coulomb (βλ. Εικόνα 4.3) για ανάλυση υπό στραγγισμένες συνθήκες, ο συντελεστής προκύπτει να δίνεται από την ακόλουθη εξίσωση:

$$SF = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{\text{αντίσταση}}{\text{δράση}} = \frac{c' + \tan\varphi' \cos^2 \beta [\gamma z - \gamma_w z + \gamma_w h_w]}{\gamma z \sin \beta \cos \beta} \quad (4.9)$$

Κατά τον EC7 είναι (βλ. Εξίσωση 3.4) $E_d \leq R_d$, δηλαδή $\tau_d \leq \tau_{fd}$. Η Ελληνική Εθνική επιλογή είναι ο Τρόπος Ανάλυσης 3 DA3 (βλ. παράγραφο 3.3.2), σύμφωνα με τον οποίο εφαρμόζονται επιμέρους συντελεστές ασφαλείας στις παραμέτρους αντοχής (γ_M) και απευθείας στις δράσεις (γ_F ή γ_G και γ_Q σε μόνιμα και κινητά αντίστοιχα). Συνεπώς, με εφαρμογή του DA3 έχουμε:

$$\frac{c'}{\gamma_c} + \left(\frac{\tan\varphi'}{\gamma_{\tan\varphi}} \right) \cos^2 \beta [\gamma z - \gamma_w z + \gamma_w h_w] \geq (\gamma z \sin \beta \cos \beta) \gamma_G \quad (4.10\alpha)$$

δηλαδή:

$$\tau_{fd} = c_d' + \tan\varphi_d' \cos^2 \beta [\gamma z - \gamma_w z + \gamma_w h_w] \geq \tau_d \quad (4.10\beta)$$

Η παραπάνω εξίσωση θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί στην αντίστροφη ανάλυση ενός αστοχίσαντος πρανού, με τις μέσες ή πλέον πιθανές τιμές των εδαφικών παραμέτρων και των παραμέτρων των υπογείων υδάτων. Στην περίπτωση αυτή είναι πρέπει να είναι γνωστό το βάθος της επιφάνειας ολίσθησης και να γίνει μια ρεαλιστική εκτίμηση της πιεσομετρικής στάθμης.

4.1.1 Επίπεδη Μεταθετική Ολίσθηση – Έλεγχος κατά Ευρωκώδικα

Για τον σχεδιασμό, ο Ευρωκώδικας EC7 απαιτεί να πληρείται η ανισότητα:

$$E_d \leq R_d \quad (4.11)$$

Για πρανές απείρου μήκους, το αποτέλεσμα των δράσεων σχεδιασμού είναι η εφαπτομενική δύναμη κατά μήκος του πρανού, η οποία σύμφωνα με το DA3 δίνεται από την εξίσωση:

$$E_d = T_{dst;d} = \gamma_G \gamma_k z_b \sin\beta \quad [\text{kN}] \quad (4.12)$$

όπου,

- γ_G (ένας επιμέρους συντελεστής που εφαρμόζεται μόνο στις δράσεις) λαμβάνεται από τον Πίνακα 3.1 [αδιάστατο]
- γ_k (χαρακτηριστικό ειδικό βάρος του εδάφους και μπορεί να αποτελεί δυσμενή ή ευνοϊκή τιμή) [kN/m^3]

Η αντίσταση σχεδιασμού R_d σύμφωνα με το DA3 είναι:

$$R_d = \frac{b}{\cos \beta} \left[\frac{c_k'}{\gamma_c} + \frac{\tan \varphi_k'}{\gamma_{\varphi'}} \cos^2 \beta \left(\frac{\gamma_k}{\gamma} z - \gamma_w z + \gamma_w h_w \right) \right] \quad [\text{kN}] \quad (4.13)$$

όπου,

- c_k' χαρακτηριστική τιμή της συνοχής [kPa]
- γ_c και γ_{φ}' λαμβάνονται από τον παρακάτω Πίνακα 3.2 [αδιάστατο]
- γ (επιμέρους συντελεστής του ειδικού βάρους είναι 1) [αδιάστατο]

4.1.2 Επίπεδη Μεταφορική Ολίσθηση – Ειδικές Περιπτώσεις

Ορίζονται οι ακόλουθες ειδικές περιπτώσεις:

1. Ξηρό πρανές, μη συνεκτικό έδαφος: $c' = 0, h_w = z$

Σε αυτή την περίπτωση ο υδροφόρος ορίζοντας βρίσκεται σε μεγάλο βάθος και δεν λαμβάνεται υπόψη πίεση πόρων στην επιφάνεια ολίσθησης.

Οπότε ο συντελεστής ασφαλείας γίνεται:

$$SF = \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta} \quad (4.14)$$

Κατά τον EC7 είναι: $\tan \varphi' \geq \tan \beta$ (4.15)

2. Κορεσμένο πρανές, μη συνεκτικό έδαφος: $c' = 0, h_w = 0$

Είναι η πιο δυσμενέστερη συνθήκη, όταν ο υδροφόρος ορίζοντας βρίσκεται στην επιφάνεια του εδάφους και η διήθηση γίνεται παράλληλα στην επιφάνεια. Αποτελεί ειδική περίπτωση της Εξίσωσης (4.12)

Οπότε ο συντελεστής ασφαλείας γίνεται:

$$SF = \frac{[\gamma_{sat} - \gamma_w] \tan \varphi'}{\gamma_{sat} \tan \beta} \quad (4.16)$$

Κατά τον EC7 είναι: $[\gamma_{sat} - \gamma_w] \tan \varphi' \geq \gamma_{sat} \tan \beta$ (4.17)

3. Κορεσμένο πρανές χωρίς διήθηση: $h_w = z_w, c' \neq 0$

Στην περίπτωση αυτή οι ενεργές τάσεις δίνονται από το υπό άνωση ειδικό βάρος του εδάφους, διότι οι συνθήκες είναι υδροστατικές.

Οπότε ο συντελεστής ασφαλείας γίνεται:

$$SF = \frac{c' + [\gamma_{sat} - \gamma_w]z \cos^2 \beta \tan \varphi'}{[\gamma_{sat} - \gamma_w]z \sin \beta \cos \beta} \quad (4.18)$$

Κατά τον EC7 είναι: $c' + [\gamma_{sat} - \gamma_w]z \cos^2 \beta \tan \varphi' \geq [\gamma_{sat} - \gamma_w]z \sin \beta \cos \beta$ (4.19)

4. Αστράγγιστες συνθήκες: $c_u \neq 0, \varphi_u = 0$

Όταν το πρανές συμπεριφέρεται υπό αστράγγιστες συνθήκες (με $\varphi_u = 0$) ο συντελεστής ασφαλείας δίνεται από την σχέση:

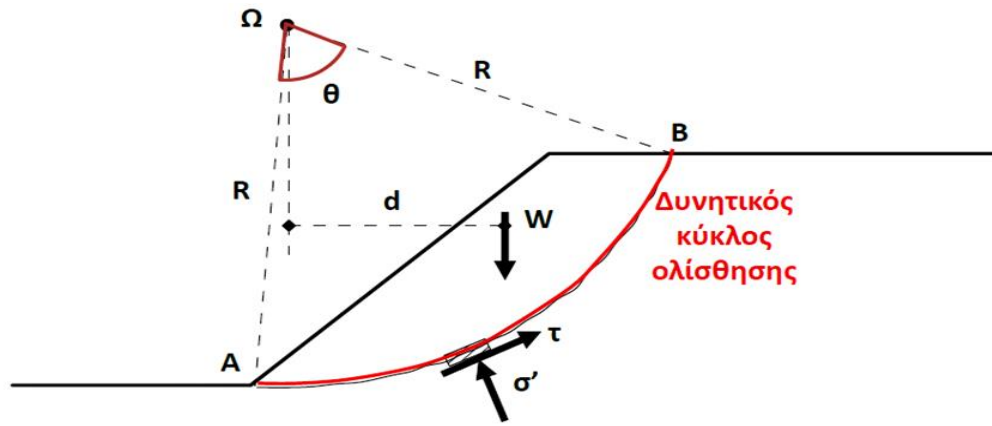
$$SF = \frac{c_u}{\gamma z \sin \beta \cos \beta} \quad (4.20)$$

Κατά τον EC7 είναι: $c_{ud} \geq \gamma_G \gamma z \sin \beta \cos \beta$ (4.21)

4.2 Περιστροφική Ολίσθηση

Η περιστροφική ολίσθηση απαιτεί τη θεώρηση μια καμπύλης επιφάνειας ολίσθησης, π.χ. κυκλική, επί της οποίας ολισθαίνει η μάζα. Η επίλυση είναι διαφορετική σε:

- Αστράγγιστες συνθήκες ($c_u, \varphi_u = 0$)
- Στραγγισμένες συνθήκες (φ', c')



Εικόνα 4.4 - Ανάλυση κυκλικού τόξου

Γενικά ο συνολικός συντελεστής ασφαλείας δίνεται από την ακόλουθη Εξίσωση:

$$SF = R / D \quad (4.22)$$

όπου R οι ανθιστάμενες δυνάμεις ή ροπές και D οι αποσταθεροποιητικές δυνάμεις ή ροπές. Στην περίπτωση του ολικού συντελεστή ασφαλείας οι ιδιότητες του υλικού και οι επιβαλλόμενες δράσεις αντιστοιχούν στις χαρακτηριστικές του EC7.

Κατά τον EC7, στον σχεδιασμό οριακής κατάστασης αστοχίας, πρέπει να ικανοποιείται η προηγούμενη ανισότητα ($E_d \leq R_d$). Σε κυκλικά τόξα αυτό γίνεται με την εξίσωση των ροπών κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης ώστε να ικανοποιείται η επόμενη ανισότητα με τιμές σχεδιασμού για τις δράσεις και τις ιδιότητες του υλικού:

$$\text{Ροπή ανατροπής} \leq \text{Ροπή διατμητικής αντίστασης} \quad (4.23)$$

Ο EC7 διαφέρει στο γεγονός πως εφαρμόζονται οι ανωτέρω επί μέρους συντελεστές ασφαλείας επί των E_d και R_d

4.2.1 Περιστροφική Ολίσθηση – Αστράγγιστες Συνθήκες ή Ανάλυση $\varphi_u = 0^\circ$

Υπό αστράγγιστες συνθήκες εφαρμόζεται ανάλυση ολικών τάσεων και η αστράγγιστη διατμητική αντοχή (c_u , κριτήριο αστοχίας Tresca).

$$\text{Ροπή διατμητικής αντίστασης} = c_u L_{AB} R \quad [\text{kNm}] \quad (4.24)$$

όπου,

- ✓ c_u (αστράγγιστη συνοχή) $[\text{kN/m}^2]$
- ✓ L_{AB} (μήκος τόξου) $= 2\pi R \frac{\theta}{360} \quad [\text{m}]$
- ✓ R (ακτίνα δυνητικού κύκλου) $[\text{m}]$

Η ανάλυση είναι δισδιάστατη, οπότε τα υπολογισμένα βάρη και δυνάμεις είναι ανά μέτρο μήκους κάθετα στην επιφάνεια του σχήματος.

$$\text{Ροπή ανατροπής} = dW \quad [\text{kNm}] \quad (4.25)$$

όπου,

- ✓ d (οριζόντια απόσταση από το κέντρο του κύκλου μέχρι το κέντρο βάρους του τμήματος) [m]
- ✓ W (ολικό βάρος του τμήματος που προκύπτει από το γ_A ειδικό βάρος του εδάφους και A το εμβαδόν του τμήματος) [N]

Ο ολικός συντελεστής ασφαλείας λαμβάνεται από την παρακάτω σχέση για τις μέσες ή πιο πιθανές τιμές των δράσεων και των εδαφικών ιδιοτήτων:

$$SF = \frac{\text{Ροπή διατμητικής αντίστασης}}{\text{Ροπή ανατροπής}}$$

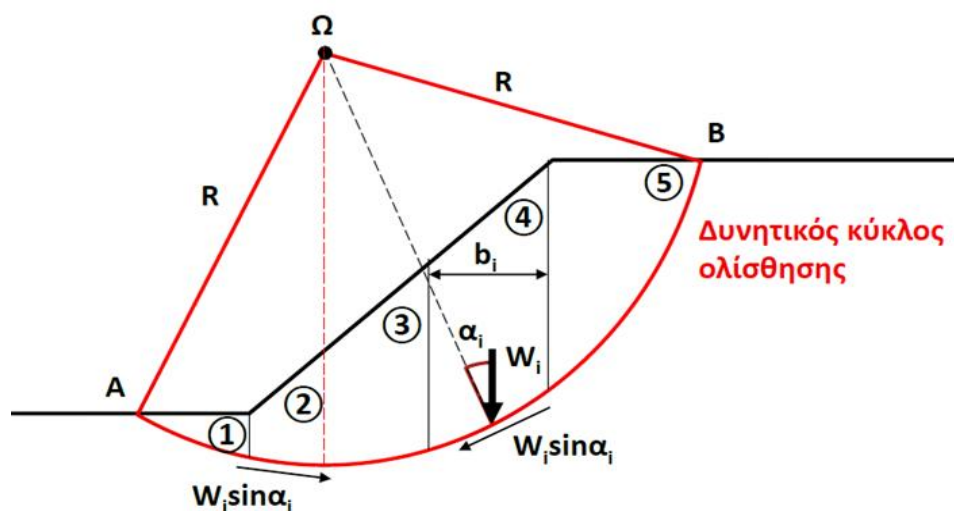
$$SF = \frac{c_u 2\pi R^2 \frac{\theta}{360}}{dW} \quad (4.26)$$

Κατά τον EC7 είναι: $c_{ud} 2\pi R^2 \frac{\theta}{360} \geq dW_d$ (4.27)

Για την διευκόλυνση της ανάλυσης χωρίζουμε το τμήμα σε λωρίδες. Στην τμηματοποίηση αυτή υπάρχουν μερικές βασικές αρχές:

- Υποθέτουμε μια επιφάνεια ολίσθησης
- Χωρίζουμε σε λωρίδες την ολισθαίνουσα μάζα ώστε η βάση κάθε λωρίδας να αποτελείται από το ίδιο υλικό
- Προσδιορίζουμε γραφικά τα μεγέθη που μας ενδιαφέρουν
- Υπολογίζουμε τις δυνάμεις σε κάθε λωρίδα και τις αθροίζουμε για τον προσδιορισμό του συντελεστή ασφαλείας
- Περισσότερες λωρίδες ισοδυναμούν με μεγαλύτερη ακρίβεια

Στην περίπτωση που το βάρος του πρίσματος δεν μπορεί να υπολογιστεί εύκολα, ή αλλάζει η αστράγγιστη διατμητική αντοχή κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης, χωρίζεται το πρίσμα σε λωρίδες. Για κάθε λωρίδα υπολογίζεται η επιφάνεια (από το μέσο ύψος και το πλάτος) και η γωνία α – είτε αναλυτικά, είτε γραφικά.



Εικόνα 4.5 - Ανάλυση κυκλικού τόξου - αστράγγιστη συνθήκη με τη χρήση λωρίδων

Οπότε οι ροπές και ο συντελεστής ασφαλείας δίνονται από τις σχέσεις:

$$\text{Ροπή διατμητικής αντίστασης} = \sum R c_{ui} b_i \frac{1}{\cos \alpha_i} \quad (4.28)$$

$$\text{Ροπή ανατροπής} = \sum R W_i \sin \alpha_i \quad (4.29)$$

Επομένως:

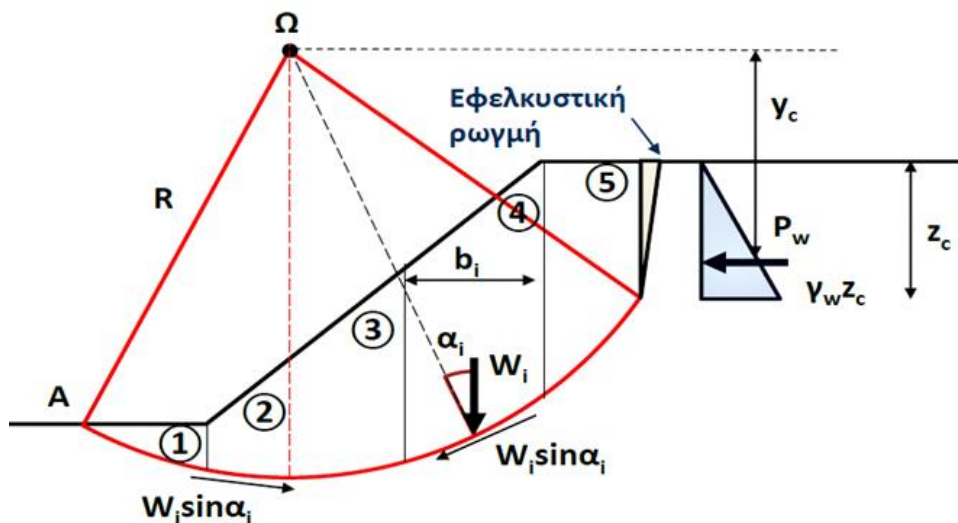
$$SF = \frac{\sum R c_{ui} b_i}{\sum R W_i \sin \alpha_i} \frac{1}{\cos \alpha_i} \quad (4.30)$$

Κατά τον EC7 είναι:

$$\sum R c_{udi} b_i \geq \sum R W_{di} \sin \alpha_i \cos \alpha_i \quad (4.31)$$

4.2.1.1 Περιτροφική Ολίσθηση – Αστράγγιστες Συνθήκες – Παρουσία Εφελκυστικής Ρωγμής

Η παρουσία της εφελκυστικής ρωγμής γίνεται πίσω από το φρύδι του πρανούς, εξαιτίας της παραμόρφωσής του. Η εμφάνιση της εφελκυστικής ρωγμής είναι σπανιότερη όταν το πρανές βρίσκεται σε οριακή ισορροπία (SF=1). Είναι δυσμενής καθώς μειώνεται η επιφάνεια ολίσθησης και άρα η τριβή αντίστασης. Επίσης, η ρωγμή μπορεί να πληρωθεί με νερό, ασκώντας επιπρόσθετα υδροστατική πίεση.



Εικόνα 4.6 - Ανάλυση κυκλικού τόξου - αστράγγιστη συνθήκη με παρουσία εφελκυστικής ρωγμής.

Το βάθος μιας εφελκυστικής ρωγμής μπορεί να ληφθεί από την εξίσωση: $z_c = 2c_u/\gamma$ (4.32)

$$\text{Υδροστατική δύναμη: } P_w = 1/2 \gamma_w z_c^2 \quad (4.33)$$

$$\text{Ροπή ανατροπής} = \sum R W_i \sin \alpha_i + P_w y_c \quad (4.34)$$

Επομένως:

$$SF = \frac{\sum R c_{ui} b_i \frac{1}{\cos \alpha_i}}{\sum R W_i \sin \alpha_i + P_w y_c} \quad (4.35)$$

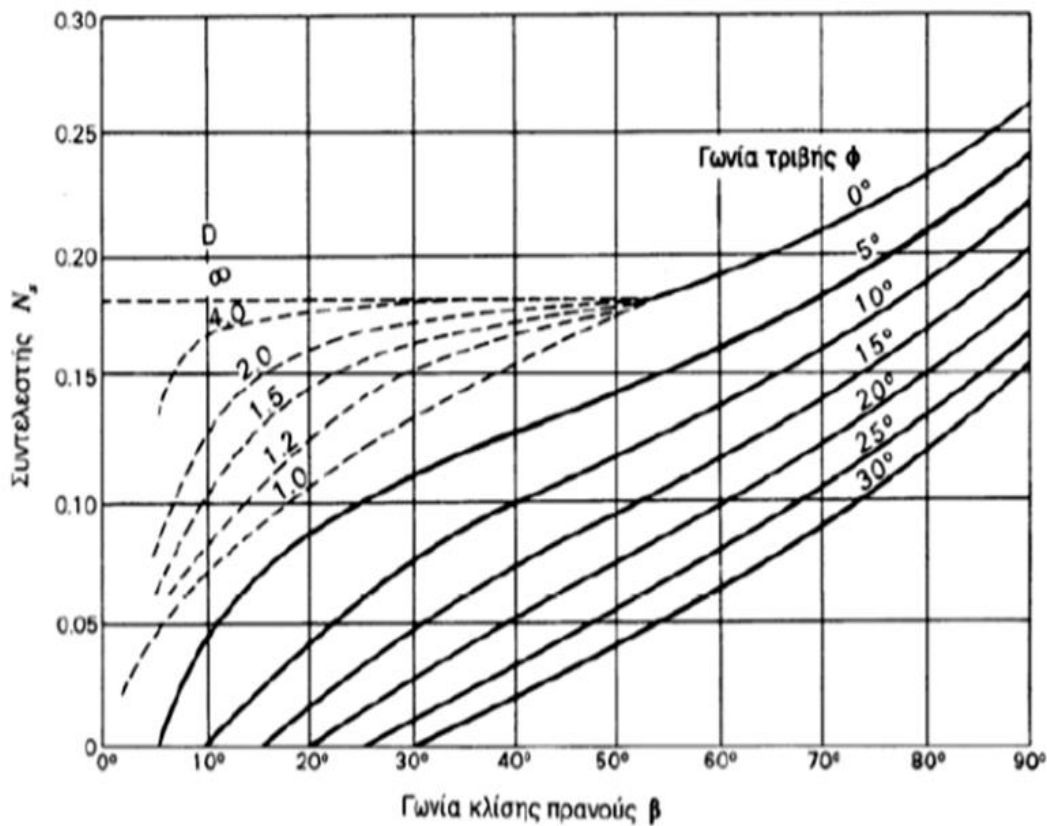
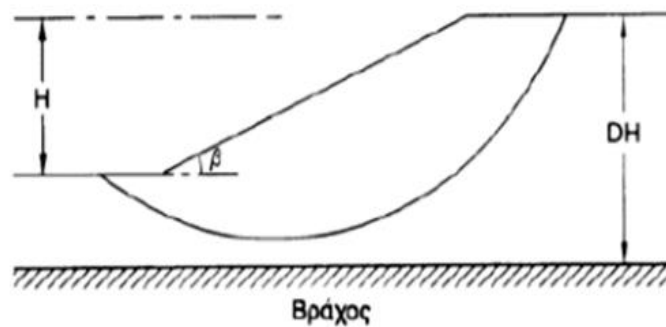
Κατά τον EC7 είναι:

$$\sum R c_{udi} b_i \frac{1}{\cos \alpha_i} \geq \sum R W_{di} \sin \alpha_i + P_w y_c \quad (4.36)$$

4.2.1.2 Περιστροφική Ολίσθηση – Αστράγγιστες Συνθήκες – Μέθοδος Taylor

Ο Taylor (1948) πρότεινε τη χρήση ενός αριθμού ευστάθειας N_s που δίνεται από τη σχέση: $N_s = \frac{c_u}{SF\gamma H}$, όπου SF ο μικρότερος συντελεστής ασφαλείας που λαμβάνεται από μια ανάλυση κυκλικού τόξου για ομοιογενές πρανές με διατμητική αντοχή υπό αστράγγιστες συνθήκες c_u , φαινόμενο ειδικό βάρος γ , και ύψος H. Η γωνία εσωτερικής τριβής για αστράγγιστες συνθήκες λαμβάνεται ως $\phi_u = 0^\circ$.

Ο αριθμός ευστάθειας εξαρτάται από τη γωνία του πρανούς β και τον συντελεστή βάθους D, όπου DH είναι το βάθος μέχρι ένα στερεό άκαμπτο στρώμα. Οι τιμές του N_s μπορούν να ληφθούν από την εικόνα 4.7.



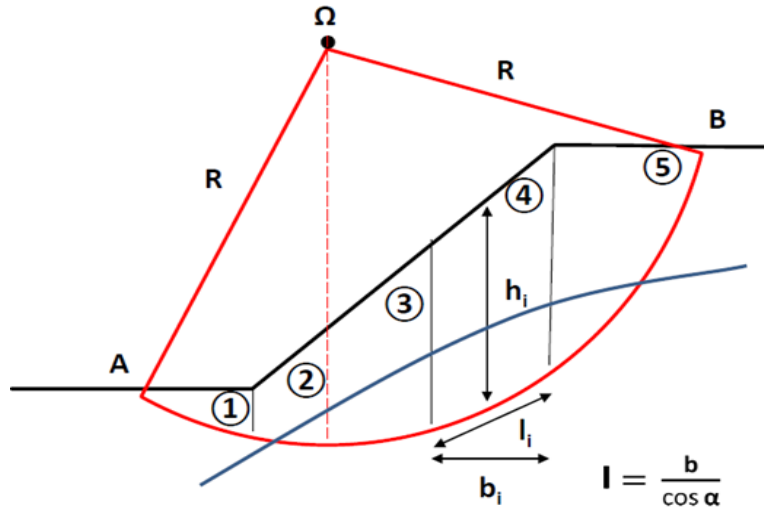
Εικόνα 4.7 - Συντελεστής ευστάθειας κατά Taylor (Καββαδάς 2009)

4.2.2 Περιστροφική Ολίσθηση – Στραγγισμένες Συνθήκες

Σε στραγγισμένες συνθήκες φόρτισης το κριτήριο αστοχίας Mohr – Coulomb είναι σε όρους ενεργών τάσεων.

$$\tau_f = c' + \sigma_n' \tan \phi'$$

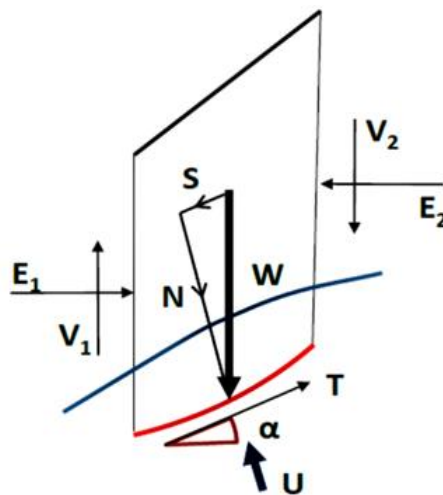
Στην ανάλυση υπό αστράγγιστες συνθήκες το ειδικό βάρος παρέχει μόνο τη ροπή αποσταθεροποίησης, ενώ για την ανάλυση ενεργών τάσεων παρέχει επίσης ένα μέρος της ροπής σταθεροποίησης.



Εικόνα 4.8 - Ανάλυση τόξου - στραγγισμένη συνθήκη με τη χρήση λωρίδων

Η διατμητική αντίσταση καθορίζεται και από την ορθή τάση στο επίπεδο ολίσθησης. Έτσι, ο διαχωρισμός σε λωρίδες είναι απαραίτητος, ώστε να γίνεται ορθολογική εκτίμηση της ορθής τάσης σε κάθε θέση.

Υποτίθεται ότι το τμήμα (όλες οι λωρίδες) περιστρέφεται ως προς το κέντρο του κύκλου σαν στερεό σώμα, ώστε ο συντελεστής ασφαλείας να είναι ίδιος για κάθε λωρίδα, δηλαδή υπάρχει ενιαίος συντελεστής ασφαλείας για την επιλεγμένη δοκιμαστική επιφάνεια. Αυτό συνεπάγεται ότι ανάμεσα στις λωρίδες πρέπει να ενεργούν δυνάμεις, που είναι γνωστές ως ενδιάμεσες δυνάμεις και συνήθως λαμβάνονται κάθετες (E) και εφαπτομενικές (V) στις πλευρές των λωρίδων.



Εικόνα 4.9 - Ανάλυση δυνάμεων σε κάθε λωρίδα

$$\text{Βάρος λωρίδας: } \mathbf{W} = \gamma \mathbf{bh} \quad (4.37)$$

$$\text{Εφαπτομενική δύναμη στην επιφάνεια ολίσθησης: } \mathbf{S} = \mathbf{W} \sin \alpha \quad (4.38)$$

$$\text{Κάθετη δύναμη στην επιφάνεια ολίσθησης: } \mathbf{N} = \mathbf{W} \cos \alpha \quad (4.39)$$

$$\text{Άνωση στην επιφάνεια ολίσθησης: } \mathbf{U} = \mathbf{ul} \quad (4.40)$$

$$\text{Αφαίρεση κάθετης δύναμης με την άνωση: } \mathbf{N}' = \mathbf{N} - \mathbf{U} \quad (4.41)$$

$$\text{Διατμητική δύναμη στην επιφάνεια ολίσθησης: } \mathbf{T} = \mathbf{tl} \quad (4.42)$$

4.2.2.1 Περιστροφική Ολίσθηση – Στραγγισμένες Συνθήκες – Μέθοδος Fellenious

Η μέθοδος Fellenious (1927) είναι η απλούστερη μέθοδος λωρίδων, αλλά είναι κατά ~ 20% συντηρητική. Θεωρεί ότι οι πλευρικές δυνάμεις είναι μεταξύ τους ίσες και αντίθετες, $V_1 = V_2$ και $E_1 = E_2$.

Για ισορροπία ως προς το κέντρο περιστροφής Ω :

$$\sum \mathbf{S}_i \mathbf{R} = \sum \mathbf{T}_i \mathbf{R} \Rightarrow \sum \mathbf{W}_i \sin \alpha_i \mathbf{R} = \sum \tau_i \mathbf{b}_i \cos \alpha_i \mathbf{R}$$

Οπότε:
$$\mathbf{SF} = \frac{\sum \tau_i l_i}{\sum \mathbf{W}_i \sin \alpha_i} \quad (4.43)$$

Από το κριτήριο Mohr-Coulomb ($\tau_f = c' + \sigma_n' \tan \varphi'$), προκύπτει:

$$\mathbf{SF} = \frac{\sum c' l_i + \sum [\mathbf{W}_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \tan \varphi'}{\sum \mathbf{W}_i \sin \alpha_i} \quad (4.44)$$

Κατά τον EC7 είναι:
$$\sum c' l_i + \sum [\mathbf{W}_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \tan \varphi' \geq \sum \mathbf{W}_i \sin \alpha_i \quad (4.45)$$

Υπό αστράγγιστες συνθήκες ($c_u, \varphi_u=0$):
$$\mathbf{SF} = \frac{\sum c_u l_i}{\sum \mathbf{W}_i \sin \alpha_i} \quad (4.46)$$

Κατά τον EC7 είναι:
$$\sum c_u l_i \geq \sum \mathbf{W}_i \sin \alpha_i \quad (4.47)$$

4.2.2.2 Περιστροφική Ολίσθηση – Στραγγισμένες Συνθήκες – Μέθοδος Bishop

Η μέθοδος Bishop (1955) θεωρεί ότι οι δυνάμεις V_1 και V_2 είναι μεταξύ τους ίσες και αντίθετες, όμως όχι οι E_1 και E_2 .

Ειδικότερα, θεωρεί πως στη βάση κάθε λωρίδας η κινητοποιούμενη διατμητική δύναμη T στη βάση κάθε λωρίδας είναι ένα κλάσμα της διαθέσιμης διατμητικής αντοχής στη βάση και συνδέεται με τον συντελεστή ασφαλείας ως εξής:

$$\mathbf{T} = \frac{c'}{\mathbf{SF}} \sin \alpha + \frac{\mathbf{N}'}{\mathbf{SF}} \tan \varphi' \quad (4.48)$$

Από την ισορροπία των κατακόρυφων δυνάμεων, προκύπτει:

$$W = N' \cos \alpha + ul \cos \alpha + \frac{c'l}{SF} \sin \alpha + \frac{N'}{SF} \tan \varphi' \sin \alpha \quad (4.49)$$

Εάν επιλύσουμε ως προς το N' παίρνουμε την εξής εξίσωση:

$$N' = \frac{W - \frac{c'l}{SF} \sin \alpha + ul \cos \alpha}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \varphi'}{SF}} \quad (4.50)$$

Εξισώνοντας τις ροπές και αντικαθιστώντας τη διατμητική αντοχή με την έκφραση Mohr-Coulomb, προκύπτει:

$$SF = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \sum \frac{[c' b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \varphi']}{1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \varphi'}{SF}} \frac{1}{\cos \alpha_i} \quad (4.51)$$

Κατά τον EC7 DA3 εφαρμόζεται ο ακόλουθος συνδυασμός φόρτισης με τους αντίστοιχους επί μέρους συντελεστές ασφάλειας (όπου εμφανίζονται δεύτερες τιμές αυτές αφορούν ευνοϊκή δράση):

- (A1) για δομικές δράσεις + (A2) γεωτεχνικές δράσεις + (M2) αντοχή + (R3) αντιστάσεις
- γ_F : $\gamma_{Gstr} = 1.35 / 1.0$, $\gamma_{Qstr} = 1.5 / 1.0$, $\gamma_{Ggeo} = 1.0 / 1.0$, $\gamma_{Qsgeo} = 1.3 / 1.0$ (δεν υφίσταται)
- γ_M : $\gamma_{\tan \varphi'} = 1.25$, $\gamma_{c'} = 1.25$, $\gamma_{cu} = 1.4$, $\gamma_{qu} = 1.4$, $\gamma_\gamma = 1.0$

Συνεπώς, στα μόνιμα φορτία των γεωτεχνικών δράσεων, π.χ. βάρος λωρίδας, πίεση νερού πόρων, εφαρμόζεται $\gamma_{Ggeo} = 1.0$ σε όλες τις περιπτώσεις. Επειδή είναι $\gamma_{\tan \varphi'} = \gamma_{c'} = 1.25 = \gamma_M$, τελικά οι εξισώσεις του Bishop πρακτικά δεν αλλάζουν παρά μόνο ως προς τον βασικό έλεγχο:

$$\sum \frac{[c' b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \varphi']}{1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \varphi'}{\gamma_M}} \frac{1}{\cos \alpha_i} \geq \sum W_i \sin \alpha_i \quad (4.52)$$

Το SF υπάρχει και στα δυο σκέλη της εξίσωσης, οπότε η επίλυση γίνεται με δοκιμές.

Έστω:
$$A = c' b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \varphi' \quad (4.53)$$

και
$$B = \frac{1}{1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \varphi'}{SF}} \frac{1}{\cos \alpha_i} \quad (4.54)$$

Υποθέτουμε μια τιμή $SF_{\delta\sigma\kappa}$ για τον υπολογισμό της παραμέτρου B και κάνουμε τους υπολογισμούς (σε πινακοποιημένη μορφή), δηλαδή:

$$SF_{\delta\sigma\kappa} = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} A \cdot B \quad (4.55)$$

Όταν $SF_{\delta\sigma\kappa} \approx SF$ υπάρχει σύγκλιση και ολοκληρώνεται η επίλυση.

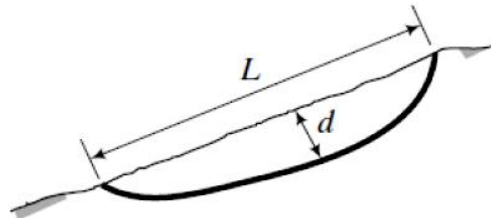
Η ίδια μεθοδολογία θα μπορούσε να εφαρμοστεί και στο DA3, εάν αντί του SF εφαρμοστεί ο όρος overdesign factor ($ODF = R_d/E_d$), ο οποίος περιγράφει την πρόσθετη διαθέσιμη αντοχή ή αντίσταση από την ελάχιστη απαιτούμενη λόγω των επιβαλλόμενων δράσεων. Σε αυτόν τον έλεγχο θα πρέπει να είναι $ODF \geq \gamma_M$. Έτσι, μπορούν να εφαρμοστούν λογισμικά για τον έλεγχο κατά EC7, τα οποία δεν συμπεριλαμβάνουν την ανάλυση κατά EC7.

$$\text{Υπό αστράγγιστες συνθήκες } (c_u, \varphi_u=0): \text{SF} = \sum \frac{c_u b_i}{\cos \alpha_i} \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (4.56)$$

$$\text{Κατά τον EC7 είναι:} \quad \sum \frac{c_u b_i}{\cos \alpha_i} \geq \sum W_i \sin \alpha_i \quad (4.57)$$

4.2.2.3 Περιστροφική Ολίσθηση – Στραγγισμένες Συνθήκες – Μέθοδος Janbu

Ο Janbu (1973) υπέθεσε μια μη κυκλική επιφάνεια ολίσθησης.

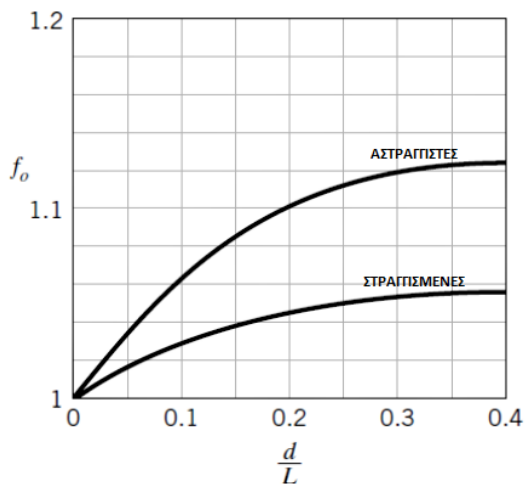


Εικόνα 4.10 - Υποτιθέμενη επιφάνεια αστοχίας

Οι δυνάμεις που δρουν σε μια λωρίδα είναι όπως φαίνεται στην εικόνα 4.9. Ο Janbu εξέτασε την ισορροπία των οριζόντιων δυνάμεων και υπέθεσε ότι $E_1 = E_2$. Ο συντελεστής ασφαλείας, που ορίζεται σε σχέση με την ισορροπία των οριζόντιων δυνάμεων, είναι:

$$\text{SF} = \frac{1}{\sum [W_i + (V_1 - V_2)] \tan \alpha_i} \sum \left[c' b_i \frac{[(W_i - u_i b_i) + (V_1 - V_2)] \tan \varphi'}{\frac{1 + \tan \varphi' \tan \alpha_i}{\text{FS}}} \right] \quad (4.58)$$

Στη συνέχεια, ο Janbu αντικατέστησε τις κατακόρυφες πλευρικές δυνάμεις της κάθε λωρίδας (V_1 και V_2) με έναν διορθωτικό συντελεστή f_0 , όπως φαίνεται στην εικόνα 4.11.



$$\text{For } c, \phi > 0, \quad f_0 = 1 + 0.5 \left[\frac{D}{l} - 1.4 \left(\frac{D}{l} \right)^2 \right]$$

$$\text{For } c = 0, \quad f_0 = 1 + 0.3 \left[\frac{D}{l} - 1.4 \left(\frac{D}{l} \right)^2 \right]$$

$$\text{For } \phi = 0, \quad f_0 = 1 + 0.6 \left[\frac{D}{l} - 1.4 \left(\frac{D}{l} \right)^2 \right]$$

Εικόνα 4.11 - Διορθωτικός συντελεστής για την μέθοδο Janbu

Οπότε ο συντελεστής ασφαλείας είναι:

$$\text{SF} = \frac{1}{\sum W_i \tan \alpha_i} \sum \left[c' b_i \frac{f_0 (W_i - u_i b_i) \tan \varphi'}{\frac{1 + \tan \varphi' \tan \alpha_i}{\text{FS}}} \right] \quad (4.59)$$

Κατά τον EC7 είναι:
$$\sum [c' b_i \frac{f_o(W_i - u_i b_i) \tan \varphi'}{1 + \tan \varphi' \tan \alpha_i}] \geq \sum W_i \sin \alpha_i \quad (4.60)$$

Υπό αστράγγιστες συνθήκες ($c_u, \varphi_u=0$):
$$SF = \frac{\sum c_u b_i}{\sum W_i \tan \alpha_i} \quad (4.61)$$

Κατά τον EC7 είναι:
$$\sum c_u b_i \geq \sum W_i \tan \alpha_i \quad (4.62)$$

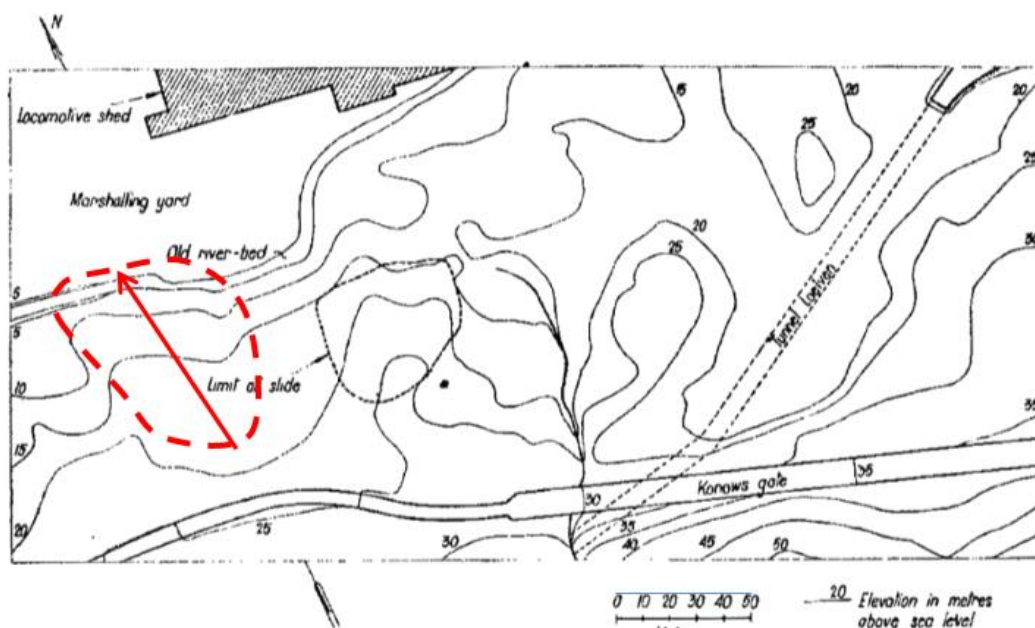
5 ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΚΑΤΟΛΙΣΘΗΣΗΣ LODALEN, OSLO

Κατά τη διάρκεια των τελευταίων τριών έως τεσσάρων δεκαετιών έχει σημειωθεί μια τεράστια εξέλιξη στην επιστήμη της εδαφομηχανικής. Η μαθηματική βάση έχει αναπτυχθεί πολύ και τα εργαστηριακά πειράματα έχουν οδηγήσει σε αυξημένη κατανόηση των γεωτεχνικών ιδιοτήτων των διαφόρων τύπων εδάφους. Ωστόσο, πολλά προβλήματα παραμένουν ακόμη άλυτα. Ως εκ τούτου, σημαντικό μέρος μιας έρευνας στην εδαφομηχανική πρέπει να είναι ο έλεγχος της αξιοπιστίας των διαφόρων μεθόδων υπολογισμού με βάση την πρακτική εμπειρία και τις παρατηρήσεις που γίνονται στο πεδίο. Ως συμβολή σε αυτή την έρευνα, το Νορβηγικό Γεωτεχνικό Ινστιτούτο έχει διερευνήσει τα τελευταία χρόνια μια σειρά από κατολισθήσεις με σκοπό να ελέγξει τις υπάρχουσες μεθόδους υπολογισμού της ευστάθειας των πρανών. Μια ολίσθηση που συνέβη στο Lodalen του Όσλο τον Οκτώβριο του 1954, παρουσίασε όλα τα τυπικά προβλήματα που σχετίζονται με την εκτίμηση της «μακροχρόνιας ευστάθειας» των πρανών. Το Ινστιτούτο αποφάσισε, ως εκ τούτου, να διεξαγάγει μια λεπτομερή έρευνα αυτής της ολίσθησης. Η σταθερότητα της κλίσης έχει υπολογιστεί με διάφορες μεθόδους που βασίζονται σε έναν ολοκληρωμένο προσδιορισμό της διατμητικής αντοχής της αργίλου. Η κατολίσθηση αυτή έχει μελετηθεί από τους Haukelid (1930), Sevaldson (1956), El-Ramly (2006), Gitirana (2008), από τους οποίους αντλήθηκε η πληροφορία των επόμενων παραγράφων.

5.1 Ιστορικά Και Γεωμορφολογικά Στοιχεία Για Την Κατολίσθηση Του Lodalen

Η κατολίσθηση σημειώθηκε στην περιοχή αποθηκών σιδηροδρομικών γραμμών του Lodalen, που βρίσκεται περίπου 1.6 km ανατολικά του σιδηροδρομικού σταθμού Oslo East, κοντά στην κύρια βόρεια γραμμή. Προηγουμένως, ο ποταμός Lo έρεε μέσω της περιοχής του σταθμού από τα ανατολικά προς τα δυτικά, αλλά πριν από περίπου 30 χρόνια ο ποταμός εκτράπηκε μέσω σήραγγας σε βράχο μέσω του λόφου Ekeberg και η παλιά κοίτη του ποταμού γέμισε. Η Εικόνα 5.1 δείχνει την οριζοντιογραφία της περιοχής πριν από την αλλαγή της ροής του ποταμού. Η τοποθεσία της ολίσθησης του 1954 εμφανίζεται σε αυτή.

Το φυσικό πρανές στο αργιλώδες έδαφος και στις δύο πλευρές της παλιάς κοίτης του ποταμού σχηματίζεται ως αποτέλεσμα των διεργασιών πλημμυρικών αποθέσεων, καθιζήσεων στερεοποίησης (consolidation) και διάβρωσης του ποταμού. Σε παλαιότερες περιόδους, τα πρανή του ποταμού ήταν εκτεθειμένα σε κατολισθήσεις. Ο Haukelid (1930) αναφέρεται σε δύο κατολισθήσεις στο Lodalen. Η πρώτη έγινε στις 29 Ιανουαρίου 1925 και προκλήθηκε από μια εκσκαφή για τη σιδηροδρομική γραμμή και η δεύτερη, στις 28 Απριλίου 1927, συνέβη πιο μακριά στον ποταμό και οφειλόταν σε ποτάμια διάβρωση. Μια πρώιμη ολίσθηση, η οποία σημειώθηκε ακριβώς κάτω από τον σημερινό σταθμό, έχει χρονολογηθεί από τον Rosenqvist (1955) περίπου το 1200 π.Χ.



Εικόνα 5.1 - Ο χάρτης της περιοχής πριν από την πορεία του ποταμού αλλοιώθηκε (Sevaldson 1956) - στην παρούσα εργασία έχει προστεθεί με κόκκινη διακεκομμένη γραμμή περιοχή που γεωμορφολογικά υποδηλώνει παλαιά ολίσθηση.

Για παράδειγμα στην παρούσα εργασία η αξιολόγηση της γεωμορφολογίας στην Εικόνα 5.1, μας οδηγεί στο συμπέρασμα πως στην περιοχή που ορίζει η κόκκινη διακεκομμένη γραμμή, ενδέχεται να υπήρξε μια παλιά κατολίσθηση. Εάν το κόκκινο βέλος θεωρηθεί ο άξονας της κίνησης, αυτός έχει μήκος περί τα 80m για υψομετρική διαφορά 15m, το οποίο αντιστοιχεί σε μέση κλίση $\text{κατ/οριζ} = 1.5/8$ ή 10.5° περίπου. Ωστόσο, στον υποτιθέμενο πόδα η κλίση είναι της τάξης του $\text{κατ/οριζ} = 1/2$ ή 26.5° .

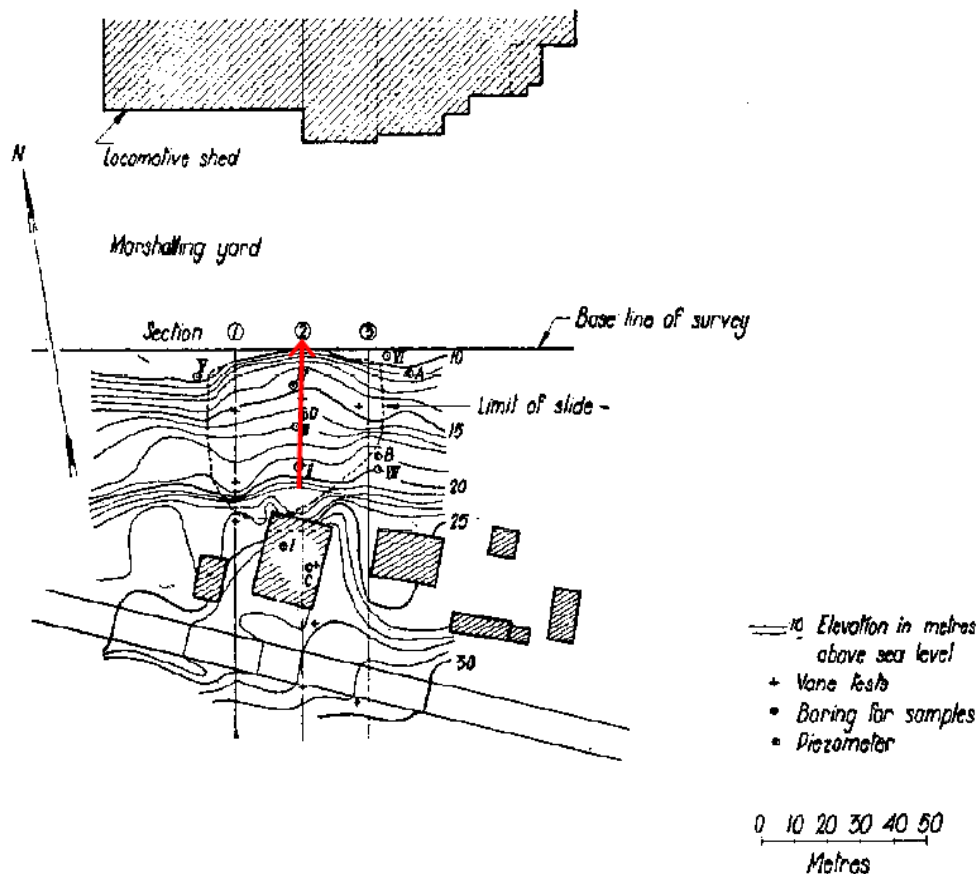
Όταν ο σταθμός επεκτάθηκε περί το 1925, μέρος του πρανούς εκσκάφθηκε ακριβώς στο σημείο που σημειώθηκε η κατολίσθηση. Το πρανές είχε αρχικά κλίση περίπου $\text{κατ/οριζ} 1:2.5$ και εκσκάφθηκε 5-6 m και έγινε απότομη σε κλίση 1:2. Το 1949 έγινε πρόσθετη έσκαφή σε συνδυασμό με περαιτέρω επέκταση της περιοχής του σταθμού. Αυτή τη φορά εκσκάφθηκαν 2.5 m του πρανούς στον πόδα και στην στέψη, ώστε η κλίση να παραμείνει η ίδια.

Πριν την εκδήλωση της αστοχίας και μετά την επέκταση της αποθήκης είχαν τοποθετηθεί τρία υπόστεγα και ορισμένα υλικά πλήρωσης στο πλάτωμα εντός της κορυφής του πρανούς, αλλά δεν φαίνεται να επέδρασαν στην ενεργοποίηση της κατολίσθησης, όπως αποδεικνύεται από το γεγονός ότι δεν επηρεάστηκαν από την αρχική ολίσθηση (Sevaldson 1956).

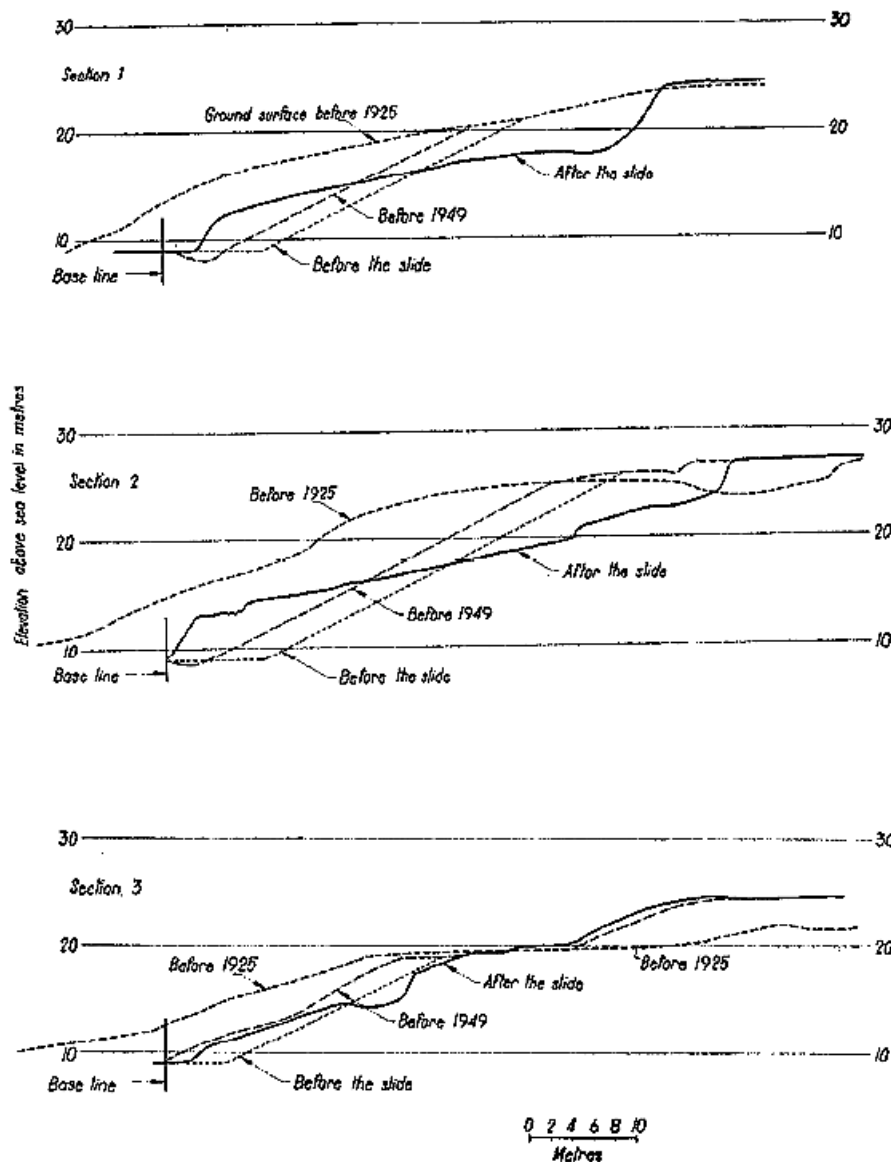
Η Εικόνα 5.2 είναι μια οριζοντιογραφία της περιοχής της ολίσθησης μετά την εμφάνιση της, στην οποία προστέθηκε ενδεικτικά η φορά της κίνησης. Μελετώντας την οριζοντιογραφία στην οποία φαίνονται τα βασικά μέρη της αστοχίας:

- Πόδας: πυκνωμένες ισοϋψείς προς βορρά, οι οποίες στρέφουν τα κοίλα αντίθετα στη φορά της κίνησης.
- Στέψη: πυκνωμένες ισοϋψείς προς νότο, οι οποίες στρέφουν τα κοίλα προς τη φορά της κίνησης.
- Κυρίως σώμα: πιο ήπιες ισοϋψείς περίπου κάθετες στον άξονα κίνησης.

Η θέση τριών τομών φαίνεται στην Εικόνα 5.3 (Sevaldson 1956), υποδεικνύοντας το σχήμα της κλίσης σε διαφορετικά στάδια και τα αποτελέσματα μιας τοπογραφίας των προφίλ μετά τη ολίσθηση. Όπως φαίνεται από τα προφίλ των τομών, το πρανές έχει υποβληθεί σε δύο διαδοχικές εκσκαφές κλίσης κατ'οριζ = 1/2 προς το εσωτερικό. Η αστοχία συνέβη σε ένα διάστημα περίπου 30 ετών από την πρώτη εκσκαφή (1925-1954), οπότε μπορεί να θεωρηθεί πως αποτελεί ένα μακροπρόθεσμο (long term) πρόβλημα ευστάθειας, ενδεχομένως προοδευτικής αστοχίας που χαρακτηρίζεται από σταδιακή μείωση της διαθέσιμης διατμητικής αντοχής καθώς η άργιλος ως αποτέλεσμα της μείωσης της τάσης των υπερκείμενων γαιών λόγω εκσκαφής. Η διατομή 2 είναι κατά τον άξονα της κύριας κίνησης και παρατηρείται πως η κλίση μετά την αστοχία ακολουθεί περίπου την κλίση πριν τις εκσκαφές, δηλαδή τη μορφολογία πριν το 1925, όπως συνήθως συμβαίνει μετά την εκδήλωση μιας αστοχίας. Όπως προαναφέρθηκε, η ολίσθηση δεν επεκτάθηκε εντός της κάτοψης των κατασκευών πάνω από τη στέψη. Είναι άγνωστο κατά πόσο επηρέασαν οι κατασκευές τα όρια της επιφάνειας ολίσθησης. Στην παρούσα εργασία θεωρείται πως δεν επηρεάστηκαν, καθώς η μορφολογία μετά την ολίσθηση είναι παρόμοια της μορφολογίας πριν τις εκσκαφές.



Εικόνα 5.2 - Χάρτης της περιοχής μετά την εμφάνιση της ολίσθησης (Sevaldson 1956) – έχει προστεθεί ενδεικτικά η φορά της κίνησης.



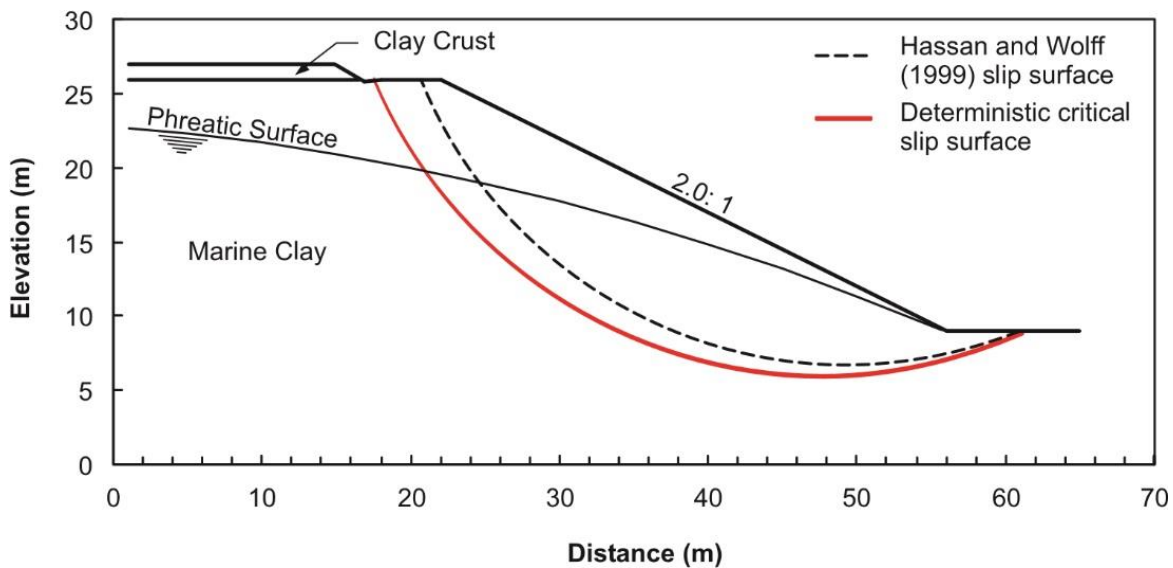
Εικόνα 5.3 - Τρεις τομές εντός της κατολίσθησης με τις διαδοχικές αλλαγές της γεωμετρίας μέχρι την αστοχία. Η θέση των τομών φαίνονται στην Εικόνα 5.2 (Sevaldson 1956).

5.2 Περιγραφή Της Ολίσθησης – Γεωμετρία Και Εδαφικές Ιδιότητες

Η ολίσθηση σημειώθηκε μεταξύ 5 και 6 π.μ. της 6ης Οκτωβρίου 1954. Καθώς δεν υπήρχαν αυτόπτες μάρτυρες, ήταν αδύνατο να εξακριβωθεί ο ρυθμός της ολίσθησης. Τη στιγμή της αστοχίας, η τομή ήταν 17 m ψηλή με γωνία κλίσης 26° . Η Εικόνα 5.4 δείχνει μια διατομή της κλίσης πριν από την αστοχία καθώς και την στρωματογραφία του εδάφους στην περιοχή της ολίσθησης. Η γεωμετρία της αστοχίας περιλάμβανε μια περιστροφικού τύπου κίνηση, σύμφωνα με τα επί τόπου στοιχεία. Ως αποτέλεσμα της περιστροφής, σχηματίστηκε ένα κύριο μέτωπο 5 m και το πόδι του πρανούς μετακινήθηκε προς τα εμπρός περίπου 10 m. Η μετατοπισμένη μάζα είχε πλάτος περίπου 50 m και όγκο που εκτιμάται στα 10000 m^3 .

Η ολίσθηση διερευνήθηκε διεξοδικά, μεταξύ άλλων, από το Νορβηγικό Γεωτεχνικό Ινστιτούτο σε μια μελέτη που στόχευε στην επαλήθευση των τότε διαθέσιμων μεθόδων ανάλυσης της ευστάθειας των πρανών. Η έρευνα περιλάμβανε επτά γεωτρήσεις, δύο δοκιμαστικά φρεάτια,

τέσσερα πιεσόμετρα και μια σειρά εργαστηριακών δοκιμών. Ο Sevaldson (1956) παρέιχε μια λεπτομερή περιγραφή της κατολίσθησης και των ερευνών μετά την αστοχία.

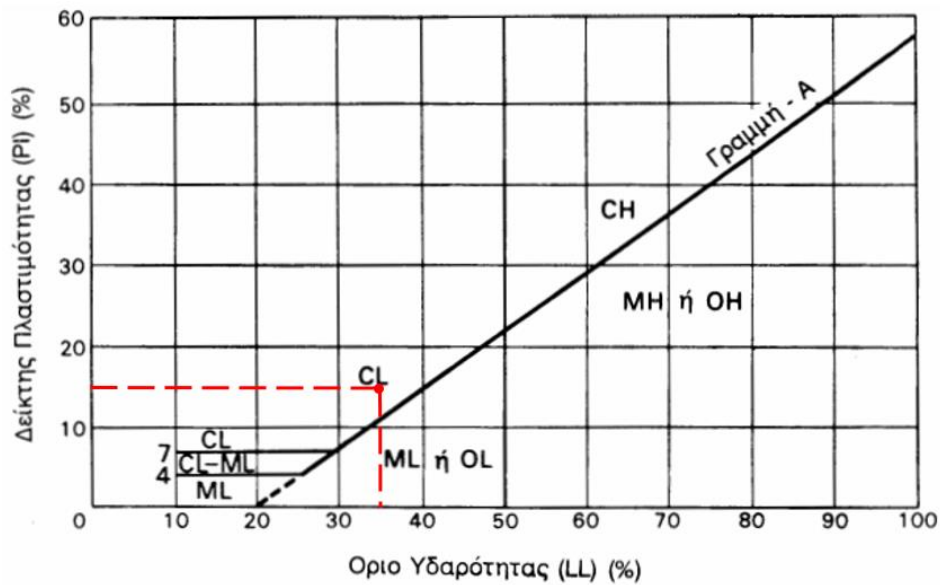


Εικόνα 5.4 - Διατομή και στρωματογραφία της ολίσθησης Lodalen (El Ramly 2006).

Η στρωματογραφία στη θέση της ολίσθησης περιλάμβανε έναν αργιλικό φλοιό («κρούστα»), πάχους περίπου 1 m. Μερικά λεπτά στρώματα ιλύος αναφέρθηκαν εντός της θαλάσσιας αργίλου. Η άργιλος έχει ειδικό ξηρό βάρος $\gamma_{dry} = 19 \text{ kN/m}^3$ ενώ κορεσμένο ειδικό βάρος $\gamma_{sat} = 20 \text{ kg/m}^3$.

Η ταξινόμηση των εδαφών σε κατηγορίες με παρόμοιες μηχανικές ιδιότητες είναι χρήσιμη από πολλές απόψεις. Η χρησιμότητα των κατατάξεων αυτού του τύπου με φυσικά χαρακτηριστικά (index properties) είναι ιδιαίτερα σημαντική, δεδομένου ότι οι απαιτούμενες δοκιμές είναι απλές, σύντομες και με μικρό κόστος. Η κατάταξη ενός εδαφικού σχηματισμού σε ορισμένη κατηγορία με την εκτέλεση απλών δοκιμών αρκεί για την κατ' αρχήν εκτίμηση των μηχανικών του ιδιοτήτων. Διάφορες μέθοδοι κατάταξης έχουν προταθεί κατά καιρούς και πολλές από αυτές έχουν τύχει ευρείας εφαρμογής. Στην Ελλάδα, επικρατέστερη μέθοδος κατάταξης εδαφών είναι το "Ενοποιημένο Σύστημα Κατάταξης Εδαφών" (Unified Soil Classification System). Το σύστημα αυτό χρησιμοποιεί τα ποσοστά του εδάφους που διέρχονται από το κόσκινο Νο 200 (λεπτόκοκκο κλάσμα) και το Νο 4 (αμμώδες κλάσμα), και τα όρια του Atterberg σύμφωνα με το «Διάγραμμα Πλαστιμότητας του Casagrande», που φαίνεται στην Εικόνα 5.5.

Η περιεκτικότητα σε υγρασία της αργίλου είναι περίπου $w = 30\%$, όριο υδαρότητας περίπου $LL = 35\%$, όριο πλαστικότητας περίπου $PL = 20\%$, και ευαισθησία που κυμαίνεται από 3 έως 15. Συνεπώς, ο δείκτης πλαστικότητας είναι $PI = LL - PL = 15\%$ και η άργιλος κατατάσσεται σύμφωνα με το διάγραμμα πλαστικότητας του Casagrande και του Πίνακα 5.1 του Ενιαίου Συστήματος Κατάταξης Εδαφών (USCS) ως Άργιλος Χαμηλής Πλαστιμότητας CL.

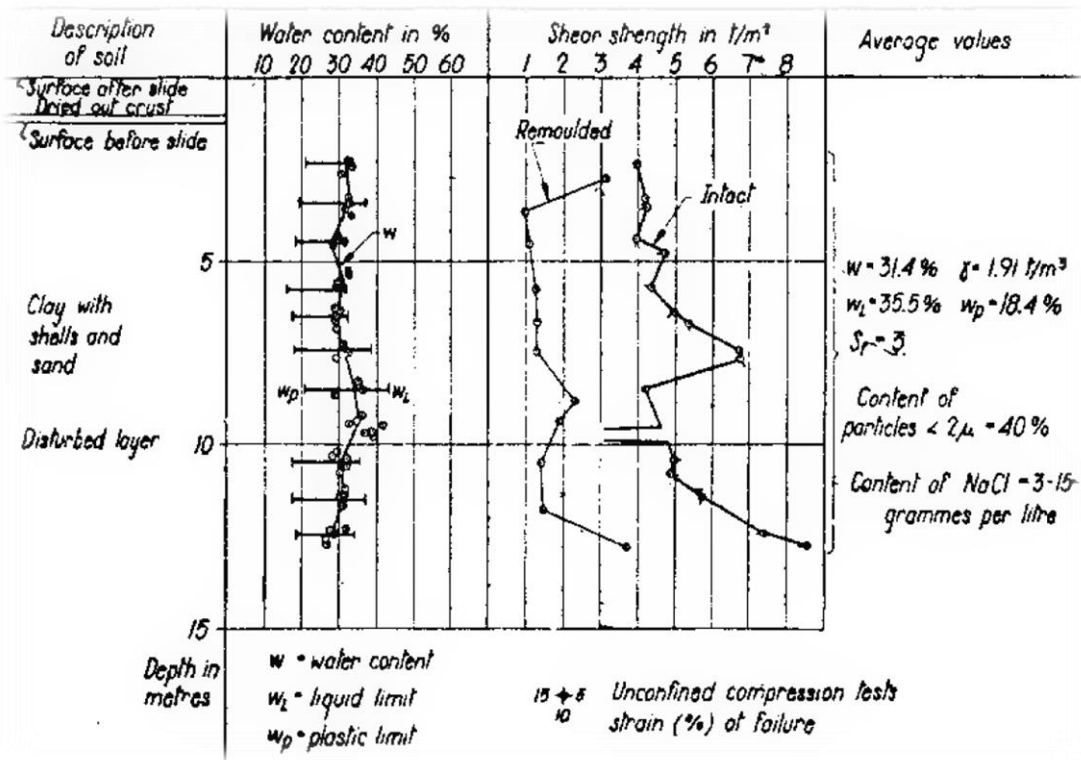


Εικόνα 5.5 - Διάγραμμα πλαστιμότητας του Casagrande (Καββαδάς 2016)

ΧΟΝΔΡΟΚΟΚΚΑ εδάφη: < 50% διέρχεται από το No. 200	ΧΑΛΙΚΕΣ: < 50% του χονδρόκοκκου κλάσματος διέρχεται από το No. 4	ΚΑΘΑΡΟΙ ΧΑΛΙΚΕΣ: < 5% διέρχεται από το No. 200	ΚΑΛΩΣ ΔΙΑΒΑΘΜΙΖΜΕΝΟΙ ΧΑΛΙΚΕΣ: $c_u > 4$	GW
			ΚΑΚΩΣ ΔΙΑΒΑΘΜΙΖΜΕΝΟΙ ΧΑΛΙΚΕΣ: $c_u < 4$	GP
		ΧΑΛΙΚΕΣ ΜΕ ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΟ υλικό: > 12% διέρχεται από το No. 200	ΙΛΥΩΔΕΙΣ ΧΑΛΙΚΕΣ: κάτω από τη γραμμή A, ή $I_p < 4$	GM
	ΑΜΜΟΙ: > 50% του χονδρόκοκκου κλάσματος διέρχεται από το No. 4		ΑΡΓΙΩΔΕΙΣ ΧΑΛΙΚΕΣ: πάνω από τη γραμμή A, ή $I_p > 7$	GC
		ΚΑΘΑΡΕΣ ΑΜΜΟΙ: < 5% διέρχεται από το No. 200	ΚΑΛΩΣ ΔΙΑΒΑΘΜΙΖΜΕΝΕΣ ΑΜΜΟΙ: $c_u > 6$	SW
		ΑΜΜΟΙ ΜΕ ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΟ υλικό: > 12% διέρχεται από το No. 200	ΚΑΚΩΣ ΔΙΑΒΑΘΜΙΖΜΕΝΕΣ ΑΜΜΟΙ: $c_u < 6$	SP
ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΑ εδάφη: > 50% διέρχεται από το No. 200	εδάφη ΧΑΜΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: $w_L < 50\%$	ΑΡΓΙΟΙ ΧΑΜΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: πάνω από τη γραμμή A	CL	
		ΙΛΕΙΣ ΧΑΜΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: κάτω από τη γραμμή A	ML	
		ΟΡΓΑΝΙΚΕΣ ΙΛΕΙΣ ή ΑΡΓΙΟΙ ΧΑΜΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ	OL	
	εδάφη ΥΨΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: $w_L > 50\%$	ΑΡΓΙΟΙ ΥΨΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: πάνω από τη γραμμή A	CH	
		ΙΛΕΙΣ ΥΨΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: κάτω από τη γραμμή A	MH	
		ΟΡΓΑΝΙΚΕΣ ΙΛΕΙΣ ή ΑΡΓΙΟΙ ΥΨΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ	OH	
Κυρίως ΟΡΓΑΝΙΚΑ υλικά			Pt	

Πίνακας 5.1 - Ενιαίο Σύστημα Κατάταξης Εδαφών (USCS) (Καββαδάς 2016)

Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή της αργίλου προσδιορίστηκε μέσω δοκιμών ανεμπόδιστης θλίψης (unconfined compression tests) σε αδιατάρακτα δείγματα στο εργαστήριο. Η διατμητική αντοχή ποικίλλει σημαντικά ανάλογα με το βάθος. Οι μετρούμενες τιμές της διατμητικής αντοχής c_u κυμαίνονται γενικά μεταξύ 38.81 και 83.83 kPa, με μέση τιμή $c_{u,mean} = 52.07$ kPa. Οι τιμές αυτές φαίνονται στον Πίνακα 5.2 καθώς και η στατιστική τους ανάλυση στον Πίνακα 5.3. Με βάσει τις τιμές αυτές η αργίλος κατατάσσεται από μέτρια έως σφιγρή.

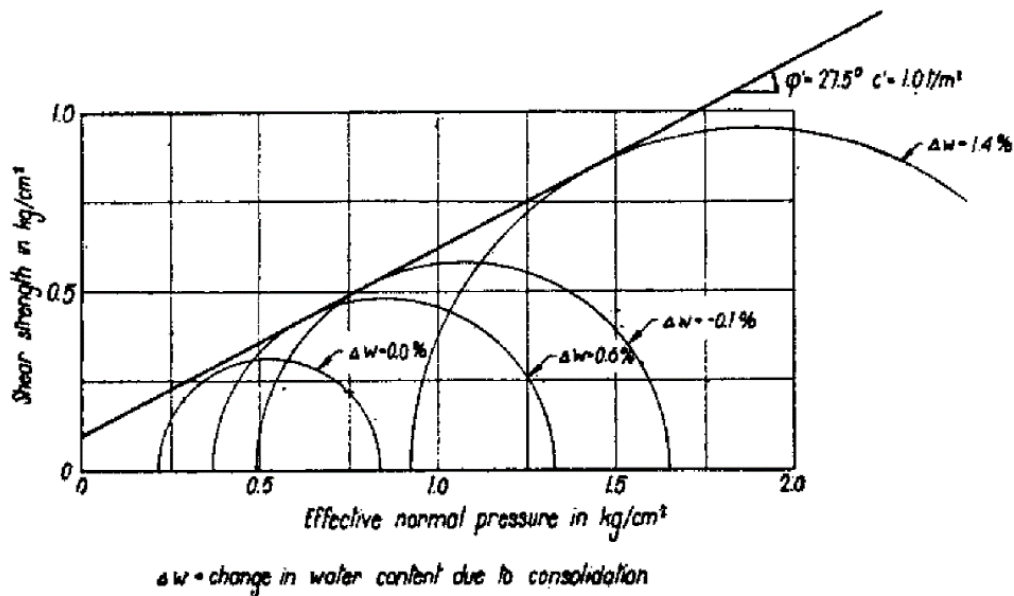


Πίνακας 5.2 - Αποτελέσματα δοκιμών ανεμπόδιστης θλίψης – Αστράγγιστη διατμητική αντοχή (Sevaldson 1956)

Βάθος (m)	Αστράγγιστη Αντοχή c_u (kPa)
2.35	38.87
3.25	41.10
3.46	41.55
4.32	38.81
4.75	46.72
5.66	42.84
6.32	48.71
6.65	52.55
7.36	65.66
7.57	66.10
8.40	41.18
10.33	48.81
10.75	47.90
11.39	56.25
12.40	72.30
12.76	83.83
Μέση Τιμή	52.07
Μέγεθος Δείγματος (n)	16
Τυπική Απόκλιση (S_d)	13.3414
Τυπικό Σφάλμα (SE)	3.3353
Βαθμός Ελευθερίας (BE)	1
$t_{p,n-BE} = t_{p,n-1}$	1.8331
$k = t_{p,n-1}/\sqrt{n}$	0.4583
$X_k = X_m - t_{p,n-1} SE_X$	45.9591
$X_{k,Scheider} = X_m - 0.5 S_{d,X}$	45.4025

Πίνακας 5.3 - Αποτέλεσμα δοκιμών και στατιστική ανάλυση για τον προσδιορισμό της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής c_u .

Για τον προσδιορισμό των παραμέτρων διατμητικής αντοχής c' και ϕ' , πραγματοποιήθηκαν τριαξονικές δοκιμές σε μεγάλο αριθμό δειγμάτων. Η διαδικασία της δοκιμής ήταν σε μεγάλο βαθμό ως εξής (βλ. Sevaldson 1956): μια σειρά τριών ή τεσσάρων δειγμάτων που ελήφθησαν από το ίδιο δείγμα, στερεοποιήθηκαν κάτω από διαφορετικές πιέσεις σε όλες τις πλευρές. Όταν ολοκληρώθηκε η στερεοποίηση, πραγματοποιήθηκαν αστράγγιστες δοκιμές διάτμησης και μετρήθηκε η πίεση πόρων στα δείγματα κατά τη διάρκεια των δοκιμών. Τα αποτελέσματα αυτών των δοκιμών παρουσιάστηκαν σε ένα διάγραμμα Mohr-Coulomb ως συνάρτηση των ενεργών τάσεων. Η κοινή εφαπτομένη των κύκλων του Mohr-Coulomb καθορίζει τις τιμές c' και ϕ' . Το αποτέλεσμα μιας τυπικής σειράς δοκιμής φαίνεται στην Εικόνα 5.6.



Εικόνα 5.6 - Μια τυπική σειρά αποτελεσμάτων τριαξονικών δοκιμών (Sevaldson 1956)

Τα αποτελέσματα όλων των σειρών δοκιμών - με εξαίρεση τις δοκιμές στον αργιλικό φλοιό - παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.4, μαζί με την επεξεργασία της παρούσας εργασίας σύμφωνα με τη στατιστική επεξεργασία που παρουσιάστηκε στις προηγούμενες παραγράφους. Η μέση τιμή για τις παραμέτρους διάτμητικής αντοχής ήταν: $c_{\text{mean}}' = 10 \text{ kPa}$, $\phi_{\text{mean}}' = 27.1^\circ$ και $\tan \phi_{\text{mean}}' = 0.512$. Όλα τα στατιστικά μεγέθη υπολογίζονται στην παρούσα εργασία σύμφωνα με τον Πίνακα 5.4, στον οποίο αντιμετωπίζεται ο υπολογισμός των c' και $\tan \phi'$ ως μονοπαραμετρικό πρόβλημα για το καθένα χωριστά, δηλαδή ως ανεξάρτητες μεταξύ τους μεταβλητές.

Γεώτρηση	Βάθος (m)	Συνοχή c' (kPa)	Γωνία τριβής φ' (°)	tanφ'
1	8	9.81	27.5	0.521
	13	7.85	24.9	0.464
2	7	9.81	28.1	0.534
	11	9.81	27.7	0.525
	15	7.85	26.6	0.501
	19	12.75	24.0	0.445
3	3	9.81	26.3	0.494
	9	6.87	29.4	0.563
5	9	11.77	27.2	0.514
7	4	13.73	29.2	0.559
Μέση Τιμή		10.01	27.1	0.512
Μέγεθος Δείγματος (n)		10	10	10
Τυπική Απόκλιση (S _d)		2.2082	1.7182	0.0377
Τυπικό Σφάλμα (SE)		0.6983	0.5433	0.0119
Βαθμός Ελευθερίας (BE)		1	1	1
$t_{p,n-BE} = t_{p,n-1} =$		1.8331	1.8331	1.8331
$k = t_{p,n-1} / \sqrt{n} =$		0.5797	0.5797	0.5797
$X_k = X_m - t_{p,n-1} SE_X =$		8.7262	26.0940	0.4902
$X_{k,Scheider} = X_m - 0.5 S_{d,X} =$		8.9021	26.2309	0.4932

Πίνακας 5.4 - Αποτέλεσμα δοκιμών για τον προσδιορισμό της συνοχής c' και της γωνίας εσωτερικής τριβής φ'. Κανονική άργιλος

Τα αποτελέσματα του Πίνακα 5.4 είναι σε απόλυτη συμφωνία με τις τιμές που αναφέρει ο Sevaldson (1956) και ο El-Ramly (2006) . Ο Sevaldson (1956) σημείωσε ότι δεν υπήρχε αξιοσημείωτη διαφορά μεταξύ των παραμέτρων αντοχής των δειγμάτων που ελήφθησαν εντός της περιοχής που ολίσθησε με εκείνων εκτός της ολίσθησης, ενώ βρέθηκε κάποια διαφορά μεταξύ δοκιμών σε στερεοποιημένη άργιλο και δοκιμών στον αργιλικό φλοιό, με τη γωνία τριβής να είναι κάπως μεγαλύτερη για το δείγμα του φλοιού. Τα αποτελέσματα δύο δοκιμών με τα δείγματα από τον αργιλικό φλοιό παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.5. Οι μέσες τιμές για τις παραμέτρους διάτμητικής αντοχής είναι: $c_{mean}' = 11.77$ kPa, $\phi_{mean}' = 32^\circ$ και $\tan\phi_{mean}' = 0.625$.

Δείγμα	Βάθος (m)	Συνοχή c' (kPa)	Γωνία τριβής φ' (°)	tanφ'
a	2.7	13.73	31.4	0.610
b	1.2	9.81	32.6	0.640
Μέση Τιμή		11.77	32.0	0.625

Πίνακας 5.5 - Αποτέλεσμα δοκιμών για τον προσδιορισμό της συνοχής c' και της γωνίας εσωτερικής τριβής φ'. Αργιλικός Φλοιός (Sevaldson 1956)

Σύμφωνα με τον El-Ramly (2006) η ενεργή συνοχή c' δεν παρουσιάζει καμία τάση με το βάθος, ενώ η ενεργός γωνία τριβής κυμαίνεται από 24.0° έως 29.4° και παρουσιάζει ελαφρά μείωση με το βάθος. Ωστόσο, αυτή η φαινομενική τάση είναι πολύ ασθενής και δεν λαμβάνεται υπόψη στις αναλύσεις. Ο El-Ramly (2006) υπολόγισε τον συντελεστή συσχέτισης μεταξύ c' και tanφ' σε -0.06, το οποίο υποδηλώνει ότι οι δύο μεταβλητές δεν είναι συσχετισμένες

5.3 Ανάλυση της κατολίσθησης Lodalen μέσω του λογισμικού SLIDE2

Σε αυτήν την ενότητα θα αναλύσουμε την κατολίσθηση του Lodalen μέσω του λογισμικού Slide2. Οι συντεταγμένες της διατομής της Εικόνας 5.4 (El-Ramly 2006) προέκυψαν με ψηφιοποίησή της με εφαρμογή του λογισμικού Getdata, οπότε κατασκευάστηκε η διατομή σε μορφή DXF, ώστε να εισαχθεί στο λογισμικό Slide2 μέσω της επιλογής Import DXF.

Για τη διεξαγωγή των αναλύσεων χρησιμοποιήθηκαν οι τιμές των παραμέτρων τους εδάφους των Πινάκων 5.6 - 5.8, ενώ εφαρμόστηκε η στάθμη υδροφόρου ορίζοντα (ΣΥΟ) που χρησιμοποίησε ο El Ramy, θεωρώντας υδροστατική την κατανομή των πιέσεων. Για το ειδικό βάρος θεωρήθηκε αμελητέα η τυπική απόκλιση και η χαρακτηριστική τιμή ίση με τη μέση.

$\gamma_{dry,mean}$ (kN/m ³)	$\gamma_{dry,k}$ (kN/m ³)	$S_{d,\gamma_{dry}}$ (kN/m ³)	$\gamma_{sat,mean}$ (kN/m ³)	$\gamma_{sat,k}$ (kN/m ³)	$S_{d,\gamma_{sat}}$ (kN/m ³)
19	19	0	20	20	0

Πίνακας 5.6 - Τιμές ειδικού βάρους του εδάφους

c_{mean} kPa	c_k kPa	$c_{u,mean}$ kPa	$c_{u,mean,k}$ kPa	$S_{d,c}$ kPa	S_{d,c_u} kPa
10	8.7262	52.07	45.9591	2.21	13.34

Πίνακας 5.7 – Τιμές συνοχής - αντοχής του εδάφους

ϕ_{mean} (°)	ϕ_k (°)	$S_{d,\phi}$ (°)	$\tan\phi_{mean}$	$\tan\phi_k$	$S_{d,\tan\phi}$
27.1	26.0940	1.7182	0.512	0.4902	0.0377

Πίνακας 5.8 – Τιμές εσωτερικής γωνίας τριβής

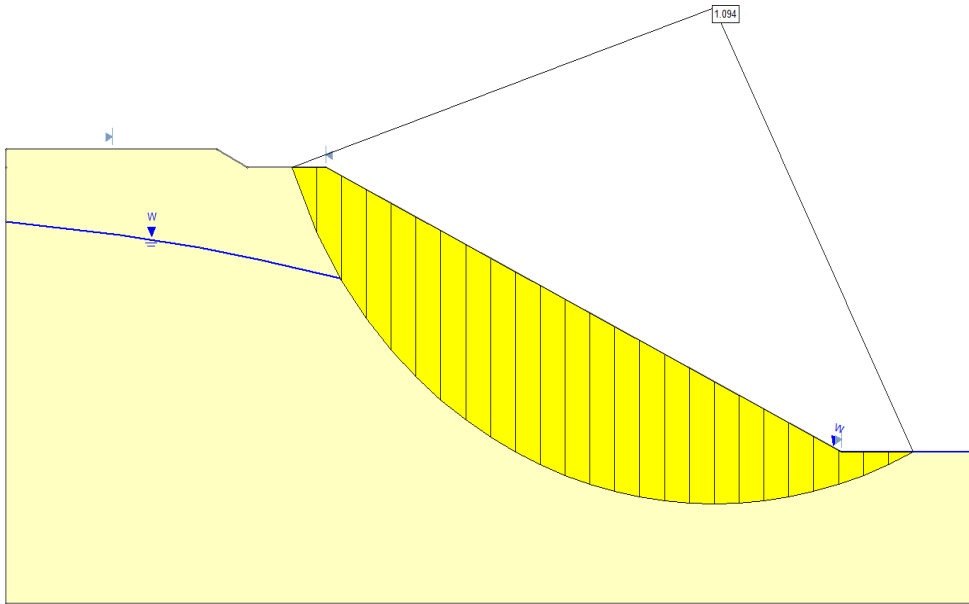
Οι μέθοδοι ανάλυσης που εφαρμόστηκαν είναι οι Fellenius, Bishop, Janbu.

Οι αναλύσεις των παραγράφων 5.3.1 έως 5.3.4 αφορούν ευθείας σχεδιασμού του έργου. Η 5.3.5 αφορά αντίστροφη ανάλυση. Η θέση της ΣΥΟ θεωρείται δεδομένη, οπότε δεν λαμβάνεται υπόψη η αβεβαιότητά της.

5.3.1 Ευθεία ντετερμινιστική ανάλυση με μέσες τιμές

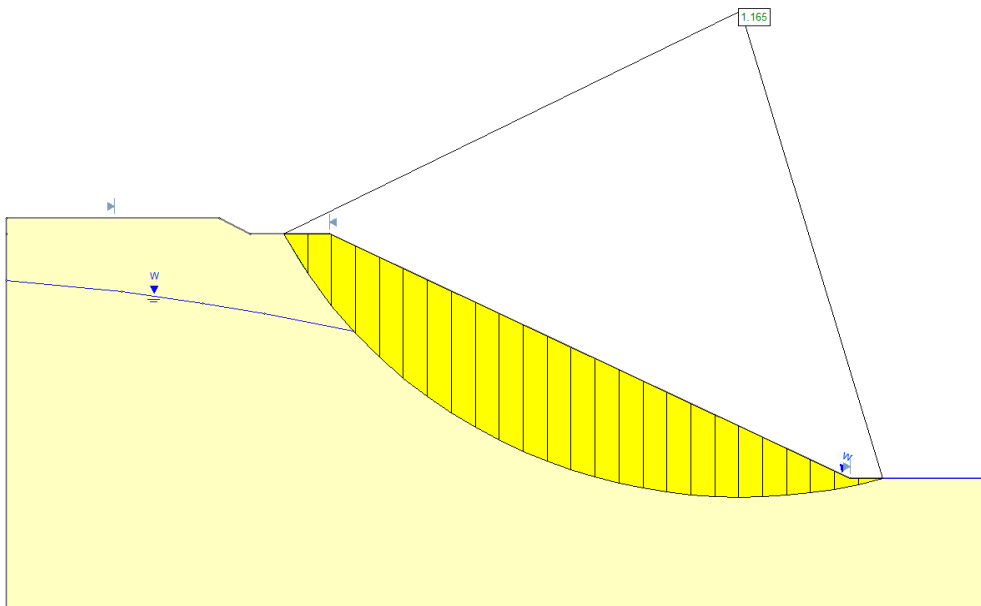
Τα αποτελέσματα εμφανίζονται στο παράθυρο του Interpret, όπου για κάθε ανάλυση φαίνεται ο ξεχωριστός συντελεστής ασφαλείας της ολίσθησης. Δεδομένα κάθε λωρίδας μπορούν να εξαχθούν σε ένα αρχείο Microsoft Excel για περαιτέρω ανάλυση. Στις ακόλουθες Εικόνες 5.7, 5.8, 5.9 απεικονίζονται οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στο λογισμικό πρόγραμμα Slide2 για τον προσδιορισμό του συντελεστή ασφαλείας χρησιμοποιώντας τις μέσες τιμές των παραμέτρων αντοχής του εδάφους, ενώ στις Εικόνες 5.10, 5.11, 5.12 απεικονίζονται οι αναλύσεις υπό καθεστώς αστράγγιστων συνθηκών, και συγκεκριμένα είναι οι εξής:

- Μέθοδος Ανάλυσης: **Ordinary / Fellenius** – **FS = 1.094**



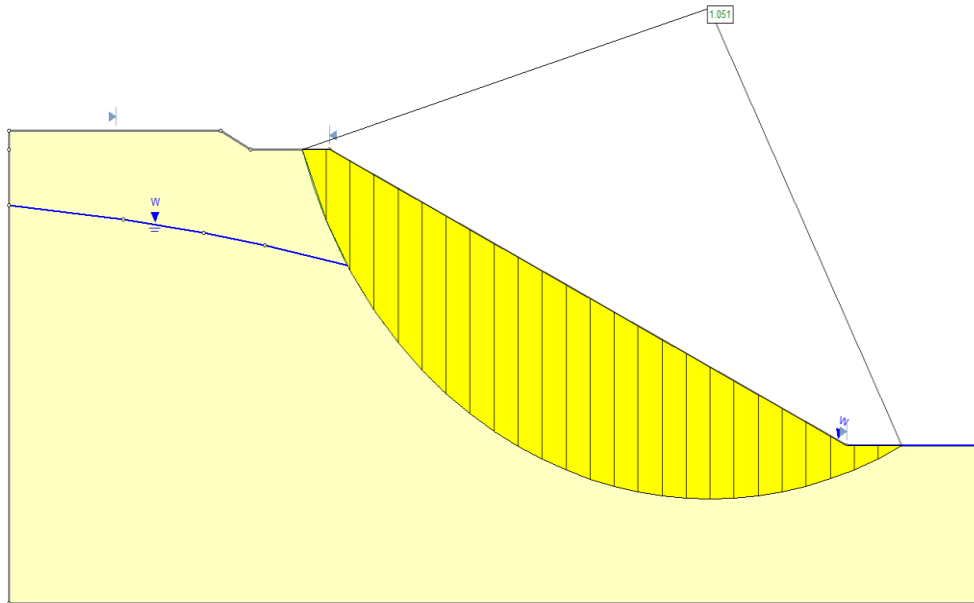
Εικόνα 5.7 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και συντελεστής ασφαλείας με την μέθοδο ανάλυσης Ordinary / Fellenius (Μέσες τιμές).

- Μέθοδος Ανάλυσης: **Bishop simplified** – **FS = 1.165**



Εικόνα 5.8 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και συντελεστής ασφαλείας με την μέθοδο ανάλυσης Bishop simplified (Μέσες τιμές).

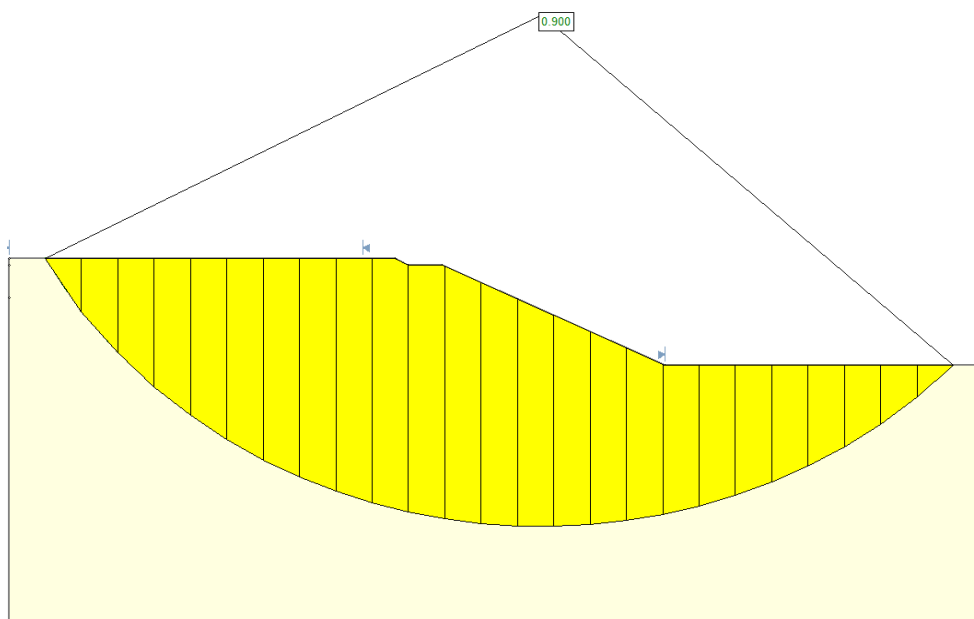
- Μέθοδος Ανάλυσης: **Janbu simplified – FS = 1.051**



Εικόνα 5.9 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και συντελεστής ασφαλείας με την μέθοδο ανάλυσης Janbu simplified (Μέσες τιμές).

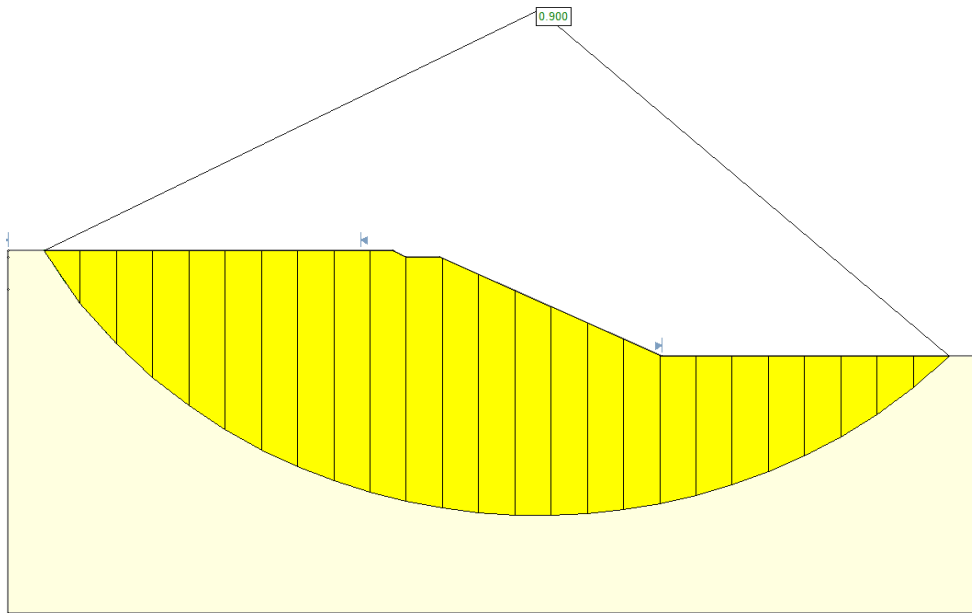
Αναφέρθηκε προηγουμένως ότι η διατμητική αντοχή ενός εδαφικού υλικού, η οποία εξ ορισμού είναι ίση με τη διατμητική τάση που αναπτύσσεται στο επίπεδο ολίσθησης κατά την αστοχία, δεν είναι σταθερή, αλλά εξαρτάται από το είδος του υλικού και τις συνθήκες στις οποίες βρίσκεται (στραγγισμένες ή αστράγγιστες). Στην συγκεκριμένη περίπτωση, έχει πολύ ενδιαφέρον η τιμή του συντελεστή ασφαλείας σε βραχυχρόνια φόρτιση, δηλαδή αστράγγιστες συνθήκες με c_u και ολικές τάσεις.

- Μέθοδος Ανάλυσης: **Ordinary / Fellenius, Undrained ($\phi' = 0$) – FS = 0.900**



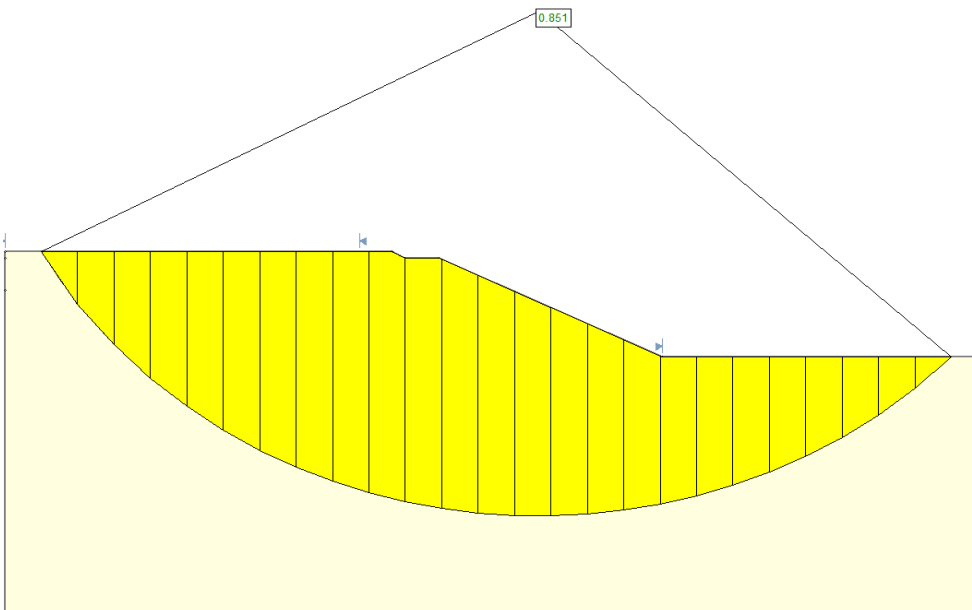
Εικόνα 5.10 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και συντελεστής ασφαλείας υπό αστράγγιστες συνθήκες με την μέθοδο ανάλυσης Ordinary / Fellenius (Μέσες τιμές).

- Μέθοδος Ανάλυσης: **Bishop simplified, Undrained ($\phi' = 0$) – FS = 0.900**



Εικόνα 5.11 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και συντελεστής ασφαλείας υπό αστράγγιστες συνθήκες με την μέθοδο ανάλυσης Bishop simplified (Μέσες τιμές).

- Μέθοδος Ανάλυσης: **Janbu simplified, Undrained ($\phi' = 0$) – FS = 0.851**



Εικόνα 5.12 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και συντελεστής ασφαλείας υπό αστράγγιστες συνθήκες με την μέθοδο ανάλυσης Janbu simplified (Μέσες τιμές).

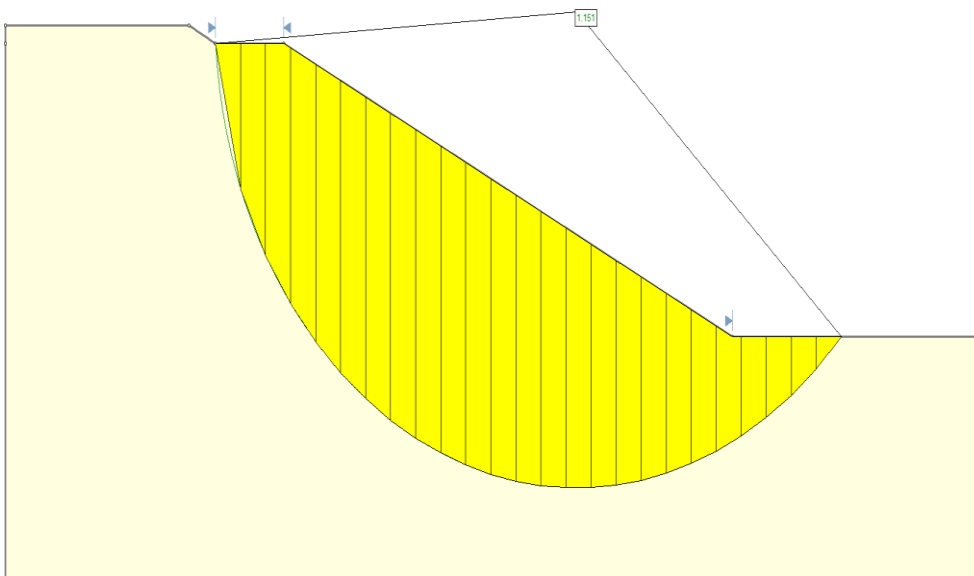
Τύπος Ανάλυσης	FS		
	<u>Ordinary / Fellenius</u>	<u>Bishop simplified</u>	<u>Janbu simplified</u>
Ευθεία - Ντετερμινιστική - Ενεργές Τάσεις - Μέσες Τιμές	1.094	1.165	1.051
Ευθεία - Ντετερμινιστική - Αστράγγιστες Συνθήκες - Ολικές Τάσεις - Μέσες Τιμές	0.900	0.900	0.851

Πίνακας 5.9 – Αποτελέσματα ευθείας ντετερμινιστικής ανάλυσης με μέσες τιμές σε στραγγιζόμενες και αστράγγιστες συνθήκες

Παρατηρούμε πως ο ελάχιστος Συντελεστής Ασφαλείας είναι μικρότερος της μονάδας σε κάθε ανάλυση υπό αστράγγιστες συνθήκες, άρα το πρανές είχε διαμορφωθεί σε μια κλίση η οποία είναι μη αποδεκτή σύμφωνα με κανονισμούς που εφαρμόζουν ολικούς συντελεστές ασφαλείας (π.χ. ΟΣΜΕΟ). Επίσης, η κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης υπό αστράγγιστες συνθήκες είναι πιο βαθιά. Είναι πολύ πιθανό πως η αργιλική «κρούστα» έχει περιορίσει την εμφάνιση της επιφάνειας θραύσης εκτός των οριζοντιογραφικών της ορίων. Έτσι ενώ ήταν πολύ οριακή η ισορροπία, η αστοχία δεν συναιβει άμεσα.

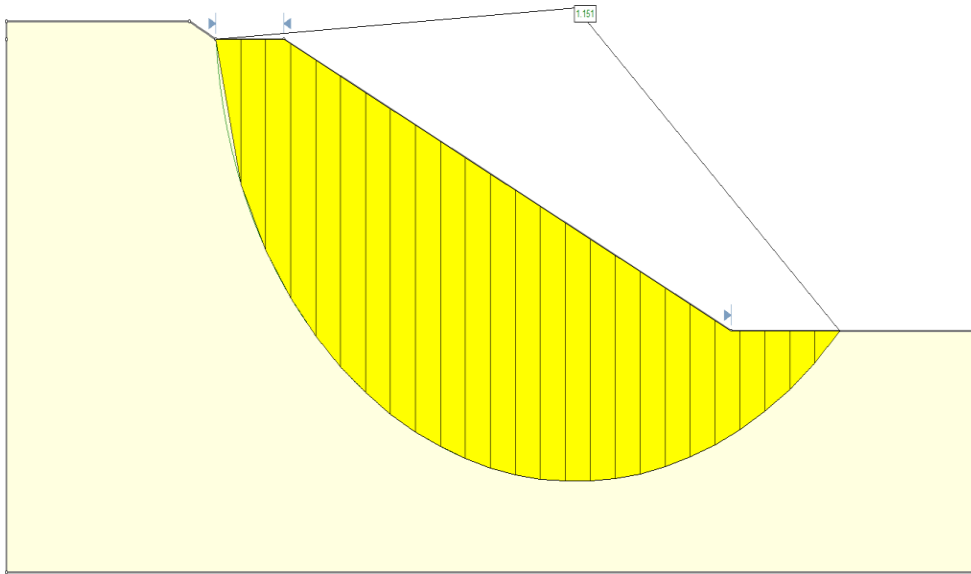
Στις επόμενες αναλύσεις περιορίζοντας το άνω όριο της επιφάνειας θραύσης μέχρι την κρούστα, θεωρώντας πως η κρούστα έχει λειτουργήσει επ'ωφελεία της συνολικής ευστάθειας, δηλαδή η επιφάνεια ολίσθησης να μην βγαίνει εντός της κρούστας, ο συντελεστής ασφαλείας είναι ο εξής:

- Μέθοδος Ανάλυσης: **Ordinary / Fellenius, Undrained ($\phi' = 0$) – FS = 1.151**



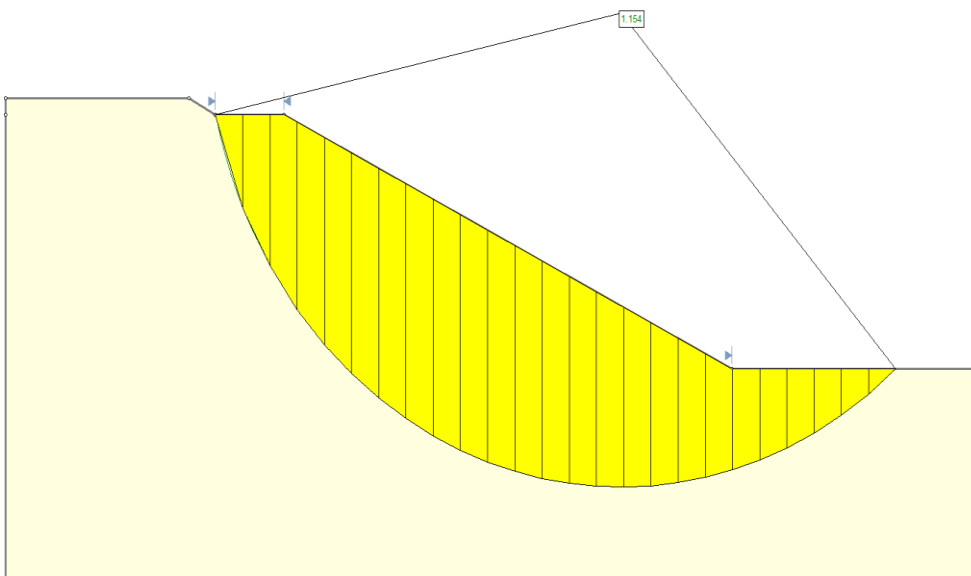
Εικόνα 5.13 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης μέχρι την κρούστα και συντελεστής ασφαλείας υπό αστράγγιστες συνθήκες με την μέθοδο ανάλυσης Ordinary / Fellenius (Μέσες τιμές).

- Μέθοδος Ανάλυσης: **Bishop simplified, Undrained ($\phi' = 0$) – FS = 1.151**



Εικόνα 5.14 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης μέχρι την κρούστα και συντελεστής ασφαλείας υπό αστράγγιστες συνθήκες με την μέθοδο ανάλυσης Bishop simplified (Μέσες τιμές).

- Μέθοδος Ανάλυσης: **Janbu simplified, Undrained ($\phi' = 0$) – FS = 1.154**

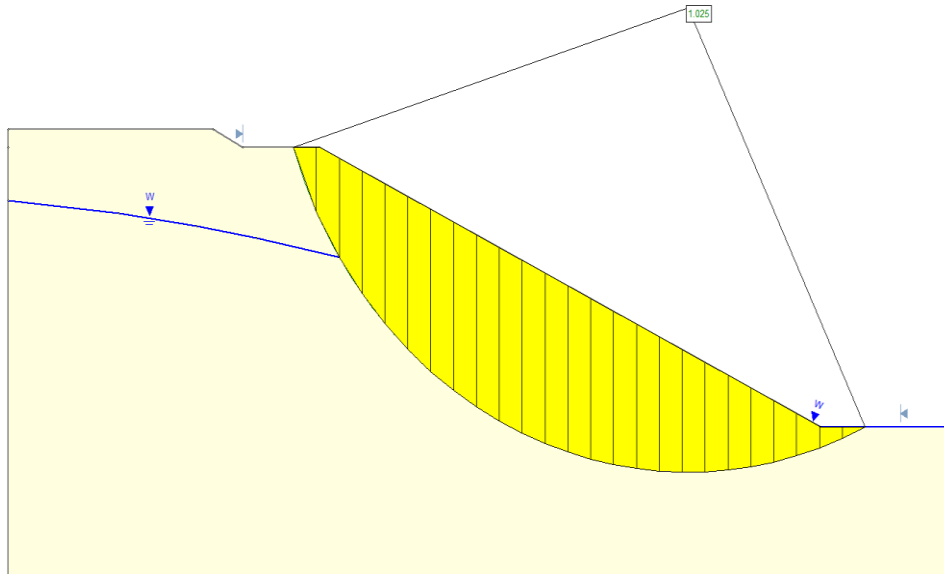


Εικόνα 5.15 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης μέχρι την κρούστα και συντελεστής ασφαλείας υπό αστράγγιστες συνθήκες με την μέθοδο ανάλυσης Janbu simplified (Μέσες τιμές).

5.3.2 Ευθεία ντετερμινιστική ανάλυση με χαρακτηριστικές τιμές

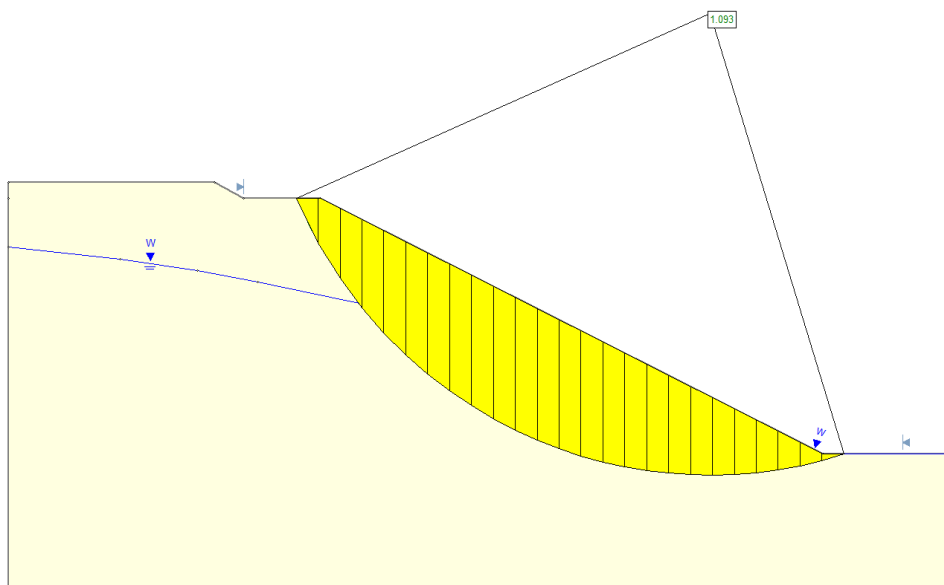
Στις ακόλουθες Εικόνες 5.16, 5.17, 5.18 απεικονίζονται οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στο λογισμικό πρόγραμμα Slide2 για τον προσδιορισμό του συντελεστή ασφαλείας χρησιμοποιώντας τις χαρακτηριστικές τιμές των παραμέτρων αντοχής του εδάφους και συγκεκριμένα είναι οι εξής:

- Μέθοδος Ανάλυσης: **Ordinary / Fellenius – FS = 1.025**



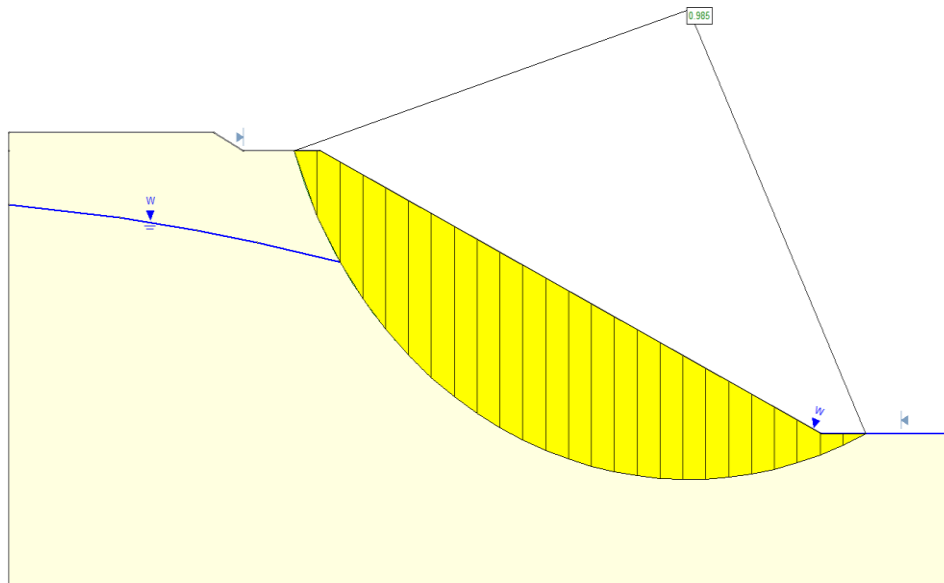
Εικόνα 5.16 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και συντελεστής ασφαλείας με την μέθοδο ανάλυσης Ordinary / Fellenius (Χαρακτηριστικές τιμές).

- Μέθοδος Ανάλυσης: **Bishop simplified – FS = 1.093**



Εικόνα 5.17 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και συντελεστής ασφαλείας με την μέθοδο ανάλυσης Bishop simplified (Χαρακτηριστικές τιμές).

- Μέθοδος Ανάλυσης: **Janbu simplified – FS = 0.986**



Εικόνα 5.18 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και συντελεστής ασφαλείας με την μέθοδο ανάλυσης Janbu simplified (Χαρακτηριστικές τιμές).

Τύπος Ανάλυσης	FS		
	<u>Ordinary / Fellenius</u>	<u>Bishop simplified</u>	<u>Janbu simplified</u>
Ευθεία - Ντετερμινιστική - Ενεργές Τάσεις - Χαρακτηριστικές Τιμές	1.025	1.093	0.986

Πίνακας 5.10 - Αποτελέσματα ευθείας ντετερμινιστικής ανάλυσης με χαρακτηριστικές τιμές

Παρατηρούμε πως ο ελάχιστος Συντελεστής Ασφαλείας προκύπτει κατά Janbu και είναι μικρότερος της μονάδας, άρα το πρανές είχε διαμορφωθεί σε μια κλίση η οποία είναι μη αποδεκτή σύμφωνα με κανονισμούς που εφαρμόζουν ολικούς συντελεστές ασφαλείας (π.χ. ΟΣΜΕΟ).

5.3.3 Ευθεία ντετερμινιστική ανάλυση με χαρακτηριστικές τιμές κατά EC7

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 7, για να προσαρμοστούν οι διαφορετικές σχεδιαστικές παραδόσεις και απόψεις στην Ευρώπη σχετικά με τον τρόπο με τον οποίο πρέπει να εφαρμοστούν μερικοί συντελεστές στο γεωτεχνικό σχεδιασμό, κάθε κράτος μέλος της Ευρωπαϊκής Ένωσης έχει την δυνατότητα να διαλέξει ανάμεσα σε τρεις Τρόπους Ανάλυσης (Design Approach). Για την συγκεκριμένη ανάλυση κατά EC7 χρησιμοποιήθηκε ο Design Approach 3, λόγω ότι το Lodalen βρίσκεται στην Νορβηγία και με βάση την Εικόνα 3.2 για την εθνική επιλογή σχεδιαστικής προσέγγισης για πρανή (Bond, 2013) επιλέχτηκε ο τρόπος αυτός.

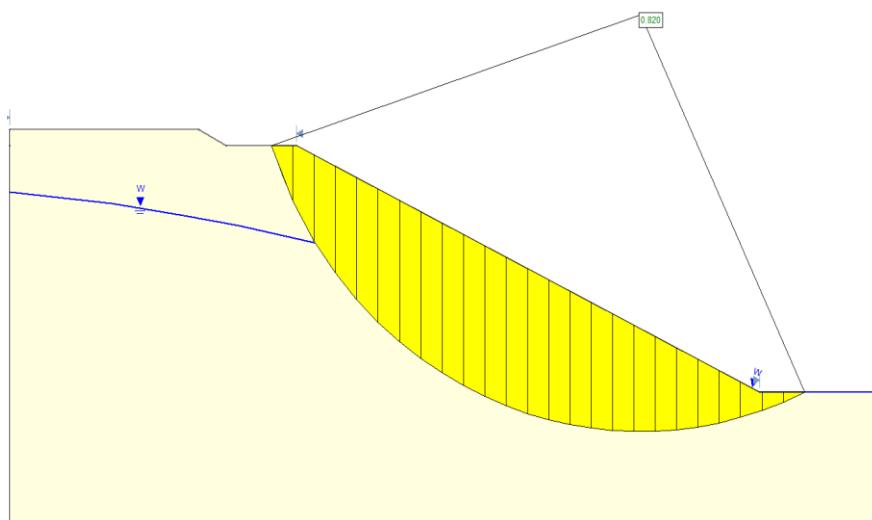
Στις ακόλουθες Εικόνες 5.20, 5.21, 5.22 απεικονίζονται οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στο λογισμικό πρόγραμμα Slide2 για τον προσδιορισμό του συντελεστή ασφαλείας χρησιμοποιώντας τις χαρακτηριστικές τιμές των παραμέτρων αντοχής του εδάφους και τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας με βάση τον Τρόπο Ανάλυσης 3 (βλέπε Εικόνα 5.19).

Permanent Actions (A)		
Unfavourable	γ_G	1
Favourable	γ_G	1
Variable Actions (A)		
Unfavourable	γ_Q	1.3
Favourable	γ_Q	0
Material Parameters (M)		
Effective cohesion	γ_c	1.25
Coefficient of shearing resistance	γ_ϕ	1.25
Undrained strength	γ_{cu}	1.4
Weight density	γ	1
Shear strength (other models)		1.25
Resistance (R)		
Earth resistance	γ_{Re}	1
Anchorage (R)		
Tensile and Plate strength	γ_a	1
Shear strength	γ_a	1
Compressive strength	γ_a	1
Bond strength	γ_a	1
Seismic		
Seismic Coefficient		1

Εικόνα 5.19 - Επιμέρους συντελεστές με βάση τον Τρόπο Ανάλυσης 3 (Design Approach 3).

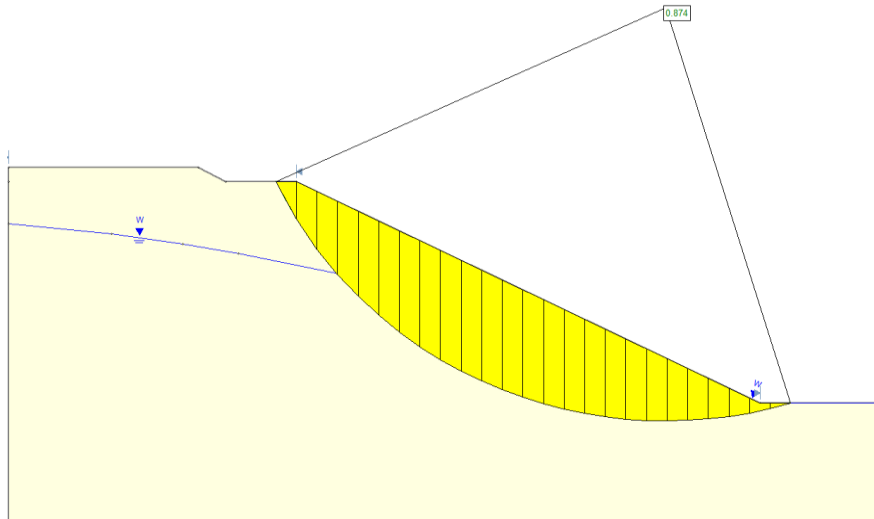
Η ανάλυση ευστάθειας ολοκληρώνεται με μερικούς παράγοντες που εφαρμόζονται σε χαρακτηριστικά φορτία και παραμέτρους αντοχής εδάφους. Ο υπολογισμένος Συντελεστής Ασφάλειας (FS), ο οποίος ερμηνεύεται ως συντελεστής υπερδιαστασιολόγησης (overdesign factor), πρέπει να είναι μεγαλύτερος ή ίσος με 1.0 για να θεωρηθεί ασφαλής η σχεδίαση. Το περιθώριο ασφαλείας (Safety Margin) είναι ο συντελεστής ασφαλείας (η αντοχή ή αντίδραση R_d του υλικού διαιρούμενη με την αναμενόμενη τάση ή δράση E_d) μείον ένα. Η αύξηση του περιθωρίου ασφαλείας οδηγεί σε αύξηση του δείκτη αξιοπιστίας, ο οποίος με τη σειρά του σχετίζεται με μείωση της πιθανότητας αστοχίας.

- Μέθοδος Ανάλυσης: **Ordinary / Fellenius – FS = 0.820, SM = - 0.180 (Μη αποδεκτό)**



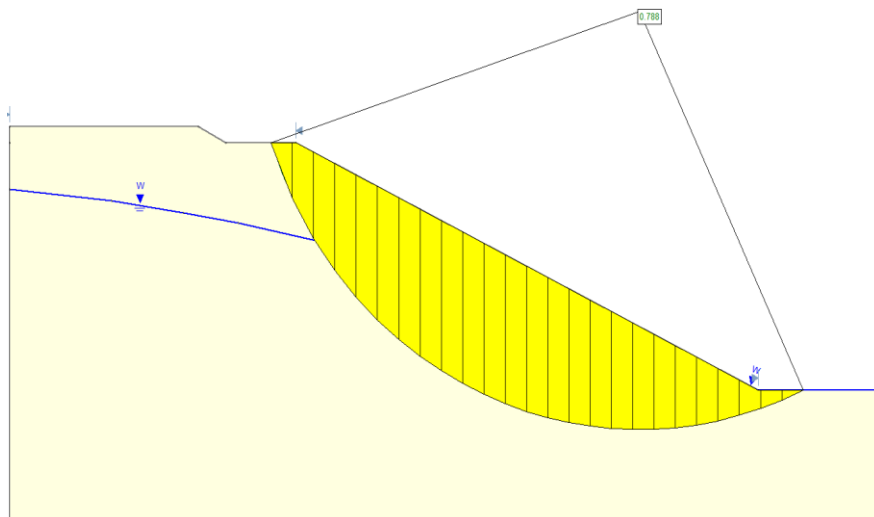
Εικόνα 5.20 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και περιθώριο ασφαλείας με την μέθοδο ανάλυσης Ordinary / Fellenius (Χαρακτηριστικές τιμές).

- Μέθοδος Ανάλυσης: **Bishop simplified** – FS = 0.874, SM = -0.126 (Μη αποδεκτό)



Εικόνα 5.21 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και περιθώριο ασφαλείας με την μέθοδο ανάλυσης Bishop simplified (Χαρακτηριστικές τιμές).

- Μέθοδος Ανάλυσης: **Janbu simplified** – FS = 0.788, SM = - 0.212 (Μη αποδεκτό)



Εικόνα 5.22 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και περιθώριο ασφαλείας με την μέθοδο ανάλυσης Janbu simplified (Χαρακτηριστικές τιμές).

Παρατηρούμε πως ο Συντελεστής Ασφαλείας και το Περιθώριο Ασφαλείας σε κάθε ανάλυση είναι μικρότερος και αρνητικός της μονάδας αντίστοιχα, οπότε σύμφωνα με τους κανονισμούς του EC7, το πρανές δεν πληροί τις προϋποθέσεις ευστάθειας.

Τύπος Ανάλυσης	FS		
	<u>Ordinary / Fellenius</u>	<u>Bishop simplified</u>	<u>Janbu simplified</u>
Ευθεία - Ντετερμινιστική - Ενεργές Τάσεις - Χαρακτηριστικές Τιμές κατά EC7	0.820, SM = - 0.180	0.824, SM = - 0.126	0.788, SM = - 0.212

Πίνακας 5.11 - Αποτελέσματα ευθείας ντετερμινιστικής ανάλυσης με χαρακτηριστικές τιμές κατά EC7

5.3.4 Ευθεία πιθανοτική ανάλυση

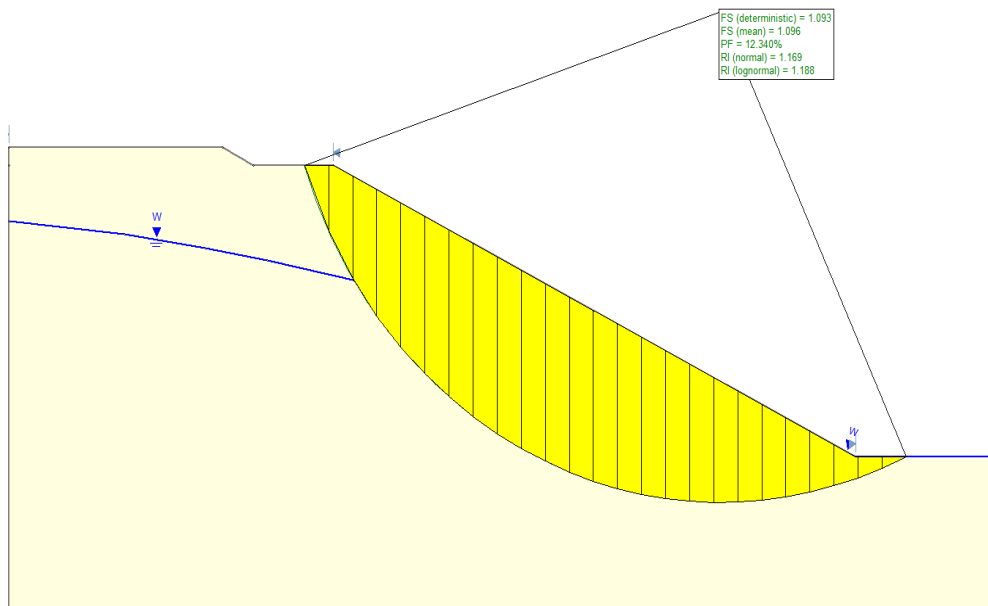
Με τον όρο Monte Carlo χαρακτηρίζεται κάθε αλγόριθμος προσομοίωσης που χρησιμοποιεί γεννήτριες τυχαίων αριθμών. Η προσομοίωση Monte Carlo είναι μια τεχνική για τη μελέτη της συμπεριφοράς ενός στοχαστικού μοντέλου σε τυχαίες εισόδους. Έχει 3 βασικά στάδια:

1. Δημιουργία των N τυχαίων εισόδων (ή σεναρίων)
2. Εκτέλεση της Προσομοίωσης για κάθε μια από τις N εισόδους
3. Συλλογή και αξιολόγηση των αποτελεσμάτων (μέσες τιμές, κατανομές, μέγιστα/ελάχιστα, ιστογράμματα, διαστήματα εμπιστοσύνης, κλπ.

Καθώς οι προσομοιώσεις είναι ανεξάρτητες μεταξύ τους, η μέθοδος εκμεταλλεύεται τις σύγχρονες δυνατότητες παράλληλης επεξεργασίας που μειώνουν τον χρόνο υπολογισμού.

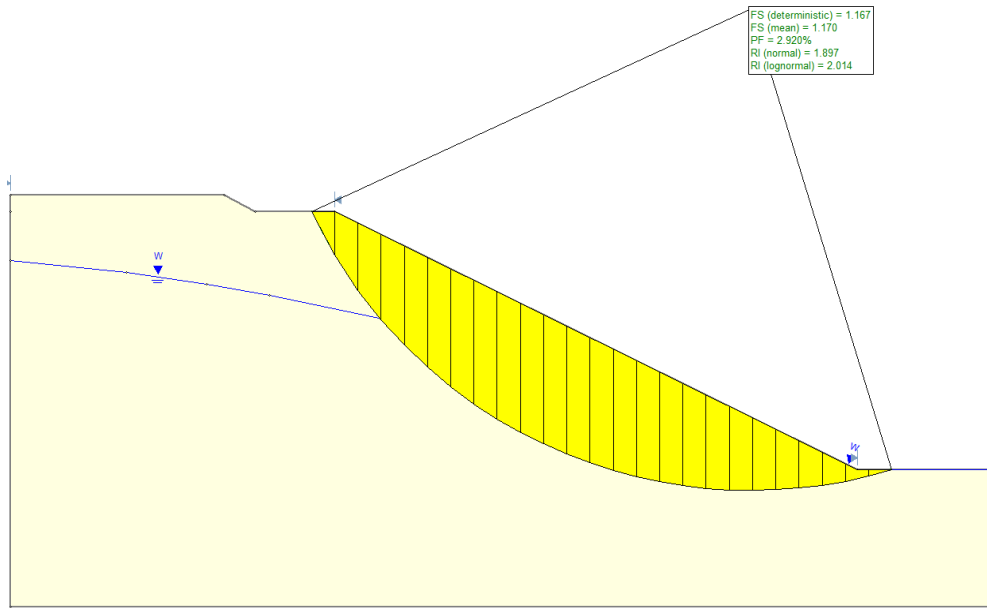
Στις ακόλουθες Εικόνες 5.23, 5.24, 5.25 απεικονίζονται οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στο λογισμικό πρόγραμμα Slide2 για τον προσδιορισμό του συντελεστή ασφαλείας χρησιμοποιώντας τις μέσες τιμές των παραμέτρων αντοχής του εδάφους και συγκεκριμένα είναι οι εξής:

- Μέθοδος Ανάλυσης: **Ordinary / Fellenius – $FS_{\text{mean}} = 1.096$, $PF=12.340\%$**



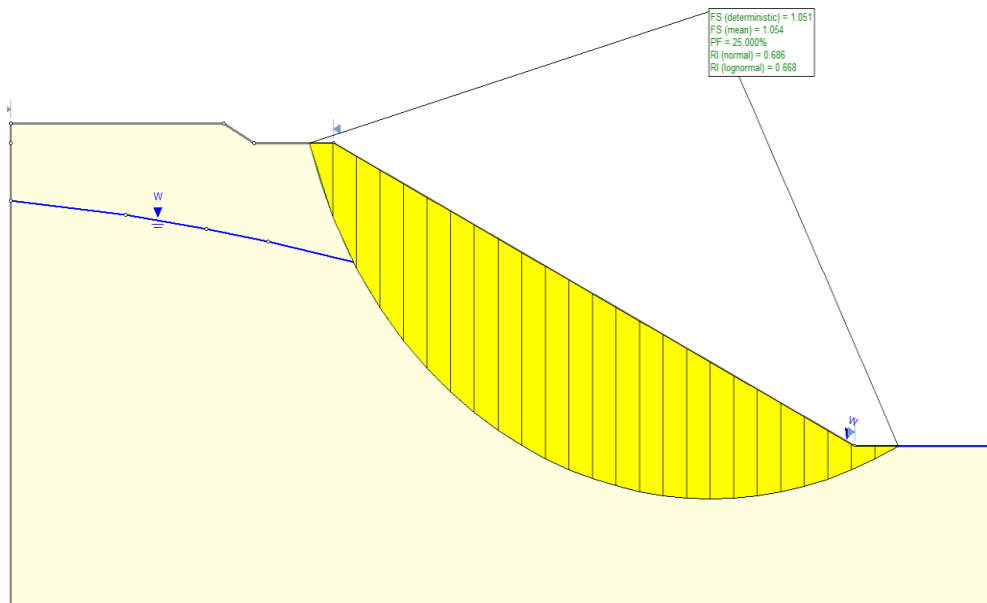
Εικόνα 5.23 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και συντελεστής ασφαλείας καθώς και πιθανότητα αστοχίας με την μέθοδο ανάλυσης Ordinary / Fellenius (Μέσες τιμές).

- Μέθοδος Ανάλυσης: **Bishop simplified** – $FS_{\text{mean}} = 1.170$, $PF=2.920\%$



Εικόνα 5.24 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και συντελεστής ασφαλείας καθώς και πιθανότητα αστοχίας με την μέθοδο ανάλυσης Bishop simplified (Μέσες τιμές).

- Μέθοδος Ανάλυσης: **Janbu simplified** – $FS_{\text{mean}} = 1.054$, $PF=25.000\%$



Εικόνα 5.25 - Κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης και συντελεστής ασφαλείας καθώς και πιθανότητα αστοχίας με την μέθοδο ανάλυσης Janbu simplified (Μέσες τιμές).

Τύπος Ανάλυσης	FS		
	<u>Ordinary / Fellenius</u>	<u>Bishop simplified</u>	<u>Janbu simplified</u>
Ευθεία - <u>Πιθανοτική</u> - Ενεργές Τάσεις - Μέσες Τιμές	1.096, PF=12.340%	1.170, PF=2.920%	1.054, PF=25.000%

Πίνακας 5.12 – Αποτελέσματα ευθείας πιθανοτικής ανάλυσης με μέσες τιμές

Η αποδεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά EC7 είναι 5% και πραγματοποιώντας τις προηγούμενες αναλύσεις παρατηρούμε πως ο Συντελεστής Ασφαλείας σε κάθε περίπτωση είναι μεγαλύτερος της μονάδας, αλλά στην πιθανότητα αστοχίας, η μέθοδος Fellenius και Janbu βγάζουν πιθανότητα μεγαλύτερη από 5% από ότι η Bishop, άρα είναι μη αποδεκτές

5.3.5 Αντίστροφη Ανάλυση

Στην περίπτωση αυτή θεωρείται γνωστή η γεωμετρία της επιφάνειας ολίσθησης και αναζητείται το εύρος των c' και ϕ' , τα οποία δίνουν συντελεστή ασφαλείας ίσο με 1. Τα αποτελέσματα συνοψίζονται στον ακόλουθο Πίνακα 5.13. Για $c' = 2$ ή 0 kPa μπορούμε να θεωρήσουμε πως η αντοχή και η εκτιμώμενη γωνία διατμητικής αντοχής αντιστοιχούν στην παραμένουσα τιμή, ϕ_r' , η οποία κινητοποιείται επί της επιφάνειας ολίσθησης που εκδηλώθηκε.

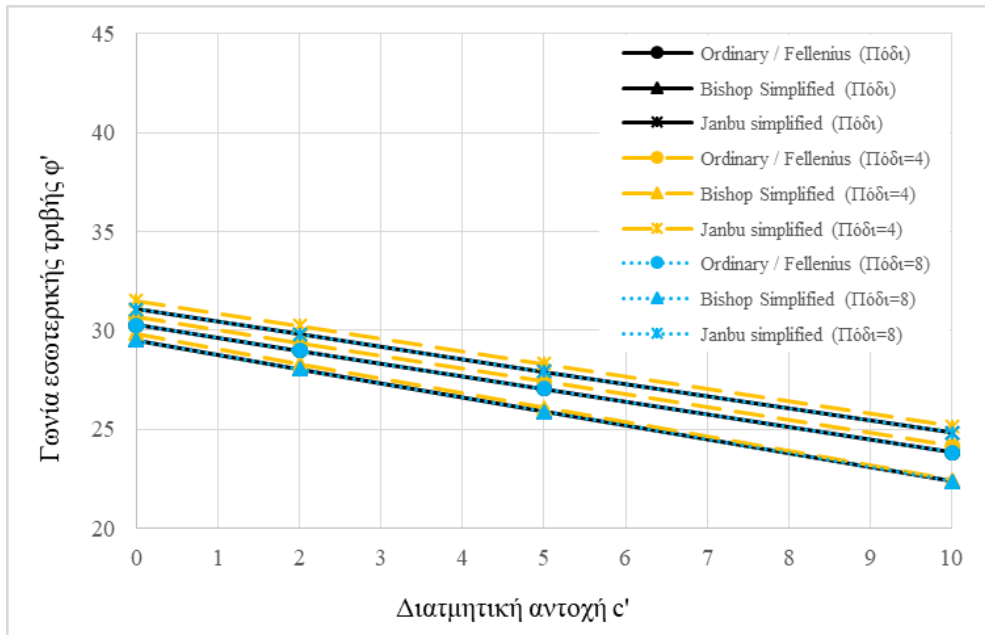
Σενάρια:

- Η επιφάνεια ολίσθησης ξεκινάει στο Crust και καταλήγει στο πόδι ή 4m μετά το πόδι ή 8m μετά το πόδι.
- $c=10, 5, 2, 0$ kPa και μεταβάλλουμε ϕ' ώστε να βγει ο συντελεστής ασφαλείας ίσος με ένα. (Συνολικά θέλουμε $3 \times 4 = 12$ αναλύσεις που θα βγάλουν 12 διαφορετικά ϕ' και 12 διαφορετικές επιφάνειες ολίσθησης)

Αρχείο	FS	c' (kPa)	ϕ' (°)		
			Ordinary / Fellenius	Bishop simplified	Janbu simplified
Back_001_podi	1	0	30.28	29.52	31.07
Back_002_podi4	1	0	30.67	29.84	31.50
Back_003_podi8	1	0	30.66	29.85	31.45
Back_004_podi	1	2	28.99	28.05	29.80
Back_005_podi4	1	2	29.37	28.32	30.23
Back_006_podi8	1	2	29.32	28.22	30.12
Back_007_podi	1	5	27.06	25.88	27.93
Back_008_podi4	1	5	27.43	26.08	28.33
Back_009_podi8	1	5	27.33	25.86	28.14
Back_0010_podi	1	10	23.82	22.36	24.84
Back_0011_podi4	1	10	24.16	22.43	25.17
Back_0012_podi8	1	10	24.02	22.14	24.89

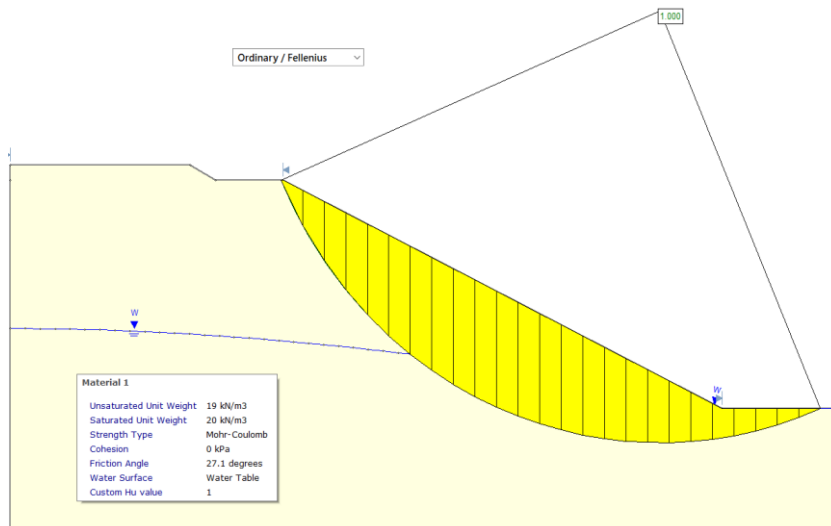
Πίνακας 5.13 – Αποτελέσματα των αντίστροφων αναλύσεων

Στην εικόνα 5.26 που ακολουθεί απεικονίζονται όλα τα εύρη των c' και ϕ' που δίνουν FS = 1 για κάθε δεδομένη επιφάνεια ολίσθησης και κάθε μέθοδο ανάλυσης.

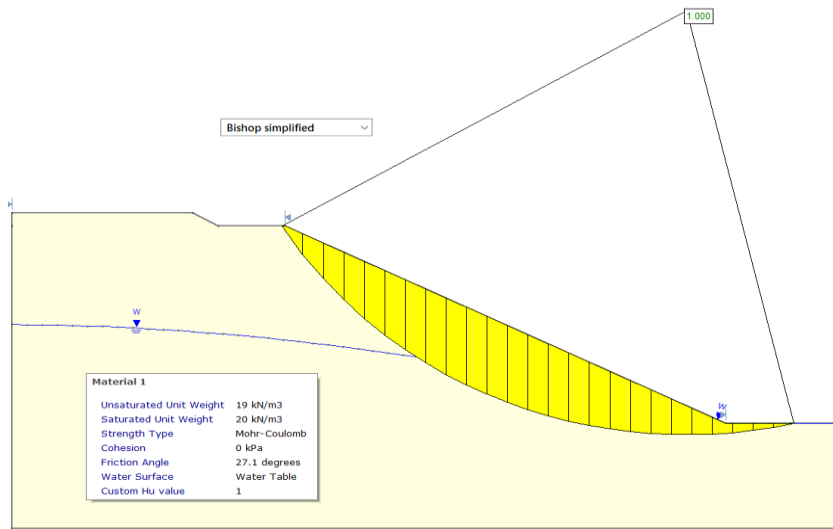


Εικόνα 5.26 - Συσχέτιση c' και ϕ' που δίνουν $FS=1$ για κάθε επιφάνεια ολίσθησης

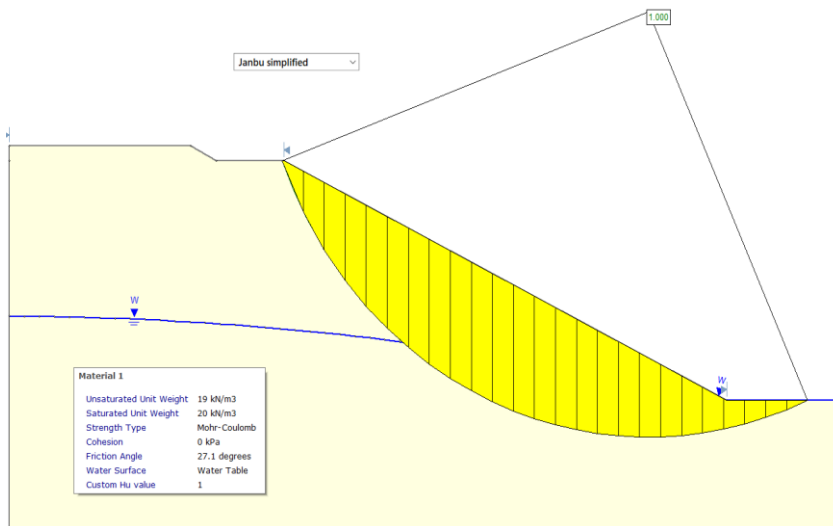
Σε μια άλλη περίπτωση αντίστροφης ανάλυσης όπου για δεδομένες τιμές των c' και ϕ' αναζητείται η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα ώστε για αυτές τις συγκεκριμένες τιμές να δίνουν συντελεστή ασφαλείας ίσο με 1. Για $c' = 0$ kPa και $\phi' = 27.1^\circ$ η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα για κάθε μέθοδο ανάλυσης (Fellenius, Bishop, Janbu) όπου δίνει $FS = 1$ παρουσιάζονται στις εικόνες 5.27, 5.28, 5.29, ενώ για $c' = 5$ kPa και $\phi' = 27.1^\circ$ στις εικόνες 5.30, 5.31, 5.32.



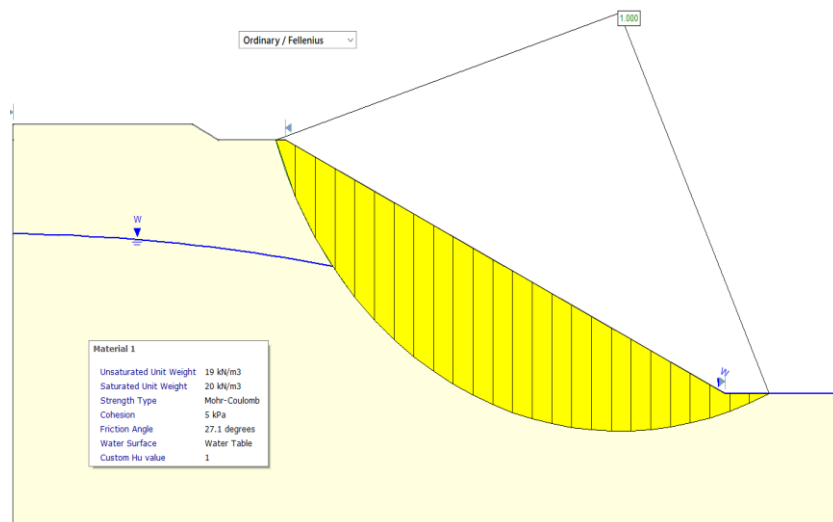
Εικόνα 5.27 – Στάθμη υδροφόρου ορίζοντα όπου δίνει $FS = 1$ για $c' = 0$ kPa και $\phi' = 27.1^\circ$ (Ordinary Fellenius)



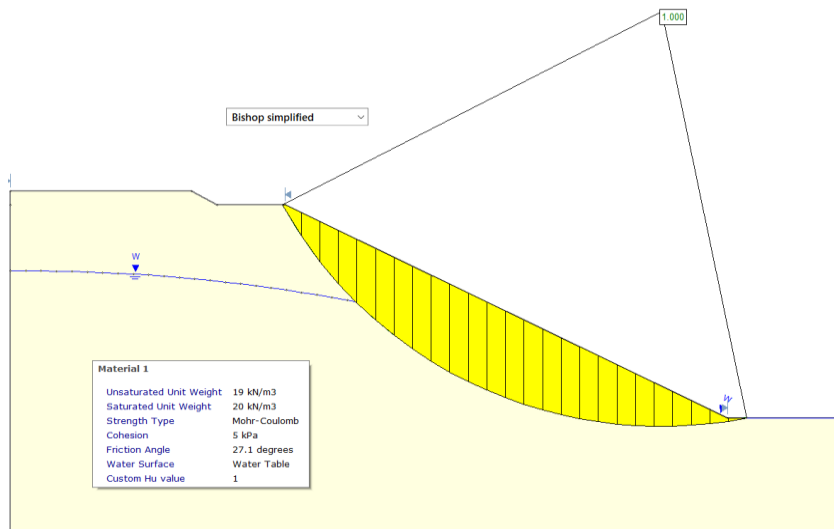
Εικόνα 5.28 – Στάθμη υδροφόρου ορίζοντα όπου δίνει FS = 1 για $c' = 0$ kPa και $\phi' = 27.1^\circ$ (Bishop simplified)



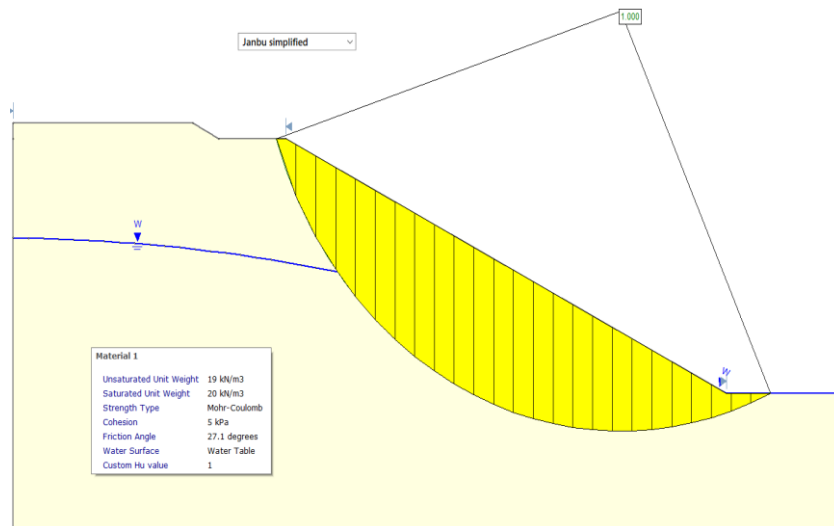
Εικόνα 5.29 – Στάθμη υδροφόρου ορίζοντα όπου δίνει FS = 1 για $c' = 0$ kPa και $\phi' = 27.1^\circ$ (Janbu simplified)



Εικόνα 5.30 – Στάθμη υδροφόρου ορίζοντα όπου δίνει FS = 1 για $c' = 5$ kPa και $\phi' = 27.1^\circ$ (Ordinary Fellenius)



Εικόνα 5.31 – Στάθμη υδροφόρου ορίζοντα όπου δίνει FS = 1 για $c' = 5$ kPa και $\phi' = 27.1^\circ$ (Bishop simplified)



Εικόνα 5.32 – Στάθμη υδροφόρου ορίζοντα όπου δίνει FS = 1 για $c' = 5$ kPa και $\phi' = 27.1^\circ$ (Janbu simplified)

Η παραμένουσα διατμητική αντοχή (c_r' , ϕ_r') των εδαφών, η οποία αντιστοιχεί σε μια αντοχή που κινητοποιείται κατά μήκος μιας επιφάνειας ολίσθησης που υφίσταται μεγάλες καταπονήσεις και είναι η ελάχιστη αντοχή που μπορεί να προσφέρει ένα έδαφος σε διατμητικές μετατοπίσεις υπό δεδομένες ενεργές τάσεις. Είναι η διαθέσιμη αντοχή των κατολισθήσεων που υπέστησαν μεγάλες μετατοπίσεις σε επιφάνειες ολίσθησης. Οι παράμετροι της παραμένουσας διατμητικής αντοχής εξαρτώνται από τη σύνθεση τόσο του στερεού σκελετού όσο και των πόρων. Επιπλέον, επισημαίνεται μια εξάρτηση από τον ρυθμό μετατόπισης, δείχνοντας ότι η παραμένουσα διατμητική αντοχή μπορεί να αυξηθεί, να μειωθεί ή να παραμείνει σταθερή με την αύξηση του ρυθμού μετατόπισης.

Μπορούμε να εφαρμόσουμε τη μέθοδο αυτή διότι γνωρίζουμε τα όρια της αστοχίας και, συνεπώς, κατά προσέγγιση τη γεωμετρία της επιφάνειας αστοχίας. Αυτή η αντοχή επηρεάζει κρίσιμα τη σταθερότητα των επανενεργοποιημένων κατολισθήσεων και πολλές φορές συγχέεται με τη λεγόμενη αντοχή πλήρους χαλάρωσης (fully softened strength) από τον Skempton, η οποία

είναι εμπειρική και αντιστοιχεί στη μέση κινητοποιημένη αντοχή για κατολισθήσεις που εκδηλώνονται για πρώτη φορά.

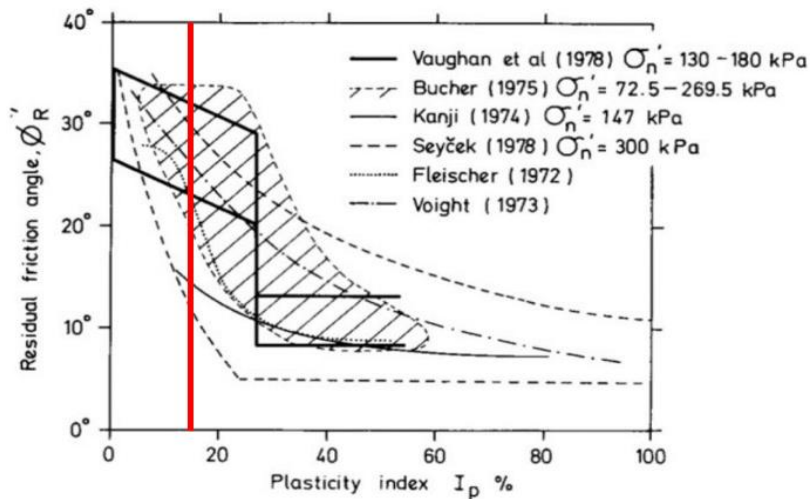
Στην εικόνα 5.33 και 5.34 έχει τοποθετηθεί ο δείκτης πλαστικότητας και το όριο υδαρότητας στα διαγράμματα των Belokas, G., & Anagnostopoulos, A. (2015), όπου διαπιστώνεται ότι η εκτιμώμενη παραμένουσα γωνία τριβής ϕ_r (πρέπει να είναι μικρότερη της ϕ_{peak}) είναι:

- για PI = 15% το εύρος είναι $\phi = 25^\circ - 35^\circ$ (εντός των ορίων που εκτιμήθηκε),
- για LL = 35% το εύρος είναι 16° έως 30° .

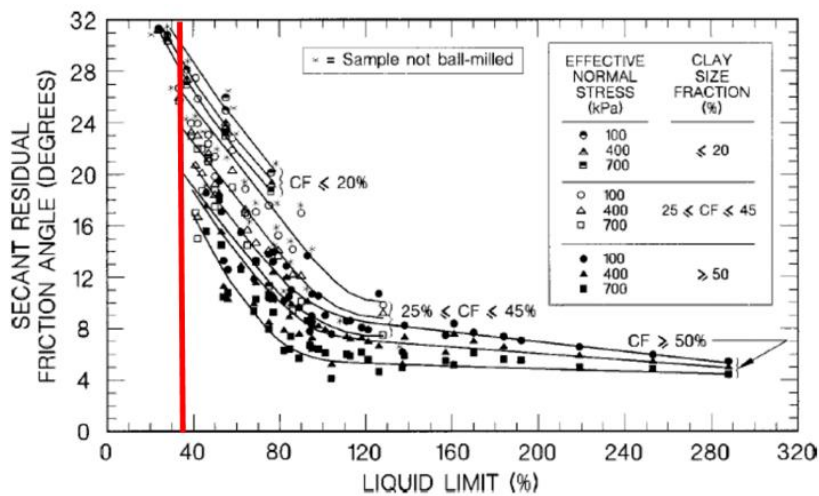
Επιπρόσθετα, σύμφωνα με τους Belokas, G., & Anagnostopoulos, A. (2015) και Belokas (2015) η παραμένουσα γωνία διατμητικής αντοχής μπορεί να εκτιμηθεί προσεγγιστικά από τις παρακάτω σχέσεις 5.1 και 5.2 χρησιμοποιώντας παραμέτρους οι οποίοι προτάθηκαν από τον Belokas (2015) για κάθε εξίσωση αντίστοιχα ($a=0.693$, $b=157$ για την 5.1 και $a=-0.986$ $b=770.96$ για την 5.2) και προκύπτει ίση με

$$\phi_r = b / (I_p)^a = 157 / 15^{0.693} = \mathbf{24.04^\circ} \quad (5.1)$$

$$\phi_r = b(W_L)^{-a} = 770.96(W_L)^{-0.986} = \mathbf{23.15^\circ} \quad (5.2)$$



Εικόνα 5.33 – Παραμένουσα αντοχή ως συνάρτηση του $I_p=PI$



Εικόνα 5.34 – Παραμένουσα αντοχή ως συνάρτηση του LL

6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΣΥΖΥΤΗΣΗ

Με βάση τους υπολογισμούς ευστάθειας που πραγματοποιήθηκαν, η συμπερασματική ενότητα θα προσπαθήσει να δώσει μια εκτίμηση της αξιοπιστίας των διαφόρων μεθόδων υπολογισμού. Στο πλαίσιο αυτό, είναι σημαντικό να θυμόμαστε ότι η παρούσα υπόθεση αφορά ένα πρανές που δημιουργήθηκε από μια εκσκαφή σε φυσικό πρανές. Έχει γίνει αποφόρτιση της αργίλου, με συνέπεια την διόγκωση και την αλλαγή της διατμητικής αντοχής (μειώνεται σε μακροχρόνιες συνθήκες).

Κατά τη διερεύνηση της αξιοπιστίας των διαφόρων μεθόδων υπολογισμού, είναι, απαραίτητο να γίνει διάκριση μεταξύ δύο διαφορετικών προβλημάτων. Πρώτον, υπάρχει το πρόβλημα εάν η μέθοδος υπολογισμού όταν χρησιμοποιηθεί για τη διερεύνηση των συνθηκών ευστάθειας αμέσως πριν από την εμφάνιση της ολίσθησης μπορεί να δώσει ένα σωστό αποτέλεσμα δηλαδή, έναν συντελεστή ασφαλείας π.χ. 1.0. Δεύτερον, υπάρχει και το πρόβλημα εάν η μέθοδος υπολογισμού που εφαρμόστηκε πριν από την εκσκαφή του πρανούς, θα προέβλεπε την εμφάνιση της ολίσθησης. Αυτό το πρόβλημα έχει μεγάλη πρακτική αξία, καθώς δίνει μια ένδειξη για το πόσο μακριά μπορεί να εφαρμοστεί η μέθοδος στο σχεδιασμό παρόμοιων πρανών.

Η θεωρία αξιοπιστίας μπορεί να εφαρμοστεί στη γεωτεχνική μηχανική, στην οποία προκειμένου να πάρουμε αξιόπιστα στατιστικά μεγέθη χρειαζόμαστε ικανό πλήθος δοκιμών (π.χ. $n \geq 10$). Για τον λόγο αυτό, εφαρμόζουμε κατανομή Student, η οποία έχει μεγαλύτερη διασπορά σε σχέση με την κανονική κατανομή. Μόνο στην περίπτωση που το πλήθος των δοκιμών είναι ικανό, μπορεί να εφαρμοστεί η πιθανοτική ανάλυση, η οποία επιτρέπει την εκτίμηση και άλλων μεγεθών που σχετίζονται με το ρίσκο και τη διακινδύνευση. Διαφορετικά, εφαρμόζεται η ντετερμινιστική ανάλυση, στην οποία συχνά εφαρμόζονται εμπειρικές συσχετίσεις και η κρίση του μηχανικού που δεν μπορούν να συνδεθούν με στατιστικά μεγέθη. Με μια σχετικά μικρή πρόσθετη προσπάθεια για την εκτέλεση αναλύσεων αξιοπιστίας, η αξία των αναλύσεων μπορεί να αυξηθεί σημαντικά. Προτείνεται ότι η πιθανότητα αστοχίας δεν πρέπει να θεωρείται ως αντικατάσταση του παράγοντα ασφαλείας, αλλά ως συμπλήρωμα. Ο υπολογισμός τόσο του συντελεστή ασφαλείας όσο και της πιθανότητας αστοχίας είναι καλύτερος από τον υπολογισμό του ενός μόνο του.

Η μεθοδολογία που ακολουθήθηκε στις αναλύσεις είναι η ευθεία και η αντίστροφη. Η ευθεία ανάλυση εφαρμόζεται για τον έλεγχο της ικανοποίησης των απαιτήσεων ευστάθειας με χρήση των παραμέτρων κορυφαίας διατμητικής αντοχής, δηλαδή σε μικρές σχετικά παραμορφώσεις. Η ευθεία ανάλυση μπορεί να είναι ντετερμινιστική, οπότε εφαρμόζεται η χαρακτηριστική τιμή c_k , ϕ_k , $\tan\phi_k$, ή πιθανοτική, οπότε εφαρμόζονται η μέση τιμή c_m , ϕ_m , $\tan\phi_m$ και η τυπική απόκλιση, $S_{d,c}$, $S_{d,\phi}$, $S_{d,\tan\phi}$.

Όσον αφορά την αντίστροφη ανάλυση, αυτή είναι ντετερμινιστική, διότι αναλύεται μια αστοχία που έχει πραγματοποιηθεί, οπότε θεωρούνται γνωστά η γεωμετρία της επιφάνειας θραύσης/ολίσθησης και η στάθμη υδροφόρου ορίζοντα. Στην περίπτωση αυτή γίνεται εκτίμηση του συνδυασμού c , ϕ που ικανοποιούν την τιμή $FS=1$. Γενικά, η συνοχή είναι μικρή, από $c=0$ έως $2kPa$, διότι αφορά κατάσταση παραμένουσας διατμητικής αντοχής, στην οποία αναπτύσσονται μεγάλες παραμορφώσεις. Η εκτίμηση της αντοχής αυτής επιτρέπει την αξιολόγηση του μηχανισμού αστοχίας, ενώ χρησιμοποιείται κατά την ανάλυση των μέτρων αποκατάστασης, στην περίπτωση που δεν πρόκειται να αντικατασταθεί το υλικό που ολίσθησε.

Τα στατιστικά μεγέθη που υπολογίστηκαν από προηγούμενους ερευνητές όπως Sevaldson(1956), El-Ramly (2006) καθώς και πολύ άλλοι ακόμα, έχουν αξιοσημείωτες διαφορές στον τρόπο αλλά και στον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας, καθώς και στην πιθανότητα αστοχίας. Συγκεκριμένα ο Sevaldson (1956) υπολόγισε τον συντελεστή ασφαλείας με τρεις διαφορετικές μεθόδους, την $\phi' = 0$ όπου προέκυψε $FS = 1.01$, την Ordinary/ Fellenius όπου προέκυψε $FS = 0.85$, την Bishop simplified όπου προέκυψε $FS = 1.05$. Από την άλλη μεριά, ο El-Ramly (2006) υπολόγισε $FS = 0.97$ με πιθανότητα αστοχίας $PF = 69.4\%$, όπου μια τόσο μεγάλη πιθανότητα συνεπάγει ότι η αστοχία ήταν επικείμενη.

Και άλλοι ερευνητές της ίδιας κατολίσθησης του Lodalen, πραγματοποίησαν από το μέρος τους τις δικές τους αναλύσεις και τα αποτελέσματα αυτών είναι τα εξής:

- Suchomel (2010) → $FS = 1.01$ με πιθανότητα αστοχίας $PF = 55.7\%$
- Huvaj (2018) → στην ντετερμινιστική ανάλυση $FS_{deterministic} = 0.968$ ενώ στην πιθανοτική ανάλυση $FS_{mean} = 0.97$ με πιθανότητα αστοχίας $PF = 66.7\%$
- Ling (2022) → $FS = 1.085$ με πιθανότητα αστοχίας $PF = 26.67\%$

Τέλος, ο Gilson Gitirana (2008) ανέλυσε την κατολίσθηση Lodalen χρησιμοποιώντας τρισδιάστατο μοντέλο και βρήκε τον συντελεστή ασφαλείας να κυμαίνεται από 1.237 – 1.359. Οι διαφορές που παρατηρούνται μεταξύ των τρισδιάστατων και δισδιάστατων παραγόντων ασφάλειας είναι εντός των αναμενόμενων ορίων. Ωστόσο, απαιτούνται περαιτέρω μελέτες προκειμένου να καθοριστεί γιατί οι αρχικές δισδιάστατες αναλύσεις δεν κατέληξαν σε παράγοντες ασφάλειας χαμηλότερους από έναν.

Για την αντοχή πλήρους χαλάρωσης του Skempton, η οποία είναι μια εμπειρική αντοχή, αποδικνείται ότι, η εφαρμογή της στη διερεύνηση και ερμηνεία αστοχιών, ενδέχεται να μην έχει την ίδια αξιοπιστία σε περιπτώσεις άλλες από αυτές που μελετήθηκαν από τον Skempton. Σε κάθε περίπτωση τα σενάρια που $\phi_{mob}' > \phi_{peak}'$ ή $\phi_{fullsoftened}' > \phi_{peak}'$ απορρίπτονται. Η γωνία τριβής μετά την αστοχία μόνο να μειωθεί μπορεί ή (όταν είναι κανονικά στερεοποιημένο, όχι στην συγκεκριμένη περίπτωση) να μείνει σταθερή. Ο Skempton είχε βρει πως σε στιφρές αργίλους στην επιφάνεια ολίσθησης (όπου $FS=1$) αναπτύσσεται $c' = 0$ και $\phi = \phi_{peak}$, στην περίπτωση μας 27° . Βλέπουμε στην περίπτωση αυτή δεν μπορεί να εφαρμοστεί η θεώρηση του Skempton. Αυτό είναι ένδειξη πως η αντοχή πλήρους χαλάρωσης, εκτός από εμπειρική σχέση αφορά την πολύ ειδική περίπτωση των στιφρών αργίλων του Λονδίνου και την εφαρμογή στα πρανή της Μεγάλης Βρετανίας που σχεδιάζονταν και κατασκευάζονταν με συγκεκριμένες προδιαγραφές, οι οποίες δεν εφαρμόζονται κατά τον ίδιο τρόπο εκτός Μεγάλης Βρετανίας.

Στην παρούσα εργασία έγινε επανυπολογισμός όλων των στατιστικών μεγεθών στραγγισμένης και αστράγγιστης διατμητικής αντοχής (βλ. Παράγραφο 5.3.1-5.3.4) καθώς και των αναλύσεων ευστάθειας της κατολίσθησης Lodalen, η οποία επιλέχθηκε επειδή είχε ικανοποιητικό πλήθος δοκιμών, εφαρμόζοντας κατανομή Student. Στον παρακάτω Πίνακα 6.1 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που πραγματοποιήθηκαν από τις αναλύσεις στις προηγούμενες ενότητες. Παρατηρούμε ότι οι συντελεστές ασφαλείας στην ντετερμινιστική (μέσες) και πιθανοτική (μέσες) ανάλυση βρίσκονται αρκετά κοντά, ενώ από την ντετερμινιστική (χαρ/κες) οι διαφορές μεταξύ τους είναι αξιοσημείωτες. Οι συντελεστές ασφαλείας που προέκυψαν από την ευθεία ντετερμινιστική κατά EC7 (χαρ/κες) είναι αρκετά χαμηλοί σε σχέση με τους άλλους καθώς και της μονάδας, αυτό είναι λογικό διότι ο EC7 χρησιμοποιεί μερικούς παράγοντες που εφαρμόζονται στα χαρακτηριστικά φορτία και στις παραμέτρους αντοχής ώστε ο υπολογισμένος

συντελεστής ασφάλειας, λεγόμενος και ως συντελεστής υπερδιαστασιολόγησης να είναι μεγαλύτερος ή ίσος της μονάδας για να θεωρηθεί ασφαλής η σχεδίαση.

Είδος Ανάλυσης	FS		
	Ordinary/Fellenius	Bishop simplified	Janbu simplified
Ευθεία Ντετερμινιστική (Μέσες)	1.094	1.165	1.051
Ευθεία Ντετερμινιστική (Χαρ/κες)	1.025	1.093	0.986
Αστράγγιστες $\phi' = 0$ (Μέσες)	0.900	0.900	0.851
Ευθεία Ντετερμινιστική κατά EC7 (Χαρ/κες)	0.820 SM = -0.180	0.874 SM = -0.126	0.788 SM = -0.212
Ευθεία Πιθανοτική (Μέσες)	1.096 PF = 12.340%	1.170 PF = 2.920%	1.054 PF = 25.000%

Πίνακας 6.1 – Αποτελέσματα Αναλύσεων

Βιβλιογραφία – Αναφορές - Διαδικτυακές Πηγές

- Abramson, L.W., Lee, T. S., Sharma, S., & Boyce, G. M. (2001). *Slope Stability and Stabilization Methods*. 2nd edition, John Wiley & Sons.
- Arnold, P., Fenton, G. A., Hicks, M. A., Simpson, B., & Schweckendiek, T. (Eds.). (2013). *Modern Geotechnical Design Codes of Practice: Implementation, Application and Development*. (Vol. 1). IOS Press.
- Barnes, G. E. (2005). *Εδαφομηχανική: Αρχές και Εφαρμογές*. Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
- Beaulieu, R. A. (2013). *Margin of Safety Definition and Examples Used in Safety Basis Documents and the USQ Process*. Nevada Test Site/National Security Technologies, LLC United States.
- Belokas, G. (2014). *Correlating the residual strength to index properties*. Technological Educational Institute of Athens, Greece.
- Belokas, G. (2019). *Probabilistic geotechnical engineering analysis based on first order reliability method*. *Frattura ed Integrità Strutturale*, 13(50), 354-369.
- Belokas, G., & Anagnostopoulos, A. (2015). *Experiences On The Mobilized Residual Shear Strength*. European Conference in Geo-Environment and Construction. 9.
- Bishop, A.W. (1954). *The use of the slip circle in the stability analysis of slopes*. Proc. European Conf. Stab. Earth Slopes, Stockholm, 1:1-13, and *Géotechnique*, V :1 :7.
- Bjerrum, L. (1967). *Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings*. *Geotechnique*, 17(2), 83-118.
- Bond, A., & Harris, A. (2006). *Decoding eurocode 7*. CRC Press.
- BS EN 1997-1. (2004). *Eurocode 7: Geotechnical design –Part1: General rules*. CEN.
- Budhu, M. (2011). *Soil Mechanics and Foundation*. 3rd Edition, John Wiley & Sons, Inc., Hoboken.
- Ching, R. K. H. and Fredlund, D. G. (1983). *Some difficulties associated with the limit equilibrium method of slices*. *Canadian Geotechnical Journal*, vol.20. pp. 661-672.
- Duncan, J. M. (2000). *Factors of safety and reliability in geotechnical engineering*. *Journal of Geotechnical Engineering*, 126(4), 307-316.
- Duncan, J. M. and Wright, S. G. (2005). *Soil Strength and Slope Stability*. John Wiley and Sons Inc.
- El-Ramly, H., Morgentern, N. R., & Cruden, D. M. (2006). *Lodalén slide: a probabilistic assessment*. *Can. Geotech. J.* 43:956-968.
- European Commission. Joint Research Centre. Institute for the Protection and the Security of the Citizen. (2013). *Eurocode 7: Geotechnical Design : Worked Examples*. LU: Publications Office.

- Gitirana, J. G., Santos, M. A., & Fredlund, M. D. (2008). *Three-dimensional analysis of the Lodalen landslide*. In Proceedings of the GeoCongress 2008, New Orleans, LA, USA, pp. 186–190.
- Glade, T., Anderson, M. G., & Crozier, M. J. (Eds.). (2005). *Landslide hazard and risk*. (Vol. 807). Chichester: Wiley.
- Haukelid, B. (1930). En undersökelse om glidninger i lerterreng og disses årsaker. Særling om de iakttagne bevegelser i Oslo. Oslo.
- Highland, L., & Bobrowsky, P. T. (2008). *The landslide handbook: a guide to understanding landslides*. Reston, Virginia, U.S. Geological Survey Circular 1325, 129 p.
- Hobbs, P. R. N., Pennington, C. V. L., Pearson, S. G., Jones, L. D., Foster, C., Lee, J. R., & Gibson, A. (2008). *Slope dynamics project report: Norfolk Coast (2000-2006)*.
- Huvaj, N., & Oğuz, E. A. (2018). *Probabilistic Slope Stability Analysis: A Case Study*. Sakarya University Journal of Science, 22(5), 1458-1465.
- Kulhawy, F. H. (1993). On the evaluation of static soil properties. In *Stability and performance of slopes and embankments II* (pp. 95-115). ASCE.
- Ling, Q., Zhang, Q., Qu, W., & Zhang, J. (2022). *Probabilistic Evaluation of Slope Reliability Considering Groundwater Level Uncertainty Based on Dynamic Agent Model Using Uniform Design*. Remote Sensing, 14(12), 277
- Novotný, J. (2013). *Varnes landslide classification (1978)*. Presentation at Charles University, Czech Republic.
- Rosenqvist, I. Th. (1955). *Et jordprofil i Oslo Gamleby, om landheving og setninger og om Loelvas elder løp*. Naturen, No. 8, pp 241-48.
- Sevaldson, R. A. (1956). *The Slide in Lodalen, October 6th, 1954*. Geotechnique, 6: 167–182.
- Schneider, H. R. (1997). *Definition and determination of characteristic soil properties*. Proceeding of the Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering 4, 2271-2274.
- Suchomel, R., Mašín, D. (2010). *Comparison of different probabilistic methods for predicting stability of a slope in spatially variable $c-\phi$ soil*. Computers and Geotechnics. 7, 132–140.
- Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of soil mechanics*. (Vol. 66, No. 2, p. 161). LWW.
- Trevor, L. L. Orr. (2012). *How Eurocode 7 has affected geotechnical design: a review*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering, 165(6), 337-350.
- U. S. Army Corps of Engineers (1995). *Introduction to probability and reliability methods for use in geotechnical engineering*. Eng. Tech. Letter, (1110-2), 547.
- Varnes, D. J. (1978). *Slope movement types and processes*. Special report, 176, 11-33.

- Wolff, T. F., Hassan, A., Khan, R., Ur-Rasul, I., & Miller, M. (2004). *Geotechnical Reliability of Dam and Levee Embankments*. ERDC. GSL CR-04-01. Vicksburg, MS: US Army Engineer Research and Development Center.
- Αναγνωστόπουλος, Α., Καββαδάς, Μ., Παπαδόπουλος, Β. (2009). *Σημειώσεις για τον Ευρωκώδικα 7 (EN 1997)*. Τ.Ε.Ε. Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος, Αθήνα.
- Δούτσος, Θ. (2000). *Γεωλογία: Αρχές και εφαρμογές*. Πανεπιστήμιο Πατρών, Εκδόσεις: Leader Books.
- Καββαδάς, Μ. (2009). *Εφαρμογές του Ευρωκώδικα 7 σε θέματα σχεδιασμού Γεωτεχνικών Έργων*. Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, ΕΜΠ, Αθήνα.
- Καββαδάς, Μ. (2016). *Στοιχεία εδαφομηχανικής*. Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, ΕΜΠ, Εκδόσεις Τσότρας.
- Κωστόπουλος, Σ. Δ. (2008). *Γεωτεχνικές Κατασκευές. Ανάλυση των Αρχών Σχεδιασμού και Κατασκευής. Τόμος II*. Εκδόσεις ΙΩΝ, Αθήνα, σ. 627
- Μπελόκας, Γ. (2015). *Πιθανοτική Ανάλυση Ευστάθειας με τη Μέθοδο Αξιοπιστίας Πρώτης Τάξης και Εκτίμηση των Παραμέτρων Αντοχής Βάσει Ευρωκώδικα 7*. Τ.Ε.Ι. Αθήνας.
- Μπελόκας, Γ. (2017). *Διαλέξεις του μαθήματος "Εδαφομηχανική"*. Αθήνα, ΠΑ.Δ.Α.
- Μπελόκας, Γ., Αναγνωστόπουλος, Α. (2019). *Συγκριτική διερεύνηση των μεθόδων ανάλυσης κατά EC7 στον υπολογισμό οριακού φορτίου πασσάλου*. Ελληνική Επιστημονική Εταιρεία Εδαφομηχανικής & Γεωτεχνικής Μηχανικής. Αθήνα.
- Μπελόκας, Γ. (2020). *Διαλέξεις του μαθήματος "Ορύγματα Επιχώματα"*. Αθήνα, ΠΑ.Δ.Α.
- Στουρνάρας, Γ., Σταυροπούλου Μ. (2010). *Τεχνική Γεωλογία*. Πανεπιστήμιο Αθηνών, Εκδόσεις Τζιόλα.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

Όνομα Αρχείου	Ordinary / Fellenius			Bishop simplified			Janbu simplified		
	Center		Radius	Center		Radius	Center		Radius
	X	Y		X	Y		X	Y	
Back_001_podi	47.689	43.467	35.483	51.682	52.724	43.961	47.656	43.390	35.415
Back_002_podi4	48.771	43.784	36.581	51.522	50.812	42.690	48.922	44.169	36.902
Back_003_podi8	50.133	44.446	38.092	53.193	52.989	45.325	50.127	44.430	38.079
Back_004_podi	47.048	41.983	34.204	50.787	50.649	41.998	47.098	42.098	34.302
Back_005_podi4	47.782	41.257	34.524	50.760	48.865	40.949	47.626	40.858	34.207
Back_006_podi8	49.500	42.677	36.697	52.349	50.631	43.259	49.526	42.750	36.754
Back_007_podi	46.017	39.592	32.209	49.138	46.827	38.470	45.715	38.892	31.641
Back_008_podi4	47.143	39.624	33.244	49.865	46.579	38.950	47.040	39.362	33.042
Back_009_podi8	48.809	40.751	35.229	51.421	48.042	41.047	48.880	40.948	35.377
Back_010_podi	45.266	37.850	30.812	47.967	44.112	36.046	44.961	37.143	30.261
Back_011_podi4	46.401	37.728	31.815	48.808	43.878	36.658	46.289	37.442	31.606
Back_012_podi8	48.020	38.547	33.623	50.005	44.089	37.807	48.081	38.718	33.745
Dir_Det_mean_001	47.263	34.810	28.496	49.138	39.152	31.523	46.635	33.236	27.174
Dir_Det_char_001	47.263	34.810	28.496	49.138	39.152	31.523	47.263	34.810	28.496
Dir_Det_char_101	47.263	34.810	28.496	49.138	39.152	31.523	47.263	34.810	28.496
Dir_Det_Und_mean_001	37.524	39.569	37.126	37.524	39.569	37.126	38.801	42.847	38.904
Dir_Det_Und(Crust)_mean_001	44.099	27.753	27.276	44.099	27.753	27.276	46.331	32.817	30.243
Dir_Prob_mean_001	47.263	34.810	28.496	49.138	39.152	31.523	46.635	33.236	27.174

Πίνακας 0.1 - Συγκέντρωση συντεταγμένων κρίσιμων κύκλων ολίσθησης από κάθε αρχείο ανάλυσης του Slide