



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΔΙΕΠΙΣΤΗΜΟΝΙΚΟ - ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ
ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
«ΕΠΙΣΤΗΜΗ & ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ
ΥΔΑΤΙΚΩΝ ΠΟΡΩΝ»

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΚΑΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ
ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΜΕ ΠΥΡΗΝΑ
ΓΕΩΦΡΑΓΜΑΤΟΣ**

Αρχοντία Β. Λύκου

«ΕΠΙΣΤΗΜΗ &
ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ
ΥΔΑΤΙΚΩΝ
ΠΟΡΩΝ»

Αθήνα, Δεκέμβριος 2013

Επιβλέπων: Λέκτορας Ν. Ι. Μουτάφης

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Με την ολοκλήρωση της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους όσους βοήθησαν στη διεξαγωγή της και στήριξαν την προσπάθειά μου.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες οφείλω στον καθηγητή μου Νικόλαο Μουτάφη για την ευκαιρία που μου έδωσε να συνεργαστώ για ακόμα μία φορά μαζί του, χαρίζοντάς μου πάντα τις πολύτιμες και ανεκτίμητες γνώσεις και συμβουλές του. Η καθοδήγησή του ήταν καθοριστική σε όλη τη διάρκεια των προπτυχιακών και μεταπτυχιακών μου σπουδών, παρακινώντας με πάντα να θέτω υψηλότερους στόχους.

Σημαντική ήταν η βοήθεια που μου προσέφερε ο μηχανικός Φίλιππος Τασσούλης με την καθοδήγησή του στην έναρξη της μεταπτυχιακής μου εργασίας όσον αφορά το λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε.

Θα ήθελα ακόμα να ευχαριστήσω το μηχανικό Χρήστο Φραδέλο που αν και δεν είχε συμμετοχή στη συγκεκριμένη εργασία μου χαρίζει για χρόνια αδιάκοπα τη βοήθεια και συμπαράστασή του.

Κυρίως όμως θα ήθελα να απευθύνω ένα μεγάλο ευχαριστώ στην οικογένειά μου για την ολόψυχη υποστήριξή τους όλα αυτά τα χρόνια.

Αρχοντία Λύκου

Δεκέμβριος, 2013

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ.....	iii
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ.....	v
ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	ix
EXTENDED ABSTRACT.....	xi
Introduction.....	xi
The seepage problem.....	xi
Diaphragm walls.....	xiii
Seepage analysis and outcomes.....	xiv
Summary and Conclusions.....	xviii
1 Εισαγωγή.....	- 1 -
2 Στόχος και δομή μεταπτυχιακής εργασίας.....	- 3 -
3 Γενικά στοιχεία φραγμάτων.....	- 5 -
3.1 Εισαγωγή - Τύποι φραγμάτων.....	- 5 -
3.2 Γεωφράγματα και Διαζώνηση.....	- 7 -
3.3 Περιοχή θεμελίωσης.....	- 11 -
4 Υπόγεια ροή - Βασικές αρχές.....	- 13 -
4.1 Εισαγωγή.....	- 13 -
4.2 Ιδιότητες γεωυλικών.....	- 14 -
4.3 Δυναμική και κινητική ενέργεια νερού - Εξίσωση Bernoulli.....	- 16 -
4.4 Υδραυλική κλίση - Υδραυλική αγωγιμότητα - Νόμος Darcy.....	- 17 -
4.5 Ετερογένεια και ανισοτροπία.....	- 19 -
5 Δίκτυα ροής.....	- 21 -
5.1 Εξίσωση συνέχειας για τρισδιάστατη ροή.....	- 21 -
5.2 Αρχικές και οριακές συνθήκες.....	- 23 -
5.3 Η έννοια του δικτύου ροής.....	- 24 -
5.4 Οδηγίες χάραξης δικτύου ροής.....	- 26 -
5.5 Φρεάτια γραμμή.....	- 28 -
5.6 Υπολογισμός διηθούμενης παροχής νερού.....	- 32 -
6 Δυνάμεις διήθησης.....	- 35 -

6.1	Αρχή ενεργού τάσης.....	- 35 -
6.2	Τάσεις σε έδαφος με διήθηση	- 38 -
6.3	Δυνάμεις διήθησης και κρίσιμη υδραυλική κλίση	- 41 -
7	Έλεγχος διήθησης σε γεωφράγματα	- 43 -
7.1	Γενικά στοιχεία ροής διαμέσου γεωφράγματος.....	- 43 -
7.2	Ο ρόλος της διήθησης στην ευστάθεια της κατασκευής, συνθήκες εφαρμογής των ελέγχων ευστάθειας.....	- 45 -
7.3	Μέθοδοι ελέγχου διήθησης σε γεωφράγματα	- 48 -
8	Διαφραγματικοί τοίχοι	- 51 -
8.1	Γενικά στοιχεία σχεδιασμού και κατασκευής διαφραγματικού τοίχου	- 51 -
8.2	Περιγραφή κύριων μεθόδων κατασκευής διαφραγματικού τοίχου.....	- 56 -
9	Λογισμικό GeoStudio 2007 (SEEP/W)	- 71 -
9.1	Εισαγωγή	- 71 -
9.2	Γεωμετρία και δημιουργία πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων	- 72 -
9.3	Μοντέλα και ιδιότητες υλικών	- 75 -
9.4	Οριακές συνθήκες	- 79 -
9.5	Τύποι ανάλυσης	- 81 -
9.6	Θέματα σχετικά με την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων	- 82 -
10	Μοντελοποίηση διήθησης.....	- 85 -
10.1	Εισαγωγή	- 85 -
10.2	Γεωμετρία μοντέλου	- 86 -
10.3	Ιδιότητες υλικών	- 89 -
10.4	Ορισμός φρεάτιας γραμμής.....	- 91 -
10.5	Οριακές συνθήκες	- 94 -
10.6	Ιδιότητες πεπερασμένων στοιχείων	- 95 -
11	Ανάλυση αποτελεσμάτων διήθησης	- 97 -
11.1	Εισαγωγή	- 97 -
11.2	Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος πρακτικά "μηδενικής" υδραυλικής αγωγιμότητας.....	- 99 -
11.3	Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος χαμηλής υδραυλικής αγωγιμότητας	- 116 -

11.4	Σύγκριση αναπτυσσόμενων υδραυλικών κλίσεων σε συνάρτηση με την υδραυλική αγωγιμότητα διαφράγματος	- 132 -
11.5	Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος πρακτικά "μηδενικής" υδραυλικής αγωγιμότητας σε συνάρτηση με την υδραυλική αγωγιμότητα του πυρήνα και της θεμελίωσης.....	- 134 -
11.6	Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος χαμηλής υδραυλικής αγωγιμότητας σε συνάρτηση με την υδραυλική αγωγιμότητα του πυρήνα και της θεμελίωσης-	137 -
11.7	Συγκεντρωτικά μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος σε συνάρτηση με την υδραυλική αγωγιμότητα του πυρήνα, της θεμελίωσης και του διαφράγματος.....	- 141 -
11.8	Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος χαμηλής υδραυλικής αγωγιμότητας σε συνάρτηση με την κλίση παρειών του πυρήνα	- 143 -
11.9	Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος πρακτικά "μηδενικής" υδραυλικής αγωγιμότητας, με διαπλάτυνση κεφαλής	- 144 -
11.10	Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος χαμηλής υδραυλικής αγωγιμότητας, με διαπλάτυνση κεφαλής	- 149 -
11.11	Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος πρακτικά "μηδενικής" υδραυλικής αγωγιμότητας, με διαπλάτυνση κεφαλής, σε συνάρτηση με την υδραυλική αγωγιμότητα του πυρήνα και της θεμελίωσης	- 158 -
11.12	Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος χαμηλής υδραυλικής αγωγιμότητας, με διαπλάτυνση κεφαλής, σε συνάρτηση με την υδραυλική αγωγιμότητα του πυρήνα και της θεμελίωσης	- 162 -
11.13	Συγκεντρωτικά μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος με διαπλάτυνση κεφαλής σε συνάρτηση με την υδραυλική αγωγιμότητα του πυρήνα, της θεμελίωσης και του διαφράγματος.....	- 167 -
11.14	Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος πρακτικά "μηδενικής" και χαμηλής υδραυλικής αγωγιμότητας, με διαπλάτυνση κεφαλής, για διάφορα μήκη διαπλάτυνσης.....	- 169 -
11.15	Σύνοψη αποτελεσμάτων διήθησης	- 173 -
12	Συμπεράσματα - Προτάσεις.....	- 175 -
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	I
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ	1

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Ο ρόλος διαφραγματικού τοίχου στον έλεγχο της διήθησης νερού στη θεμελίωση των φραγμάτων είναι καθοριστικός, στις περιπτώσεις έδρασης των φραγμάτων σε μεγάλου βάθους αλλουβιακές αποθέσεις, όπου η πλήρης απομάκρυνση τους για την αποκάλυψη του βραχώδους υποβάθρου θεμελίωσης είναι τεχνοοικονομικά ασύμφορη. Σκοπός της μεταπτυχιακής εργασίας είναι η διερεύνηση και ο σχεδιασμός σύνδεσης διαφραγματικού τοίχου με πυρήνα γεωφράγματος με κριτήριο τις αναπτυσσόμενες υδραυλικές κλίσεις στην περιοχή σύνδεσης.

Στην παρούσα εργασία παραθέτονται βασικά στοιχεία για τα γεωφράγματα και στοιχειώδεις έννοιες απαραίτητες για τη μελέτη της διήθησης νερού διαμέσου του σώματος και της θεμελίωσης τους. Γίνεται αναφορά σε βασικές αρχές της υπόγειας ροής, στα δίκτυα ροής και στις αναπτυσσόμενες δυνάμεις διήθησης. Έμφαση δίνεται στη ροή διαμέσου γεωφράγματος, στο ρόλο της διήθησης στην ευστάθεια της κατασκευής και στις μεθόδους ελέγχου της. Για τη διακοπή ή τον έλεγχο της ροής νερού διαμέσου της θεμελίωσης και τον έλεγχο των ανωστικών πιέσεων είναι απαραίτητη η κατασκευή διαφραγματικού τοίχου για την οποία δίνονται βασικές αρχές σχεδιασμού. Ιδιαίτερα αναφορά γίνεται στις καταλληλότερες μεθόδους κατασκευής του διαφραγματικού τοίχου και στους λόγους εφαρμογής τους. Ακόμα, παραθέτονται παραδείγματα του ελληνικού και διεθνή χώρου. Η ανάλυση της διήθησης για τη διερεύνηση της σύνδεσης διαφράγματος με πυρήνα γίνεται με τη βοήθεια έτοιμου λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων για το οποίο περιγράφονται βασικές αρχές και ιδιότητες. Έπειτα την περιγραφή των απαραίτητων στοιχείων για την υλοποίηση των μοντέλων προσομοίωσης, ακολουθεί η ανάλυση των αποτελεσμάτων διήθησης που θα αναδείξουν το αποτελεσματικότερο μήκος εισχώρησης σε συνάρτηση με την υδραυλική αγωγιμότητα των ζωνών πυρήνα-θεμελίωσης-διαφραγματικού τοίχου, την κλίση παρειών πυρήνα και τη γεωμετρία της κεφαλής του.

Τα αποτελέσματα της έρευνας που πραγματεύεται η συγκεκριμένη μεταπτυχιακή εργασία συντελούν στην κατανόηση της συμπεριφοράς του διαφραγματικού τοίχου στην περιοχή σύνδεσης με πυρήνα γεωφράγματος έναντι της διήθησης, λαμβάνοντας υπόψη την αποτελεσματικότητα του μήκους εισχώρησης και τη διαμόρφωση της κεφαλής του στη μείωση των αναπτυσσόμενων υδραυλικών κλίσεων. Η αξιοποίησή τους έγκειται στο πλήθος γεωφραγμάτων που κατασκευάζονται στον ελληνικό χώρο.

EXTENDED ABSTRACT

Introduction

The role of cutoff wall in seepage control is vital, especially in cases where the large depth of alluvial deposits renders the excavation and the direct foundation on the bedrock economically and technically unfeasible. Interruption of groundwater flow through the semi pervious deposits due to the construction of a cutoff wall, results in the formation of high hydraulic gradients in the core, which may cause erosion of core's material into the pervious foundation. Penetration of the cutoff wall into the central core of an embankment dam mitigates the hydraulic gradients.

The scope of this postgraduate dissertation is a detailed examination of the hydraulic behavior of cutoff wall/core connecting system through finite element analysis. The outcomes of seepage analysis define the most efficient penetration length and the configuration of the upper part of cutoff wall.

Aiming for an overall understanding of seepage through embankment dams, this dissertation begins by providing primarily information of dams as structures and their foundation. Reference to principles of water flow through soils is made, focusing on soil properties, flow nets and seepage forces. Seepage through embankment dams may cause instability problems, so seepage control methods are mentioned. The construction of a cutoff wall is a method of preventing or reducing seepage through dam foundation and helps in pore water pressure reduction, so basic principles of its design are given. Thorough description of the most suitable construction methods and materials is given with reference to dams that have been constructed in Greece and abroad. Seepage analysis is made through the use of the finite element software GeoStudio 2007 (SEEP/W), consequently, knowledge of its basic instructions and potential is necessary. Designation of the simulation models is given i.e. material models and properties, boundary conditions, geometry and meshing. Extensive examination of the seepage analysis outcomes at the end of this dissertation concludes with the indication of the most effective penetration length by taking into consideration the hydraulic conductivity of core - foundation - cutoff wall zones, the typical inclinations of core zone and the configuration of the upper part of the diaphragm wall.

The seepage problem

Seepage through the body and the foundation of geotechnical structures might cause instability problems due to the formation of high hydraulic gradients and pore water pressure. In order to understand seepage through soils it is necessary to elaborate basic information of groundwater and hydraulic properties of earth materials. Porosity (n), void ratio (e), uniformity coefficient (C_u), degree of saturation (S), moisture content (w), hydraulic head (h), hydraulic conductivity (K), hydraulic gradient (i), anisotropy and heterogeneity etc are some of the most important features in groundwater flow that

have been described by Freeze and Cherry in 1979 (Groundwater) and Delleur in 1999 (The handbook of groundwater engineering) and they are presented in this dissertation as a starting point.

Explanation and prediction of groundwater movement in two dimensions and estimation of flow quantities can be made through flow nets. The graphical representation of the families of streamlines and corresponding equipotential lines within a flow region form a flow net. The fundamental laws and principles are mass and energy conservation principles and Darcy law. Under steady state conditions, Laplace equation governs the steady seepage in soils where the saturated medium is homogenous and isotropic. The Laplace equation operates in accordance with the boundary conditions imposed on the domain. Dirichlet (first type), Neumann (second type), Cauchy (third type) boundary conditions and phreatic line are some of the most important boundary conditions. Approximation of phreatic surface in a dam can be achieved graphically according to A. Casagrande's method.

Water loses energy as it travels in soils from locations of high energy to those of low energy, which is transferred to the soil skeleton through the seepage forces. Seepage forces are related directly to the hydraulic gradient causing flow and they act on the soil skeleton through frictional drag in the direction of flow. Often, their magnitude is significant enough to disturb force balance and destabilize soils when seepage forces are not counteracted by other structural forces e.g. gravity forces (Lakshmi 2003, Seepage in soils: principle and applications). A key component in the design of geotechnical infrastructures is to manipulate or control the seepage forces by providing adequate drainage measures.

There are two important aspects of seepage that influence the stability of hydraulic structures; internal and exit hydraulic gradients and uplift pressure along the bottom of the structures (Mansuri and Salmasi 2013, Effect of horizontal drain length and cutoff wall on seepage and uplift pressure in heterogeneous dams with numerical simulation). Especially in embankment dams, failure may occur due to the formation of high hydraulic gradient which may lead to internal erosion and piping in the body or in the foundation of the geotechnical structure. Consequently, seepage control is crucial in the design of embankment dams. The high potential energy of upstream water has to be dissipated in a safe manner. Considering that it is impossible to cutoff seepage of water towards the downstream completely, it is important to provide adequate internal drainage. The methods of seepage control aim either to prevent or reduce seepage through the earth dams and its foundation e.g. cutoff walls or impermeable upstream blankets or to control seepage in a way that uplift pressure and internal erosion are minimized e.g. filter and drains (Fell 1992, Geotechnical engineering of embankment dams).

When dams are constructed on highly permeable foundations e.g. alluvial deposits, seepage control is inevitable (Brown 1993, Seepage analysis and control of dams, McMahon 2004, General design and construction considerations for earth and rock-fill dams). Alluvial deposits, which are encountered in river beds, are composed of lenses or layers of lower permeability sand, silty sand and clayey sand that form a very much reduced vertical permeability. On the other hand, there are often coarser gravel, or boulder/gravel layers at the base of the alluvium, reflecting the time when the river was more active

and cause higher horizontal permeability. Construction of cutoff wall reduces or almost stops seepage in cases where the large depth of alluvial deposits renders the excavation and the direct foundation on the bedrock economically and technically unfeasible (Fell and Macgregor, 1992, Geotechnical engineering of embankment dams).

Diaphragm walls

The purpose of seepage cutoff methods is to decrease the seepage quantities or completely prevent seepage in soils. This is accomplished by installing barriers in the subsurface. Basic concepts underlying the selection of the development method are the geometry and the materials of foundation, the dimension of the cutoff wall, the groundwater level, its fluctuation and its chemical composition, the horizontal and vertical hydraulic conductivity, the accessibility to the construction area, the available equipment for the construction of the diaphragm wall, the requirements of water tightness according to the purpose of dam, e.g. hydropower or flood control, the cost etc.

The diaphragm wall must be designed to withstand loads due to the dam, the available hydraulic head, earthquakes, settlements and deformations. The upper part of the diaphragm wall needs special treatment as the hydraulic gradients become greater there.

Some of the most widespread construction methods of diaphragm walls are:

- Cement – Bentonite slurry trench cutoff wall
- Soil – Bentonite slurry trench cutoff
- Plastic concrete slurry trench cutoff
- Prefabricated diaphragm wall
- Secant piling
- Open cut method
- Slurry trench cutoff with geomembranes
- Steel sheet piling
- Deep soil mixing
- Jet grouting
- Grouting

The material of a cutoff wall must ensure conditions of low permeability, but also the proper cooperation with the materials of the surrounding zones by having quite similar modulus of deformation. The use of stiff diaphragm wall e.g. steel sheet piling or diaphragm wall with reinforced concrete increases the failure possibility of the structure as it cannot act as a single system with the foundation and the core materials under the applied loads. A particular case is when the diaphragm wall is constructed outside the dam body, i.e. where the diaphragm wall is not stressed by the vertical and lateral loads of the body of the dam.

Cement-bentonite or plastic concrete are the most common used materials in the construction of diaphragm walls, which are constructed through secant piling or panels. Alternatively, the methods of grouting or jet grouting are used.

Integrating a vertical element of low permeability in relatively permeable materials of the foundation is the determining factor in the configuration of the flow net in the connection area of the materials of foundation - core - cutoff wall. The impermeable cutoff wall results in formation of high hydraulic head upstream of the diaphragm, whereas downstream the hydraulic head is very low. Consequently, the hydraulic gradients are particularly high in the contact area of the three materials. The cutoff wall is designed to withstand the applied hydraulic gradients but the core material is not.

Reduction of hydraulic gradients in the connection zone of the dam can be achieved by penetrating the diaphragm wall into the core of the dam.

Construction of diaphragm wall for the control of groundwater flow and the reduction of uplift pressures in the foundation of the dam has been applied to dams in Greece. Typical examples of dams are the hydroelectric project of Pournari II on the Arachthos river, the hydroelectric project of Stratos on the Acheloos river, the dam of Acheron in Aitolokarnania, the supplementary regulating project of Agia Barbara on the Aliakmon river and the dam of Iasio in Prefecture of Rodopi. Reference is also made in Karkheh dam in Iran for which seepage analysis is conducted to investigate the effect of different connection systems in the total flow in the connection zone of cutoff wall/core connecting system (Zoorasna et al. 2008, Mechanical and hydraulic behavior of cutoff - core connecting system in earth dams, Shadravan et al. 2004, Karkheh storage dam cutoff wall analysis and design).

From the construction experience in cement-bentonite diaphragm wall, it was indicated that the upper part of diaphragm wall material exhibits reduced quality due to the separation of cement - bentonite materials during settling. The reduced quality material must be removed through excavation and it must be reconstructed. Commonly, during the reconstruction processes, the width of the upper part of the diaphragm wall is increased in order to achieve additional reduction in hydraulic gradients.

Seepage analysis and outcomes

Seepage analysis aimed to indicate the most efficient penetration length of diaphragm wall into the central core of an embankment dam in order to achieve remarkable reduction in hydraulic gradients. Determination of the flow nets, by which the calculation of the hydraulic gradients was feasible, was performed by using the finite element software GeoStudio 2007 (SEEP/W) (GEO-SLOPE International Ltd. 2008, Seepage modeling with SEEP/W 2007). Area of interest was the connection area of the diaphragm wall to the dam core and particularly its upper part where the densification of equipotential lines indicated higher hydraulic gradients (Figure 1). Seepage analysis was made under steady state conditions when flow nets are fully developed in the core of a dam.

In combination with the penetration length, during seepage analysis, the effect of hydraulic conductivity of core - foundation - diaphragm wall, the configuration of the upper part of the diaphragm wall and the inclination of the sidewalls of the core on the formation of hydraulic gradients were also examined. The main outcomes of seepage analysis are summarized in the figures below (Figure 1- Figure 6).

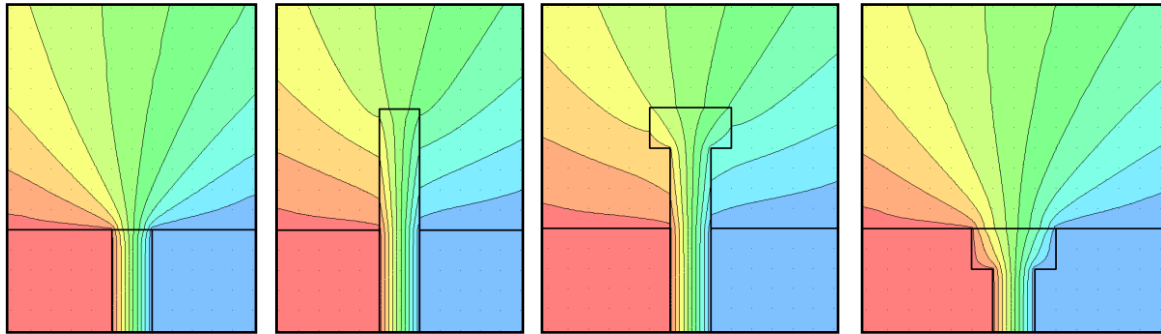


Figure 1: Typical flow nets in the connection zone of diaphragm wall to the core of a dam

In Figure 2 the pore water pressure change is depicted in the foundation of the core before and after the construction of the diaphragm wall. The construction of a cutoff wall of low permeability in dam foundation at the axis of a central core (Coordinate X = 265 m) reduces significantly the pore water pressure.

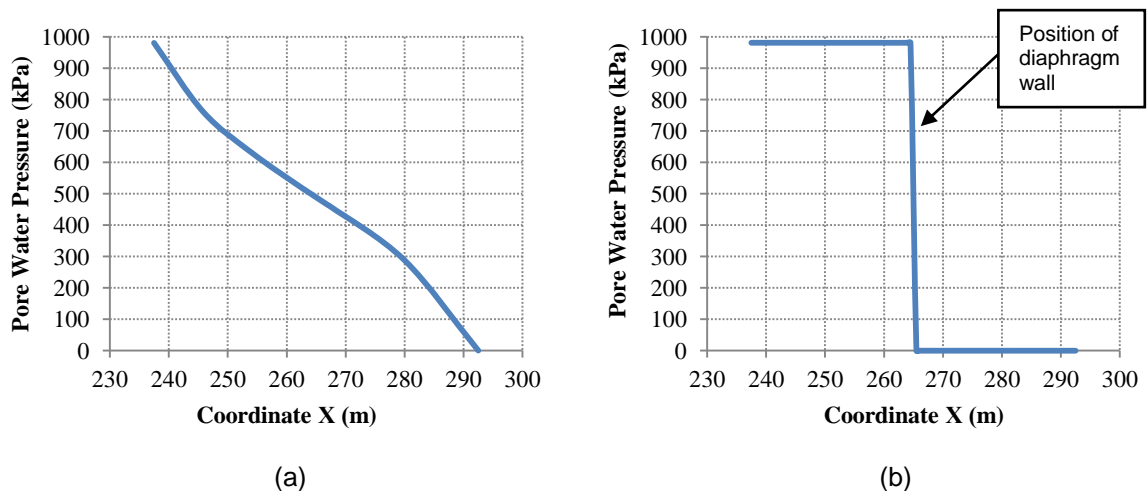


Figure 2: Pore water pressure in the foundation of the dam before and after the construction of diaphragm wall

The configuration of equipotential lines in the connection area (Figure 1) indicates that with the increase of the penetration length into the central core, the hydraulic head that is dissipated at the upper part of the cutoff wall decreases, hence the hydraulic gradients decrease.

During the examination of the influence of the hydraulic conductivity of the materials, it was observed that regardless the hydraulic conductivity of the cutoff wall, the most effective penetration length appears to be the ones that corresponds to 3% of the available hydraulic head. From Figure 3 it was also observed that for practically impervious diaphragm ($k_3 = 10^{-15}$ m/sec) the hydraulic gradients were

higher. In other words, greater penetration length of the cutoff wall is needed for the same hydraulic gradient.

Change of core inclination for its typical values (1:3, 1:4, 1:5 (H:V)) had no remarkable change in the flow nets and the hydraulic gradients.

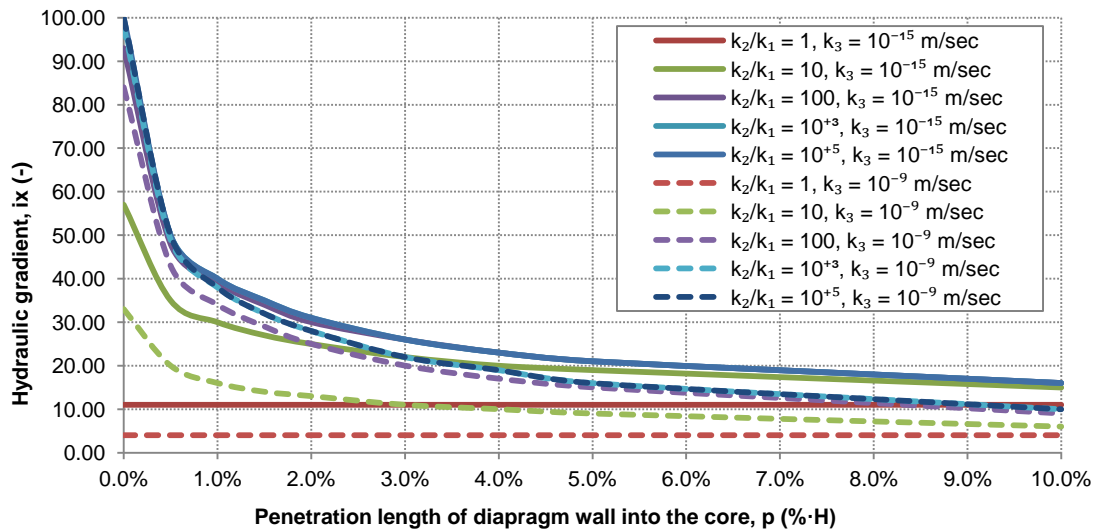


Figure 3: Hydraulic gradient change due to the penetration of the diaphragm wall in relation to hydraulic conductivity of core - foundation - diaphragm wall

Similar examination was performed in order to understand the impact of creating wider the upper part of the diaphragm wall during the reconstructions procedures that ensure the proper quality of the material. The increased width of the upper part didn't differentiate the behavior of the structure in terms of seepage and flow nets but caused additional reduction in hydraulic gradients, since the same hydraulic head is dissipated in wider surface (Figure 4 and Figure 5). Most efficient penetration length in this case seems to be equal to $p = (2\%-3\%)$ of the available hydraulic head.

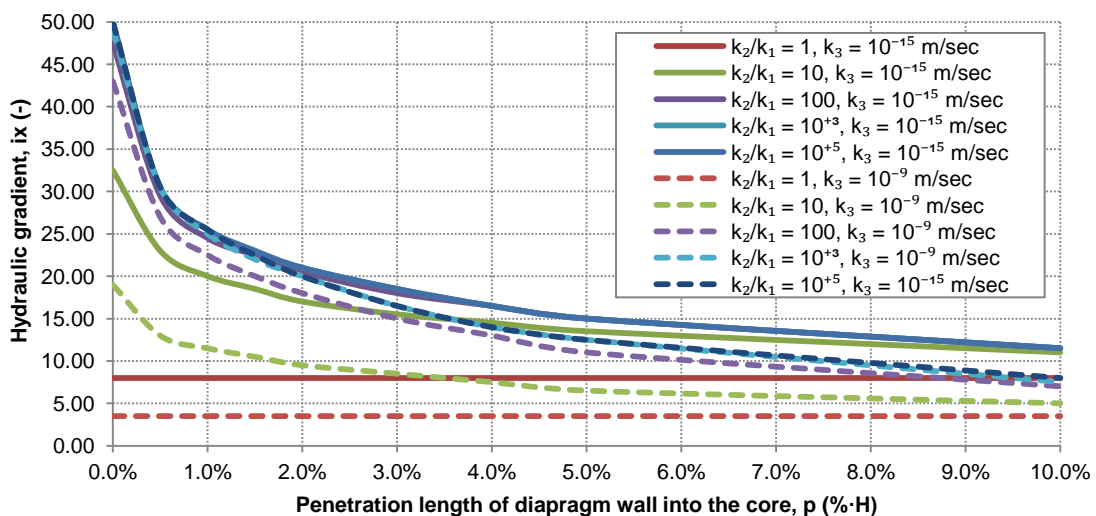


Figure 4: Hydraulic gradient change due to the penetration of the diaphragm wall, with increased width of the upper part of diaphragm wall, in relation to hydraulic conductivity of core - foundation - diaphragm wall

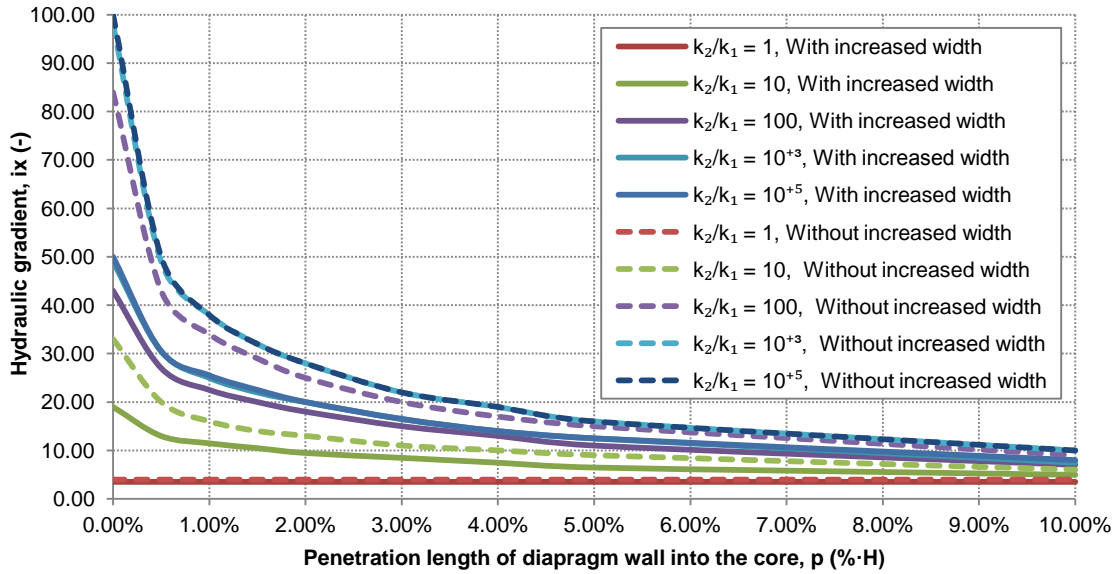


Figure 5: Hydraulic gradient change due to the penetration of the diaphragm wall ($K_3=10^{-9}$ m/sec) in relation to hydraulic conductivity of core - foundation - diaphragm wall and configuration of the upper part of diaphragm wall (with or without increased width of the upper part of diaphragm wall)

Additionally, the efficiency of different widths of the upper part of the cutoff wall was examined ($w=2-4\% \cdot H$) for hydraulic conductivity of cutoff wall $k_3=10^{-9}$ m/sec and 10^{-15} m/sec. Analysis concluded that the most efficient width is equal to $2\% \cdot H$. Constructing the upper part of the diaphragm wall even wider, equal to $3\% \cdot H$, it is recommended for $p \leq 1\% \cdot H$ whereas $w=4\% \cdot H$ is considered ineffective.

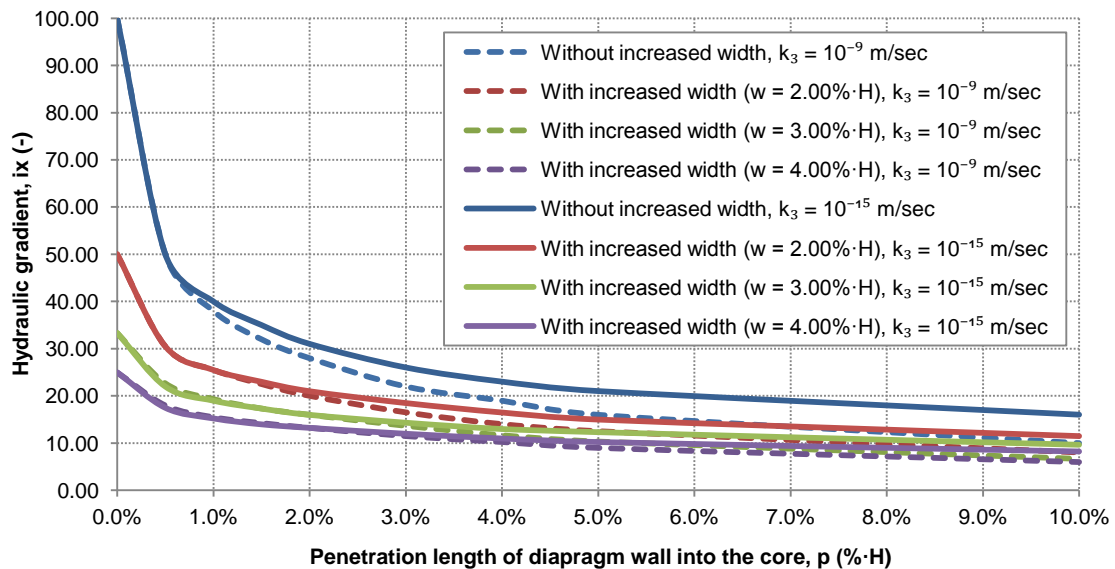


Figure 6: Comparison of hydraulic gradient change due to the penetration of the diaphragm wall, in relation to hydraulic conductivity and configuration of the upper part of the diaphragm wall (different widths of the upper part of diaphragm wall)

Summary and Conclusions

In the context of this postgraduate dissertation, a literature review of seepage through embankment dams was made providing the necessary knowledge in order to understand the possible negative impacts of water flow on dams stability and the available methods that provide seepage control. Cutoff wall construction is the most adequate method of providing dam foundations with water tightness. Detailed description was made for the most suitable materials and constructions methods of diaphragm walls with reference to constructed dams in Greece and abroad. The ultimate goal of this dissertation was the analysis and design of cutoff wall/core connecting system in dams through the use of finite element software and seepage analysis.

The most important conclusions from the research were the following:

- Seepage analysis and control through earth dams is crucial for the stability of the structure.
- The cutoff wall is indispensable for the control of groundwater flow that occurs through the pervious foundation of dams.
- Suitable construction methods and materials are those which provide the diaphragm wall with modulus of deformation quite similar to those of the surrounding materials. Widely applied methods are cement - bentonite or plastic concrete diaphragm walls which consist either from secant panels or piles. Grouting and jet grouting are also methods that have been applied extensively in dam foundations.
- Interference of a low permeability cutoff wall in pervious foundation causes formation of high hydraulic gradients in the connection zone and therefore internal erosion of core's material into the pervious foundation may occur.
- Reduction of hydraulic gradients is achieved through the penetration of the cutoff wall into the core.
- The most efficient penetration length appears to be the one that corresponds to 3% of hydraulic head (H), for a cutoff wall of low permeability for range of values of hydraulic conductivity of foundation divide by hydraulic conductivity of core $k_2/k_1=10 - 10^5$.
- For typical inclinations of central core there is no change in the flow nets and in the hydraulic gradients.
- During the restoration procedures of the upper part of diaphragm wall in order to ensure its quality, it is recommended that the upper part of diaphragm wall is reconstructed with a greater width (width equals to 2% of hydraulic head) in order to achieve greater reduction in hydraulic gradients. The wider upper part of diaphragm wall is suggested to be constructed for materials with hydraulic conductivities $k_2/k_1 > 100$ and penetration length $p \leq (2\% - 3\%) \cdot H$
- Especially in cases where $p \leq 1\% \cdot H$ is more efficient to make the upper part even wider with width equals to 3% of hydraulic head.

Worthy of further investigation is the fact that when the cutoff wall is practical impermeable, hydraulic gradients are independent of the individual values of hydraulic conductivities of core and foundation and they only depend on the foundation's hydraulic conductivity to core's hydraulic conductivity ratio.

Finally, stress-strain analysis is proposed to be made through future research in order to achieve a holistic design of diaphragm wall.

1 Εισαγωγή

Τα φράγματα αποτελούν τεχνικά έργα που στοχεύουν στη διακοπή της επιφανειακής ροής με στόχο τη δημιουργία ταμιευτήρα και αποτελούν θεμέλιο λίθο στην ανάπτυξη και διαχείριση των υδατικών πόρων. Η κατασκευή φράγματος εξυπηρετεί περισσότερους από έναν σκοπούς χαρακτηριζόντάς τα ως έργα πολλαπλής σκοπιμότητας.

Πέρα από τον σκοπό λειτουργίας, τα φράγματα διακρίνονται και με βάση το υλικό κατασκευής τους. Σύμφωνα με στοιχεία της Διεθνούς Επιτροπής Μεγάλων Φραγμάτων (ICOLD) το σύνολο των καταγεγραμμένων φραγμάτων (World Register of Dams) φτάνει το 37641 εκ των οποίων τα γεωφράγματα είναι 26624 καταλαμβάνοντας ποσοστό 71%. Η ευρεία εφαρμογή τους έγκειται στα πλεονεκτήματά τους τα οποία είναι η δυνατότητα αξιοποίησης και ενσωμάτωσης των υλικών που βρίσκονται στην ευρύτερη περιοχή και πλησίον του έργου, η δυνατότητα κατασκευής τους σε εδάφη θεμελίωσης και αντερσιμάτων χαμηλότερων απαιτήσεων αντοχής και παραμορφωσιμότητας λόγω του μεγάλου εύρους βάσης τους και οι αυξημένες ανοχές τους στις καθιζήσεις ως εύκαμπτες κατασκευές. Η εμφάνιση των χωματουργικών μηχανημάτων έδωσε μεγαλύτερη ώθηση στην επιλογή του συγκεκριμένου τύπου φράγματος.

Βασικότεροι μηχανισμοί και τύποι καταστροφών στα γεωφράγματα παραθέτονται ακολούθως με την παρουσία νερού να θέτει ακόμα περισσότερο σε κίνδυνο την ευστάθεια της κατασκευής:

- Υπερχειλίση πάνω από το φράγμα και απόπλυση του υλικού (λόγω ανεπαρκούς παροχευτικής ικανότητας υπερχειλιστή ή μείωση ενεργούς διατομής του, λόγω καθιζήσεων στέψης φράγματος)
- Διασώληνωση και εσωτερική διάβρωση στο σώμα του φράγματος ή το έδαφος θεμελίωσης
- Καθίζηση θεμελίωσης και εσωτερική ρωγμάτωση στον πυρήνα
- Αστάθεια στο κατάντη κέλυφος λόγω μειωμένης αντοχής των γεωυλικών ή μεγάλης ανάπτυξης πιέσεων ύδατος πόρων
- Αστάθεια ανάντη κελύφους έπειτα από γρήγορη ταπείνωση της στάθμης του ταμιευτήρα
- Θραύση θεμελίωσης λόγω παρουσίας ασθενών στρωμάτων

Γίνεται σαφές πως η διαρροή ύδατος διαμέσου του γεωφράγματος και του υπεδάφους πάνω στο οποίο θεμελιώνεται η κατασκευή είναι αναπόφευκτη. Η παροχή του διαρρέοντος ύδατος πρέπει να είναι συμβιβαστή με το σκοπό του φράγματος (π.χ. έργο ανάσχεσης πλημμυρικών παροχών ή έργο παραγωγής ηλεκτρικής ενέργειας) και φυσικά να μην θέτει την ευστάθεια της κατασκευής σε κίνδυνο. Η πιθανότητα ανάπτυξης μεγάλων παροχών και ταχυτήτων διαρρέοντος νερού, μεγάλων υδραυλικών κλίσεων και πιέσεων ύδατος πόρων επιβάλλει τη λήψη πρόσθετων μέτρων ελέγχου της υπόγειας ροής και στεγάνωσης διαμέσου του σώματος του φράγματος και της θεμελίωσης. Έτσι λοιπόν, η μελέτη της διήθησης στη θεμελίωση και στο σώμα του φράγματος αποτελεί αναπόσπαστο κομμάτι του σχεδιασμού του.

Η έδραση των φραγμάτων μπορεί να γίνει σε βραχώδεις σχηματισμούς, σε μαλακά πετρώματα ή σε ποτάμιες αποθέσεις. Χαρακτηριστικά των εδαφών προερχόμενα από ποτάμιες αποθέσεις είναι οι διαφοροποιήσεις υλικών καθ' ύψος και κατά πλάτος λόγω των μηχανισμών απόθεσης των φερτών του ποταμού και του μαιανδρισμού του. Η οριζόντια κυρίως στρωμάτωση των υλικών διαμορφώνει αυξημένη οριζόντια υδραυλική αγωγιμότητα σε σχέση με την κατακόρυφη υδραυλική αγωγιμότητα και ευνοεί την κίνηση του νερού στην αντίστοιχη διεύθυνση. Ακόμα, η έδραση του φράγματος και ιδιαίτερα του πυρήνα πάνω σε ποτάμιες αποθέσεις εγκυμονεί κινδύνους διάπλυσης του υλικού του όταν έρχεται σε επαφή με διαπερατή στρώση αμμοχάλικων, καθιστώντας έτσι την προστασία του με ζώνη φίλτρου σε όλη την επιφάνεια θεμελίωσής του απαραίτητη.

Για τους παραπάνω λόγους ενδείκνυται η απομάκρυνση των ποτάμιων αποθέσεων και η αποκάλυψη του στεγανού βραχώδους υποβάθρου. Σε περιπτώσεις όμως που η απομάκρυνση και η απευθείας έδραση του φράγματος στο βραχώδες υπόβαθρο είναι οικονομικά και τεχνικά ασύμφορη, π.χ. λόγω μεγάλου βάθους των αποθέσεων, είναι απαραίτητη η στεγανοποίηση και η σταθεροποίηση της θεμελίωσης. Η έμφραξη διόδων νερού στοχεύει στη μείωση των διαφυγών, στη μείωση του κινδύνου διάπλυσης και στον έλεγχο των πιέσεων. Μέτρο ελέγχου των πιέσεων και της ροής νερού είναι η αποστράγγιση.

Το ρόλο του στεγανοποιητικού στοιχείου στη θεμελίωση των φραγμάτων αναλαμβάνει τις περισσότερες φορές ο διαφραγματικός τοίχος για τον οποίο υπάρχει πληθώρα μεθόδων κατασκευής. Η παρεμβολή στεγανού στοιχείου έχει ως άμεση συνέπεια τη διακοπή της ροής και την ανάπτυξη υψηλών υδραυλικών κλίσεων. Η διαφορά υδραυλικού φορτίου ανάντη και κατόντη του διαφραγματικού τοίχου δημιουργείται εξαιτίας της διακοπής της ροής και το μέγεθός της ορίζεται από τη διαφορά της στάθμης νερού του ταμιευτήρα ανάντη και της στάθμης νερού κατόντη, που συνήθως βρίσκεται στην επιφάνεια θεμελίωσης του έργου. Εξαιτίας της ανάπτυξης των μεγάλων υδραυλικών κλίσεων στην περιοχή σύνδεσης πυρήνα-θεμελίωσης-διαφράγματος ο κίνδυνος διάπλυσης του υλικού του πυρήνα είναι μεγάλος.

Στη μείωση των αναπτυσσόμενων υδραυλικών κλίσεων συντελεί η εισχώρηση του διαφραγματικού τοίχου εντός του πυρήνα λαμβάνοντας ειδική μέριμνα στη γεωμετρία και στην ποιότητα του υλικού της κεφαλής του.

2 Στόχος και δομή μεταπτυχιακής εργασίας

Στόχος της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας είναι η διερεύνηση και ο σχεδιασμός σύνδεσης διαφραγματικού τοίχου με πυρήνα γεωφράγματος μέσω αριθμητικών αναλύσεων. Βασικό ζητούμενο στο σχεδιασμό του διαφραγματικού τοίχου είναι ο προσδιορισμός του αποτελεσματικότερου μήκους εισχώρησης σε συνάρτηση με την υδραυλική αγωγιμότητα των ζωνών πυρήνα-θεμελίωσης-διαφραγματικού τοίχου, τη γεωμετρία της κεφαλής του και την κλίση παρειών πυρήνα.

Η επιλογή του υλικού και της μεθόδου κατασκευής του διαφραγματικού τοίχου πρέπει να εξασφαλίζει τη σωστή συνεργασία του με τις ζώνες πυρήνα και θεμελίωσης, ώστε υπό συνθήκες καταπόνησης τα υλικά να ανταποκρίνονται ως ενιαίο σύστημα. Το πλαστικό σκυρόδεμα ή το μίγμα τσιμέντου-μπεντονίτη αποτελούν υλικά με κατάλληλο μέτρο παραμορφωσιμότητας, απαραίτητο ώστε να μην παρατηρούνται διαφορετικές παραμορφώσεις μεταξύ των υλικών των εκατέρωθεν ζωνών.

Προβλήματα διαχωρισμού των υλικών τσιμέντου και μπεντονίτη αντιμετωπίζονται κατά την κατασκευή του διαφραγματικού τοίχου λόγω κάθισης του μίγματος, με τον ελαφρύτερο μπεντονίτη να συγκεντρώνεται στην κεφαλή του. Η αλλοιωμένη σύνθεση του μίγματος επιβάλλει την ανακατασκευή του αντίστοιχου τμήματος. Σε παραδείγματα του ελληνικού χώρου εφαρμόστηκε διαπλάτυση κεφαλής του διαφραγματικού τοίχου κατά το στάδιο της ανακατασκευής, με στόχο την περαιτέρω μείωση των αναπτυσσόμενων υδραυλικών κλίσεων. Συνεπώς, κρίθηκε αναγκαία η διερεύνηση της αποτελεσματικότητας της διαμόρφωσης της κεφαλής.

Αφορμή για την επιλογή του θέματος της συγκεκριμένης μεταπτυχιακής εργασίας αποτέλεσαν φράγματα του ελληνικού και διεθνή χώρου στα οποία εφαρμόστηκε στεγάνωση θεμελίωσης μέσω της κατασκευής διαφραγματικού τοίχου. Χαρακτηριστικά παραδείγματα αποτελούν τα φράγματα του ΥΗΕ Πουρναρίου II στον ποταμό Άραχθο, του ΥΗΕ Στράτου στον ποταμό Αχελώο, του φράγματος Αχυρών στην Αιτωλοακαρνανία, του αναρρυθμιστικού φράγματος Αγίας Βαρβάρας στον ποταμό Αλιάκμονα και του φράγματος Ιασιού στο Νομό Ροδόπης. Παράδειγμα από το διεθνή χώρο είναι το φράγμα Karkheh στο Ιράν για το οποίο έχει γίνει έρευνα της σύνδεσης του διαφραγματικού τοίχου με τον πυρήνα με έμφαση στην ποσότητα του διηθούμενου νερού και όχι τις αναπτυσσόμενες υδραυλικές κλίσεις όπως γίνεται στη παρούσα εργασία.

Για τη μελέτη της διήθησης μέσα από γεώφραγμα και με τελικό σκοπό τη διερεύνηση της σύνδεσης του διαφραγματικού τοίχου με τον πυρήνα, η εργασία αυτή ξεκινά με το Κεφάλαιο 1 όπου γίνεται εισαγωγή στο πρόβλημα.

Στο παρόν Κεφάλαιο θέτονται οι τελικοί στόχοι της εργασίας και οι λόγοι που οδήγησαν στην επιλογή του θέματος.

Στο Κεφάλαιο 3 γίνεται αναφορά στους τύπους των φραγμάτων με ιδιαίτερη έμφαση στα γεωφράγματα, τη διαζώνηση και την περιοχή θεμελίωσης.

Ακολουθεί, το Κεφάλαιο 4 όπου δίνονται βασικές αρχές της υπόγειας ροής και των ιδιοτήτων των εδαφών με κύρια την υδραυλική αγωγιμότητα.

Στη συνέχεια, στο Κεφάλαιο 5 γίνεται αναφορά σε θέματα που αφορούν τα δίκτυα ροής (π.χ. οριακές συνθήκες) τα οποία αποτελούν προσεγγιστική μέθοδο επίλυσης της εξίσωσης Laplace και βοηθούν στη μελέτη της διήθησης. Μέσω των Κεφαλαίων 4 και 5 τέθηκαν οι βάσεις για τη διευκόλυνση της μετέπειτα χρήσης του λογισμικού και τελικά βοήθησαν στην αξιολόγηση και τον έλεγχο των αποτελεσμάτων των αναλύσεων.

Στο Κεφάλαιο 6 γίνεται εισαγωγή στις τάσεις και στον τρόπο που επηρεάζονται από τις δυνάμεις διήθησης, ώστε στο Κεφάλαιο 7 να γίνει κατανοητός ο ρόλος της διήθησης μέσα από γεώφραγμα, να αναλυθούν πιθανοί τρόποι αστοχίας των φραγμάτων που οφείλονται στην παρουσία νερού και να αναφερθούν οι μέθοδοι μέσω των οποίων είναι δυνατός ο έλεγχος της διήθησης.

Ο διαφραγματικός τοίχος αποτελεί την κύρια μέθοδο στεγανοποίησης της θεμελίωσης των φραγμάτων γι' αυτό και στο Κεφάλαιο 8 αναφέρονται γενικά στοιχεία σχεδιασμού και περιγράφονται οι κυριότερες μέθοδοι και τα υλικά του, όπως και ο λόγος που τις/τα καθιστούν καταλληλότερα.

Η μελέτη της διήθησης έγινε με χρήση πεπερασμένων στοιχείων και συγκεκριμένα του λογισμικού GeoStudio 2007 και του υποπρογράμματος SEEP/W της εταιρίας Geo-Slope International, συνεπώς κρίθηκε απαραίτητη μια γενική περιγραφή του λογισμικού και των δυνατοτήτων του στο Κεφάλαιο 9.

Γνωρίζοντας τα απαιτούμενα πλέον στοιχεία για την πραγματοποίηση των αναλύσεων, στο Κεφάλαιο 10 γίνεται αναλυτική περιγραφή των στοιχείων των δημιουργούμενων μοντέλων προσομοίωσης.

Στο Κεφάλαιο 11 απεικονίζονται και σχολιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα των αναλύσεων για κάθε παράγοντα που διερευνάται συναρτήσει του μήκους εισχώρησης του διαφραγματικού τοίχου εντός του πυρήνα. Τέτοιοι παράγοντες είναι η υδραυλική αγωγιμότητα των εμπλεκόμενων ζωνών, οι κλίσεις παρειών πυρήνα και η γεωμετρία της κεφαλής του διαφραγματικού τοίχου. Εμπεριέχεται ακόμα και συνοπτική περιγραφή των αποτελεσμάτων.

Στο Κεφάλαιο 12 απαριθμούνται τα συμπεράσματα της εργασίας και προτείνονται ακόμα θέματα για μελλοντική έρευνα.

Τέλος, στο Παράρτημα της εργασίας περιέχονται τυπικά δίκτυα ροής που προέκυψαν από τις αναλύσεις. Σημειώνεται πως λόγω του μεγάλου όγκου τους δεν ήταν δυνατή η πλήρης ενσωμάτωσή τους στο τεύχος.

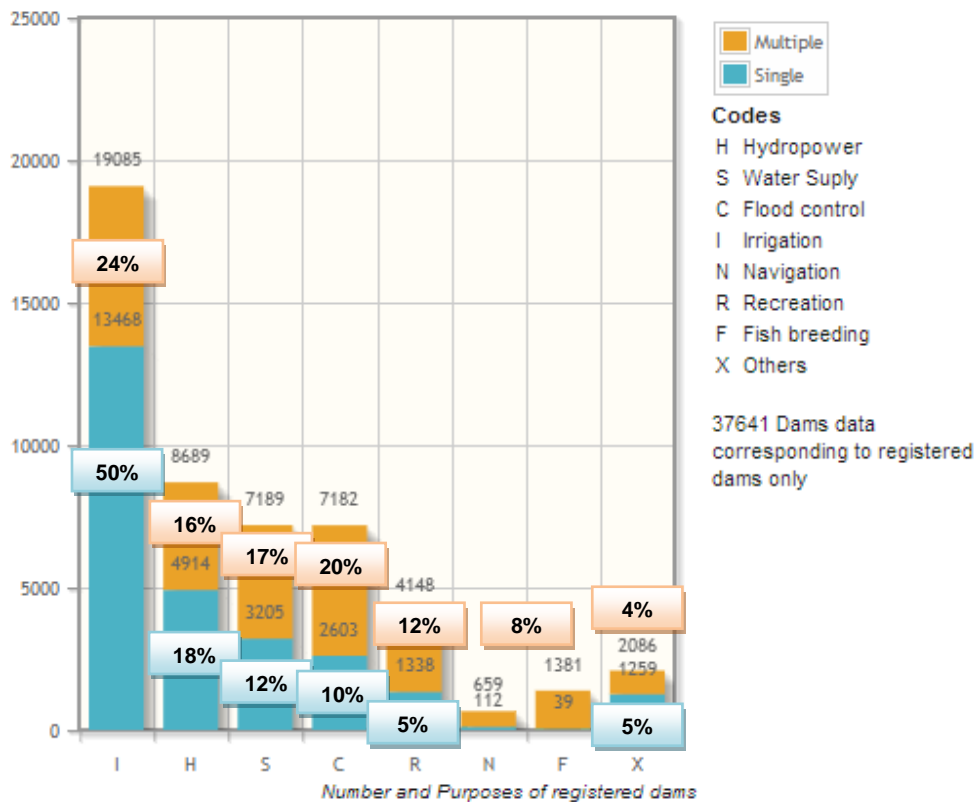
3 Γενικά στοιχεία φραγμάτων

3.1 Εισαγωγή - Τύποι φραγμάτων

Φράγμα είναι τεχνικό έργο που κατασκευάζεται κάθετα στην κοίτη ενός φυσικού υδατορεύματος για να ανακόψει τη συνέχεια της ροής με σκοπό την αποθήκευση του νερού για μελλοντική χρήση του (Τσόγκας, 2009).

Όπως χαρακτηριστικά αναφέρει η Διεθνής Επιτροπή Μεγάλων Φραγμάτων (ICOLD), η κατασκευή των φραγμάτων ξεκίνησε έχοντας ως μοναδικό στόχο την ύδρευση ή την άρδευση. Με την εξέλιξη του πολιτισμού οι ανάγκες για διαθεσιμότητα νερού αυξήθηκαν, η ανάγκη για έλεγχο πλημμυρικών επεισοδίων έγινε επιτακτική, η βελτίωση της ποιότητας του νερού έγινε απαραίτητη και δημιουργήθηκαν πρόσθετες ανάγκες για τον έλεγχο της στερεομεταφοράς και για την παραγωγή υδροηλεκτρικής ενέργειας. Το φράγμα αποτελεί έργο πολλαπλού σκοπού και συγχρόνως θεμέλιο λίθο στην ανάπτυξη και τη διαχείριση υδατικών πόρων σε επίπεδο λεκάνης απορροής.

Από στοιχεία της Διεθνούς Επιτροπής Μεγάλων Φραγμάτων (ICOLD), με βάση το σκοπό λειτουργίας τους τα φράγματα διαχωρίζονται σε εκείνα που έχουν μόνο ένα σκοπό (single purpose) π.χ. την εκταμίευση του νερού για άρδευση, ύδρευση κ.λπ. τα οποία αριθμούνται σε 26938 και στα πολλαπλού σκοπού φράγματα, των οποίων ο αριθμός φτάνει τα 9321. Τα παραπάνω νούμερα μεταφρασμένα σε ποσοστά είναι 71.6% και 24.8% αντίστοιχα και απεικονίζονται στο Σχήμα 3-1 που ακολουθεί.



Σχήμα 3-1: Αριθμός και ποσοστά καταγεγραμμένων φραγμάτων ανάλογα το σκοπό λειτουργίας
(Dam Figures: International Commission on Large Dams)

Με βάση το κύριο υλικό κατασκευής τους ταξινομούνται σε δύο βασικές κατηγορίες:

- Φράγματα από σκυρόδεμα (δύσκαμπτα): Βαρύτητας, αντηριδωτά, τοξωτά, σύνθετα αντηριδωτά - τοξωτά
- Φράγματα από γεωυλικά (εύκαμπτα): Χωμάτινα, λιθόρριπτα με πυρήνα, λιθόρριπτα με ανάντη πλάκα σκυροδέματος, λιθόρριπτα με ανάντη ασφαλτικό τάπητα, λιθόρριπτα με κεντρικό ασφαλτικό τάπητα.

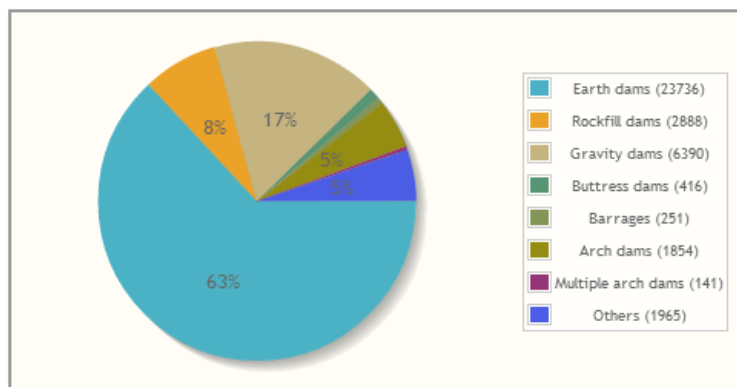
Βασικά στοιχεία για την επιλογή τύπου φράγματος είναι η μορφολογία της κοιλάδας, η γεωλογία και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των πετρωμάτων της περιοχής κατασκευής του έργου, η διαθεσιμότητα κατάλληλων υλικών, η διάταξη των επιμέρους κατασκευών του έργου και οι περιορισμοί μελέτης των περιβαλλοντικών επιπτώσεων (Μουτάφης, Σημειώσεις Τεχνολογίας Γεωφραγμάτων, 2009).

Η ταξινόμηση των γεωφραγμάτων ως προς τα υλικά κατασκευής τους και το στεγανοποιητικό τους στοιχείο γίνεται σε:

- Χωμάτινα με πυρήνα από υλικά χαμηλής διαπερατότητας
- Λιθόρριπτα με πυρήνα από υλικά χαμηλής διαπερατότητας
- Λιθόρριπτα με Ανάντη Πλάκα Σκυροδέματος (ΛΑΠΣ)
- Λιθόρριπτα με ανάντη ασφαλτικό τάπητα
- Λιθόρριπτα με κεντρικό ασφαλτικό τάπητα

Η διάκριση σε λιθόρριπτα και χωμάτινα αφορά το κύριο υλικό κατασκευής τους. Τα χωμάτινα αποτελούνται κυρίως από εδαφικά υλικά, αμμοχάλικα ποταμών και πλευρικά κορήματα, ενώ τα λιθόρριπτα φράγματα από προϊόντα εκσκαφής λατομείου ή βράχου (διαφέρουν σε κόστος και τρόπο πληρωμής). Αντικείμενο μελέτης της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας αποτελούν τα γεωφράγματα με πυρήνα από υλικό χαμηλής διαπερατότητας.

Από τα στοιχεία της ICOLD τα γεωφράγματα καταλαμβάνουν το 71% (63% + 8%) του συνολικού πλήθους καταγεγραμμένων φραγμάτων. Με βάση τον τύπο τους, τα φράγματα αριθμούνται όπως φαίνεται στο Σχήμα 3-2.



Σχήμα 3-2: Τύποι φραγμάτων (Dam Figures: International Commission on Large Dams)

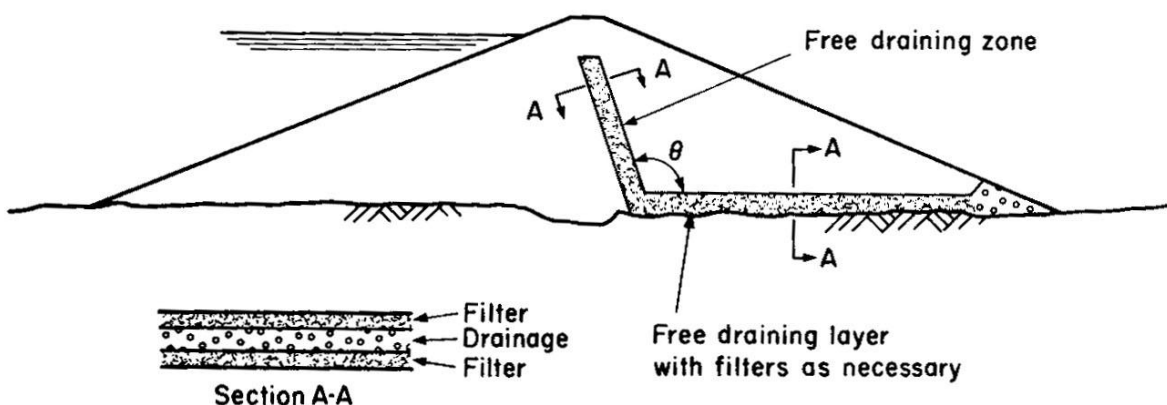
3.2 Γεωφράγματα και Διαζώνηση

Βασικός στόχος σχεδιασμού των γεωφραγμάτων είναι η αξιοποίηση και η χρησιμοποίηση με τον καλύτερο τρόπο των υλικών που βρίσκονται στην ευρύτερη περιοχή και πλησίον του έργου, ώστε να ελαχιστοποιηθεί το κόστος μέσω τεχνοοικονομικού σχεδιασμού.

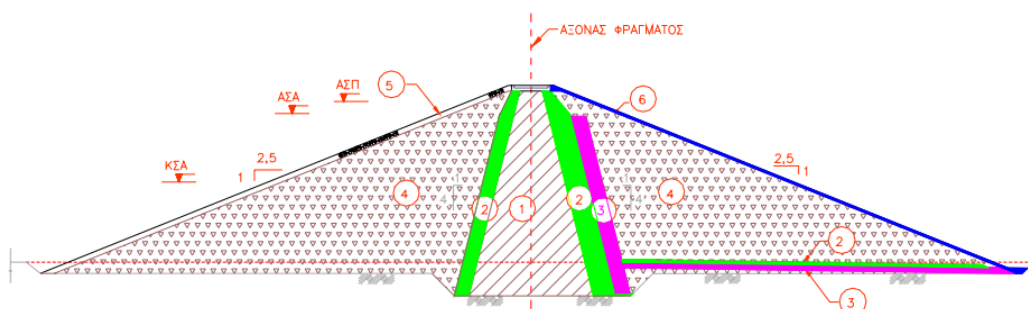
Απαραίτητη κατά την κατασκευή γεωφραγμάτων, είναι η χρήση εδαφικών υλικών υψηλής διατμητικής αντοχής όπως αμμοχάλικα και λιθορριπές, ώστε να έχουν ικανοποιητική ευστάθεια σε απότομες κλίσεις πρανών, συνεπώς να συντελούν στη μείωση του όγκου του φράγματος. Η χρήση υλικών χαμηλής διαπερατότητας όπως είναι τα αργιλικά υλικά προσδίδουν χαμηλή διαπερατότητα στην κατασκευή και συγκρατούν το νερό του ταμιευτήρα σε συνήθεις περιπτώσεις που η χρήση των γεωφραγμάτων στοχεύει στην εκταμίευση νερού. Ειδική περίπτωση αποτελούν τα αντιπλημμυρικά φράγματα με βασική τους ιδιότητα τη διαπερατότητα.

Η διαζώνηση των γεωφραγμάτων επιτρέπει τη χρήση διαφόρων υλικών, ώστε να βελτιστοποιηθούν οι ιδιότητές τους και παράλληλα να καλυφθούν οι αδυναμίες τους. Τυπική διατομή με τις αντίστοιχες ζώνες παρουσιάζεται στο Σχήμα 3-4 που ακολουθεί.

Ομοιογενή φράγματα, που απαρτίζονται από ένα μόνο υλικό εδαφικής σύστασης και χαμηλής διαπερατότητας, είναι συνήθως περιορισμένου χρόνου λειτουργίας και μικρού ύψους. Κατά τη διήθηση του νερού, οι αυξημένες υδραυλικές κλίσεις και ταχύτητες ροής εγκυμονούν κινδύνους σταδιακής διάπλυσης. Η χρήση εσωτερικού στραγγιστηρίου βελτιώνει την ευστάθεια του κατόπτη πρανούς, η χρήση στραγγιστηρίου πρίσματος ποδός αποφεύγει τον κίνδυνο υδραυλικής διάβρωσης και οι αποστραγγιστικές στρώσεις περιβαλλόμενες από υλικό φίλτρου συντελούν στην αποφυγή της διάβρωσης του λεπτόκοκκου υλικού προς το στραγγιστήριο (Σχήμα 3-3).



Σχήμα 3-3: Τυπική διατομή ομογενούς φράγματος, με ζώνες προστασίας (Καββαδάς, Ειδικά Γεωτεχνικά Έργα: Γεωτεχνική Φραγμάτων, 2006)



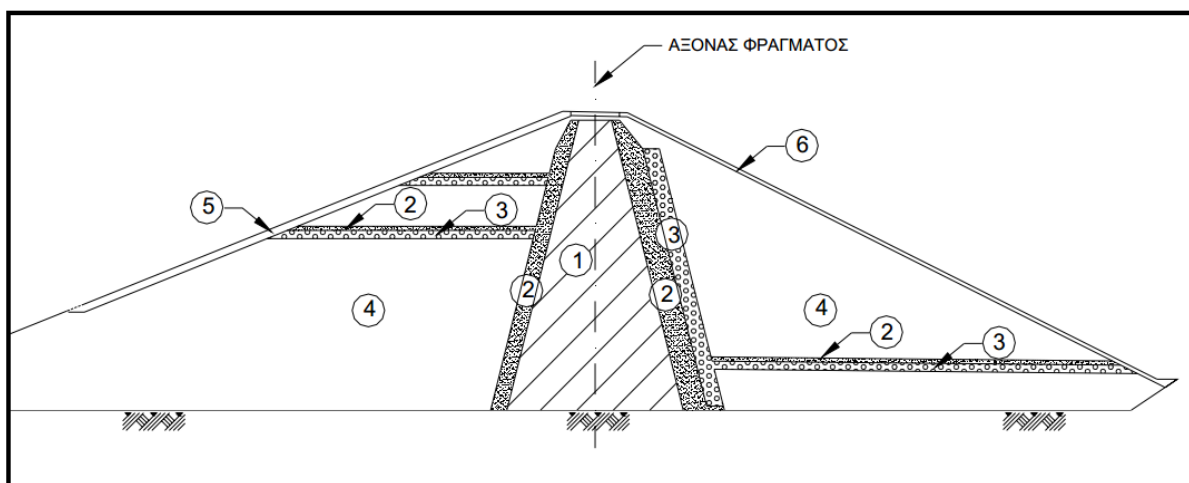
Ζώνη 1 – Πυρήνας	Αδιαπέρατα υλικά
Ζώνη 2 – Φίλτρο	Διαβαθμισμένο αμμώδες υλικό
Ζώνη 3 – Στραγγιστήριο	Διαβαθμισμένο χαλικώδες υλικό
Ζώνη 4 – Κελύφη	Αμμοχάλικα, κορήματα, κερματισμένο βράχος
Ζώνη 5 – Κυματοπροστασία	Ογκόλιθοι - Τρόχμαλοι
Ζώνη 6 – Κατάντη ζώνη προστασίας	Λίθοι - κροκάλες

Σχήμα 3-4: Διαζώνηση χωμάτινου φράγματος (Μουτάφης, Διαλέξεις Μαθήματος Τεχνολογίας Γεωφραγμάτων, 2012)

Ο πυρήνας αποτελεί ζώνη από υλικό χαμηλής διαπερατότητας ($<10^{-8}$ m/sec) με ποσοστό λεπτόκοκκου κλάσματος διερχόμενο από το κόσκινο No. 200 (0.076 mm) μεγαλύτερο από 20% και στοχεύει στην εξασφάλιση της στεγανότητας του φράγματος. Πέρα από τη χαμηλή τιμή υδραυλικής αγωγιμότητας, πρέπει η ελάχιστη τάση που αναπτύσσεται στον πυρήνα να είναι μεγαλύτερη από την πίεση του νερού (αντιμετώπιση του φαινομένου αφίδωσης κατά το οποίο οι τάσεις μειώνονται λόγω της ανάρτησης του υλικού πυρήνα στις γειτονικές ζώνες). Ως προς τη μορφή και τη γεωμετρία του πυρήνα μπορεί να είναι κεντρικός ή κεκλιμένος. Το υπόμετρο στέψης του τοποθετείται στη Ανώτατη Στάθμη Αποθήκευσης (ΑΣΑ) ή Πλημμύρας (ΑΣΠ) του ταμιευτήρα ή πολλές φορές υπέρ της ασφαλείας 1.0 - 2.0 m χαμηλότερα από τη στέψη τους φράγματος. Για τον ορισμό του πλάτους του, πρέπει σε οποιαδήποτε θέση να είναι μεγαλύτερο από το μισό του αντίστοιχα υδροστατικού φορτίου ώστε να διατηρούνται οι υδραυλικές κλίσεις μικρότερες του 2. Κατασκευαστικοί λόγοι επιβάλουν πλάτος στέψης ίσο με 4.00 m. Οι συνήθεις κλίσεις παρειών πυρήνα είναι 1:3, 1:4 και 1:5. Καθοριστικό ρόλο στην κατασκευή του κατέχει ο προσδιορισμός της βέλτιστη υγρασίας που θα επιτρέψει την συμπίκνωση του υλικού στην οικονομικά υψηλότερη τιμή (αντοχή συνάρτηση της πυκνότητας του υλικού).

Σκοπός των φίλτρων είναι να επιτρέπουν στο νερό των πόρων να διαφεύγει από τη ζώνη του πυρήνα χωρίς να μεταφέρει τους εδαφικούς κόκκους (κίνδυνος διάπλυσης υλικού). Το υλικό που τα απαρτίζει είναι αμμώδες και διαβαθμισμένο σε σαφώς καθορισμένα όρια ώστε να ανταποκρίνεται στην κοκκομετρική διαβάθμιση του πυρήνα. Οι ιδιότητες του υλικού των φίλτρων πρέπει να είναι τέτοιες ώστε η ζώνη αυτή να συγκρατεί τους κόκκους του υλικού πυρήνα αλλά ταυτόχρονα να επιτρέπει την παροχέτευση του διηθούμενου νερού, να μην διαχωρίζεται κατά τις διαδικασίες κατασκευής του, να καταρρέει ώστε να μην διατηρεί ανοιχτές ρωγμές και τέλος να διατηρεί την κοκκομετρική του διαβάθμιση αναλλοίωτη χωρίς να εμφανίζει θραύση ή συγκόλληση των κόκκων του.

Η ροή νερού διαμέσου του σώματος φράγματος και της θεμελίωσης μπορεί να οδηγήσει στην ανάπτυξη υψηλών πιέσεων ύδατος πόρων. Στην απομάκρυνσή του νερού στοχεύουν οι ζώνες στραγγιστηρίου οι οποίες απαρτίζονται από καθαρά χαλίκια ή κροκάλες. Η επάρκεια του στραγγιστηρίου ελέγχεται με εκτίμηση των ποσοτήτων νερού που καλείται να απομακρύνει, η οποία ορίζει το πλάτος και το ύψος του. Οι ζώνες στραγγιστηρίων που συναντώνται στα φράγματα είναι κεκλιμένες ή παραοριζόντιες ανάλογα τη λειτουργία που επιτελούν. Στο κατόντη κέλυφος τελικός στόχος είναι να απομακρυνθεί το νερό και να οδηγηθεί στην κοίτη του ποταμού (και όχι προς τα αντερείσματα) με ασφάλεια. Ανάντη η κατασκευή του μειώνει τον κίνδυνο ανάπτυξης πιέσεων κατά τον καταβιβασμό της στάθμης του ταμιευτήρα υπό το καθεστώς αντίστροφης ροής. Το υλικό του στραγγιστηρίου πρέπει και αυτό με τη σειρά του να προστατευθεί από έμφραξη του με λεπτόκοκκα υλικά των κελυφών, έτσι περιβάλλεται από ζώνες φίλτρου.



Σχήμα 3-5: Κεκλιμένες και παραοριζόντιες ζώνες στραγγιστηρίων και φίλτρων (Μουτάφης, Σημειώσεις Τεχνολογίας Γεωφραγμάτων, 2009)

Τα κελύφη ή σώματα στήριξης ή αντιπυρήνες είναι το τμήμα του αναχώματος που συγκρατεί τον πυρήνα στη θέση του και παρέχει στο ανάχωμα την απαιτούμενη ευστάθεια, ώστε να αντιμετωπίσει, με τους απαιτούμενους συντελεστές ασφαλείας, τα φορτία από το ίδιο βάρος των υλικών, τις πιέσεις νερού (εσωτερικές και εξωτερικές), τους σεισμούς κλπ. Τα υλικά κατασκευής των κελυφών μπορεί να είναι γαιώδη (χωμάτινο φράγμα) ή βραχώδη (λιθόρριπτο φράγμα) ανάλογα τη διαθεσιμότητά τους στο χώρο κατασκευής. Οι κλίσεις των εξωτερικών πρανών των κελυφών είναι σε συνάρτηση της διατμητικής αντοχής των υλικών κατασκευής, της διατμητικής αντοχής της θεμελίωσης του αναχώματος, της παρουσίας νερού και τέλος των σεισμικών καταπονήσεων (Μουτάφης, Σημειώσεις Τεχνολογίας Γεωφραγμάτων, 2009). Ενδεικτικά αναφέρεται πως οι κλίσεις για αμμοχαλικώδη υλικά κυμαίνονται μεταξύ 1.80 : 1 και 2.50 : 1 (Ο : Κ). Κατά κανόνα η κλίση του ανάντη πρανούς είναι ηπιότερη εξαιτίας της επιβάρυνσής του με τις επιπτώσεις από τον καταβιβασμό της στάθμης του ταμιευτήρα. Ακόμα, η ηπιότερη κλίση βελτιώνει την ευστάθεια του ανάντη πρανούς, κερδίζοντας από το φορτίο νερού που δημιουργείται από τον ταμιευτήρα.

Στο ανάντη πρανές, για να προστατευθεί από την επίδραση των κυματισμών του ταμειυτήρα, διαστρώνεται επιφανειακή επένδυση με μεγάλες πέτρες τυχαία τοποθετημένες (rip rap) ή μέσω χειρόθετης λιθένδυσης. Η τοποθέτηση γίνεται από τη στέψη του αναχώματος μέχρι την Κατώτατη Στάθμη Αποθήκευσης (ΚΣΑ) ή μέχρι τον πόδα του ανάντη πρανούς για την προστασία του κελύφους κατά την πρώτη πλήρωση του ταμειυτήρα. Οι διαστάσεις των λίθων επιλέγονται τέτοιες ώστε να αντιμετωπίζουν τις δυνάμεις των κυματισμών. Έτσι το μέγεθος των λίθων ορίζει το ελάχιστο πάχος της λιθορριπής προστασίας ώστε να ενσωματώνονται τα μεγαλύτερα τεμάχια. Σε περιπτώσεις που το υλικό του ανάντη κελύφους κινδυνεύει από διάπλυση είτε λόγω κυματισμού, είτε λόγω καταβιβασμού της στάθμης του ταμειυτήρα, παρεμβάλλεται στρώση που λειτουργεί ως φίλτρο για το υλικό του κελύφους αποτελούμενη από λιθορριπή ή κροκάλες με χαλίκια.

Το κατόντη πρανές χρήζει προστασίας από τη διαβρωτική επίδραση του νερού της βροχής και κυρίως από την επιφανειακή του ροή που δημιουργεί αυλακώσεις. Η προστασία του μπορεί να γίνει με την κατασκευή αναβαθμών που θα μειώσουν την ταχύτητα επιφανειακής ροής ή με την κατασκευή προστατευτικής ζώνης από κροκάλες ή λίθους ή με την τοποθέτηση φυτοκάλυψης.

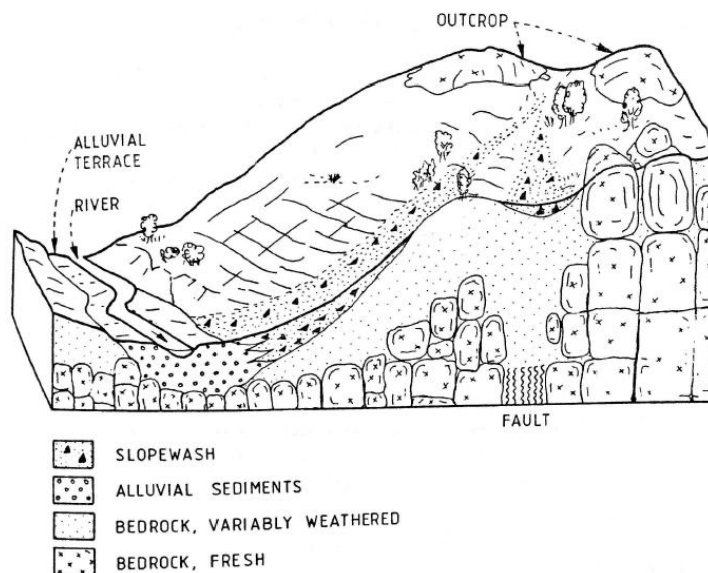
3.3 Περιοχή θεμελίωσης

Ο όρος θεμελίωση χρησιμοποιείται τόσο για τον πυθμένα όσο και για τα πρανή της κοιλάδας πάνω στα οποία θεμελιώνεται το φράγμα. Η θεμελίωση κάθε φράγματος αποτελεί ιδιαίτερη περίπτωση, γιατί τόσο οι συνθήκες του εδάφους, όσο και το φράγμα το ίδιο δεν μπορεί να επαναλαμβάνονται. Κάθε έδαφος παρουσιάζει τα δικά του χαρακτηριστικά προβλήματα που για να αντιμετωπιστούν απαιτείται λήψη μέτρων και ειδική επεξεργασία που θα ενισχύει τα αδύνατα σημεία του.

Βασικές κατηγορίες θεμελίωσης που θα μπορούσαν να διακριθούν είναι:

- Θεμελίωση σε βραχώδη σχηματισμό
- Θεμελίωση σε μαλακό πέτρωμα (εδαφικό σχηματισμό)
- Θεμελίωση σε ποτάμια αποθέσεις

Τα υλικά θεμελίωσης συνήθως διαφοροποιούνται κατά θέσεις και η διάταξή τους είναι άρρηκτα συνδεδεμένη με τον τρόπο δημιουργίας τους, τον τρόπο διάβρωσής τους και τον τρόπο μεταφοράς τους. Σχηματική απεικόνιση κοιλάδας ποταμού φαίνεται στο Σχήμα 3-6 όπου διακρίνονται αλλουβιακές αποθέσεις στην περιοχή του ποταμού και πλευρικά κορήματα που έχουν αποσπαστεί από μητρικά πετρώματα μέσω της επίδρασης π.χ. του αέρα, νερού, θερμοκρασιών, φυτών κ.ά. και με τη βοήθεια των δυνάμεων βαρύτητας έχουν αποτεθεί σε θέσεις χαμηλότερου υψομέτρου με ηπιότερη κλίση. Ακόμα η ποιότητα και τα μηχανικά χαρακτηριστικά βραχωδών σχηματισμών διαφοροποιούνται χωρικά. Συμπεραίνεται λοιπόν η έντονη ετερογένεια υλικών σε μια πιθανή θέση θεμελίωσης φράγματος. Για παράδειγμα μπορεί η κοίτη του ρέματος να αποτελείται από αμμοχάλικα βάρους από 10 m - 100 m ή και περισσότερο, ενώ τα πρανή να είναι βραχώδη με διαβρωμένα επιφανειακά στρώματα και απότομες κλίσεις ή επικαλύψεις από στρώματα αργίλου και ιλύος σε ομαλά πρανή.

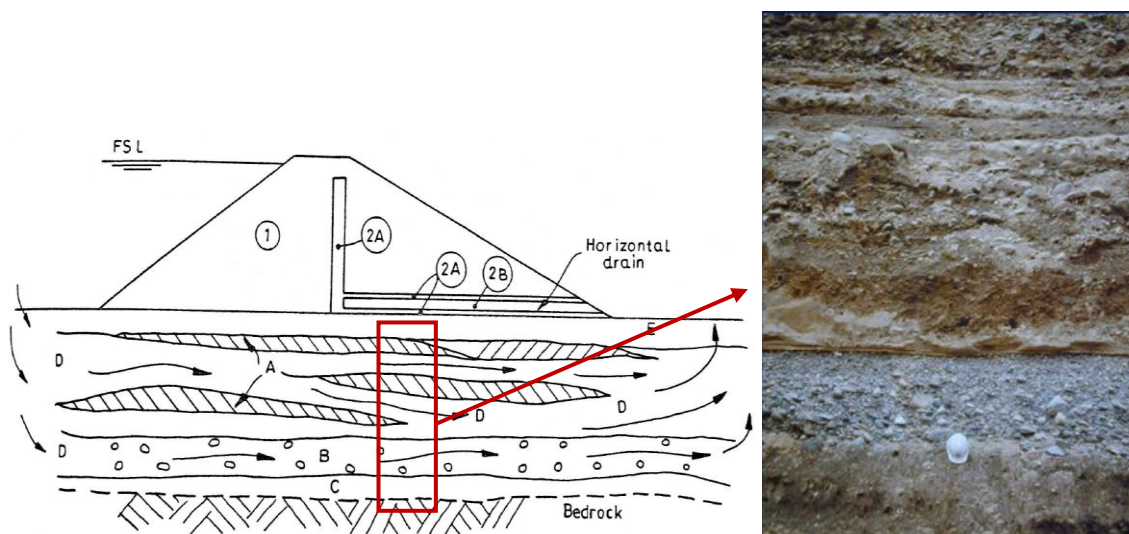


Σχήμα 3-6: Σχηματική απεικόνιση κοιλάδας (Fell & MacGregor, 1992)

Όταν τα φράγματα θεμελιώνονται πάνω σε εδάφη όπως ποτάμιες αποθέσεις αναμένονται διαφοροποιήσεις υλικών καθ' ύψος, λόγω αποθέσεων ποταμού και κατά πλάτος λόγω μαιανδρισμού, που επιτρέπουν την υπόγεια ροή νερού. Ειδική μέριμνα πρέπει να ληφθεί για τη στεγάνωση της θεμελίωσης εξαιτίας του αυξημένου κινδύνου διάπλυσης υλικού πυρήνα σε επαφή με τη θεμελίωση, όταν αυτή λαμβάνει χώρα σε περατή στρώση αμμοχάλικων. Τυπική μορφή των αλλουβιακών αποθέσεων απεικονίζεται στο Σχήμα 3-7 ενώ τα χαρακτηριστικά που τις συνθέτουν είναι:

- A. Φακοειδείς αποθέσεις χαμηλής διαπερατότητας από λεπτόκοκκα υλικά όπως ιλύς και άργιλος που εμποδίζουν την κατακόρυφη ροή στις αποθέσεις. Συνήθως συναντώνται στην εσωτερική όχθη σε καμπύλες ποταμών.
- B. Στη βάση των αποθέσεων εντοπίζονται στοιχεία μεγάλης διαμέτρου, όπως κροκάλες, αντανακλώντας τις περιόδους που το νερό χαρακτηριζόταν από μεγαλύτερες ταχύτητες και το ποτάμι ήταν ενεργό. Στη ζώνη αυτή οι τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας είναι μεγαλύτερες.
- C. Το άνω τμήμα του βραχώδους υποβάθρου εμφανίζεται χαλαρωμένο και αποσασθρωμένο εξαιτίας της επίδρασης εξωγενών παραγόντων.
- D. Παρεμβάλλονται χονδρόκοκκα υλικά και στρώσεις από αδρομερείς αποθέσεις που επιτρέπουν τη ροή νερού μέσα σε αυτά και μορφώνουν μεγάλη τιμή του λόγου οριζόντιας προς κατακόρυφη υδραυλική αγωγιμότητα (k_H/k_V)
- E. Λεπτόκοκκα υλικά αργιλώδους σύστασης κυριαρχούν επιφανειακά σε περιοχές πλημμυρικών πεδίων στις όχθες.

Συμπεραίνεται λοιπόν, πως οι αλλουβιακές αποθέσεις εμφανίζονται διαστρωμένες σε επάλληλες στρώσεις ή φακοειδείς αποθέσεις αργίλου, ιλύος και λεπτής άμμου ή χαλικιών, με διαφορετικά πάχη και έκταση στρώσεων. Η διάταξη και ο συνδυασμός των παραπάνω υλικών οδηγούν σε μεγαλύτερες τιμές οριζόντιας υδραυλικής αγωγιμότητας και καθιστούν την ανάγκη για έλεγχο του διηθούμενου νερού επιτακτική. Μέθοδοι ελέγχου της διήθησης νερού αναπτύσσονται στο Κεφάλαιο 7.



Σχήμα 3-7: Τυπική μορφή αλλουβιακών αποθέσεων (Fell & MacGregor, 1992) και λεπτομέρεια διαφοροποιήσεων υλικών καθ' ύψος (Μουτάφης, Διαλέξεις Μαθήματος Τεχνολογίας Γεωφραγμάτων, 2012)

4 Υπόγεια ροή - Βασικές αρχές

4.1 Εισαγωγή

Το έδαφος είναι ένα μη συμπαγές πολυφασικό υλικό, που αποτελείται από ασύνδετους ή ελαφρά συνδεδεμένους κόκκους, τα κενά των οποίων (πόροι) περιέχουν υγρά (συνήθως νερό) ή και αέρια (συνήθως αέρα).

Όλα τα εδαφικά υλικά είναι διαπερατά, αφού οι πόροι τους επικοινωνούν και σχηματίζουν συνεχείς διόδους. Οι διαφορές που εμφανίζουν τα διάφορα εδαφικά υλικά ως προς τη διαπερατότητά τους είναι καθαρά ποσοτικές, δηλαδή άλλα υλικά έχουν μεγάλη διαπερατότητα (π.χ. χαλίκια και χονδρόκοκκες άμμοι), ενώ άλλα έχουν πολύ μικρή διαπερατότητα (π.χ. άργιλοι).

Πλήθος προβλημάτων υδατικής ροής απασχολούν τους μηχανικούς όπως:

- υπολογισμοί παροχών διαρροής διαμέσου ενός γεωφράγματος, για την αποξήρανση μιας εκσκαφής ή για τον καταβιβασμό της στάθμης του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα
- υπολογισμοί της χρονικής εξέλιξης καθιζήσεων για θεμελιώσεις σε αργίλους υπό τον υδροφόρο ορίζοντα
- υπολογισμοί ενεργών τάσεων και αντοχής στα προβλήματα ευστάθειας πρανών, υποσκαφής κ.ά.

Βασικό κομμάτι λοιπόν του σχεδιασμού σχετίζεται με την υπόγεια ροή μέσα από τις εδαφικές στρώσεις τα σημαντικότερα χαρακτηριστικά των οποίων θα αναφερθούν στις παραγράφους που ακολουθούν.

4.2 Ιδιότητες γεωυλικών

Ολικό πορώδες ή πορώδες ενός υδροφορέα n ορίζεται ως ο λόγος του όγκου των κενών (V_v) προς τον ολικό όγκο του εδάφους (V_t) και εκφράζεται συνήθως ως ποσοστό:

$$n = \frac{V_v}{V_t} \quad (4-1)$$

Παράμετροι συνδεδεμένοι με το πορώδες είναι ο δείκτης πόρων (e) ο οποίος ορίζεται ως ο λόγος του όγκου των κενών (V_v) προς τον όγκο των στερεών κόκκων (V_s) του δείγματος:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (4-2)$$

Το πορώδες και ο δείκτης πόρων συσχετίζονται ως εξής:

$$n = \frac{e}{1+e} \quad (4-3)$$

Μία διάκριση που συχνά γίνεται στην έννοια του πορώδους είναι σε πρωτογενές και δευτερογενές. Το πρωτογενές πορώδες οφείλεται στα διάκενα που δημιουργήθηκαν κατά τη διάρκεια σχηματισμού του πετρώματος ενώ το δευτερογενές οφείλεται στα διάκενα που δημιουργήθηκαν λόγω τεκτονισμού, αποσάθρωσης, διάλυσης και γενικότερα δράσης του περιβάλλοντος. Το πρωτογενές πορώδες εξαρτάται από τη διάταξη, το μέγεθος και τη μορφή των κόκκων.

Αντίστοιχα υπάρχει η έννοια του ενεργού πορώδους το οποίο λαμβάνει υπόψη μόνο τους πόρους που είναι συνδεδεμένοι μεταξύ τους και ουσιαστικά συντελούν στην υπόγεια ροή.

Η κοκκομετρική διαβάθμιση των υλικών και η διάταξη των στερεών κόκκων καθορίζει και τον όγκο των κενών. Ο συντελεστής ομοιομορφίας (C_u) αποτελεί παράμετρος προσδιορισμού της κοκκομετρικής διαβάθμισης και ορίζεται ως ο λόγος της διαμέτρου D_{60} , δηλαδή το μέγεθος του κόκκου από το οποίο το 60% του υλικού έχει μικρότερο μέγεθος, προς τη διάμετρο D_{10} , που ορίζεται αντιστοίχως.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (4-4)$$

Ο βαθμός κορεσμού (S) είναι ο λόγος όγκου του νερού των πόρων (V_w) προς τον όγκο των κενών (V_v) και παίρνει τιμές από 0 (ξηρό εδαφικό υλικό) έως 1 (κορεσμένο εδαφικό υλικό).

$$S = \frac{V_w}{V_v} \quad (4-5)$$

Το ποσοστό υγρασίας (w) είναι ο λόγος της μάζας νερού των πόρων (M_w) προς τη μάζα των στερεών κόκκων (M_s):

$$w = \frac{M_w}{M_s} \quad (4-6)$$

Η πυκνότητα του εδαφικού υλικού (ρ) είναι ο λόγος της μάζας του εδαφικού δείγματος (M) προς τον όγκο του (V):

$$\rho = \frac{M}{V} \quad (4-7)$$

Αντίστοιχα ορίζεται και η πυκνότητα των στερεών κόκκων.

Μερικές τυπικές τιμές των θεμελιωδών μεγεθών για διάφορα εδαφικά υλικά είναι (Καββαδάς, Στοιχεία Εδαφομηχανικής, 2007):

- Πορώδες:
 - Άμμοι: 0.30 έως 0.50
 - Άργιλοι: 0.20 έως 0.60 (ή και υψηλότερο)
- Δείκτης πόρων:
 - Άμμοι: 0.40 έως 1.00
 - Άργιλοι: 0.30 έως 1.50 (ή και υψηλότερος)
- Ποσοστό υγρασίας:
 - Άμμοι: 0.00 έως 0.40 (40%)
 - Άργιλοι: 0.00 έως 1.00 (100%)
 - Σε οργανικά ή ευαίσθητες αργίλους μπορεί να φτάσει και 5.00
- Πυκνότητα εδαφικού υλικού (σε Mg/m^3):
 - Άμμοι και χάλικες: 1.70 έως 2.40
 - Ιλείς και άργιλοι: 1.40 έως 2.10
 - Οργανικά και ευαίσθητες άργιλοι: 1.00 έως 1.60
- Πυκνότητα στερεών κόκκων:
 - Για όλους του τύπους εδαφών (πλην οργανικών): 2.50 – 2.80 (Mg/m^3)
 - Οργανικά ίσως έχουν μικρότερη από 2.50 Mg/m^3

4.3 Δυναμική και κινητική ενέργεια νερού - Εξίσωση Bernoulli

Η ενέργεια της μάζας νερού σε μία θέση απαρτίζεται από τρεις συνιστώσες:

- Τη δυναμική ενέργεια που οφείλεται στο υψόμετρο της μάζας νερού ως προς ένα επίπεδο αναφοράς: $E_z = Mgz$ (4-8)
- Την πίεση ύδατος: $E_p = \frac{pM}{\rho}$ (4-9)
- Την κινητική ενέργεια του νερού: $E_v = \frac{Mv^2}{2}$ (4-10)

Όπου M η μάζα του νερού, g η επιτάχυνση της βαρύτητας, z το υψόμετρο θέσης της μάζας νερού, p η πίεση ύδατος πόρων, ρ η πυκνότητα και v η ταχύτητα του νερού. Διαιρώντας τις παραπάνω συνιστώσες ενέργειας με την μάζα ή αλλιώς τον όρο Mg προκύπτουν τα αντίστοιχα ύψη ενέργειας. Το μοναδιαίο βάρος του νερού γ_w ισούται με το γινόμενο rg . Έτσι το συνολικό υδραυλικό φορτίο ή ολικό

ύψος h απαρτίζεται από το γεωμετρικό ύψος z , το πιεζομετρικό ύψος $\frac{p}{\gamma_w}$ και το ύψος κινητικής

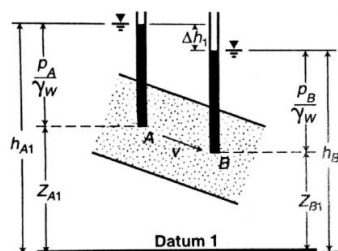
ενέργειας $\frac{v^2}{2g}$ και διαμορφώνουν την εξίσωση Bernoulli για ροή διαμέσου του εδάφους:

$$h = z + \frac{p}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} \quad (4-11)$$

Οι αναπτυσσόμενες ταχύτητες ροής εντός των εδαφικών σχηματισμών είναι εξαιρετικά μικρές της τάξης 0.01 m/sec καθιστώντας τον τελευταίο όρο της εξίσωσης 4-11 πρακτικά μηδενικό και μετασχηματίζοντας την εξίσωση 4-11 στην εξίσωση 4-12:

$$h = z + \frac{p}{\gamma_w} \quad (4-12)$$

Η διαφορά του ολικού υδραυλικού φορτίου μεταξύ δύο σημείων είναι αυτή που δημιουργεί τη ροή μέσα στο εδαφικό υλικό, η οποία λαμβάνει χώρα από το σημείο υψηλού φορτίου προς το σημείο χαμηλού φορτίου. Σημειώνεται πως η τιμή του h σχετίζεται και με το επίπεδο αναφοράς που ορίζεται κάθε φορά καθώς χάρη σε αυτό διαμορφώνεται το γεωμετρικό ύψος. Για τη σύγκριση του υδραυλικού φορτίου μεταξύ δύο σημείων απαραίτητη προϋπόθεση είναι η κοινή επιλογή του υψόμετρου αναφοράς το οποίο συχνά ταυτίζεται με τη μέση στάθμη της θάλασσας.



Σχήμα 4-1: Ολικό, γεωμετρικό και πιεζομετρικό ύψος ενέργειας (Lakshmi, 2003)

4.4 Υδραυλική κλίση - Υδραυλική αγωγιμότητα - Νόμος Darcy

Το υπόγειο νερό κινείται από περιοχές υψηλής ενεργειακής στάθμης σε περιοχές μικρότερης ενεργειακής στάθμης. Η τιμή της ενεργειακής στάθμης εξαρτάται μόνο από τη θέση και την πίεση, διότι η κινητική ενέργεια είναι πρακτικά ασήμαντη λόγω του μικρού μεγέθους των ταχυτήτων.

Κατά την κίνησή του το νερό χάνει ενέργεια λόγω τριβών στους στερεούς κόκκους του εδαφικού σκελετού. Η υδραυλική κλίση i είναι ένα αδιάστατο μέγεθος που εκφράζει την απώλεια φορτίου μεταξύ δύο σημείων και ορίζεται ως το ποσοστό του υδραυλικού φορτίου μεταξύ των δύο σημείων προς τη μεταξύ τους απόσταση:

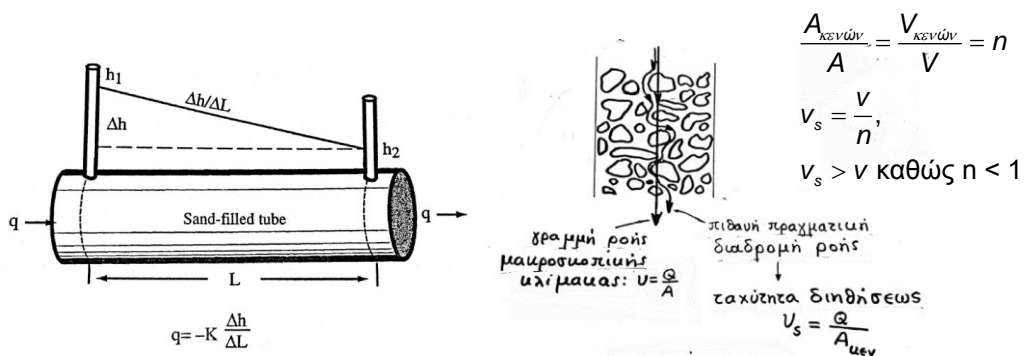
$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad (4-13)$$

Η απώλεια αυτή της ενέργειας ανά μονάδα μήκους διαδρομής του υπόγειου νερού έχει ευρεθεί πειραματικά ότι είναι ανάλογη προς την ταχύτητα του υπόγειου νερού για στρωτή ροή (όπου αριθμός $Re < 1 - 10$). Η αναλυτική της έκφραση αποτελεί και το νόμο του Darcy σύμφωνα με τον οποίο η παροχή της ροής (όγκος ανά μονάδα χρόνου) είναι ανάλογη προς τη σταθερή επιφάνεια διατομής του εδαφικού υλικού A , ανάλογη προς τη διαφορά $(h_1 - h_2)$, δηλαδή προς το ύψος απώλειας ενέργειας και αντιστρόφως ανάλογη προς το μήκος του δείγματος L .

$$Q = k \frac{(h_1 - h_2)}{L} A = kiA \quad (4-14)$$

Ως ειδική παροχή ή ταχύτητα Darcy q ορίζεται ο όγκος του νερού ανά μονάδα χρόνου και επιφάνειας

$$\text{κάθετα στην κατεύθυνση της ροής: } q = \frac{Q}{A} = k \frac{(h_1 - h_2)}{L} = ki \quad (4-15)$$



Σχήμα 4-2: Διάταξη πειράματος Darcy (Delleur, 1999) και μικροσκοπική θεώρηση της ροής (Γκαζέτας, 2007)

Κατά τη μικροσκοπική θεώρηση η ροή λαμβάνει χώρα μόνο στο τμήμα της διατομής που δεν καταλαμβάνεται από στερεούς κόκκους σε μία επιφάνεια μικρότερη από τη σταθερή επιφάνεια διατομής του εδαφικού υλικού A ($A_{\text{κενών}} < A$). Η ροή διαμέσου των πόρων ορίζει και την ταχύτητα διηθήσεως.

Ο συντελεστής αναλογίας k ονομάζεται υδραυλική αγωγιμότητα (hydraulic conductivity) ή συντελεστής διαπερατότητας, έχει διαστάσεις ταχύτητας και εξαρτάται από τη φύση του πορώδους μέσου (μέγεθος και σχήμα κόκκων, μέγεθος και σχήμα διάκενων) και τις ιδιότητες του ρευστού (πυκνότητα ρ και

κινηματική συνεκτικότητα μ). Στην πραγματικότητα εκφράζει τον όγκο ρευστού που ρέει κάθετα διαμέσου μίας επιφάνειας πορώδους μέσου στη μονάδα του χρόνου υπό την επίδραση της κλίσης του υδραυλικού φορτίου. Για σταθερή θερμοκρασία και δεδομένη δομή εδαφικού υλικού ο συντελεστής k παραμένει σταθερός.

Σε περιπτώσεις ακόρεστων εδαφών το νερό υπόκειται, πέρα από την επίδραση της υδραυλικής κλίσης, σε μοριακές δυνάμεις και επιφανειακές τάσεις που καθιστούν την υδραυλική αγωγιμότητα ως συνάρτηση της πίεσης ύδατος πόρων.

Ο προσδιορισμός του συντελεστή υδραυλικής αγωγιμότητας γίνεται τόσο εργαστηριακά όσο και με επιτόπιες δοκιμές. Οι κύριες εργαστηριακές διατάξεις είναι το διαπερατόμετρο σταθερού υδραυλικού φορτίου, κατάλληλο για τη εφαρμογή σε χονδρόκοκκα, υδατοπερατά εδάφη (χαλίκια, άμμος κ.α.) και το διαπερατόμετρο μεταβλητού υδραυλικού φορτίου κατάλληλο για τη μέτρηση της υδραυλικής αγωγιμότητας σε λεπτόκοκκα εδάφη, λιγότερο διαπερατά όπως η άργιλος. Σημειώνεται πως η πρώτη διάταξη ουσιαστικά αναπαράγει το πείραμα Darcy, δημιουργώντας στα άκρα του δείγματος του πορώδους μέσου μια διαφορά υδραυλικού φορτίου (σταθερού) και μετρώντας την προκύπτουσα παροχή. Αντίθετα, η δοκιμή μεταβλητού φορτίου κρατά σταθερή μόνο τη στάθμη εκροής του νερού και χωρίς εξωτερική τροφοδοσία μετρά το ρυθμό πτώσης του ύψους ενέργειας σε αντίστοιχα χρονικά βήματα.

Η εκτίμηση της υδραυλικής αγωγιμότητας στην ύπαιθρο γίνεται μέσω των δοκιμών εισπίεσεων με γενική αρχή τη διοχέτευση νερού σε απομονωμένο τμήμα γεωτρήσεων και τη μέτρηση, άμεσα ή έμμεσα, της ποσότητας νερού που απορροφάτε από το έδαφος σε συνάρτηση με τη φόρτιση (πίεση) που εφαρμόζεται. Οι τρεις βασικές κατηγορίες δοκιμών εισπίεσης είναι:

- Δοκιμές σταθερού φορτίου: Σ' αυτές μετριέται η ποσότητα του νερού που διοχετεύεται για να διατηρηθεί κάποια σταθερή στάθμη (φόρτιση) πάνω από το δοκιμαζόμενο τμήμα της γεώτρησης (δοκιμή Lefranc-κατάσταση ισορροπίας).
- Δοκιμές πίπτοντος ή μεταβλητού φορτίου: Σ' αυτές διοχετεύεται νερό μέσα στη γεώτρηση και μετριέται ο χρόνος που χρειάζεται για να κατέβει η νέα πιο ψηλή στάθμη που δημιουργήθηκε, σε μία πιο χαμηλή θέση (δοκιμή Maag-κατάσταση μη ισορροπίας)
- Δοκιμές αποστολής του νερού με πίεση: Σε τμήμα της γεώτρησης απομονωμένο μεταξύ παρεμβύσματος (packer) και πυθμένα ή μεταξύ δύο παρεμβυσμάτων, μετριέται η ποσότητα του νερού που απορροφάται σε συνάρτηση με την πίεση εισπίεσεως του νερού (δοκιμή Lugeon).

Κάθε μέθοδος έχει διαφορετικό πεδίο εφαρμογής. Οι δύο πρώτες μέθοδοι είναι κατάλληλες για πετρώματα και εδάφη ομοιογενή, χαλαρά ή μικρής συνεκτικότητας. Μάλιστα η δεύτερη χρησιμοποιείται συχνότερα σε εδάφη μικρότερης περατότητας ($10^{-4} - 10^{-5}$ m/s). Η τρίτη δοκιμή, η Lugeon, είναι πιο κατάλληλη για δοκιμές περατότητας σε πετρώματα (βράχοι - περατότητα ρωγμών) και σε εδάφη (πορώδη μέσα) μεγάλης συνεκτικότητας, όταν μπορούν να αντέξουν στις απαραίτητες πιέσεις της μεθόδου.

4.5 Ετερογένεια και ανισοτροπία

Πολλά εδάφη παρουσιάζουν επιλεκτικές διευθύνσεις στη δομή τους. Οι μεταμορφωσιγενείς βράχοι χαρακτηρίζονται για την σχιστότητά τους και τα ιζηματογενή πετρώματα παρουσιάζουν οριζόντια στρωμάτωση. Ιδιαίτερα στα ιζηματογενή εδάφη η διαπερατότητα είναι μεγαλύτερη κατά τη διεύθυνση των στρώσεων και μικρότερη κάθετα προς αυτές οφειλόμενη στον τρόπο απόθεσής τους (μεγάλος άξονας εδαφικού στοιχείου π.χ. κροκάλας, χαλικιού κατά τη διεύθυνση της ροής).

Ισότροπος υδροφορέας είναι εκείνος ο οποίος δεν παρουσιάζει προτιμώμενες διευθύνσεις ροής, δηλαδή σε κάθε σημείο η υδραυλική αγωγιμότητα δεν εξαρτάται από τη διεύθυνση ροής. Αντίθετα, όταν διαφοροποιείται κατά διευθύνσεις ο υδροφορέας καλείται ανισότροπος. Η υδραυλική αγωγιμότητα τότε αποτελεί ένα τανυστή από εννέα σταθερές για τρισδιάστατη ροή ή από τέσσερις για δισδιάστατη ροή και χρησιμοποιώντας τη θεωρία μητρώων ο νόμος Darcy για ανισότροπα πορώδη μέσα φαίνεται στην εξίσωση 4-16.

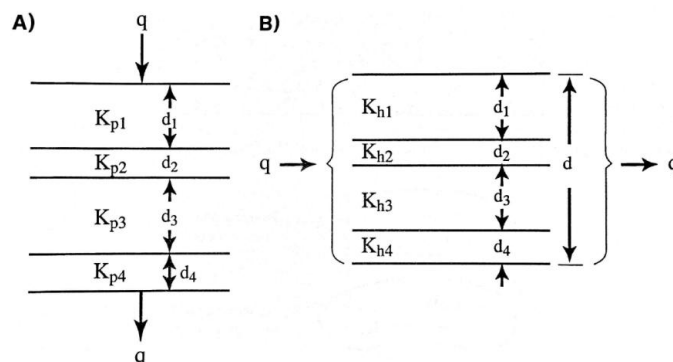
$$[k] = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{xz} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{yz} \\ k_{zx} & k_{zy} & k_{zz} \end{bmatrix}, \quad [k] = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} \\ k_{yx} & k_{yy} \end{bmatrix}, \quad \begin{bmatrix} q_x \\ q_y \\ q_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{xz} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{yz} \\ k_{zx} & k_{zy} & k_{zz} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} i_x \\ i_y \\ i_z \end{bmatrix} \quad (4-16)$$

Ένας στρωσιγενής υδροφορέας (Σχήμα 4-3) μπορεί να αντιμετωπιστεί ως ανισότροπος υδροφορέας. Η ισοδύναμη υδραυλική κλίση σε υδροφορέα αποτελούμενο από m στρώσεις συνολικού πάχους d όπου η ροή συντελείται κάθετα σε αυτές υπολογίζεται ως:

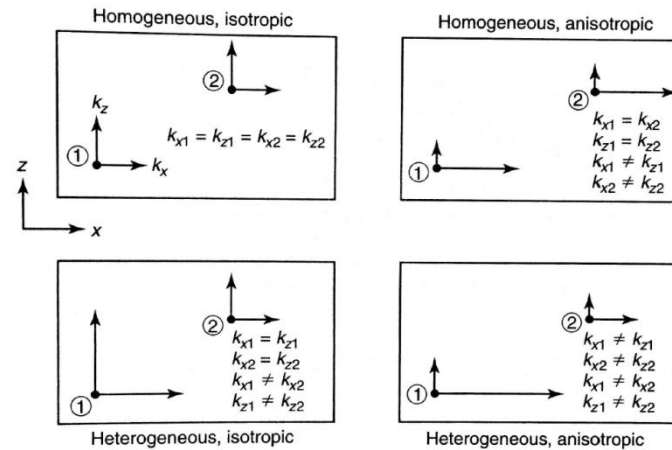
$$k_p = \frac{d}{\sum_{m=1}^m \frac{d_m}{k_{pm}}} \quad (4-17)$$

όπου d το συνολικό πάχος υδροφορέα, d_m το πάχος της κάθε στρώσης και k_{pm} η κατακόρυφη υδραυλική αγωγιμότητα σε κάθε στρώση. Αντίστοιχα ορίζεται η ισοδύναμη οριζόντια υδραυλική αγωγιμότητα σε περιπτώσεις που η ροή εκτελείται παράλληλα στις στρώσεις με τον όρο k_{hm} να είναι ίσος με την οριζόντια υδραυλική αγωγιμότητα της κάθε στρώσης:

$$k_h = \sum_{m=1}^m \frac{k_{hm} d_m}{d} \quad (4-18)$$



Σχήμα 4-3: Υδραυλική αγωγιμότητα σε εδαφικό υλικό με στρωμάτωση (Α) ροή κάθετα στις στρώσεις (Β) ροή παράλληλα στις στρώσεις (Delleur, 1999)



Σχήμα 4-4: Χωρική μεταβολή της υδραυλικής αγωγιμότητας

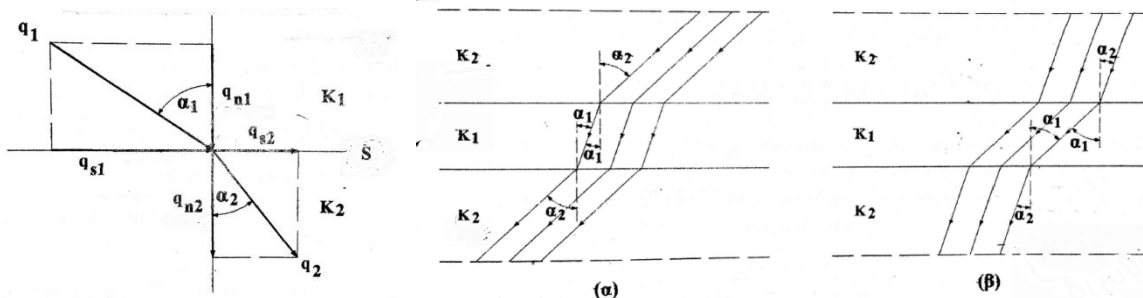
Όταν η υδραυλική αγωγιμότητα διατηρείται ίδια και σταθερή σε παράλληλες διευθύνσεις, τότε ο υδροφορέας καλείται ομογενής. Σε αντίθετη περίπτωση είναι ανομοιογενής (Σχήμα 4-4).

Στο όριο δύο ισότροπων πορωδών μέσων με διαφορετική τιμή υδραυλικής αγωγιμότητας η τυχαία γραμμή ροής υφίσταται διάθλαση σύμφωνα με το νόμο:

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{\tan \alpha_1}{\tan \alpha_2} \quad (4-19)$$

Ο νόμος της διάθλασης των γραμμών ροής προέκυψε από την κινηματική συνθήκη στο όριο, δηλαδή της ισότητας των κάθετων προς αυτών ειδικών παροχών (εξίσωση συνέχειας). Ακόμα, ισχύει και η εξίσωση ενέργειας δηλαδή της ισότητας του γεωμετρικού υψομέτρου και του ύψους πίεσης εκατέρωθεν του ορίου.

Στο Σχήμα 4-5 απεικονίζεται το φαινόμενο της διάθλασης. Ιδιαίτερα για την περίπτωση τριών στρώσεων με $k_1 < k_2$ παρατηρούμε πως για να διατηρηθεί η ενέργεια μεταβάλλεται η διαδρομή που διανύει το νερό σε κάθε στρώση. Έτσι στη μεσαία όπου η ταχύτητα ροής μικραίνει εξαιτίας της μικρότερης τιμής υδραυλικής αγωγιμότητας, η διαδρομή που επιλέγει είναι συντομότερη. Το αντίθετο παρατηρείται όταν $k_1 > k_2$.

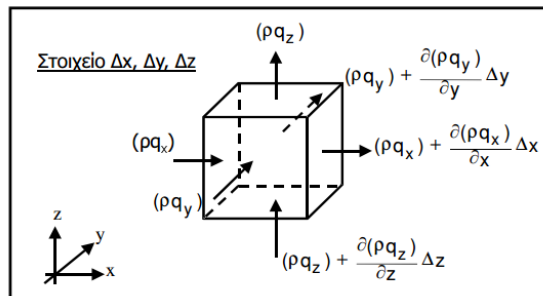


Σχήμα 4-5: Διάθλαση γραμμών ροής (α) $k_1 < k_2$ (β) $k_1 > k_2$ (Νάνου-Γιάνναρου & Παπαθανασιάδης, 2008)

5 Δίκτυα ροής

5.1 Εξίσωση συνέχειας για τρισδιάστατη ροή

Για τη μελέτη της διήθησης είναι απαραίτητη η διατύπωση της εξίσωσης συνέχειας. Σε ένα στοιχειώδη όγκο αναφοράς η καθαρή εισροή μάζας ρευστού ισούται με την ολική μεταβολή της μάζας του ρευστού στο στοιχείο ανά μονάδα χρόνου. Στο Σχήμα 5-1 απεικονίζεται ο στοιχειώδης όγκος με διαστάσεις Δx , Δy , Δz όπου q η ειδική παροχή, δηλαδή ο όγκος του ρευστού ανά μονάδα χρόνου και επιφάνειας, για τις τρεις διευθύνσεις και ρ η πυκνότητα.



Σχήμα 5-1: Εξίσωση συνέχειας σε στοιχειώδη όγκο αναφοράς (Νάνου-Γιάνναρου & Παπαθανασιάδης, 2008)

Η καθαρή εισροή προκύπτει ως εξής:

$$\begin{aligned} & \rho \cdot q_x \cdot \Delta y \cdot \Delta z - \left(\rho \cdot q_x + \frac{\partial(\rho \cdot q_x)}{\partial x} \Delta x \right) \cdot \Delta y \cdot \Delta z + \\ & \rho \cdot q_y \cdot \Delta x \cdot \Delta z - \left(\rho \cdot q_y + \frac{\partial(\rho \cdot q_y)}{\partial y} \Delta y \right) \cdot \Delta x \cdot \Delta z + \\ & \rho \cdot q_z \cdot \Delta x \cdot \Delta y - \left(\rho \cdot q_z + \frac{\partial(\rho \cdot q_z)}{\partial z} \Delta z \right) \cdot \Delta x \cdot \Delta y \end{aligned} \quad (5-1)$$

Η καθαρή εισροή ανά μονάδα όγκου προκύπτει από τη διαίρεση της μαθηματικής διατύπωσης 5-1 με τον όγκο $\Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta z$.

$$\frac{\partial(\rho \cdot q_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho \cdot q_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho \cdot q_z)}{\partial z} \quad (5-2)$$

Με την υπόθεση μόνιμων συνθηκών ροής η καθαρή εισροή ανά μονάδα όγκου είναι μηδέν καθώς δεν υπάρχει αποθήκευση ή έξοδος νερού και η εισροή είναι ίση με την εκροή στον στοιχειώδη όγκο αναφοράς. Ακόμα, με την υπόθεση ότι η πυκνότητα του ρευστού δεν μεταβάλλεται στο χώρο προκύπτει η ακόλουθη εξίσωση:

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} = 0 \quad (5-3)$$

Αντικαθιστώντας τις ειδικές παροχές q σε κάθε διεύθυνση σύμφωνα με τον νόμο Darcy από τη σχέση 4-15 για ανισότροπα και μη ομογενή εδάφη προκύπτει η γενική εξίσωση 5-4 που ακολουθεί για ελεύθερο υδροφορέα:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = 0 \quad (5-4)$$

Η λύση της παραπάνω εξίσωσης δίνει σαν αποτέλεσμα το ολικό φορτίο $h = h(x, y, z)$ σε ελεύθερο υδροφορέα σε κάθε σημείο του πεδίου ροής. Εάν στο πορώδες μέσο υπάρχουν σημεία άντλησης ή και επανατροφοδοσίας ρευστού το δεξί μέλος της εξίσωσης συνέχειας δεν είναι ίσο με μηδέν, αλλά ισούται με το αλγεβρικό άθροισμα όλων των εισροών και εκροών στον όγκο του πορώδους μέσου στη μεταβολή του χρόνου και αφορά πλέον μη μόνιμες συνθήκες ροής. Έτσι η εξίσωση 5-4 μετασχηματίζεται στην εξίσωση 5-5 όπου W ο όρος φόρτισης που εκφράζει τις εξωτερικές εισόδους ή εξόδους (διαρροές) ρευστού και S_s παράμετρος που ονομάζεται ειδική αποθηκευτικότητα του πορώδους μέσου. Συνήθως $S = S_s b$ όπου S η αποθηκευτικότητα του υδροφορέα που εκφράζει την ποσότητα του νερού που αποδίδει ανά μονάδα επιφάνειας υδροφορέα, εξαιτίας της μοναδιαίας μεταβολής του υδραυλικού φορτίου και b το πάχος του υδροφορέα.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = S_s \frac{\partial h}{\partial t} + W \quad (5-5)$$

Ειδική περίπτωση αποτελεί η ροή μέσα σε ισότροπο πορώδες μέσο υπό μόνιμες συνθήκες ροής που εκφράζεται με τη γνωστή εξίσωση Laplace, σύμφωνα με την οποία σε ομοιογενή και ισότροπο υδροφορέα η κατανομή της πίεσης πόρων και κατ' επέκταση του ολικού φορτίου είναι ανεξάρτητη των ιδιοτήτων του υλικού δηλαδή της υδραυλικής αγωγιμότητας k :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (5-6)$$

5.2 Αρχικές και οριακές συνθήκες

Για την επίλυση του μαθηματικού προβλήματος της υπόγειας ροής ρευστού είναι απαραίτητη η προσθήκη αρχικών και οριακών συνθηκών. Έτσι για την επίλυση της εξίσωσης Laplace είναι αναγκαία:

- Ύπαρξη δεδομένης γεωμετρίας πεδίου ροής
- Γνώση των αρχικών συνθηκών
- Διατύπωση της συμπεριφοράς της ροής στα άκρα του πεδίου ροής

Ως αρχική συνθήκη για ένα αυθαίρετα οριζόμενο χρόνο $t=0$ ορίζεται η κατανομή του πιεζομετρικού ή του ολικού υδραυλικού φορτίου στην αρχή του φαινομένου.

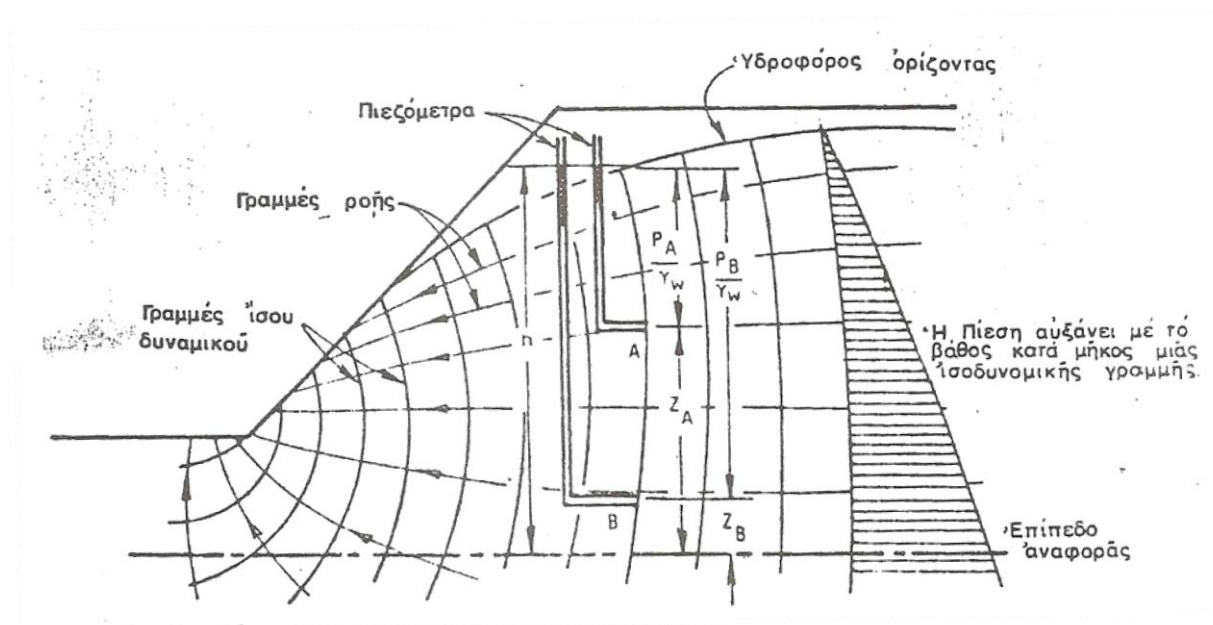
Οι συνηθέστεροι τύποι των οριακών συνθηκών σε προβλήματα υπόγειων νερών είναι οι ακόλουθοι:

- Όρια δεδομένου φορτίου ή συνθήκες Dirichlet ή οριακές συνθήκες πρώτου τύπου:
Αποτελούν όρια γνωστού φορτίου που πιθανόν να μεταβάλλονται με το χρόνο και αφορούν στα όρια υδραυλικής επικοινωνίας του υδροφορέα με επιφανειακά νερά (ποτάμια, λίμνες, θάλασσες). Όταν το ασκούμενο φορτίο στο όριο είναι σταθερό τότε ίδιο το όριο αποτελεί ισοδυναμική γραμμή κάθετα στην οποία μπορεί να υπάρξει ροή.
- Όρια δεδομένης εισροής ή εκροής ή συνθήκη Neumann ή οριακές συνθήκες δεύτερου τύπου:
Αποτελούν όρια στα οποία λαμβάνει χώρα δεδομένη εισροή ή εκροή. Ειδική περίπτωση αποτελούν τα αδιαπέρατα όρια μηδενικής εισροής ή εκροής. Σε περιπτώσεις που τα όρια διατηρούν σταθερή τιμή (εισροής ή εκροής) αποτελούν ταυτόχρονα και γραμμή ροής.
- Ημιπερατά όρια ή συνθήκες Cauchy ή μικτή οριακή συνθήκη τρίτου τύπου:
Αποτελούν όρια στα οποία συνυπάρχουν ταυτόχρονα δεδομένο φορτίο και εισροή ή εκροή. Η συνθήκη αυτή π.χ. εφαρμόζεται σε περιπτώσεις μερικά φραγμένης κοίτης ποταμού ή λίμνης, λόγω απόθεσης λεπτόκοκκων υλικών που μειώνει την υδραυλική επικοινωνία υδροφορέα-αποδέκτη.
- Ελεύθερη επιφάνεια ή γραμμή διήθησης:
Αποτελεί τη διαχωριστική γραμμή ή επιφάνεια ανάμεσα στο ρευστό και στον αέρα. Ειδική αναφορά γίνεται στην παράγραφο 5.5 που ακολουθεί.
- Επιφάνεια διήθησης:
Αποτελεί τμήμα του ορίου του υπό εξέταση υδροφορέα στο οποίο το άνω όριο προσδιορίζεται από το σημείο που καταλήγει η γραμμή διήθησης καθώς προσεγγίζει το κατάντη εξωτερικό όριο ενός πεδίου ροής, ενώ το κάτω ορίζεται από την κατάντη ελεύθερη επιφάνεια υδάτινης μάζας. Η μόνη συνθήκη που ισχύει για την επιφάνεια διήθησης είναι ότι η πίεση που ασκείται είναι ίση με την ατμοσφαιρική. Δεν αποτελεί όριο δεδομένου φορτίου ή δεδομένης εισροής ή εκροής, η γεωμετρία της συμπίπτει με το όριο του πορώδους μέσου όμως το άνω άκρο της είναι άγνωστο καθώς ο προσδιορισμός του απαιτεί πρώτα τον προσδιορισμό της ελεύθερης επιφάνειας. Οι δυνάμεις διήθησης που αναπτύσσονται στην συγκεκριμένη επιφάνεια είναι πολύ μεγάλες και εγκυμονούν κινδύνους ως προς το φαινόμενο της διασωλήνωσης.

5.3 Η έννοια του δικτύου ροής

Η γραφική απεικόνιση της υπόγειας ροής σε πέτρωμα (γραμμική ροή σε ρωγμή), ή σε έδαφος είναι γνωστή σαν δίκτυο ροής. Ένα τέτοιο δίκτυο δίνεται στο Σχήμα 5-2 που ακολουθεί, στο εσωτερικό ενός πρανούς. Η μέθοδος του δικτύου ροής ανήκει στις προσεγγιστικές μεθόδους επίλυσης της εξίσωσης Laplace και εφαρμόζεται βασικά σε επίπεδα - δισδιάστατα προβλήματα ροής ομοιογενούς και ασυμπιέστου ρευστού.

Οι γραμμές ροής ορίζονται σαν οι διαδρομές που ακολουθεί το νερό κατά τη ροή του μέσα στη μάζα αυτή. Οι γραμμές ίσου δυναμικού είναι οι γραμμές που ενώνουν τα σημεία όπου το συνολικό φορτίο h της υπόγειας ροής έχει την ίδια τιμή. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 5-2 που ακολουθεί, η στάθμη του νερού είναι ίδια στις γεωτρήσεις που σταματούν στα σημεία A και B πάνω στην ίδια ισοδυναμική γραμμή.



Σχήμα 5-2: Δίκτυο ροής σε πρανές (Μαρίνος Π. , 1998)

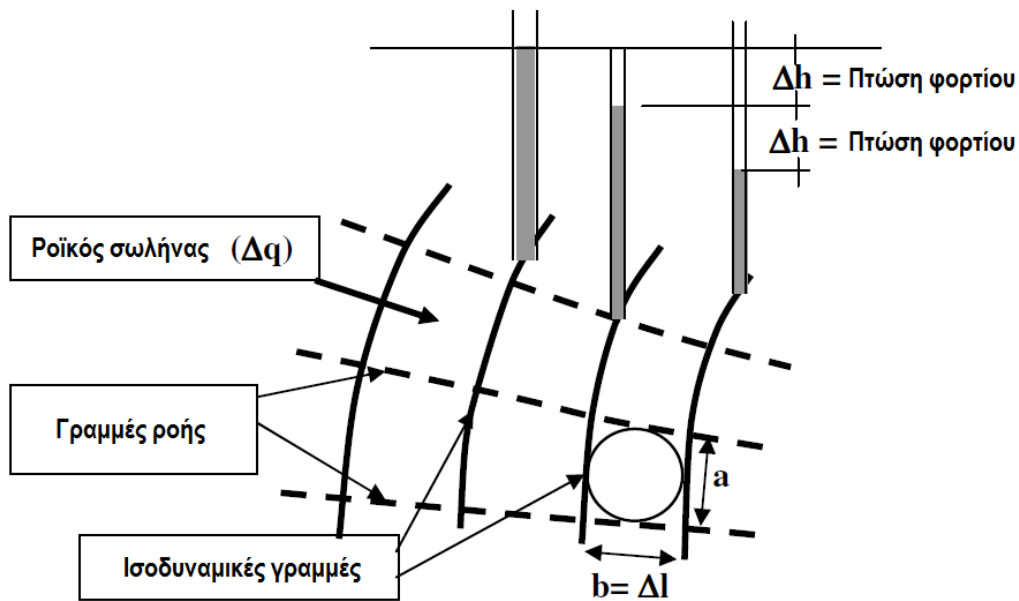
Η πίεση του νερού στα σημεία A και B δεν είναι ίδια αφού είναι γνωστό ότι το συνολικό φορτίο h δίνεται από το άθροισμα του φορτίου πίεσεως (P / γ_w) και το ύψος z του σημείου μετρήσεως από κάποιο επίπεδο αναφοράς ($P =$ πίεση, $\gamma_w =$ ειδικό βάρος νερού). Η πίεση του νερού αυξάνει συνεπώς με το βάθος κατά μήκος μιας ισοδυναμικής γραμμής (Μαρίνος Π. , 1998).

Ο προσδιορισμός της περατότητας στην ύπαιθρο είναι απαραίτητος αν απαιτείται ο υπολογισμός ή η εκτίμηση της παροχής του νερού που κυκλοφορεί (π.χ. διαφυγές κάτω από φράγμα).

Για την εκτίμηση όμως της ευστάθειας ενός πρανούς ή για την εκτίμηση των πιέσεων κάτω από μία κατασκευή (ιδιαίτερα στα φράγματα) σημασία έχει η πίεση του νερού παρά η ποσότητα του νερού

που διέρχεται μέσα από τη βραχώμαζα. Η πίεση του νερού σε κάθε σημείο είναι ανεξάρτητη από την περατότητα της βραχώμαζας στο σημείο αυτό αλλά εξαρτάται από τη διαδρομή (γραμμή ροής) που ακολουθεί το νερό για να έρθει στο σημείο αυτό. Συνεπώς, ενδιαφέρει η γωνία της ανισοτροπίας και της διανομής και μεταβολής της περατότητας για την εκτίμηση της πίεσεως αυτής.

Μέσω του δικτύου ροής είναι δυνατός ο προσδιορισμός του ολικού φορτίου και των αναπτυσσόμενων υδραυλικών κλίσεων όπως επίσης και της διηθούμενης ποσότητας νερού.



Σχήμα 5-3: Χαρακτηριστικά δικτύου ροής (Vijayendra, 2013)

5.4 Οδηγίες χάραξης δικτύου ροής

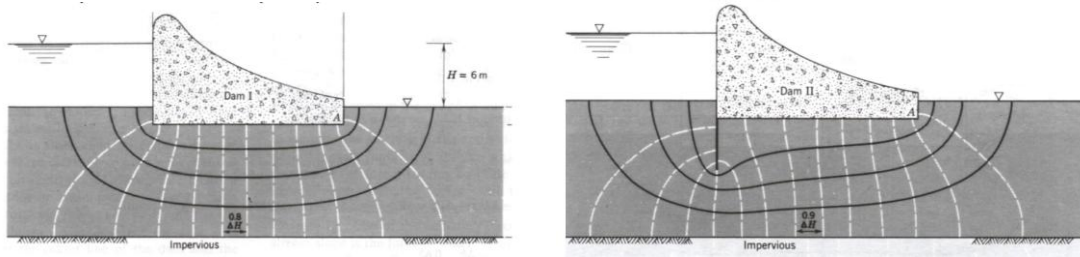
Η διαδικασία χάραξης ενός δικτύου ροής, όπως περιγράφεται στη βιβλιογραφία θα μπορούσε να συνοψισθεί στα παρακάτω βήματα:

- Σχεδίαση σε κατάλληλη κλίμακα της διατομής του έργου, της στάθμης νερού και του υδροφορέα
- Εντοπισμός και χαρακτηρισμός των οριακών συνθηκών. Περαιτά όρια απαρτίζουν τις οριακές ισοδυναμικές ενώ τα αδιαπέρατα όρια τις οριακές γραμμές ροής.
- Σχεδίαση μίας ή δύο γραμμών ροής και ισοδυναμικών γραμμών κοντά στα όρια του προβλήματος. Στη συνέχεια σχεδίαση ενδιάμεσων γραμμών με ομαλές καμπύλες με τις ισοδυναμικές και τις γραμμές ροής να τέμνονται κάθετα (καμπυλόγραμμα τετράγωνα)
- Σε θέσεις όπου η διεύθυνση της ταχύτητας ροής είναι ευθεία, οι γραμμές ροής ισαπέχουν και είναι παράλληλες. Ακόμα τα δίκτυα ροής σε περιορισμένους υδροφορείς με παράλληλα όρια, συνήθως απαρτίζονται από ελλειπτικές γραμμές ροής και ισοδυναμικές διατηρώντας συμμετρία.
- Πρέπει να αποφεύγονται απότομες μεταβάσεις μεταξύ ευθέων και καμπύλων τμημάτων των γραμμών. Η μετάβαση πρέπει να είναι σταδιακή και ομαλή.
- Διαδοχικές προσεγγίσεις σχεδίασης των δικτύων ροής είναι απαραίτητες. Στις περισσότερες περιπτώσεις, τρεις έως οχτώ γραμμές ροής επαρκούν. Βασιζόμενοι στον αριθμό των γραμμών ροής, στη γεωμετρία του προβλήματος και στη μορφή του δημιουργούμενου δικτύου θα προκύψει και ο αριθμός των ισοδυναμικών γραμμών.

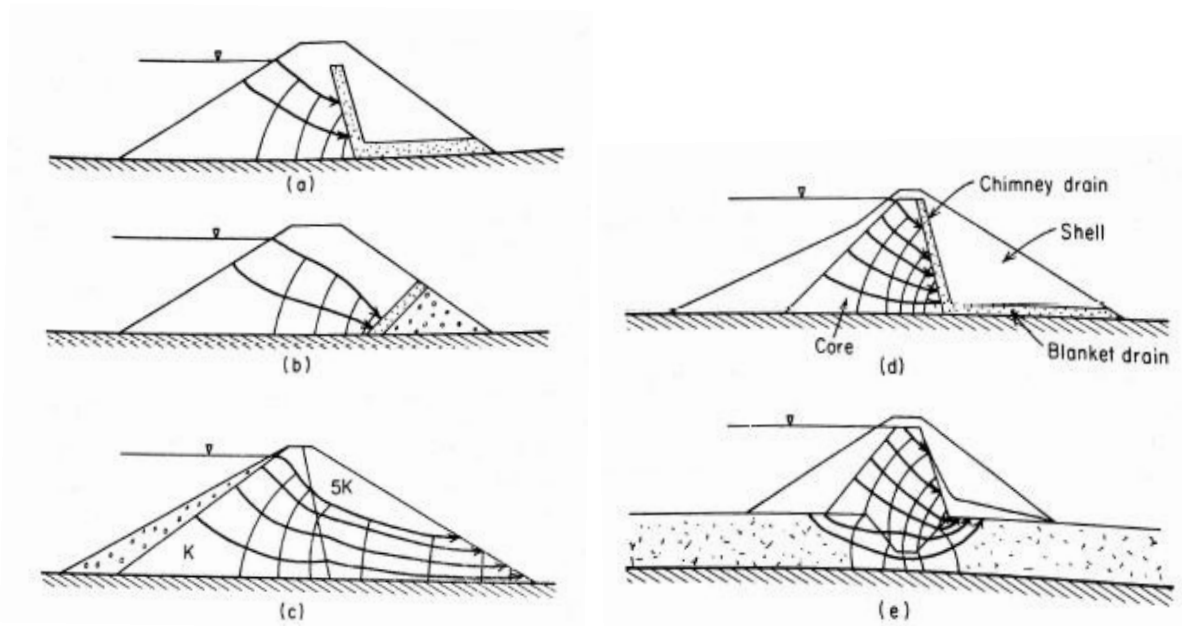
Τα χαρακτηριστικά των δικτύων ροής είναι:

- Οι γραμμές ροής αντιπροσωπεύουν τη διαδρομή που ακολουθεί το νερό
- Οι γραμμές ροής και οι ισοδυναμικές γραμμές τέμνονται κάθετα (για ομοιογενή και ισότροπο υδροφορέα)
- Η περιοχή μεταξύ δύο γραμμών ροής ονομάζεται ροϊκός σωλήνας
- Η παροχή του ροϊκού σωλήνα είναι σταθερή (Δq)
- Δεν μπορεί να πραγματοποιηθεί ροή εγκάρσιως των γραμμών ροής
- Η ισοδυναμική γραμμή αποτελεί τον γεωμετρικό τόπο των σημείων με ίδια τιμή υδραυλικού φορτίου
- Η ταχύτητα ροής είναι κάθετη στις ισοδυναμικές γραμμές
- Η διαφορά φορτίου μεταξύ δύο διαδοχικές ισοδυναμικές αποτελεί την πτώση φορτίου
- Οι γραμμές ροής δεν τέμνονται μεταξύ τους
- Οι ισοδυναμικές γραμμές δεν τέμνονται μεταξύ τους

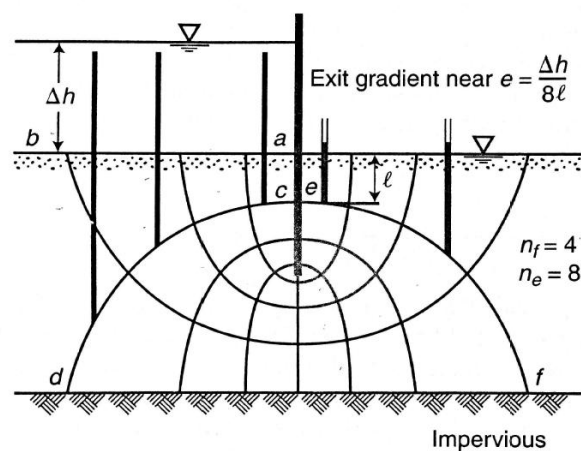
Τυπικές μορφές δικτύων ροής παρουσιάζονται στα σχήματα που ακολουθούν:



Σχήμα 5-4: Δίκτυο ροής κάτω από φράγμα χωρίς και με διαφραγματικό τοίχο (Vijayendra, 2013)



Σχήμα 5-5: Δίκτυα ροής σε γεώφραγμα με διαφορετικού τύπου διαζώνηση για την αντιμετώπιση του φαινομένου διασωλήνωσης και την ενίσχυση ευστάθειας πρσανούς (Freeze & Cherry, 1979)



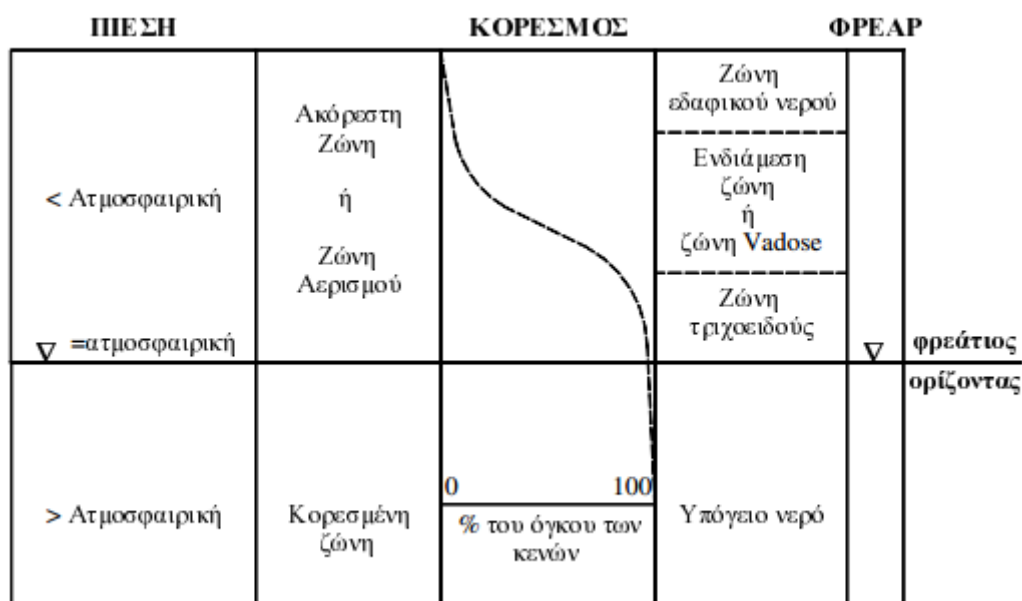
Σχήμα 5-6: Δίκτυο ροής γύρω από διαφραγματικό τοίχο (Lakshmi, 2003)

5.5 Φρεάτια γραμμή

Με στόχο το σχεδιασμό του δικτύου ροής και τη μελέτη του φαινομένου της διήθησης ιδιαίτερα μέσα από το σώμα γεωφράγματος είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός της φρεάτιας γραμμής, η οποία αποτελεί και το πάνω όριο της κορεσμένης ζώνης.

Υπερκείμενη της ζώνης κορεσμού είναι η ζώνη αερισμού στην οποία οι εδαφικοί πόροι περιέχουν και αέρια, κυρίως αέρα, υδρατμούς και νερό. Η ζώνη αερισμού εκτείνεται από τον φρεάτιο ορίζοντα μέχρι την επιφάνεια του εδάφους και διακρίνεται από τρεις επιμέρους ζώνες: τη ζώνη εδαφικού νερού, την ενδιάμεση ζώνη ή τη ζώνη Vadose και τη ζώνη τριχοειδούς. Η πίεση στη ζώνη αερισμού είναι μικρότερη της ατμοσφαιρικής.

Η φρεάτια γραμμή ή ελεύθερη επιφάνεια ή γραμμή διήθησης αποτελεί τη διαχωριστική γραμμή ή επιφάνεια ανάμεσα στο ρευστό και στον αέρα. Πάνω σε αυτό το όριο η πίεση είναι ίση με την ατμοσφαιρική και η ζώνη του τριχοειδούς αμελείται. Η θέση και το σχήμα της ελεύθερης επιφάνειας είναι άγνωστα και ο προσδιορισμός τους συνιστά στοιχείο της λύσης. Συνήθως η εύρεσή τους γίνεται με διαδοχικές δοκιμές και προσεγγίσεις.



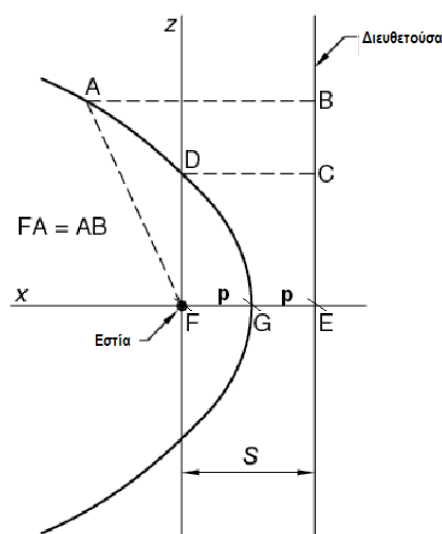
Σχήμα 5-7: Κατανομή του υπόγειου νερού στο έδαφος σε κατακόρυφο επίπεδο (Νάνου-Γιάνναρου & Παπαθανασιάδης, 2008)

Για τον προσδιορισμό της φρεάτιας γραμμής μπορεί να εφαρμοστεί η μέθοδος που προτάθηκε από τον Casagrande (1937) κατά την οποία η φρεάτια γραμμή προσεγγίζει την κανονική παραβολή. Ακόμα γίνεται η υπόθεση ότι η υδραυλική κλίση i είναι ίση με την κλίση της ελεύθερης επιφάνειας και είναι σταθερή με το βάθος (παραδοχή Dupuit). Κατά τη σχεδίαση της φρεάτιας γραμμής απαραίτητες

διορθώσεις πρέπει να γίνουν τόσο στο αρχικό τμήμα της όσο και στο τμήμα πριν την επιφάνεια διήθησης.

Οι βασικές γεωμετρικές ιδιότητες της κανονικής παραβολής οι οποίες είναι απαραίτητες για το σχεδιασμό της φρεάτιας γραμμής είναι οι ακόλουθες:

- Κάθε σημείο της παραβολής απέχει ίδια απόσταση από την εστία F και την διευθετούσα (FA = AB και FG = GE = p = S/2)
 - Για κάθε σημείο της παραβολής A = A(x,z) ισχύει $x^2 + z^2 = (2p + x)^2$, συνεπώς $x = \frac{z^2 - 4p^2}{4p}$
- (5-7)



Σχήμα 5-8: Γεωμετρικές ιδιότητες κανονικής παραβολής (Vijayendra, 2013)

Ακολουθώς απαριθμούνται τα βήματα για τον γραφικό προσδιορισμό της γραμμής διήθησης σε ομογενές φράγμα χωρίς προστασία κατάντη πρανούς (Σχήμα 5-9).

1. Σχεδιάζεται η διατομή του φράγματος και η στάθμη του ταμιευτήρα (H) στο ανάντη πρανές. Το σημείο 2 είναι το σημείο τομής της ελεύθερης επιφάνειας του ταμιευτήρα και του ανάντη πρανούς.
2. Η απόσταση Δ ορίζεται ως απόσταση μεταξύ του σημείου 2 και του σημείου έναρξης της θεμελίωσης του φράγματος του ανάντη πρανούς. Σε απόσταση 0.30Δ από το σημείο 2 πάνω στην ελεύθερη επιφάνεια ορίζεται το σημείο 1.
3. Ως εστία της κανονικής παραβολής ορίζεται ο πόδας του κατάντη πρανούς όπου ορίζεται και η αρχή των αξόνων x-z.
4. Η διευθετούσα της παραβολής τοποθετείται σε απόσταση 2p από την εστία όπου

$$p = \frac{1}{2}(\sqrt{d^2 + H^2} - d) \quad (5-8).$$

5. Δίνοντας τιμές στις συντεταγμένες z (π.χ. $0.2H$, $0.4H$, ..., H) υπολογίζονται οι αντίστοιχες συντεταγμένες x των σημείων της παραβολής από τη σχέση $x = \frac{x^2 - 4p^2}{4p}$ (5-9).
6. Ενώνοντας τα σημεία προκύπτει το σχήμα της κανονικής παραβολής το οποίο στο κεντρικό τμήμα του φράγματος ταυτίζεται με τη φρεάτια γραμμή. Απαραίτητες διορθώσεις πρέπει να γίνουν ανάντη και κατάντη στην παραβολή για να προσεγγιστεί σωστά η φρεάτια γραμμή.
7. Ανάντη η φρεάτια γραμμή διορθώνεται ώστε να τέμνει κάθετα την ανάντη παρειά του φράγματος η οποία αποτελεί και ισοδυναμική επιφάνεια και να καταλήγει εφαπτομενικά στο κεντρικό τμήμα της φρεάτιας γραμμής.
8. Η ελεύθερη επιφάνεια διορθώνεται ώστε να προσεγγίζει εφαπτομενικά την κατάντη παρειά του φράγματος και μάλιστα σε απόσταση L τοποθετείται το σημείο 4 που αποτελεί την αρχή της επιφάνειας διήθησης. Το μήκος L είναι συναρτήσει της γωνίας β (γωνία κατάντη παρειάς φράγματος) και υπολογίζεται σύμφωνα με τις ακόλουθες σχέσεις:

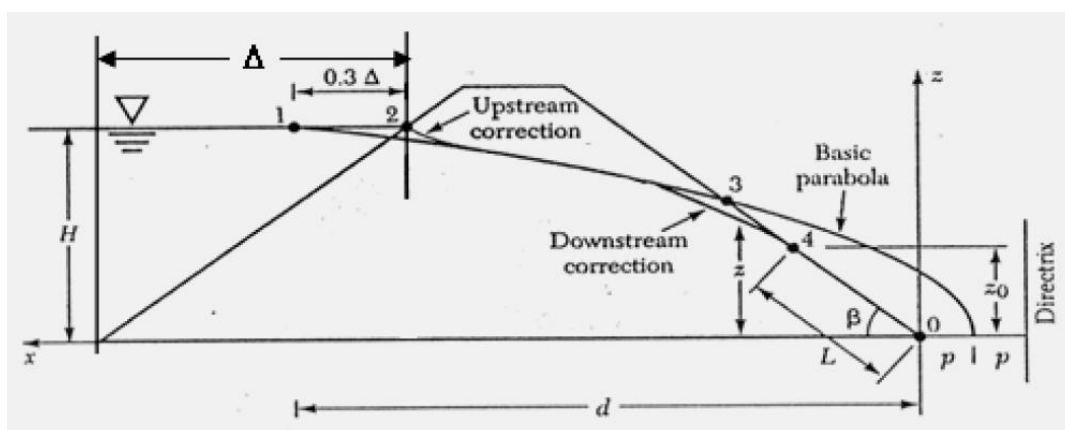
$$\text{Για } \beta < 30^\circ, L = \frac{d}{\cos \beta} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \beta} - \frac{H^2}{\sin^2 \beta}} \quad (5-10)$$

$$\text{Για } 30^\circ < \beta < 90^\circ, L = \sqrt{H^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - H^2 \cot^2 \beta} \quad (5-11)$$

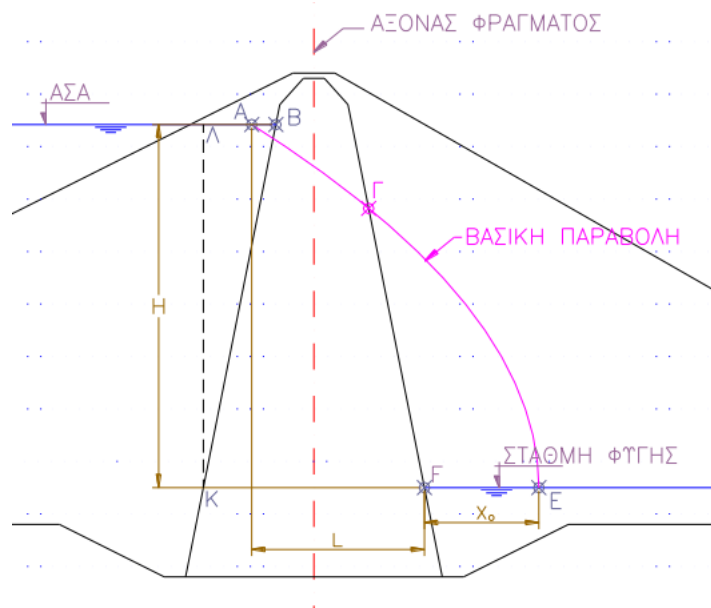
9. Για τον υπολογισμό τις διηθούμενης ποσότητας εφαρμόζονται οι ακόλουθες σχέσεις όπου k η τιμή της υδραυλικής αγωγιμότητας του πορώδους μέσου.

$$\text{Για } \beta < 30^\circ, q = kL \sin \beta \tan \beta \quad (5-12)$$

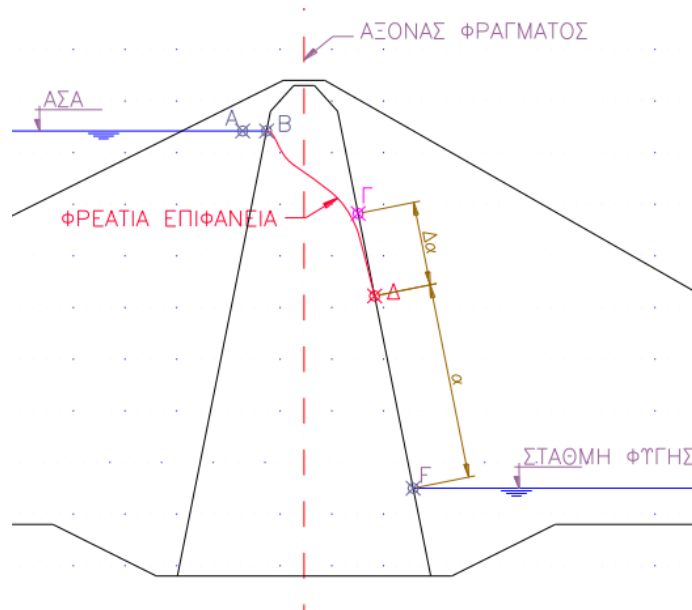
$$\text{Για } 30^\circ < \beta < 90^\circ, q = kL \sin^2 \beta \quad (5-13)$$



Σχήμα 5-9: Προσδιορισμός φρεάτιας γραμμής σε ομοιογενές φράγμα (Vijayendra, 2013)



Σχήμα 5-10: Βασική παραβολή σε πυρήνα φράγματος (Μουτάφης, Διαλέξεις Μαθήματος Τεχνολογίας Γεωφραγμάτων, 2012)



Σχήμα 5-11: Φρεάτια γραμμή σε πυρήνα φράγματος (Μουτάφης, Διαλέξεις Μαθήματος Τεχνολογίας Γεωφραγμάτων, 2012)

5.6 Υπολογισμός διηθούμενης παροχής νερού

Βασική εφαρμογή των δικτύων ροής είναι ο υπολογισμός της διηθούμενης παροχής νερού μέσα από πορώδεις μέσο. Βασικό μέγεθος είναι το φορτίο h και απαραίτητη προϋπόθεση είναι να ληφθούν υπόψη οι συννοριακές συνθήκες. Για τον υπολογισμό της παροχής, αφού σχεδιαστεί το δίκτυο ροής, είναι απαραίτητα τα ακόλουθα μεγέθη:

N_d = Αριθμός πτώσεων φορτίου, δηλαδή πλήθος τετραγώνων μεταξύ δύο διαδοχικών γραμμών ροής από την ανάντη ισοδυναμική έως την κατάντη ισοδυναμική.

N_f = Αριθμός ροϊκών σωλήνων, δηλαδή το πλήθος των τετραγώνων μεταξύ δύο διαδοχικών ισοδυναμικών γραμμών από τη μία οριακή γραμμή ροής στην άλλη οριακή γραμμή ροής

Δq = Παροχή μέσο ενός ροϊκού σωλήνα (μεταξύ δύο διαδοχικών γραμμών ροής)

Δh = Πτώση φορτίου μεταξύ δύο διαδοχικών ισοδυναμικών

k = Υδραυλική αγωγιμότητα

H = Καθαρό υδραυλικό φορτίο, δηλαδή η διαφορά μεταξύ ανάντη και κατάντη υδραυλικού φορτίου

Έστω Δl η απόσταση μεταξύ δύο διαδοχικών ισοδυναμικών και A η επιφάνεια εγκάρσια ενός ροϊκού σωλήνα. Η πτώση φορτίου ισούται με:

$$\Delta h = \frac{H}{N_d} \quad (5-14)$$

και η υδραυλική κλίση με:

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta l} \quad (5-15)$$

Συνδυάζοντας τις παραπάνω σχέσεις προκύπτει η σχέση:

$$i = \frac{H}{\Delta l \cdot N_d} \quad (5-16)$$

Η παροχή σε κάθε ροϊκό σωλήνα σύμφωνα με το νόμο Darcy δίνεται από τη σχέση:

$$\Delta q = v \cdot i = k \cdot i \cdot A = k \frac{H}{\Delta l \cdot N_d} A \quad (5-17)$$

Η συνολική παροχή ανά μονάδα πλάτους διατομής δίνεται από τη σχέση:

$$q = \Delta q \cdot N_f = k \cdot H \frac{N_f}{N_d} \frac{A}{\Delta l} \quad (5-18)$$

Όμως σε περίπτωση ομοιογενή και ισότροπου υδροφορέα το δίκτυο ροής αποτελείται από καμπυλόγραμμα τετράγωνα με ίδιες πλευρές. Με άλλα λόγια $A = \Delta l$ και η παροχή ανά μονάδα πλάτους δίνεται από τη σχέση:

$$q = k \cdot H \frac{N_f}{N_d} \quad (5-19)$$

Με γνωστό το πλάτος του υδροφορέα, υπολογίζεται και η συνολική παροχή από την ακόλουθη σχέση:

$$Q = q \cdot L = \left[k \cdot H \frac{N_f}{N_d} \right] L \quad (5-20)$$

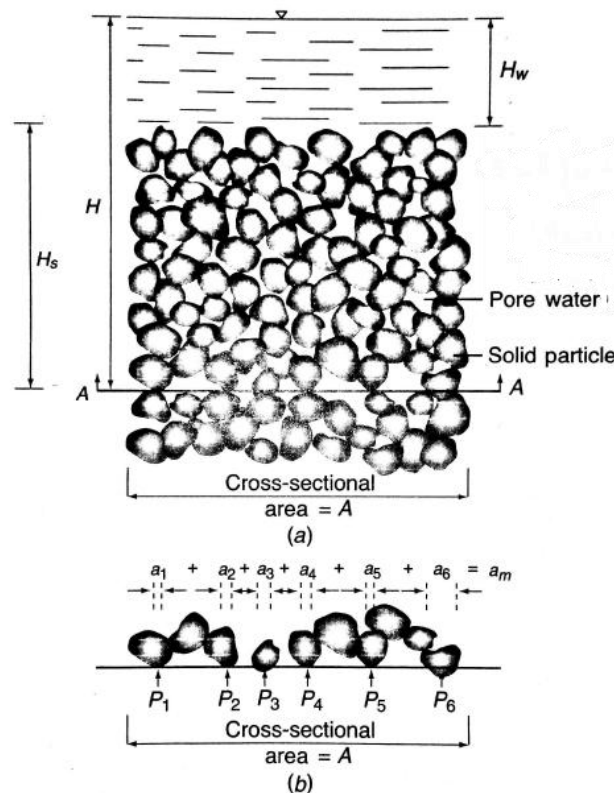
6 Δυνάμεις διήθησης

6.1 Αρχή ενεργού τάσης

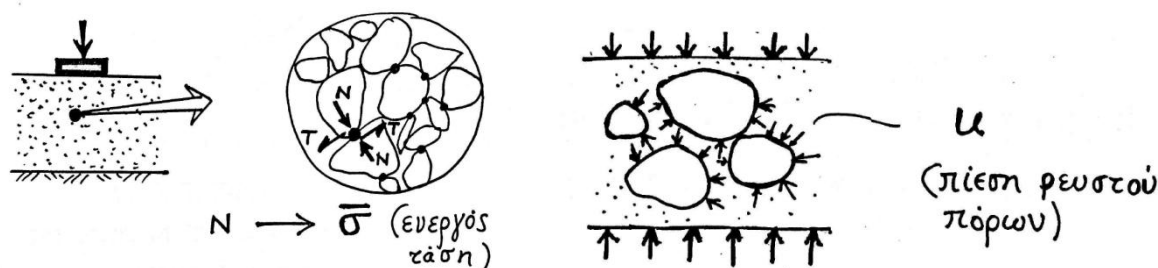
Κατά την υδατική ροή διαμέσου του εδάφους το νερό διέρχεται από τους πόρους του εδάφους και λόγω των (αναπόφευκτων) τριβών, χάνει ενέργεια η οποία εκφράζεται με τη μείωση της τιμής της πιεζομετρικής συνάρτησης (h). Η ύπαρξη τριβών όμως μεταξύ του νερού και των κόκκων του εδάφους έχει σαν αποτέλεσμα και την εξάσκηση δυνάμεων επί των κόκκων. Οι δυνάμεις αυτές ονομάζονται δυνάμεις διήθησης και προκαλούν τη μεταβολή των ενεργών τάσεων (δηλαδή των δυνάμεων που ασκούνται μεταξύ των κόκκων).

Για την κατανόηση του ρόλου των δυνάμεων διήθησης στην ευστάθεια των γεωτεχνικών κατασκευών, πρέπει να γίνει σαφές ότι οποιοδήποτε φορτίο που ασκείται στο έδαφος αναλαμβάνεται από τον εδαφικό σκελετό και το νερό των πόρων. Αυτό συνεπάγεται την αύξηση της υδατικής πίεσης u η οποία με τη σειρά της προκαλεί ροή του υγρού σε περιοχές μικρότερη πίεσης.

Η αρχή της ενεργού τάσης επιτρέπει τον επιμερισμό του φορτίου ανάλογα τον τρόπο ανάληψης του φορτίου. Για την κατανόηση των δυνάμεων διήθησης στο Σχήμα 6-1 που ακολουθεί απεικονίζεται κορεσμένη εδαφική μάζα όπου είναι ευδιάκριτος ο εδαφικός σκελετός και οι πόροι του οι οποίοι είναι γεμάτοι με νερό.



Σχήμα 6-1: Αρχή της ενεργού τάσης (Lakshmi, 2003)



Σχήμα 6-2: Τρόπος ανάληψης φορτίων σε έδαφος (Γκαζέτας, 2007)

Οι δυνάμεις που επιβάλλονται στο έδαφος και αναλαμβάνονται από τον εδαφικό σκελετό μεταφέρονται κυρίως με τη μηχανική επαφή μεταξύ των κόκκων (Σχήμα 6-2). Στα σημεία επαφής αναπτύσσονται ορθές δυνάμεις (θλιπτικές) και διατμητικές δυνάμεις οι οποίες διαιρεμένες με την αντίστοιχη επιφάνεια εφαρμογής ορίζουν τις αντίστοιχες τάσεις. Αντίστοιχα, το φορτίο που αναλαμβάνεται από το νερό δημιουργεί την πίεση ύδατος πόρων u η οποία δρα κάθετα σε κάθε επιφάνεια. Υπενθυμίζεται ότι τα ρευστά εξορισμού δεν μπορούν να αναλάβουν διατμητικές τάσεις. Ακόμα, διευκρινίζεται πως για την μελέτη των τάσεων ακολουθείται μια μακροσκοπική θεώρηση καθώς η πραγματική επιφάνεια επαφής είναι μικρότερη σε σχέση με την επιφάνεια διατομής εδαφικού στοιχείου και μάλιστα δεν είναι δυνατό να προσδιορισθεί. Το άθροισμα της πίεσης ύδατος πόρων (u) και της ενεργού τάσης (σ'), δηλαδή της ορθής δύναμης που μεταφέρεται μεταξύ των επαφών των κόκκων ανηγμένη στη συνολική επιφάνεια A του εδάφους ορίζουν την ολική τάση (σ) η οποία υπολογίζεται από τη σχέση 6-1 και 6-2.

$$\sigma = \sigma' + u \quad (6-1)$$

$$\sigma = H_w \gamma_w + H_s \gamma_{sat} \quad \text{ή} \quad \sigma = H \gamma_w + H_s \gamma_{sub} \quad (6-2)$$

όπου γ_w το μοναδιαίο βάρος του νερού
 γ_{sat} το μοναδιαίο βάρος του κορεσμένου εδάφους
 γ_{sub} το μοναδιαίο βάρος του εδάφους υπό άνωση
 H_s ύψος υπερκείμενου εδαφικού σκελετού
 H_w ύψος νερού πάνω από τον εδαφικό σκελετό
 H ύψος νερού πάνω από την διατομή A-A

Η σχέση που συνδέει τα μοναδιαία βάρη είναι η ακόλουθη:

$$\gamma_{sat} = \gamma_{sub} + \gamma_w \quad (6-3)$$

Η πίεση ύδατος πόρων στην διατομή A-A σε υδροστατικές συνθήκες δίνεται από τη σχέση 6-3:

$$u = H \gamma_w \quad (6-4)$$

Ο υπολογισμός της ενεργού τάσης αποτελεί βασικό παράγοντα στην ευστάθεια γεωτεχνικών κατασκευών. Σε περιπτώσεις μεγάλης αύξησης των πιέσεων ύδατος με την ολική τάση να παραμένει

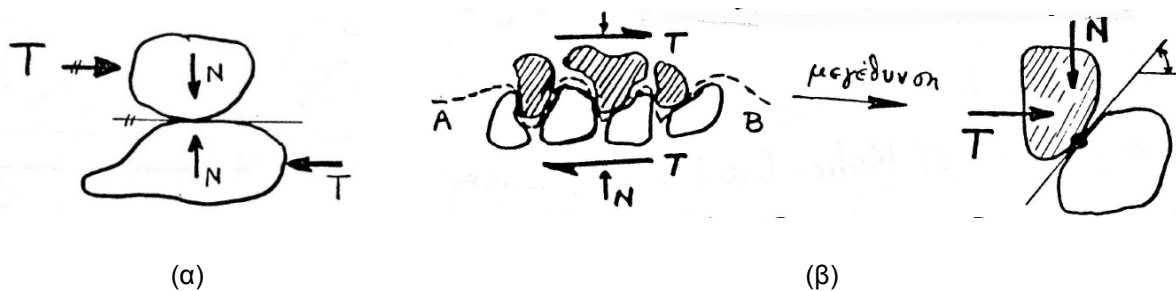
σταθερή, η ενεργός τάση μειώνεται μέχρι και την ακραία περίπτωση που μηδενίζεται δηλαδή οι κόκκοι δεν βρίσκονται πλέον σε επαφή προκαλώντας συνθήκες ρευστοποίησης του εδάφους και αστάθειας. Ακόμα, σύμφωνα με την γενικευμένη διατύπωση του νόμου του Mohr-Coulomb (σχέση 6-5) οι ενεργές τάσεις καθορίζουν και τη διατμητική αντοχή (τ) τους εδάφους.

$$\tau = c + \sigma' \tan \varphi \quad (6-5)$$

όπου c η συνοχή του εδάφους

φ η γωνία εσωτερικής τριβής

Δύο πηγές συμβάλουν στην διατμητική αντοχή του εδάφους ενός κοκκώδους υλικού. Αυτές είναι η τριβή και η αλληλεμπλοκή μεταξύ των κόκκων. Κύρια διαφορά των δύο αυτών πηγών είναι ότι η τριβή είναι ανεξάρτητη της δομής του κοκκώδους υλικού, δηλαδή της σχετικής του πυκνότητας, κάτι που δεν ισχύει για τον παράγοντα αλληλεμπλοκή. Για την ολίσθηση των κόκκων του Σχήματος 6-3 β απαιτείται διόγκωση του εδαφικού στοιχείου.



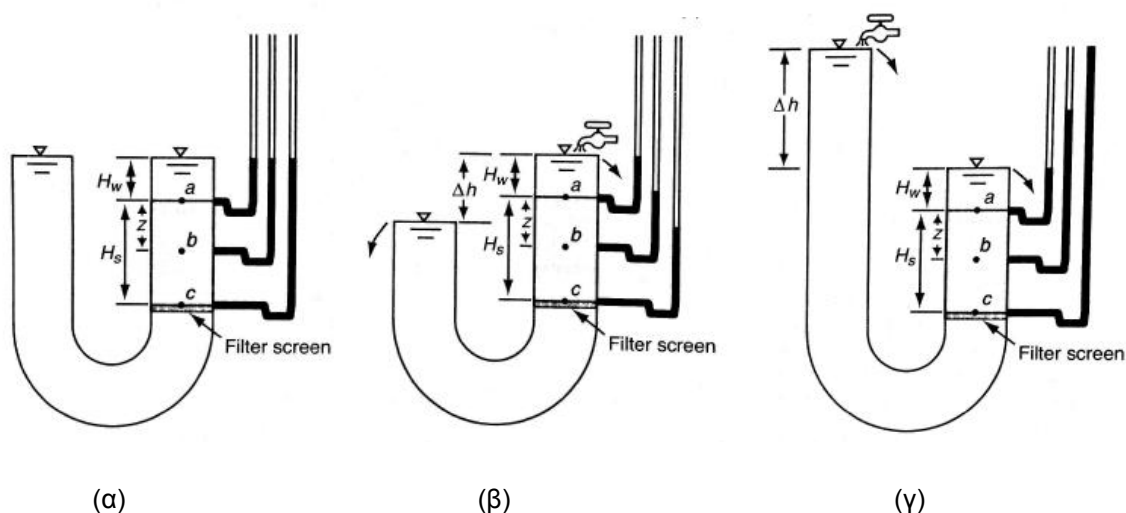
Σχήμα 6-3: Διατμητική αντοχή κοκκώδους εδαφικού στοιχείου (α) λόγω τριβής (β) λόγω αλληλεμπλοκής (Γκαζέτας, 2007)

Συμπερασματικά, για την ενίσχυση της ευστάθειας των γεωτεχνικών κατασκευών με την παρουσία νερού είναι απαραίτητη η μεγιστοποίηση των ενεργών τάσεων και η αύξηση των διατμητικών αντοχών με σύγχρονη μείωση των διατμητικών τάσεων που δρουν ενάντια στην ευστάθεια των υπό εξέταση κατασκευών.

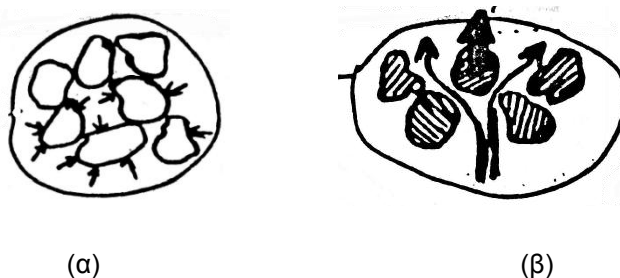
6.2 Τάσεις σε έδαφος με διήθηση

Το νερό των πόρων μπορεί να ρέει διαμέσου του εδαφικού υλικού αλληλεπιδρώντας με το στερεό υλικό του εδαφικού σκελετού. Όπως επισημάνθηκε στην παράγραφο 6.1 το νερό μεταβάλλει τα "σημεία" επαφής των κόκκων και έτσι επηρεάζει τα μηχανικά χαρακτηριστικά του υλικού όπως είναι η συμπίεστικότητα και η αντοχή του υλικού.

Για την κατανόηση της επιρροής της κίνησης του νερού εντός εδαφικού υλικού εξετάζονται οι παρακάτω περιπτώσεις του ακόλουθου σχήματος (Σχήμα 6-4).



Σχήμα 6-4: Τάσεις σε έδαφος με διήθηση (α) υδροστατική ισορροπία (β) ροή προς τα κάτω (γ) ροή προς τα πάνω (Lakshmi, 2003)



Σχήμα 6-5: Ασκούμενες δυνάμεις σε εδαφικούς κόκκους συνθήκες (α) υδροστατικής ισορροπίας (β) ροής προς τα πάνω (Γκαζέτας, 2007)

Στο Σχήμα 6-4 (α) δεν υπάρχει μεταβολή στο διαθέσιμο υδραυλικό φορτίο συνεπώς δεν είναι δυνατό να υπάρξει ροή, καθιστώντας έτσι τις συνθήκες υδροστατικές. Αντίθετα στο Σχήμα 6-4 (β) και (γ) η διαφορά ΔH στις στάθμες ανάντη και κατόντη ενεργοποιεί τη ροή διαμέσου του εδαφικού υλικού αναπτύσσοντας υδραυλική κλίση ίση με $\Delta h/H_s$.

Η ολική τάση που αναπτύσσεται σε κάθε επίπεδο του κορεσμένου εδαφικού υλικού προκύπτει σαν άθροισμα του εκάστοτε υπερκείμενου φορτίου λόγω εδαφικών στρώσεων και νερού, συνεπώς δεν διαφοροποιείται για τις τρεις περιπτώσεις α, β, γ (εξισώσεις 6-6) και τις θέσεις a, b, c.

$$\begin{aligned}\sigma_a &= H_w \gamma_w \\ \sigma_b &= H_w \gamma_w + Z \gamma_{sat} \\ \sigma_c &= H_w \gamma_w + H_s \gamma_{sat}\end{aligned} \quad (6-6)$$

Το παραπάνω δεν ισχύει για την πίεση πόρων ύδατος η οποία διαφοροποιείται για τις τρεις θέσεις και ορίζεται ως ακολούθως (εξισώσεις 6-7) για την περίπτωση υδροστατικής ισορροπίας:

$$\begin{aligned}u_a &= H_w \gamma_w \\ u_b &= (H_w + Z) \gamma_w \\ u_c &= (H_w + H_s) \gamma_w\end{aligned} \quad (6-7)$$

Με την ανάπτυξη της υδραυλικής κλίσης i λόγω διαφοράς υδραυλικού φορτίου και την υπόθεση γραμμικής μεταβολής, η πίεση ύδατος πόρων στις θέσεις a, b, c για την περίπτωση καθοδικής ροής διαμορφώνεται σε:

$$\begin{aligned}u_a &= H_w \gamma_w \\ u_b &= (H_w + Z - iz) \gamma_w \\ u_c &= (H_w + H_s - \Delta h) \gamma_w\end{aligned} \quad (6-8)$$

Αντίστοιχα, για τις συνθήκες ανοδικής ροής η πίεση πόρων διαμορφώνεται σε:

$$\begin{aligned}u_a &= H_w \gamma_w \\ u_b &= (H_w + Z + iz) \gamma_w \\ u_c &= (H_w + H_s + \Delta h) \gamma_w\end{aligned} \quad (6-9)$$

Εφαρμόζοντας την εξίσωση 6-1 για τον υπολογισμό της ενεργού τάσης προκύπτει για τις συνθήκες υδροστατικής ισορροπίας:

$$\begin{aligned}\sigma'_a &= 0 \\ \sigma'_b &= Z(\gamma_{sat} - \gamma_w) = Z \gamma_{sub} \\ \sigma'_c &= H_s(\gamma_{sat} - \gamma_w) = H_s \gamma_{sub}\end{aligned} \quad (6-10)$$

Για τις συνθήκες καθοδικής ροής η ενεργός τάση σε κάθε θέση είναι:

$$\begin{aligned}\sigma'_a &= 0 \\ \sigma'_b &= Z \gamma_{sub} + iz \gamma_w \\ \sigma'_c &= H_s \gamma_{sub} + \Delta h \gamma_w\end{aligned} \quad (6-11)$$

Αντίστοιχα, για τις συνθήκες ανοδικής ροής η ενεργός τάση διαμορφώνεται ως εξής:

$$\begin{aligned}\sigma'_a &= 0 \\ \sigma'_b &= z\gamma_{sub} - iz\gamma_w \quad (6-12) \\ \sigma'_c &= H_s\gamma_{sub} - \Delta h\gamma_w\end{aligned}$$

Από τα παραπάνω είναι ευδιάκριτη η επίδραση της ροής νερού στη διαμόρφωση των ενεργών τάσεων που κατ' επέκταση θα καθορίσει την ευστάθεια της κατασκευής. Σε περιπτώσεις ανοδικής ροής με ιδιαίτερα αυξημένες υδραυλικές κλίσεις μπορεί ακόμα να προκύψει και μηδενισμός των ενεργών τάσεων, διαμορφώνοντας συνθήκες "ρευστής" άμμου.

Όταν μηδενίζονται λοιπόν οι ενεργές τάσεις, οι εδαφικοί κόκκοι παύουν να είναι σε επαφή και συγχρόνως το υλικό έχει χάσει τελείως τη διατμητική του αντοχή σε περιπτώσεις αμμωδών εδαφικών υλικών χωρίς συνοχή ($\tau = \sigma' \tan \phi$). Έτσι, αν κάποιο έστω και μικρό φορτίο τοποθετηθεί στην επιφάνεια του εδαφικού υλικού θα βυθιστεί εφόσον το ειδικό του βάρος είναι μεγαλύτερο του ειδικού βάρους του εδαφικού υλικού γ_s .

6.3 Δυνάμεις διήθησης και κρίσιμη υδραυλική κλίση

Για τη μελέτη της διήθησης και ιδιαίτερα προβλημάτων όπως η διασωλήνωση είναι η απαραίτητη η κατανόηση των δυνάμεων που δρουν στους εδαφικούς κόκκους κατά τη ροή και που είναι υπεύθυνες για τυχόν αστάθειές τους. Υπενθυμίζεται πως για να υπάρξει ροή είναι απαραίτητη η κλίση της ενέργειας δηλαδή η διαφορά του ολικού φορτίου (Δh) σε αντίστοιχες θέσεις. Η δύναμη που ασκείται στους εδαφικούς κόκκους οφείλεται στη διαφορά αυτή Δh του φορτίου και ονομάζεται δύναμη διήθησης. Η δύναμη αυτή υπολογίζεται από τη σχέση 6-13, ασκείται στη διεύθυνση της ροής και είναι ανεξάρτητη από τον προσανατολισμό του εδαφικού στοιχείου και τη διεύθυνση ροής της δύναμης βαρύτητας:

$$F = \rho_w \cdot g \cdot \Delta h \cdot A \quad (6-13)$$

όπου ρ_w η πυκνότητα του νερού

g η επιτάχυνση της βαρύτητας

Δh Η το ασκούμενο υδραυλικό φορτίο

A η επιφάνεια διατομής του εδαφικού στοιχείου

Έστω ότι Δz το ύψος του εξεταζόμενου εδαφικού στοιχείου και ο μοναδιαίος όγκος του ισούται με $A \cdot \Delta z = V = 1$. Πολλαπλασιάζοντας τη σχέση 6-13 με τον όρο $\Delta z / \Delta z$ προκύπτει η σχέση 6-14 που εκφράζει τη δύναμη διήθησης που ασκείται σε μοναδιαίο όγκο αναφοράς:

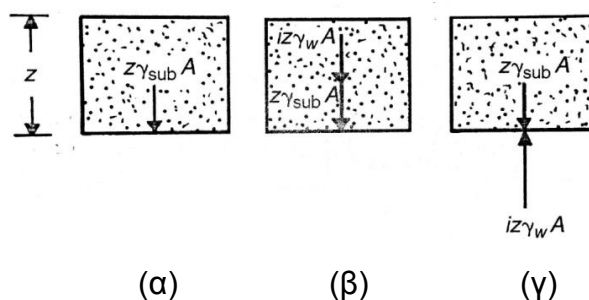
$$F = \rho_w \cdot g \cdot i = \gamma_w \cdot i \quad (6-14)$$

Από τις παραπάνω σχέσεις είναι εμφανές ότι η δύναμη διήθησης είναι ανάλογη της υδραυλικής κλίσης i με συντελεστή αναλογίας το μοναδιαίο βάρος του νερού. Σε περιπτώσεις που η ροή νερού είναι καθοδική, η δύναμη διήθησης δρα στην ίδια φορά με τη δύναμη της βαρύτητας. Αντίθετα, σε περιπτώσεις ανοδικής ροής η δύναμη διήθησης δρα ανασταλτικά στη δύναμη της βαρύτητας. Έτσι, αν η ανοδική δύναμη διήθησης υπερβεί σε μέγεθος τη δύναμη βαρύτητας ξεκινά το φαινόμενο της διασωλήνωσης κατά το οποίο εδαφικοί κόκκοι παρασύρονται δημιουργώντας προβλήματα στην ευστάθεια της κατασκευής.

Η δύναμη της βαρύτητας δίνεται από τη σχέση 6-15 και το μέγεθός της καθορίζεται άμεσα από το μοναδιαίο βάρος του εδαφικού υλικού. Έτσι σε περιπτώσεις πλήρως κορεσμένου εδαφικού υλικού το μοναδιαίο βάρος είναι υπό άνωση άρα και μειωμένο ($\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$):

$$F_g = \gamma \cdot V \quad (6-15)$$

Για το παράδειγμα του Σχήματος 6-4 απεικονίζονται οι δυνάμεις που ασκούνται κάθε φορά στο εδαφικό υλικό για το τμήμα μεταξύ των επιπέδων που διέρχονται από τα σημεία a και b . Στην περίπτωση (α) υδροστατικής ισορροπίας ασκείται μόνο η δύναμη λόγω του βάρους υπό άνωση του εδαφικού υλικού ενώ στις περιπτώσεις (β) και (γ) ασκείται επιπρόσθετα και η δύναμη διήθησης που κάθε φορά έχει τη διεύθυνση της ροής.



Σχήμα 6-6: Ασκούμενες δυνάμεις σε κορεσμένο εδαφικό στοιχείο (α) υδροστατικής ισορροπίας (β) καθοδικής ροής (γ) ανοδικής ροής (Lakshmi, 2003)

Σε περιπτώσεις που η ανοδική δύναμη διήθησης εξισωθεί με τη δύναμη της βαρύτητας για την περίπτωση (γ) του Σχήματος 6-6 είναι δυνατό να υπολογιστεί η κρίσιμη υδραυλική κλίση κατά την οποία μηδενίζονται οι ενεργές τάσεις (σχέση 6-16, 6-17). Η κρίσιμη υδραυλική κλίσης i_{cr} αποτελεί τη μέγιστη τιμή επιτρεπόμενης υδραυλικής κλίσης για την οποία δεν υπάρχει κίνδυνος διασωλήνωσης.

$$\sigma' = Z\gamma_{sub} - iz\gamma_w = 0 \quad (6-16) \quad \text{και} \quad i_{cr} = \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_w} \quad (6-17)$$

Το ολικό μοναδιαίο βάρος κορεσμένου εδαφικού υλικού γ_{sat} δίνεται από τη σχέση 6-18:

$$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e)\gamma_w}{1 + e} \quad (6-18)$$

ενώ το υπό άνωση γ_{sub} μοναδιαίο βάρος από τη σχέση 6-19 όπου e ο δείκτης πόρων, G_s ειδικό βάρος στερεών σωματιδίων (Specific Gravity = πυκνότητα στερεών σωματιδίων/πυκνότητα νερού θερμοκρασίας 4° C) και γ_w το μοναδιαίο βάρος του νερού:

$$\gamma_{sub} = \frac{(G_s - 1)\gamma_w}{1 + e} \quad (6-19)$$

Η κρίσιμη υδραυλική κλίση, συνδυάζοντας τις σχέσεις 6-17 και 6-19 υπολογίζεται από τη σχέση 6-20 και μάλιστα για τιμές $G_s=2.65$ και $e = 0.5 - 1.0$ για αμμώδη υλικά προκύπτει $i_{cr} \approx 1$:

$$i_{cr} = \frac{G_s - 1}{1 + e} \quad (6-20)$$

Χαρακτηριστικό παράδειγμα ελέγχου κατασκευών έναντι διασωλήνωσης αποτελούν τα σημεία εξόδου του νερού στον καπάντη πόδα φράγματος όπου όταν το μέγεθος της δύναμης του εξερχόμενου νερού υπερβεί το ίδιο βάρος των κόκκων η στερεή ύλη του εδάφους έχει τάση να διαφύγει μαζί με το νερό, συμπαρασύροντας όλη την κατασκευή. Ουσιαστικά πρόκειται για ένα είδος διάβρωσης της κατασκευής που παρατηρείται υπό συνθήκες μόνιμης ροής.

7 Έλεγχος διήθησης σε γεωφράγματα

7.1 Γενικά στοιχεία ροής διαμέσου γεωφράγματος

Ιδιαίτερα σημαντική περίπτωση εδαφικής ροής αποτελεί η πρώτη πλήρωση του ταμιευτήρα που δημιουργείται με την κατασκευή ενός φράγματος. Το νερό διεισδύει στους πόρους του υλικού του φράγματος και βαθμιαία εκτοπίζει τον αέρα από τους πόρους. Συγχρόνως, η στάθμη του ταμιευτήρα ανέρχεται, οι υδατικές πιέσεις στο φράγμα αυξάνονται και ταυτόχρονα αυξάνονται οι ποσότητες του διηθούμενου νερού. Το πρόβλημα στην περίπτωση αυτή είναι ιδιαίτερα πολύπλοκο για τους ακόλουθους λόγους, όπως περιγράφει ο κ. Καββαδάς (Καββαδάς, Στοιχεία Εδαφομηχανικής, 2007):

1. Άγνωστη και χρονικά μεταβαλλόμενη θέση της ελεύθερης υδατικής επιφάνειας της ροής στο εσωτερικό του φράγματος
2. Αποθήκευση νερού στο εσωτερικό του φράγματος (στους πόρους), με συνέπεια το νερό που εξέρχεται από την κατάντη παρειά του φράγματος να είναι λιγότερο από αυτό που διηθείται από τον ταμιευτήρα προς το εσωτερικό του
3. Άγνωστη κατανομή των υδατικών πιέσεων στο εσωτερικό του φράγματος. Οι πιέσεις προσαρμόζονται διαρκώς στις χρονικά μεταβαλλόμενες συνθήκες ροής στο εσωτερικό του φράγματος και τις ανάντη συνοριακές συνθήκες (μεταβαλλόμενη στάθμη ταμιευτήρα)
4. Μεταβολή των υδατικών πιέσεων στο εσωτερικό του φράγματος (χωρίς να μεταβάλλονται πάντα εξίσου και οι ολικές τάσεις) και σύγχρονη μεταβολή ενεργών τάσεων που αναπτύσσονται στο εσωτερικό του φράγματος. Η μεταβολή των ενεργών τάσεων προκαλεί ογκομετρικές παραμορφώσεις του υλικού του φράγματος (διόγκωση ή συμπίεση), δηλαδή μεταβολές του όγκου των πόρων του εδαφικού υλικού, με συνέπεια την πρόσθετη αποθήκευση νερού (ή τη μείωση του αποθηκευμένου όγκου νερού) στους πόρους του υλικού του φράγματος
5. Εναλλαγή πολύ διαπερατών με λιγότερο διαπερατές εδαφικές στρώσεις, παρουσία διόδων νερού μέσα από ρωγμές στο εσωτερικό του φράγματος, δημιουργία φαινομένων διασωλήνωσης (ripping) στο κατάντη πρηνές του φράγματος κ.λπ.

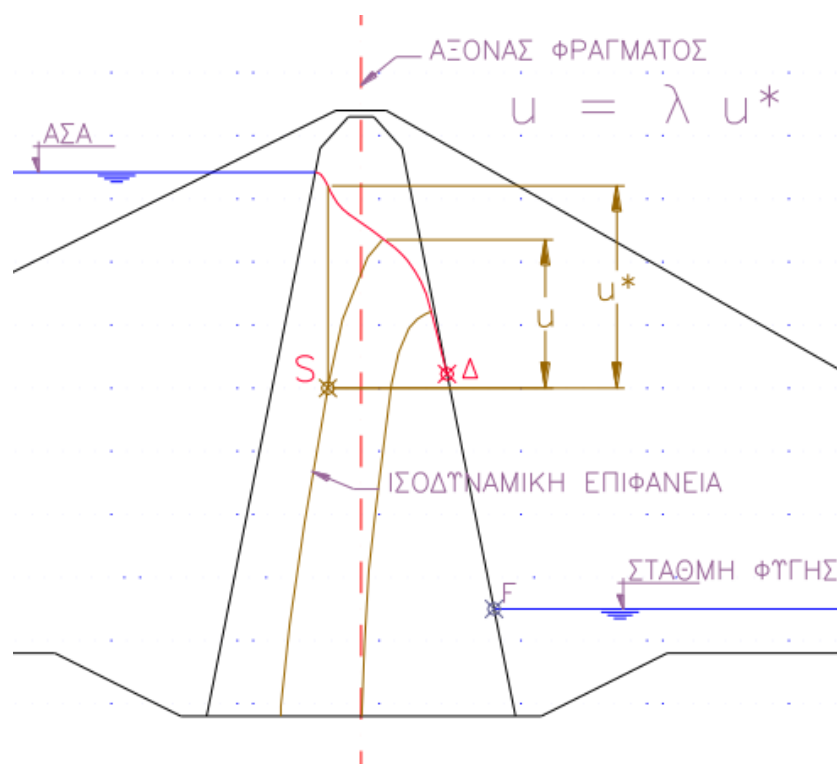
Η πολυπλοκότητα του προβλήματος επιβάλλει την υιοθέτηση απλοποιητικών παραδοχών για την ανάλυσή τους. Η κυριότερη παραδοχή είναι η μονιμότητα της ροής κατά την οποία η ταχύτητα της υδατικής ροής σε οποιοδήποτε σημείο του εδάφους δεν μεταβάλλεται χρονικά και η υπόθεση συνθηκών σταθερής ροής διήθησης.

Οι συνθήκες σταθερής ροής διήθησης αποκαθίστανται αρκετό χρόνο μετά την πλήρωση του ταμιευτήρα, όταν αναπτυχθεί πλήρως στον πυρήνα το δίκτυο ροής. Η ταχύτητα ανάπτυξης του δικτύου σταθερής ροής εξαρτάται από τη διαπερατότητα του υλικού και θεωρείται ότι έχει ολοκληρωθεί όταν σε όλη την επιφάνεια διατομής του πυρήνα οι πιέσεις πόρων που δημιουργήθηκαν κατά την κατασκευή του έχουν πρακτικά μηδενιστεί.

Μετά την ανάπτυξη σταθερής ροής μέσα στο ανάχωμα του φράγματος, οι πιέσεις πόρων εξαρτώνται αποκλειστικά από το δίκτυο ροής.

Το δίκτυο ροής που εξετάζεται είναι αυτό που αντιστοιχεί σε ταμιευτήρα με στάθμη νερού στην Ανώτατη Στάθμη Αποθήκευσης (ΑΣΑ), καθώς η υπόθεση αυτή είναι δυσμενέστερη και γίνεται υπέρ της ασφαλείας. Για τη μελέτη της διήθησης του νερού διαμέσου του φράγματος και του υδροφορέα πάνω στον οποίο θεμελιώνεται η κατασκευή και για τους ελέγχους ευστάθειας, απαιτείται ο προσδιορισμός της φρεάτιας επιφάνειας εντός του πυρήνα και το σημείο εξόδου της φρεάτιας γραμμής στη κατάντη παρειά. Για τον σκοπό αυτό μπορεί να χρησιμοποιηθεί η μεθοδολογία του Α. Casagrande όπως αναφέρει ο κ. Μουτάφης (Μουτάφης, Σημειώσεις Τεχνολογίας Γεωφραγμάτων, 2009).

Έπειτα τη σχεδίαση του δικτύου ροής και της φρεάτιας γραμμής, οι πιέσεις ύδατος πόρων σε ένα τυχαίο σημείο S του πυρήνα υπολογίζονται από την κατακόρυφη απόσταση μεταξύ του σημείου S και του σημείου τομής της ισοδυναμικής γραμμής που διέρχεται από το σημείο S με τη φρεάτια γραμμή.



Σχήμα 7-1: Πίεση πόρων σε σημείο S εντός του πυρήνα (Μουτάφης, Διαλέξεις Μαθήματος Τεχνολογίας Γεωφραγμάτων, 2012)

Στο ανάντη κέλυφος οι πιέσεις πόρων εξαρτώνται από το δίκτυο ροής στο κέλυφος. Σε περιπτώσεις διαπερατών υλικών, οι πιέσεις είναι ουσιαστικά υδροστατικές.

Στο κατάντη κέλυφος η στάθμη του νερού ορίζεται, κατά κανόνα, από τη στάθμη του ποταμού κατάντη του φράγματος, ή από την ποσότητα νερού που διηθείται μέσα από τον πυρήνα και τη θεμελίωση.

7.2 Ο ρόλος της διήθησης στην ευστάθεια της κατασκευής, συνθήκες εφαρμογής των ελέγχων ευστάθειας

Κάθε γεωτεχνική κατασκευή διαμέσου ή κάτω από την οποία αναπτύσσεται ροή είναι υπό την επίδραση δυνάμεων διήθησης και συνεπώς πρέπει να ελεγχθεί ως προς την ευστάθειά της. Η ευστάθεια της κατασκευής πλήττεται εξαιτίας των αναπτυσσόμενων υδραυλικών κλίσεων εξόδου και στο εσωτερικό της, όπως επίσης και των ανωστικών πιέσεων στη θεμελίωσή της.

Σε περιπτώσεις που η υδραυλική κλίση εξόδου ξεπεράσει την κρίσιμη υδραυλική κλίση τότε ξεκινά η ρευστοποίηση του εδάφους η οποία με τη σειρά της οδηγεί στην ακόμα μεγαλύτερη εμφάνιση υδραυλικών κλίσεων και τη δημιουργία ανοίγματος ή σωλήνα που διανοίγεται προς τα ανάντη με σύγχρονη μεταφορά γεωυλικού. Το παραπάνω φαινόμενο ονομάζεται διασωλήνωση και στη συγκεκριμένη θέση έχει ως αποτέλεσμα την υποσκαφή της κατασκευής που οδηγεί κατ' επέκταση στην κατάρρευση του φράγματος (Σχήμα 7-2). Τα μη συνεκτικά εδάφη είναι περισσότερο επιρρεπή στο φαινόμενο της διασωλήνωσης σε αντίθεση με τα συνεκτικά εξαιτίας των δυνάμεων συνοχής τους.

Το παραπάνω φαινόμενο είναι δυνατό να λάβει χώρα και στο εσωτερικό γεωφράγματος καθώς ανάπτυξη μεγάλων υδραυλικών κλίσεων προκαλεί εσωτερική διάβρωση της κατασκευής ή ακόμα και στα αντερείσματα της κοιλάδας παρασύροντας εδαφικούς κόκκους. Η διάνοιξη σωλήνα δημιουργείται εδώ κατά τη διεύθυνση της ροής, δηλαδή από ανάντη προς κατόντη. Υλικά πλέον ευάλωτα σε διάβρωση είναι άργιλοι υψηλής πλαστικότητας, αμμοχάλικα με αξιόλογο ποσοστό λεπτοκόκκου κλάσματος από άργιλο με πλαστικότητα. Άλλη συνέπεια της εσωτερικής διάβρωσης κατά την οποία μεταφέρεται γεωυλικό είναι οι καθιζήσεις τμημάτων του φράγματος (Σχήμα 7-3, Σχήμα 7-4).

Η ανάπτυξη μεγάλων ανωστικών πιέσεων στη θεμελίωση της κατασκευής είναι κρίσιμη για την ευστάθεια της (Σχήμα 11-1). Σε συνδυασμό με τις δυνάμεις βαρύτητας της κατασκευής, τις πλευρικές δυνάμεις εξαιτίας του ταμιευτήρα ανάντη και της στάθμης νερού κατόντη, τις δυνάμεις συνοχής και τις δυνάμεις τριβής στην επιφάνεια θεμελίωσης πρέπει να εξασφαλίζουν τον απαιτούμενο συντελεστή ασφαλείας.

Παραμορφώσεις (περιορισμένη ολίσθηση) συνήθως του κατόντη πρηνούς (έχει συνήθως πιο απότομη κλίση) είναι δυνατό να εμφανιστούν κατά τη διάρκεια κατασκευής του φράγματος λόγω αυξημένων υπερπιέσεων πόρων που προκαλούν μείωση του συντελεστή ασφαλείας σε συνδυασμό με την ανοχή των υλικών.

Άλλος ένας τρόπος αστοχία φράγματος είναι η αβαθής ολίσθηση του ανάντη πρηνούς κατά τον ταχύ καταβίβασμό της στάθμης του ταμιευτήρα και την αντιστροφή ροής προς τα ανάντη (Σχήμα 7-5).

Ο ρόλος του νερού στις αναλύσεις ευστάθειας είναι πρωταρχικός. Πέρα όμως από τη διήθηση νερού, οι αναλύσεις λαμβάνουν συνολικά υπόψη όλες τις πιθανές συνθήκες καταπόνηση, από το ίδιο βάρος των υλικών, από τα εξωτερικά φορτία νερού, από τις εσωτερικές πιέσεις πόρων και τέλος από τα δυναμικά φορτία πιθανής σεισμικής δραστηριότητας στην ευρύτερη περιοχή του έργου.

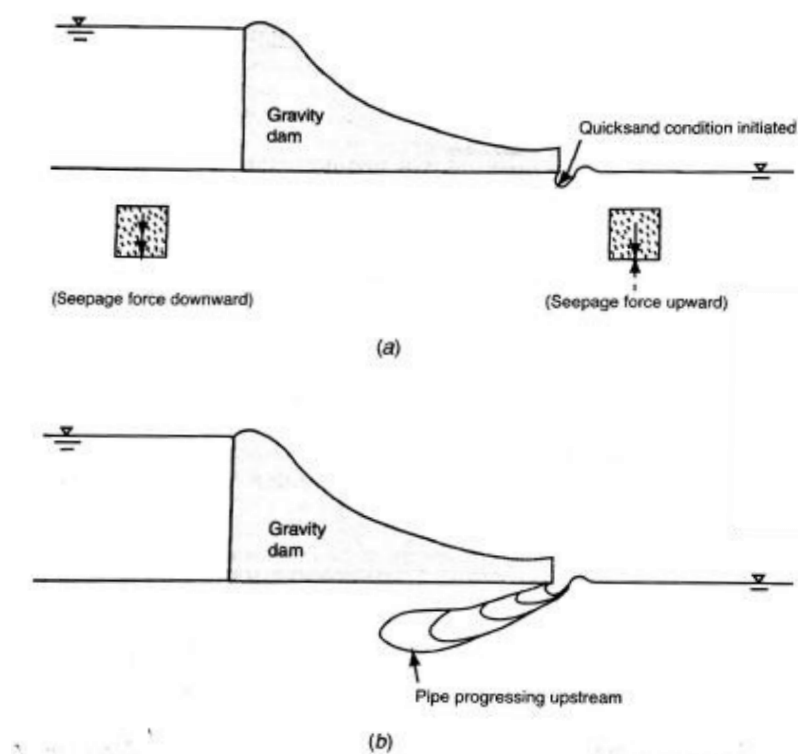
Οι συνθήκες καταπόνησης που εξετάζονται είναι:

- Πέρας κατασκευής αναχώματος
- Σταθερή διήθηση νερού στον πυρήνα του φράγματος
- Απότομο καταβίβασμό στάθμης ταμιευτήρα, από μέγιστη σε ελάχιστη

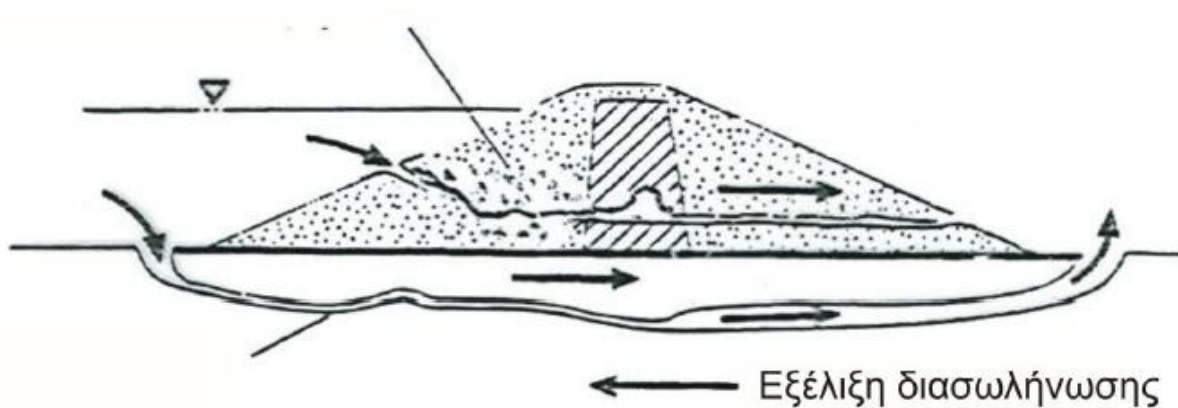
Στην κατάσταση πέρατος κατασκευής οι πιέσεις πόρων (στον πυρήνα και τις ημιπερατές ζώνες) είναι μέγιστες. Το γεγονός ότι ο ταμιευτήρας είναι άδειος προκαλεί δυσμενέστερες συνθήκες αφού το νερό δεν παίζει το σταθεροποιητικό ρόλο του εξαιτίας της κατακόρυφης δύναμης που ασκεί στο κεκλιμένο κέλυφος. Ο απαιτούμενος συντελεστής ασφαλείας είναι αρκετά μικρός ($FS=1.20 - 1.30$), ιδίως αν έχουν εκτιμηθεί με ακρίβεια οι ιδιότητες των υλικών εξαιτίας των μικρών συνεπειών σε περίπτωση αστοχίας και την συντηρητική παραδοχή μηδενικής αποτόνωσης των πιέσεων αφού η ταπείνωση της στάθμης υδροφόρου ορίζοντα δεν γίνεται ακαριαία (Καβαδάς, Ειδικά Γεωτεχνικά Έργα: Γεωτεχνική Φραγμάτων, 2006).

Κατά την κατάσταση λειτουργίας ο ταμιευτήρας είναι πλήρης και στον πυρήνα έχει αναπτυχθεί πλήρως το δίκτυο ροής. Ο έλεγχος της ευστάθειας είναι κρισιμότερος στο κατάντη πρανές. Ο απαιτούμενος συντελεστής σε αυτή την περίπτωση είναι της τάξεως $FS=1.50$ επειδή η κατάσταση αυτή είναι αρκετά συνήθης και επιπλέον, οι συνέπειες μιας τέτοιας αστοχίας είναι καταστροφικές.

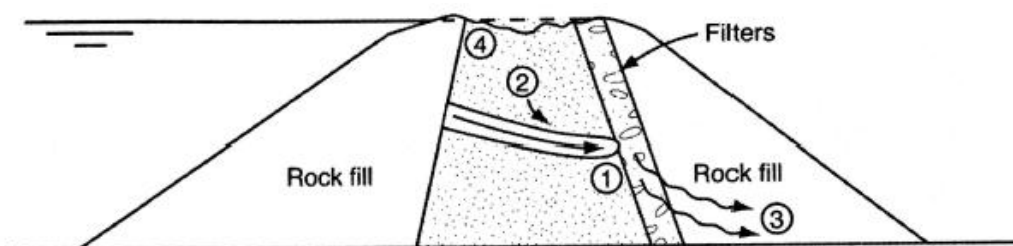
Ο έλεγχος του ανάντη πρανούς είναι κρισιμότερος σε καταστάσεις απότομου καταβίβασμού του ταμιευτήρα με συντελεστή ασφαλείας της τάξης $FS = 1.30 - 1.40$ γιατί συνήθως η αστοχία του πρανούς είναι αβαθής και η στάθμη του ταμιευτήρα είναι αρκετά χαμηλά.



Σχήμα 7-2: Εξέλιξη εσωτερικής διάβρωσης στη θεμελίωση φράγματος (Lakshmi, 2003)

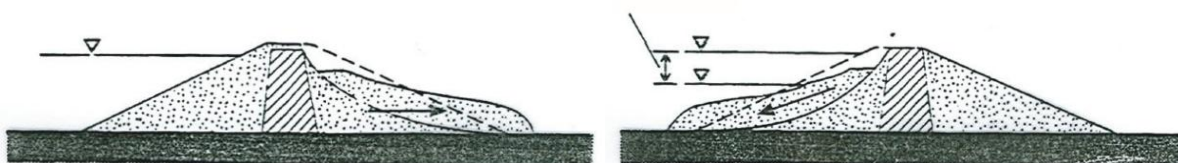


Σχήμα 7-3: Εσωτερική διάβρωση και διασωλήνωση με μεταφορά υλικού από τον πυρήνα ή στο έδαφος θεμελίωσης (Μαρίνος Β. , 2012)



- ① Initiation of erosion into filter
- ② Progression to form pipe
- ③ Flow causes local instability
- ④ Breach of dam by piping or slumping

Σχήμα 7-4: Στάδια εξέλιξης εσωτερικής διάβρωσης σε γεώφραγμα (Lakshmi, 2003)



Σχήμα 7-5: Κατολίσθηση κατάντη και ανάντη κελύφους (Μαρίνος Β. , 2012)

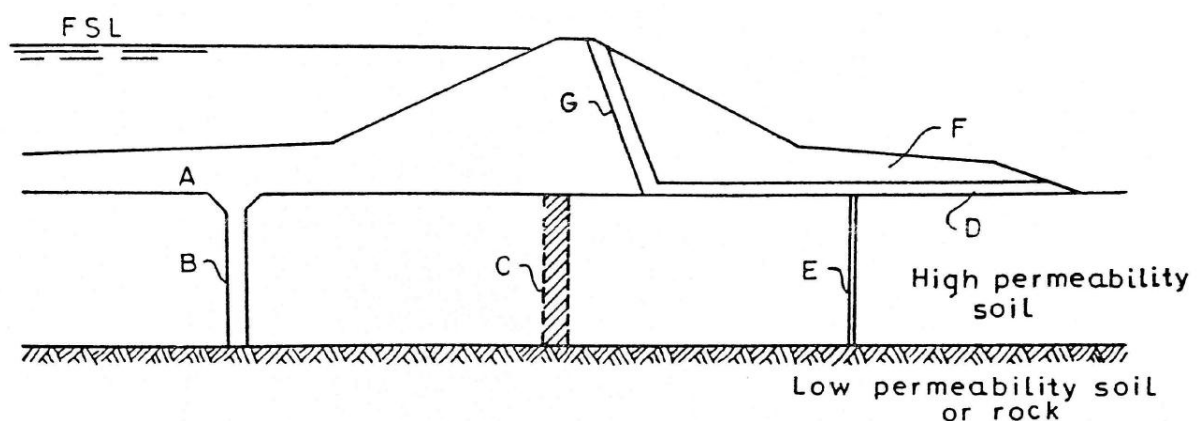
7.3 Μέθοδοι ελέγχου διήθησης σε γεωφράγματα

Ο έλεγχος της διήθησης αποτελεί σημαντικό κομμάτι στο σχεδιασμό των γεωφραγμάτων. Το μεγάλο υδραυλικό φορτίο που δημιουργείται εξαιτίας του ταμιευτήρα πρέπει να "ξοδευτεί" χωρίς να εγκυμονεί κινδύνους ως προς την ευστάθεια της κατασκευής. Οι διαθέσιμες μέθοδοι ελέγχου της διήθησης μέσα από γεωφράγμα ή από τη ζώνη θεμελίωσης θα μπορούσαν να κατηγοριοποιηθούν σε δύο ομάδες (Σχήμα 7-6, Σχήμα 7-7):

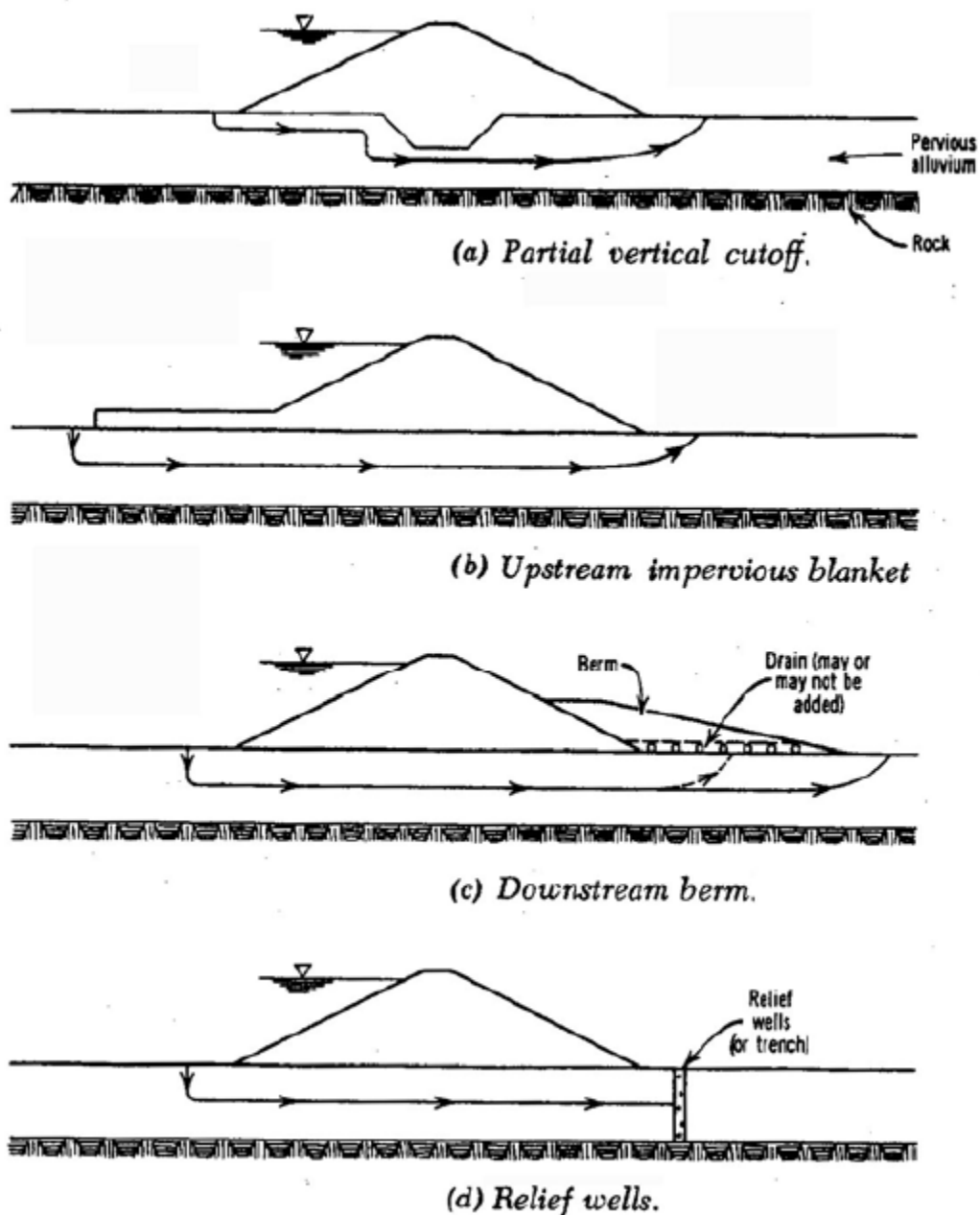
- Μέθοδοι που εμποδίζουν ή διακόπτουν ροή νερού μέσα από το σώμα του φράγματος ή της θεμελίωσης
- Μέθοδοι που ελέγχουν τη διήθηση εμποδίζοντας την ανάπτυξη μεγάλων ανωστικών πιέσεων και της εσωτερικής διάβρωσης

Χαρακτηριστικές εφαρμογές της πρώτης κατηγορίας είναι οι διαφραγματικοί τοίχοι από τσιμεντομπετονίτη ή πλαστικό σκυρόδεμα, τα πετάσματα τσιμεντενέσεων, ο τάπητας από αργιλικό υλικό ανάντη, πλάκα σκυροδέματος (εφαρμογή σε Λιθόρριπτα με Ανάντη Πλάκα Σκυροδέματος), ο πυρήνας από υλικό χαμηλής διαπερατότητας κ.ά. Ιδιαίτερα για τους διαφραγματικούς τοίχους γίνεται εκτενή αναφορά στο κεφάλαιο που ακολουθεί.

Όσον αφορά τη δεύτερη κατηγορία, βασικότερο βήμα στον έλεγχο της εσωτερικής διάβρωσης είναι η διαζώνηση του φράγματος αναλυτική περιγραφή της οποίας γίνεται στο κεφάλαιο 3.2. Ακόμα συνεισφέρει η κατασκευή στραγγιστηρίων (οριζόντια και κατακόρυφα) όπως στραγγιστήριο ποδός (toe drain), στραγγιστήριο βάσης (blanket drain) και εσωτερικό στραγγιστήριο (chimney drain). Γεωτρήσεις αποτόνωσης των πιέσεων (pressure relief well) μπορεί να εφαρμοστούν στην κοίτη ή και στα αντερείσματα ούτως ώστε να αντιμετωπιστεί η διάβρωση στις αντίστοιχες θέσεις. Η δημιουργία αναβαθμού (berm) στο κατάντη κέλυφος συνεισφέρει στην εξισορρόπηση των ανωστικών πιέσεων με το ίδιο βάρος των υλικών.



Σχήμα 7-6: Μέθοδοι ελέγχου διήθησης μέσα από σώμα φράγματος και ζώνη θεμελίωσης, A:αργιλικός τάπητας ανάντη ποδός, B: διαφραγματικός τοίχος, C: διάφραγμα τσιμεντενέσεων, D: στραγγιστήριο βάσης, E: γεώτρηση αποτόνωσης πιέσεων F: αναβαθμός σταθεροποίησης κατάντη κελύφους, G: εσωτερικό στραγγιστήριο (Lakshmi, 2003)



Σχήμα 7-7: Μέθοδοι ελέγχου της διήθησης κάτω από διαπερατή θεμελίωση φράγματος χωρίς πλήρες σύστημα στεγάνωσης (Καββαδάς, Ειδικά Γεωτεχνικά Έργα: Γεωτεχνική Φραγμάτων, 2006)

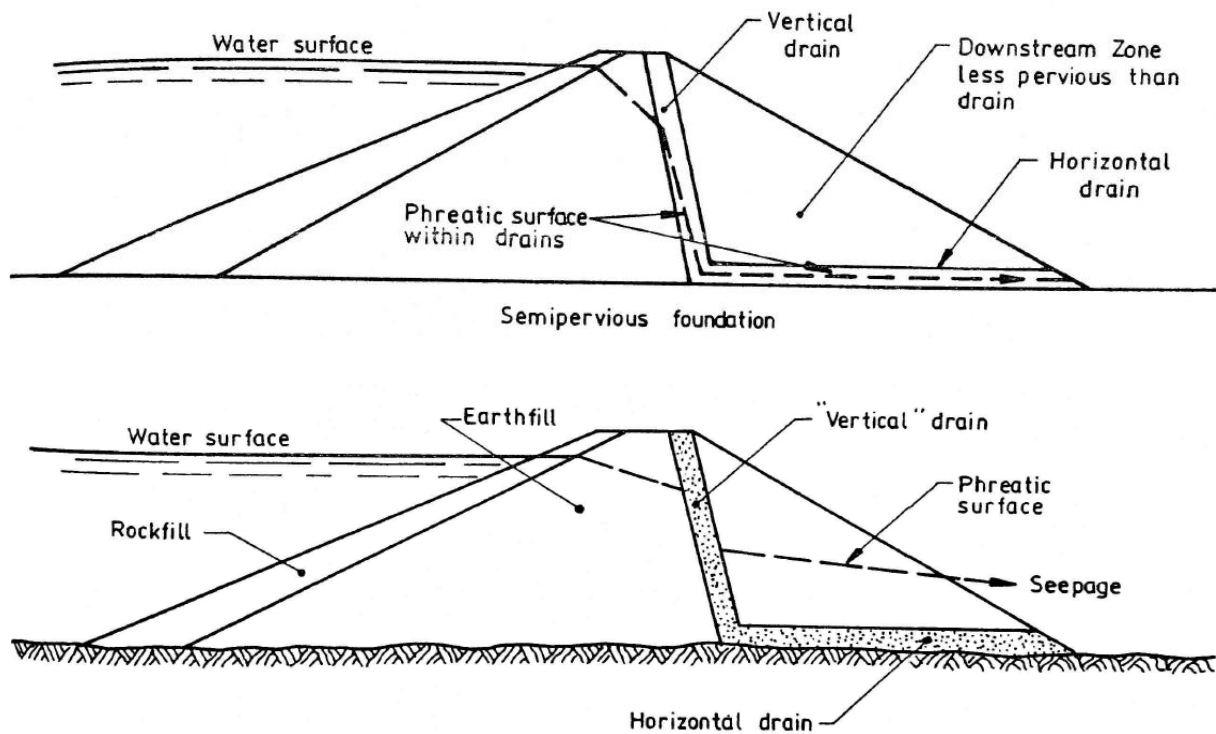
Η αποτελεσματικότητα του αργλικού τάπητα έγκειται στο γεγονός ότι αυξάνει την υπόγεια διαδρομή νερού και μειώνει τις αναπτυσσόμενες υδραυλικές κλίσεις. Για να γίνει όμως αυτό δεν πρέπει η οριζόντια συνιστώσα της υδραυλικής αγωγιμότητας να είναι αρκετά μεγαλύτερη σε σχέση με την κατακόρυφη καθώς σε αυτή την περίπτωση η ροή μέσω της οριζόντιας στρωμάτωσης εκτελείται ανεμπόδιστα. Η αύξηση του μήκους του τάπητα συνεισφέρει στην αντιμετώπιση της διήθησης.

Ο σχεδιασμός των στραγγιστηρίων βασίζεται κυρίως στη διηθούμενη ποσότητα νερού που καλούνται να απομακρύνουν με ασφάλεια από το εσωτερικό της κατασκευής. Έτσι, αν η ικανότητα απομάκρυνσης του νερού είναι ανεπαρκής, η στάθμη της φρεάτιας γραμμής στο κατάντη κέλυφος

είναι ψηλά εγκυμονώντας προβλήματα ευστάθειας της κατασκευής. Αντίθετα, η φρεάτια γραμμή διατηρείται χαμηλά στο επίπεδο της θεμελίωσης όπου και τοποθετείται το στραγγιστήριο βάσης (Σχήμα 7-8).

Παραοριζόντια ζώνη στραγγιστηρίων μπορεί να δημιουργηθεί και στο ανάντη κέλυφος για λόγους ευστάθειας της κατασκευής και αντιμετώπιση του κινδύνου ανάπτυξης των πιέσεων σε περιπτώσεις απότομου καταβιβασμού της στάθμης του ταμιευτήρα και αντιστροφής της ροής (Σχήμα 3-5). Τονίζεται πως ανεξάρτητα της θέσης του στραγγιστηρίου, απαραίτητη είναι η πλαισίωσή του από ζώνη φίλτρου για την προστασία του υλικού του από εισχώρηση λεπτόκοκκου κλάσματος σε περιπτώσεις που το υλικό κελύφους είναι μέτριας ή χαμηλής διαπερατότητας (Σχήμα 3-5 και λεπτομέρεια στο Σχήμα 3-3).

Ανεξάρτητα από τη μέθοδο κατασκευής, η επιλογή ελέγχου της διηθούμενης ποσότητας νερού προκύπτει από οικονομοτεχνικά κριτήρια και σχετίζεται άμεσα με το στόχο και τη λειτουργία του φράγματος (αντιπλημμυρικό, υδροηλεκτρικό κλπ).



Σχήμα 7-8: Επιρροή παροχευετικότητας φίλτρου στον καταβιβασμό της φρεάτιας γραμμή (Fell & MacGregor, 1992)

8 Διαφραγματικοί τοίχοι

8.1 Γενικά στοιχεία σχεδιασμού και κατασκευής διαφραγματικού τοίχου

Για την κατασκευή στεγανοποιητικών τοιχίων (διαφράγματα) σε αλλουβιακές αποθέσεις υπάρχει ένα αρκετά μεγάλο εύρος μεθόδων, κάποιες από τις οποίες προκαλούν μερική ή σημαντική διαταραχή του εδάφους και άλλες απομάκρυνση του εδαφικού υλικού και αντικατάστασή του με κατάλληλα υλικά. Έτσι, με βάση τον τρόπο κατασκευής οι τύποι των διαφραγμάτων θα μπορούσαν να κατηγοριοποιηθούν σε διαφράγματα που κατασκευάζονται με εκσκαφή και αντικατάσταση του υλικού θεμελίωσης (cut and fill type), με εκτόπιση εδάφους (displacement type), με επιτόπου ανάμιξη (mix in place type) και σε διαφράγματα εισπίεσης (injection type).

Υπάρχουν και άλλες τεχνολογίες που δεν ανήκουν σε καμία από τις παραπάνω κατηγορίες. Μια τέτοια μέθοδος είναι η ψύξη του υπεδάφους (ground freezing) η εφαρμογή της οποίας δεν είναι ευρέως διαδεδομένη.

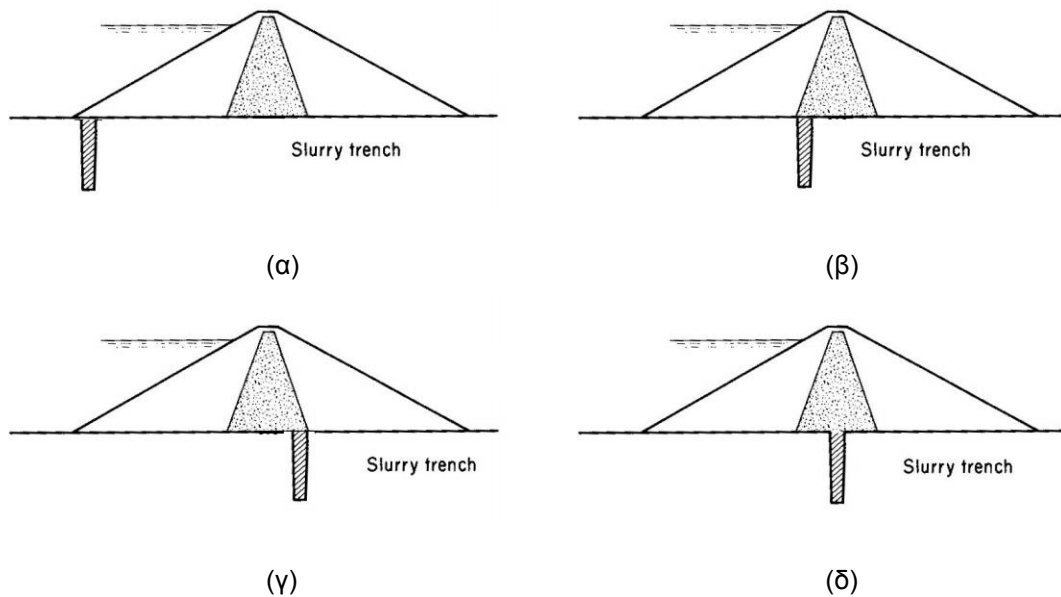
Στον Πίνακα 8-1 που ακολουθεί δίνεται μια σύντομη περιγραφή της εκάστοτε μεθοδολογίας κατασκευής διαφραγμάτων με τα κύρια πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα τους.

Κατά το σχεδιασμό διαφράγματος και την επιλογή της μεθόδου κατασκευής του πρέπει να ληφθούν υπόψη παράγοντες όπως εκείνοι που περιγράφονται στον Πίνακα 8-2.

Η κατασκευή διαφράγματος μπορεί να στοχεύει στη δημιουργία υπόγειου ταμιευτήρα, στην προστασία παράκτιων περιοχών από το φαινόμενο της υπαλυμύρωσης ή όπως εδώ στον έλεγχο της υπόγειας ροής στη θεμελίωση γεωφραγμάτων. Ο στόχος του φράγματος σε συνδυασμό με τα χαρακτηριστικά της θέσης κατασκευής όπως βάθος βραχώδους υποβάθρου μπορεί να οδηγήσουν στη δημιουργία διαφράγματος μερικής ή ολικής διακοπής υπόγειας ροής (hanging or positive diaphragm wall).

Ως προς τη θέση κατασκευής διαφράγματος, στο σχήμα που ακολουθεί (Σχήμα 8-1) φαίνονται τρεις μη αποδεκτές θέσεις. Αναλυτικότερα, η κατασκευή στη θέση (α) θα είχε σαν συνέπεια την εισροή νερού από τον ταμιευτήρα στη θεμελίωση μέσω της διήθησης από την κεκλιμένη παρειά του ανάντη κελύφους. Σε περίπτωση που το διάφραγμα κατασκευαστεί στις θέσεις (β) και (γ) τότε πιθανότατα θα επέλθει αστοχία του πυρήνα και αυτό εξαιτίας της μεγάλης υδραυλικής κλίσης που αναπτύσσεται, για την οποία δεν έχει σχεδιαστεί (σε αντίθεση με τον διαφραγματικό τοίχο). Η έντονη υδραυλική κλίση προκύπτει καθώς ανάντη του διαφράγματος η πίεση πόρων είναι υδροστατική (φορτίο νερού ταμιευτήρα) ενώ στα κατάντη μηδενική όταν έχει διακοπεί πλήρως η ροή.

Η βέλτιστη θέση κατασκευής του στεγανοποιητικού στοιχείου ως προς τις αναπτυσσόμενες υδραυλικές κλίσεις (στον πυρήνα και στο διάφραγμα) είναι στον άξονα του πυρήνα ή λίγο ανάντη όπως φαίνεται στο Σχήμα 8-1 (δ) (Γαλιούνα, 2007). Παρόλα αυτά, ο κίνδυνος αστοχίας του πυρήνα παραμένει λόγω των υψηλών υδραυλικών κλίσεων, γι' αυτό και στόχος της παρούσας εργασίας είναι η διερεύνηση της εισχώρησης του διαφράγματος στον πυρήνα του φράγματος μέσω της οποίας μειώνονται οι αναπτυσσόμενες υδραυλικές κλίσεις.



Σχήμα 8-1: Θέσεις κατασκευής διαφραγματικού τοίχου (α) - (γ) μη αποδεκτές (δ) προτεινόμενη

Όσον αφορά τις διαστάσεις του διαφράγματος, το πάχος καθορίζεται από τον τύπο του, τα διαθέσιμα μηχανήματα και τα υλικά κατασκευής. Αυτά επίσης θα ορίσουν και την υδραυλική αγωγιμότητα του. Οι διαστάσεις που αφορούν το ύψος και το μήκος του διαφράγματος σχετίζονται με τη μορφολογία και τα υλικά της περιοχής κατασκευής, τη διατομή του φράγματος, τη θεμελίωση και την ανάγκη ελέγχου της υπόγειας ροής νερού και οριστικοποιούνται με βάση τεchnοοικονομικά κριτήρια.

Φορτία που καλείται να παραλάβει το διάφραγμα οφείλονται στο φορτίο των υπερκειμένων υλικών του φράγματος, στην υδροστατική πίεση που προκύπτει από τη στάθμη ύδατος ανάντη και κατόντη του διαφράγματος, στα φορτία σεισμού, καθιζήσεων και γενικά παραμορφώσεων κ.ά. Ιδιαίτερη ευαισθησία παρουσιάζει η περιοχή στο άνω άκρο του διαφράγματος όπου οι αναπτυσσόμενες υδραυλικές κλίσεις μεγιστοποιούνται.

Βασικότεροι τύποι διαφραγμάτων που συναντώνται στη βιβλιογραφία είναι:

- Διαφραγματικός τοίχος από τσιμέντο - μπεντονίτη (Cement – Bentonite slurry trench cutoff)
- Διάφραγμα από εδαφικό υλικό – μπεντονίτη (Soil – Bentonite slurry trench cutoff)
- Διαφραγματικός τοίχος πλαστικού σκυροδέματος (Plastic concrete slurry trench cutoff)
- Διάφραγμα με χρήση προκατασκευασμένων στοιχείων (Prefabricated diaphragm wall)
- Διαφραγματικός τοίχος έγχυτων αλληλοτεμνόμενων πασσάλων (Secant piling)
- Διαφραγματικός τοίχος ρηχής τάφρου (Open cut method)
- Διάφραγμα με χρήση γεωμεμβρανών (Slurry trench cutoff with geomembranes)
- Διάφραγμα εκτόπισης εδάφους με χρήση μεταλλικών πετασμάτων (Steel sheet piling)
- Διάφραγμα με βαθειά ανάμιξη εδάφους (Deep soil mixing)
- Διάφραγμα με ανάμιξη εδάφους με δέσμη τσιμεντενέματος υψηλής ταχύτητας (Jet grouting)
- Διάφραγμα τσιμεντενέσεων (Grouting) με ειδικές μεθόδους

Βασική αρχή σχεδιασμού των διαφραγμάτων σε προσχωματικά υλικά, αποτελεί η επίτευξη μηχανικών χαρακτηριστικών του διαφράγματος παραπλήσια με αυτά των προσχωματικών υλικών του ποταμού, ώστε οι παραμορφώσεις των δύο αυτών υλικών να είναι συμβατές. Η χρήση άκαμπτων υλικών για την κατασκευή διαφραγμάτων (π.χ. πασσαλοσανίδες, διαφράγματα οπλισμένου σκυροδέματος) καθιστά αμφίβολη τη συνεργασία τους με το υλικό του πυρήνα και των υλικών θεμελίωσης αυξάνοντας την πιθανότητα αστοχίας. Ιδιαίτερη περίπτωση αποτελεί η κατασκευή διαφράγματος εκτός του σώματος του φράγματος, δηλαδή στις περιπτώσεις που το διάφραγμα δεν καταπονείται με τα κατακόρυφα ή πλευρικά φορτία από το σώμα του φράγματος. Γενικά δεν ενδείκνυται η χρήση άκαμπτων διαφραγμάτων κάτω από τον πυρήνα, για τη στεγανοποίηση ποτάμιων ή χειμάρριων αποθέσεων, εκτός ειδικών περιπτώσεων.

Έτσι λοιπόν, διαφράγματα που φέρουν οπλισμό όπως επί τόπου εγχυόμενο διάφραγμα ή έγχυτοι αλληλοτεμνόμενοι πάσσαλοι δεν είναι δυνατό να εφαρμοστούν και αυτό εξαιτίας της ακαμψίας τους και της αδυναμίας τους να συνεργαστούν με τη θεμελίωση και τον πυρήνα της κατασκευής. Αντίστοιχα, δεν είναι δυνατή η εφαρμογή μεθόδων που στοχεύουν στην έμπτηξη στοιχείων στο έδαφος με εκτόπιση εδάφους (γεωμεμβράνες και μεταλλικά πετάσματα), καθώς αμφίβολη είναι η διατήρηση της συνέχειας τους υπό συνθήκες διαφορικών καθιζήσεων. Ακόμα, δεν είναι δυνατό να εφαρμοστούν για μεγάλα βάθη και μάλιστα σε εδάφη θεμελιώσεων με μεγάλου μεγέθους στοιχεία όπως κροκάλες (αδυναμία εισχώρησης και προβλήματα λυγισμού). Για τους παραπάνω λόγους δεν μπορεί να γίνει και χρήση προκατασκευασμένων στοιχείων. Η μέθοδος βαθιάς ανάμιξης εδάφους (Deep soil mixing) αντιμετωπίζει δυσκολίες ως προς την εξασφάλιση της συνέχειας και της αλληλεπικάλυψης των στοιχείων, υψίστης σημασίας για τον έλεγχο της υπόγειας ροής. Ξαν μέθοδος είναι αποτελεσματική για εδάφη μη περιέχοντα στοιχεία μεγάλης διαμέτρου καθώς δυσκολεύουν τη διάτρηση και τη σωστή ανάμιξη εδάφους με μίγμα τσιμέντου-μπεντονίτη (υγρή μέθοδος). Η αύξηση του βάθους δυσχεραίνει ακόμα περισσότερο τις εργασίες.

Για τον έλεγχο της υπόγειας ροής στη θεμελίωση γεωφραγμάτων εφαρμόζονται συχνά διαφραγματικοί τοίχοι από τσιμέντο - μπεντονίτη ή πλαστικό σκυρόδεμα, κατασκευαζόμενοι με επικαλυπτόμενα φανώματα ή με έγχυτους αλληλοτεμνόμενους πασσάλους (εκσκαφή, απομάκρυνση και αντικατάσταση του εδαφικού υλικού). Εναλλακτικά μπορεί να εφαρμοστούν ειδικές μέθοδοι τσιμεντενέσεων καθώς και η μέθοδος ανάμιξης του επιτόπου υλικού με τσιμεντένεμα, που επιτυγχάνεται με δέσμη τσιμεντενέματος υψηλής ταχύτητας (Jet Grouting).

Καθοριστική σημασία στην επιλογή του τύπου και των ιδιοτήτων του διαφράγματος είναι η βασική απαίτηση: το μέτρο παραμορφωσιμότητας του σκληρυμένου μίγματος να είναι παραπλήσιο με αυτό των υλικών μέσα στα οποία διανοίγεται το διάφραγμα. Στόχος της απαίτησης αυτής είναι να μην παρατηρούνται διαφορετικές παραμορφώσεις μεταξύ των δύο υλικών υπό συνθήκες καταπόνησης, αλλά τα δύο υλικά να ανταποκρίνονται στις διάφορες καταπονήσεις ως ενιαίο σύστημα.

Μέθοδος κατασκευής	Γενική Περιγραφή	Πλεονεκτήματα	Μειονεκτήματα
Συμβατικά διαφράγματα	Εκσκαφή και αφαίρεση εδαφικού υλικού με στόχο τη δημιουργία τάφρου πληρωμένη με σταθεροποιητικό πολτό. Το τελικό υλικό πλήρωσης της τάφρου αποτελεί το στεγανό στοιχείο και καθορίζει τον τύπο του διαφράγματος.	Καθορίζονται άμεσα από το δημιουργούμενο στεγανό στοιχείο, γενικά γνώριμη τεχνική κατασκευής, εύκολα προσαρμόσιμη εξαιτίας των πολλών παραλλαγών της, δύναται να εφαρμοστεί σε κάθε τύπο εδάφους.	Καθορίζονται με βάση την επιλεγμένη μέθοδο δημιουργίας στεγανού στοιχείου.
Διαφράγματα με εκτόπιση εδάφους	Έμπηξη μεταλλικών στοιχείων, φύλων ή σωλήνων, σε γενικά ασταθή εδάφη (μαλακές άργιλοι, χαλαρές άμμοι κλπ) τα οποία όμως δεν περιέχουν εμπόδια, πέτρες και κροκάλες.	Ευχερής χειρισμός και μεταφορά, δυνατότητα χρήσης σε εδάφη που περιέχουν εμπόδια μικρής σημασίας, παραγωγή ειδικών τεμαχίων για την υλοποίηση διαφραγμάτων ειδικής μορφής.	Πρόκληση θορύβου κατά την έμπηξη, δονήσεις επαρκείς για να προκαλέσουν καθιζήσεις στο περιβάλλον, κίνδυνος εισροών νερού όταν η σύνδεση των μεταλλικών στοιχείων δεν είναι στεγανή, κίνδυνος καταστροφής όπου συναντώνται σημαντικά εμπόδια, περιορισμένο μήκος (οι συγκολλήσεις των τεμαχίων δεν παύουν να αποτελούν ευαίσθητες ζώνες), τρωτότητα στη διάβρωση, ζήτημα λυγισμού κατά την έμπηξη.
Διαφράγματα επιτόπιας ανάμιξης	Στοχεύει στην εις βάθος εμπλοκή του in situ εδάφους με σταθεροποιητικές ουσίες οι οποίες του προσδίδουν υψηλότερη αντοχή, χαμηλότερη παραμορφωσιμότητα και μειωμένη περατότητα.	Δεν προϋποθέτει εκσκαφή, μπορεί να εφαρμοστεί σε πολλούς τύπους εδάφους με αδυναμία σε σκληρά πετρώματα ή σε εδάφη με μεγάλες κροκάλες και ογκόλιθους, γρήγορη σαν μέθοδος κατασκευής.	Απόδοση διαφράγματος εξαρτάται από τον τύπο του εδάφους και ο ποιοτικός έλεγχος είναι γενικώς δυσχερής.
Διαφράγματα εισπίεσης	Διοχέτευση μέσα σε in situ γεωμάζα (έδαφος, βράχος) ρευστού υπό πίεση πηγνυόμενου σταδιακά σε ορισμένο χρόνο (ένεμα), με στόχο την αντικατάσταση του αέρα ή του νερού σε ασυνέχειες και πόρους με στόχο τη βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων της γεωμάζας (μείωση της διαπερατότητας και παραμορφωσιμότητας, αύξηση της αντοχής).	Δεν απαιτούν εκσκαφή, παραλλαγές ενέματος που την προσαρμόζουν στις εκάστοτε συνθήκες εδάφους.	Δαπανηρή μέθοδος, απαιτεί μεγάλη εμπειρία καθώς δεν υπάρχει κάποια επιστημονική θεωρία, η απόδοση εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τον τύπο του εδάφους και το επιλεγμένο ένεμα, πιθανότητα η απαιτούμενη περατότητα να μην επιτευχθεί.

Πίνακας 8-1: Γενική περιγραφή κύριων μεθόδων κατασκευής διαφράγματος, πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα (Λύκου, 2011)

Στοιχείο Μελέτης	Περιγραφή
Προσβασιμότητα περιοχής	Σε κάποιους τύπους διαφραγμάτων χρησιμοποιούνται βαριά μηχανήματα που δεν μπορούν να επισκεφτούν περιορισμένες περιοχές ή περιοχές με έντονο ανάγλυφο.
Διαστάσεις διαφράγματος	Το πάχος και η υδραυλική αγωγιμότητα καθορίζονται από τα διαθέσιμα μηχανήματα και τα υλικά κατασκευής. Η γεωμετρία της διατομής του φράγματος και η θεμελίωση στη θέση κατασκευής του διαφράγματος όπως και το απαιτούμενο βάθος ελέγχου της υπόγειας ροής θα ορίσουν το μήκος και το ύψος του διαφράγματος.
Βάθος κατασκευής	Για λόγους οικονομίας και ακρίβειας κατασκευής το στεγανό στοιχείο είναι προτιμότερο να κατασκευαστεί κατακόρυφο. Όμως με την αύξηση του βάθους τα κατασκευαστικά μηχανήματα υπόκεινται σε μεγαλύτερα φορτία με συνέπεια την απόκλιση στην ακρίβεια εκσκαφής. Έτσι λοιπόν, για ένα διάφραγμα που φτάνει σε μεγάλο βάθος απαιτείται μεγάλη προσοχή για την αποφυγή απόκλισης από την κατακόρυφο, γεγονός που οδηγεί στην επιλογή μηχανημάτων τα οποία θα μπορούν να ανταπεξέλθουν στις εκάστοτε συνθήκες βάθους.
Τρέχουσα στάθμη υπόγειων υδάτων	Η στάθμη υδροφόρου ορίζοντα επηρεάζει τις εργασίες και τον τρόπο απομάκρυνση του εδαφικού υλικού που έχει εκσκαφτεί. Οι μέθοδοι κατασκευής περιορίζονται όταν τα τοιχώματα των εκσκαφών είναι ασταθή λόγω παρουσίας νερού πράγμα που μπορεί να οδηγήσει και σε αντλήσεις.
Οριζόντια και κατακόρυφη υδραυλική αγωγιμότητα	Βοηθά στον προσδιορισμό της στεγανότητας υποβάθρου και στην εκτίμηση της υπόγεια ροής στα περατά στρώματα.
Χαρακτηριστικά εδάφους	Η ευστάθεια στα τοιχώματα εκσκαφής είναι απαραίτητη για κάποιες μεθόδους κατασκευής. Η σκληρότητα του εδάφους παίζει καθοριστικό ρόλο και επηρεάζει άμεσα την ακρίβεια. Το εδαφικό υλικό πρέπει πάντα να ελέγχεται για πιθανή χρήση του στην κατασκευή διαφράγματος ενώ σε μεθόδους που στοχεύουν στη βελτίωση των εδαφικών ιδιοτήτων η ετερογένεια του γεωυλικού παίζει καθοριστικό ρόλο.
Χημισμός υπόγειου νερού και εδάφους	Πρόβλεψη πιθανής χημικής διάβρωσης του διαφράγματος
Γειτονικό περιβάλλον	Περιβαλλοντικές επιπτώσεις γύρω από το χώρο της κατασκευής πρέπει να ληφθούν υπόψη. Η κατάλληλη μέθοδος κατασκευής πρέπει να επιλεγεί σύμφωνα με τις συνθήκες μεταφοράς των κατασκευαστικών μηχανημάτων, τον δημιουργούμενο θόρυβο, τις δονήσεις αν το απαιτεί η εκάστοτε μέθοδος και την πιθανή μόλυνση των υπόγειων υδάτων.
Μηχανήματα και υλικά	Διευκρίνιση του τρόπου αγοράς και μεταφοράς τόσο των μηχανημάτων όσο και των υλικών είναι απαραίτητη. Σε περίπτωση που απαιτηθούν μη διαθέσιμα υλικά και μηχανήματα, το κόστος και ο χρόνος απόκτησής τους πρέπει να ληφθεί σοβαρά υπόψη.
Κόστος	Η επιλογή της κατασκευαστικής μεθόδου πρέπει να ικανοποιεί όλα τα παραπάνω κριτήρια και να είναι τεχνικά εφικτή. Συγχρόνως, εξετάζεται και το απαιτούμενο κόστος με στόχο την βέλτιστη τεχνικοοικονομικά λύση.

Πίνακας 8-2: Στοιχεία μελέτης για την επιλογή της μεθόδου κατασκευής διαφράγματος (Λύκου, 2011)

8.2 Περιγραφή κύριων μεθόδων κατασκευής διαφραγματικού τοίχου

Η χρήση τσιμέντου – μπεντονίτη με στόχο τη δημιουργία στεγανού στοιχείου, είναι ίσως ο πιο συνηθισμένος τρόπος για την κατασκευή διαφραγμάτων. Το μίγμα τσιμέντου – μπεντονίτη – νερού χωρίς προσθήκη αδρανών, χρησιμοποιείται όταν ο διαφραγματικός τοίχος πρόκειται να δεχθεί μεγάλες παραμορφώσεις. Αυτό συμβαίνει όταν στη θεμελίωση του αναχώματος υπάρχουν γεωυλικά εδαφικού τύπου με μικρό μέτρο ελαστικότητας (Γκούβας, 2008).

Κύρια στάδια της μεθόδου είναι η διάνοιξη τάφρου και η πλήρωση της με σταθεροποιητικό πολτό. Η διαφορά με άλλες μεθόδους έγκειται στην παρουσία του τσιμέντου γεγονός που επιτρέπει την ολοκλήρωση της κατασκευής σε μία φάση. Συγκεκριμένα, αφού ανακατευτούν νερό – μπεντονίτη και επέλθει αρκετό διάστημα μέχρι να ενυδατωθεί, προσθέεται και το τσιμέντο Πόρτλαντ. Ο πολτός αυτός τοποθετείται ακολούθως στην τάφρο όπου και αφήνεται μέχρι να σκληρυνθεί και να δημιουργήσει στεγανό φραγμό με υδραυλική αγωγιμότητα της τάξης $10^{-5} - 10^{-6}$ cm/s. Η υψηλότερη τιμή στην περατότητα σε σχέση με άλλες μεθόδους αιτιολογείται καθώς ο πολτός περιέχει μεγαλύτερο ποσοστό νερού και ακόμα, το περιεχόμενο τσιμέντο δεν επιτρέπει την πλήρη διόγκωση του μπεντονίτη. Από την άλλη μεριά, προσδίδει μεγαλύτερη αντοχή στην κατασκευή. Υπάρχουν περιπτώσεις που η μέθοδος πρέπει να γίνει σε δύο φάσεις (αρχικά χρήση μπεντονιτικού αιωρήματος για ευστάθεια πρανών κατασκευής και έπειτα επίχωση με το τελικό υλικό). Τέτοιες είναι όταν το έργο είναι μεγάλης κλίμακας και πρέπει το διάφραγμα να φτάσει σε μεγάλο βάθος ή προκύψουν συνθήκες που επιβάλλουν καθυστερήσεις στο έργο.

Η εκσκαφή της τάφρου μπορεί να γίνει με εκσκαφείς διαφόρων τύπων όπως με συρόμενο κάδο (dragline buckets), με ανεστραμμένο πτύο (backhoes) ή με αρπάγη (clamshell) ανάλογα το επιδιωκόμενο βάθος. Το σύνηθες πλάτος της είναι περίπου 0.80 m και καθορίζεται από το μέγεθος του κάδου του εκσκαφέα. Σε μικρής κλίμακας έργα, η εκσκαφή αυτή μπορεί να είναι ενιαία ή αντίθετα να γίνει τμηματικά μέσω εκσκαφής εναλλασσόμενων φατνωμάτων. Στην τελευταία περίπτωση, όπως φαίνεται στο Σχήμα 8-2, διανοίγονται αρχικά τα φατνώματα με τον αριθμό «1» τα οποία γεμίζουν με τον πολτό. Αφού ολοκληρωθούν τα πρωτεύοντα στοιχεία και το μίγμα σε αυτά πήξει αρκετά (ώστε να αποφεύγονται τυχόν διαρροές και καταπτώσεις), οι εργασίες συνεχίζονται στο μεταξύ τους κενό (φατνώματα με αριθμό «2»). Διευκρινίζεται πως ο πολτός πρέπει να έχει σκληρυνθεί ως ένα βαθμό ώστε τα κύρια φατνώματα να δημιουργούν ενιαίο στεγανό στοιχείο μέσω του τελευταία τοποθετημένου πολτού. Η απαραίτητη επικάλυψη μεταξύ των πρωτευόντων και δευτερευόντων φατνωμάτων είναι περίπου 30 cm. Κύριο πλεονέκτημα που απορρέει από αυτή την αλληλοεπικάλυψη είναι η αποφυγή αρμών οι οποίοι θα χρειαζόνταν ειδική μέριμνα. Το μήκος των κύριων φατνωμάτων είναι συνήθως 3.00 m όσο και το μήκος της υδραυλικής αρπάγης ενώ τα ενδιάμεσα προσαρμόζονται με βάση τις εκάστοτε απαιτήσεις.

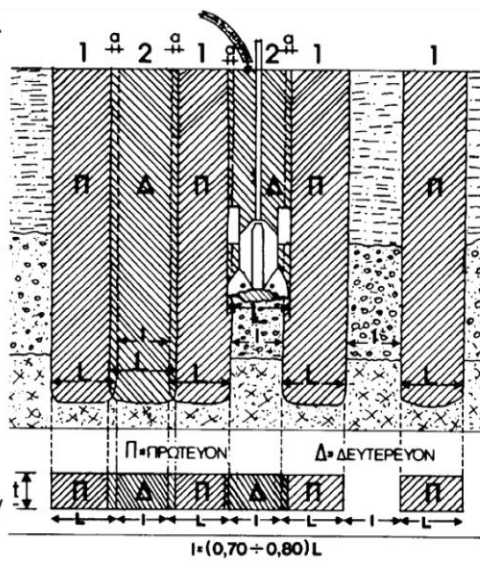
Σε περιπτώσεις που τα διαφράγματα έχουν αυξημένες απαιτήσεις ευκαμψίας για να αντέχουν τις διάφορες κινήσεις και καθιζήσεις εδαφών (ιδιαίτερα όταν πρόκειται για χαλαρά και συμπιεστά εδάφη) και συγχρόνως όμως πρέπει να έχουν και επαρκή αντοχή για να ανταποκριθούν σε υπερκείμενα φορτία, επιλέγεται ως υλικό πλήρωσης το πλαστικό σκυροδέμα. Το μίγμα πλαστικού σκυροδέματος

περιέχει νερό, τσιμέντο, μπετονίτη αλλά και αδρανή. Η διαπερατότητα σε ένα τέτοιο διάφραγμα κυμαίνεται συνήθως από 10^{-6} έως 10^{-8} cm/sec.

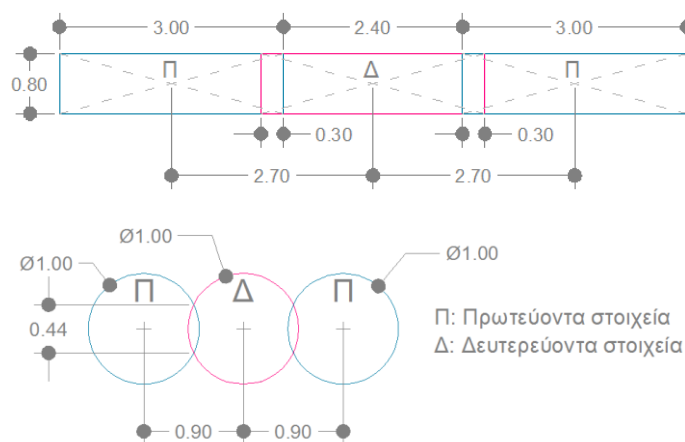
Η κατασκευή του διαφράγματος μέσω φατνωμάτων για τον έλεγχο της υπόγειας ροής μπορεί να αντικατασταθεί από έγχυτους αλληλοτεμνόμενους πασσάλους χωρίς σπλισμό με χρήση μίγματος τσιμέντου-μπετονίτη ή πλαστικού σκυροδέματος. Τα στάδια μιας τέτοιας κατασκευής ξεκινούν με τη δημιουργία των πρωτευόντων πασσάλων (female), αφήνοντας κενό μεταξύ τους λίγο μικρότερο από τη διάμετρό τους όπου στη συνέχεια θα κατασκευαστούν οι δευτερεύοντες (male). Οι τελευταίοι επικαλύπτουν μέρος των αρχικά κατασκευασμένων πασσάλων με απαίτηση αλληλεπικάλυψης 0.40-0.50 m κατά τη διεύθυνση της ροής ώστε να εξασφαλίζεται η στεγανότητα της ένωσης. Η επιλογή της μεθόδου κατασκευής έγκειται στα υλικά θεμελίωσης, το βάθος του διαφράγματος και στο διαθέσιμο εξοπλισμό.

ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ ΤΣΙΜΕΝΤΟΥ - ΜΠΕΤΟΝΙΤΗ ΦΑΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

1. Εσκαφή στο επιθυμητό βάθος κάθε τμήματος διαφράγματος (πρωτεύοντος πάνελου), ισομήκους με τη μπέννα (2,5-3,0 m). Προοδευτική πλήρωση της εσκαφής με ένεμα τσιμέντου - μπετονίτη. Οι αποστάσεις μεταξύ των παρειών των πρωτευόντων πάνελων είναι μικρότερες από το μήκος της μπέννας.
2. Μετά την ανάπτυξη επαρκών αντοχών του ενέματος των πρωτευόντων πάνελων, εσκαφή στο επιθυμητό βάθος των αντίστοιχων δευτερευόντων πάλι ισομήκων με την μπέννα με αντίστοιχη απομείωση των γειτονικών πρωτευόντων πάνελων.



Σχήμα 8-2: Κατασκευή διαφράγματος τσιμέντου-μπετονίτη μέσω τμηματικής εσκαφής (Καβαδάς, Σημειώσεις Θεμελίωσης Τεχνικών Έργων, 2008)



Σχήμα 8-3: Λεπτομέρεια κατασκευής διαφράγματος κατά φατνώματα ή μέσω έγχυτων αλληλοτεμνόμενων πασσάλων για συνήθεις διαστάσεις

Άλλος ένας τρόπος ελέγχου της υπόγειας ροής νερού είναι οι τσιμεντενέσεις δηλαδή η διοχέτευση μέσα στην *in situ* γεωμάζα (έδαφος, βράχος) ρευστού υπό πίεση πηγνυόμενου σταδιακά σε ορισμένο χρόνο, με στόχο την αντικατάσταση του αέρα ή του νερού σε ασυνέχειες και πόρους (ενδεχομένως και συμπύκνωσή του), διαδικασία η οποία συνεπάγεται αξιοσημείωτη και μακράς διάρκειας βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων της γεωμάζας, όπως αύξηση της αντοχής, μείωση της διαπερατότητας και της παραμορφωσιμότητας. Σκοπός της είναι η έμφραξη των διόδων ροής του νερού, ώστε να περιοριστεί η δυνατότητα και ο χώρος ροής, χρησιμοποιώντας ένεμα κατάλληλης σύστασης (Κωστόπουλος, 2003). Η χρήση της ενδείκνυται σε βραχώδεις σχηματισμούς και αυτό γιατί σε γαιώδεις επιτυγχάνεται μερική μόνο πλήρωση των πόρων και επομένως περιορισμός και όχι πλήρης διακοπή υπόγειας ροής. Ενδεικτικά αναφέρεται πως μέσος συντελεστής διαπερατότητας που πετυχαίνεται σε βραχώδεις σχηματισμούς είναι 10^{-5} cm/sec και σε γαιώδεις 10^{-4} cm/sec (Μουτάφης, Έλεγχος υπόγειας ροής με τσιμεντενέσεις, 1989).

Στους βραχώδεις σχηματισμούς η ροή του νερού περιορίζεται κατά κανόνα στις επιφάνειες ασυνεχειών τα χαρακτηριστικά των οποίων μας ενδιαφέρουν για την εφαρμογή της μεθόδου όπως αριθμός συστημάτων ασυνεχειών (οικογενειών) και πυκνότητα σε κάθε σύστημα, διάταξη στο χώρο, έκταση και δυνατότητα επικοινωνίας μεταξύ τους, άνοιγμα και τραχύτητα στις εκατέρωθεν επιφάνειες, υλικά πλήρωσης. Για την πλήρωση με τσιμεντένεμα των ασυνεχειών της βραχώμαζας απαιτείται διάτρηση οπών, μέσα από τις οποίες διοχετεύεται το ένεμα υπό πίεση (Σχήμα 8-4). Μετά τη διάτρηση της οπής μέχρι το απαιτούμενο βάθος, εφαρμόζεται στο στόμιο της οπής ή σε άλλη θέση, μηχανισμός έμφραξης (παρέμβυσμα - packer) ώστε να απομονώνεται το τμήμα που θα εκτελεστεί η τσιμεντένεση. Η απόσταση στην οποία φθάνει το τσιμεντένεμα είναι συνάρτηση της εφαρμοζόμενης πίεσης, τα χαρακτηριστικά των ασυνεχειών, την ύπαρξη νερού ή αέρα στις ασυνέχειες, τη θερμοκρασία του ενέματος κ.ά. Οι τσιμεντενέσεις σε βραχώδεις σχηματισμού γίνεται σε περιορισμένου μήκους τμήματα οπών, συνήθως 3.00 - 5.00 m. Η διάταξη των οπών σε πτέασμα τσιμεντενέσεων φαίνεται στο Σχήμα 8-5. Η απόσταση μεταξύ των πρωτευουσών οπών είναι συνήθως 12.00 m.

Σε γαιώδεις σχηματισμούς οι διαστάσεις των πόρων και η δυνατότητα επικοινωνίας μεταξύ τους αποτελούν καθοριστικό παράγοντα στην επιλογή του υλικού πλήρωσης και των ιδιοτήτων του, όπως η λεπτότητα άλεσης και η κοκκομετρική του διαβάθμιση ώστε να είναι δυνατή η εισχώρηση του ενέματος. Για γαιώδη υλικά με συντελεστή διαπερατότητας μεγαλύτερο από 10^{-3} cm/sec, δηλαδή σε υλικά όπως άμμοι, χαλίκια και κροκάλες, ενδείκνυται η χρήση μίγματος νερού-τσιμέντου-μπετονίτη, ενώ σε υλικά με μικρότερο συντελεστή μπορούν να διεισδύσουν κυρίως χημικά ενέματα (Μουτάφης, Έλεγχος υπόγειας ροής με τσιμεντενέσεις, 1989). Ακόμα, η μεγάλη διακύμανση των διαστάσεων των πόρων επηρεάζει την τιμή της εφαρμοζόμενης πίεσης.

Η ανομοιομορφία της υδραυλικής αγωγιμότητας κατά ζώνες οδηγεί σε επιλεκτική ροή του τσιμεντενέματος με αποτέλεσμα την αδυναμία εφαρμογής κατάλληλης πίεσης και μάλιστα τη μη δυνατότητα πλήρωσης όλων των κενών. Συγχρόνως όμως αντιμετωπίζονται και προβλήματα άσκοπης σπατάλης τσιμεντενέματος. Τα παραπάνω προβλήματα διαφοροποίησαν την εκτέλεση των τσιμεντενέσεων ανάλογα το σχηματισμό εδάφους. Έτσι σε γαιώδεις σχηματισμού το μήκος εκτέλεσης

των σταδίων μειώθηκε από τα 3.00 - 5.00 m σε 0.30 - 0.50 m και εφαρμόζεται η μέθοδος "Tube a Manchette" ή αλλιώς μέθοδος του σωλήνα με δακτυλίους.

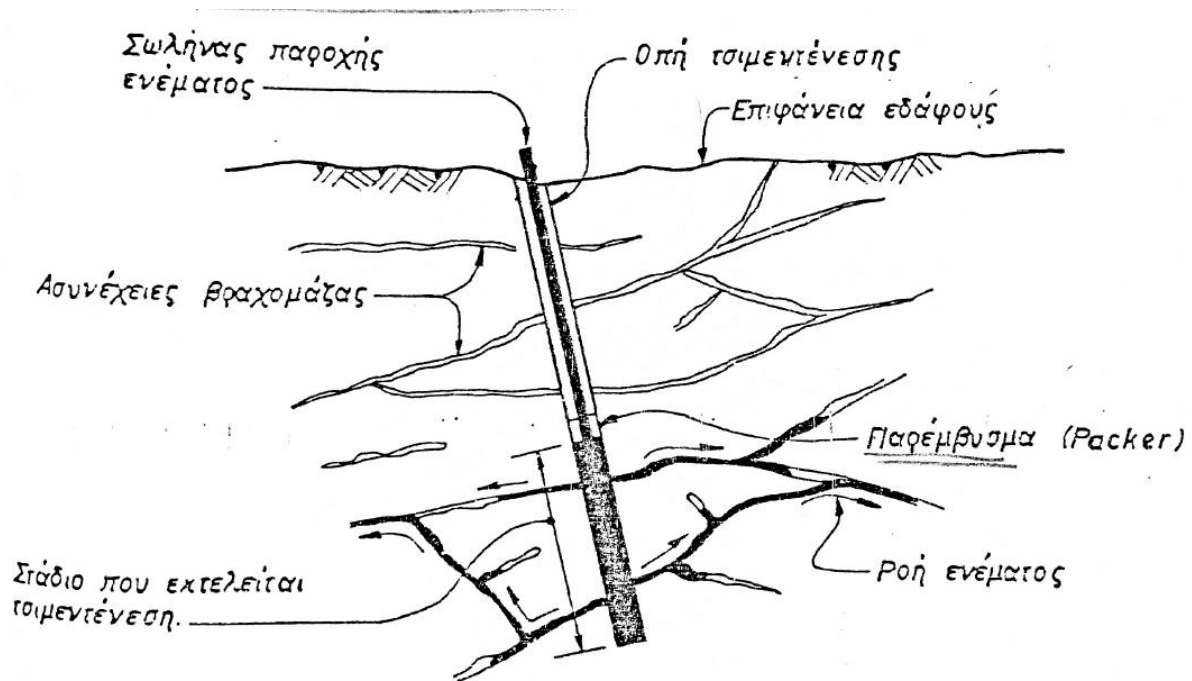
Το βασικό χαρακτηριστικό της μεθόδου είναι η χρήση μεταλλικού ή πλαστικού σωλήνα, διάτρητου κατά διαστήματα από μικρές κυκλικές οπές, οι οποίες είναι καλυμμένες με δακτύλιο (κολάρο – manchette) από καουτσούκ ή άλλο ελαστικό υλικό για να αποφεύγονται προβλήματα έμφραξης των οπών.

Κατά τη μέθοδο αυτή, αρχικά διανοίγεται η οπή όπου θα εκτελεστεί η τσιμεντένεση η οποία και σωληνώνεται ώστε να αντιμετωπιστούν τα φαινόμενα κατάπτωσης που παρατηρούνται στα γαιώδη υλικά. Ο σωλήνας με τους ελαστικούς δακτυλίους τοποθετείται στην οπή ενώ ο χώρος μεταξύ αυτού και των τοιχωμάτων της οπής πληρούται με μίγμα τσιμέντου-μπεντονίτη χαμηλής αντοχής. Κατά τη φάση πλήρωσης των οπών με το μίγμα, οι σωληνώσεις αντιστήριξης ανασύρονται σταδιακά. Ο σωλήνας στο εσωτερικό του φέρει διπλό παρέμβυσμα σε τέτοιες θέσεις ώστε κάθε φορά να απομονώνεται ένα διάτρητο τμήμα που εμπεριέχει ελαστικό δακτύλιο. Μετά την παρέλευση αρκετού χρόνου ώστε το μίγμα τσιμέντου – μπεντονίτη να έχει αποκτήσει την απαιτούμενη αντοχή, εισπιέζεται το ένεμα το οποίο οδηγεί στην πλήρωση του τμήματος που περικλείεται από το διπλό παρέμβυσμα. Το εισπιεζόμενο ένεμα αναγκάζει τον ελαστικό δακτύλιο να ανασηκωθεί και ακολούθως διαφεύγει στην περιβάλλουσα γεωμάζα, αφού πρώτα σπάσει το μικρής αντοχής περίβλημα από στερεοποιημένο μίγμα τσιμέντου – μπεντονίτη. Μετά την παύση της τσιμεντένεσης ο ελαστικός δακτύλιος επανέρχεται στην αρχική του θέση φράσσοντας τις οπές του σωλήνα (Σχήμα 8-6). Με αυτό τον τρόπο εμποδίζεται το τσιμεντένεμα του περιβάλλοντα χώρου να εισχωρήσει στο σωλήνα. Σε περίπτωση μη ικανοποιητικών αποτελεσμάτων, το σύστημα των ελαστικών δακτυλίων δίνει τη δυνατότητα επαναληπτικής τσιμεντένεσης από τον ίδιο δακτύλιο με τσιμεντένεμα διαφορετικής σύνθεσης ή με χημικό ένεμα. Η διάταξη και η σειρά εργασιών των τσιμεντένεσεων απεικονίζεται στο Σχήμα 8-7.

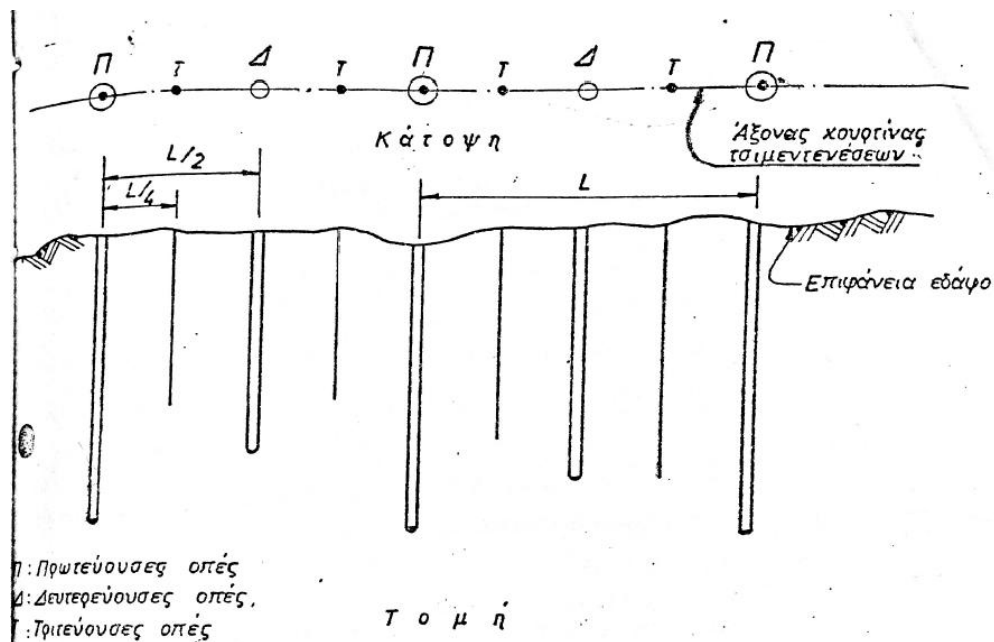
Σε συνδυασμό με τις παραπάνω μεθόδους μπορεί να χρησιμοποιηθεί το διάφραγμα ρηχής τάφρου το οποίο υλοποιείται με ανοιχτή εκσκαφή και στη συνέχεια πληρώνεται με υλικά χαμηλής υδραυλικής αγωγιμότητας όπως άργιλος. Η χρήση της αργίλου μειώνει το κόστος ιδιαίτερα αν είναι διαθέσιμη στο χώρο κατασκευής.

Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί η μέθοδος στεγανοποίησης του ΥΗΕ Πουρναρίου II όπου για τη στεγάνωση της θεμελίωσής του (αλλουβιακές αποθέσεις) χρησιμοποιήθηκαν τριών ειδών στεγανωτικές διατάξεις και μεθοδολογίες, πέτασμα τσιμεντένεσεων, διάφραγμα από τσιμεντομπεντονίτη και αργιλικός τάπητας. (Μουτάφης & Παπαχατζάκη, Στεγανοποίηση θεμελίωσης Αναρρυθμιστικού Έργου Πουρναρίου, 2008). Η σύνδεση του πυρήνα του φράγματος με το στεγανωτικό διάφραγμα επιτεύχθηκε με την κατασκευή αργιλικού τάπητα. Η σύνδεση του τάπητα με τον πυρήνα του φράγματος διαμορφώθηκε με βαθμιαία αύξηση του πάχους του τάπητα, ώστε να δημιουργηθεί ευρύτερη ζώνη πλαστικά παραμορφώσιμου υλικού. Η σύνδεση του τάπητα με το διαφραγματικό τοίχο διαμορφώθηκε μέσα σε τραπεζοειδή τάφρο επενδεδυμένη με ζώνη φίλτρου και πληρωμένη με αργιλικό υλικό. Με αυτή τη διάταξη δημιουργήθηκε μία συνεχής στεγανή ζώνη αποτελούμενη από τον πυρήνα του φράγματος, μεταβατικό τμήμα μεταξύ πυρήνα και τάπητα, αργιλικό παρα-οριζόντιο

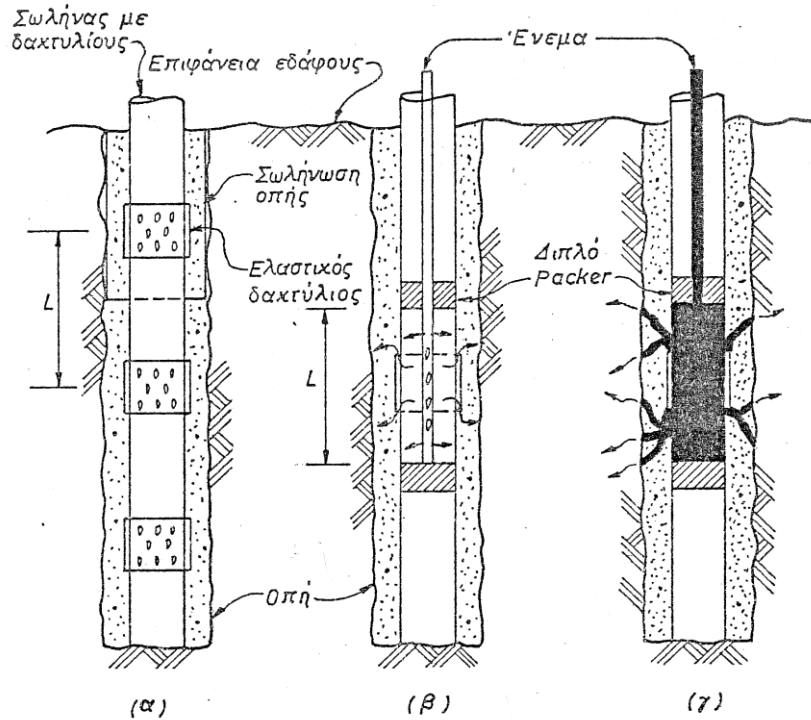
τάπητα, το έργο σύνδεσης τάπητα και διαφραγματικού τοίχου και τέλος τον πλαστικό διαφραγματικό τοίχο (Μουτάφης & Παπαχατζάκη, Στεγανοποίηση θεμελίωσης Αναρρυθμιστικού Έργου Πουρναρίου, 2008) (Σχήμα 8-8).



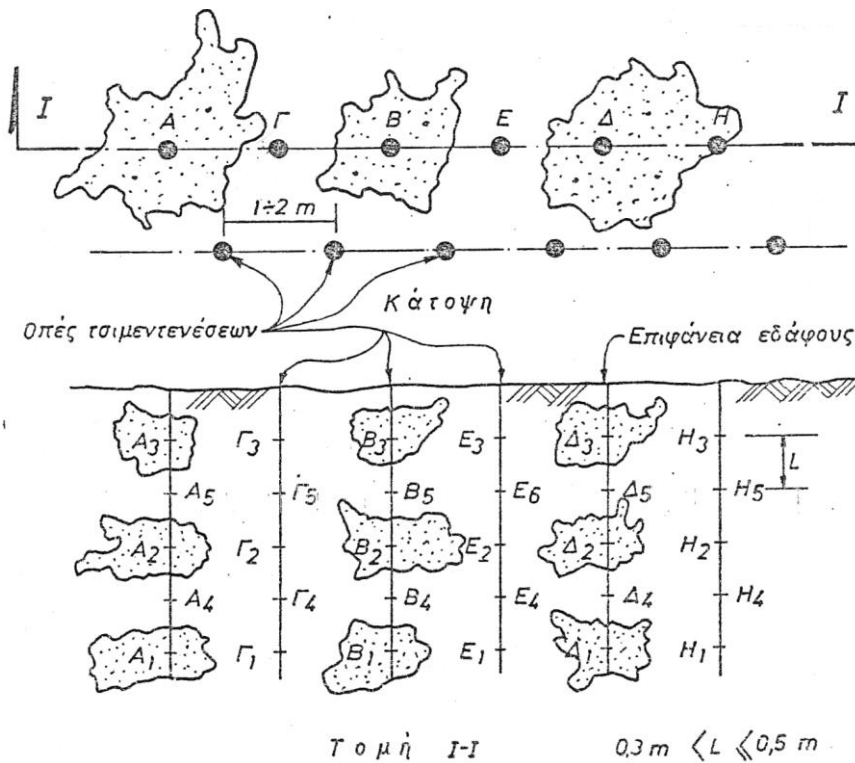
Σχήμα 8-4: Οπή τσιμεντένεσεων σε βραχώδη σχηματισμό (Μουτάφης, Έλεγχος υπόγειας ροής με τσιμεντένεσεις, 1989)



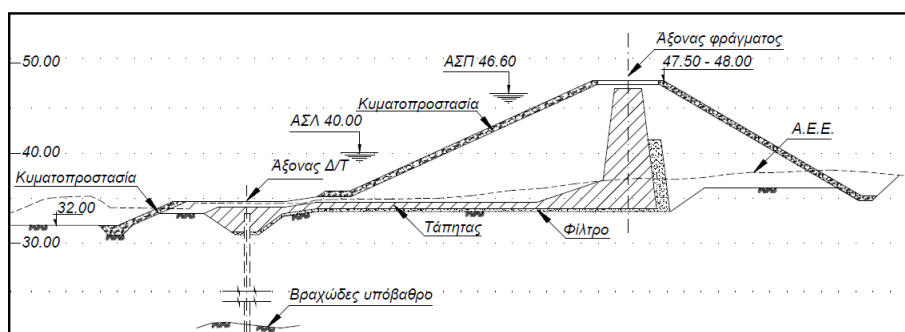
Σχήμα 8-5: Διάταξη οπών κουρτίνας τσιμεντένεσεων (Μουτάφης, Έλεγχος υπόγειας ροής με τσιμεντένεσεις, 1989)



Σχήμα 8-6: Εκτέλεση τσιμεντένωσης με τη μέθοδο Tube a Manchette (Μουτάφης, Έλεγχος υπόγειας ροής με τσιμεντένσεις, 1989)



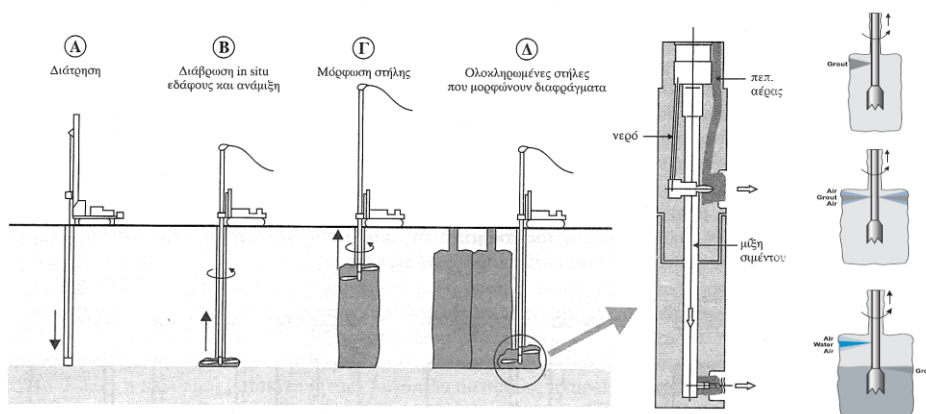
Σχήμα 8-7: Στάδια εκτέλεσης διαφράγματος τσιμεντένσεων σε γαιώδεις σχηματισμούς (Μουτάφης, Έλεγχος υπόγειας ροής με τσιμεντένσεις, 1989)



Σχήμα 8-8: Διατομή φράγματος Πουρναρίου στην περιοχή όπου έχει κατασκευαστεί διαφραγματικός τοίχος (Μουτάφης & Παπαχατζάκη, Στεγανοποίηση θεμελίωσης Αναρρυθμιστικού Έργου Πουρναρίου, 2008)

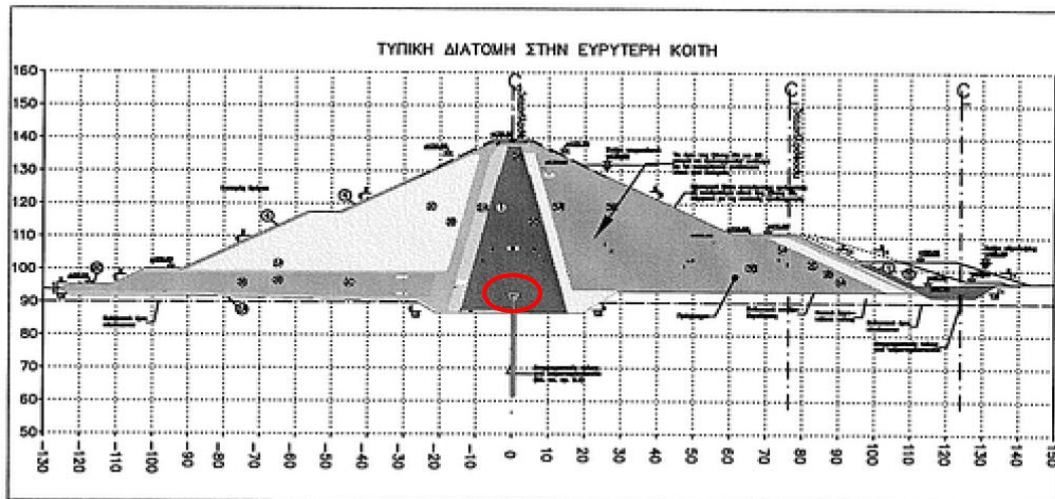
Η μέθοδος ανάμιξης εδάφους με δέσμη τσιμεντενέματος υψηλής ταχύτητας (Jet Grouting) αποτελεί και αυτή μια μέθοδος βαθιάς ανάμιξης εδάφους που στοχεύει στη βελτίωση των χαρακτηριστικών του. Στόχος της είναι μέσω υψηλής πίεσης να διοχετεύσει ρευστό ή συνδετικό υλικό με πολύ υψηλή ταχύτητα (και όχι μέσω ανάδευσης όπως το Deep Soil Mixing) το οποίο θα καταστρέψει τη δομή του εδάφους, θα το ομογενοποιήσει και θα αναμιχθεί μαζί του. Πιο συγκεκριμένα, η τεχνική αυτή χρησιμοποιεί ένα ειδικό κοπτικό άκρο προκειμένου να εκσκάψει το ζητούμενο έδαφος μέχρι το επιθυμητό βάθος και να παράξει σκληρές αδιαπέρατες κολώνες με την διοχέτευση ενέματος δια μέσου οριζόντιων ακροφυσίων, ενέματος το οποίο αναμιγνύεται με το υλικό θεμελίωσης καθώς το κοπτικό άκρο ανασύρεται. Ανάλογα την εφαρμοζόμενη τεχνική (σύστημα ενός ρευστού, δύο ρευστών, τριών ρευστών) εισπνέζεται μόνο ένεμα ή σε συνδυασμό με πεπιεσμένο αέρα ή νερό (Σχήμα 8-9). Τιμή υδραυλικής αγωγιμότητας που πετυχαίνεται κυμαίνεται μεταξύ 10^{-6} - 10^{-9} cm/sec (Κωστόπουλος, 2003).

Στο αρδευτικό φράγμα πεδιάδος Μόρνου για την κατασκευή του στεγανού στοιχείου συνδυάστηκε η μέθοδος κατασκευής διαφράγματος από τσιμέντο-μπεντονίτη από επικαλυπτόμενα φατνώματα και η μέθοδος jet grouting. Συγκεκριμένα, μέσω της πρώτης τεχνικής υλοποιήθηκε διάφραγμα μέχρι το βάθος των 15-20 m το οποίο έπειτα τη σταθεροποίηση του μίγματος διατρήθηκε από τον εξοπλισμό του jet grouting για την περαιτέρω στεγάνωση μέχρι το βραχώδες υπόβαθρο. Απαραίτητη ήταν η δημιουργία δύο σειρών στοιχείων μέσω της μεθόδου jet grouting για την εξασφάλιση της στεγανότητας.

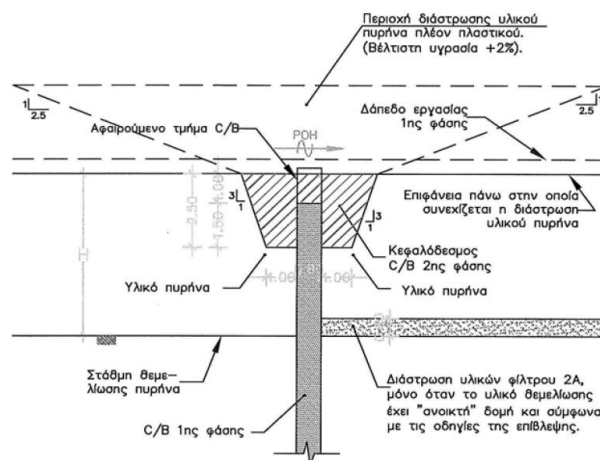


Σχήμα 8-9: Μέθοδος ανάμιξης με δέσμη υψηλής ταχύτητας (Jet Grouting) (Κωστόπουλος, 2003)

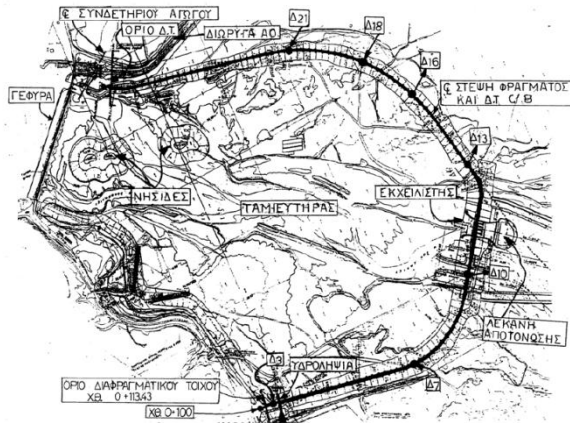
Προβλήματα διαχωρισμού των υλικών λόγω κάθισης αντιμετωπίζονται κατά την κατασκευή του διαφράγματος όπου ο ελαφρύτερος μπετονίτης διαχωρίζεται από το βαρύτερο τσιμέντο αλλοιώνοντας την ποιότητα του μίγματος (ειδικό βάρος τσιμέντου 3100 Kg/m^3 , ειδικό βάρος μπετονίτη 2600 Kg/m^3). Για την εξασφάλιση της σωστής ποιότητας του διαφράγματος απαιτείται αφαίρεση των σκάρτων υλικών μέσω π.χ. τσάπας και ανακατασκευή του άνω τμήματος του διαφράγματος. Πολύ συχνά επιλέγεται η ανακατασκευή του διαφράγματος με διαπλάτυνση κεφαλής η οποία αναμένεται να μειώσει πρόσθετα τις αναπτυσσόμενες υδραυλικές κλίσεις. Παραδείγματα στον ελληνικό χώρο αποτελούν τα φράγματα του ΥΗΕ Στράτου στον ποταμό Αχελώο (Σχήμα 8-16 έως Σχήμα 8-19), του ΥΗΕ Πουρναρίου II στον ποταμό Άραχθο (Σχήμα 8-8), του φράγματος Αχυρών στην Αιτωλοακαρνανία, του αναρρυθμιστικού φράγματος Αγίας Βαρβάρας στον ποταμό Αλιάκμονα (Σχήμα 8-12 έως Σχήμα 8-15) και του φράγματος Ιασίου Ν. Ροδόπης (Σχήμα 8-10 και Σχήμα 8-11). Από το διεθνή χώρο, χαρακτηριστικό παράδειγμα είναι το φράγμα Karkheh στον Ιράν (Σχήμα 8-20 έως Σχήμα 8-23). Η αποτελεσματικότητά μιας τέτοιας κατασκευής ως προς την αντιμετώπιση των υδραυλικών κλίσεων εξετάζεται σε κεφάλαια που θα ακολουθήσουν.



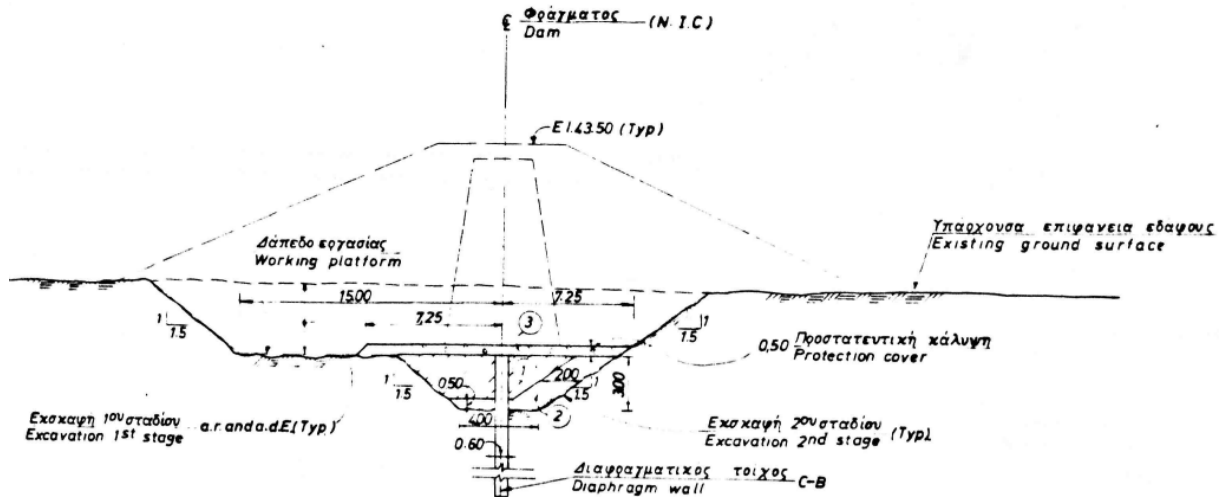
Σχήμα 8-10: Τυπική διατομή φράγματος Ιασίου Ν. Ροδόπης (Μπενσασών, 2008)



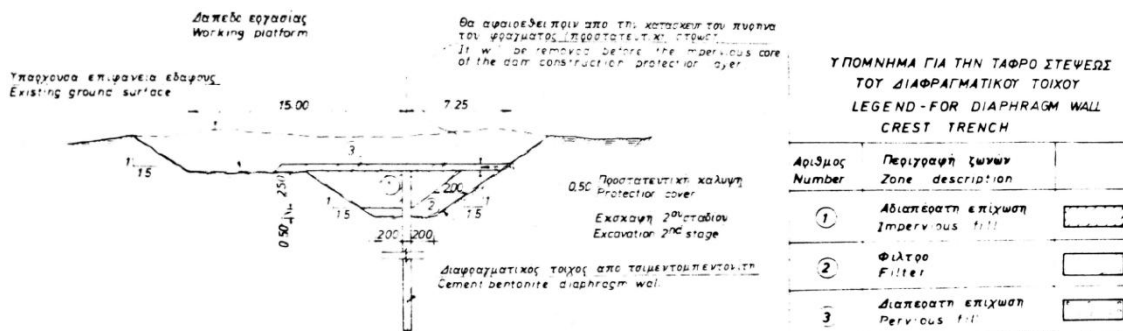
Σχήμα 8-11: Λεπτομέρεια κατασκευής κεφαλής διαφραγματικού τοίχου στο φράγμα Ιασίου Ν. Ροδόπης (Μπενσασών, 2008)



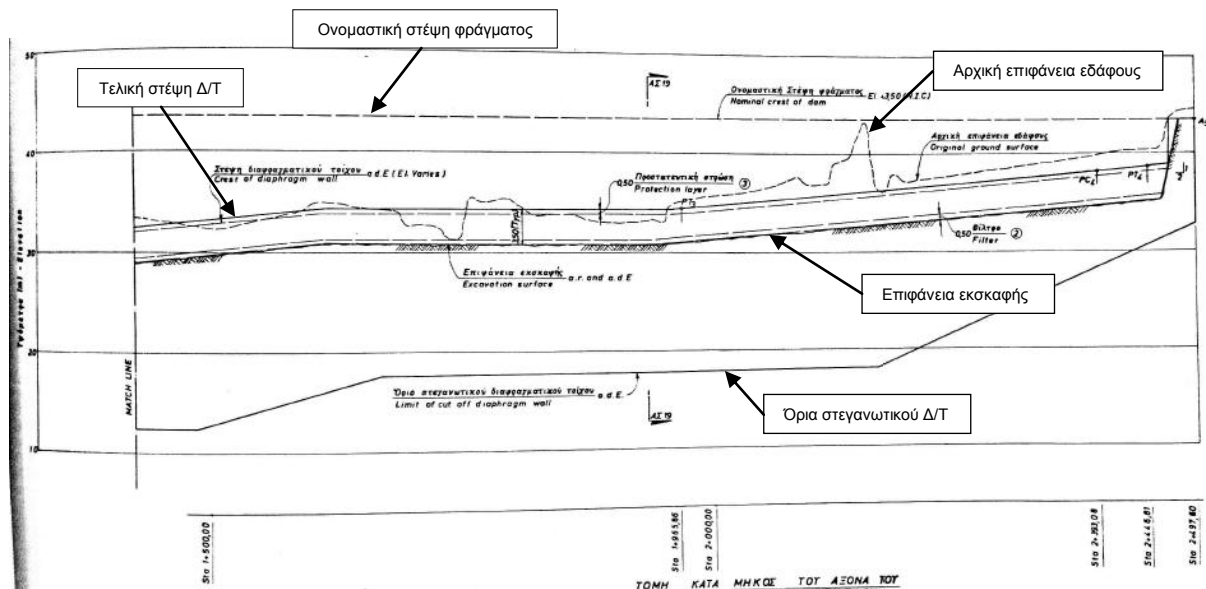
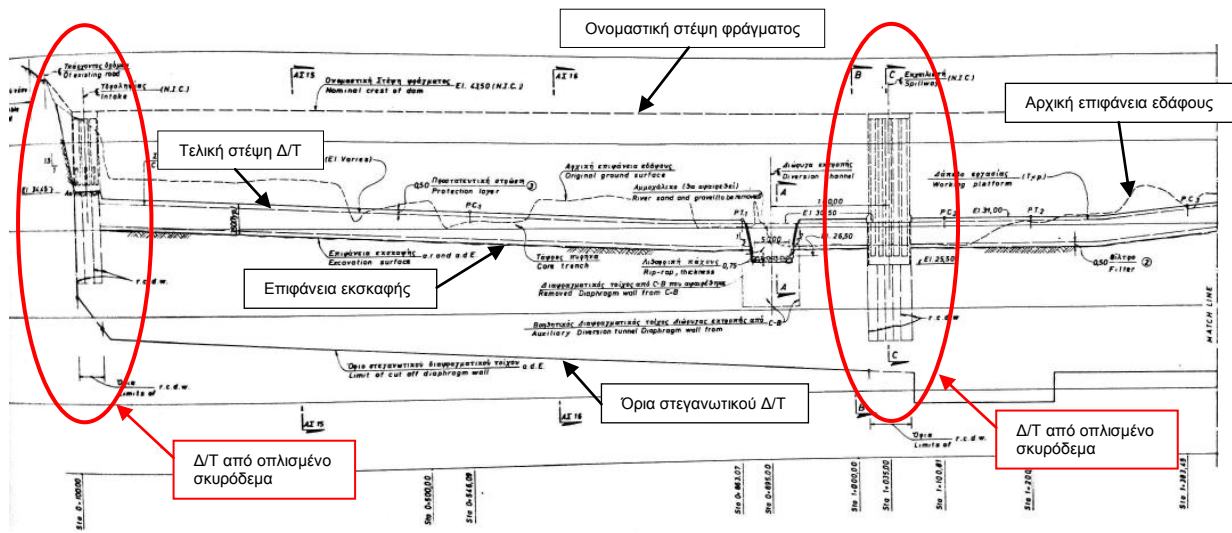
Σχήμα 8-12: Γενική διάταξη φράγματος Αγ. Βαρβάρας (εικόνες Google) και (Καλαϊτζής, Σιάχου, Διπλαρίδου, & Παπαχατζάκη, 2008)



Σχήμα 8-13: Τυπική διατομή φράγματος Αγ. Βαρβάρας (Συμπληρωματικό Αναρρυθμιστικό Έργο Αγίας Βαρβάρας στον ποταμό Αλιάκμονα, 1992)



Σχήμα 8-14: Τυπική διατομή διαφραγματικού τοίχου φράγματος Αγ. Βαρβάρας (Συμπληρωματικό Αναρρυθμιστικό Έργο Αγίας Βαρβάρας στον ποταμό Αλιάκμονα, 1992)



Σχήμα 8-15: Κατά μήκος τομή του άξονα του διαφραγματικού τοίχου φράγματος Αγ. Βαρβάρας (Συμπληρωματικό Αναρρυθμιστικό Έργο Αγίας Βαρβάρας στον ποταμό Αλιάκμονα, 1992)

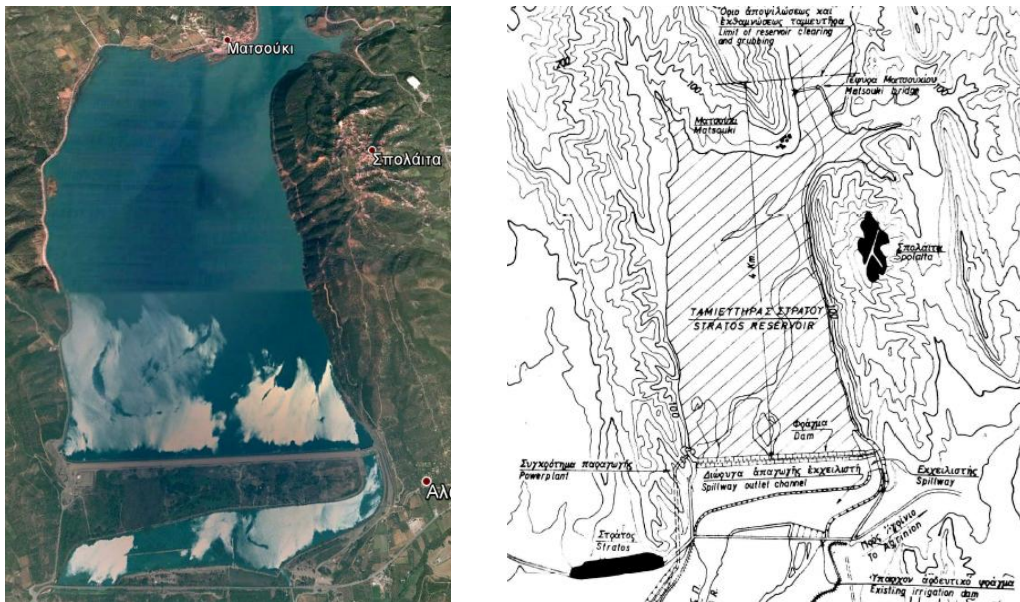
Άξιο παρατήρησης από την παραπάνω κατά μήκος τομή του άξονα του διαφραγματικού τοίχου είναι πως σε θέσεις κάτω από έργα σκυροδέματος όπως είναι η υδροληψία και ο εκχειλιστής ο διαφραγματικός τοίχος φέρει οπλισμό εξαιτίας των αυξημένων απαιτήσεων αντοχής, ενώ σε κάθε άλλη θέση αποτελείται μόνο από μίγμα τσιμεντομπετονίτη.

Άλλη μία περίπτωση κατά την οποία θα μπορούσε να εφαρμοστεί άκαμπτη μέθοδος κατασκευής διαφραγματικού τοίχου είναι π.χ. σε θέσεις κατασκευής όπου το μικρό βάρος των φορτίων των υπερκειμένων δεν αναμένεται να προκαλέσει μεγάλες καθιζήσεις. Τέτοια θέση θα μπορούσε να είναι η θέση κατασκευής του διαφραγματικού τοίχου στο φράγμα του Πουρναρίου II όπου το μικρότερο βάθος του βραχώδους υποβάθρου επέβαλε την κατασκευή του ανάντη και όχι στον άξονα του φράγματος (Σχήμα 8-8).

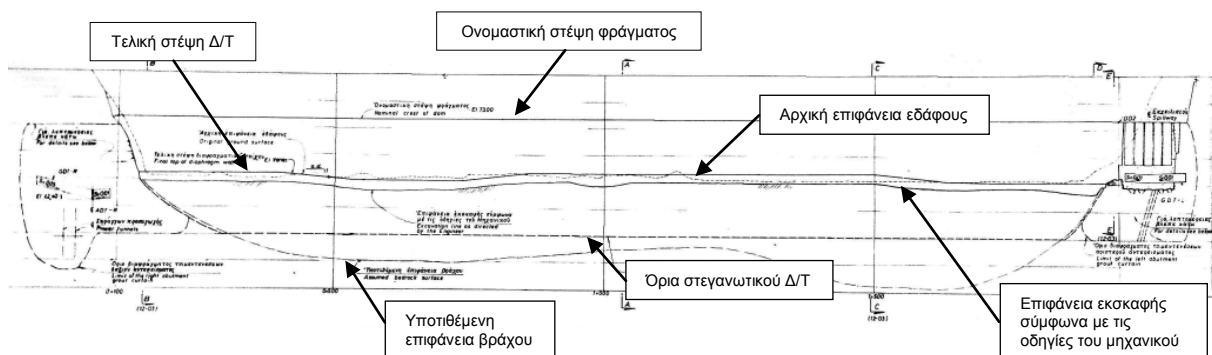
Διερεύνηση και σχεδιασμός σύνδεσης
διαφραγματικού τοίχου με πυρήνα γεωφράγματος

Παρατήρηση που ίσως θα έπρεπε να γίνει είναι πως κατά την εισχώρηση του διαφραγματικού τοίχου εντός του υλικού χαμηλής διαπερατότητας του πυρήνα δεν αναμένεται να εμφανιστεί το φαινόμενο θόλου και αυτό καθώς το μήκος εισχώρησης είναι μικρό.

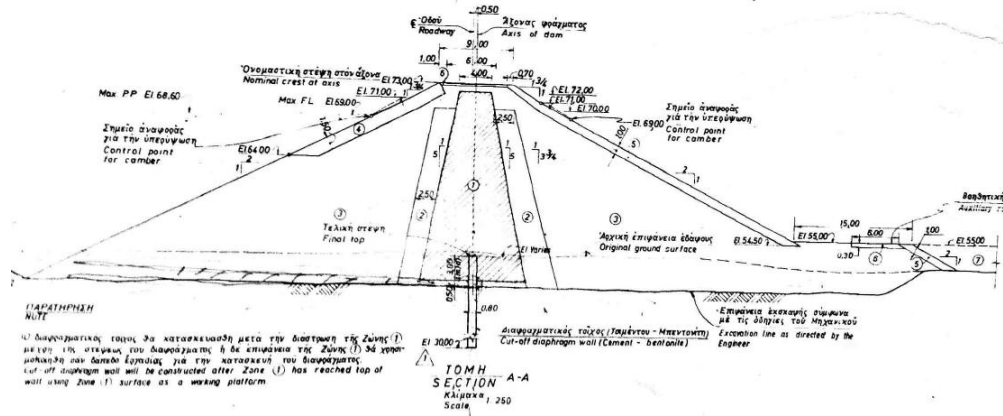
Για λόγους πληρότητας αναφέρεται πως κατά το φαινόμενο θόλου ή απίδωσης (arching) παρατηρείται μείωση των αναπτυσσόμενων τάσεων στο υλικό του πυρήνα και αυτό εξαιτίας της ανάρτησής του στο υλικό των εκατέρωθεν ζωνών λόγω συνάφειας. Κάτω από το ίδιο φορτίο υπερκειμένων ο πυρήνας αποτελούμενος από περισσότερο συμπιεστό υλικό μπορεί να υποστεί υψηλότερη συνίζηση από τα γειτονικά του κελύφη. Το φαινόμενο του θόλου μπορεί να πλήξει τη στεγανότητα της κατασκευής εξαιτίας της διάπλωσης του υλικού σε περιπτώσεις που οι πιέσεις ύδατος πόρων ξεπεράσουν τις μειωμένες τάσεις που αναπτύσσονται στο υλικό του πυρήνα.



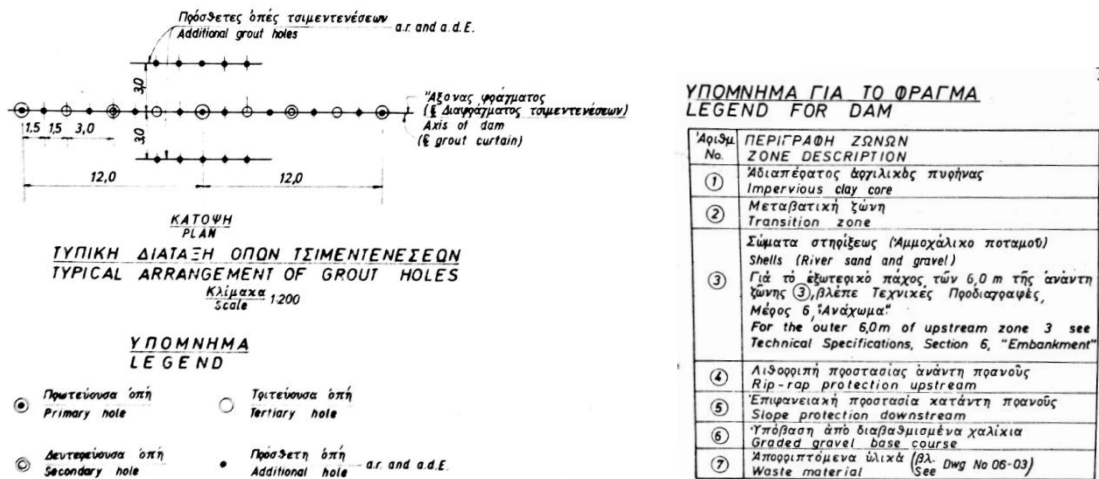
Σχήμα 8-16: Γενική διάταξη φράγματος Στράτου (Google Earth) και (Υδροηλεκτρικό Έργο Στράτου, 1980)



Σχήμα 8-17: Κατά μήκος τομή του άξονα του φράγματος Στράτου και του διαφράγματος τσιμεντενέσεων (Υδροηλεκτρικό Έργο Στράτου, 1980)



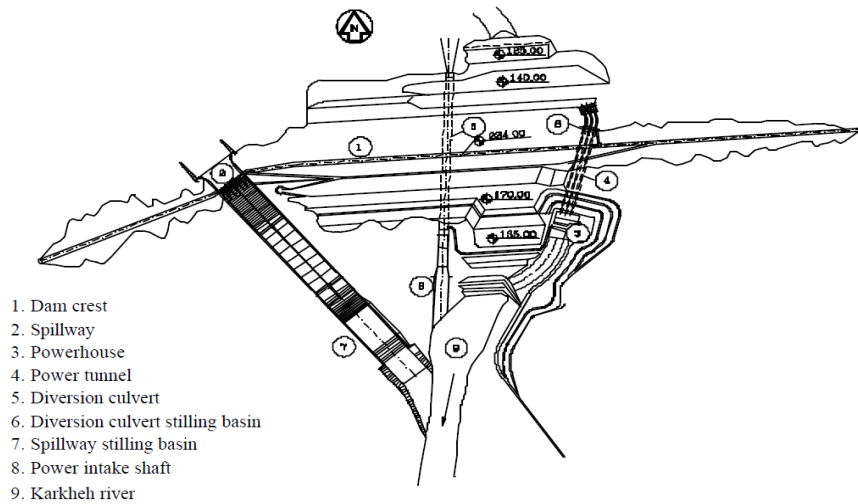
Σχήμα 8-18: Τυπική διατομή φράγματος Στράτου (Υδροηλεκτρικό Έργο Στράτου, 1980)



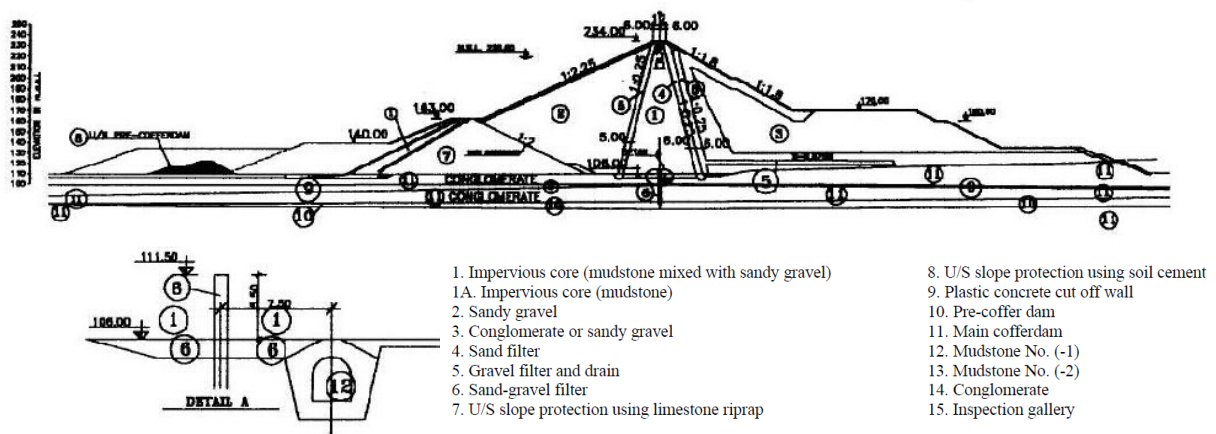
Σχήμα 8-19: Τυπική διάταξη οπών τσιμεντενέσεων και υπόμνημα φράγματος Στράτου (Υδροηλεκτρικό Έργο Στράτου, 1980)



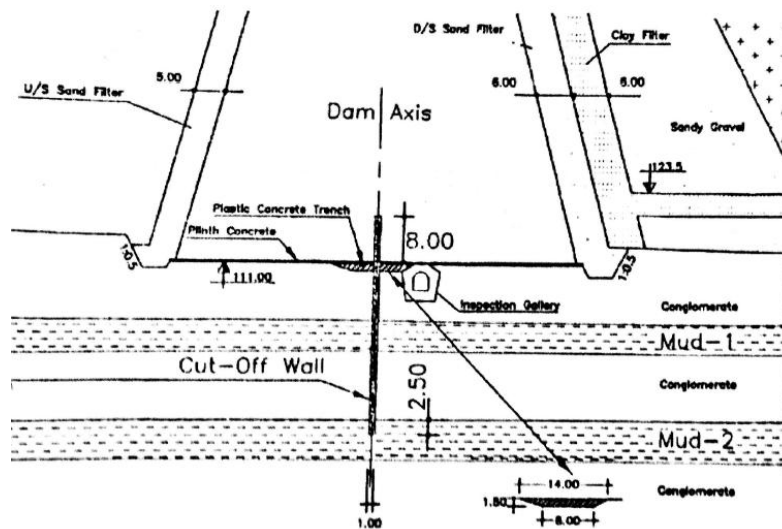
Σχήμα 8-20: Φράγμα Karkheh (Εικόνες Google)



Σχήμα 8-21: Γενική διάταξη φράγματος Karkheh (Shadravan, Mirghasemi, & Pakzad, 2004)

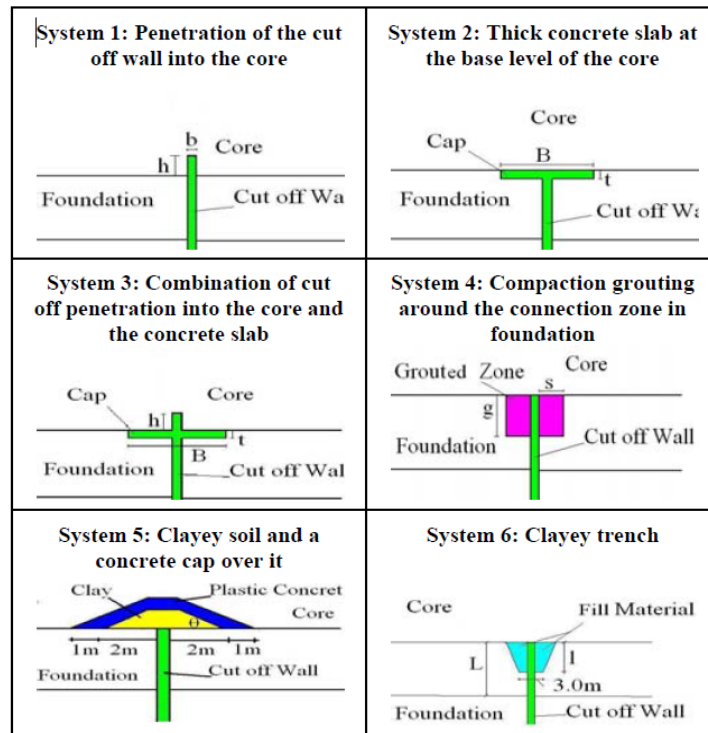


Σχήμα 8-22: Τυπική διατομή φράγματος Karkheh (Zoorasna, Hamidi, & Ghanbari, 2008)



Σχήμα 8-23: Λεπτομέρεια κατασκευής διαφραγματικού τοίχου φράγματος Karkheh (Soroush & Rayati, 2004)

Ειδική μέριμνα πρέπει να δοθεί στον τρόπο σύνδεσης του διαφραγματικού τοίχου με τον πυρήνα φράγματος ανεξάρτητα από την εφαρμοζόμενη μέθοδο κατασκευής του στεγανωτικού διαφράγματος. Πρόσθετα συστήματα σύνδεσης που απαντώνται στη βιβλιογραφία απεικονίζονται στο Σχήμα 8-24.



Σχήμα 8-24: Διάφορα συστήματα σύνδεσης διαφραγματικού τοίχου με πυρήνα φράγματος (Zoorasna, Hamidi, & Ghanbari, 2008)

9 Λογισμικό GeoStudio 2007 (SEEP/W)

9.1 Εισαγωγή

Η ροή νερού μέσα από το έδαφος είναι ένα από τα βασικά προβλήματα της εδαφομηχανικής. Η μοντελοποίηση της μέσω αριθμητικών μεθόδων μπορεί να είναι μία πολύ πολύπλοκη διαδικασία. Ένας από τους λόγους είναι η έντονη ετερογένεια και ανισοτροπία των εδαφών.

Επιπρόσθετα, οι οριακές συνθήκες αλλάζουν με το χρόνο και συνήθως δεν μπορούν να οριστούν με βεβαιότητα εξαρχής. Μάλιστα, η εύρεση τους μπορεί να αποτελεί μέρος της λύσης του εκάστοτε προβλήματος.

Σε περιπτώσεις ακόρεστων εδαφών, η υδραυλική αγωγιμότητα δεν είναι μια σταθερή τιμή αλλά συνάρτηση της αρνητικής πίεσης ύδατος πόρων. Η πίεση ύδατος πόρων είναι ένα από τα βασικά άγνωστα μεγέθη για τον υπολογισμό του οποίου είναι απαραίτητες επαναληπτικές αριθμητικές τεχνικές, κατά τις οποίες συνδέεται η υπολογιζόμενη πίεση ύδατος πόρων με τις ιδιότητες των υλικών, καθιστώντας το πρόβλημα έντονα μη γραμμικό. Οι παραπάνω δυσκολίες καθιστούν απαραίτητη τη χρήση αριθμητικών μεθόδων για την ανάλυση προβλημάτων διήθησης, καθιστώντας τον έλεγχο σύγκλισης των άγνωστων μεγεθών αναπόσπαστο κομμάτι. Ιδιαίτερα για την ανάλυση σε μη μόνιμες συνθήκες, η επιλογή του χρονικού βήματος σε σχέση με το μέγεθος των πεπερασμένων στοιχείων και τις ιδιότητες των υλικών είναι καθοριστική στη διεξαγωγή αποτελεσμάτων.

Η ανάλυση μέσω πεπερασμένων στοιχείων απαρτίζεται από τρία κύρια στάδια. Το πρώτο είναι η διακριτοποίηση, δηλαδή η διαδικασία κατά την οποία η υπό μελέτη περιοχή - κατασκευή επιμερίζεται σε μικρότερες οι οποίες καλούνται πλέον πεπερασμένα στοιχεία. Δεύτερο στάδιο είναι ο ορισμός των ιδιοτήτων των υλικών και τελευταίο ο ορισμός των οριακών συνθηκών.

Με τη βοήθεια των πεπερασμένων στοιχείων μέσω του προγράμματος SEEP/W μελετήθηκε η διήθηση διαμέσου γεωφράγματος και θεμελίωσης, με στόχο τη διερεύνηση και το σχεδιασμό σύνδεσης διαφραγματικού τοίχου με πυρήνα γεωφράγματος.

Το πρόγραμμα GeoStudio 2007 περιέχει συνολικά οχτώ υποπρογράμματα το καθένα από τα οποία στοχεύει σε άλλου τύπου ανάλυση. Αναλυτικότερα τα υποπρογράμματα είναι:

- SLOPE/W: για αναλύσεις ευστάθειας πρανών
- SEEP/W: για αναλύσεις διήθησης υπόγειου νερού
- SIGMA/W: για αναλύσεις τάσεων - παραμορφώσεων
- QUAKE/W: για δυναμικές αναλύσεις με σεισμό
- TEMP/W: για αναλύσεις γεωθερμίας
- CTRAN/W: για αναλύσεις μεταφοράς υπόγειων ρύπων
- AIR/W: για αναλύσεις ροής αέρα
- VADOSE/W: για αναλύσεις στην ακόρεστη ζώνη (vadose zone) και στην ζώνη εδαφοκάλυψης

9.2 Γεωμετρία και δημιουργία πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων

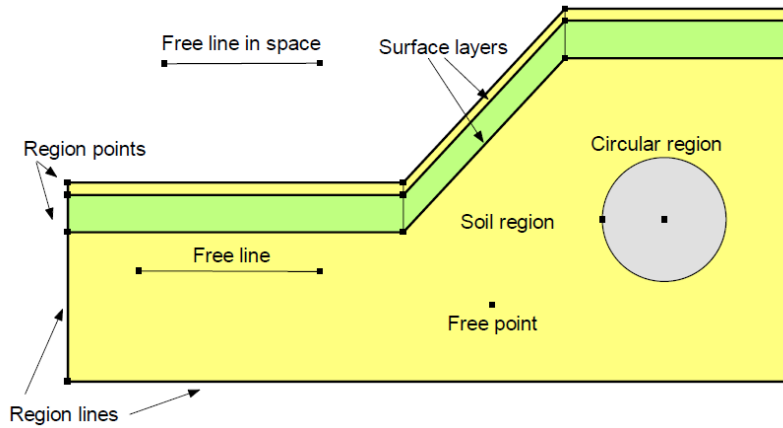
Οι μέθοδοι ανάλυσης με χρήση πεπερασμένων στοιχείων έχουν ως στόχο τη μελέτη της συμπεριφοράς ενός συνεχές μέσου - κατασκευής υποδιαιρώντας το σε μικρά κομμάτια, τα πεπερασμένα στοιχεία, στα οποία περιγράφουν τη συμπεριφορά και τη λειτουργία του καθενός. Η συνδυασμένη συμπεριφορά των πεπερασμένων στοιχείων θα προσδιορίσει τελικά τη συμπεριφορά της ενιαίας κατασκευής.

Στο πρόγραμμα GeoStudio 2007, η γεωμετρία του μοντέλου ορίζεται εξ αρχής χωρίς να ληφθεί υπόψη η διαδικασία της διακριτοποίησης και στη συνέχεια με τη βοήθεια αλγορίθμων είναι δυνατή η αυτόματη παραγωγή των πεπερασμένων στοιχείων και η διαμόρφωση του πλέγματος (mesh). Ενδεχόμενες αλλαγές στο διαμορφωμένο πλέγμα είναι δυνατό να γίνουν αλλάζοντας π.χ. την παράμετρο που ορίζει το μέγεθος των πεπερασμένων στοιχείων όλου του μοντέλου (global element size parameter) ή κάνοντας διαμορφώσεις του πλέγματος σε συγκεκριμένες θέσεις (π.χ. περιοχές ή γραμμικά στοιχεία) ορίζοντας το πλήθος υποδιαιρέσεων ενός στοιχείου της γεωμετρίας (number of divisions along geometry line) ή ακόμα και ορίζοντας το μέγεθος του πεπερασμένου στοιχείου στη συγκεκριμένη θέση σαν απόλυτο μέγεθος ή σαν ποσοστό του γενικού μεγέθους των πεπερασμένων στοιχείων όλου του μοντέλου.

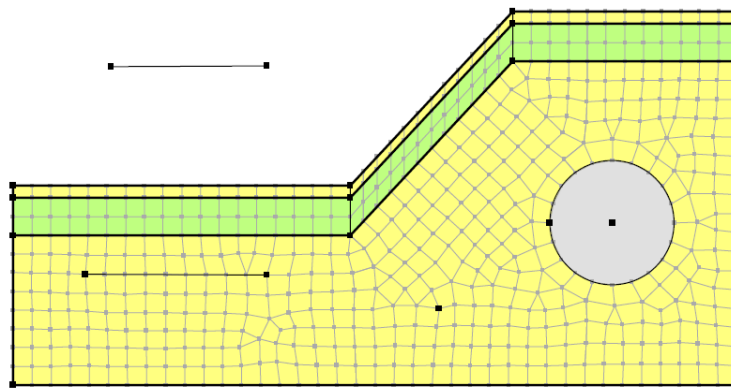
Το σύνολο του μοντέλου διαμορφώνεται με τη βοήθεια γεωμετρικών στοιχείων που είναι διαθέσιμα στο πρόγραμμα τα οποία και απεικονίζονται στο Σχήμα 9-1. Τα παρακάτω στοιχεία μπορεί να χρησιμοποιηθούν για να διαμορφώσουν περιοχές εδάφους, κυκλικές οπές, γραμμικά, επιφανειακά και σημειακά στοιχεία. Σε καθένα από τα γεωμετρικά στοιχεία μπορεί να αποδοθούν ιδιότητες ως υλικά ή οριακές συνθήκες. Ως προς το διαμορφωμένο πλέγμα, μπορεί να οριστεί ο τύπος των πεπερασμένων στοιχείων (τριγωνικά, τετραγωνικά ή συνδυασμός), το μέγεθος και η τάξη ολοκλήρωσης (integration order). Πιθανή διαμόρφωση του πλέγματος φαίνεται στο Σχήμα 9-2.

Υπάρχουν περιπτώσεις που στις αναλύσεις της διήθησης δεν θέλουμε να συμμετέχουν στοιχεία της γεωμετρίας και απλά είναι απαραίτητα για λόγους παρουσίασης ή γιατί θα χρησιμοποιηθούν σε επόμενο στάδιο στην ανάλυση π.χ. τάσεων-παραμορφώσεων (υποπρόγραμμα SIGMA/W). Σε αυτή την περίπτωση μη αποδίδοντάς τους ιδιότητες υλικών τα καθιστούμε ανενεργά (null materials). Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί η μελέτη διήθησης διαμέσου φράγματος όπου το υλικό των κελυφών είναι αρκετές φορές πιο περατό από τον πυρήνα και δεν συνεισφέρει καθόλου στη μείωση του υδραυλικού φορτίου. Αντίστοιχο παράδειγμα αποτελεί και το γεώφραγμα με διαμορφωμένο στραγγιστήριο στο κατάντη πόδι (Σχήμα 9-4).

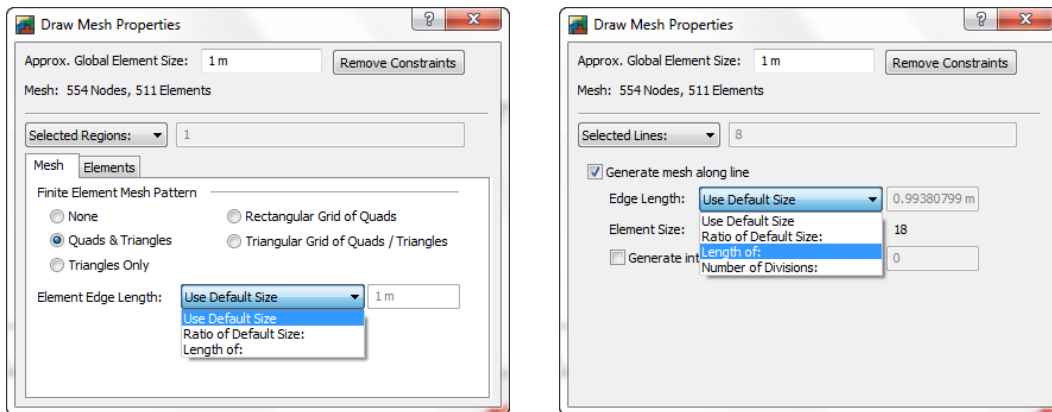
Βασικό πλεονέκτημα της νεότερης έκδοσης του προγράμματος είναι ότι ιδιότητες των υλικών και οι οριακές συνθήκες ορίζονται απευθείας στα γεωμετρικά στοιχεία του μοντέλου και όχι σε στοιχεία του πλέγματος, οπότε μπορεί να γίνει οποιαδήποτε διαφοροποίηση στα πεπερασμένα στοιχεία χωρίς να απαιτείται επαναπροσδιορισμός των αντίστοιχων ιδιοτήτων των υλικών ή των οριακών συνθηκών.



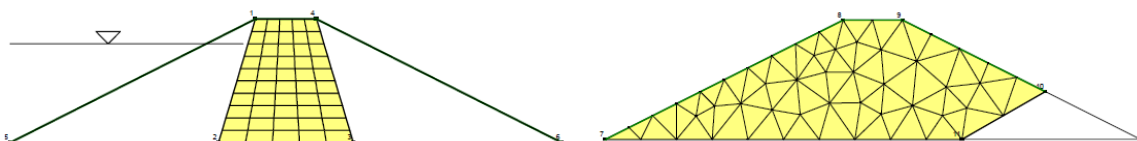
Σχήμα 9-1: Διαθέσιμα γεωμετρικά στοιχεία (GEO-SLOPE, 2008)



Σχήμα 9-2: Διαμορφωμένο πλέγμα (GEO-SLOPE, 2008)



Σχήμα 9-3: Επιλογές διαμόρφωσης πλέγματος (GEO-SLOPE, 2008)



Σχήμα 9-4: Παραδείγματα αναλύσεων με ανενεργά στοιχεία (null materials) (GEO-SLOPE, 2008)

Στο Σχήμα 9-3 φαίνονται οι δυνατότητες διαμόρφωσης του πλέγματος σε περιοχή ή σε γραμμικό στοιχείο. Ιδιαίτερα για την περιοχή, η μορφή του πλέγματος (δομημένο ή όχι, κλπ) εξαρτάται αποκλειστικά από τη μορφή της γεωμετρίας του μοντέλου προς προσομοίωση. Γενικότερα συνιστάται η δημιουργία μοντέλων με απλοποιημένη γεωμετρία.

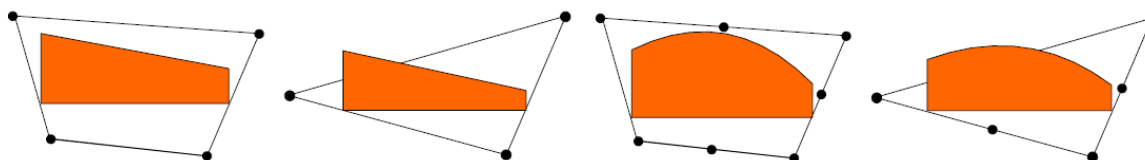
Στοιχειώδης μονάδα που απαρτίζει τα πεπερασμένα στοιχεία είναι οι κόμβοι (nodes) οι οποίοι είναι απαραίτητοι για τους παρακάτω λόγους:

- οι θέσεις τους σε ένα σύστημα συντεταγμένων ορίζουν τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των στοιχείων (μήκος, επιφάνεια, όγκος)
- στους κόμβους γίνεται η κατανομή των βασικών αγνώστων μεγεθών όπως το υδραυλικό φορτίο ή η πίεση ύδατος πόρων
- οι κόμβο εξασφαλίζουν τη συνέχεια μεταξύ των πεπερασμένων στοιχείων
- όλες οι εξισώσεις των πεπερασμένων στοιχείων εφαρμόζονται στους κόμβους

Σε κάθε κόμβο μπορεί να εφαρμοστούν περισσότερες από μία εξισώσεις ανάλογα το βαθμό ελευθερίας. Ιδιαίτερα στην ανάλυση της διήθησης υπάρχει μόνο ένας βαθμός ελευθερίας, το υδραυλικό φορτίο ή η πίεση ύδατος πόρων. Έτσι ο αριθμός των εξισώσεων στη συγκεκριμένου τύπου ανάλυση είναι ίσος με τον αριθμό των κόμβων. Αντίθετα, σε ανάλυση τάσεων-παραμορφώσεων δύο διαστάσεων σε κάθε κόμβο οι βαθμοί ελευθερίας είναι δύο, η μετατόπιση κατά x και κατά y . Με άλλα λόγια, το πλήθος των αντίστοιχων εξισώσεων είναι δύο φορές το πλήθος των κόμβων.

Τέλος, η μεταβολή των ζητούμενων μεταβλητών εντός των πεπερασμένων στοιχείων μπορεί να είναι είτε γραμμική είτε καμπύλη χαρακτηρίζοντας τα πεπερασμένα στοιχεία αντίστοιχα πρώτης ή δεύτερης τάξης (first or second-order elements) (Σχήμα 9-5). Συγκεκριμένα κατά τις αναλύσεις διήθησης, η ζητούμενη μεταβλητή είναι το υδραυλικό φορτίο, έτσι η παράγωγος της αντιστοιχεί στην υδραυλική κλίση η οποία και είναι σταθερή μέσα στο πεπερασμένο στοιχείο πρώτης τάξης.

Η χρήση πεπερασμένων στοιχείων ανώτερης τάξης ενδείκνυται σε προβλήματα που ο βασικός άγνωστος είναι διάνυσμα όπως στην ανάλυση τάσεων-παραμορφώσεων (μετατόπιση κατά x και κατά y), ενώ σε περιπτώσεις όπως τη μελέτη της διήθησης που ο βασικός άγνωστος είναι βαθμωτό μέγεθος η χρήση ανώτερης τάξης στοιχείων αυξάνει τους υπολογιστικούς χρόνους χωρίς να προσφέρει ουσιαστικά καλύτερα αποτελέσματα.



Σχήμα 9-5: Κατανομή κύριας μεταβλητής σε πεπερασμένα στοιχεία πρώτης και δεύτερης τάξης (GEO-SLOPE, 2008)

9.3 Μοντέλα και ιδιότητες υλικών

Κατά τη χρήση του λογισμικού SEEP/W υπάρχουν τέσσερις επιλογές ως προς τα μοντέλα υλικών που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στις αναλύσεις διήθησης, στο καθένα από τα οποία είναι απαραίτητες και άλλες ιδιότητες εδάφους:

- Κανένα μοντέλο (για ανενεργά στοιχεία) (None)
- Μοντέλο κορεσμένου/ακόρεστου εδάφους (Saturated/Unsaturated model)
 - Συνάρτηση υδραυλικής αγωγιμότητας, αναλογία και διεύθυνση (Hydraulic conductivity function, ratio and direction)
 - Συνάρτηση περιεκτικότητας σε νερό (Water content function)
 - Συνάρτηση αγωγιμότητας εδάφους ως προς την κίνηση αέρα (Air conductivity function)
- Μοντέλου κορεσμένου εδάφους (Saturated only model)
 - Υδραυλική αγωγιμότητα κορεσμένου εδάφους (K_{sat}), αναλογία και διεύθυνση (Hydraulic saturated conductivity, ratio and direction)
 - Περιεκτικότητα σε νερό κορεσμένου εδάφους (Saturated water content)
 - Συντελεστής Συμπιεστότητας, M_v (Coefficient of compressibility)
- Μοντέλο διεπιφάνειας (Interface model)
 - Εφαπτομενική και κάθετη υδραυλική αγωγιμότητα (Hydraulic normal and tangent conductivity)

Το μοντέλο κορεσμένου εδάφους έχει γρήγορη εφαρμογή και μπορεί γρήγορα να προσδιορίσει περιοχές που θα είναι μόνιμα υπό συνθήκες κορεσμού. Σε περίπτωση όμως που χρησιμοποιείται σε εδάφη τα οποία θα είναι μερικώς κορεσμένα κατά την ανάλυση, θα έχει ως αποτέλεσμα οι ακόρεστες ζώνες να μεταφέρουν νερό με τον ίδιο ρυθμό σε σχέση με τις κορεσμένες, συνεπώς την υπερεκτίμηση της διηθούμενης ποσότητας νερού και πιθανόν τον λανθασμένο προσδιορισμό της φρεάτιας γραμμής.

Το μοντέλο διεπιφάνειας εφαρμόζεται σε συνδυασμό με γραμμικά γεωμετρικά στοιχεία π.χ. για την προσομοίωση της λειτουργίας γεωμεμβρανών όπου είναι δυνατή η διαφοροποίηση της υδραυλικής αγωγιμότητας σε εφαπτομενική και κάθετη διεύθυνση ως προς το στοιχείο (Σχήμα 9-10).

Είναι γνωστό ότι το έδαφος απαρτίζεται από τους στερεούς κόκκους και τα κενά τα οποία πληρώνονται με αέρα ή νερό ανάλογα το βαθμό κορεσμού του εδάφους. Η περιεκτικότητα σε νερό κατ' όγκο Θ_w περιγράφει τη δυνατότητα του εδάφους να αποθηκεύει νερό, μεταβάλλεται χρονικά και χωρικά και ορίζεται ως:

$$\Theta_w = nS \quad (9-1)$$

όπου: n = το πορώδες του εδάφους

S = ο βαθμός κορεσμού (σε κορεσμένο έδαφος $S = 1$ ή 100%)

Τυπική μορφή καμπύλης εδάφους υπό στραγγιζόμενες συνθήκες απεικονίζεται στο Σχήμα 9-6 η οποία περιγράφει το ποσοστό ή τον όγκο των κενών που παραμένουν γεμάτα με νερό καθώς το έδαφος στραγγίζει. Τρία είναι τα βασικά μεγέθη που καθορίζουν τη μορφή της καμπύλης, η τιμή που

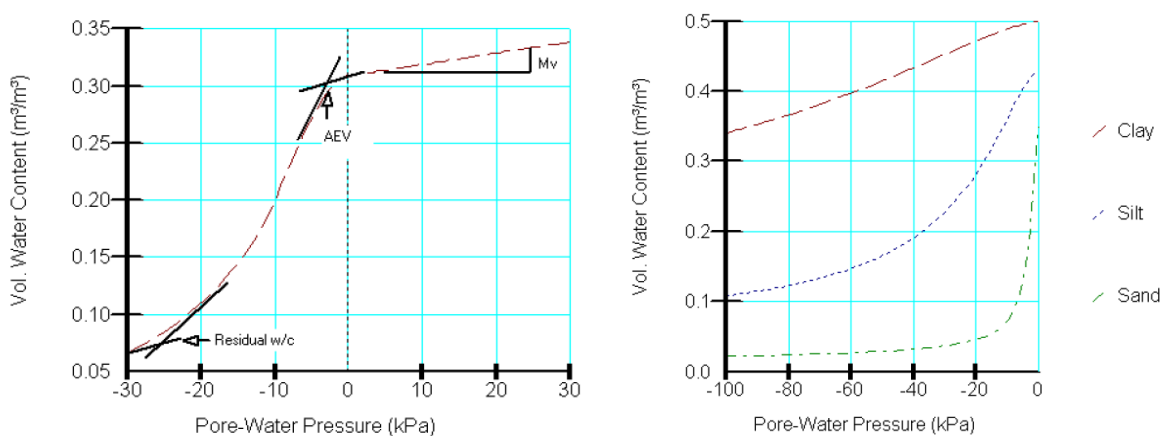
αντιστοιχεί στην αρνητική πίεση ύδατος πόρων οπότε τα μεγαλύτερα κενά αρχίζουν να στραγγίζουν ελεύθερα (Air entry value, AEV), η κλίση την συνάρτησης στο τμήμα θετικών και αρνητικών πιέσεων και η απομένουσα περιεκτικότητα σε νερό (residual water content). Παράγοντες που καθορίζουν τα παραπάνω μεγέθη είναι το μέγεθος των στερεών κόκκων και η κοκκομετρική τους διαβάθμιση (Σχήμα 9-7). Έτσι π.χ. για αμμώδη εδάφη και μάλιστα με ομοιόμορφη κοκκομετρική διαβάθμιση η απομάκρυνση του νερού γίνεται απότομα (μεγάλη κλίση καμπύλης) και για μικρή αρνητική πίεση πόρων. Αντίθετα, η άργιλος έχει ηπιότερη κλίση και μεγαλύτερη τιμή απομένουσας περιεκτικότητας νερού. Μάλιστα εξαιτίας της έντονης συμπίεστότητάς της αναμένεται και απότομη κλίση στο τμήμα της καμπύλης θετικών πιέσεων ύδατος πόρων. Ακόμα μια διαφοροποίηση που προκύπτει είναι το μέγεθος που αντιστοιχεί στη ζώνη τριχοειδούς ανάλογα την κοκκομετρική διαβάθμιση των υλικών.

Από τα παραπάνω γίνεται αντιληπτό πως η κλίση της καμπύλης σχετίζεται με τις δύο αιτίες στράγγισης των εδαφών, μέσω δηλαδή των δυνάμεων βαρύτητας ή μέσω της συμπίεσης του εδαφικού σκελετού με τη σύγχρονη μείωση του όγκου των κενών (τμήμα θετικών πιέσεων ύδατος πόρων).

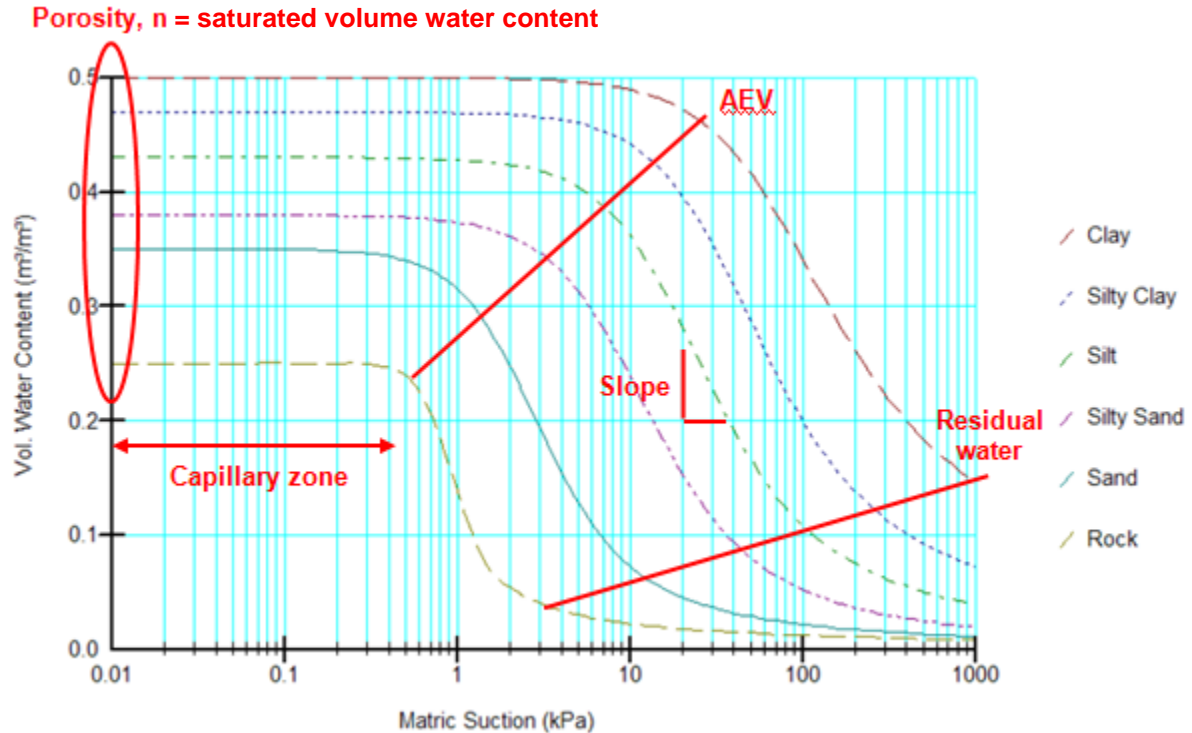
Η φυσική σημασία του συντελεστή συμπίεστότητας είναι πόσο ένας όγκος εδάφους συρρικνώνεται ή διογκώνεται για δεδομένη αλλαγή στην πίεση ύδατος πόρων.

Η απομένουσα περιεκτικότητα σε νερό αντιπροσωπεύει τον όγκο νερού κατ' όγκο εδάφους για τον οποίο πρόσθετη μείωση της πίεσης ύδατος πόρων δεν επιφέρει και πρόσθετη μείωση στον όγκο του. Μάλιστα, ο εγκλωβισμένος αέρας δεν επιτρέπει την κίνηση του νερού εντός των πόρων. Περαιτέρω απομάκρυνση νερού μπορεί να γίνει μέσω π.χ. της εξάτμισης ή οσμωτικών δυνάμεων.

Ο προσδιορισμός της συνάρτησης περιεκτικότητας σε νερό κατ' όγκο είναι απαραίτητος κατά την ανάλυση προβλημάτων μη μόνιμων συνθηκών ο οποίος μπορεί να γίνει εργαστηριακά, με λύσεις κλειστού τύπου σε συνδυασμό με χρήση κατάλληλων παραμέτρων (curve fitting parameters) ή μέσω μεθόδων που προσεγγίζουν τη συνάρτηση χρησιμοποιώντας την κοκκομετρική διαβάθμιση του εκάστοτε υλικού (π.χ. Modified Kovacs, Freedlund and Xing, Van Genuchten). Η ανάλυση των μεθόδων δεν αποτελεί αντικείμενο της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας.



Σχήμα 9-6: Συνάρτηση περιεκτικότητας σε νερό κατ' όγκο (GEO-SLOPE, 2008)

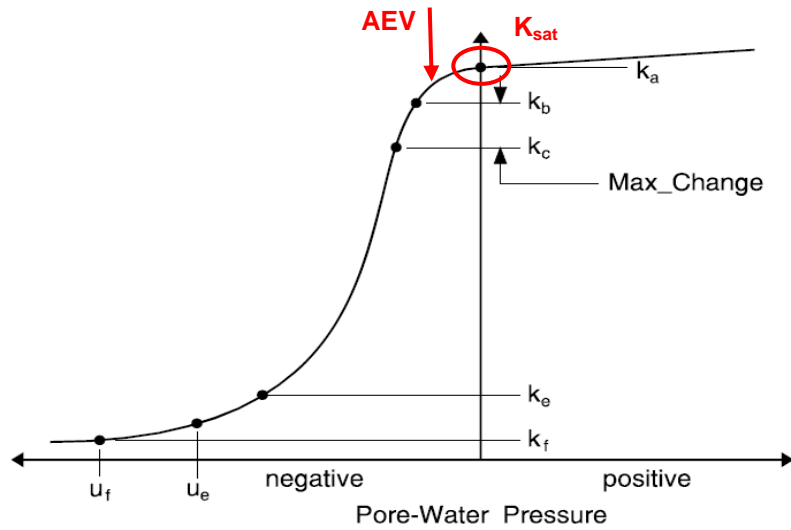


Σχήμα 9-7: Χαρακτηριστικά στοιχεία καμπύλης περιεκτικότητας σε νερό κατ' όγκο (GEO-SLOPE, 2008)

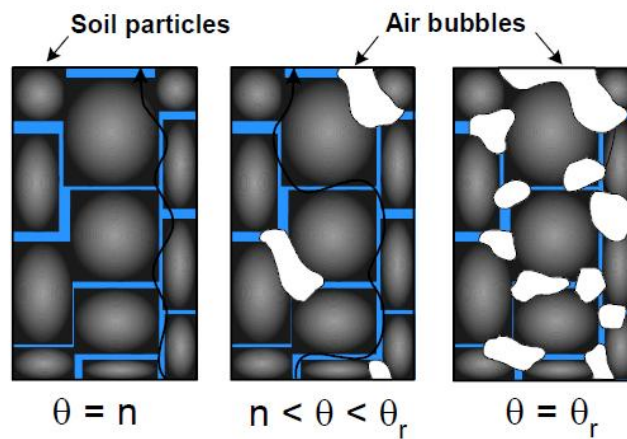
Η συνάρτηση υδραυλικής αγωγιμότητας εκφράζει την ικανότητα του εδάφους να μεταφέρει νερό διαμέσου των κενών του υπό συνθήκες ακόρεστες ή κορεσμού. Σε συνθήκες κορεσμού όλος ο όγκος κενών έχει πληρωθεί με νερό ενώ σε περιπτώσεις που μέρος των πόρων καλύπτεται από αέρα, τα αντίστοιχα κενά δεν συμβάλουν στη μεταφορά του νερού μειώνοντας την υδραυλική του αγωγιμότητα (Σχήμα 9-9).

Με τη μείωση της πίεσης ύδατος πόρων μειώνεται συγχρόνως και η ικανότητα του εδάφους να μεταφέρει νερό, ικανότητα η οποία είναι σε άμεση εξάρτηση με τον όγκο του νερού που περιέχεται στο έδαφος (περιεκτικότητα σε νερό κατ' όγκο). Με άλλα λόγια, η μορφή της συνάρτησης υδραυλικής αγωγιμότητας είναι άρρηκτα συνδεδεμένη με τη μορφή της συνάρτησης περιεκτικότητας σε νερό κατ' όγκο (Σχήμα 9-8). Σημειώνεται πως αν σε περιπτώσεις ακόρεστων εδαφών οριστεί σταθερή τιμή υδραυλικής αγωγιμότητας, ανεξάρτητη της πίεσης πόρων, τότε πιθανότατα θα προκύψουν μη ρεαλιστικά αποτελέσματα όσον αφορά τη θέση της φρεάτιας γραμμής και την ποσότητα παροχής που θα μεταφέρεται μέσω της ακόρεστης ζώνης η οποία θα εμφανίζεται υπερεκτιμημένη.

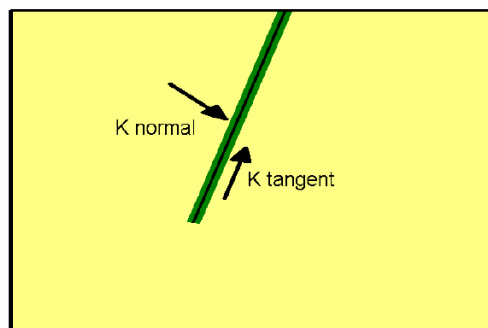
Ο προσδιορισμός της υδραυλικής αγωγιμότητας υπό ακόρεστες συνθήκες είναι δύσκολος και κατά κανόνα γίνεται αφού πρώτα έχει προσδιοριστεί η συνάρτηση περιεκτικότητας σε νερό κατ' όγκο πάνω στην οποία βασίζεται. Μέθοδοι εκτίμησης της υδραυλικής αγωγιμότητας είναι κατά Freedlund and Xing, κατά Green and Corey και κατά Van Genuchten όμως δεν εξετάζονται στα πλαίσια της συγκεκριμένης εργασίας.



Σχήμα 9-8: Συνάρτηση υδραυλικής αγωγιμότητας (GEO-SLOPE, 2008)



Σχήμα 9-9: Ροή νερού σε έδαφος κορεσμένο ανάλογα το βαθμό κορεσμού (GEO-SLOPE, 2008)



Σχήμα 9-10: Ορισμός υδραυλικής αγωγιμότητας σε μοντέλο διεπιφάνειας (GEO-SLOPE, 2008)

9.4 Οριακές συνθήκες

Ο ορισμός των οριακών συνθηκών αποτελεί αναπόσπαστο στάδιο των αριθμητικών αναλύσεων και μάλιστα αποτελεί την "κινητήρια δύναμη" στην εξέλιξη των φαινομένων. Συγκεκριμένα, στις αναλύσεις διήθησης ο ορισμός του υδραυλικού φορτίου και η διαφορά του μεταξύ δύο σημείων είναι αυτό που θα καθορίσει τελικά την εξέλιξη της ροής. Από την άλλη μεριά, ο προσδιορισμός τους μπορεί να αποτελεί και μέρος της λύσης. Σε μη μόνιμες συνθήκες, οι οριακές συνθήκες αλλάζουν συναρτήσει του χρόνου.

Η εξίσωση των πεπερασμένων στοιχείων στην ανάλυση της διήθησης είναι:

$$[K]\{H\} = \{Q\} \quad (9-2)$$

όπου $\{H\}$ = διάνυσμα του ολικού υδραυλικού φορτίου στους κόμβους

$\{Q\}$ = διάνυσμα της παροχής στους κόμβους

Βασικός στόχος είναι η εύρεση της άγνωστης μεταβλητής η οποία στο συγκεκριμένο πρόβλημα είναι το υδραυλικό φορτίο σε κάθε κόμβο. Για να γίνει όμως αυτό είναι απαραίτητος ο ορισμός των οριακών συνθηκών δηλαδή ο ορισμός του H ή του Q σε κάποιους κόμβους και αντίστοιχα ο υπολογισμός του άλλου. Στη βιβλιογραφία οι παραπάνω οριακές συνθήκες αναφέρονται ως όρια δεδομένου πιεζομετρικού φορτίου (Dirichlet) ή όρια δεδομένης εισροής ή εκροής (Neumann)

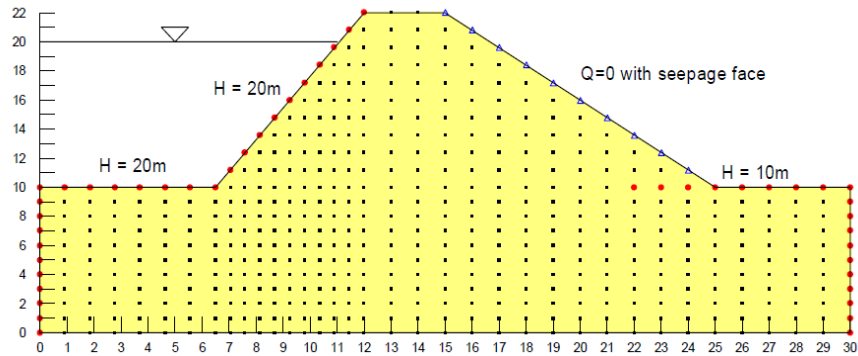
Η επιφάνεια διήθησης αποτελεί ειδική περίπτωση στην οποία δεν είναι γνωστά το H, το Q και το μέγεθος της επιφάνειας, παρά μόνο ότι η πίεση ύδατος πόρων είναι μηδενική και το ολικό υδραυλικό φορτίο είναι ίσο με το γεωμετρικό φορτίο. Σε αυτή την περίπτωση εφαρμόζεται μια επαναληπτική διαδικασία ως προς τις τιμές του H ή του Q μέχρι να επιτευχθεί η τελική λύση του προβλήματος. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί η ανάντη παρειά φράγματος σε περιπτώσεις απότομου καταβιβασμού του ταμιευτήρα.

Το GeoStudio 2007 έχει ακόμα τη δυνατότητα να ορίσει θέσεις εισόδου και εξόδου παροχής με στόχο την προσομοίωση π.χ. γεωτρήσεων εισπίεσης ή άντλησης νερού ή διαδικασιών όπως είναι η εξάτμιση και η κατακόρυφη διήθηση νερού βροχής. Υπενθυμίζεται πως όλες οι οριακές συνθήκες ορίζονται απευθείας πάνω σε γεωμετρικά στοιχεία, έτσι μπορεί να γίνει οποιαδήποτε τροποποίηση στο πλέγμα χωρίς να απαιτείται ξανά ο ορισμός τους.

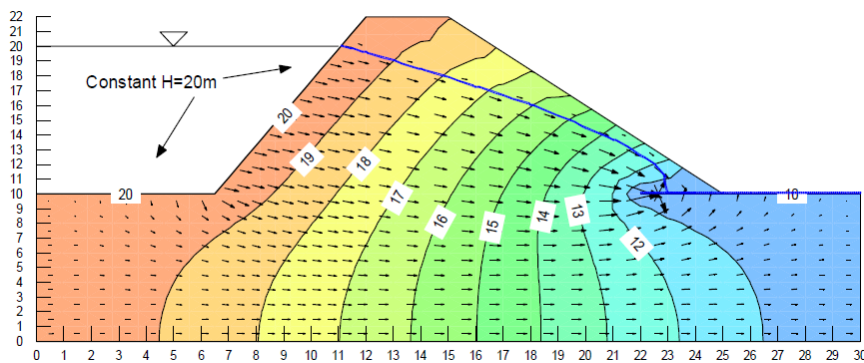
Χαρακτηριστικό παράδειγμα εφαρμογής των οριακών συνθηκών παρουσιάζεται στο Σχήμα 9-11 και Σχήμα 9-12 όπου απεικονίζεται φράγμα με ζώνη στραγγιστηρίου στον κατόντη πόδα. Στην ανάντη παρειά του όπου το κέλυφος έρχεται σε επαφή με την επιφάνεια του ταμιευτήρα το πιεζομετρικό φορτίο είναι 0 m όμως το γεωμετρικό είναι 20 m. Αντίστοιχα, στον πυθμένα του ταμιευτήρα ή αλλιώς στην επιφάνεια του εδάφους ανάντη, το πιεζομετρικό και το γεωμετρικό φορτίο 10 m. Ακολουθώντας την ίδια λογική, σε όλη την ανάντη παρειά του φράγματος αναπτύσσεται σταθερό ολικό φορτίο ίσο με 20 m. Αντίστοιχα, στα κατόντη όπου η επιφάνεια του νερού ταυτίζεται με την επιφάνεια του εδάφους, το ολικό φορτίο διατηρείται σταθερό και ίσο με 10 m. Μάλιστα, εξαιτίας της μεγάλης διαπερατότητας των υλικών του στραγγιστηρίου η επιφάνεια του νερού είναι στην ίδια στάθμη άρα το ολικό φορτίο είναι

και εκεί 10 m. Στην παρειά του κατάντη κελύφους, γνωρίζοντας ότι μπορεί να αναπτυχθεί επιφάνεια διήθησης ορίζουμε την αντίστοιχη οριακή συνθήκη.

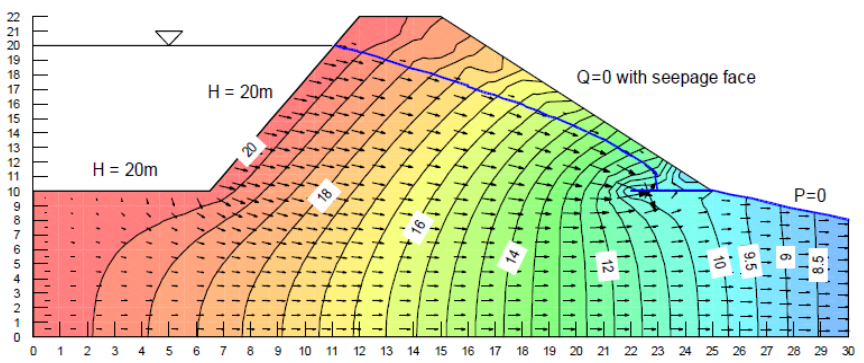
Σε περιπτώσεις όπως στο Σχήμα 9-13 όπου είναι γνωστό και σταθερό το πιεζομετρικό φορτίο και όχι το ολικό (άγνωστο το γεωμετρικό φορτίο) είναι δυνατός ο ορισμός οριακής συνθήκης σταθερής πίεσης.



Σχήμα 9-11: Ορισμός ολικού φορτίου και επιφάνειας διήθησης σε φράγμα με στραγγιστήριο βάσης κατάντη πρανούς (GEO-SLOPE, 2008)



Σχήμα 9-12: Δίκτυο ροής σε φράγμα με στραγγιστήριο στον κατάντη πόδα έχοντας χρησιμοποιήσει οριακές συνθήκες σταθερού ολικού φορτίου (GEO-SLOPE, 2008)



Σχήμα 9-13: Δίκτυο ροής σε φράγμα με στραγγιστήριο βάσης κατάντη πρανούς έχοντας χρησιμοποιήσει οριακές συνθήκες σταθερού ολικού και πιεζομετρικού φορτίου (GEO-SLOPE, 2008)

9.5 Τύποι ανάλυσης

Δύο είναι οι βασικοί τύποι ανάλυσης μέσω πεπερασμένων στοιχείων, σε μόνιμες συνθήκες ή μη μόνιμες. Σημειώνεται πως στα πλαίσια της συγκεκριμένης μεταπτυχιακής εργασίας αντικείμενο αποτέλεσαν αναλύσεις σε μόνιμες συνθήκες και σε αυτές επικεντρώθηκε η περιγραφή των δυνατοτήτων του προγράμματος GeoStudio 2007.

Οι έννοια των μόνιμων συνθηκών εξαλείφει την έννοια του χρόνου, έτσι στις αναλύσεις η πίεση ύδατος πόρων και η παροχή μένουν σταθερά. Αν και στη φύση κάτι τέτοιο δεν υφίσταται, ένα πρόβλημα που προσεγγίζει τις μόνιμες συνθήκες είναι η ροή κάτω από διάφραγμα κρατώντας σταθερά τις οριακές συνθήκες ανάντη όπως π.χ. στάθμη του ταμιευτήρα αν πρόκειται για φράγμα. Φαινόμενα όπως επιφανειακή διήθηση ή εξάτμιση δεν είναι δυνατό να προσομοιωθούν με την υπόθεση μόνιμων συνθηκών.

Η συγκεκριμένου τύπου ανάλυση δεν λαμβάνει υπόψη το χρόνο έπειτα τον οποίο οι συνθήκες σταθεροποιούνται, έτσι η λύση θα είναι μονοσήμαντα ορισμένη με τις σταθερές οριακές συνθήκες που έχουν οριστεί εξ αρχής.

Η συνάρτηση περιεκτικότητας σε νερό κατ' όγκο δεν έχει νόημα πλέον και αυτό γιατί η συγκεκριμένη συνάρτηση απαντά σε ερωτήματα όπως πόσο νερό συγκεντρώνεται ή απομακρύνεται από το έδαφος με κάθε αλλαγή της πίεσης ύδατος πόρων. Στις μόνιμες συνθήκες όμως δεν υπάρχει καμία αλλαγή.

Αντίθετα στις μη μόνιμες συνθήκες όλα τα μεγέθη αλλάζουν με το χρόνο και λαμβάνεται υπόψη το χρονικό διάστημα στο οποίο ανταποκρίνεται το έδαφος κάθε φορά που αλλάζουν οι οριακές συνθήκες. Παράδειγμα μη μόνιμων συνθηκών αποτελεί η μελέτη διήθησης μέσα από φράγμα σε περίπτωση απότομης αύξησης ή μείωσης της στάθμης του ταμιευτήρα ή ακόμα η προσπάθεια πρόβλεψης επιφανειών διήθησης σε φράγμα σε περιπτώσεις έντονης βροχής.

Για τις αναλύσεις που λαμβάνουν υπόψη το χρόνο, οι οριακές συνθήκες ορίζονται συναρτήσει του χρόνου και ακόμα πρέπει να οριστεί η αρχική τιμή της πίεση ύδατος πόρων στο έδαφος που αντιστοιχεί για $t = 0$ sec. Καθοριστικός παράγοντας στις παραπάνω αναλύσεις είναι η επιλογή του χρονικού βήματος.

9.6 Θέματα σχετικά με την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων

Βασικός στόχος στην επίλυση των πεπερασμένων στοιχείων για τη μελέτη της διήθησης είναι ο υπολογισμός του ολικού φορτίου σε κάθε κόμβο. Για γραμμική ανάλυση, όταν δηλαδή οι ιδιότητες του υλικού είναι σταθερές τιμές, το ολικό φορτίο σε κάθε κόμβο υπολογίζεται απευθείας. Σε μη γραμμικές αναλύσεις όμως, όπου η υδραυλική αγωγιμότητα είναι συνάρτηση του ολικού φορτίου, οι ιδιότητες του υλικού δεν είναι γνωστές εξ αρχής, συνεπώς είναι απαραίτητη μια επαναληπτική διαδικασία για την επίλυση της εξίσωσης 9-2.

Σε πρώτο βήμα η επίλυση της εξίσωσης 9-2 ξεκινά με τις αρχικές τιμές ολικού φορτίου που έχει ορίσει ο χρήστης, ενώ σε κάθε επόμενη επανάληψη χρησιμοποιείται το υδραυλικό φορτίο του προηγούμενου βήματος. Οι επαναλήψεις σταματούν όταν συμπληρωθεί το πλήθος επαναλήψεων που έχει ορίσει ο χρήστης ή όταν ικανοποιηθούν κάποια κριτήρια σύγκλισης.

Κριτήριο σύγκλισης για το πρόγραμμα SEEP/W αποτελεί η ποσοστιαία μεταβολή της νόρμας διανύσματος (vector norm) N που ορίζεται ως εξής:

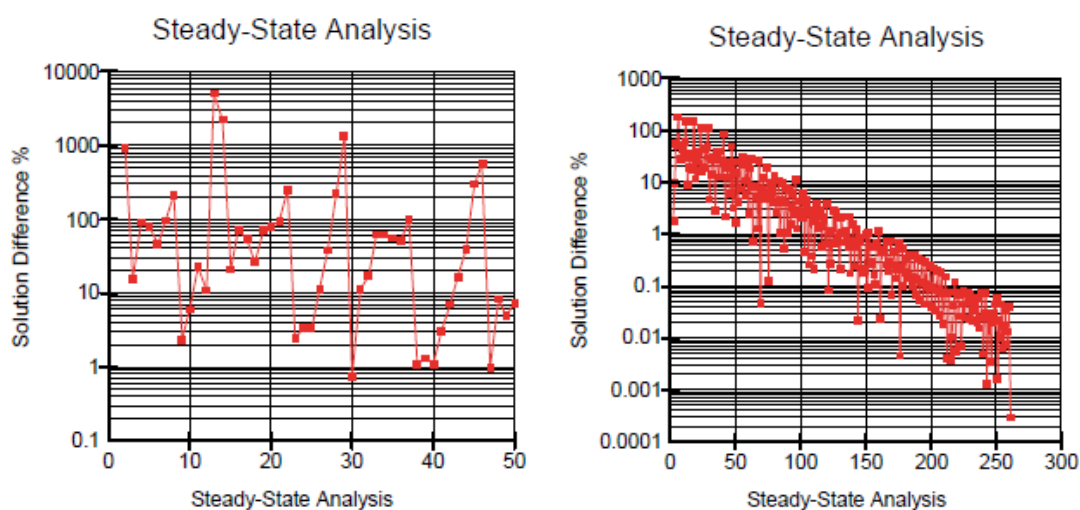
$$N = \sqrt{\sum_{i=1}^n h_i^2} \quad (9-3)$$

όπου i = μετρητής

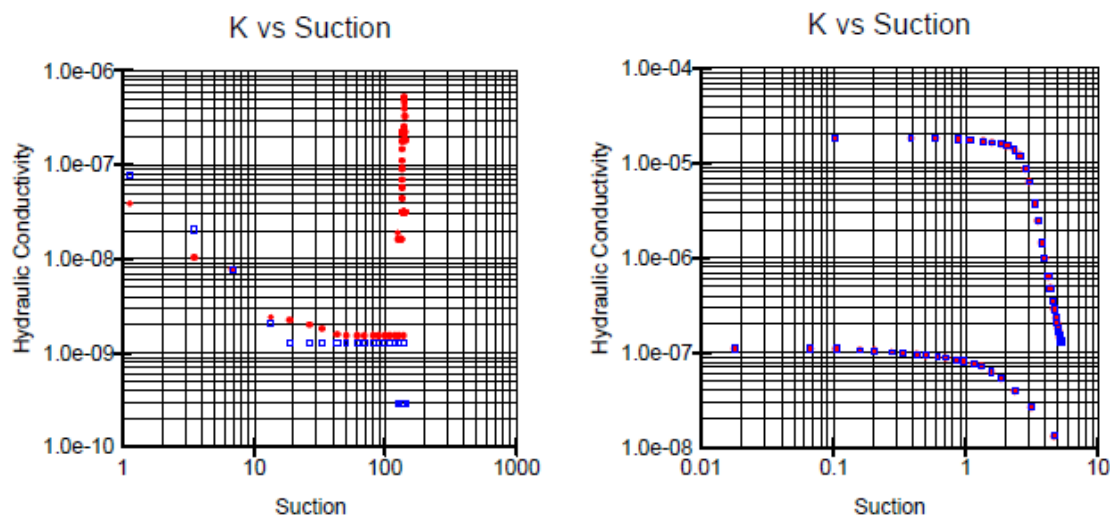
n = το πλήθος των κόμβων

h_i = το ολικό φορτίο σε κάθε κόμβο

Ο έλεγχος της σύγκλισης μπορεί να γίνει με τη βοήθεια γραφημάτων που απεικονίζουν την ποσοστιαία μεταβολή του N ή την υπολογιζόμενη υδραυλική αγωγιμότητα σε κάθε επανάληψη, η οποία προσδιορίστηκε μέσω της προκύπτουσας πίεσης ύδατος πόρων της αντίστοιχης επανάληψης και της συνάρτησης που έχει ορίσει ο χρήστης.



Σχήμα 9-14: Έλεγχος σύγκλισης μέσω ποσοστιαίας μεταβολής N σε κάθε επανάληψη (GEO-SLOPE, 2008)



Σχήμα 9-15: Έλεγχος σύγκλισης μέσω συνάρτησης υδραυλικής αγωγιμότητας (GEO-SLOPE, 2008)

Προβλήματα σύγκλισης προκαλεί η κλίση της καμπύλης υδραυλικής αγωγιμότητας σε περιπτώσεις που είναι πολύ μεγάλη όπως σε αδρομερή υλικά, καθώς πολύ μικρή μεταβολή στην πίεση ύδατος πόρων προκαλεί πολύ μεγάλη μεταβολή στην τιμή της υδραυλικής αγωγιμότητας (Σχήμα 9-8).

Για τη βελτίωση της σύγκλισης ιδιαίτερα στην περίπτωση αδρομερών υλικών με σχεδόν κατακόρυφη καμπύλη υδραυλικής αγωγιμότητας που δεν προσφέρουν ουσιαστικά στη μείωση του υδραυλικού φορτίου, μία λύση θα ήταν η μη συμμετοχή τους στην ανάλυση (null material regions).

Ο έλεγχος της σύγκλισης μπορεί να γίνει με τον ορισμό τριών παραμέτρων όσον αφορά τις επαναλήψεις, της μέγιστης και της ελάχιστης επιτρεπτής αλλαγής της υδραυλικής κλίσης όπως και του ρυθμού που αλλάζει η τιμή της υδραυλικής κλίσης σε κάθε επανάληψη.

Το SEEP/W δίνει ακόμα τη δυνατότητα στο χρήστη της επιλογής του τρόπου επίλυσης των εξισώσεων (direct or parallel direct equation solver) ανάλογα το πρόβλημα και το μέγεθος του πλέγματος.

Βασικό μέγεθος που επηρεάζει τη σύγκλιση σε πρόβλημα μη μόνιμων συνθηκών είναι το μέγεθος του χρονικού βήματος το οποίο και αυτό είναι σε άμεση σχέση με τη φύση του προβλήματος προς προσομοίωση. Το πρόγραμμα έχει τη δυνατότητα αυτόματης προσαρμογής του χρονικού βήματος σε συνδυασμό με το μέγεθος που έχει ορίσει ο χρήστης.

Όπως έχει διατυπωθεί, οι εξισώσεις των πεπερασμένων στοιχείων έχουν κύριο άγνωστο το υδραυλικό φορτίο (ή αντίστοιχα πιεζομετρικό φορτίο) και εφαρμόζονται στους κόμβους. Όταν έχει ολοκληρωθεί η επίλυση και σε κάθε κόμβο είναι γνωστό το ολικό φορτίο, είναι δυνατό να προσδιοριστούν και δευτερεύοντα μεγέθη όπως η υδραυλική κλίση, οι ταχύτητες, η υδραυλική αγωγιμότητα και περιεκτικότητα σε νερό κατ' όγκο (μεγέθη συναρτήσεως της πίεσης ύδατος πόρων). Ονομάζονται δευτερεύοντα μεγέθη γιατί ο υπολογισμός τους έπεται του υπολογισμού του ολικού φορτίου. Οι τιμές των δευτερευόντων αυτών μεταβλητών που υπολογίζονται, αφορούν τα σημεία ολοκλήρωσης εντός του κάθε πεπερασμένου στοιχείου (Gauss integration point). Ιδιαίτερα για τον υπολογισμό της υδραυλικής κλίσης, λαμβάνονται υπόψη οι συντεταγμένες του κάθε μεμονωμένου σημείου (Gauss

point) και η μορφή της συνάρτησης (γραμμική ή καμπύλη) σύμφωνα με την οποία γίνεται η κατανομή του ολικού φορτίου σε κάθε πεπερασμένο στοιχείο.

Τονίζεται πως οι υδραυλικές κλίσεις που προκύπτουν για την κοινή παρειά δύο γειτονικών πεπερασμένων στοιχείων δεν είναι απαραίτητα ίδιες. Αυτό συμβαίνει καθώς η μορφή της συνάρτησης σύμφωνα με την οποία γίνεται η κατανομή των μεγεθών σε κάθε πεπερασμένο στοιχείο δεν διατηρεί τη συνέχειά της μεταξύ δύο γειτονικών πεπερασμένων στοιχείων με κοινή ακμή. Το λογισμικό εξασφαλίζει την εξίσωση συνέχειας όσον αφορά τις παροχές σε κάθε κόμβο (mass balance) όμως δεν εξασφαλίζει τη συνέχεια της ενέργειας και κατ' επέκταση των υδραυλικών κλίσεων στα άκρα. Μικραίνοντας το μέγεθος των πεπερασμένων στοιχείων ίσως να βελτιωθεί φαινομενικά η συνέχεια στις υδραυλικές κλίσεις όμως δεν βελτιώνεται αντίστοιχα σε μεγάλο βαθμό η ακρίβεια υπολογισμού όσον αφορά τη μάζα νερού, με την υπόθεση φυσικά ότι και στις δύο περιπτώσεις (πριν και μετά την πύκνωση του πλέγματος) έχει επέλθει σύγκλιση.

Σε περιπτώσεις που είναι απαραίτητη η απεικόνιση των δευτερευόντων αυτών μεταβλητών και η δημιουργία γραφημάτων, οι τιμές από τα Gauss points προβάλλονται σαν μέση τιμή στους κόμβους. Όταν όμως οι τιμές των παραμέτρων αυτών διαφοροποιούνται έντονα στα σημεία ολοκλήρωσης, μπορεί να έχει ως συνέπεια τη μη ρεαλιστική απεικόνιση των δευτερευόντων μεγεθών όπως η υδραυλική κλίση.

10 Μοντελοποίηση διήθησης

10.1 Εισαγωγή

Ο έλεγχος και η μελέτη της διήθησης σε γεωφράγματα αποτελεί αναπόσπαστο κομμάτι του σχεδιασμού τους. Η κατασκευή του διαφραγματικού τοίχου αποτελεί λύση ελέγχου της διηθούμενης ποσότητας νερού και μείωσης των αναπτυσσόμενων πιέσεων στη θεμελίωση των φραγμάτων.

Η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία έχει ως στόχο τη μελέτη επίδρασης του διαφραγματικού τοίχου, κατασκευασμένου στη θεμελίωση γεωφράγματος, στην ανάπτυξη των υδραυλικών κλίσεων. Ειδικότερα, εξετάζεται η επίδραση του μήκους εισχώρησης του διαφράγματος εντός του πυρήνα στο αναπτυσσόμενο δίκτυο ροής και κατ' επέκταση στις υδραυλικές κλίσεις.

Η ανάπτυξη μεγάλων υδραυλικών κλίσεων στην περιοχή θεμελίωσης του πυρήνα εξαιτίας της παρεμβολής του στεγανού στοιχείου εγκυμονεί κινδύνους αστοχίας του πυρήνα λόγω διάπλυσης του υλικού του μέσω της μετατόπισης του γεωυλικού. Υπενθυμίζεται ότι ο διαφραγματικός τοίχος είναι σχεδιασμένος να αντέχει φορτία σε αντίθεση με τον πυρήνα γεωφράγματος.

Ο σχεδιασμός του δικτύου ροής και μάλιστα ο σχεδιασμός των ισοδυναμικών γραμμών και η μελέτη της διήθησης έγινε με τη βοήθεια των πεπερασμένων στοιχείων μέσω του λογισμικού GeoStudio 2007 και το υποπρόγραμμα SEEP/W.

Σε συνδυασμό με το μήκος εισχώρησης του διαφράγματος εξετάστηκε ακόμα η επίδραση της υδραυλικής αγωγιμότητας των υλικών (πυρήνα, θεμελίωσης, διαφράγματος), η επίδραση της διαμόρφωσης της κεφαλής του διαφράγματος (διαπλάτυνση κεφαλής) και η επίδραση της κλίσης των παρειών του πυρήνα στο μέγεθος των αναπτυσσόμενων υδραυλικών κλίσεων.

Περιοχή ενδιαφέροντος όπου εξετάστηκαν οι αναπτυσσόμενες κλίσεις ήταν η διεπιφάνεια του διαφραγματικού τοίχου με τον πυρήνα και ιδιαίτερα στην κεφαλή του διαφράγματος όπου η πύκνωση των ισοδυναμικών ήταν εντονότερη άρα και οι υδραυλικές κλίσεις υψηλότερες.

Για τη μελέτη των παραπάνω φαινομένων έγινε η παραδοχή μόνιμης ροής, δηλαδή η ταχύτητα υδατικής ροής σε οποιοδήποτε σημείο του εδάφους δεν μεταβάλλεται χρονικά. Η κατάσταση της μόνιμης ροής είναι αρκετά συνήθης στη φύση π.χ. αν οι συνοριακές συνθήκες παραμείνουν αμετάβλητες για αρκετό χρονικό διάστημα, η υδατική ροή στο έδαφος βαθμιαία θα προσεγγίσει ικανοποιητικά τις συνθήκες μόνιμης ροής (Καβαδαός, Στοιχεία Εδαφομηχανικής, 2007).

Τέλος, εξετάζονται συνθήκες σταθερής ροής διήθησης οι οποίες αποκαθίστανται αρκετό χρόνο μετά την πλήρωση του ταμιευτήρα, όταν έχει αναπτυχθεί πλήρως στον πυρήνα το δίκτυο ροής.

10.2 Γεωμετρία μοντέλου

Για το σχεδιασμό του μοντέλου και ακολούθως τη μαθηματική προσομοίωση του προβλήματος όλα τα γεωμετρικά μεγέθη ορίστηκαν σαν ποσοστό του φορτίου νερού H , το οποίο ορίζεται ως η κατακόρυφη απόσταση από τη θεμελίωση του πυρήνα ως τη στάθμη νερού του ταμιευτήρα. Για την ευκολότερη διεξαγωγή συμπερασμάτων κατά τη διερεύνηση της επιρροής του μήκους διείσδυσης του διαφραγματικού τοίχου εντός του πυρήνα (ρ) επιλέχθηκε $H = 100$ m.

Το πλάτος θεμελίωσης πυρήνα ορίστηκε ως $0.55 \cdot H$. Η τιμή αυτή τέθηκε λαμβάνοντας υπόψη το τελικό ύψος φράγματος σε σχέση με τη στάθμη του ταμιευτήρα και το ελάχιστο πλάτος στέψης πυρήνα (4.00 m).

Οι κλίσεις των παρειών του πυρήνα, οι οποίες είναι σε συνάρτηση της μέγιστης αποδεκτής υδραυλικής κλίσης, επιλέχθηκαν $1 : 4$ (Ο:Κ) χαρακτηρίζοντας τον πυρήνα ως κεντρικό. Για τη διερεύνηση επιρροής της κλίσης των παρειών του πυρήνα σε σχέση με το μήκος εισχώρησης του διαφραγματικού τοίχου εξετάστηκαν ακόμα οι κλίσεις $1 : 3$ και $1 : 5$ (Ο:Κ), τυπικές των γεωφραγμάτων διαμορφώνοντας πλάτος θεμελίωσης πυρήνα ίσο με $0.72 \cdot H$ και $0.448 \cdot H$ αντίστοιχα.

Με δεδομένο το πλάτος θεμελίωσης του πυρήνα, την κλίση των παρειών του και το ελάχιστο πλάτος στέψης του ίσο με 4.00 m, προέκυψε το αντίστοιχο ύψος του πυρήνα $1.02 \cdot H$. Η στέψη του φράγματος τοποθετήθηκε 2.00 m ψηλότερα από τη στέψη του πυρήνα, δηλαδή στο ύψος $1.04 \cdot H$.

Η κλίση των εξωτερικών πρανών των κελυφών ορίζεται ίση με $2.5 : 1$ (Ο:Κ), κλίση τυπική για αμμοχαλικώδη υλικά. Σημειώνεται ότι δεν γίνεται διερεύνηση στην παραπάνω κλίση και μάλιστα ορίζεται απλά για τη σχηματική απεικόνιση των κελυφών καθώς δεν συμμετέχουν στις αναλύσεις. Αναλυτικότερα, εξετάζεται η δυσμενέστερη περίπτωση κατά την οποία η υδραυλική διαπερατότητα των κελυφών είναι πρακτικά άπειρη, καθιστώντας τα κελύφη ανενεργά στη μείωση του υδραυλικού φορτίου.

Ο όγκος του φράγματος σε σύγκριση με τον όγκο των αμμοχάλικων πάνω στα οποία εδράζεται ορίζουν κατά πόσο είναι οικονομικά συμφέρον να απομακρυνθούν τα αμμοχάλικα θεμελίωσης μέσω εκσκαφής και να αποκαλυφθεί το βραχώδες υπόβαθρο, ώστε η θεμελίωση του φράγματος να γίνει πάνω σε αυτό. Έτσι ως ελάχιστο πάχος υδροφορέα θεμελίωσης του φράγματος λαμβάνεται εκείνο για το οποίο προκύπτει εμβαδόν διατομής εκσκαφών θεμελίωσης 25% του εμβαδού διατομής του φράγματος, παραδοχή σχετικά αυθαίρετη, που όμως θέτει ένα όριο βάθους πέρα από το οποίο είναι τεchnοοικονομικά ασύμφορη η θεμελίωση του πυρήνα στο υποκείμενο βραχώδες υπόβαθρο. Για τις ανάγκες προσομοίωσης το πάχος του υδροφορέα λαμβάνεται τελικά ίσο με $H + h_{25\%V}$ όπου $h_{25\%V}$ το ύψος ζώνης αμμοχάλικων που αντιστοιχεί στο 25% του εμβαδού διατομής φράγματος.

Το πάχος του διαφραγματικού τοίχου d για τις ανάγκες προσομοίωσης ορίζεται ίσο με 1.00 m, τιμή τυπική για τις συνήθεις μεθόδους κατασκευής. Το διάφραγμα εκτείνεται σε όλο το πάχος του υδροφορέα. Έτσι, το ύψος του διαφράγματος προκύπτει ως το άθροισμα του πάχους των αμμοχάλικων και του μήκους διείσδυσης εντός του αργιλικού πυρήνα.

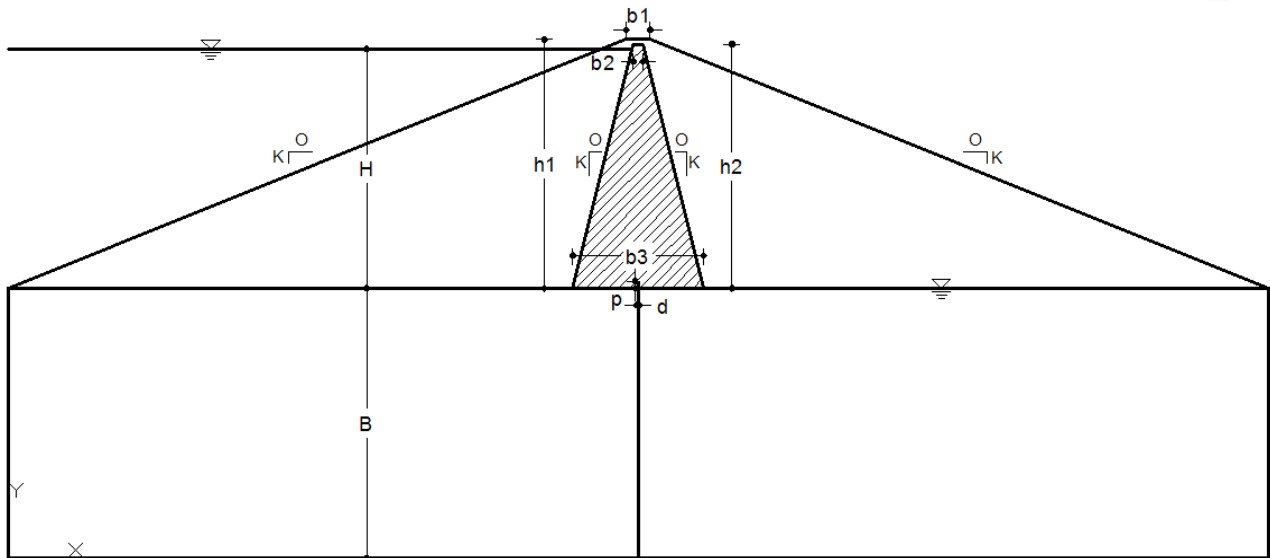
Το μήκος διείσδυσης του διαφραγματικού τοίχου ρ το οποίο και διερευνάται ορίζεται και αυτό σε συνάρτηση με το φορτίο νερού H και μάλιστα λαμβάνει τιμές μεταξύ $0 - 0.1 \cdot H$. Τονίζεται πως δεν εξετάζεται μεγαλύτερο μήκος εισχώρησης, καθώς αυτό θα είχε ως αποτέλεσμα την αντικατάσταση της λειτουργίας του πυρήνα με εκείνη του διαφραγματικού τοίχου. Ήδη η τιμή που αντιστοιχεί στο $0.1 \cdot H$ θα μπορούσε να θεωρηθεί μεγάλη.

Ακόμα, εξετάζεται και η επίδραση της διεύρυνσης της κεφαλής του διαφραγματικού τοίχου w , με διαστάσεις $2.0\% \cdot H$, $3.0\% \cdot H$ και $4.0\% \cdot H$, σε συνάρτηση με το μήκος εισχώρησης στην ανάπτυξη των υδραυλικών κλίσεων. Υπενθυμίζεται πως κατά την εκτέλεση των εργασιών είναι απαραίτητη η ανακατασκευή του άνω τμήματος του διαφραγματικού τοίχου για την εξασφάλιση της ποιότητάς του εξαιτίας του διαχωρισμού τσιμέντου - μπετονίτη.

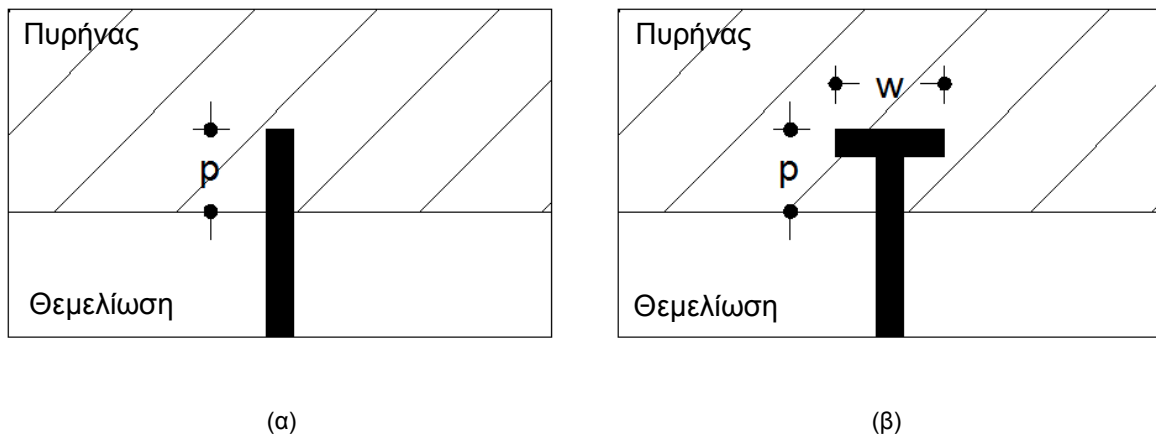
Ακολουθούν πινακοποιημένα τα παραπάνω στοιχεία της γεωμετρίας που επιλέχθηκαν για τις ανάγκες της προσομοίωσης (Πίνακας 10-1). Η γεωμετρία των μοντέλων φαίνεται και στα σχήματα που ακολουθούν (Σχήμα 10-1, Σχήμα 10-2).

Στοιχείο γεωμετρίας (Μονάδα μέτρησης)	Συμβολισμός	Ποσοστό επί του φορτίου νερού H
Φορτίο νερού (m)	H	1.00
Πάχος υδροφορέα (m)	B	1.13
Ύψος φράγματος (m)	h_1	1.04
Ύψος πυρήνα (m)	h_2	1.02
Πλάτος στέψης φράγματος (m)	b_1	0.10
Πλάτος στέψης πυρήνα (m)	b_2	0.04
Πλάτος θεμελίωσης πυρήνα για κάθε κλίση παρειών πυρήνα (1:3, 1:4, 1:5) (m)	b_3	0.448, 0.55, 0.72
Πάχος διαφραγματικού τοίχου (m)	d	0.01
Μήκος διαπλάτυνσης κεφαλής διαφραγματικού τοίχου (m)	w	0.02 - 0.04
Μήκος εισχώρησης διαφραγματικού τοίχου (m)	ρ	0.00 - 0.10

Πίνακας 10-1: Στοιχεία γεωμετρίας μοντέλου προσομοίωσης



Σχήμα 10-1: Γεωμετρία μοντέλου



Σχήμα 10-2: Περιοχή σύνδεσης διαφραγματικού τοίχου με πυρήνα φράγματος
 (α) χωρίς διαπλάτυνση κεφαλής, (β) με διαπλάτυνση κεφαλής

10.3 Ιδιότητες υλικών

Η επιλογή των υλικών και η διαζώνηση του γεωφράγματος έγινε με στόχο τη διερεύνηση των δυσμενέστερων συνθηκών ως προς την ανάπτυξη των υδραυλικών κλίσεων στην περιοχή σύνδεσης του διαφραγματικού τοίχου με τον πυρήνα.

Η διατομή του γεωφράγματος που επιλέχθηκε για τη μελέτη της διήθησης αποτελείται από δύο κύριες ζώνες, τον πυρήνα και τα κελύφη. Η θεμελίωση της κατασκευής έγινε πάνω σε αμμοχαλικώδεις αποθέσεις.

Για τη μελέτη της διήθησης απαραίτητος ήταν ο ορισμός της υδραυλικής αγωγιμότητας των υλικών της εκάστοτε ζώνης και του διαφράγματος (Σχήμα 10-3). Οι τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας που επιλέχθηκαν προσεγγίζουν τις τυπικές τιμές που παρατηρούνται στα υλικά της κάθε ζώνης των γεωφραγμάτων.

Τυπική τιμή υδραυλικής αγωγιμότητας του πυρήνα k_1 του φράγματος ήταν 10^{-8} m/sec.

Για τη ζώνη των κελυφών δεν ορίστηκε τιμή υδραυλικής αγωγιμότητας, καθιστώντας τα με τον τρόπο αυτό ανενεργά ως προς τη μελέτη της διήθησης. Με άλλα λόγια, η ροή νερού γίνεται ανεμπόδιστα και χωρίς απώλειες εντός των κελυφών αναγκάζοντας το διαθέσιμο φορτίο, που ορίζεται από τη στάθμη νερού ανάντη και κατόντη, να "καταναλωθεί" στη ζώνη του πυρήνα. Ακόμα, η πρακτικά άπειρη διαπερατότητα των κελυφών επιτρέπει την εμφάνιση της πρακτικά υδροστατικής κατανομής των πιέσεων νερού, κρατά τη στάθμη νερού ανάντη αμείωτη μέχρι την ανάντη παρειά του πυρήνα, ενώ κατόντη η φρεάτια γραμμή διατηρείται χαμηλά στο επίπεδο της θεμελίωσης.

Τα παραπάνω αιτιολογούν και τη διαζώνηση του φράγματος, δηλαδή την απουσία των ζωνών φίλτρων και στραγγιστηρίων.

Για τη ζώνη θεμελίωσης επιλέχθηκε τιμή υδραυλικής αγωγιμότητας που αντιστοιχεί σε καθαρό αμμοχάλικο ($k_2 = 10^{-3}$ m/sec) που σε συνδυασμό με την υδραυλική αγωγιμότητα του πυρήνα δημιουργούν τις δυσμενέστερες συνθήκες για την ανάπτυξη υψηλών υδραυλικών κλίσεων.

Τυπική τιμή υδραυλικής αγωγιμότητας του διαφράγματος ανάλογα τις μεθόδους κατασκευής του θεωρήθηκε ίση με 10^{-9} m/sec.

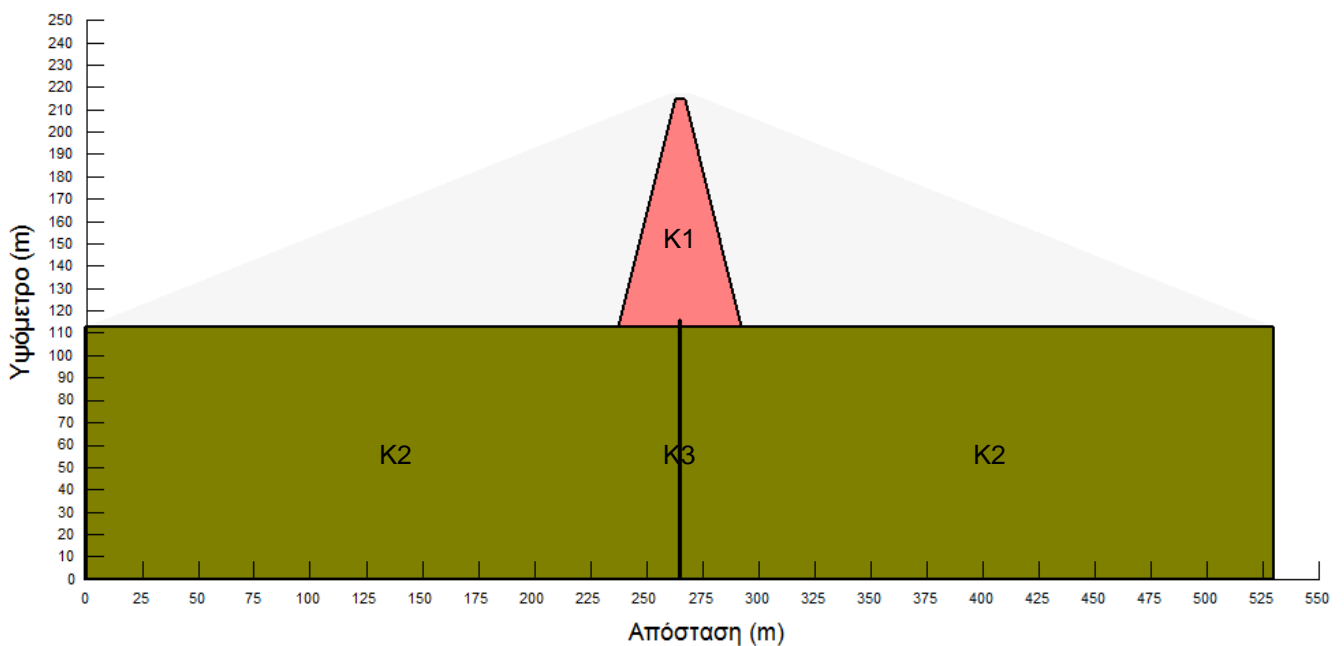
Οι παραπάνω τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας εφαρμόστηκαν σε πρώτο στάδιο για τη μελέτη των υδραυλικών κλίσεων σε σχέση με το μήκος εισχώρησης του διαφραγματικού τοίχου εντός του πυρήνα. Σε δεύτερο όμως στάδιο εξετάστηκε τόσο η επιρροή της απόλυτης τιμής των υδραυλικών αγωγιμοτήτων (k_1, k_2, k_3) όσο και της σχέσης μεταξύ τους (λόγος k_2/k_1) με τη μεταβολή του μήκους εισχώρησης του διαφράγματος.

Αναλυτικότερα, για τον διαφραγματικό τοίχο εφαρμόστηκαν δύο τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας $k_3 = 10^{-9}$ m/sec και 10^{-15} m/sec. Η πρώτη αντιστοιχεί σε συνήθεις τιμές ενώ η δεύτερη καθιστά το διάφραγμα πρακτικά αδιαπέρατο.

Η υδραυλική διαπερατότητα του πυρήνα και της θεμελίωσης διακυμάνθηκε μεταξύ 10^{-3} m/sec - 10^{-8} m/sec και εξετάστηκαν τιμές λόγου $k_2/k_1 = 1 - 10^5$.

Σημειώνεται πως οι παραπάνω τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας που χρησιμοποιήθηκαν για την υλοποίηση του μοντέλου αντιστοιχούν σε συνθήκες κορεσμού, παραδοχή που ισχύει για την περιοχή θεμελίωσης, διαφραγματικού τοίχου και σύνδεσης διαφράγματος με πυρήνα.

Ειδικότερα στη ζώνη του πυρήνα, όπου επικρατούν ακόρεστες/κορεσμένες συνθήκες ανάλογα τη θέση της φρεάτιας γραμμής, η τιμή της υδραυλικής αγωγιμότητας δεν είναι σταθερή και μάλιστα μεταβάλλεται ανάλογα το μέγεθος υποπίεσης (matric suction). Η απουσία πληροφορίας για την κοκκομετρική διαβάθμιση του υλικού του πυρήνα καθιστά αδύνατο τον προσδιορισμό της καμπύλης υδραυλικής αγωγιμότητας. Για την αντιμετώπιση του προβλήματος αυτού και τη δυνατότητα χρήσης υδραυλικής αγωγιμότητας που αντιστοιχεί σε συνθήκες κορεσμού ορίστηκε η φρεατία γραμμή μέσω τις μεθόδου Casagrande, όπως περιγράφεται και στην παράγραφο 5.5, η οποία και λήφθηκε υπόψη στον ορισμό των οριακών συνθηκών (Boundary Conditions).



Σχήμα 10-3: Υδραυλική αγωγιμότητα διαφράγματος και ζωνών γεωφράγματος

10.4 Ορισμός φρεάτιας γραμμής

Ο προσδιορισμός της φρεάτιας γραμμής είναι δυνατός με τη χρήση του λογισμικού GeoStudio 2007 και μάλιστα του SEEP/W όπου μελετά φαινόμενα διήθησης, όμως θα ήταν απαραίτητο να ληφθούν υπόψη τριχοειδή φαινόμενα που είναι άμεσα συνδεδεμένα με τις ιδιότητες και την βαθμό ομοιογένειας του εδάφους και κυρίως το μέγεθος και την κατανομή των στερεών κόκκων. Οι ιδιότητες των υλικών στις επιμέρους ζώνες του φράγματος δεν είναι γνωστές με κύρια την ιδιότητα της υδραυλικής αγωγιμότητας η οποία είναι απαραίτητη να οριστεί συναρτήσει της πίεσης πόρων για τα εδάφη που δεν βρίσκονται πάντα υπό συνθήκες κορεσμού, όπως συμβαίνει στη ζώνη του πυρήνα.

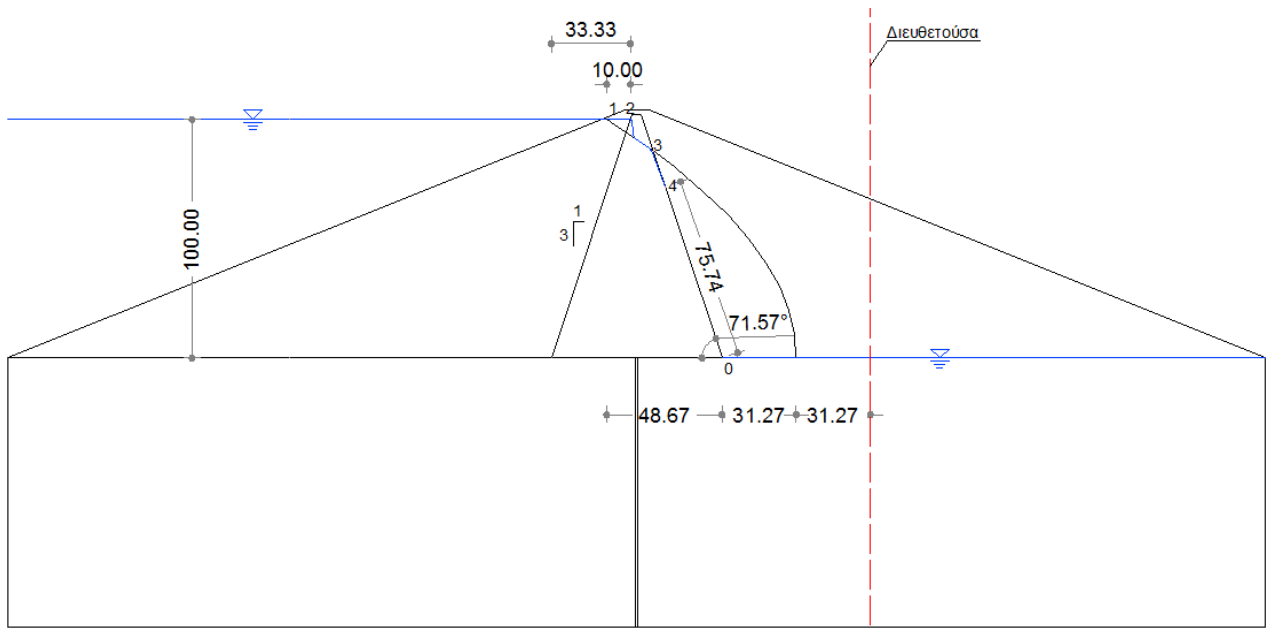
Η μελέτη της ροής σε μη κορεσμένα εδάφη ξεφεύγει από τα πλαίσια της συγκεκριμένης μεταπτυχιακής εργασίας, καθώς η περιοχή ενδιαφέροντος βρίσκεται πάντα σε συνθήκες κορεσμού (περιοχή σύνδεσης διαφραγματικού τοίχου με πυρήνα φράγματος). Έτσι, ο προσδιορισμός της φρεάτιας γραμμής έγινε με τη βοήθεια της μεθόδου που προτάθηκε από τον Casagrande.

Τονίζεται πως η μέθοδος Casagrande για τη μελέτη της διήθησης έχει εφαρμογή σε ομοιογενή γεωφράγματα και όχι διαζωνισμένα και υπενθυμίζεται πως τα κελύφη δεν συμμετέχουν στη μελέτη της διήθησης. Έτσι, η γραφική μέθοδος προσδιορισμού της φρεάτιας γραμμής εφαρμόστηκε στον πυρήνα.

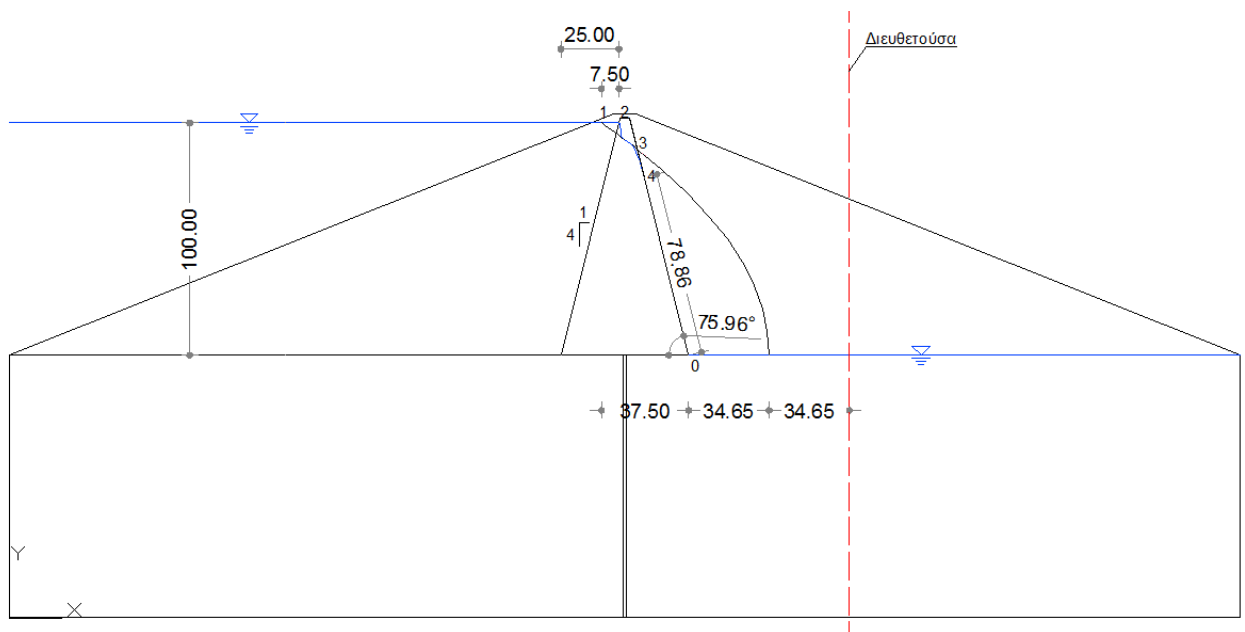
Στον πίνακα που ακολουθεί (Πίνακας 10-2) φαίνονται τα στοιχεία προσδιορισμού της φρεάτιας γραμμής ανάλογα την κλίση παρειών του πυρήνα, ενώ στα σχήματα που ακολουθούν (Σχήμα 10-4, Σχήμα 10-5, Σχήμα 10-6) φαίνεται η χάραξη της κανονικής παραβολής και της τελικής φρεάτιας γραμμής έπειτα τις διορθώσεις.

Κλίση παρειών πυρήνα (Ο:Κ)	H (m)	Δ (m)	0.3Δ (m)	d (m)	p	β (°)	β (rad)	L (m)
1:3	100	33.33	10.00	48.67	31.27	71.57	1.2491	75.74
1:4	100	25.00	7.50	37.50	34.65	75.96	1.3258	78.86
1:5	100	20.00	6.00	30.80	36.92	78.69	1.3734	81.21

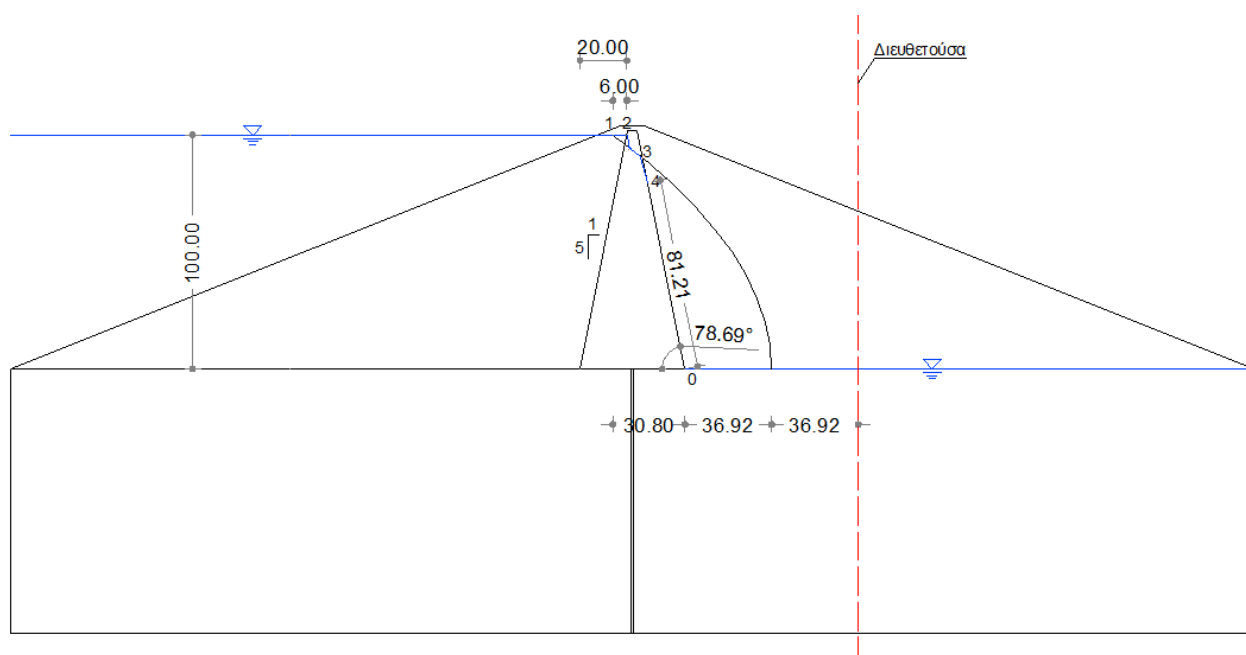
Πίνακας 10-2: Υπολογισμός φρεάτιας γραμμής με τη μέθοδο Casagrande



Σχήμα 10-4: Φρεάτια γραμμή για κλίση παρειών πυρήνα 1 : 3 (Ο : Κ)



Σχήμα 10-5: Φρεάτια γραμμή για κλίση παρειών πυρήνα 1 : 4 (Ο : Κ)



Σχήμα 10-6: Φρέατια γραμμή για κλίση παρειών πυρήνα 1 : 5 (Ο : Κ)

10.5 Οριακές συνθήκες

Για τη μελέτη της διήθησης μέσα από γεώφραγμα είναι απαραίτητος αρχικά ο προσδιορισμός των οριακών συνθηκών και έπειτα η χάραξη του δικτύου ροής. Στο υπό μελέτη πρόβλημα ορίστηκαν οι ακόλουθες οριακές συνθήκες (Σχήμα 10-7) που ήταν απαραίτητες για τη λειτουργία του λογισμικού SEEP/W:

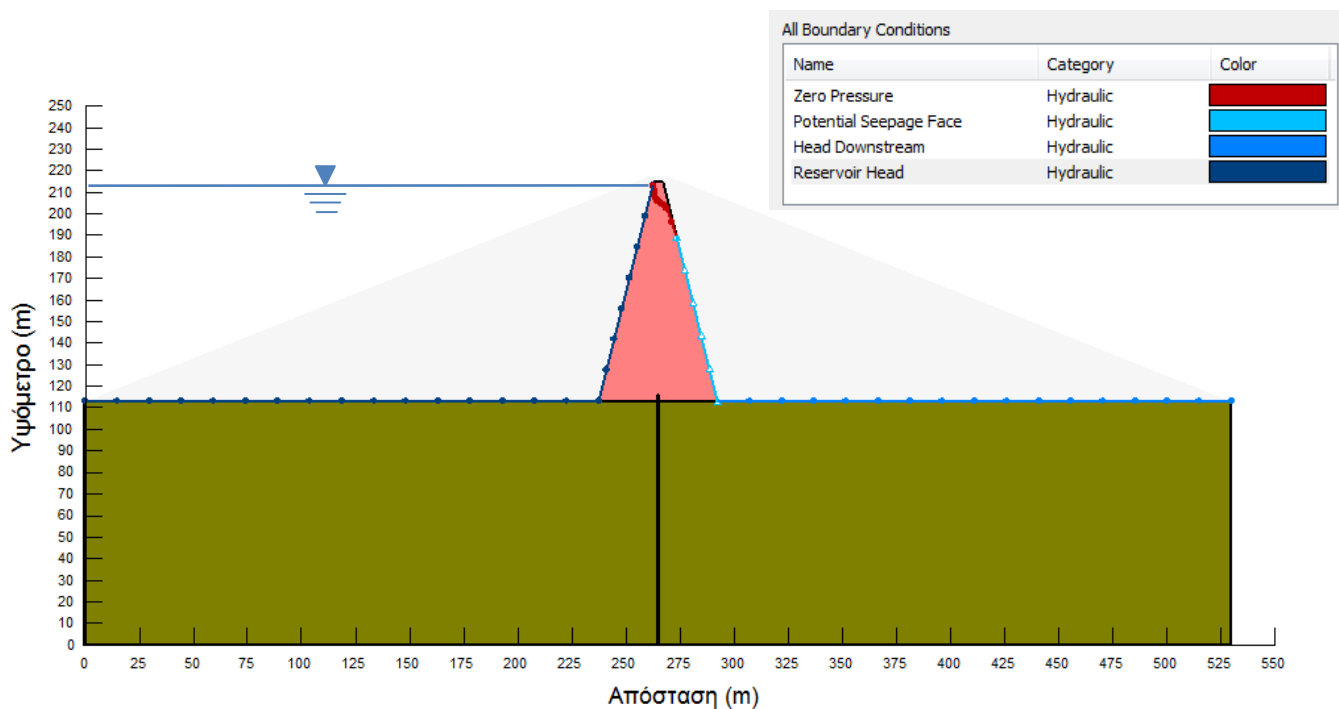
- Όρια δεδομένου ολικού φορτίου
- Ελεύθερη επιφάνεια ή γραμμή διήθησης
- Επιφάνεια διήθησης

Αναλυτικότερα, στην ανάντη παρειά του πυρήνα (υπενθυμίζεται ότι τα κελύφη δεν συμμετέχουν) και στη διεπιφάνεια του ταμιευτήρα με τον υδροφορέα εφαρμόστηκε συνθήκη σταθερού ολικού φορτίου (Head boundary conditions) όπου $H_1 = H + B = 2.13 \cdot H$. Αντίστοιχη συνθήκη εφαρμόστηκε και στα κατάντη, στην επιφάνεια θεμελίωσης όπου $H_2 = B = 1.13 \cdot H$.

Στην ελεύθερη η επιφάνεια, η οποία προσδιορίστηκε μέσω της μεθόδου Casagrande, εφαρμόστηκε συνθήκη σταθερής πίεσης (Constant pressure condition) ίση με μηδέν.

Η κατάντη παρειά του πυρήνα, από το σημείο επαφής με τη φρεάτια γραμμή έως τη θεμελίωση, ορίστηκε ως επιφάνεια διήθησης (Potential seepage face).

Ως όρια μηδενικής εισροής ή εκροής χαρακτηρίζονται τα όρια του υδροφορέα, ανάντη, κατάντη και στη βάση των υλικών θεμελίωσης. Ο ορισμός τους σαν οριακή συνθήκη δεν είναι απαραίτητος καθώς λαμβάνεται αυτόματα από το λογισμικό.



Σχήμα 10-7: Ορισμός οριακών συνθηκών

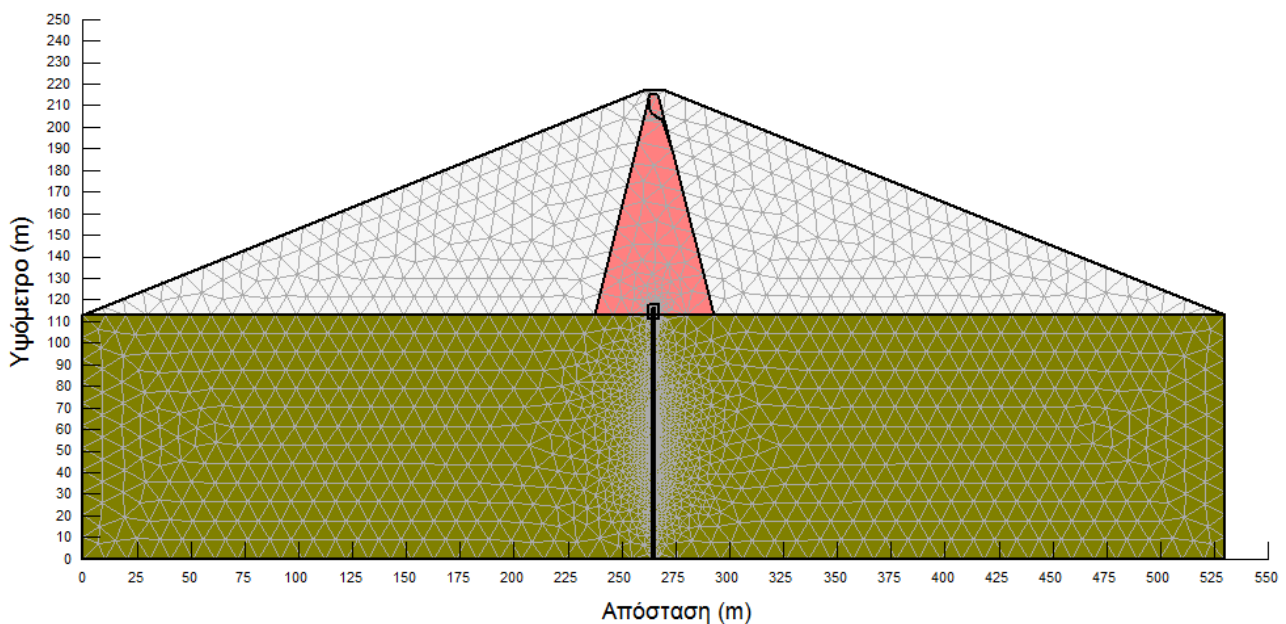
10.6 Ιδιότητες πεπερασμένων στοιχείων

Η ανάλυση του προβλήματος έγινε με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Έπειτα τον ορισμό των γεωμετρικών στοιχείων ακολούθησε ο ορισμός των ιδιοτήτων των πεπερασμένων στοιχείων.

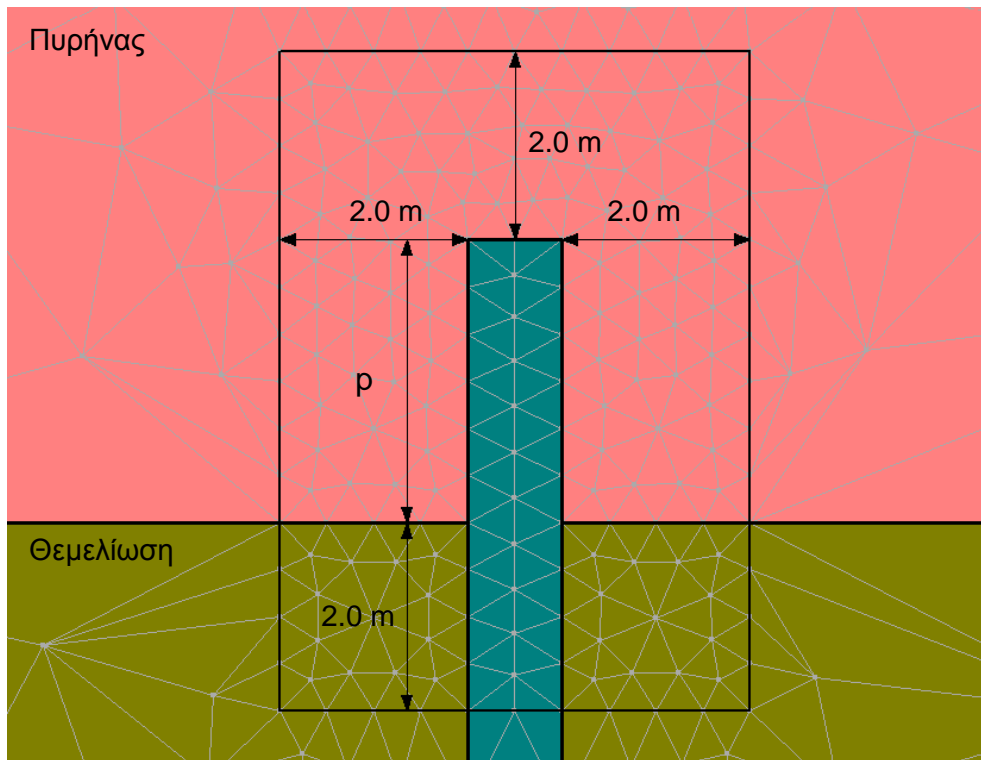
Η δημιουργία του πλέγματος έγινε αυτόματα από το λογισμικό. Επιλέχθηκε η δημιουργία πλέγματος χωρίς δομή (unstructured mesh) αποτελούμενο μόνο από τριγωνικά στοιχεία, καθώς με αυτόν τον τρόπο προσεγγίζονται καλύτερα γεωμετρίες οποιασδήποτε μορφής. Ακόμα, τα τριγωνικά στοιχεία κατά την προσομοίωση δεν γίνεται να παραμορφωθούν χωρίς να μεταβληθεί το μήκος των πλευρών τους σε αναλύσεις τάσεων-παραμορφώσεων, κάτι που δεν ισχύει σε πεπερασμένα στοιχεία αποτελούμενα από τετράγωνα. Διεξοδικότερη μελέτη ως προς τη δημιουργία του πλέγματος και τη γεωμετρία των πεπερασμένων στοιχείων δεν αποτελεί αντικείμενο της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας.

Το μέγεθος των πεπερασμένων στοιχείων επιλέχθηκε ίσο με 10.0 m (Aprox. Global Element Size) όμως ιδιαίτερα για την περιοχή ενδιαφέροντός μας έγινε πύκνωση των στοιχείων. Συγκεκριμένα, η περιοχή του διαφραγματικού τοίχου απαρτίζεται από πεπερασμένα στοιχεία με μέγεθος 1.0 m, ενώ στην περιοχή θεμελίωσης και εισχώρησης του διαφραγματικού τοίχου, σε μία ζώνη 2.0 m εκατέρωθεν του διαφράγματος, τα τριγωνικά στοιχεία είναι 0.5 m (Σχήμα 10-8, Σχήμα 10-9, Σχήμα 10-10). Για τον έλεγχο ακρίβειας υπολογισμού του ολικού φορτίου και της υδραυλικής κλίσης στη διεπιφάνεια του διαφράγματος με τον πυρήνα έγινε και περαιτέρω πύκνωση των στοιχείων (μέγεθος 0.10 m).

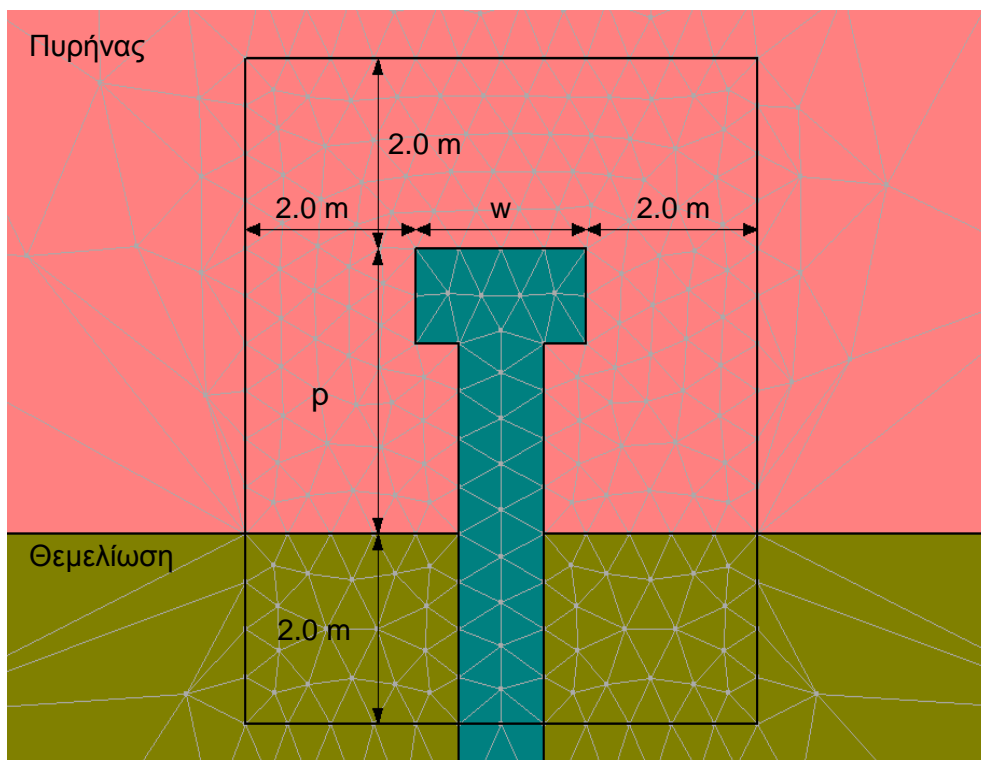
Για τις ανάγκες προσομοίωσης διερευνήθηκε και η περίπτωση περαιτέρω πύκνωσης των στοιχείων από 10.0 m σε 5.0 m. Η παραπάνω τιμή δεν εφαρμόστηκε καθώς αύξανε τον υπολογιστικό χρόνο χωρίς να συνεισφέρει στην ακρίβεια υπολογισμού των αποτελεσμάτων.



Σχήμα 10-8: Ανάλυση του μοντέλου με πεπερασμένα στοιχεία



Σχήμα 10-9: Πύκνωση πεπερασμένων στοιχείων (0.50 m) στην περιοχή εισχώρησης του διαφραγματικού τοίχου εντός του πυρήνα γεωφράγματος



Σχήμα 10-10: Πύκνωση πεπερασμένων στοιχείων (0.50 m) στην περιοχή εισχώρησης του διαφραγματικού τοίχου εντός του πυρήνα γεωφράγματος (με διαπλάτυνση κεφαλής)

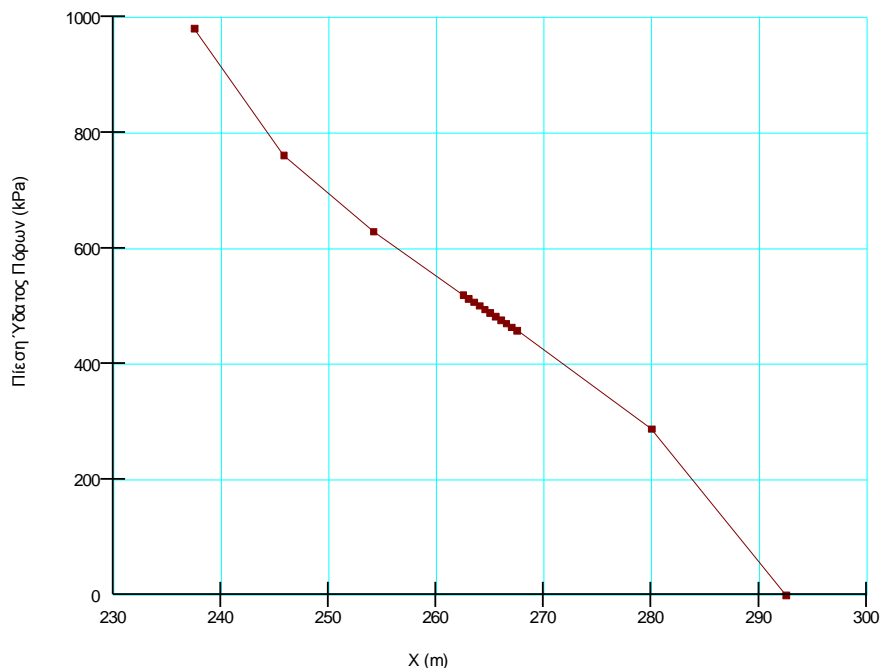
11 Ανάλυση αποτελεσμάτων διήθησης

11.1 Εισαγωγή

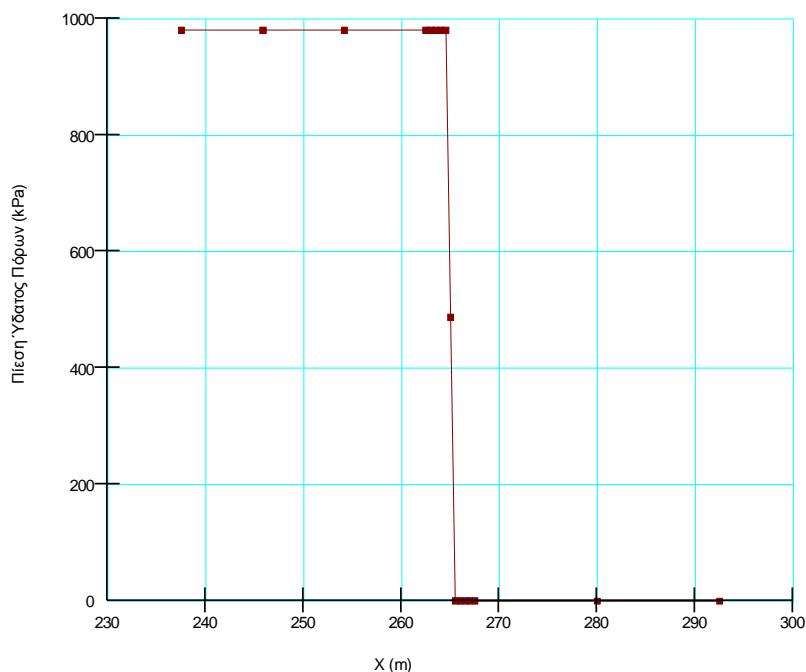
Ένας από τους κύριους λόγους κατασκευής διαφράγματος στη θεμελίωση των γεωφραγμάτων, όπως έχει ήδη διατυπωθεί, είναι ο έλεγχος των αναπτυσσόμενων πιέσεων στη θεμελίωση της κατασκευής. Για τη δυσμενέστερη περίπτωση ως προς τις αναπτυσσόμενες υδραυλικές κλίσεις ($k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-9}$ m/sec) ελέγχθηκαν οι πιέσεις ύδατος πόρων στη θεμελίωση του πυρήνα με και χωρίς την κατασκευή διαφράγματος (Σχήμα 11-1 και Σχήμα 11-2).

Παρατηρώντας τα σχήματα διακρίνουμε πως χωρίς την κατασκευή διαφράγματος οι αναπτυσσόμενες πιέσεις προσεγγίζουν ικανοποιητικά τις υδροστατικές (λόγω μεγάλης υδραυλικής αγωγιμότητας της θεμελίωσης) και μειώνονται "σχεδόν" γραμμικά καθώς κινούμαστε προς τα κατάντη. Αντίθετα, με την κατασκευή διαφράγματος κεντρικά του πυρήνα ($X = 265.00$ m), παρατηρούμε μία κατακόρυφη πτώση των πιέσεων στη θέση της κατασκευής του στεγανού στοιχείου όπου πρακτικά και μηδενίζονται. Ανάντη και κατάντη του στεγανού στοιχείου η μεταβολή των πιέσεων είναι μικρή και μάλιστα γραμμική. Συμπεραίνουμε λοιπόν την αναγκαιότητα της κατασκευής διαφράγματος στη θεμελίωση των γεωφραγμάτων.

Ως προς τις αναπτυσσόμενες υδραυλικές κλίσεις, χωρίς την παρεμβολή του διαφραγματικού τοίχου, οι τιμές που εμφανίζονται στη θεμελίωση του πυρήνα είναι μικρότερες του 2 ενώ με την κατασκευή του διαφράγματος, για μηδενικό μήκος εισχώρησης και χωρίς διαπλάτυνση κεφαλής, είναι 100. Η ανάγκη λοιπόν για εισχώρηση διαφραγματικού τοίχου εντός του πυρήνα εμφανίζεται επιτακτική.



Σχήμα 11-1: Μεταβολή πίεσης ύδατος πόρων στη θεμελίωση του πυρήνα χωρίς την κατασκευή διαφράγματος



Σχήμα 11-2: Μεταβολή πίεσης ύδατος πόρων στη θεμελίωση του πυρήνα με την κατασκευή διαφράγματος

Η διερεύνηση της σύνδεσης του διαφραγματικού τοίχου με πυρήνα φράγματος είχε ως στόχο τη μελέτη των υδραυλικών κλίσεων που αναπτύσσονται στη διεπιφάνεια του διαφράγματος με τον πυρήνα. Απαραίτητη ήταν η χάραξη των δικτύων ροής η οποία έγινε με τη βοήθεια των πεπερασμένων στοιχείων και τη χρήση του προγράμματος GeoStudio 2007 (SEEP/W).

Για τη διεξαγωγή συμπερασμάτων, έπειτα τη δημιουργία των δικτύων ροής, υπολογίστηκε η Μέση Υδραυλική Κλίση (Average Gradient) η οποία αναπτύχθηκε σε κάθε περίπτωση στην κεφαλή του διαφραγματικού τοίχου. Η τιμή της προσδιορίστηκε ως ο λόγος του φορτίου νερού που "καταναλώθηκε" στην κεφαλή του διαφράγματος προς το πλάτος κεφαλής του. Διευκρινίζεται ότι στην άνω παρειά του διαφράγματος όπου αναπτύσσονται οι μεγαλύτερες υδραυλικές κλίσεις (πυκνότερες ισοδυναμικές) η διεύθυνση ροής είναι οριζόντια, συνεπώς ενδιαφέρει η υδραυλική κλίση κατά τον άξονα x. Ακόμα, προσδιορίστηκαν και σημειακά οι τιμές της υδραυλικής κλίσης μέσω της εντολής του προγράμματος View Result Information στην άνω παρειά του διαφράγματος τόσο σε σημεία χαρακτηριστικά της περιοχής ενδιαφέροντος, όσο και σε υποπεριοχές των τριγωνικών πεπερασμένων στοιχείων στη διεπιφάνεια πυρήνα - διαφράγματος. Η τελική διεξαγωγή συμπερασμάτων όμως βασίστηκε μόνο στις μέσες υδραυλικές κλίσεις.

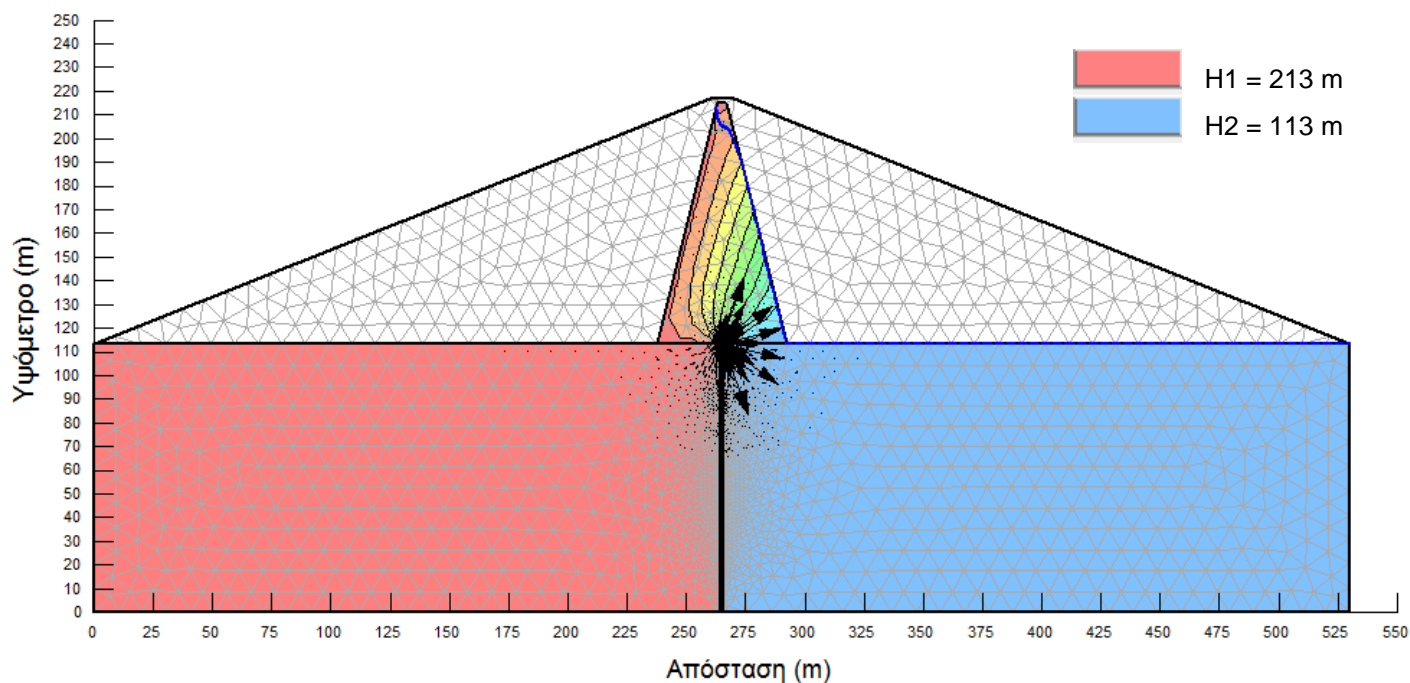
Σημειώνεται πως δεν ήταν δυνατό να συμπεριληφθεί όλο το πλήθος των πινάκων, των γραφημάτων και των δικτύων ροής που προέκυψαν από όλες τις αναλύσεις εξαιτίας του μεγάλου όγκου τους, συνεπώς ενσωματώθηκαν εκείνα τα οποία ήταν απαραίτητα για την κατανόηση του προβλήματος και τη διεξαγωγή συμπερασμάτων. Ιδιαίτερα για τα δίκτυα ροής που θα ακολουθήσουν η ισοδιάσταση των ισοδυναμικών είναι πάντα ίση με 10.

11.2 Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος πρακτικά "μηδενικής" υδραυλικής αγωγιμότητας

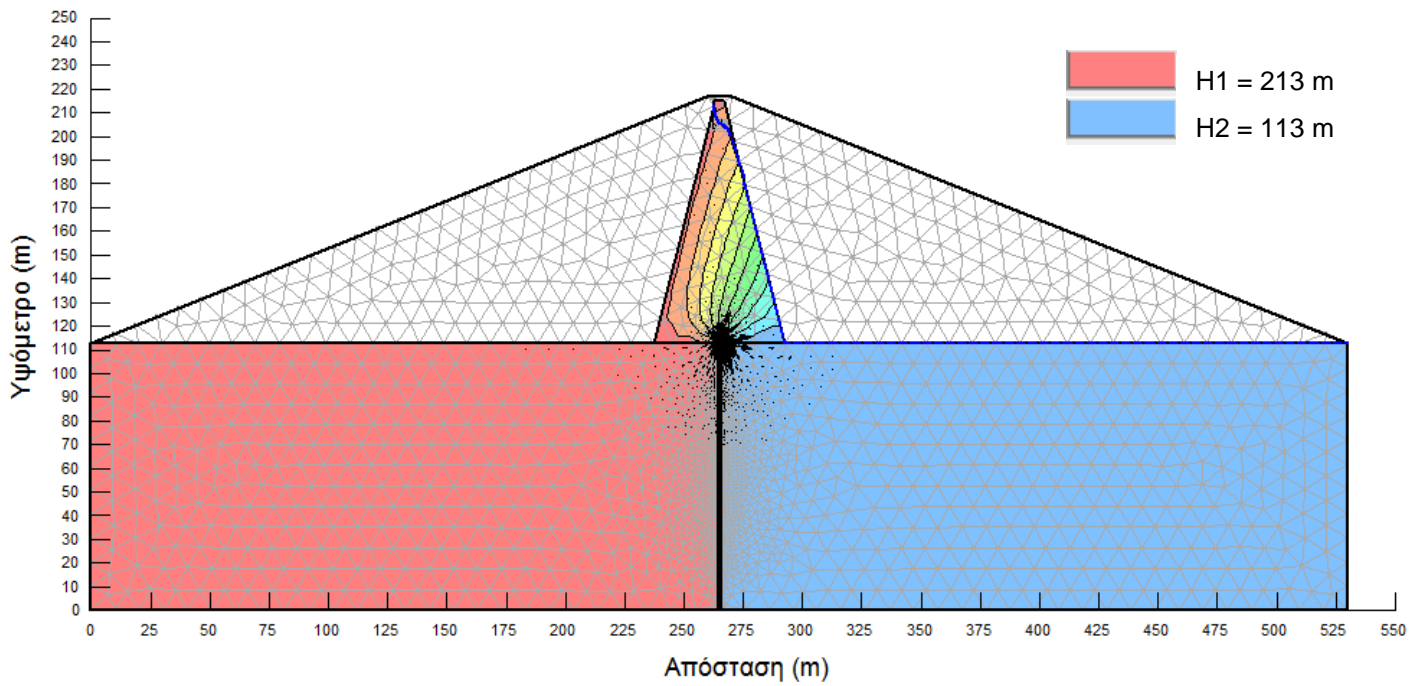
Πρώτο βήμα για τη διερεύνηση της σύνδεσης του διαφραγματικού τοίχου με πυρήνα φράγματος ήταν η μελέτη της μεταβολής του δικτύου ροής και των υδραυλικών κλίσεων με την εισχώρηση διαφράγματος πρακτικά "μηδενικής" υδραυλικής αγωγιμότητας. Για τις ανάγκες προσομοίωσης επιλέχθηκε αρχικά η εξαιρετικά μικρή τιμή $k_3 = 10^{-15}$ m/sec, καθώς η τιμή 0 m/sec δεν ήταν αποδεκτή από το πρόγραμμα SEEP/W, ούτως ώστε να διερευνηθεί η περίπτωση μηδενικής διήθησης διαμέσου του διαφράγματος.

Με στόχο την προσομοίωση των δυσμενέστερων συνθηκών ως προς την ανάπτυξη των υδραυλικών κλίσεων επιλέχθηκε υλικό θεμελίωσης με τιμή υδραυλικής αγωγιμότητας $k_2 = 10^{-3}$ m/sec, τιμή που αντιστοιχεί σε καθαρό αμμοχάλικο. Η τιμή υδραυλικής αγωγιμότητας του πυρήνα λήφθηκε ίση με $k_1 = 10^{-8}$ m/sec, χαρακτηριστική της ζώνης υλικού χαμηλής διαπερατότητας με υψηλό ποσοστό λεπτόκοκκου κλάσματος. Αναλυτικά οι ιδιότητες των υλικών περιγράφηκαν στο Κεφάλαιο 10.3.

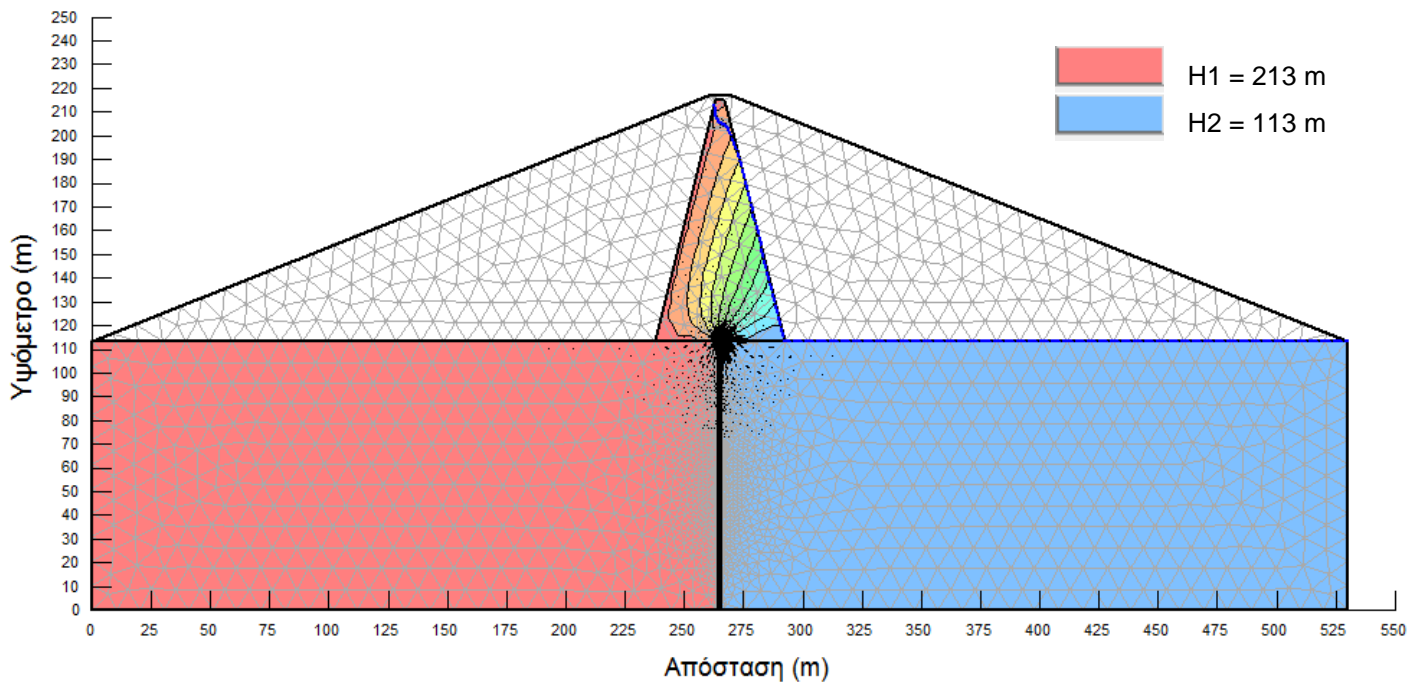
Ακολουθούν σχήματα με το αναπτυσσόμενο δίκτυο ροής για μήκος εισχώρησης διαφραγματικού τοίχου $p = (0.00 - 0.10) \cdot H$ (Σχήμα 11-3 έως Σχήμα 11-11).



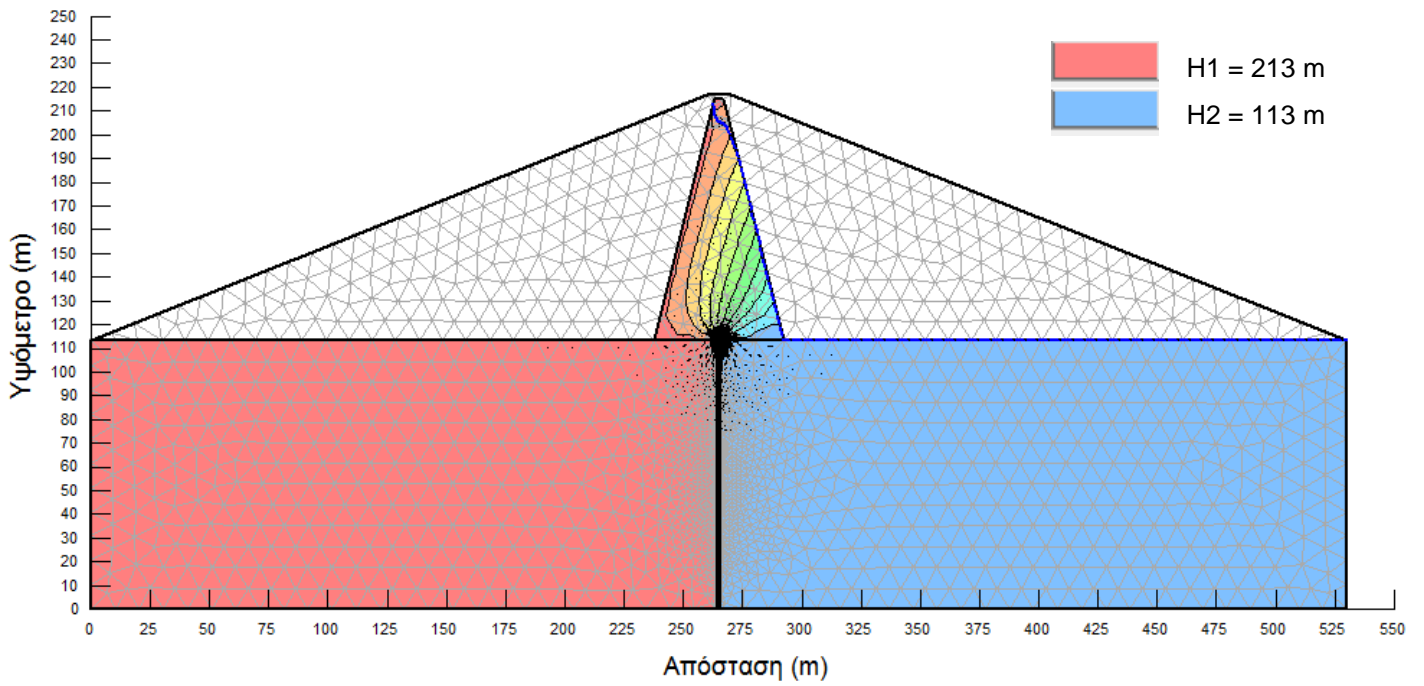
Σχήμα 11-3: Δίκτυο ροής για μήκος εισχώρησης διαφραγματικού τοίχου εντός του πυρήνα, $p = 0.00 \cdot H$
 $(k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec)



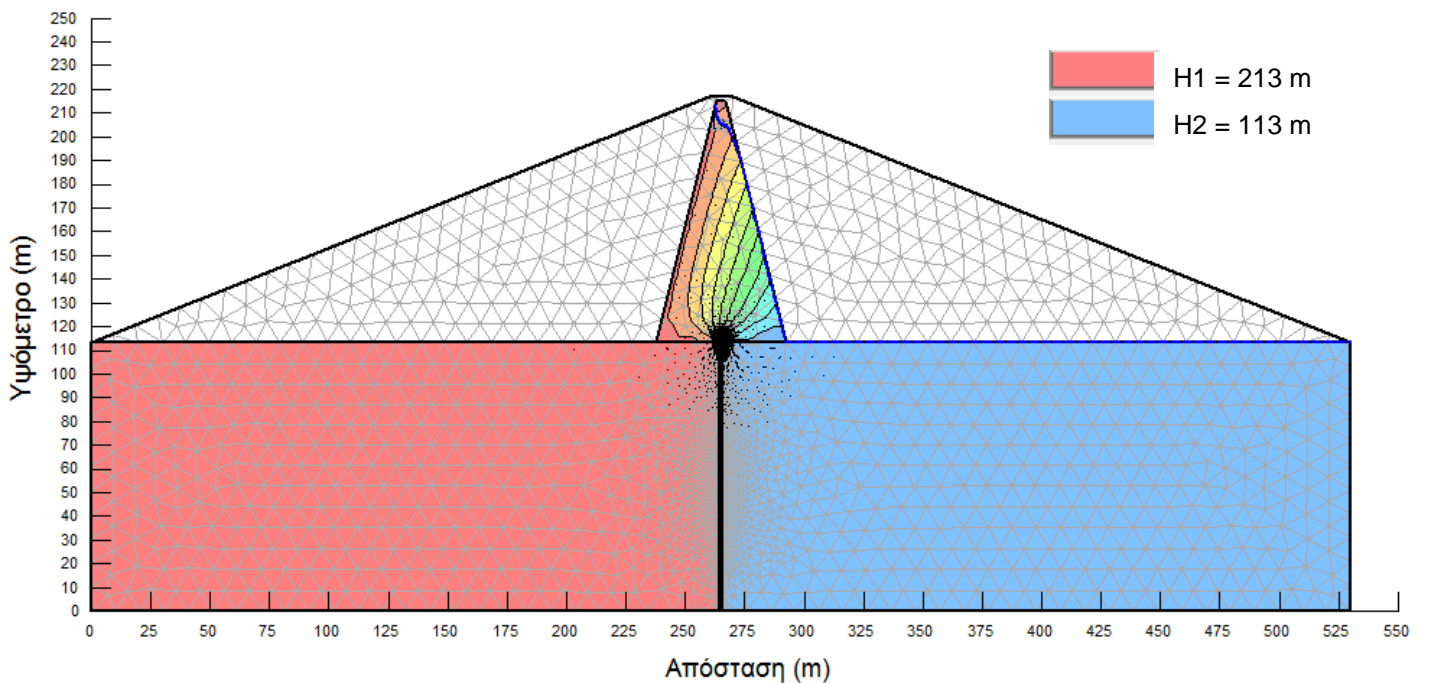
Σχήμα 11-4: Δίκτυο ροής για μήκος εισχώρησης διαφραγματικού τοίχου εντός του πυρήνα, $\rho = 0.005 \cdot H$
($k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec)



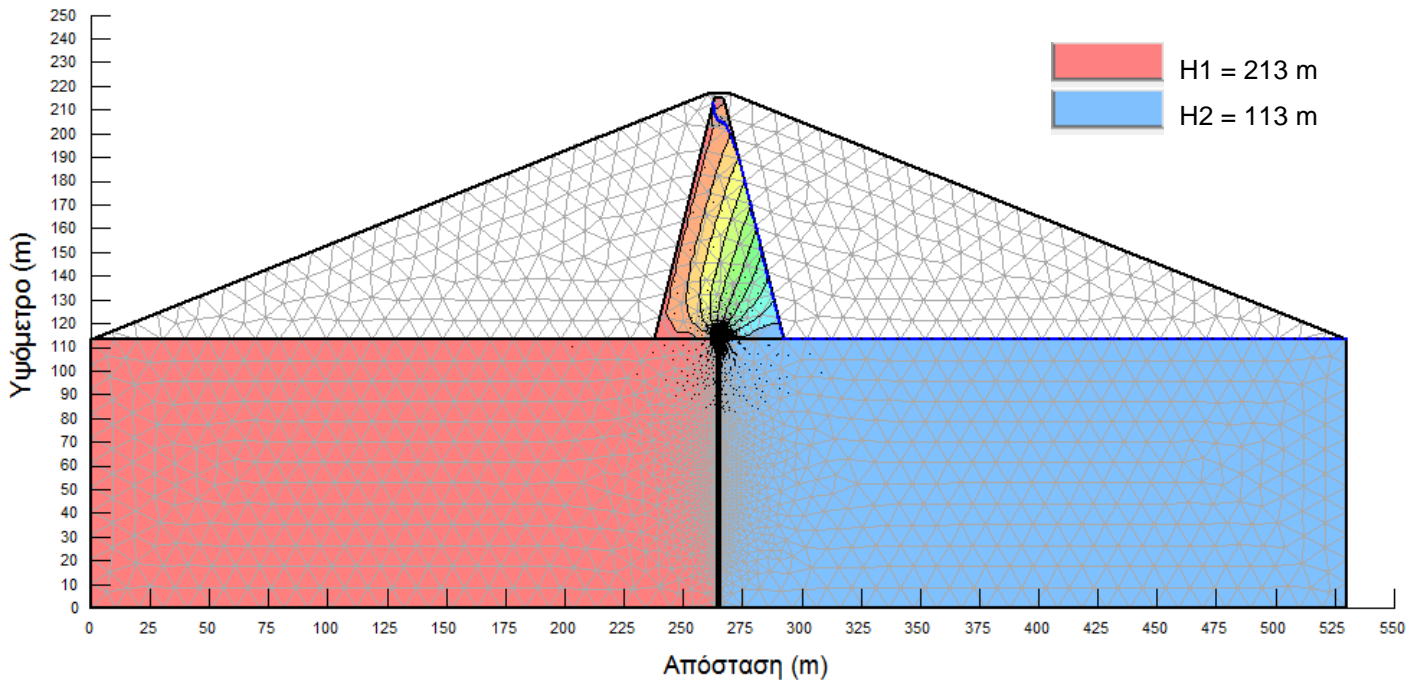
Σχήμα 11-5: Δίκτυο ροής για μήκος εισχώρησης διαφραγματικού τοίχου εντός του πυρήνα, $\rho = 0.01 \cdot H$
($k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec)



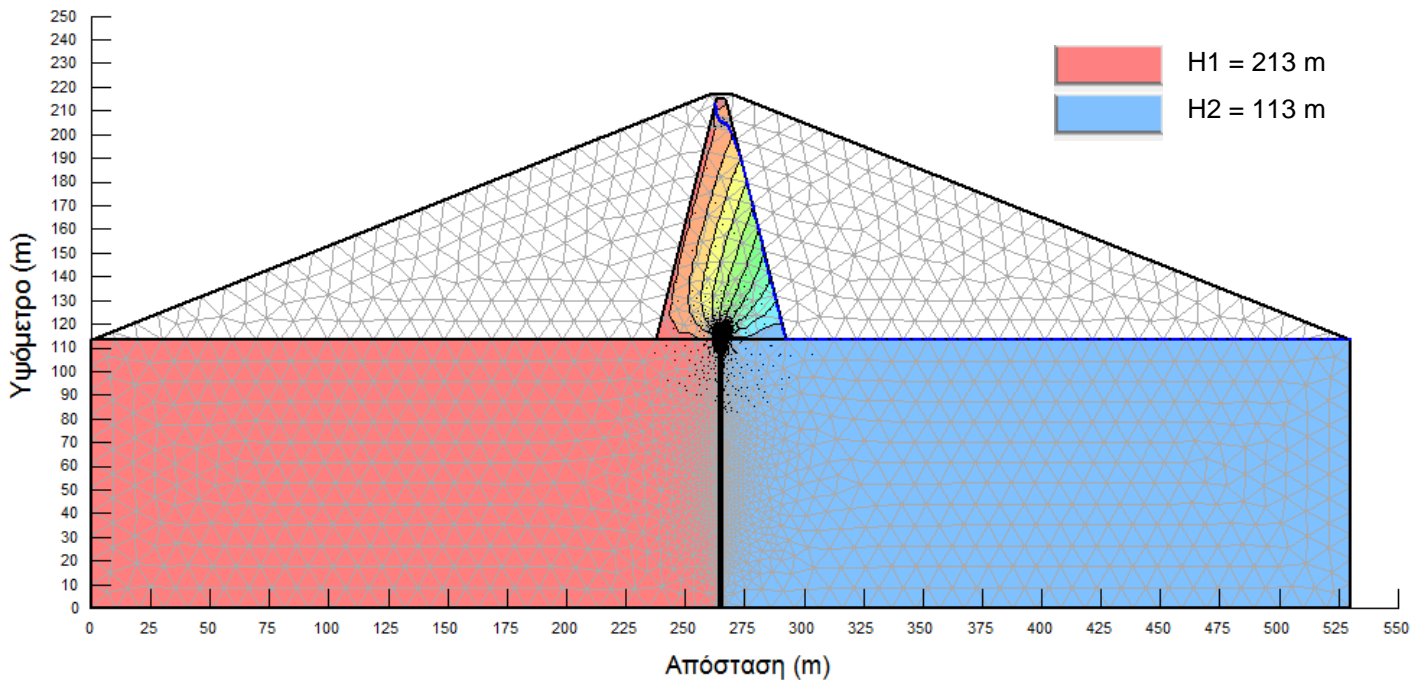
Σχήμα 11-6: Δίκτυο ροής για μήκος εισχώρησης διαφραγματικού τοίχου εντός του πυρήνα, $p = 0.015 \cdot H$
 $(k_1=10^{-8} \text{ m/sec}, k_2=10^{-3} \text{ m/sec}, k_3=10^{-15} \text{ m/sec})$



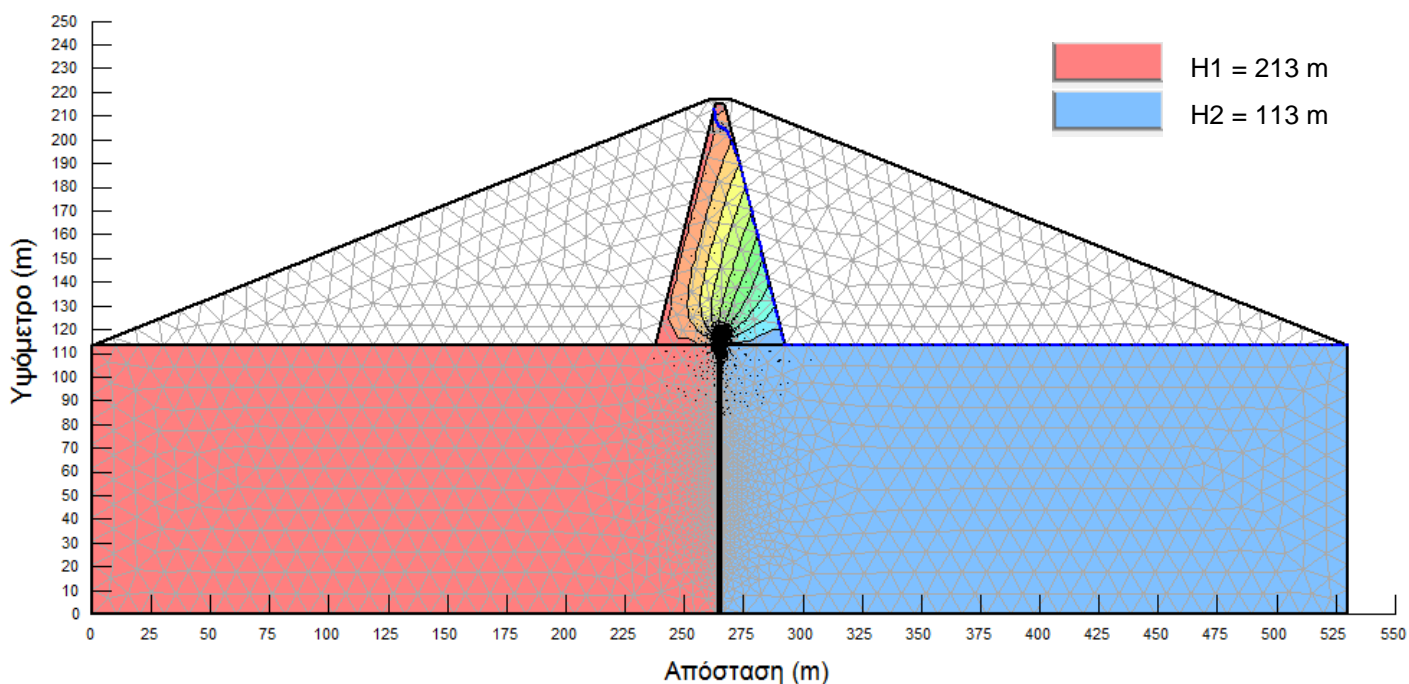
Σχήμα 11-7: Δίκτυο ροής για μήκος εισχώρησης διαφραγματικού τοίχου εντός του πυρήνα, $p = 0.02 \cdot H$
 $(k_1=10^{-8} \text{ m/sec}, k_2=10^{-3} \text{ m/sec}, k_3=10^{-15} \text{ m/sec})$



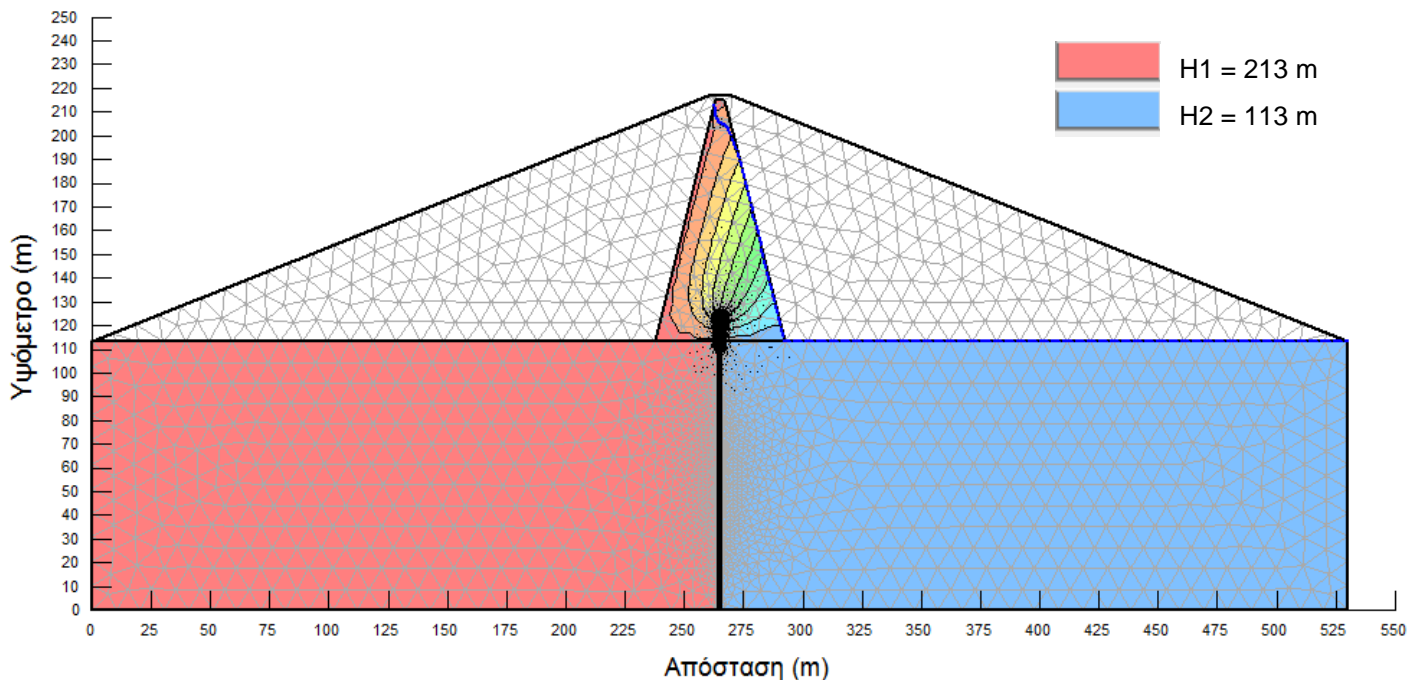
Σχήμα 11-8: Δίκτυο ροής για μήκος εισχώρησης διαφραγματικού τοίχου εντός του πυρήνα, $\rho = 0.03 \cdot H$
($k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec)



Σχήμα 11-9: Δίκτυο ροής για μήκος εισχώρησης διαφραγματικού τοίχου εντός του πυρήνα, $\rho = 0.04 \cdot H$
($k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec)



Σχήμα 11-10: Δίκτυο ροής για μήκος εισχώρησης διαφραγματικού τοίχου εντός του πυρήνα, $\rho = 0.05 \cdot H$
 $(k_1=10^{-8} \text{ m/sec}, k_2=10^{-3} \text{ m/sec}, k_3=10^{-15} \text{ m/sec})$



Σχήμα 11-11: Δίκτυο ροής για μήκος εισχώρησης διαφραγματικού τοίχου εντός του πυρήνα, $\rho = 0.10 \cdot H$
 $(k_1=10^{-8} \text{ m/sec}, k_2=10^{-3} \text{ m/sec}, k_3=10^{-15} \text{ m/sec})$

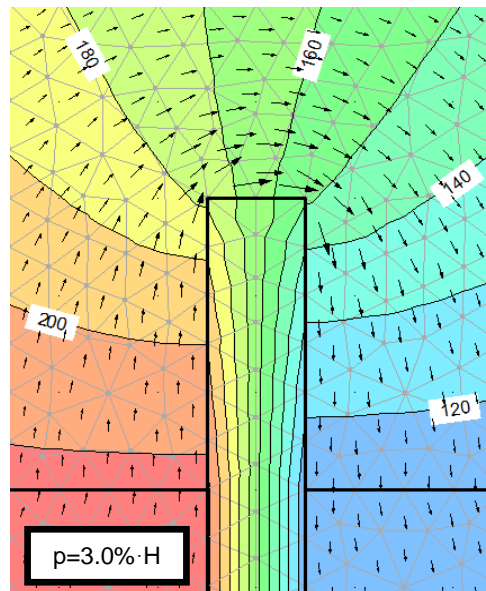
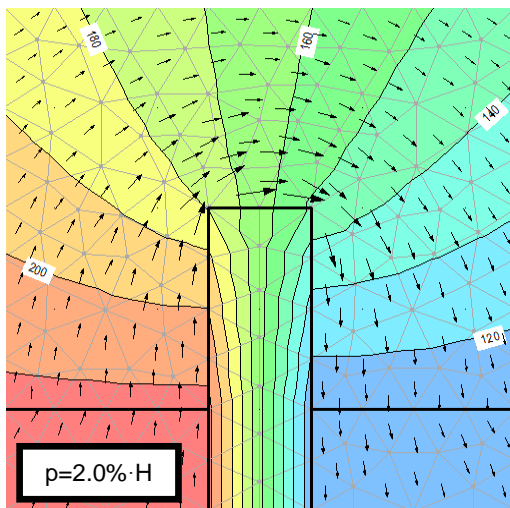
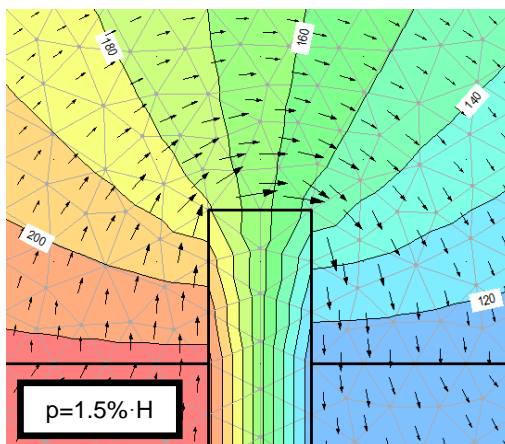
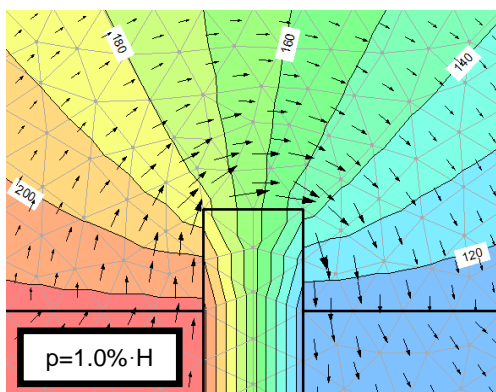
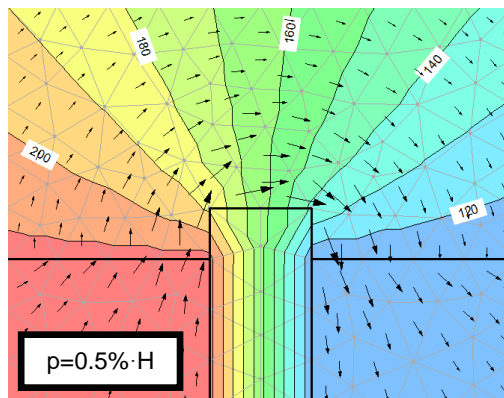
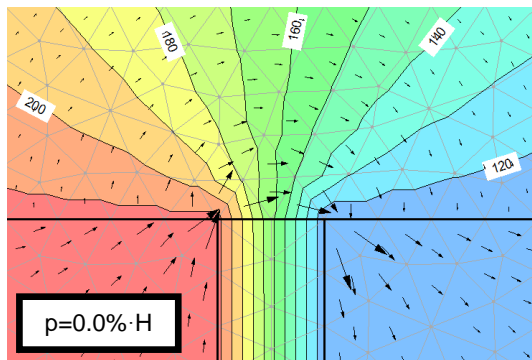
Από τα παραπάνω γραφήματα είναι ευδιάκριτο το αναπτυσσόμενο δίκτυο ροής και μάλιστα η κατανομή των ισοδυναμικών γραμμών. Όπως ήταν αναμενόμενο, όλη η πτώση του φορτίου γίνεται στη ζώνη του πυρήνα και μάλιστα στην περιοχή του διαφράγματος όπου παρατηρείται πύκνωση των ισοδυναμικών γραμμών. Ανάντη του διαφράγματος δεν παρατηρείται καμία πτώση στο φορτίο ($H_1 = 2.13 \cdot H$), σε αντίθεση με την περιοχή κατάντη όπου το σύνολο του φορτίου $H = 100$ m έχει "καταναλωθεί" ($H_2 = 1.13 \cdot H$).

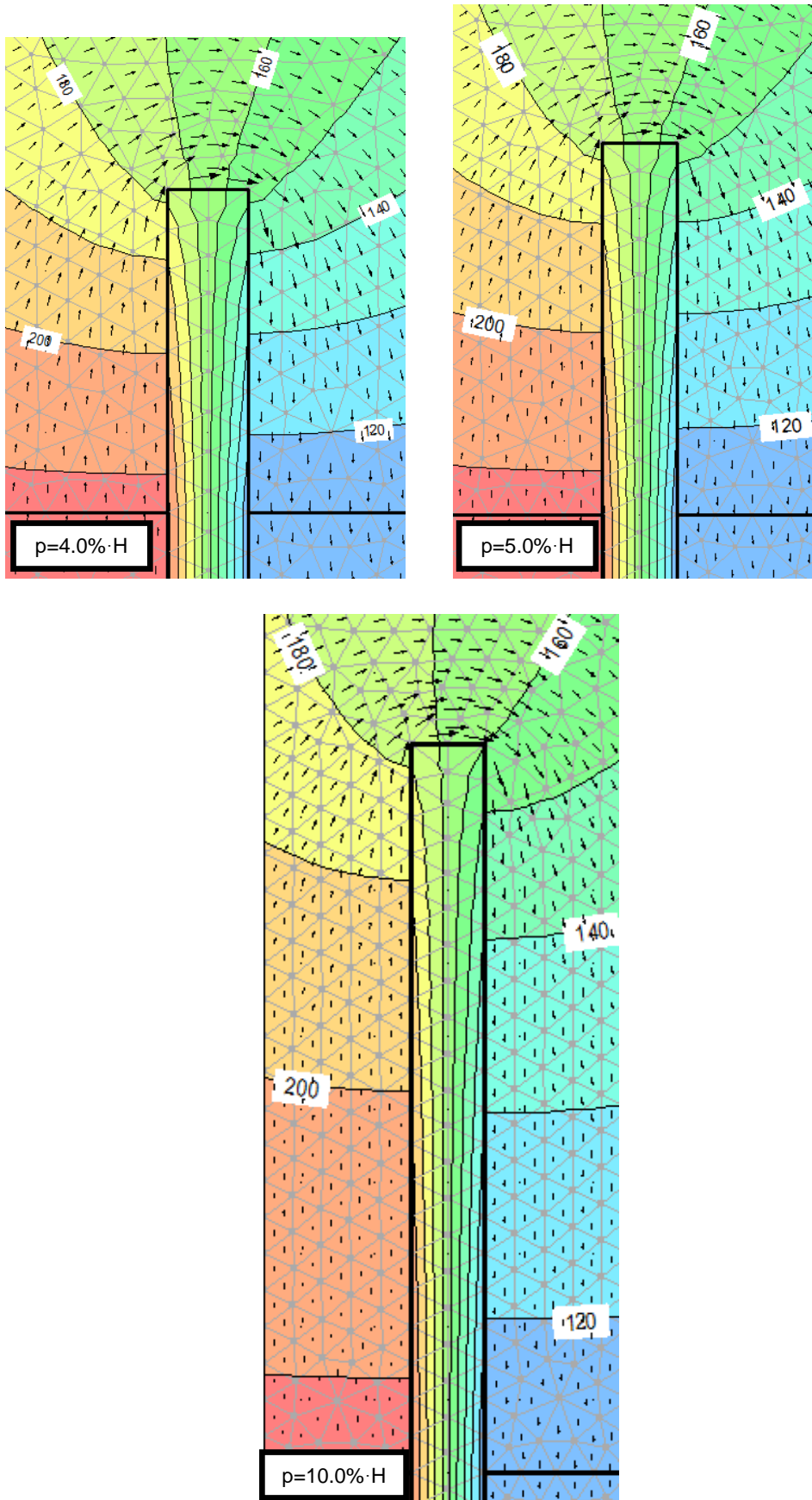
Η χαμηλή υδραυλική αγωγιμότητα στις παραπάνω ζώνες "εμποδίζει" τη ροή με αποτέλεσμα την απότομη πτώση του υδραυλικού φορτίου και την ανάπτυξη μεγάλων υδραυλικών κλίσεων στον πυρήνα και το διάφραγμα.

Ακόμα, από το μέγεθος των διανυσμάτων ροής παρατηρείται ότι με την αύξηση του μήκους εισχώρησης του διαφραγματικού τοίχου, το μέγεθος των αναπτυσσόμενων ταχυτήτων μικραίνει με δυσμενέστερη συνεπώς την περίπτωση μηδενικής εισχώρησης, ιδιαίτερα στην περιοχή της κεφαλής του διαφράγματος. Τα παραπάνω προέκυψαν με βάση τις αναπτυσσόμενες ταχύτητες, διατηρώντας σταθερό το συντελεστή μεγέθυνσης των διανυσμάτων ροής κατά τη σχεδιάσή τους (keep the magnification fixed).

Αντίθετα, για την κατανόηση της κατανομή των διανυσμάτων ροής σε κάθε διατομή ξεχωριστά, διατηρήθηκε σταθερό το μέγεθος του διανύσματος που αντιπροσωπεύει τη μέγιστη ταχύτητα ροής (max vector length). Από τις αντίστοιχες αναλύσεις παρατηρήθηκε ότι με την αύξηση του μήκους εισχώρησης του διαφραγματικού τοίχου αναπτύσσεται εντονότερη ροή εντός του πυρήνα καθώς το νερό εξαναγκάζεται να ακολουθήσει την παραπάνω διαδρομή για να παρακάμψει το "αδιαπέρατο" διάφραγμα.

Στα σχήματα που ακολουθούν απεικονίζεται η περιοχή σύνδεσης του διαφραγματικού τοίχου με τον πυρήνα (Σχήμα 11-12), όπου φαίνονται σε λεπτομέρεια η κατανομή των ισοδυναμικών εντός του διαφράγματος και στην περιοχή του πυρήνα κοντά στη θεμελίωση, η τιμή ολικού φορτίου των ισοδυναμικών και η διεύθυνση ροής.





Σχήμα 11-12: Δίκτυο ροής στην περιοχή σύνδεσης του διαφραγματικού τοίχου με τον πυρήνα φράγματος για μήκος εισχώρησης, $p=(0.0\% - 10.0\%) \cdot H$ ($k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec)

Από τα παραπάνω σχήματα, φαίνεται η έντονη πύκνωση των ισοδυναμικών εντός του διαφράγματος. Μάλιστα, στη διεπιφάνεια του διαφράγματος με τον πυρήνα η πύκνωση είναι εντονότερη στην άνω παρειά του όπου και εξετάζεται η μεταβολή της υδραυλικής κλίσης.

Εντός του διαφραγματικού τοίχου δεν αναπτύσσεται ροή εξαιτίας της "πρακτικά" μηδενικής διαπερατότητάς του, έτσι το νερό αναγκάζεται να ακολουθήσει τη διαδρομή περιμετρικά του στεγανού στοιχείου.

Αξιοσημείωτο είναι πως με την αύξηση του μήκους εισχώρησης p , παρατηρείται εντονότερη καμπύλωση των ισοδυναμικών η οποία δηλώνει ότι όλο και μεγαλύτερο ποσοστό φορτίου καταναλώνεται στις πλαϊνές παρειές του διαφράγματος. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την αραίωση των ισοδυναμικών καμπυλών στην κεφαλή του και κατ' επέκταση τη μείωση της υδραυλικής κλίσης, αφού λιγότερο ποσοστό φορτίου καταναλώνεται για το ίδιο πάχος διαφραγματικού τοίχου.

Αναλυτικότερα, στην περιοχή του διαφράγματος, για μηδενικό μήκος εισχώρησης παρατηρούμε ότι καταναλώνεται το 100% του συνολικού διαθέσιμου φορτίου. Για μήκος εισχώρησης $p = 0.01 \cdot H$ καταναλώνεται το 40% στην άνω παρειά του διαφράγματος και το υπόλοιπο 60% στις πλαϊνές παρειές του. Αντίστοιχα, παρατηρούμε για $p = 0.03 \cdot H$ καταναλώνεται το 26% του φορτίου στην κεφαλή και το υπόλοιπο 74% στα πλάγια. Τέλος, παρατηρούμε ότι για $p = 0.10 \cdot H$ το φορτίο στην κεφαλή είναι 16% ενώ στα πλάγια το 84%. Η αποτελεσματικότητα της αύξησης του μήκους εισχώρησης διαφραγματικού τοίχου εντός του πυρήνα είναι εμφανής και γίνεται μέγιστη για $p = 0.03 \cdot H$ όπως προδίδει η καμπύλη στο Σχήμα 11-14.

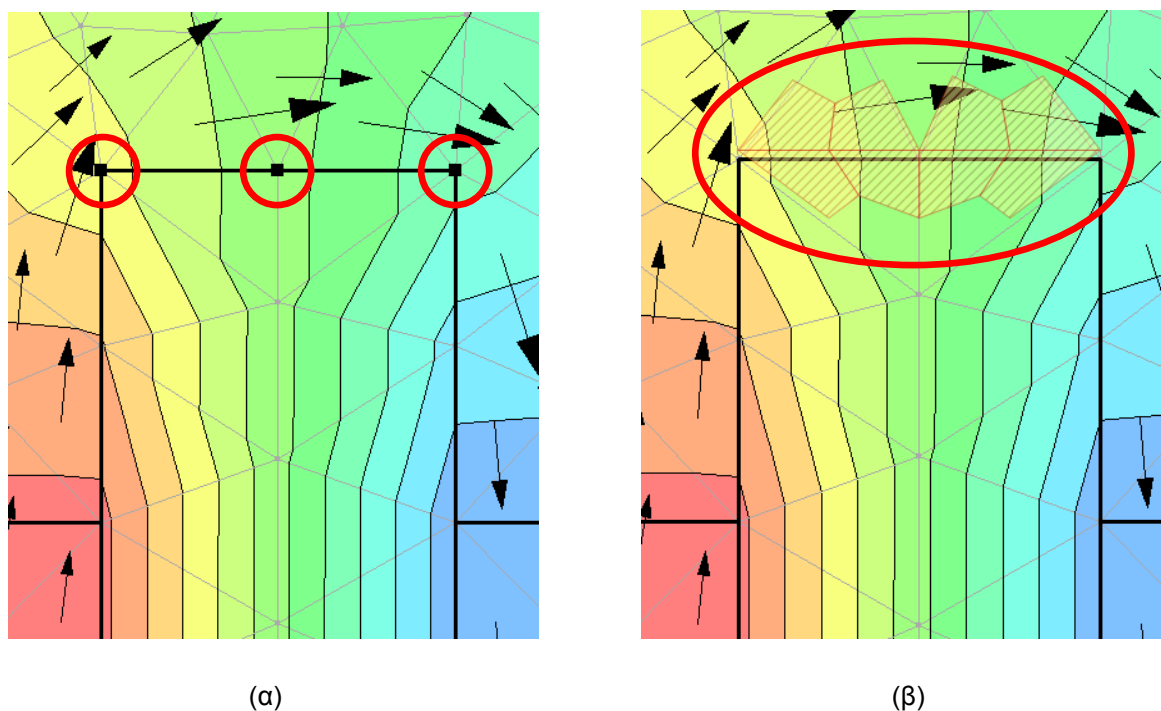
Ακολουθώντας την παραπάνω λογική ήταν δυνατή η εκτίμηση της μέσης υδραυλικής κλίσης (Average Gradient) στην άνω παρειά του διαφράγματος, αφού έγινε γνωστό μέσω του δικτύου ροής το ποσοστό του φορτίου που καταναλώνεται στο πάχος d του διαφράγματος.

Τόσο η εκτίμηση της μέσης υδραυλικής κλίσης, όσο και η σημειακή μέτρηση της υδραυλικής κλίσης (ανά διεύθυνση) στο μέσο της άνω παρειάς του διαφράγματος μέσω του προγράμματος SEEP/W, φαίνονται στον πίνακα που ακολουθεί (Πίνακας 11-1). Ακόμα, για κάθε σημείο μέτρησης λαμβάνεται πληροφορία για τη γεωμετρία του σημείου, τα φορτία του (συνολικό και πιεζομετρικό φορτίο, πίεση ύδατος πόρων), τις ταχύτητες ροής και την υδραυλική αγωγιμότητα ανά διεύθυνση. Τονίζεται, πως στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία εξετάζεται μόνο η μεταβολή των υδραυλικών κλίσεων συνεπώς οι πρόσθετες πληροφορίες δεν θα περιληφθούν σε πίνακες που θα ακολουθήσουν.

Για τον καλύτερο έλεγχο των αποτελεσμάτων έγινε ακόμα μέτρηση μέσω της εντολής View Result Information του προγράμματος σε υποπεριοχή των τριγωνικών πεπερασμένων στοιχείων (Gauss Region) στη διεπιφάνεια μεταξύ του διαφραγματικού τοίχου και του πυρήνα. Οι θέσεις τους φαίνονται στο Σχήμα 11-13 ενώ τα αποτελέσματα των μετρήσεων στον Πίνακα 11-2 έως Πίνακα 11-10.

Μήκος εισχώρησης, ρ (%·H)	0.0%	0.5%	1.0%	1.5%	2.0%	3.0%	4.0%	5.0%	10.0%
Node	1891	1964	1975	1988	2004	2033	2064	2095	2285
X (m)	265	265	265	265	265	265	265	265	265
Y (m)	113	113.5	114	114.5	115	116	117	118	123
Z (m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Total Head (m)	162.69	163.49	163.56	163.79	164.05	164.70	165.20	165.65	168.29
Pore-Water Pressure (kPa)	487.29	490.29	486.04	483.34	481.04	477.61	472.66	467.32	444.13
Pressure Head (m)	49.69	49.99	49.56	49.29	49.05	48.70	48.20	47.65	45.29
Water Flux (m ³ /sec)	None	None	None	None	None	None	None	None	None
Cumulative Water Flux (m ³)	None	None	None	None	None	None	None	None	None
X-Velocity Magnitude (m/sec)	1.43E-09	7.41E-10	5.88E-10	5.13E-10	4.58E-10	3.89E-10	3.45E-10	3.14E-10	2.38E-10
Y-Velocity Magnitude (m/sec)	4.79E-11	3.32E-11	2.22E-11	2.11E-11	2.04E-11	2.01E-11	1.87E-11	1.78E-11	1.45E-11
XY-Velocity Magnitude (m/sec)	1.43E-09	7.42E-10	5.88E-10	5.14E-10	4.59E-10	3.89E-10	3.45E-10	3.14E-10	2.39E-10
X-Gradient	<u>92.07</u>	<u>47.23</u>	<u>37.51</u>	<u>32.74</u>	<u>29.21</u>	<u>24.78</u>	<u>21.97</u>	<u>19.99</u>	<u>15.16</u>
Y-Gradient	0.67	-0.63	-0.32	-0.34	-0.50	-0.55	-0.43	-0.52	-0.41
XY-Gradient	92.07	47.24	37.52	32.74	29.21	24.79	21.97	20.00	15.17
X-Conductivity (m/sec)	1.58E-11	1.58E-11	1.58E-11	1.58E-11	1.58E-11	1.58E-11	1.58E-11	1.58E-11	1.58E-11
Y-Conductivity (m/sec)	1.58E-11	1.58E-11	1.58E-11	1.58E-11	1.58E-11	1.58E-11	1.58E-11	1.58E-11	1.58E-11
Vol. Water Content (m ³ /m ³)	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Slope of Vol. Water Content Fn. (kPa)	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Average Gradient	<u>100.00</u>	<u>50.00</u>	<u>40.00</u>	<u>35.00</u>	<u>31.00</u>	<u>26.00</u>	<u>23.00</u>	<u>21.00</u>	<u>16.00</u>

Πίνακας 11-1: Αποτελέσματα διήθησης στο μέσο της άνω παρειάς του διαφραγματικού τοίχου
($k_1 = 10^{-8}$ m/sec, $k_2 = 10^{-3}$ m/sec, $k_3 = 10^{-15}$ m/sec)



Σχήμα 11-13: Θέσεις μέτρησης υδραυλικής κλίσης στην περιοχή σύνδεσης διαφραγματικού τοίχου με πυρήνα,
(α) σημειακή μέτρηση (β) μέτρηση σε υποπεριοχή τριγωνικού στοιχείου

				Nodes			
p/H (%)	Node	X (m)	Y (m)	X-Gradient	Y-Gradient	XY-Gradient	Average Gradient
0.0	1923	264.50	113.00	48.84	19.62	52.64	100.00
	1891	265.00	113.00	92.07	0.67	92.07	
	1924	265.50	113.00	48.64	-18.36	51.99	
				Gauss Regions			
				X-Gradient	Y-Gradient	XY-Gradient	
				100.62	26.98	104.17	
				100.62	26.98	104.17	
				99.37	-23.26	102.05	
				99.37	-23.26	102.05	
				100.62	0.53	100.62	
				100.62	0.53	100.62	
				99.37	0.53	99.37	
				99.37	0.53	99.37	

Πίνακας 11-2: Σύγκριση αποτελεσμάτων υδραυλικής κλίσης ανάλογα τον τρόπο προσδιορισμού της για μήκος εισχώρησης διαφράγματος $p = 0.0\% \cdot H$ ($k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec)

				Nodes			
p/H (%)	Node	X (m)	Y (m)	X-Gradient	Y-Gradient	XY-Gradient	Average Gradient
0.5	1963	264.50	113.50	42.75	25.11	49.58	50.00
	1964	265.00	113.50	47.23	-0.63	47.24	
	1965	265.50	113.50	43.37	-26.51	50.83	
				Gauss Regions			
				X-Gradient	Y-Gradient	XY-Gradient	
				49.79	9.23	50.64	
				49.79	9.23	50.64	
				50.88	-11.41	52.14	
				50.88	-11.41	52.14	
				49.79	-0.79	49.80	
				49.79	-0.79	49.80	
				50.88	-0.79	50.88	
				50.88	-0.79	50.88	

Πίνακας 11-3: Σύγκριση αποτελεσμάτων υδραυλικής κλίσης ανάλογα τον τρόπο προσδιορισμού της για μήκος εισχώρησης διαφράγματος $p = 0.5\% \cdot H$ ($k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec)

				Nodes			
p/H (%)	Node	X (m)	Y (m)	X-Gradient	Y-Gradient	XY-Gradient	Average Gradient
1.0	1974	264.50	114.00	31.65	18.18	36.50	40.00
	1975	265.00	114.00	37.51	-0.32	37.52	
	1976	265.50	114.00	31.87	-18.84	37.02	
				Gauss Regions			
				X-Gradient	Y-Gradient	XY-Gradient	
				40.08	6.17	40.56	
				40.08	6.17	40.56	
				40.08	-6.20	40.56	
				40.08	-6.20	40.56	
				40.08	-0.55	40.09	
				40.08	-0.55	40.09	
				40.08	-0.55	40.09	
				40.08	-0.55	40.09	

Πίνακας 11-4: Σύγκριση αποτελεσμάτων υδραυλικής κλίσης ανάλογα τον τρόπο προσδιορισμού της για μήκος εισχώρησης διαφράγματος $p = 1.0\% \cdot H$ ($k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec)

				Nodes			
p/H (%)	Node	X (m)	Y (m)	X-Gradient	Y-Gradient	XY-Gradient	Average Gradient
1.5	1987	264.50	114.50	26.89	14.97	30.78	35.00
	1988	265.00	114.50	32.74	-0.34	32.74	
	1989	265.50	114.50	26.96	-15.70	31.20	
				Gauss Regions			
				X-Gradient	Y-Gradient	XY-Gradient	
				34.93	5.30	35.33	
				34.93	5.30	35.33	
				34.97	-5.37	35.38	
				34.97	-5.37	35.38	
				34.93	-0.59	34.93	
				34.93	-0.59	34.93	
				34.97	-0.59	34.98	
				34.97	-0.59	34.98	

Πίνακας 11-5: Σύγκριση αποτελεσμάτων υδραυλικής κλίσης ανάλογα τον τρόπο προσδιορισμού της για μήκος εισχώρησης διαφράγματος $p = 1.5\% \cdot H$ ($k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec)

Nodes							
p/H (%)	Node	X (m)	Y (m)	X-Gradient	Y-Gradient	XY-Gradient	Average Gradient
2.0	2003	264.50	115.00	24.22	13.24	27.60	31.00
	2004	265.00	115.00	29.21	-0.50	29.21	
	2005	265.50	115.00	24.36	-14.10	28.15	
Gauss Regions							
X-Gradient	Y-Gradient	XY-Gradient					
31.08	4.25	31.37					
31.08	4.25	31.37					
31.23	-5.06	31.64					
31.23	-5.06	31.64					
31.08	-0.67	31.09					
31.08	-0.67	31.09					
31.23	-0.67	31.24					
31.23	-0.67	31.24					

Πίνακας 11-6: Σύγκριση αποτελεσμάτων υδραυλικής κλίσης ανάλογα τον τρόπο προσδιορισμού της για μήκος εισχώρησης διαφράγματος $p = 2.0\% \cdot H$ ($k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec)

Nodes							
p/H (%)	Node	X (m)	Y (m)	X-Gradient	Y-Gradient	XY-Gradient	Average Gradient
3.0	2032	264.50	116.00	20.52	10.87	23.22	26.00
	2033	265.00	116.00	24.78	-0.55	24.79	
	2034	265.50	116.00	20.71	-11.90	23.89	
Gauss Regions							
X-Gradient	Y-Gradient	XY-Gradient					
26.29	3.51	26.53					
26.29	3.51	26.53					
26.54	-4.32	26.89					
26.54	-4.32	26.89					
26.29	-0.79	26.31					
26.29	-0.79	26.31					
26.54	-0.79	26.55					
26.54	-0.79	26.55					

Πίνακας 11-7: Σύγκριση αποτελεσμάτων υδραυλικής κλίσης ανάλογα τον τρόπο προσδιορισμού της για μήκος εισχώρησης διαφράγματος $p = 3.0\% \cdot H$ ($k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec)

				Nodes			
p/H (%)	Node	X (m)	Y (m)	X-Gradient	Y-Gradient	XY-Gradient	Average Gradient
4.0	2063	264.50	117.00	18.15	9.55	20.51	23.00
	2064	265.00	117.00	21.97	-0.43	21.97	
	2065	265.50	117.00	18.41	-10.44	21.17	
				Gauss Regions			
				X-Gradient	Y-Gradient	XY-Gradient	
				23.28	3.32	23.51	
				23.28	3.32	23.51	
				23.51	-3.57	23.78	
				23.51	-3.57	23.78	
				23.28	-0.78	23.29	
				23.28	-0.78	23.29	
				23.51	-0.78	23.53	
				23.51	-0.78	23.53	

Πίνακας 11-8: Σύγκριση αποτελεσμάτων υδραυλικής κλίσης ανάλογα τον τρόπο προσδιορισμού της για μήκος εισχώρησης διαφράγματος $p = 4.0\% \cdot H$ ($k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec)

				Nodes			
p/H (%)	Node	X (m)	Y (m)	X-Gradient	Y-Gradient	XY-Gradient	Average Gradient
5.0	2094	264.50	118.00	16.48	8.52	18.55	21.00
	2095	265.00	118.00	19.99	-0.52	20.00	
	2096	265.50	118.00	16.70	-9.49	19.21	
				Gauss Regions			
				X-Gradient	Y-Gradient	XY-Gradient	
				21.15	2.75	21.33	
				21.15	2.75	21.33	
				21.44	-3.49	21.72	
				21.44	-3.49	21.72	
				21.15	-0.78	21.17	
				21.15	-0.78	21.17	
				21.44	-0.78	21.46	
				21.44	-0.78	21.46	

Πίνακας 11-9: Σύγκριση αποτελεσμάτων υδραυλικής κλίσης ανάλογα τον τρόπο προσδιορισμού της για μήκος εισχώρησης διαφράγματος $p = 5.0\% \cdot H$ ($k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec)

Nodes							
p/H (%)	Node	X (m)	Y (m)	X-Gradient	Y-Gradient	XY-Gradient	Average Gradient
10.0	2284	264.50	123.00	12.32	6.18	13.78	16.00
	2285	265.00	123.00	15.16	-0.41	15.17	
	2286	265.50	123.00	12.73	-7.19	14.62	
Gauss Regions							
X-Gradient	Y-Gradient	XY-Gradient					
15.80	2.39	15.98					
15.80	2.39	15.98					
16.30	-2.55	16.50					
16.30	-2.55	16.50					
15.80	-0.87	15.82					
15.80	-0.87	15.82					
16.30	-0.87	16.33					
16.30	-0.87	16.33					

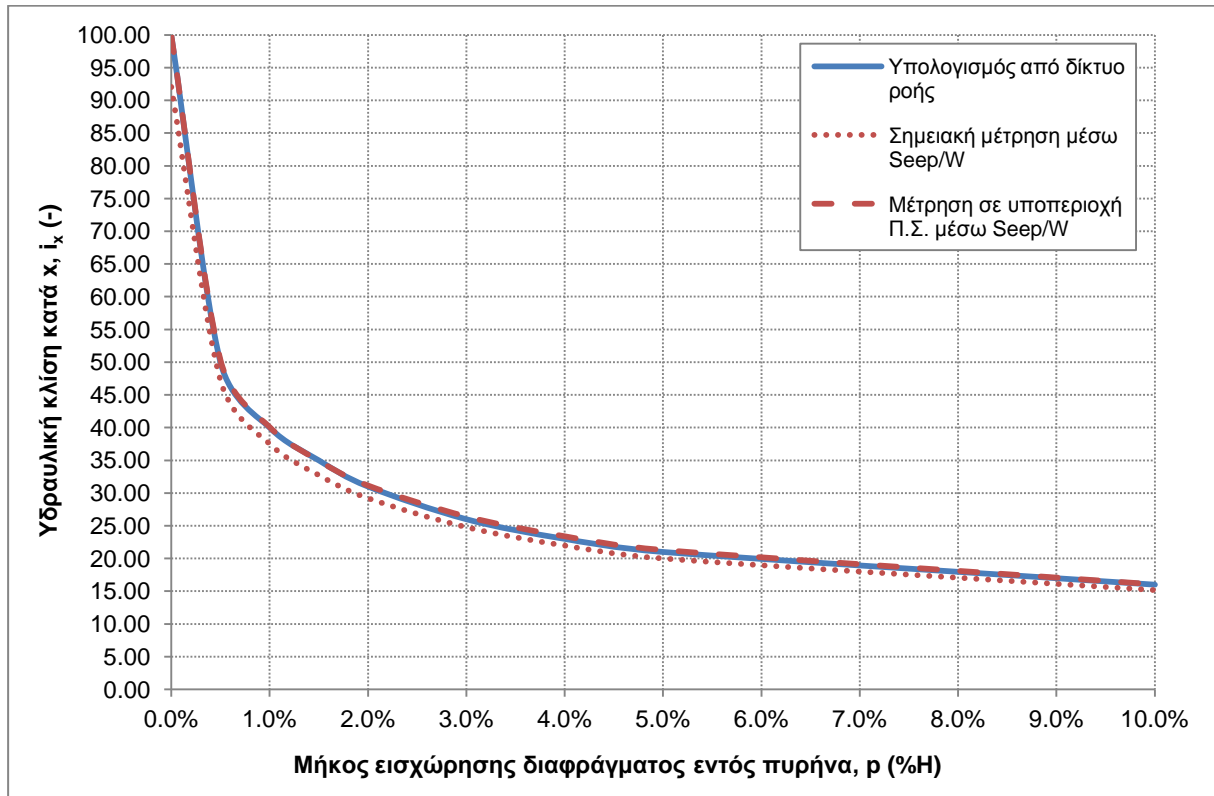
Πίνακας 11-10: Σύγκριση αποτελεσμάτων υδραυλικής κλίσης ανάλογα τον τρόπο προσδιορισμού της για μήκος εισχώρησης διαφράγματος $p = 10.0\% \cdot H$ ($k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec)

Παρατηρώντας τους παραπάνω πίνακες και συγκρίνοντας αρχικά τις σημειακές μετρήσεις στα τρία σημεία της άνω παρειάς του διαφράγματος, διακρίνουμε ότι η μέγιστη τιμή της υδραυλικής κλίσης (X-Gradient, XY-Gradient) παρατηρείται στο κεντρικό σημείο όπου και η υδραυλική κλίση κατά τον άξονα y μηδενίζεται, όπως ήταν αναμενόμενο. Μόνο στην περίπτωση όπου $p = 0.5\% \cdot H$ εμφανίζεται λίγο μεγαλύτερη η τιμή της υδραυλικής κλίσης στα δύο ακριανά σημεία, κάτι που πιθανότατα οφείλεται στο μέγεθος των πεπερασμένων στοιχείων. Παρ' όλα αυτά, οι τιμές υδραυλικής κλίσης μεταξύ των τριών σημείων δεν διαφοροποιούνται αισθητά παρά μόνο στην περίπτωση που το μήκος εισχώρησης του διαφράγματος είναι μηδενικό. Σημειώνεται ότι το αρνητικό πρόσημο της υδραυλικής κλίσης κατά y (Y-Gradient) οφείλεται στην αλλαγή διεύθυνσης της ροής.

Στα ακριανά σημεία, για κάθε μήκος εισχώρησης η συνισταμένη υδραυλική κλίση διατηρείται σχεδόν σταθερή και κατά κανόνα παρουσιάζεται ελαφρώς μεγαλύτερη στο κατάντη άκρο του διαφραγματικού τοίχου σε σύγκριση με το ανάντη, εκτός από την περίπτωση μηδενικού μήκους εισχώρησης. Αυτό ίσως να οφείλεται στην έντονη καμπύλωση της φρεάτιας γραμμής καθώς προσεγγίζει την κατάντη παρειά του πυρήνα.

Από τη σύγκριση της μέσης υδραυλικής κλίσης (η οποία προσδιορίστηκε από το δίκτυο ροής και μάλιστα από το ποσοστό του φορτίου που καταναλώνεται στο πλάτος κεφαλής του διαφράγματος) με τις σημειακές, η μέση εμφανίζεται μεγαλύτερη αλλά πολύ κοντά στις σημειακές ενώ δεν

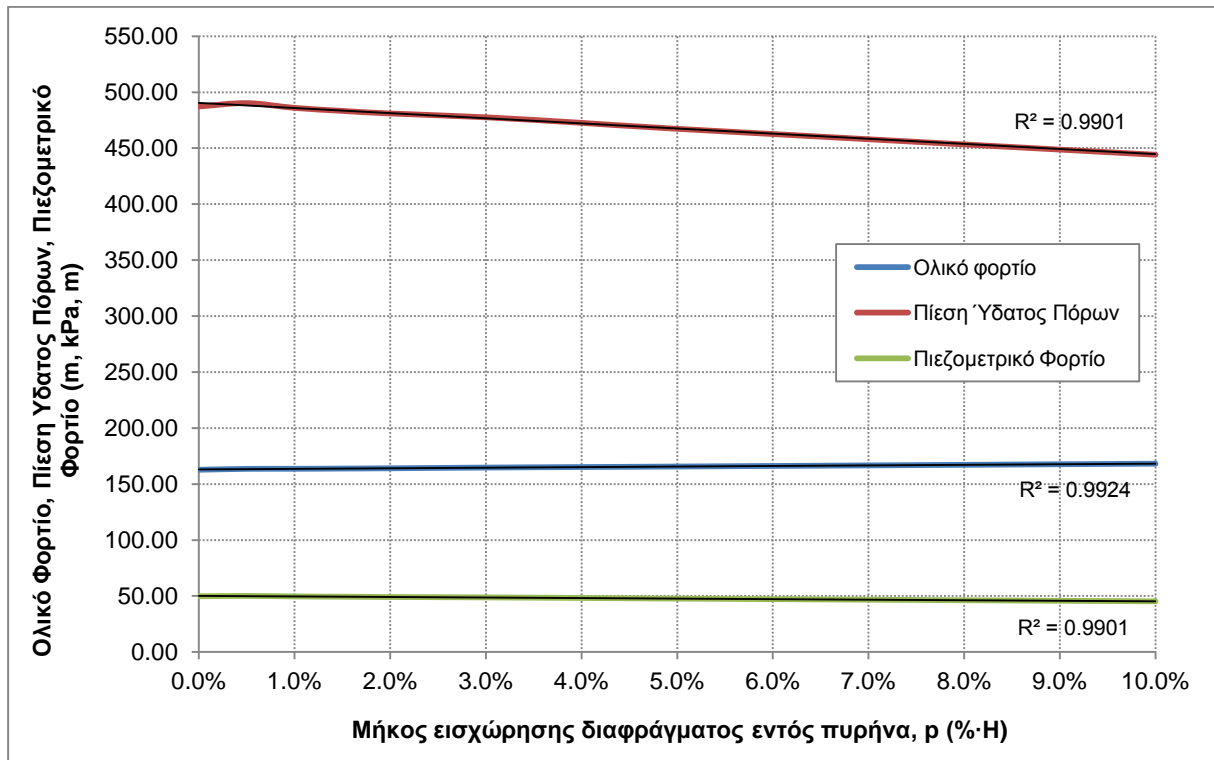
διαφοροποιείται καθόλου από τις μετρήσεις στις υποπεριοχές των πεπερασμένων στοιχείων (τιμές X-Gradient και μέση τιμή της XY-Gradient). Τα παραπάνω είναι δυνατό να παρατηρηθούν και στο σχήμα που ακολουθεί (Σχήμα 11-14) και στον Πίνακας 11-11.



Σχήμα 11-14: Σύγκριση υδραυλικής κλίσης στην άνω παρειά του διαφράγματος με βάση τον τρόπο υπολογισμού της ($k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec)

Μήκος εισχώρησης, ρ (%·H)	0.0%	0.5%	1.0%	1.5%	2.0%	3.0%	4.0%	5.0%	10.0%
Average Gradient (Flow net)	100.00	50.00	40.00	35.00	31.00	26.00	23.00	21.00	16.00
X-Gradient (Node)	92.07	47.23	37.51	32.74	29.21	24.78	21.97	19.99	15.16
Average X-Gradient (Gauss Region)	99.99	50.33	40.08	34.95	31.15	26.42	23.40	21.30	16.05

Πίνακας 11-11: Σύγκριση υδραυλικής κλίσης στην άνω παρειά του διαφράγματος με βάση τον τρόπο υπολογισμού της ($k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec)



Σχήμα 11-15: Μεταβολή Ολικού Φορτίου, Πίεσης Ύδατος Πόρων και Πιεζομετρικού φορτίου σε συνάρτηση με το μήκος εισχώρησης διαφραγματικού τοίχου, p

Στο Σχήμα 11-15 φαίνεται η μεταβολή του ολικού φορτίου, της πίεσης ύδατος πόρων και του πιεζομετρικού φορτίου σε συνάρτηση με το μήκος εισχώρησης του διαφραγματικού τοίχου εντός του πυρήνα στο κέντρο της άνω παρειάς του διαφράγματος. Η μεταβολή των μεγεθών εμφανίζεται γραμμική.

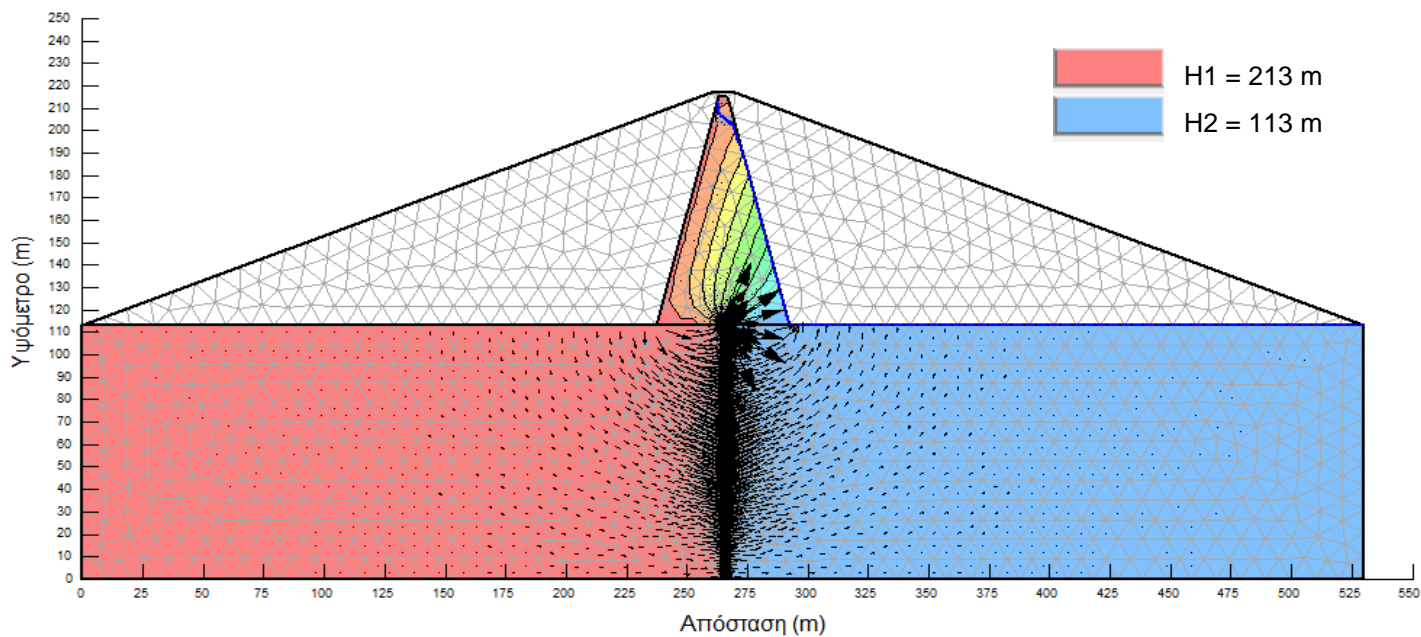
Όπως ήταν αναμενόμενο, με την αύξηση του μήκους εισχώρησης του διαφράγματος μειώνεται η πίεση ύδατος πόρων και αυτό καθώς η κορυφή βρίσκεται ολοένα σε μικρότερο βάθος σε σχέση με την φρεάτια γραμμή. Αντίστοιχα μειώνεται και το πιεζομετρικό φορτίο αφού εξ ορισμού ισούται με την πίεση ύδατος πόρων διά το μοναδιαίο βάρος του νερού. Τέλος, το ολικό φορτίο αυξάνεται, και αυτό γιατί η αύξηση του γεωμετρικού ύψους είναι μεγαλύτερη σε σχέση με τη μείωση του πιεζομετρικού φορτίου (ορισμός αντίστοιχων μεγεθών στο Κεφάλαιο 4.3)

11.3 Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος χαμηλής υδραυλικής αγωγιμότητας

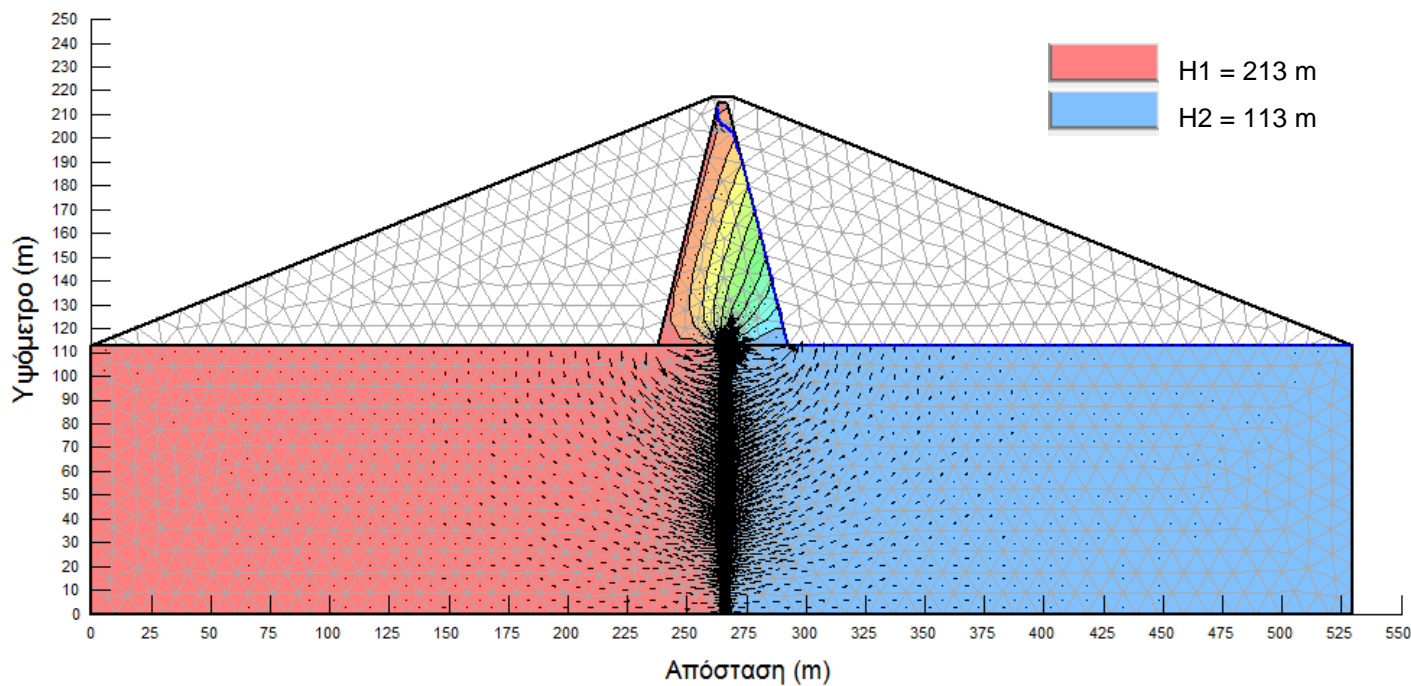
Στο Κεφάλαιο 11.2 έγινε διερεύνηση της μεταβολής της υδραυλικής κλίσης στην άνω παρειά του διαφράγματος για μεταβολή του μήκους εισχώρησης διαφράγματος πρακτικά "μηδενικής" υδραυλικής αγωγιμότητας. Ο στόχος ήταν η κατανόηση της διήθησης όταν η ροή διακόπτεται πλήρως από την παρουσία του διαφράγματος και μάλιστα όταν αυτό δεν επιτρέπει την ανάπτυξη ροής στο εσωτερικό του. Η παραπάνω διαδικασία επαναλαμβάνεται στο παρόν κεφάλαιο αλλά με τιμή υδραυλικής αγωγιμότητας διαφράγματος που αντιστοιχεί στις συνήθεις μεθόδους κατασκευής ($k_3 = 10^{-9}$ m/sec), τιμή που επιτρέπει την ανάπτυξη της ροής στο εσωτερικό του.

Στα σχήματα που ακολουθούν φαίνεται το αναπτυσσόμενο δίκτυο ροής για μήκος εισχώρησης διαφραγματικού τοίχου $p = (0.00 - 0.10) \cdot H$ (Σχήμα 11-16 - Σχήμα 11-24). Σε μεγέθυνση η περιοχή ενδιαφέροντός μας φαίνεται στο Σχήμα 11-25 από όπου είναι δυνατό να παρατηρηθεί η κατανομή των ισοδυναμικών εντός του διαφράγματος και να υπολογιστεί η μέση υδραυλική κλίση. Ακόμα, συγκρίνοντας τη γωνία των ισοδυναμικών με την παρειά του διαφραγματικού τοίχου παρατηρούμε ότι είναι μικρότερη σε σχέση με εκείνη που δημιουργείται στην περίπτωση που το διάφραγμα είναι "πρακτικά" αδιαπέρατο. Αυτό αιτιολογείται από το νόμο με τον οποίο διαθλώνται οι ισοδυναμικές γραμμές όταν περνούν από όριο σχηματισμών με διαφορετική διαπερατότητα (Παράγραφος 4.5).

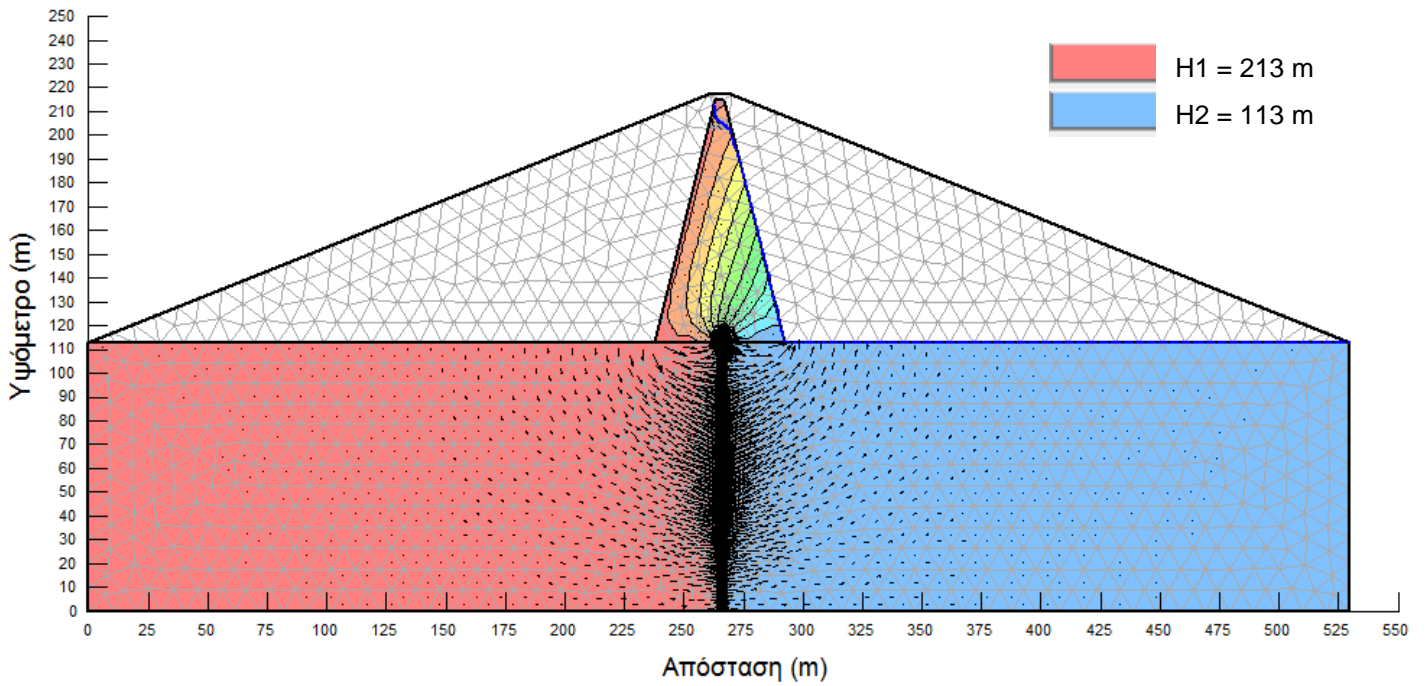
Παρατηρώντας τα ακόλουθα σχήματα γίνεται αμέσως αντιληπτό ότι στο εσωτερικό του διαφράγματος αναπτύσσεται πλέον ροή εξαιτίας της αυξημένης υδραυλικής του αγωγιμότητας. Ακόμα αξίζει να σημειωθεί, πως για μηδενικό μήκος εισχώρησης διαφράγματος οι ταχύτητες που αναπτύσσονται στην κεφαλή του είναι εντονότερες σε σχέση με οποιοδήποτε άλλο σημείο της διατομής (μέγιστη ταχύτητα ροής $1.29 \cdot 10^{-6}$ m/sec). Αντίθετα, με την αύξηση του μήκους εισχώρησης παρατηρείται μια γενική μείωση στις αναπτυσσόμενες ταχύτητες (μέγιστη ταχύτητα $4.00 \cdot 10^{-7}$ m/sec). Ακόμα, με την αύξηση της διείσδυσης αναπτύσσεται εντονότερη ροή μέσα στον πυρήνα του φράγματος.



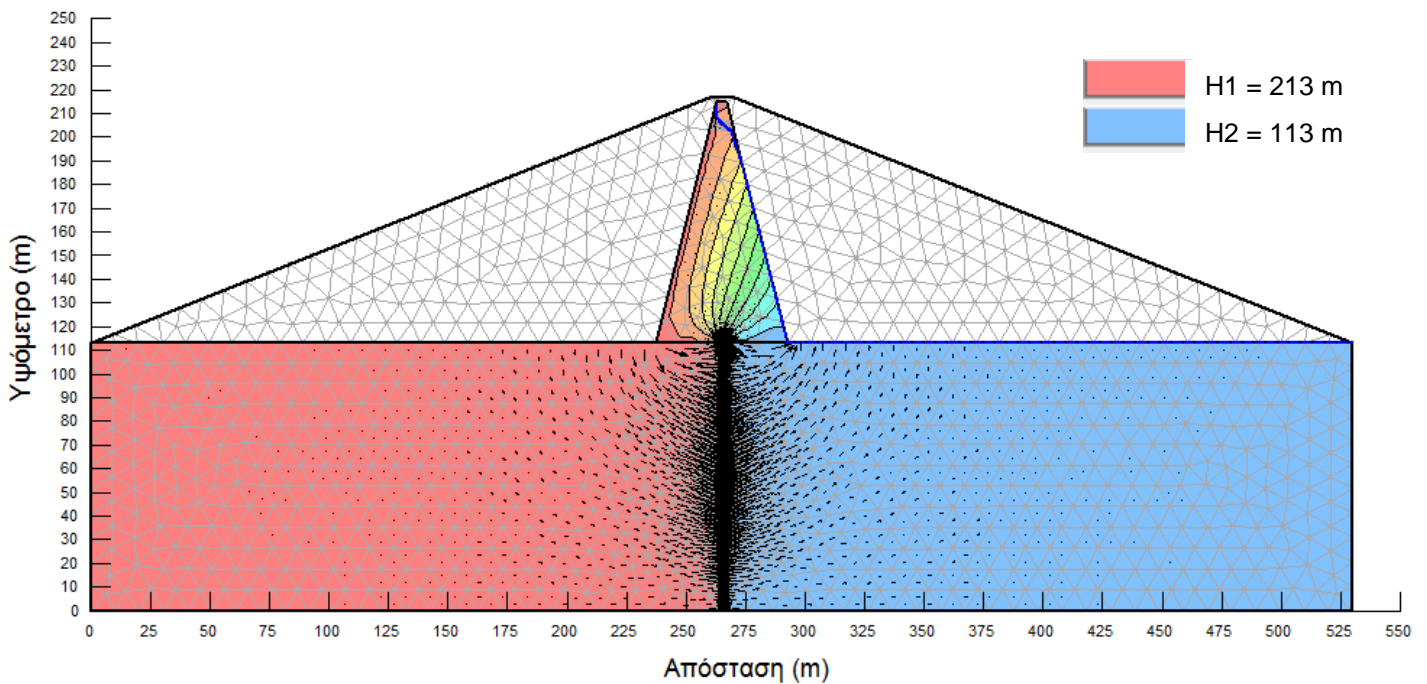
Σχήμα 11-16: Δίκτυο ροής για μήκος εισχώρησης διαφραγματικού τοίχου εντός του πυρήνα, $\rho=0.00 \cdot H$
 ($k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-9}$ m/sec)



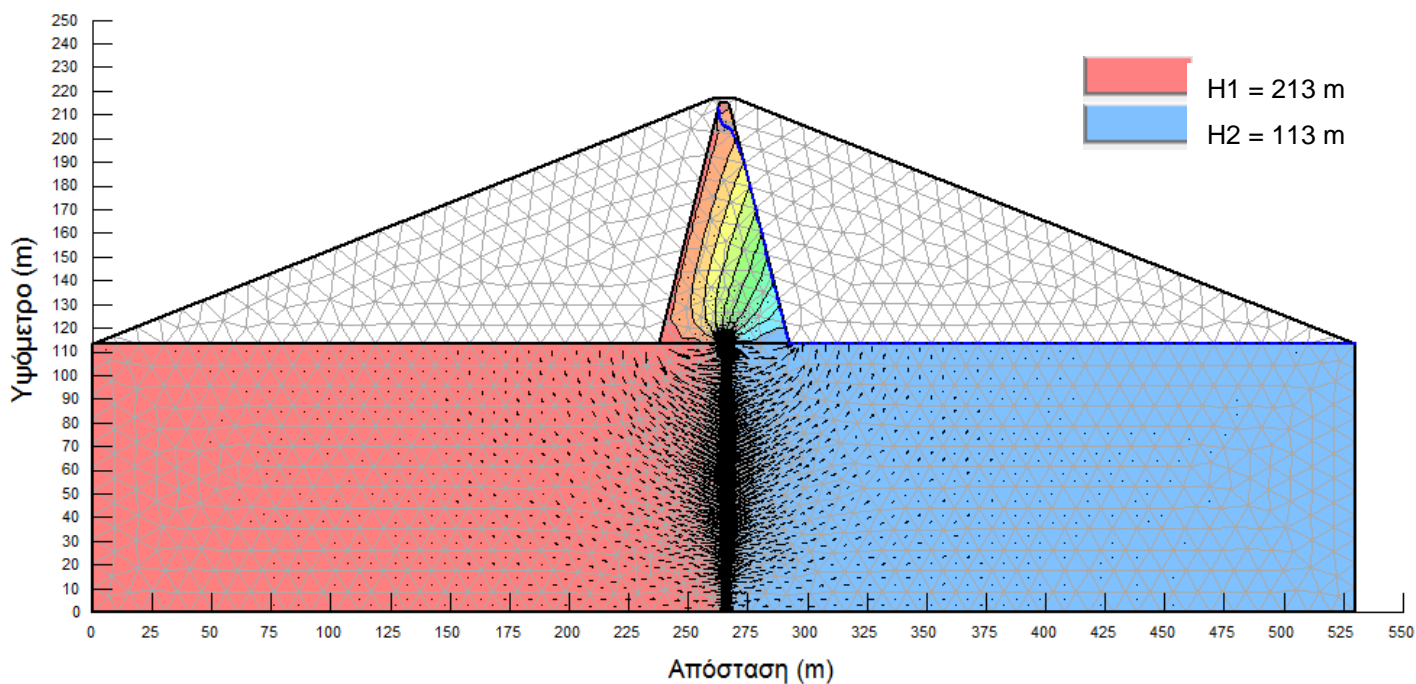
Σχήμα 11-17: Δίκτυο ροής για μήκος εισχώρησης διαφραγματικού τοίχου εντός του πυρήνα, $\rho=0.005 \cdot H$
 ($k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-9}$ m/sec)



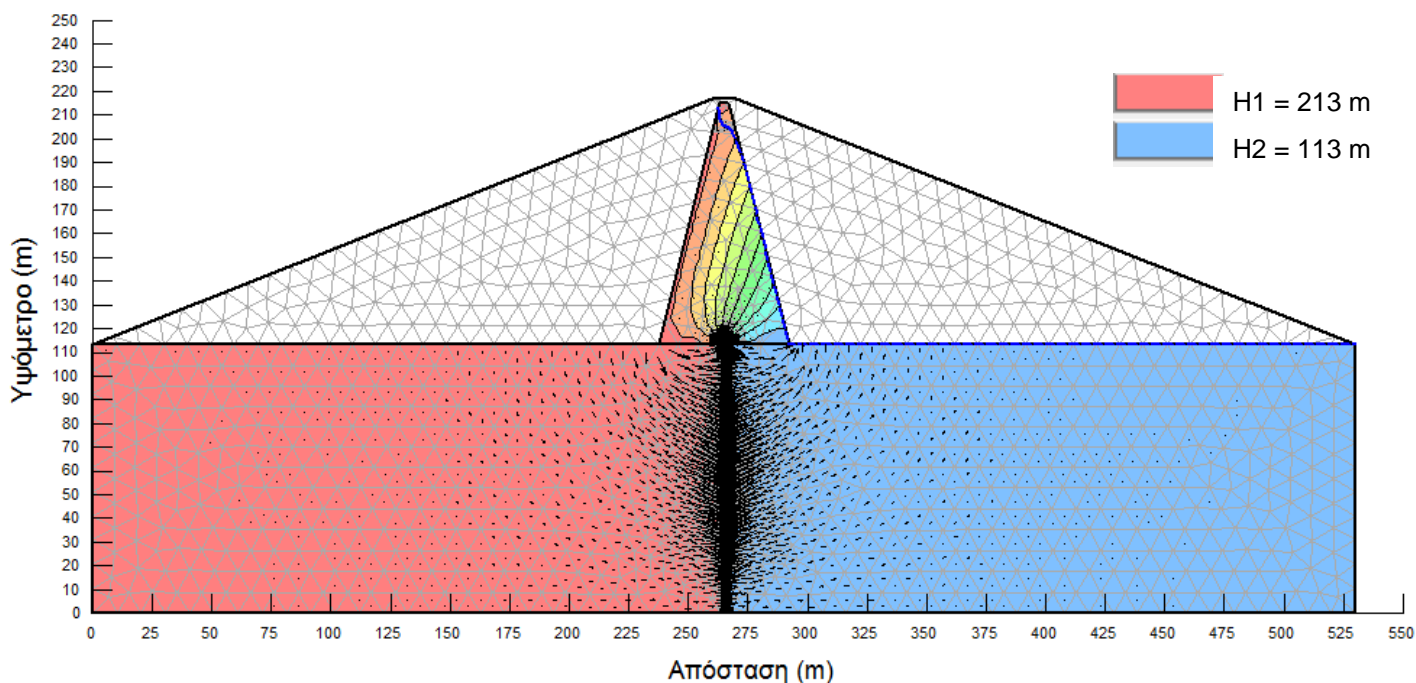
Σχήμα 11-18: Δίκτυο ροής για μήκος εισχώρησης διαφραγματικού τοίχου εντός του πυρήνα, $\rho=0.01 \cdot H$
($k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-9}$ m/sec)



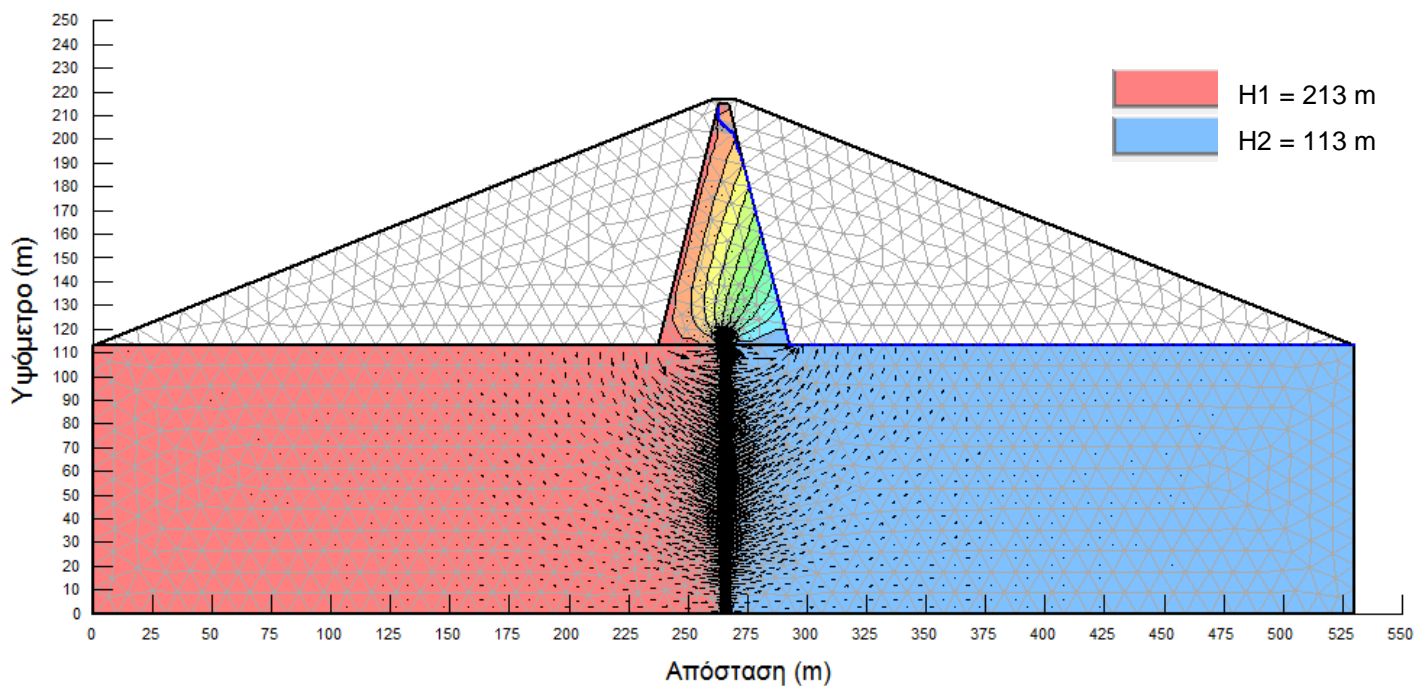
Σχήμα 11-19: Δίκτυο ροής για μήκος εισχώρησης διαφραγματικού τοίχου εντός του πυρήνα, $\rho=0.015 \cdot H$
($k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-9}$ m/sec)



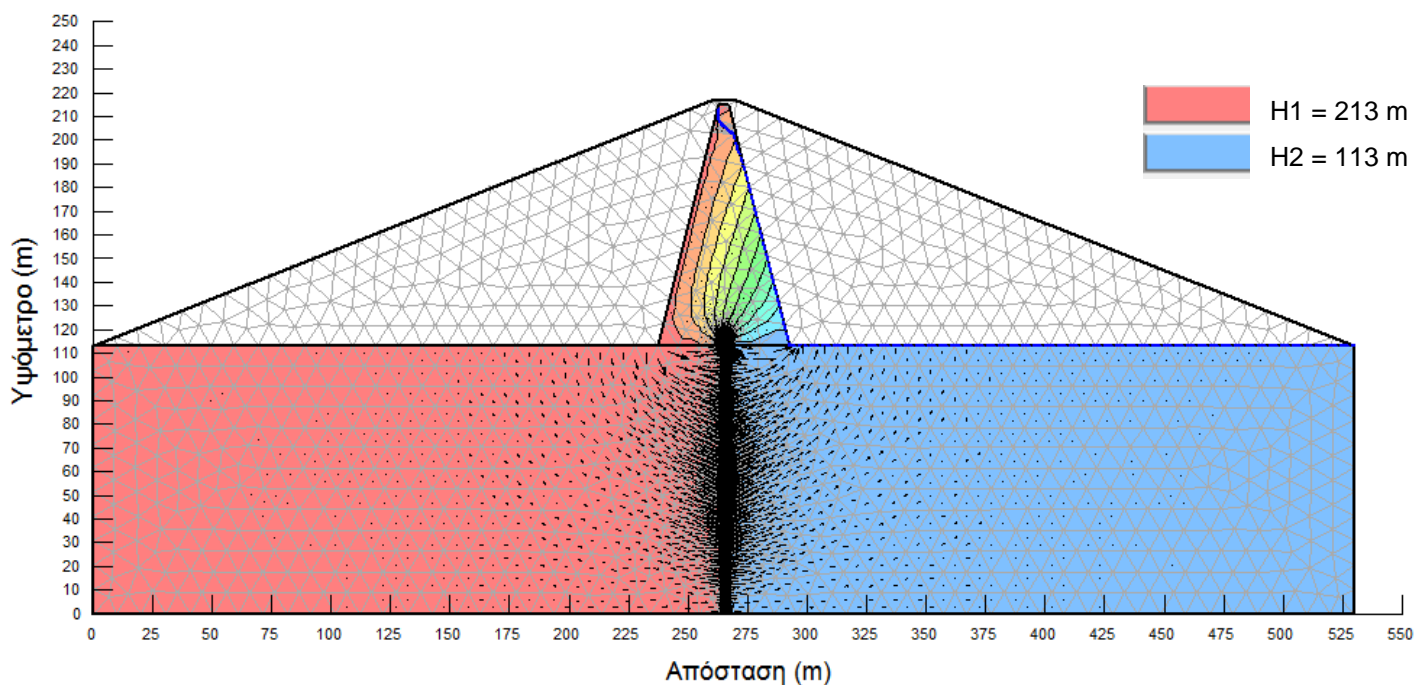
Σχήμα 11-20: Δίκτυο ροής για μήκος εισχώρησης διαφραγματικού τοίχου εντός του πυρήνα, $\rho=0.02 \cdot H$
 $(k_1=10^{-8} \text{ m/sec}, k_2=10^{-3} \text{ m/sec}, k_3=10^{-9} \text{ m/sec})$



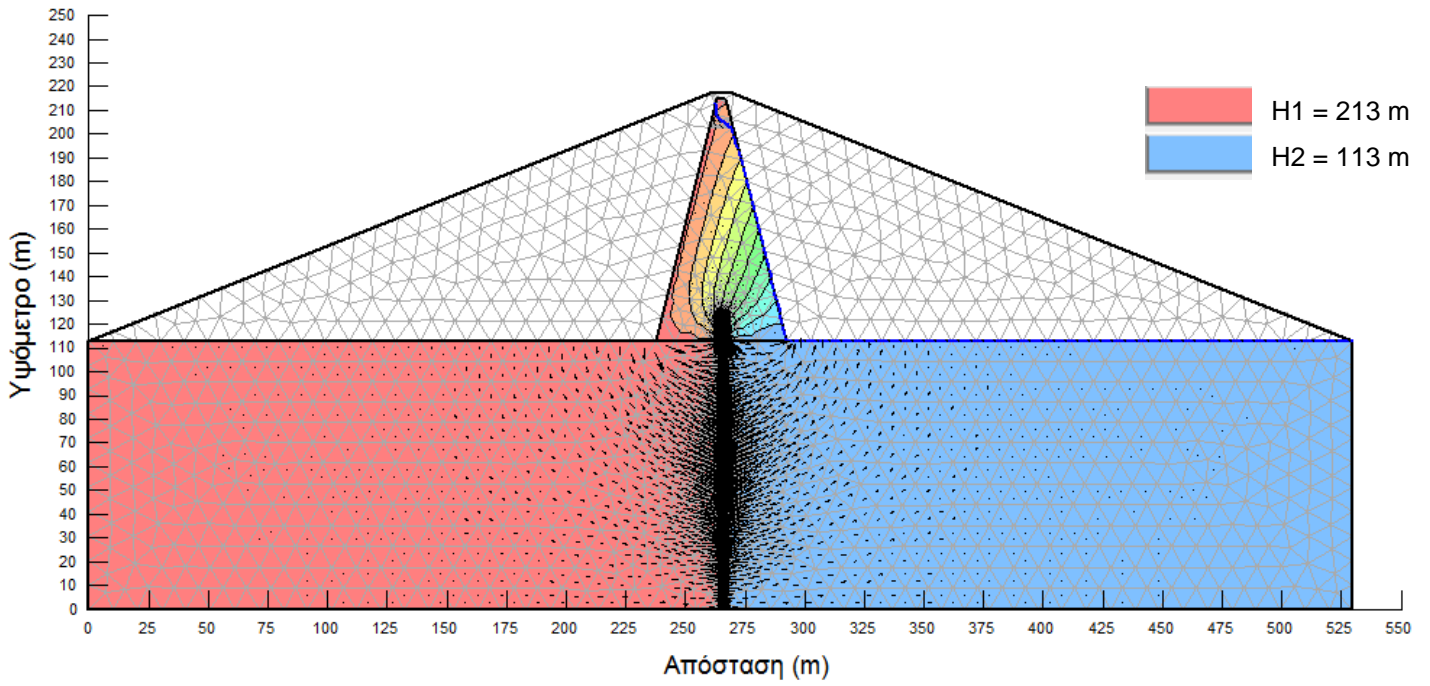
Σχήμα 11-21: Δίκτυο ροής για μήκος εισχώρησης διαφραγματικού τοίχου εντός του πυρήνα, $\rho=0.03 \cdot H$
 $(k_1=10^{-8} \text{ m/sec}, k_2=10^{-3} \text{ m/sec}, k_3=10^{-9} \text{ m/sec})$



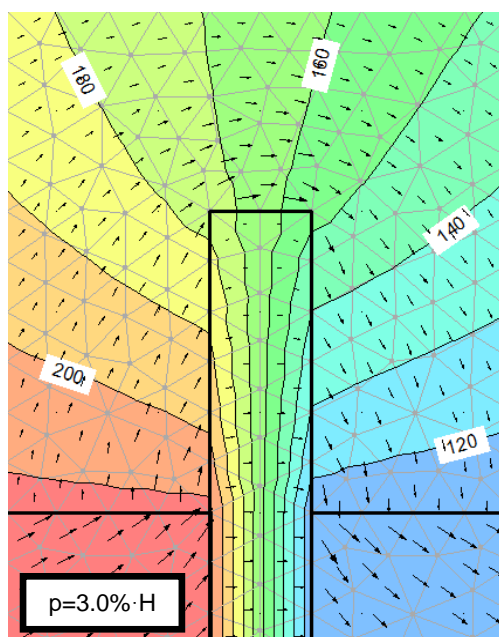
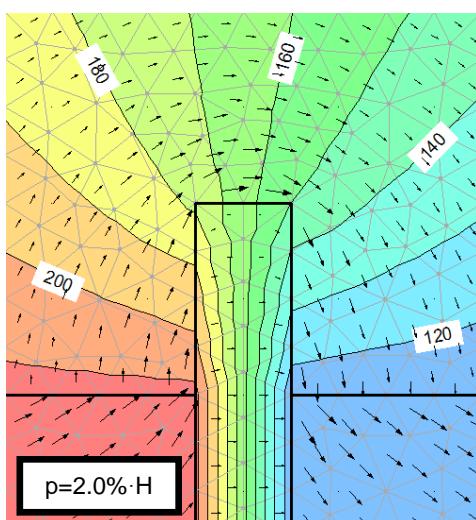
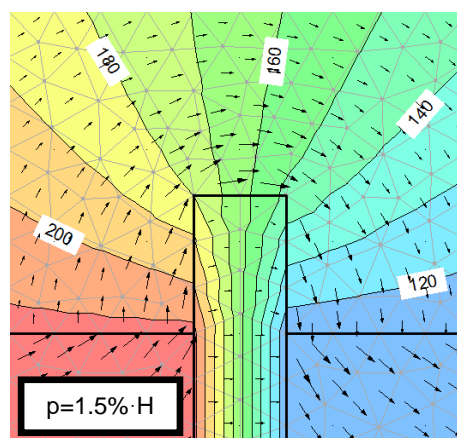
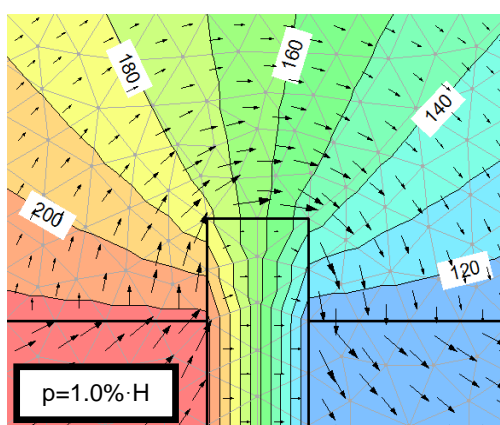
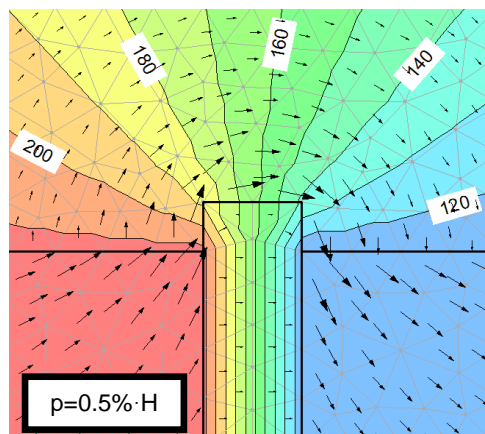
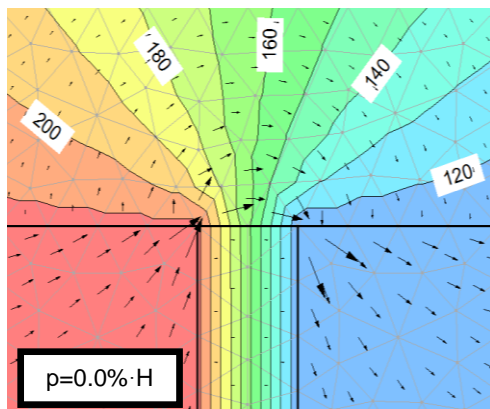
Σχήμα 11-22: Δίκτυο ροής για μήκος εισχώρησης διαφραγματικού τοίχου εντός του πυρήνα, $\rho=0.04 \cdot H$
($k_1=10^{-8} \text{ m/sec}$, $k_2=10^{-3} \text{ m/sec}$, $k_3=10^{-9} \text{ m/sec}$)

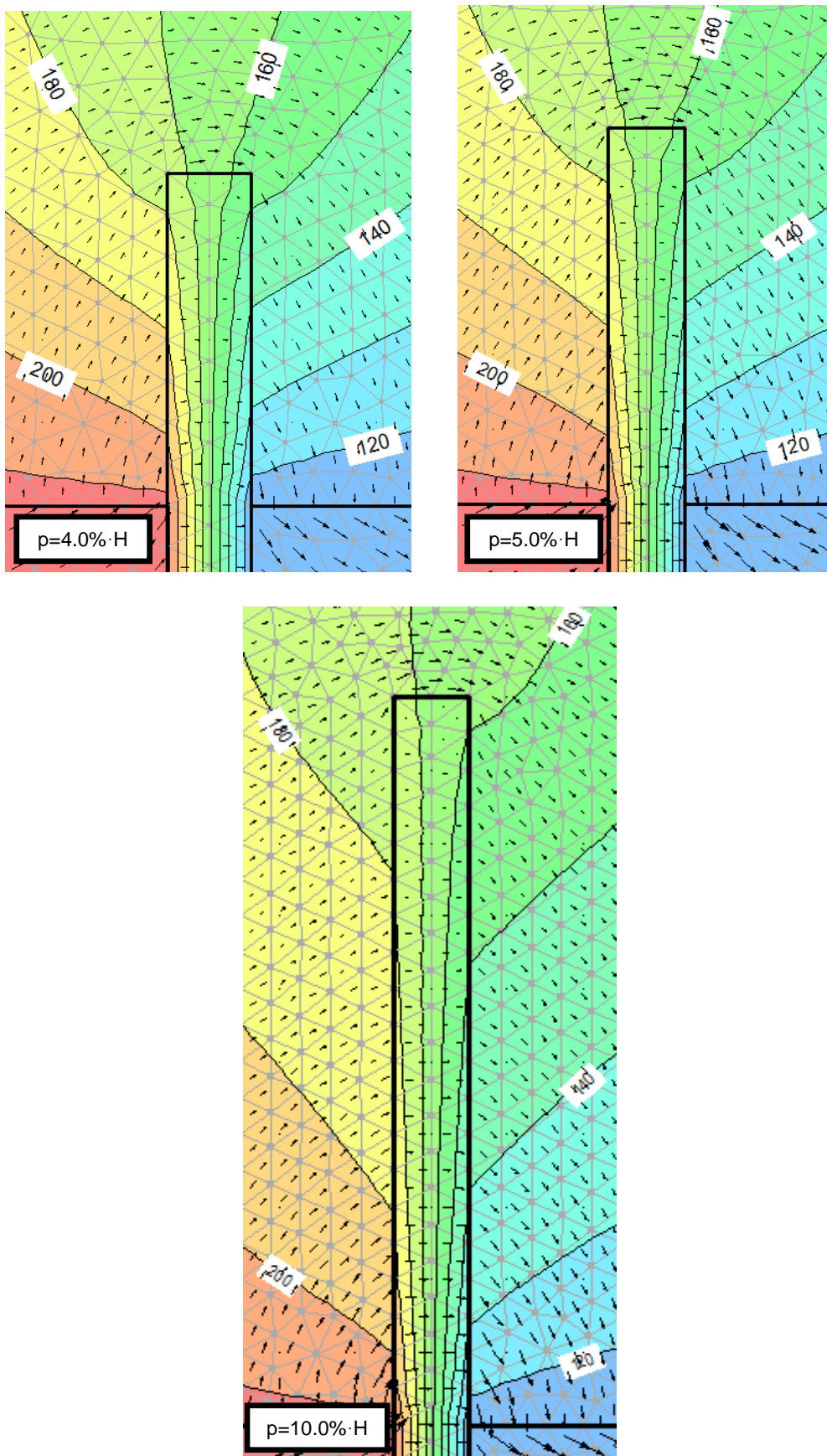


Σχήμα 11-23: Δίκτυο ροής για μήκος εισχώρησης διαφραγματικού τοίχου εντός του πυρήνα, $\rho=0.05 \cdot H$
($k_1=10^{-8} \text{ m/sec}$, $k_2=10^{-3} \text{ m/sec}$, $k_3=10^{-9} \text{ m/sec}$)



Σχήμα 11-24: Δίκτυο ροής για μήκος εισχώρησης διαφραγματικού τοίχου εντός του πυρήνα, $\rho=0.10 \cdot H$
 ($k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-9}$ m/sec)

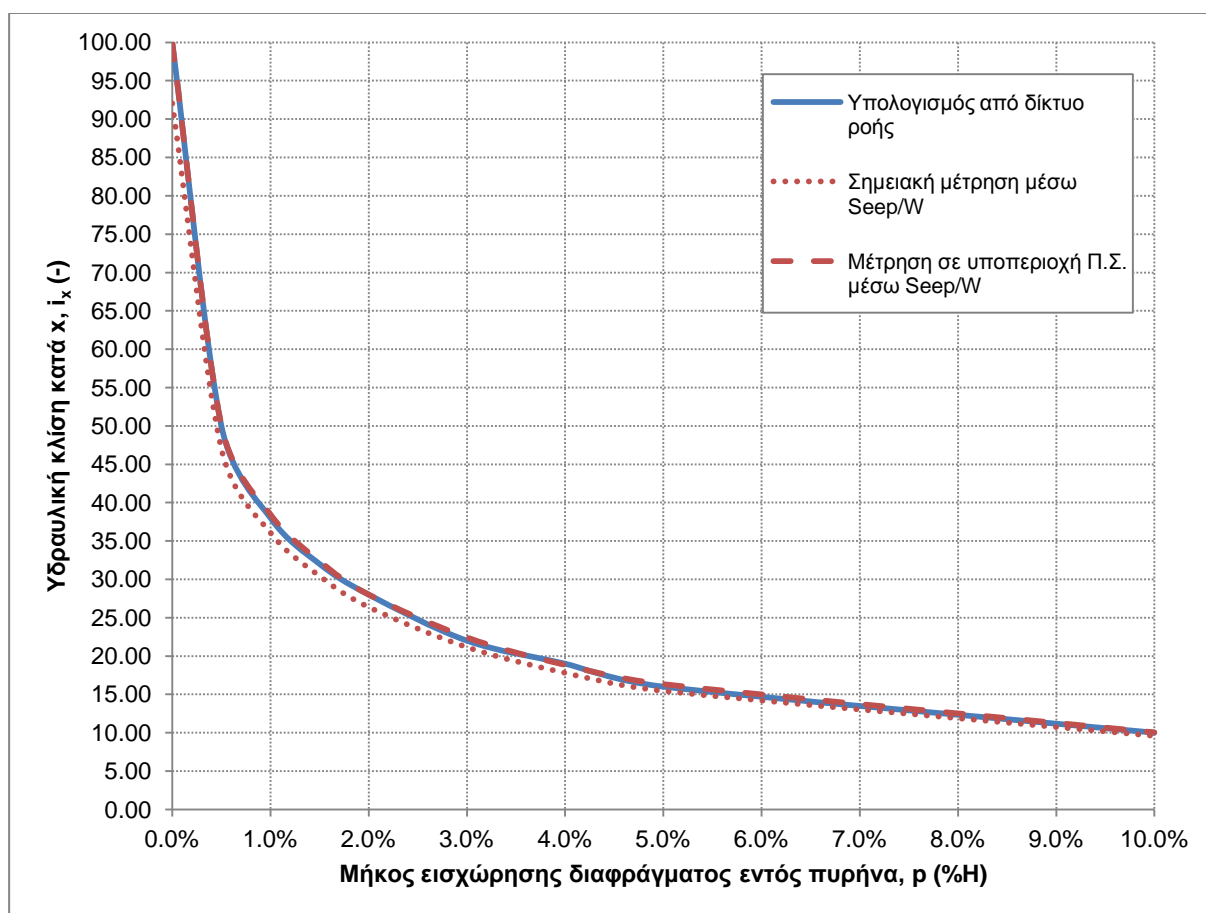




Σχήμα 11-25: Δίκτυο ροής στην περιοχή σύνδεσης του διαφραγματικού τοίχου με τον πυρήνα φράγματος για μήκος εισχώρησης, $p=(0.0\% - 10.0\%) \cdot H$ ($k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-9}$ m/sec)

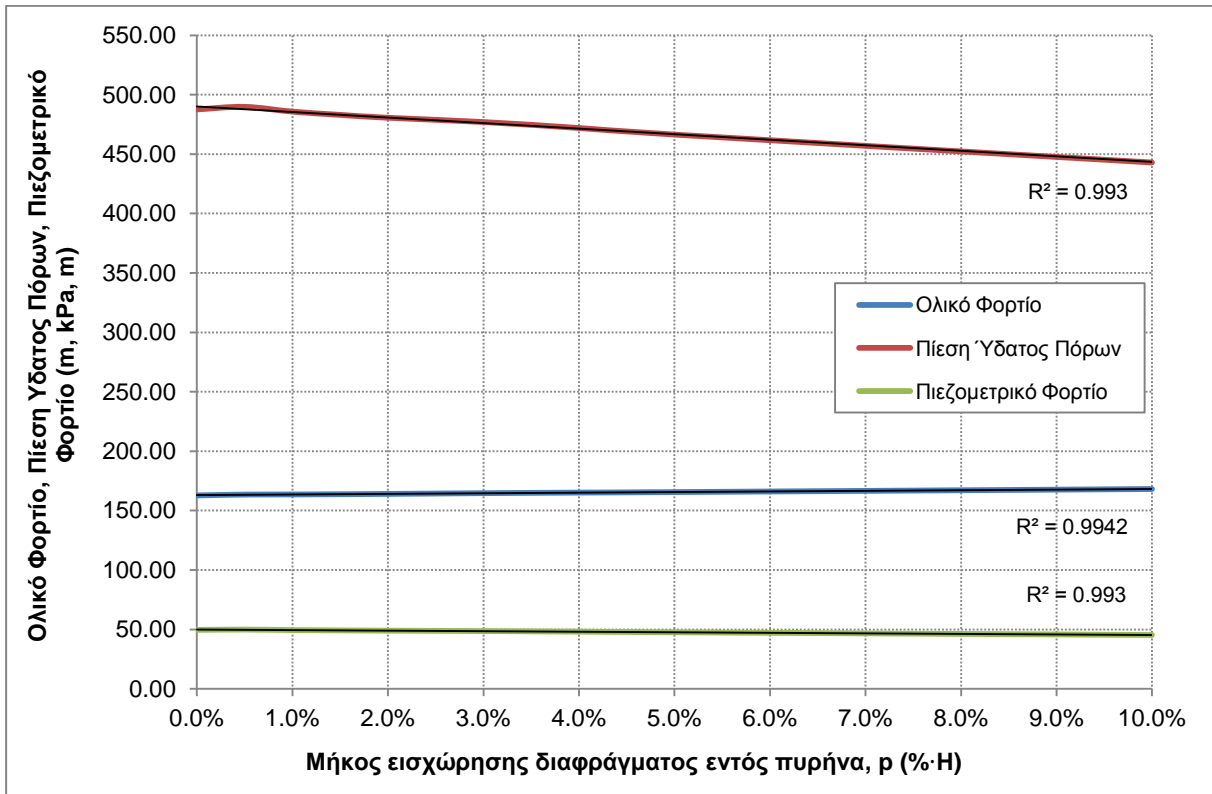
Από τα παραπάνω σχήματα παρατηρούμε ξανά την πύκνωση των ισοδυναμικών στη ζώνη του διαφράγματος η οποία παρουσιάζεται εντονότερη στην κεφαλή του. Με την αύξηση του μήκους διείσδυσης καμπυλώνουν οι ισοδυναμικές δηλώνοντας με αυτό τον τρόπο το ποσοστό του συνολικού φορτίου που καταναλώνεται στις αντίστοιχες παρειές του διαφράγματος. Χαρακτηριστικά αναφέρεται πως για $\rho = 0.0\% \cdot H$ καταναλώνεται το $100\% \cdot H$ στην άνω παρειά, για $\rho = 1.0\% \cdot H$ το $38\% \cdot H$ ενώ για $\rho = 5.0\% \cdot H$ το $16\% \cdot H$.

Ως προς τις αναπτυσσόμενες υδραυλικές κλίσεις, έγινε διερεύνηση των τιμών που προέκυψαν ως προς τον τρόπο υπολογισμού τους. Δεν παρατηρείται καμία μεταβολή ως προς τη συμπεριφορά τους σε σύγκριση με εκείνη που το διάφραγμα χαρακτηρίζεται ως "αδιαπέρατο". Συγκεντρωτικά παρουσιάζεται η μεταβολή της υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση του διαφράγματος στο Σχήμα 11-26).



Σχήμα 11-26: Σύγκριση υδραυλικής κλίσης στην άνω παρειά του διαφράγματος με βάση τον τρόπο υπολογισμού της ($k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-9}$ m/sec)

Αντίστοιχα γραμμική παρουσιάζεται και η μεταβολή του ολικού φορτίου, της πίεσης ύδατος πόρων και του πιεζομετρικού φορτίου όπως προδίδει το Σχήμα 11-27.



Σχήμα 11-27: Μεταβολή Ολικού Φορτίου, Πίεσης Ύδατος Πόρων και Πιεζομετρικού φορτίου σε συνάρτηση με το μήκος εισχώρησης διαφραγματικού τοίχου, p

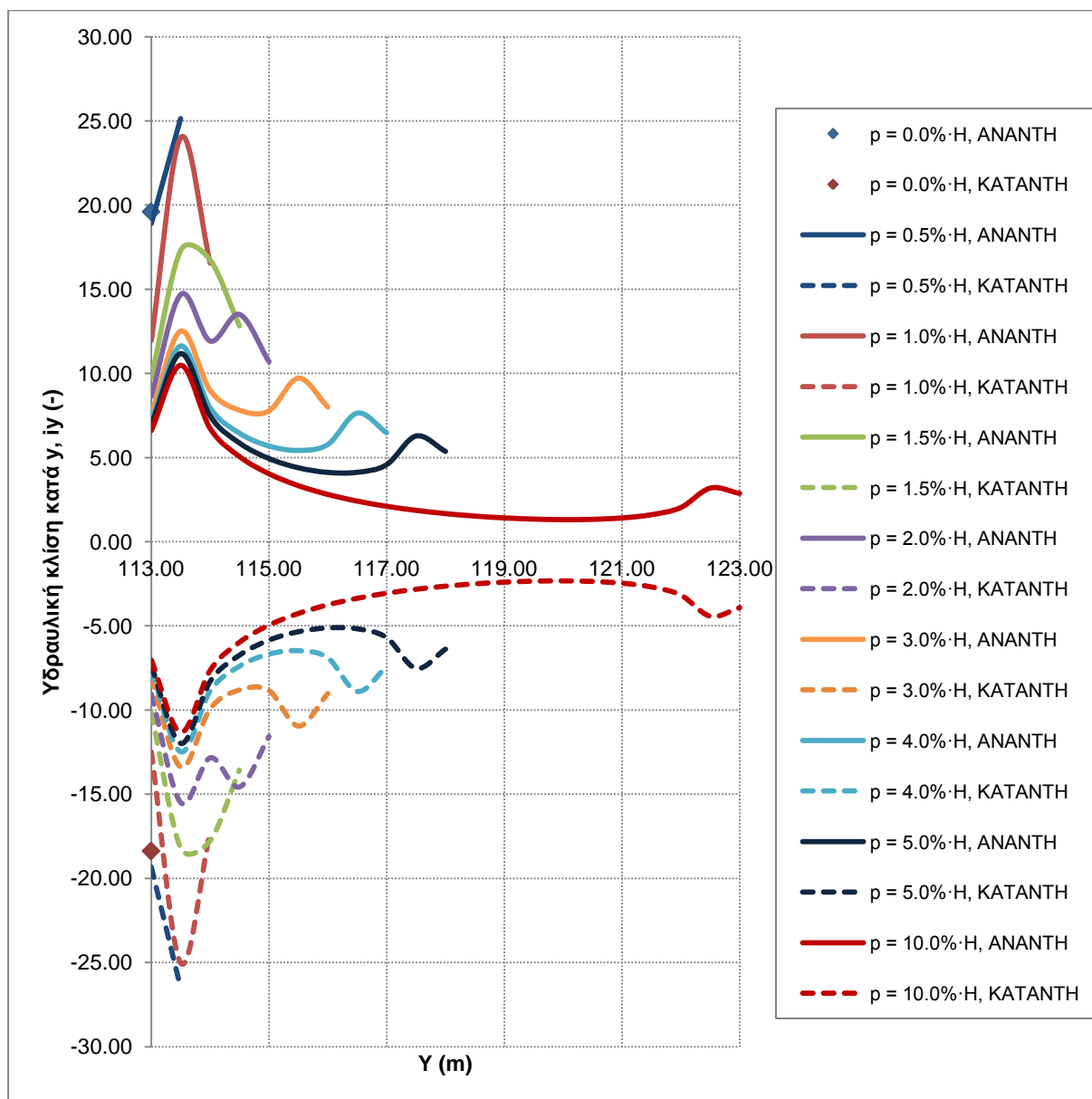
Για την παραπάνω ανάλυση ($k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-9}$ m/sec) εξετάστηκαν οι υδραυλικές κλίσεις που αναπτύσσονται στη διεπιφάνεια του διαφραγματικού τοίχου με τον πυρήνα γεωφράγματος. Στην ανάντη και κατάντη παρειά όπου η ροή είναι κατακόρυφη περιμετρικά του διαφράγματος εξετάστηκε η υδραυλική κλίση κατά y (Y-Gradient) ενώ στην άνω παρειά του εξετάστηκε η υδραυλική κλίση κατά x (X-Gradient) καθώς η ροή πραγματοποιείται οριζόντια.

Συγκρίνοντας το μέγεθος των υδραυλικών κλίσεων στο Σχήμα 11-28 και Σχήμα 11-29 είναι εμφανές ότι μεγαλύτερες υδραυλικές κλίσεις αναπτύσσονται στην άνω παρειά επιβεβαιώνοντας την προσέγγισή μας να εξετάζουμε εκεί τις υδραυλικές κλίσεις όπου και οι ισοδυναμικές είναι πυκνότερες.

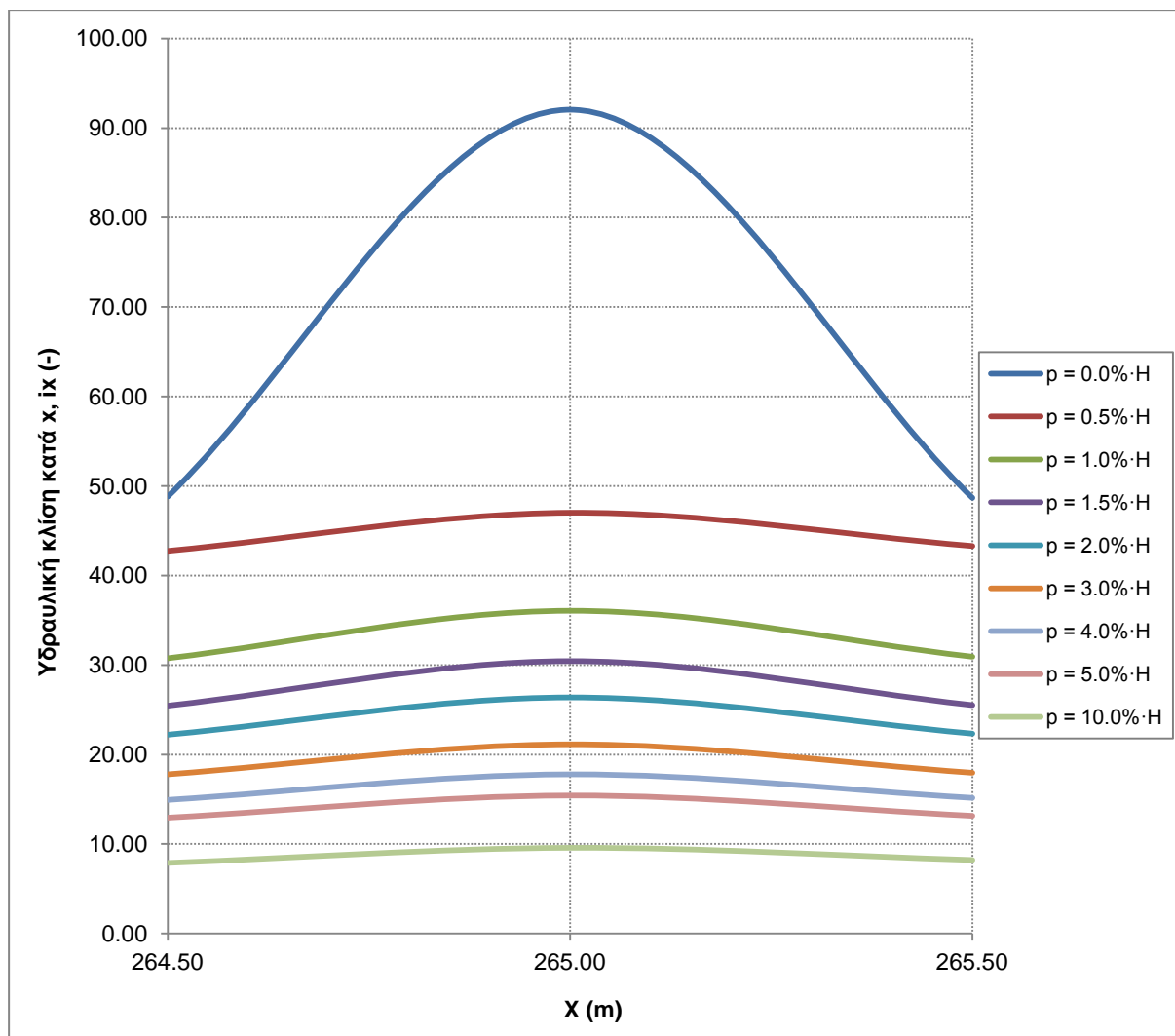
Οι υδραυλικές κλίσεις κατά y είναι συμμετρικές ανάντη και κατάντη, με ελαφρώς μεγαλύτερες κατά απόλυτη τιμή τις υδραυλικές κλίσεις κατάντη. Τα αντίθετα πρόσημα οφείλονται στην αντιστροφή της ροής. Ακόμα, παρατηρείται τοπική αύξηση των τιμών στις θέσεις όπου $p = 0.50 \cdot H$ και σε απόσταση 0.50 m από την άνω παρειά του διαφράγματος. Η τοπική αυτή αύξηση των τιμών πιθανότατα οφείλεται σε αδυναμία του προγράμματος λόγω της διάστασης των πεπερασμένων στοιχείων η οποία ισούται με 0.50 m στην περιοχή ενδιαφέροντος.

Αντίστοιχα, οι υδραυλικές κλίσεις κατά x στην άνω παρειά εμφανίζονται ελαφρώς μειωμένες στα άκρα όπου η ροή είναι υπό γωνία. Ακραία περίπτωση αποτελεί το μηδενικό μήκος εισχώρησης όπου στο κέντρο του διαφραγματικού τοίχου η υδραυλική κλίση είναι αυξημένη συγκριτικά με τα άκρα.

Ως προς την αποτελεσματικότητα της διείσδυσης του διαφράγματος είναι εμφανές ότι συνεισφέρει ουσιαστικά στη μείωση των υδραυλικών κλίσεων αφού σε κάθε σημείο της διεπιφάνειας, αυξάνοντας το μήκος εισχώρησης του διαφράγματος μειώνονται αισθητά οι υδραυλικές κλίσεις. Μάλιστα, αν αγνοήσουμε την καμπύλη που αντιστοιχεί σε μήκος εισχώρησης $0.5\% \cdot H$ και $1.5\% \cdot H$ (ώστε να διατηρηθεί σταθερό βήμα στο μήκος εισχώρησης) και παρατηρήσουμε την απόσταση των καμπυλών διακρίνουμε ότι αποτελεσματικότερο είναι το μήκος που αντιστοιχεί στο $3.0\% \cdot H$ όπως έχει ήδη διατυπωθεί και σε προηγούμενες αναλύσεις αποτελεσμάτων.

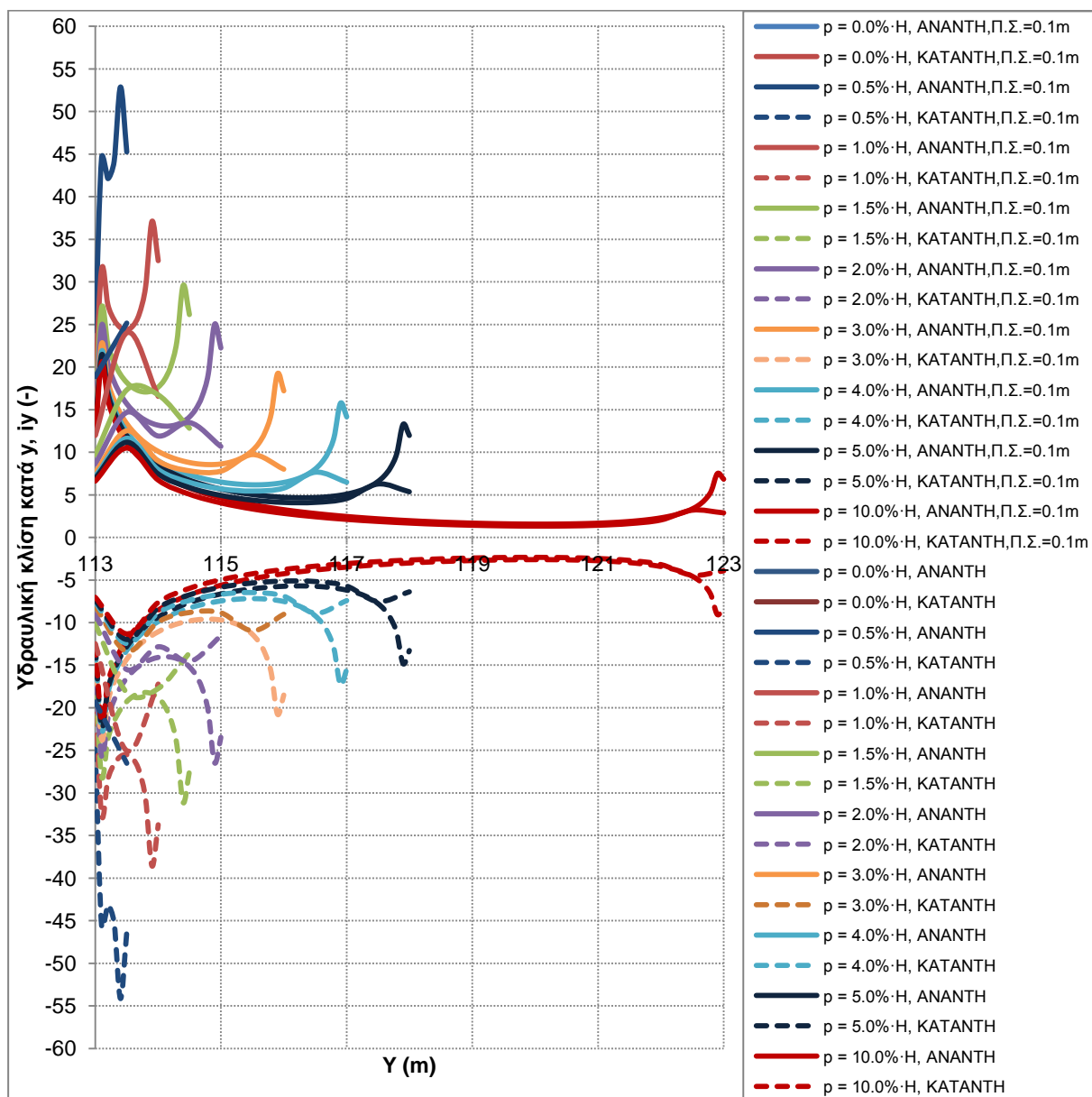


Σχήμα 11-28: Μεταβολή αναπτυσσόμενων υδραυλικών κλίσεων στην ανάντη και κατάντη παρειά του διαφραγματικού τοίχου για μήκος εισχώρησης $p = (0\% - 10\%) \cdot H$

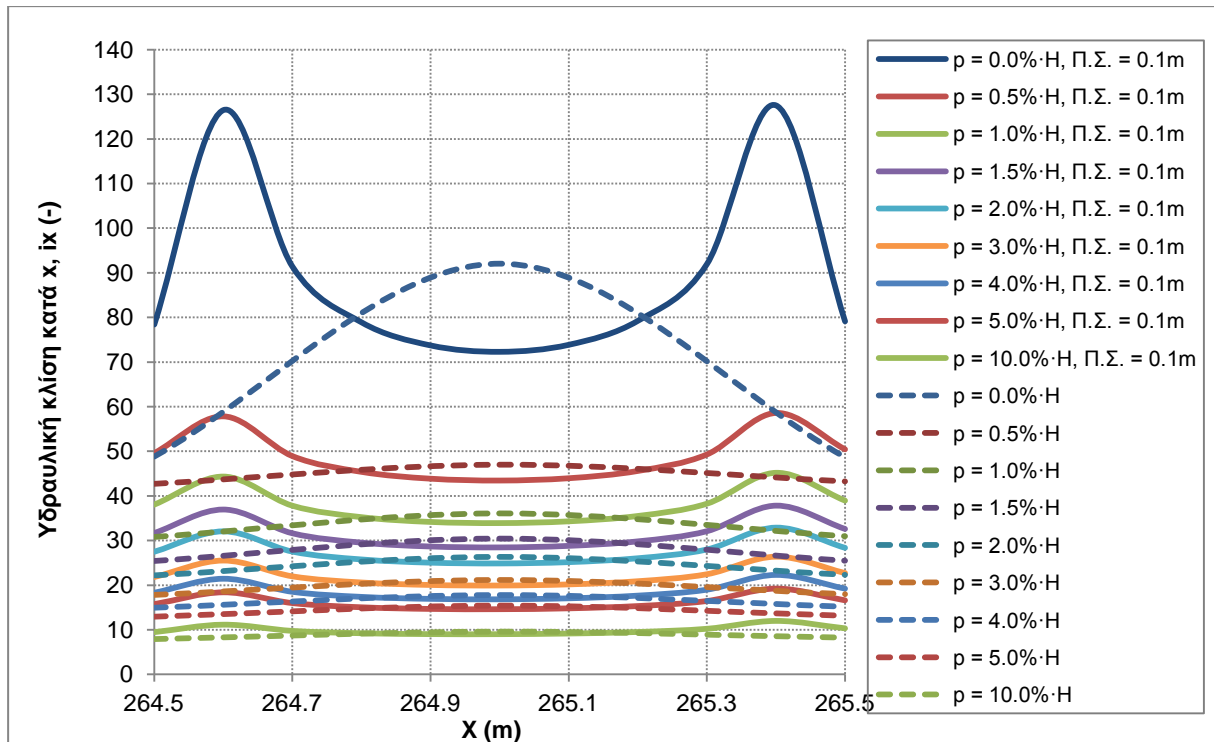


Σχήμα 11-29: Μεταβολή αναπτυσσόμενων υδραυλικών κλίσεων στην άνω παρειά του διαφραγματικού τοίχου για μήκος εισχώρησης $p = (0\% - 10\%) \cdot H$

Για τη διερεύνηση της επιρροής των πεπερασμένων στοιχείων στην παρουσία των αιχμών επαναλήφθηκαν οι συγκεκριμένες αναλύσεις με μέγεθος πλέον πεπερασμένων στοιχείων 0.10 m στην περιοχή ενδιαφέροντος, δηλαδή 2.00 m εκατέρωθεν του διαφραγματικού τοίχου και όχι 0.50 m. Η μεταβολή της υδραυλικής κλίσης κατά y στην ανάντη και κατάντη κατακόρυφη παρειά του διαφράγματος, όπως και η υδραυλική κλίση κατά x στην άνω παρειά απεικονίζονται στα σχήματα που ακολουθούν (Σχήμα 11-30 και Σχήμα 11-31).



Σχήμα 11-30: Σύγκριση μεταβολής αναπτυσσόμενων υδραυλικών κλίσεων στην ανάντη και κατάντη παρειά του διαφραγματικού τοίχου για μήκος εισχώρησης $\rho = (0\% - 10\%) \cdot H$ για μέγεθος πεπερασμένων στοιχείων 0.10 m και 0.50 m στην περιοχή ενδιαφέροντος



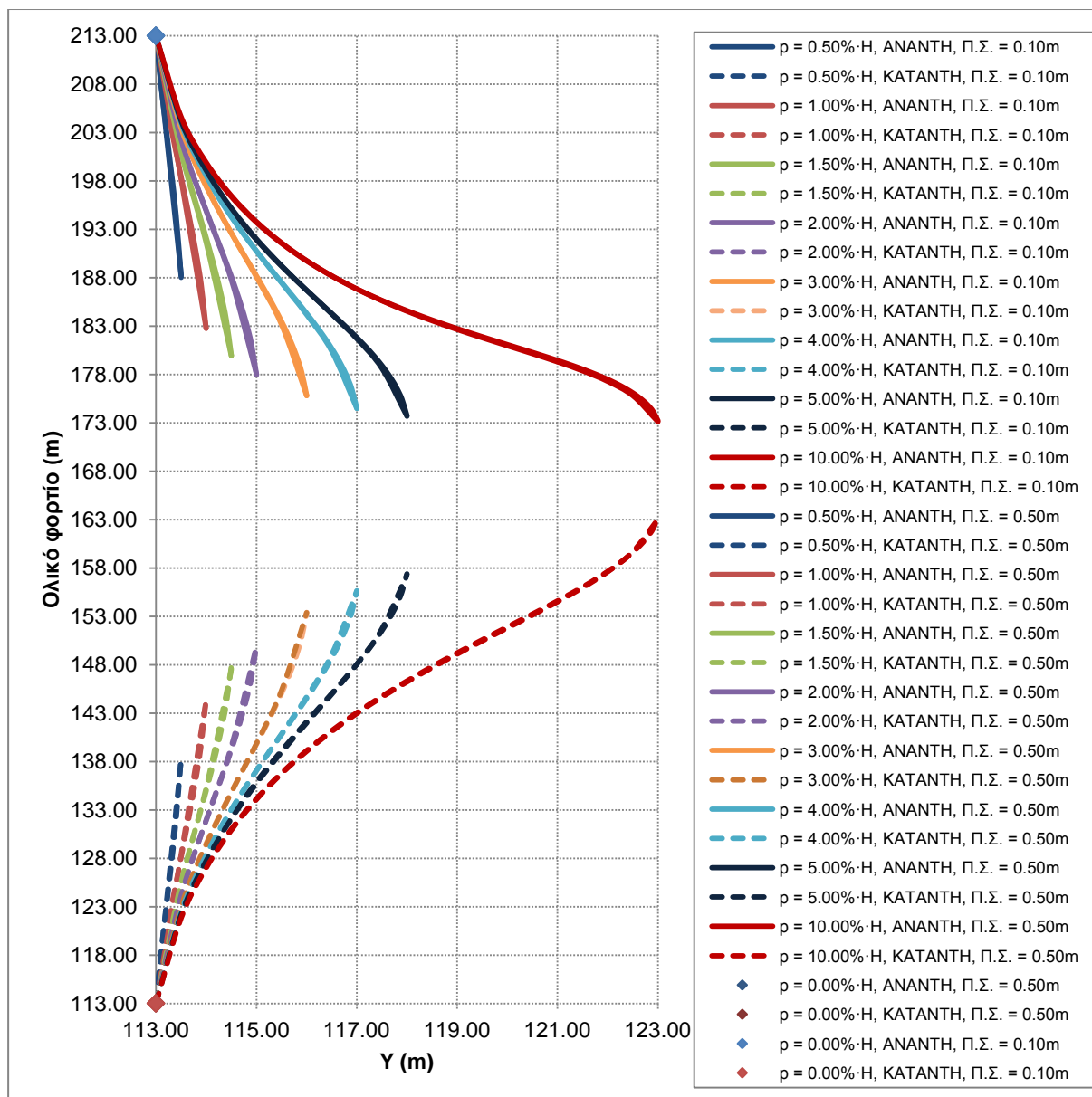
Σχήμα 11-31: Σύγκριση μεταβολής αναπτυσσόμενων υδραυλικών κλίσεων στην άνω παρειά του διαφραγματικού τοίχου για μήκος εισχώρησης $\rho = (0\% - 10\%) \cdot H$ για μέγεθος πεπερασμένων στοιχείων 0.10 m και 0.50 m στην περιοχή ενδιαφέροντος

Από τη σύγκριση των γραφημάτων των υδραυλικών κλίσεων παρατηρήθηκε πως οι αιχμές εμφανίζονται συστηματικά σε μία απόσταση από τα άκρα του διαφραγματικού τοίχου ίση με το μέγεθος των πεπερασμένων στοιχείων και για τις δύο περιπτώσεις, προκαλώντας την απόκλιση στην απόσταση μεταξύ των αντίστοιχων καμπυλών. Μάλιστα, η απόκλιση αυτή στις καμπύλες είναι έντονη στα άκρα του διαφράγματος, ενώ στις υπόλοιπες θέσεις οι διαφοροποιήσεις στις υδραυλικές κλίσεις είναι εμφανώς μειωμένες.

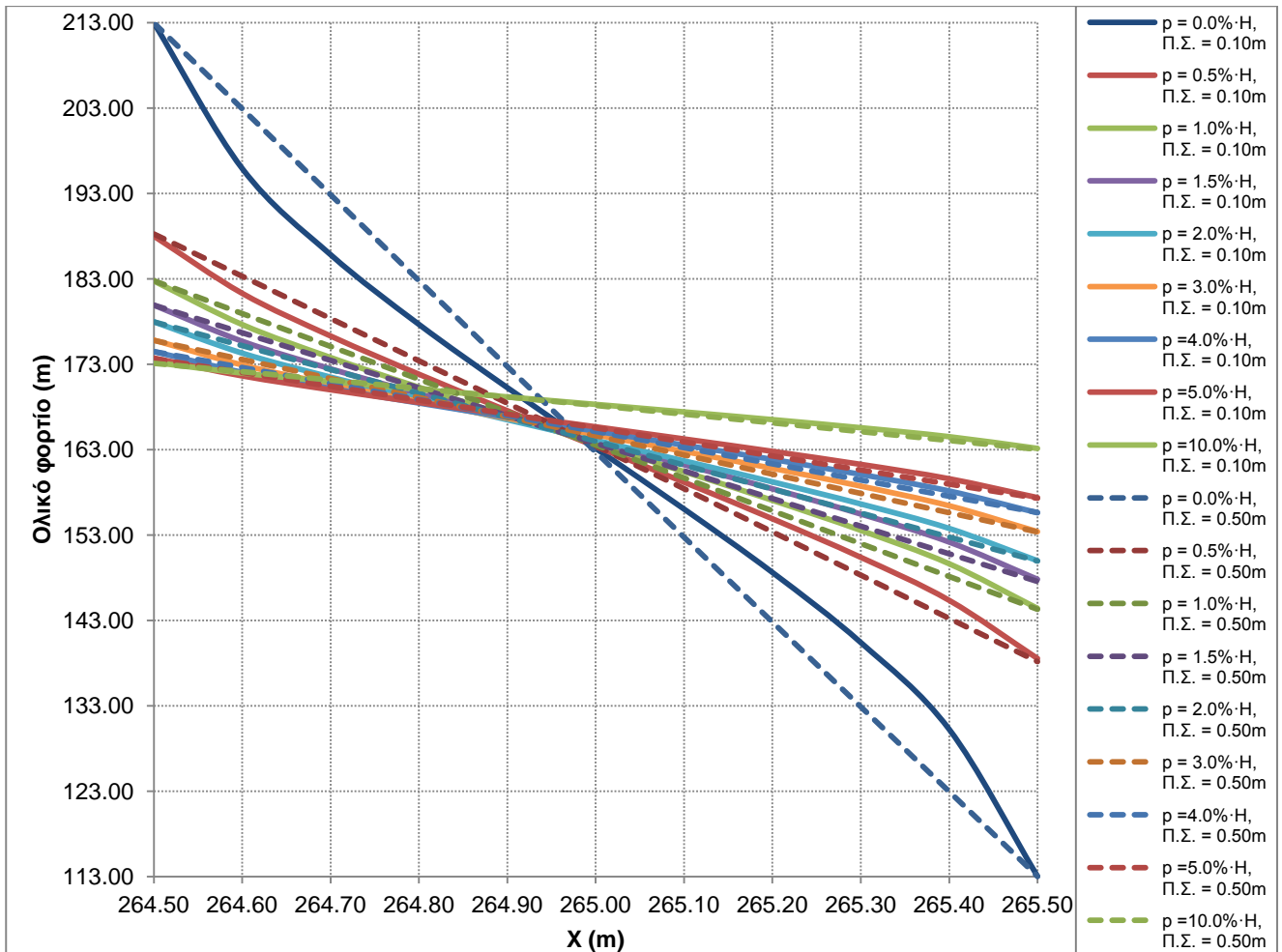
Συμπεραίνεται λοιπόν ότι τα πεπερασμένα στοιχεία δεν ανταποκρίνονται καλά σε γωνίες και στα άκρα του διαφραγματικού τοίχου, ενισχύοντας την άποψη του/των συγγραφέα/έων του κειμένου Seepage modelling with SEEP/W 2007 ότι η γραφική απεικόνιση δευτερευόντων μεταβλητών, όπως η υδραυλική κλίση, μπορεί να μην οδηγεί σε ρεαλιστικά αποτελέσματα εξαιτίας του τρόπου ολοκλήρωσης και υπολογισμού της στους κόμβους (ανάλυση στο κεφάλαιο 9.6).

Για την επιβεβαίωση της επιλογής του μεγέθους των πεπερασμένων στοιχείων ως προς τον υπολογισμό του ολικού φορτίου (κύρια άγνωστη μεταβλητή του προβλήματος διήθησης), παραστήθηκε γραφικά η μεταβολή του ολικού φορτίου στις παρειές του διαφράγματος. Η γραφική αυτή απεικόνιση αφορούσε αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία μεγέθους ίσο με 0.10 m και 0.50 m αντίστοιχα. Υπενθυμίζεται πως όλα τα δημιουργούμενα γραφήματα, κατά τη διερεύνηση της σύνδεσης του διαφραγματικού τοίχου με τον πυρήνα φράγματος προέκυψαν από τη μέση υδραυλική κλίση που

εμφανίζεται σε κάθε παρειά, λαμβάνοντας υπόψη το ποσοστό του φορτίου που καταναλώθηκε σε κάθε θέση και τα γεωμετρικά στοιχεία του διαφράγματος και όχι από σημειακές μετρήσεις της υδραυλικής κλίσης σε κόμβους (διερεύνηση του τρόπου υπολογισμού της υδραυλικής κλίσης σε αντίστοιχες παραγράφους της παρούσας μεταπτυχιακής).



Σχήμα 11-32: Σύγκριση μεταβολής ολικού φορτίου στην ανάντη και κατάντη παρειά του διαφραγματικού τοίχου για μήκος εισχώρησης $\rho = (0\% - 10\%) \cdot H$ για μέγεθος πεπερασμένων στοιχείων 0.10 m και 0.50 m στην περιοχή ενδιαφέροντος



Σχήμα 11-33: Σύγκριση μεταβολής ολικού φορτίου στην άνω παρειά του διαφραγματικού τοίχου για μήκος εισχώρησης $\rho = (0\% - 10\%) \cdot H$ για μέγεθος πεπερασμένων στοιχείων 0.10 m και 0.50 m στην περιοχή ενδιαφέροντος

Είναι εμφανές από τις παραπάνω καμπύλες (Σχήμα 11-32 και Σχήμα 11-33) ότι η κλίση των καμπυλών με την εισχώρηση του διαφράγματος γίνεται όλο και ηπιότερη επιβεβαιώνονται και με αυτόν τον τρόπο την μείωση των υδραυλικών κλίσεων.

Ως προς τα υπολογιζόμενα φορτία και το μέγεθος των πεπερασμένων στοιχείων, οι καμπύλες στην ανάντη και κατάντη παρειά του διαφράγματος ταυτίζονται φανερώοντας πως το μέγεθος του πλέγματος που επιλέχθηκε ήταν σωστό καθώς περαιτέρω πύκνωση του αυξάνει τους υπολογιστικούς χρόνους χωρίς καμία απολύτως συνεισφορά στη βελτίωση της ακρίβειας των αποτελεσμάτων.

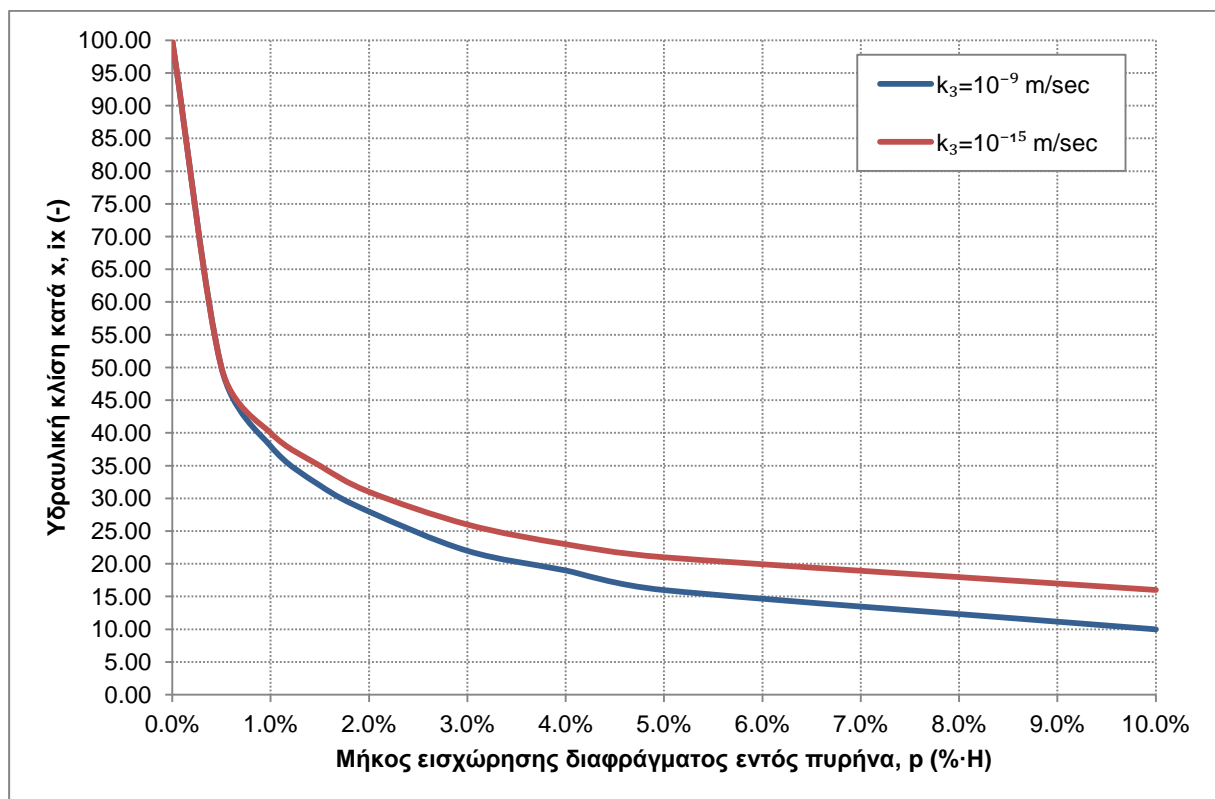
Το ποσοστό φορτίου που καταναλώνεται στην άνω παρειά του διαφράγματος για κάθε μήκος εισχώρησης ταυτίζεται για τα δύο μεγέθη πεπερασμένων στοιχείων (ταύτιση καμπυλών στα άκρα). Μοναδική διαφοροποίηση στις αντίστοιχες αναλύσεις είναι στον τρόπο κατανομής του υδραυλικού φορτίου στην άνω παρειά του διαφράγματος χωρίς όμως να επηρεάζει αισθητά τις υπολογιζόμενες τιμές.

11.4 Σύγκριση αναπτυσσόμενων υδραυλικών κλίσεων σε συνάρτηση με την υδραυλική αγωγιμότητα διαφράγματος

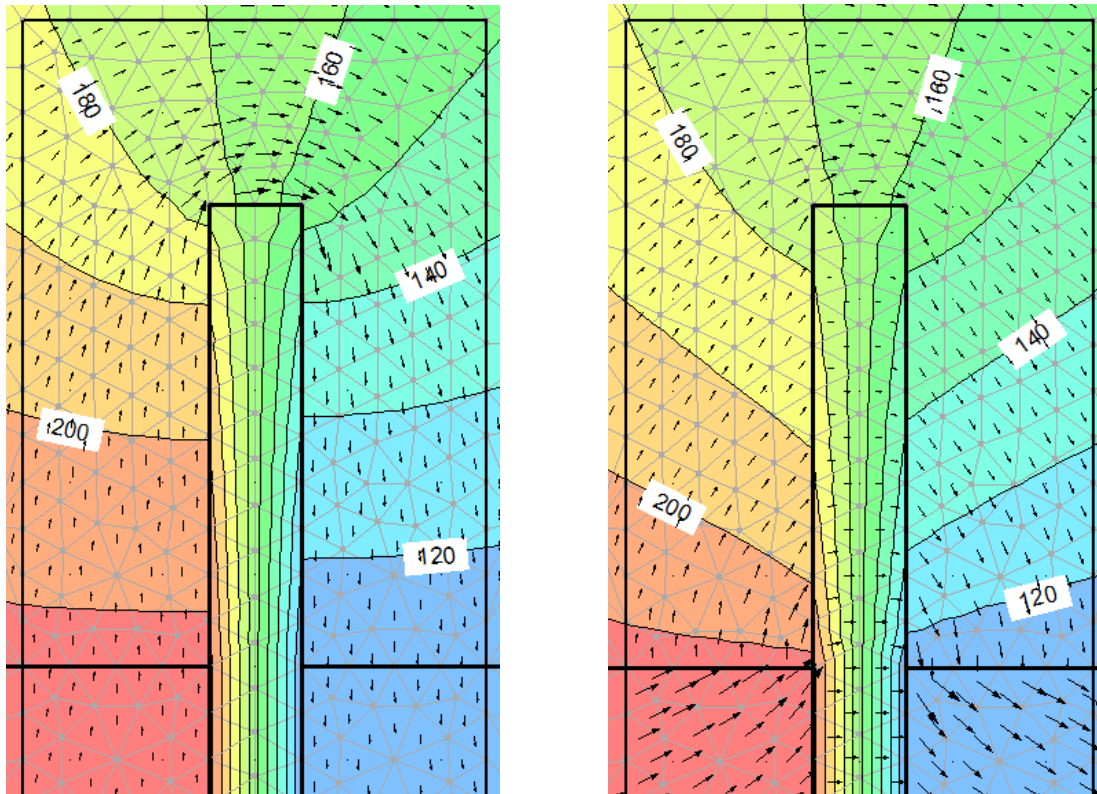
Από το Σχήμα 11-14 και το Σχήμα 11-26 παρατηρούμε ότι οι σημειακές μετρήσεις μέσω του λογισμικού SEEP/W δίνουν υποτιμημένες τιμές υδραυλικής κλίσης σε σύγκριση με τη μέση τιμή της υδραυλικής κλίσης που προσδιορίστηκε από το αναπτυσσόμενο δίκτυο ροής. Για την περαιτέρω διερεύνηση της διείσδυσης του διαφραγματικού τοίχου η υδραυλική κλίση θα προσδιορίζεται από το αναπτυσσόμενο δίκτυο ροής μέσω του ποσοστού φορτίου που καταναλώνεται στις παρειές του διαφραγματικού τοίχου καθώς θεωρείται ότι η σημειακή πληροφορία δεν είναι αντιπροσωπευτική και πιθανότατα να επηρεάζεται τοπικά από τα πεπερασμένα στοιχεία.

Στο Σχήμα 11-34 που ακολουθεί παρουσιάζονται συγκριτικά οι αναπτυσσόμενες υδραυλικές κλίσεις σε συνάρτηση με το μήκος διείσδυσης και την υδραυλική αγωγιμότητα του διαφράγματος.

Για διείσδυση διαφράγματος μέχρι $1.0\% \cdot H$ δεν παρατηρείται καμία διαφοροποίηση στις τιμές των υδραυλικών κλίσεων ενώ για μεγαλύτερο μήκος διείσδυσης οι αναπτυσσόμενες κλίσεις είναι μεγαλύτερες όταν το διάφραγμα έχει μικρότερη τιμή υδραυλικής αγωγιμότητας.



Σχήμα 11-34: Σύγκριση αναπτυσσόμενων υδραυλικών κλίσεων στην άνω παρειά του διαφράγματος σε συνάρτηση με την υδραυλική αγωγιμότητα του διαφράγματος ($k_1 = 10^{-8}$ m/sec, $k_2 = 10^{-3}$ m/sec)



(α)

(β)

Σχήμα 11-35: Σύγκριση δικτύου ροής για τιμή υδραυλικής αγωγιμότητας διαφράγματος

(α) $k_3=10^{-15}$ m/sec και (β) $k_3=10^{-9}$ m/sec

Στο Σχήμα 11-35 διακρίνουμε τη διαφοροποίηση στη διάθλαση των ισοδυναμικών γραμμών εξαρτώμενη από την τιμή της υδραυλικής αγωγιμότητας των δύο υλικών (πυρήνα - διαφράγματος). Όταν το διάφραγμα έχει μεγαλύτερη τιμή υδραυλικής αγωγιμότητας και επιτρέπει τη διέλευση νερού από το εσωτερικό του, παρατηρούμε γρηγορότερη πτώση φορτίου στην ανάντη κατακόρυφη παρειά του διαφράγματος και αραίωση των ισοδυναμικών στην κορυφή του. Αντίθετα, στην κατόντη παρειά του η πτώση του φορτίου γίνεται με βραδύτερο ρυθμό. Το παραπάνω φαινόμενο πιθανόν να οφείλεται στην αναπτυσσόμενη ροή στο εσωτερικό του διαφράγματος.

11.5 Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος πρακτικά "μηδενικής" υδραυλικής αγωγιμότητας σε συνάρτηση με την υδραυλική αγωγιμότητα του πυρήνα και της θεμελίωσης

Επόμενο στάδιο στη μελέτη των υδραυλικών κλίσεων είναι η κατανόηση της μεταβολής τους σε συνάρτηση με την υδραυλική αγωγιμότητα των ζωνών πυρήνα και θεμελίωσης με την σύγχρονη αύξηση του μήκους εισχώρησης πρακτικά "αδιαπέρατου" διαφράγματος ($k_3 = 10^{-15}$ m/sec) εντός του πυρήνα.

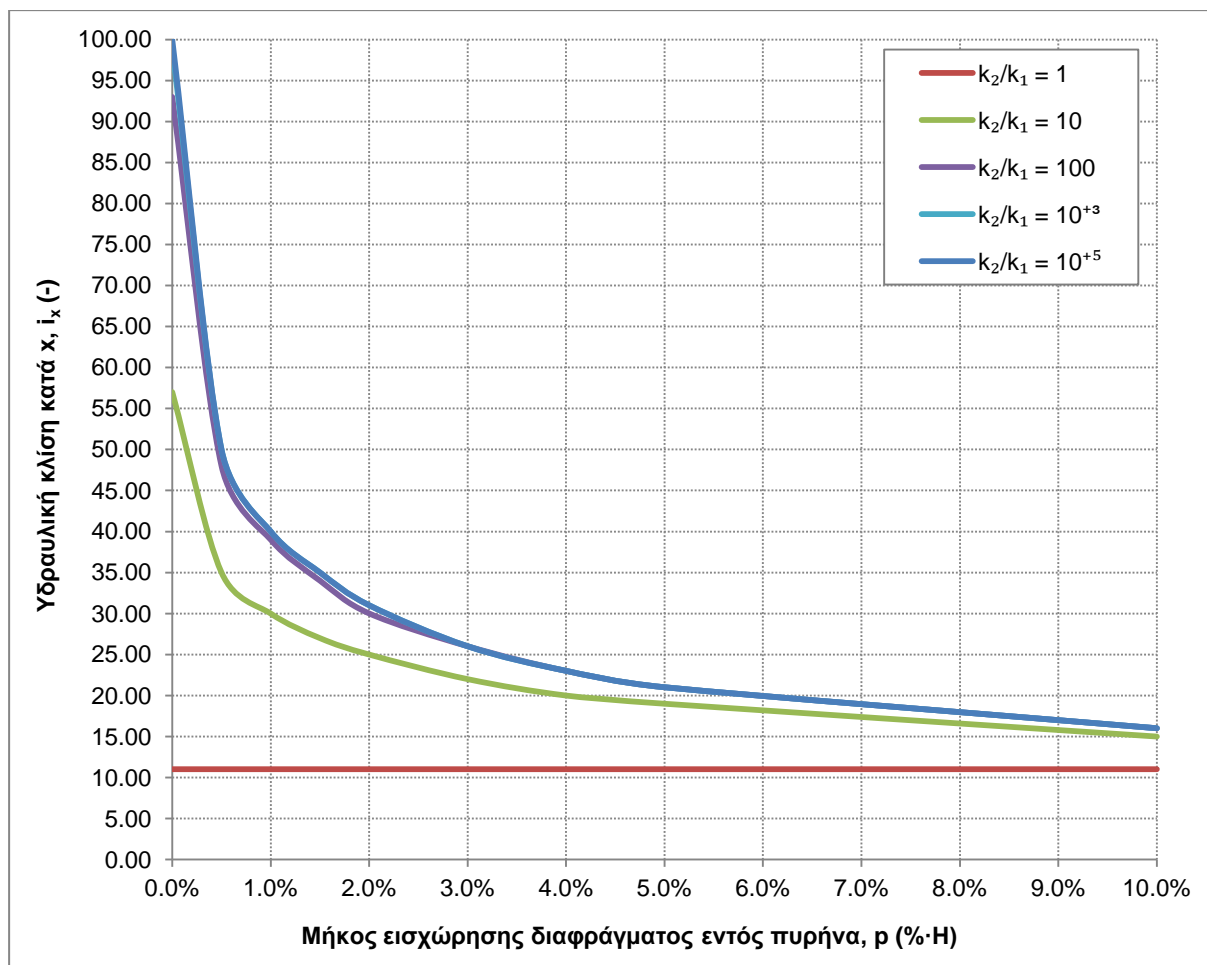
Αναλυτικότερα εξετάστηκαν τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας με λόγο $k_2/k_1 = 1 - 10^5$. Η τιμή 10^5 , αν και μεγάλη, εξετάστηκε καθώς αντιστοιχεί στη δυσμενέστερη περίπτωση στην οποία η θεμελίωση αποτελείται από καθαρό αμμοχάλικο ($k_2 = 10^{-3}$ m/sec) και η τιμή υδραυλικής αγωγιμότητας του πυρήνα είναι ίση με $k_1 = 10^{-8}$ m/sec. Για τις παραπάνω τιμές του λόγου k_2/k_1 κρατήθηκε αρχικά σταθερή η τιμή k_1 και μεταβαλλόταν η τιμή k_2 , ακολούθησε όμως και η αντίστροφη διαδικασία, δηλαδή κρατήθηκε σταθερή η τιμή k_2 ούτως ώστε να εξακριβωθεί και η επιρροή των μεμονωμένων τιμών των υδραυλικών αγωγιμοτήτων. Στο Σχήμα 11-36 έως Σχήμα 11-38 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα από όπου είναι και δυνατή η διεξαγωγή των ακόλουθων συμπερασμάτων.

Για τιμή λόγου $k_2/k_1 = 1$ παρατηρείται ότι η αναπτυσσόμενη υδραυλική κλίση είναι ανεξάρτητη του μήκους εισχώρησης του διαφραγματικού τοίχου, καθώς μένει ουσιαστικά αμετάβλητη. Αξιοσημείωτο είναι ακόμα πως για λόγο $k_2/k_1 > 100$ παύει να έχει επίδραση η υδραυλική αγωγιμότητα των υλικών, οι καμπύλες σταθεροποιούνται και οι αναπτυσσόμενες υδραυλικές κλίσεις μένουν ουσιαστικά αμετάβλητες για κάθε μήκος εισχώρησης διαφράγματος.

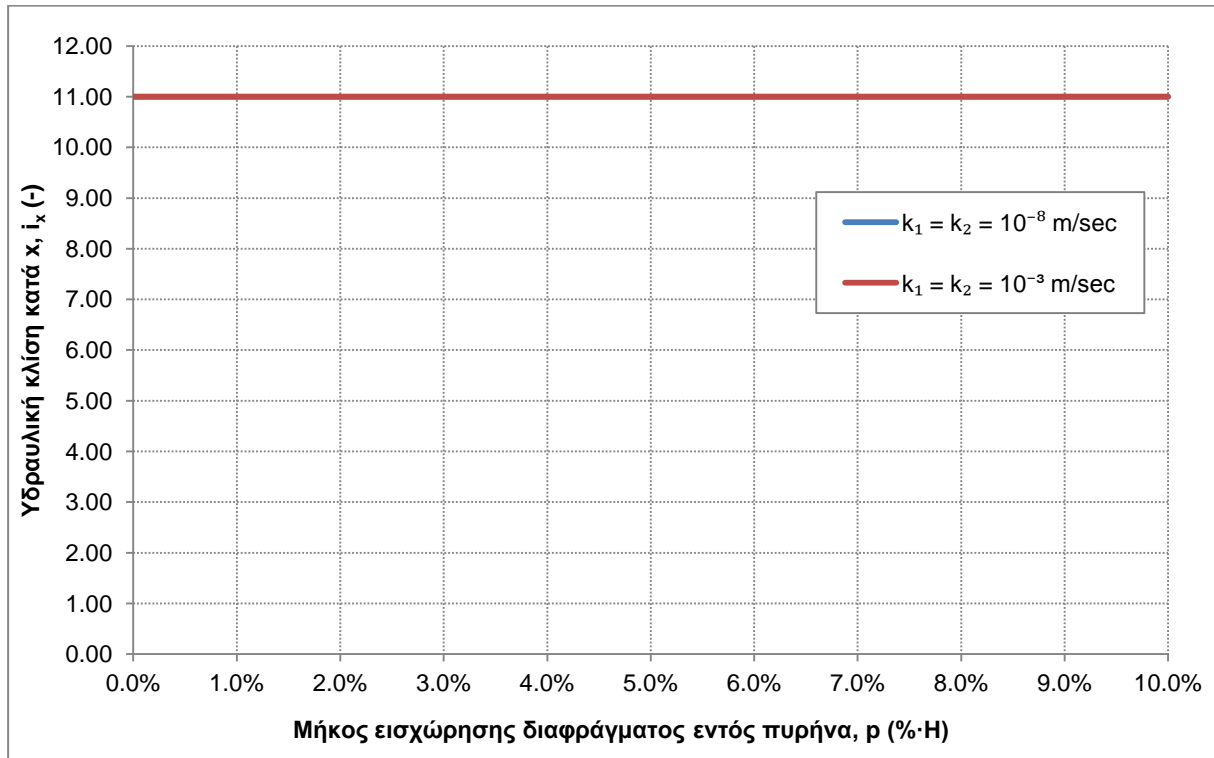
Από την μορφή των καμπυλών συμπεραίνουμε πως αποτελεσματικότερο μήκος εισχώρησης είναι εκείνο που αντιστοιχεί στο 3%. Η όπου παρατηρείται η εντονότερη μείωση υδραυλικής κλίσης. Περαιτέρω αύξηση του μήκους εισχώρησης τους διαφραγματικού τοίχου εντός του πυρήνα δεν επιφέρει ουσιαστική μείωση στις αναπτυσσόμενες υδραυλικές κλίσεις ώστε να αιτιολογεί την αύξηση του μήκους του.

Για την επίτευξη υδραυλικής κλίσης ίση με 20 απαιτείται μήκος εισχώρησης $\rho = 5\%$. Η για τιμές του λόγου $k_2/k_1 > 100$.

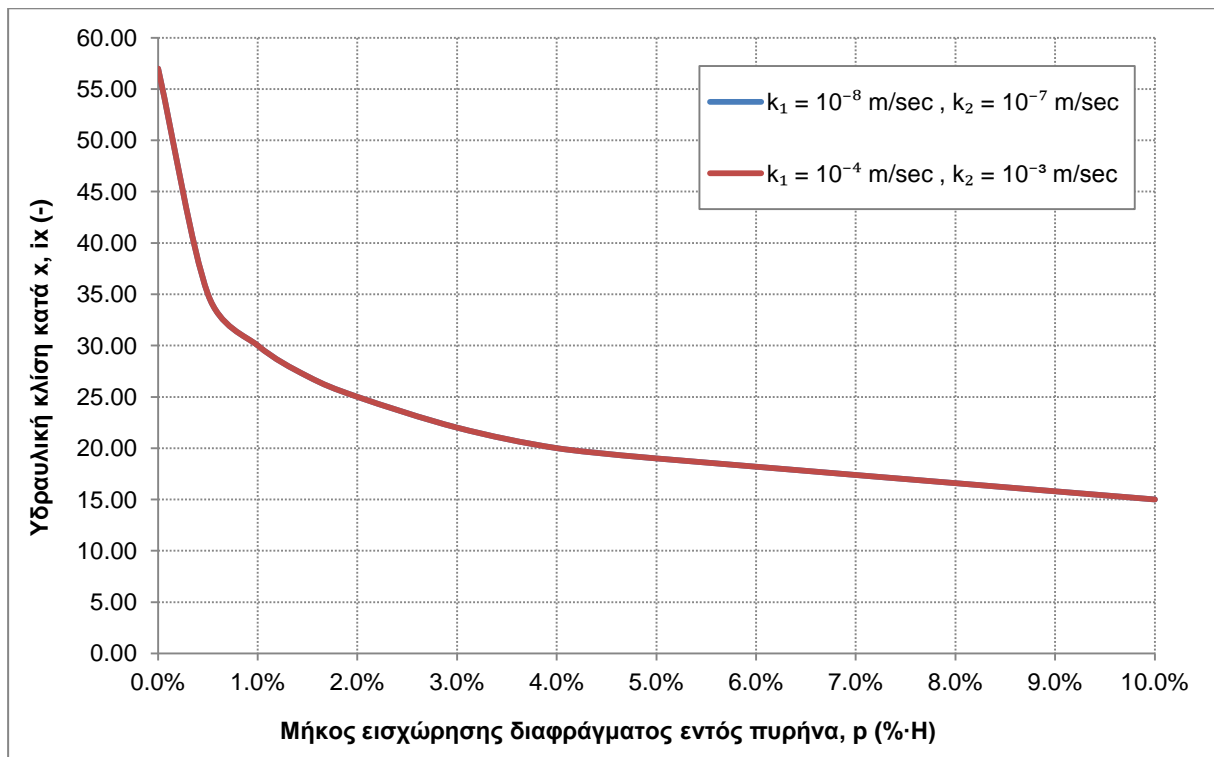
Άξιο προσοχής είναι ότι η υδραυλική κλίση εξαρτάται μόνο από την τιμή του λόγου k_2/k_1 και είναι ανεξάρτητη από τη μεμονωμένη τιμή του k_1 και k_2 όταν το διάφραγμα είναι πρακτικά "αδιαπέρατο" ($k_3 = 10^{-15}$ m/sec). Σε αυτή την περίπτωση παρατηρούμε ταύτιση των καμπυλών για κάθε τιμή του λόγου k_2/k_1 . Ενδεικτικά παρουσιάζονται το Σχήμα 11-37 και Σχήμα 11-38. Το ίδιο ισχύει και για τις υπόλοιπες τιμές του λόγου k_2/k_1 .



Σχήμα 11-36: Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση "πρακτικά" αδιαπέρατου διαφράγματος ($k_3 = 10^{-15}$ m/sec) για διάφορες τιμές του λόγου υδραυλικής αγωγιμότητας θεμελίωσης προς πυρήνα (k_2/k_1)



Σχήμα 11-37: Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση "πρακτικά" αδιαπέρατου διαφράγματος ($k_3 = 10^{-15}$ m/sec) για τιμή του λόγου υδραυλικής αγωγιμότητας θεμελίωσης προς πυρήνα, $k_2/k_1 = 1$



Σχήμα 11-38: Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση "πρακτικά" αδιαπέρατου διαφράγματος ($k_3 = 10^{-15}$ m/sec) για τιμή του λόγου υδραυλικής αγωγιμότητας θεμελίωσης προς πυρήνα, $k_2/k_1 = 10$

11.6 Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος χαμηλής υδραυλικής αγωγιμότητας σε συνάρτηση με την υδραυλική αγωγιμότητα του πυρήνα και της θεμελίωσης

Διερεύνηση της μεταβολής υδραυλικής κλίσης σε συνάρτηση με το λόγο k_2/k_1 έγινε και για τιμή υδραυλικής αγωγιμότητας διαφράγματος $k_3 = 10^{-9}$ m/sec. Ομοίως η τιμή του λόγου k_2/k_1 κυμάνθηκε μεταξύ $1 - 10^5$ κρατώντας κάθε φορά σταθερό είτε το k_1 είτε το k_2 . Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στο Σχήμα 11-39 έως Σχήμα 11-44 και δεν διαφέρουν σε πολλά σημεία με εκείνα της παραγράφου 11.5.

Αναλυτικότερα, για λόγο $k_2/k_1 = 1$ η αναπτυσσόμενη υδραυλική κλίση είναι ανεξάρτητη του μήκους εισχώρησης ενώ για λόγο $k_2/k_1 > 100$ παύει να έχει ουσιαστική επίδραση η υδραυλική αγωγιμότητα των υλικών, οι καμπύλες σταθεροποιούνται και οι αναπτυσσόμενες υδραυλικές κλίσεις μένουν αμετάβλητες για κάθε μήκος εισχώρησης.

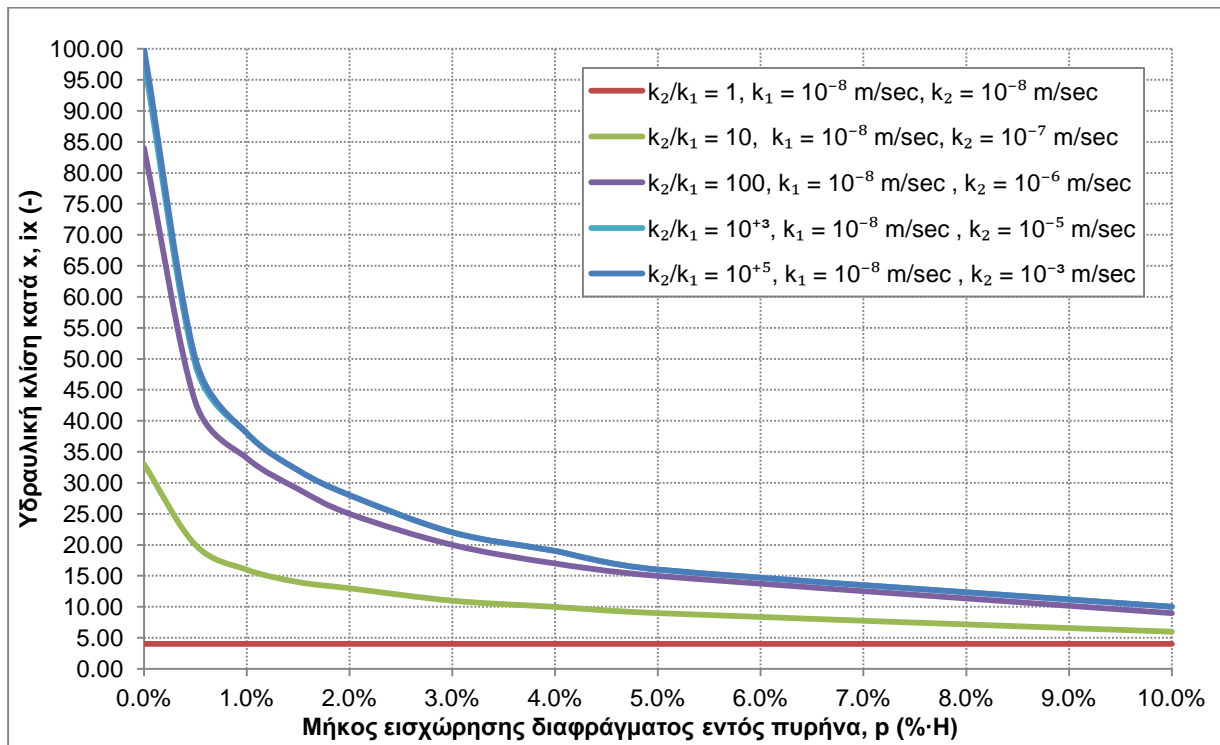
Αποτελεσματικότερο και εδώ εμφανίζεται το μήκος εισχώρησης που αντιστοιχεί $3\% \cdot H$ καθώς περαιτέρω αύξηση του δεν μειώνει αισθητά τις υδραυλικές κλίσεις.

Για την επίτευξη υδραυλικής κλίσης ίση με 20 απαιτείται μήκος εισχώρησης $p = 3\% \cdot H$ για τιμές του λόγου $k_2/k_1 > 100$ όταν διατηρείται σταθερή η υδραυλική αγωγιμότητα του πυρήνα, μικρότερο σε σχέση με εκείνο που απαιτείται για αδιαπέρατο διάφραγμα ($k_3 = 10^{-15}$ m/sec). Όταν αυξάνεται όμως η υδραυλική αγωγιμότητα του πυρήνα και της θεμελίωσης (περίπτωση όπου διατηρείται σταθερή η τιμή k_2) για την ίδια υδραυλική κλίση απαιτείται μήκος εισχώρησης $p = 5\% \cdot H$ ($k_2/k_1 > 100$).

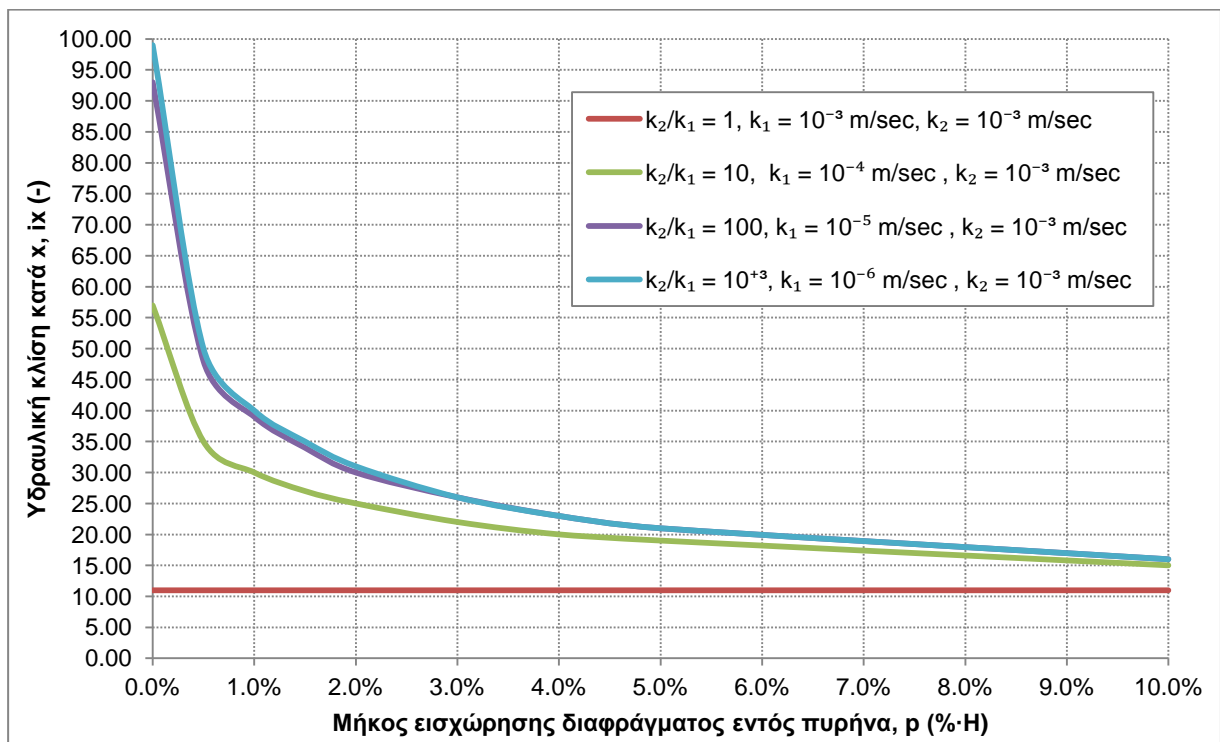
Σε συνθήκες όπου οι ζώνες πυρήνα και θεμελίωσης έχουν μεγαλύτερες τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας και είναι πιο περατές για σταθερή τιμή υδραυλικής αγωγιμότητας διαφράγματος αναπτύσσονται μεγαλύτερες υδραυλικές κλίσεις όπως παρατηρείται συγκρίνοντας το Σχήμα 11-39 και Σχήμα 11-40.

Σημαντική διαφορά με την περίπτωση αδιαπέρατου διαφράγματος ($k_3 = 10^{-15}$ m/sec) είναι πως για ίδια τιμή λόγου k_2/k_1 και διάφορες μεμονωμένες τιμές k_1 και k_2 πλέον διαφοροποιούνται οι αναπτυσσόμενες υδραυλικές κλίσεις και δεν παρατηρείται ταύτιση καμπυλών. Μεγαλύτερες τιμές υδραυλικών κλίσεων εμφανίζονται όταν συγκριτικά οι ζώνες πυρήνα και θεμελίωσης επιτρέπουν ευκολότερα τη διέλευση του νερού. Γενικά οι διαφορές των καμπυλών εξομαλύνονται όταν ο λόγος k_2/k_1 αυξάνει. Πιθανόν όμως να οφείλεται και στο γεγονός ότι πλησιάζουν σαν τιμές η υδραυλική αγωγιμότητα των ζωνών πυρήνα και θεμελίωση (Σχήμα 11-41 έως Σχήμα 11-44).

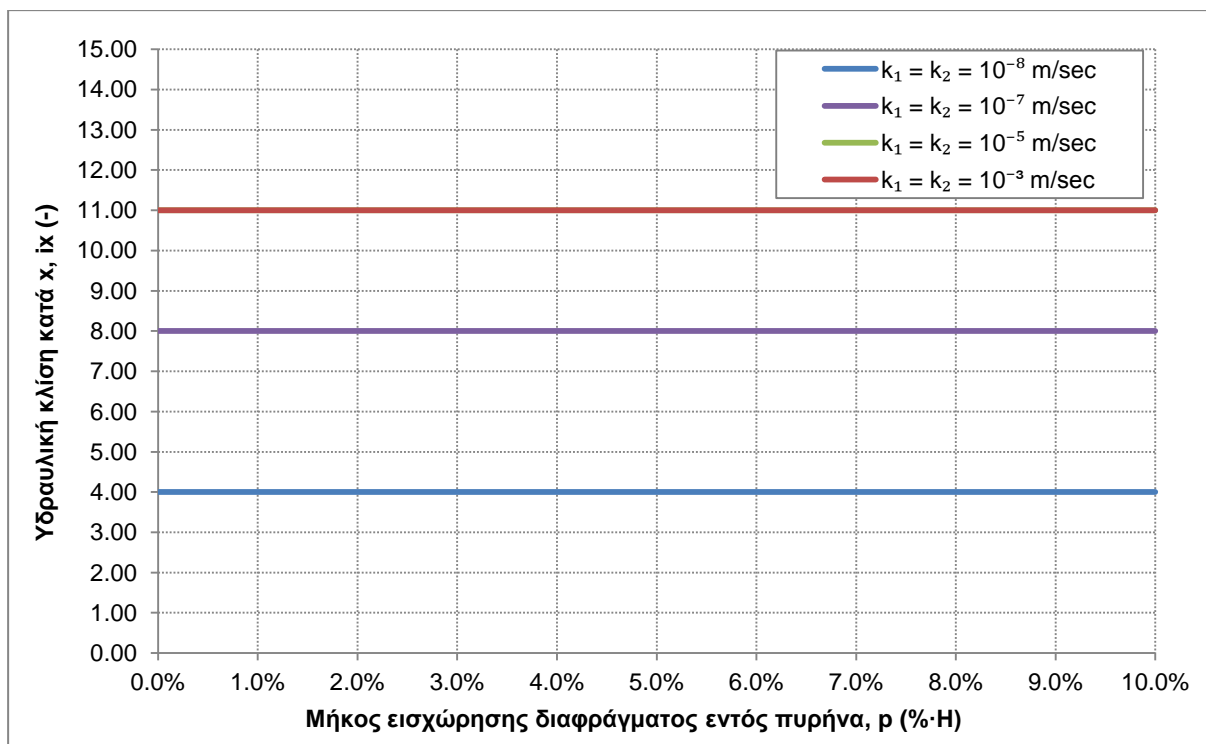
Ιδιαίτερα για το λόγο $k_2/k_1 = 1$, εμφανίζεται ταύτιση των καμπυλών που αντιστοιχούν σε $k_2 = k_1 = 10^{-5}$ και 10^{-3} m/sec δηλώνοντας πως καθιστώντας τις ζώνες του πυρήνα και θεμελίωσης πιο περατές δεν επιδρά στις αναπτυσσόμενες υδραυλικές κλίσεις.



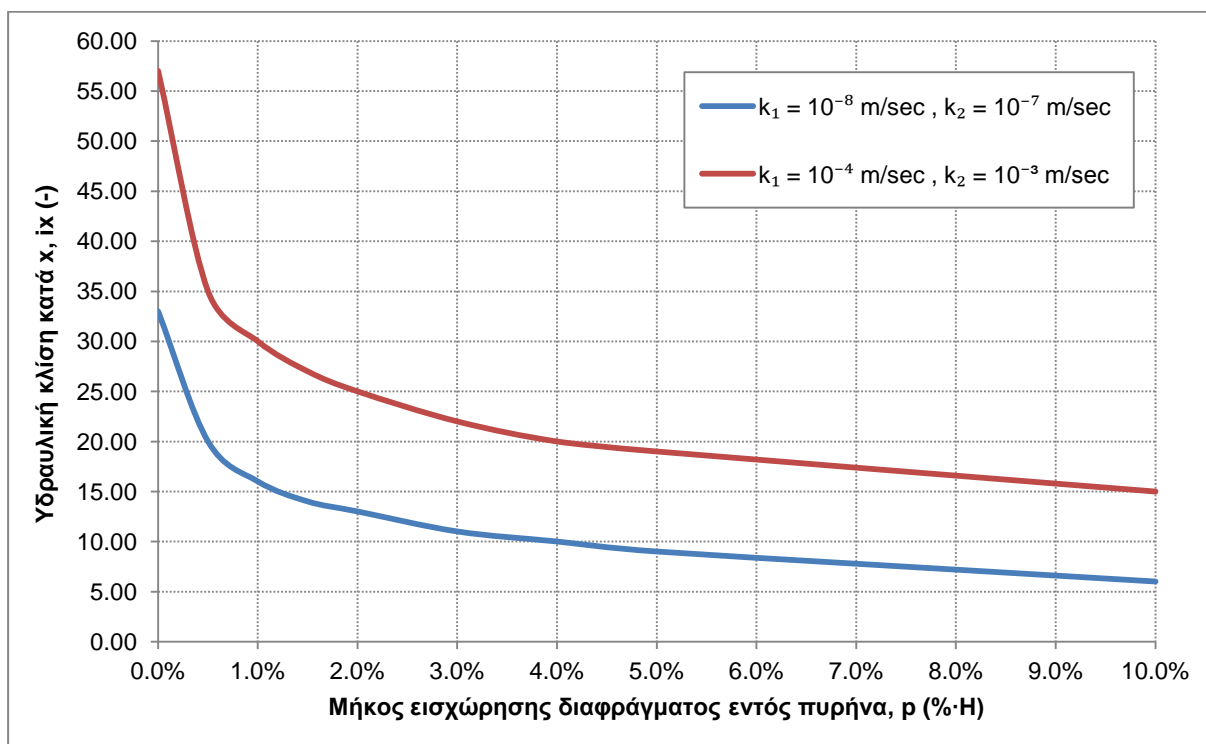
Σχήμα 11-39: Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος χαμηλής υδραυλικής αγωγιμότητας ($k_3 = 10^{-9}$ m/sec) για διάφορες τιμές του λόγου υδραυλικής αγωγιμότητας θεμελίωσης προς πυρήνα k_2/k_1 (k_1 , σταθερό)



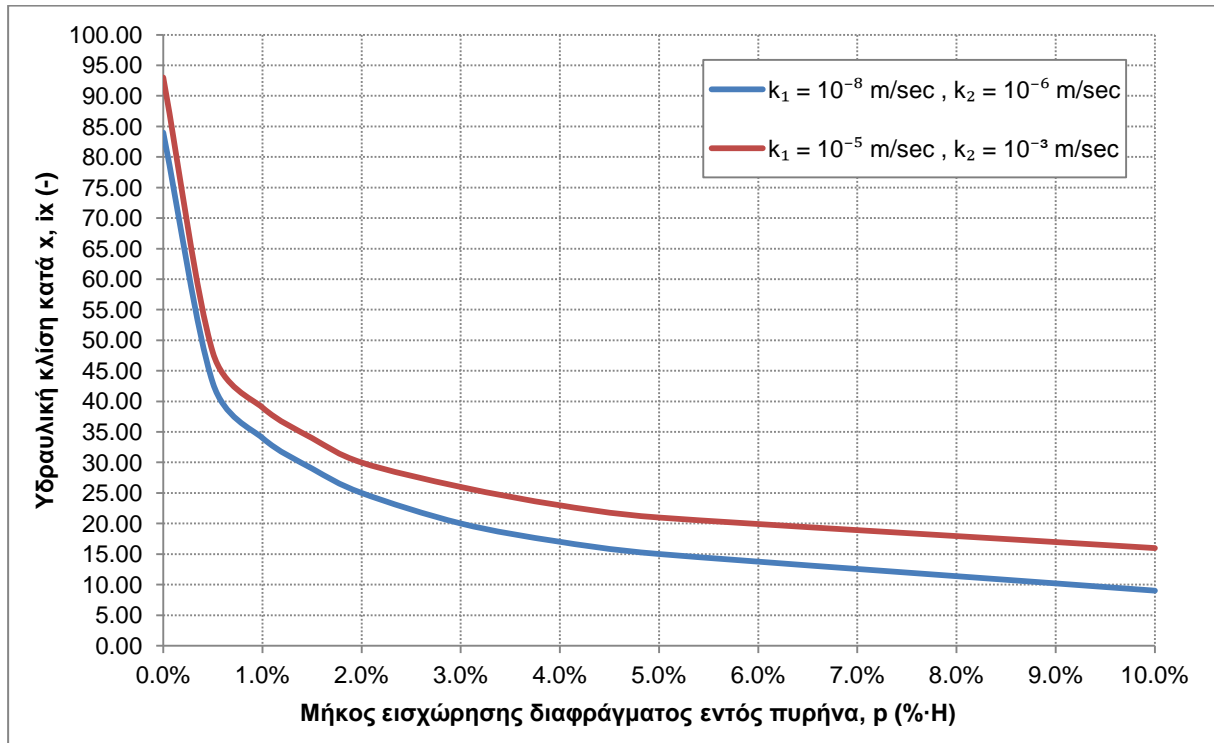
Σχήμα 11-40: Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος χαμηλής υδραυλικής αγωγιμότητας ($k_3 = 10^{-9}$ m/sec) για διάφορες τιμές του λόγου υδραυλικής αγωγιμότητας θεμελίωσης προς πυρήνα k_2/k_1 (k_2 , σταθερό)



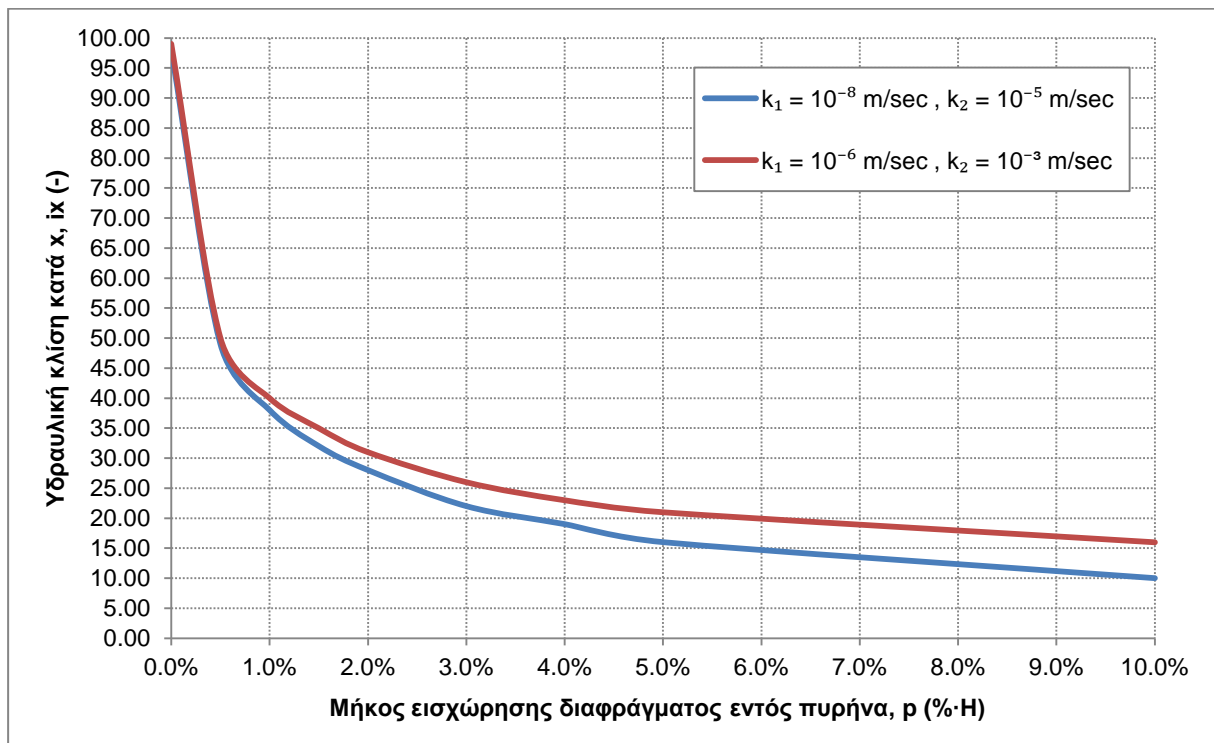
Σχήμα 11-41: Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος χαμηλής υδραυλικής αγωγιμότητας ($k_3 = 10^{-9}$ m/sec) για τιμή του λόγου υδραυλικής αγωγιμότητας θεμελίωσης προς πυρήνα, $k_2/k_1 = 1$



Σχήμα 11-42: Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος χαμηλής υδραυλικής αγωγιμότητας ($k_3 = 10^{-9}$ m/sec) για τιμή του λόγου υδραυλικής αγωγιμότητας θεμελίωσης προς πυρήνα, $k_2/k_1 = 10$



Σχήμα 11-43: Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος χαμηλής υδραυλικής αγωγιμότητας ($k_3 = 10^{-9} \text{ m/sec}$) για τιμή του λόγου υδραυλικής αγωγιμότητας θεμελίωσης προς πυρήνα, $k_2/k_1 = 100$



Σχήμα 11-44: Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος χαμηλής υδραυλικής αγωγιμότητας ($k_3 = 10^{-9} \text{ m/sec}$) για τιμή του λόγου υδραυλικής αγωγιμότητας θεμελίωσης προς πυρήνα, $k_2/k_1 = 1000$

11.7 Συγκεντρωτικά μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος σε συνάρτηση με την υδραυλική αγωγιμότητα του πυρήνα, της θεμελίωσης και του διαφράγματος

Για την περαιτέρω διεξαγωγή συμπερασμάτων που αφορούν τις παραγράφους 11.5 και 11.6 συγκεντρώθηκαν τα αποτελέσματα στο Σχήμα 11-45 που ακολουθεί.

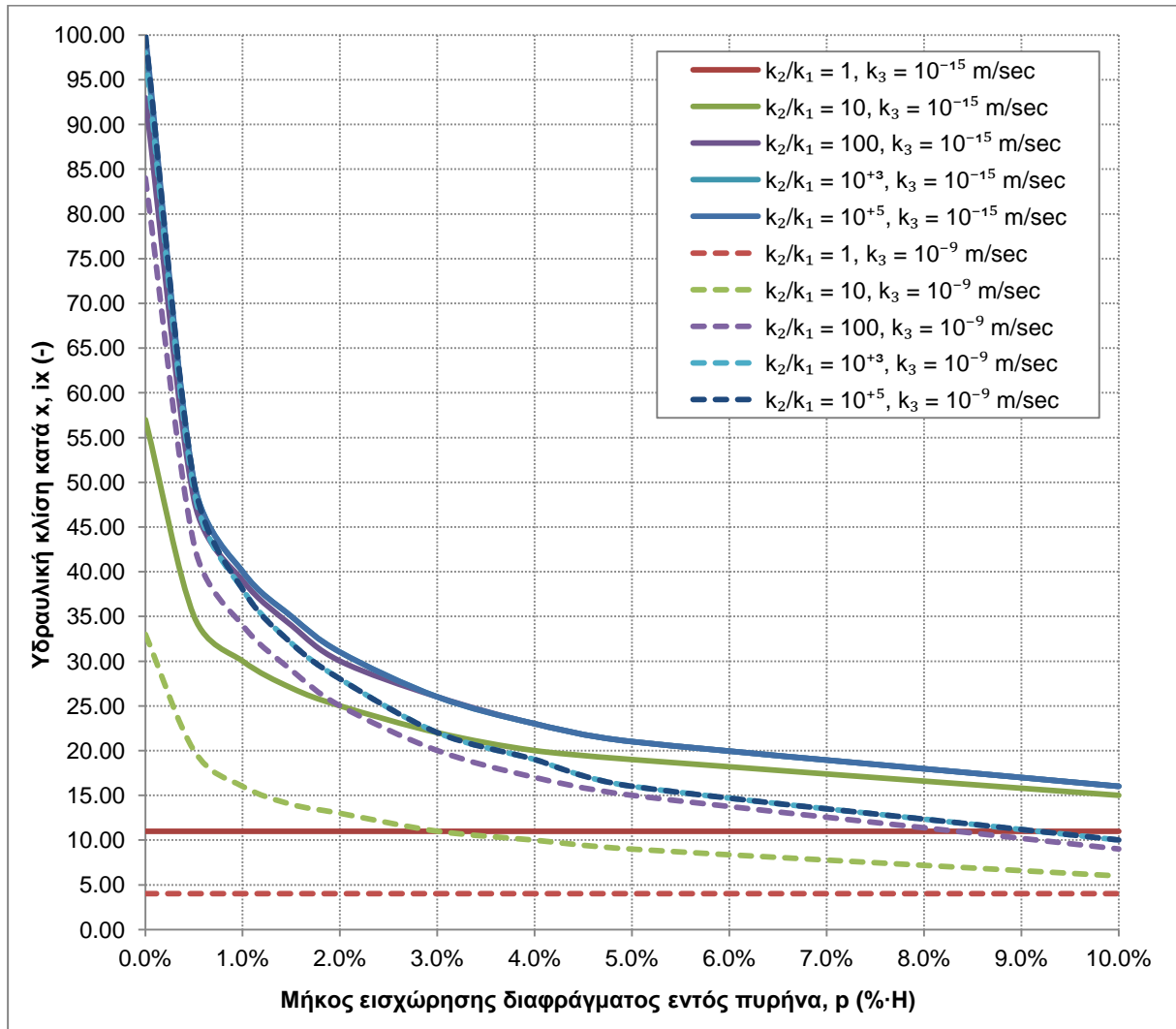
Μελετώντας το συγκεντρωτικό σχήμα προέκυψε πως για μικρότερη τιμή υδραυλικής αγωγιμότητας διαφράγματος παρατηρείται ανάπτυξη μεγαλύτερων υδραυλικών κλίσεων. Συνεπώς αύξηση της υδραυλικής αγωγιμότητας του διαφράγματος "ανακουφίζει" από το φαινόμενο το οποίο μελετάται στην παρούσα εργασία. Αυτό όμως δεν θα μπορούσε να αποτελέσει λύση για το συγκεκριμένο πρόβλημα καθώς αντιτίθεται στην ανάγκη για τον έλεγχο της διήθησης και της υπόγεια ροής νερού.

Μεγαλύτερη απόκλιση στις υδραυλικές κλίσεις και για τις δύο τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας διαφράγματος παρουσιάζεται για λόγο k_2/k_1 ίσο με 1 και 10, εκ των οποίων στο λόγο 10 είναι εντονότερη.

Ακόμα, η κάθε οικογένεια καμπυλών συγκλίνει καθώς αυξάνεται το μήκος εισχώρησης του διαφράγματος. Υπενθυμίζεται πως δεν θα ήταν δυνατή περαιτέρω αύξηση του μήκους του εντός του πυρήνα και αυτό γιατί τότε καταργείται ο ρόλος τους πυρήνα και του υλικού χαμηλής διαπερατότητας από το οποίο απαρτίζεται.

Ανεξάρτητα της τιμής υδραυλικής αγωγιμότητας του διαφράγματος η επιρροή του λόγου k_2/k_1 εξαλείφεται για τιμές του μεγαλύτερες του 100 όπως είναι πρόδηλο από την απόσταση των καμπυλών και την τελικά ταύτισή τους για λόγο $k_2/k_1 = 10^3$ και 10^5 .

Βασικό συμπέρασμα για τον σχεδιασμό και την κατασκευή του διαφραγματικού τοίχου που απορρέει από τις παραπάνω αναλύσεις είναι πως βέλτιστο εμφανίζεται το μήκος εισχώρησης που αντιστοιχεί περίπου στο $3\% \cdot H$.



Σχήμα 11-45: Συγκεντρωτικά μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος σε συνάρτηση με την υδραυλική αγωγιμότητα των ζωνών πυρήνα-θεμελίωση-διαφράγματος

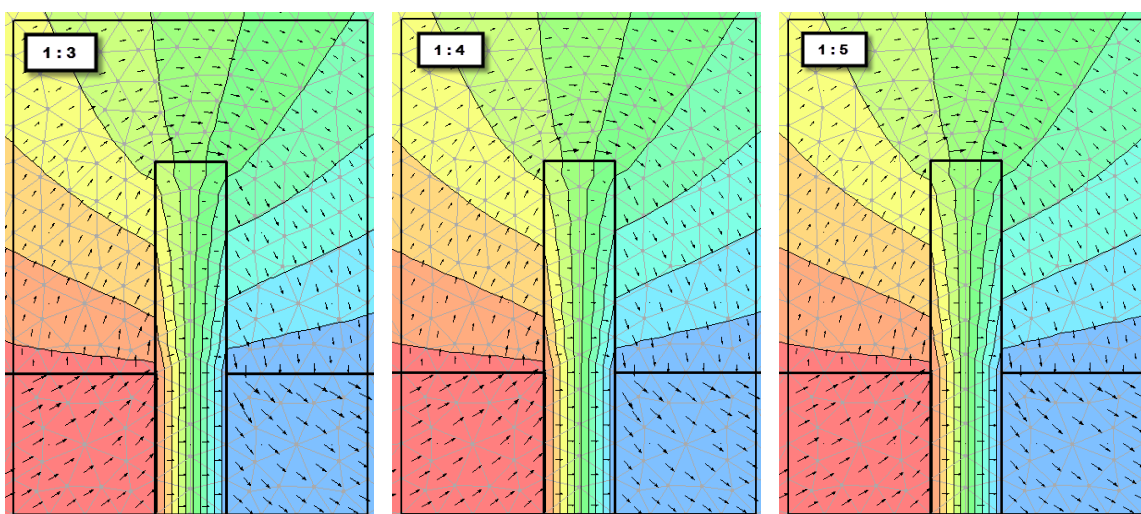
11.8 Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος χαμηλής υδραυλικής αγωγιμότητας σε συνάρτηση με την κλίση παρειών του πυρήνα

Οι κλίσεις των παρειών πυρήνα είναι συνάρτηση της μέγιστης αποδεκτής υδραυλικής κλίσης κατά πλάτος του πυρήνα. Συνήθεις κλίσεις είναι 1:5 και 1:4 (Ο : Κ) ενώ για πτωχά υλικά (ποσοστό στο $No_{200} < 25\%$) καθώς και σε περιπτώσεις προβληματικών θεμελιώσεων εφαρμόζονται ηπιότερες κλίσεις της τάξης 1:3 (Ο : Κ) (Μουτάφης, Σημειώσεις Τεχνολογίας Γεωφραγμάτων, 2009). Έτσι λοιπόν για τη μελέτη της επιρροής της κλίσης παρειών πυρήνα διερευνήθηκαν πέρα από την κλίση 1:4 (Ο : Κ) και οι κλίσεις 1:3 και 1:5. Η γεωμετρία των αντίστοιχων διατομών φαίνεται στο Σχήμα 10-4 έως Σχήμα 10-6.

Στο σχήμα που ακολουθεί (Σχήμα 11-46) απεικονίζονται τα δίκτυα ροής στην περιοχή ενδιαφέροντός μας για τις τρεις τυπικές κλίσεις παρειών του πυρήνα. Σημειώνεται πως οι αναλύσεις που έγιναν αφορούν τη δυσμενέστερη περίπτωση όπου οι υδραυλικές κλίσεις των υλικών είχαν την τιμή $k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-9}$ m/sec και μάλιστα για μήκος εισχώρησης 3%·Η που όπως προέκυψε από τις προηγούμενες αναλύσεις είναι το αποτελεσματικότερο.

Από τα δίκτυα ροής δεν παρατηρείται καμία διαφοροποίηση τόσο σε επίπεδο διατομής φράγματος όσο και στη διεπιφάνεια διαφράγματος με πυρήνα. Έτσι η υδραυλική κλίση μένει αμετάβλητη και μάλιστα υπολογίζεται ίση με 22 σύμφωνα με τις ισοδυναμικές και το ποσοστό φορτίου που καταναλώνεται στην άνω παρειά του διαφραγματικού τοίχου.

Συμπεραίνουμε λοιπόν ότι η κλίση παρειών πυρήνα δεν έχει επίδραση στο αναπτυσσόμενο δίκτυο ροής και στις υδραυλικές κλίσεις, πράγμα αναμενόμενο εξαιτίας της μεγάλης απόστασης μεταξύ παρειών πυρήνα και διαφράγματος.



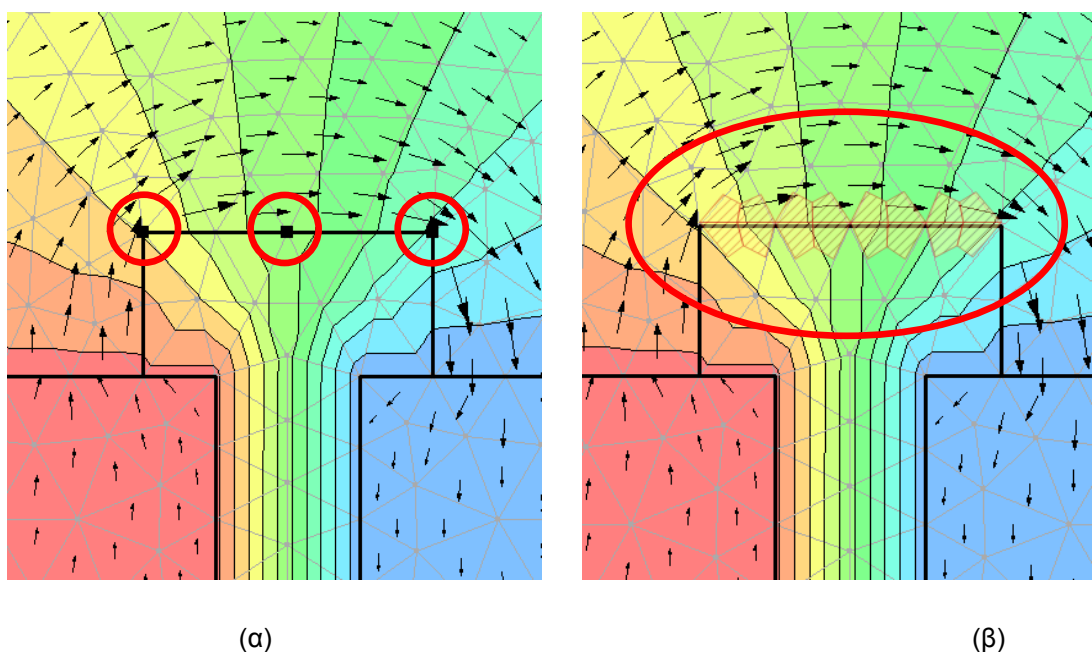
Σχήμα 11-46: Δίκτυα ροής στη διεπιφάνεια διαφραγματικού τοίχου με πυρήνα φράγματος για διάφορες κλίσεις παρειών πυρήνα

11.9 Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος πρακτικά "μηδενικής" υδραυλικής αγωγιμότητας, με διαπλάτυνση κεφαλής

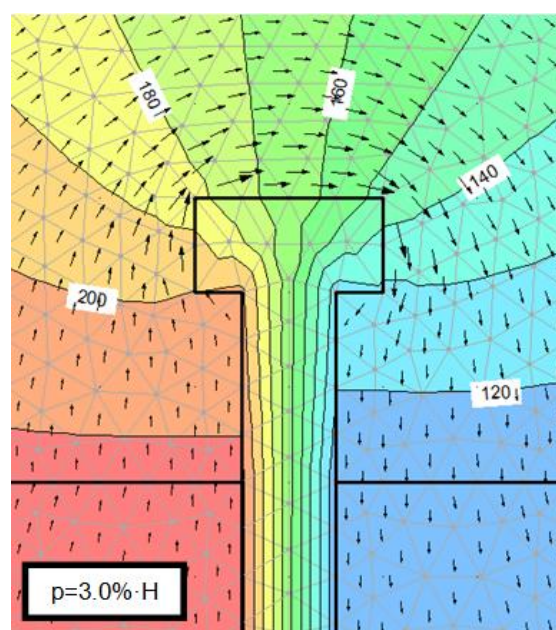
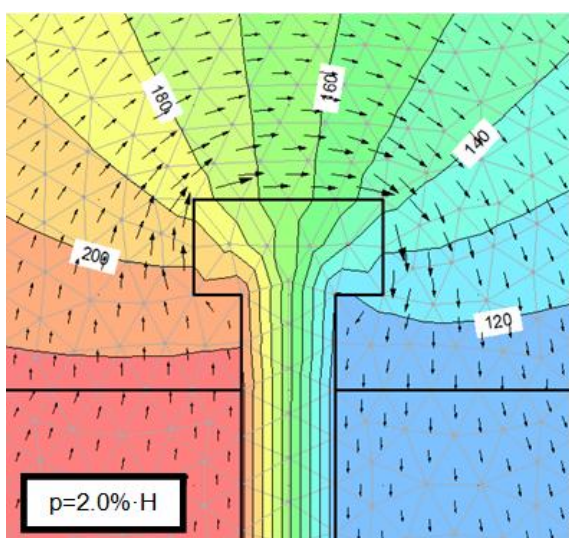
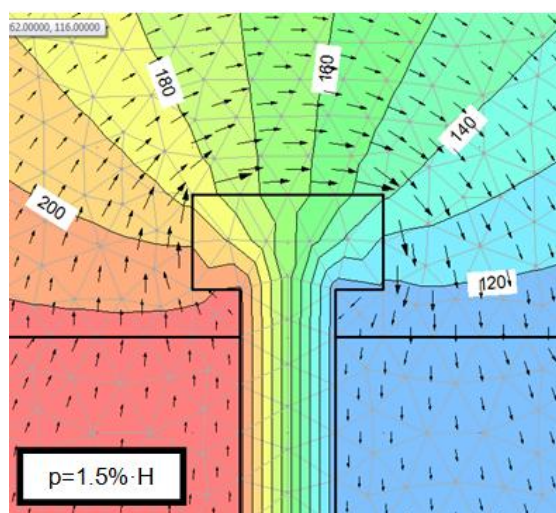
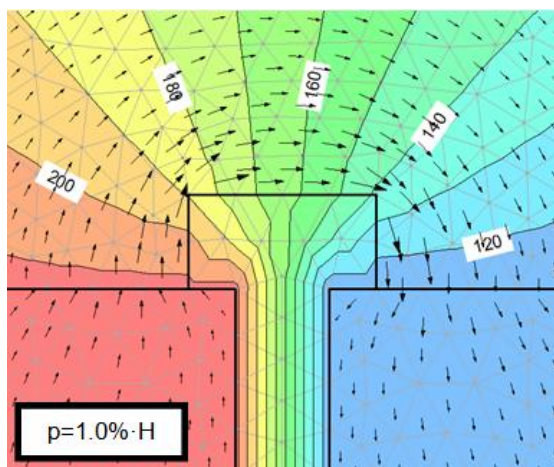
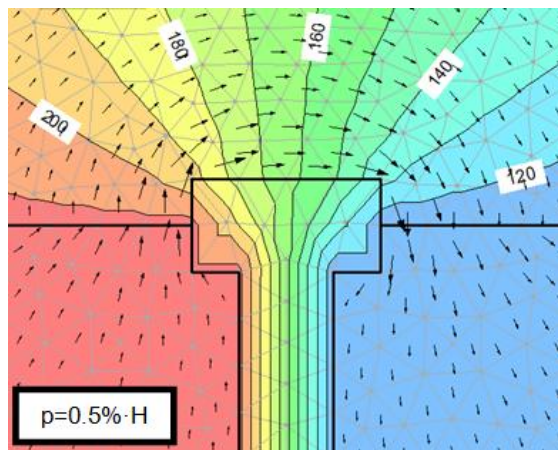
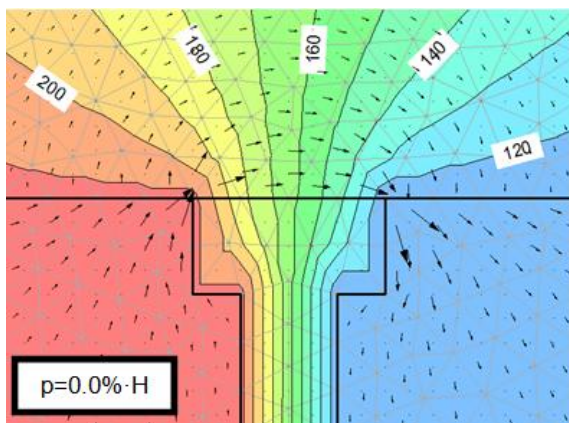
Στόχος του παρόντος κεφαλαίου αποτελεί η μελέτη των αναπτυσσόμενων υδραυλικών κλίσεων στην περιοχή σύνδεσης του διαφράγματος με τον πυρήνα, όταν το διάφραγμα έχει κατασκευαστεί με διαπλάτυνση κεφαλής. Η πρώτη προσέγγιση έγινε για "πρακτικά" αδιαπέρατο διάφραγμα ($k_3 = 10^{-15}$ m/sec) με πλάτος κεφαλής $w = 2.00\% \cdot H$. Η υδραυλική αγωγιμότητα του πυρήνα και της θεμελίωσης λήφθηκε αντίστοιχα $k_1 = 10^{-8}$ m/sec και $k_2 = 10^{-3}$ m/sec.

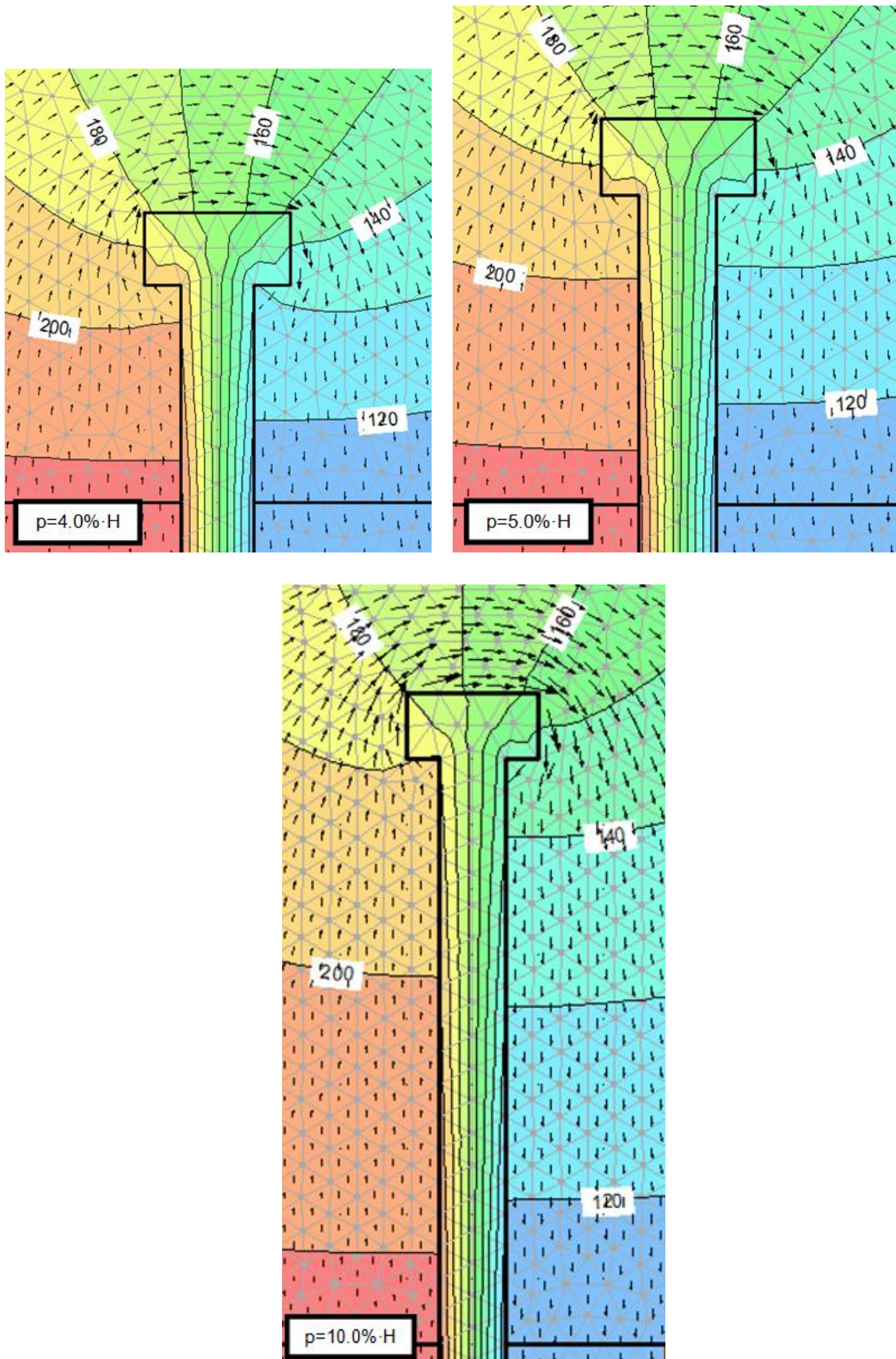
Τα αναπτυσσόμενα δίκτυα ροής σε επίπεδο διατομή δεν διαφοροποιούνται με εκείνα της παραγράφου 11.2 καθώς όλο το φορτίο καταναλώνεται στη ζώνη του πυρήνα και του διαφράγματος όπου παρατηρείται και η πύκνωση των ισοδυναμικών (Παράρτημα, Παράγραφος 13). Διακρίνουμε και εδώ πως με την αύξηση του μήκους εισχώρησης το δίκτυο ροής δεν μεταβάλλεται αισθητά. Από το μέγεθος των ταχυτήτων ροής συμπεραίνουμε τη μείωση στις αναπτυσσόμενες ταχύτητες. Για $p = 0.00\% \cdot H$ εμφανίζεται μέγιστη ταχύτητα ροής ίση με $8.50 \cdot 10^{-7}$ m/sec και μειώνεται σε $1.5 \cdot 10^{-7}$ m/sec για $p = 10.00\% \cdot H$.

Η περιοχή σύνδεσης διαφράγματος με πυρήνα για κάθε μήκος εισχώρησης απεικονίζεται στο Σχήμα 11-48 που ακολουθεί από όπου έγινε και ο υπολογισμός της μέσης υδραυλικής κλίσης στην άνω παρειά του διαφράγματος. Μάλιστα και εδώ για την καλύτερη αξιολόγηση των αποτελεσμάτων διερευνήθηκαν οι τιμές υδραυλικής κλίσης με βάση τον τρόπο υπολογισμού της (υπολογισμός από δίκτυο ροής, σημειακή μέτρηση, μέτρηση σε υποπεριοχή τριγωνικού στοιχείου). Τα σημεία στα οποία έγιναν μετρήσεις φαίνονται στο Σχήμα 11-47. Συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα φαίνονται στο Σχήμα 11-49 από όπου είναι δυνατή και η σύγκρισή τους.

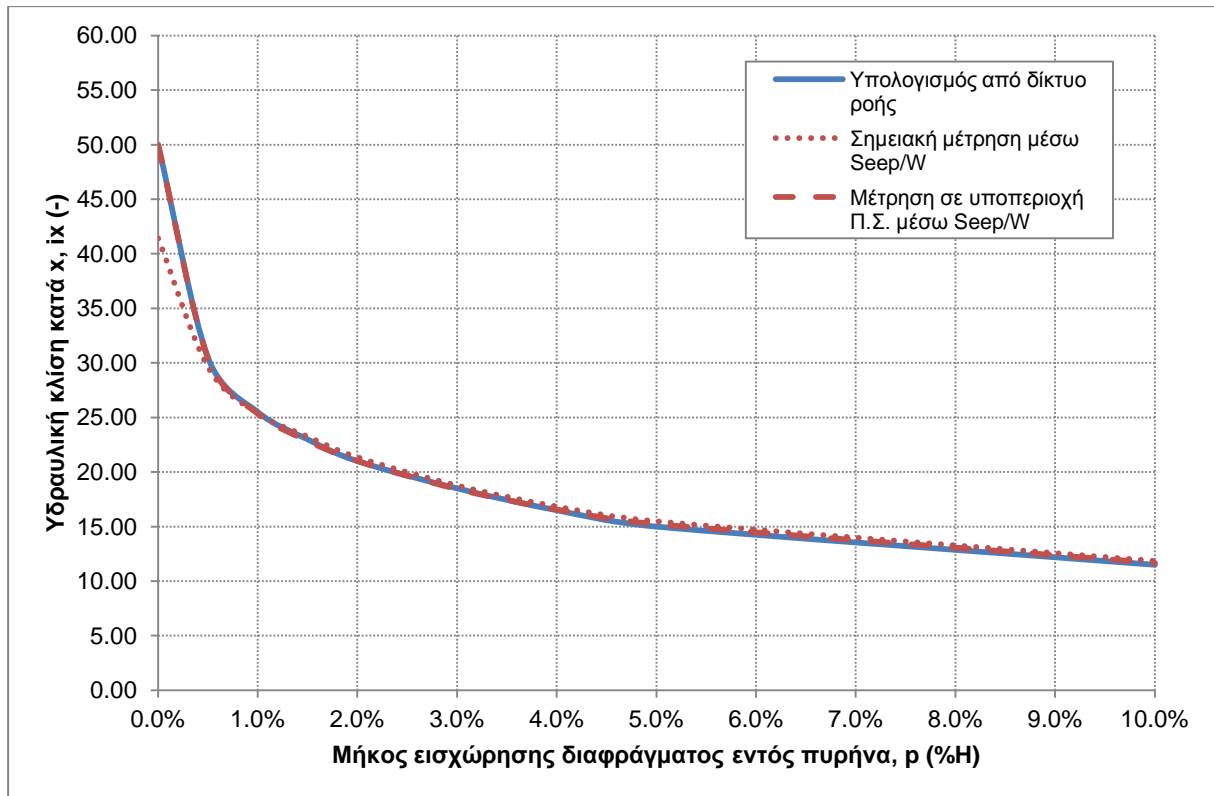


Σχήμα 11-47: Θέσεις μέτρησης υδραυλικής κλίσης στην περιοχή σύνδεσης διαφραγματικού τοίχου με πυρήνα, (α) σημειακή μέτρηση (β) μέτρηση σε υποπεριοχή τριγωνικού στοιχείου





Σχήμα 11-48: Δίκτυο ροής στην περιοχή σύνδεσης του διαφραγματικού τοίχου με τον πυρήνα φράγματος για μήκος εισχώρησης, $p = (0.0\% - 10.0\%) \cdot H$ ($k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec)



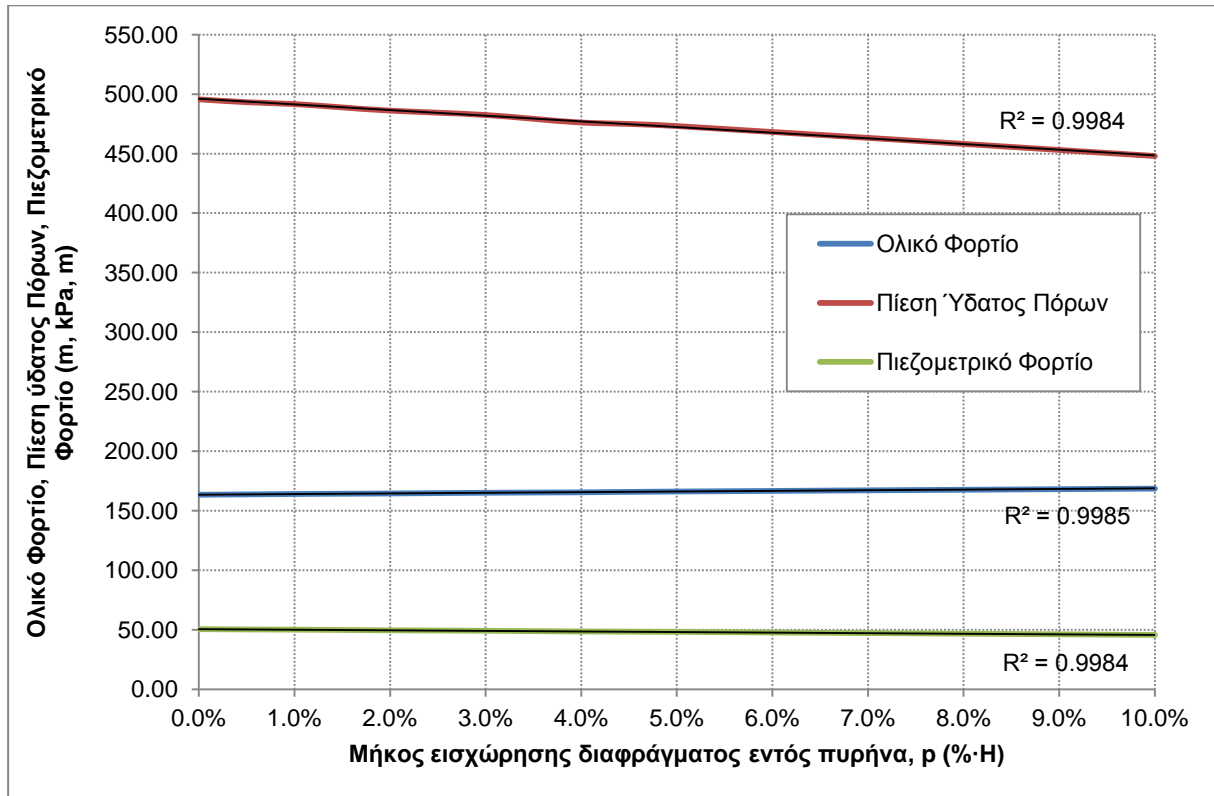
Σχήμα 11-49: Σύγκριση υδραυλικής κλίσης στην άνω παρειά του διαφράγματος με βάση τον τρόπο υπολογισμού της ($k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec)

Από το Σχήμα 11-49 είναι ευδιάκριτο ότι τα αποτελέσματα των υδραυλικών κλίσεων ανάλογα τον τρόπο υπολογισμού τους δεν διαφέρουν και μάλιστα εμφανίζονται ελαφρώς υποτιμημένα ή υπερτιμημένα κατά θέσεις στη σημειακή μέτρηση, σε αντίθεση με τα εκείνα που αφορούσαν διάφραγμα χωρίς διαπλάτυση κεφαλής. Η μεγαλύτερη απόκλιση, όπως προδίδουν οι καμπύλες αφορά μήκη εισχώρησης $\rho < 1.00\% \cdot H$.

Αναλυτικότερα, από τη σύγκριση της υδραυλικής κλίσης σε χαρακτηριστικές θέσεις της άνω παρειάς, παρατηρείται μειωμένη στα ακραία σημεία της διαπλατυσμένης κεφαλής σε σχέση με το μέσο. Από τα ακραία σημεία, το κατάντη παρουσιάζει ελαφρώς μεγαλύτερη τιμή από το ανάντη, πάντα φυσικά με αντίθετα πρόσημα εξαιτίας της αλλαγής διεύθυνσης της ροής.

Χαρακτηριστικά και εδώ παρατηρούμε από τα δίκτυα ροής ότι για μήκος εισχώρησης $\rho = 0\% \cdot H$ καταναλώνεται στην άνω παρειά όλο το διαθέσιμο φορτίο από τις στάθμες νερού ανάντη και κατάντη της διατομής του φράγματος. Για $\rho = 1\% \cdot H$ αντίστοιχα καταναλώνεται περίπου το $50\% \cdot H$, για $\rho = 3\% \cdot H$ το $37\% \cdot H$ και για $\rho = 5\% \cdot H$ το $30\% \cdot H$. Δεδομένου όμως πως το παραπάνω ποσοστά κατανέμονται σε διαπλατυσμένη κεφαλή ($w = 2.00\% \cdot H$) οι υδραυλικές κλίσεις εμφανίζονται αισθητά μειωμένες ιδιαίτερα για μικρό μήκος εισχώρησης διαφράγματος. Αποτελεσματικότερο μήκος εισχώρησης διαφράγματος εμφανίζεται $\rho = (2 - 3)\% \cdot H$.

Η μεταβολή του ολικού φορτίου, της πίεσης ύδατος πόρων και του πιεζομετρικού φορτίου στο μέσο της άνω παρειάς διαφράγματος εμφανίζεται και εδώ γραμμική όπως προδίδει το Σχήμα 11-50.



Σχήμα 11-50: Μεταβολή Ολικού Φορτίου, Πίεσης Ύδατος Πόρων και Πιεζομετρικού φορτίου σε συνάρτηση με το μήκος εισχώρησης διαφραγματικού τοίχου, ρ

11.10 Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος χαμηλής υδραυλικής αγωγιμότητας, με διαπλάτυνση κεφαλής

Έχοντας κατανοήσει τη συμπεριφορά των υδραυλικών κλίσεων για διάφραγμα με διαπλάτυνση κεφαλής που όμως δεν επιτρέπει την ανάπτυξη ροής στο εσωτερικό του, εξετάστηκε και η περίπτωση που η υδραυλική αγωγιμότητα του διαφράγματος παίρνει την τυπική τιμή $k_3 = 10^{-9}$ m/sec ($k_1 = 10^{-8}$ m/sec και $k_2 = 10^{-3}$ m/sec).

Στο Παράρτημα (παράγραφος 18) απεικονίζονται ενδεικτικά δίκτυα ροής σε επίπεδο διατομής φράγματος ενώ στο παρόν κεφάλαιο συγκεντρώνονται τα δίκτυα ροής στην περιοχή ενδιαφέροντος για κάθε μήκος εισχώρησης διαφράγματος (Σχήμα 11-51).

Βασικά σημεία στα οποία διαφοροποιούνται τα δίκτυα ροής με εκείνα της παραγράφου 11.9 είναι στον τρόπο με τον οποίο καμπυλώνουν οι ισοδυναμικές και η γωνία η οποία δημιουργούν μεταβαίνοντας από το ένα υλικό στο άλλο, όπως και στην αναπτυσσόμενη ροή στο εσωτερικό του διαφράγματος όταν η τιμή υδραυλικής αγωγιμότητας του διαφράγματος είναι $k_3 = 10^{-15}$ m/sec.

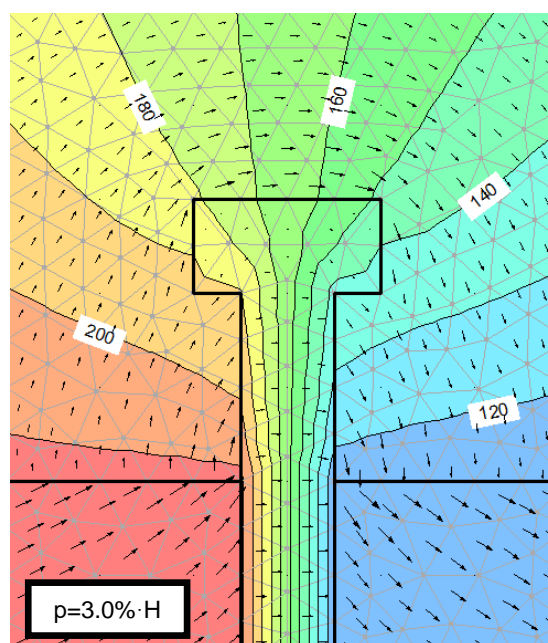
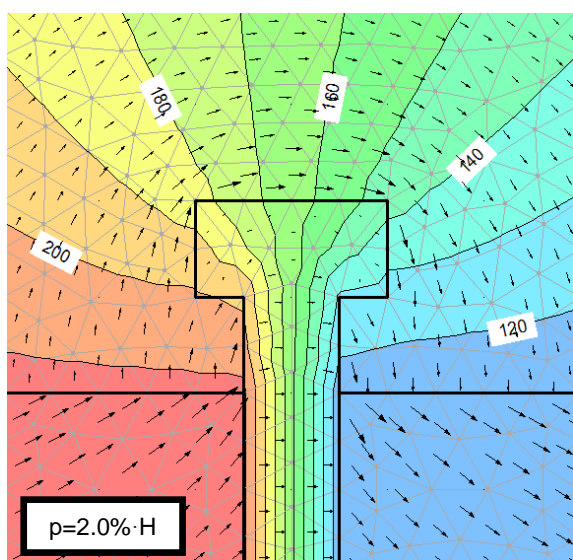
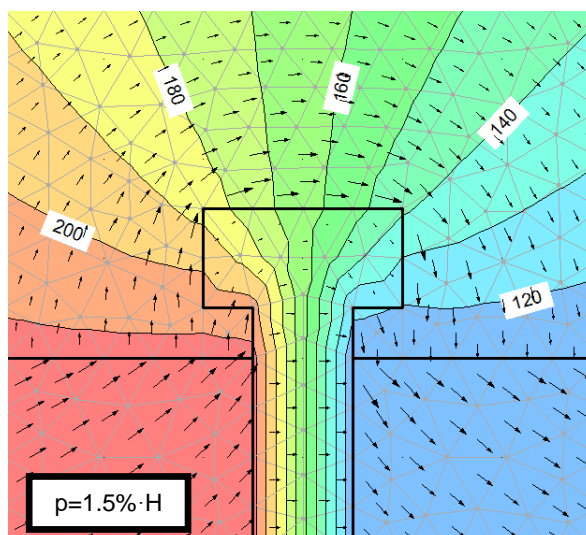
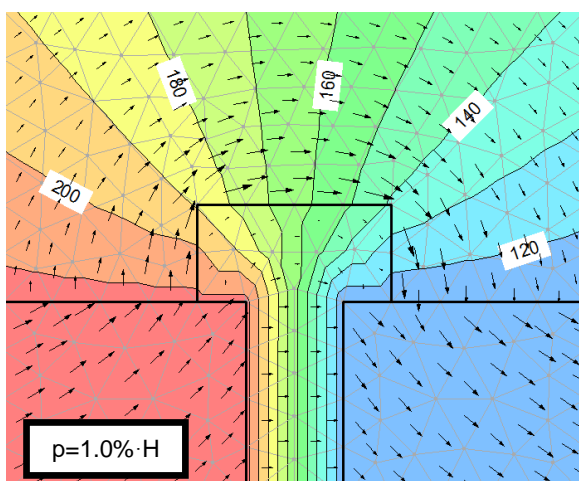
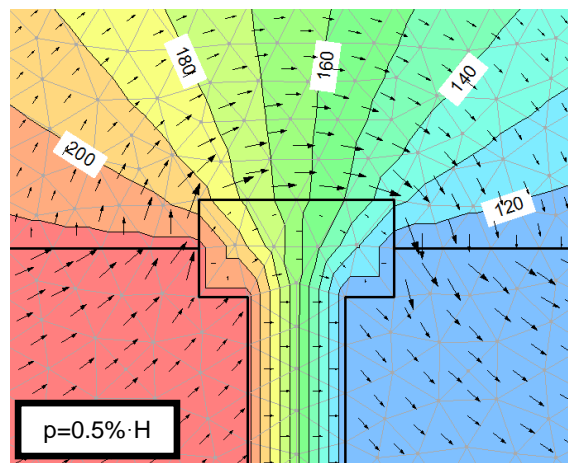
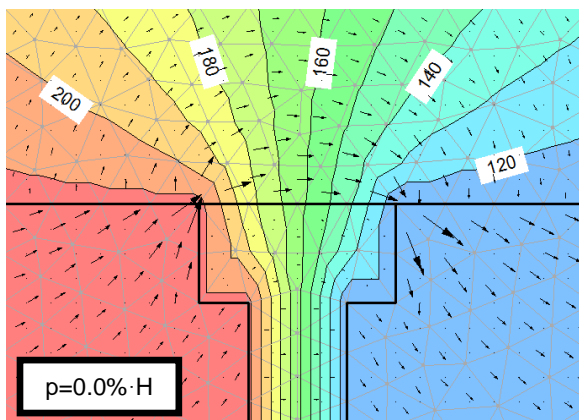
Η μέγιστη ταχύτητα που εμφανίζεται για μηδενικό μήκος εισχώρησης διαφράγματος είναι ίση με $8.70 \cdot 10^{-7}$ m/sec ενώ για το μέγιστο μήκος εισχώρησης που εξετάστηκε ($0.10 \cdot H$) εμφανίζεται μειωμένη και ίση με $3.60 \cdot 10^{-7}$ m/sec.

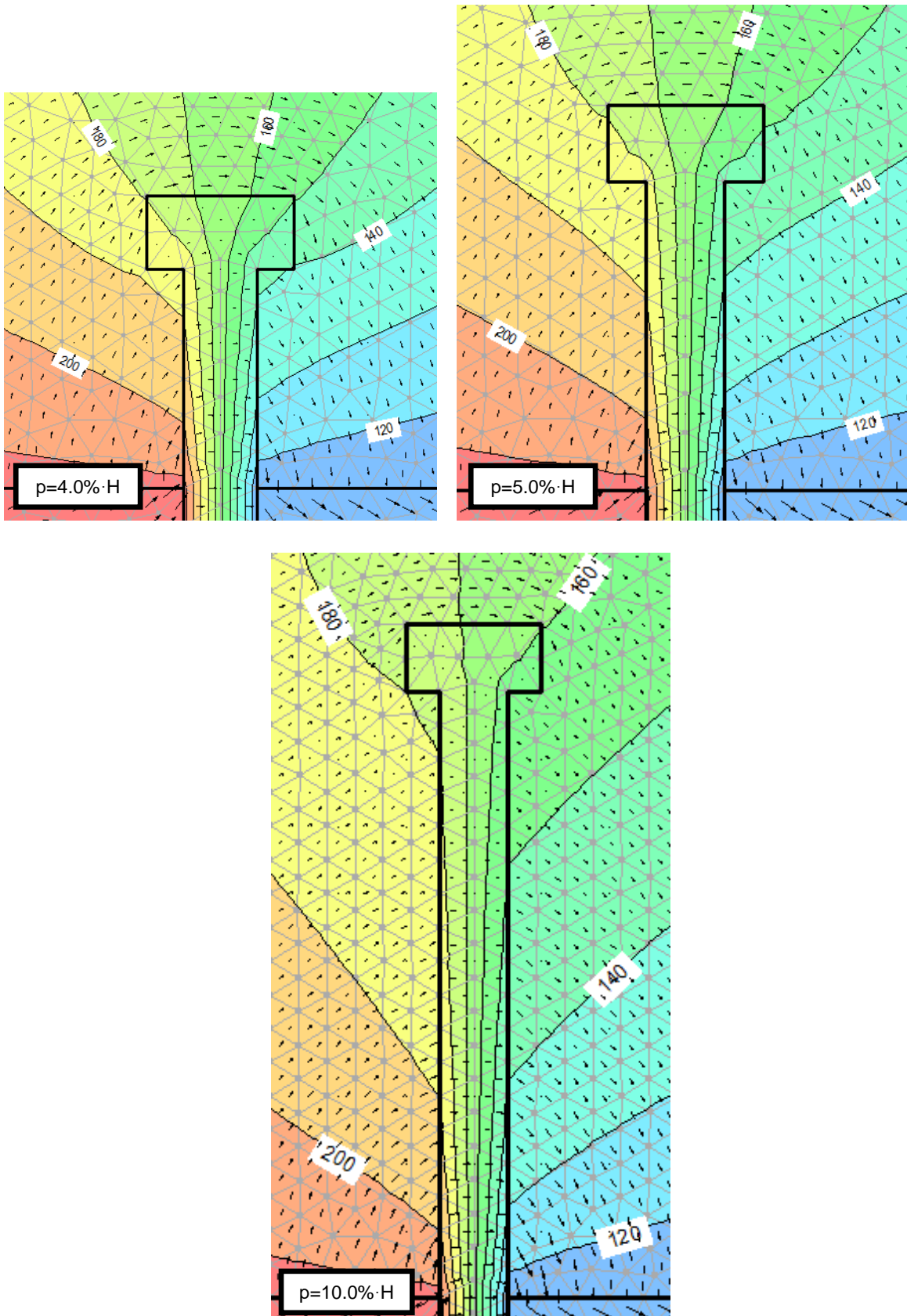
Από τη διερεύνηση των τιμών υδραυλικής κλίσης ανάλογα τον τρόπο υπολογισμού της προέκυψε το Σχήμα 11-52 όπου και είναι εμφανές πόσο λίγο διαφοροποιούνται τα αποτελέσματα, με τις σημειακές μετρήσεις να εμφανίζονται ελαφρώς υποτιμημένες ή υπερτιμημένες ανάλογα το μήκος εισχώρησης.

Όπως ήταν αναμενόμενο, η μεταβολή των μεγεθών ολικού φορτίου, πίεση ύδατος πόρων και πιεζομετρικού φορτίου είναι γραμμική (Σχήμα 11-53) κρίνοντας από προηγούμενες αναλύσεις και φυσικά από τον ορισμό των αντίστοιχων μεγεθών.

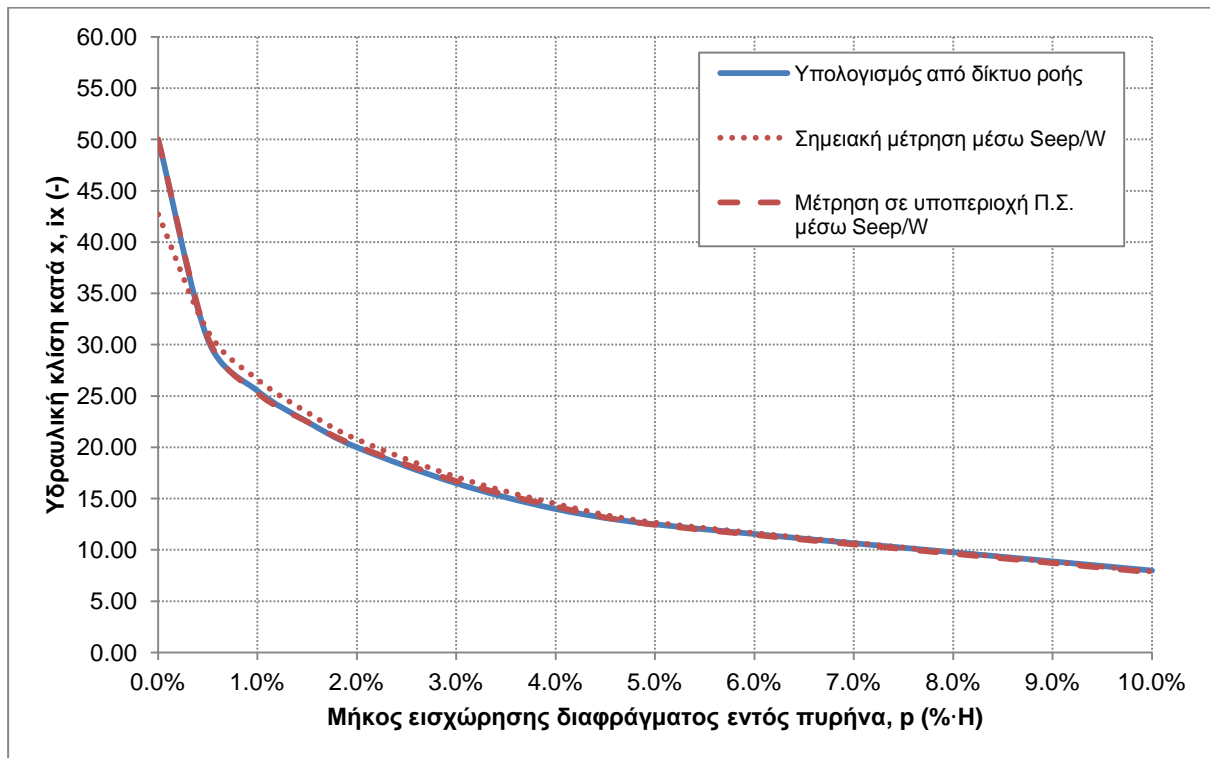
Σαν ποσοστό φορτίου που καταναλώνεται στις παρειές του διαφράγματος δεν διαφοροποιείται για μήκη εισχώρησης έως $1\% \cdot H$ συγκριτικά με το "αδιαπέρατο" διάφραγμα, ενώ όσο αυξάνεται το μήκος εισχώρησης παρατηρείται μικρότερο ποσοστό φορτίου στην άνω παρειά, π.χ. για $p = 3\% \cdot H$ καταναλώνεται το $33\% \cdot H$ και για $p = 5\% \cdot H$ το $25\% \cdot H$. Με άλλα λόγια, το μικρότερο ποσοστό φορτίου που εμφανίζεται κατανεμημένο στο ίδιο μήκος διαπλάτυνσης ($w = 2.00\% \cdot H$) δίνει μικρότερες υδραυλικές κλίσεις. Αποτελεσματικότερη μείωση στις υδραυλικές κλίσεις πετυχαίνει το μήκος εισχώρησης $p = (2 - 3\%) \cdot H$

Στην προσπάθεια να κατανοηθούν πλήρως οι αναπτυσσόμενες υδραυλικές κλίσεις στις παρειές του διαφράγματος (ανάντη, άνω και κατάντη) δημιουργήθηκαν και τα γραφήματα μεταβολής της υδραυλικής κλίσης κατά τον άξονα x και y ανάλογα την πραγματοποιούμενη διεύθυνση της ροής (Σχήμα 11-54 και Σχήμα 11-55). Ακόμα έγινε διερεύνηση ως προς την επιρροή του μεγέθους των πεπερασμένων στοιχείων στον υπολογισμό των υδραυλικών κλίσεων και του ολικού φορτίου μειώνοντας το μέγεθός τους από 0.50 m σε 0.10 m.

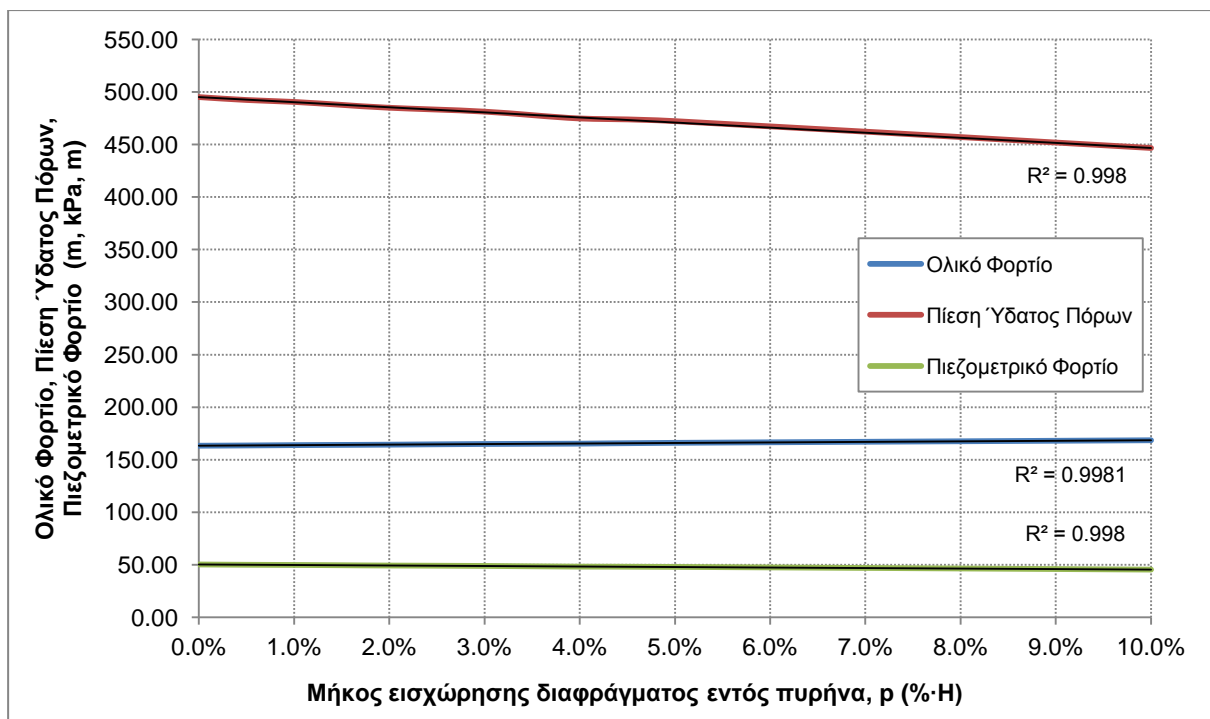




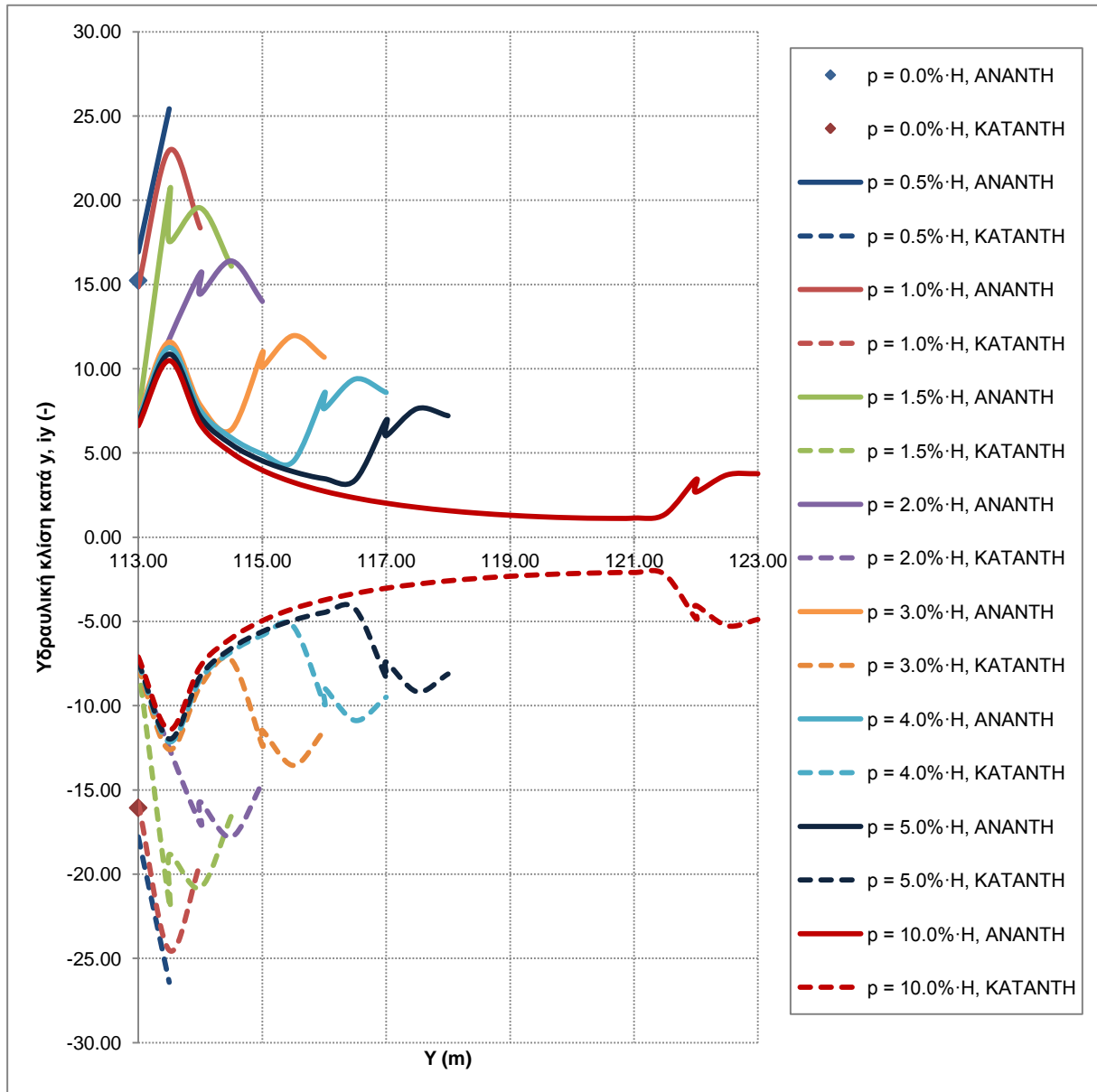
Σχήμα 11-51: Δίκτυο ροής στην περιοχή σύνδεσης του διαφραγματικού τοίχου με τον πυρήνα φράγματος για μήκος εισχώρησης, $p = (0.0\% - 10.0\%) \cdot H$ ($k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-9}$ m/sec)



Σχήμα 11-52: Σύγκριση υδραυλικής κλίσης στην άνω παρειά του διαφράγματος με βάση τον τρόπο υπολογισμού της ($k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-9}$ m/sec)



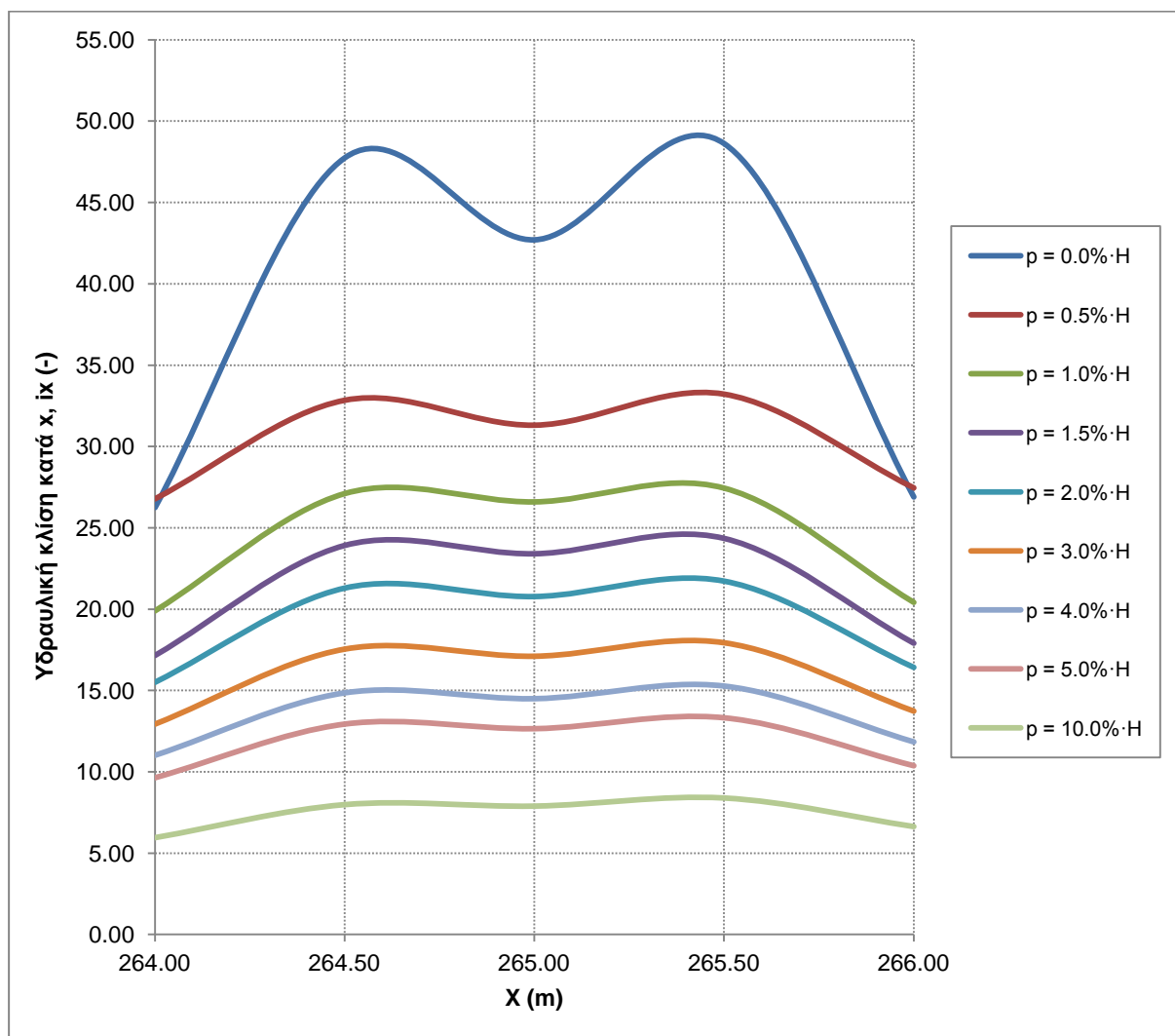
Σχήμα 11-53: Μεταβολή Ολικού Φορτίου, Πίεσης Ύδατος Πόρων και Πιεζομετρικού φορτίου σε συνάρτηση με το μήκος εισχώρησης διαφραγματικού τοίχου, ρ



Σχήμα 11-54: Μεταβολή αναπτυσσόμενων υδραυλικών κλίσεων στην ανάντη και κατάντη παρειά του διαφραγματικού τοίχου για μήκος εισχώρησης $p = (0\% - 10\%) \cdot H$

Η υδραυλική κλίση κατά y στην ανάντη και κατάντη παρειά του διαφράγματος παρουσιάζει και εδώ συμμετρία κατά απόλυτη τιμή με ελαφρώς μεγαλύτερες τις τιμές που αντιστοιχούν στην κατάντη παρειά.

Για μήκος εισχώρησης $p = 0.5\% \cdot H$ παρατηρείται μια απότομη αύξηση των τιμών η οποία όμως μπορεί να οφείλεται στο γεγονός ότι η τιμή αυτή του p είναι ίση με το μέγεθος των πεπερασμένων στοιχείων. Αντίστοιχα, έντονες διακυμάνσεις παρατηρούνται και στις θέσεις γωνιών που δημιουργούνται στην διαπλατυσμένη κεφαλή του διαφράγματος καθώς επηρεάζεται η κατεύθυνση της ροής στις αντίστοιχες θέσεις, αφού πρώτα έχει παρατηρηθεί αύξηση στο μέγεθος των υδραυλικών κλίσεων σε μία απόσταση 0.5 m από τη βάση της διαπλατυσμένης κεφαλής.

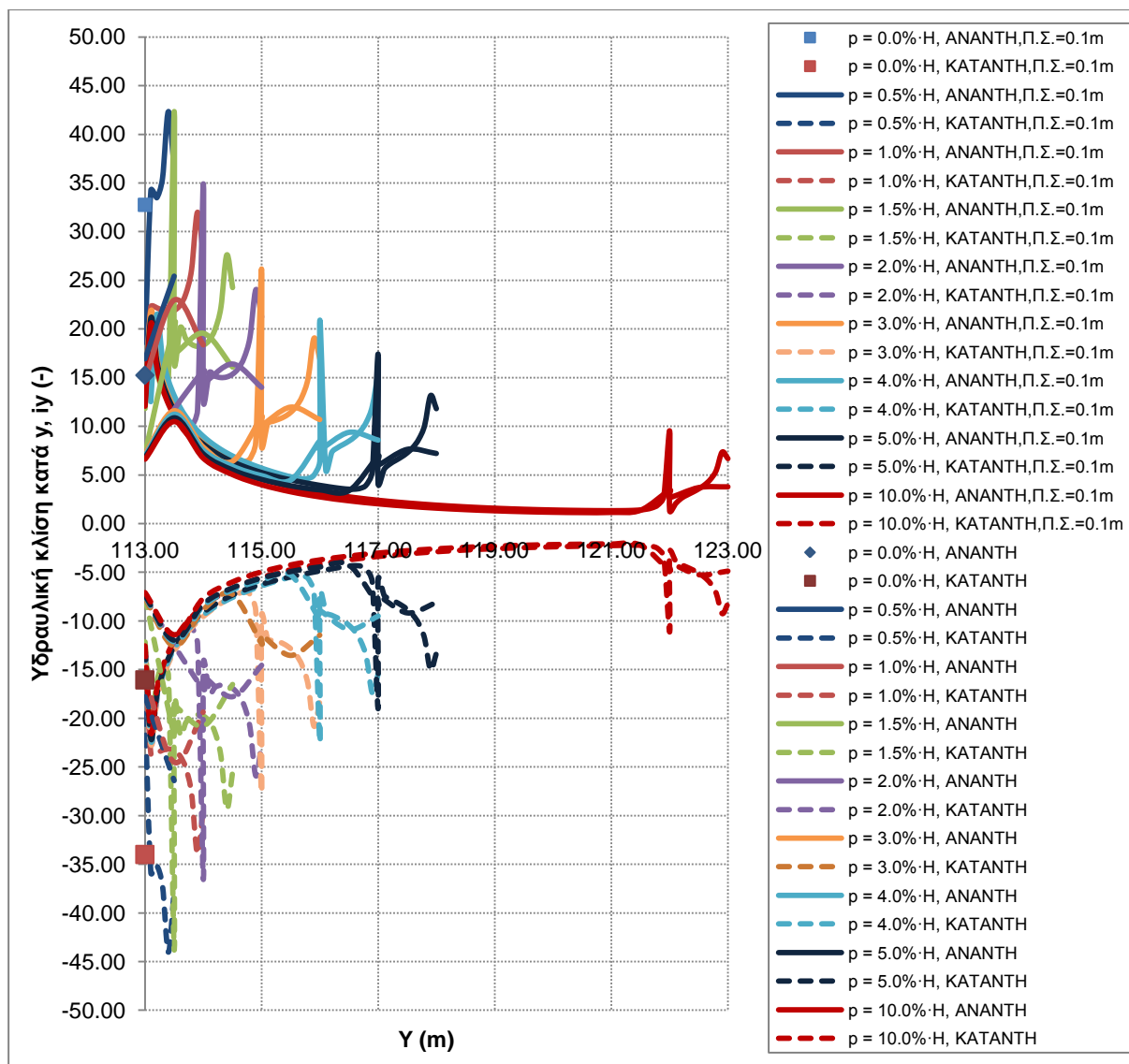


Σχήμα 11-55: Μεταβολή αναπτυσσόμενων υδραυλικών κλίσεων στην άνω παρειά του διαφραγματικού τοίχου για μήκος εισχώρησης $p = (0\% - 10\%) \cdot H$

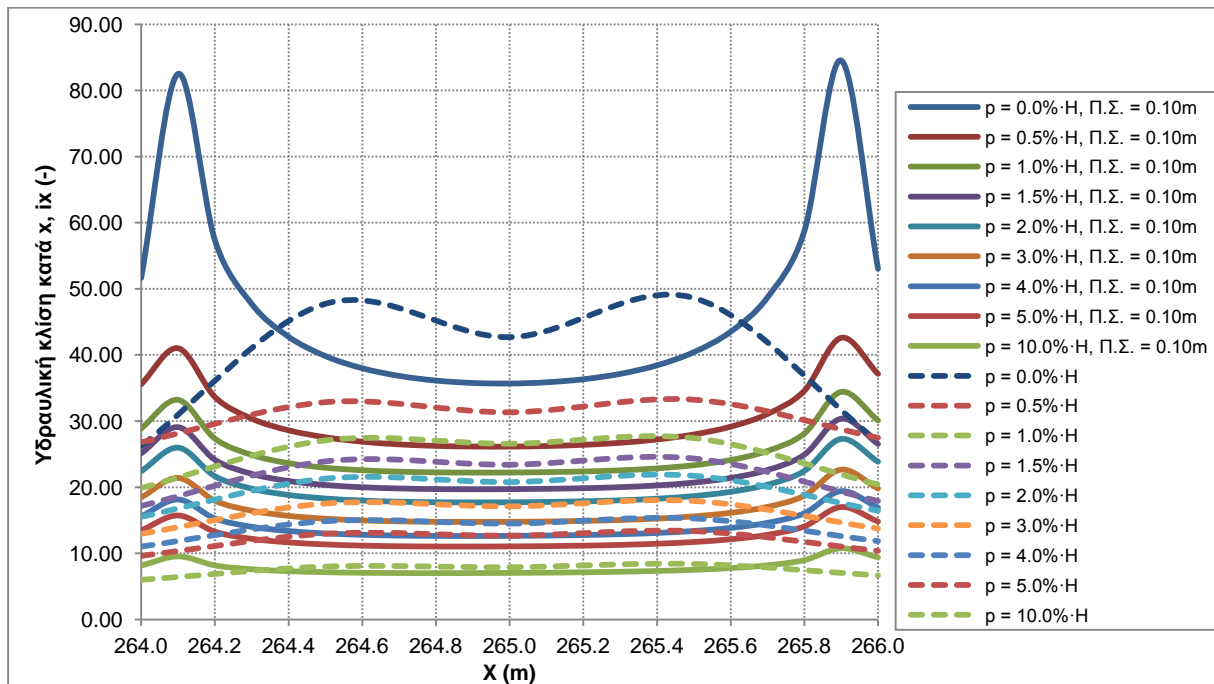
Η υδραυλική κλίση κατά x παρουσιάζει μικρές διακυμάνσεις στην άνω παρειά, με εντονότερη εκείνη της μηδενικής εισχώρησης διαφράγματος. Μάλιστα, εμφανίζεται ελαφρώς μεγαλύτερη στο μέσο της άνω παρειάς και μικρότερη στα ακραία σημεία αφού πρώτα παρατηρηθεί ελαφριά αύξηση στις τιμές σε απόσταση μισό μέτρο από τον άξονα του διαφράγματος. Οι παραπάνω διακυμάνσεις σε θέσεις σε απόσταση από τα άκρα ίση με το μέγεθος των πεπερασμένων στοιχείων οδήγησαν στην περαιτέρω διερεύνηση και πύκνωση του πλέγματος (Σχήμα 11-56 έως Σχήμα 11-59).

Ως προς το μέγεθος τους, προκύπτει ότι κρισιμότερη είναι η υδραυλική κλίση κατά x στην άνω παρειά όπως ήταν και αναμενόμενο από τα δίκτυα ροής, παρά το γεγονός ότι παρατηρείται τοπικά αύξηση των υδραυλικών κλίσεων.

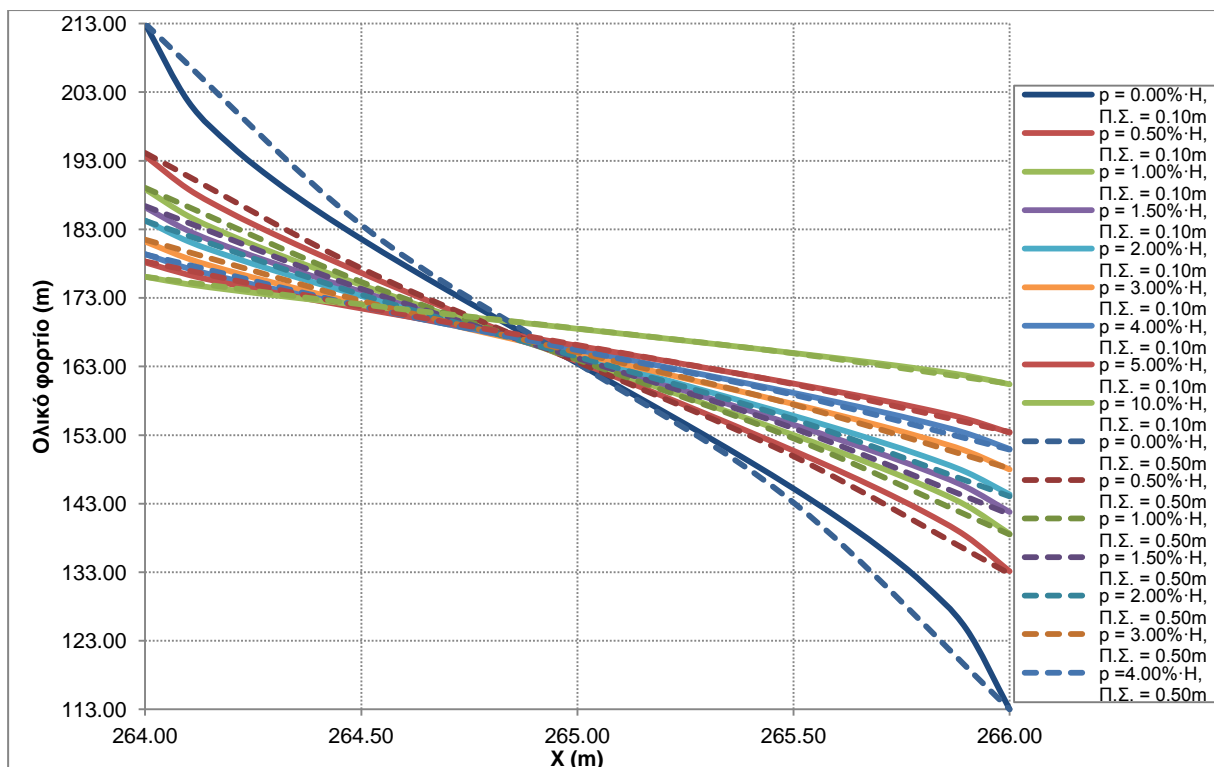
Τέλος, και στην περίπτωση διαφράγματος με διαπλάτυνση κεφαλής, παρατηρείται μείωση των υδραυλικών κλίσεων με την αύξηση του μήκους εισχώρησης, με αποτελεσματικότερο το μήκος μεταξύ $p = (2 - 3)\% \cdot H$.



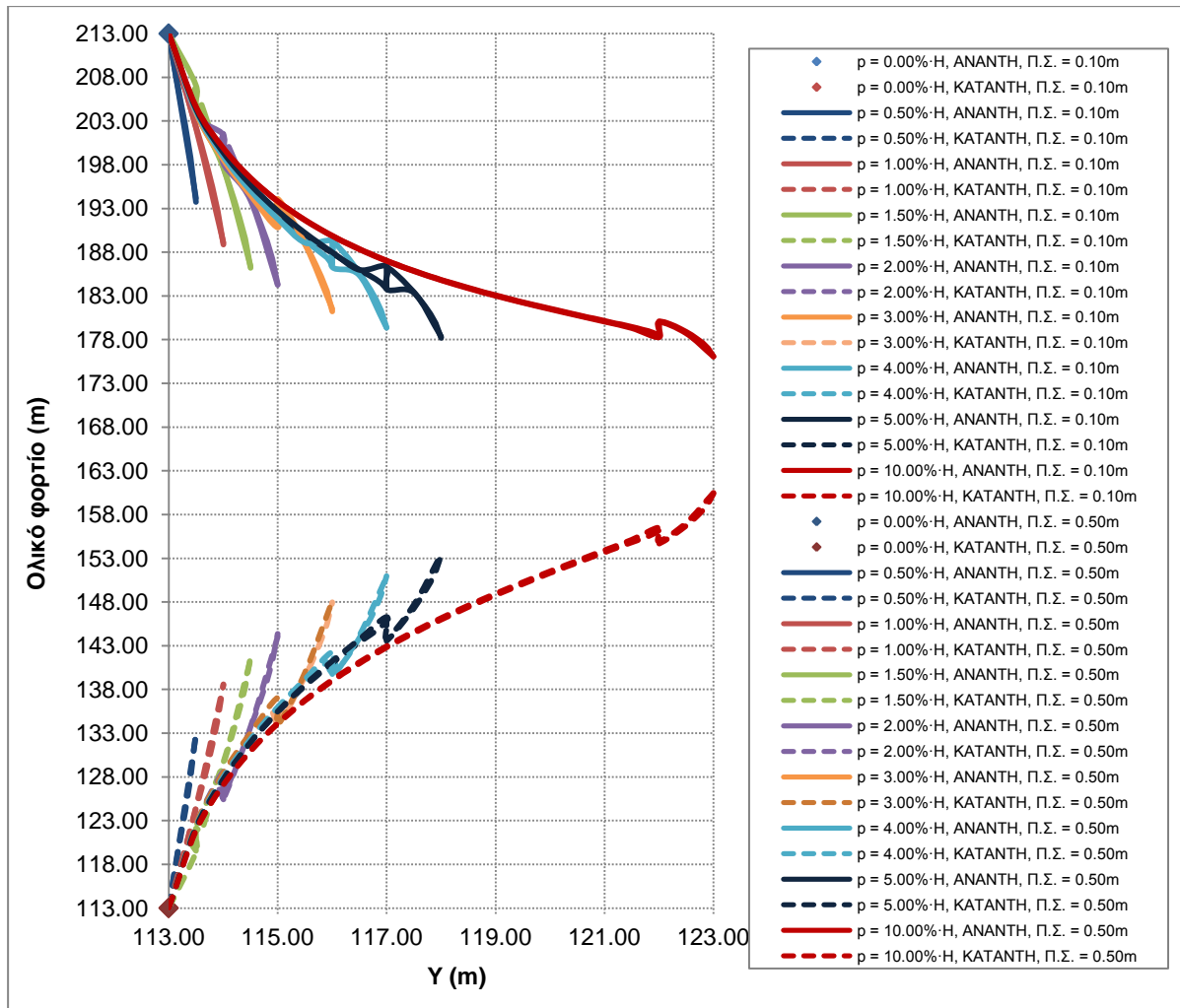
Σχήμα 11-56: Σύγκριση μεταβολής αναπτυσσόμενων υδραυλικών κλίσεων στην ανάντη και κατάντη παρειά του διαφραγματικού τοίχου, με διαπλάτυση κεφαλής, για μήκος εισχώρησης $\rho = (0\% - 10\%) \cdot H$ για μέγεθος πεπερασμένων στοιχείων 0.10 m και 0.50 m στην περιοχή ενδιαφέροντος



Σχήμα 11-57: Σύγκριση μεταβολής αναπτυσσόμενων υδραυλικών κλίσεων στην άνω παρειά του διαφραγματικού τοίχου, με διαπλάτυνση κεφαλής, για μήκος εισχώρησης $\rho = (0\% - 10\%) \cdot H$ για μέγεθος πεπερασμένων στοιχείων 0.10 m και 0.50 m στην περιοχή ενδιαφέροντος



Σχήμα 11-58: Σύγκριση μεταβολής ολικού φορτίου στην άνω παρειά του διαφραγματικού τοίχου, με διαπλάτυνση κεφαλής, για μήκος εισχώρησης $\rho = (0\% - 10\%) \cdot H$ για μέγεθος πεπερασμένων στοιχείων 0.10 m και 0.50 m στην περιοχή ενδιαφέροντος



Σχήμα 11-59: Σύγκριση μεταβολής ολικού φορτίου στην ανάντη και κατάντη παρειά του διαφραγματικού τοίχου, με διαπλάτυνση κεφαλής, για μήκος εισχώρησης $\rho = (0\% - 10\%) \cdot H$ για μέγεθος πεπερασμένων στοιχείων 0.10 m και 0.50 m στην περιοχή ενδιαφέροντος

Από τα γραφήματα υδραυλικής κλίσης και ολικού φορτίου στις παρειές του διαφράγματος παρατηρείται η ίδια συμπεριφορά και στην περίπτωση διαπλάτυνσης της κεφαλής του διαφράγματος. Αναλυτικότερα, εντοπίζονται οι αδυναμίες των πεπερασμένων στοιχείων ως προς την ορθότητα υπολογισμού των υδραυλικών κλίσεων σε ακραία σημεία του διαφράγματος και η επιρροή του μεγέθους τους με την εμφάνιση αιχμών σε απόσταση από τα άκρα ίση με το μέγεθος των πεπερασμένων στοιχείων. Οι διαφορές εξομαλύνονται και ελαχιστοποιούνται σε περιοχές μακριά από τα άκρα για τα δύο μεγέθη πεπερασμένων στοιχείων, που σε συνδυασμό με τις καμπύλες ολικού φορτίου επιβεβαιώνουν πως περεταίρω πύκνωση των στοιχείων του πλέγματος δεν βελτιώνει την ακρίβεια των υπολογισμών.

Το συνολικό φορτίο που καταναλώνεται στην άνω παρειά του διαφράγματος ταυτίζεται και για τις δύο περιπτώσεις μεγέθους πλέγματος, με ελαφριά διαφοροποίηση στον τρόπο κατανομής του. Η ηπιότερη κλίση των καμπυλών δηλώνει την αποτελεσματικότητα της εισχώρησης του διαφράγματος στη μείωση των αναπτυσσόμενων υδραυλικών κλίσεων.

11.11 Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος πρακτικά "μηδενικής" υδραυλικής αγωγιμότητας, με διαπλάτυνση κεφαλής, σε συνάρτηση με την υδραυλική αγωγιμότητα του πυρήνα και της θεμελίωσης

Για τη διάταξη διαφράγματος με διαπλατυσμένη κεφαλή ($w = 2.00\% \cdot H$) διερευνήθηκε η επιρροή της υδραυλικής αγωγιμότητας των ζωνών πυρήνα και θεμελίωσης στις αναπτυσσόμενες υδραυλικές κλίσεις. Αρχικά, η τιμή υδραυλικής αγωγιμότητας του διαφράγματος λήφθηκε ίση με $k_3 = 10^{-15}$ m/sec, ενώ για τη διερεύνηση εξετάστηκαν τιμές λόγου $k_2/k_1 = 1 - 10^5$. Μάλιστα, πέρα από την τιμή του λόγου k_2/k_1 διερευνήθηκε και η επιρροή των μεμονωμένων τιμών υδραυλικής αγωγιμότητας κρατώντας κάθε φορά σταθερό το k_1 (του πυρήνα) ή το k_2 (της θεμελίωσης), μεταβάλλοντας συγχρόνως το άλλο. Συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στο Σχήμα 11-60 όπου με την πρώτη ματιά παρατηρούμε μειωμένες τις προκύπτουσες υδραυλικές κλίσεις συγκριτικά με εκείνες της Παραγράφου 11.5 εξαιτίας της διαπλάτυνσης κεφαλής του διαφράγματος. Η σύγκριση των παραπάνω καμπυλών γίνεται στο Σχήμα 11-63.

Για τιμή λόγου $k_2/k_1 = 1$ η εισχώρηση του διαφράγματος εντός του πυρήνα δεν επιφέρει καμία μείωση στις αναπτυσσόμενες υδραυλικές κλίσεις ακόμα και με τη διαπλάτυνση κεφαλής. Συγκρίνοντας όμως τις υδραυλικές κλίσεις με ή χωρίς διαπλάτυνση παρατηρούμε ότι έχουμε μείωση 27% αφού από υδραυλική κλίση 11 έγινε 8 για την παραπάνω τιμή λόγου.

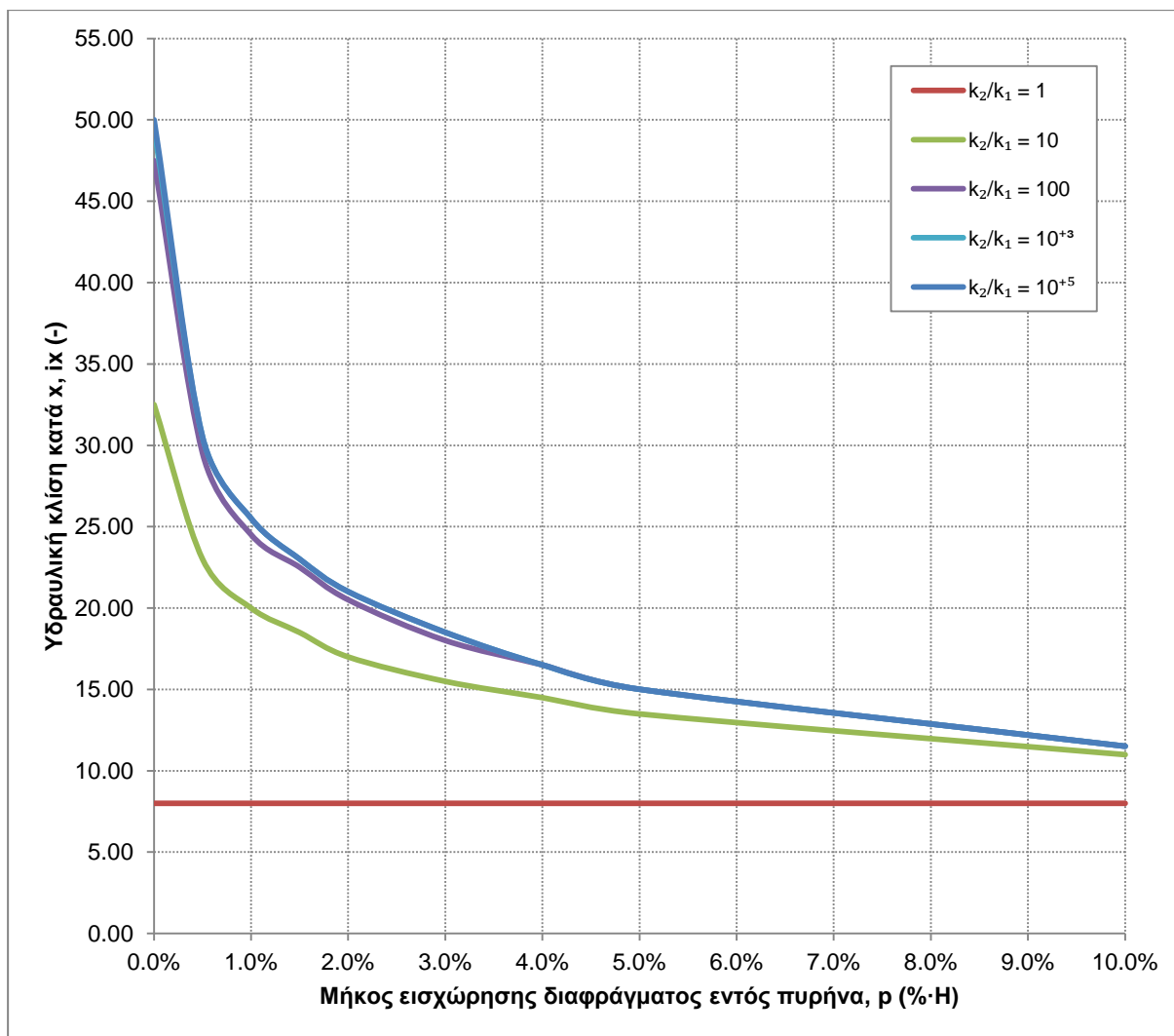
Χαρακτηριστικά ακόμα αναφέρεται πως για λόγο $k_2/k_1 > 100$ συγκρίνοντας τις καμπύλες που αφορούν διάφραγμα με ή χωρίς διαπλάτυνση κεφαλής, παρατηρούμε ότι για $p = 0\% \cdot H$ η πρόσθετη μείωση στις υδραυλικές κλίσεις (λόγω διαπλάτυνσης) είναι 50% ενώ για $p = 2\% \cdot H$ η μείωση είναι 32%.

Η επιρροή της υδραυλικής αγωγιμότητας των δύο υλικών παύει να υφίσταται για λόγους $k_2/k_1 > 100$ όπου παρατηρείται ταύτιση των καμπυλών και για κάθε μήκος εισχώρησης διαφράγματος παραμένει σταθερή η υδραυλική κλίση.

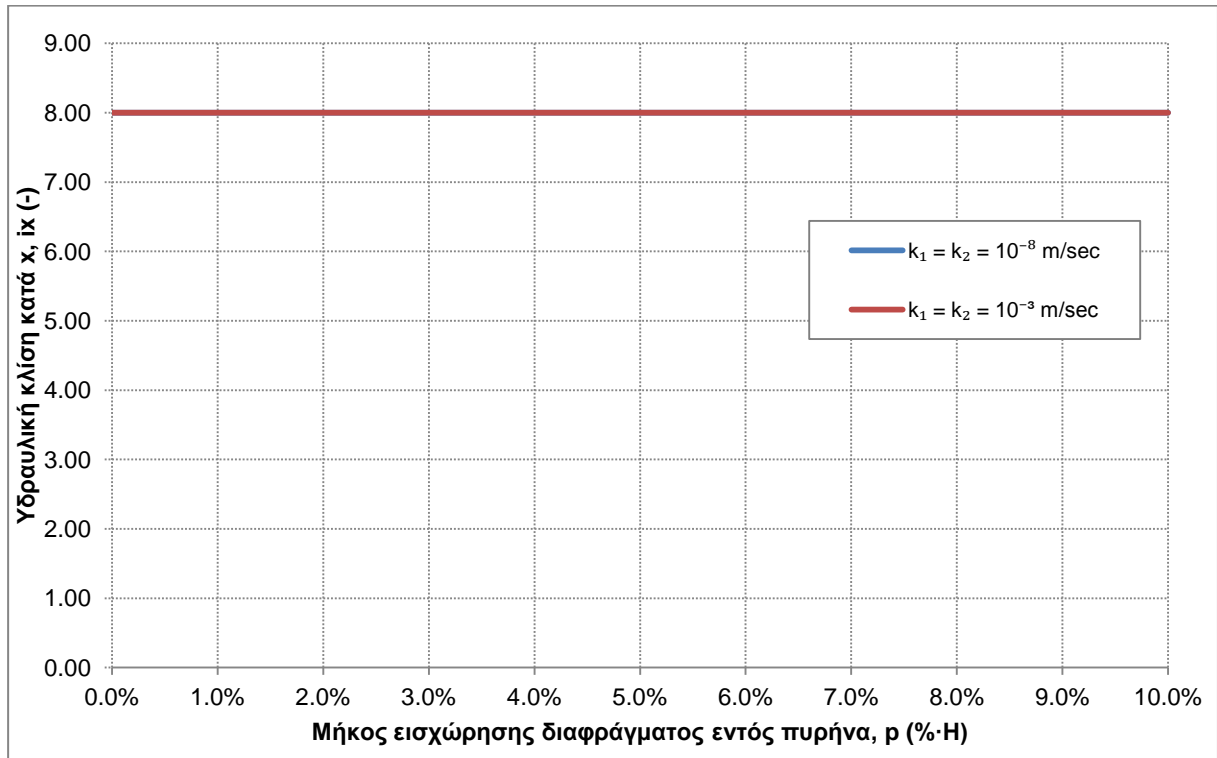
Για ένα πέτρωμα με υδραυλική κλίση 20 απαιτείται μήκος εισχώρησης $p = 2\% \cdot H$ για τιμές του λόγου $k_2/k_1 > 100$, μικρότερο από εκείνο που απαιτείται για διάφραγμα χωρίς διαπλάτυνση κεφαλής όπου απαιτείται εισχώρηση $p = 5\% \cdot H$ (Παράγραφος 11.5).

Το μήκος εισχώρησης διαφράγματος που επιφέρει την αποτελεσματικότερη μείωση στις υδραυλικές κλίσεις κυμαίνεται μεταξύ $p = (2 - 3)\% \cdot H$.

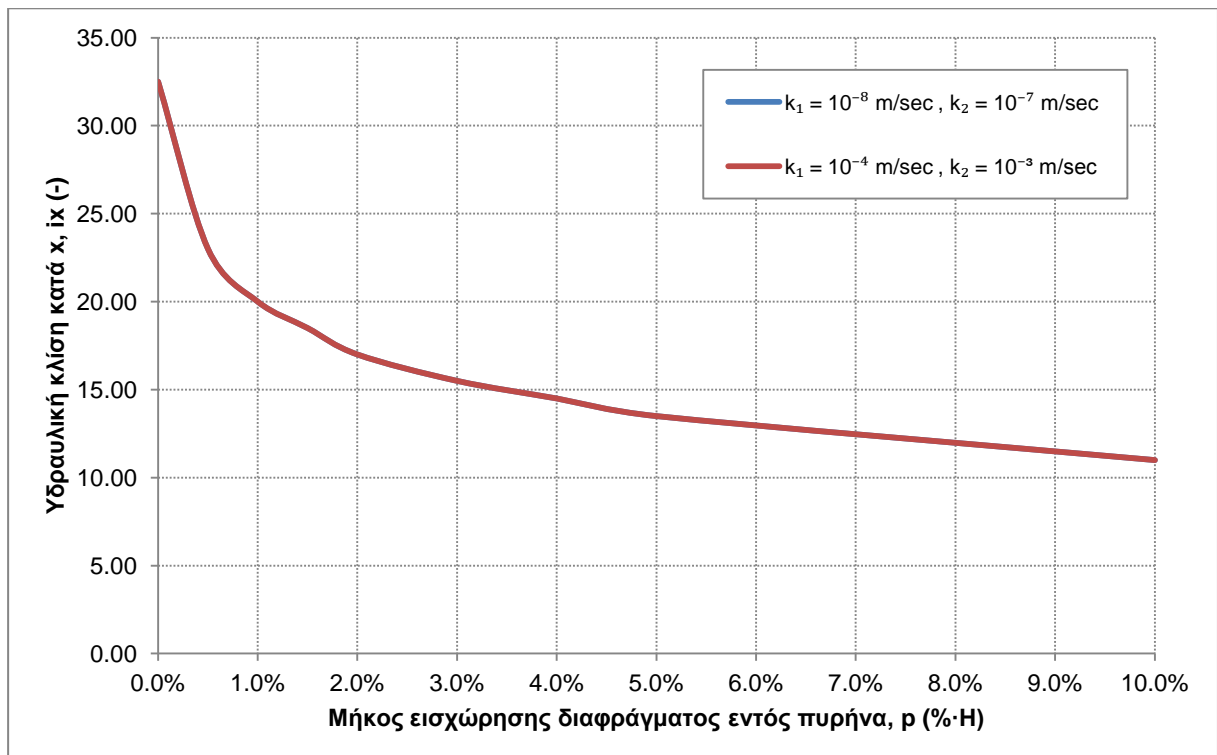
Άξιο προσοχής είναι και εδώ πως για τιμή υδραυλικής αγωγιμότητας διαφράγματος $k_3 = 10^{-15}$ m/sec οι υδραυλικές κλίσεις εξαρτώνται μόνο από την τιμή του λόγου k_2/k_1 και όχι από τις μεμονωμένες τιμές των k_1 και k_2 . Στο Σχήμα 11-61 και στο Σχήμα 11-62 φαίνεται ενδεικτικά η απόλυτη ταύτιση των καμπυλών για λόγο $k_2/k_1 = 1$ και 10. Αντίστοιχα αποτελέσματα λαμβάνονται και για τις υπόλοιπες τιμές του λόγου k_2/k_1 .



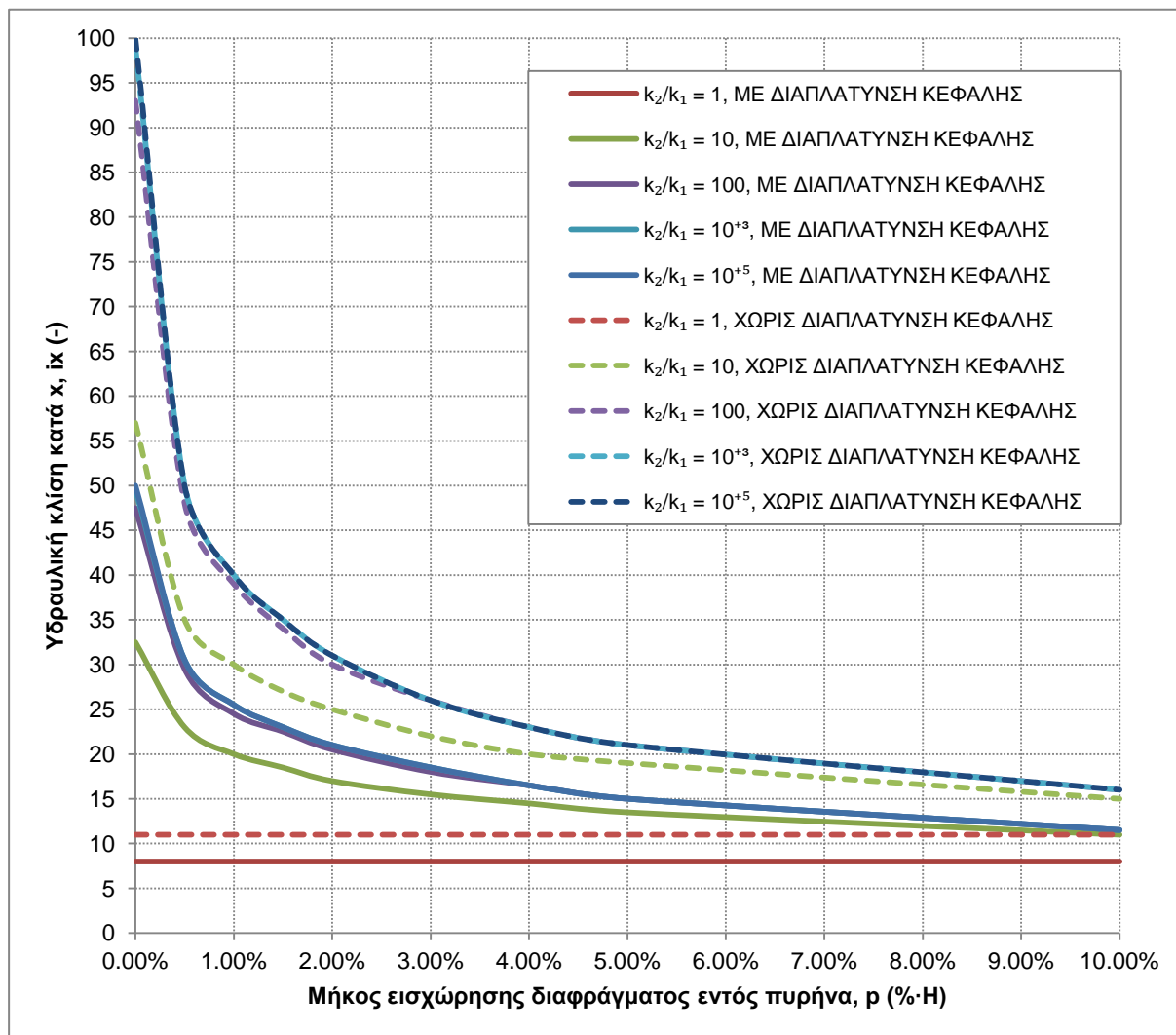
Σχήμα 11-60: Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος πρακτικά "μηδενικής" υδραυλικής αγωγιμότητας ($k_3 = 10^{-15}$ m/sec), με διαπλάτυνση κεφαλής, για διάφορες τιμές του λόγου υδραυλικής αγωγιμότητας θεμελίωσης προς πυρήνα (k_2/k_1)



Σχήμα 11-61: Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση "πρακτικά" αδιαπέρατου διαφράγματος ($k_3 = 10^{-15}$ m/sec) για τιμή του λόγου υδραυλικής αγωγιμότητας θεμελίωσης προς πυρήνα, $k_2/k_1 = 1$



Σχήμα 11-62: Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση "πρακτικά" αδιαπέρατου διαφράγματος ($k_3 = 10^{-15}$ m/sec) για τιμή του λόγου υδραυλικής αγωγιμότητας θεμελίωσης προς πυρήνα, $k_2/k_1 = 10$



Σχήμα 11-63: Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος πρακτικά "μηδενικής" υδραυλικής αγωγιμότητας ($k_3 = 10^{-15}$ m/sec), με ή χωρίς διαπλάτυση κεφαλής, για διάφορες τιμές του λόγου υδραυλικής αγωγιμότητας θεμελίωσης προς πυρήνα (k_2/k_1)

11.12 Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος χαμηλής υδραυλικής αγωγιμότητας, με διαπλάτυνση κεφαλής, σε συνάρτηση με την υδραυλική αγωγιμότητα του πυρήνα και της θεμελίωσης

Με στόχο την κατανόηση της μεταβολής της υδραυλικής κλίσης υπό την επιρροή των υδραυλικών αγωγιμοτήτων των ζωνών πυρήνα και θεμελίωσης επαναλήφθηκαν οι αναλύσεις της παραγράφου 11.11 για τυπική τιμή υδραυλικής αγωγιμότητας διαφράγματος ίση με $k_3 = 10^{-9}$ m/sec και με διαπλάτυνση κεφαλής ίση με $w = 2\% \cdot H$. Ομοίως οι τιμές λόγου k_2/k_1 κυμάνθηκαν μεταξύ 1 και 10^5 διατηρώντας κάθε φορά σταθερό το k_1 ή το k_2 .

Τα αποτελέσματα συγκεντρώνονται στο Σχήμα 11-64 και στο Σχήμα 11-65 που ακολουθεί από όπου γίνεται φανερό πως για ίδια τιμή λόγου k_2/k_1 και για μεγαλύτερες μεμονωμένες τιμές των k_1 και k_2 εμφανίζονται μεγαλύτερες υδραυλικές κλίσεις. Χαρακτηριστικά αναφέρεται πως για $k_2/k_1 = 1$ όπου $k_1 = k_2 = 10^{-3}$ m/sec η υδραυλική κλίση είναι ίση με 8, ενώ για $k_1 = k_2 = 10^{-8}$ m/sec η υδραυλική κλίση είναι 3.5. Τα παραπάνω απεικονίζονται αναλυτικά στο Σχήμα 11-67 έως Σχήμα 11-69 όπου διατηρείται σταθερή η τιμή του λόγου k_2/k_1 και διερευνώνται οι μεμονωμένες τιμές των k_1 και k_2 . Σημειώνεται πως αυτό αποτελεί και την ουσιαστική διαφορά με τα αποτελέσματα των αναλύσεων της παραγράφου 11.11 όπου οι υδραυλικές κλίσεις εξαρτώνται μόνο από την τιμή του λόγου k_2/k_1 και όχι από τις μεμονωμένες τιμές τους.

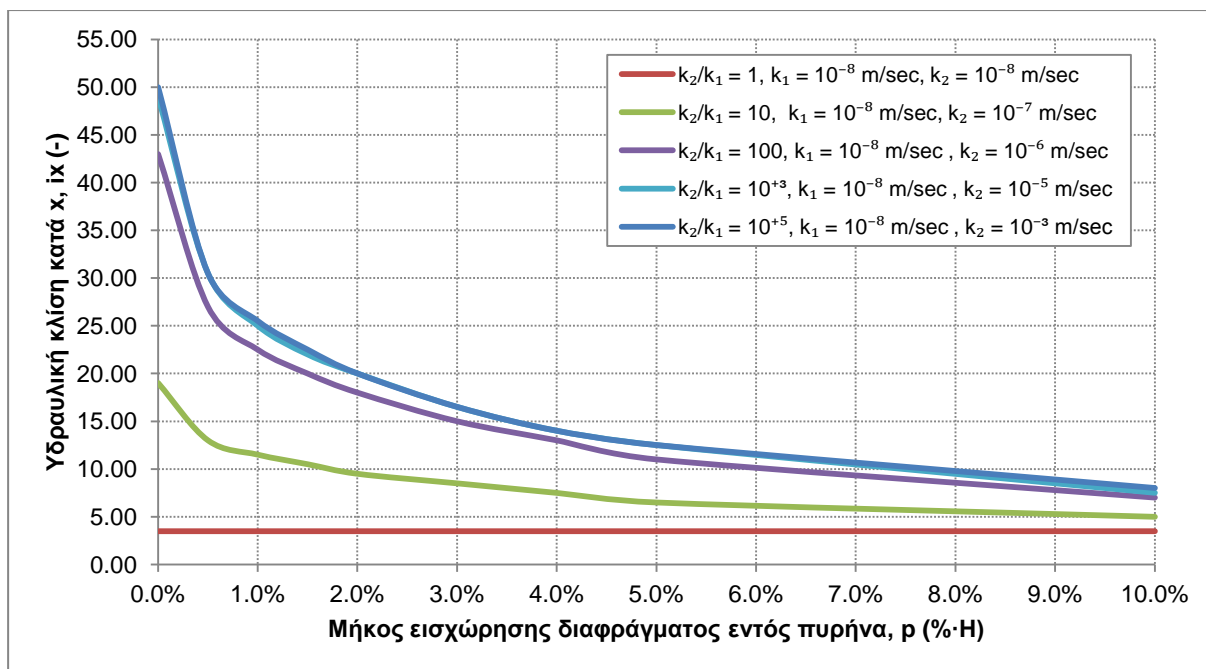
Όπως και σε όλες τις αναλύσεις έτσι και εδώ, για τιμή λόγου $k_2/k_1 = 1$ μένουν αμετάβλητες οι υδραυλικές κλίσεις και είναι ανεξάρτητες του μήκους εισχώρησης. Για τιμή του λόγου $k_2/k_1 > 100$ οι καμπύλες συμπίπτουν δηλώνοντας έτσι ότι παύει να επιδρά η τιμή του παραπάνω λόγου και για κάθε μήκος εισχώρησης σταθεροποιείται η τιμή της υδραυλικής κλίσης.

Από την κλίση των καμπυλών αποτελεσματικότερο παρουσιάζεται το μήκος εισχώρησης που αντιστοιχεί σε $\rho = (2 - 3)\% \cdot H$.

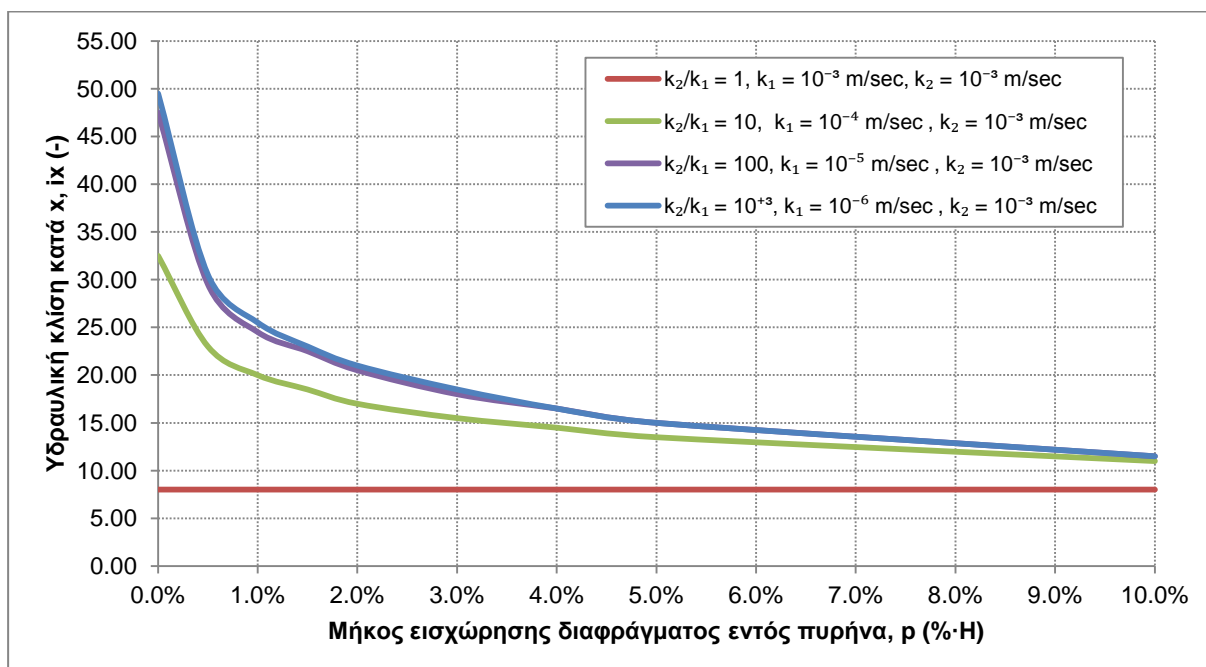
Όσον αφορά την αποτελεσματικότητα της διαπλάτυνσης της κεφαλής στη μείωση των υδραυλικών κλίσεων είναι ελάχιστη και πρακτική μηδενική όταν η τιμή του λόγου $k_2/k_1 = 1$ και αυξάνεται με την αύξηση της τιμής του λόγου. Οι καμπύλες που αφορούν το λόγο $k_2/k_1 = 1$ απέχουν κατά 0.50 ενώ για λόγο $k_2/k_1 > 100$ η απόσταση των καμπυλών ξεκινά από 50 μονάδες υδραυλικής κλίσης και καταλήγει στις 2.

Η παραπάνω παρατήρηση οδηγεί στο συμπέρασμα πως η αποτελεσματικότητα της διαπλάτυνσης μειώνεται ακόμα καθώς αυξάνεται το μήκος εισχώρησης όπου οι καμπύλες τείνουν να συμπέσουν. Χαρακτηριστικά αναφέρεται πως για $\rho = 2\% \cdot H$ χωρίς διαπλάτυνση και για λόγο $k_2/k_1 > 100$ η υδραυλική κλίση είναι 28, ενώ με διαπλάτυνση μειώνεται στο 20, δηλαδή μείωση της τάξης 29%. Αντίστοιχα, για την ακραία περίπτωση όπου $\rho = 10\% \cdot H$ η αντίστοιχη μείωση είναι 20% ή αλλιώς 2 μονάδες.

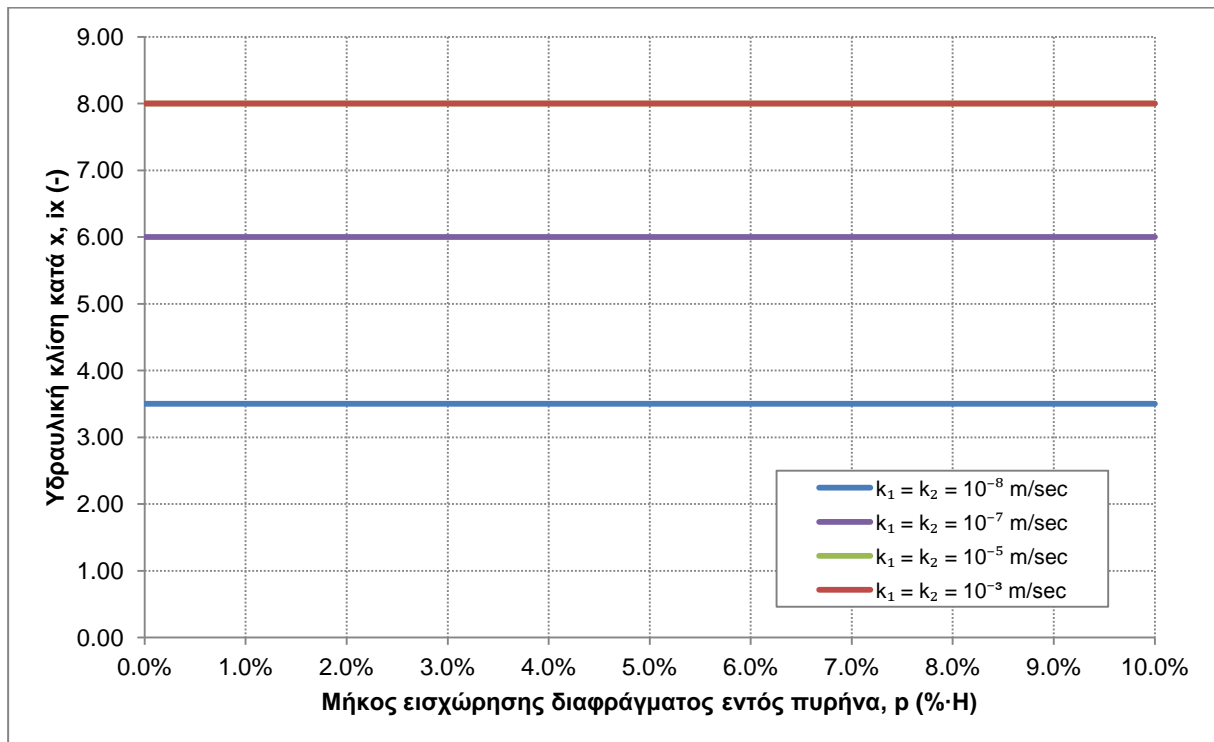
Για ένα πέτρωμα με υδραυλική κλίση 20 απαιτείται μήκος εισχώρησης $\rho = 2\% \cdot H$ για τιμές του λόγου $k_2/k_1 > 100$ μικρότερο από εκείνο που απαιτείται για διάφραγμα χωρίς διαπλάτυση κεφαλής όπου απαιτείται εισχώρηση $\rho = 3.5\% \cdot H$ (Παράγραφος 11.6).



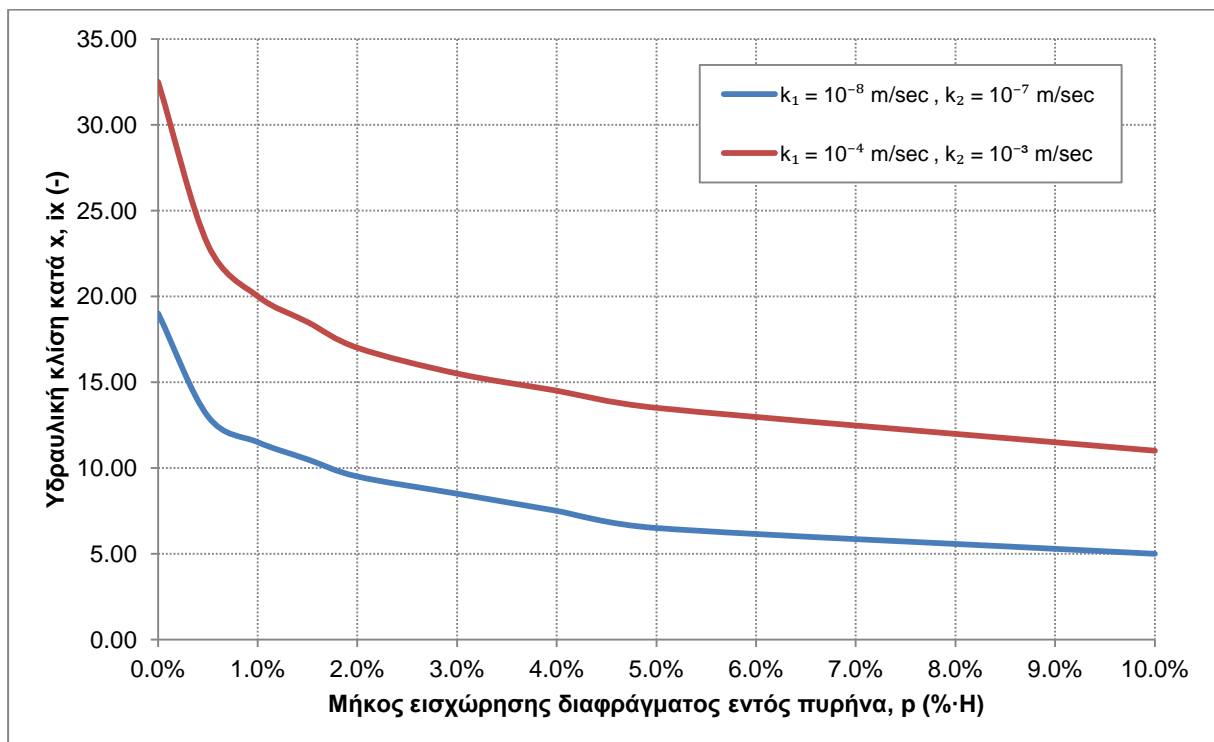
Σχήμα 11-64: Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος χαμηλής υδραυλικής αγωγιμότητας ($k_3 = 10^{-9} \text{ m/sec}$), με διαπλάτυση κεφαλής, για διάφορες τιμές του λόγου υδραυλικής αγωγιμότητας θεμελίωσης προς πυρήνα k_2/k_1 , (k_1 , σταθερό)



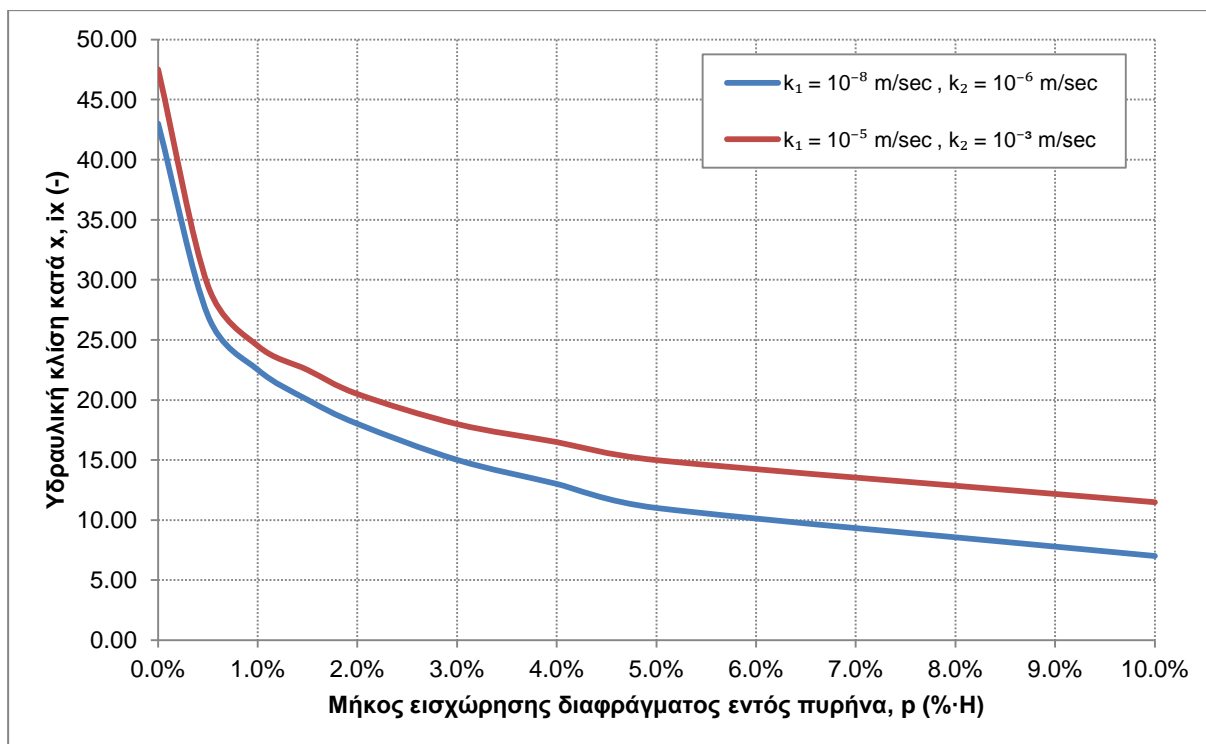
Σχήμα 11-65: Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος χαμηλής υδραυλικής αγωγιμότητας ($k_3 = 10^{-9} \text{ m/sec}$), με διαπλάτυση κεφαλής, για διάφορες τιμές του λόγου υδραυλικής αγωγιμότητας θεμελίωσης προς πυρήνα k_2/k_1 , (k_2 , σταθερό)



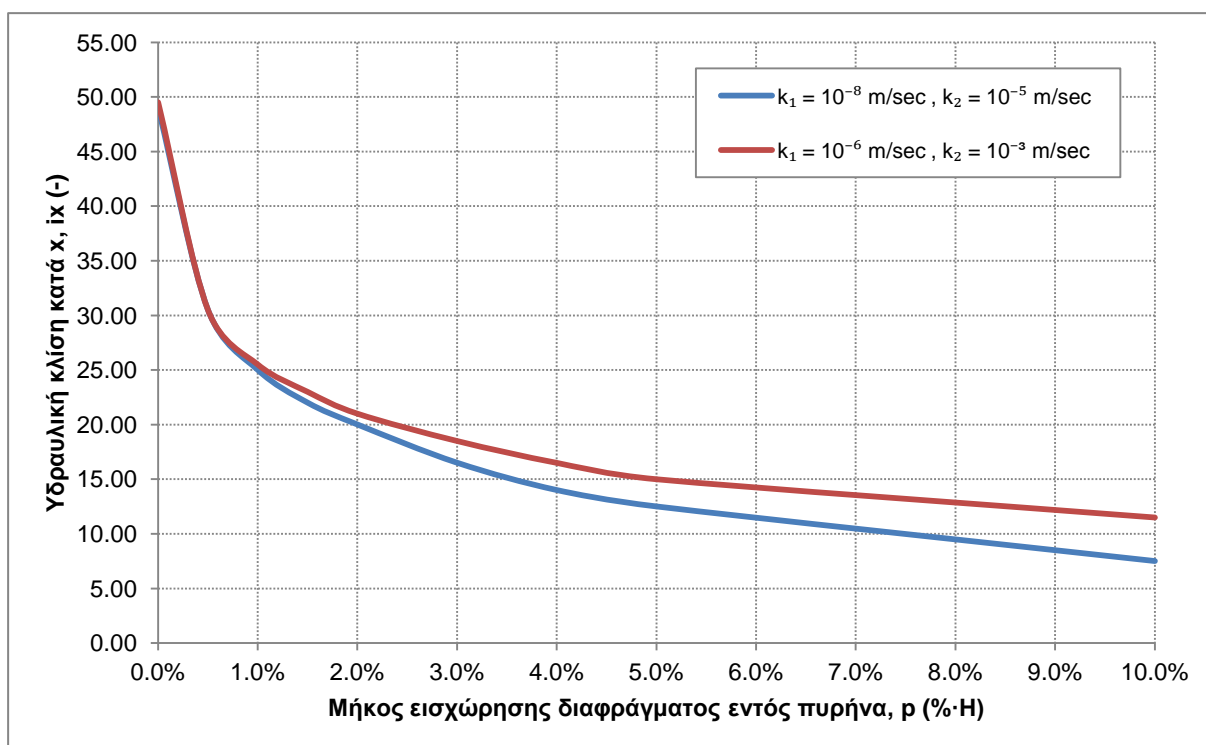
Σχήμα 11-66: Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος χαμηλής υδραυλικής αγωγιμότητας ($k_3 = 10^{-9}$ m/sec), με διαπλάτυνση κεφαλής, για τιμή του λόγου υδραυλικής αγωγιμότητας θεμελίωσης προς πυρήνα, $k_2/k_1 = 1$



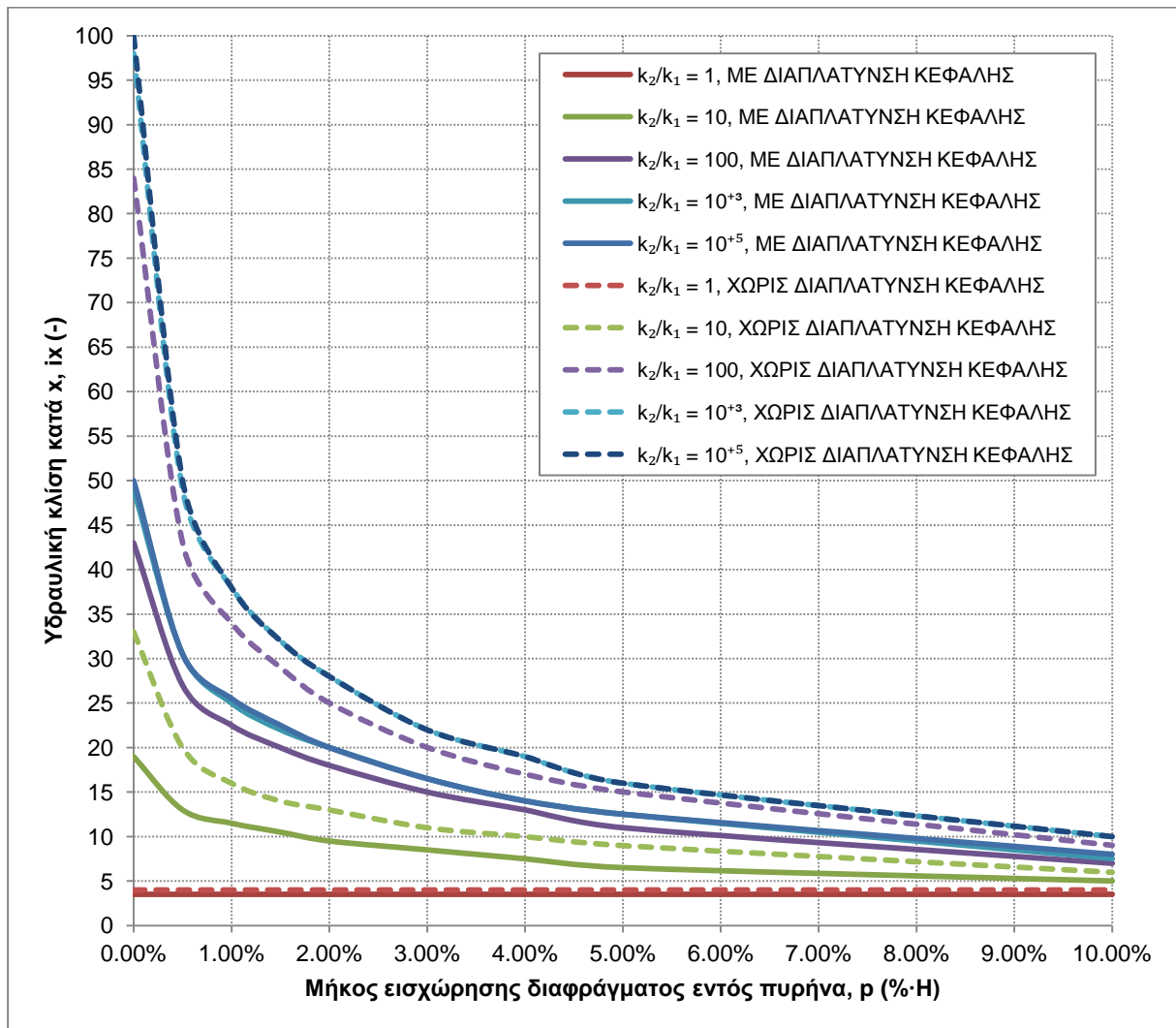
Σχήμα 11-67: Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος χαμηλής υδραυλικής αγωγιμότητας ($k_3 = 10^{-9}$ m/sec), με διαπλάτυνση κεφαλής, για τιμή του λόγου υδραυλικής αγωγιμότητας θεμελίωσης προς πυρήνα, $k_2/k_1 = 10$



Σχήμα 11-68: Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος χαμηλής υδραυλικής αγωγιμότητας ($k_3 = 10^{-9}$ m/sec), με διαπλάτωση κεφαλής, για τιμή του λόγου υδραυλικής αγωγιμότητας θεμελίωσης προς πυρήνα, $k_2/k_1 = 100$



Σχήμα 11-69: Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος χαμηλής υδραυλικής αγωγιμότητας ($k_3 = 10^{-9}$ m/sec), με διαπλάτωση κεφαλής, για τιμή του λόγου υδραυλικής αγωγιμότητας θεμελίωσης προς πυρήνα, $k_2/k_1 = 1000$



Σχήμα 11-70: Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος χαμηλής υδραυλικής αγωγιμότητας ($k_3 = 10^{-9}$ m/sec), με ή χωρίς διαπλάτυνση κεφαλής, για διάφορες τιμές του λόγου υδραυλικής αγωγιμότητας θεμελίωσης προς πυρήνα (k_2/k_1)

11.13 Συγκεντρωτικά μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος με διαπλάτυνση κεφαλής σε συνάρτηση με την υδραυλική αγωγιμότητα του πυρήνα, της θεμελίωσης και του διαφράγματος

Για την περαιτέρω διεξαγωγή συμπερασμάτων που αφορούν τις παραγράφους 11.11 και 11.12 συγκεντρώθηκαν τα αποτελέσματα στο Σχήμα 11-71 που ακολουθεί.

Μελετώντας το παρακάτω σχήμα όπου παρουσιάζεται συγκεντρωτικά η μεταβολή της υδραυλικής κλίσης συναρτήσει της υδραυλικής αγωγιμότητας όλων των ζωνών και του μήκους διείδυσης διαφράγματος με διαπλάτυνση κεφαλής, καταλήγουμε στα ίδια συμπεράσματα με εκείνα της παραγράφου 11.7.

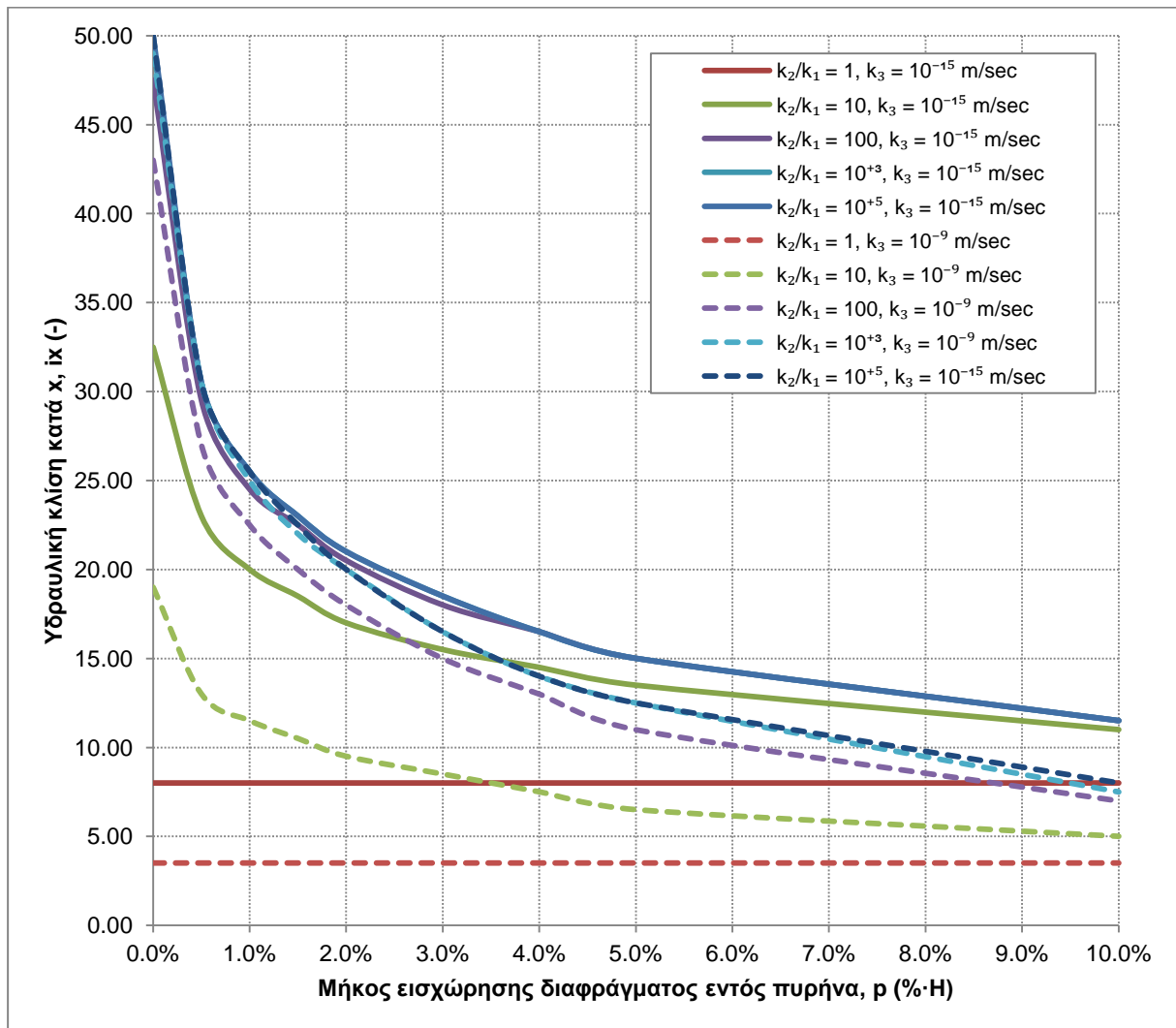
Αναλυτικότερα, μικρότερη τιμή υδραυλικής αγωγιμότητας διαφράγματος οδηγεί στην ανάπτυξη μεγαλύτερων υδραυλικών κλίσεων στην περιοχή σύνδεσης του διαφράγματος με τον πυρήνα.

Από την απόσταση των καμπυλών συμπεραίνεται πως για μικρές τιμές του λόγου k_2/k_1 η απόκλιση στις υδραυλικές κλίσεις για διάφραγμα χαμηλής ή πρακτικά "μηδενική" υδραυλικής αγωγιμότητας είναι εντονότερη. Αντίθετα, για τις καμπύλες που αφορούν λόγους $k_2/k_1 = 10^3$ και 10^5 και για μικρά μήκη εισχώρησης διαφράγματος παρατηρείται ταύτιση των καμπυλών οι οποίες στη συνέχεια αποκλίνουν με την αύξηση του μήκους εισχώρησης.

Η κάθε οικογένεια καμπυλών (ίδια τιμή k_3) συγκλίνει καθώς αυξάνεται το μήκος εισχώρησης του διαφράγματος. Υπενθυμίζεται πως δεν θα ήταν δυνατή περαιτέρω αύξηση του μήκους του εντός του πυρήνα και αυτό γιατί τότε καταργείται ο ρόλος τους πυρήνα και του υλικού χαμηλής διαπερατότητας από το οποίο απαρτίζεται.

Ανεξάρτητα της τιμής υδραυλικής αγωγιμότητας του διαφράγματος η επιρροή του λόγου k_2/k_1 εξαλείφεται για τιμές του μεγαλύτερες του 100 όπως είναι πρόδηλο από την απόσταση των καμπυλών και την τελικά ταύτισή τους για λόγο $k_2/k_1 = 10^3$ και 10^5 .

Βέλτιστο μήκος εισχώρησης για το σχεδιασμό και την κατασκευή του διαφραγματικού τοίχου με διαπλάτυνση κεφαλής εμφανίζεται εκείνο που αντιστοιχεί σε $p = (2 - 3)\% \cdot H$.

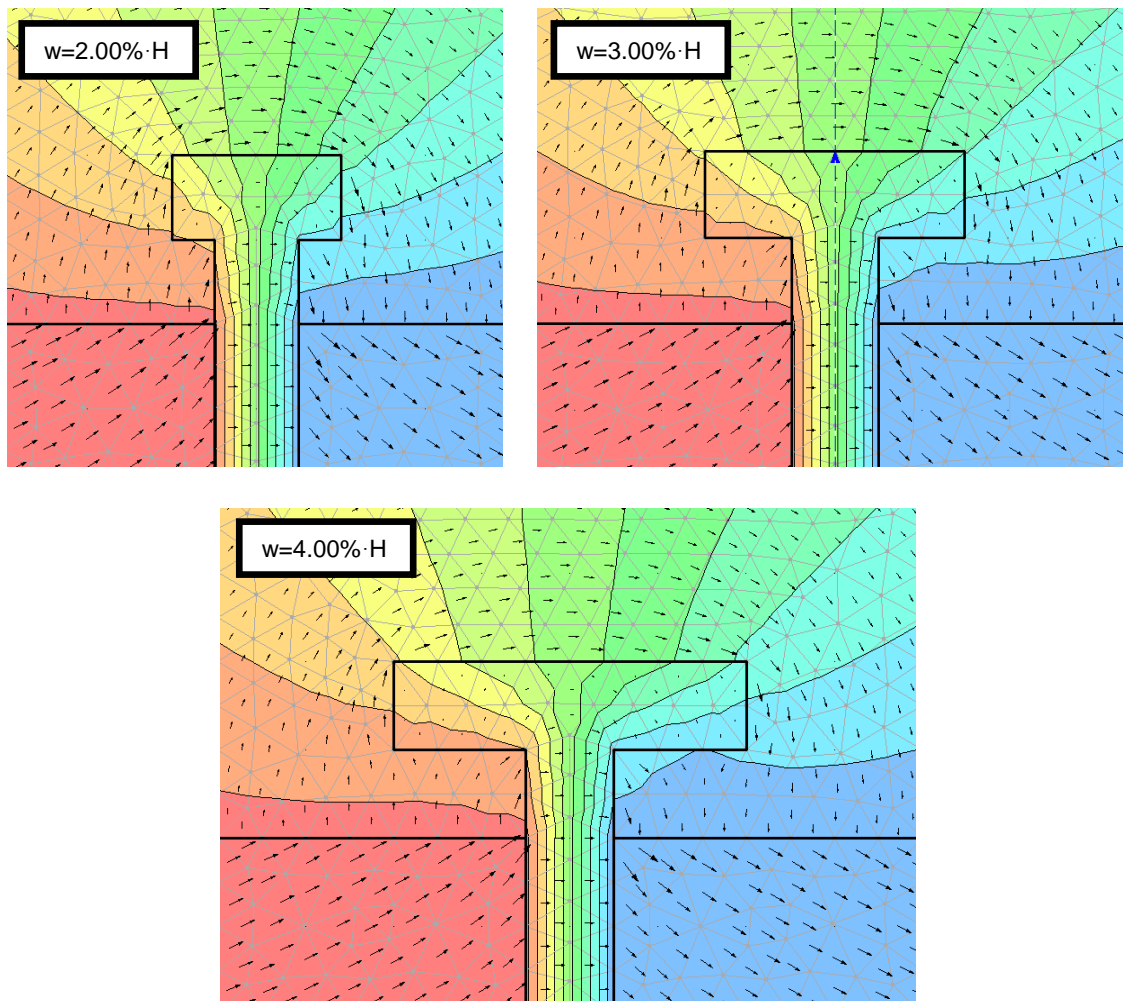


Σχήμα 11-71: Συγκεντρωτικά μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος, με διαπλάτυση κεφαλής, σε συνάρτηση με την υδραυλική αγωγιμότητα των ζωνών πυρήνα-θεμελίωση-διαφράγματος

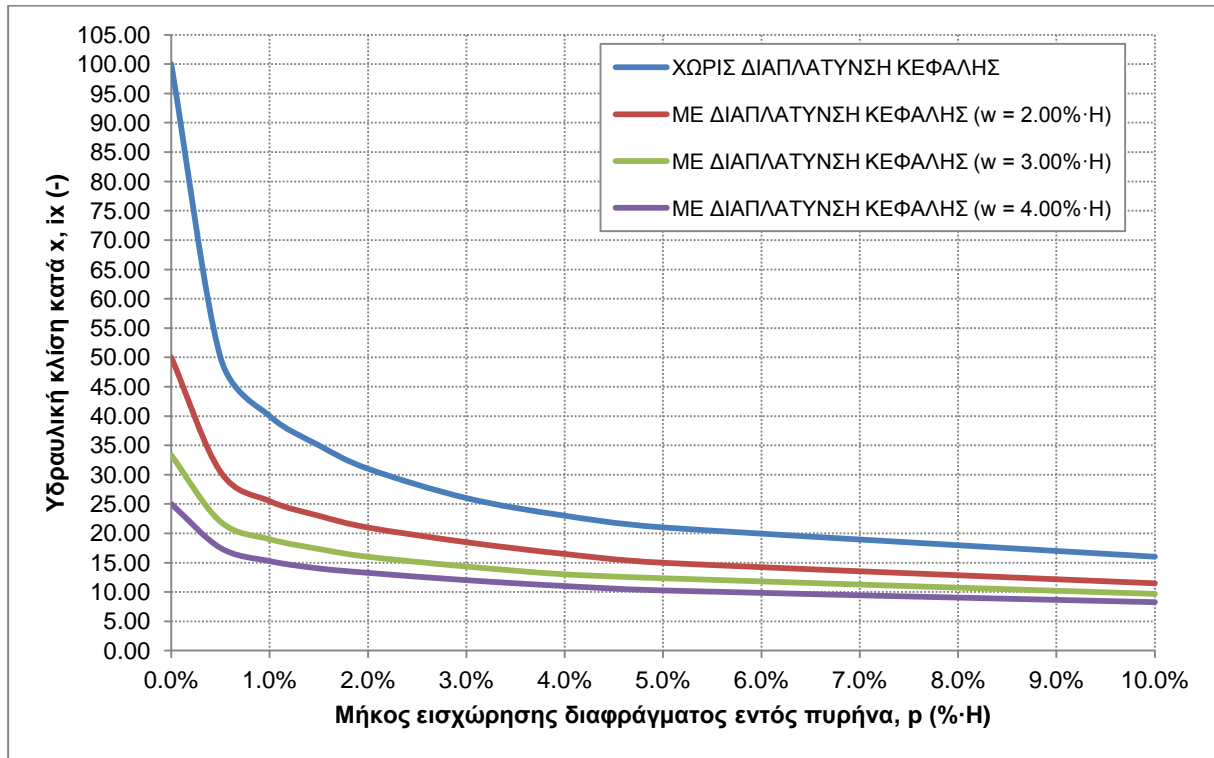
11.14 Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος πρακτικά "μηδενικής" και χαμηλής υδραυλικής αγωγιμότητας, με διαπλάτυνση κεφαλής, για διάφορα μήκη διαπλάτυνσης

Από τις προηγούμενες αναλύσεις έγινε κατανοητό ότι αυξάνοντας το πλάτος της κεφαλής του διαφραγματικού τοίχου πετυχαίνουμε μείωση των υδραυλικών κλίσεων, καθώς το διαθέσιμο υδραυλικό φορτίο επιμερίζεται σε μεγαλύτερη επιφάνεια. Προς αυτήν την κατεύθυνση εξετάζεται πρόσθετα η εισχώρηση διαφράγματος με πλάτος διαπλάτυνσης κεφαλής $w = 3\% \cdot H$ και $4\% \cdot H$ για υδραυλική αγωγιμότητα διαφράγματος $k_3 = 10^{-9}$ m/sec και 10^{-15} m/sec. Μάλιστα, για να κατανοηθεί πλήρως η αποτελεσματικότητα της διαπλάτυνσης στα γραφήματα που ακολουθούν (Σχήμα 11-73, Σχήμα 11-74, Σχήμα 11-75) γίνεται σύγκριση και με τις υδραυλικές κλίσεις που αναπτύσσονται σε διάφραγμα χωρίς διαπλάτυνση πάχους d . Ενδεικτικά παρουσιάζεται το δίκτυο ροής στο Σχήμα 11-72 για $k_3 = 10^{-9}$ m/sec.

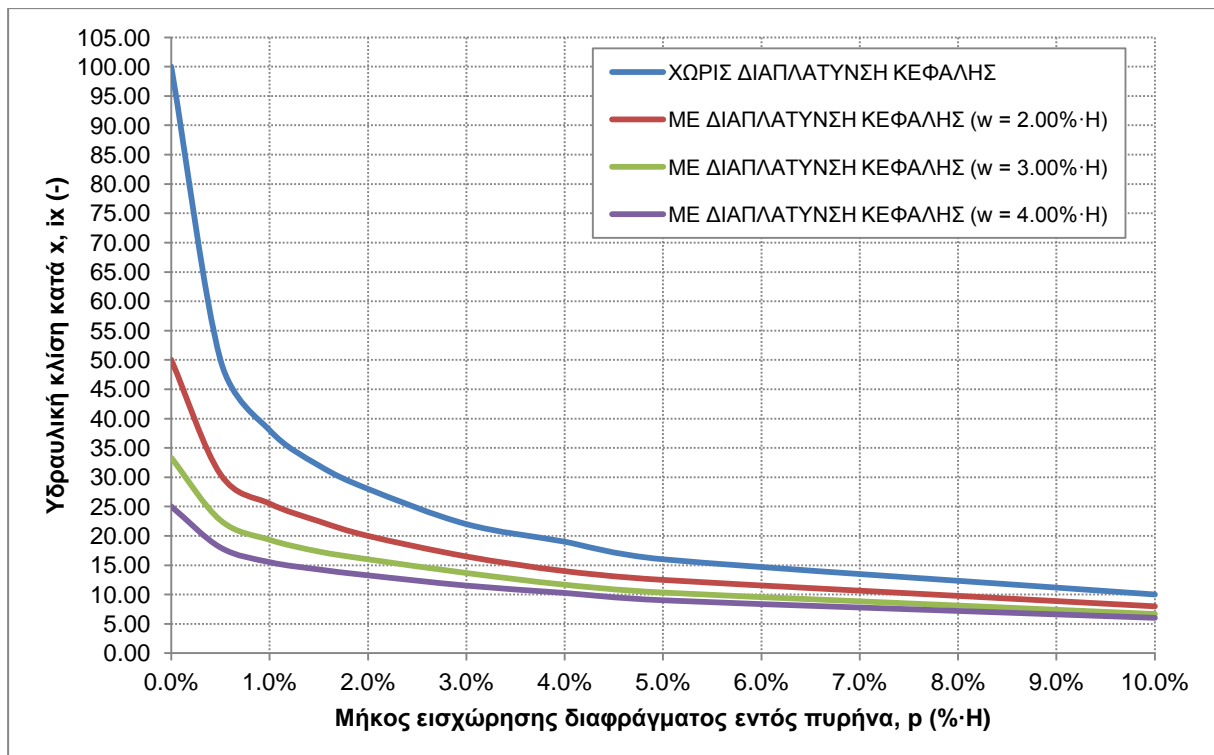
Η υδραυλική αγωγιμότητα του πυρήνα και της θεμελίωσης για τις αναλύσεις λήφθηκε αντίστοιχα $k_1 = 10^{-8}$ m/sec, $k_2 = 10^{-3}$ m/sec.



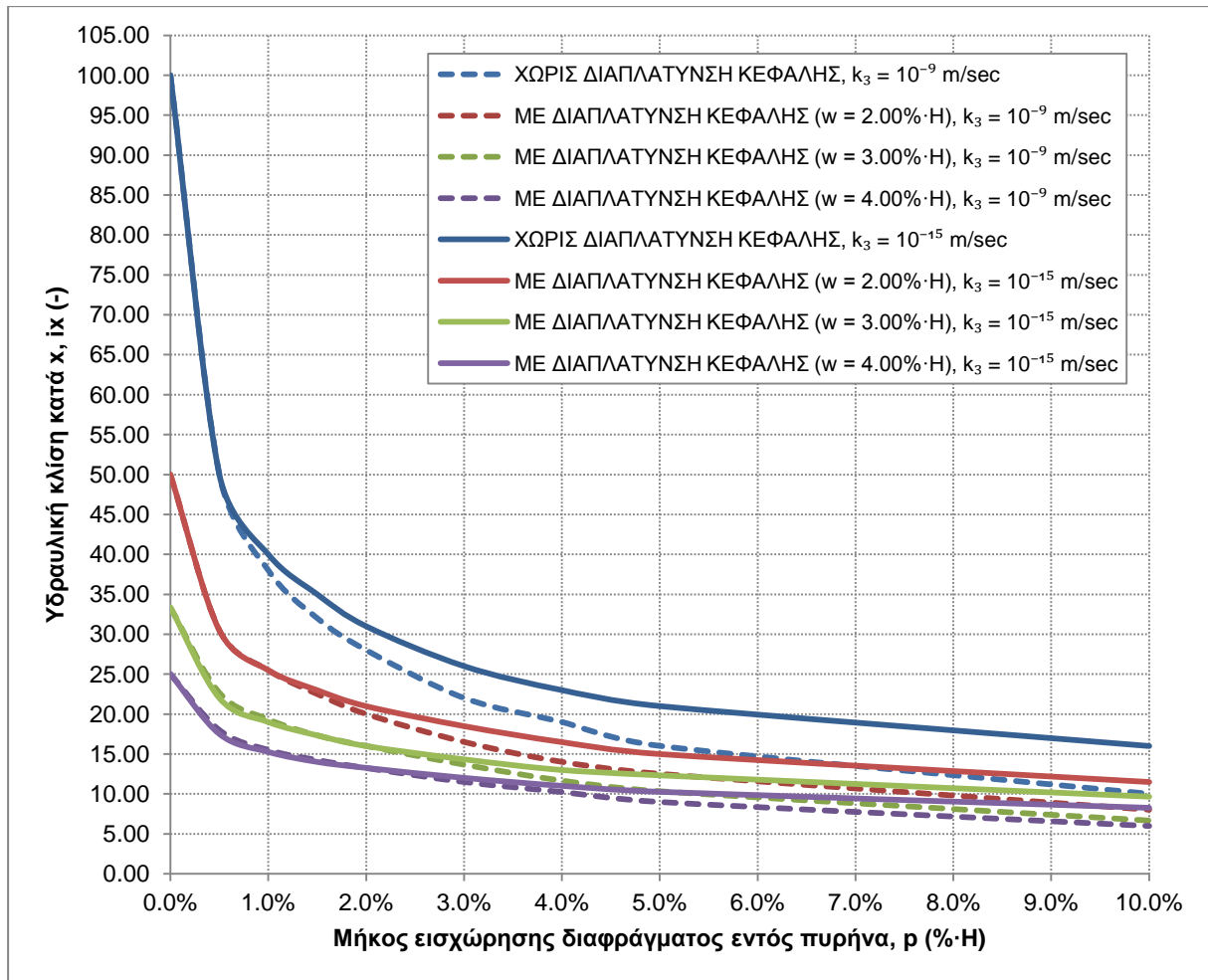
Σχήμα 11-72: Δίκτυα ροής στη διεπιφάνεια διαφραγματικού τοίχου με πυρήνα φράγματος για διάφορα μήκη διαπλάτυνσης κεφαλής w



Σχήμα 11-73: Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος πρακτικά "μηδενικής" υδραυλικής αγωγιμότητας ($k_3 = 10^{-15}$ m/sec) χωρίς και με διαπλάτυνση κεφαλής, $w=(2.00\%-4.00\%)\cdot H$



Σχήμα 11-74: Μεταβολή υδραυλικής κλίσης με την εισχώρηση διαφράγματος χαμηλής υδραυλικής αγωγιμότητας ($k_3 = 10^{-9}$ m/sec) χωρίς και με διαπλάτυνση κεφαλής, $w=(2.00\%-4.00\%)\cdot H$



Σχήμα 11-75: Σύγκριση αναπτυσσόμενων υδραυλικών κλίσεων στην άνω παρειά του διαφράγματος σε συνάρτηση με την υδραυλική αγωγιμότητα του διαφράγματος και το μήκος διαπλάτυνσης κεφαλής ($k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec)

Από το δίκτυο ροής (Σχήμα 11-72) προκύπτει ότι το φορτίο που καταναλώνεται στην κεφαλή του διαφράγματος διατηρείται περίπου σταθερό αλλά με την αύξηση του μήκους διαπλάτυνσης πετυχαίνεται αραίωση των ισοδυναμικών, άρα και μείωση της υδραυλικής κλίσης.

Αποτελεσματικότερο μήκος εισχώρησης και για τα τρία μήκη διαπλάτυνσης κεφαλής παρουσιάζεται το μήκος $\rho = 2\% \cdot H$ ενώ για διάφραγμα χωρίς διαπλάτυνση φαίνεται πως αποτελεσματικότερη μείωση πετυχαίνεται για $\rho = 3\% \cdot H$.

Οι καμπύλες των σχημάτων Σχήμα 11-73 έως Σχήμα 11-75 δηλώνουν την αποτελεσματικότητα της διαπλάτυνσης της κεφαλής ιδιαίτερα για μικρά μήκη εισχώρησης ($\rho < 3\% \cdot H$). Χαρακτηριστικά αναφέρεται πως για μηδενικό μήκος εισχώρησης και $w = 2\% \cdot H$ πετυχαίνεται 50% μείωση στην αναπτυσσόμενη υδραυλική κλίση συγκριτικά με εκείνη του διαφράγματος χωρίς διαπλάτυνση κεφαλής. Αντίστοιχα, για $w = 3\% \cdot H$ και $w = 4\% \cdot H$ η μείωση ανέρχεται σε 67% και 75%. Για $\rho = 2\% \cdot H$ τα αντίστοιχα ποσοστά μείωσης για κάθε w διαμορφώνονται σε 29%, 38% και 50%.

Η μείωση της υδραυλικής αγωγιμότητας του διαφράγματος επιφέρει αύξηση των υδραυλικών κλίσεων η οποία είναι εντονότερη στην περίπτωση διαφράγματος χωρίς διαπλάτυνση κεφαλής όπου για $p > 1\% \cdot H$ ξεκινά η διαφοροποίηση των τιμών. Αντίστοιχα, παρατηρώντας τις καμπύλες που αφορούν διάφραγμα με διαπλάτυνση προκύπτει ότι για $w = 2\% \cdot H$ η διαφοροποίηση στις υδραυλικές κλίσεις ξεκινά σε $p > 2\% \cdot H$, για $w = 3\% \cdot H$ σε μήκος εισχώρησης $p > 3\% \cdot H$ και για $w = 4\% \cdot H$ σε $p > 4\% \cdot H$. Με άλλα λόγια, η επιρροή της υδραυλικής αγωγιμότητας του διαφράγματος στις υδραυλικές κλίσεις μειώνεται καθώς αυξάνεται το μήκος διαπλάτυνσης της κεφαλής.

Τέλος, από την απόσταση των καμπυλών γίνεται εμφανές ότι αποτελεσματικότερη μείωση στις αναπτυσσόμενες κλίσεις πραγματοποιείται μέχρι $w = 3\% \cdot H$ καθώς συγκριτικά με $w = 4\% \cdot H$ η πρόσθετη μείωση ξεκινά σε ποσοστό περίπου 26% για $p = 0\% \cdot H$ που φτάνει το 17% για $p = 2\% \cdot H$.

11.15 Σύνοψη αποτελεσμάτων διήθησης

Με τη χρήση των πεπερασμένων στοιχείων και του λογισμικού SEEP/W ήταν δυνατή η διερεύνηση της μεταβολής της υδραυλικής κλίσης στη σύνδεση του διαφραγματικού τοίχου (Δ/T) με τον πυρήνα γεωφράγματος. Αναλυτικότερα, διερευνήθηκε η επίδραση του μήκους εισχώρησης του διαφραγματικού τοίχου στον πυρήνα στις αναπτυσσόμενες υδραυλικές κλίσεις, μεταβάλλοντας την υδραυλική αγωγιμότητα των ζωνών πυρήνα - θεμελίωση - διαφράγματος, τη γεωμετρία της κεφαλής του διαφραγματικού τοίχου και την κλίση των παρειών του πυρήνα.

Η απόκριση του δικτύου ροής όπως και των αναπτυσσόμενων υδραυλικών κλίσεων διατηρήθηκε σχεδόν σταθερή για κάθε μία από τις παραπάνω αναλύσεις και συνοψίζεται ως εξής:

- Πριν την κατασκευή του διαφραγματικού τοίχου οι αναπτυσσόμενες υδραυλικές κλίσεις στην περιοχή θεμελίωσης είναι μικρότερες του 2, ενώ μετά την κατασκευή ξεκινούν με μέγιστη τιμή ίση με το λόγο του διαθέσιμου υδραυλικού φορτίου προς το πάχος του διαφραγματικού τοίχου (H/d)
- Σε κάθε ανάλυση το δίκτυο ροής δεν μεταβάλλεται ουσιαστικά σε επίπεδο διατομής φράγματος με την εισχώρηση του διαφράγματος και ειδικότερα, δεν διαφοροποιείται με ή χωρίς διαπλάτυνση κεφαλής. Για λόγο k_2/k_1 ίσο με 1 και 10 το δίκτυο ροής προσεγγίζει εκείνο χωρίς την κατασκευή Δ/T μόνο για διάφραγμα χαμηλής διαπερατότητας ($k_3=10^{-9}$ m/sec), ενώ για $k_2/k_1 > 100$ εμφανίζεται πύκνωση των ισοδυναμικών στη ζώνη του πυρήνα και της θεμελίωσης όπου και καταναλώνεται όλο το υδραυλικό φορτίο.
- Στην περιοχή σύνδεσης εμφανίζεται πύκνωση των ισοδυναμικών με εντονότερη την άνω παρειά του διαφραγματικού τοίχου οδηγώντας σε μεγαλύτερες κλίσεις συγκριτικά με την ανάντη και την κατάντη παρειά.
- Στην άνω παρειά η ροή είναι οριζόντια, συνεπώς εξετάζεται η υδραυλική κλίση κατά x . Αντίστοιχα, στις κατακόρυφες παρειές εξετάζεται η υδραυλική κλίση κατά y . Οι τελευταίες εμφανίζουν συμμετρία κατά απόλυτη τιμή με ελαφρώς μεγαλύτερες εκείνες της κατάντη παρειάς.
- Με την εισχώρηση του διαφραγματικού τοίχου ενεργοποιείται ροή σε μεγαλύτερο τμήμα του πυρήνα, μειώνεται η μέγιστη ταχύτητα ροής που εμφανίζεται σε κάθε ανάλυση (μέγιστη στην κεφαλή του Δ/T), καμπυλώνουν οι ισοδυναμικές δηλώνοντας ότι όλο και περισσότερο φορτίο καταναλώνεται στις κατακόρυφες παρειές του. Η διάθλαση των ισοδυναμικών επηρεάζεται από τις τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας των αντίστοιχων ζωνών.
- Τα μεγέθη ολικό φορτίο, πιεζομετρικό φορτίο και πίεση ύδατος πόρων στην άνω παρειά του Δ/T εμφανίζουν γραμμική μεταβολή, με το ολικό φορτίο να αυξάνεται και τα άλλα δύο να μειώνονται.
- Η κλίση των καμπυλών στα γραφήματα ολικού φορτίου στις παρειές του Δ/T συναρτήσει των αξόνων x και y εκφράζει την υδραυλική κλίση η οποία συνεχώς και μειώνεται με την αύξηση του p .

- Η υδραυλική κλίση στη διεπιφάνεια Δ/T πυρήνα προσδιορίστηκε με τρεις τρόπους, από δίκτυο ροής προσδιορίζοντας το ποσοστό που καταναλώνεται σε κάθε παρειά και με μετρήσεις, σημειακές σε κόμβους ή σε υποπεριοχές των πεπερασμένων στοιχείων. Για τη διεξαγωγή συμπερασμάτων λήφθηκαν υπόψη τα αποτελέσματα από το δίκτυο ροής.
- Επιβεβαιώθηκε η παραπάνω επιλογή καθώς εντοπίστηκε αδυναμία του προγράμματος να προσομοιώσει σωστά τις υδραυλικές κλίσεις στα άκρα καθώς σε απόσταση ίση με τη διάσταση των πεπερασμένων στοιχείων εμφανίστηκαν μη ρεαλιστικές τιμές.
- Πύκνωση του πλέγματος δεν βελτίωσε το παραπάνω πρόβλημα αλλά ούτε και συνείσφερε στην ακρίβεια των υπολογισμών.
- Ανεξάρτητα της υδραυλικής αγωγιμότητας διαφράγματος αποτελεσματικότερο μήκος εισχώρησης είναι $\rho = 3\% \cdot H$ με μείωση του ολικού φορτίου ίση με 74% και 78% για $k_3=10^{-15}$ m/sec και $k_3=10^{-9}$ m/sec, για τιμές λόγου $k_2/k_1 > 100$. Για μήκη εισχώρησης $\rho < 1.00\% \cdot H$ δεν διαφοροποιούνται οι υδραυλικές κλίσεις για τις δύο περιπτώσεις όταν $k_2/k_1 > 100$.
- Για μικρότερες τιμές του k_3 οι αναπτυσσόμενες υδραυλικές κλίσεις είναι μεγαλύτερες ή με άλλα λόγια για ίδια τιμή υδραυλικής κλίσης απαιτείται μεγαλύτερο μήκος εισχώρησης Δ/T . Έτσι για υδραυλική κλίση 20 απαιτείται $\rho = 3\% \cdot H$ όταν $k_3=10^{-9}$ m/sec και $\rho = 5\% \cdot H$ όταν $k_3=10^{-15}$ m/sec. Οι αποκλίσεις στις παραπάνω καμπύλες είναι μέγιστες για τιμές λόγου $k_2/k_1 = 1$ και 10.
- Για λόγο υδραυλικών αγωγιμοτήτων $k_2/k_1 = 1$ η υδραυλική κλίση είναι ουσιαστικά σταθερή και ανεξάρτητη του μήκους εισχώρησης.
- Για $k_2/k_1 > 100$ οι υδραυλικές κλίσεις σταθεροποιούνται και οι καμπύλες ταυτίζονται. Με άλλα λόγια, για κάθε μήκος εισχώρησης διατηρείται σταθερή η αναπτυσσόμενη υδραυλική κλίση στην πάνω παρειά.
- Για υδραυλική αγωγιμότητα Δ/T $k_3=10^{-9}$ m/sec όσο πιο περατές είναι οι ζώνες πυρήνα και θεμελίωσης τόσο πιο μεγάλες υδραυλικές κλίσεις εμφανίζονται.
- Για υδραυλική αγωγιμότητα Δ/T $k_3=10^{-15}$ m/sec, οι υδραυλικές κλίσεις εξαρτώνται μόνο από την τιμή του λόγου k_2/k_1 ενώ είναι ανεξάρτητες από τις αντίστοιχες μεμονωμένες τιμές k_1 και k_2 .
- Η μεταβολή των κλίσεων παρειών πυρήνα σε τυπικές τιμές των γεωφραγμάτων δεν επιφέρει καμία διαφοροποίηση στις υδραυλικές κλίσεις.
- Η δημιουργία διαπλάτυνσης στην κεφαλή του Δ/T δεν διαφοροποιεί τη συμπεριφορά της κατασκευής ως προς τη διήθηση και τα αναπτυσσόμενα δίκτυα ροής.
- Επιφέρει πρόσθετη μείωση στις αναπτυσσόμενες υδραυλικές κλίσεις καθώς το ίδιο ποσοστό φορτίου κατανέμεται σε μεγαλύτερη επιφάνεια.
- Η δημιουργία της διαπλάτυνσης ($w = 2\% \cdot H$) κρίνεται σκόπιμη για λόγους $k_2/k_1 > 100$ και μικρά βάθη εισχώρησης του διαφραγματικού τοίχου $\rho \leq (2 - 3)\% \cdot H$
- Αύξηση του μήκους της διαπλάτυνσης σε $w = 3\% \cdot H$ αιτιολογείται για $\rho \leq 1\% \cdot H$ ενώ διαπλάτυνση $w = 4\% \cdot H$ κρίνεται αναποτελεσματική.
- Η επιρροή της υδραυλικής αγωγιμότητας του διαφράγματος στις υδραυλικές κλίσεις μειώνεται καθώς αυξάνεται το μήκος διαπλάτυνσης της κεφαλής

12 Συμπεράσματα - Προτάσεις

Στα πλαίσια της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας επιχειρήθηκε αρχικά μία βιβλιογραφική επισκόπηση για την κατανόηση του προβλήματος της διήθησης μέσα από γεωφράγμα, τα προβλήματα που εγκυμονεί και τους πιθανούς τρόπους ελέγχου της, με έμφαση στην κατασκευή διαφραγματικού τοίχου. Αναφορά έγινε σε παραδείγματα φραγμάτων του ελληνικού και διεθνή χώρου και σε πιθανές μεθόδους υλοποίησης του διαφραγματικού τοίχου, με αναλυτική περιγραφή των καταλληλότερων μεθόδων. Στόχος της εργασίας ήταν η διερεύνηση και ο σχεδιασμός σύνδεσης του διαφραγματικού τοίχου με τον πυρήνα γεωφράγματος με κύριο γνώμονα τις αναπτυσσόμενες υδραυλικές κλίσεις στην περιοχή σύνδεσης των δύο ζωνών. Η διερεύνηση του τρόπου σύνδεσης και ο σχεδιασμός του διαφραγματικού τοίχου έγινε με αριθμητικές αναλύσεις υπόγειας διήθησης με χρήση του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων GeoStudio 2007 (SEEP/W) της εταιρείας GEOSLOPE.

Τα κύρια συμπεράσματα της εργασίας συνοψίζονται στα εξής:

- Η μελέτη και ο έλεγχος της διήθησης αποτελεί αναπόσπαστο κομμάτι του σχεδιασμού των φραγμάτων καθώς η επίδραση του νερού αποτελεί καθοριστικό παράγοντα ευστάθειας του έργου.
- Η κατασκευή του διαφραγματικού τοίχου στη θεμελίωση φράγματος σε σχετικά διαπερατούς σχηματισμούς είναι απαραίτητη για τον έλεγχο της υπόγειας ροής (περιορισμός της διηθούμενης ποσότητας) στη θεμελίωση του έργου.
- Βασική απαίτηση στην επιλογή του τύπου και των ιδιοτήτων του διαφράγματος είναι το μέτρο παραμορφωσιμότητας να είναι παραπλήσιο με εκείνο των εκατέρωθεν υλικών. Καταλληλότερες μέθοδοι εμφανίζονται τα διαφράγματα από τσιμέντο - μπεντονίτη ή πλαστικό σκυρόδεμα (κατασκευή κατά φατνώματα ή με αλληλοτεμνόμενους πασσάλους), η μέθοδος ανάμιξης εδάφους με δέσμη τσιμεντενέματος υψηλής ταχύτητας (Jet Grouting) και οι τσιμεντενέσεις με ειδικές μεθόδους.
- Η κατασκευή διαφραγματικού τοίχου στη θεμελίωση γεωφράγματος με πυρήνα έχει ως αποτέλεσμα την ανάπτυξη υψηλών υδραυλικών κλίσεων στην περιοχή επαφής του διαφραγματικού τοίχου με τον πυρήνα.
- Οι αυξημένες υδραυλικές κλίσεις αντιμετωπίζονται αποτελεσματικά με εισχώρηση του διαφραγματικού τοίχου εντός του πυρήνα.
- Αποτελεσματικότερο εμφανίζεται το μήκος εισχώρησης διαφραγματικού τοίχου που αντιστοιχεί στο 3% του διαθέσιμου υδραυλικού φορτίου για διάφραγμα χαμηλής υδραυλικής αγωγιμότητας (πρακτικά αδιαπέρατο) και για λόγους υδραυλικής αγωγιμότητας θεμελίωσης προς πυρήνα $k_2/k_1 = 10 - 10^5$.
- Για τις συνήθεις κλίσεις παρειών κεντρικού πυρήνα δεν διαφοροποιείται το δίκτυο ροής και οι αναπτυσσόμενες υδραυλικές κλίσεις.
- Κατά την ανακατασκευή της κεφαλής του διαφραγματικού τοίχου για την εξασφάλιση της ποιότητάς του, είναι θετική η δημιουργία διαπλάτυνσης με πλάτος ίσο με 2% του υδραυλικού

φορτίου για υλικά ζωνών πυρήνα-θεμελίωσης με λόγο υδραυλικής αγωγιμότητας $k_2/k_1 > 100$ και για μήκη εισχώρησης $p \leq (2 - 3)\% \cdot H$.

- Για μήκη εισχώρησης $p < 1\% \cdot H$ αποτελεσματικότερο εμφανίζεται το μήκος διαπλάτυσης w που αντιστοιχεί στο 3% του υδραυλικού φορτίου.

Ειδικότερα, ως προς τα αποτελέσματα των αναλύσεων άξιο περαιτέρω διερεύνησης είναι το γεγονός πως για "πρακτικά" μηδενικής υδραυλικής αγωγιμότητας διάφραγμα οι υδραυλικές κλίσεις εξαρτώνται μόνο από το λόγο της υδραυλικής αγωγιμότητας των ζωνών θεμελίωσης προς πυρήνα (k_2/k_1), ενώ είναι ανεξάρτητες από τις μεμονωμένες τιμές των προαναφερθέντων ζωνών.

Τέλος, προτείνεται για μελλοντική έρευνα η διερεύνηση της σύνδεσης του διαφραγματικού τοίχου με τον πυρήνα φράγματος από τη σκοπιά της ανάλυσης τάσεων - παραμορφώσεων για τον ολοκληρωμένο σχεδιασμό του έργου.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Anand, V. and Dey, A. (2012). *Estimation of Filter Dimensions for a Homogeneous Earth Dam resting on Impervious Foundation based on Basic Seepage Analyses*. Guwahati: International Congress on Computational Mechanics and Simulation.

Azizi, S., Salmasi, F., Abbaspour, A. and Arvanaghi, H. (2012). *Weep Hole and Cut-off Effect in Decreasing of Uplift Pressure: Case Study: Yusefkand Mahabad Diversion Dam*. Iran: Journal of Civil Engineering and Urbanism.

Brown, W. D. (1993). *Seepage Analysis and Control for Dams*. Washington: U.S. Army Corps of Engineers.

Dam Figures: International Commission on Large Dams. (n.d.). Ανάκτηση Ιούnius 15, 2013, από Τοποθεσία WEB της International Commission on Large Dams.

Delleur, J. (1999). *The Handbook of Groundwater Engineering*. New York: CRC Press.

Fell, R. and MacGregor, P. (1992). *Geotechnical Engineering of Embankment Dams*. Rotterdam: A. A. Balkema.

Freeze, A. and Cherry, J. (1979). *Groundwater*. United States of America: Prentice-Hall.

GEO-SLOPE (2008). *Seepage Modeling with SEEP/W 2007*. Canada: GEO-SLOPE International Ltd.

Ghazavi, M., Safarzadeh, Z. and Hashemolhoseini, H. (2004). *Response of plastic concrete cut-off walls in earth dams to seismic loading using finite element methods*. Canada: 13th World Conference on Earthquake Engineering.

Kahl, T., Kauschinger, J., and Perry, E. (1991). *Plastic Concrete Cutoff Walls for Earth Dams*. Mississippi: US Army Corps of Engineers.

Lakshmi, R. (2003). *Seepage in soils : principles and applications*. United States of America: Εκδόσεις John Wiley & Sons.

Mahinroosta, R., Shoaie, M. and Pishgar, F. (2012). *Evaluation of the penetration depth of sealing plastic concrete walls in the clay core of earth dams*. Iran: Journal of American Science.

Mansuri, B. and Salmasi, F. (2013). *Effect of Horizontal Drain Length and Cutoff Wall on Seepage and Uplift Pressure in Heterogeneous Earth Dam with Numerical Simulation*. Iran: Journal of Civil Engineering and Urbanism.

McMahon, J. R. (2004). *General Design and Construction Considerations for Earth and Rock-Fill Dams*. Washington: US Army Corps of Engineers.

Shadravan, B., Mirghasemi, A. and Pakzard, M. (2004). *Karkheh Storage Dam Cutoff Wall Analysis and Design*. New York: Fifth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering.

Soil Mechanics Note No. 7: The mechanics of seepage analyses. (1979). U.S. Department of Agriculture Soil Conservation Service Engineering Division.

Soroush, A. and Rayati, M. (2004). *Numerical analysis of Karkheh dam, foundation, and its cutoff wall subjected to earthquake loading*. Canada: 13th World Conference on Earthquake Engineering.

Stephens, T. (2010). *Manual on small earth dams: A guide to siting, design and construction*. Rome: FOOD AND AGRICULTURE ORGANIZATION OF THE UNITED NATIONS.

Vijayendra, K. V. (2013, Ιούνιος). *Geotechnical engineering: Flow nets*. Bangalore.

Zoorasna, Z., Hamidi, A., and Ghanbari, A. (2008). *Mechanical and Hydraulic Behavior of Cutoff-Core Connecting Systems in Earth Dams*. Tehran: EJGE.

Βασιλάκης, Ε. (2010). *Γεωτεχνικές συνθήκες και προβλήματα φράγματος Παπαδιάς Φλώρινας*. Αθήνα: [χ.ό].

Γαλιούνα, Ε. (2007). *Βελτιστοποίηση Θέσης Στεγανοποιητικού Στοιχείου στις Θεμελιώσεις Γεωφραγμάτων*. Αθήνα: [χ.ό].

Γεωργιάδης, Κ. και Γεωργιάδης, Μ. (2009). *Στοιχεία Εδαφομηχανικής*. Θεσσαλονίκη: ΖΗΤΗ.

Γκαζέτας, Γ. (2007). *Σημειώσεις Εδαφομηχανικής*. Αθήνα: Ε.Μ.Π.

Γκούβας, Χ. (2008). *Διαστασιολόγηση «self hardening» μειγμάτων πλήρωσης διαφραγματικών τοίχων, στη θεμελίωση φραγμάτων*. Λάρισα: 1ο Πανελλήνιο συνέδριο Μεγάλων Φραγμάτων.

Δριβέλας, Α. (2009). *Διερεύνηση του αλλουβιακού υδροφορέα του Μύρτου Λασιθίου για τη δημιουργία υπόγειου ταμιευτήρα με διαφραγματικό τοίχο*. Αθήνα: [χ.ό].

Καββαδάς, Μ. (2006). *Ειδικά Γεωτεχνικά Έργα: Γεωτεχνική Φραγμάτων*. Αθήνα: Ε.Μ.Π.

Καββαδάς, Μ. (2008). *Σημειώσεις Θεμελιώσεων Τεχνικών Έργων*. Αθήνα: Ε.Μ.Π.

Καββαδάς, Μ. (2007). *Στοιχεία Εδαφομηχανικής*. Αθήνα: Ε.Μ.Π.

Καλαϊτζής, Θ., Σιάχου, Σ., Διπλαρίδου, Κ. και Παπαχατζάκη, Χ. (2008). *Κατασκευή του Φράγματος Αγ. Βαρβάρας και ενόργανη παρακολούθησή του*. Λάρισα: 1ο Πανελλήνιο συνέδριο Μεγάλων Φραγμάτων.

Κωστόπουλος, Σ. (2003). *Γεωτεχνικές Κατασκευές*. Αθήνα: ΙΩΝ.

Λύκου, Α. (2011). *Μέθοδοι και Τεχνολογίες Στεγανοποίησης Προσχωματικών Λεκανών: Εφαρμογή στην προσχωματική λεκάνη του ποταμού Μύρτου Ιεράπετρας*. Αθήνα: [χ.ό].

Μαρίνος, Β. (2012). *Διαλέξεις Φραγμάτων*. Θεσσαλονίκη: [χ.ό].

Μαρίνος, Π. (1998). *Κεφάλαια Τεχνικής Γεωλογίας*. Αθήνα: Ε.Μ.Π.

Μουτάφης, Ν. (2012). *Διαλέξεις Μαθήματος Τεχνολογίας Γεωφραγμάτων*. Αθήνα: [χ.ό].

Μουτάφης, Ν. (1989). *Έλεγχος υπόγειας ροής με τσιμεντενέσεις*. Αθήνα: Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας.

Μουτάφης, Ν. (2009). *Σημειώσεις Τεχνολογίας Γεωφραγμάτων*. Αθήνα: [χ.ό].

Μουτάφης, Ν. και Παπαχατζάκη, Χ. (2008). *Στεγανοποίηση θεμελίωσης Αναρρυθμιστικού Έργου Πουρναρίου*. Λάρισα: 1ο Πανελλήνιο συνέδριο Μεγάλων Φραγμάτων.

Μπενσασσών, Α. (2008). *Πρόσφατες εμπειρίες από υπό κατασκευή και σε λειτουργία φράγματα στην Ελλάδα και στο Εξωτερικό*. Λάρισα: 1ο Πανελλήνιο συνέδριο Μεγάλων Φραγμάτων.

Νάνου - Γιάνναρου, Α. και Παπαθανασιάδης, Τ. (2008). *Υδραυλική Υπόγειων Νερών*. Αθήνα: Ε.Μ.Π.

Οικονομίδης, Χ., Αναστασόπουλος, Κ. και Γαραντιώτης, Μ. (2010). *Στεγανοποίηση Θεμελίωσης Φράγματος Παπαδιά στην κοίτη του Ποταμού. Κατασκευή - Έλεγχοι πριν την Πλήρωση του Ταμιευτήρα*. Βόλος: 6ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής & Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής.

Συμπληρωματικό Αναρρυθμιστικό Έργο Αγίας Βαρβάρας στον ποταμό Αλιάκμονα. (1992). Αθήνα: ΔΕΗ.

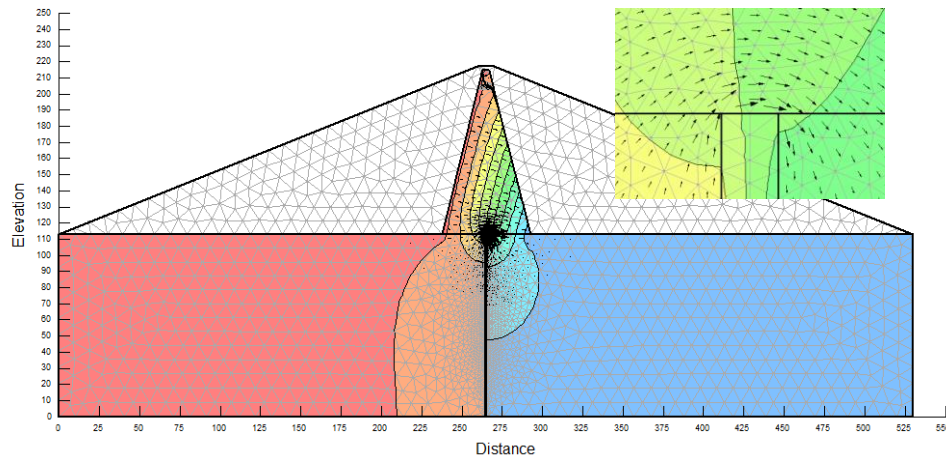
Τεχνική Γεωλογία και Φράγματα. Ανάκτηση Ιούνιος 2013, από http://www.civ.uth.gr/lessons/52%5Ckephalaio_10.pdf

Τσόγκας, Χ. και Τσόγκα, Ε. (2009). *Υδροδυναμικά Έργα - Φράγματα*. Αθήνα: ΙΩΝ.

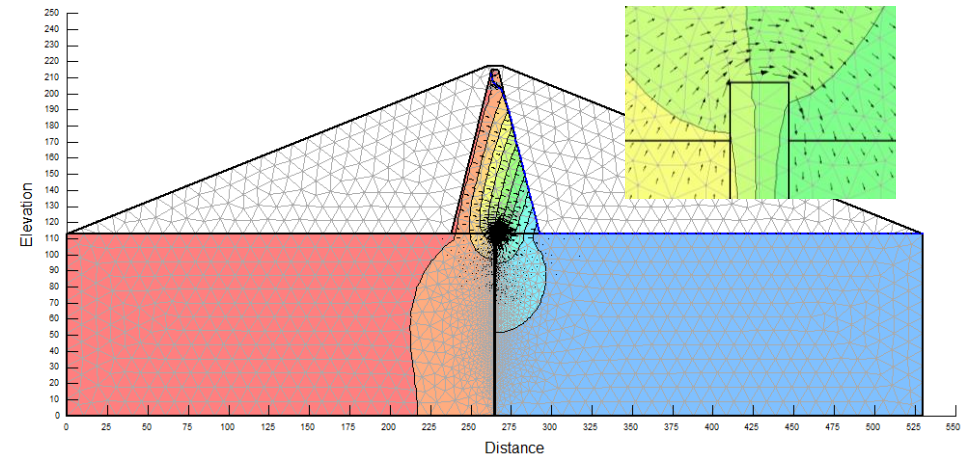
Υδροηλεκτρικό Έργο Στράτου. (1980). Αθήνα: ΔΕΗ.

19. Ενδεικτικά δίκτυα ροής για τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας $k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec, με διαπλάτυνση κεφαλής $w = 3.00\% \cdot H$ 21
20. Ενδεικτικά δίκτυα ροής για τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας $k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-9}$ m/sec, με διαπλάτυνση κεφαλής $w = 3.00\% \cdot H$ 22
21. Ενδεικτικά δίκτυα ροής για τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας $k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec, με διαπλάτυνση κεφαλής $w = 4.00\% \cdot H$ 23
22. Ενδεικτικά δίκτυα ροής για τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας $k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-9}$ m/sec, με διαπλάτυνση κεφαλής $w = 4.00\% \cdot H$ 24
23. Ενδεικτικά δίκτυα ροής για τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας $k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-9}$ m/sec, με διαπλάτυνση κεφαλής ($w = 2.00\% \cdot H$) ή χωρίς, για μέγεθος πεπερασμένων στοιχείων (0.10 m) 25

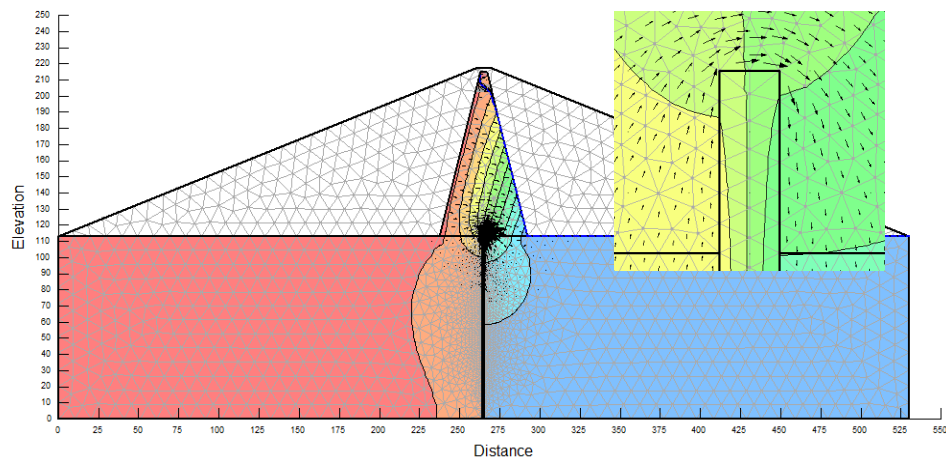
1. Ενδεικτικά δίκτυα ροής για τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας $k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-8}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec



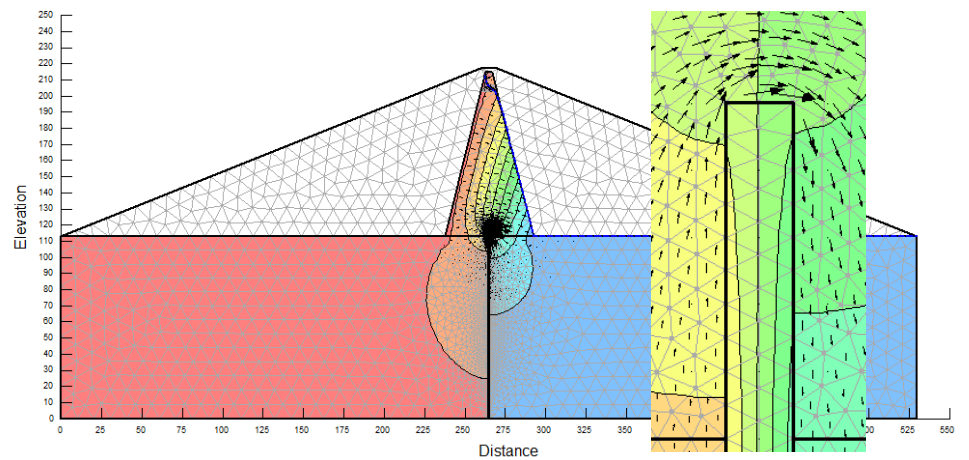
$\rho = 0.00\% \cdot H$



$\rho = 1.00\% \cdot H$

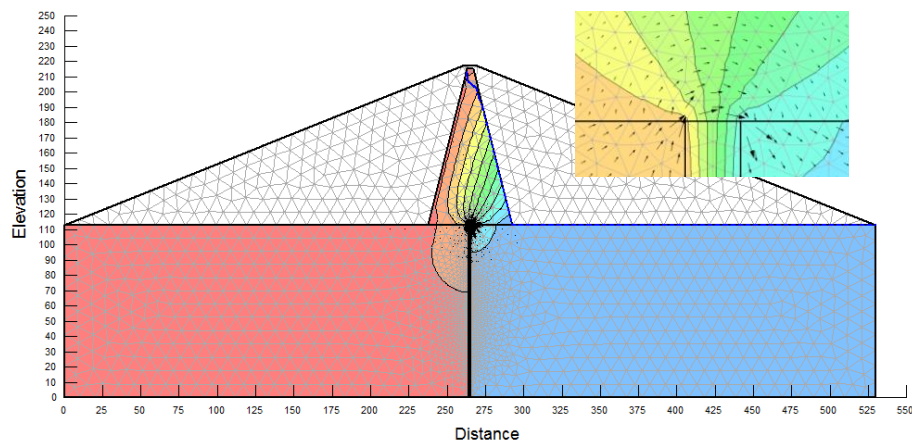


$\rho = 3.00\% \cdot H$

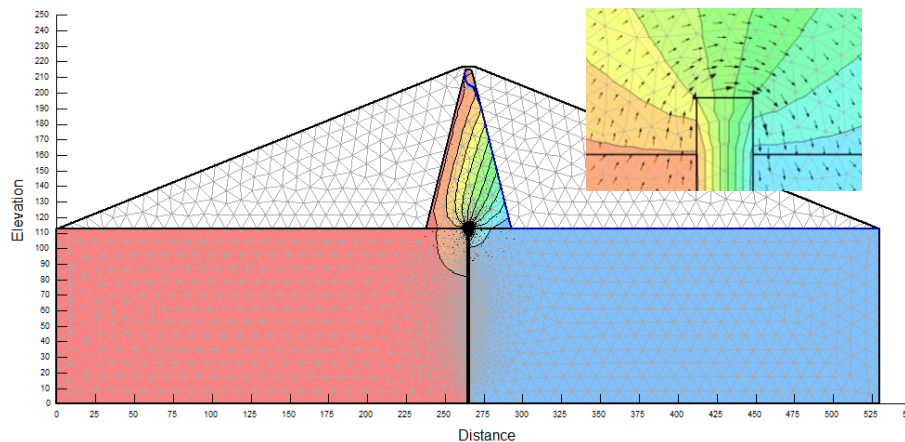


$\rho = 5.00\% \cdot H$

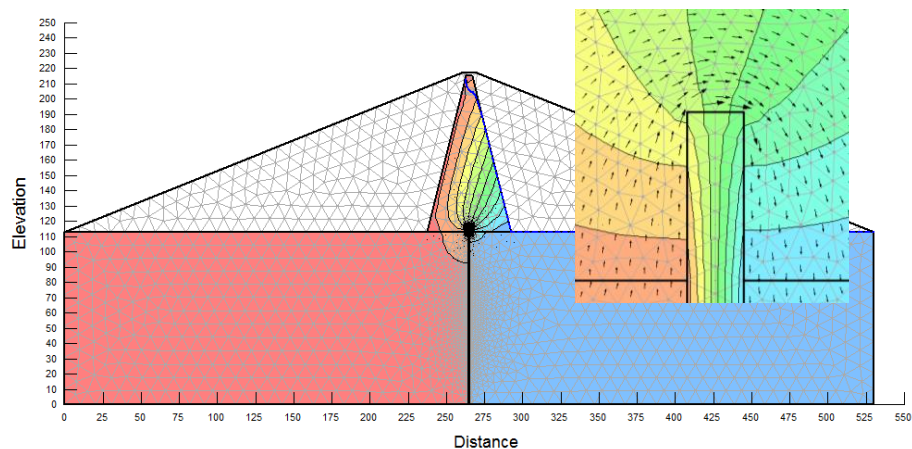
2. Ενδεικτικά δίκτυα ροής για τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας $k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-7}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec



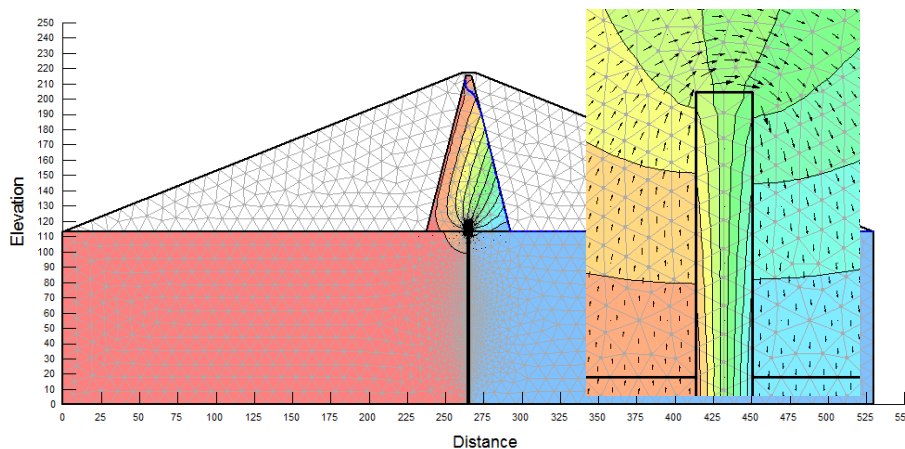
$\rho = 0.00\% \cdot H$



$\rho = 1.00\% \cdot H$

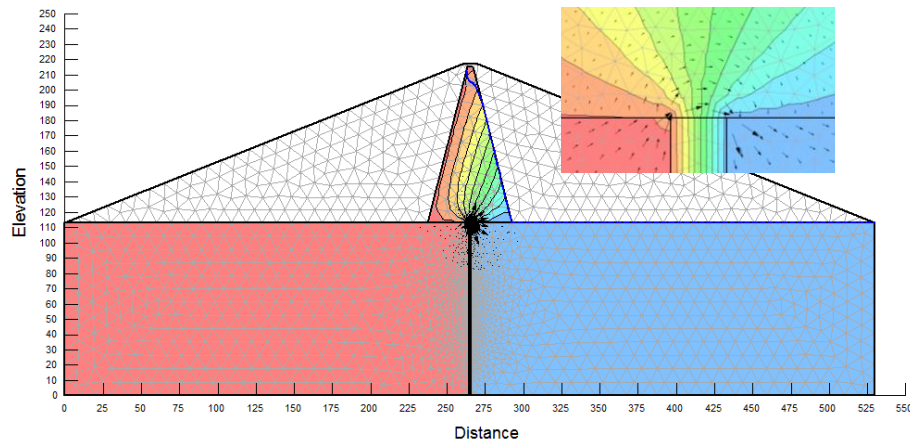


$\rho = 3.00\% \cdot H$

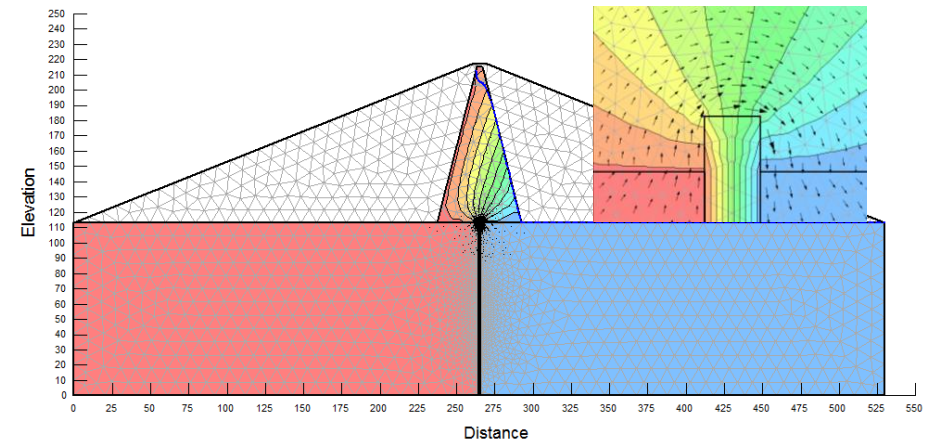


$\rho = 5.00\% \cdot H$

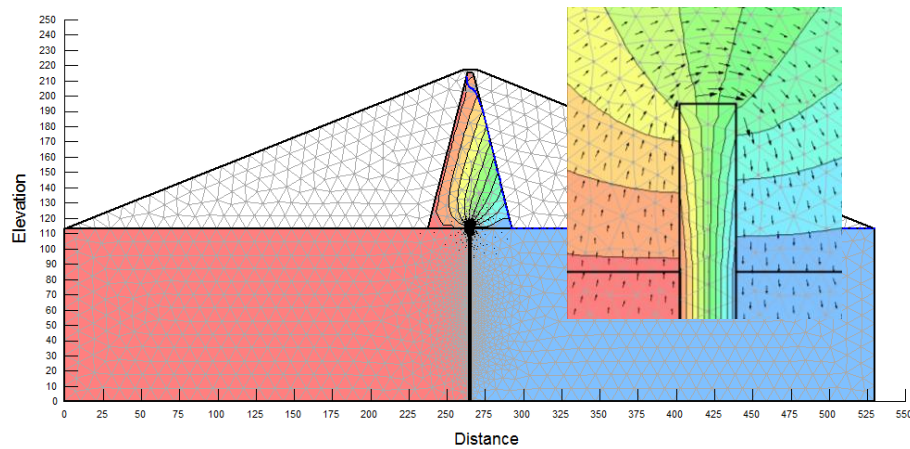
3. Ενδεικτικά δίκτυα ροής για τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας $k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-6}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec



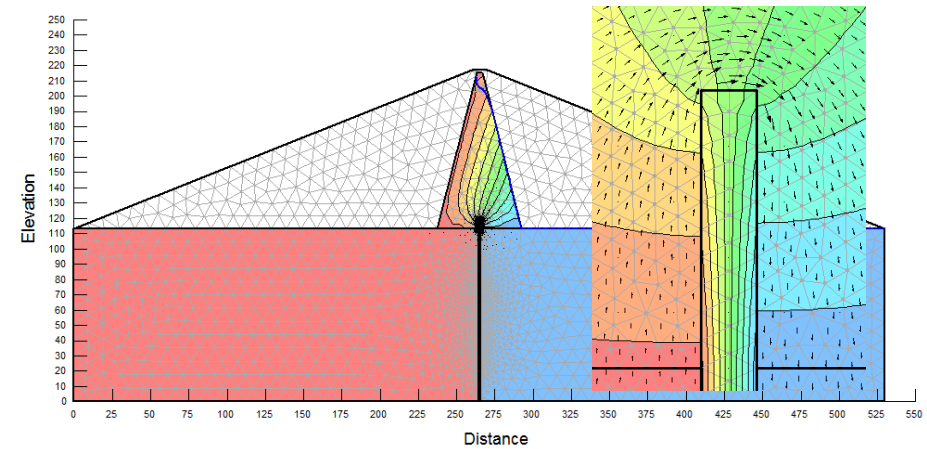
$\rho = 0.00\% \cdot H$



$\rho = 1.00\% \cdot H$

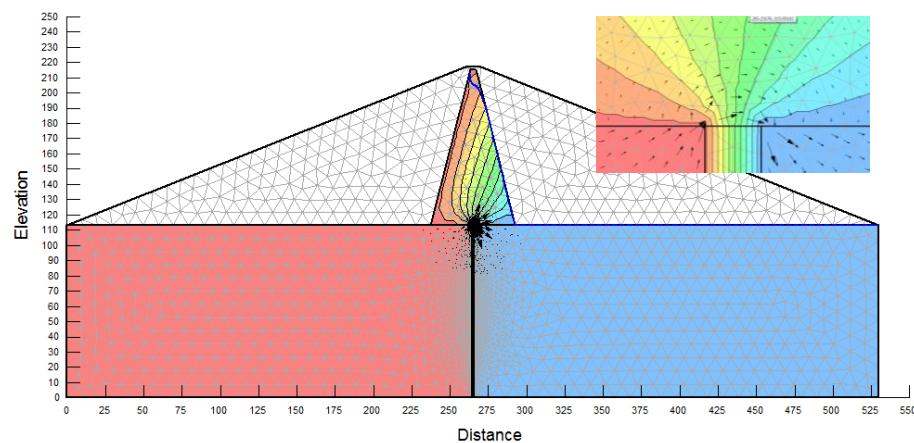


$\rho = 3.00\% \cdot H$

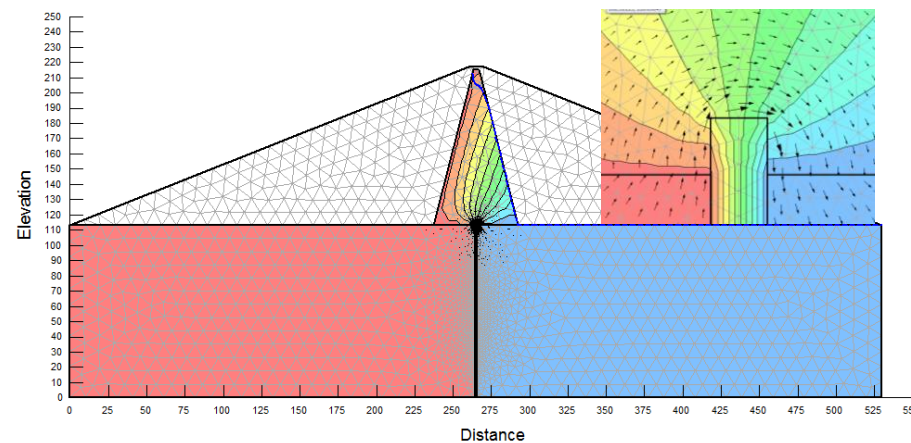


$\rho = 5.00\% \cdot H$

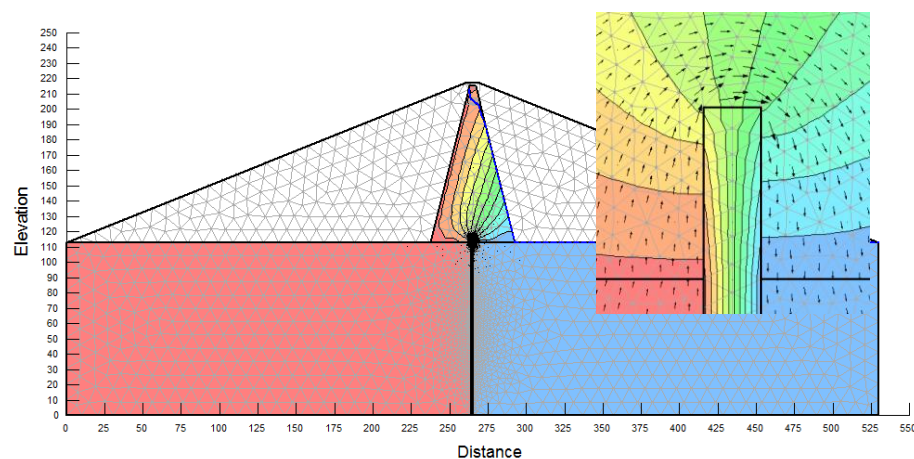
4. Ενδεικτικά δίκτυα ροής για τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας $k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-5}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec



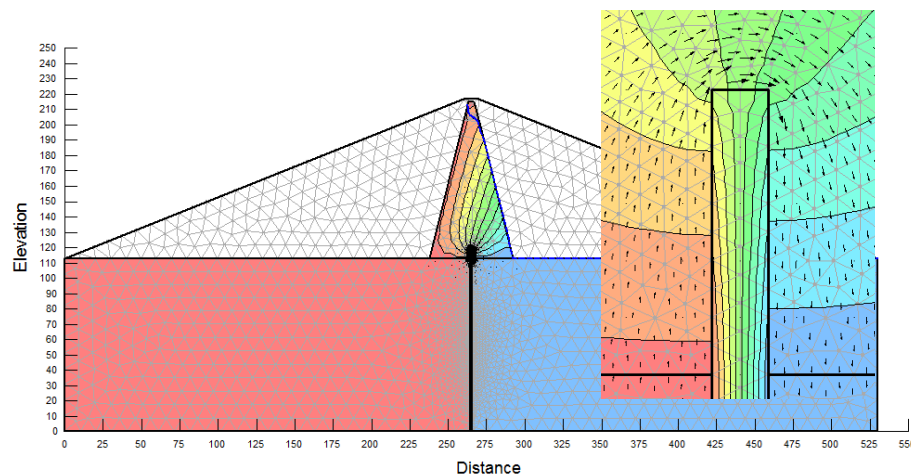
$p = 0.00\% \cdot H$



$p = 1.00\% \cdot H$

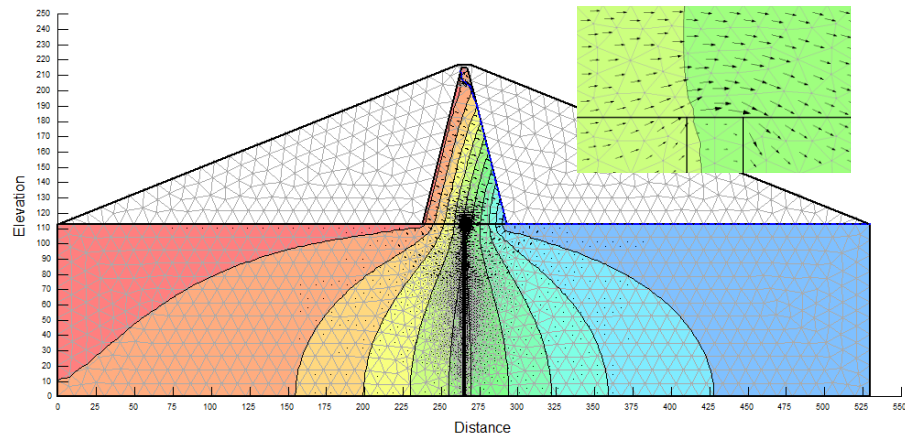


$p = 3.00\% \cdot H$

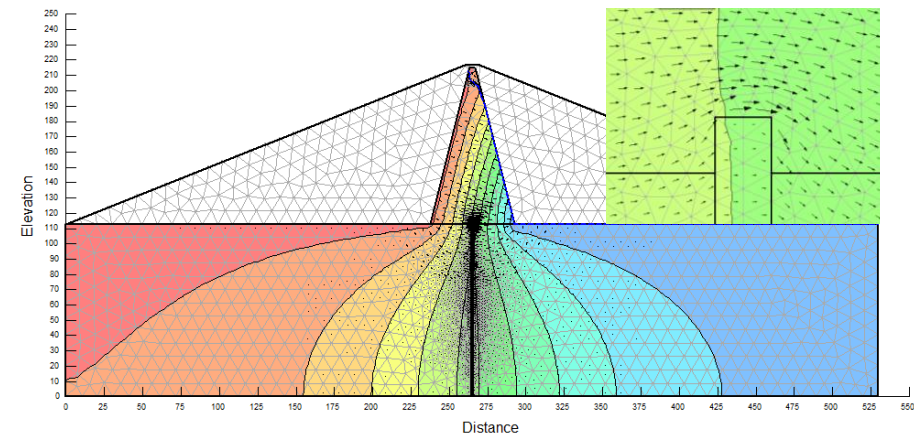


$p = 5.00\% \cdot H$

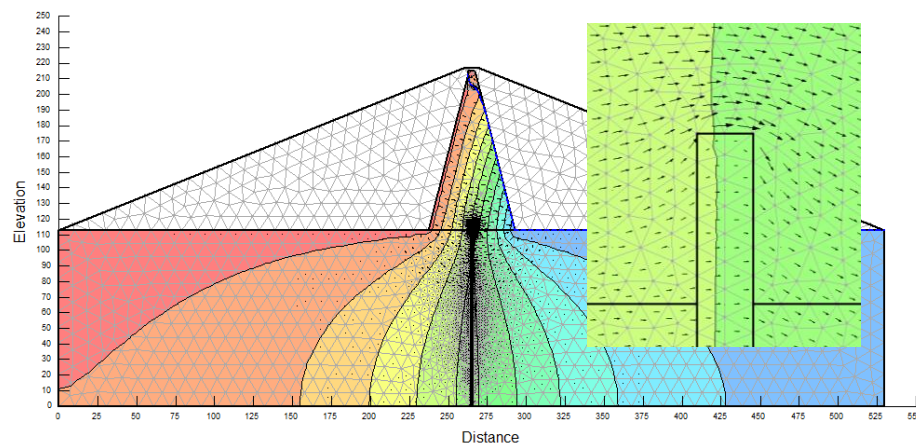
5. Ενδεικτικά δίκτυα ροής για τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας $k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-8}$ m/sec, $k_3=10^{-9}$ m/sec



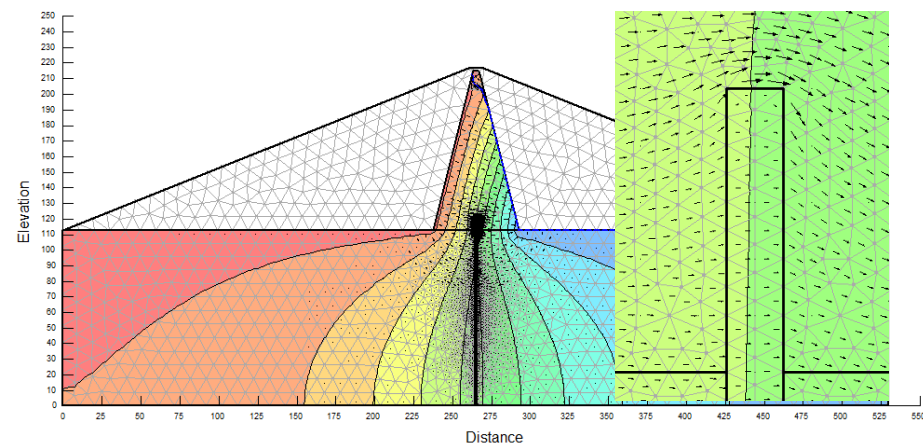
$\rho = 0.00\% \cdot H$



$\rho = 1.00\% \cdot H$

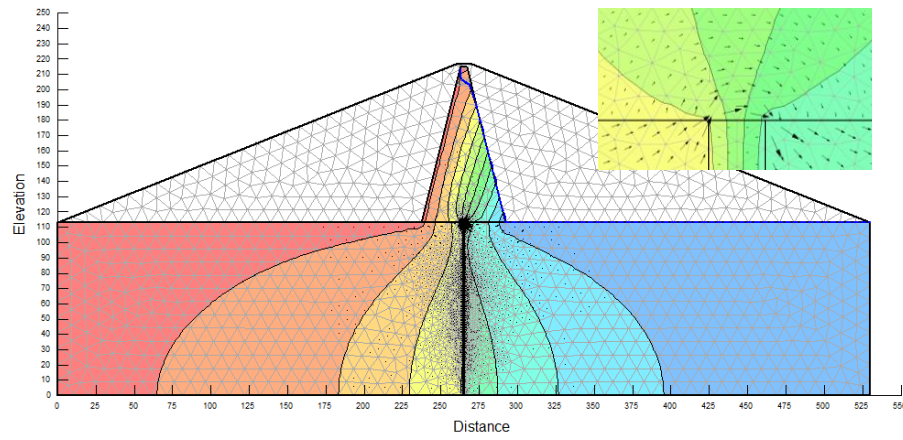


$\rho = 3.00\% \cdot H$

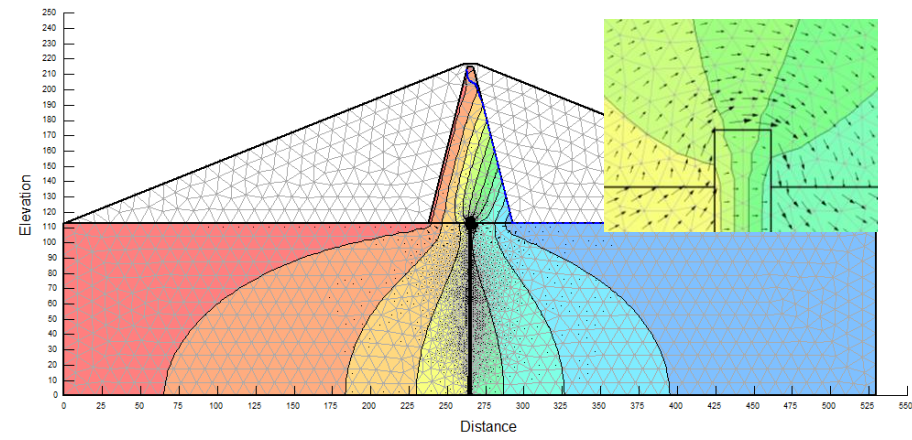


$\rho = 5.00\% \cdot H$

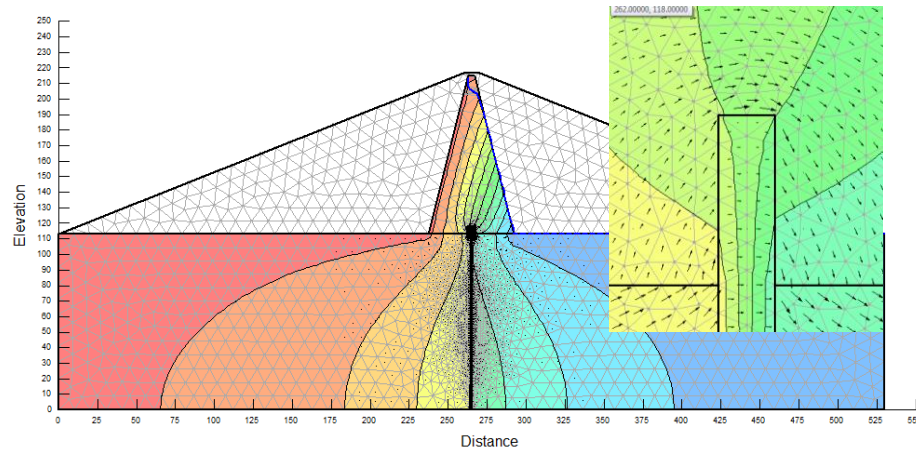
6. Ενδεικτικά δίκτυα ροής για τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας $k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-7}$ m/sec, $k_3=10^{-9}$ m/sec



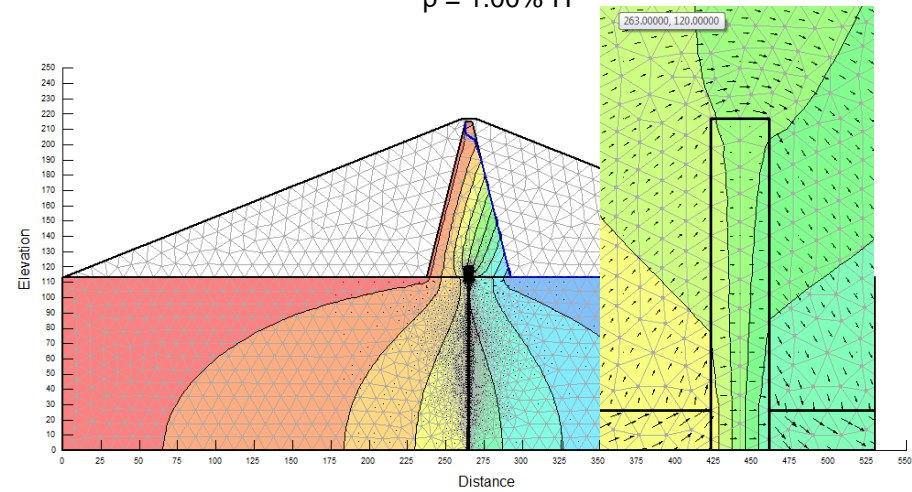
$\rho = 0.00\% \cdot H$



$\rho = 1.00\% \cdot H$

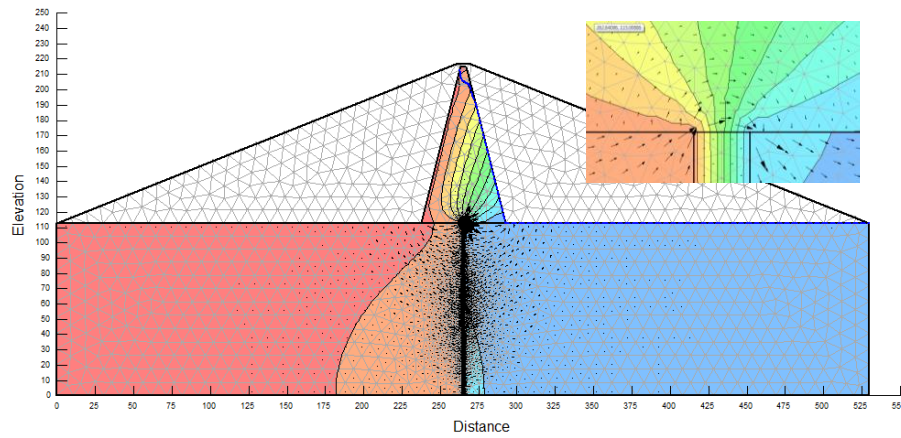


$\rho = 3.00\% \cdot H$

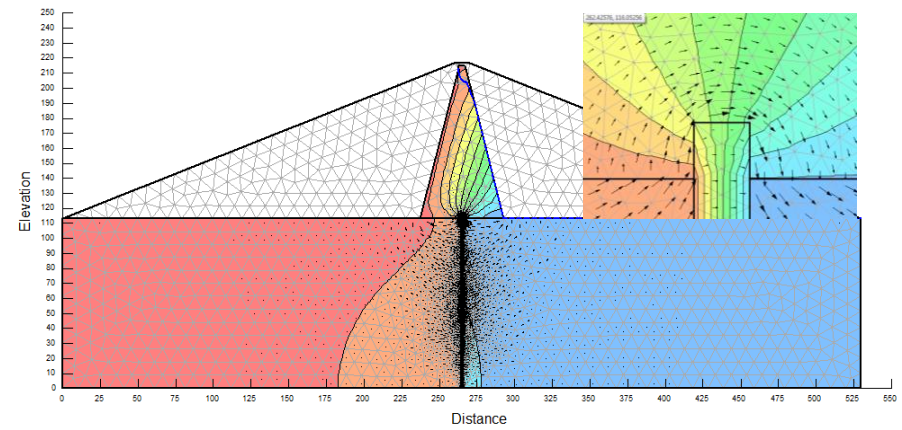


$\rho = 5.00\% \cdot H$

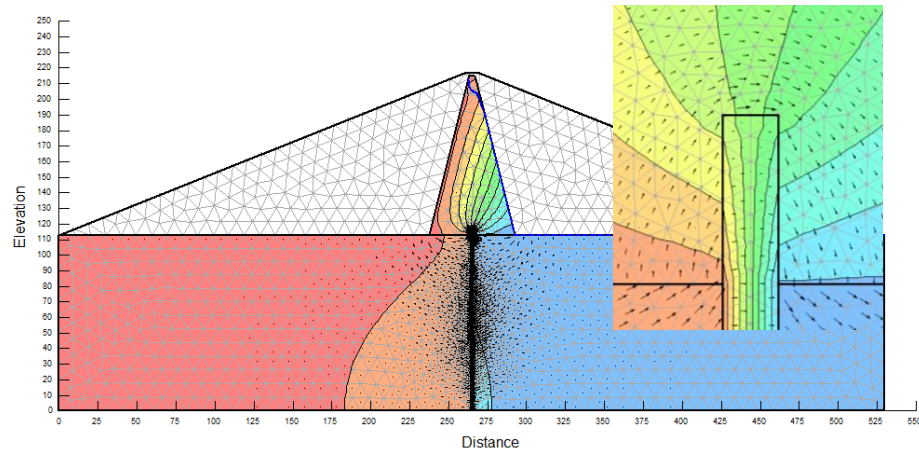
7. Ενδεικτικά δίκτυα ροής για τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας $k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-6}$ m/sec, $k_3=10^{-9}$ m/sec



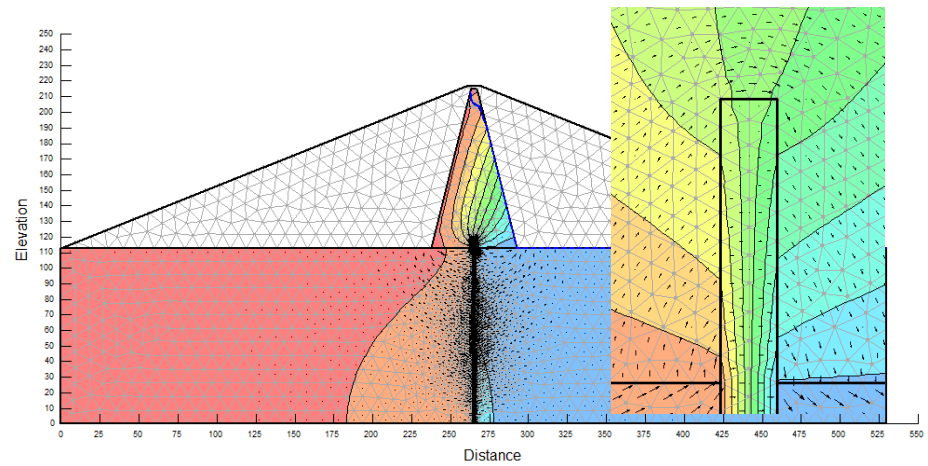
$\rho = 0.00\% \cdot H$



$\rho = 1.00\% \cdot H$

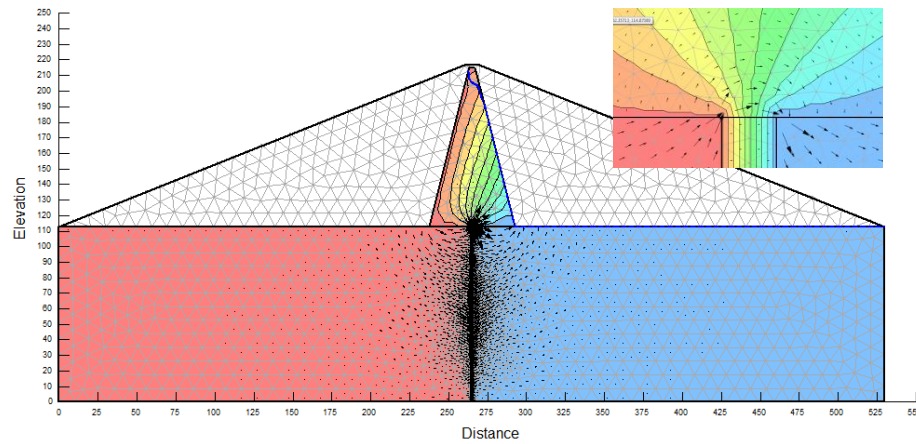


$\rho = 3.00\% \cdot H$

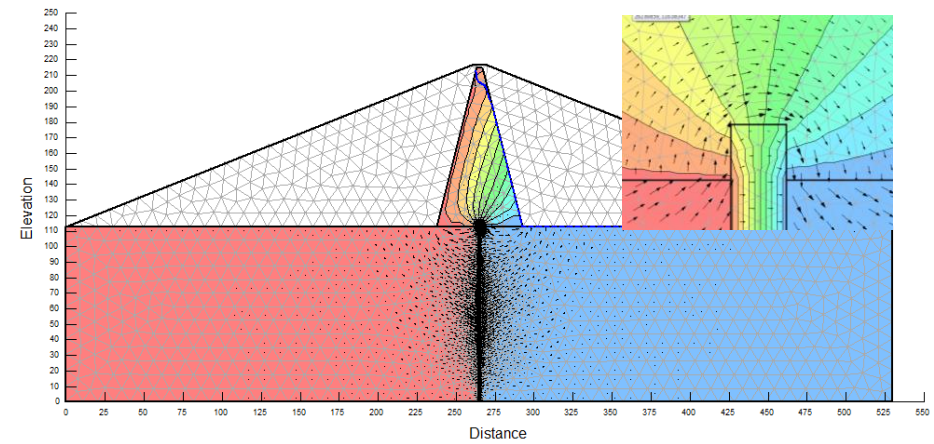


$\rho = 5.00\% \cdot H$

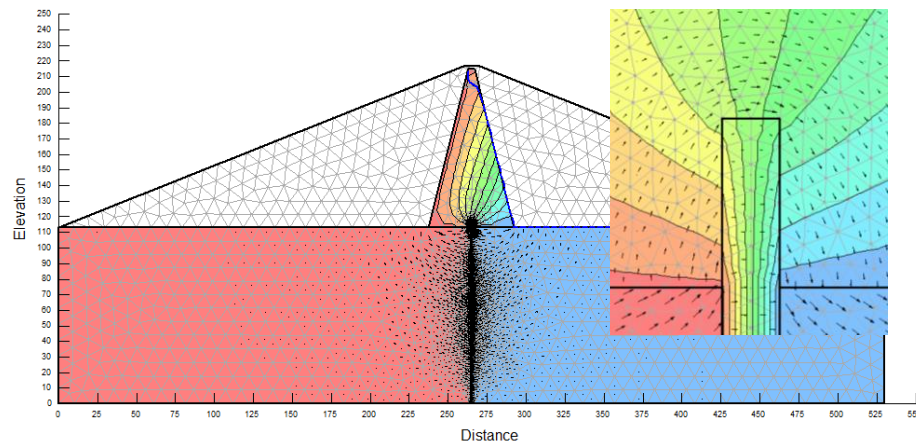
8. Ενδεικτικά δίκτυα ροής για τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας $k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-5}$ m/sec, $k_3=10^{-9}$ m/sec



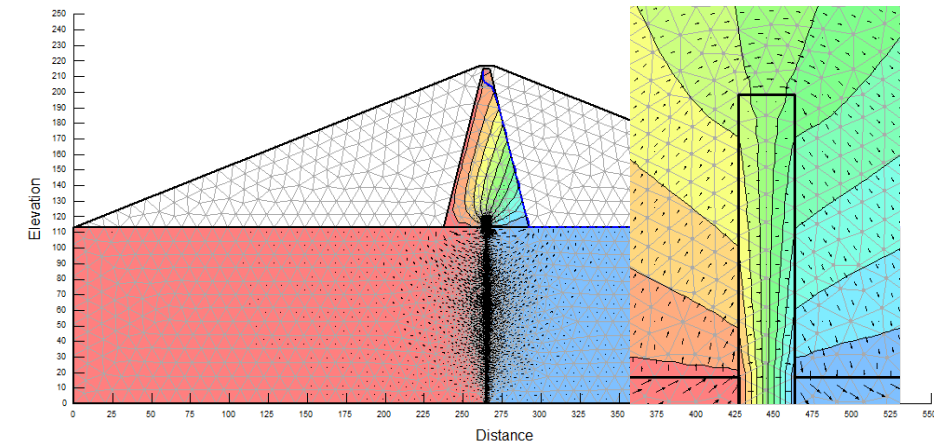
$\rho = 0.00\% \cdot H$



$\rho = 1.00\% \cdot H$

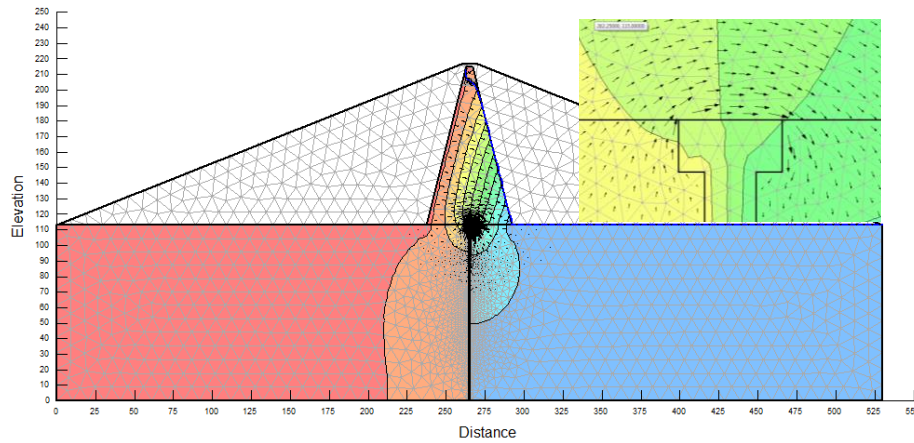


$\rho = 3.00\% \cdot H$

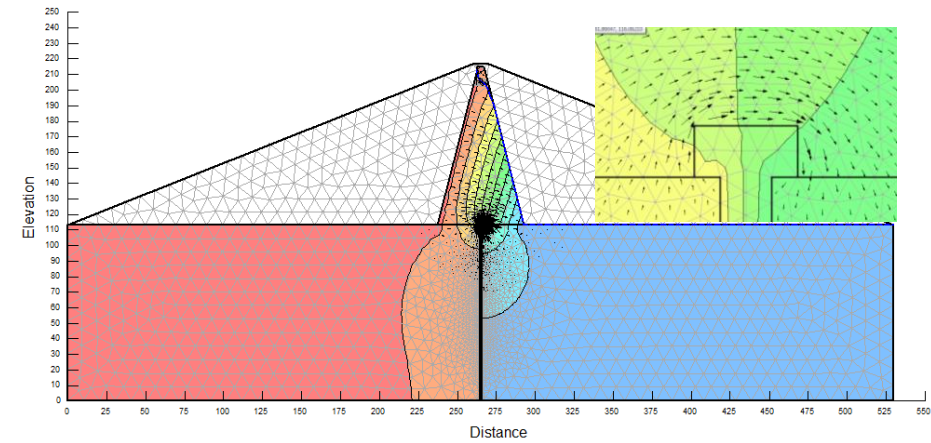


$\rho = 5.00\% \cdot H$

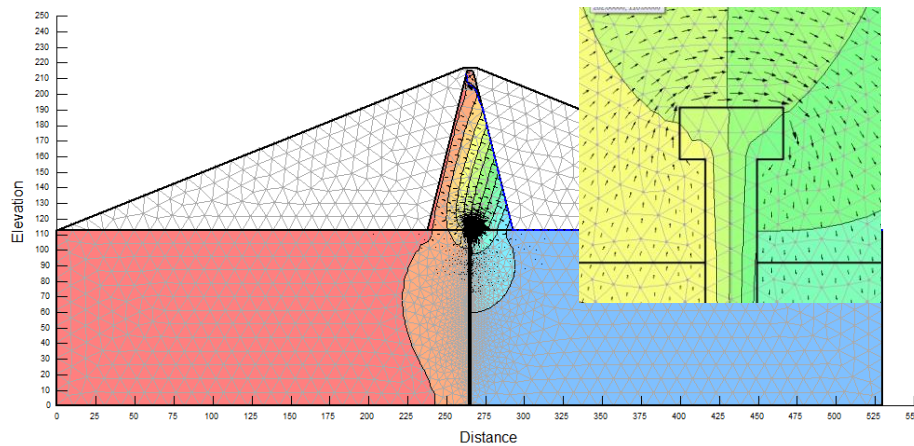
9. Ενδεικτικά δίκτυα ροής για τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας $k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-8}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec, με διαπλάτυση κεφαλής $w = 2.00\% \cdot H$



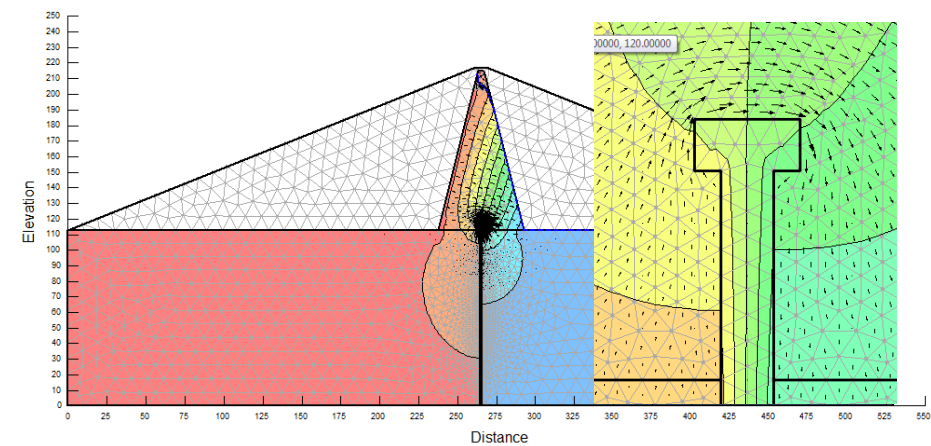
$\rho = 0.00\% \cdot H$



$\rho = 1.00\% \cdot H$

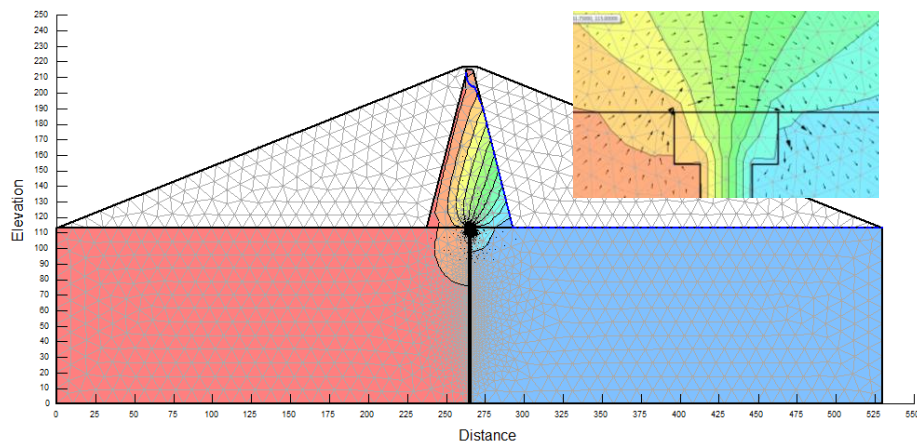


$\rho = 3.00\% \cdot H$

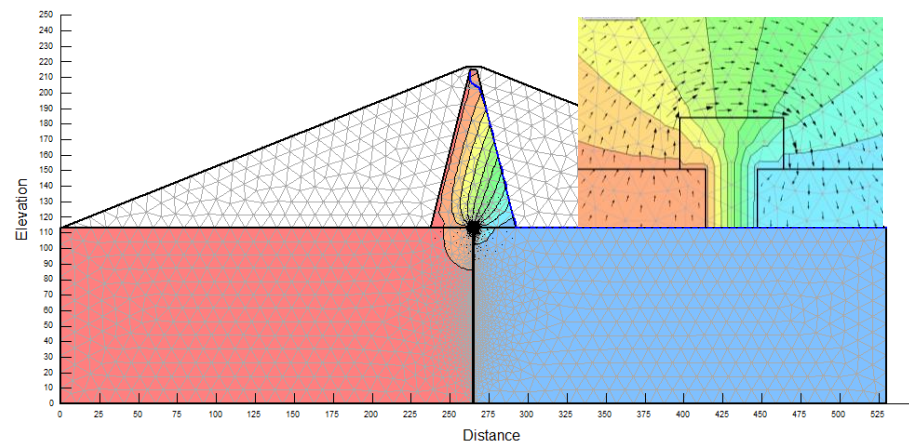


$\rho = 5.00\% \cdot H$

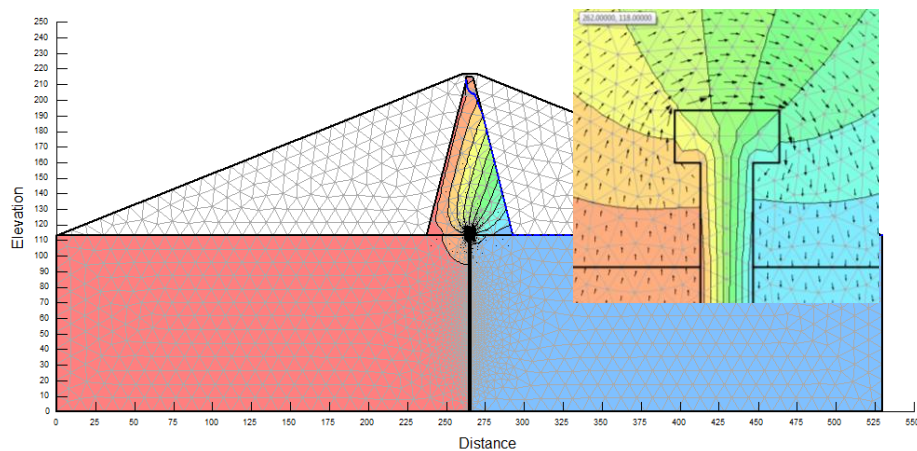
10. Ενδεικτικά δίκτυα ροής για τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας $k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-7}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec, με διαπλάτυση κεφαλής $w = 2.00\% \cdot H$



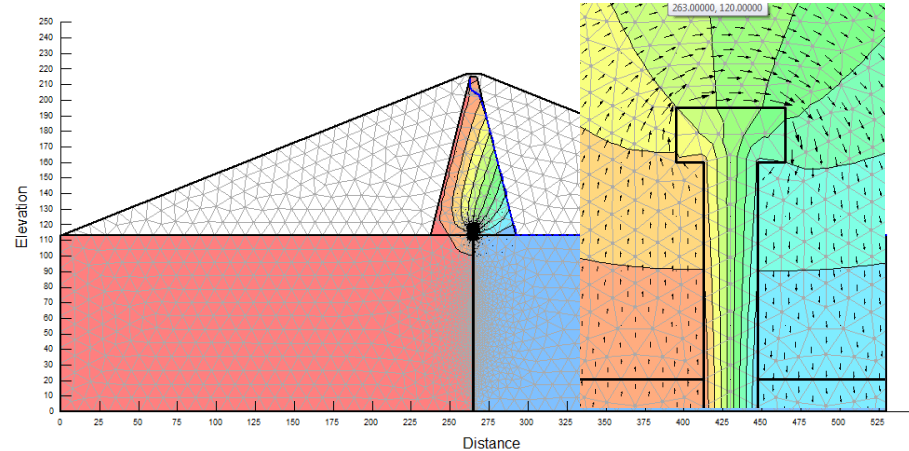
$\rho = 0.00\% \cdot H$



$\rho = 1.00\% \cdot H$

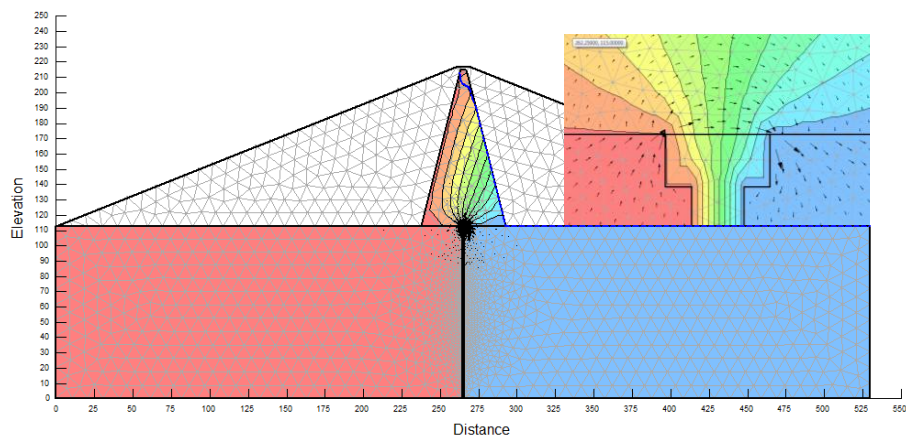


$\rho = 3.00\% \cdot H$

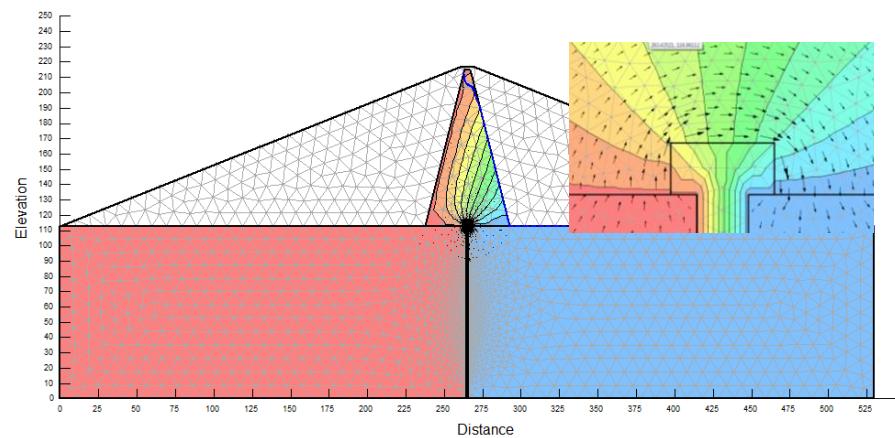


$\rho = 5.00\% \cdot H$

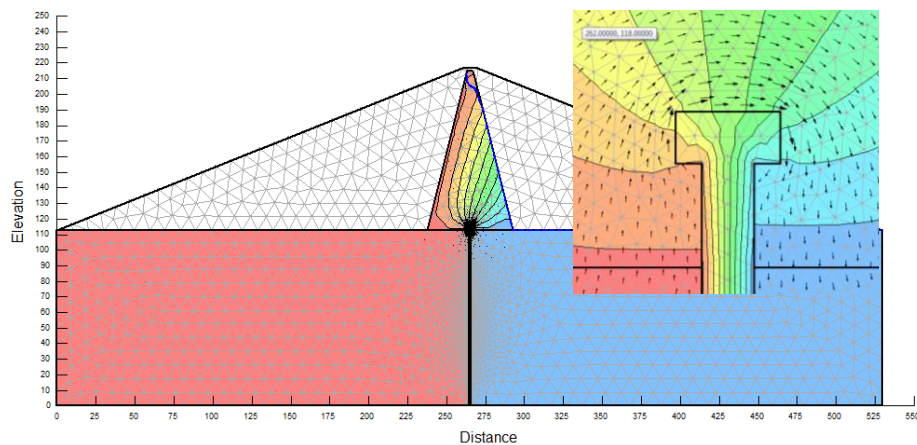
11. Ενδεικτικά δίκτυα ροής για τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας $k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-6}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec, με διαπλάτυση κεφαλής $w = 2.00\% \cdot H$



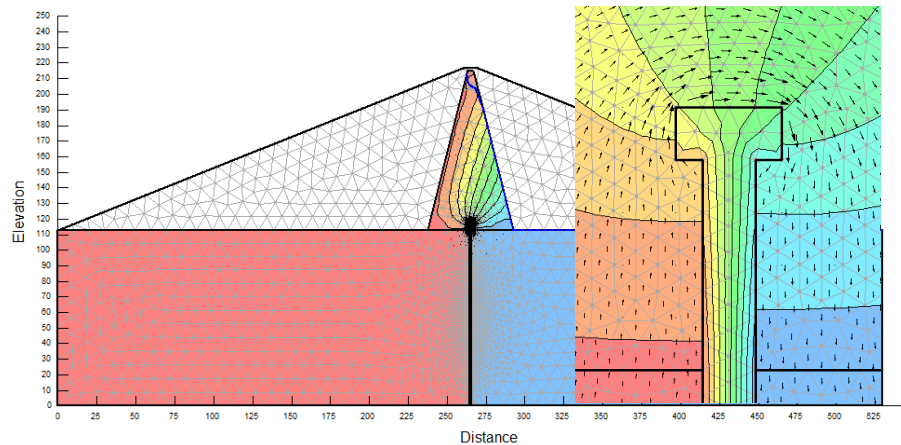
$\rho = 0.00\% \cdot H$



$\rho = 1.00\% \cdot H$

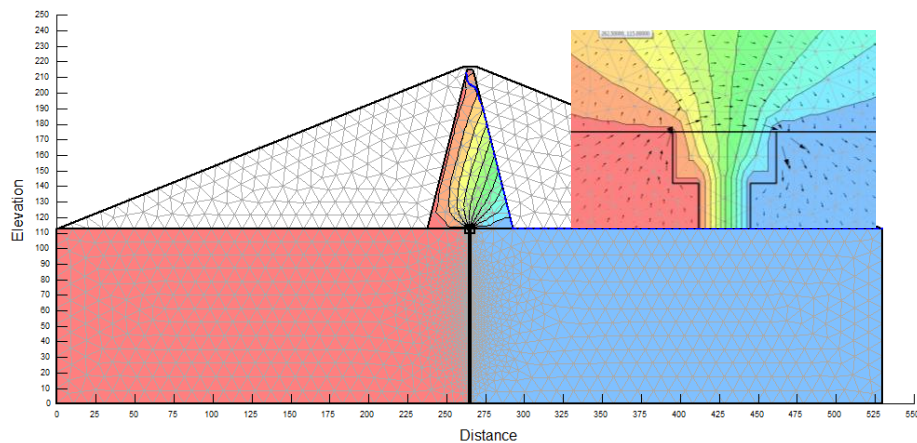


$\rho = 3.00\% \cdot H$

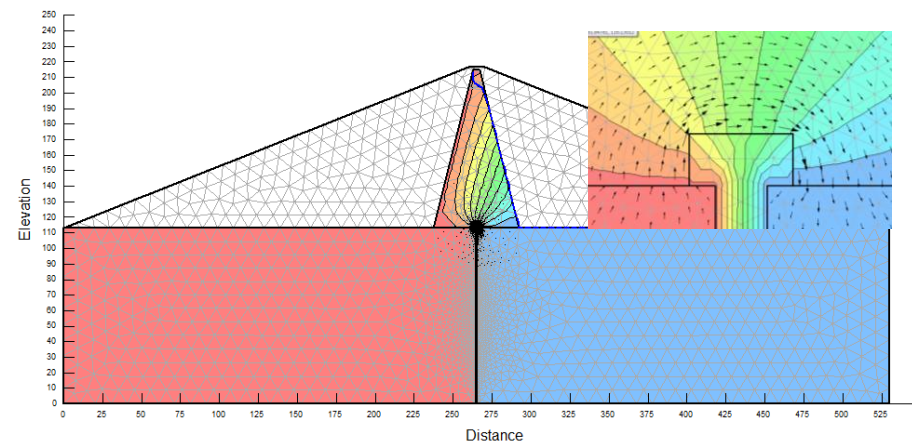


$\rho = 5.00\% \cdot H$

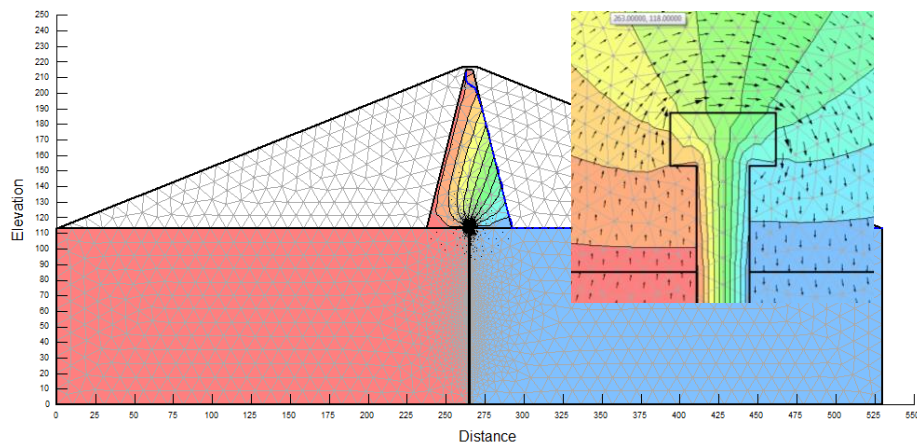
12. Ενδεικτικά δίκτυα ροής για τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας $k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-5}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec, με διαπλάτυση κεφαλής $w = 2.00\% \cdot H$



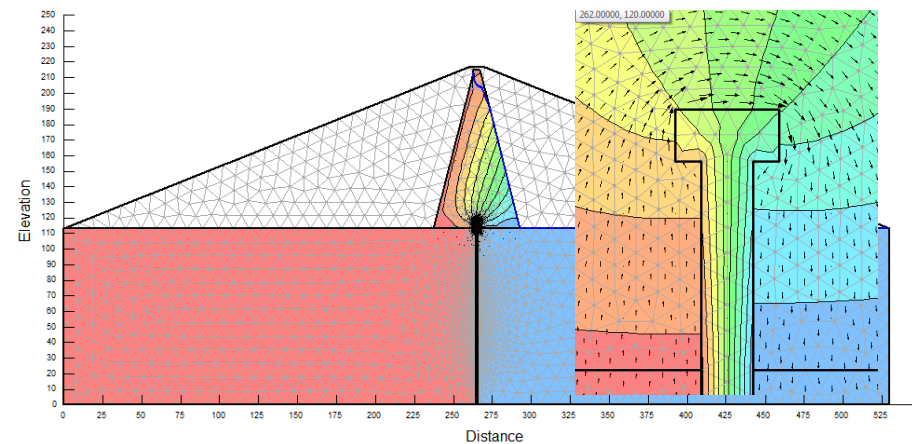
$\rho = 0.00\% \cdot H$



$\rho = 1.00\% \cdot H$

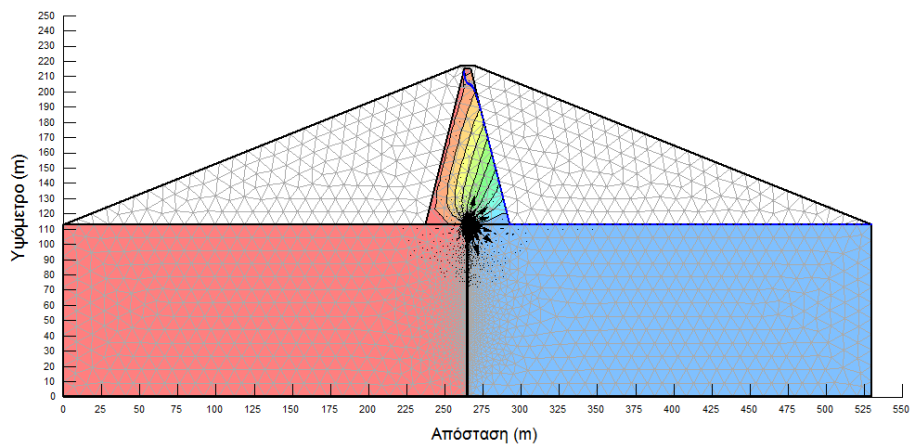


$\rho = 3.00\% \cdot H$

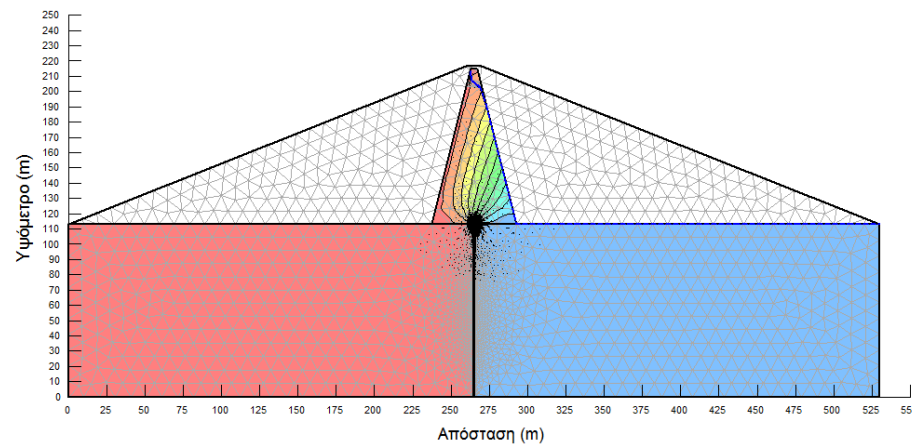


$\rho = 5.00\% \cdot H$

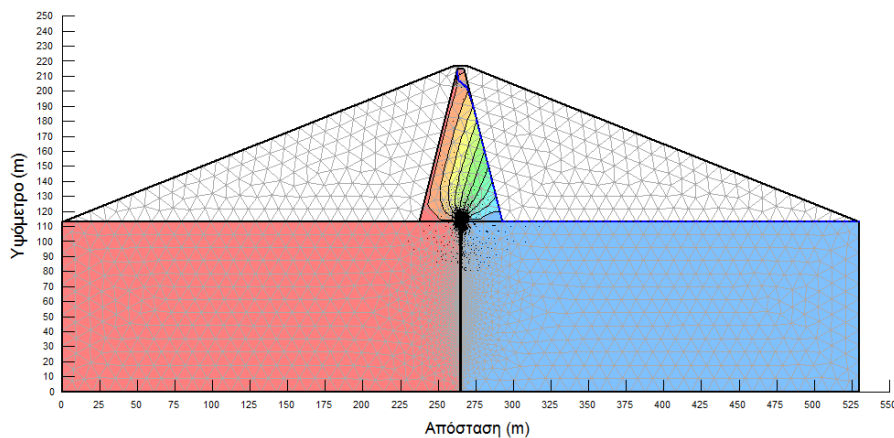
13. Ενδεικτικά δίκτυα ροής για τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας $k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec, με διαπλάτυνση κεφαλής $w = 2.00\% \cdot H$



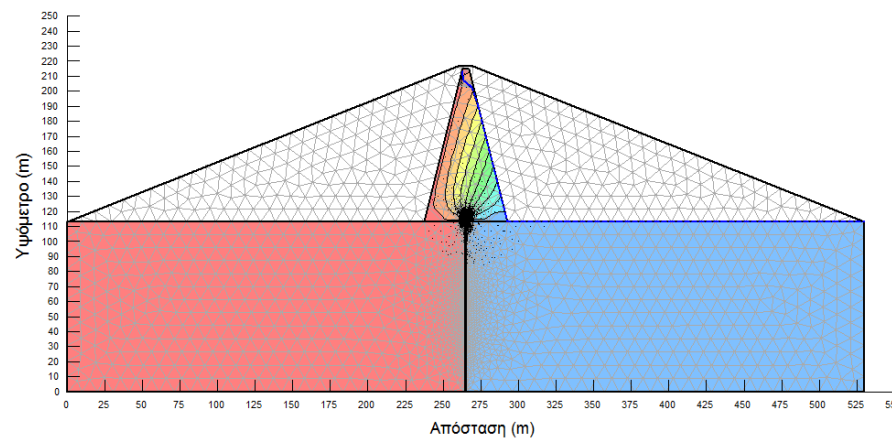
$\rho = 0.00\% \cdot H$



$\rho = 1.00\% \cdot H$

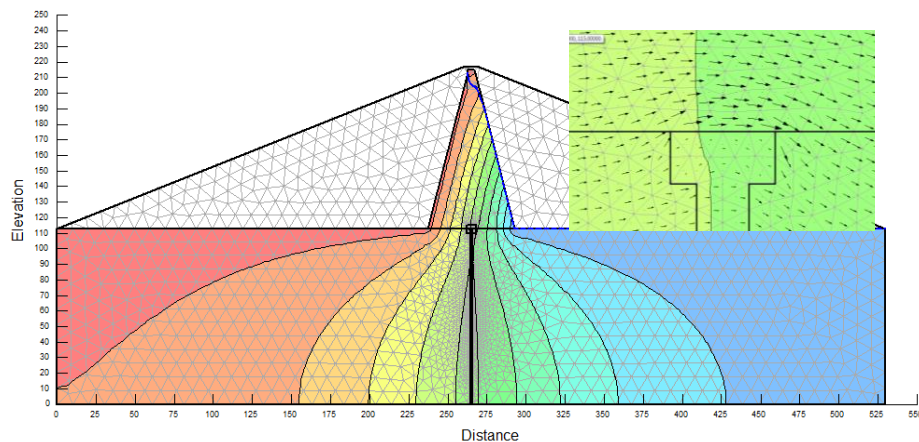


$\rho = 3.00\% \cdot H$

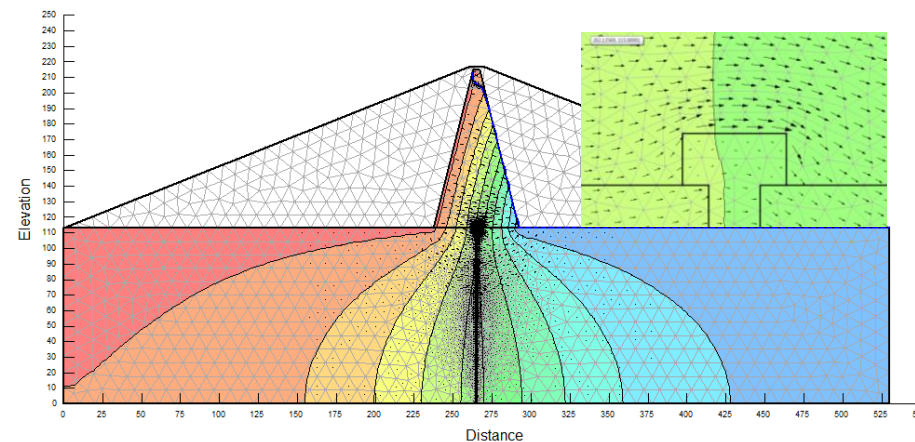


$\rho = 5.00\% \cdot H$

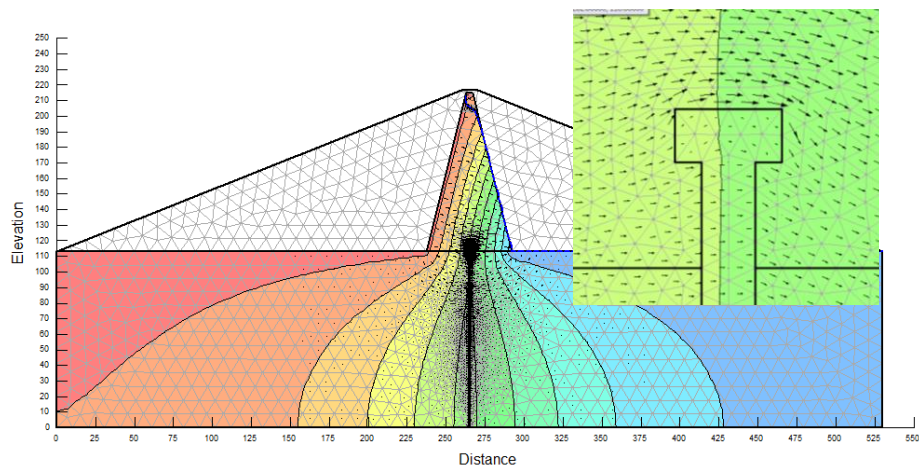
14. Ενδεικτικά δίκτυα ροής για τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας $k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-8}$ m/sec, $k_3=10^{-9}$ m/sec, με διαπλάτυση κεφαλής $w = 2.00\% \cdot H$



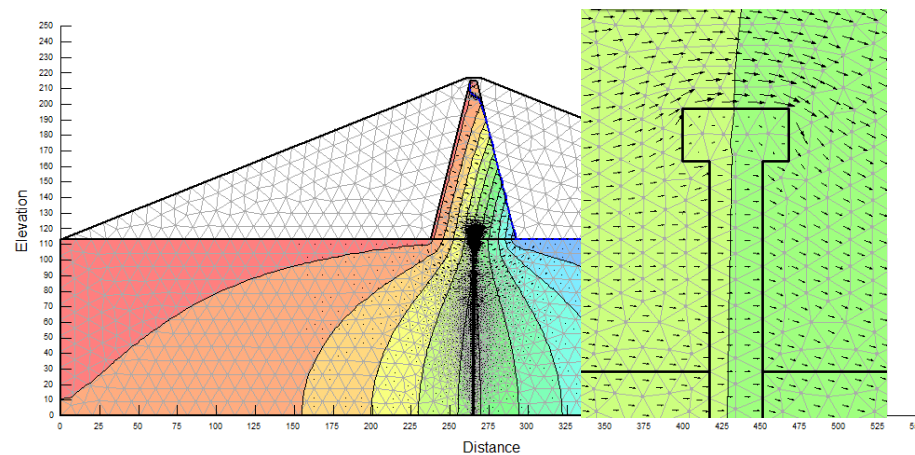
$\rho = 0.00\% \cdot H$



$\rho = 1.00\% \cdot H$

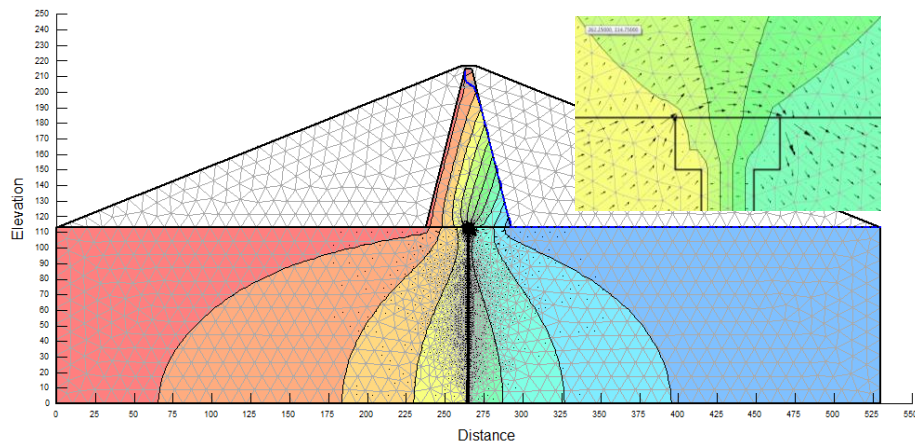


$\rho = 3.00\% \cdot H$

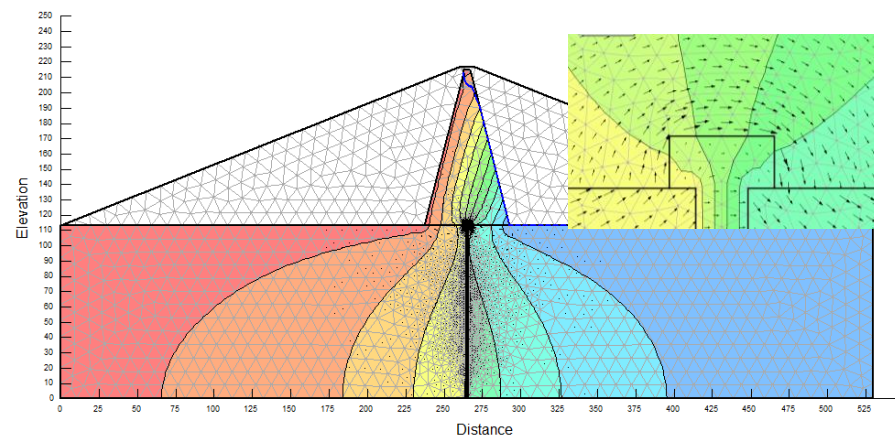


$\rho = 5.00\% \cdot H$

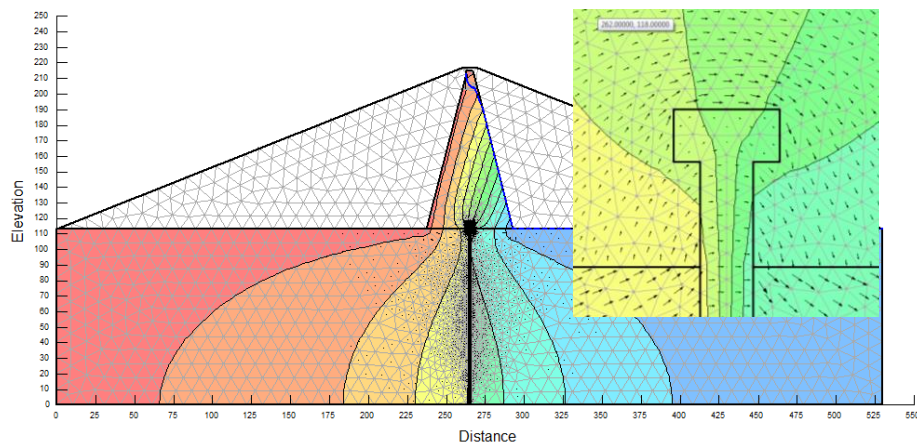
15. Ενδεικτικά δίκτυα ροής για τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας $k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-7}$ m/sec, $k_3=10^{-9}$ m/sec, με διαπλάτυση κεφαλής $w = 2.00\% \cdot H$



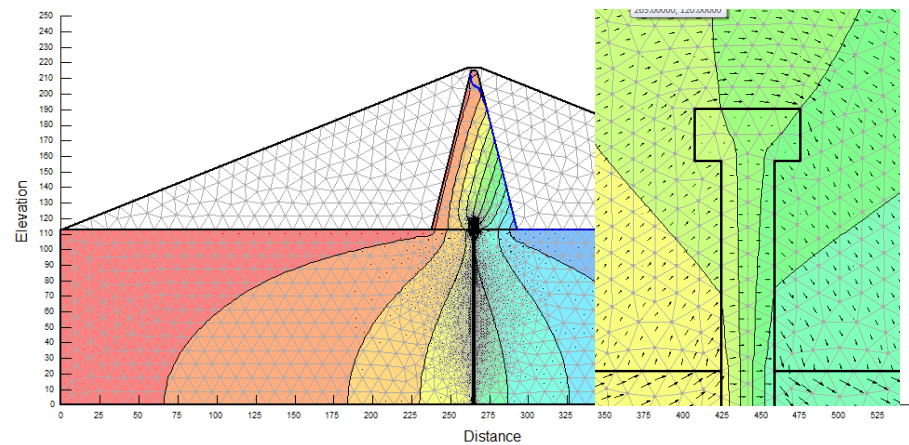
$\rho = 0.00\% \cdot H$



$\rho = 1.00\% \cdot H$

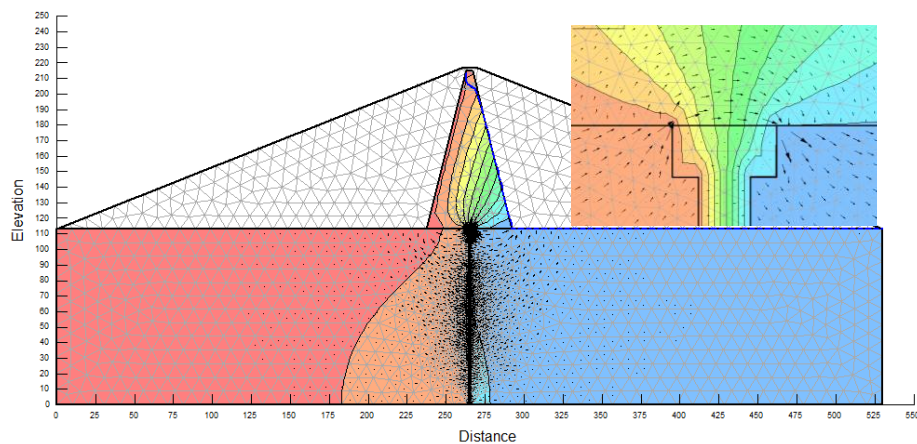


$\rho = 3.00\% \cdot H$

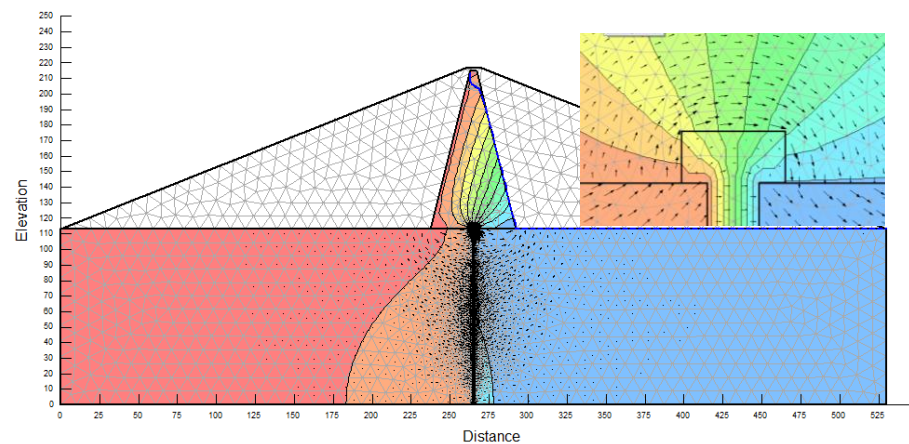


$\rho = 5.00\% \cdot H$

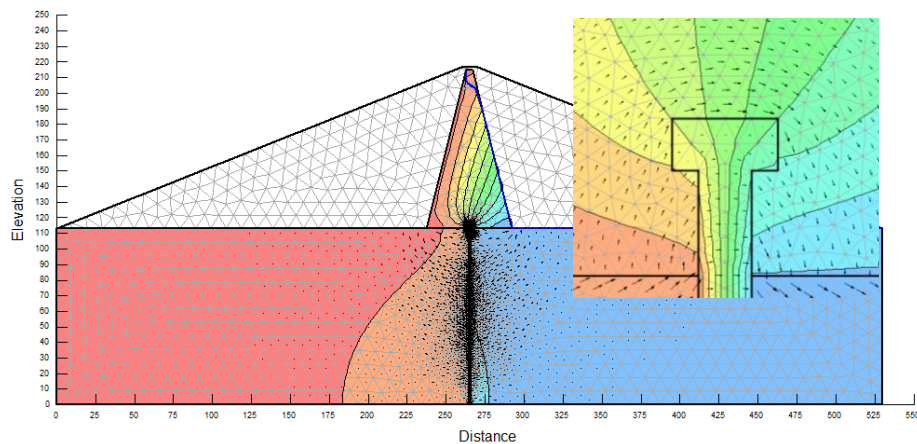
16. Ενδεικτικά δίκτυα ροής για τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας $k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-6}$ m/sec, $k_3=10^{-9}$ m/sec, με διαπλάτυση κεφαλής $w = 2.00\% \cdot H$



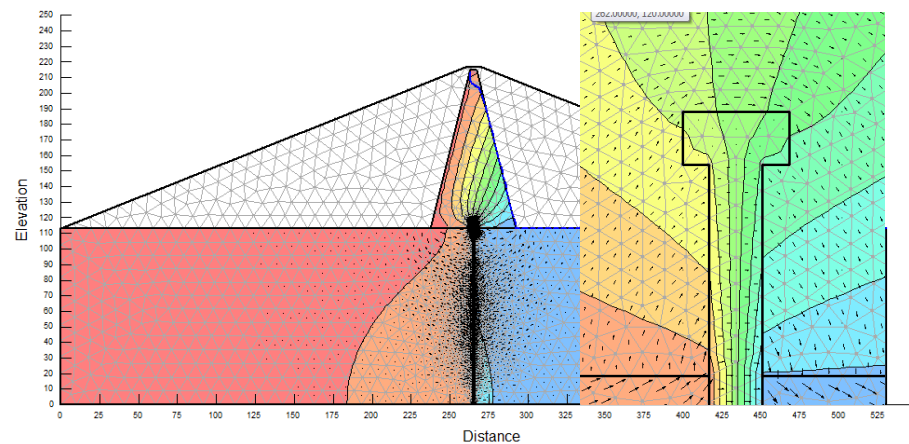
$\rho = 0.00\% \cdot H$



$\rho = 1.00\% \cdot H$

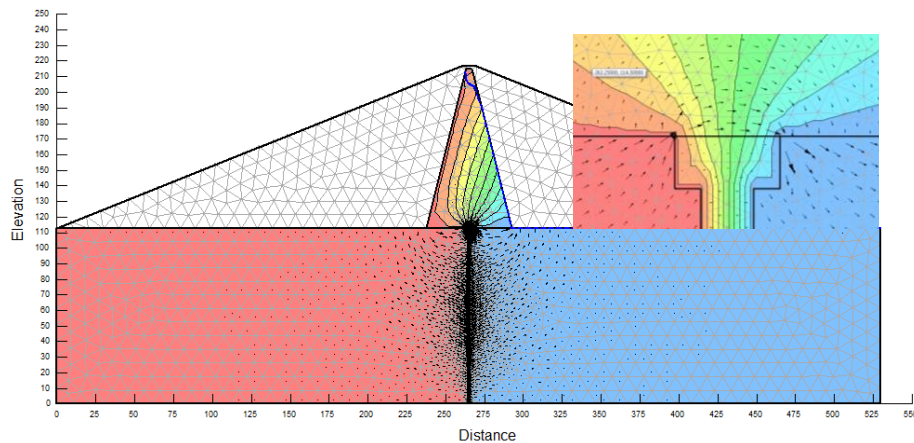


$\rho = 3.00\% \cdot H$

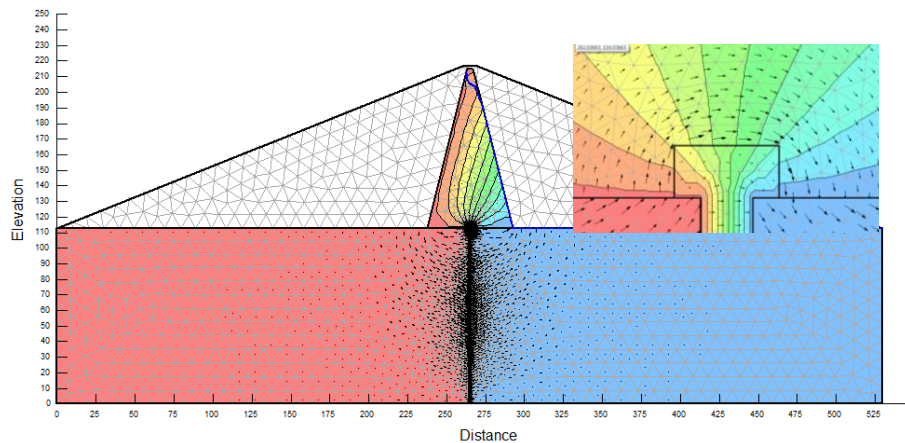


$\rho = 5.00\% \cdot H$

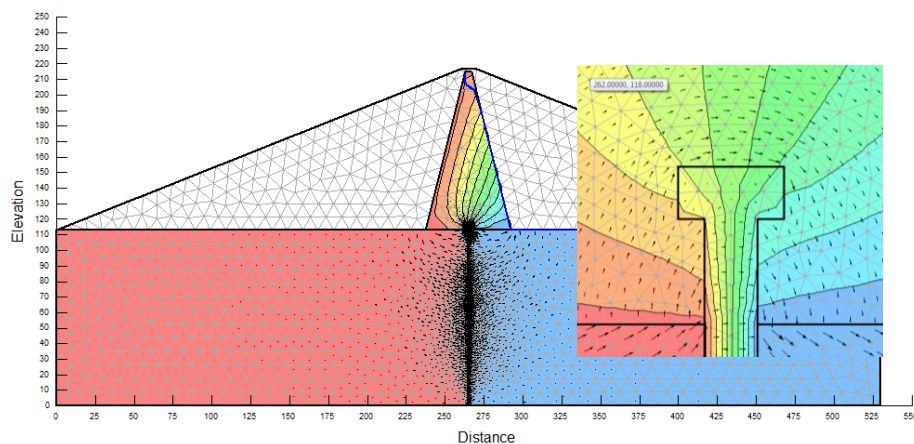
17. Ενδεικτικά δίκτυα ροής για τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας $k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-5}$ m/sec, $k_3=10^{-9}$ m/sec, με διαπλάτυνση κεφαλής $w = 2.00\% \cdot H$



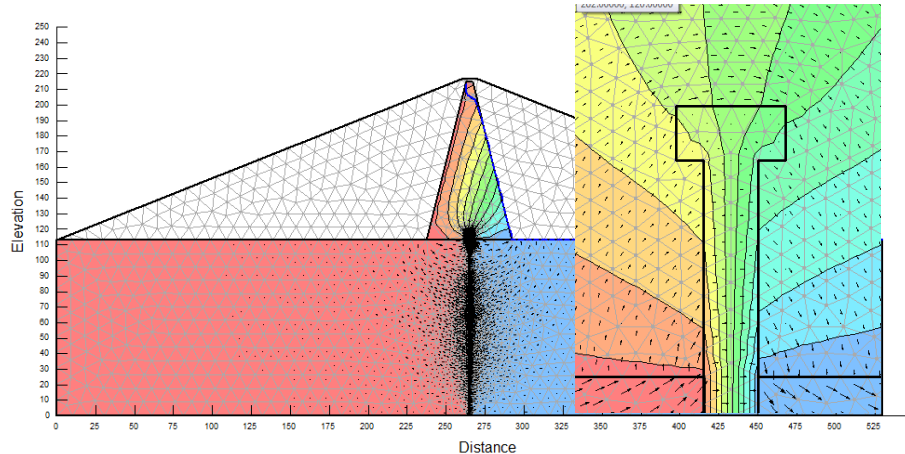
$\rho = 0.00\% \cdot H$



$\rho = 1.00\% \cdot H$

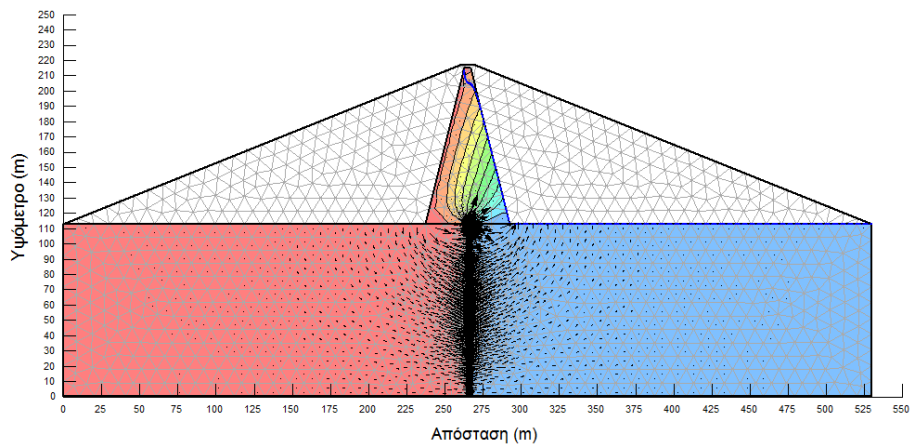


$\rho = 3.00\% \cdot H$

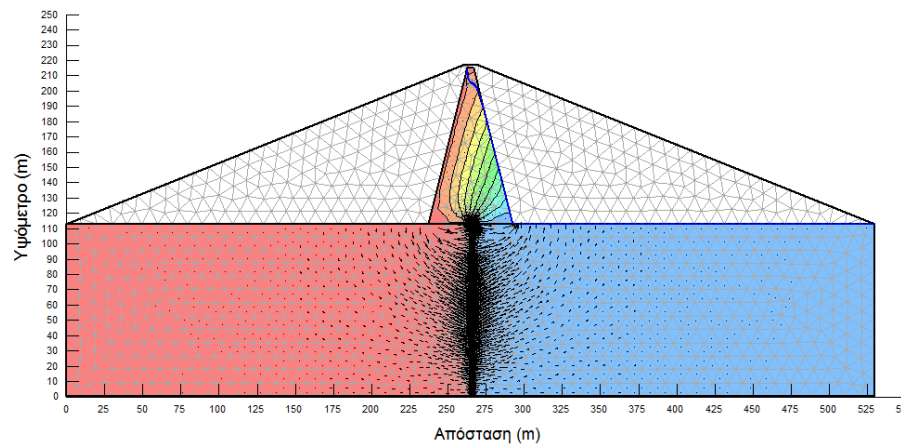


$\rho = 5.00\% \cdot H$

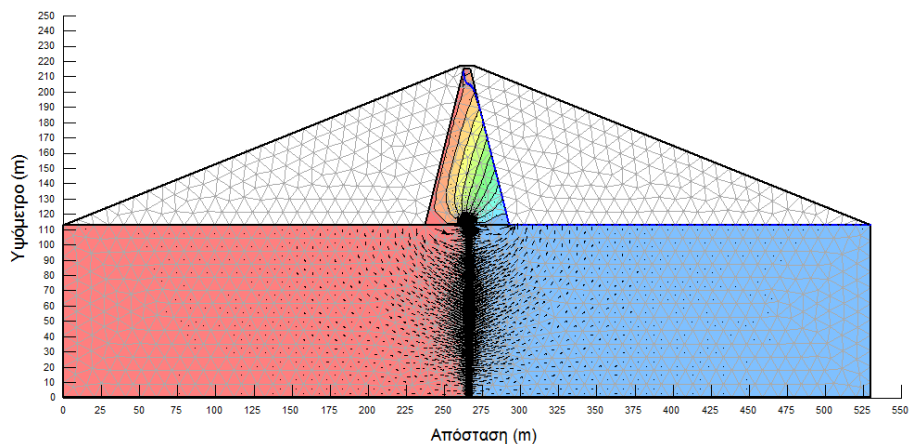
18. Ενδεικτικά δίκτυα ροής για τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας $k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-9}$ m/sec, με διαπλάτυση κεφαλής $w = 2.00\% \cdot H$



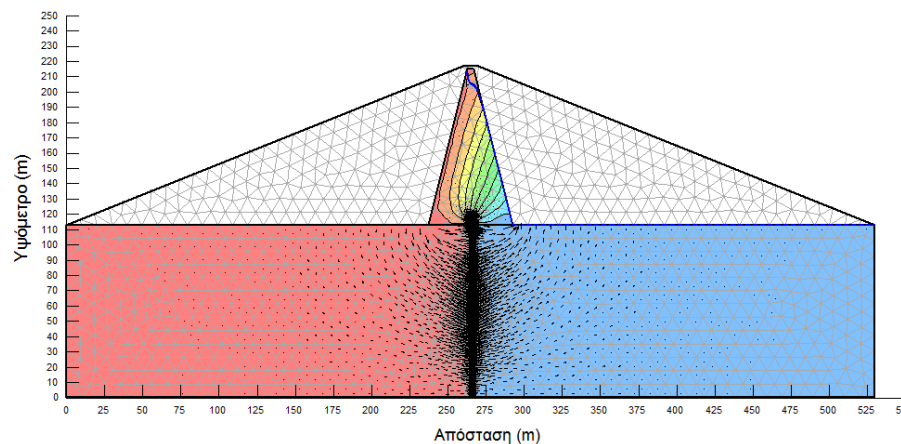
$\rho = 0.00\% \cdot H$



$\rho = 1.00\% \cdot H$

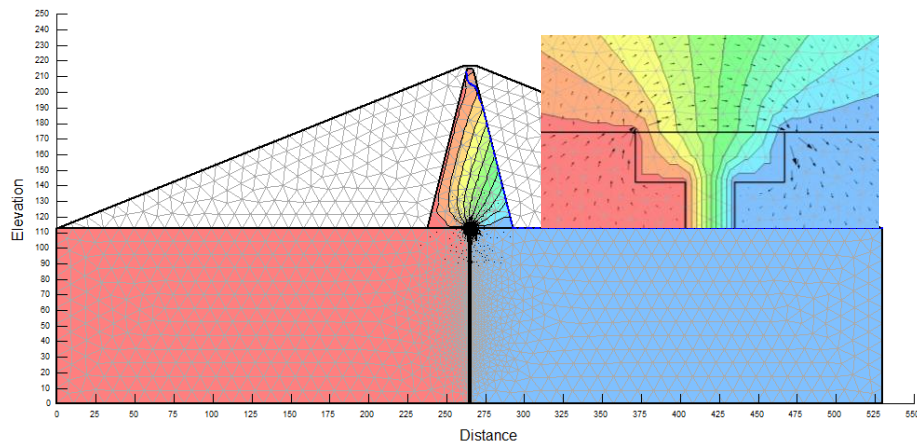


$\rho = 3.00\% \cdot H$

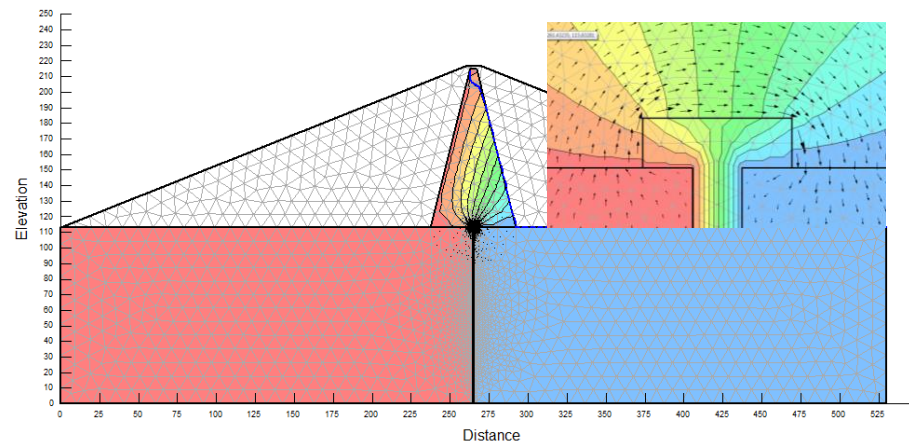


$\rho = 5.00\% \cdot H$

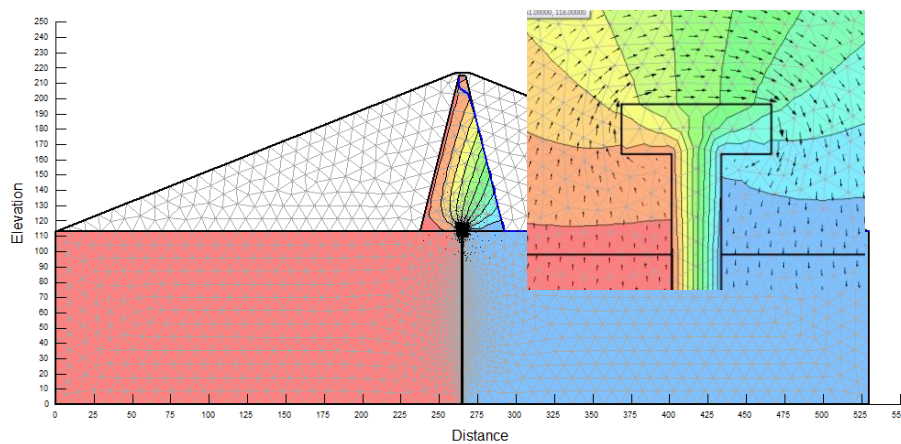
19. Ενδεικτικά δίκτυα ροής για τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας $k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec, με διαπλάτυση κεφαλής $w = 3.00\% \cdot H$



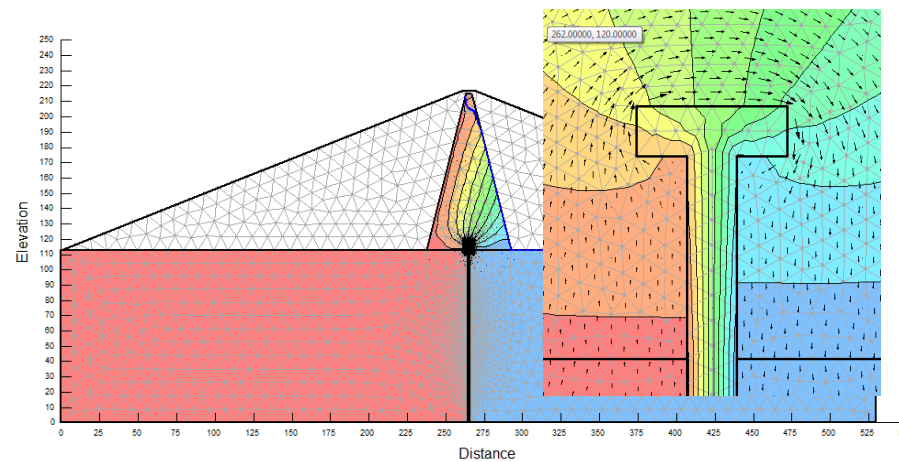
$\rho = 0.00\% \cdot H$



$\rho = 1.00\% \cdot H$

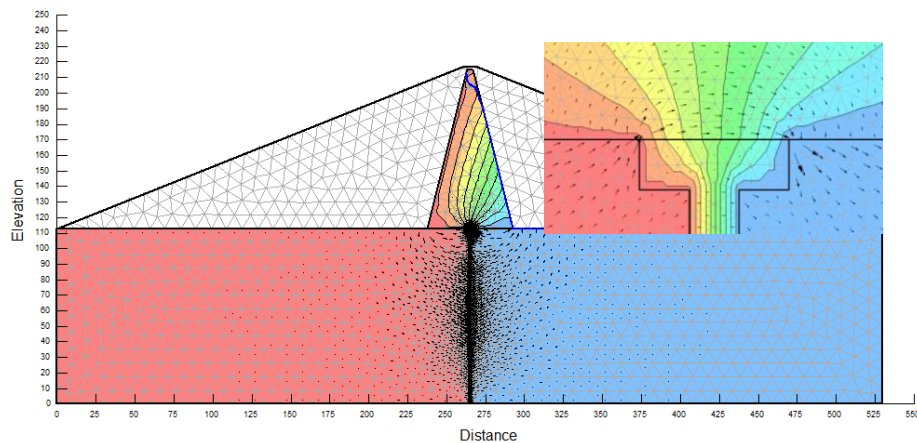


$\rho = 3.00\% \cdot H$

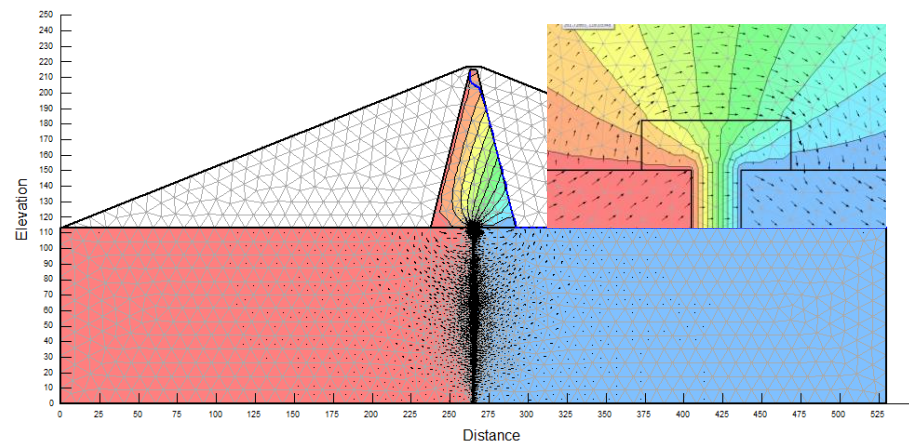


$\rho = 5.00\% \cdot H$

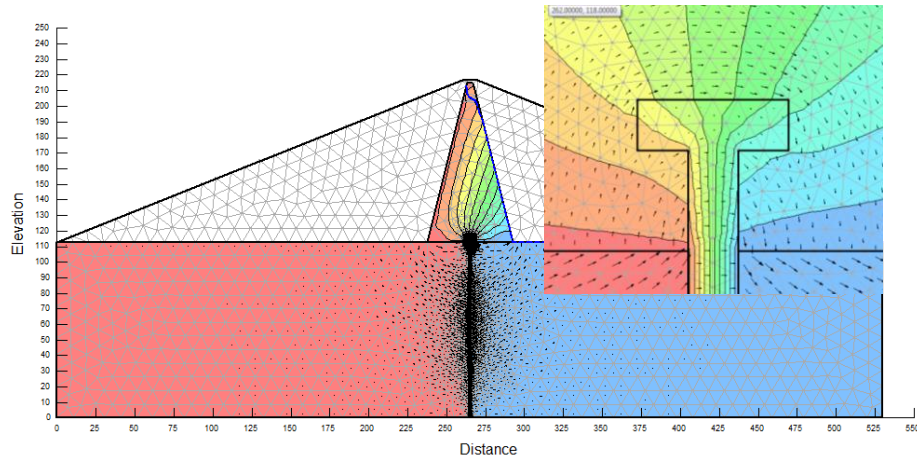
20. Ενδεικτικά δίκτυα ροής για τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας $k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-9}$ m/sec, με διαπλάτυση κεφαλής $w = 3.00\% \cdot H$



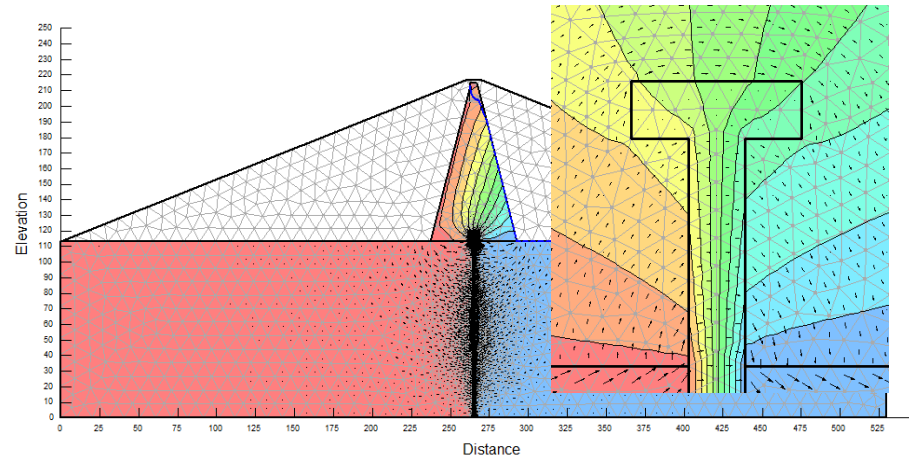
$\rho = 0.00\% \cdot H$



$\rho = 1.00\% \cdot H$

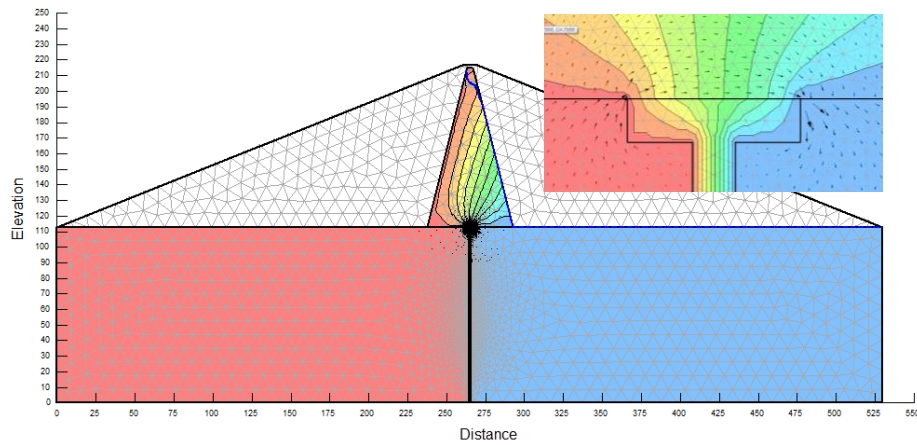


$\rho = 3.00\% \cdot H$

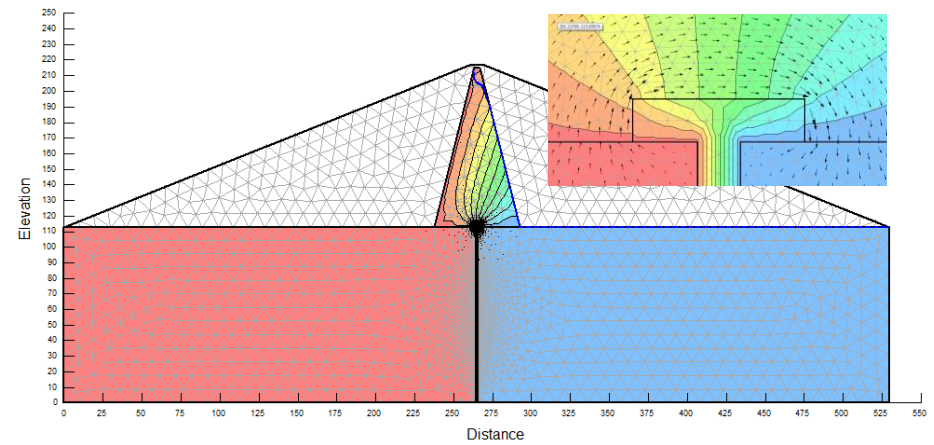


$\rho = 5.00\% \cdot H$

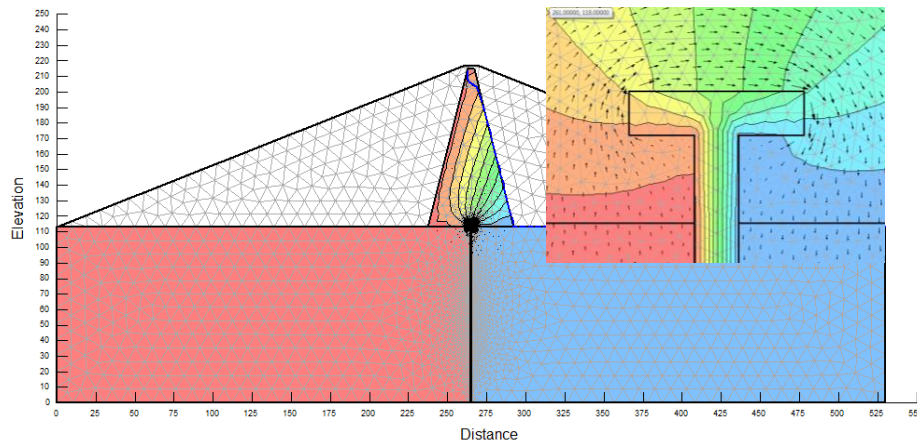
21. Ενδεικτικά δίκτυα ροής για τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας $k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-15}$ m/sec, με διαπλάτυση κεφαλής $w = 4.00\% \cdot H$



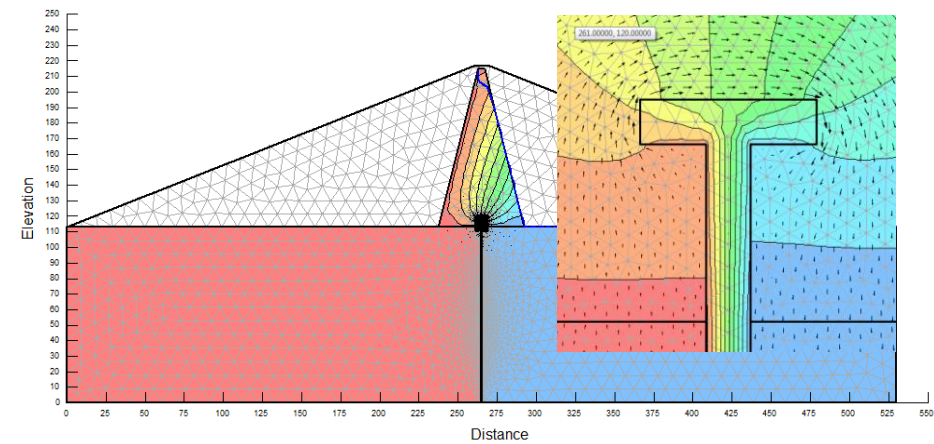
$\rho = 0.00\% \cdot H$



$\rho = 1.00\% \cdot H$

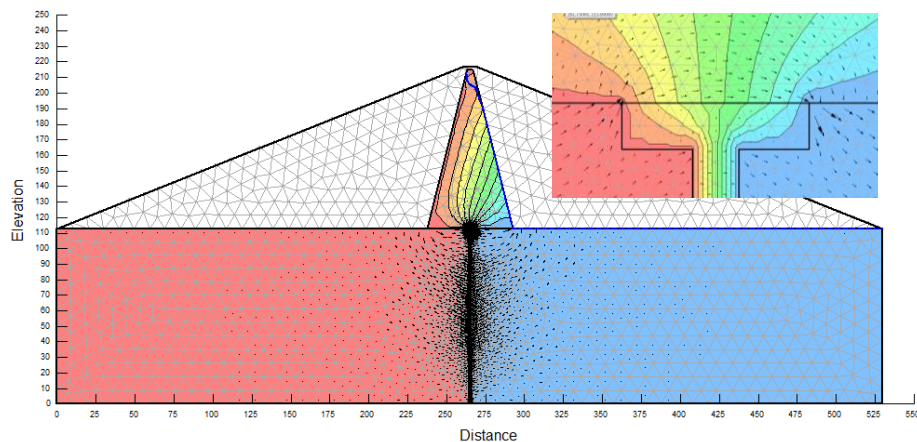


$\rho = 3.00\% \cdot H$

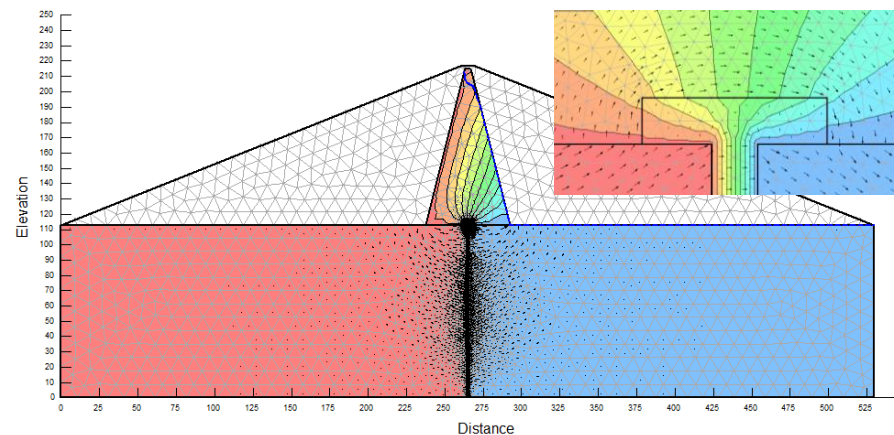


$\rho = 5.00\% \cdot H$

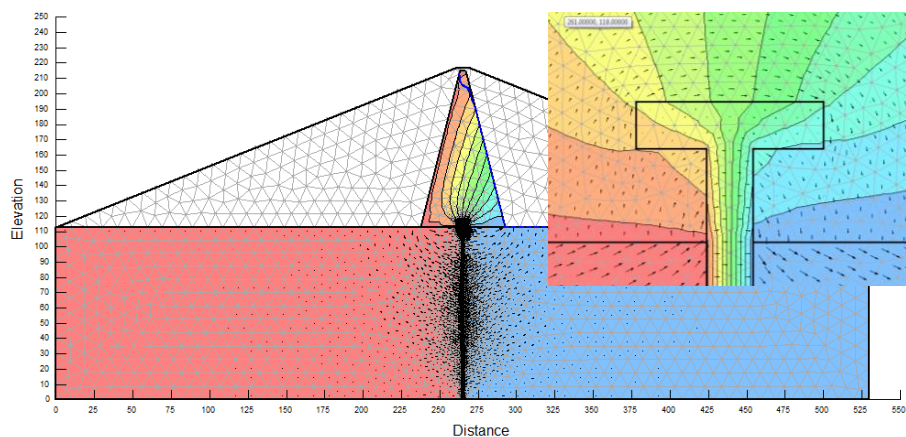
22. Ενδεικτικά δίκτυα ροής για τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας $k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-9}$ m/sec, με διαπλάτυση κεφαλής $w = 4.00\% \cdot H$



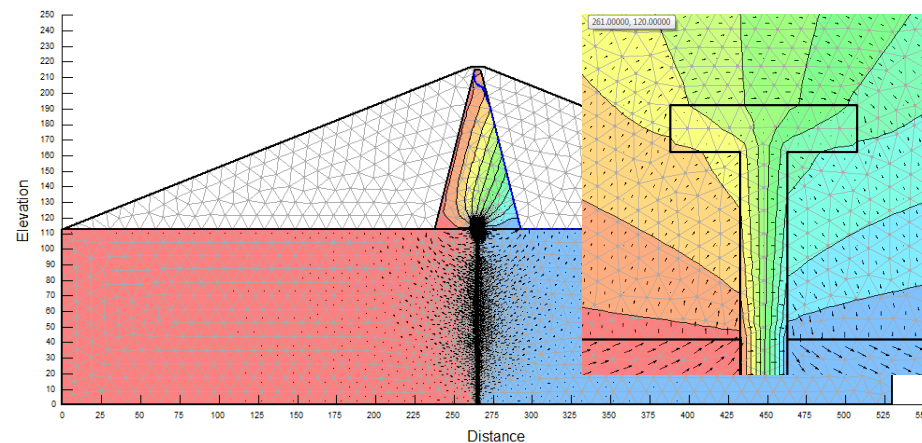
$\rho = 0.00\% \cdot H$



$\rho = 1.00\% \cdot H$



$\rho = 3.00\% \cdot H$



$\rho = 5.00\% \cdot H$

23. Ενδεικτικά δίκτυα ροής για τιμές υδραυλικής αγωγιμότητας $k_1=10^{-8}$ m/sec, $k_2=10^{-3}$ m/sec, $k_3=10^{-9}$ m/sec, με διαπλάτυνση κεφαλής ($w = 2.00\% \cdot H$) ή χωρίς, για μέγεθος πεπερασμένων στοιχείων (0.10 m)

