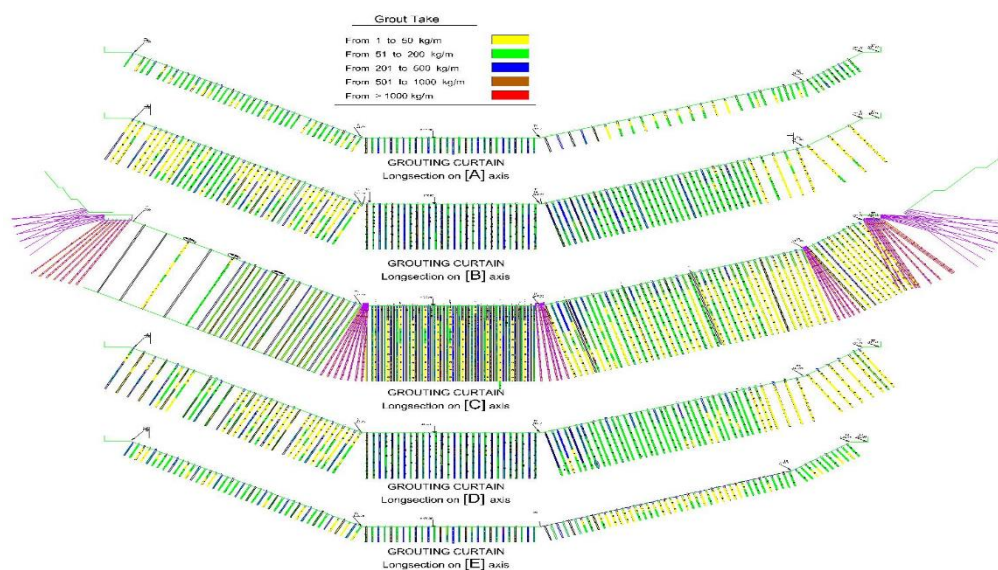




ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΟΡΥΚΤΩΝ ΠΟΡΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ:

Τσιμεντενέσεις στεγάνωσης σε γεωτεχνικά έργα



Μανούσος Ι. Παρασκάκης

Μηχανολόγος Μηχανικός Τ.Ε.

Εξεταστική Επιτροπή:

Στειακάκης Εμμανουήλ, Καθηγητής (Επιβλέπων)

Γαλετάκης Μιχαήλ, Καθηγητής

Ξηρουδάκης Γεώργιος, Καθηγητής

Χανιά, Μάιος 2024

Οι απόψεις και τα συμπεράσματα που παρουσιάζονται στην συγκεκριμένη εργασία εκφράζουν την συγγραφέα και δεν πρέπει να ερμηνευτεί ότι αντιπροσωπεύουν επίσημες θέσεις του Πολυτεχνείου Κρήτης.

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η παρούσα μεταπτυχιακή διατριβή εκπονήθηκε στο πλαίσιο του μεταπτυχιακού προγράμματος «Γεωτεχνολογία και Περιβάλλον». Το θέμα **«Τσιμεντενέσεις στεγάνωσης σε γεωτεχνικά έργα»** επιλέχθηκε με σκοπό να εμβαθύνω στο συγκεκριμένο γνωστικό αντικείμενο, το οποίο πιστεύω ότι θα με βοηθήσει στην περαιτέρω εργασιακή μου σταδιοδρομία.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή μου κ. Στειακάκη Εμμανουήλ, Αναπληρωτή Καθηγητή της Σχολής Μηχανικών Ορυκτών Πόρων του Πολυτεχνείου Κρήτης, για την πρόταση του συγκεκριμένου θέματος, τις βιβλιογραφικές παραπομπές του και τις καίριες επισημάνσεις του, κατά την συγγραφή της εργασίας.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κ. Βαβαδάκη Διονύσιο, ΕΤΕΠ της Σχολής Μηχανικών Ορυκτών Πόρων του Πολυτεχνείου Κρήτης, για την πολύτιμη βοήθεια του στην κατανόηση του λογισμικού που χρησιμοποίησα για την παραμετρική ανάλυση της υπόγειας ροής (Seep/W) και για τις χρήσιμες επισημάνσεις του επί του κειμένου της εν λόγω εργασίας.

Στη συνέχεια θα ήθελα να ευχαριστήσω τους καθηγητές όλων των μαθημάτων που παρακολούθησα στο συγκεκριμένο μεταπτυχιακό πρόγραμμα, για τη σωστή καθοδήγηση που μου έδωσαν γνωρίζοντας το γνωστικό μου υπόβαθρο.

Όσον αφορά τους συμφοιτητές μου θα ήθελα να τους ευχαριστήσω για την άψογη συνεργασία που είχαμε κατά τη διάρκεια του μεταπτυχιακού προγράμματος.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου για την αμέριστη συμπαράσταση και κατανόηση κατά τη παρακολούθηση του συγκεκριμένου προγράμματος και την εκπόνηση της διπλωματικής εργασίας.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα εργασία έχει σκοπό τη μελέτη και τον βέλτιστο σχεδιασμό των ενέσεων στεγάνωσης υδροληπτικών έργων (φράγματα, λιμνοδεξαμενές κ.λπ.).

Αρχικά πραγματοποιήθηκε βιβλιογραφική ανασκόπηση σχετικά με την επίδραση των υπόγειων νερών στην κατασκευή των υδροληπτικών έργων (φραγμάτων). Αναλύθηκαν οι μέθοδοι ταξινόμησης της βραχώμαζας (κατά Bieniawski, Barton και GSI) και η εφαρμογή τους σε εργασίες στεγανοποίησης. Ακολούθησε αναφορά των πλέον διαδεδομένων μεθόδων επί τούτου δοκιμών για την εκτίμηση της υδροπερατότητας των γεωλογικών σχηματισμών (Lugeon, Lefranc και Maag).

Στη συνέχεια αναλύθηκαν οι κατηγορίες ενέσεων που μπορούν να εφαρμοστούν για τη στεγανοποίηση των σχηματισμών, σε κάθε τύπο έργου, ο εξοπλισμός που απαιτείται και οι πιέσεις που πρέπει να ασκηθούν σε κάθε σχηματισμό. Ακολούθως, αναλύεται ο σχεδιασμός και η πραγματοποίηση των ενέσεων εμποτισμού οι οποίες είναι και οι ενέσεις που έχουν τη συχνότερη εφαρμογή στα υδροληπτικά έργα (φράγματα και λιμνοδεξαμενές) και οι παράγοντες επίδρασης στην αποτελεσματικότητα.

Με τη βοήθεια του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων Seep/W, προσομοιώθηκε η ροή του υπόγειου νερού σε φράγμα τυπικής διατομής κατασκευασμένο από κυλινδρούμενο σκυρόδεμα, σε γραφικό σχιστόλιθο και φυλλίτες με παρεμβολές χαλαζιτών. Μελετήθηκαν σενάρια για τον βέλτιστο σχεδιασμό των εργασιών στεγάνωσης που έχουν σχέση, με το βάθος της κουρτίνας τσιμεντενέσεων, την περατότητα του ενέματος και το ύψος του νερού από τον πυθμένα του φράγματος.

Παρατηρήθηκε μείωση της απώλειας του νερού αυξάνοντας το βάθος της κουρτίνας τσιμεντενέσεων και του συντελεστή περατότητας του τσιμεντενέματος.

Λέξεις κλειδιά: Δοκιμές υδροπερατότητας, είδη ενεμάτων στεγανοποίησης, τσιμεντενέσεις, πιέσεις εφαρμογής, Seep/W

ABSTRACT

The purpose of this work is to study and optimally design the cement grouting of hydroelectric projects (dams, reservoirs, etc.).

Initially, a literature review was carried out regarding the effect of groundwater on the hydrotechnical projects (dams). The rock mass classification methods (according to Bieniawski, Barton and GSI) and their application in sealing works were analyzed. This was followed by a report of the most common on-site test methods for assessing the water permeability of geological formations. (Lugeon, Lefranc and Magg).

Then the categories of injections that can be applied for the sealing/stabilization of rocks and soils, in each type of project, the equipment required and the pressures that must be applied to each geomaterial were analyzed. Next, the design and implementation of impregnation injections are analyzed, which are also the most frequently applied injections in hydrotechnical projects, the effect of factors on the effectiveness of the injections and methods of assessing their effectiveness.

Use the finite element software Seep/W, groundwater flow was simulated in a standard cross-section dam constructed of rolled concrete, in graphitic shale and phyllites with quartzite intercalations. Different scenarios were studied for the optimal design of the grouting works related to the depth of the cementing curtain, the permeability of the geological formations and the height of the water in the reservoir.

A reduction in loss was observed by increasing the depth of the grouting curtain and the permeability coefficient of the grouting.

Keywords: Permeability tests, cement grouting, application pressures, Seep/W

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

Εισαγωγή	1
1. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΟΥ ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΝΕΡΟΥ ΣΤΑ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΑ ΕΡΓΑ.....	3
1.1. Ζώνες κατανομής του υπόγειου νερού	3
1.2. Ενεργό πορώδες.....	4
1.3. Διαπερατότητα των γεωλογικών σχηματισμών	6
1.4. Σχέση διαπερατότητας – ενεργού πορώδους	7
2. ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΓΕΩΪΛΙΚΩΝ	9
2.1. Δομικά χαρακτηριστικά της βραχώμαζας – μέθοδοι ταξινόμησης.....	9
2.1.1. Μέθοδος ταξινόμησης κατά RMR (Bieniawski)	10
2.1.2. Μέθοδος ταξινόμησης κατά GSI	12
2.1.3. Μέθοδος ταξινόμησης Q του Barton.....	14
2.2. Ταξινόμηση των εδαφών και εμπειρικός υπολογισμός του συντελεστή υδροπερατότητας (k).....	16
2.2.1. Συστήματα Ταξινόμησης εδαφών	17
2.2.2. Εμπειρικός υπολογισμός του συντελεστή υδροπερατότητας σε εδάφη.....	19
3. ΔΟΚΙΜΕΣ ΥΔΡΟΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑΣ ΣΕ ΦΡΑΓΜΑΤΑ	21
3.1. Τεχνικές προδιαγραφές εκτέλεσης δοκιμών εισπίεσης (Lugeon) σε φράγματα.....	22
3.1.1. Διαδικασία δοκιμής	25
3.1.2. Υπολογισμός συντελεστή υδροπερατότητας k.....	27
3.2. Δοκιμή Maag (Μεταβλητού φορτίου).....	29
3.2.1. Διαδικασία δοκιμής	29
3.2.2. Υπολογισμός συντελεστή υδροπερατότητας (k).....	30
3.3. Δοκιμή Lefranc (Σταθερού φορτίου).....	32
3.3.1. Διαδικασία δοκιμής	32
3.3.2. Υπολογισμός συντελεστή k.....	33
4. ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΓΕΩΛΟΓΙΚΩΝ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΩΝ ΜΕ ΕΝΕΣΕΙΣ	35

4.1.	Κατηγορίες ενέσεων	35
4.2.	Ενέματα	37
4.2.1.	Αιωρήματα λεπτών στερεών σωματιδίων σε νερό	38
4.2.2.	Διαλύματα χημικών ουσιών σε νερό	39
4.2.3.	Γαλακτώματα	40
4.3	Κατηγορίες ενεμάτων ανάλογα με τον τρόπο εφαρμογής τους	44
4.4.	Ταξινόμηση ενεμάτων	45
4.5.	Πιέσεις εφαρμογής	46
4.6.	Μέθοδοι έγχυσης και ένεσης	48
4.6.1.	Ενέματα υδρорωγμάτωσης (Hydrofracture grouting)	49
4.6.2.	Μέθοδος Συμπύκνωσης – Εκτοπίσης (Displacement or compaction grouting)	51
4.6.3.	Ενέσεις διάχυσης (Permeation grouting)	53
4.6.4.	Ενέσεις ψεκασμού (Jet grouting)	54
4.6.5.	Ενέματα θράχου (Rock grouting)	56
4.6.6.	Μέθοδοι βαθιάς ανάμειξης (DMM)	57
4.7.	Ενέσεις διάχυσης-εμποτισμού	61
4.8.	Εξοπλισμός για την εκτέλεση των ενέσεων εμποτισμού	67
5.	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ – ΠΡΑΓΜΑΤΟΠΟΙΗΣΗ ΕΝΕΣΕΩΝ ΔΙΑΧΥΣΗΣ-ΕΜΠΟΤΙΣΜΟΥ	69
5.1.	Ενεσιμότητα και διεισδυτικότητα	71
5.2.	Επίδραση παραγόντων στην αποτελεσματικότητα των ενέσεων εμποτισμού	73
5.3.	Μέθοδοι εκτίμησης της αποτελεσματικότητας	76
5.4.	Περιπτώσεις εφαρμογής	77
5.4.1.	Φράγμα Βαλσαμιώτη	78
5.4.2.	Φράγμα Ν. Πλαστήρα ή Ταυρωπού	82
5.4.3.	Φράγμα Λάδωνα	84
5.4.4.	Φράγμα Περδίκια	85
6.	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΩΝ ΕΝΕΣΕΩΝ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ SEEP/W	89
6.1.1.	Διείσδυση του ενέματος και κοκομετρία του τσιμέντου	89

6.1.2.	Επιλογή μεθόδου ενέσεων και βάθος.....	90
6.1.3.	Πιέσεις που ασκήθηκαν και αναλογίες ενέματος στο συγκεκριμένο πέτρωμα κατά την τσιμεντένεση	90
6.2.	Λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε για τις επιλύσεις.....	91
6.3.	Γεωμετρία του μελετούμενου μοντελου	92
6.4.	Παράμετροι που ορίστηκαν στο πρόγραμμα SEEP/W για την επίλυση	93
6.5.	Υπολογισμός της ροής για διάφορα μεγέθη της κουρτίνας τσιμεντενέσεων	97
6.6	Διερεύνηση της ανισοτροπίας της ροής στο υπόβαθρο του φράγματος.....	108
6.6.1	Παραμετρική ανάλυση θεωρώντας ανισότροπη ροή στο υπόβαθρο του φραγματος σε διάφορα βάθη της κουρτίνας τσιμεντενέσεων.	108
7.	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ – ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ.....	112
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	114
	Ξενόγλωσσες αναφορές.....	114
	Ελληνικές αναφορές	117
	Τεχνικές προδιαγραφές.....	119
	Αναφορές από διαδίκτυο	120

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

Σχήμα 1.1: Ζώνες κατανομής του υπόγειου νερού (Πηγή: Λατινόπουλος, 1986).

Σχήμα 1.2: Παραδείγματα διάκενων: α) καλή διαβάθμιση υλικού με υψηλό πορώδες, β) φτωχή διαβάθμιση με μικρό πορώδες, γ) καλή διαβάθμιση σε πορώδη χαλίκια με υψηλό πορώδες, δ) καλή διαβάθμιση με παρουσία ορυκτής ύλης και μειωμένο πορώδες, ε) πορώδες από διάλυση, στ) πορώδες από ρωγμάτωση (Πηγή: Meinzer, 1923).

Σχήμα 2.1: Κατάταξη βραχόμαζας με το σύστημα GSI των Hoek-Brown (Πηγή: Κούκης, & Σαμπατακάκης, 2002).

Σχήμα 2.2: Κατάταξη βραχόμαζας με το σύστημα GSI σε ετερογενείς βραχόμαζες όπως φλύσχη, των Hoek-Brown (Πηγή: Κούκης & Σαμπατακάκης, 2002).

Σχήμα 2.3: Κατάταξη βραχόμαζας με την μέθοδο Q του Barton-NGI (Πηγή: Κούκης & Σαμπατακάκης, 2002).

Σχήμα 2.4: Ενιαίο σύστημα ταξινόμησης εδαφών κατά USCS (Unified Soil Classification System,) ASTM D-2487. (Πηγή: Χρηστάρας, 2002).

Σχήμα 3.1: Συσχέτιση του βαθμού κατακερματισμού με την υδροπερατότητα της βραχόμαζας ασβεστολίθου (Πηγή: Qureshi, 2014).

Σχήμα 3.2: Σχηματική διάταξη δοκιμής Lugeon με μονό και διπλό packer (Πηγή: Μαρίνος, 1991).

Σχήμα 3.3: Πίνακας υπολογισμού των απωλειών μανομετρικού σε ευθύγραμμους αγωγούς (Πηγή: www.kronospumps.com).

Σχήμα 3.4: Διαγράμματα επιβαλλόμενης πίεσης- απορρόφησης & Ερμηνεία των αποτελεσμάτων που λαμβάνονται κατά την εκτέλεση δοκιμών Lugeon (Πηγή: Μαρίνος, 1991).

Σχήμα 3.5: Σχηματική διάταξη δοκιμής Masag (Πηγή: Κούκης & Σαμπατακάκης, 2002).

Σχήμα 3.6: Σχηματική απεικόνιση των διαφόρων μορφών που μπορεί να έχει ο δοκιμαζόμενος θύλακας (Πηγή: Μαρίνος, 1991).

Σχήμα 3.7: Δημιουργία θύλακα σε χαλαρά αμμώδη εδάφη (Πηγή: Μαρίνος, 1991).

Σχήμα 3.8: Σχηματική απεικόνιση της δοκιμής Lefranc (Πηγή: Μαρίνος, 1991).

Σχήμα 4.1: Συνοπτικό διάγραμμα κατηγοριοποίησης των ενέσεων (Πηγή: Hontoria & Sanchez-Blanco, 2006).

Σχήμα 4.2: Όρια εφαρμογής ενεμάτων με βάση τη διαπερατότητα (Πηγή: Μαρίνος & Καζίλης, 1991).

Σχήμα 4.3: Όρια εφαρμογής ενεμάτων με βάση το μέγεθος των κόκκων του εδάφους (Πηγή: Μαρίνος & Καζίλης, 1991).

Σχήμα 4.4: Τύποι ενέσεων (Πηγή: CIRIA, 2000).

Σχήμα 4.5: Σχηματική απεικόνιση της μεθόδου εδαφικής διάρρηξης για την αντιστάθμιση διαφορικών καθιζήσεων σε θεμελίωση κτιρίου (Πηγή: Ενημερωτικό φυλλάδιο της Hayward Baker).

Σχήμα 4.6: Σχηματική απεικόνιση της λειτουργίας των ενέσεων συμπίκνωσης (Πηγή: Komiyaga Soga, Jafari, Bolton, 2001).

Σχήμα 4.7: Σχηματική απεικόνιση της εφαρμογής ενέσεων σταθεροποίησης κατά την διάνοιξη σήραγγας σε αστικό περιβάλλον πάνω από την περιοχή προχώρησης του μετώπου (Πηγή: Rubright & Bandimere, 2004).

Σχήμα 4.8: Σχηματική απεικόνιση της εφαρμογής ενέσεων διάχυσης στα θεμέλια της κατασκευής για την αύξηση της φέρουσας ικανότητας (Πηγή: <https://www.keller.com>).

Σχήμα 4.9: Σχηματική απεικόνιση της διαδικασίας εφαρμογής ενέσεων με πίεση (jet grouting). (Πηγή: <https://www.keller.com>).

Σχήμα 4.10: Σχηματική απεικόνιση της διαδικασίας εφαρμογής ενέσεων σε βράχο (Rock grouting). Το υγρό ένεμα εγχέεται με σταθερή πίεση για να γεμίσει τα υπάρχοντα σπασίματα μέσα στο βράχο (Πηγή: <https://www.keller.com>).

Σχήμα 4.11: Σχηματική απεικόνιση του μηχανικού κοχλίου Shallow Soil Mixing (SSM) (Πηγή: <https://www.asofoam.co.jp/eng/jigyoku/2nd/power.php>).

Σχήμα 4.12: Σχηματική απεικόνιση της διαδικασίας εφαρμογής Deep Soil Mixing (DSM) (Πηγή: <https://www.temeltek.com.tr/en/ground-improvement/dsm>).

Σχήμα 4.13: Παρουσιάζονται τα συστήματα στην ένεση με πίεση (Πηγή: Keller, 2009).

Σχήμα 4.14: Τυπικές διατάξεις στηλών εδάφους μεγάλου μήκους (α) Sano et al., 1996 (β) Dano και Derache, 2001 και (γ) Dupla et al., 2004 (Πηγή: Sano et al., 1996; Dano & Derache, 2001; Dupla et al., 2004).

Σχήμα 4.15: Τρόποι παραγωγής δοκιμίων από εμποτισμένες στήλες μεγάλου μήκους επί της κοπής στήλης (Πηγή: Zebovitz et al., 1989).

Σχήμα 4.16: Τρόποι παραγωγής δοκιμίων από εμποτισμένες στήλες μεγάλου μήκους επί της διαίρεσης ειδικά διαμορφωμένης στήλης (Πηγή: Schwarz & Krizek, 1994).

Σχήμα 4.17: Τυπικές διατάξεις εμποτισμού αιωρημάτων σε στήλες εδάφους μικρού μήκους ή μήτρας (α) κατά ASTM D 4320-84 (β) λεπτομέρεια μήτρας (Πηγή: Schwarz & Krizek, 1994).

Σχήμα 4.18: Τυπική διατάξεις ενέσεων εμποτισμού τρισδιάστατων ενέσεων εμποτισμού (Πηγή: Akbulut & Saglam, 2002).

Σχήμα 4.19: Συγκρότημα ενέσεων (Πηγή: www.elebor.gr).

Σχήμα 5.1: Επίδραση του λόγου νερού- τσιμέντου στην συνοχή των αιωρημάτων τσιμέντου (Πηγή: Bremen, 1997).

Σχήμα 5.2: Επίδραση της προσθήκης υπερρευστοποιητή και μπετονίτη στην συνοχή των αιωρημάτων τσιμέντου (Πηγή: Bremen, 1997).

Σχήμα 5.3: Συσχέτιση της αντοχής σε ανεμπόδιση θλίψη με τη διαπερατότητα εμποτισμένου εδάφους (Πηγή: Zebonitz et al., 1989).

Σχήμα 5.4: Γεωλογική τομή στη θέση θεμελίωσης του φράγματος (Πηγή: Συλλιγνάκης Γ.Ι., 2019)

Σχήμα 5.5: Σχηματική απεικόνιση κουρτίνας τσιμεντενέσεων στην στοά τσιμεντενέσεων (Πηγή: Ο.Α.Κ. Α.Ε., 2013).

Σχήμα 5.6: Απορροφήσεις κύριας κουρτίνας τσιμεντενέσεων και δεξιού αντερίσματος ανα ποσοστό ολοκλήρωσης 1ης, 2ης & 3ης τάξης (Πηγή: Ο.Α.Κ. ΑΕ, 2013).

Σχήμα 5.7: Γεωλογική τομή κατά μήκος του άξονα του φράγματος (Πηγή: Λιακούρης, 1995).

Σχήμα 5.8: Διαφραγματικές κουρτίνες στο φράγμα Ταυρωπού (Πηγή: Λιακούρης, 1995).

Σχήμα 5.9: Γεωλογική τομή στον άξονα του φράγματος (Πηγή: Λιακούρης, 1995).

Σχήμα 5.10: Φράγμα Περδίκια (Πηγή: Λιακούρης, 1995).

Σχήμα 6.1: Τυπική τομή του υπό εξέταση φράγματος.

Σχήμα 6.2: Πίνακας ιδιοτήτων γεωϋλικών φράγματος.

Σχήμα 6.3: Γεωμετρία του υπό εξέταση τυπικού φράγματος

Σχήμα 6.4: Γραμμές ροής και ισοδυναμικές καμπύλες (σε m) για βάθος κουρτίνας τσιμεντενέσεων 30 m .

Σχήμα 6.5: Γραμμές ροής και ισοδυναμικές καμπύλες (σε m) για βάθος κουρτίνας τσιμεντενέσεων 50 m .

Σχήμα 6.6: Γραμμές ροής και ισοδυναμικές καμπύλες (σε m) για βάθος κουρτίνας τσιμεντενέσεων 80 m .

Σχήμα 6.7: Επίδραση βάθους κουρτίνας τσιμεντενέσεων στην απώλεια νερού.

Σχήμα 6.8: Γραμμές ροής και ισοδυναμικές καμπύλες (σε m) με περατότητα της κουρτίνας τσιμεντενέσεων $1 \times 10^{-5} m/s$.

Σχήμα 6.9: Γραμμές ροής και ισοδυναμικές καμπύλες (σε m) με περατότητα της κουρτίνας τσιμεντενέσεων $1 \times 10^{-6} m/s$.

Σχήμα 6.10: Γραμμές ροής και ισοδυναμικές καμπύλες (σε m) με περατότητα της κουρτίνας τσιμεντενέσεων $1 \times 10^{-7} m/s$.

Σχήμα 6.11: Γραμμές ροής και ισοδυναμικές καμπύλες (σε m) με περατότητα της κουρτίνας τσιμεντενέσεων $1 \times 10^{-8} m/s$.

Σχήμα 6.12: Επίδραση διαπερατότητας κουρτίνας τσιμεντενέσεων στην απώλεια νερού.

Σχήμα 6.13: Γραμμές ροής και ισοδυναμικές καμπύλες (σε m) προσομοιώνοντας στάθμη νερού στην λεκάνη κατάκλισης 15 m .

Σχήμα 6.14: Γραμμές ροής και ισοδυναμικές καμπύλες (σε m) προσομοιώνοντας στάθμη νερού στην λεκάνη κατάκλισης 30 m .

Σχήμα 6.15: Γραμμές ροής και ισοδυναμικές καμπύλες (σε m) προσομοιώνοντας στάθμη νερού στην λεκάνη κατάκλισης 45 m .

Σχήμα 6.16: Επίδραση στάθμης νερού της λεκάνης κατάκλισης στην απώλεια νερού.

Σχήμα 6.17: Γραμμές ροής και ισοδυναμικές καμπύλες (σε m) σε ανισότροπη ροή για βάθος κουρτίνας τσιμεντενέσεων 30 m .

Σχήμα 6.18: Γραμμές ροής και ισοδυναμικές καμπύλες (σε m) σε ανισότροπη ροή για βάθος κουρτίνας τσιμεντενέσεων 50 m .

Σχήμα 6.19: Γραμμές ροής και ισοδυναμικές καμπύλες (σε m) σε ανισότροπη ροή για βάθος κουρτίνας τσιμεντενέσεων 80 m .

Σχήμα 6.20: Επίδραση βάθους κουρτίνας τσιμεντενέσεων στην απώλεια του νερού σε ανισότροπη ροή.

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 1.1: Τιμές ενεργού πορώδους για διάφορους τύπους εδαφών (Πηγή: www.scisoftware.com).

Πίνακας 1.2: Τυπικές τιμές συντελεστών διαπερατότητας (Πηγή: Terzaghi and Peck, 1967).

Πίνακας 2.1: Ποιότητα βραχόμαζας σύμφωνα με τη γεωτεχνική ταξινόμηση κατά RMR (Πηγή: Κούκης & Σαμπατακάκης, 2002).

Πίνακας 2.2: Γεωτεχνική ταξινόμηση κατά RMR (Bieniawski, 1989) (Πηγή: Κούκης & Σαμπατακάκης, 2002).

Πίνακας 4.1: Παράμετροι που χαρακτηρίζουν τις ιδιότητες των ενεμάτων (Πηγή: ΠΕΤΕΠ, 11-03-05-00).

Πίνακας 4.2: Χρήσεις ρητινικών ενεμάτων (Πηγή: ΠΕΤΕΠ, 11-03-05-00).

Πίνακας 4.3: Ενδεικτικοί τύποι ενέματος για διάφορους τύπους γεωϋλικών (Πηγή: ΠΕΤΕΠ, 11.03.05.00).

Πίνακας 4.4: Ενέματα τύπου αιωρήματος και συντελεστής υδροπερατότητας (k).

Πίνακας 4.5: Ενέματα τύπου διαλύματος και συντελεστής υδροπερατότητας (k).

Πίνακας 4.6: Κατηγοριοποίηση ενεμάτων με βάση βασικές ιδιότητες αυτών αλλά και του συστήματος σχηματισμού- ενέματος που προκύπτει (Πηγή: Ρόζος, Δ. 2007).

Πίνακας 4.7: Οι τελικές χρήσιμες κατηγορίες ενεμάτων (Πηγή: Ρόζος, Δ. 2007).

Πίνακας 4.8: Προτεινόμενες τιμές και σχέσεις για τον υπολογισμό της μέγιστης πίεσης ενέματος (Πηγή: Zaruba, 1962).

Πίνακας 6.1: Πιέσεις που ασκήθηκαν κατά την ενεμάτωση.

Πίνακας 6.2: Απώλεια νερού (m^3/h) στην κατάντη πλευρά του φράγματος & στην σήραγγα αποστράγγισης μεταβάλλοντας το βάθος της κουρτίνας τσιμεντενέσεων.

Πίνακας 6.3: Απώλεια νερού (m^3/h) στην κατάντη πλευρά του φράγματος & στην σήραγγα αποστράγγισης μεταβάλλοντας τον συντελεστή περατότητας της κουρτίνας τσιμεντενέσεων.

Πίνακας 6.4: Απώλεια νερού (m^3/h) στην κατάντη πλευρά του φράγματος & στην σήραγγα αποστράγγισης αυξάνοντας την στάθμη του νερού στην λεκάνη κατάκλισης.

Πίνακας 6.5: Απώλεια νερού (m^3/h) με ανισότροπη ροή στην κατάντη πλευρά του φράγματος & στην σήραγγα αποστράγγισης μεταβάλλοντας το βάθος της κουρτίνας τσιμεντενέσεων.

Εισαγωγή

Η παρούσα εργασία διερευνά τον σχεδιασμό τσιμεντενέσεων στεγάνωσης σε γεωτεχνικά έργα και με την χρήση του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων Seep/W εκτιμάται η επίδραση διαφόρων παραμέτρων με αποτέλεσμα την στεγάνωση.

Η εργασία δομείται από επτά κεφάλαια.

Στο Κεφάλαιο 1 παρουσιάζονται οι κύριοι παράγοντες που επιδρούν στην κίνηση του υπόγειου νερού κατά τον σχεδιασμό των γεωτεχνικών έργων, όπως οι ζώνες κατανομής του υπόγειου νερού και η συσχέτιση τους με την περατότητα, το ενεργό πορώδες και η διαπερατότητα του σχηματισμού (Λατινόπουλος, 1986).

Το Κεφάλαιο 2 εστιάζει στην γεωτεχνική συμπεριφορά των σχηματισμών. Περιγράφονται οι μέθοδοι ταξινόμησης της βραχώμαζας (κατά RMR του Bieniawski, κατά GSI των Hoek-Brown, 1997 και Hoek-Marinos, 2000, Q κατά Barton) (Κούκης & Σαμπατακάκης, 2002), η αναγκαιότητα και τα συστήματα ταξινόμησης των εδαφών (Χρηστάρας, 2002) και ο εμπειρικός υπολογισμός του συντελεστή υδροπερατότητας (Καλλέργης, 1999, Χρηστάρας, 1998).

Στο Κεφάλαιο 3 παρουσιάζονται οι δοκιμές υδροπερατότητας στα φράγματα, προκειμένου να αξιολογηθεί η βραχώμαζα ή το έδαφος στο οποίο πρόκειται να κατασκευαστεί το έργο (δοκιμές εισπίεσης-Lugeon, δοκιμή Maag-μεταβλητού φορτίου, δοκιμή Lefranc-σταθερού φορτίου) (Μαρίνος, 1991, Κούκης & Σαμπατακάκης, 2002).

Στο Κεφάλαιο 4 αναλύονται οι μέθοδοι εκτέλεσης ενέσεων (υδραυλικής θραύσης, συμπύκνωσης-εκτόπισης, εμποτισμού, με πίεση, βράχου, Βαθιά μέθοδος ανάμειξης) (Hontoria & Sanchez-Blanco, 2006, Kazemian & Huat, 2009), ο εξοπλισμός που χρειάζεται, (ΠΕΤΕΠ 12.07.02.00:2016) οι τύποι των ενεμάτων (ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-11-03-05-00:2009) και οι πιέσεις εφαρμογής (Πηγή: Zaruba, 1962).

Στο Κεφάλαιο 5 περιγράφεται ο σχεδιασμός των ενέσεων εμποτισμού, (Lombardi, 2003) η ενεσιμότητας - διεισδυτικότητα και η αποτελεσματικότητα (Zebowitz et al., 1989). Παρουσιάζονται κάποιες περιπτώσεις εφαρμογής σε φράγματα (Λιακούρης, 1995).

Στο Κεφάλαιο 6 επιχειρήθηκε σχεδιασμός και παραμετρική ανάλυση κουρτίνας σε ένα τυπικό φράγμα, για την εκτίμηση του αποτελέσματος με βάση το βάθος κουρτίνας τσιμεντενέσεων, διαπερατότητα κουρτίνας τσιμεντενέσεων, στάθμη νερού στην λεκάνη κατάκλισης για ισότροπο σχηματισμό και με βάση το βάθος της κουρτίνας τσιμεντενέσεων για ανισότροπο σχηματισμό. Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε με την χρήση του λογισμικού Seep/w (Πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων).

Στο Κεφάλαιο 7 παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προκύπτουν από την παραμετρική ανάλυση και αναφέρονται προτάσεις σχετικά με τον τρόπο εκτέλεσης των τσιμεντενέσεων.

1. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΟΥ ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΝΕΡΟΥ ΣΤΑ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΑ ΕΡΓΑ

Η μόνιμη παρουσία υπόγειου νερού επηρεάζει τις φυσικές και χημικές ιδιότητες και τη μηχανική συμπεριφορά της γεωμάζας. Αποτελεί συνήθως πηγή σοβαρών προβλημάτων όπως κατασκευαστικές δυσκολίες και μεγάλη αύξηση του κόστους αν απαιτηθεί άντληση του νερού ή τεχνικά αποστραγγιστικά έργα, τόσο στα επιφανειακά όσο και στα υπόγεια τεχνικά έργα (Λατινόπουλος, 1986). Αυτό οφείλεται κυρίως στη:

- Μεταβολή των τάσεων του υπεδάφους.
- Μείωση της αντοχής των γεωϋλικών.

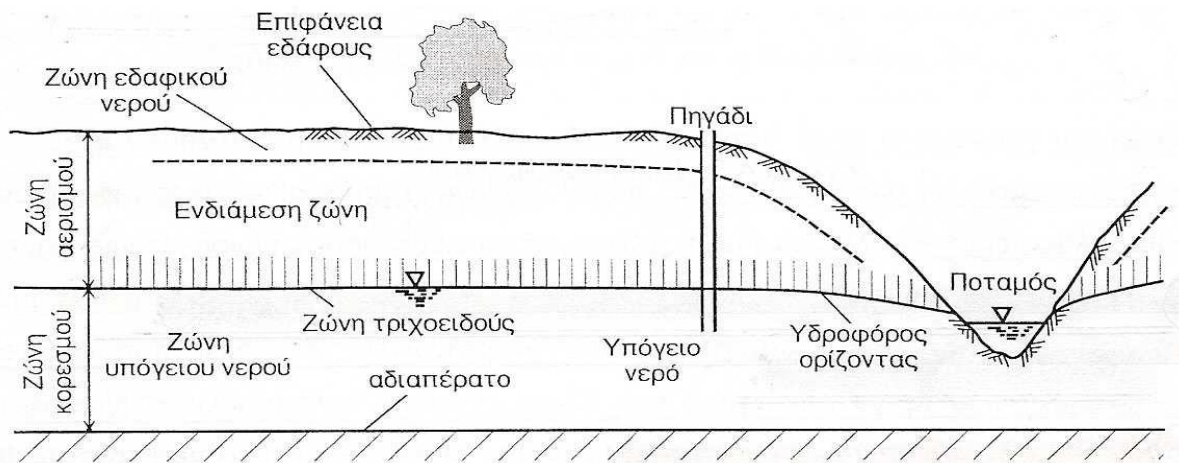
Κατά την κατασκευή φραγμάτων τα υπόγεια νερά πρέπει να ελεγχθούν έτσι ώστε να μην επηρεάσουν τη φάση της κατασκευής αλλά και τη λειτουργία του έργου.

1.1. Ζώνες κατανομής του υπόγειου νερού

Το υπόγειο νερό κατανέμεται σε ζώνες ως εξής (Σχήμα 1.1):

- ✓ Ζώνη του εδαφικού νερού που είναι συνήθως αρκετά μικρού πάχους (οι πόροι περιέχουν νερό και αέρα, μερικώς κορεσμένο).
- ✓ Ζώνη του αερισμού που είναι συνήθως μεγαλύτερου πάχους (οι πόροι περιέχουν νερό και αέρα, αν και τοπικά είναι δυνατή δημιουργία πλήρως κορεσμένων ζωνών κατά την κατείσδυση του νερού).
- ✓ Πλήρως κορεσμένη ζώνη (περιέχεται μόνο νερό στους πόρους το οποίο μπορεί να κινηθεί ελεύθερα μέσα). Η επιφάνεια της ζώνης αυτής ονομάζεται υπόγειος υδροφόρος ορίζοντας.

Δύο από τους βασικότερους παράγοντες που πρέπει να προσδιοριστούν σε ένα υδροληπτικό τεχνικό έργο είναι το ενεργό πορώδες και η διαπερατότητα του εδάφους - πετρώματος.



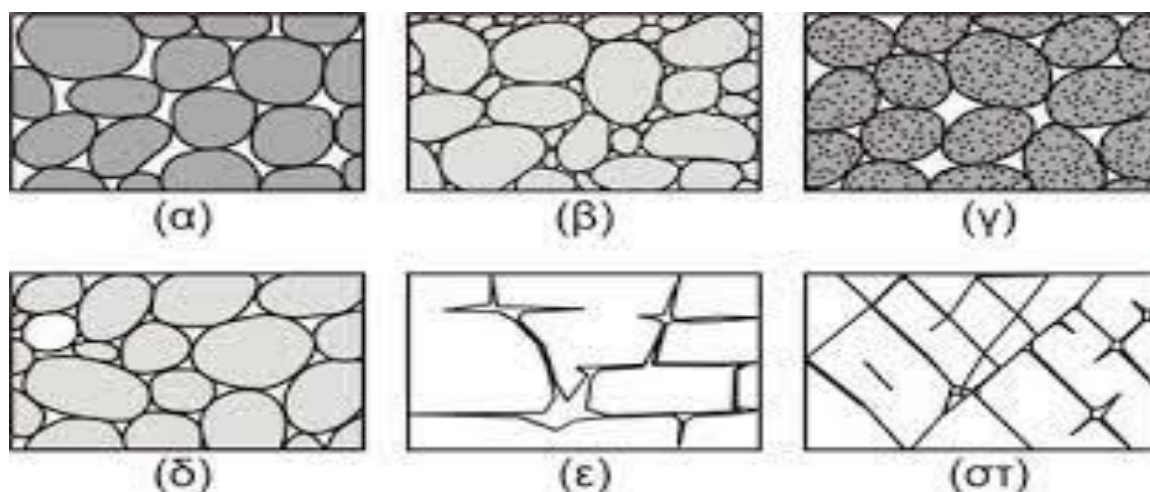
Σχήμα 1.1: Ζώνες κατανομής του υπόγειου νερού (Πηγή: Λατινόπουλος, 1986).

1.2. Ενεργό πορώδες

Ως ενεργό πορώδες ορίζεται το ποσοστό εκείνο των πόρων που είναι συνδεδεμένοι μεταξύ τους και μπορεί να κινηθεί ελεύθερα το υπόγειο νερό. Ο λόγος ενεργού πορώδους προς το ολικό πορώδες είναι αξιωματικά μικρότερος ή ίσος με τη μονάδα (Καλλέργης, 1999).

Το ενεργό πορώδες στους κοκκώδεις σχηματισμούς είναι σε ποσοστό από 0-3% (άργιλος) έως 20% (χαλίκια) και εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τη διάταξη, το μέγεθος και τη μορφή που έχουν οι κόκκοι. Στο Σχήμα 1.2 παρουσιάζονται διάφορα παραδείγματα πορώδους (Meinzer, 1923, από Καλλέργης, 1999).

Στον Πίνακα 1.1 δίνονται αντιπροσωπευτικές τιμές (εύρος διακύμανσης) του ενεργού πορώδους για διάφορους τύπους εδαφών.



Σχήμα 1.2: Παραδείγματα διακένων: α) καλή διαβάθμιση υλικού με υψηλό πορώδες, β) φτωχή διαβάθμιση με μικρό πορώδες, γ) καλή διαβάθμιση σε πορώδη χαλίκια με υψηλό πορώδες, δ) καλή διαβάθμιση με παρουσία ορυκτής ύλης και μειωμένο πορώδες, ε) πορώδες από διάλυση, στ) πορώδες από ρωγμάτωση (Πηγή: Meinzer, 1923).

Πίνακας 1.1: Τιμές ενεργού πορώδους για διάφορους τύπους εδαφών (Καλλέργης, 1999).

Έδαφος	Ενεργό πορώδες
Άργιλος	0 - 0,05
Αμμώδης άργιλος	0,03 - 0,12
Ιλύς	0,03 - 0,19
Λεπτόκοκκη άμμος	0,10 - 0,28
Μεσόκοκκη άμμος	0,15 - 0,32
Χονδρόκοκκη άμμος	0,20 - 0,35
Άμμος με χαλίκι	0,20 - 0,35
Λεπτόκοκκα χαλίκια	0,21 - 0,35
Μεσόκοκκα χαλίκια	0,13 - 0,26
Χονδρόκοκκα χαλίκια	0,12 - 0,26

1.3. Διαπερατότητα των γεωλογικών σχηματισμών

Η διαπερατότητα (permeability) είναι η ιδιότητα του πετρώματος να επιτρέπει τη διέλευση των ρευστών χωρίς να καταστρέφεται ο ιστός του.

Η βραχώμαζα με μεγάλο πλήθος συστημάτων διακλάσεων που παρουσιάζουν μεγάλη πυκνότητα και ανάπτυξη χαρακτηρίζεται προσεγγιστικά ως ισότροπη, με δυνατότητα ισχύος του νόμου του Darcy και μπορεί να χαρακτηριστεί ως διαπερατή. Ανάλογα με τον συντελεστή υδραυλικής αγωγιμότητας (k) (m/sec), ορίζεται η υδροπερατότητα της βραχώμαζας (Πίνακας 1.2).

Πίνακας 1.2: Τυπικές τιμές συντελεστών διαπερατότητας (Πηγή: Terzaghi & Peck, 1967).

Συντελεστής υδροπερατότητας k (m/sec)	Κατηγορία
$> 10^{-1}$	Υψηλή
$10^{-1} - 10^{-3}$	Μέση
$10^{-3} - 10^{-5}$	Χαμηλή
$10^{-5} - 10^{-7}$	Πολύ χαμηλή
$< 10^{-7}$	Πρακτικά αδιαπέρατος

Για να είναι διαπερατά τα δίκτυα των ρωγμών που κατατέμνουν τη βραχώμαζα πρέπει είτε να μην έχουν πληρωθεί με κάποιο υλικό ή το υλικό πλήρωσης να παρουσιάζει υψηλό ενεργό πορώδες.

Οποιαδήποτε καταπόνηση στη βραχώμαζα παίζει σημαντικό ρόλο στη διαπερατότητα της. Πιο αναλυτικά, η διαπερατότητά της αυξάνεται αναλογικά με την καταπόνηση της. Η εμφάνιση τεκτονικών στοιχείων όπως η κατάτμηση, οι ζώνες διάρρηξης και ο διαμελισμός της επιδρούν θετικά στην διαπερατότητα της βραχώμαζας. (Τσακίρογλου, 1990).

Κατά συνέπεια το μέγεθος της καταπόνησης ή παραμόρφωσης από την οποία εξαρτάται το μέγεθος της αποσύνδεσης και αποσάθρωσης, καθώς και η ευδιαλυτότητα της

πετρογραφικής ενότητας, χαρακτηρίζουν το μέγεθος της διαπερατότητας των βραχωδών πετρωμάτων, η οποία φυσιολογικά μειώνεται σε μεγαλύτερο βάθος (Καλλέργης 1999).

Ο συντελεστής υδροπερατότητας προσδιορίζεται με τις επί τόπου δοκιμές μέτρησης Maag, Lefranc και Lugeon. Η Δοκιμή Maag πραγματοποιείται συνήθως σε εδάφη με χαμηλό συντελεστή υδροπερατότητας. Η δοκιμή Lefranc σε εδάφη με υψηλό συντελεστή υδροπερατότητας και η δοκιμή Lugeon σε βραχώδεις σχηματισμούς. (Κούκης & Σαμπατακάκης, 2002).

Μια μονάδα Lugeon ισοδυναμεί με απώλειες νερού 1 lit/min/m γεώτρησης υπό πίεση 10 kg/cm² και επί πλέον της υδροστατικής πίεσης που υπολογίζεται στο αντίστοιχο βάθος δοκιμής.

Η μονάδα Lugeon σε μονάδες συντελεστή υδροπερατότητας (k) (cm/sec) ισοδυναμεί με 1×10^{-5} cm/sec και σε μονάδες υδραυλικής αγωγιμότητας k (ποσότητα νερού διερχόμενη από μοναδιαία διατομή, cm²) ισοδυναμεί με 1.3×10^{-10} cm².

1.4. Σχέση διαπερατότητας – ενεργού πορώδους

Η διαπερατότητα σ' ένα πορώδες μέσο μπορεί να εκφραστεί ως η ποσότητα του ρευστού Q (cm³/sec) που περνά μέσα από μια δεδομένη διατομή C (cm²), καθώς αυτή η ποσότητα είναι ανάλογη προς τη διαφορά της πίεσης, P (atm), στα δυο άκρα του συστήματος και αντιστρόφως ανάλογη προς το ιξώδες του ρευστού, V (poises), δηλαδή, είναι (Καλλέργης, 1999):

$$Q = \frac{k \cdot C \cdot P}{V \cdot L} \quad [1.1]$$

Η διαπερατότητα εξαρτάται από :

- ♣ Τον βαθμό διασύνδεσης και επικοινωνίας των πόρων μέσα στη μάζα του πετρώματος (ενεργό πορώδες).

- ♣ Το φυσικό μέγεθος των πόρων. Για τα κοκκώδη υλικά έχει σχέση με το μέγεθος, τη μορφή και τη διάταξη των κόκκων. Στους βραχώδεις σχηματισμούς η διαπερατότητα εξαρτάται κυρίως από το δευτερογενές πορώδες και είναι μόνο έμμεσα συνδεδεμένη με το πρωτογενές.
- ♣ Το μέγεθος των διόδων επικοινωνίας (οπές πόρων, τριχοειδή αγγεία) ανάμεσα στους πόρους (Καλλέργης 1999).

Όσο οι κόκκοι γίνονται πιο λεπτοί, τόσο αυξάνεται η ειδική επιφάνειά τους, μειώνεται το ενεργό πορώδες και η διαπερατότητα του εδάφους.

Κατά την κατασκευή μεγάλων υδροληπτικών έργων όπως τα φράγματα, η παρουσία και η κυκλοφορία του υπόγειου νερού πρέπει να ελεγχθεί έτσι ώστε να μην επηρεάσουν τη φάση της κατασκευής αλλά και η μετέπειτα λειτουργία του έργου.

2. ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΓΕΩΪΛΙΚΩΝ

Η αντοχή και η παραμορφωσιμότητα των γεωϋλικών, είναι σημαντικά στοιχεία για τον σχεδιασμό μικρών αλλά και μεγάλων έργων όπως είναι τα φράγματα, οι λιμνοδεξαμενές κλπ. Χρειάζεται όμως η εκτέλεση μεγάλης κλίμακας επιτόπου δοκιμών που σε μερικές περιπτώσεις είναι δύσκολο να πραγματοποιηθούν αλλά και ταυτόχρονα αυξάνουν πάρα πολύ το κόστος του έργου (Κούκης & Σαμπατακάκης, 2002).

Η κατάταξη της βραχόμαζας πραγματοποιείται εκτιμώντας και ταξινομώντας των ποιοτικών και μηχανικών χαρακτηριστικών της. Σκοπός της είναι η ορθή εκτίμηση των μέτρων για την ενίσχυσή.

2.1. Δομικά χαρακτηριστικά της βραχόμαζας – μέθοδοι ταξινόμησης

Ως βραχόμαζα (rock mass) ορίζεται ο σχηματισμός που αποτελείται από συμπαγείς όγκους άρρηκτου πετρώματος και διατέμνεται από επιφάνειες αδυναμίας. Οι επιφάνειες αυτές ή αλλιώς ασυνέχειες εξαρτώνται από την τεκτονική ιστορία των ηφαιστειακών και μεταμορφωμένων πετρωμάτων, και από τη συμπίεση των υπερκειμένων στρωμάτων, στα ιζηματογενή πετρώματα. Έχει δύο κύριες ιδιαιτερότητες που εξαρτάται η συμπεριφορά της (Κούκης & Σαμπατακάκης, 2002):

- 1) Τις ιδιότητες του μητρικού πετρώματος και κυρίως από τη δομή δηλαδή το πλήθος των ομάδων των ασυνεχειών και των ιδιοτήτων τους.
- 2) Την κλίμακα μελέτης του έργου καθώς μεταβάλλεται το πλήθος των ασυνεχειών που διασχίζουν το πέτρωμα.

Σύμφωνα με τους Brady & Brown (2006) τα χαρακτηριστικά της δομής μιας βραχόμαζας που οφείλονται στον τρόπο γένεσης της και αντανakλούν την προηγούμενη τεκτονική ιστορία της. Τα σημαντικότερα από αυτά είναι:

- Οι διακλάσεις (joints).

- Τα επίπεδα στρώσης (*bedding planes*).
- Οι φλέβες (*veins*).
- Οι πτυχές (*folds*).
- Τα ρήγματα (*faults*).
- Οι ζώνες διάτμησης (*shear zones*).
- Οι μαγματικές φλέβες (*dykes*).

Υπάρχουν διάφορα συστήματα ταξινόμησης της βραχομάζας. Τα πιο διαδεδομένα είναι: Η ταξινόμηση κατά RMR (Bieniawski), η ταξινόμηση κατά Barton και η ταξινόμηση κατά GSI (Hoek-Marinos, 2000).

2.1.1. Μέθοδος ταξινόμησης κατά RMR (Bieniawski)

Το σύστημα RMR συνεκτιμά πέντε παράγοντες:

- Την αντοχή του άρρηκτου βράχου (*R1*).
- Το δείκτη κατακερματισμού *RQD* (*R2*).
- Τις αποστάσεις μεταξύ των ασυνεχειών (*R3*).
- Την κατάσταση των διακλάσεων (*R4*).
- Την κατάσταση των υπογείων νερών (*R5*).

Ο δείκτης ταξινόμησης κατά Bieniawski παίρνει τιμές μεταξύ 0 και 100 και χαρακτηρίζει την βραχόμαζα σε μία από τις πέντε κατηγορίες (πολύ καλή – πολύ πτωχή) (Πίνακας 2.1).

Πίνακας 2.1: Ποιότητα βραχόμαζας σύμφωνα με τη γεωτεχνική ταξινόμηση κατά RMR (Πηγή: (Αγιουτάντης, 2010).

Τάξη βραχόμαζας	Ποιότητα βραχόμαζας	RMR
I	Πολύ καλή	80-100
II	Καλή	61/80
III	Μέτρια	41-60

IV	Φτωχή	21-40
V	Πολύ φτωχή	0-20

Το σύστημα RMR (Πίνακας 2.2) παρέχει τις αναγκαίες πληροφορίες για να εκτιμηθούν τα αναγκαία κατά περίπτωση μέτρα π.χ. στην περίπτωση σιηράγγων, υδροληπτικών έργων (φράγματα – λιμνοδεξαμενές).

Πίνακας 2.2: Γεωτεχνική ταξινόμηση κατά RMR (Πηγή: Bieniowski, 1989, από Κούκης & Σαμπατακάκης, 2002).

1.Αντοχή άρρηκτου βράχου (R1)							
Σημειακή φόρτιση I _{s50} (MPa)	>10	4-10	2-4	1-2	(για Is50>1MPa εφαρμόζεται το σ _c)		
Μονοαξονική θλίψη σ _c (MPa)	>250	100-250	50-100	25-50	Μαϊ-25	1-Μαϊ	<1
Βαθμός	15	12	7	4	2	1	0
2. RQD (R2)							
RQD	90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	<25%		
Βαθμός	20	17	13	8	3		
3. Απόσταση ασυνεχειών (R3)							
Απόσταση	>2m	0.6-2m	200-600mm	60-200mm	<60mm		
Βαθμός	20	15	10	8	5		
4. Κατάσταση ασυνεχειών (R4)							
Κατάσταση	Πολύ τραχείες επιφάνειες. Όχι διαχωρισμός. Υγιή τοιχώματα.	Ελαφρά τραχείες επιφάνειες. Διαχωρισμός <1mm. Ελαφρώς αποσαθρωμένα τοιχώματα.	Ελαφρά τραχείς επιφάνειες. Διαχωρισμός <1 mm. Πολύ αποσαθρωμένα τοιχώματα.	Λείες γυαλιστερές επιφάνειες ή υλικό πλήρωσης <5mm. Διαχωρισμός 1-5mm. Συνεχείς	Υλικό πλήρωσης >5 mm. Διαχωρισμός> 5mm. Συνεχείς.		
Βαθμός	20	15	10	8	5		
5. Υπόγεια Ύδατα (R5)							
Εισροή νερού ανα	Καμία	<10lit/min	10-25lit/min	25-125lit/min	>125lit/min		







10 m σηραγγας					
Γενικές συνθήκες	Ξηρό	Παρουσία υγρασίας	Υγρό	Στάγδην	Με ροή
Βαθμός	20	15	10	8	5

2.1.2. Μέθοδος ταξινόμησης κατά GSI

Το σύστημα GSI των Hoek-Brown, 1997 και Hoek-Marinos, 2000 (Geological Strength Index) βασίζεται στη συνεκτίμηση μόνο δύο παραγόντων: Του βαθμού κατακερματισμού - τεκτονισμού της βραχώμαζας και της κατάστασης των ασυνεχειών.

Η διαδικασία της ταξινόμησης κατά GSI είναι σχετικά απλή και βασίζεται σε έναν απλό εικονογραφημένο πίνακα (Σχήμα 2.1).

Ο δείκτης GSI λαμβάνει τιμές μεταξύ 0 και 100 και μπορεί να χρησιμοποιείται στη θέση του RMR για $RMR > 25$. Επίσης μπορεί να παράσχει τις παραμέτρους αντοχής m , s , a για το κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown. Συνεκτιμά τους παράγοντες της αντοχής του άρρηκτου πετρώματος μέσω της αντοχής σε μον'αξονική θλίψη και της παραμέτρου m_i του πετρώματος, καθώς και των επιτόπιων τάσεων για την εξαγωγή παραμέτρων αντοχής τύπου Mohr-Coulomb, του μέτρου ελαστικότητας κ.ά.

<p>ΓΕΩΛΟΓΙΚΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΕ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΟΥΣ ΒΡΑΧΟΥΣ (Hoek and Marinos, 2000) Βασίζόμενοι στην εμφάνιση της βραχόμαζας (περιγραφή δομής και κατάσταση επιφάνειας ασυνεχειών) εκτιμήστε τη μέση τιμή του GSI, χωρίς υποχρεωτικά μεγάλη ακρίβεια. Το να επιλέξετε ένα εύρος τιμών από 33 ως 37 είναι πιο ρεαλιστικό από το να δηλώσετε ότι GSI=35. Σημειώνεται ότι ο Πίνακας δεν εφαρμόζεται σε <u>κινηματικά ελεγχόμενες αστάθειες</u>. Στην περίπτωση που οι ασθενείς επίπεδες επιφάνειες έχουν μη ευνοϊκό προσανατολισμό σε σχέση με το πρανές εκσκαφής, τότε αυτές καθορίζουν την συμπεριφορά της βραχόμαζας. Η διατμητική αντοχή επιφανειών σε βράχους που υπόκεινται σε εξασθένηση λόγω διακύμανσης της περιεκτικότητας σε υγρασία, είναι περαιτέρω μειωμένη όταν υπάρχει νερό. Όταν, οι βραχόμαζες ανήκουν στις μέτριες έως πτωχές κατηγορίες και υπάρχει νερό τότε μετακινούμαστε προς τα δεξιά. Η υδροστατική πίεση λαμβάνεται υπόψη με την ανάλυση ενεργών τάσεων.</p> <p>ΔΟΜΗ</p>		<p>ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΑΣΥΝΕΧΕΙΑΣ</p> <p>ΠΟΛΥ ΚΑΛΗ Πολύ τραχείες, μη αποσπασθωμένες επιφάνειες</p> <p>ΚΑΛΗ Τραχείες, ελαφρά αποσπασθωμένες και οξειδωμένες επιφάνειες</p> <p>ΜΕΤΡΙΑ Λείες, μετρίως αποσπασθωμένες και εξαλειωμένες επιφάνειες</p> <p>ΠΤΩΧΗ Επιφάνειες ολίσθησης, πολύ αποσπασθωμένες με σημαντική επιφλοώματα ή υλικό πλήρωσης με γωνιώδη θραύσματα</p> <p>ΠΟΛΥ ΠΤΩΧΗ Επιφάνειες ολίσθησης πολύ αποσπασθωμένες με μαλακό αργιλικό υλικό πλήρωσης</p>				
		<p>ΜΕΙΟΥΜΕΝΗ ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΑΣΥΝΕΧΕΙΩΝ →</p>				
<p>ΜΕΙΟΥΜΕΝΟ ΑΝΗΛΟΚΛΕΙΔΩΜΑ ΤΩΝ ΒΡΑΧΩΔΩΝ ΤΕΜΑΧΩΝ</p> <p>↓</p>	 <p>INTACT OR MASSIVE - Άρρηκτα βραχώδη τεμάχια ή άστρωτος βράχος με λίγες ασυνέχειες σε μεγάλη απόσταση</p>	90				N/A
	 <p>BLOCKY - Αδιατάρακτη βραχόμαζα με πολύ καλό αλληλοκλείδωμα που αποτελείται από κυβικά τεμάχια οριζόμενα από τρεις ορθογώνια τεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών</p>	80				
	 <p>VERY BLOCKY- Μερικώς διαταραγμένη βραχόμαζα με πολύπλευρα γωνιώδη τεμάχια (blocks) που σχηματίζονται από τέσσερις ή περισσότερες οικογένειες ασυνεχειών</p>	70				
	 <p>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY Πτυχωμένη με γωνιώδη τεμάχια που σχηματίζονται από πολλές αλληλοτεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών. Εμμονή στρώσης ή σχιστότητας</p>	60				
	 <p>DISINTEGRATED - Ισχυρά κερματισμένη βραχόμαζα με πτωχό αλληλοκλείδωμα και με ταυτόχρονη παρουσία γωνιωδών και αποστρογγυλωμένων τεμαχίων</p>	50				
	 <p>LAMINATED/SHEARED - Φυλλώδης ή σχιστοποιημένη και τεκτονικώς διατμημένη ασθενής βραχόμαζα. Η σχιστότητα επικρατεί έναντι οποιασδήποτε άλλης οικογένειας ασυνεχειών εμποδίζοντας την δημιουργία γωνιωδών τεμαχίων</p>	40				
		30				
		20				
		10				
		N/A	N/A			

Σχήμα 2.1: Κατάταξη βραχόμαζας με το σύστημα GSI των Hoek-Marinos (Πηγή: Κούκης & Σαμπατακάκης, 2002).

Ο δείκτης GSI έχει συχνή εφαρμογή στα πετρώματα που συναντάμε στην Ελλάδα (Μάρμαρα, γνευσιοί, αμφιβολίτες, φυλλίτες πρασινοσχιστόλιθοι, ασβεστόλιθοι. Πυριγενή πετρώματα (πλουτώνια, ηφαιστειακά). Παρακάτω (Σχήμα 2.2) παρουσιάζεται η μεθοδολογία εκτίμησης

του δείκτη GSI, όπως την έχουν προτείνει οι Hoek και Marinos σε σχηματισμούς Φλύσχη (Ψαμμιτικά πετρώματα σε εναλλαγή με αργιλικούς σχιστόλιθους) ο οποίος είναι πολύ συνηθισμένος σχηματισμός στην Ελλάδα.

GSI ΣΕ ΕΤΕΡΕΓΟΝΕΙΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΕΣ ΟΠΩΣ ΦΛΥΣΧΗΣ (Marinos & Hoek, 2001)		ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΑΣΥΝΕΧΕΙΑΣ (κυρίως επίπεδα στρώσης)				
ΣΥΣΤΑΣΗ ΚΑΙ ΔΟΜΗ		ΠΟΛΥ ΚΑΛΗ Πολύ τραχιές, μη αποσπασθαιμένες επιφάνειες	ΚΑΛΗ Τραχιές, ελαφρά αποσπασθαιμένες επιφάνειες	ΜΕΤΡΙΑ Λείες, μετρίως αποσπασθαιμένες και εξυφανόμενες επιφάνειες	ΠΟΧΗ Πολύ λείες, ενίοτε επιφάνειες ολίσθησης με συμπαγή επιρροήματα ή υλικό πλήρωσης με γονιώδη θραύσματα	ΠΟΛΥ ΠΟΧΗ Πολύ λείες επιφάνειες ολίσθησης πολύ αποσπασθαιμένες με μαλακό αργιλικό υλικό πλήρωσης
ΤΥΠΟΣ Α. Παχυστρωματώδης, μερικώς διαταραγμένος ψαμμίτης. Η επιρροή πολύ λεπτών πηλίκων ενστρώσεων είναι περιορισμένη. Σε αβαθείς σήραγγες ή πρανή αν ο μηχανισμός αστάθειας λόγω έλλειψης πλευρικού παρεμποδισμού (χαλαρή δομή) έχει κινηματικό χαρακτήρα που ελέγχεται από τα επίπεδα στρώσης και τότε δεν εφαρμόζεται ο δείκτης GSI.		70 60	A			
ΤΥΠΟΣ Β. Ψαμμίτης με λεπτές ενστρώσεις ιλυολίθου	ΤΥΠΟΣ Γ. Ψαμμίτης και ιλυόλιθος σε κανονική αναλογία			B	C	D
	ΤΥΠΟΣ Δ. Ιλυόλιθος ή ιλυολιθικός σχιστόλιθος με στρώσεων του ψαμμίτη			40		E
	ΤΥΠΟΣ Ε. Ασθενής ιλυόλιθος ή αργιλικός σχιστόλιθος με στρώσεις ψαμμίτη					
	ΤΥΠΟΣ ΣΤ. Τεκτονικώς παραμορφωμένος, διατηρημένος αργ. σχιστόλιθος ή ιλυόλιθος με κερματισμένα και παραμορφωμένα στρώματα ψαμμίτη σε χαοτική δομή			30		F
				20		
ΤΥΠΟΣ Ζ. Πρακτικά αδιατάρακτος ιλυολιθικός ή αργιλικός σχιστόλιθος με ή χωρίς την παρουσία πολύ λεπτών ενστρώσεων ψαμμίτη	ΤΥΠΟΣ Η. Τεκτονικώς διατηρημένος αργιλικός σχιστόλιθος σε χαοτική δομή με θύλακες αργίλου. Λεπτά στρώματα έχουν μετατραπεί σε πολύ μικρά βραχώδη τεμάχια	N/A	N/A		G	H ¹⁰

Σχήμα 2.2: Κατάταξη βραχώμαζας με το σύστημα GSI σε ετερεγονείς βραχώμαζες όπως φλύσχη, των Hoek-Brown (Πηγή: Κούκης & Σαμπατακάκης, 2002).

2.1.3. Μέθοδος ταξινόμησης Q του Barton

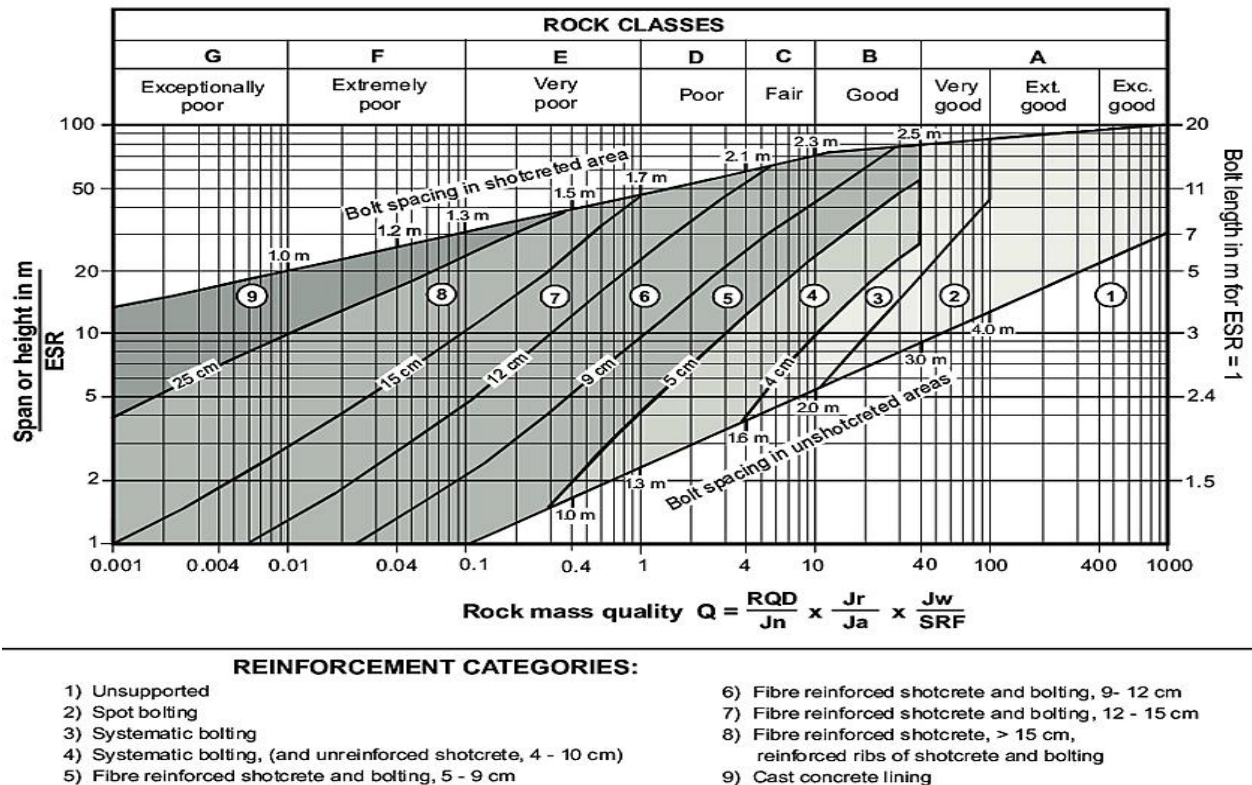
Η μεθοδολογία ταξινόμησης κατά Barton χρησιμοποιείται κατά κόρον στην κατασκευή σιράγγων. Όπως και η RMR βασίζεται στη συνεκτίμηση διάφορων δεικτών και η βαθμολογία Q λαμβάνει τιμές που κυμαίνονται μεταξύ 0 και 400 ή και μεγαλύτερες για βραχώμαζα εξαιρετικά καλής ποιότητας.

Οι δείκτες αυτοί είναι:

- RQD = Δείκτης κατακερματισμού. Υπολογίζεται από τους πυρήνες των γεωτρήσεων. Όταν δεν υπάρχουν πυρήνες γεωτρήσεων χρησιμοποιείται η σχέση: $RQD = 115 - 3.3 J_n$ (J_n είναι ο συνολικός αριθμός διακλάσεων ανά m^3).
- J_n = συντελεστής που εξαρτάται από τον αριθμό των συστημάτων διακλάσεων και κυμαίνεται από 0.5-20 (Priest & Hudson, 1976).
- J_r = συντελεστής τραχύτητας των διακλάσεων και κυμαίνεται από 1-4.
- J_a = συντελεστής αποσάθρωσης των τοιχωμάτων των διακλάσεων ή του υλικού πλήρωσής τους και κυμαίνεται από 0.75-20.
- J_w = συντελεστής παρουσίας του νερού στις διακλάσεις και κυμαίνεται από 0.05-1.
- SRF = συντελεστής αναγωγής της εντατικής κατάστασης (ή μείωσης των τάσεων) που λαμβάνει υπόψη το πεδίο των τάσεων, τον τεκτονισμό της περιοχής και έμμεσα τη θλιπτική αντοχή του πετρώματος και κυμαίνεται από 0.5-15 (Barton, 1983).

Στο Σχήμα 2.3 φαίνεται η κατάταξη της βραχώμαζας κατά Q.

Το σύστημα Q δίνει καλά αποτελέσματα για πυριγενή πετρώματα, όπως πλουτωνίτες και ηφαιστίτες.



Σχήμα 2.3: Κατάταξη βραχώμαζας με την μέθοδο Q του Barton-NGI (Πηγή: Κούκης & Σαμπατακάκης 2002).

2.2. Ταξινόμηση των εδαφών και εμπειρικός υπολογισμός του συντελεστή υδροπερατότητας (k)

Τα συστήματα ταξινόμησης των εδαφών εξυπηρετούν τους εξής σκοπούς (Χρηστάρας, 2002):

- ✓ Την κατάταξη των εδαφικών σχηματισμών σε κατηγορίες διαφορετικής μηχανικής συμπεριφοράς.
- ✓ Τη διαμόρφωση βάσεων δεδομένων για τη συσχέτιση φυσικών - μηχανικών παραμέτρων με τη συμπεριφορά και τη χρήση των εδαφικών υλικών.
- ✓ Τη λήψη ποσοτικών φυσικομηχανικών παραμέτρων για τη σχεδίαση έργων.
- ✓ Την καθιέρωση ενός κώδικα περιγραφής των εδαφικών σχηματισμών.

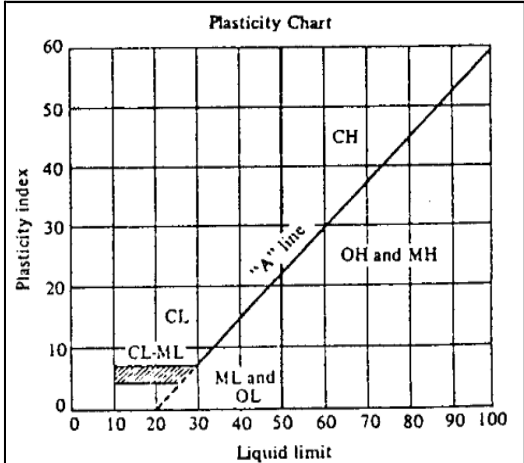
- ✓ Το συσχετισμό εμπειρικών δεδομένων με δεδομένα από το εκάστοτε μελετώμενο σχηματισμό.
- ✓ Την παροχή συστάσεων και οδηγιών για τη συμπεριφορά των εδαφικών υλικών στα τεχνικά έργα.

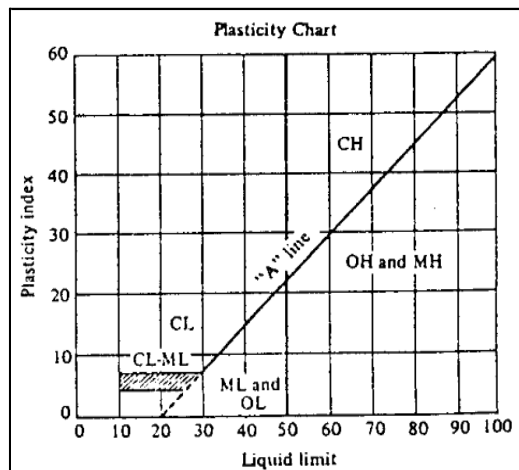
2.2.1. Συστήματα Ταξινόμησης εδαφών

Υπάρχουν αρκετά συστήματα ταξινόμησης των εδαφών, όπως (Χρηστάρας, 2002):

- ✓ Ταξινόμηση εδαφών κατά Casagrande.
- ✓ Ταξινόμηση εδαφών με βάση το μέγεθος των κόκκων.
- ✓ Ενιαίο σύστημα ταξινόμησης εδαφών (Unified Soil Classification System, USC).
- ✓ Ταξινόμηση κατά AASHO (American Association of State Highway Officials).
- ✓ Γαλλική ταξινόμηση FOCS-64.
- ✓ Σύστημα ταξινόμησης εδαφών της ASEE (American Society for Engineering Education) ή σύστημα ταξινόμησης Burmister.
- ✓ Ταξινόμηση εδαφών κατά FAA (Federal Aviation Agency).

Το πλέον ευρέως χρησιμοποιούμενο σύστημα ταξινόμησης είναι το USCS (Unified Soil Classification System,) ASTM D-2487 και περιγράφεται στο Σχήμα 2.4.

ΕΝΙΑΙΟ ΣΥΣΤΗΜΑ ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗΣ ΕΔΑΦΩΝ (USCS, ASTM D-2487)				
Κύριος δια-χωρισμός	Σύμβολα ομάδας	Όνομα	Εργαστηριακά κριτήρια ταξινόμησης	
Χονδρόκοκκα εδάφη (Περισσότερο από το 50% των κόκκων έχουν διάμετρο μεγαλύτερη του κόσκινου Νο. 200)			Προσδιορισμός του ποσοστού της άμμου και των χαλικιών από την κοκκομετρική καμπύλη. Ανάλογα με το ποσοστό των λεπτόκοκκων ($d<0.075\text{ mm}$) τα χονδρόκοκκα εδάφη ταξινομούνται ως εξής: <5% GW, GP, SW, SP >12% GM, GC, SM, SC 5-12% Οριακές περιπτώσεις (διπλή ονομασία)	
Καθαροί χάλικες (καθόλου λε- πτόκοκκα)	GW	Καλά διαβαθμισμένα χάλικια, μείγμα άμμου-χαλικιών, λίγα ή καθόλου λεπτόκοκκα υλικά	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4, \quad 1 < C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} < 3$	
	GP	Μη διαβαθμισμένα χάλικια, μείγμα άμμου-χαλικιών, λίγα ή καθόλου λεπτόκοκκα υλικά	Δεν ικανοποιούν όλες τις απαιτήσεις τις σχετικές με τη διαβάθμιση για να χαρακτηριστούν GW	
Χάλικες με λεπτόκοκκα (σημαντικό ποσοστό λε- πτόκοκκων)	GM ^a	Ιλυώδη χάλικια, μείγμα άμμο- χάλικια-ιλύς	Όρια Atterberg κάτω από τη γραμμή "A" ή P.I. μικρότερος του 4	Πάνω από τη γραμμή "A" με P.I. μεταξύ 4 και 7 είναι οριακές περιπτώσεις και απαιτείται η χρήση διπλού συμβολισμού.
	GC	Αργιλώδη χάλικια, μείγμα άμμο- χάλικια-άργιλος	Όρια Atterberg πάνω από τη γραμμή "A" και P.I. μεγαλύτερος του 7	
Άμμοι (περισσότερο από το 50% του χονδρόκοκκων τμημάτων έχουν διάμετρο μικρότερη από αυτή του κόσκινου Νο. 4)				
Καθαρές άμμοι (λίγα ή καθόλου λε- πτόκοκκα)	SW	Καλά διαβαθμισμένες άμμοι, χαλικώδεις άμμοι, λίγα ή καθό- λου λεπτόκοκκα υλικά	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6, \quad 1 < C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} < 3$	
	SP	Μη διαβαθμισμένες άμμοι, χαλικώδεις άμμοι, λίγα ή καθό- λου λεπτόκοκκα υλικά	Δεν ικανοποιούν όλες τις απαιτήσεις τις σχετικές με τη διαβάθμιση για να χαρακτηριστούν SW	
Άμμοι με λε- πτόκοκκα (Σημαντικό ποσοστό λε- πτόκοκκων)	SM ^a	Ιλυώδεις άμμοι, μείγμα άμμο- άργιλος	Όρια Atterberg κάτω από τη γραμμή "A" ή P.I. μικρότερος του 4	Οι περιπτώσεις που προβά- λονται στην γραμμοσκια- σμένη ζώνη (P.I. = 4-7) είναι οριακές και απαιτείται η χρήση διπλού συμβολισμού
	SC	Αργιλώδεις άμμοι, μείγμα άμμο- άργιλος	Όρια Atterberg πάνω από τη γραμμή "A" και P.I. μεγαλύτερος του 7	
Λεπτόκοκκα εδάφη (Περισσότερο από το 50% των κόκκων έχουν διάμετρο μεγαλύτερη του κόσκινου Νο. 200)				
Ιλεις και άργι- λοι (LL<50)	ML	Ανόργανες ιλεις και λεπτόκοκκες άμμοι, ιλυώδεις ή αργιλώδεις άμμοι, ή αργιλώδεις ιλεις με μικρή πλαστικότητα		
	CL	Ανόργανες άργιλοι με μικρή έως μέτρια πλαστικότητα, χαλικώδεις άργιλοι, αμμώδεις άργιλοι, ιλυώ- δεις άργιλοι, άργιλοι χαμηλής πλαστικότητας		
	OL	Οργανικές ιλεις και οργανικές ιλυώδεις άργιλοι χαμηλής πλα- στικότητας		
Ιλεις και άργιλοι (LL<50)	MH	Ανόργανες ιλεις, μαρμαρυγιακές ή διατομικές λεπτόκοκκες άμμοι ή ιλυώδη εδάφη, ελαστικές ιλεις		
	CH	Ανόργανες άμμοι μεγάλης πλα- στικότητας, λιπώδεις άργιλοι		
	OH	Οργανικές άργιλοι μέτριας ή μεγάλης πλαστικότητας, organi- κές ιλεις		
Πολύ οργανικά εδάφη	PT	Τύρφη και άλλα οργανικά εδάφη		



Σχήμα 2.4: Ενιαίο σύστημα ταξινόμησης εδαφών κατά USCS (Unified Soil Classification System,) ASTM D-2487 (Πηγή: Χρηστάρας, 2002).

2.2.2. Εμπειρικός υπολογισμός του συντελεστή υδροπερατότητας σε εδάφη

Ένα από τα μεγέθη για τον υπολογισμό της είναι το ενεργό μέγεθος κόκκων είναι η διάμετρος των κόκκων η οποία είναι ίση με τη διάμετρο του κόσκινου που συγκρατεί το 90% του υλικού που κοσκινίσθηκε ή που επιτρέπει να περάσει το 10%. Η ενεργή διάμετρος (d_{ev}) αντιστοιχεί στο λεπτόκοκκο υλικό που πληρώνει τα διάκενα και καθορίζει την τιμή του ολικού πορώδους (Καλλέργης, 1999). Υπολογίζεται από την αθροιστική κοκκομετρική καμπύλη.

Από την κοκκομετρική καμπύλη υπολογίζεται επίσης και ο συντελεστής διαβάθμισης του εδαφικού υλικού από τη σχέση (Χρηστάρας, 1998):

$$c = \frac{d_{30}^2}{(d_{60} \cdot d_{10})} \quad [2.1]$$

Η καλή διαβάθμιση υποδηλώνει σχετική σταθερότητα, αντίσταση στη διάβρωση και αντοχή στη διάτμηση.

Από την ενεργή διάμετρο (d_{ev}) υπολογίζεται εμπειρικά ο συντελεστής υδροπερατότητας ή υδραυλικής αγωγιμότητας (k) με διάφορους τύπους.

Ευρύτατα χρησιμοποιούμενος είναι ο τύπος του Hazen (Καλλέργης, 1999):

$$k = c * d_{ev}^2 \left(\frac{m}{sec} \right) \quad [2.2]$$

Όπου c σταθερά από 40 (πολύ λεπτή άμμος) έως 150 (αδρομερής άμμος), αλλά για πρακτικούς λόγους λαμβάνεται ίση με 100, αν η d_{ev} μετράτε σε cm.

Άλλοι εμπειρικοί τύποι είναι:

Ο τύπος του Biallas (Καλλέργης, 1999):

$$k = 0.0036 \cdot d_{20}^{2.3} \left(\frac{m}{sec} \right) \quad [2.3]$$

Όπου: $d_{20} = 20\%$ της διάμετρος των κόκκων.

και ο τύπος του Seelheim (Καλλέργης, 1999):

$$k = 0.00357 \cdot d_{50}^2 \left(\frac{m}{sec} \right) \quad [2.4]$$

Όπου: d_{50} = 50% της διάμετρος των κόκκων.

Στη βιβλιογραφία συναντώνται επίσης οι τύποι των Masch-Denny, Kozeny-Carmen, Fair-Hatch, Zunker, Slichter, Shepherd κ.ά. (Καλλέργης, 1999).

3. ΔΟΚΙΜΕΣ ΥΔΡΟΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑΣ ΣΕ ΦΡΑΓΜΑΤΑ

Όπως σε όλα τα τεχνικά έργα έτσι και στα φράγματα πραγματοποιούνται επιτόπου δοκιμές υδροπερατότητας, οι οποίες αποτελούν τον καταλληλότερο τρόπο εκτίμησης του συντελεστή υδροπερατότητας (k) των γεωλογικών σχηματισμών.

Οι δοκιμές υδροπερατότητας έχουν σημαντικά πλεονεκτήματα όπως η ταχύτητα εκτέλεσης τους, η δυνατότητα επανάληψης τους κατά τη διάρκεια της διάτρησης της γεώτρησης, αλλά και η αξιοπιστία των αποτελεσμάτων τους.

Η υδροπερατότητα ακόμα και σε ένα ομοιόμορφο σχηματισμό μεταβάλλεται χωρικά, ενώ, η παρουσία στρωσιγενή σχηματισμού υποδηλώνει συνήθως διαφορετική περατότητα κατά την οριζόντια σε σχέση με την κατακόρυφη διεύθυνση. Εν τούτοις, καθώς δεν υπάρχει ικανοποιητική επιτόπια μέθοδος διαφοροποίησης της οριζόντιας από την κατακόρυφη διαπερατότητα, οι τιμές που λαμβάνονται στην ύπαιθρο θεωρούνται αντιπροσωπευτικές του συνόλου του στρώματος σαν σύνολο (Μαρίνος, 1991).

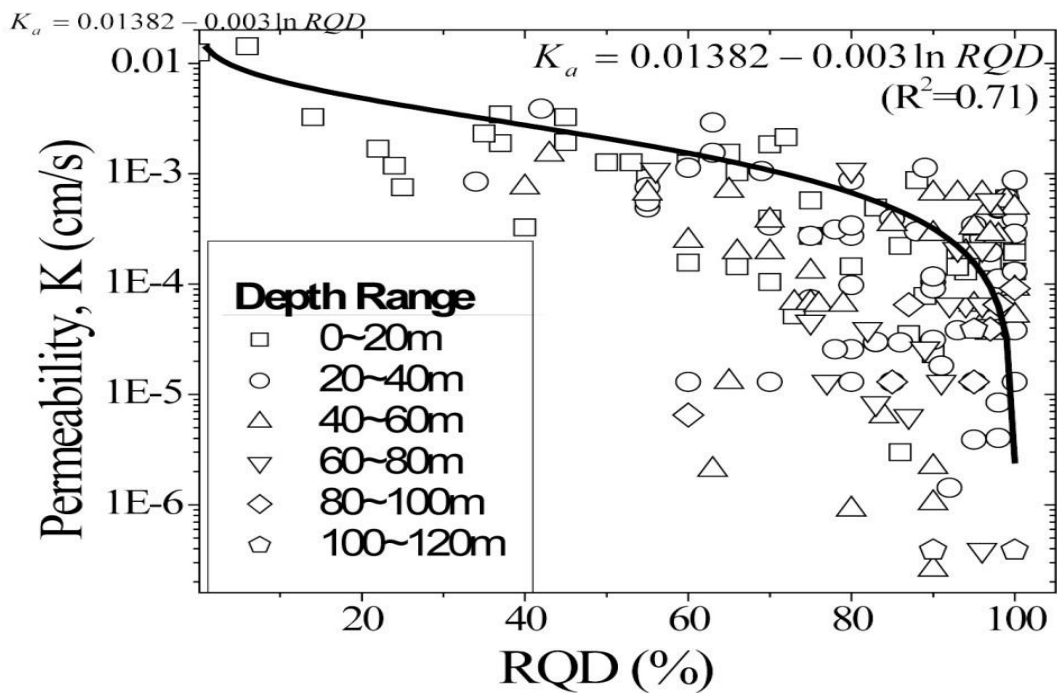
Οι επιτόπιες δοκιμές εισπίεσης πραγματοποιούνται κατά τη διάρκεια κατασκευής της γεώτρησης εισάγοντας εντός της γεώτρησης μιας ποσότητας νερού και μετρώντας την απορρόφηση αυτής της ποσότητας κάτω από δεδομένη πίεση (Κούκης & Σαμπατακάκης, 2002).

Οι δοκιμές διακρίνονται σε δοκιμές σταθερού φορτίου (constant head test) και δοκιμές μεταβλητού φορτίου (falling head test).

Οι δοκιμές διαπερατότητας που εκτελούνται κατά την κατασκευή των φραγμάτων ή των λιμνοδεξαμενών, εξαρτώνται σε μεγάλο βαθμό από το είδος του σχηματισμού και είναι συνήθως δοκιμές εισπίεσης (Lugeon) που εκτελούνται σε βραχώδεις σχηματισμούς. Αναλόγως με τον προγραμματισμό του έργου και το γεωϋλικό που θα συναντήσουμε εκτελούνται δοκιμές σταθερού φορτίου (Lefranc) και μεταβλητού φορτίου (Maag).

Από τα αποτελέσματα δοκιμών σε βραχώμαζα ασβεστόλιθου, παρατηρείται ότι στις δοκιμές σε βάθη από 0 έως 20m, επικρατούν χαμηλές τιμές RQD και η περατότητα είναι αρκετά αυξημένη, ενώ σε μεγαλύτερα βάθη επικρατούν υψηλές τιμές RQD και χαμηλότερη

περατότητα (Σχήμα 3.1).

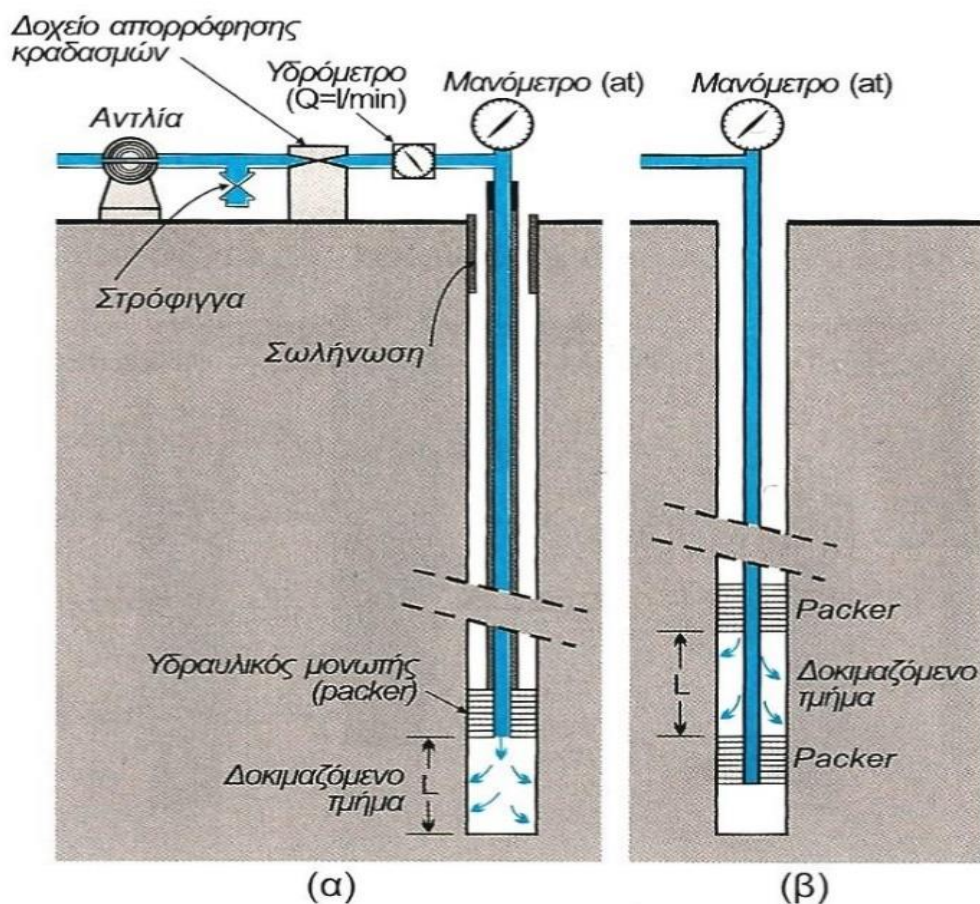


Σχήμα 3.1: Συσχέτιση του βαθμού κατακερματισμού με την υδροπερατότητα της βραχώμαζας ασβεστόλιθου (Πηγή: Qureshi, 2014).

Αυτό συμβαίνει διότι στην επιφάνειά της η βραχώμαζα του ασβεστόλιθου παρουσιάζει μεγαλύτερο αριθμό ασυνεχειών και είναι αρκετά κατακερματισμένη.

3.1. Τεχνικές προδιαγραφές εκτέλεσης δοκιμών εισπίεσης (Lugeon) σε φράγματα

Στο Σχήμα 3.2 που ακολουθεί απεικονίζεται η σχηματική διάταξη της δοκιμής Lugeon με μονό και διπλό υδραυλικό μονωτή (packer).



Σχήμα 3.2: Σχηματική διάταξη δοκιμής Lugeon με μονό και διπλό packer (Πηγή: Μαρίνος, 1991).

Οι προδιαγραφές της δοκιμής εισπίεσης κατά Lugeon δίνονται από τον ΕΛΟΤ (ΤΠ 1501-11-02-04-00:2009).

Η δοκιμή πραγματοποιείται συνήθως σε βραχώδεις γεωλογικούς σχηματισμούς. Επίσης, μπορεί να πραγματοποιηθεί και σε εδάφη με την προϋπόθεση όμως ότι το συγκεκριμένο έδαφος θα μπορέσει να αντέξει τις πιέσεις που του ασκούνται κατά τη δοκιμή.

Η δοκιμή Lugeon πραγματοποιείται συνήθως 3 έως 5 m από την αρχή της κατασκευασμένης γεώτρησης μέχρι και το τελικό της βάθος κατά ανιόντα βήματα. Ακόμα μπορεί να πραγματοποιηθεί και κατά τη διάρκεια της διάτρησης. Μετά από διάτρηση 3 έως 5 m γίνεται εξαγωγή της διατρητικής στήλης και πραγματοποιείται η δοκιμή με κατιόντα βήματα. Το εισπιεζόμενο τμήμα απομονώνεται με ειδικό παρέμβυσμα (packer), το οποίο διογκώνεται ή μηχανικά ή πνευματικά (με άζωτο), εφάπτεται στα τοιχώματα της γεώτρησης και δεν επιτρέπει τη διαφυγή του νερού προς τα πάνω (ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-11-02-04-00:2009).

Δοκιμές με διπλό παρέμβυσμα μπορεί να πραγματοποιηθούν συνήθως σε ανιόντα βήματα, μετά το τέλος της διάτρησης.

Πριν αρχίσει η δοκιμή εισπίεσης η οπή ξεπλένεται με καθαρό νερό υπό πίεση ή και αέρα υπό πίεση, μέχρις ότου το νερό επιστροφής, είναι καθαρό επί 15 min τουλάχιστον.

Στη συνέχεια η οπή πληρώνεται με καθαρό νερό και εγκαταλείπεται για ένα χρονικό διάστημα 30 min. Εισάγεται το στεγανωτικό παρέμβυσμα στο επιθυμητό βάθος.

Κατά κανόνα η μέγιστη πίεση νερού σε κάθε δοκιμή δεν πρέπει να υπερβαίνει το βάρος του υπερκείμενου βράχου.

Κατά τη δοκιμή εισπίεσης, πραγματοποιείται σταδιακή αύξηση της πίεσης του νερού και στην συνέχεια σταδιακή μείωσή της (π.χ. 250, 500, 1000, 500, 250 kPa).

Προβλέπονται συνολικά 5 βαθμίδες πίεσης ανά δοκιμή και η μέγιστη απαιτούμενη πίεση στην κεφαλή του υψηλότερου διατρητικού στελέχους είναι 1500 kPa. Σε κάθε δοκιμή εισπίεσης νερού, όταν δεν είναι δυνατό να διατηρηθεί η απαιτούμενη σταθερή πίεση λόγω διαρροών γύρω από το παρέμβυσμα, αυτό τοποθετείται 50 cm και στην ανάγκη και 1 m χαμηλότερα, ή ψηλότερα από την αρχική του θέση.

Σε κάθε βαθμίδα εφαρμοζόμενης πίεσης νερού ο εκτελών διατηρεί την απαιτούμενη πίεση σταθερή τουλάχιστον για 10 min.

Ο εξοπλισμός των δοκιμών εισπίεσης πρέπει να διαθέτει ικανότητα παροχής νερού τουλάχιστον 150 l/min και μέγιστη πίεση 1500 kPa. Επιτρέπεται η χρήση κατά προτίμηση φυγόκεντρων αντλιών για την παροχή νερού.

Εάν δεν αναφέρεται το αντίθετο, τα στεγανωτικά παρεμβύσματα (racker) είναι διασταλτικού τύπου με ελαστικά περιβλήματα. Η διαστολή των παρεμβυσμάτων (racker) γίνεται από την κεφαλή της γεώτρησης με μηχανικά racker, εκτός από περιπτώσεις που χρησιμοποιούνται στεγανωτικά παρεμβύσματα αερίου (πνευματικά racker) (ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-11-02-04-00:2009).

Το μήκος του περιβλήματος είναι τουλάχιστον τέσσερις φορές μεγαλύτερο από τη διάμετρο της οπής. Η εσωτερική διάμετρος του παρεμβύσματος δεν πρέπει να είναι μικρότερη από 19 mm.

Η πίεση νερού πρέπει να διατηρείται, κατά το δυνατό, σταθερή και ελέγχεται με μανόμετρα πίεσης τύπου γλυκερίνης, που η ακρίβειά τους ελέγχεται περιοδικά. Η συσκευή μέτρησης της παροχής πρέπει να μετράει την παροχή με ακρίβεια 10% για παροχές μεγαλύτερες από 0.5 lt/min.

Στις δοκιμές εισπίεσης με διπλό παρέμβυσμα η διαδικασία για την εφαρμογή της πίεσης νερού είναι ίδια με αυτή που ορίζεται για τις δοκιμές με μονό παρέμβυσμα. Η απόσταση μεταξύ των παρεμβυσμάτων είναι 5 m ή όπως καθορίζεται.

3.1.1. Διαδικασία δοκιμής

Η δοκιμή εκτελείται με την εφαρμογή πίεσης κατά βαθμίδες.

Με το μανόμετρο ελέγχεται η εφαρμοζόμενη πίεση και με το υδρόμετρο μετράτε η ποσότητα που απορροφάτε σε χρόνο 10 min. Όταν η απορρόφηση είναι μεγάλη, ο χρόνος μέτρησης μειώνεται στα 5 min. Η δοκιμή πραγματοποιείται με την εφαρμογή πιέσεων προσαρμοσμένων στις πιέσεις λειτουργίας του κάθε τεχνικού έργου (υπολογισμός υπερκειμένων) (ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-11-02-04-00:2009).

Η πίεση αυξάνεται σταδιακά ανά 10 min και στη συνέχεια όταν φτάσει στη μέγιστη πίεση επαναλαμβάνεται με ανάστροφη φορά, μέχρι την πλήρη αποτόνωση του δοκιμαζόμενου θύλακα (π.χ. 1 – 2 – 4 – 6 – 4 – 2 – 1 atm).

Η πραγματική πίεση που εφαρμόζεται στο τμήμα που πραγματοποιείται η δοκιμή είναι ίσο με το άθροισμα της μανομετρικής πίεσης και της υδροστατικής πίεσης του νερού που πληρώνει τη στήλη των σωλήνων μέσα στη γεώτρηση.

Εάν μια δοκιμή εκτελείται σε βάθος 10 m ασκείται στον δοκιμαζόμενο τμήμα 1 atm επιπρόσθετης πίεσης λόγω της στήλης νερού ύψους 10 m που πληρώνει τις σωλήνες από την επιφάνεια του εδάφους έως το μέσο του δοκιμαζόμενου τμήματος (Μαρίνος, 1991).

Κατά την εκτέλεση της δοκιμής πρέπει να λαμβάνονται υπόψη:

Η μέγιστη πίεση για την εκτέλεση της δοκιμής πρέπει να είναι προσαρμοσμένη στο εκάστοτε τεχνικό έργο και σπάνια να υπερβαίνει τα 10 kg/cm² (10 bar). Συνήθως αυτή ορίζεται ίση με

τη γεωστατική τάση των υπερκειμένων για να μην προκληθεί υδραυλική θραύση του υπεδάφους.

Η πίεση που καταγράφεται για την ερμηνεία και επεξεργασία των αποτελεσμάτων πρέπει να είναι η πραγματική. Ειδικά στις περιπτώσεις γεωτρήσεων σε μεγάλα βάθη όπου το μήκος των σωληνώσεων είναι μεγάλο και κατά συνέπεια είναι αυξημένες και οι απώλειες λόγω τριβών. Στο σχήμα 3.2 παρατηρούμε ανάλογα την διάμετρο της σωλήνας και την παροχή μπορούμε να βρούμε την απώλεια λόγω τριβών σε μέτρα ($P_{\text{απωλειών}}$).

Γενικά ισχύει: $P_{\text{πραγματική}} = P_{\text{μανομέτρου}} + P_{\text{υδροστατική}} - P_{\text{απωλειών}}$.

ΠΑΡΟΧΗ			ΟΝΟΜΑΣΤΙΚΟΙ ΔΙΑΜΕΤΡΟΙ ΣΕ ΙΝΤΖΕΣ & ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΙΑΜΕΤΡΟΙ ΣΕ ΧΙΛΙΟΣΤΑ										
m3 hour	lt min	lt sec	1/2"	3/4"	1"	1 1/4"	1 1/2"	2"	2 1/2"	3"	4"	5"	6"
			15,75 mm	21,25 mm	27 mm	35,75 mm	41,25 mm	52,5 mm	68 mm	80,25 mm	105 mm	130 mm	155,5 mm
0,6	10	0,16	16,00	3,94	1,33	0,40	0,13						
0,9	15	0,25	33,90	8,35	2,82	0,85	0,29						
1,2	20	0,33	57,70	14,21	4,79	1,44	0,49	0,16					
1,5	25	0,42	87,20	21,50	7,24	2,18	0,73	0,25					
1,8	30	0,5	122,00	30,10	10,10	3,05	1,03	0,35					
2,1	35	0,58	162,00	40,00	13,50	4,06	1,37	0,46					
2,4	40	0,67		51,20	17,30	5,19	1,75	0,59	0,16				
3	50	0,83		77,40	26,10	7,85	2,65	0,89	0,25				
3,6	60	1		108,00	36,60	11,00	3,71	1,25	0,35				
4,2	70	1,12		144,00	48,70	14,60	4,93	1,66	0,46				
4,8	80	1,33		185,00	62,30	18,70	6,32	2,13	0,59				
5,4	90	1,5			77,50	23,30	7,85	2,65	0,74	0,27			
6	100	1,67			94,10	28,30	9,54	3,22	0,90	0,33			
7,5	125	2,08			142,00	42,80	14,40	4,86	1,36	0,49			
9	150	2,5				59,90	20,20	6,82	1,90	0,69	0,23		
10,5	175	2,92				79,70	26,90	9,07	2,53	0,92	0,31		
12	200	3,33				102,00	34,40	11,60	3,23	1,18	0,40		
15	250	4,17					52,00	17,50	4,89	1,78	0,60	0,20	
18	300	5					72,80	24,60	6,85	2,49	0,84	0,28	
24	400	6,67					124,00	41,80	11,66	4,24	1,43	0,48	0,20
30	500	8,33					187,00	63,20	17,60	6,41	2,16	0,73	0,30
36	600	10						88,60	24,70	8,98	3,03	1,02	0,42
42	700	11,7						118,00	32,80	11,90	4,03	1,36	0,56
48	800	13,3						151,00	42,00	15,30	5,16	1,74	0,72
54	900	15						188,00	52,30	19,00	6,41	2,16	0,89
60	1000	16,7							63,50	23,10	7,79	2,63	1,08
75	1250	20,8							96,00	34,90	11,80	3,97	1,63
90	1500	25							134,00	48,90	16,50	5,57	2,29
105	1750	29,2							179,00	65,10	21,90	7,40	3,05

120	2000	33,3							83,30	28,10	9,48	3,90
150	2500	41,7							126,00	42,50	14,30	5,89
180	3000	50								59,50	20,10	8,26
240	4000	66,7								79,10	26,70	11,00
300	5000	83,3								101,00	34,20	14,10

Σχήμα 3.3: Πίνακας υπολογισμού των απωλειών μανομετρικού σε ευθύγραμμους αγωγούς (Πηγή: www.kronospumps.com).

3.1.2. Υπολογισμός συντελεστή υδροπερατότητας k

Οι μετρήσεις της υδροπερατότητας γίνονται σε μονάδες Lugeon (U.L). Μια μονάδα Lugeon ισούται με την υδροπερατότητα που έχει μια βραχομάζα υπό πίεση 10 atm, όταν 1 m γεώτρησης διαμέτρου 76 mm σε αυτή τη βραχομάζα επιτρέπει απώλειες 1 lit νερού ανά λεπτό (Μαρίνος, 1991).

Για πρακτικούς λόγους εφαρμόζεται η σχέση που μετατρέπει τις μονάδες Lugeon σε τιμές του συντελεστή υδροπερατότητας k ($1 \text{ Lugeon} = 10^{-5} \text{ cm/sec} = 10^{-7} \text{ m/sec}$).

Ο πλέον διαδεδομένος τύπος για τον υπολογισμό του συντελεστή υδροπερατότητας, k , με τη χρήση των δοκιμών εισπίεσης, είναι ο εξής:

$$k = \left[\frac{Q}{(2 \cdot \pi \cdot L \cdot P)} \right] - \ln \left(2 \cdot \frac{L}{D} \right), \quad \left(\frac{m}{sec} \right) \text{ για } L \geq 5 \cdot D \quad [3.1]$$

Όπου: Q = οι απώλειες (σε m^3/sec ή lit/min),

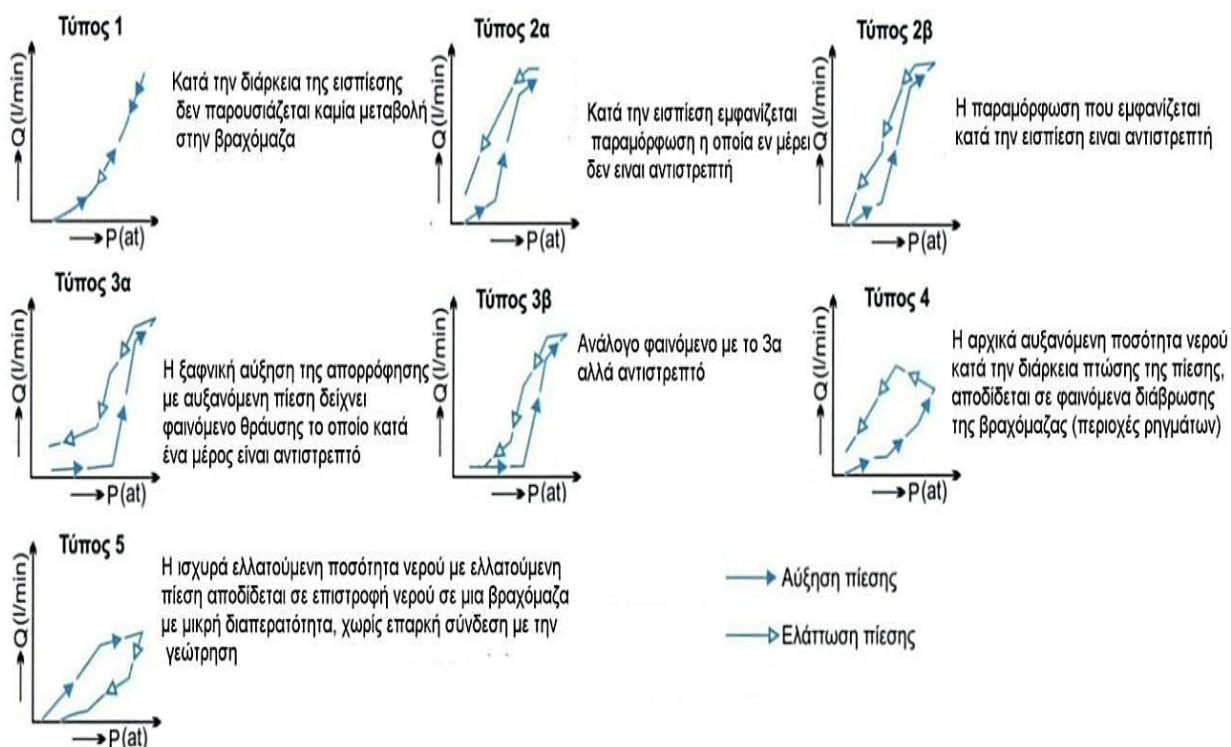
L = το μήκος του εισπιεζόμενου τμήματος (σε m),

P = η πραγματική ασκούμενη πίεση της δοκιμής σε m στήλης νερού (10 m στήλης νερού = 1 atm),

D = η διάμετρος του δοκιμαζόμενου τμήματος (σε cm).

Οι τιμές του συντελεστή υδροπερατότητας (k), που προκύπτουν από τις συγκεκριμένες δοκιμές, αποτελούν σημαντικό παράγοντα στην εκτίμηση των διαρροών της βραχομάζας σε ένα τεχνικό έργο (π.χ. φράγμα) και κατ' επέκταση στον καθορισμό των μεθόδων περιορισμού των διαφυγών.

Για κάθε δοκιμή σχεδιάζεται το διάγραμμα πραγματικής πίεσης – απορρόφησης από την επεξεργασία του οποίου μπορούν να εξαχθούν χρήσιμα συμπεράσματα τόσο για την περατότητα του υπεδάφους όσο και για την αξιοπιστία εκτέλεσης της δοκιμής (Μαρίνος, 1991). Μερικά τέτοια παραδείγματα παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.4.



Σχήμα 3.4: Διαγράμματα επιβαλλόμενης πίεσης – απορρόφησης και ερμηνεία των αποτελεσμάτων που λαμβάνονται κατά την εκτέλεση δοκιμών Lugeon (Πηγή: Μαρίνος, 1991).

- Για φράγματα ύψους άνω των 30 m η βραχομάζα θεμελίωσης θεωρείται στεγανή αν οι απώλειες είναι μικρότερες των 1-2 μονάδων Lugeon (U.L.).
- Για φράγματα ύψους έως 30 m το αντίστοιχο αποδεκτό όριο είναι 3 U.L.
- Για πολύ μικρά φράγματα το όριο των 3 U.L. εκτιμάται ότι είναι υπερβολικό. Στην περίπτωση αυτή πρέπει οι μέγιστες πιέσεις της δοκιμής να περιορίζονται οπωσδήποτε κάτω από τις 10 atm (Marinos, P. 1969).

3.2. Δοκιμή Maag (Μεταβλητού φορτίου)

Η πιο απλή μέθοδος για τον υπολογισμό της περατότητας είναι η δοκιμή Maag, που πραγματοποιείται κατά κόρον σε λεπτόκοκκα εδάφη, ομογενή χαλαρής ή μέτριας συνεκτικότητας, με μικρή περατότητα (Κούκης & Σαμπατακάκης, 2002).

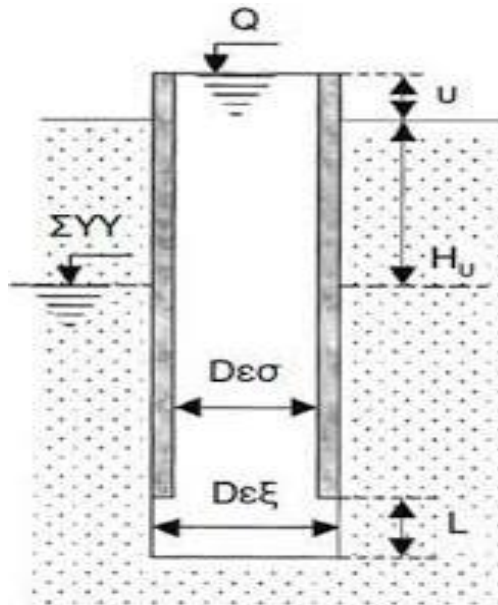
3.2.1. Διαδικασία δοκιμής

Τοποθετείται σωλήνωση μέχρι το βάθος δοκιμής της γεώτρησης και παραμένει ελεύθερο (χωρίς σωλήνες) το μήκος της γεώτρησης για το οποίο θα προσδιοριστεί η περατότητα. Μετρούνται και καταγράφονται τα παρακάτω τεχνικά χαρακτηριστικά:

- Εσωτερική και εξωτερική διάμετρος σωλήνωσης.
- Μήκος «μη σωληνωμένου» τμήματος.
- Διάμετρος «μη σωληνωμένου» τμήματος.
- Διάμετρος κοπτικού.
- Μήκος προεξέχοντος σωλήνα.
- Στάθμη νερού της γεώτρησης πριν από την δοκιμή.

Στην συνέχεια πληρώνεται η σωλήνα της γεώτρησης με νερό και καταγράφεται η πτώση στάθμης ανά min (Κούκης & Σαμπατακάκης, 2002).

Στο Σχήμα 3.5 απεικονίζεται η σχηματική διάταξη της δοκιμής.



Σχήμα 3.5: Σχηματική διάταξη δοκιμής Maag (Πηγή: Κούκης & Σαμπατακάκης, 2002).

3.2.2. Υπολογισμός συντελεστή υδροπερατότητας (k)

Ο συντελεστής υδροπερατότητας (k) υπολογίζεται με βάση το γενικό τύπο:

$$k = \frac{A}{F \cdot t} \quad [3.2]$$

Όπου: A = το εμβαδό της διατομής της γεώτρησης στο βάθος εκτέλεσης της δοκιμής,

F = αδιάστατος παράγοντας σχετιζόμενος με τη γεωμετρία του δοκιμαζόμενου τμήματος,

t = η χρονική διάρκεια του εκάστοτε βήματος μέτρησης της πτώσης στάθμης.

Ο παράγοντας F υπολογίζεται με τη βοήθεια διαγραμμάτων, που συσχετίζουν τους λόγους F/D και L/D (όπου D η διάμετρος του δοκιμαζόμενου τμήματος).

Ένας άλλος τύπος για τον υπολογισμό του συντελεστή k είναι:

$$k = \frac{A}{c \cdot t} \ln \frac{h_1}{h_2} \quad [3.3]$$

Όπου: A = το εμβαδό της διατομής του δοκιμαζόμενου τμήματος ($\pi \cdot r^2$ σε cm^2),

c = συντελεστής που εξαρτάται από τη γεωμετρία του δοκιμαζόμενου τμήματος,

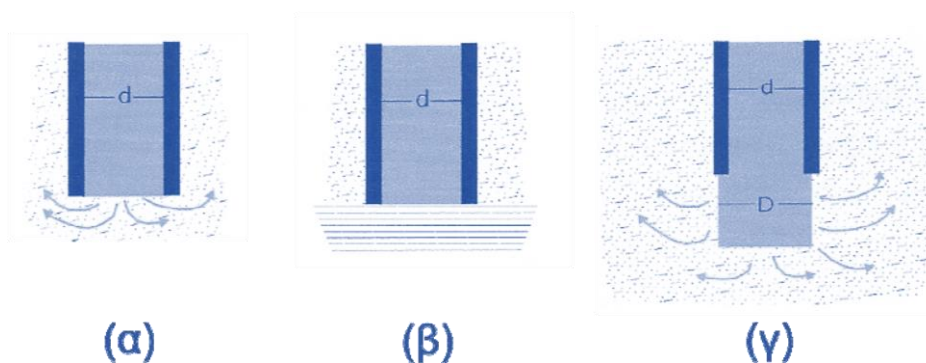
t = η χρονική διάρκεια του βήματος πτώσης της στάθμης (σε sec),

h_1 = το αρχικό ύψος της στάθμης πάνω από το επίπεδο αναφοράς (σε cm),

h_2 = το τελικό ύψος της στάθμης πάνω από το επίπεδο αναφοράς (σε cm).

Ο συντελεστής c μπορεί να λάβει διάφορες τιμές ανάλογα με τη γεωμετρία του δοκιμαζόμενου τμήματος, όπως:

- $c = 4 \cdot \pi \cdot r$, για σφαιρικού σχήματος δοκιμαζόμενο τμήμα, ακτίνας r .
- $c = 2.75 \cdot d$, όταν το δοκιμαζόμενο τμήμα είναι η κυκλική επιφάνεια του πυθμένα της γεώτρησης, με d την εσωτερική διάμετρο της προσωρινής σωλήνωσης στο βάθος της δοκιμής (Σχήμα 3.6, α).



Σχήμα 3.6: Σχηματική απεικόνιση των διαφόρων μορφών που μπορεί να έχει ο δοκιμαζόμενος θύλακας (Πηγή: Μαρίνος, 1991).

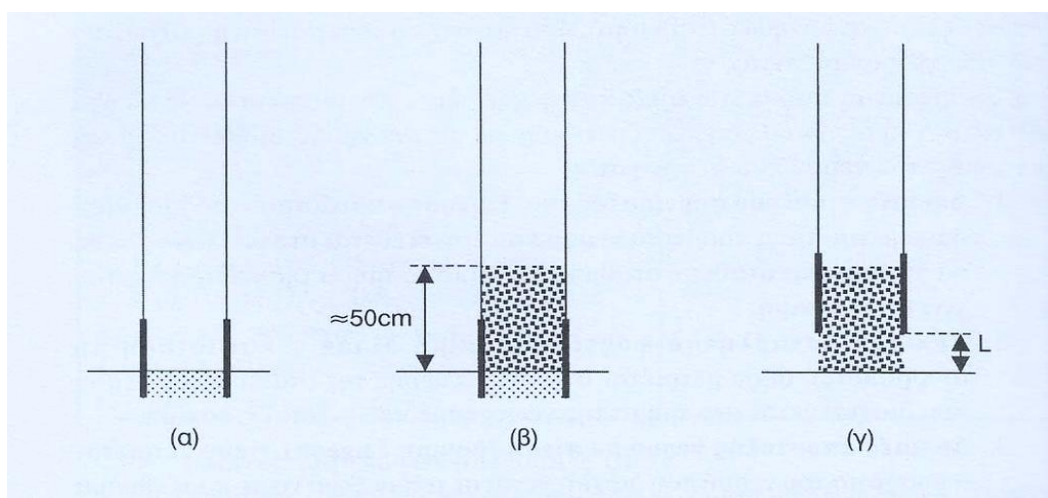
- $c = 2 \cdot d$, όταν η δοκιμή γίνεται στην επαφή υδροστεγανού – υδροπερατού σχηματισμού (Σχήμα 3.6, β).
- $c = \frac{2 \cdot \pi \cdot L}{\ln(\frac{2 \cdot L}{D})}$, όταν το δοκιμαζόμενο τμήμα είναι διαμέτρου D και μήκους L με σχέση $L \geq 5D$ (Σχήμα 3.6, γ).

Πριν από την έναρξη της δοκιμής πρέπει να πραγματοποιείται ακριβής μέτρηση της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα (H_u) για να μην συγχέεται με την στάθμη των νερών της γεώτρησης.

Επίσης, απαιτείται να επικρατούν συνθήκες κορεσμού στο έδαφος που περιβάλλει τον θύλακα. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω της διοχέτευσης νερού πριν από την έναρξη της δοκιμής.

3.3. Δοκιμή Lefranc (Σταθερού φορτίου)

Η δοκιμή Lefranc (δοκιμή σταθερού φορτίου – Σχήμα 3.7) πραγματοποιείται σε περιπτώσεις λιγότερο ομοιογενών χαλαρών υλικών, μέτριας συνεκτικότητας και αυξημένης περατότητας (π.χ. άμμοι, χαλίκια κ.λπ.) (Μαρίνος, 1991).



Σχήμα 3.7: Δημιουργία θύλακα σε χαλαρά αμμώδη εδάφη (Πηγή: Μαρίνος, 1991).

3.3.1. Διαδικασία δοκιμής

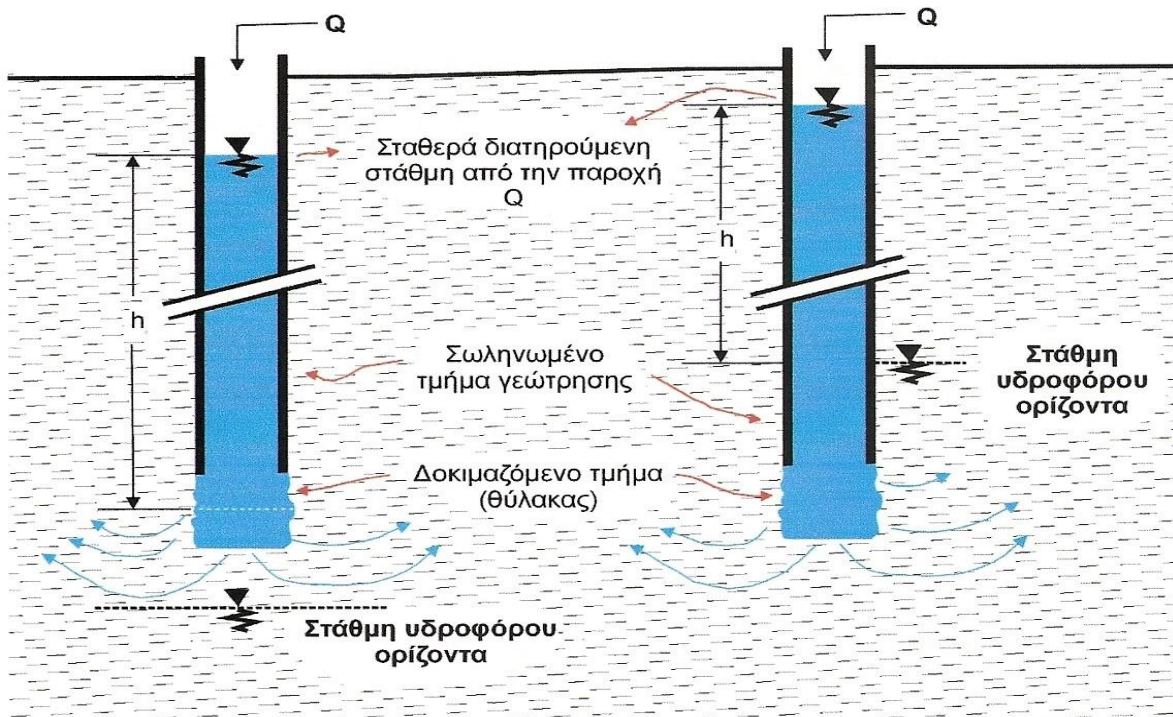
Τοποθετείται σωλήνωση μέχρι το βάθος δοκιμής της γεώτρησης και παραμένει ελεύθερο (χωρίς σωλήνες) το μήκος της γεώτρησης για το οποίο θα προσδιοριστεί η περατότητα. Μετρούνται και καταγράφονται τα κάτωθι τεχνικά χαρακτηριστικά:

1. Διάμετρος σωλήνωσης εσωτερική και εξωτερική.
2. Μήκος «μη σωληνωμένου» τμήματος.
3. Διάμετρος «μη σωληνωμένου» τμήματος.
4. Διάμετρος κοπτικού.

5. Μήκος προεξέχων σωλήνα από το έδαφος.
6. Στάθμη νερού της γεώτρησης πριν από τη δοκιμή.

Στη συνέχεια τροφοδοτείται η γεώτρηση με νερό έτσι ώστε η στάθμη να παραμένει σταθερή και με τη χρήση υδρομέτρου ελέγχεται η απορρόφηση του νερού ένα min.

Στο Σχήμα 3.8 που ακολουθεί φαίνεται η σχηματική διάταξη της δοκιμής.



Σχήμα 3.8: Σχηματική απεικόνιση της δοκιμής Lefranc (Πηγή: Μαρίνος, 1991).

3.3.2. Υπολογισμός συντελεστή k

Ο συντελεστής υδροπερατότητας (k) υπολογίζεται με βάση το τύπο:

$$k = \frac{Q}{c \cdot h} \quad [3.4]$$

Όπου: Q = η παροχή του νερού σε cm^3/sec που διοχετεύεται ώστε να παραμένει σταθερή η στάθμη του,

c = συντελεστής θύλακα σχετιζόμενος με τη γεωμετρία του δοκιμαζόμενου τμήματος, ακριβώς όπως αναφέρθηκε στη δοκιμή Maag,

h = το ύψος της φορτίζουσας στήλης, σε cm.

Όταν η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα είναι χαμηλότερη σε σχέση με το εισπιεζόμενο τμήμα ισχύει ο παρακάτω τύπος:

$$hc = HB + L / (2 + u) \quad [3.5]$$

Όπου: HB = το βάθος της σωλήνωσης επένδυσης,

$L/2$ = το μισό του εισπιεζόμενου τμήματος

u = το μήκος του σωλήνα επένδυσης που «εξέχει» της επιφάνειας του εδάφους.

4. ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΓΕΩΛΟΓΙΚΩΝ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΩΝ ΜΕ ΕΝΕΣΕΙΣ

Στα μεγάλα τεχνικά έργα όπως τα φράγματα, σήραγγες, κ.λπ., η ασφάλεια και η οικονομία της κατασκευής εξαρτάται από την κατάσταση και τη συμπεριφορά του υποβάθρου θεμελίωσης τους. Στις περιπτώσεις θεμελίωσης φράγματος οι επεμβάσεις που πραγματοποιούνται δηλαδή οι ενέσεις, στοχεύουν στον περιορισμό της ταχύτητας ροής του υπόγειου νερού μέσα στις ασυνέχειες και κατ' επέκταση στη σταδιακή στεγανοποίησή τους, έτσι ώστε να περιοριστούν οι απαιτούμενες στραγγίσεις για τη διατήρηση της σωστής λειτουργίας του φράγματος.

Σε γενικότερο πλαίσιο, οι ενέσεις χρησιμοποιούνται για την πλήρωση κενών στο έδαφος (ρωγμές και πόρους) με σκοπό ν' αυξήσουν την αντίσταση στην παραμόρφωση, την συνεκτικότητα, την αντοχής σε διάτμηση. Επίσης για να μειωθεί το ενεργό πορώδες (Moseley & Kirsch, 2004).

Υπάρχουν διάφοροι τύποι ενέσεων οι οποίες χρησιμοποιούνται σε συνδυασμό με κατάλληλα εργαλεία για τη σταθεροποίηση των γεωλογικών σχηματισμών. Μία μέθοδος η οποία χρησιμοποιείται ευρέως είναι η εισπίεση υγρού (τσιμέντου και πρόσθετων) εντός του εδάφους, μετατοπίζοντας τα αέρια και τα υγρά που υπάρχουν στα διάκενα. Άλλες μέθοδοι ενέσεων είναι η ένεση υδρορωγμάτωσης, η ένεση συμπύκνωσης, η ένεση ψεκασμού με πίεση. Ωστόσο, η επιλογή της σωστής μεθόδου για τη σταθεροποίηση του εδάφους σε βάθος, εξαρτάται από συνθήκες όπως ο τύπος και τα στρώματα εδάφους, το μέγεθος του φορτίου, η κατάσταση και το είδος του έργου (Kazemian & Huat, 2009).

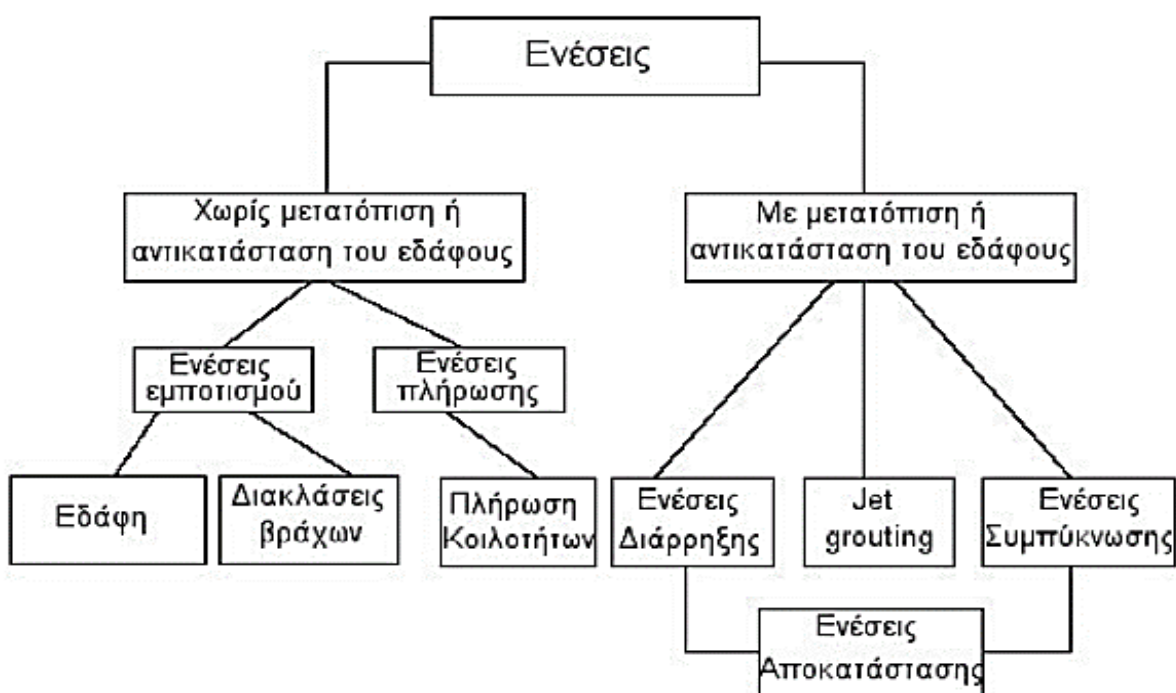
4.1. Κατηγορίες ενέσεων

Η εφαρμογή ενέσεων είναι μια δημοφιλής μέθοδος βελτίωσης των ιδιοτήτων και της μηχανικής συμπεριφοράς εδαφικών και βραχωδών σχηματισμών. Ως ένεση προσδιορίζεται *«η διαδικασία κατά την οποία κατάλληλο ρευστό υλικό διοχετεύεται υπό πίεση σε εδαφικό ή βραχώδη σχηματισμό»*. Το κατάλληλο ρευστό υλικό ενδέχεται να αποτελεί ένα αιώρημα στερεών ή ένα διάλυμα διάφορων χημικών ουσιών, το οποίο έπειτα από την είσοδό του στον

εδαφικό σχηματισμό, στερεοποιείται σε σχετικά μικρή χρονική περίοδο (Moseley & Kirsch, 2004).

Με την εκτέλεση των ενέσεων γίνεται προσπάθεια είτε να αυξηθεί η διατμητική αντοχή, η πυκνότητα και η δυσκαμψία του εδάφους είτε να ελαττωθούν οι καθιζήσεις και η διαπερατότητα. Ακόμη μπορεί να επιχειρείται συνδυασμός των παραπάνω. Οι ενέσεις ενδέχεται να είναι μέρος ενός προκαταρκτικού προγράμματος εργασιών με στόχο την προετοιμασία του έργου, ή είναι δυνατό να εκτελεστούν έπειτα από το πέρας ενός έργου με στόχο να διορθώσουν σφάλματα τα οποία έχουν προκληθεί κατά τη διάρκειά του.

Στο Σχήμα 4.1 που ακολουθεί αποτυπώνονται σε ένα συνοπτικό σχεδιάγραμμα, οι επιμέρους κατηγορίες των ενέσεων, όπως ορίζονται βάσει των ευρωπαϊκών προτύπων EN12715:2000 και EN12716:2000 (Hontoria & Sanchez-Blanco, 2006).



Σχήμα 4.1: Συνοπτικό διάγραμμα κατηγοριοποίησης των ενέσεων (Πηγή: Hontoria & Sanchez-Blanco, 2006).

4.2. Ενέματα

Με τον όρο ένεμα αναφερόμαστε σε κάθε ρευστό υλικό το οποίο εισπιέζεται μέσα σε ένα γεωλογικό σχηματισμό, με σκοπό είτε την βελτίωση της αντοχής αυτού είτε την μείωση της υδροπερατότητας του, είτε τον συνδυασμό και των δυο.

Τα διάφορα ενέματα ταξινομούνται σε τρεις μεγάλες κατηγορίες (ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-11-03-05-00:2009):

- **Αιωρήματα:** είτε στερεών σωματιδίων είτε κολλοειδή αιωρήματα (που είναι χημικά μίγματα χωρίς αλληλεπίδραση)
- **Διαλύματα** (δηλαδή μίγματα με χημική αλληλεπίδραση των μορίων τους)
- **Γαλακτώματα** (που είναι μίγματα χωρίς χημική ένωση)

Κατά την επιλογή του κάθε ενέματος θα πρέπει να εξετάζονται οι παρακάτω βασικές ιδιότητες του (Πίνακας 4.1):

- Ρεολογία (ιξώδες, συνοχή κτλ.), χρόνος πήξης.
- Μέγεθος σωματιδίων.
- Αντοχή και ανθεκτικότητα.
- Τοξικότητα.

Πίνακας 4.1: Παράμετροι που χαρακτηρίζουν τις ιδιότητες των ενεμάτων (Πηγή: ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-11-03-05-00:2009).

	Διαλύματα	Αιωρήματα	Γαλακτώματα
Πρίν την πήξη	Χρόνος πήξης, πυκνότητα, pH, επιφανειακή τάση, εφελκυσμού, χρόνος πήγματος, ιξώδες, συνοχή, θixοτροπία	Χρόνος πήξης, πυκνότητα, pH, κοκκομετρική διαβάθμιση, ιξώδες, συνοχή, διαρροή, θixοτροπία, ικανότητα κατακράτησης νερού	Χρόνος πήξης, πυκνότητα, pH, κοκκομετρική διαβάθμιση, ιξώδες, εργασιμότητα, ικανότητα κατακράτησης νερού
Μετά την πήξη	Σκλήρυνση μετά την πήξη, τελική αντοχή, pH, παραμορφωσιμότητα, ανθεκτικότητα,	Χρόνος σκλήρυνσης, τελική αντοχή, παραμορφωσιμότητα, ανθεκτικότητα, συστολικότητα,	Χρόνος σκλήρυνσης, τελική αντοχή, παραμορφωσιμότητα, ανθεκτικότητα, συστολικότητα,

	συστολικότητα, διασταλτικότητα, διατμητική αντοχή, συναίρεση (πυριτικά διαλύματα)	διασταλτικότητα, πυκνότητα, διατμητική αντοχή	διασταλτικότητα
--	---	---	-----------------

4.2.1. Αιωρήματα λεπτών στερεών σωματιδίων σε νερό

Ορισμένα υλικά τα οποία αξιοποιούνται ως ενέματα, είτε μόνα τους είτε σε συνδυασμό και σε συγκεκριμένες αναλογίες μεταξύ τους, είναι το τσιμέντο («portland» ελληνικού τύπου με θηραϊκή γη), ο μπετονίτης, ο άργιλος, η άσβεστος, η άμμος και άλλα υλικά με ή χωρίς πρόσθετα.

Τα αιωρήματα χαρακτηρίζονται από:

- Την κοκκομετρική διαβάθμιση των στερεών σωματιδίων.
- Την αναλογία νερού/στερεών σωματιδίων.
- Τον ρυθμό ιζηματοποίησης- καθίζησης.
- Την ικανότητα κατακράτησης νερού.
- Τις ρεολογικές τους ιδιότητες και την εν γένει συμπεριφορά τους με το χρόνο.

Ο προσδιορισμός της καμπύλης κοκκομετρικής διαβάθμισης των στερεών σωματιδίων στα λεπτόκοκκα αιωρήματα θα πρέπει να γίνεται με κατάλληλα όργανα μεγάλης ακριβείας.

Η τάση κροκίδωσης των αιωρούμενων στερεών (ειδικά σε λεπτόκοκκα αιωρήματα) θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη. Επιπλέον, η τάση των αιωρούμενων στερεών σωματιδίων να επικάθονται εξαιτίας της βαρύτητας θα πρέπει να εξετάζεται σε συνάρτηση με τη φύση και με τις ιδιότητες του υπό ενεμάτωση γεωυλικού. Η απαραίτητη επεξεργασία των κολλοειδών αργλικών αιωρημάτων πριν την ενεμάτωση αφορά στη σχολαστική αποκροκκίδωση των αργλικών σωματιδίων (ΠΕΤΕΠ:1501-11-03-05-00:2009).

4.2.2. Διαλύματα χημικών ουσιών σε νερό

Το ένεμα δημιουργείται με την ανάμιξη δύο ή περισσότερων διαλυμάτων διαφορετικών ουσιών, οι οποίες αντιδρούν μεταξύ τους, με σκοπό να σχηματιστεί ένα μη διαλυτό πήγμα, το οποίο σταδιακά λαμβάνει κάποια αντοχή. Η ανάμιξη των συστατικών πραγματοποιείται συχνά πριν την ένεση, άρα το ένεμα διοχετεύεται στο έδαφος με την τελική του σύνθεση (ΠΕΤΕΠ:1501-11-03-05-00:2009).

Παρ' όλα αυτά, είναι εφικτό να ενεθούν τα διαφορετικά διαλύματα χωριστά και να υλοποιηθεί η ανάμιξη στο εσωτερικό του εδάφους. Ωστόσο, τα αιωρήματα λεπτών στερεών σωματιδίων σε νερό, προτιμώνται σε σχέση με τη συγκεκριμένη τεχνική, διότι παρέχουν ελεγχόμενες συνθήκες ανάμιξης. Ωστόσο, τίθεται ως βασική προϋπόθεση η ακριβής γνώση του χρόνου πήξεως, προκειμένου ν' αποφευχθεί μία ενδεχόμενη πρόωρη πήξη, εντός του ενεσιακού συστήματος.

Στη συγκεκριμένη κατηγορία ανήκουν τα διάφορα χημικά ενέματα, όπως αποτελούν τα πυριτικά, οι χρωμιολιγνίνες και τα διάφορα πολυμερή.

Στον Πίνακα 4.2 παρουσιάζεται η χρήση διαλυμάτων ρητίνης σε διάφορους τύπους εδαφών.

Πίνακας 4.2: Χρήσεις ρητινικών ενεμάτων (Πηγή: ΠΕΤΕΠ:1501-11-03-05-00:2009).

Τύπος ρητίνης	Τύπος εδάφους	Χρήση / Εφαρμογή
Ακρυλική	Κοκκώδες έδαφος, λεπτορηγματωμένος βράχος	Μείωση διαπερατότητας Βελτίωση της αντοχής
Πολυουρεθάνη	Μεγάλα κενά	Δημιουργία αφρού για την παρεμπόδιση εισροής νερού Σταθεροποίηση ή πλήρωση τοπικών κενών (ρητίνες δύο συστατικών)
Φαινολική	Λεπτόκοκκη άμμος και αμμοχάλικα	Σύσφιξη δομής
Εποξική	Ρωγματωμένος βράχος	Βελτίωση της αντοχής Μείωση διαπερατότητας

4.2.3. Γαλακτώματα

Τα γαλακτώματα που χαρακτηρίζονται από υψηλή εσωτερική τριβή χρησιμοποιούνται για ενεματώσεις συμπύκνωσης ή για την πλήρωση των κενών. Η εργασιμότητα των γαλακτωμάτων προσδιορίζεται μέσω δοκιμών κάθισης σε καταλλήλως επιλεγμένους κώνους ροής.

Η τοποθέτηση γαλακτωμάτων εντός των γεωϋλικών μέσω βαρύτητας συνδυάζεται με τις ανάγκες πλήρωσης κοιλοτήτων, μεγάλων και ανοικτών ρωγμών καθώς επίσης και κενών (σε κοκκώδη εδάφη). Ειδικότερα, σε κονιάματα, τα οποία χρησιμοποιούνται σε ενεματώσεις συμπύκνωσης, το ελάχιστο ποσοστό λεπτοκόκκων που διέρχεται κόσκινο 0.1 mm θα πρέπει να είναι 15% (ΠΕΤΕΠ:1501-11-03-05-00:2009).

Πρέπει να τονιστεί πως οι τρεις κατηγορίες των ενεμάτων που παρουσιάστηκαν παραπάνω ενδέχεται να επιφέρουν αρκετά ικανοποιητικά αποτελέσματα, εάν αξιοποιηθούν στην κατάλληλη περίπτωση, υπό καλές συνθήκες. Αντίθετα, η προσπάθεια εφαρμογής ενός ενέματος, δίχως την επαρκή γνώση των ιδιοτήτων του, πιθανό να οδηγήσει σε αστοχία (Μαρίνος & Καζίλης, 1991).

Στον Πίνακα 4.3 αποτυπώνονται οι κατάλληλοι τύποι ενέματος ανά γεωϋλικό σύμφωνα με τις ισχύουσες Ελληνικές Τεχνικές Προδιαγραφές (ΠΕΤΕΠ 1501- 11.03.05.00:2009).

Τα κριτήρια που καθορίζουν την καταλληλότητα ενός ενέματος, σχετίζονται με τη διεισδυτικότητα υπό δεδομένη πίεση, τον τύπο του εδάφους, το χρόνο πήξης, τη σταθερότητα της ένεσης, ανάλογα με τις απαιτήσεις, τη στεγανότητα, την τελική αντοχή, την τοξικότητα και διαβρωσιμότητα, καθώς και τη διαθεσιμότητα και το κόστος.

Η διεισδυτικότητα υπό δεδομένη πίεση και συνθήκες εδάφους, εξαρτάται από τη ρευστότητα του ενέματος, η οποία είναι συνάρτηση ορισμένων παραγόντων, όπως η πυκνότητα, η ειδική επιφάνεια, το σχήμα των αιωρούμενων σωματιδίων, η χημική δραστηριότητα των συστατικών, οι ελκτικές δυνάμεις ανάμεσα στα σωματίδια, η τάση για σχηματισμό θρόμβων, η θιξοτροπία και η θερμοκρασία.

Επιπρόσθετα, κύριο στοιχείο για τα ενέματα αποτελεί η μεταβολή της συνεκτικότητας τους συναρτήσει του χρόνου. Τα αιωρήματα αλλά και η υδρύαλος εμφανίζουν εξελικτική αύξηση

της συνεκτικότητας από τη φάση της αναμίξεως έως την πήξη, ενώ άλλα διαλύματα, όπως οι ρητίνες διατηρούν σταθερή συνεκτικότητα έως το χρόνο πήξεως.

Επομένως, κατά τη διαδικασία των ενέσεων με αιωρήματα ή υδρύαλο, συμβαίνει μια σταδιακή ανάπτυξη της αντίστασης ροής του ενέματος, σε συνάρτηση με το χρόνο, η οποία εκφράζεται με αύξηση της πίεσης ή ελάττωση της παροχής (Μαρίνος & Καζίλης, 1991).

Πίνακας 4.3: Ενδεικτικοί τύποι ενέματος για διάφορους τύπους γεωυλικών (Πηγή: ΠΕΤΕΠ 1501-11.03.05.00:2009).

Υπό ενεμάτωση γεωυλικό / συνθήκες	Εύρος εφαρμογής	Ενεματώσεις χωρίς εκτόπιση			Ενεματώσεις με εκτόπιση
		Στεγανοποίηση	Ενεματώσεις ρωγμών ή ενεματώσεις επαφής	Πλήρωση κενών	
Κοκκώδες έδαφος	Χάλικες, χονδρόκοκκες άμμοι και αμμοχάλικα $k > 5 \times 10^{-3}$ m/s	Αιωρήματα καθαρού τσιμέντου, Αιωρήματα με κύριο συστατικό το τσιμέντο			
	Άμμοι $5 \times 10^{-5} < k < 5 \times 10^{-3}$ m/s	Πολύ λεπτόκοκκα αιωρήματα, Διαλύματα			Αιωρήματα με βάση τσιμέντου, κονίαμα
	Μέσο έως λεπτόκοκκες άμμοι $5 \times 10^{-6} < k < 1 \times 10^{-4}$ m/s	Πολύ λεπτόκοκκα αιωρήματα, Διαλύματα, Ειδικά χημικά			
Ρωγματωμένος βράχος	Ρήγματα, ρωγμές, καρστικές μορφές $e > 100$ mm		Κονιάματα με κύριο συστατικό του τσιμέντο, αιωρήματα με κύριο συστατικό το τσιμέντο	Γαλακτώματα, Αιωρήματα με κύριο συστατικό το τσιμέντο και μικρό χρόνο πήξης. Διογκούμενες πολυουρεθάνες Άλλα προϊόντα που Αντιδρούν με τονερό.	
	Ρωγμές, διακλάσεις $0,1 \text{ mm} < e < 100$ mm		Αιωρήματα με βάση τσιμέντου, Μικρολεπτόκοκκα αιωρήματα		
	Μικρορωγμές $e < 0,1 \text{ mm}$		Πολύ λεπτόκοκκα αιωρήματα, Πυριτικά πήγματα (gel), Ειδικά χημικά		
Έγκουλα	Μεγάλα κενά			Κονιάματα με κύριο συστατικό το τσιμέντο.	

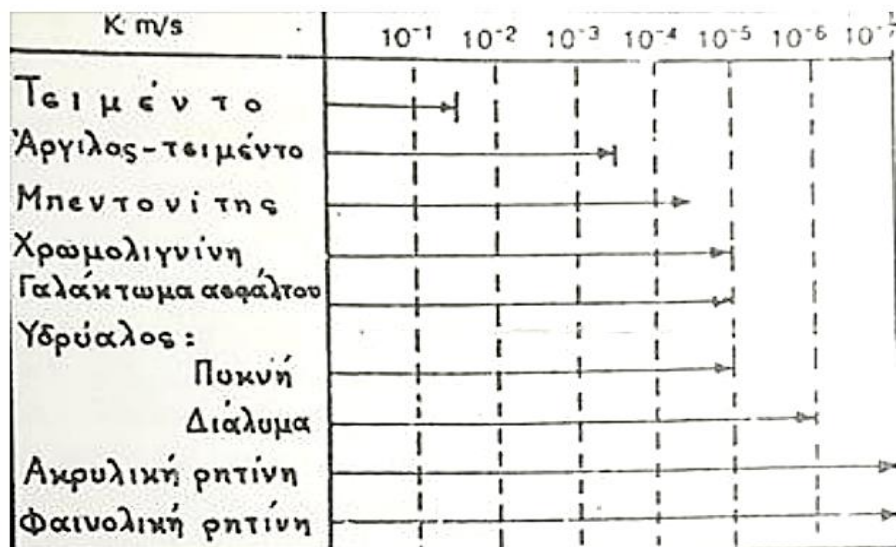
				Αιωρήματα κύριο συστατικό το τσιμέντο και μικρό χρόνο πήξης, Διογκούμενες πολυουρεθάνες. Άλλα προϊόντα που αντιδρούν με το νερό	
(e = άνοιγμα ρωγμής)					

Αντίστοιχα, στα αιωρήματα τσιμέντου, τα οποία εμφανίζουν το φαινόμενο της απομίξεως, εξαιτίας των καθιζήσεων των κόκκων του τσιμέντου, διαπιστώνεται απώλεια νερού, καθώς στραγγίζει κατά τη διαδρομή του ενέματος στο έδαφος, γεγονός που επιφέρει ως αποτέλεσμα την αύξηση της συνεκτικότητας, κατά τη διάρκεια της ενέσεως. Η προσθήκη μπετονίτη στα τσιμέντα συντελεί στην αύξηση της σταθερότητάς τους.

Παράλληλα, ο χρόνος πήξεως, πρέπει να είναι γνωστός με ακρίβεια, καθώς με τη μεταβολή των αναλογιών των συστατικών και την εφαρμογή διάφορων πρόσμεικτων, είναι εφικτό να παρουσιάζονται διακυμάνσεις στο χρόνο, ανάλογα με τις απαιτήσεις του έργου.

Έτσι, η γνώση όσο αφορά το χρόνο πήξεως συντελεί στην ομαλή ολοκλήρωση της ένεσης και στην αποφυγή του κινδύνου πήξης του ενέματος στο εσωτερικό του συστήματος, ενώ αποφεύγονται οι άσκοπες καθυστερήσεις. Μάλιστα, τα ενέματα με μικρό χρόνο πήξεως είναι ιδιαίτερα επιθυμητά στις περιπτώσεις όπου υφίσταται σημαντική υπόγεια ροή, στο υπό βελτίωση έδαφος.

Στα Σχήματα 4.2 και 4.3 αποτυπώνονται τα όρια εφαρμογής των ενεμάτων με βάση τη διαπερατότητα και το μέγεθος των κόκκων του εδάφους (Μαρίνος & Καζίλης, 1991).



Σχήμα 4.2: Όρια εφαρμογής ενεμάτων με βάση τη διαπερατότητα (Πηγή: Μαρίνος & Καζίλης, 1991).

Ενέματα		Χάλικες	Άμμοι			Ιλύες	Αργίλοι
			Χονδρές	Μέσες	Λεπτές		
Α	ALOFIX-MC						
	Κοινό τσιμέντο						
	Μπεντονίτης						
	Πυριτικό νάτριο - Τσιμέντο						
Β	Λιγνίνες						
	Ρητίνες						
	Ακρυλαμίδια						
Μέγεθος κόκκου (mm)		2	0.6	0.2	0.06	0.002	
Συντελεστής υδατοπερατότητας (cm/sec)		10 ⁰	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵

Σχήμα 4.3: Όρια εφαρμογής ενεμάτων με βάση το μέγεθος των κόκκων του εδάφους (Πηγή: Μαρίνος & Καζίλης, 1991).

Στους Πίνακες 4.4 και 4.5 παρουσιάζονται διάφοροι τύποι ενεμάτων και ο συντελεστής υδροπερατότητας που επιτυγχάνεται με την εφαρμογή τους.

Πίνακας 4.4: Ενέματα τύπου αιωρήματος και συντελεστής υδροπερατότητας (k) (Πηγή: Henn, 1996).

Τύπος ενέματος	Χαρακτηριστικά	Συντελεστής (k) σε m/sec	Κόστος / m^3
Τσιμέντο	Αναλογία νερού-Τσιμέντου 0.5:5.0	$10^{-7} - 10^{-9}$	65 \$ - 75 \$
Τσιμέντο – μπετονίτης	Αναλογία νερού-τσιμέντου-μπετονίτη 4.0:1,0:1.0	$10^{-8} - 10^{-10}$	35 \$ - 45 \$
Μπετονίτης	20% στερεά	$10^{-7} - 10^{-10}$	60 \$ - 180 \$

Πίνακας 4.5: Ενέματα τύπου διαλύματος (χημικά ενέματα) και συντελεστής υδροπερατότητας (k) (Πηγή: Henn, 1996).

Τύπος ενέματος	Χαρακτηριστικά	Συντελεστής (k) σε m/sec	Κόστος / m^3
Ακρυλαμύδιο ένεμα	Τοξικό	10^{-12}	500 \$
Ένεμα NMA	Μη τοξικό	10^{-12}	550 \$
Ακρυλικό ένεμα	Λιγότερο τοξικό	10^{-5}	325 \$
Κολλοειδές Πυρίτιο	Μη τοξικό	$10^{-9} - 10^{-11}$	60 \$ - 180 \$

4.3 Κατηγορίες ενεμάτων ανάλογα με τον τρόπο εφαρμογής τους

Οι ενεματώσεις διακρίνονται ανάλογα τον τρόπο εφαρμογής τους, σε εισπιέσεις και εκτοκσεύσεις (Ρόζος, Δ. 2007).

Α. Εισπιέσεις με χρήση λεπτής κονίας, αφορούν την διείσδυση με πίεση (μέχρι 40 Μpa) των διαφόρων υγρών μιγμάτων μέσα στα κενά και στις ασυνέχειες των διαφόρων γεωλογικών σχηματισμών και διακρίνονται σε:

1. Σταθεροποιήσεις, για την αύξηση της αντοχής του γεωλογικού σχηματισμού που δέχεται το ένεμα.
2. Πληρώσεις, για την πλήρωση των ανοιχτών ασυνεχειών του σχηματισμού σαν μέρος της τεχνικής υποστήριξης, (εδώ εντάσσονται και οι ενεματώσεις στην επαφή επένδυσης σήραγγας και περιβάλλοντος πετρώματος).

3. Στεγανοποιήσεις, για το γέμισμα λεπτών πόρων και μικρού ανοίγματος ασυνεχειών πετρώματος με στόχο τον περιορισμό της υδροπερατότητας.

4. Θραύσεις, για την πλήρωση φυσικών ή τεχνικών κενών, που προήλθαν μετά από μεταβολές στην δομή του πετρώματος.

5. Συμπυκνώσεις, για την αύξηση της πυκνότητας του εδάφους και για την εξουδετέρωση καθιζήσεων που προέρχονται από την διάνοιξη υπόγειων έργων.

6. Ενεματώσεις ελέγχου, για τον έλεγχο της ποιότητας ενέσεων που προηγήθηκαν.

Β. Εκτοξεύσεις (με χρήση δέσμης κονιάματος), χρησιμοποιούνται την περίπτωση που το γεωϋλικό, για το οποίο επιδιώκεται η στεγάνωση ή η σταθεροποίηση είναι μαλακό. Σε πολλές περιπτώσεις το γεωϋλικό ανακατεύεται με το κονίαμα για καλύτερο αποτέλεσμα.

4.4. Ταξινόμηση ενεμάτων

Η ταξινόμηση των ενεμάτων δίνεται με κωδικούς στις βασικές ιδιότητες τους, αλλά και του τελικού συστήματος γεωλογικού σχηματισμού- ενέματος, με παράλληλη χρήση κατάλληλων συνδυασμών αυτών. Πιο αναλυτικά για την βασική παράμετρος της αντοχής του τελικού συστήματος γεωλογικού σχηματισμού – ενέματος, διακρίθηκαν 2 κατηγορίες η χαμηλή και η υψηλή με κωδικούς τα γράμματα L και H αντίστοιχα (Ρόζος, Δ. 2007).

Παράλληλα για την υδροπερατότητα που είναι δύσκολο να κατηγοριοποιηθεί στη συγκεκριμένη περίπτωση, εκείνο που είναι σημαντικό και λήφθηκε υπόψη στις ταξινομήσεις, ήταν ή παρουσία ή όχι νερού στα κενά του σχηματισμού μετά την εισπίεσης του ενέματος. Έτσι συμβολίστηκε με F η παρουσία νερού στα κενά, ενώ δεν υπάρχει χαρακτηρισμός για την περίπτωση που δεν υπάρχει υγρή φάση σε αυτά (καλή συμπεριφορά του ενέματος).

Συνδυάζοντας τις κατηγορίες που διακρίθηκαν για την αντοχή και την υδροπερατότητα του συστήματος σχηματισμού- ενέματος προκύπτουν οι εξής 4 κατηγορίες.

L, LF, H, και HF

Παίρνοντας υπόψη τις ιδιότητες ρευστότητας των ενεμάτων, οι κατηγορίες που διακρίθηκαν ήταν: α) αυξημένου ιξώδους ενέματα με συμβολισμό V και β) ενέματα με αυξημένη κινητικότητα με συμβολισμό M. Η ύπαρξη στερεών σωματιδίων στην μάζα του ενέματος συμβολίστηκε με το γράμμα S, ενώ δεν υπάρχει χαρακτηρισμός στην περίπτωση που δεν υπάρχουν.

Ο συνδυασμός των υπόψη ιδιοτήτων των ενεμάτων καταλήγει σε τέσσερις επίσης κατηγορίες που είναι οι ακόλουθες:

V, VS, M, και MS

Τελικά από τον συνδυασμό των κατηγοριών που αναφέρθηκαν για τα ενέματα αλλά και για το τελικό σύστημα γεωλογικού σχηματισμού- ενέματος, προκύπτει η ταξινόμηση που αναφέρεται στον πίνακα 4.6 Εξετάζοντας προσεκτικά τον πίνακα αυτόν διαπιστώνεται ότι κάποιες κατηγορίες είναι αδύνατον να υπάρξουν ή είναι ανεπιθύμητες, όπως η LFV (χαμηλή αντοχή, παρουσία νερού στα κενά και αυξημένου ιξώδους ένεμα). Γενικά οι συνδυασμοί που ανήκουν στις κατηγορίες αυτές, αναφέρονται στα λευκά κελιά του πίνακα(Ρόζος, Δ. 2007).

Πίνακας 4.6: Κατηγοριοποίηση ενεμάτων με βάση βασικές ιδιότητες αυτών αλλά και του συστήματος σχηματισμού- ενέματος που προκύπτει (Πηγή: Ρόζος, Δ. 2007).

LV	HV	HFV	LFV	Γραμμή S
LM	HM	HFM	LFM	
LMS	HMS	HFMS	LFMS	Γραμμή F
LVS	HVS	HFVS	LFVS	

Σύμφωνα με τον Bell, 1975, οι χρήσιμες κατηγορίες που τελικά παραμένουν και μέσα στις οποίες εντάσσονται οι διάφοροι τύποι ενεμάτων είναι εννέα (9) δηλαδή αυτές του πίνακα 4.7.

Πίνακας 4.7: Οι τελικές χρήσιμες κατηγορίες ενεμάτων (Πηγή: Ρόζος, Δ. 2007).

LVS	HVS	HFVS	Γραμμή S
LV	HV	HFV	Γραμμή F
LM	HM	HFM	

4.5. Πιέσεις εφαρμογής

Οι πιέσεις που εφαρμόζονται από την εισαγωγή του ενέματος στη γεώτρηση εξαρτώνται από την κατάσταση του γεωλογικού σχηματισμού. Δεν ισχύει κατά κανόνα ότι μεγαλύτερη πίεση θα έχει και ως αποτέλεσμα μεγαλύτερη απορρόφηση, γιατί μεγάλες πιέσεις μπορεί να

προκαλέσουν και θραύση της βραχώμαζας, διεύρυνση των ασυνεχειών, φαινόμενα ιζηματογένεσης υλικού πλήρωσης κλπ. με αρνητικά αποτελέσματα (Κούκης & Σαμπατακάκης, 2007).

Για τις τσιμεντενέσεις που εκτελούνται από την επιφάνεια του εδάφους ισχύει ότι η πίεση που ασκείται σε ένα βάθος δεν πρέπει να ξεπερνά το βάρος των υπερκείμενων, αυξημένη με συντελεστή, ανάλογα με την ποιότητα της βραχώμαζας σ' αυτό το βάθος.

Χρησιμοποιούνται συνήθως οι σχέσεις με πίεση ενέματος (P) εκφρασμένη σε ύψος στήλης νερού:

$$P = 0.25 \cdot H - 1 \cdot H \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad [4.1]$$

$$P = \gamma_t \cdot H \text{ η } P = 2 \cdot \gamma_t \cdot H \text{ η } P = 3 \cdot \gamma_t \cdot H \quad [4.2]$$

όπου

H= το βάθος εισπίεσης του ενέματος (m)

γ_t = το φαινόμενο βάρος του πετρώματος που υπέρκειται της θέσης εισπίεσης.

Ο Zaruba (1962) δίνει τον τύπο:

$$P = k \cdot \gamma_t \cdot H \quad [4.3]$$

όπου ο συντελεστής υδραυλικής αγωγιμότητας (k) της βραχώμαζας έχει υπολογιστεί από δοκιμές υδροπερατότητας (Lugeon).

Στον Πίνακα 4.8 δίνεται ο εμπειρικός υπολογισμός της μέγιστης πίεσης ενεμάτωσης.

Πίνακας 4.8: Προτεινόμενες τιμές και σχέσεις για τον υπολογισμό της μέγιστης πίεσης ενέματος (Πηγή: Zaruba, 1962).

Βάθος	Βραχώμαζα		Συνεκτικά πετρώματα	
	Επιτρεπόμενη τάση	Σχέση	Επιτρεπόμενη τάση	Σχέση
10m	5.1 at	περίπου $2.0 \gamma_t \cdot H$	3 at	περίπου $1.2 \gamma_t \cdot H$
20m	14.2 at	περίπου $3.0 \gamma_t \cdot H$	7 at	περίπου $1.4 \gamma_t \cdot H$
30m	27.3 at	περίπου $3.8 \gamma_t \cdot H$	12 at	περίπου $1.6 \gamma_t \cdot H$

40m	44.4 at	περίπου 4.6 γ _t *H	18 at	περίπου 1.8 γ _t *H
50m	65.5 at	περίπου 5.4 γ _t *H	25 at	περίπου 2.1 γ _t *H

Για βραχύμαζα με σχεδόν κατακόρυφες διακλάσεις και για στρώματα με οριζόντιες διακλάσεις ή διακλάσεις μικρής γωνίας κλίσης, η πίεση υπολογίζεται ως:

$$P \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 0.25 \cdot H - 0.05 \cdot H^2 \quad [4.4]$$

Τέλος ο Heitfeld (1965) δίνει την μέγιστη επιτρεπόμενη πίεση του ενέματος P_{\max} (t/m²) ίση με:

$$P_{\max} = \alpha \cdot \gamma_t + a \cdot (c_1 + c_2) \quad [4.5]$$

όπου:

α = το μέσο βάθος της εισπνεζόμενης περιοχής (m)

γ_t = το ειδικό βάρος της βραχύμαζας (t/m³)

c_1, c_2 = συντελεστές που εξαρτώνται από την ανάπτυξη και τη διάταξη των διακλάσεων.

Για μεγάλο συντελεστή ρωγμάτωσης και με $c_2=0$, ο c_1 παίρνει τιμές 2-4, ενώ για μικρό συντελεστή ρωγμάτωσης τιμές 4-6. Σύμφωνα με τον Heitfeld (1965) η μέγιστη επιτρεπόμενη πίεση προκύπτει για $c_2=2$ και $c_1=6$.

Η απόσταση από την οπή στην οποία μπορεί να φτάσει το ένεμα, εξαρτάται από την αραίωση του ενέματος, την πίεση και την ανάπτυξη των ασυνεχειών.

Για πολύ διαπερατή βραχύμαζα με $k = 10^{-2}$ - 10^{-4} m/sec, ο Heitfeld δέχεται ακτίνα μήκους 1-3 m που μπορεί να φτάσει τα 5-10 m.

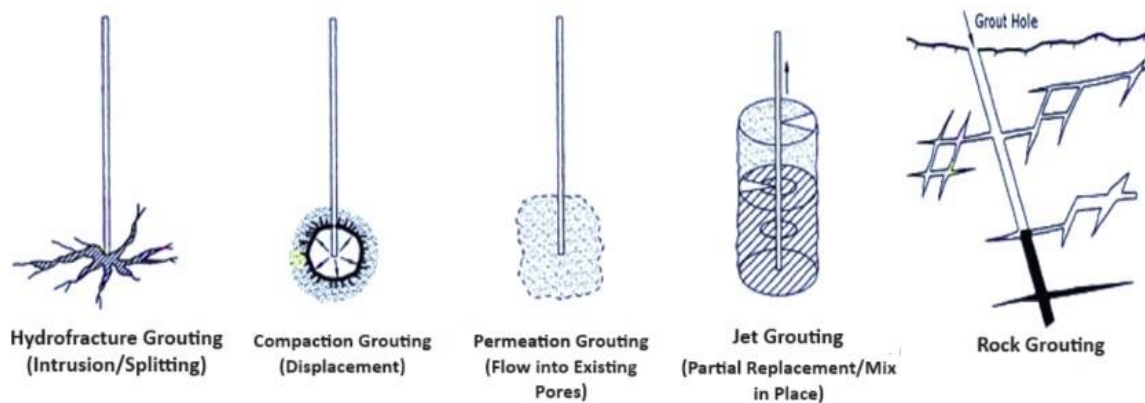
4.6. Μέθοδοι έγχυσης και ένεσης

Οι ενέσεις για τη βελτίωση της μηχανικής συμπεριφοράς του εδάφους μπορούν να υποδιαιρεθούν στις εξής κατηγορίες:

- ✓ Ενέσεις υδρορωγμάτωσης (Hydro fracture grouting).

- ✓ Ενέσεις συμπίκνωσης-Εκτόπισης (Displacement or compaction grouting).
- ✓ Ενέσεις διάχυσης (Permeation grouting).
- ✓ Ενέσεις ψεκασμού (Jet grouting).
- ✓ Ενέσεις βράχου (Rock grouting).
- ✓ Βαθιά μέθοδος ανάμειξης (DMM).

Στο Σχήμα 4.4 που ακολουθεί, αναπαρίστανται οι τύποι ενέσεων που εφαρμόζονται .



Σχήμα 4.4: Τύποι ενέσεων (Πηγή: CIRIA, 2000).

Οι διάφορες μέθοδοι έγχυσης και ένεσης περιγράφονται αναλυτικά από τους (Kazemian & Huat, 2009).

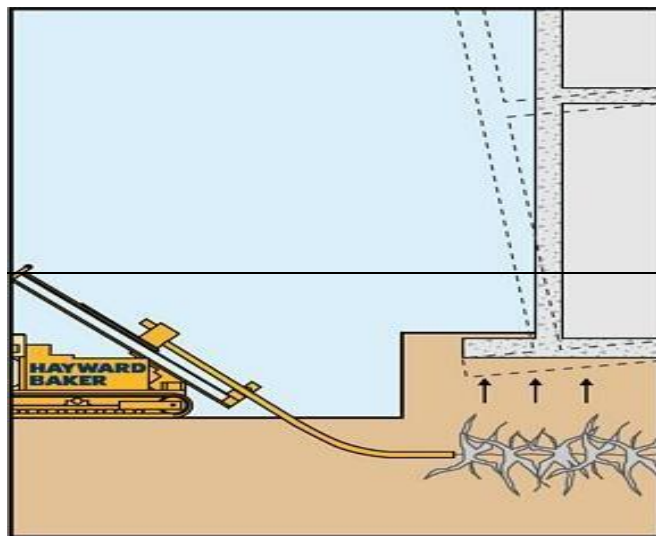
4.6.1. Ενέματα υδρωρωγμάτωσης (Hydrofracture grouting)

Ως υδραυλική θραύση ορίζεται η σκόπιμη θραύση του σχηματισμού (εδάφους ή βράχου) με χρήση ενέματος υπό πίεση. Συνήθως χρησιμοποιείται για τη συμπίεση και την ακαμψία του εδάφους ή για την πρόσβαση σε απρόσιτα κενά, μειώνοντας έτσι τη διαπερατότητα της

μάζας του εδάφους και επιφέροντας ως αποτέλεσμα την ελεγχόμενη συμπύκνωση του εδάφους - βράχου (CIRIA, 2000).

Στην περίπτωση που η πίεση της ένεσης αυξηθεί σε αρκετά μεγάλο βαθμό, η μάζα του εδάφους- βράχου μπορεί να διασπαστεί και να σχηματιστούν τεχνητές ρωγμές στο βράχο πληρωμένες με ένεμα, ενώ οι υφιστάμενες ρωγμές μπορεί να διευρυνθούν και ενδέχεται να πραγματοποιηθούν νέες ρωγματώσεις. Αυτό το φαινόμενο από τους Γάλλους μηχανικούς αναφέρεται ως «Διάσπαση» (Cambefort, 1977).

Η συγκεκριμένη μέθοδος είναι μία από τις δύο μεθόδους που εφαρμόζεται για τον περιορισμό των διαφορικών καθιζήσεων κατά την εκτέλεση εργασιών διάνοιξης σηράγγων. Χρησιμοποιείται για τη βελτίωση των εδαφικών χαρακτηριστικών και συγκεκριμένα της φέρουσας ικανότητας και της διαπερατότητας ενός κοκκώδους ή ενός συνεκτικού σχηματισμού.



Σχήμα 4.5: Σχηματική απεικόνιση της μεθόδου εδαφικής διάρρηξης για την αντιστάθμιση διαφορικών καθιζήσεων σε θεμελίωση κτιρίου (Πηγή: Ενημερωτικό φυλλάδιο της Hayward Baker).

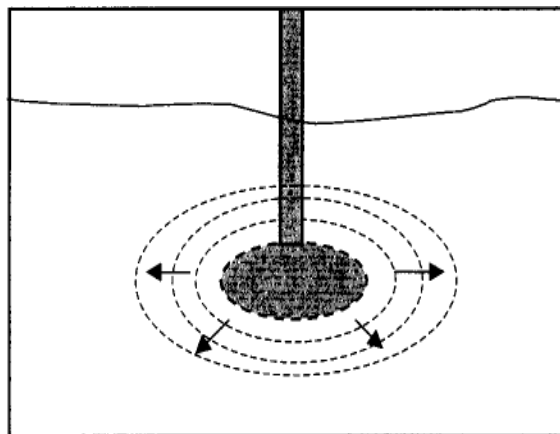
Αναλυτικότερα η μέθοδος βρίσκει εφαρμογή (CIRIA, 2000).

- Στην αποκατάσταση της θεμελίωσης κατασκευών που έχουν υποστεί διαφορικές καθιζήσεις ή και στροφή των θεμελίων.

- Στην ανύψωση κατασκευών που έχουν υποστεί καθίζηση μεγαλύτερη του επιτρεπτού ορίου ασφαλείας της κατασκευής.
- Στην προστασία των κατασκευών από την εκδήλωση καθιζήσεων σε πραγματικό χρόνο. Συγκεκριμένα μπορεί να εφαρμοστεί κατά τη διάνοιξη σηράγγων, φρεάτων αλλά και κατά την εκτέλεση μεταλλευτικών εργασιών.

4.6.2. Μέθοδος Συμπύκνωσης – Εκτοπίσης (*Displacement or compaction grouting*)

Η συγκεκριμένη μέθοδος (Σχήμα 4.6), βασίζεται στην ώθηση υπό υψηλή πίεση ενέματος υψηλού ιξώδους και μικρού ρυθμού καθίζησης, σε χαλαρές εδαφικές στρώσεις (κυρίως σε αμμώδη και ιλυώδη εδάφη) με στόχο τη συμπύκνωση τους. Το μίγμα του ενέματος έχει σχεδιαστεί ειδικά ώστε κατά την εισπίεση του να μη διεισδύει στον σχηματισμό αλλά να παραμένει στην περιοχή έγχυσης σχηματίζοντας μια ομογενή μάζα ενέματος σχεδόν σφαιρικού σχήματος.



Σχήμα 4.6: Σχηματική απεικόνιση της λειτουργίας των ενέσεων συμπύκνωσης (Πηγή: *Komiyu Soga, Jafari, Bolton, 2001*).

Στην αρχή της διαδικασίας ενεμάτωσης το ρευστό που χρησιμοποιείται πιέζει προς τα έξω το περιβάλλον έδαφος εκτοπίζοντας το και σχηματίζοντας ένα βολβό (Reuben, 2003).

Στις περιπτώσεις εφαρμογής της μεθόδου σε συνεκτικά αργιλικά εδάφη, ο όγκος του βολβού αυξάνεται λόγω της πλαστικής παραμόρφωσης του. Σε περιπτώσεις εφαρμογής σε κοκκώδη εδάφη ή αύξηση οφείλεται στη συμπίκνωση του σχηματισμού (Manfred, 1990).

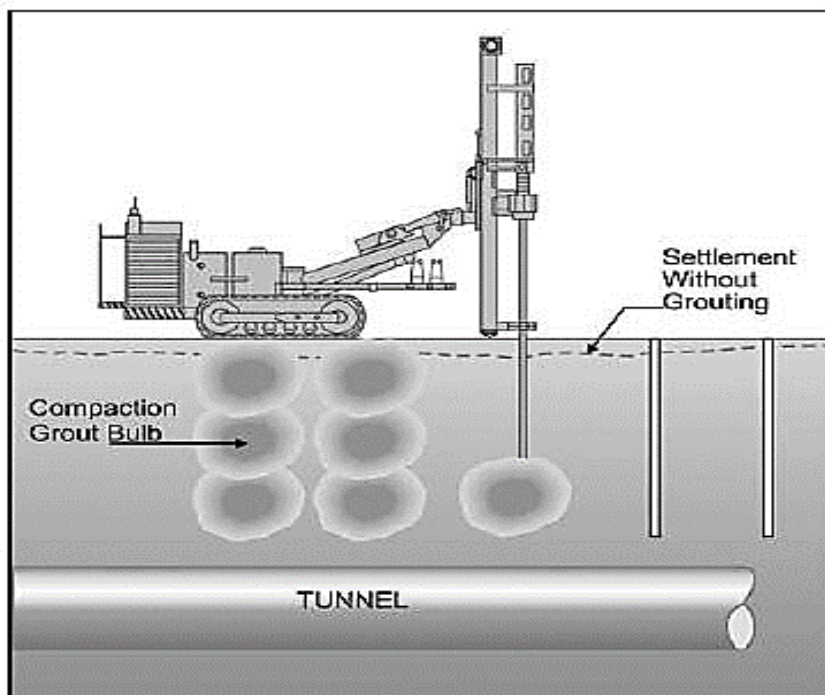
Η συγκεκριμένη τεχνική έχει μεγαλύτερη αποτελεσματικότητα σε τύπους χαλαρών εδαφών, ενώ κρίνεται αναγκαίο ο σχηματισμός των βολβών να πραγματοποιείται σε βάθη μεγαλύτερα των 1 έως 2 m, με εξαίρεση τις περιπτώσεις όπου στην επιφάνεια προϋπάρχει κατασκευή (Mitchell, 1979).

Η μέθοδος εφαρμόστηκε αρχικά για την αποκατάσταση κατασκευών ευαίσθητων στις μετακινήσεις, μέσω της επί τόπου συμπίκνωσης του σχηματισμού θεμελίωσης. Στην πορεία εξελίχθηκε και σήμερα έχει ένα ευρύ πεδίο εφαρμογών.

Η συνηθέστερη εφαρμογή της μεθόδου είναι η χρήση της για τη σταθεροποίηση και αποκατάσταση της θεμελίωσης ενός κτιρίου, μέσω της έγχυσης του εδάφους κάτω από τα θεμέλια. Αποσκοπεί στην αύξηση της φέρουσας ικανότητας και στην ανάκτηση της απαιτούμενης αντοχής του εδάφους θεμελίωσης προσθέτοντας στοιχεία μεγαλύτερης φέρουσας ικανότητας (βολβοί ενέματος).

Επίσης, η μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί και για την ανύψωση κατασκευών (αντισταθμιστικές τσιμεντενέσεις) με σκοπό την προστασία των κατασκευών από αναμενόμενες καθιζήσεις (ολικές ή διαφορικές) λόγω της μελλοντικής πραγματοποίησης υπόγειων διανοίξεων στην περιοχή (βλέπε Σχήμα 4.7).

Άλλη μία εφαρμογή της είναι ως μέτρο βελτίωσης του εδάφους σε περιοχές που πρόκειται να γίνουν έργα (Manfred, 1990).



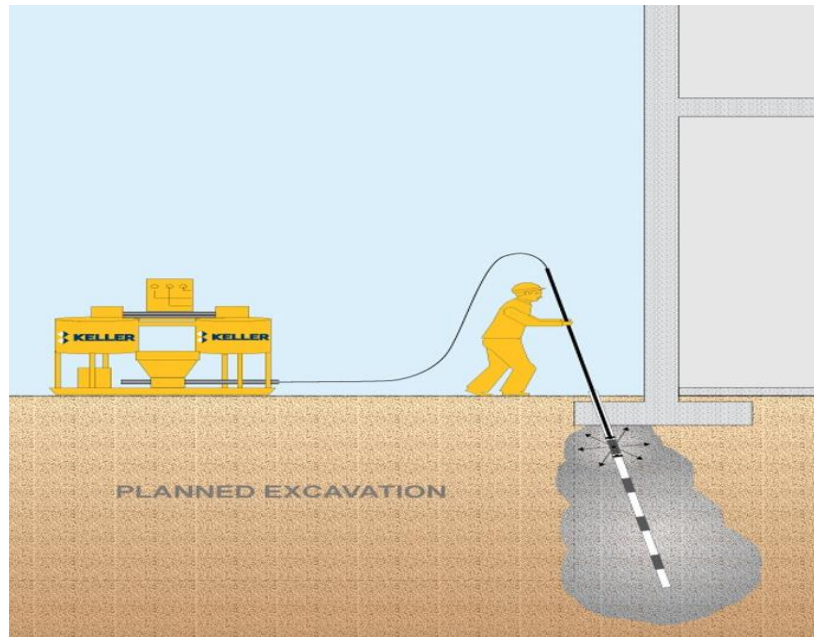
Σχήμα 4.7: Σχηματική απεικόνιση της εφαρμογής ενέσεων σταθεροποίησης κατά την διάνοιξη σήραγγας σε αστικό περιβάλλον πάνω από την περιοχή προχώρησης του μετώπου (Πηγή: Rubright & Bandimere, 2004).

4.6.3. Ενέσεις διάχυσης (Permeation grouting)

Η τεχνική των ενέσεων διάχυσης (Σχήμα 4.8) στηρίζεται στην πλήρωση των κενών του εδάφους ή των ρωγμών της μάζας των βράχων, από ένεμα, το οποίο εισπνέζεται στο εσωτερικό της γεώτρησης, υπό ελεγχόμενη πίεση, προκειμένου να μην επιφέρει διαταραχή του σχηματισμού.

Είναι η παλαιότερη τεχνική των ενέσεων και αξιοποιείται συχνά σε εδαφικές ζώνες μικρού όγκου, σε σχετικά μεγάλη απόσταση από την επιφάνεια του εδάφους.

Επιπλέον, εφαρμόζεται σε περιπτώσεις όπου επιδιώκεται η αύξηση της διατμητικής αντοχής του εδαφικού σχηματισμού, ο έλεγχος της ροής των υπογείων υδάτων και η ελάττωση των καθιζήσεων (Δρουδάκης, 2009).



Σχήμα 4.8 : Σχηματική απεικόνιση της εφαρμογής ενέσεων διάχυσης στα θεμέλια της κατασκευής για την αύξηση της φέρουσας ικανότητας (Πηγή: <https://www.keller.com>).

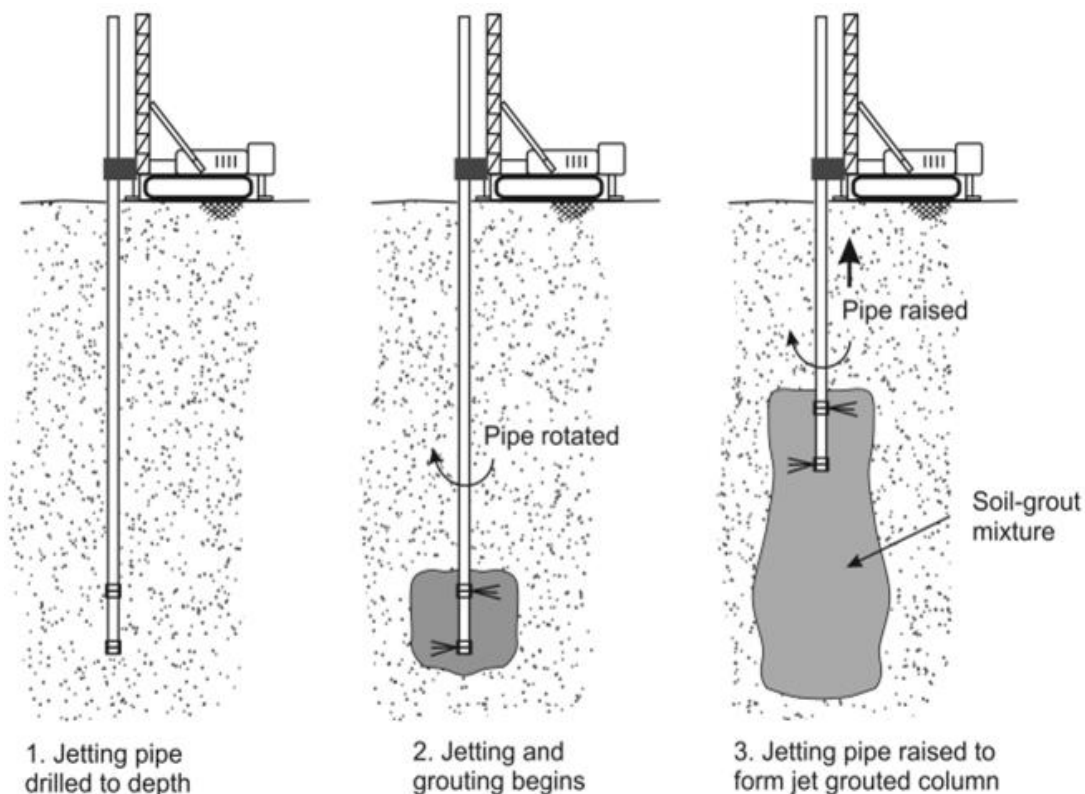
Η μέθοδος βρίσκει εφαρμογή:

- Σε μεγάλα υδροληπτικά έργα στα οποία χρειάζεται να γίνει απομόνωση ή αλλαγή πορείας των υπόγειων υδάτων (φράγματα, λιμνοδεξαμενές).
- Σε τεχνικά έργα για την πλήρωση των πόρων του εδάφους και την αύξηση της φέρουσας ικανότητας.

4.6.4. Ενέσεις ψεκασμού (Jet grouting)

Η συγκεκριμένη τεχνική (Σχήμα 4.9) εφαρμόστηκε στην Ευρώπη κατά τη δεκαετία του 1980. Οι ενέσεις Jet grouting, επιφέρουν διάβρωση-διάρρηξη του εδαφικού σχηματισμού και ακολούθως το διαβρωμένο εδαφικό υλικό αναμειγνύεται με ένεμα.

Η διάβρωση του εδάφους υλοποιείται με την εκτόξευση του ρευστού/των ρευστών , με υψηλή ταχύτητα και πίεση (400 bar), από τα ακροφύσια, τα οποία προσαρμόζονται σε ειδικές κεφαλές.



Σχήμα 4.9: Σχηματική απεικόνιση της διαδικασίας εφαρμογής ενέσεων με πίεση (Πηγή: <https://www.keller.com>).

Έτσι, επιτυγχάνεται η κατασκευή στο εσωτερικό του εδάφους στηλών από ένεμα αναμεμειγμένο με τον εδαφικό σχηματισμό, με αποτέλεσμα τη σταθεροποίηση του σχηματισμού και την ελάττωση της διαπερατότητάς του.

Η συγκεκριμένη τεχνική υπόκειται σε διαρκείς τροποποιήσεις και ανάλογα με τα υλικά και τον εξοπλισμό που χρησιμοποιούνται, ταξινομείται στις παρακάτω κατηγορίες τεχνικών (Δρουδάκης, 2009):

- ✓ Απλό σύστημα ενέματος.
- ✓ Διπλό σύστημα ενέματος – αέρα.
- ✓ Διπλό σύστημα ενέματος – νερού.
- ✓ Τριπλό σύστημα ενέματος – νερού – αέρα.

Η ένεση υπό πίεση πραγματοποιείται ως εξής:

1. Η γεωτρητική στήλη του γεωτρήπανου φτάνει στο απαιτούμενο βάθος όπου θα πραγματοποιηθεί η ένεση.

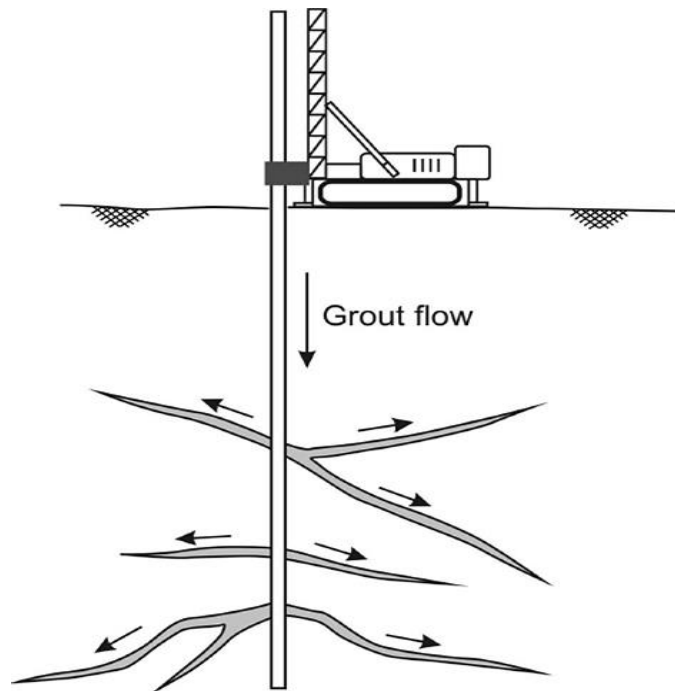
2. Στη συνέχεια το ένεμα με υψηλή πίεση εισάγεται μέσω της γεωτρητικής στήλης και πραγματοποιείται η ανάμιξη του με το έδαφος-πέτρωμα.
3. Ακολουθεί η ανάσχυση της γεωτρητικής στήλης. Το αναμεμειγμένο πέτρωμα- έδαφος με το ένεμα αποκτά αντοχή και δημιουργεί μια νοητή κολώνα βελτιωμένης αντοχής (Moseley & Kirsch, 2004).

Εφαρμογές

- Η ενέσεις ψεκασμού (jet grouting) είναι μια σύγχρονη, γρήγορη και αποτελεσματική μέθοδος για τη σταθεροποίηση του εδάφους, για τη δημιουργία ειδικών θεμελίων σε φυσικά εδάφη και μερικές φορές σε μαλακά πετρώματα. Έχει ως αποτέλεσμα τη βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών του εδάφους με ταυτόχρονη μείωση της φυσικής διαπερατότητας.
- Ο στόχος των ενέσεων ψεκασμού είναι η επίτευξη βελτίωσης του εδάφους με ελεγχόμενο τρόπο, τόσο από φυσική άποψη (οριοθετεί την ακτίνα επεξεργασίας), όσο και από ποιοτική άποψη, επειδή λαμβάνονται υπόψη προκαθορισμένα χαρακτηριστικά του επεξεργασμένου εδάφους, στόχοι που είναι δύσκολο να επιτευχθούν με τις συμβατικές τεχνικές έγχυσης. Η ένεση με πίεση δεν έχει μειονεκτήματα, εκτός από την ανάγκη εκτέλεσης δοκιμών πεδίου προκειμένου να επαληθευτεί η ακρίβεια των παραμέτρων έγχυσης και η αποτελεσματικότητα της τεχνικής (Moseley & Kirsch, 2004).

4.6.5. Ενέματα βράχου (Rock grouting)

Η μέθοδος της ενεμάτωσης βράχου (Σχήμα 4.10) περιλαμβάνει την πλήρωση με έγχυση ενέματος στις ρωγμές, ασυνέχειες- σπασίματα της βραχώμαζας, χωρίς να δημιουργούνται νέα ή ν' ανοίγουν υφιστάμενες ρωγμές, προκειμένου να μειωθεί η διαπερατότητα και να αυξηθεί η ακαμψία της μάζας που έχει ενεματωθεί (CIRIA, 2000).



Σχήμα 4.10: Σχηματική απεικόνιση της διαδικασίας εφαρμογής ενέσεων σε βράχο (Rock grouting). Το υγρό ένεμα εγχέεται με σταθερή πίεση για να γεμίσει τα υπάρχοντα σπασίματα μέσα στο βράχο (Πηγή: <https://www.keller.com>).

Η μέθοδος βρίσκει εφαρμογή:

- Σε έργα που χρειάζεται να γίνει απομόνωση ή αλλαγή πορείας των υπόγειων υδάτων τα οποία διέρχονται μέσω των ρωγμών της βραχόμαζας (φράγματα, λιμνοδεξαμενές).
- Σε τεχνικά έργα για την πλήρωση των ρωγμών του βράχου ώστε να αυξηθεί η συνοχή της βραχόμαζας.

4.6.6. Μέθοδοι βαθιάς ανάμειξης (DMM)

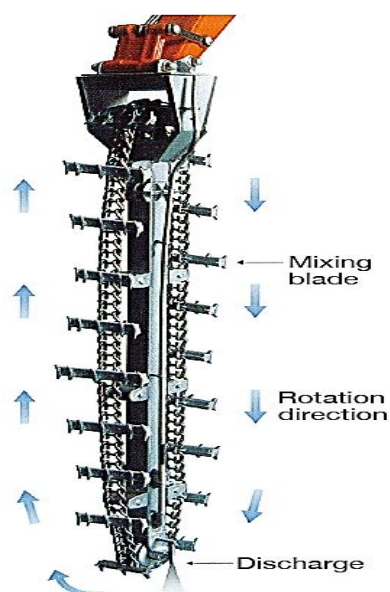
Η μέθοδος Deep Mixing Method (DMM) είναι σήμερα αποδεκτή παγκοσμίως ως μέθοδος βελτίωσης του εδάφους, η οποία πραγματοποιείται με σκοπό τη βελτίωση της αντοχής, των ιδιοτήτων παραμόρφωσης και της διαπερατότητας του εδάφους. Βασίζεται στην ανάμειξη των συνδετικών υλικών, όπως τσιμέντο, ασβέστης, ιπτάμενη τέφρα και άλλα πρόσθετα, με το έδαφος μέσω της χρήσης περιστρεφόμενων εργαλείων ανάμειξης, προκειμένου να σχηματιστούν στήλες σκληρού υλικού δηλαδή αναμειγμένο πέτρωμα ή έδαφος με τα συνδετικά υλικά που προστίθενται (Anagnostopoulos & Chatziangelou, 2008).

Με βάση τις απαιτήσεις του σχεδιασμού, τις συνθήκες της θέσης, τα στρώματα εδάφους και βράχων, τους οικονομικούς παράγοντες, η χρήση των μεθόδων της βαθιάς ανάμειξης (DMM) εφαρμόζεται ολοένα και περισσότερο. Οι συγκεκριμένες μέθοδοι εφαρμόζονται για σταθεροποίηση εδάφους και πετρωμάτων, τη σταθερότητα της κλίσης, τη μείωση των κραδασμών, των οδικών και των σιδηροδρομικών γραμμών, των θεμελίων και των αναχωμάτων γεφυρών, την κατασκευή συστημάτων υποστήριξης εκσκαφής, τη στερεοποίηση και σταθεροποίηση πολύ μαλακών εδαφών.

Το κύριο πλεονέκτημα της συγκεκριμένης μεθόδου είναι η μακροπρόθεσμη αύξηση της αντοχής ιδιαίτερα για ορισμένα από τα συνδετικά υλικά που χρησιμοποιούνται. Η ποζολανική αντίδραση μπορεί να συνεχιστεί για μήνες ή και για χρόνια, μετά την ανάμειξη, με αποτέλεσμα την αύξηση της αντοχής της σταθεροποιημένης με τσιμέντο αργίλου, με την πάροδο του χρόνου που χρειάζεται για τη σκλήρυνση (Kazemian & Huat, 2009).

Η μέθοδος DMM μπορεί να ταξινομηθεί σε τρεις κοινές τεχνικές (Andromalos et al., 2000):

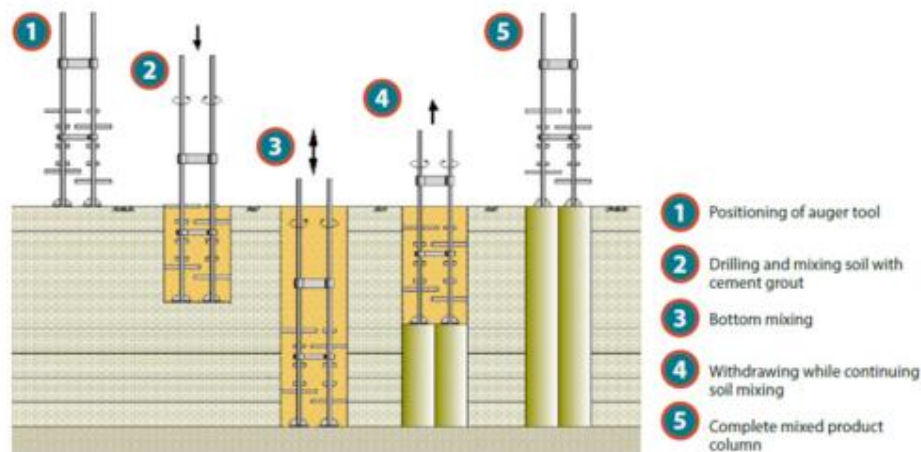
- Ανάμειξη ρηχού εδάφους / Shallow Soil Mixing (SSM), η οποία χρησιμοποιεί έναν μόνο μηχανικό κοχλία ανάμειξης (Σχήμα 4.11), ο οποίος βρίσκεται στο άκρο του εργαλείου της διάτρησης.



Σχήμα 4.11: Σχηματική απεικόνιση του μηχανικού κοχλία Shallow Soil Mixing (SSM) (Πηγή:

<https://www.asofoam.co.jp/eng/jigyoku/2nd/power.php>).

- Ανάμιξη εδάφους σε βάθος / Deep Soil Mixing (DSM), που χρησιμοποιεί μια σειρά αλληλεπικαλυπτόμενων κοχλιών και μηχανικών αξόνων ανάμειξης (Σχήμα 4.12).



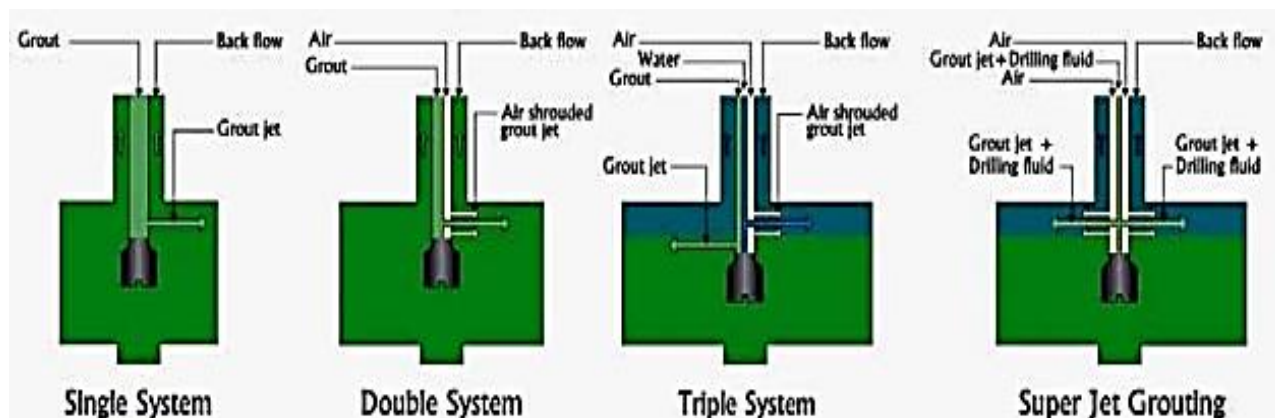
Σχήμα 4.12: Σχηματική απεικόνιση της διαδικασίας εφαρμογής Deep Soil Mixing (DSM) (Πηγή:

<https://www.temeltek.com.tr/en/ground-improvement/dsm>).

- Ενεμάτωση με πίεση, όπου μπορεί να θεωρηθεί ως είδος ανάμειξης εδάφους. Για να εγχυθεί ένα υγρό σε κενά μέσα σε μια δομή εδάφους, είναι απαραίτητο να εκτοπιστούν τα αέρια και τα υγρά. Για τη συγκεκριμένη τεχνική, απαιτείται υψηλή ταχύτητα, αντίθλιψη από 28 έως 42 MPa, καθώς και πίεση για υδραυλική διάτμηση του εδάφους και ανάμιξη του ενέματος τσιμέντου ή κατάλληλου συνδετικού, ώστε να σχηματιστεί μια στήλη εδάφους-τσιμέντου, με το έδαφος και το ειδικό συνδετικό.

Υπάρχουν τέσσερα βασικά συστήματα ένεσης με πίεση (Σχήμα 4.13) που χρησιμοποιούνται ευρέως σήμερα, τα οποία αποτελούν (Kazemian & Huat, 2009):

- I) Μονοφασικό, (έγχυση ενέματος).
- II) Διφασική (έγχυση ενέματος + αέρα).
- III) Τριφασική (έγχυση νερού + αέρα και μετά έγχυση ενέματος).
- IV) Super Jet Grouting (έγχυση αέρα + υγρό διάτμησης με έγχυση ενέματος).



Σχήμα 4.13: Παρουσιάζονται τα συστήματα στην ένεση με πίεση (Πηγή: www.keller.com).

Για την επιλογή της κατάλληλης μεθόδου ένεσης λαμβάνεται υπόψη μια πληθώρα παραγόντων όπως: η λιθοστρωματογραφία, το χρονοδιάγραμμα του έργου, η θέση και σπουδαιότητα του έργου, ο οικονομικός του προϋπολογισμός, η κατάσταση του έργου, η δυνατότητα του γεωτρύπανου.

Όπως για όλα τα υλικά, οι ιδιότητες του σταθεροποιημένου εδάφους εξαρτώνται από τη μικροδομή του. Η μικροδομή καθορίζεται από τη σύνθεση, τη διαδικασία της ανάμειξης και τις συνθήκες κατά την περίοδο σκλήρυνσης. Επιπλέον, η βαθιά ανάμειξη είναι πολύπλοκη και αποτελείται από πολλές φάσεις, ενώ αρκετοί παράγοντες επηρεάζουν τη διαδικασία και την αποτελεσματικότητα.

Με τον όρο «Αποτελεσματικότητα» (*effectiveness*) περιγράφεται η ικανότητα ενός συγκεκριμένου αιωρήματος ν' αυξήσει την αντοχή, καθώς και να ελαττώσει τη διαπερατότητα του εδάφους, όπου εμποτίζεται (Ατματζίδης, 1988).

Η ποσοτικοποίηση της αποτελεσματικότητας πραγματοποιείται με την εκτέλεση εργαστηριακών δοκιμών προσδιορισμού αντοχής και διαπερατότητας, ενώ αποτυπώνεται με βάση τη μείωση της διαπερατότητας και την αύξηση της αντοχής του εμποτισμένου εδάφους (Dupla et al., 2004).

Στη συνέχεια, θα αναπτυχθεί αναλυτικά η μέθοδος των ενέσεων εμποτισμού, ως η πιο συνηθισμένη μέθοδος για τον έλεγχο της ροής του νερού σε υδροληπτικά έργα (φράγματα, υδροδεξαμενές κλπ.) που αφορούν τη συγκεκριμένη εργασία.

4.7. Ενέσεις διάχυσης-εμποτισμού

Η απαίτηση για την ελάττωση ή την παύση της χρήσης τοξικών χημικών ως υλικών στις ενέσεις διάχυσης-εμποτισμού, οδήγησε στην ανάπτυξη μη τοξικών υλικών, τα οποία συντίθενται από ανόργανα συστατικά. Τα υλικά αυτά οφείλουν να διαθέτουν ανάλογη ικανότητα διείσδυσης στους σχηματισμούς. Τα υλικά των ενέσεων εμποτισμού είναι κυρίως τσιμέντα σε μέγεθος κόκκων, αρκετά μικρότερο από τα κοινά τσιμέντα και χαρακτηρίζονται ως λεπτόκοκκα τσιμέντα.

Επιπρόσθετα, οι ενέσεις διάχυσης-εμποτισμού υλοποιούνται με διαλύματα χημικών ενώσεων, τα οποία εμπεριέχουν κυρίως πυρίτιο, αλλά και με αιωρήματα από κοινά ή λεπτόκοκκα τσιμέντα (Van der Stoel, 2001).

Οι τεχνικές παρασκευής δοκιμών εμποτισμένου εδάφους, διακρίνονται σε:

- α) μονοδιάστατες ενέσεις διάχυσης-εμποτισμού σε στήλες μεγάλου μήκους,
- β) ενέσεις διάχυσης-εμποτισμού σε στήλες μικρού μήκους ή σε μήτρες και
- γ) τρισδιάστατες ενέσεις διάχυσης-εμποτισμού και ενέσεις μεγάλης κλίμακας (Δρουδάκης, 2009).

Με απώτερο σκοπό να είναι εφικτός ο εργαστηριακός προσδιορισμός της αντοχής και της διαπερατότητας του εμποτισμένου εδάφους, προκύπτει η απαίτηση για την εφαρμογή ορισμένης τεχνικής, από την οποία θα προκύπτουν τα προς εξέταση δοκίμια εμποτισμένου εδάφους. Βάσει της επιστημονικής βιβλιογραφίας, για την εξέταση των δοκιμών, αξιοποιούνται ιδιαίτερα οι εργαστηριακές μονοδιάστατες ενέσεις σε στήλες μεγάλου μήκους ή/και σε στήλες μικρού μήκους ή μήτρες (Δρουδάκης, 2009).

Ως μονοδιάστατες ενέσεις διάχυσης-εμποτισμού σε στήλες μεγάλου μήκους χαρακτηρίζονται οι ενέσεις οι οποίες υλοποιούνται σε στήλες εδάφους όπου ο λόγος μήκους προς διάμετρο

αντιστοιχεί σε τάξη μεγέθους ≥ 10 . Παρέχουν τη δυνατότητα παρασκευής περισσότερων από ένα δοκίμια, ενώ στη συγκεκριμένη κατηγορία ενσωματώνονται οι πειραματικές διατάξεις, που κατασκευάστηκαν υπό τους κανονισμούς του ευρωπαϊκού προτύπου EN-12715.

Οι συγκεκριμένες διατάξεις χαρακτηρίζονται ως η συνηθέστερη τεχνική παρασκευής δοκιμών εμποτισμένου εδάφους, καθώς παρέχουν σχετικά καλή προσομοίωση των συνθηκών που εντοπίζονται στις πραγματικές ενέσεις εμποτισμού (Dupla et al., 2004).

Παράλληλα, οι πειραματικές διατάξεις ενέσεων εμποτισμού του συγκεκριμένου τύπου, επιδέχονται τροποποιήσεις, ιδιαίτερα στο μήκος και τη διάμετρο της στήλης εμποτισμού, στην τεχνική εφαρμογής, στη μέτρηση της πίεσης διάχυσης-εμποτισμού, του εδάφους, στην ικανότητα εποπτείας και ελέγχου της διαδικασίας, όπως μέσω της αξιοποίησης αισθητηρίων πίεσης στη στήλη.

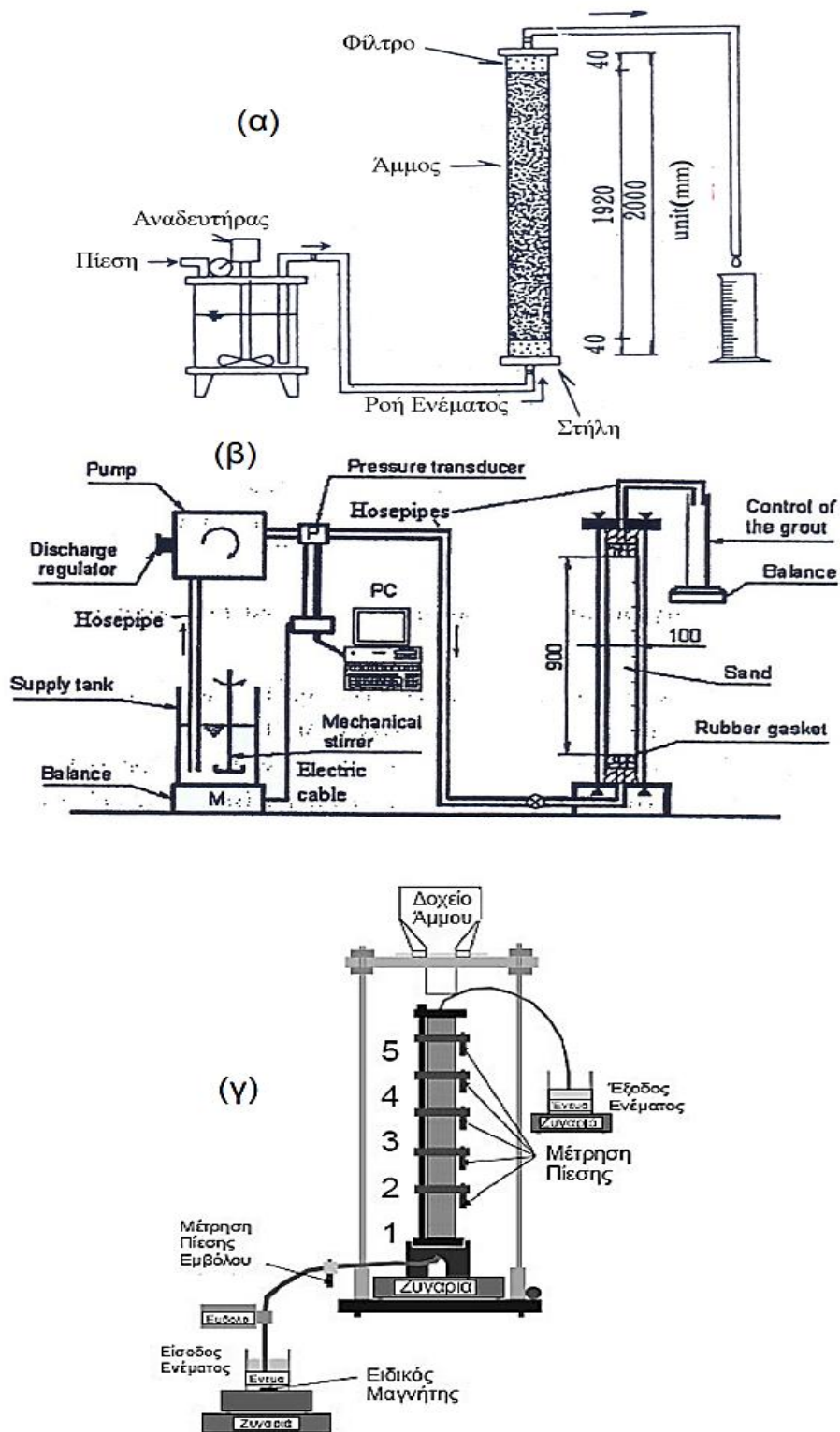
Στο Σχήμα 4.14, αναπαρίστανται οι διατάξεις μονοδιάστατων ενέσεων διάχυσης-εμποτισμού σε στήλες μεγάλου μήκους (Sano et al., 1996; Dano & Derache, 2001; Dupla et al., 2004).

Η διαδικασία της ένεσης πραγματοποιείται με τη διεύθυνση ποσότητας αιωρήματος στο εσωτερικό της στήλης του εδάφους, με διεύθυνση ροής από κάτω προς τα πάνω, ενώ ολοκληρώνεται στην περίπτωση που:

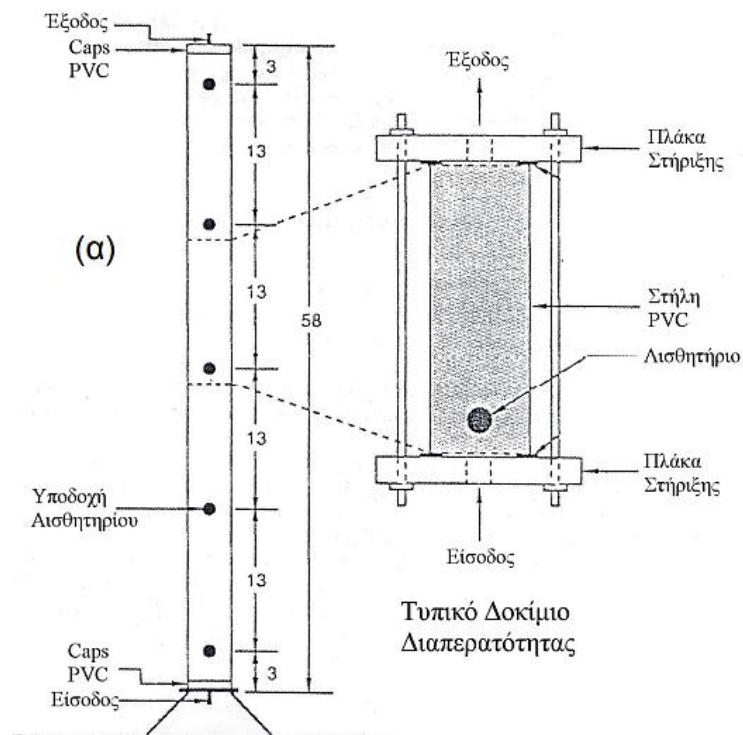
- Η συγκέντρωση συγκεκριμένης ποσότητας αιωρήματος στην έξοδο της στήλης συνήθως ίση με 2V ή 1.2V, όπου V είναι ο όγκος των κενών του εδάφους στη στήλη ή,
- Η πίεση εμποτισμού στην αντλία προσεγγίσει μία επιλεγμένη μέγιστη τιμή, συχνά ανάμεσα σε ένα εύρος από 0.7 MPa έως 1.0 MPa.

Επιπρόσθετα, πρέπει να τονιστεί πως η στήλη της άμμου βρίσκεται σε ξηρή ή σε κορεσμένη κατάσταση, προτού την έγχυση της ένεσης, ενώ το αιώρημα μέχρι τη φάση υλοποίησης της ένεσης τοποθετείται σε κατάλληλο δοχείο, το οποίο πρέπει να αναδεύεται διαρκώς, ώστε να μη συμβεί καθίζηση των στερεών συστατικών του.

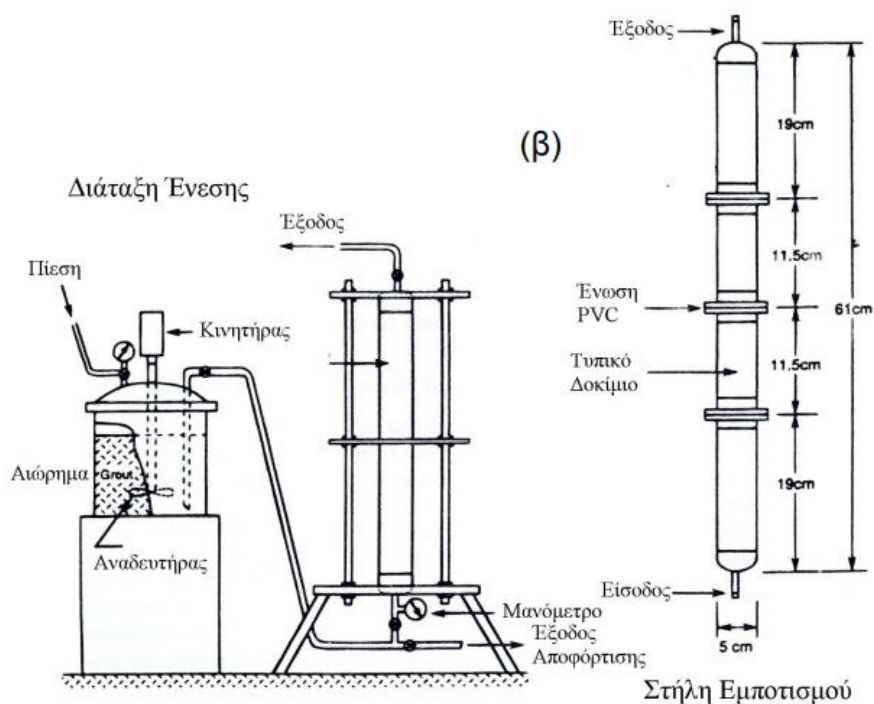
Έπειτα από την ωρίμανση των εμποτισμένων στηλών, τα δοκίμια δημιουργούνται με την κοπή τους ή με τη διαίρεσή τους, όπως αναπαρίσταται στα Σχήματα 4.15 και 4.16 (Δρουδάκης, 2009).



Σχήμα 4.14: Τυπικές διατάξεις στηλών εδάφους μεγάλου μήκους: (α) Sano et al. (β) Dano και Derache και (γ) Dupla et al. (2004).



Σχήμα 4.15: Τρόποι παραγωγής δοκιμών από εμποτισμένες στήλες μεγάλου μήκους επί της κοπής στήλης (Πηγή: Zebowitz et al., 1989).

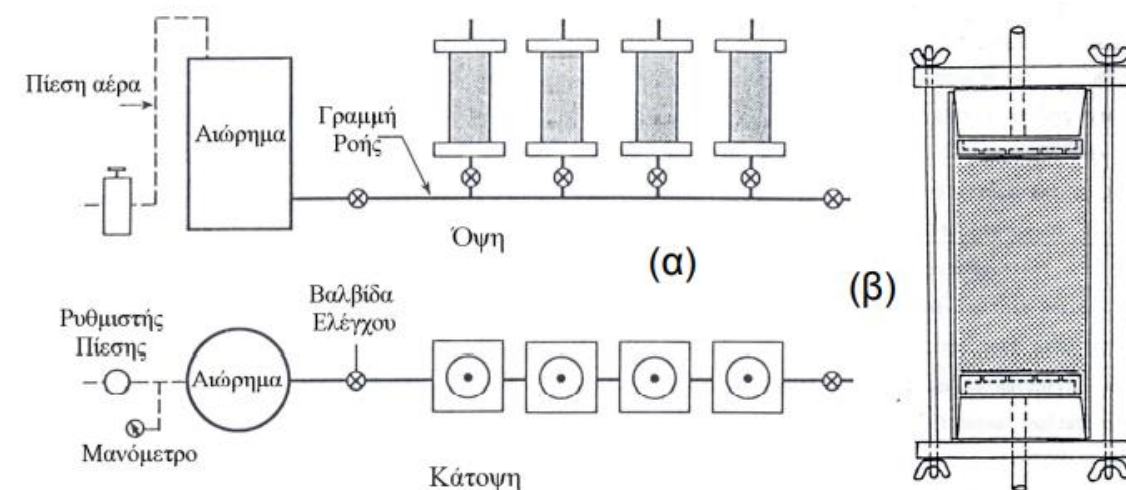


Σχήμα 4.16: Τρόποι παραγωγής δοκιμών από εμποτισμένες στήλες μεγάλου μήκους με διαίρεση ειδικά διαμορφωμένης στήλης (Πηγή: Schwarz & Krizek, 1994).

Όσον αφορά τις ενέσεις διάχυσης-εμποτισμού στις στήλες μικρού μήκους ή μήτρας, η διάταξη παραμένει η ίδια με την αντίστοιχη των ενέσεων σε στήλες μεγάλου μήκους. Ωστόσο, η διαφορά εντοπίζεται ιδιαίτερα στις διαστάσεις του εμποτισμένου εδάφους, σε συνδυασμό με το ότι οι εμποτισμοί σε τέτοιες στήλες, επιφέρουν ως αποτέλεσμα την παραγωγή ενός μόνο δοκιμίου, εμποτισμένου εδάφους ανά στήλη ή ανά μήτρα.

Στη συγκεκριμένη κατηγορία περιλαμβάνονται οι πειραματικές διατάξεις που εναρμονίζονται σύμφωνα με τους κανονισμούς του Αμερικανικού προτύπου ASTM D 4320-84, αναφορικά με τα χημικά ενέματα.

Παρόμοιες συνθήκες επικρατούν σε περιπτώσεις όπου το εμποτισμένο έδαφος έχει προκύψει από ενέσεις σε κατάλληλες κυλινδρικές μήτρες. Οι διαστάσεις των μητρών πρέπει ν' αντιστοιχούν στο λόγο μήκους προς διάμετρο δοκιμίου ίσος ή ελαφρώς μεγαλύτερος από το δύο. Στο Σχήμα 4.17 αναπαρίστανται οι πειραματικές διατάξεις του συγκεκριμένου τύπου ενώσεων εμποτισμού.



Σχήμα 4.17: Τυπικές διατάξεις εμποτισμού αιωρημάτων σε στήλες εδάφους μικρού μήκους ή μήτρας (α) κατά ASTM D 4320-84, (β) λεπτομέρεια μήτρας (Πηγή: Schwarz & Krizek, 1994).

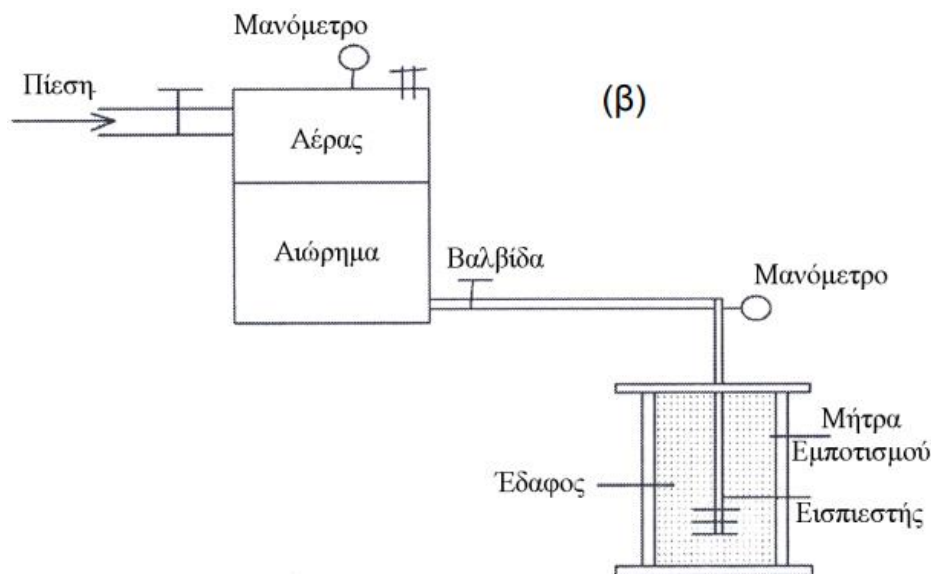
Η συγκεκριμένη τεχνική παραγωγής των δοκιμίων παρουσιάζει πολλά μειονεκτήματα σε σύγκριση με τις αντίστοιχες ενέσεις στις στήλες μεγάλου μήκους, όπως η περιορισμένη δυνατότητα της εκτίμησης της ενεσιμότητας των χρησιμοποιούμενων ενεμάτων, η μη

επαρκής εκτίμηση του φιλτραρίσματος του αιωρήματος, καθώς και η έλλειψη εκτίμησης της επιρροής της απόστασης από το σημείο του εμποτισμού.

Αντίθετα, η συγκεκριμένη μέθοδος πλεονεκτεί ως προς την εξοικονόμηση χρόνου και κόστους, ενώ ο εξοπλισμός που χρειάζονται είναι σημαντικά πιο περιορισμένος. Επιπλέον, θεωρούνται κατάλληλες με σκοπό τη μαζική παραγωγή δοκιμών, έτοιμων για εξέταση, δίχως περαιτέρω ενεργειών, όπως κοπή ή απόξεση (Tornaghi 1983).

Τέλος, αναφορικά με τις τρισδιάστατες ενέσεις διάχυσης-εμποτισμού και τις ενέσεις μεγάλης κλίμακας, εφαρμόζονται για δοκιμαστικούς λόγους, πριν από την εκτέλεση των προγραμματισμένων ενέσεων, ή σε μήτρες που διαθέτουν τις κατάλληλες διαστάσεις, προκειμένου ο εμποτισμός να χαρακτηρίζεται ως τρισδιάστατος, όπως αναπαρίσταται στο Σχήμα 4.18.

Η εκτίμηση αποτελεσματικότητας στις συγκεκριμένες περιπτώσεις υλοποιείται συχνά σε δοκίμια, τα οποία προκύπτουν από πυρήνες του εμποτισμένου εδάφους (Tornaghi, 1983).



Σχήμα 4.18: Τυπική διάταξη τρισδιάστατων ενέσεων εμποτισμού (Πηγή: Akbulut & Saglam, 2002).

Επιπλέον, με τη συγκεκριμένη τεχνική, προκύπτουν αρκετά αξιόπιστα δοκίμια, με στόχο την εκτίμηση της αποτελεσματικότητας ενέσεων εμποτισμού, καθώς προσομοιώνουν σε μεγάλο

βαθμό τις συνθήκες που επικρατούν στο πεδίο. Ωστόσο, ο εξοπλισμός που χρειάζεται για την υλοποίησή τους, είναι μεγάλου μεγέθους και πολύ δαπανηρός.

4.8. Εξοπλισμός για την εκτέλεση των ενέσεων εμποτισμού

Κάθε συγκρότημα ενέσεων θα πρέπει να είναι κατάλληλου τύπου για την τροφοδοσία, ανάμιξη, ανάδευση και άντληση του ενέματος (ΠΕΤΕΠ 12.07.02.00:2016).

Η ελάχιστη δυναμικότητα του κάθε συγκροτήματος ενέσεων συνήθως είναι 300 l/min, για παροχή ενέματος σε συνεχή ροή, με πίεση μέχρι 12 atm στο κολάρο της οπής ενέσεων.

Οι αναμικτήρες ενέματος είναι υψηλής ταχύτητας και λειτουργούν με ταχύτητα μεγαλύτερη από 300 rpm. Δεν επιτρέπεται η χρήση αναμικτήρων στους οποίους γίνεται ανάμιξη με εκτοξευτήρες πεπιεσμένου αέρα στη δεξαμενή ανάμιξης. Κάθε αναμικτήρας έχει δύο δεξαμενές ανάμιξης περίπου ίσης χωρητικότητας.

Ο αναμικτήρας είναι διατεταγμένος κατά τέτοιο τρόπο, ώστε να εκκενώνει το ένεμα μέσα σε κατάλληλη λεκάνη μηχανικής ανάδευσης. Κατάλληλο κόσκινο μηχανικά δονούμενο είναι τοποθετημένο στη λεκάνη ανάδευσης για να κοσκινίζει το ένεμα που εισέρχεται στη λεκάνη ανάδευσης από τον αναμικτήρα και από το σωλήνα επιστροφής του ενέματος. Τα στηρίγματα του κόσκινου δεν πρέπει να εμποδίζουν ή να φράζουν τα ανοίγματά του.

Πρέπει να έχει προβλεφθεί κατάλληλη παροχή νερού στην είσοδο της αντλίας ενέματος για να διευκολύνει την απόπλυση του συστήματος και την έκπλυση των οπών πριν την πραγματοποίηση των ενέσεων. Όλες οι βαλβίδες που χρησιμοποιούνται για τη ρύθμιση της ροής του ενέματος είναι τύπου «λιπαινόμενου πώματος».

Μετρητές, με προφυλακτήρες τύπου διαφράγματος, εγκαθίστανται σε όλες τις θυρίδες που χρησιμοποιούνται για τη μέτρηση της πίεσης του ενέματος στον κεντρικό αγωγό παροχής ενέματος. Σε καμιά περίπτωση δεν είναι τοποθετημένοι οι αναδευτήρες σε απόσταση μεγαλύτερη από 100 m από την οπή στην οποία εκτελείται ένεση.

Τα στεγανωτικά παρεμβύσματα είναι έτσι μελετημένα ώστε να μπορούν να διαστέλλονται για να σφραγίζουν τις οπές στα καθορισμένα υψόμετρα και όταν διαστέλλονται, να είναι

ικανά να αντέξουν χωρίς διαρροή, για χρονικό διάστημα 10 min, και πίεση νερού ίση με τη μέγιστη πίεση ένεσης που θα χρησιμοποιηθεί (ΠΕΤΕΠ 12.07.02.00:2016).

Η διάταξη του εξοπλισμού τσιμεντενέσεων είναι τέτοια ώστε να παρέχει συνεχή κυκλοφορία του ενέματος σε όλο το σύστημα και να επιτρέπει τον ακριβή έλεγχο της πίεσης με τη λειτουργία μιας βαλβίδας στη σωλήνωση επιστροφής του ενέματος, ανεξάρτητα από το πόσο μικρή είναι η απορρόφηση ενέματος. Επίσης, απαιτούνται μετρητές πίεσης και κατάλληλες βαλβίδες στην αντλία, στο σημείο ελέγχου της πίεσης και της ροής και στο κολάρο κάθε οπής, ώστε να εξασφαλίζεται ο απαιτούμενος έλεγχος, η παράκαμψη της ροής και το κλείσιμο.

Η ρύπανση του εξοπλισμού και των σωληνώσεων αποφεύγεται με τη συνεχή κυκλοφορία του ενέματος και με την περιοδική απόπλυση του συστήματος με νερό. Η απόπλυση γίνεται με τη βαλβίδα παροχής του ενέματος κλειστή, τη βαλβίδα παροχής του νερού ανοιχτή και τη λειτουργία της αντλίας στη μεγαλύτερη ταχύτητα.

Ο κατασκευαστής πρέπει να προβλέπει την έγκαιρη απομάκρυνση των αποβλήτων και των νερών απόπλυσης, που απομακρύνουν όλο το άχρηστο ένεμα που δημιουργείται. Στο Σχήμα 4.19 παρουσιάζεται ένα ενδεικτικό συγκρότημα ενέσεων.



Σχήμα 4.19: Συγκρότημα ενέσεων (Πηγή: www.Elebor.gr).

5. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ – ΠΡΑΓΜΑΤΟΠΟΙΗΣΗ ΕΝΕΣΕΩΝ ΔΙΑΧΥΣΗΣ-ΕΜΠΟΤΙΣΜΟΥ

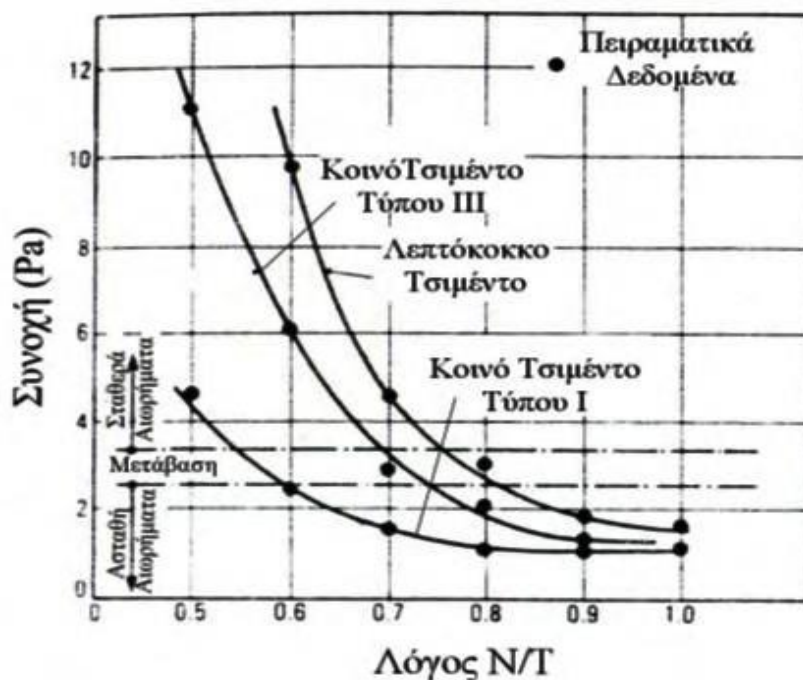
Ο σχεδιασμός των ενέσεων σε κάθε τύπου γεωτεχνικό έργο, πρέπει να πραγματοποιηθεί μετά από μελέτη του εδάφους – βραχώμαζας, για να επιτευχθούν τα επιθυμητά αποτελέσματα.

Αξίζει να επισημανθεί πως η βασικότερη παράμετρος η οποία επηρεάζει τις ιδιότητες ενός αιωρήματος αποτελεί ο λόγος του νερού προς τσιμέντο (N/T), διότι καθορίζει σε σημαντικό βαθμό τον ρυθμό εξίδρωσης, την απώλεια εργασιμότητας, τη ρευστότητα, την ανθεκτικότητα και την τελική αντοχή του ενέματος Σχήμα 5.1 (Bruce et al., 1997).

Στα αιωρήματα τσιμέντου, το νερό χρησιμεύει στην ενυδάτωση του τσιμέντου, και ως μέσο μεταφοράς των κόκκων τσιμέντου προσδίδοντας ρευστότητα, χαμηλό ιξώδες και μικρή συνοχή στο ένεμα Αντίστοιχα, αξιοποιείται για τη διάνοιξη των διακλάσεων, αλλά και τη διείδυση του αιωρήματος σε λεπτές ρωγμές (Lombardi, 2003). Ωστόσο, πρέπει να δίδεται ιδιαίτερη προσοχή στην ποσότητα του νερού, καθώς μεγάλη ποσότητα θα αυξήσει σε μεγάλο βαθμό την εξίδρωση των αιωρημάτων και θα ελαττώσει την ανθεκτικότητά τους, άρα θα είναι ευάλωτα στη συρρίκνωση.

Υφίστανται δύο βασικές τάσεις σχετικά με την επιλογή του βέλτιστου λόγου νερού προς τσιμέντο (N/T), όσον αφορά την εφαρμογή των ενέσεων: χρήση αραιών ή ασταθών αιωρημάτων και επιλογή πυκνών ή ευσταθών αιωρημάτων.

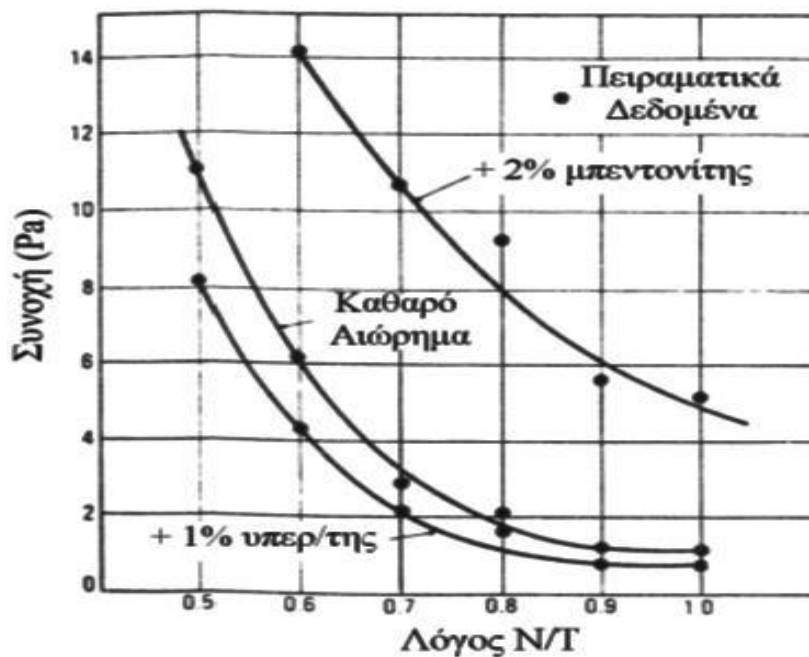
Σχετικά με τη χρήση των αραιών αιωρημάτων, ορισμένοι ερευνητές υποστηρίζουν πως χαρακτηρίζονται από ισχυρότερη ικανότητα διείδυσης λόγω της περίσσειας του νερού, του χαμηλού ιξώδους και της μικρής συνοχής. Αντίστοιχα, θεωρούν πως μπορούν να πληρώνουν μικρές ρωγμές ή πόρους εδάφους ευκολότερα σε σύγκριση με τα πυκνά αιωρήματα, ενώ ταυτόχρονα παρουσιάζουν λιγότερες πιθανότητες να μην υλοποιηθεί πλήρης ενυδάτωση του τσιμέντου εξαιτίας της ποσότητας του νερού (Axelsson & Gustafsson, 2007).



Σχήμα 5.1: Επίδραση του λόγου νερού – τσιμέντου στην συνοχή των αιωρημάτων τσιμέντου (Πηγή: Bremen 1997).

Από την άλλη πλευρά, αναφορικά με τη χρήση των πυκνών αιωρημάτων, θεωρείται πως είναι εφικτό να αποκτήσουν επαρκώς χαμηλό ιξώδες και συνοχή με την εφαρμογή των χημικών βελτιωτικών Σχήμα 5.2. Επιπρόσθετα, πλεονέκτημα της χρήσης τους αποτελεί το γεγονός ότι η ενεσιμότητα εξαρτάται αποκλειστικά από τη διάμετρο των κόκκων του στερεού στο αιώρημα. Όπως αναφέρει ο Lombardi, (2003), τα πυκνά αιωρήματα:

- Επιτυγχάνουν ικανοποιητική πλήρωση των κενών του εδάφους, δίχως το σχηματισμό των μακροπόρων που απορρέουν από την περίσσεια νερού.
- Εμφανίζουν αρκετά πιο αυξημένη μηχανική αντοχή σε σχέση με τα αραιά αιωρήματα.
- Εμφανίζουν μικρότερες πιθανότητες να συρρικνωθούν έναντι των αραιών.
- Αποδίδουν υψηλότερου βαθμού πρόσφυση στις επιφάνειες που εμποτίζουν.
- Χαρακτηρίζονται πιο φιλικά ως προς το περιβάλλον.
- Επιδεικνύουν διεργασία αρκετά ευκολότερη.



Σχήμα 5.2: Επίδραση της προσθήκης υπερ-ρευστοποιητή και μπετονίτη στην συνοχή των αιωρημάτων τσιμέντου (Πηγή: Bremen, 1997).

Αντίστοιχα, πρέπει να τονιστεί πως διαπιστώνονται νέες τάσεις ως προς τον προγραμματισμό της εκτέλεσης των ενέσεων του εμποτισμού. Παρόλο που ακολουθείται η κλασσική μέθοδος της σταδιακής πύκνωσης ενέματος, ώστε τα αιωρήματα να αντιστοιχούν στο λόγο N/T σε ίση αναλογία (1:1) κατά προσέγγιση, δοκιμάζονται νέες μέθοδοι, όπως η εφαρμογή ενός αιωρήματος, το οποίο να θεωρείται βέλτιστο για κάθε χρήση και θα παραμένει μέχρι το τέλος μοναδικό για το συγκεκριμένο έδαφος - πέτρωμα (Lombardi, 2003).

5.1. Ενεσιμότητα και διεισδυτικότητα

Ως ενεσιμότητα ορίζεται η δυνατότητα του ενέματος να διαπεράσει τα κενά του εδάφους ή τις ρωγμές ενός βράχου, υπό συγκεκριμένη πίεση εμποτισμού, δίχως να προκαλέσει διάρρηξη στον σχηματισμό. Αναφορικά με τη διεισδυτικότητα προσδιορίζεται από το μήκος, στο οποίο δύναται να διεισδύσει το ένεμα, από το σημείο του εμποτισμού εντός του σχηματισμού, υπό συγκεκριμένη μέγιστη πίεση (Μάρκου, 1995).

Οι συγκεκριμένες ιδιότητες είναι μεγάλης σπουδαιότητας στο πεδίο εφαρμογής των ενέσεων εμποτισμού, διότι διαδραματίζουν σημαντικό ρόλο στην επιτυχία του προγράμματος των

ενέσεων. Εξαιτίας της σπουδαιότητας τους, κατά καιρούς έχουν αποτελέσει αντικείμενο μελέτης της επιστημονικής κοινότητας, με στόχο τόσο την αποσαφήνιση των παραμέτρων που τις επηρεάζουν, όσο και του προσδιορισμού τους, μέσω των μαθηματικών εξισώσεων (Μάρκου, 1995, Akbulut & Saglamer, 2002).

Από τα πορίσματα των ερευνών έχει προκύψει πως η ενεσιμότητα και η διεισδυτικότητα των αιωρημάτων του τσιμέντου είναι συνάρτηση της σχέσης ανάμεσα στο μέγεθος των κενών του εδάφους και των στερεών κόκκων του αιωρήματος (Akbulut & Saglamer, 2002).

Εξαιτίας της δυσκολίας ποσοτικοποίησης των κενών του εδάφους, οι αρχικές εκφράσεις που προτάθηκαν για να προβλέψουν την ενεσιμότητα στηρίζονται στη σχέση ανάμεσα στους κόκκους του εδάφους και στερεών αιωρημάτων, και είναι γνωστά ως κριτήρια ενεσιμότητας.

Κριτήριο για τα αιωρήματα του τσιμέντου, όσον αφορά τις ενέσεις στα εδάφη, αποτελεί η σχέση (Akbulut & Saglamer, 2002):

$$N = d_{10} \text{ (εδάφους)} / d_{85} \text{ (αιωρήματος)} \quad [5.1]$$

Βάσει της παραπάνω εξίσωσης, εφόσον ισχύει η συνθήκη ($N > 25$), τότε το αιώρημα ενδέχεται να εμποτίσει επιτυχώς το έδαφος. Από την άλλη πλευρά, εφόσον ισχύει η συνθήκη ($N < 11$) τότε ο εμποτισμός του εδάφους κρίνεται μη αποτελεσματικός.

Αντίστοιχα, επιμέρους μορφές επί των κριτηρίων ενεσιμότητας αποτελούν οι εξής σχέσεις (Verfel, 1989):

$$N = d_{15} \text{ (εδάφους)} / d_{85} \text{ (αιωρήματος)} \quad [5.2]$$

Στην παραπάνω εξίσωση, εφόσον ισχύει η συνθήκη ($N > 20$), τότε το αιώρημα είναι εφικτό να εμποτίσει το έδαφος αποτελεσματικά. Επιπλέον, εφόσον ισχύει η συνθήκη ($N > 50$), η ενεσιμότητα χαρακτηρίζεται ως ικανοποιητική.

Για τους βραχώδεις σχηματισμούς τα κριτήρια που προτείνονται (Mitchell 1970 , Mitchell 1981) είναι τα εξής:

$$N = d \text{ (ασυνέχειας)} / d_{85} \text{ (αιωρήματος)} > 3 \quad [5.3]$$

$$N = d \text{ (ασυνέχειας)} / d_{95} \text{ (αιωρήματος)} > 5 \quad [5.4]$$

$$N = d \text{ (ασυνέχειας)} / d_{95} \text{ (αιωρήματος)} < 2 \quad [5.5]$$

όπου d: Το άνοιγμα της ασυνέχειας

d_{95} : Η διάμετρος του κόκκου του αιωρήματος σε ποσοστό 85 & 95% αντίστοιχα.

Η επαλήθευση των ανισώσεων (5.3) και (5.4) δείχνει ότι η ένεση είναι δυνατό να πραγματοποιηθεί στο συγκεκριμένο πέτρωμα, ενώ η επαλήθευση της ανίσωσης (5.5) δείχνει ότι είναι δυνατή η εκτέλεση της ένεσης.

Είναι προφανές ότι με την υιοθέτηση αυτών των κριτηρίων, η εκτίμηση της ενεσιμότητας εστιάζεται εξ' ολοκλήρου στα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του εδάφους – πετρώματος και του αιωρήματος και δεν λαμβάνονται υπόψη άλλες παράμετροι που μπορεί να έχουν σημαντική επίδραση όπως το ιξώδες του αιωρήματος. Στη συνέχεια αναλύονται και οι υπόλοιποι παράγοντες που καθορίζουν την αποτελεσματικότητα της ένεσης.

5.2. Επίδραση παραγόντων στην αποτελεσματικότητα των ενέσεων εμποτισμού

Η αποτελεσματικότητα της ένεσης προσδιορίζεται ως η ικανότητα ενός συγκεκριμένου αιωρήματος να αυξήσει την αντοχή και ταυτόχρονα να ελαττώσει τη διαπερατότητα του εδάφους στο οποίο εμποτίζεται (Ατματζίδης, 1988). Ο προσδιορισμός της αποτελεσματικότητας διεξάγεται κατά βάση μέσω των εργαστηριακών δοκιμών, με στόχο τον προσδιορισμό της αντοχής και της διαπερατότητας (Dupla et al., 2004). Οι παράγοντες που επιδρούν στην αποτελεσματικότητα είναι οι παρακάτω.

Τύπος και λεπτότητα τσιμέντου:

Το τσιμέντο ως βασικό συστατικό των ενεμάτων και ως κύριο μέσο για την αυξημένη αντοχή και τη μειωμένη διαπερατότητα εμποτισμένου εδάφους, λειτουργεί καταλυτικά στη βελτίωση των ιδιοτήτων του εδάφους.

Λόγος νερού προς τσιμέντο:

Ο λόγος N/T, χαρακτηρίζεται ως η σπουδαιότερη παράμετρος ενός αιωρήματος, που λειτουργεί καταλυτικά στη συμπεριφορά του εμποτισμένου εδάφους. Επιπλέον, είναι αποδεκτό πως η ελάττωση του λόγου νερού προς τσιμέντο, προκαλεί αύξηση της αντοχής στην ανεμπόδιση θλίψη και ελάττωση του συντελεστή της διαπερατότητας του εμποτισμένου εδάφους (Zebonitz et al., 1989, Schwarz & Chirumalla, 2007).

Πρόσθετα και χημικά βελτιωτικά:

Γενικά, θεωρείται απαραίτητη η χρήση υπερευστοποιητών, με στόχο να επιτυγχάνονται ευνοϊκότερες προϋποθέσεις ως προς την ικανοποιητική διείσδυση των αιωρημάτων. Παρ' όλα αυτά, δεν έχει υλοποιηθεί εκτεταμένη εργαστηριακή έρευνα σχετικά με την επιρροή των προσθέτων και των χημικών βελτιωτικών στην αποτελεσματικότητα ενέσεων εμποτισμού. Μια πιθανή μελέτη της επιρροής των προσθέτων και των χημικών βελτιωτικών δύναται να περιλαμβάνει την εξέταση του ποσοστού ή τη σύγκριση δύο ή περισσότερων υλικών από πρόσθετα ή βελτιωτικά.

Χρόνος ωρίμανσης:

Ο χρόνος ωρίμανσης στο πεδίο εφαρμογής των ενέσεων καθορίζεται η περίοδος έναρξης υλοποίησης της ένεσης μέχρι την εξέταση του εμποτισμένου εδάφους για την αξιολόγηση της αποτελεσματικότητάς της ένεσης. Συνήθως, επιλέγεται ν'αντιστοιχεί σε είκοσι οκτώ ημέρες, διότι εντός της συγκεκριμένης χρονικής περιόδου, η διεργασία της ενυδάτωσης έχει προχωρήσει σε μεγάλο βαθμό. Συνεπώς, μετά το πέρας των είκοσι οκτώ ημερών, όποια μεταβολή συμβαίνει στα χαρακτηριστικά του εμποτισμένου εδάφους, κρίνεται ως χαμηλής σημασίας.

Κοκκομετρικά χαρακτηριστικά εδάφους:

Ο τύπος και τα χαρακτηριστικά του εδάφους επιδρούν αποτελεσματικά στις ενέσεις εμποτισμού (Matsui et al., 1996). Επιπρόσθετα, περαιτέρω παράμετροι, οι οποίες αναλύουν την κοκκομετρική διαβάθμιση των εδαφών ή χαρακτηρίζουν τον τύπο του εδάφους, είναι δυνατό να επηρεάζουν την αποτελεσματικότητα των ενέσεων του εμποτισμού.

Απόσταση από το σημείο ένεσης

Η διερεύνηση της επίδρασης της απόστασης από το σημείο της ένεσης εμποτισμού αποτελεί το μέσο προσομοίωσης των συνθηκών στις εφαρμογές του πεδίου. Έτσι, είναι εφικτό να αποσαφηνιστούν καίρια ζητήματα ως προς την αποτελεσματικότητα του προγράμματος εμποτισμού των ενέσεων.

Πίεση εμποτισμού

Η πίεση έγχυσης που χρησιμοποιείται κατά την τσιμεντένεση με αιωρήματα λεπτόκοκκου τσιμέντου μπορεί να επηρεάσει το μέγεθος βελτίωσης της διαπερατότητας και της αντοχής της εμποτισμένης άμμου, τη μάζα της εναπόθεσης σωματιδίων τσιμέντου και τον ρυθμό ροής του ενέματος. Εργαστηριακά πειράματα διεξήχθησαν από τους Schwarz & Chirumalla, 2007 χρησιμοποιώντας σταθερή πίεση, μεταβλητή πίεση και ταλαντευόμενη πίεση με διαφορετικά επίπεδα πίεσης, εύρος και διάρκεια επανάληψης.

Ενέματα λεπτόκοκκου τσιμέντου σε τρεις διαφορετικές αναλογίες N/T εγχύθηκαν σε στήλες με άμμο διαφορετικού μήκους. Το μεγαλύτερο μήκος στήλης επέτρεψε την αξιολόγηση της βελτίωσης της μελετούμενης ιδιότητας με την απόσταση από το σημείο έγχυσης.

Ο ρυθμός ροής της εκροής μειώθηκε καθώς συνεχίστηκε η διαδικασία τσιμεντένεσης και η απόκριση συσχετίστηκε με το μέγεθος της πίεσης έγχυσης. Αν και μια σχετικά μεγάλη μάζα σωματιδίων τσιμέντου μπορεί να εναποτεθεί στον ενδιάμεσο κοκκώδη χώρο, η τσιμεντομένη άμμος μπορεί να μην παρουσιάζει απαραίτητα αντίστοιχη βελτίωση στη διαπερατότητα και την αντοχή.

Τα αποτελέσματα από τις δοκιμές σε στήλες μεγάλου μήκους έδειξαν ότι η εμποτισμένη άμμος με ταλαντευόμενη πίεση έγχυσης εμφάνισε μεγαλύτερη μέση αντοχή, χαμηλότερη μέση διαπερατότητα και μεγαλύτερη μέση περιεκτικότητα σε τσιμέντο από την εμποτισμένη άμμο με αυξανόμενη ή σταθερή πίεση (Schwarz & Chirumalla, 2007).

Μέθοδος παρασκευής δοκιμών

Η τεχνική παρασκευής δοκιμών εμποτισμένου εδάφους επηρεάζει την αντοχή σε ανεμπόδιση θλίψη και την διαπερατότητα.

Δοκιμές πραγματοποιήθηκαν με δύο διαφορετικές τεχνικές παρασκευής δοκιμών βελτιωμένου εδάφους. Η μία περιελάμβανε τη χειρωνακτική ανάμειξη του εδάφους με το

αιωρήμα, ενώ η δεύτερη τη χρήση των ενέσεων εμποτισμού, σε στήλες εδάφους προέκυψε το συμπέρασμα ότι οι δοκιμές διαπερατότητας και αντοχής σε συνοδευτικά δείγματα που αφέθηκαν να σκληρύνουν για 7 ή 48 ημέρες έδειξαν ότι τα δείγματα που εγχύθηκαν ήταν γενικά ισχυρότερα, αλλά πιο διαπερατά από τα δείγματα που αναμείχθηκαν με το χέρι.

Αυτό αποδίδεται στους πολύ διαφορετικούς μηχανισμούς που διέπουν την κατανομή και τη διάταξη των σωματιδίων τσιμέντου εντός των κενών χώρων και στους κόκκους άμμου (Schwarz & Krizek, 1994).

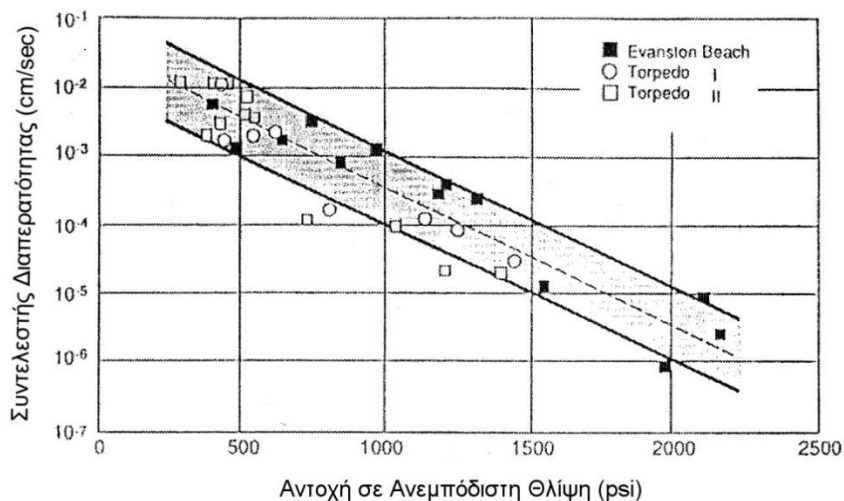
5.3. Μέθοδοι εκτίμησης της αποτελεσματικότητας

Αξίζει να αναφερθεί πως είναι λίγες οι ερευνητικές προσπάθειες με στόχο τη διατύπωση μαθηματικών εκφράσεων, οι οποίες να συνδέουν τα χαρακτηριστικά του εμποτισμένου εδάφους και κατ' επέκταση την εκτίμηση της αποτελεσματικότητας των ενέσεων του εμποτισμού.

Ωστόσο, πρέπει να επισημανθεί ότι η ερευνητική προσπάθεια των Δρουδάκης Α. (2009) και Zebowitz et al. (1989), προς τη συγκεκριμένη κατεύθυνση, είχαν πανομοιότυπα αποτελέσματα. Ειδικότερα σε δοκίμια άμμου, που εμποτίστηκαν με αιωρήματα λεπτόκοκκου τσιμέντου, την αναλογία νερού προς τσιμέντο (N/T) να αντιστοιχεί σε 2:1, 4:1, και 6:1, φάνηκε πως τα δοκίμια της εμποτισμένης άμμου, είναι δυνατόν να επιφέρουν μείωση του συντελεστή υδροπερατότητας έως και 5 τάξεις μεγέθους και υψηλότερου βαθμού αντοχή σε ανεμπόδιση θλίψη έως 13MPa.

Επίσης, η αντοχή σε θλίψη του εμποτισμένου εδάφους αυξάνεται με την μείωση του λόγου N/T του αιωρήματος και την μείωση του μεγέθους των κόκκων του εδάφους (Δρουδάκης, 2009, Zebowitz et al., 1989).

Μάλιστα, η ανάλυση της γραμμικής παλινδρόμησης που πραγματοποιήθηκε στην ολότητα του φάσματος των αποτελεσμάτων της αντοχής και της διαπερατότητας Σχήμα 5.3, είχε ως απόρροια τη γραμμική σχέση, η οποία είναι ανεξάρτητη από τον τύπο του εδάφους που μελετήθηκε (Zebowitz et al., 1989).



Σχήμα 5.3: Συσχέτιση της αντοχής σε ανεμπόδιση θλίψη με τη διαπερατότητα εμποτισμένου εδάφους (Πηγή: Zebowitz et al., 1989).

Από τα πορίσματα της έρευνας, διαπιστώθηκε επίσης ότι υφίσταται έντονη επίδραση της εξίδρωσης (απόμιξης) των αιωρημάτων με υψηλό λόγο νερού προς τσιμέντο, ενώ ενδέχεται η συγκεκριμένη επιρροή να μειωθεί, εφόσον χρησιμοποιούνταν χημικές ουσίες για την ελάττωση της εξίδρωσης (Zebowitz et al., 1989).

Σε πειραματικό επίπεδο οι Χριστοδούλου Δ.Ν., Μάρκου Ι.Ν. και Δρουδάκης Α.Ι. (2010) παρουσιάζουν τα αποτελέσματα δοκιμών διερεύνησης των ιδιοτήτων και της ενεσιμότητας αιωρημάτων τσιμέντου κατηγορίας CEM II/B-M (EN 197-1) σε τέσσερις κοκκομετρίες. Η ενεσιμότητα μελετήθηκε πειραματικά με την εκτέλεση εμποτισμού σε στήλες έξι ομοιόμορφων κλασμάτων άμμου. Τα αποτελέσματα των ανωτέρω δοκιμών έδειξαν ότι:

- Η διεισδυτικότητα των αιωρημάτων αυξάνεται με την αύξηση της λεπτότητας του τσιμέντου και του λόγου νερού προς τσιμέντο (N/T).
- Αιωρήματα λεπτόκοκκων τσιμέντων με κατά βάρος αναλογίες N/T 2:1 και 3:1 διεισδύουν ικανοποιητικά σε σχηματισμούς με κοκκομετρίες μέσης ως λεπτόκοκκης άμμου.

5.4. Περιπτώσεις εφαρμογής

Κατά την κατασκευή των φραγμάτων πραγματοποιείται ένα πρόγραμμα από ενέσεις για την στεγανοποίηση του εδάφους-βραχώμαζας στις θέσεις θεμελίωσης. Σε ορισμένες περιπτώσεις

εφαρμογής σε μεγάλα υδροηλεκτρικά φράγματα που έχουν κατασκευαστεί από την ΔΕΗ, εφαρμόστηκε η μέθοδος των ενέσεων, με απώτερο στόχο να λειτουργούν με ασφάλεια δίχως σημαντικές απώλειες.

5.4.1. Φράγμα Βαλσαμιώτη

Το φράγμα Βαλσαμιώτη είναι ένα από τα σημαντικότερα έργα που έχουν κατασκευαστεί στον Νομό Χανίων για την άρδευση της περιοχής.

Το έργο προγραμματίστηκε και σχεδιάστηκε το 2005 από τον τότε Οργανισμό Ανάπτυξης Δυτικής Κρήτης (Ο.Α.ΔΥ.Κ. νυν Ο.Α.Κ. Α.Ε.) και αποπερατώθηκε το 2013. Το φράγμα έχει κατασκευαστεί από κυλινδρούμενο σκληρό επίχωμα (Roller Compacted Concrete – RCC) με ανάντη στεγανό μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος (Ο.Α.Κ. Α.Ε., 2013):

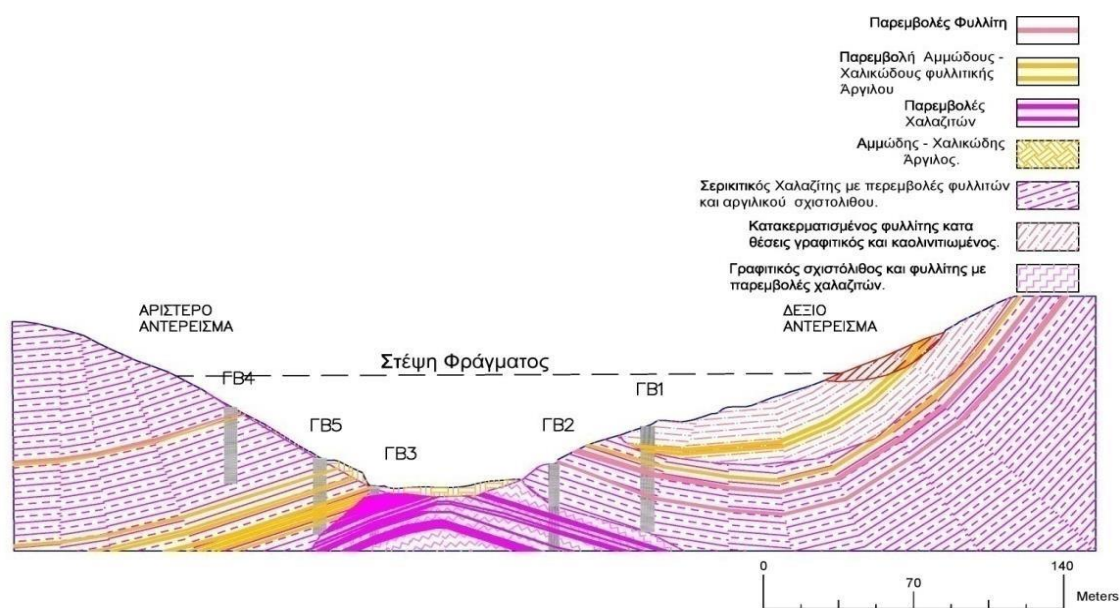
Μερικά από τα τεχνικά χαρακτηριστικά του έργου είναι τα εξής:

- Ύψος : 67,20 m.
- Μήκος στέψης : 387 m.
- Πλάτος στέψης: 4,5 m.
- Ύψος στέψης: +192,20m.
- Στάθμη υπερχειλιστή: +190,00 m.
- Ανώτατη στάθμη υδροληψίας: +177,00 m.
- Κατώτατη στάθμη υδροληψίας: +142,00 m.
- Η χωρητικότητα του ταμιευτήρα είναι: 5.500.000 m³. νερού.
- Η λεκάνη απορροής του φράγματος είναι: 2,85 km².
- Η τροφοδοσία του πραγματοποιείται από τις πηγές των Μεσκλών με υψόμετρο (+206,00) και παροχής: 960 l/sec. (30 * 10⁶ m³ ετησίως).

Ο αγωγός μεταφοράς νερού από τις πηγές των Μεσκλών έχει μήκος: 8,0 km.

Σύμφωνα με τα τεχνικογεωλογικά χαρακτηριστικά της περιοχής διακρίθηκαν πέντε διαφορετικές τεχνικογεωλογικές ενότητες Σχήμα 5.4 (ΥΔΡΟ-ΣΥΣΤΗΜΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε, 2013).

- Γεωλογική ενότητα 1: Αμμώδης έως χαλικώδης άργιλος: έδαφος.
- Γεωλογική ενότητα 2: Σερικιτικός χαλαζίτης με φυλλιτικές παρεμβολές (αριστερό αντέρεισμα): RMR = 44, GSI = 40 – 45.
- Γεωλογική ενότητα 3: Σερικιτικός χαλαζίτης με ενστρώσεις φυλλίτη και αργιλικό σχιστόλιθο (δεξιό αντέρεισμα): RMR = 44, GSI = 40– 45.
- Γεωλογική ενότητα 4: Φυλλίτης (υψηλό τμήμα δεξιού αντερείσματος): RMR = 24, GSI = 25 – 30.
- Γεωλογική ενότητα 5: Φυλλίτης με παρεμβολές χαλαζιτών (στην περιοχή της κοίτης): RMR = 37, GSI = 30 – 35.



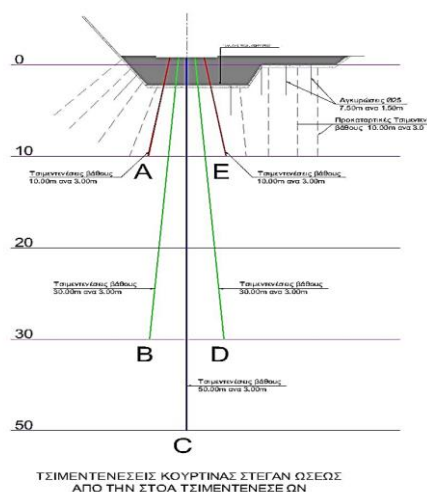
Σχήμα 5.4: Γεωλογική τομή στη θέση θεμελίωσης του φράγματος (Πηγή: Συλλιγνάκης Γ.Ι., 2019)

Η κουρτίνα των τσιμεντενέσεων έχει πραγματοποιηθεί στη σήραγγα τσιμεντενέσεων στο κάτω μέρος του ανάντη στεγανού μανδύα (Ο.Α.Κ. ΑΕ, 2013).

Ο στόχος αυτών των τσιμεντενέσεων εκτός από την στεγανοποίηση της βραχώμαζας είναι επίσης η σταθεροποίηση και η βελτίωση της ακαμψίας της βραχώμαζας.

Η διάμετρος των οπών που διατρήθηκαν και εισπιάστηκε το ένεμα στην βραχώμαζα ήταν 46mm-56mm. Η πυκνότητα των οπών (P,S,T,Q) ορίσθηκαν από την κινητικότητα του ενέματος και την απόσταση που μπορεί να διανύσει με την εφαρμοζόμενη πίεση Σχήμα 5.5α.

Οι αποστάσεις μεταξύ των οπών σχημάτισαν κάναβο όπως παρουσιάζεται σε κάτοψη ενδεικτικής διάταξης των οπών στο Σχήμα 5.5β.



•Τσιμεντενέσεις σταθεροποίησης A, B, D, E
βάθος 10 μ. και ακολούθως 30 μ. σε αποστάσεις
3 μ. μεταξύ τους

•Κύρια κουρτίνα C

Βάθος 50 μ.

Μέθοδος υποδιπλασιασμού αποστάσεων

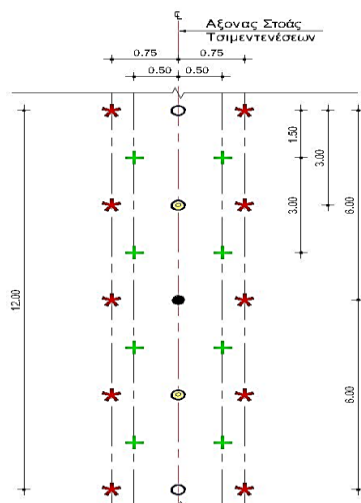
(P) Πρωτεύουσες (12 μ.)

(S) Δευτερεύουσες (6 μ.)

(T) Τριτεύουσες (3 μ.)

(Q) Τεταρτεύουσες (1,5 μ. - εφόσον απαιτηθούν)

(α)



ΥΠΟΜΝΗΜΑ

- * Τσιμεντενέσεις βάθους 10m 1^{ου} σταδίου (A & E)
- + Τσιμεντενέσεις βάθους 30m 2^{ου} σταδίου (B & D)
- Τσιμεντενέσεις βάθους 50m 3^{ου} σταδίου (C)
- Τσιμεντενέσεις βάθους 50m 4^{ου} σταδίου (C)
- ⊙ Τσιμεντενέσεις βάθους 50m 5^{ου} σταδίου (C)

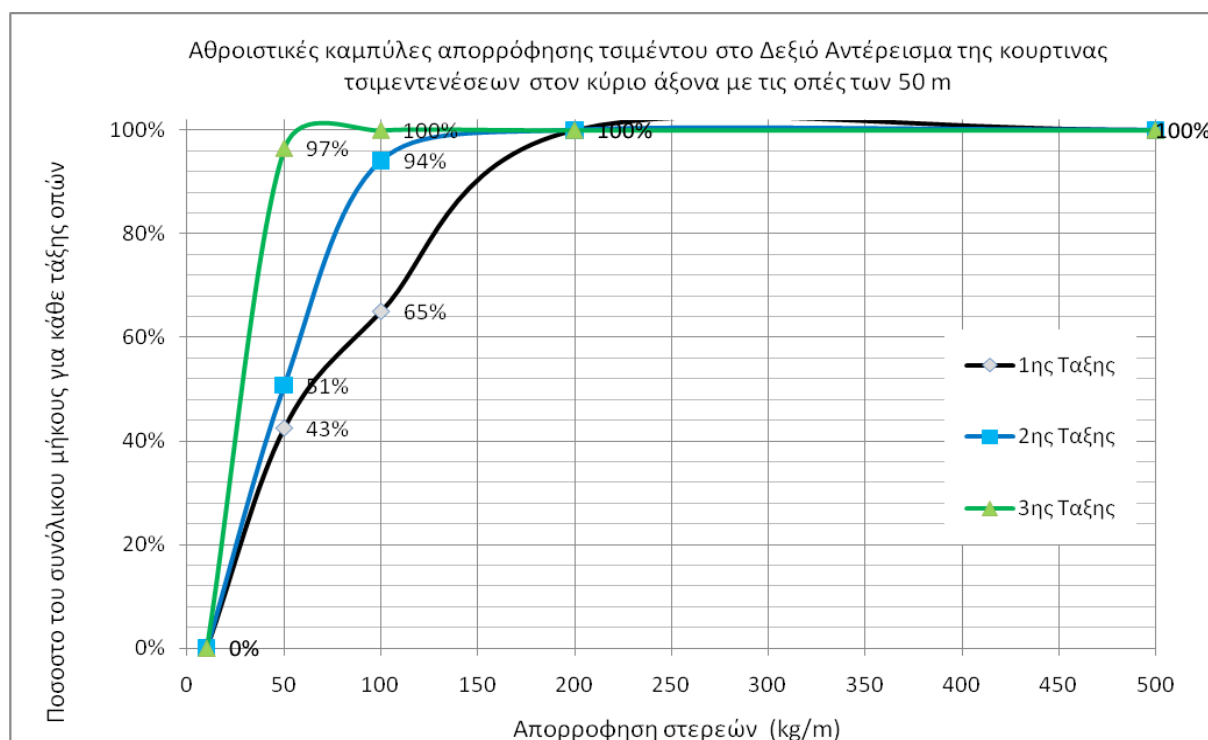
(β)

Σχήμα 5.5 α,β: Σχηματική απεικόνιση κουρτίνας τσιμεντενέσεων στην στοά τσιμεντενέσεων (Πηγή: Ο.Α.Κ. ΑΕ, 2013).

Τα μίγματα ενεμάτωσης που χρησιμοποιήθηκαν είναι μίγμα νερού-τσιμέντου σε διάφορες αναλογίες (2:1, 1:1, 1:2) με προσθήκη 2% κατά βάρος μπετονίτη.

Βάσει των τεχνικών προδιαγραφών της μελέτης κατασκευής του φράγματος (ΥΔΡΟ-ΣΥΣΤΗΜΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε, 2013) η τσιμεντένωση ενός βήματος θεωρήθηκε περατωμένη, όταν η ποσότητα του ενέματος που θα απορροφήσει η γεώτρηση θα είναι μικρότερη των 100 l/m υπό την οριακή πίεση τσιμεντένωσης (υπολογισμένη πίεση για κάθε στάδιο τσιμεντένωσης), ανάλογα με το βάθος του εισπιεζόμενου σταδίου.

Ολοκληρώνοντας όλες τις τσιμεντενέσεις διαπιστώθηκε ότι τόσο στον κύριο άξονα όσο και στο δεξιό αντέρεισμα τα δεδομένα των τσιμεντενέσεων έδωσαν πολύ μικρές απορροφήσεις ενέματος κατά την ολοκλήρωση τους Σχήμα 5.6.



Σχήμα 5.6: Απορροφήσεις κύριας κουρτίνας τσιμεντενέσεων και δεξιού αντερίσματος ανά ποσοστό ολοκλήρωσης 1^{ης}, 2^{ης} & 3^{ης} τάξης (Πηγή: Ο.Α.Κ. ΑΕ, 2013).

Στην κοίτη από τις απορροφήσεις των ενεμάτων σε όλες τις τάξεις των οπών (P, S, T) και Q, διαπιστώνεται πως οι απορροφήσεις τσιμέντου είναι γενικά μικρές και κυμαίνονται μεταξύ 50kg/m ή λίγο μεγαλύτερες αλλά πάντως μικρότερες των 100kg/m. Στο δεξιό αντέρεισμα, σε

ποσοστό 97% των σταδίων τσιμεντένωσης των τριτευουσών οπών, παρουσίασαν τιμή μικρότερη από 50 kg/m.

Στην κοίτη του φράγματος οι οπές Τέταρτης τάξης, ποσοστό 92% των σταδίων τσιμεντένωσης έχουν τιμή μικρότερη από 50 kg/m.

Αυτό σημαίνει πως η κουρτίνα τσιμεντενέσεων στο δεξιό αντέρεισμα και στην κύτη «έκλεισε» χωρίς να υπάρχει πρόβλημα στεγανότητας βάσει των τεχνικών προδιαγραφών.

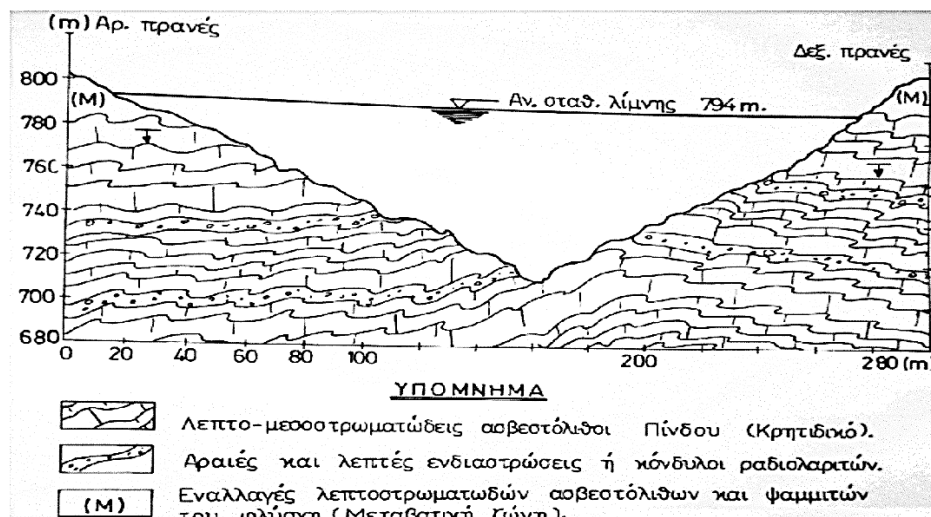
Επίσης πραγματοποιήθηκαν οπές ελέγχου τόσο στην κοίτη όσο και στο δεξιό αντέρεισμα, που έδειξαν ότι όλα τα στάδια τσιμεντενέσεων έχουν απορρόφηση μικρότερη των 50 kg/m (Ο.Α.Κ. ΑΕ, 2013).

Τα αίτια της αρκετά μεγάλης διαρροής που έχει προκύψει μετά την ολοκλήρωση του έργου, διερευνώνται με συμπληρωματικά έργα διερευνητικών γεωτρήσεων και δοκιμών διαπερατότητας.

5.4.2. Φράγμα Ν. Πλαστήρα ή Ταυρωπού

Το φράγμα Πλαστήρα βρίσκεται στο οροπέδιο Νεβρόπολης, στο νομό της Καρδίτσας. Εξυπηρετεί σκοπούς παραγωγής υδροηλεκτρικής ενέργειας με εγκατεστημένη ισχύ 43.30 MW, σε κάθε μια από τις τρεις γεννήτριες του (Λιακούρης, 1995).

Αποτελεί ένα φράγμα σκυροδέματος διπλής καμπυλότητας, σε σχήμα τόξου, το οποίο έχει ύψος 82 m , πλάτος 220 m, με έκταση ταμιευτήρα 25.2 km² και χωρητικότητα ταμιευτήρα 400×10⁶ m³. Στο Σχήμα 5.7 παρουσιάζεται η τομή του φράγματος.



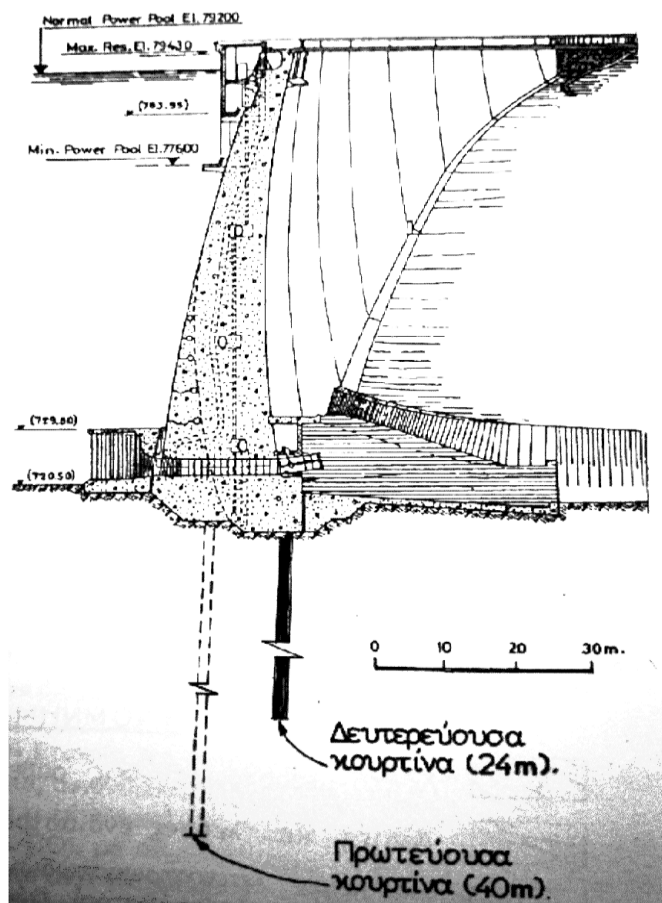
Σχήμα 5.7: Γεωλογική τομή κατά μήκος του άξονα του φράγματος (Πηγή: Λιακούρης, 1995).

Το γεωλογικό υπόβαθρο στη θέση του φράγματος δομείται από τους λεπτοστρωματώδεις ασβεστόλιθους, με ικανοποιητική αντοχή και χαμηλή υδροπερατότητα (Λιακούρης, 1995).

Σύμφωνα με τη γεωτεχνική μελέτη κατασκευάστηκε μία κύρια κουρτίνα τσιμεντενέσεων, μέχρι τα 40 m βάθος, καθώς και μία δευτερεύουσα στα 24 m βάθος, με σκοπό την πλήρη στεγανοποίησή (Σχήμα 5.8). Συνολικά διανοίχθηκαν 1046 m γεωτρήσεων.

Για την πραγματοποίηση της κουρτίνας τσιμεντενέσεων απαιτήθηκαν 109 τν τσιμεντενέματος, με μέση απορροφητικότητα 105 kg/m. Γενικά, οι απορροφήσεις στην κοίτη του φράγματος δεν ήταν μεγάλες: της τάξης των 0-50 kg/m στο 70% των γεωτρήσεων και στο υπόλοιπο 30% λίγο μεγαλύτερες από 50 kg/m. Στο δεξιό αντέρεισμα η μέση απορροφητικότητα ήταν 89 kg/m.

Στο συγκεκριμένο φράγμα λειτουργεί κανονικά και δεν έχουν αναφερθεί προβλήματα που να επηρεάζουν την χρήση που προσδιορίζεται.



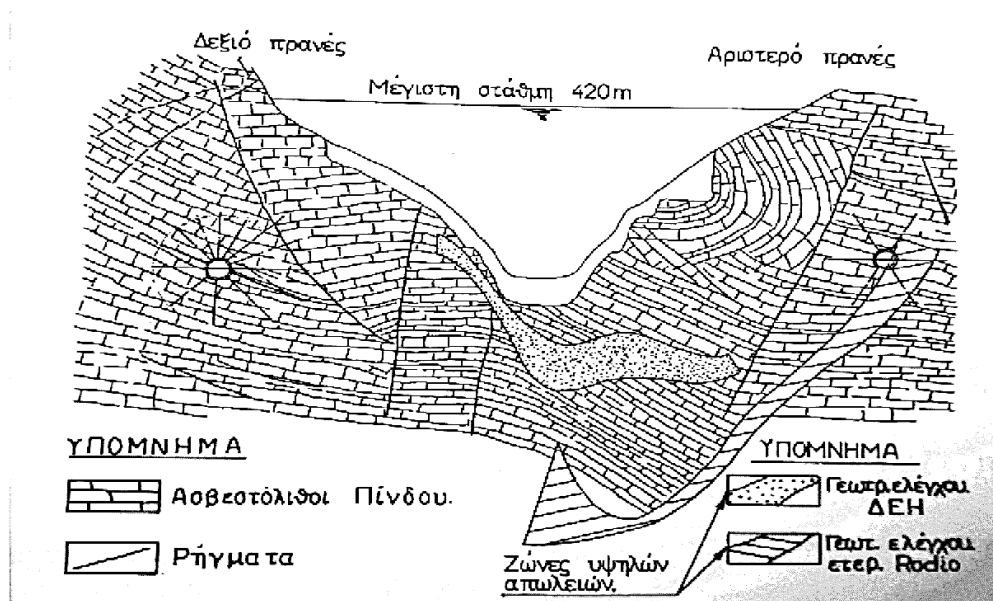
Σχήμα 5.8: Διαφραγματικές κουρτίνες στο φράγμα Ταυρωπού (Πηγή: Λιακούρης, 1995).

5.4.3. Φράγμα Λάδωνα

Το φράγμα Λάδωνα έχει κατασκευασθεί στη θέση «Πήδημα», στο χωριό Τρόπαια Αρκαδίας. Αποτελεί ένα φράγμα βαρύτητας μετά διακένων στοιχείων, με ύψος 56 m, με έκταση και μέγιστη χωρητικότητα ταμιευτήρα στα 4 km² και 56.7×10⁶ m³, αντίστοιχα. Αποτελεί ένα φράγμα με εγκατεστημένη ισχύς 70000 KW και ολική μέση ετήσια ενέργεια που αναλογεί στα 340 GWH.

Από πλευράς γεωλογίας, η περιοχή του φράγματος δομείται από τους ανοιχτόχρωμους γκρίζους παχυστρωματώδεις ασβεστόλιθους στο δεξιό πρηνές και από ανοιχτόχρωμους λεπτοστρωματώδεις ασβεστόλιθους, με παρεμβολές αργιλικών σχιστόλιθων στο αριστερό

Σχήμα 5.9.



Σχήμα 5.9: Γεωλογική τομή στον άξονα του φράγματος (Πηγή: Λιακούρης, 1995).

Η διαφραγματική κουρτίνα περιλαμβάνει ένα πυκνό δίκτυο γεωτρήσεων, βάθους από 16 έως 80 m, με απορρόφηση 500 tn τσιμεντοενέματος. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις τσιμεντενέσεις, χαρακτηρίστηκαν αρκετά ικανοποιητικά, διότι παρατηρήθηκαν μικρές μόνο απορροφήσεις του νερού (δοκιμές υδροπερατότητας) στις γεωτρήσεις ελέγχου, σε συνδυασμό με την υφιστάμενη στεγανή λειτουργία του φράγματος (Λιακούρης, 1995).

6.4.4. Φράγμα Περδίκια

Η περιοχή του έργου του φράγματος δομείται από πρόσφατες τεταρτογενείς αποθέσεις και πλειστοκαινικούς λιγνιτοφόρους σχηματισμούς, οι οποίοι επικάθονται σε έντονα καρστικοποιημένους ασβεστόλιθους. Το φράγμα είναι θεμελιωμένο στις αλλουβιακές αποθέσεις του χειμάρρου Πέρδικα, ο αργιλικός πυρήνας του επεκτείνεται και εισχωρεί κατά 1,5 m μέσα σε ένα λιγνιτικό στρώμα, με διάφραγμα από μπετόν πάχους 50cm και βάθος που ποικίλει από 5-30cm.

Μετά την κατασκευή του φράγματος, ξεκίνησε η πλήρωση του ταμιευτήρα Σχήμα 5.10.



Σχήμα 5.10: Φράγμα Περδίκια (Πηγή: Λιακούρης, 1995).

Ωστόσο, η άνοδος της στάθμης του νερού σταμάτησε περίπου στα 20 m, και στη συνέχεια άρχισε να υποχωρεί με προοδευτικά αυξανόμενο ρυθμό, έως την πλήρη εκκένωση του ταμιευτήρα.

Η αστοχία οφειλόταν σε σταδιακή εσωτερική διάβρωση των πλειοστοκαινικών αργιλομαργαϊκών σχηματισμών, λόγω της πίεσης που εξασκούσε το νερό, όταν ανήλθε στο ύψος των είκοσι μέτρων. Απόρροια της εσωτερικής διάβρωσης υπήρξε ο σχηματισμός ανοιγμάτων στους αργιλομαργαϊκούς σχηματισμούς, στο εσωτερικό των οποίων πραγματοποιήθηκαν διαρροές του νερού από τον ταμιευτήρα (Λιακούρης, 1995).

ΑΙΤΙΑ ΔΙΑΦΥΓΩΝ ΚΑΙ ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΕΣ ΕΝΤΟΠΙΣΜΟΥ ΤΟΥΣ

Πραγματοποιήθηκαν τρεις ερευνητικές γεωτρήσεις που έγιναν εντός της λεκάνης συνάντησαν σε μικρό βάθος μία μάλιστα κοντά στην επιφάνεια, κρατικοποιημένο

ασβεστόλιθο που θεωρήθηκε από τους Γερμανούς γεωλόγους ως ογκόλιθος μεμονωμένος μέσα στις νεογενείς και τεταρτογενείς αποθέσεις. Τα αποτελέσματα δεν αξιολογήθηκαν σωστά (Μακεδών Θ., 2019).

Ο υδροφόρος ορίζοντας που συνάντησαν οι γεωτρήσεις είχε υδραυλική κλίση με διεύθυνση διαφορετική από αυτήν που θα περίμενε κανείς γεγονός που αποδόθηκε στην περίπλοκη δομή μεταξύ αργιλικών τμημάτων και χαλαρών αποθέσεων. Δεν αξιολογήθηκε σωστά η μορφή των πιεζομετρικών καμπύλων που έδειχναν καθαρά την παρουσία καταβοθρών και κίνηση του νερού προς το τεκτονικό ασβεστολιθικό έξαρμα (κέρας).

Ο εντοπισμός καρστικοποιημένου ασβεστόλιθου σε βάθος 20 - 26 m, θα έπρεπε εκεί να γίνει πυκνότερο δίκτυο γεωτρήσεων που θα τον εντόπιζε σε λίγα μόνο μέτρα από την επιφάνεια. Με την πλήρωση του ταμιευτήρα και την αύξηση των πιέσεων έσπασε το μικρού πάχους επιφανειακό κάλυμμα, νερά εισήλθαν στο karst, προκάλεσαν εσωτερική διάβρωση και άνοιξαν και νέους δρόμους στα καρστικά έγκοιλα.

Οι δοκιμές διαπερατότητας στα ιζήματα έδωσαν τιμές $10^{-5} - 10^{-6} \text{ m/s}$. Οι τιμές αυτές δεν αξιολογήθηκαν σωστά.

Οι σχηματισμοί θεωρήθηκαν στεγανοί ενώ οι επιφανειακές εμφανίσεις του ασβεστόλιθου θεωρήθηκαν μεμονωμένοι φερτοί όγκοι. Το γεωερευνητικό πρόγραμμα εντόπισε επίσης τον καρστικοποιημένο ασβεστόλιθο στη λεκάνη του ταμιευτήρα σε βάθος 20-26 m και στον πόδα του φράγματος σε >90 m.

Παρατηρούνται για πρώτη φορά διαφυγές νερού από τη στάθμη των 604,2 m (περίπου 8 m ύψος στον ταμιευτήρα) ενώ από τις 10-3-1962 αρχίζει η καταμέτρησή τους. Τα στοιχεία που καταγράφηκαν είναι (Μακεδών Θ., 2019):

- Για στάθμη 606,9 m (ύψος 11m, όγκος 2,57.106 m³) $Q=1.82 \text{ m}^3 / \text{s}$ ή 157.000 m³ /d
- Για την ανώτατη στάθμη 617,2 m (ύψος 22 m, όγκος 11.106 m³) $Q =5 \text{ m}^3 / \text{s}$ ή 432.000 m³ /d

Η ανώτατη στάθμη επιτεύχθηκε για λίγο χρόνο μόνο και μετά την πτώση της διαπιστώθηκε η παρουσία μεγάλου αριθμού Καρστικών δομών (καταβόθρες, δολίνες, ρωγμές, καθιζήσεις κ.λπ.) που παρατάσσονται σε δύο διευθύνσεις που συγκλίνουν μέσα στον ταμιευτήρα.

Επιχειρήθηκαν μέτρα αποκατάστασης όπως κάλυψη των σημείων διαφυγής με αργιλικούς τάπητες και κατευθυνόμενη απόθεση ιζημάτων της λεκάνης χωρίς αποτέλεσμα όμως, μια και η αύξηση της στάθμης πάνω από τα 603 m επέφερε την ανάπτυξη νέων καταβοθρών (Μακεδών Θ., 2019).

6. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΩΝ ΕΝΕΣΕΩΝ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ SEEP/W

Στη συγκεκριμένη εργασία διερευνήθηκε η αποτελεσματικότητα της δημιουργίας κουρτίνας τσιμεντενέσεων όσο αφορά τη μείωση της διαπερατότητας του γεωλογικού σχηματισμού. Η θεωρούμενη κουρτίνα τσιμεντενέσεων σχεδιάστηκε με ενέσεις διάχυσης με ένεμα τύπου αιωρήματος μέσα στην σήραγγα τσιμεντενέσεων του σχεδιαζόμενου έργου. Το γεωλογικό υπόβαθρο στη θέση έδρασης του φράγματος, θεωρήθηκε ότι αποτελείται από φυλλίτες με παρεμβολές χαλαζίτη. Η μείωση της διαπερατότητας σε τέτοιου είδους πετρώματα συνήθως επιτυγχάνεται με τσιμεντένεμα εξαιρετικά λεπτού τσιμέντου.

Στο φράγμα που μελετήθηκε λήφθηκαν υπόψιν τα εξής:

- ✓ Διείσδυση του ενέματος και κοκομετρία του τσιμέντου που χρησιμοποιήθηκε.
- ✓ Επιλογή μεθόδου και βάθους που κατασκευάστηκε η κουρτίνα των τσιμεντενέσεων.
- ✓ Πιέσεις που ασκήθηκαν και αναλογίες ενέματος στο συγκεκριμένο πέτρωμα κατά την τσιμεντένεση.

6.1.1. Διείσδυση του ενέματος και κοκομετρία του τσιμέντου

Σύμφωνα με την ΕΛΟΤ ΤΟ 1501-11-03-05-00:2009, ως λεπτόκοκκα τσιμέντα χαρακτηρίζονται εκείνα τα οποία εμφανίζουν μέγιστο μέγεθος κόκκου, $d_{95} < 20 \mu\text{m}$.

Για το υπό εξέταση υπόβαθρο φράγματος που προσομοιώνεται σαν ομογενές, το άνοιγμα των ασυνεχειών μπορεί να φτάσει το 0,1 mm. Με δεδομένο το άνοιγμα, επιλύονται οι ανισώσεις έτσι ώστε να ικανοποιούνται οι σχέσεις 5.3 και 5.4 και να μην ικανοποιείται η σχέση 5.5.

Τα αποτελέσματα δείχνουν ότι η ένεση μπορεί να πραγματοποιηθεί με τα επιθυμητά αποτελέσματα διείσδυσης μόνο με λεπτόκοκκο ένεμα μικρότερο ή ίσο των 20 μm λόγω του μικρού ανοίγματος των ασυνεχειών (εξισώσεις 6.1, 6.2 και 6.3).

$$N = \frac{d \text{ (ασυνεχειας)}}{d_{85} \text{ (αιωρηματος)}} = 5,9 > 3 \quad [6.1]$$

$$N = \frac{d \text{ (ασυνεχειας)}}{d_{95} \text{ (αιωρηματος)}} = 5,27 > 5 \quad [6.2]$$

$$N = \frac{d \text{ (ασυνεχειας)}}{d_{95} \text{ (αιωρηματος)}} = 5,27 < 2 \quad [6.3]$$

Όσον αφορά του συγκριμένο πετρωμα (γραφιτικός σχιστόλιθος και φυλλίτης με παρεμβολές χαλαζίτη), θεωρώντας ότι το άνοιγμα των ασυνεχειών φτάνει μέχρι το 0,1 mm και η κοκομετρία του αιωρήματος είναι 20 μm, γίνεται κατανοητό ότι η ένεση είναι εφικτή και θα προκληθεί διάχυση του ενέματος 1-3 m (Mitchell 1970). Η απόσταση διείσδυσης στην οποία μπορεί να φτάσει το ένεμα, εξαρτάται ακόμα και από την αραιώση του ενέματος και από την πίεση.

6.1.2. Επιλογή μεθόδου ενέσεων και βάθος

Στο υπό εξέταση φράγμα κατασκευάστηκε κουρτίνα τσιμεντενέσεων εντός της σήραγγας τσιμεντενέσεων.

Το βάθος της κουρτίνας τσιμεντενέσεων υπολογίζεται εμπειρικά ,Λιακούρης, 1995:

$$0.5 \cdot H_{\text{φράγματος}} \leq \text{βάθος κουρτίνας τσιμεντενέσεων} \leq 1.5 \cdot H_{\text{φράγματος}}, \text{ ή}$$

έως το αδιαπέρατο στρώμα.

Στο συγκεκριμένο φράγμα, ύψους 65 m, έγινε προσομοίωση κουρτίνας τσιμεντενέσεων σε βάθη των 30 – 50 – 80 m.

6.1.3. Πιέσεις που ασκήθηκαν και αναλογίες ενέματος στο συγκεκριμένο πέτρωμα κατά την τσιμεντένεση

Για τις τσιμεντενέσεις που εκτελούνται από την επιφάνεια του εδάφους, η πίεση που ασκείται σε ένα βάθος δεν πρέπει να ξεπερνά το βάρος των υπερκείμενων σχηματισμών, αυξημένη με συντελεστή, ανάλογα με την ποιότητα της βραχώμαζας σε αυτό το βάθος.

Στο υπό μελέτη φράγμα, οι πιέσεις που εφαρμόστηκαν υπολογίστηκαν από την Σχέση 4.4 και παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.1. Αντιστοιχούν στις οριακές πιέσεις κάθε σταδίου τσιμεντένευσης.

Ο τύπος του ενέματος που προτείνεται είναι αιώρημα σε αναλογία τσιμέντο – νερό 1:1 με 2% κατά βάρος μπετονίτη.

Πίνακας 6.1: Πιέσεις που ασκήθηκαν κατά την ενεμάτωση.

Στάδιο τσιμεντένευσης (βάθος σε m)	Εφαρμοζόμενη πίεση στο μανόμετρο (bar)
1,5 – 5	2
5 – 10	4
10 – 15	5
15 – 20	6
20 – 25	7
25 – 30	8
30 – 35	9
35 – 40	10
40 - 45	11
45 - 50	12

6.2. Λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε για τις επιλύσεις

Χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SEEP/W, που χρησιμοποιεί κώδικα πεπερασμένων στοιχείων για την προσομοίωση της κίνησης του νερού και της κατανομής της πίεσης των πόρων. Επιλύθηκαν διάφορα σενάρια έτσι ώστε να επιτευχθεί ο βέλτιστος σχεδιασμός των τσιμεντένευσεων. Κάθε παραμετρική ανάλυση περιλαμβάνει τρία στάδια. Αρχικά επιλέγεται η γεωμετρία του προβλήματος και γίνεται η διακριτοποίηση του πεδίου. Στη συνέχεια προσδιορίζονται οι ιδιότητες των υλικών για τις επιμέρους περιοχές. Τέλος ορίζονται οι

οριακές συνθήκες. Ορίζεται ο επιθυμητός τύπος ανάλυσης της ροής: Steady state Analysis ή Transient flow Analysis και ακολουθεί η επίλυση ροής. (GEO-SLOPE International Ltd (2009).

Α) Αρχικά ορίζεται η γεωμετρία του μοντέλου ορίζεται. Με τη βοήθεια αλγορίθμων, παράγονται αυτόματα τα πεπερασμένα στοιχεία και διαμορφώνεται ο κানাβος (mesh), χωρίς να απαιτείται περαιτέρω προσπάθεια από τη πλευρά του χρήστη. Ενδεχόμενες αλλαγές στο πλέγμα μπορούν να γίνουν αλλάζοντας την παράμετρο που ορίζει το μέγεθος των πεπερασμένων στοιχείων του μοντέλου (global element size parameter).

Β) Έπειτα ορίζονται οι ιδιότητες των υλικών. Στο SEEP/W υπάρχουν οι παρακάτω επιλογές για ορισμό της συμπεριφοράς των υλικών:

- Μοντέλο κορεσμένου/ακόρεστου εδάφους – Saturated/Unsaturated model
- Μοντέλο κορεσμένου εδάφους – Saturated only model
- Μοντέλο διεπιφάνειας – Interface model

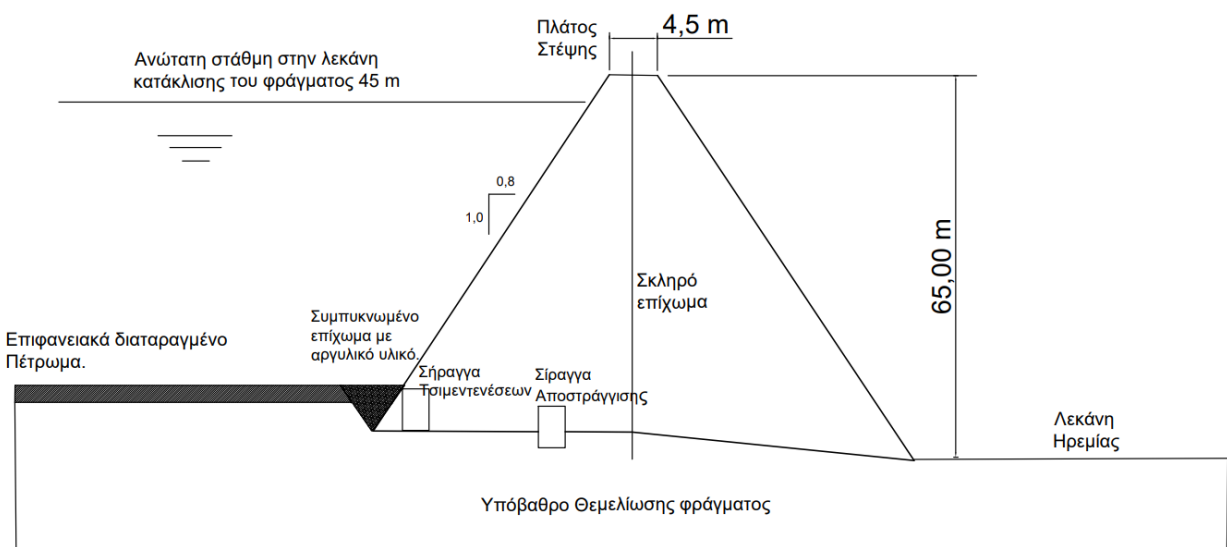
Γ) Οι οριακές συνθήκες προσδιορίζονται στο τελευταίο στάδιο πριν την επίλυση του προβλήματος. Υπάρχουν οι εξής τύποι οριακών συνθηκών:

- Υδραυλικό φορτίο, σε m (H-Head, P-Press. Head)
- Συνολική ροή, σε m^3/sec (Q-Total Flux)
- Μοναδιαία ροή κατά μήκος πλευράς πεπερασμένου στοιχείου, σε m/sec (q-Unit Flux)
- Υδραυλική βαθμίδα, που είναι αδιάστατο μέγεθος

6.3. Γεωμετρία του μελετούμενου μοντελου

Στο Σχήμα 6.1 παρουσιάζεται η γεωμετρία του μοντέλου που μελετήθηκε και προσομοιώθηκε με την βοήθεια του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων Seep/w. Το έργο έχει τα εξής τεχνικά χαρακτηριστικά:

- Έχει κατασκευαστεί από κυλινδρούμενο σκληρό επίχωμα (Roller Compacted Concrete – RCC) με ανάντι στεγανό μανδύα σπλισμένου σκυροδέματος.



Σχήμα 6.1: Τομή του υπό εξέταση φράγματος.

- Το ύψος του είναι 65 m.
- Το μήκος του είναι 200 m.
- Η μέγιστη στάθμη του νερού είναι 45 m.
- Το γεωλογικό υπόβαθρό του αποτελείται από γραφιτικό σχιστόλιθο και φυλλίτες με παρεμβολές χαλαζιτών.

6.4. Παράμετροι που ορίστηκαν στο πρόγραμμα SEEP/W για την επίλυση

Μετά το σχεδιασμό του μοντέλου καθορίστηκαν τα υλικά του σώματος του φράγματος και των υποκείμενων σχηματισμών.

Οι υδραυλικές παράμετροι που ορίζονται στο πρόγραμμα είναι η υδραυλική αγωγιμότητα, (k) και η περιεκτικότητα νερού ανά μονάδα όγκου γεωλογικού υλικού (volumetric water content, VWC). Στο SEEP/W οι υδραυλικές αυτές παράμετροι πρέπει να ορίζονται ως συναρτήσεις,

προκειμένου να είναι δυνατή η απόδοση της συμπεριφοράς κάθε φάσης (κορεσμένης–ακόρεστης) των υλικών.

Υδραυλική αγωγιμότητα

Η συνάρτηση υδραυλικής αγωγιμότητας εκφράζει την ικανότητα του εδάφους να μεταφέρει νερό διαμέσου των κενών του υπό συνθήκες ακόρεστες ή κορεσμού. Σε συνθήκες κορεσμού όλος ο όγκος κενών έχει πληρωθεί με νερό ενώ σε περιπτώσεις που μέρος των πόρων καλύπτεται από αέρα, τα αντίστοιχα κενά δεν συμβάλουν στη μεταφορά του νερού μειώνοντας την υδραυλική του αγωγιμότητα

Για να οριστεί η συνάρτηση της υδραυλικής αγωγιμότητας επιλέγεται *Define* \Rightarrow *Hydraulic Functions* \Rightarrow *Hydraulic Conductivity*.

Με βάση αποτελέσματα από τις δοκιμές εισπίεσης Lugeon σε όμοιο σχηματισμό (Γραφικό σχιστόλιθο με παρεμβολές φυλλίτη) μελετήθηκε μια νέα τιμή του συντελεστή υδροπερατότητας (k) και εισάγεται στο πρόγραμμα, για το υπόβαθρο θεμελίωσης. Στην περίπτωση του υπόβαθρου που εξετάσθηκε στη παρούσα εργασία η μέση περατότητα θεωρήθηκε της τάξης 7.54×10^{-5} m/sec.

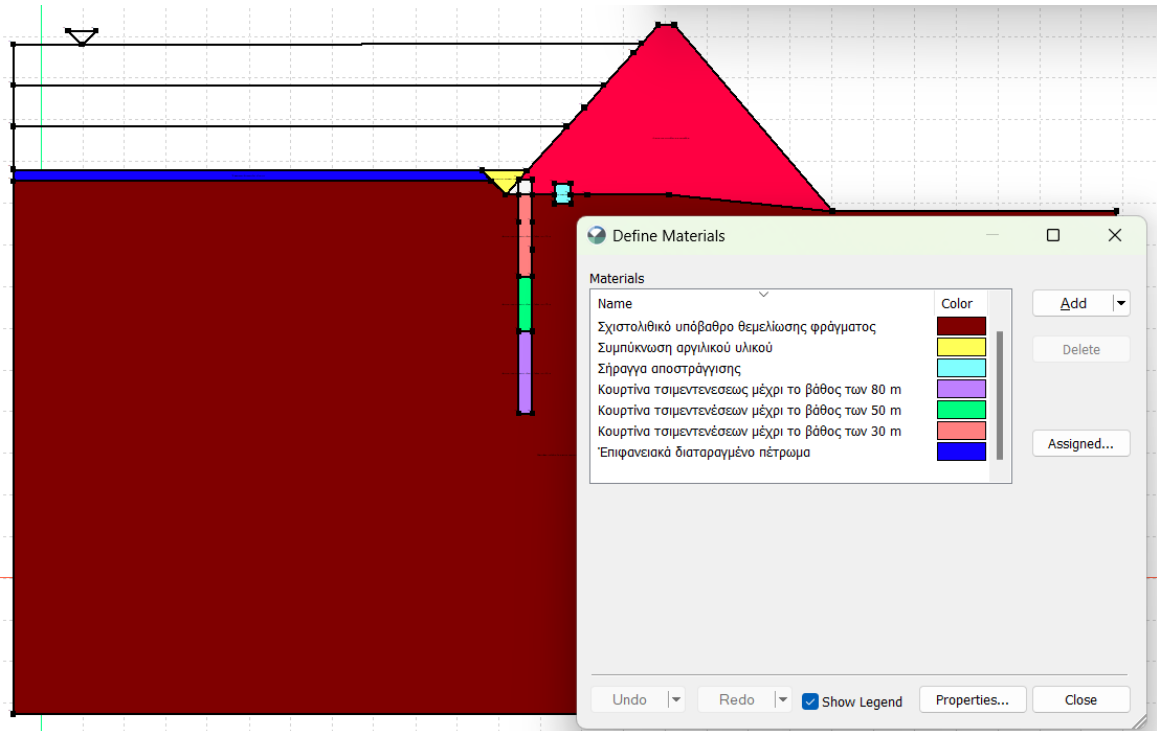
Οι τιμές υδροπερατότητας των υλικών του σώματος του φράγματος που είναι κατασκευασμένο από κυλινδρούμενο σκυρόδεμα (RCC) θεωρήθηκε με περατότητα της τάξης 1×10^{-9} m/sec (αδιαπέρατο) .

Περιεκτικότητα σε νερό ανά μονάδα όγκου εδάφους.

Το λογισμικό απαιτεί και τη «συνάρτηση της περιεκτικότητας σε νερό ανά μονάδα όγκου εδάφους» (VWC-Fn), η οποία αποδίδει τον όγκο του νερού που μπορεί να αποθηκευτεί σε ένα γεωϋλικό σε συνάρτηση πάντα με την πίεση των πόρων. Καθώς η πίεση πόρων αυξάνει και το υλικό από κορεσμένο αρχίζει να γίνεται ακόρεστο, η περιεκτικότητα του σε νερό μειώνεται. Η περιεκτικότητα σε νερό ανά μονάδα όγκου γεωϋλικού ορίζεται ως το ενεργό πορώδες πολλαπλασιασμένο με το βαθμό κορεσμού. Συνεπώς, για κορεσμένα γεωϋλικά, είναι ίση με το ενεργό πορώδες

Ο ορισμός της περιεκτικότητας σε νερό ανά μονάδα όγκου γεωϋλικού ορίζεται μέσω των εντολών *Define* \Rightarrow *Hydraulic Functions* \Rightarrow *Vol. Water Content*.

Στη συνέχεια ορίζεται ο πίνακας ιδιοτήτων των γεωυλικών του σώματος του φράγματος και της υποκείμενης ζώνης έδρασης του σχήμα 6.2.



Σχήμα 6.2: Πίνακας ιδιοτήτων γεωυλικών φράγματος.

Για κάθε υλικό ορίσθηκαν:

1. Η διαπερατότητα ως συνάρτηση $K-Fn$.
2. Το περιεχόμενο νερό ανά μονάδα όγκου εδάφους ως συνάρτηση $VWC-Fn$.
3. Ο λόγος της υδροπερατότητας στην οριζόντια και στην κατακόρυφη διεύθυνση.
Παραδοχή: $k_x=k_y \Rightarrow K-Ratio=1$.
4. Η διεύθυνση της k ($K-Direction$) που επιτρέπει τον ορισμό της υδροπερατότητας σε διεύθυνση εκτός από τις $X-Y$ (Για $0^\circ \Rightarrow k=k_x$).
5. Στο συγκεκριμένο μοντέλο, στην ανάντη και κατάντη πλευρά του σώματος του φράγματος, οι οριακές συνθήκες ορίστηκαν με βάση το υδραυλικό φορτίο (Head H).

Στο λογισμικό "SEEP/W" απαιτείται η διακριτοποίηση των ζωνών των μοντέλων σε πεπερασμένα στοιχεία.

Ορισμός οριακών συνθηκών

Ο ορισμός των οριακών αρχικών συνθηκών γίνεται σε δύο στάδια. Αρχικά επιλέγεται ο τύπος (boundary type) και η τιμή του ορίου και στη συνέχεια καθορίζονται οι κόμβοι στους οποίους θα εφαρμοστεί.

Από το κύριο μενού επιλέγεται *Draw* \Rightarrow *Boundary Conditions*. Εμφανίζεται το παράθυρο διαλόγου *Draw Boundary Conditions*, όπου από το αναπτυσσόμενο πεδίο *Type* καθορίζεται ο τύπος του ορίου (*Head H*, *Total Hydraulic Flux Q*, *Unit Hydraulic Flux q*, *Unit Gradient i*, *Pressure Head P*) και η τιμή εφαρμογής του.

Για το συγκεκριμένο μοντέλο, ως καταλληλότερες οριακές συνθήκες θεωρήθηκαν τα επίπεδα (στάθμες) νερού.

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

$$H = \left(\frac{u}{\gamma_w} \right) + y \quad [6.4]$$

Όπου:

H = υδραυλικό φορτίο (m)

u = πίεση πόρων στο συγκεκριμένο σημείο (kPa)

γ_w = μοναδιαίο βάρος του νερού (kN/m³)

y = ύψος θέσης (απόσταση από επίπεδο αναφοράς) (m)

Αποτέλεσμα αυτών είναι ότι το ολικό φορτίο H , στην ανάντη πλευρά ισούται με το ύψος της ανώτατης στάθμης λειτουργίας ($H = 195.00$ m) ενώ στην κατόντη ισούται με το υψόμετρο θέσης του σημείου ($H = 150.00$ m).

Οι οριακές συνθήκες ορίσθηκαν στην τυπική διατομή του φράγματος (στους εξωτερικούς κόμβους των ανάλογων στοιχείων διακριτοποίησης).

Διατομές υπολογισμού διαφυγών του νερού

Οι διαφυγές νερού μέσα από το σώμα του φράγματος εκτιμήθηκαν με διατομές σε διάφορες θέσεις, μέσα στις οποίες θα γίνουν οι υπολογισμοί.

Σχεδιάσθηκαν δυο τομές, μία στην κατόντη πλευρά του φράγματος και μία κοντά στην σήραγγα αποστράγγισης του φράγματος. Τα αποτελέσματα της παραμετρικής ανάλυσης παρουσιάζονται στην ενότητα 6.5.

6.5. Υπολογισμός της ροής για διάφορα μεγέθη της κουρτίνας τσιμεντενέσεων

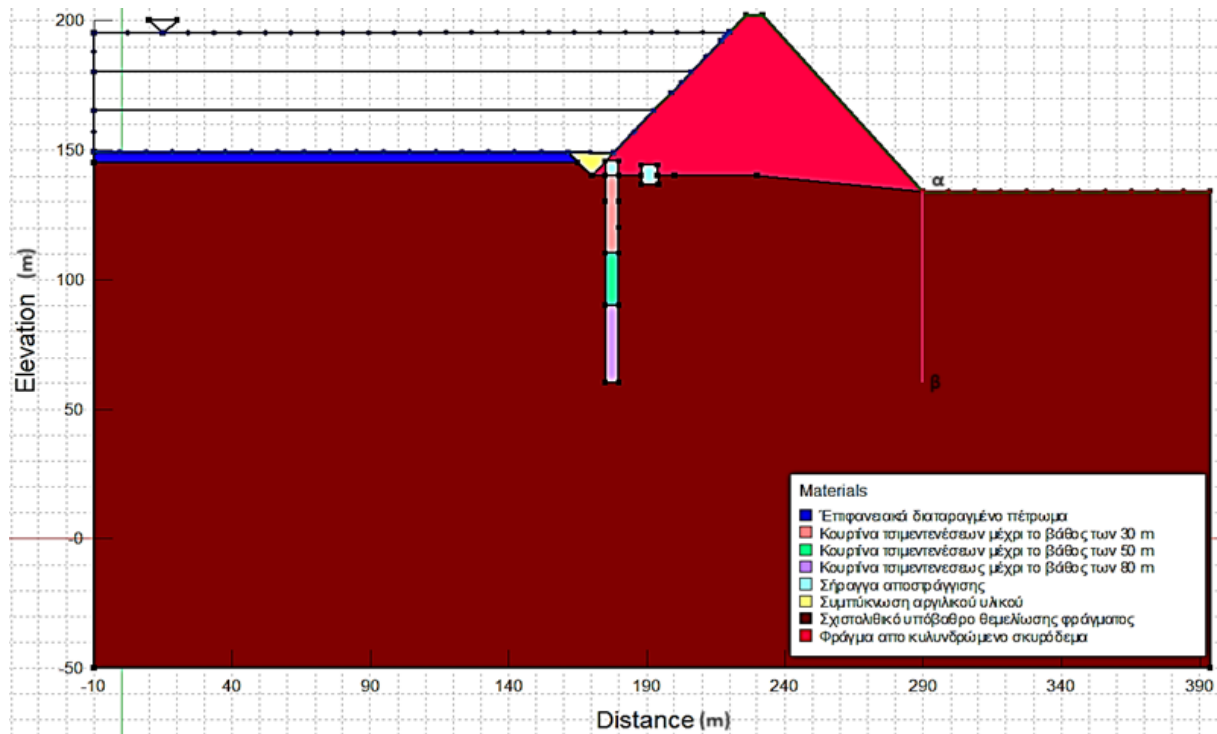
Έχοντας σχεδιάσει την κουρτίνα τσιμεντενέσεων για το συγκεκριμένο φράγμα κατασκευασμένο από κυλινδρούμενο σκυρόδεμα με ανάντη στεγανό μανδύα που εδράζεται πάνω σε ένα υπόβαθρο που αποτελείται από γραφιτικούς σχιστόλιθους – φυλλίτες με στρώσεις χαλαζιτών μεγάλου πάχους, στο σχήμα 6.3 παρουσιάζεται η γεωμετρία του υπό εξέταση φράγματος.

Ακολουθεί η μελέτη 3 επιλύσεων:

1. Την εκτίμηση της απώλειας(διαρροών) σε διάφορα βάθη.
2. Την διερεύνηση της περατότητα του υλικού της τσιμεντένεσης στο μέγεθος των απωλειών.
3. Την επίδραση του ύψος της στάθμης του νερού στη λεκάνη κατάκλισης του φράγματος.

Για την προσομοίωση των παραπάνω σεναρίων λήφθηκαν υπόψη επιπλέον τα εξής δεδομένα:

- ✓ Το σώμα του φράγματος και οι υποκείμενοι σχηματισμοί θεωρήθηκαν ομοιογενή, ώστε να ισχύει ο νόμος του Darcy.
- ✓ Οι τιμές διαπερατότητας των υλικών, ελήφθησαν από την βιβλιογραφία δεδομένα αναφερόμενα με δοκιμές διαπερατότητας (Lugeon), σε παρόμοιους σχηματισμούς.
- ✓ Το σώμα του φράγματος και οι υποκείμενοι σχηματισμοί θεωρήθηκαν ισότροποι ($K_y/K_x=1$).
- ✓ Πραγματοποιήθηκε ανάλυση θεωρώντας συνθήκες σταθερής κατάστασης ροής (Steady Staty Analyse).

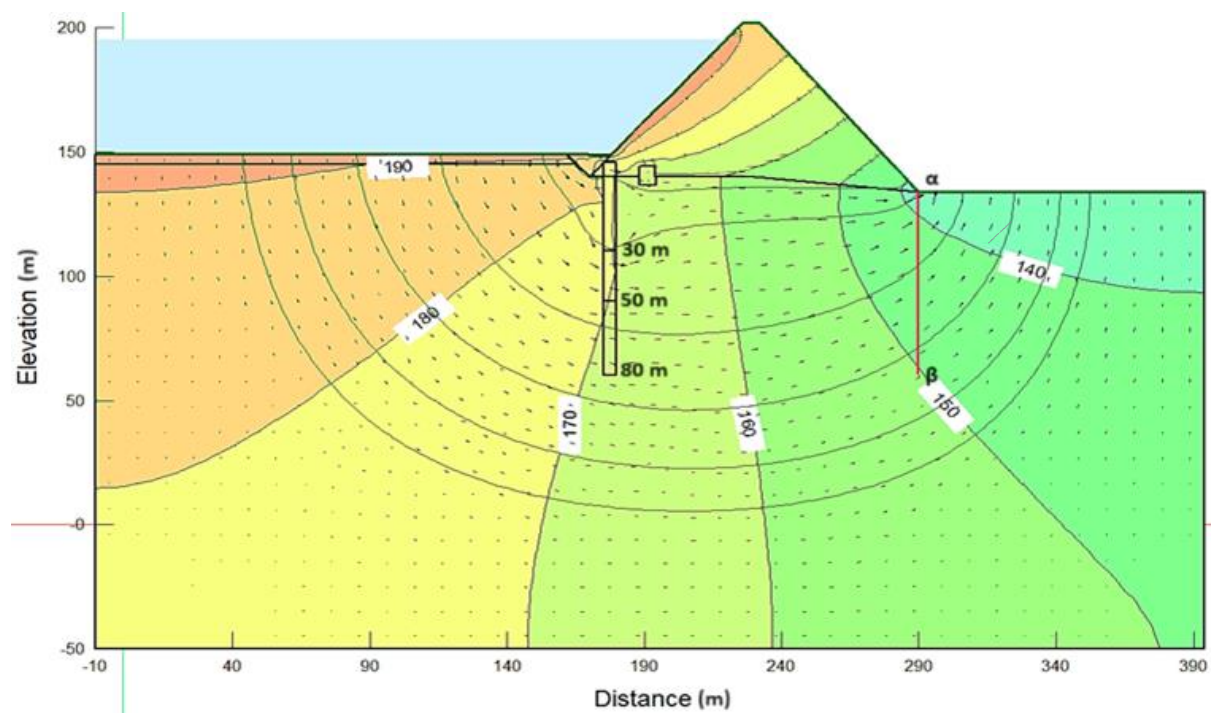


Σχήμα 6.3: Γεωμετρία του υπό εξέταση τυπικού φράγματος.

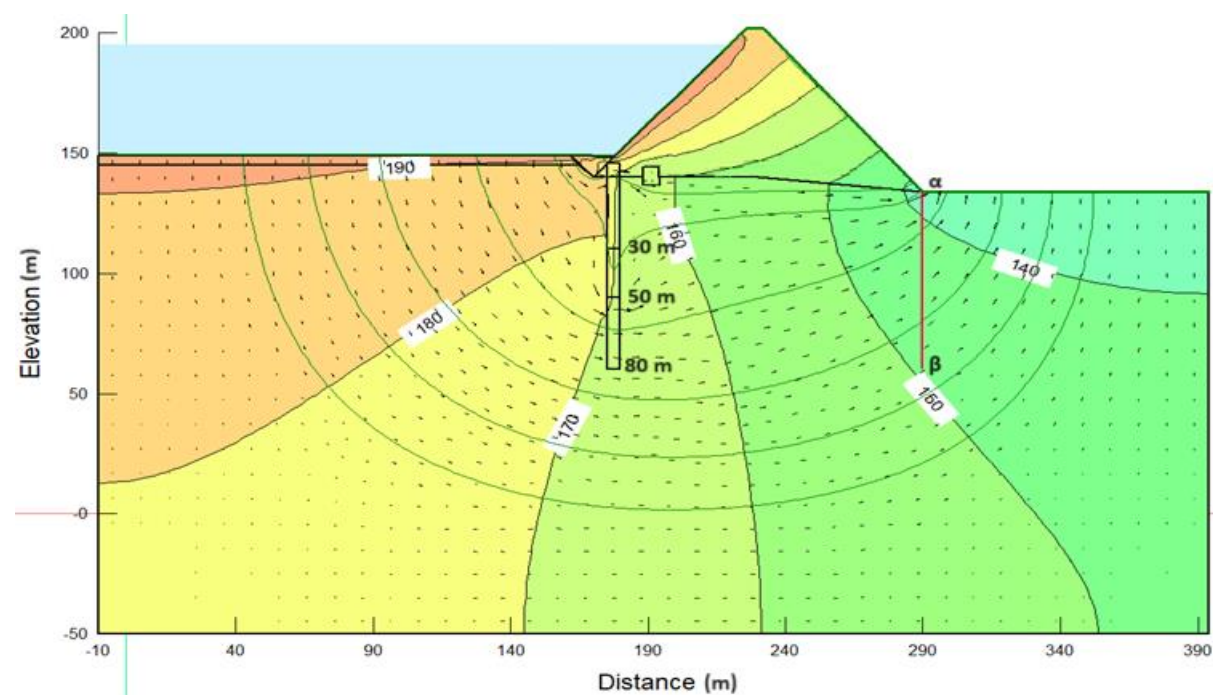
Ανάλυση 1

Η κουρτίνα τσιμεντενέσεων έχει αναπτυχθεί σε διάφορα βάθη (30, 50 και 80 m), με περατότητα 10^{-8} m/s. Η στάθμη του νερού της λεκάνης κατάκλισης είναι 45 m από τον πυθμένα του φράγματος.

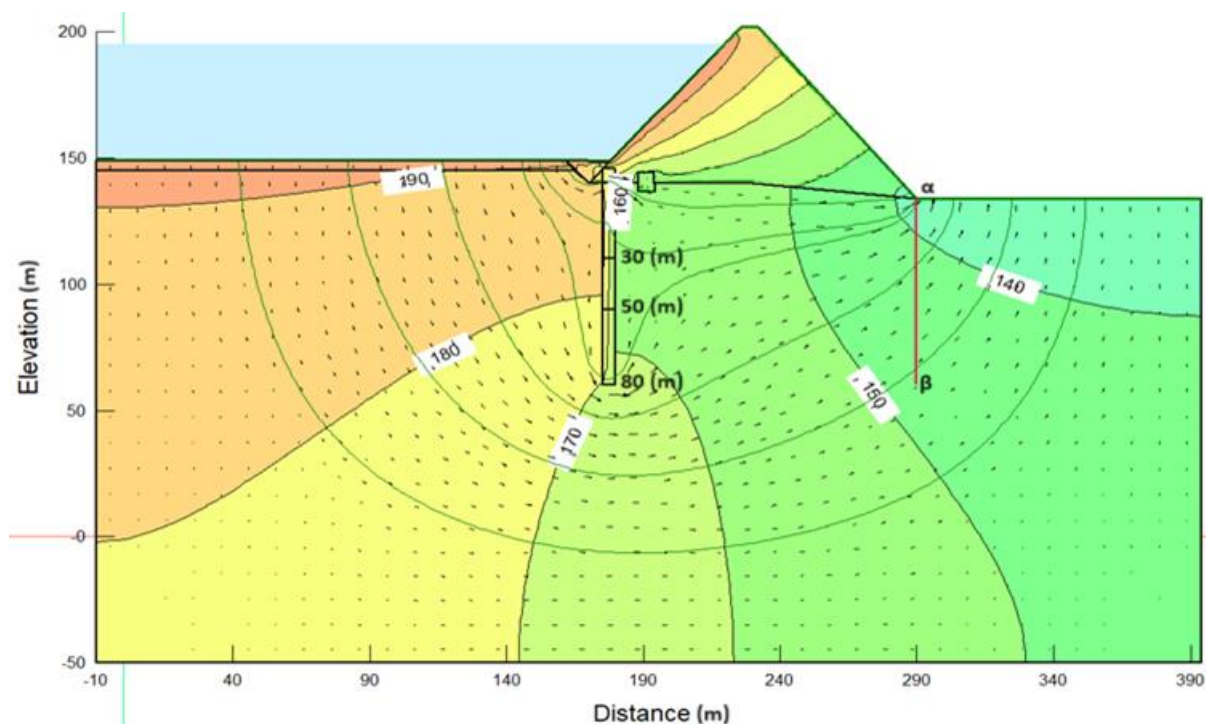
Στα Σχήματα 6.4, 6.5, 6.6 φαίνονται οι γραμμές ροής του νερού και οι ισοδυναμικές καμπύλες (σε m στήλης νερού) για το βάθος των 30, 50, 80 m αντίστοιχα.



Σχήμα 6.4: Γραμμές ροής και ισοδυναμικές καμπύλες (σε m) για βάθος κουρτίνας τσιμεντενέσεων 30 m.



Σχήμα 6.5: Γραμμές ροής και ισοδυναμικές καμπύλες (σε m) για βάθος κουρτίνας τσιμεντενέσεων 50 m.

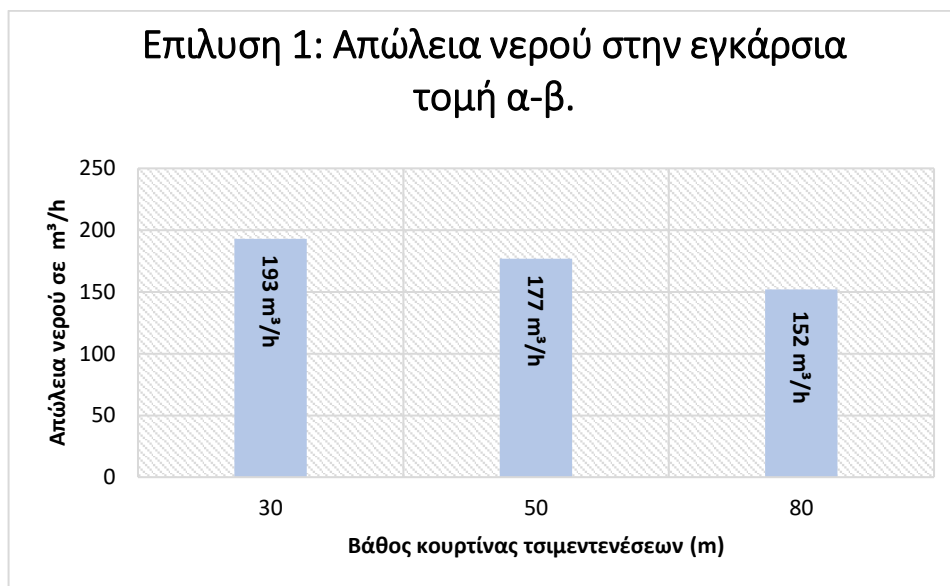


Σχήμα 6.6: Γραμμές ροής και ισοδυναμικές καμπύλες (σε m) για βάθος κουρτίνας τσιμεντενέσεων 80 m.

Συγκεντρωτικά στον Πίνακα 6.2 παρουσιάζεται η απώλεια νερού σε m^3/h στην διατομή α-β που επιλέχτηκε εγκάρσια στην κατάντη πλευρά του φράγματος για τις τρεις περιπτώσεις της επίλυσης 1, με αναγωγή στο μήκος του φράγματος (200m).

Πίνακας 6.2: Απώλεια νερού (m^3/h) στην εγκάρσια τομή α-β, κατάντη πλευρά του φράγματος σε διάφορα βάθη της κουρτίνας τσιμεντενέσεων.

	Βάθος κουρτίνας τσιμεντενέσεων 30 m	Βάθος κουρτίνας τσιμεντενέσεων 50 m	Βάθος κουρτίνας τσιμεντενέσεων 80 m.
Απώλεια Νερού (m^3/h) στην επιλεγμένη τομή α-β, κατάντη του φράγματος	193	177	152



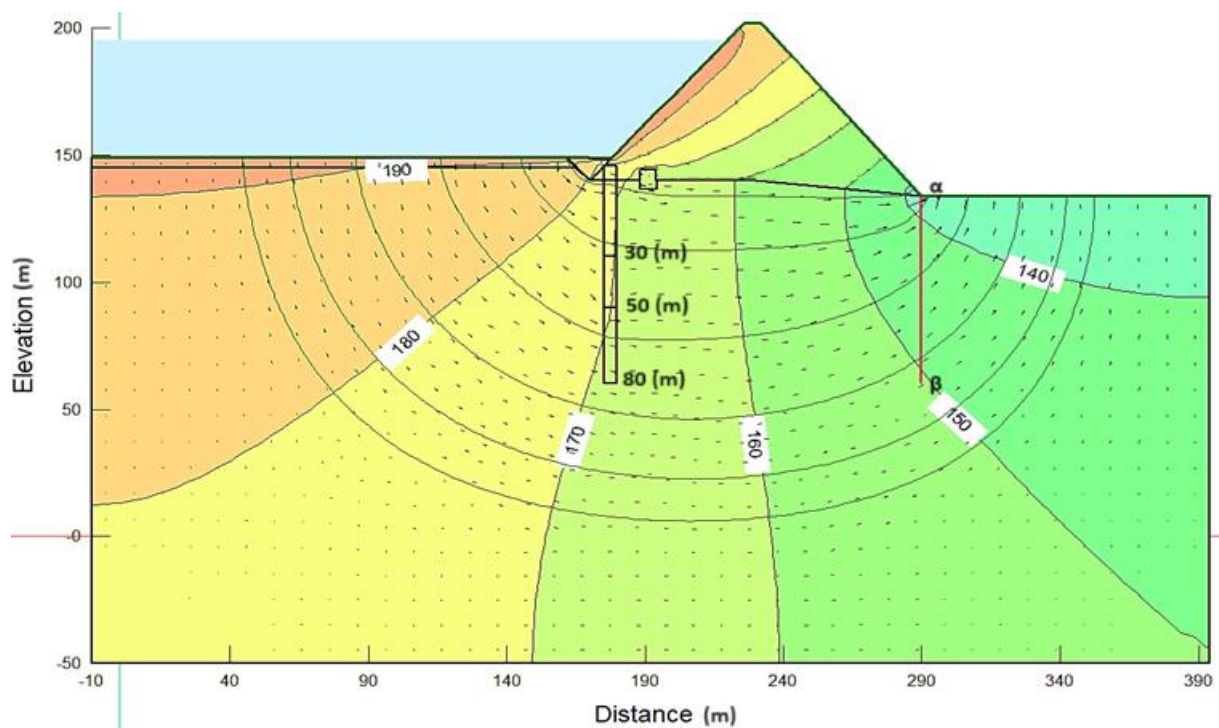
Σχήμα 6.7: Επίδραση βάθους κουρτίνας τσιμεντενέσεων στην απώλεια του νερού.

Σύμφωνα με τον Πίνακα 6.2, αποτυπώνεται αναλογική μείωση της απώλειας νερού με την αύξηση του βάθους της κουρτίνας τσιμεντενέσεων.

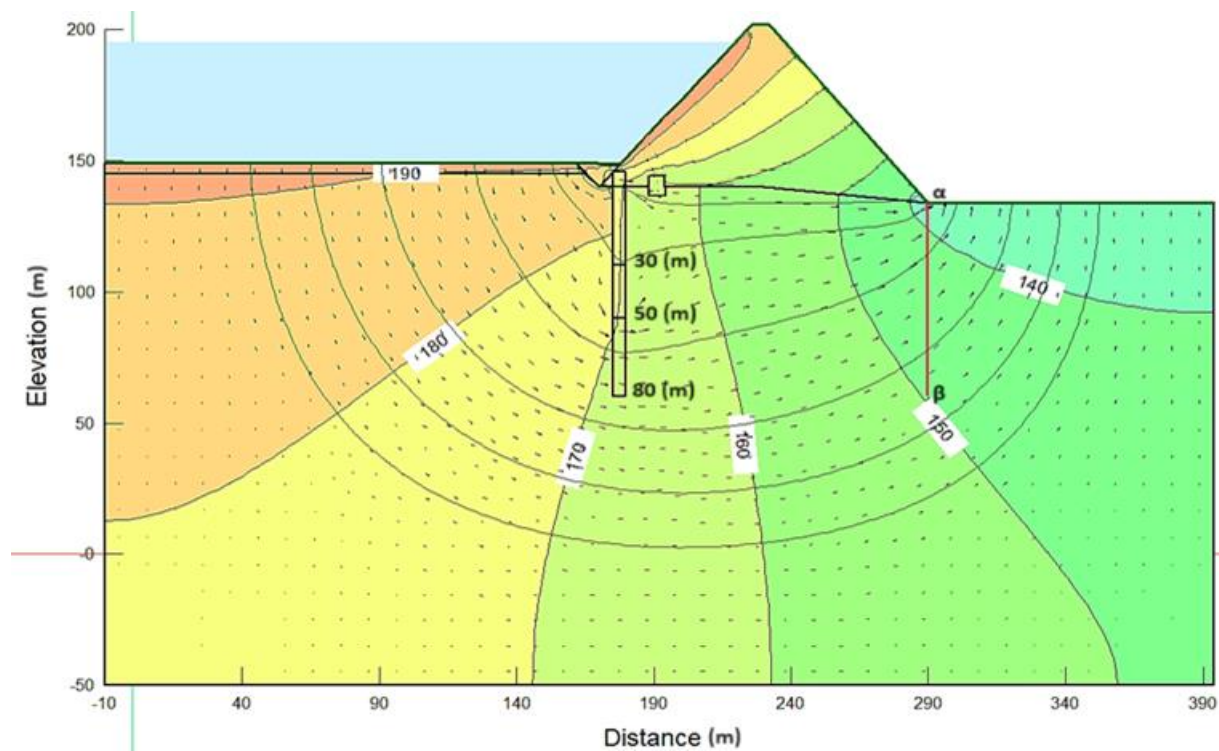
Ανάλυση 2

Η κουρτίνα τσιμεντενέσεων έχει αναπτυχθεί μέχρι το βάθος των 50 m, με περατότητες 10^{-5} , 10^{-6} , 10^{-7} και 10^{-8} m/s. Η στάθμη του νερού της λεκάνης κατάκλισης είναι στα 45 m από τον πυθμένα του φράγματος.

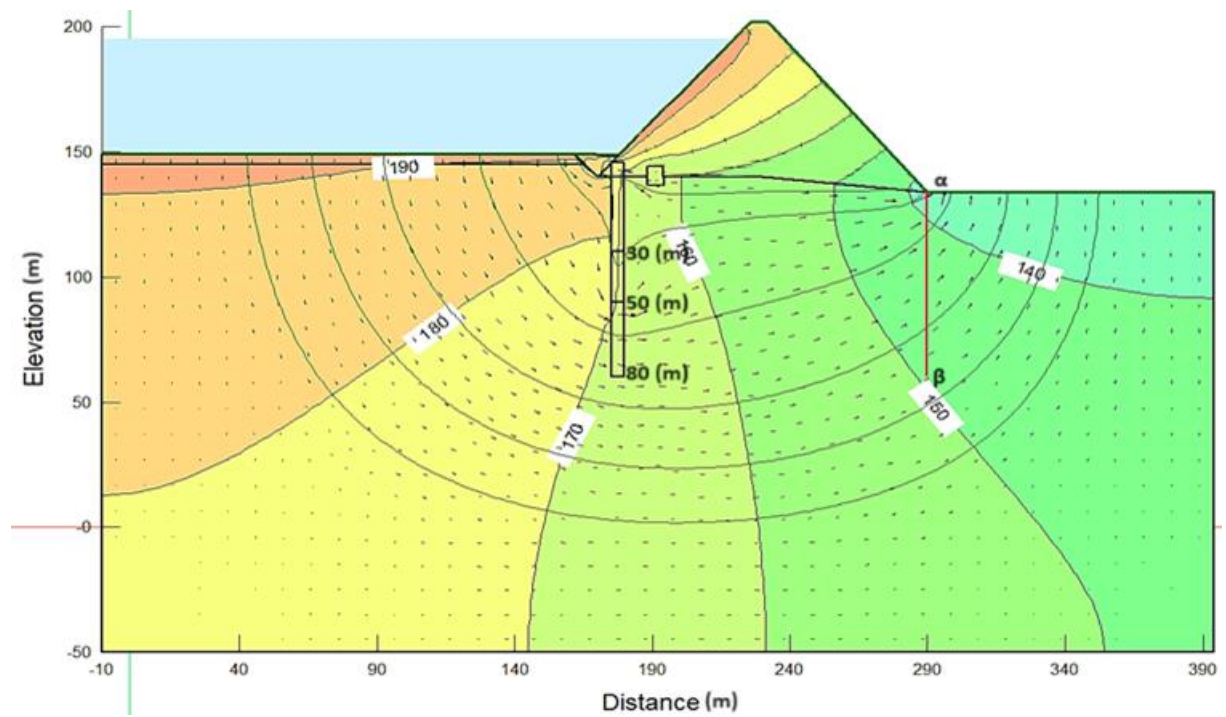
Στο Σχήμα 6.8, 6.9, 6.10, φαίνονται οι γραμμές ροής του νερού και ισοδυναμικές καμπύλες (σε m στήλης νερού) για περατότητα της κουρτίνας τσιμεντενέσεων 10^{-5} m/s, 10^{-6} m/s, 10^{-7} m/s, 10^{-8} m/s αντίστοιχα .



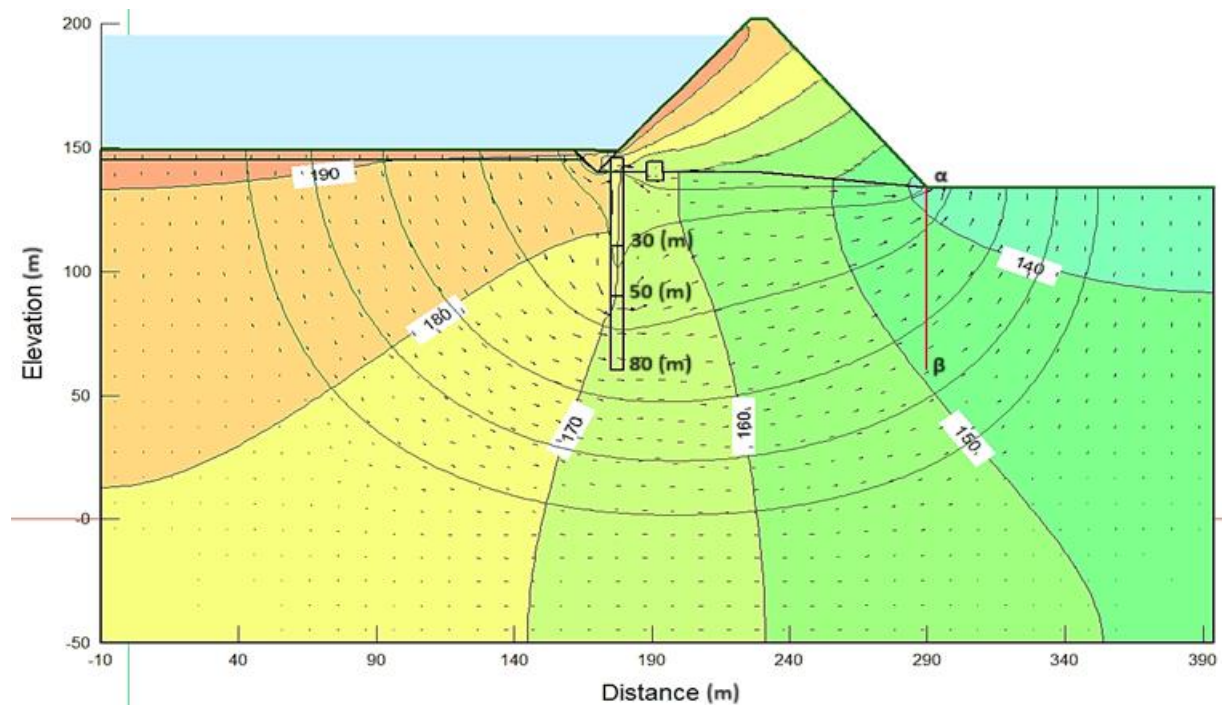
Σχήμα 6.8: Γραμμές ροής και ισοδυναμικές καμπύλες (σε m) με περατότητα της κουρτίνας τσιμεντενέσεων 1×10^{-5} m/s.



Σχήμα 6.9: Γραμμές ροής και ισοδυναμικές καμπύλες (σε m) με περατότητα της κουρτίνας τσιμεντενέσεων 1×10^{-6} m/s.



Σχήμα 6.10: Γραμμές ροής και ισοδυναμικές καμπύλες (σε m) με περατότητα της κουρτίνας τσιμεντενέσεων 1×10^{-7} m/s.

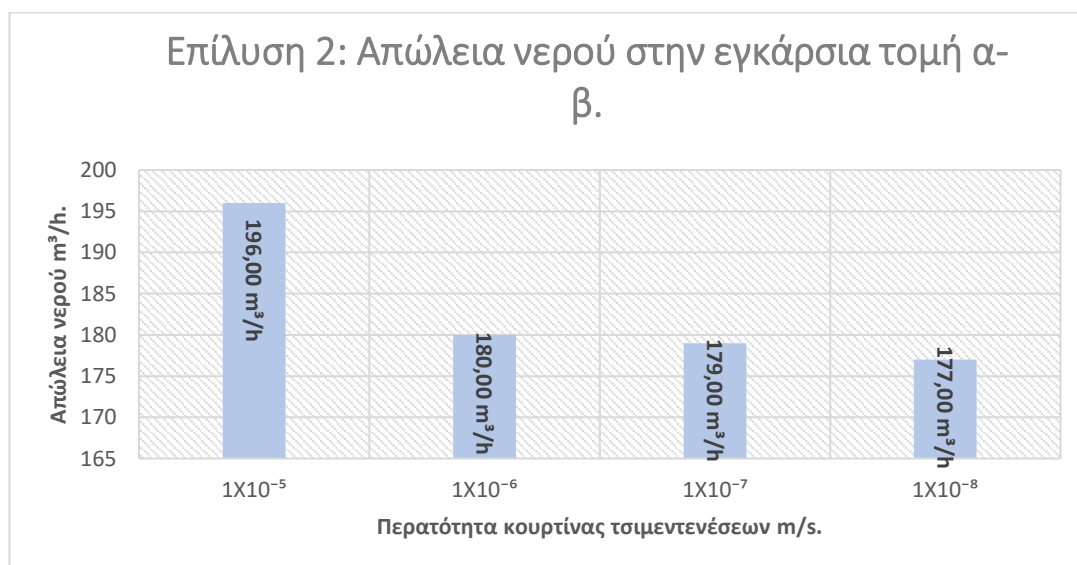


Σχήμα 6.11: Γραμμές ροής και ισοδυναμικές καμπύλες (σε m) με περατότητα της κουρτίνας τσιμεντενέσεων 1×10^{-8} m/s.

Συγκεντρωτικά, στον Πίνακα 6.3 παρουσιάζεται η απώλεια νερού σε m^3/h στην διατομή α-β που επιλέχτηκε εγκάρσια στην κατάντη πλευρά του φράγματος για τις τέσσερις περιπτώσεις της επίλυσης 2 με αναγωγή στο μήκος του φράγματος (200m).

Πίνακας 6.3: Απώλεια νερού (m^3/h) στην εγκάρσια τομή α-β, κατάντη πλευρά του φράγματος μεταβάλλοντας τον συντελεστή περατότητας της κουρτίνας τσιμεντενέσεων.

	Συντελεστής περατότητας κουρτίνας τσιμεντενέσεων $1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$	Συντελεστής περατότητας κουρτίνας τσιμεντενέσεων $1 \times 10^{-6} \text{ m/s}$	Συντελεστής περατότητας κουρτίνας τσιμεντενέσεων $1 \times 10^{-7} \text{ m/s}$	Συντελεστής περατότητας κουρτίνας τσιμεντενέσεων $1 \times 10^{-8} \text{ m/s}$
Απώλεια Νερού (m^3/h) στην επιλεγμένη τομή α-β, κατάντη του φράγματος	196	180	179	177



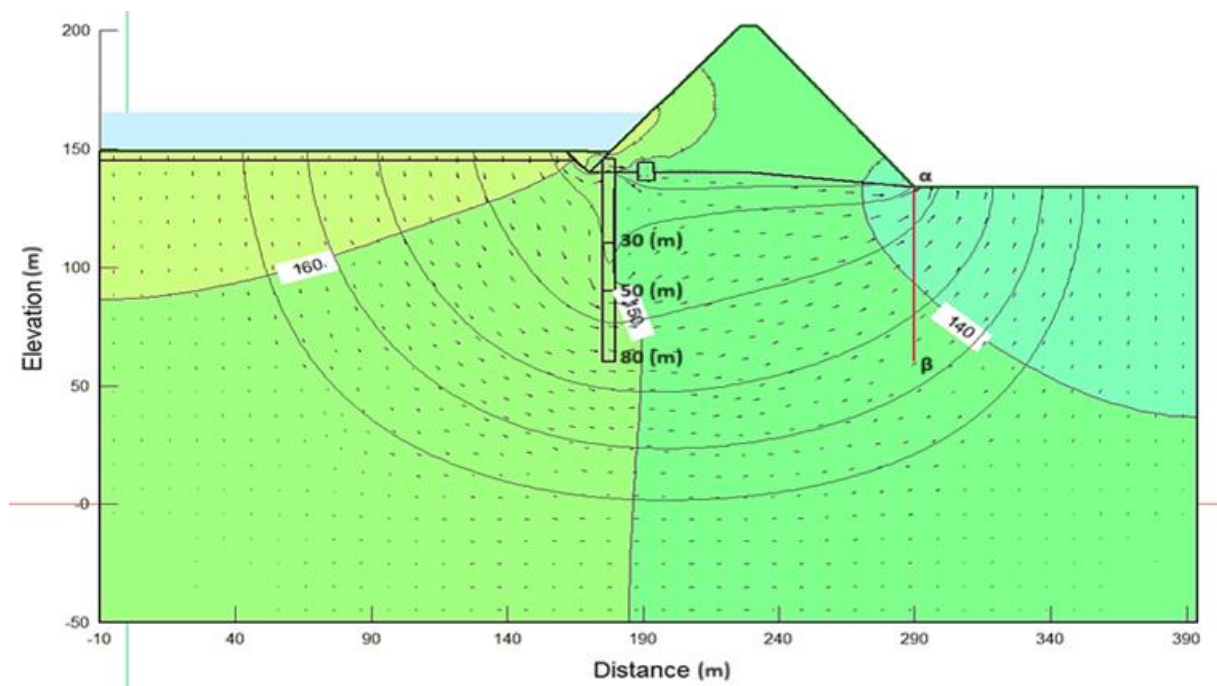
Σχήμα 6.12: Επίδραση διαπερατότητας κουρτίνας τσιμεντενέσεων στην απώλεια νερού.

Σύμφωνα με τον Πίνακα 6.3, στην περίπτωση της κατάντη πλευράς του φράγματος, τομή α-β αποτυπώνεται αρκετά μεγάλη μείωση της απώλειας νερού, αυξάνοντας την διαπερατότητα της κουρτίνας τσιμεντενέσεων από 1×10^{-5} σε 1×10^{-6} , ενώ με πιο αδιαπέρατη κουρτίνα τσιμεντενέσεων 1×10^{-7} και 1×10^{-8} δεν μεταβάλεται σημαντικά η απώλεια.

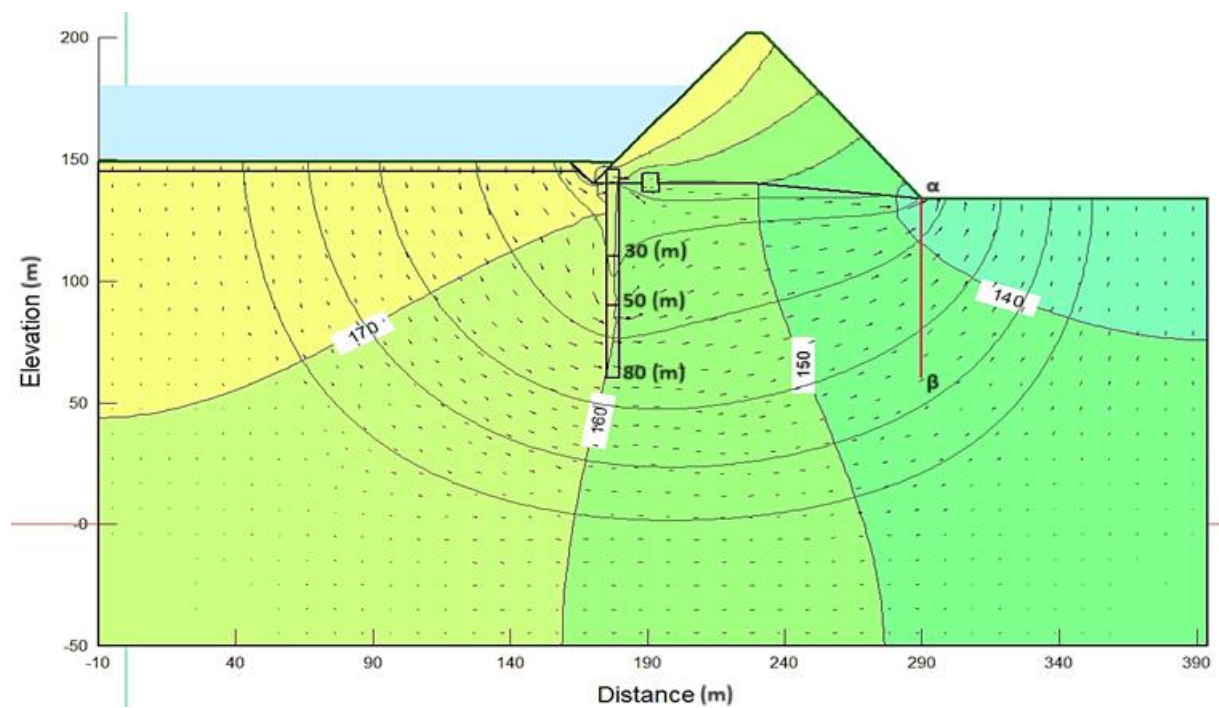
Ανάλυση 3

Η κουρτίνα τσιμεντενέσεων έχει κατασκευαστεί μέχρι το βάθος των 50 m, με περατότητα 10^{-8} m/s. Η στάθμη του νερού μέσα στην λεκάνη κατάκλισης είναι στα 15, 30 και 45 m.

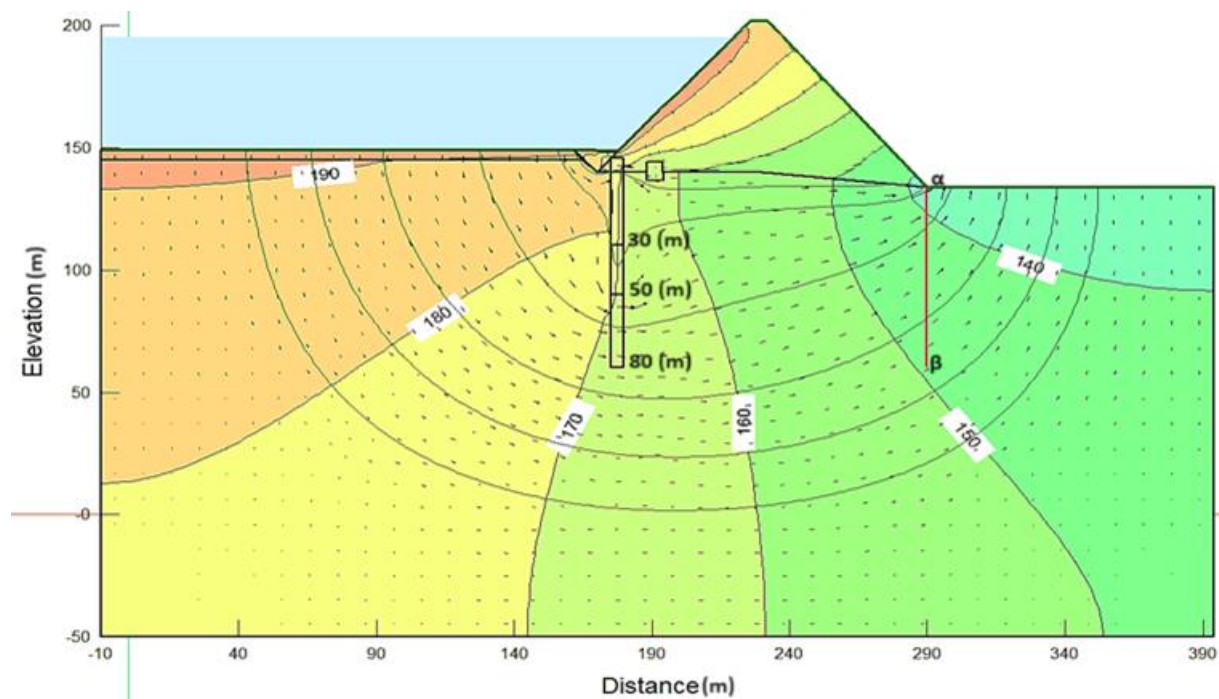
Στο Σχήμα 6.13, 6.14, 6.15 φαίνονται οι γραμμές ροής του νερού και ισοδυναμικές καμπύλες (σε m στήλης νερού) για ύψος νερού της λεκάνης κατάκλισης 15, 30, 45 m αντίστοιχα.



Σχήμα 6.13: Γραμμές ροής και ισοδυναμικές καμπύλες (σε m) προσομοιώνοντας στάθμη νερού στην λεκάνη κατάκλισης 15 m.



Σχήμα 6.14: Γραμμές ροής και ισοδυναμικές καμπύλες (σε m) προσομοιώνοντας στάθμη νερού στην λεκάνη κατάκλισης 30 m.

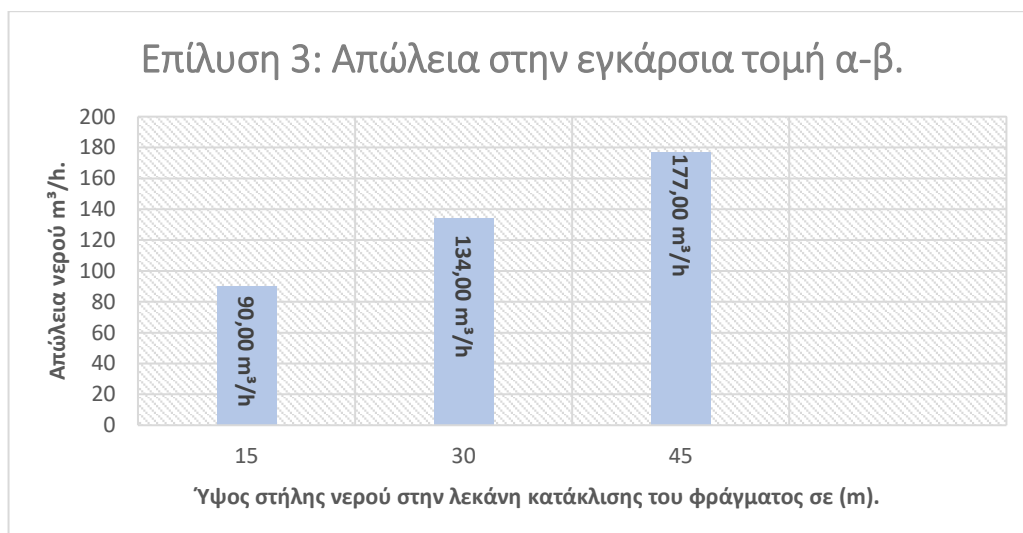


Σχήμα 6.15: Γραμμές ροής και ισοδυναμικές καμπύλες (σε m) προσομοιώνοντας στάθμη νερού στην λεκάνη κατάκλισης 45 m.

Συγκεντρωτικά στον Πίνακα 6.4 παρουσιάζεται η απώλεια νερού σε m^3/h στην εγκάρσια τομή α-β που επιλέχτηκε κατάντη του φράγματος της επίλυσης 3 με αναγωγή στο μήκος του φράγματος (200m).

Πίνακας 6.4: Απώλεια νερού (m^3/h) στην εγκάρσια τομή α-β, κατάντη πλευρά του φράγματος αυξάνοντας την στάθμη του νερού στην λεκάνη κατάκλισης.

	Ύψος νερού στον ταμιευτήρα 15 m	Ύψος νερού στον ταμιευτήρα 30 m	Ύψος νερού στον ταμιευτήρα 45 m
Απώλειες νερού (m^3/h) στην επιλεγμένη τομή α-β, κατάντι του φράγματος.	90	134	177



Σχήμα 6.16: Επίδραση στάθμης νερού της λεκάνης κατάκλισης στην απώλεια νερού.

Σύμφωνα με τον Πίνακα 6.4, στην περίπτωση στην κατάντη πλευρά του φράγματος, αποτυπώνεται αναλογική αύξηση της απώλειας νερού με την αύξηση της στάθμης στην λεκάνη κατάκλισης.

6.6 Διερεύνηση της ανισοτροπίας της ροής στο υπόβαθρο του φράγματος.

Πολλοί σχηματισμοί εμφανίζουν στοιχεία διαστρωμάτωσης (stratification), φύλλωσης (foliation), σχιστότητας (fissuring) και διακλάσεων (jointing). Είναι το αποτέλεσμα της επενέργειας μηχανικής, χημικής και θερμικής καταπόνησης στους σχηματισμούς και σε αυτές οφείλουν την ανισοτροπία και την ετερογένειά τους.

Ο όρος ομοιογένεια περιγράφει την ιδιότητα του, σύμφωνα με την οποία μια ανυσματική ιδιότητα έχει την ίδια τιμή σε παράλληλες διευθύνσεις. Αν η ιδιότητα δεν είναι ανυσματική όπως το πορώδες, τότε το έδαφος είναι ομογενές ως προς την συγκεκριμένη ιδιότητα και έχει παντού την ίδια τιμή (Βουδούρης, 2016).

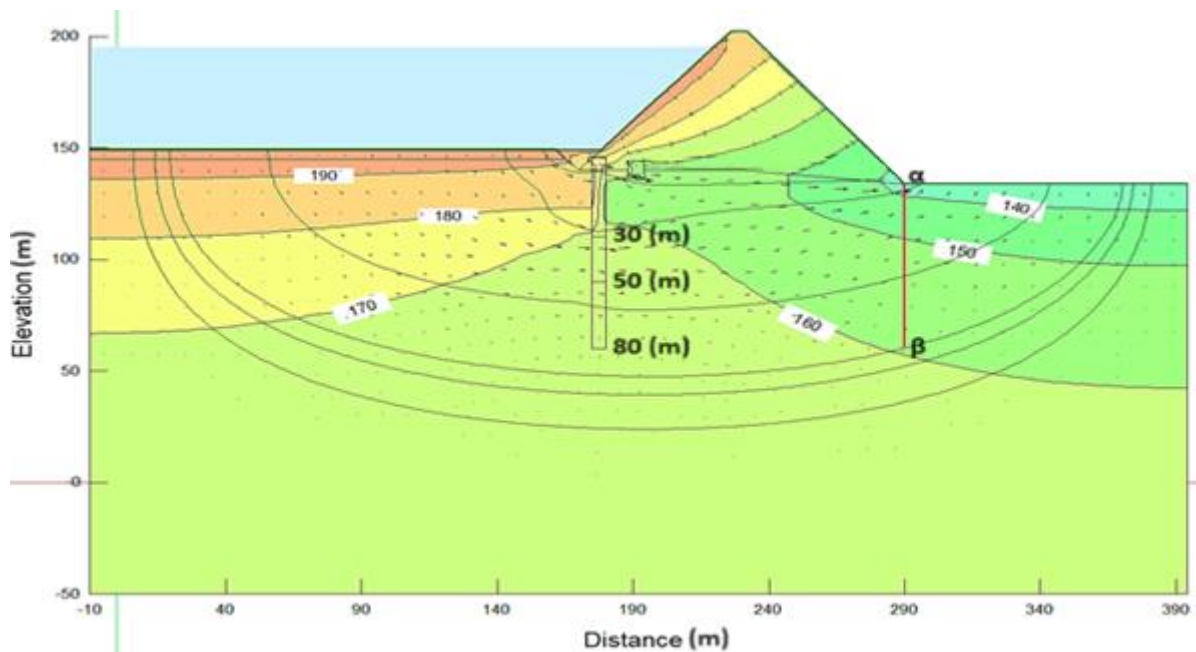
Η ισοτροπία είναι ιδιότητα του εδάφους, σύμφωνα με την οποία μία ανυσματική ιδιότητα (υδροπερατότητα, μεταβιβαστικότητα κ.α.) έχει την ίδια τιμή σε όλες τις διευθύνσεις. Ένα έδαφος μπορεί να είναι ισότροπο ως προς μία ιδιότητα και ανισότροπο ως προς μια άλλη (Βουδούρης, 2016).

Εάν η υδροπερατότητα ενός κορεσμένου εδάφους είναι ανεξάρτητη από την κατεύθυνση της ροής, τότε το έδαφος θεωρείται ισότροπο. Σε πολλούς σχηματισμούς, η υδραυλική αγωγιμότητα μπορεί να διαφοροποιείται τόσο κατά μήκος της οριζόντιας όσο και κατά μήκος της κατακόρυφης διεύθυνσης, με αποτέλεσμα ο λόγος K (K_y/K_x) να λαμβάνει τιμές μεγαλύτερες ή μικρότερες από 1. Οι σχηματισμοί αυτοί χαρακτηρίζονται ως ανισότροποι.

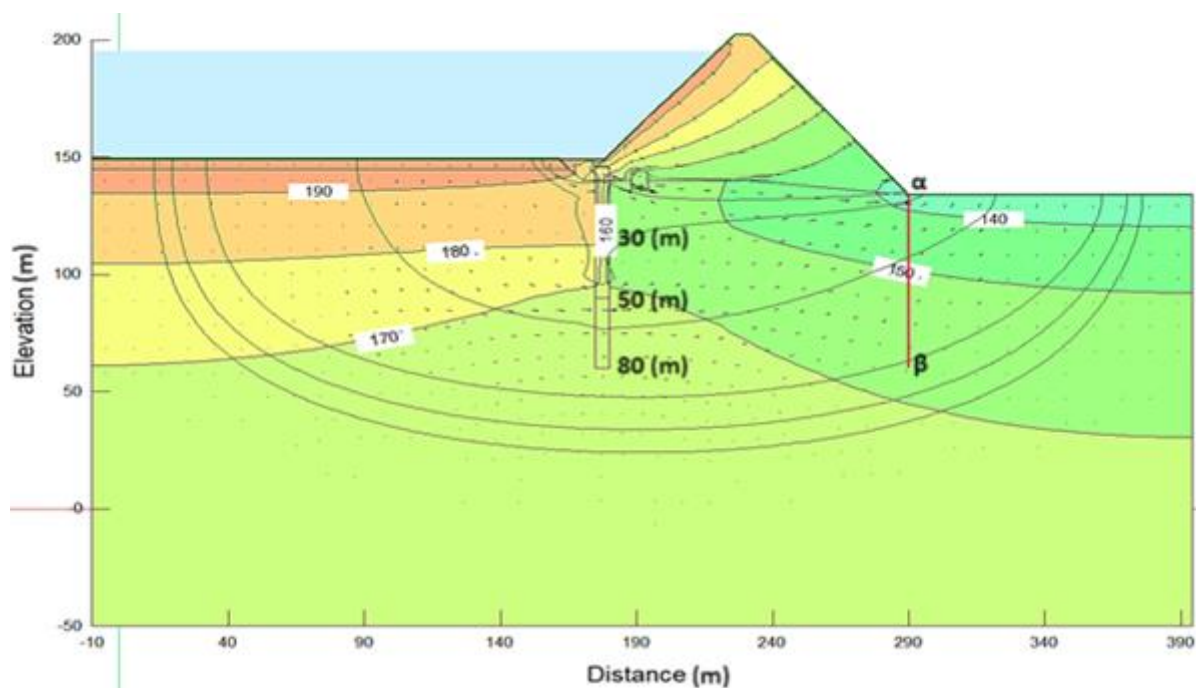
6.6.1 Παραμετρική ανάλυση θεωρώντας ανισότροπη ροή στο υπόβαθρο του φραγματος σε διάφορα βάθη της κουρτίνας τσιμεντενέσεων.

Στο παρακάτω παράδειγμα θα αναλυθεί η περίπτωση σε ένα σύστημα ανισότροπης ροής, όπου η κουρτίνα τσιμεντενέσεων, με περατότητα 10^{-8} m/sec , έχει αναπτυχθεί μέχρι το βάθος των 30, 50 και 80 m. Η στάθμη του νερού της λεκάνης κατάκλισης ορίσθηκε σε $45 \text{ m από τον πυθμένα του φράγματος}$. Οι υδραυλικές αγωγιμότητες ορίστηκαν έτσι ώστε ο λόγος K (K_y/K_x) $=0,1$.

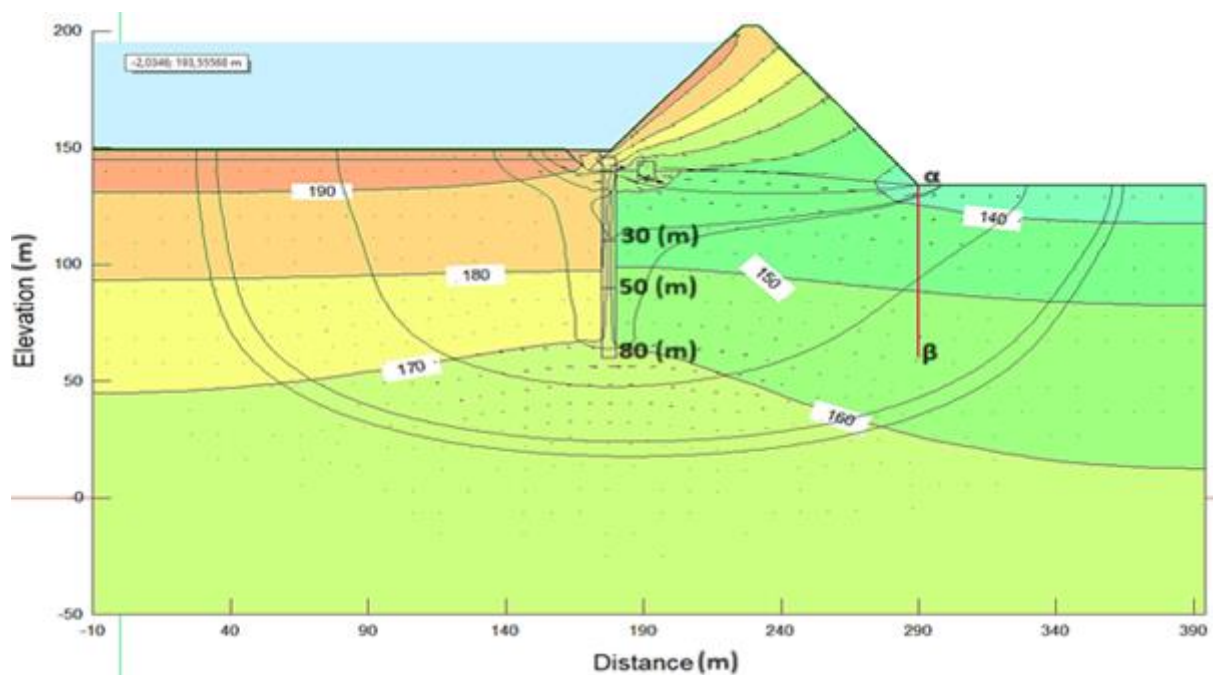
Στο Σχήμα 6.17, 6.18, 6.19 φαίνονται οι γραμμές ροής του νερού και οι ισοδυναμικές καμπύλες ανισότροπης ροής (σε m στήλης νερού) όταν η κουρτίνα τσιμεντενέσεων φτάνει 30 ,50 και 80 m αντίστοιχα.



Σχήμα 6.17: Γραμμές ροής και ισοδυναμικές καμπύλες (σε m) σε ανισότροπη ροή για βάθος κουρτίνας τσιμεντενέσεων 30 m.



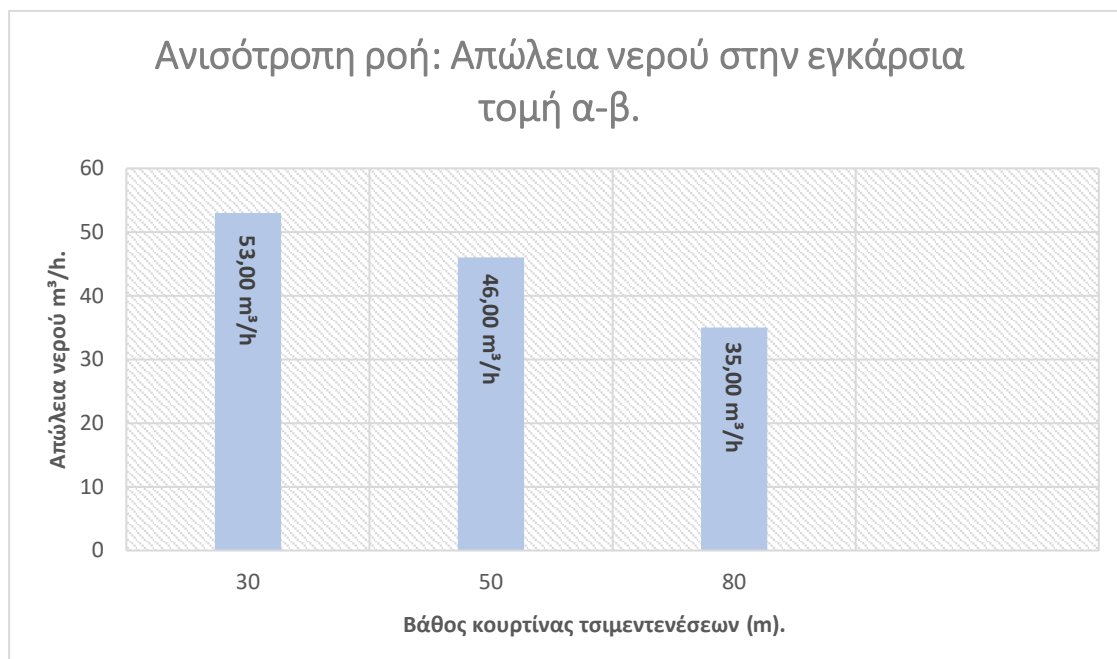
Σχήμα 6.18: Γραμμές ροής και ισοδυναμικές καμπύλες (σε m) σε ανισότροπη ροή για βάθος κουρτίνας τσιμεντενέσεων 50 m.



Σχήμα 6.19: Γραμμές ροής και ισοδυναμικές καμπύλες (σε m) σε ανισότροπη ροή για βάθος κουρτίνας τσιμεντενέσεων 80 m.

Πίνακας 6.5: Απώλεια νερού (m^3/h) με ανισότροπη ροή στην κατάντη πλευράς, σε διάφορα βάθη της κουρτίνας τσιμεντενέσεων.

	Βάθος κουρτίνας τσιμεντενέσεων 30 m	Βάθος κουρτίνας τσιμεντενέσεων 50 m	Βάθος κουρτίνας τσιμεντενέσεων 80 m
Απώλεια Νερού (m^3/h) στην επιλεγμένη τομή α-β κατάντη του φραγματος	53	46	35



Σχήμα 6.20: Επίδραση βάθους κουρτίνας τσιμεντενέσεων στην απώλεια του νερού σε ανισότροπη ροή.

Σύμφωνα με τον Πίνακα 6.5 αποτυπώνεται η αναλογική μείωση της απώλειας νερού με την αύξηση του βάθους της κουρτίνας τσιμεντενέσεων, έχοντας ορίσει ανισότροπη ροή \underline{K} ($K_y/K_x=0,1$), με αναγωγή στο μήκος του φράγματος (200m).

7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ – ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

Λαμβάνοντας υπόψη την βιβλιογραφία (Mitchell 1970), για να πραγματοποιηθεί ο εμποτισμός του συγκεκριμένου πετρώματος στην απόσταση που προβλέπεται (1- 3 m) πρέπει να γίνει χρήση ειδικού λεπτόκοκκου τσιμέντου MC 500/ Alofix MC με διάμετρο κόκκων $d_{max} < 20 \mu m$.

Με βάση τις παραμετρικές επιλύσεις, χρησιμοποιώντας το λογισμικό Seep/W, σε ομογενές σχηματισμό έδρασης του φράγματος με συντελεστή υδροπερατότητας $7.54 \times 10^{-5} \text{ m/sec}$ με αναγωγή στο μήκος του φράγματος 200 m προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

- Όσο αυξάνεται το μήκος της κουρτίνας τσιμεντενέσεων μειώνεται και η απώλεια του νερού. Με κουρτίνα τσιμεντενέσεων βάθους 30, 50 και 80 m εκτιμάται απώλεια νερού 193, 177 και 152 m³/h αντίστοιχα, με στάθμη νερού στην λεκάνη κατάκλισης 45 m και περατότητα της κουρτίνας τσιμεντενέσεων 10^{-8} m/s , σε ποσοστιαίες μονάδες από 30 σε 50 m έχουμε 10% μείωση της απώλειας νερού ενώ από 50 σε 80 m έχουμε μείωση **16%**.
- Όσο μειώνεται η περατότητα της κουρτίνας τσιμεντενέσεων μειώνεται και η απώλεια του νερού. Με περατότητα της κουρτίνας τσιμεντενέσεων 10^{-5} , 10^{-6} , 10^{-7} , 10^{-8} m/sec σημειώνεται απώλεια νερού 196, 180, 179, 177 m³/h αντίστοιχα, με στάθμη νερού στην λεκάνη κατάκλισης 45 m και βάθος τσιμεντενέσεων 50 m, σε ποσοστιαίες μονάδες αποτυπώνεται **10%** μείωση της απώλειας νερού, αυξάνοντας την περατότητα της κουρτίνας τσιμεντενέσεων από 1×10^{-5} σε 1×10^{-6} , ενώ με πιο αδιαπέρατη κουρτίνα τσιμεντενέσεων 1×10^{-7} και 1×10^{-8} , μεταβάλλεται ελάχιστα σε ποσοστό μικρότερο του **1%**.
- Όσο αυξάνεται η στάθμη του νερού στην λεκάνη κατάκλισης του φράγματος, τόσο αυξάνεται και η απώλεια του νερού. Με στάθμη στη λεκάνη κατάκλισης του φράγματος 15, 30, 45 m, έχουμε απώλεια νερού 90, 134, 177 m³/h αντίστοιχα για μήκος τσιμεντενέσεων 50 m και περατότητα της κουρτίνας 10^{-8} m/s , ποσοστιαία αποτυπώνεται αναλογική αύξηση της απώλειας νερού, της τάξης του 35% με την αύξηση της στάθμης στην λεκάνη κατάκλισης από 15 σε 30 και 45 m.

Από την επίλυση της ανάλυσης 1, θεωρώντας ανισοτροπία όσο αφορά την περατότητα των γεωλογικών σχηματισμών έδρασης του φράγματος $K (K_y/K_x)=0,1$, εκτιμάται απώλεια νερού 53, 46 και 35 m³/h, αντίστοιχα, με στάθμη νερού στην λεκάνη κατάκλισης 45 m και περατότητα της κουρτίνας τσιμεντενέσεων 10⁻⁸ m/s ποσοστιαία αποτυπώνεται η αναλογική μείωση της απώλειας νερού με την αύξηση του βάθους της κουρτίνας τσιμεντενέσεων, της τάξης του **20%**.

Για την κατασκευή ενός υδροληπτικού έργου στο συγκεκριμένο υπόβαθρο έχοντας και τα αποτελέσματα της παραμετρικής ανάλυσης προτείνονται τα εξής:

- Κατασκευή κουρτίνας τσιμεντενέσεων σε βάθος μεγαλύτερο των 50 m. Βλέποντας τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την παραμετρική ανάλυση, επιβεβαιώνεται ο εμπειρικός υπολογισμός του βάθους (Λιακούρης, 2005) των τσιμεντενέσεων, ο οποίος στο υπό μελέτη φράγμα κυμαίνεται από 33 m έως 98 m (0,5*Ύψος του φράγματος – 1,5*Ύψος του φράγματος).
- Πραγματοποίηση τσιμεντενέσεων με λεπτόκοκκο τσιμέντο ώστε να μπορέσει να εισχωρήσει και να κλείσει τους πόρους του συγκεκριμένου πετρώματος και να πραγματοποιηθεί η προβλεπόμενη διάχυση 1-3 m (Mitchell 1970), πετυχαίνοντας την επιθυμητή περατότητα της κουρτίνας τσιμεντενέσεων που δεν πρέπει να είναι μικρότερη της τάξης 10⁻⁷ m/s. Η μέγιστη απόσταση των τσιμεντενέσεων δεν μπορεί να υπερβαίνει τα 3 μέτρα και προτείνεται να πραγματοποιηθεί η κουρτίνα τσιμεντενέσεων σε αποστάσεις 1,5 m.
- Η στάθμη του νερού στην λεκάνη κατάκλισης του φράγματος να μην ξεπερνά τα 30 m, διότι παρατηρείται αυξημένη υπόγεια ροή όσο αυξάνεται η στάθμη του νερού από τον πυθμένα του φράγματος. Το υπό μελέτη φράγμα έχει μελετηθεί με μέγιστη στάθμη νερού στην λεκάνη κατάκλισης 45 m, βλέποντας την επίλυση 3 παρατηρούμε αύξηση της τάξης του 35%.
- Οι πιέσεις που θα ασκηθούν κατά την διάρκεια της τσιμεντένεσης να μην ξεπερνούν σε καμία περίπτωση το βάρος των υπερκείμενων.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Ξενόγλωσσες αναφορές

Akbulut, S. & Saglamer, A. (2002). Estimating the groutability of granular soils: a new approach. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 17 371-380.

Anagnostopoulos, C. & Chatziangelou, M. (2008). Compressive Strength of Cement Stabilized Soils, a New Statistical Model". *The Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 13.

Andromalos, K.B., Hegazy, Y.A. & Jasperse, B. H. (2000). Stabilization of Soft Soils by Soil Mixing. *Proceedings of the Soft Ground Technology Conference*, United Engineering Foundation and ASCE Geo-Institute, Noorwijkerhout, Netherlands.

Axelsson, M. & Gustafson, G. (2007), Grouting with high water / solid-ratios –Literature and laboratory study. Technical Report, No. 2007, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden.

Bell, F.G., 1975, "Methods of Treatment of Unstable Ground" , by A.A. Lilley.

Brady, B.H.G. & Brown, E.T. (2006): Rock Mechanics For underground mining.

Bremen R. (1997), "The Use of Additives in Cement Grouts", Bartlw a Taylor R (Eds) *International Journal of Hydropower and Dams*, 4 (1) 71-76

Bruce, A.D., Littlejohn, S. & Naudts, C.A. (1997). Grouting materials for ground treatment: A practitioner's guide. *Proceedings, Conference on Grouting: Compaction, Remediation, Testing*, Vipulanandan C., Editor, Logan, Utah, U.S.A., ASCE, New York, U.S.A. *Geotechnical Special Publication*, 66, 306-334.

Cambefort, H. (1977). The Principles and Applications of Grouting. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 10, 57-95.

CIRIA (2000). Grouting for grouting engineering, CRIRIA press, London, U.K. 17-22.

Dano, C. & Derache, N. (2001). Grout injection in the laboratory, *Proc. Landmarks in Earth Reinforcement*, International Symposium on Earth Reinforcement, Fukuoka, Japan 21-26.

Delfosse-Ribay, E., Djeran-Maigre, I., Cabrillac, R. & Gouvenot, D. (2006). Factors affecting the creep behavior of grouted sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(4), 488-500.

Dupla, J.C., Canou, J. & Gouvenot, D. (2004). An advanced experimental set-up for studying a monodirectional grout injection process. *Ground Improvement, Thomas Telford Ltd*, 8(3), 91-99.

GEO-SLOPE International Ltd (2009). *GeoStudio Tutorials: Includes Student Edition Lessons*. 1st Edition, Calgary – Alberta, Canada.

Hazen, A. (1911). Discussion of dams on sand foundations. *Transactions, American Society of Civil Engineers*, 73, 199-203.

Helal, M. & Krizek, R.J. (1992). Preferred orientation of pore structure in cement-grouted sand. *Proceedings, Conference on Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics. Geotechnical Publication*, 30(1), 526-540.

Henn, R. (1996). *Practical guide to grouting of underground structures*, Thomas Telford.

Holm, G. (1999). *Application of Dry Mix Method for deep soil stabilization. Dry Mix Method for Deep Soil Stabilization*. Balkema, Rotterdam.

Hontoria, E. & Sanchez-Blanco, M. (2006). *Technology innovation in underground construction. Technical Report on Ground Injections, TunConstruct, Intergrated Project*.

Kazemian, S. & Huat, B.B.K. (2009). Assessment and Comparison of Grouting and Injection Methods in Geotechnical Engineering. *European Journal of Scientific Research*, 27(2), 234-247.

Lombardi, G. (2003). Grouting of rock masses. *Proceedings of the 3rd International Conference on Grouting and Ground Treatment*, Johnsen F.L., Bruce A.D. and Byle J.M., Editors, New Orleans, La., U.S.A., ASCE, New York, U.S.A. *Geotechnical Special Publication*, 1(120), 164-197.

Manfred, R.H. (1990). *Engineering Principles of Ground Modification*, 346-402. McGraw-Hill, Inc., U.S.A.

Marinos, P., Hoek, E. (2000). GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation. In: Proceedings of the GeoEng2000 at the international conference on geotechnical and geological engineering, Melbourne, Technomic publishers, Lancaster, pp. 1422-1446.

Marinos, P. (1969). “Geological studies of hydraulic developments in Lauragais (Aude - France)”. Thesis Doctorate in Engineering Ed. Inst. Dolomieu, Faculty of Sciences, 208p, University of Grenoble.

Matsui, S., Nakazato, Y., Tokoro, T. & Takahashi, N. (1996). Basic study grouted sand specimen preparation methods and compressive strength. Proceedings Conference on Grouting and Deep Mixing, 1, 177-182.

Mitchell, J.K. (1970) . In-place treatment of foundation soil. J. Soil Mech. and found Div., ASCE, (96), SMI, 73-110

Moseley, M.P. & Kirsch, K. (2004). Ground Improvement, 119-160. 2nd edition, Spon Press in an imprint of Taylor & Francis group, U. K.

Morris, D.A. & Johnson, A.I. (1967). Summary of Hydrologic and Physical Properties of Rock and Soil Materials, as Analyzed by the Hydrologic Laboratory of the U.S. Geological Survey, 1948-1960. USGS Water Supply Paper: 1839-D.

Qureshi, M.U., Khan, K.M., Bessaih, N., Al Mawali, K. (2014). An empirical relationship between in-situ permeability and RQD of discontinuous sedimentary rocks.

Reuben, H.K. (2003). Chemical Grouting and Soil Stabilization, . 3rd edition, Marcel Dekker, Inc., U.S.A. 113-133.

Sano, M., Shimoda, M., Matsuo, O. & Koseki, J. (1996). Microfine cement grouting as a countermeasure against liquefaction, 1, Proceedings, Conference on Grouting and Deep Mixing, Yonekura R., Terashi M. and Shibazaki M. Editors, Tokyo, Japan, A.A. Balkema., Rotterdam, The Netherlands 65-70.

Schwarz, L.G. & Krizek, R.J. (1994). Effect of preparation technique on permeability and strength of cement-grouted sand. Geotechnical Testing Journal, 17(4), 434-443.

Schwarz, L.G. & Chirumalla, M. (2007). Effect of injection pressure on permeability and strength of microfine cement grouted sand. Geotechnical Special Publication, 168. Proceedings of Sessions of Geo-Denver, Denver, Colorado, U.S.A.

Tornaghi, R. (1983). Soil grouting, 3, 1089-1094. Proceedings, 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Speciality Session 2, Co-Report, Rathmayer H.G. & Saari K.H.O., Editors, Helsinki.

Van der Stoel, A.E.C. (2001). Grouting for pile foundation improvement. PHD Thesis, Kechiche Universiteit Delft, Published and Distributed by: DUP Science.

Verfel, J. (1989). Rock grouting; and diaphragm wall construction, 532. Elsevier, Amsterdam.

Zebovitz, S., Krizek, J.R. & Atmatzidis, D.K. (1989). Injection of fine sands with very fine cement grout. Journal of Geotechnical Engineering, 115(12), 1717-1733.

Ελληνικές αναφορές

Αγιουτάντης, Ζ.Γ. (2010). Στοιχεία Γεωμηχανικής – Μηχανική Πετρωμάτων, Εκδόσεις "ΙΩΝ", Αθήνα.

Ατματζίδης, Δ.Κ. (1988). Ενίσχυση Εδαφών με Αιωρήματα Πολύ Λεπτόκοκκου Τσιμέντου. Πρακτικά, 10 Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής Μηχανικής, Αθήνα, τόμος 2, σελ. 9-13.

Βουδούρης, Κ. (2016). Υδρογεωλογία Περιβάλλοντος, Υπόγεια Νερά & Περιβάλλον. Εκδόσεις Τζιόλα, Θεσσαλονίκη.

Δημόπουλος, Γ. (2008). Τεχνική Γεωλογία, Εκδοτικός οίκος Αδελφών Κυριακίδη Θεσσαλονίκη.

Δρουδάκης, Α. (2009). Αποτελεσματικότητα Ενέσεων Εμποτισμού Εδαφών με Λεπτόκοκκα Τσιμέντα. Διδακτορική Διατριβή. Δημοκρίτειο Πανεπιστήμιο Θράκης, Ξάνθη.

Καλλέργης, Γ.Α. (1999). «Εφαρμοσμένη περιβαλλοντική υδρογεωλογία» Εκδόσεις, Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος.

Κόντου, Α.Ν. (2010-2011). Η Μέθοδος των Αντισταθμιστικών Τσιμεντενέσεων κατά τη διάνοιξη Αβαθών Σηράγγων σε Αστικό Περιβάλλον. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο--Μεταπτυχιακή Εργασία. Διεπιστημονικό-Διατμηματικό Πρόγραμμα Μεταπτυχιακών Σπουδών (Δ.Π.Μ.Σ.) "Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπόγειων Έργων"

Κούκης, Γ. & Σαμπατακάκης, Ν. (2002). Τεχνική Γεωλογία. Εκδόσεις Παπασωτηρίου, Αθήνα.

Κούκης, Γ. & Σαμπατακάκης, Ν. (2007). Γεωλογία Τεχνικών Έργων. Εκδόσεις Παπασωτηρίου, Αθήνα.

Λατινοπουλος Περικλής Δ (1986). Υδραυλική των υπόγειων ροών. Έκδοση : Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Υπηρεσία Δημοσιευμάτων, 1998.

Λιάκουρης, Ε.Δ. (1995). Η γεωλογία και τα φράγματα της Δ.Ε.Η, Διεύθυνση Εκπαίδευσης Δ.Ε.Η., Αθήνα.

Μακεδών, Θ. (2019). Τεχνικά έργα Φράγματα. Π.Μ.Σ Εφαρμοσμένη και Περιβαλλοντική Γεωλογία, Κατεύθυνση Τεχνική Γεωλογία και Περιβάλλον.

Μάρκου, Ι.Ν. (1995). Λειοτριβημένη ελληνική λιγνιτική ιπτάμενη τέφρα σαν υλικό ένεσης τύπου αιωρήματος για την επί-τόπου βελτίωση – ενίσχυση εδαφών. Διδακτορική Διατριβή, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.

Μαρίνος, Π. (1974). Ασυνήθεις μέθοδοι υπολογισμού ή εκτιμήσεως της υδαταγωγιμότητας Τα και περί μιας νέας μεθόδου βασιζομένης επί μετρήσεων πηγαίων παροχών. (πρόδρομος εργασία). Ann. Geol. Pays Helléniques, 26, 367-401, Athènes.

Μαρίνος, Π. (1991). Γεωλογία φραγμάτων. Διεθνείς και ελληνικές εμπειρίες. Πρακτικά ημερίδας Γεωλογία και Φράγματα, ΕΕΤΓ της ΙΑΕΓ, Αθήνα.

Μαρίνος, Π. & Διαμάντης, Ι. (1988). Κεφάλαια Γεωλογίας Μηχανικού. Εισαγωγή στη Τεχνική Γεωλογία. Αθήνα: Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο (Ε.Μ.Π.).

Μαρίνος, Γ.Π. & Καζίλης, Ν. (1991). Στεγανότητα φραγμάτων και ταμιευτήρων. Ταξινόμηση Ελληνικών περιπτώσεων. Πρακτικά ημερίδας Γεωλογία και Φράγματα, ΕΕΤΓ της ΙΑΕΓ, Αθήνα.

Ντοάς, Ε. (2018). Είδη και Τρόποι Εφαρμογές Τσιμεντενέσεων στα Φράγματα. Πτυχιακή Εργασία, Τ.Ε.Ι. Δυτικής Ελλάδας, Πάτρα.

Ο.Α.Κ. Α.Ε. (2013). Παρουσίαση φράγματος Βαλσαμιώτη Ν. Χανίων

Ρόζος, Δ. (2007). Βελτίωση γεωτεχνικής συμπεριφοράς γεωλογικών σχηματισμών. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Μηχανικών Μεταλλείων – Μεταλλουργών, Εργαστήριο Τεχνικής Γεωλογίας – Υδρογεωλογίας, Αθήνα.

Σούλιος, Χ.Γ. (1996). Γενική υδρογεωλογία (Ροή του υπόγειου νερού προς τα υδρομαστευτικά έργα) εκδότης UNIVERSITY STUDIO PRESS.

Τσακίρογλου, Χ. (1990). “Βελτιωμένη μέθοδος ανάλυσης της πορώδους δομής διαπερατών στερεών: Εφαρμογή σε ελληνικά Πετρελαιοφόρα Πετρώματα”, Διδακτορική διατριβή στο Τμήμα Χημικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Πατρών.

Υδροσύστημα Σύμβουλοι Μηχανικοί ΕΠΕ (1993). Οριστική μελέτη φραγμάτων Αλικιανού – Βαλσαμινιώτη, Αθήνα.

Χρηστάρας, Β. (1998). «Εδαφομηχανική και στοιχεία θεμελειώσεων-Συστήματα ταξινόμησης εδαφών».

Χρηστάρας, Β. (2002). «Εργαστηριακές και επι τόπου δοκιμές εδαφομηχανικής» εκδότης ΤΕΧΝΙΚΟ ΕΠΙΜΕΛΗΤΗΡΙΟ ΕΛΛΑΔΟΣ.

Χριστοδούλου, Δ.Ν., Μάρκου, Ι.Ν., Δρουδάκης Α.Ι. (2010). «Ενεσιμότητα αιωρημάτων τσιμέντου σε αμμώδη εδάφη- διερεύνηση και εκτίμηση» 6^ο Πανελλήνιο συνέδριο γεωτεχνικής και γεωπεριβαλλοντικής μηχανικής , Βόλος.

Τεχνικές προδιαγραφές

ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-11-02-04-00:2009 (Τεχνικές προδιαγραφές εκτέλεσης δοκιμών εισπίεσης Lougeon).

ΕΛΟΤ ΤΟ 1501-11-03-05-00:2009 (Τεχνικές προδιαγραφές ενεμάτωσης εδάφους).

ΠΕΤΕΠ 12-07-02-00:2016 (Τεχνικές προδιαγραφές εκτέλεσης τσιμεντενέσεων).

Αναφορές από διαδίκτυο

<https://www.usgs.gov>

<https://www.keller.com>

<https://www.asofoam.co.jp/eng/jigyoku/2nd/power.php>

<https://www.Elebor.gr>

<https://www.temeltek.com.tr/en/ground-improvement/dsm>

<https://www.Kronospumps.com>