



ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ
Τμήμα Μηχανικών Περιβάλλοντος
Πολυτεχνειούπολη, 73 100 ΧΑΝΙΑ

ΜΠ 531: ΥΔΡΑΥΛΙΚΑ ΕΡΓΑ

ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΔΙΔΑΣΚΑΛΙΑΣ
ΕΡΓΑΣΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΑΣΚΗΣΕΙΣ

ΦΕΒΡΟΥΑΡΙΟΣ 2020

Ιωάννης Κ. Τσάνης
Καθηγητής

Δρ. Αριστείδης Κουτρούλης
Ε.Δ.Ι.Π

κ. Κωνσταντίνος Σειραδάκης

e-mail: tsanis@hydromech.gr

Εργαστήριο Διαχείρισης Υδατικών Πόρων και Παράκτιας Μηχανικής



ΥΔΡΑΥΛΙΚΑ ΕΡΓΑ

Καθηγητής Ιωάννης Κ. Τσάνης

Δρ. Αριστείδης Κουτρούλης
Εργασία Σχεδιασμού - Ασκήσεις



Περιεχόμενα μαθήματος

Α) ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΑ ΥΔΡΑΥΛΙΚΑ ΕΡΓΑ

1. Νερό
2. Υδραυλικές εγκαταστάσεις
3. Εγκαταστάσεις ύδρευσης
4. Εγκαταστάσεις αποχέτευσης
5. Αποχέτευση βρόχινου νερού
6. Διαχείριση λυμάτων
7. Υδραυλικοί υποδοχείς
8. Σωλήνες υδραυλικών εγκαταστάσεων
9. Αντλητικά συγκροτήματα

Β) ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΠΟΣΟΤΗΤΩΝ ΝΕΡΟΥ ΥΔΡΕΥΣΗΣ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ

1. Στοιχεία όγκων και παροχών
2. Απαιτήσεις παροχής οικιστικών μονάδων
3. Μεταβολές στην ημερησία παροχή ύδρευσης
4. Παροχές πυρόσβεσης

Γ) ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΙΚΤΥΩΝ ΥΔΡΕΥΣΗΣ

1. Συστήματα σωλήνων και δεξαμενών με αντλίες
2. Αντλίες σε σειρά και παράλληλη σύνδεση
3. Λύση δικτύων ύδρευσης με τη μέθοδο Hardy - Cross

Δ) ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΑΣΤΙΚΩΝ ΔΙΚΤΥΩΝ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ

1. Εκτίμηση παροχών όμβριων και ακαθάρτων
2. Υδραυλική των υπονόμων
3. Προσομοίωση λειτουργίας δικτύου όμβριων

Ε) ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΥΔΡΕΥΣΗΣ ΚΑΙ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ

ΣΤ) ΔΙΑΘΕΣΗ ΑΠΟΒΛΗΤΩΝ ΣΕ ΥΔΑΤΙΝΟΥΣ ΑΠΟΔΕΚΤΕΣ

1. Εισαγωγή στην ανάμιξη σε ποταμούς, ταμιευτήρες και λίμνες
2. Διαχυτήρες και πεδία αποβλήτων
3. Σχεδιασμός υποθαλάσσιων αγωγών απόρριψης υγρών αποβλήτων
4. Σχεδιασμός επιφανειακών αγωγών απόρριψης υγρών αποβλήτων
5. CORMIX expert system (CORMIX1 – CORMIX2 – CORMIX3)

Ζ) ΑΣΚΗΣΕΙΣ ΥΠΟΘΑΛΑΣΣΙΩΝ ΑΓΩΓΩΝ ΑΠΟΡΡΙΨΗΣ ΑΠΟΒΛΗΤΩΝ

Περιεχόμενα Σημειώσεων

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΑ ΥΔΡΑΥΛΙΚΑ ΕΡΓΑ	5
1.1 Το Νερό	5
1.2 Υδραυλικές Εγκαταστάσεις	5
1.3 Εγκαταστάσεις Ύδρευσης	5
1.4 Εγκαταστάσεις Αποχέτευσης	6
1.5 Αποχέτευση Βρόχινου Νερού	7
1.6 Διαχείριση Λυμάτων	7
1.7 Υδραυλικοί Υποδοχείς	8
1.8 Σωλήνες Υδραυλικών Εγκαταστάσεων	8
1.9 Αντλίες Νερού – Αντλητικά Συγκροτήματα	9
2. ΑΝΤΛΙΕΣ ΣΕ ΣΕΙΡΑ ΚΑΙ ΣΕ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΥΝΔΕΣΗ	10
3. ΔΙΑΚΛΑΔΩΣΕΙΣ ΣΩΛΗΝΩΝ	20
3.1 Θεωρία	20
3.2 Διακλαδώσεις αγωγών με αντλία	24
4. ΔΙΚΤΥΑ ΣΩΛΗΝΩΝ	26
4.1 Θεωρία δικτύων	26
4.2 Γήρανση σωλήνων	27
5. ΑΣΚΗΣΕΙΣ ΜΕ ΑΝΤΛΙΕΣ, ΔΙΑΚΛΑΔΩΣΕΙΣ ΚΑΙ ΔΙΚΤΥΑ ΣΩΛΗΝΩΝ	31
6. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΑΠΟΧΕΤΕΥΤΙΚΩΝ ΔΙΚΤΥΩΝ (ΔΡ. Μ. ΣΠΗΛΙΩΤΗ)	45
6.1. Υδραυλικοί υπολογισμοί	45
6.2. Περιοριστικές διατάξεις αγωγών ακαθάρτων	48
6.3. Παροχές Σχεδιασμού Δικτύου Ακαθάρτων	52
6.4. Παροχές Σχεδιασμού Δικτύου Ομβρίων	53
6.5 Βασικά Υδρολογικά μεγέθη και έννοιες για το σχεδιασμό δικτύου όμβριων	54
6.6. Λυμένες Ασκήσεις	57
6.7 Βοηθητικά φυλλάδια για τις ασκήσεις	70
7. ΔΙΑΘΕΣΗ ΑΠΟΒΛΗΤΩΝ ΣΕ ΥΔΑΤΙΝΟΥΣ ΑΠΟΔΕΚΤΕΣ	72
Τυρβώδης διάχυση και μεταφερόμενη διασπορά	72
Τυρβώδεις φλέβες	73
Σχεδιασμός υποθαλάσσιων αγωγών απόρριψης αποβλήτων	76
ΑΣΚΗΣΕΙΣ ΥΠΟΘΑΛΑΣΣΙΩΝ ΑΓΩΓΩΝ ΑΠΟΡΡΙΨΗΣ ΑΠΟΒΛΗΤΩΝ	78
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΥΔΡΑΥΛΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ	82

Ανοικτοί και κλειστοί αγωγοί _____	87
Συγκριτική παρουσίαση ανοικτών – κλειστών αγωγών _____	90
Αστική Υδραυλική _____	99
ΒΑΣΙΚΕΣ ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ – ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ _____	109
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: CORMIX EXPERT SYSTEM _____	112
Παραδείγματα Εφαρμογής CORMIX v10 _____	115
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ: ΣΧΕΔΙΑΣΗ ΥΔΡΕΥΣΗΣ–ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΟΙΚΙΣΜΟΥ _____	130

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΑ ΥΔΡΑΥΛΙΚΑ ΕΡΓΑ

1.1 Το Νερό

1. Πηγές
2. Αποθήκευση
3. Φυσικές καταστάσεις του νερού
4. Ποιότητα πόσιμου νερού
 - a. Φυσικά χαρακτηριστικά
 - b. Χημικά χαρακτηριστικά
5. ΡΗ του νερού
6. Αποσκλήρυνση
7. Αφαλάτωση θαλασσινού νερού
8. Απολύμανση νερού
9. Φιλτράρισμα του νερού
10. Κατανάλωση του νερού
11. Ορθολογική διαχείριση νερού
12. Δυνατότητες και μέτρα ορθολογικής διαχείρισης νερού
13. Αξιοποίηση βρόχινου νερού
14. Μελλοντικές προβλέψεις για τη διαχείριση του νερού

1.2 Υδραυλικές Εγκαταστάσεις

Ο ρόλος των υδραυλικών εγκαταστάσεων είναι σημαντικός σε κάθε κτήριο και βιομηχανικό έργο. Ειδικότερα, η ύδρευση εξασφαλίζει την επαρκή παροχή νερού, ενώ η αποχέτευση την ασφαλή και υγιεινή απομάκρυνση λυμάτων.

Κριτήρια κατασκευής υδραυλικών εγκαταστάσεων:

- 1) Τεχνικά κριτήρια
- 2) Ποιοτικά κριτήρια
- 3) Οικονομικά κριτήρια
- 4) Κριτήρια ασφάλειας στον χώρο εργασίας
- 5) Κριτήρια περιβαλλοντικά και εξοικονόμησης φυσικών πόρων

Χρήσιμες έννοιες:

- 1) Μελέτη
 - i. Προμελέτη
 - ii. Οριστική μελέτη
 - iii. Μελέτη εφαρμογής
- 2) Επίβλεψη
- 3) Δοκιμές
- 4) Παραλαβή έργου
- 5) Συντήρηση εγκαταστάσεων

1.3 Εγκαταστάσεις Ύδρευσης

Η εγκατάσταση ύδρευσης μιας οικοδομής παρέχει ζεστό και κρύο νερό στους υδραυλικούς υποδοχείς της. Είναι εγκατάσταση που συνδέεται άμεσα με την υγιεινή των ανθρώπων καθώς και το επίπεδο εξυπηρέτησης ενός επαγγελματικού χώρου. Οι

απαιτήσεις σε νερό εξαρτώνται από το είδος του καταναλωτή, τον αριθμό των μελών της οικογένειας που κατοικούν σε ένα σπίτι, την εγκατάσταση του κήπου κλπ.

- 1) Στοιχεία μιας εγκατάστασης
 - a. Υδραυλικοί υποδοχείς
 - b. Δίκτυο διανομής
 - c. Δίκτυο κεντρικής τροφοδότησης με νερό
- 2) Κανόνες υγιεινής και ασφάλειας στις υδραυλικές εγκαταστάσεις
- 3) Οδηγίες κατασκευής υδραυλικών εγκαταστάσεων
 - a. Οδηγίες κτιριοδομικού κανονισμού
 - b. Γενικές οδηγίες για τα δίκτυα ύδρευσης
- 4) Προστασία των σωλήνων ύδρευσης
- 5) Θόρυβος
- 6) Διαστολές και συστολές των σωλήνων
- 7) Προστασία από τον παγετό
- 8) Οδηγίες για το εξωτερικό δίκτυο
- 9) Διαστάσεις σωλήνων
- 10) Ταχύτητα ροής του νερού
- 11) Χρωματισμός σωλήνων
- 12) Δίκτυα υδραυλικών εγκαταστάσεων
- 13) Παραδείγματα εγκαταστάσεων ύδρευσης
- 14) Υδροδοτήσεις εσωτερικών χώρων οικοδομών
 - a. Υδροδότηση κουζίνας
 - b. Υδροδότηση μπάνιου
- 15) Πότε κατασκευάζεται η εγκατάσταση ύδρευσης
- 16) Ζεστό νερό χρήσης
- 17) Ειδικά εξαρτήματα υδραυλικών εγκαταστάσεων

1.4 Εγκαταστάσεις Αποχέτευσης

Η εγκατάσταση αποχέτευσης έχει προορισμό τη συγκέντρωση λυμάτων, την ασφαλή μεταφορά τους εκτός οικοδομής και την τελική διάθεση τους στο δίκτυο αποχέτευσης, στους βόθρους ή κάποιο άλλο σύστημα υποδοχής. Είναι εγκατάσταση που συνδέεται άμεσα με την υγιεινή και ασφάλεια ενός χώρου.

- 1) Βασικοί κανόνες υγιεινής και ασφάλειας σε ένα δίκτυο αποχέτευσης
- 2) Στοιχεία εγκατάστασης αποχέτευσης
 - a. Υδραυλικοί υποδοχείς
 - b. Δίκτυο αποχέτευσης
 - c. Δίκτυο εξαερισμού – αερισμού
 - d. Σύστημα τελικής διάθεσης
- 3) Παραδείγματα εγκαταστάσεων αποχέτευσης
- 4) Βασικές οδηγίες για τις εγκαταστάσεις αποχέτευσης
- 5) Συστήματα αερισμού δικτύων αποχέτευσης
 - a. Αρχή του σιφωνισμού
 - b. Κανονικός αερισμός των δικτύων αποχέτευσης
 - c. Δημιουργία σιφωνισμού στα δίκτυα αποχέτευσης
 - d. Οδηγίες για τον αερισμό των δικτύων αποχέτευσης

- e. Διαστάσεις σωλήνων αερισμού
- f. Βασικές στήλες αερισμού
- g. Αερισμός φρεατίων
- 6) Αποχέτευση κουζίνας
 - a. Με πλήρη αερισμό
 - b. Με κύριο ή παράπλευρο αερισμό
- 7) Αποχέτευση μπάνιου
 - a. Με πλήρη αερισμό
 - b. Με κύριο ή παράπλευρο αερισμό
- 8) Αποχέτευση κλιματιστικών συσκευών
- 9) Κλίση σωλήνων αποχέτευσης
- 10) Διαστάσεις σωλήνων αποχέτευσης
- 11) Άντληση λυμάτων από υπόγειους χώρους
 - a. Ο στεγανός βόθρος
 - b. Άνοιγμα ελέγχου του βόθρου
 - c. Σωληνώσεις
 - d. Αντλία
 - e. Συναγερμός υψηλής στάθμης λυμάτων
- 12) Το τρυπολόγιο
 - a. Τι είναι το τρυπολόγιο
 - b. Οφέλη
 - c. Διαδικασίες
- 13) Υλικά, ειδικά εξαρτήματα και μηχανισμοί εγκαταστάσεων αποχέτευσης

1.5 Αποχέτευση Βρόχινου Νερού

Η εγκατάσταση βρόχινων νερών συγκεντρώνει τα νερά της βροχής από τις στέγες και τα δώματα των κτιρίων και μέσω οριζόντιων και κατακόρυφων σωληνώσεων τα οδηγεί είτε στα κεντρικά δίκτυα αποχέτευσης είτε σε ελεύθερη ροή, στο επίπεδο του εδάφους.

- 1) Η εγκατάσταση αποχέτευσης βρόχινων νερών
- 2) Δώματα και υπερχειλίσεις
- 3) Δεξαμενές βρόχινων νερών
- 4) Υλικό σωληνώσεων
- 5) Διαστάσεις δικτύων βρόχινων νερών
- 6) Βλάβες σωληνώσεων βρόχινων νερών
- 7) Έλεγχος και συντήρηση
- 8) Προστασία οικοδομών από τα υπόγεια νερά
- 9) Αποστράγγιση νερών από τις ράμπες υπόγειων γκαράζ
- 10) Παράδειγμα έργου αποστράγγισης υπόγειων υδάτων

1.6 Διαχείριση Λυμάτων

Όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο, η εγκατάσταση αποχέτευσης έχει προορισμό τη συγκέντρωση των λυμάτων, την ασφαλή μεταφορά τους εκτός

οικοδομής και την τελική διάθεση τους στο δίκτυο αποχέτευσης, στους βόθρους ή κάποιο άλλο σύστημα υποδοχής.

Στο κεφάλαιο αυτό αναπτύσσονται οι τρόποι διάθεσης και επεξεργασίας των λυμάτων και αποβλήτων, με σκοπό να μη δημιουργούνται προβλήματα υγιεινής και μην επιβαρύνεται το περιβάλλον.

- 1) Βόθροι
 - a. Στεγανός βόθρος
 - b. Απορροφητικός βόθρος
- 2) Βιολογικός καθαρισμός

1.7 Υδραυλικοί Υποδοχείς

Οι υδραυλικοί υποδοχείς είναι οι συσκευές της οικοδομής που δέχονται τα λύματα (νερά και ακαθαρσίες) και στη συνέχεια τα αποχετεύουν στην εγκατάσταση αποχέτευσης. Οι βασικοί υδραυλικοί υποδοχείς είναι οι νεροχύτες, οι νιπτήρες, οι λεκάνες αποχωρητηρίου, τα ουρητήρια οι γούρνες, οι μπιντέδες, οι μπανιέρες, οι ντουζιέρες, τα σιφώνια αποχέτευσης ψυγείων και τα πλυντήρια πιάτων και ρούχων. Στους υδραυλικούς υποδοχείς υπάρχει τουλάχιστον μία παροχή νερού και μία σωλήνα αποχέτευσης.

- 1) Εξοπλισμός μπάνιου.
- 2) Τοποθέτηση υδραυλικών υποδοχέων

1.8 Σωλήνες Υδραυλικών Εγκαταστάσεων

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται συνοπτικά οι κυριότεροι τύποι και τα τεχνικά χαρακτηριστικά των σωλήνων που χρησιμοποιούμε στις υδραυλικές εγκαταστάσεις. Βασικά τεχνικά χαρακτηριστικά των σωλήνων είναι το υλικό κατασκευής τους, η ονομαστική διάμετρος (είναι η εσωτερική διάμετρος του σωλήνα και τη συμβολίζουμε με DN), η εξωτερική διάμετρος το πάχος του τοιχώματος και το βάρος του σωλήνα ανά τρέχον μέτρο.

- 1) Χαλύβδινοι σωλήνες
 - a. Κατάταξη χαλύβδινων σωλήνων
 - i. Σωλήνες ημιβαρέως τύπου με σπείρωμα
 - ii. Σωλήνες βαρέως τύπου με σπείρωμα
 - b. Συνδέσεις χαλύβδινων σωλήνων
 - i. Συνδέσεις με φλάντζες
 - ii. Συνδέσεις με σπείρωμα
 - iii. Συνδέσεις με συγκόλληση
 - iv. Συγκόλληση με λυόμενους συνδέσμους
 - c. Μεταφορά θερμικού φορτίου από σιδηροσωλήνες
 - d. Στήριξη σιδηροσωλήνων
 - e. Αποθήκευση σιδηροσωλήνων
- 2) Χαλκοσωλήνες
 - a. Διαστάσεις χαλκοσωλήνων
 - b. Κολλήσεις χαλκοσωλήνων
 - c. Διαδικασίες κόλλησης

- d. Επενδεδυμένοι χαλκοσωλήνες
 - e. Διαστολές χαλκοσωλήνων
 - f. Μέτρα περιορισμού των προβλημάτων που οφείλονται σε διαστολές
 - g. Στήριξη χαλκοσωλήνων
 - h. Μονωμένοι χαλκοσωλήνες
- 3) Πλαστικοί σωλήνες
- a. Βασικά τεχνικά χαρακτηριστικά χαλκοσωλήνων
 - b. Πιστοποιητικά
 - c. Αποθήκευση
 - d. Συνδέσεις
 - e. Γενικές οδηγίες τοποθέτησης πλαστικών σωλήνων
 - f. Σωλήνες δικτυωμένου πολυαιθυλενίου
- 4) Σωλήνες αυτογενούς συγκόλλησης
- 5) Πλαστικοί σωλήνες πίεσεως κεντρικών δικτύων ύδρευσης και αποχέτευσης
- 6) Πλαστικοί σωλήνες αποχέτευσης
- a. Μονωμένοι σωλήνες αποχέτευσης
 - b. Πλαστικοί σωλήνες με σπείρωμα
 - c. Στήριξη πλαστικών σωλήνων
- 7) Παροχή νερού από σωλήνες
- 8) Γρήγορη επιλογή σωλήνων με βάση την απαιτούμενη παροχή
- 9) Πτώση πίεσης κατά τη ροή ενός υγρού μέσα σε ένα σιδηροσωλήνα

1.9 Αντλίες Νερού – Αντλητικά Συγκροτήματα

Οι αντλίες είναι μηχανήματα που μεταφέρουν ρευστά. Οι αντλίες νερού με τη διαφορά πίεσης που δημιουργούν είτε το ανυψώνουν από χαμηλές σε υψηλές στάθμες, είτε το μεταφέρουν σε αποστάσεις υπερνικώντας την πτώση πίεσης που δημιουργείται από την ροή μέσα στους σωλήνες, είτε απλά αυξάνουν την πίεση σε μία υδραυλική εγκατάσταση, ώστε αυτή να είναι επαρκής για την λειτουργία των υδραυλικών υποδοχέων και συσκευών. Ο ειδικός χώρος που στεγάζει τις αντλίες ονομάζεται αντλιοστάσιο.

- 1) Τύποι αντλιών
- a. Τεχνικά χαρακτηριστικά
 - b. Επιλογή αντλίας
 - c. Υποβρύχιες αντλίες ακαθάρτων νερών και λυμάτων
 - d. Φυγοκεντρικές αντλίες
 - e. Πολυβάθμιες αντλίες
 - f. Υποβρύχιες αντλίες γεωτρήσεων
- 2) Πιεστικά συγκροτήματα
- a. Συνήθη αντλητικά συγκροτήματα
 - b. Αντλητικά συγκροτήματα με μετατροπείς συχνότητας
- 3) Κυκλοφορητές

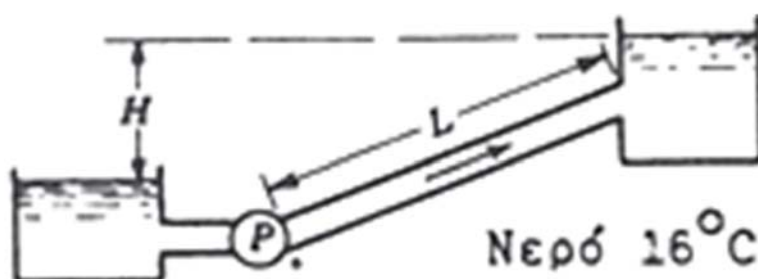
2. ΑΝΤΛΙΕΣ ΣΕ ΣΕΙΡΑ ΚΑΙ ΣΕ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΥΝΔΕΣΗ

Παράδειγμα 2.1

Να κατασκευασθεί ένας πίνακας ύψους φορτίου-παροχής-βαθμού απόδοσης για τις αντλίες Α και Β συνδεδεμένες παράλληλα και σε σειρά.

Αντλία Α		
H(m)	Q (cms)	e %
21.3	0.000	0
18.3	0.057	59
16.8	0.072	70
15.2	0.086	76
13.7	0.098	78
12.2	0.108	76.3
10.7	0.116	72
9.1	0.127	65
7.6	0.130	56.5
6.1	0.134	42

Αντλία Β		
H(m)	Q (cms)	e %
24.4	0.000	0
21.3	0.074	54
18.3	0.112	70
15.2	0.140	80
12.2	0.161	73
9.1	0.174	60
6.1	0.177	40



Σχήμα 1: H_f : Ύψος φορτίου, Q : Παροχή, $e\%$: Βαθμός απόδοσης
($cfs=ft^3/s$ (μονάδες παροχής) , $1ft = 0.3048 m$)

Λύση

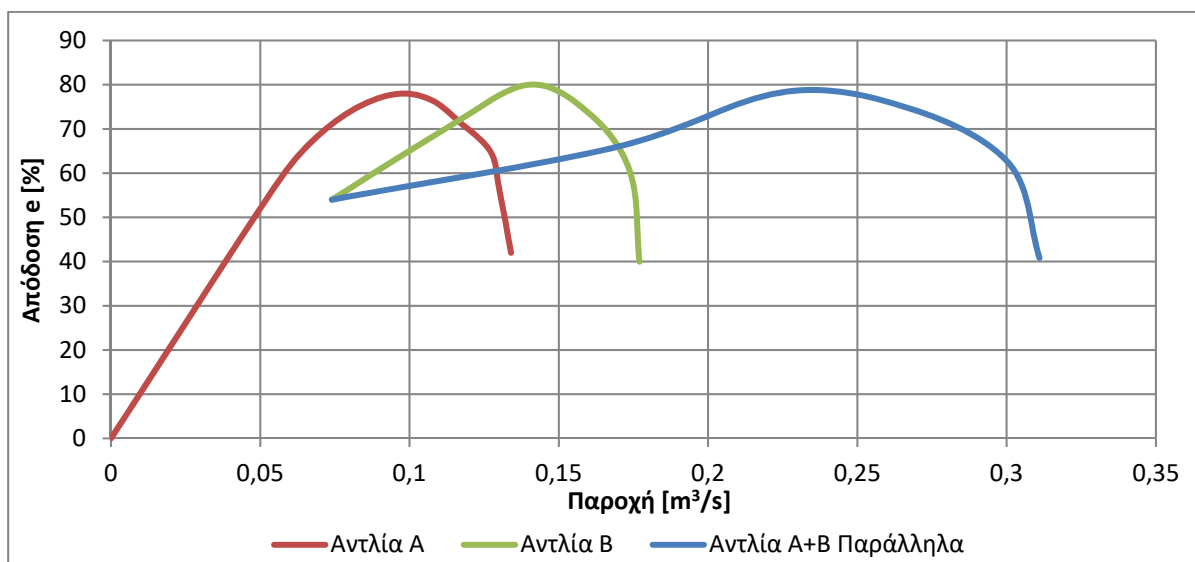
Οι αντλίες Α και Β είναι συνδεδεμένες παράλληλα, άρα έχουν το ίδιο φορτίο, δηλαδή $H_A=H_B$. Επίσης, λόγω της παράλληλης σύνδεσης ισχύει ότι η συνολική παροχή ισούται με το άθροισμα των επιμέρους, δηλαδή $Q_{tot} = Q_A+Q_B$. Η ισχύς της αντλίας δίνεται από τον τύπο $P=\gamma QH_m$

$$P = \frac{\gamma * Q * H_m}{e} = \frac{\gamma}{e_A} * Q_A * H_m + \frac{\gamma}{e_B} * Q_B * H_m \Rightarrow e_{tot} = \frac{Q_A + Q_B}{\frac{Q_A}{e_A} + \frac{Q_B}{e_B}}$$

(όπου e ο βαθμός απόδοσης της αντλίας)

Η συνολική απόδοση του συστήματος των αντλιών, μπορεί να υπολογιστεί από τον παραπάνω τύπο. Για τις τιμές παροχής που είναι κοινές στους πίνακες των δυο αντλιών μπορούμε να υπολογίσουμε τον βαθμό απόδοσης του συστήματος:

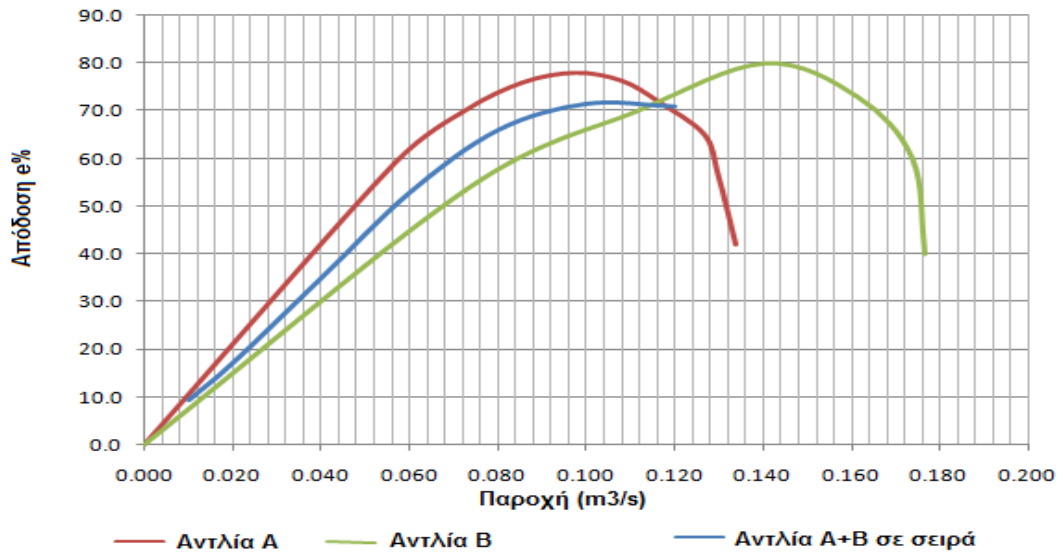
Αντλία Α (SI)			Αντλία Β (SI)			Σύστημα	
H	Q _A	e _A %	H	Q _B	e _B %	Q _{tot}	e _{tot} %
21.3	0.000	0	21.3	0.074	54	0.074	54.00
18.3	0.057	59	18.3	0.112	70	0.169	65.86
15.2	0.086	76	15.2	0.140	80	0.226	78.43
12.2	0.108	76.3	12.2	0.161	73	0.269	74.29
9.1	0.127	65	9.1	0.174	60	0.301	62.01
6.1	0.134	42	6.1	0.177	40	0.311	40.84



Για τις ίδιες αντλίες συνδεδεμένες σε σειρά, έχουμε:

$$P = \frac{\gamma * Q * H_m}{e} = \frac{\gamma}{e_A} * Q_A * H_A + \frac{\gamma}{e_B} * Q_B * H_B \Rightarrow e_{tot} = \frac{H_A + H_B}{\frac{H_A}{e_A} + \frac{H_B}{e_B}}$$

Αντλία Α (SI)			Αντλία Β (SI)			Σύστημα	
H	Q _A	e _A %	H	Q _B	e _B %	H _{tot}	ε% Α+Β % σε σειρά
21.09	0.01	8.2	24.27	0.01	3.4	45.37	4.7
20.85	0.02	17.9	24.27	0.02	8.3	45.12	11.0
19.88	0.04	39.5	23.89	0.04	22.0	43.77	27.6
18.29	0.06	60.2	23.02	0.06	38.8	41.30	46.0
16.06	0.08	75.1	21.64	0.08	55.7	37.70	62.6
13.21	0.1	79.2	19.77	0.1	70.0	32.98	73.4
9.73	0.12	67.8	17.40	0.12	78.8	27.13	74.4



Παράδειγμα 2.2

Να υπολογιστεί η παροχή στο σύστημα του Σχήματος 1 της άσκησης 2.1 για τις αντλίες A και B σε σειρά. Ο σωλήνας έχει μήκος 1500 m, διάμετρο 30 cm και συντελεστή απόλυτης τραχύτητας 0.002m. Η υψομετρική διαφορά μεταξύ των δύο δεξαμενών (στατικό ύψος) είναι $H = 30$ m.

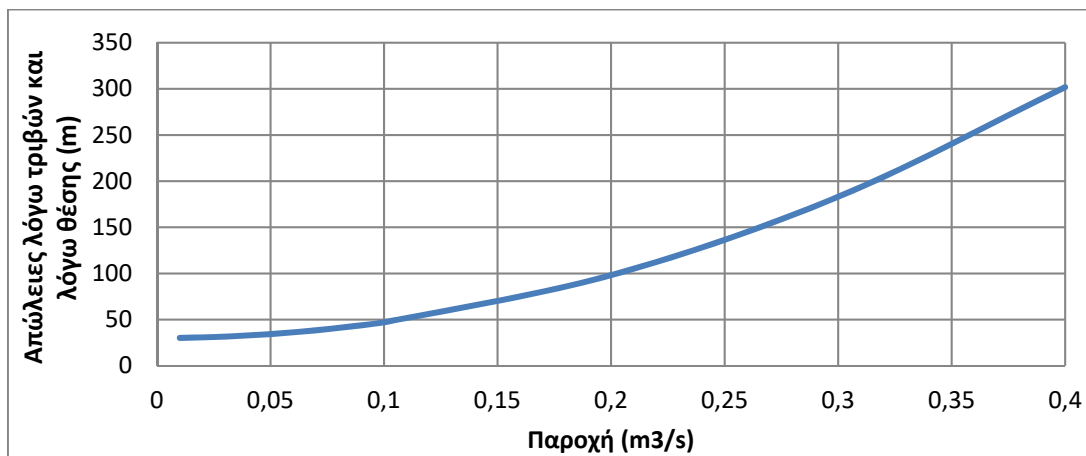
Λύση

Για τη λύση του προβλήματος, υπολογίζεται η ταχύτητα για διάφορες παροχές του συστήματος. Δεδομένης της ταχύτητας, υπολογίζεται ο αριθμός Reynolds με $\varepsilon/D = 0.002/0.3 = 0.0066$ για σωλήνα από χυτοσίδηρο. Με τον τρόπο αυτό υπολογίζεται το ύψος των απωλειών κατά μήκος του αγωγού και οι συνολικές απώλειες δεδομένης της υψομετρικής διαφοράς μεταξύ των δεξαμενών ($H = 30$ m).

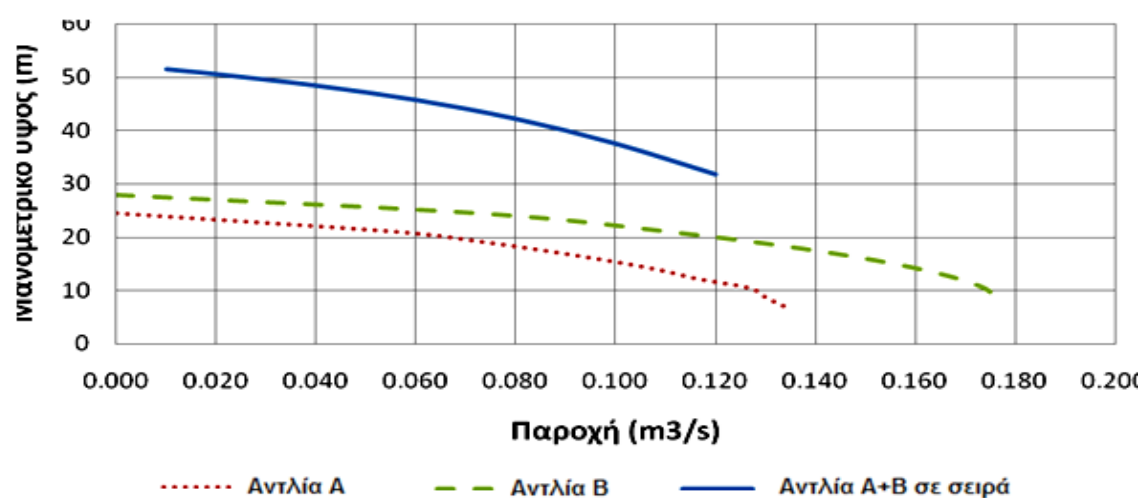
Q _{ολικό}	V(m/s)	Re	ε/D	f	h _f	h _f +H
0.01	0.141	$3.86 \cdot 10^4$	0.002/0.3	0.036	0.097	30.097
0.03	0.425	$1.16 \cdot 10^5$	0.002/0.3	0.034	0.873	30.873
0.05	0.708	$1.93 \cdot 10^4$	0.002/0.3	0.034	2.425	32.425
0.07	0.991	$2.70 \cdot 10^4$	0.002/0.3	0.034	4.753	34.753
0.09	1.274	$3.47 \cdot 10^4$	0.002/0.3	0.034	7.857	37.857
0.1	1.415	$3.86 \cdot 10^4$	0.002/0.3	0.034	9.700	39.700
0.3	4.246	$1.16 \cdot 10^6$	0.002/0.3	0.033	87.304	117.304
0.5	7.077	$1.93 \cdot 10^6$	0.002/0.3	0.033	242.516	272.516

Όπου f προσδιορίζεται από την παρακάτω ρητή εξίσωση:

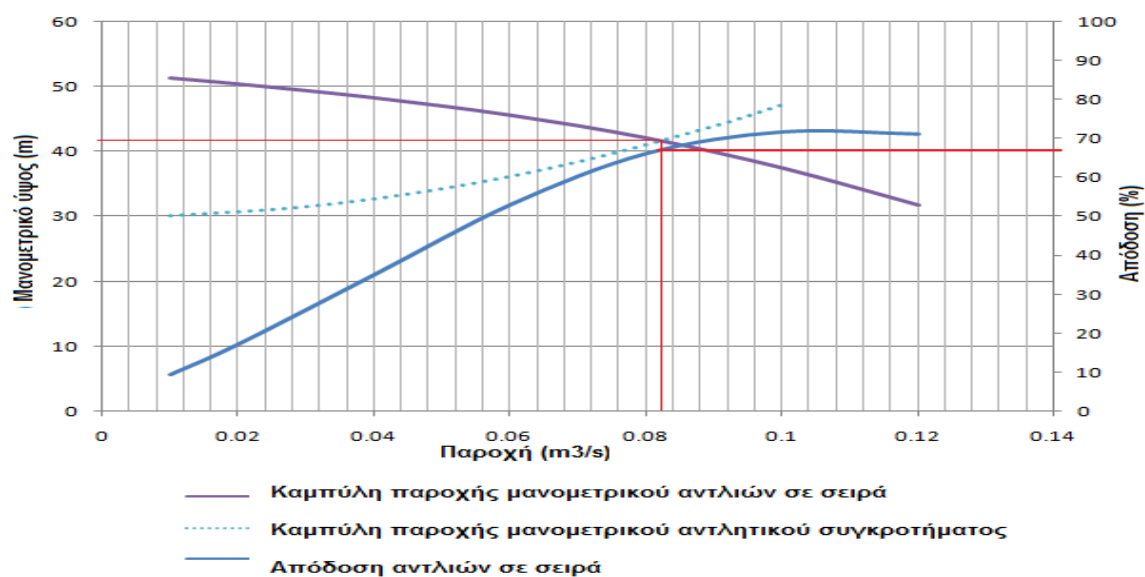
$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{5.74}{\text{Re}^{0.9}} + \frac{k_s/D}{3.7} \right) \right]^2}$$



Από τα δεδομένα του παραδείγματος 2.1, μπορούμε να υπολογίσουμε το συνολικό μανομετρικό ύψος για τις δύο αντλίες συνδεδεμένες σε σειρά.



Ο συνδυασμός των συνολικών απωλειών και του γραφήματος του συνολικού μανομετρικού των δύο αντλιών μας δίνει τη παροχή του συστήματος:



Άρα για το σύστημα των αντλιών Α, Β σε σειρά, η παροχή θα είναι $0,083\text{m}^3/\text{s}$, ενώ το σύνολο ύψους απωλειών και υψομετρικής διαφοράς θα είναι περίπου 42m και η απόδοση 68%.

Παράδειγμα 2.3

Να υπολογιστεί η ισχύς που απαιτείται για την κίνηση των αντλιών Α και Β στο Παράδειγμα 2.2.

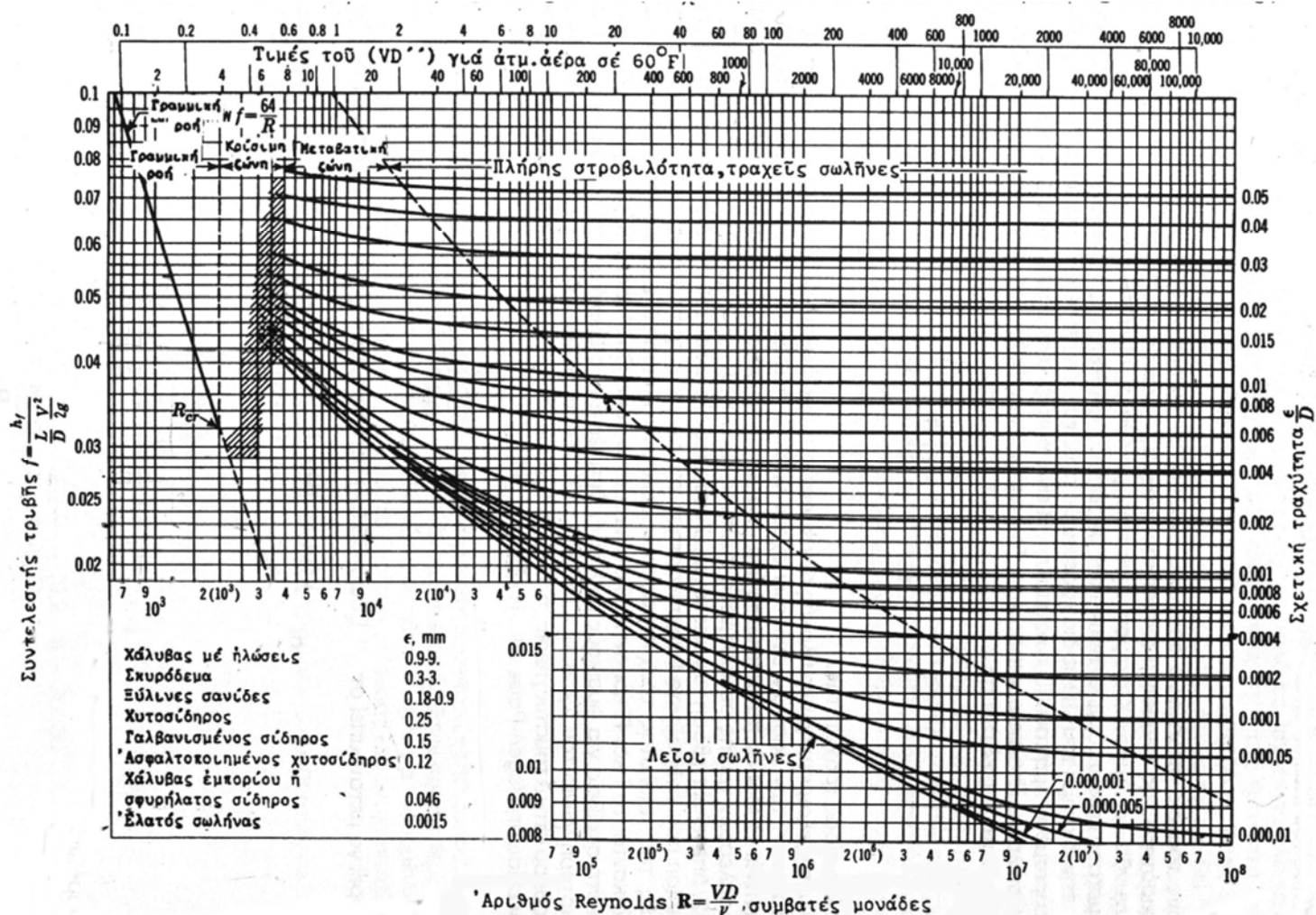
Λύση

Η ισχύς που απαιτείται για την κίνηση των δύο αντλιών, δίνεται από τον τύπο:

$$P = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H_m}{e}$$

Όπου η παροχή και το ύψος των απωλειών είναι αυτά που υπολογίστηκαν στην άσκηση 2 ($0,083\text{m}^3/\text{s}$ και 42m), ενώ ο βαθμός απόδοσης είναι (68%).

$$P = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H_m}{e} [W] = \frac{9805 \cdot 0.083 \cdot 42}{0.68} = 50.3\text{KW}$$



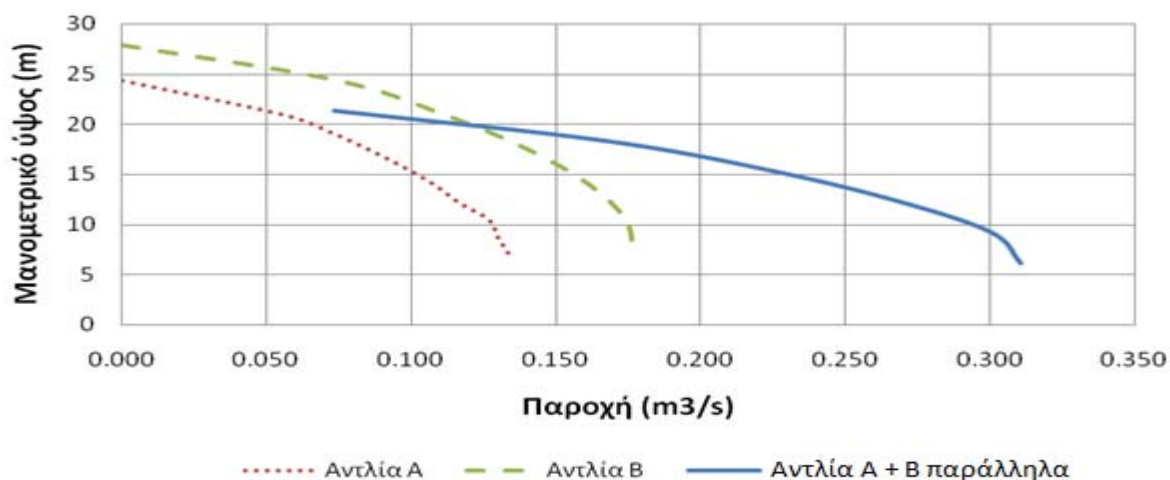
Παράδειγμα 2.4

Να υπολογιστεί η παροχή για το σύστημα του Σχήματος 1 της άσκησης 2.1 για τις αντλίες Α και Β, οι οποίες συνδέονται παράλληλα. Ο σωλήνας είναι χαλύβδινος και έχει μήκος 1500 m και διάμετρο 45 cm. Η υψομετρική διαφορά μεταξύ των δύο δεξαμενών (στατικό ύψος) είναι $H = 9$ m.

Λύση

Για τη λύση του προβλήματος, υπολογίζεται η ταχύτητα για διάφορες παροχές του συστήματος. Ο συντελεστής απόλυτης τραχύτητας για χαλύβδινο σωλήνα είναι 0.00046. Δεδομένης της ταχύτητας, υπολογίζεται ο αριθμός Reynolds με $\varepsilon/D = 0.00046/0.45 = 0.001$ για χαλύβδινους σωλήνες. Με τον τρόπο αυτό υπολογίζεται το ύψος των απωλειών κατά μήκος του αγωγού και οι συνολικές απώλειες δεδομένης της υψομετρικής διαφοράς μεταξύ των δεξαμενών ($H = 9$ m). Στον παρακάτω πίνακα υπολογίζεται η συνολική παροχή για τις αντλίες σε παράλληλη σύνδεση, και η απόδοση αυτών.

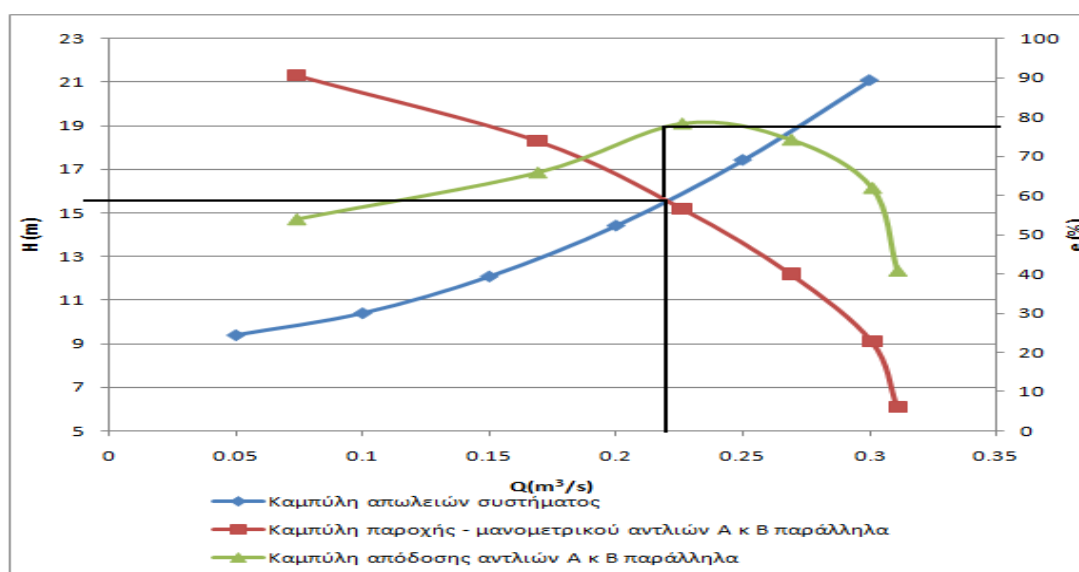
$H_m(m)$	$Q_A(m^3/s)$	$Q_B(m^3/s)$	Q_A+Q_B	$e_{A+B} (\%)$
21.3	0	0.074	0.074	54.0
18.3	0.057	0.112	0.169	65.9
15.2	0.086	0.140	0.226	78.4
12.2	0.108	0.161	0.269	74.3
9.1	0.127	0.174	0.301	62.0
6.1	0.134	0.177	0.311	40.8



Στον παρακάτω πίνακα υπολογίζονται για διάφορες παροχές, οι απώλειες του συστήματος.

$Q (m^3/s)$	$V (m/s)$	Re	$f (Moody)$	$h_f (m)$	$H_{tot} \text{ συστήματος } (m)$
0.05	0.314	$1.41 \cdot 10^5$	0.024	0.40	9.40
0.10	0.629	$2.83 \cdot 10^5$	0.021	1.41	10.41
0.15	0.943	$4.24 \cdot 10^5$	0.020	3.10	12.10
0.20	1.257	$5.66 \cdot 10^5$	0.020	5.43	14.43
0.25	1.572	$7.07 \cdot 10^5$	0.020	8.44	17.44
0.30	1.886	$8.49 \cdot 10^5$	0.020	12.09	21.09

Οι απώλειες υπολογίστηκαν από το διάγραμμα του Moody. Από τα δεδομένα των πινάκων προκύπτουν τα παρακάτω διαγράμματα και η λύση του προβλήματος.



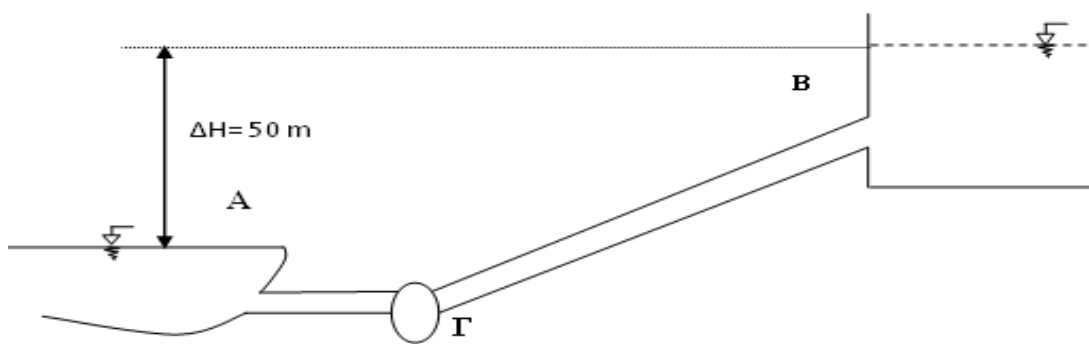
Άρα η παροχή υπολογίζεται γραφικά $0,22\text{m}^3/\text{s}$ με συνολικό ύψος απωλειών $15,5\text{m}$ και απόδοση 77% .

Παράδειγμα 2.5

Η δεξαμενή μιας πόλης υδροδοτείται από πηγή υδροδότησης μέσω του σωλήνα ΑΓΒ με την βοήθεια αντλίας στο Γ. Η στάθμη στην πηγή υδροδότησης βρίσκεται στο $+300\text{m}$, η δε στάθμη της κατάντη δεξαμενής είναι στο $+350\text{m}$ (θεωρούμενη σταθερή). Ο αγωγός που συνδέει τις δύο δεξαμενές έχει συνολικό μήκος $L = 2000\text{m}$, εσωτερική διάμετρο $D = 0.3\text{m}$. Να χρησιμοποιηθεί η σχέση Darcy – Weisbach για τον υπολογισμό των γραμμικών απωλειών. Ο συντελεστής τριβής για όλες τις περιπτώσεις είναι $f = 0.02$. Οι καμπύλες λειτουργίας της αντλίας δίνονται από τον παρακάτω πίνακα. Να προσδιορισθεί το σημείο λειτουργίας του αντλητικού συστήματος, δηλαδή η παροχή με το μανομετρικό και η συνακόλουθη απόδοση της αντλίας. Να προσδιοριστεί η απαιτούμενη ισχύς της αντλίας ($g = 9.81\text{ m/s}^2$).

Οι χαρακτηριστικές καμπύλες της αντλίας αποδίδονται από τον παρακάτω πίνακα:

H [m]	100	84	62	38	0
Q [m^3/s]	0	0.027	0.055	0.083	0.1
η %(απόδοση)	0	59	78	72	42



Λύση

Από την εφαρμογή της εξίσωσης ενέργειας για μόνιμη, μονοδιάστατη ροή προκύπτει το μανομετρικό του αντλητικού συγκροτήματος: $H_m = 50 + R \cdot Q^2$ (m)

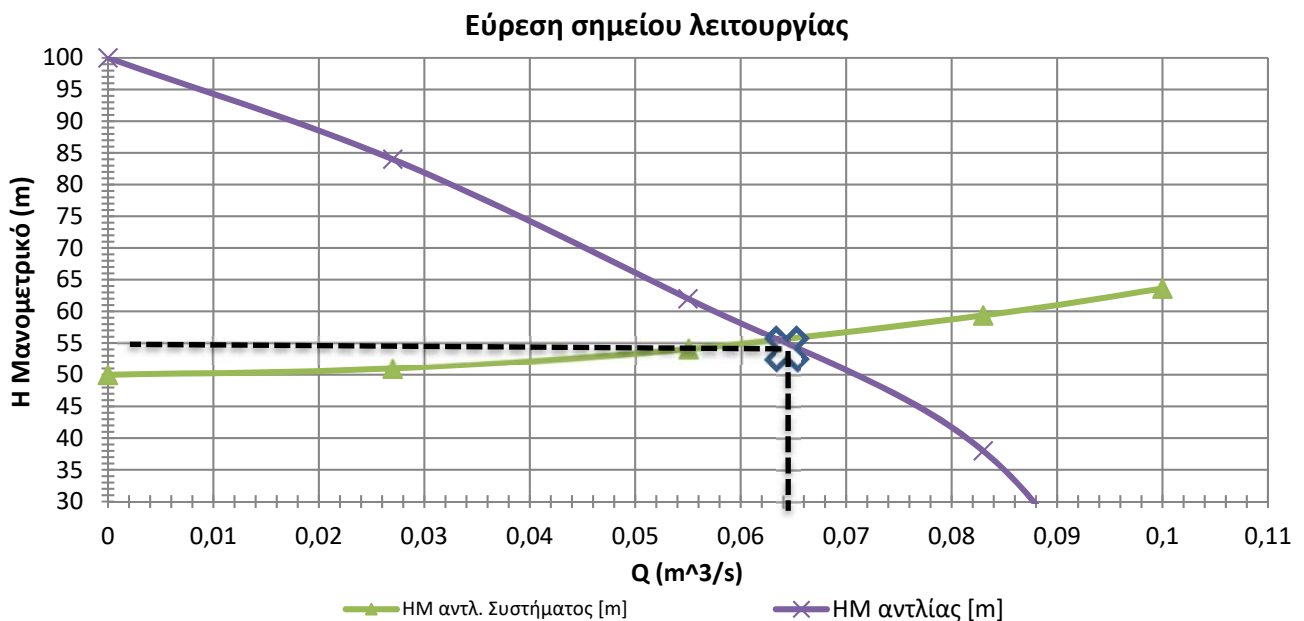
Ο συντελεστής τριβής έχει δοθεί (για διευκόλυνση, συνήθως όμως προσέγγιση σε προδιαστασιολογήσεις) σταθερός $f = 0.02$. Οπότε, η αντίσταση του αγωγού θα είναι σταθερή ανεξάρτητη της παροχής (προσέγγιση άσκησης):

$$R = \frac{8fL}{g\pi^2 D^5} = \frac{8 \cdot 0,02 \cdot 2000}{g\pi^2 0,3^5} = 1360,113 \text{ m} \left(\frac{\text{m}}{(\text{m}^3/\text{s})^2} \right)$$

Επομένως η εξίσωση του μανομετρικού για το αντλητικό σύστημα θα ισούται με:

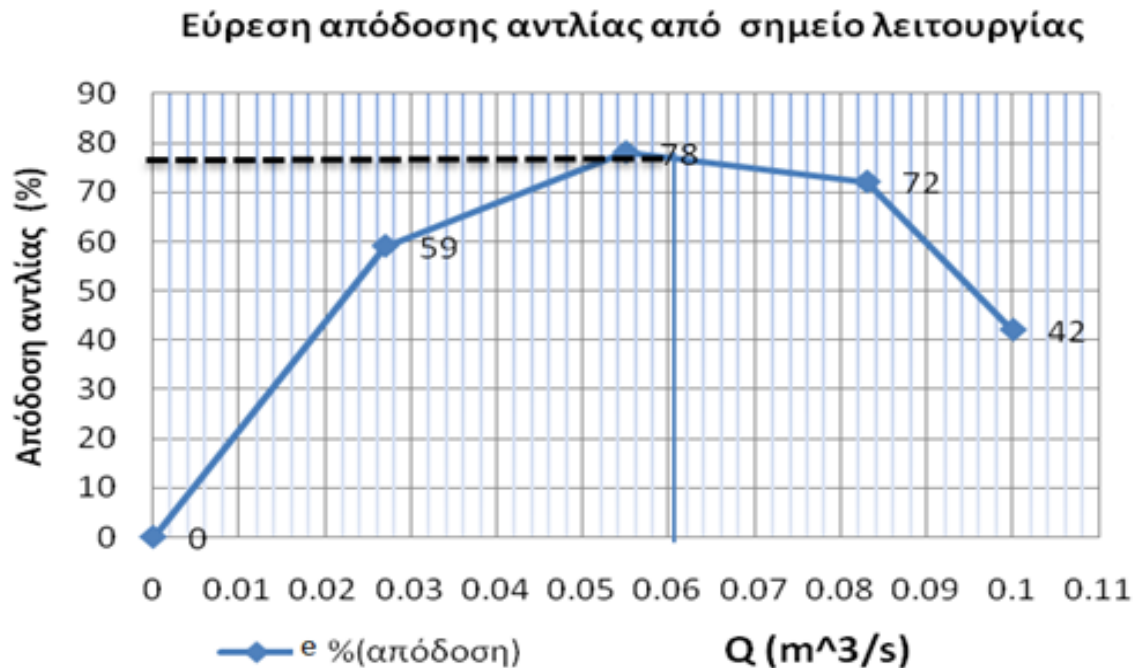
$H_M = 50 + 1360,113 Q^2 = f(Q)$, αύξουσα συνάρτηση του Q , ενώ για $Q=0$, $H_M = 50$ m.

Οι χαρακτηριστικές καμπύλες της αντλίας αποδίδονται από τον παρακάτω πίνακα και δίνονται από τον κατασκευαστή στον πίνακα της εκφώνησης. Παρατηρούμε ότι η καμπύλη απαιτούμενου μανομετρικού- παροχής για την αντλία είναι φθίνουσα συνάρτηση της παροχής. Για να βρούμε το σημείο λειτουργίας αναπαριστούμε τις καμπύλες μανομετρικού- παροχής της αντλίας και του αντλητικού συστήματος (δηλ. του αγωγού) και προσδιορίζουμε το σημείο τομής που είναι το σημείο λειτουργίας.



Το σημείο λειτουργίας έχει συντεταγμένες $(Q, H_M) = (0.063 \text{ m}^3/\text{s}, 56\text{m})$

Η απόδοση της αντλίας προσδιορίζεται αν στην καμπύλη $\eta = f(Q)$ θέσω $Q = 0.063 \text{ m}^3/\text{s}$ (που είναι η παροχή που αντιστοιχεί στο σημείο λειτουργίας αντλητικού συγκροτήματος).



Επομένως $\eta = 0.77$. Η ισχύς που καταναλώνει η αντλία θα είναι:

$$N = \frac{9.81QH_M}{\eta} [\text{KW}] = \frac{9.81 \cdot 0.063 \cdot 56}{0.77} = 44.95 \text{ KW} \approx 45 \text{ KW}$$

Παράδειγμα 2.6

Δίνονται δύο όμοιες αντλίες με τα παρακάτω χαρακτηριστικά:

$H [\text{m}]$	100	84	62	38	0
$Q [\text{m}^3/\text{s}]$	0	0.027	0.055	0.083	0.1

Πρόκειται να τοποθετηθούν σε ένα σύστημα στο οποίο η σχέση παροχής – απωλειών δίνεται από τη εξίσωση: $H_m = 10 + 2000 \cdot Q^2$. Να βρεθεί η παροχή λειτουργίας και το μανομετρικό ύψος του συστήματος στην περίπτωση που οι δύο αντλίες Α) Τοποθετηθούν σε σειρά, Β) Τοποθετηθούν παράλληλα.

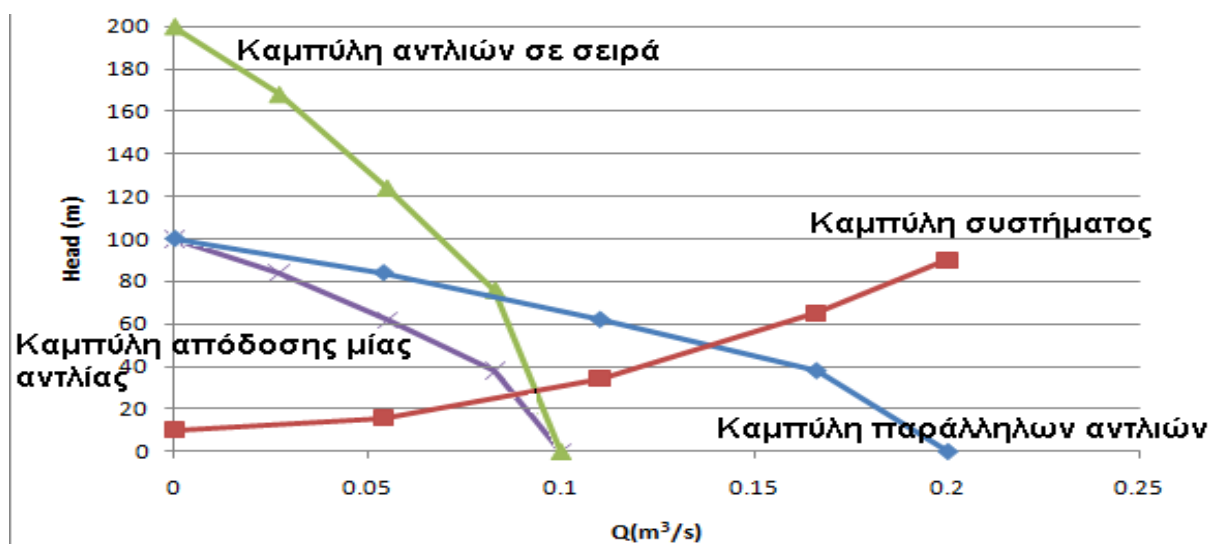
Λύση

A) Σε σειριακή σύνδεση διπλασιάζω το μανομετρικό των αντλιών:

Q Αντλιών σε σειρά [m^3/s]	H αντλιών σε σειρά	H συστήματος
0	200	10
0.027	168	11.458
0.055	124	16.05
0.083	76	23.778
0.1	0	30

B) Σε παράλληλη σύνδεση διπλασιάζω την παροχή των αντλιών:

Q Αντλιών παράλληλα [m^3/s]	H αντλιών παράλληλα	H συστήματος
0	100	10
0.054	84	15.8
0.11	62	34.2
0.166	38	65.1
0.2	0	90



Σημείο λειτουργίας μίας αντλίας: $Q = 0.09\text{m}^3/\text{s}$ $H_m = 28\text{m}$

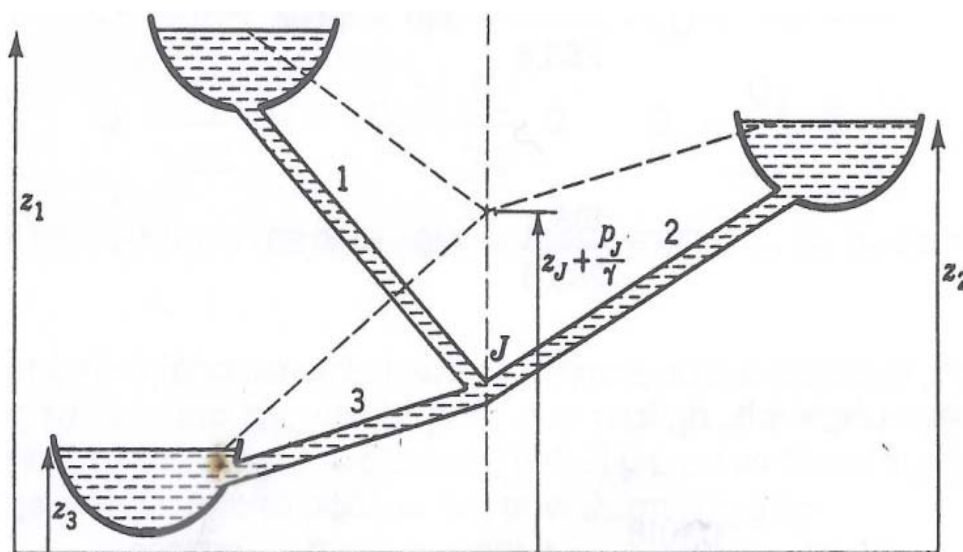
Σημείο λειτουργίας με αντλίες σε σειρά: $Q = 0.095\text{m}^3/\text{s}$ $H_m = 30\text{m}$

Σημείο λειτουργίας με αντλίες παράλληλα: $Q = 0.135\text{m}^3/\text{s}$ $H_m = 50\text{m}$

3. ΔΙΑΚΛΑΔΩΣΕΙΣ ΣΩΛΗΝΩΝ

3.1 Θεωρία

Μία απλή **διακλάδωση σωλήνων** φαίνεται στο Σχ. 3.1. Στην περίπτωση αυτή ζητείται η παροχή κάθε σωλήνα όταν δίνονται οι στάθμες των δοχείων. Τα μεγέθη και οι τύποι των σωλήνων καθώς και οι ιδιότητες του ρευστού θεωρούνται γνωστά. Η εξίσωση Darcy-Weisbach πρέπει να πληροúται για κάθε σωλήνα καθώς και η εξίσωση συνέχειας. Η τελευταία εκφράζεται με το ότι η εισροή πρέπει να ισούται με την εκροή στον κόμβο J. Η ροή πρέπει να γίνεται έτσι ώστε να εκρέει ρευστό από το υψηλότερο δοχείο και να εισρέει στο χαμηλότερο. Άρα η εξίσωση συνέχειας μπορεί να είναι: $Q_1 = Q_2 + Q_3$ ή $Q_1 + Q_2 = Q_3$



Σχήμα 3.1: Τρεις διασυνδεδεμένες δεξαμενές

Αν το πιεζομετρικό ύψος στον κόμβο είναι υψηλότερο από το ενδιάμεσο δοχείο, τότε εμφανίζεται εισροή στο δοχείο αυτό. Αλλά, αν το πιεζομετρικό ύψος στο J είναι χαμηλότερο από το ενδιάμεσο δοχείο τότε έχουμε εκροή από αυτό. Οι δευτερεύουσες απώλειες μπορούν να εκφραστούν σαν ισοδύναμα μήκη και να προστεθούν στα πραγματικά μήκη σωλήνα. Η λύση επιτυγχάνεται υποθέτοντας το πιεζομετρικό ύψος στον κόμβο, υπολογίζοντας τα Q_1, Q_2, Q_3 και αντικαθιστώντας στην εξίσωση συνέχειας. Αν η εισροή στον κόμβο υπολογιστεί πολύ μεγάλη, υποθέτουμε ένα μεγαλύτερο πιεζομετρικό ύψος, ώστε να πάρουμε μικρότερη εισροή και μεγαλύτερη εκροή.

Παράδειγμα 3.1

Στο Σχ. 1, να υπολογιστούν οι εκροές νερού στους 20° C, με τα εξής δεδομένα: $L_1 = 3000$ m,

$D_1 = 1$ m, $\varepsilon_1/D_1 = 0,0002$, $L_2 = 600$ m, $D_2 = 0,45$ m, $\varepsilon_2/D_2 = 0,002$, $L_3 = 1000$ m, $D_3 = 0,6$ m, $\varepsilon_3/D_3 = 0,001$, $z_1 = 30$ m, $z_2 = 18$ m, $z_3 = 9$ m.

Λύση

Έστω $z_j + p_j/\gamma = 23$ m. Τότε

$$7 = f_1 \frac{3000}{1} \frac{V_1^2}{2g} \quad f_1 = 0,014 \quad V_1 = 1,75 \text{ m/s} \quad Q_1 = 1.380 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$5 = f_2 \frac{600}{0,45} \frac{V_2^2}{2g} \quad f_2 = 0,024 \quad V_2 = 1,75 \text{ m/s} \quad Q_2 = 0,278 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$14 = f_3 \frac{1000}{0,60} \frac{V_3^2}{2g} \quad f_3 = 0,020 \quad V_3 = 2,87 \text{ m/s} \quad Q_3 = 0,811 \text{ m}^3/\text{s}$$

δηλαδή η εισροή είναι μεγαλύτερη της εκροής κατά $1.380 - 0.278 - 0,811 = 0,291 \text{ m}^3/\text{s}$.

Έστω $z_d + p_j/\gamma = 24,6$ m. Τότε

$$5,4 = f_1 \frac{3000}{1} \frac{V_1^2}{2g} \quad f_1 = 0,015 \quad V_1 = 1.534 \text{ m/s} \quad Q_1 = 1.205 \text{ m}^3/\text{s}$$

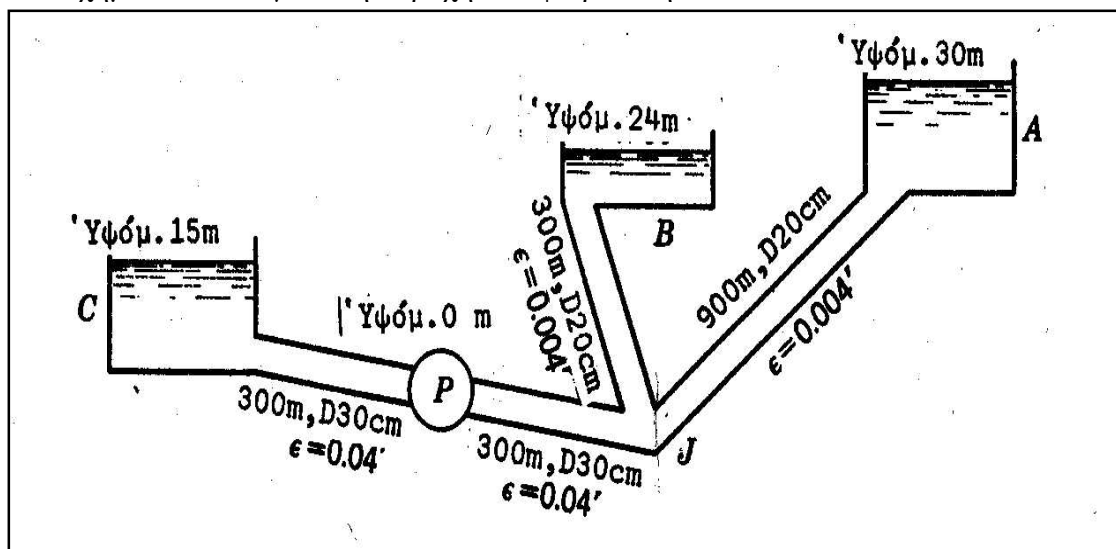
$$6,6 = f_2 \frac{600}{0,45} \frac{V_2^2}{2g} \quad f_2 = 0,024 \quad V_2 = 2.011 \text{ m/s} \quad Q_2 = 0,320 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$15,6 = f_3 \frac{1000}{0,60} \frac{V_3^2}{2g} \quad f_3 = 0,020 \quad V_3 = 3.029 \text{ m/s} \quad Q_3 = 0,856 \text{ m}^3/\text{s}$$

Η εισροή εξακολουθεί να είναι μεγαλύτερη και συγκεκριμένα κατά $0,029 \text{ m}^3/\text{s}$. Με γραμμική επέκταση, $z_j + p_j/\gamma = 24,8$ m, $Q_1 = 1,183$, $Q_2 = 0,325$, $Q_3 = 0,862 \text{ m}^3/\text{s}$.

Παράδειγμα 3.2

Στο σχήμα να υπολογιστεί η παροχή αν αφαιρεθεί η αντλία.



Λύση

Οι μετατροπές των μονάδων στο SI είναι:

$$\varepsilon = 0,004 \text{ ft} = 0,004 \cdot 0,3048 = 0,0012192 \text{ m}$$

οπότε

$$\frac{\varepsilon}{D_A} = \frac{\varepsilon}{D_B} = \frac{0,001219}{0,20} = 0,006 \rightarrow f_A = f_B = 0,032$$

$$\frac{\varepsilon}{D_C} = \frac{0,012192}{0,30} = 0,04 \rightarrow f_C = 0,065$$

Έστω ότι το πιεζομετρικό ύψος στον κόμβο J είναι: $z_J + \frac{P_J}{\gamma} = 22,5 \text{ m}$, τότε θα ισχύει:

$$30 - 22,5 = 7,5 = f_A \frac{l_A}{D_A} \frac{V_A^2}{2g} = 0,032 \frac{900}{0,2} \frac{V_A^2}{19,62} \Rightarrow V_A = 1,011 \text{ m/s και}$$

$$Q_A = V_A A_A = 1,011 \cdot \frac{3,14 \cdot 0,2^2}{4} = 0,032 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$24 - 22,5 = 1,5 = 0,032 \frac{300}{0,2} \frac{V_B^2}{19,62} \Rightarrow V_B = 0,783 \text{ m/s} \rightarrow Q_B = 0,783 \cdot \frac{3,14 \cdot 0,2^2}{4} = 0,025 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$22,5 - 15 = 7,5 = 0,065 \frac{600}{0,3} \frac{V_C^2}{19,62} \Rightarrow V_C = 1,064 \text{ m/s} \rightarrow Q_C = 1,064 \cdot \frac{3,14 \cdot 0,3^2}{4} = 0,075 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$\text{Άρα: } \Delta Q = Q_A + Q_B - Q_C = 0,032 + 0,025 - 0,075 = -0,018 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Οι εκροές είναι μεγαλύτερες από τις εισροές, οπότε έστω ότι το πιεζομετρικό ύψος στον κόμβο J είναι μικρότερο, δηλαδή $z_J + \frac{P_J}{\gamma} = 21 \text{ m}$, τότε θα ισχύει:

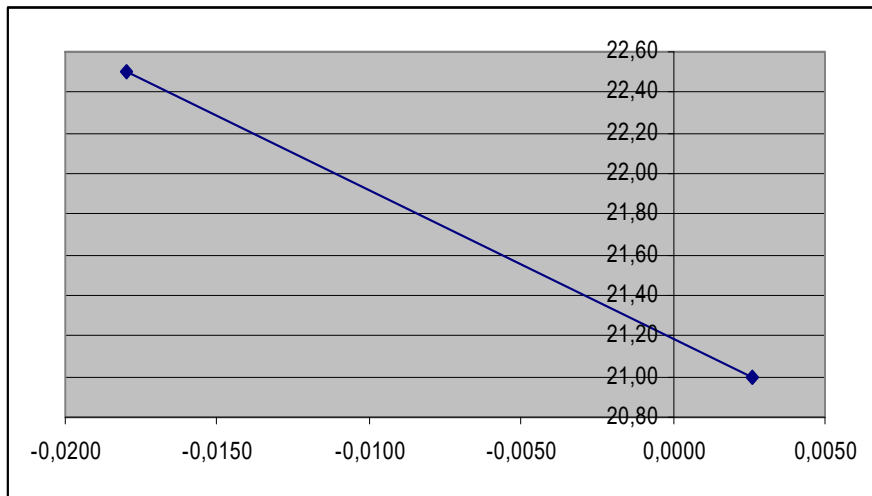
$$30 - 21 = 9 = 0,032 \frac{900}{0,2} \frac{V_A^2}{19,62} \Rightarrow V_A = 1,107 \text{ m/s} \rightarrow Q_A = 0,0348 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$24 - 21 = 3 = 0,032 \frac{300}{0,2} \frac{V_B^2}{19,62} \Rightarrow V_B = 1,107 \text{ m/s} \rightarrow Q_B = 1,107 \cdot \frac{3,14 \cdot 0,2^2}{4} = 0,0348 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$21 - 15 = 6 = 0,065 \frac{600}{0,3} \frac{V_C^2}{19,62} \Rightarrow V_C = 0,952 \text{ m/s} \rightarrow Q_C = 0,952 \cdot \frac{3,14 \cdot 0,3^2}{4} = 0,067 \text{ m}^3/\text{s}$$

Άρα: $\Delta Q = Q_A + Q_B - Q_C = 0,0348 + 0,0348 - 0,067 = 0,0026 \text{ m}^3/\text{s}$ και οι εισροές είναι μεγαλύτερες από την εκροή.

Κάνοντας παρεμβολή ανάμεσα στις τιμές αυτές του ΔQ συναρτήσει του ύψους της πιεζομετρικής γραμμής προκύπτει το ακόλουθο διάγραμμα:



Για την τιμή $z_J + \frac{P_J}{\gamma} = 21,18 \text{ m}$, Υπολογίζονται τα Q_A , Q_B , Q_C για τα οποία $\Delta Q = 0$.

Αυτά είναι: $Q_A = 0,03442 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_B = 0,0337 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_C = 0,06823 \text{ m}^3/\text{s}$

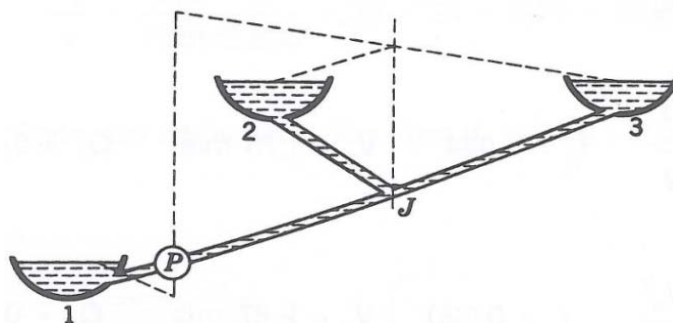
όπου $\Delta Q = -0,001 \approx 0$.

Ελέγχουμε τις τιμές των f από τον αριθμό Reynolds και προκύπτουν σωστά.

3.2 Διακλαδώσεις αγωγών με αντλία

Αν αντλείται υγρό από ένα δοχείο προς δύο ή περισσότερα δοχεία, όπως στο Σχ. 3.2, πρέπει να γνωρίζουμε τα χαρακτηριστικά της αντλίας. Αν υποθέσουμε ότι η αντλία περιστρέφεται με σταθερή γωνιακή ταχύτητα, το ύψος φορτίου είναι συνάρτηση της παροχής. Μία κατάλληλη μέθοδος λύσης είναι η εξής:

1. Υποθέτουμε μία παροχή για την αντλία.
2. Υπολογίζουμε το πιεζομετρικό ύψος στην πλευρά αναρρόφησης της αντλίας.
3. Από την χαρακτηριστική καμπύλη της αντλίας βρίσκουμε το ύψος φορτίου και το προσθέτουμε στο πιεζομετρικό ύψος αναρρόφησης.
4. Υπολογίζουμε την πτώση του πιεζομετρικού ύψους μέχρι τον κόμβο J και έτσι βρίσκουμε το πιεζομετρικό ύψος στο J.
5. Υπολογίζουμε τις εισροές στα δοχεία 2 και 3, που αντιστοιχούν σε αυτό το πιεζομετρικό ύψος.
6. Αν η εισροή στο J ισούται με την εκροή, το πρόβλημα έχει λυθεί. Αν η εισροή στο J είναι μεγάλη, υποθέτουμε μία μικρότερη παροχή μέσω της αντλίας και επαναλαμβάνουμε τη διαδικασία.

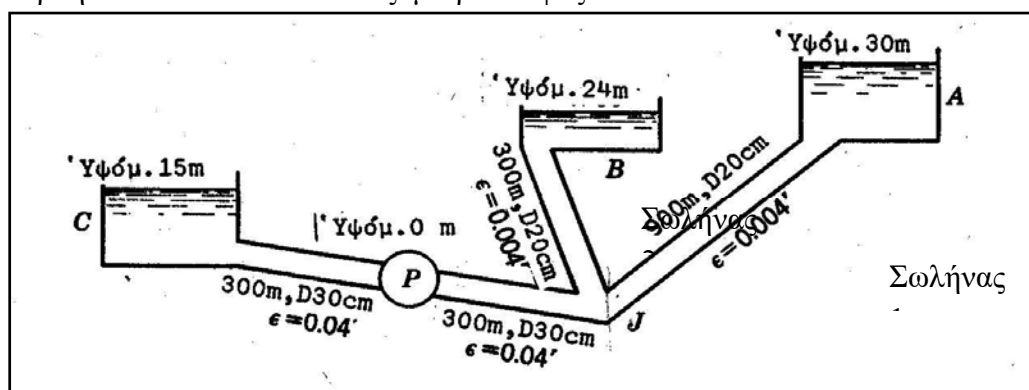


Σχ. 3.2. Αντληση από μία δεξαμενή στις δύο άλλες.

Η διαδικασία αυτή μπορεί να παρασταθεί γραφικά και η τομή των δύο καμπυλών ύψους-παροχής δίνει τη λύση. Πολυπλοκότερα συστήματα μπορούν να λυθούν με παρόμοια διαδικασία. Όμως, για συστήματα με πολλές διακλαδώσεις συνιστάται η διαδικασία ανάλυσης που περιγράφεται στην επόμενη παράγραφο. Τέτοια προβλήματα λύνονται ευκολότερα με ηλεκτρονικό υπολογιστή.

Παράδειγμα 3.3

Αν η αντλία του σχήματος μεταφέρει $300 \text{ m}^3/\text{h}$ ($0.0833 \text{ m}^3/\text{s}$), προς το J, να υπολογιστεί η εισροή στα A και B και το πιεζομετρικό ύψος στο J.



Λύση

Έστω ότι το πιεζομετρικό ύψος στον κόμβο J είναι: $z_J + \frac{P_J}{\gamma} = 33,5m$, τότε θα ισχύει:

$$33,5 - 30 = 3,5 = f_1 \frac{l_A}{D_A} \frac{V_A^2}{2g} = 0,032 \frac{900}{0,2} \frac{V_1^2}{19,62} \Rightarrow V_A = 0,691m/s \text{ και}$$

$$Q_A = V_A A_A = 0,691 \cdot \frac{3,14 \cdot 0,2^2}{4} = 0,022m^3/s$$

Από τον αριθμό Reynolds προκύπτει:

$$Re_A = \frac{0,691 \cdot 0,2}{1,01 \cdot 10^{-6}} = 1,4 \cdot 10^5 \quad \frac{\varepsilon}{D_A} = 0,006 \rightarrow f_A = 0,0325$$

$$\text{οπότε } 3,5 = f_A \frac{l_A}{D_A} \frac{V_A^2}{2g} = 0,0325 \frac{900}{0,2} \frac{V_A^2}{19,62} \Rightarrow V_A = 0,685m/s \rightarrow Q_A = 0,0219m^3/s$$

και

$$33,5 - 24 = 9,5 = 0,032 \frac{300}{0,2} \frac{V_B^2}{19,62} \Rightarrow V_B = 1,97m/s \rightarrow Q_B = 1,97 \cdot \frac{3,14 \cdot 0,2^2}{4} = 0,062m^3/s$$

$$Re_B = \frac{1,97 \cdot 0,2}{1,01 \cdot 10^{-6}} = 3,9 \cdot 10^5 \quad \frac{\varepsilon}{D_B} = 0,006 \rightarrow f_2 = 0,032 \text{ σωστό}$$

$$\text{Άρα } \Delta Q = Q_3 - Q_2 - Q_1 = 0,0833 - 0,062 - 0,0219 = -0,00057m^3/s.$$

Έστω ότι το πιεζομετρικό ύψος στον κόμβο J είναι: $z_J + \frac{P_J}{\gamma} = 33,45m$, τότε θα ισχύει:

$$33,45 - 30 = 3,45 = f_A \frac{l_A}{D_A} \frac{V_A^2}{2g} = 0,0325 \frac{900}{0,2} \frac{V_A^2}{19,62} \Rightarrow V_A = 0,68m/s \text{ και}$$

$$Q_A = V_A A_A = 0,68 \cdot \frac{3,14 \cdot 0,2^2}{4} = 0,02136m^3/s$$

Από τον αριθμό Reynolds προκύπτει:

$$Re_A = \frac{0,68 \cdot 0,2}{1,01 \cdot 10^{-6}} = 1,34 \cdot 10^5 \quad \frac{\varepsilon}{D_A} = 0,006 \rightarrow f_A = 0,0325 \text{ σωστό}$$

και

$$33,45 - 24 = 9,45 = 0,032 \frac{300}{0,2} \frac{V_B^2}{19,62} \Rightarrow V_B = 1,965m/s \rightarrow Q_B = 1,965 \cdot \frac{3,14 \cdot 0,2^2}{4} = 0,0617m^3/s$$

$$Re_B = \frac{1,986 \cdot 0,2}{1,01 \cdot 10^{-6}} = 3,93 \cdot 10^5 \quad \frac{\varepsilon}{D_B} = 0,006 \rightarrow f_B = 0,032 \text{ σωστό}$$

$$\text{Άρα } \Delta Q = Q_C - Q_B - Q_A = 0,0833 - 0,0617 - 0,02136 = 0,00024m^3/s.$$

4. ΔΙΚΤΥΑ ΣΩΛΗΝΩΝ

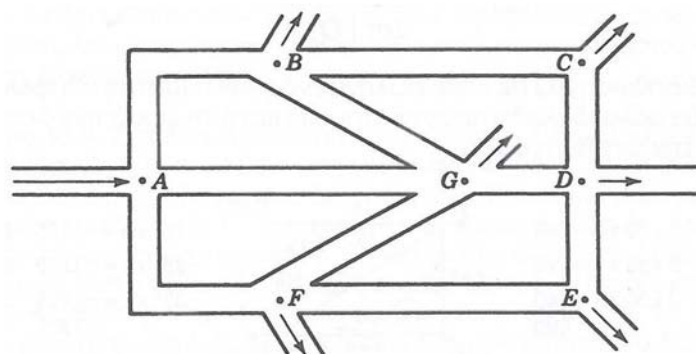
4.1 Θεωρία δικτύων

Ένα σύστημα διασυνδεδεμένων σωλήνων, όπου η εκροή σε δεδομένη έξοδο μπορεί να προέρχεται από διάφορα κυκλώματα, ονομάζεται δίκτυο σωλήνων και από πολλές απόψεις είναι ανάλογο με το ηλεκτρικό δίκτυο. Τα προβλήματα δικτύων είναι κατά κανόνα περίπλοκα και απαιτούν δοκιμαστικές λύσεις, όπου τα στοιχειώδη κυκλώματα ισορροπούνται κατά σειρά μέχρις ότου ικανοποιηθούν όλες οι συνθήκες της ροής.

Σε ένα δίκτυο σωλήνων πρέπει να ικανοποιούνται οι εξής συνθήκες:

1. Το αλγεβρικό άθροισμα των πτώσεων πίεσης κατά μήκος ενός κυκλώματος πρέπει να είναι μηδέν.
2. Η εισροή σε κάθε διακλάδωση πρέπει να ισούται με την εκροή.
3. Σε κάθε σωλήνα πρέπει να πληρούται η εξίσωση Darcy-Weisbach ή ο ισοδύναμος εκθετικός τύπος της τριβής, δηλαδή η κατάλληλη σχέση που συνδέει το ύψος απωλειών με την παροχή.

Η πρώτη συνθήκη δηλώνει ότι η πτώση πίεσης μεταξύ δύο τυχόντων σημείων του κυκλώματος, έστω A και G (Σχήμα 4.1), πρέπει να είναι η ίδια, είτε θεωρείται μέσα στο σωλήνα AG, είτε μέσα στον AFEDG. Η δεύτερη συνθήκη είναι η εξίσωση συνέχειας.



Σχήμα 4.1: Δίκτυο σωληνώσεων

Εφόσον δεν είναι πρακτικό να λύνονται τα προβλήματα δικτύων αναλυτικά, χρησιμοποιούνται μέθοδοι διαδοχικών προσεγγίσεων. Με τη μέθοδο του Hardy Cross θεωρούμε δοκιμαστικές ροές ώστε να ικανοποιείται η εξίσωση συνέχειας σε κάθε κόμβο. Κατόπιν υπολογίζουμε μία διόρθωση της ροής σε κάθε κύκλωμα κατά σειρά και την εφαρμόζουμε έτσι ώστε να επιτευχθεί μία καλύτερη ισορροπία μεταξύ των κυκλωμάτων. Οι δευτερεύουσες απώλειες περιλαμβάνονται σαν ισοδύναμα μήκη σε κάθε σωλήνα. Συνήθως χρησιμοποιούμε εκθετικές εξισώσεις της μορφής $h_f = rQ^n$, όπου $r = RL/D^m$ στην Εξίσωση $h_f/L = RQ^n/D^m$. Η τιμή του r είναι σταθερή για κάθε σωλήνα (εκτός αν χρησιμοποιηθεί η εξίσωση Darcy-Weisbach) και καθορίζεται πριν από τη διαδικασία εξισορρόπησης των κυκλωμάτων. Ο όρος της διόρθωσης λαμβάνεται ως εξής:

$$Q = Q_o + \Delta Q \quad (1)$$

όπου Q_0 είναι η αρχική υποθεθείσα παροχή, Q , η πραγματική παροχή και ΔQ η διόρθωση. Τότε για κάθε σωλήνα,

$$h_f = rQ^n = r(Q_0 + \Delta Q)^n = r(Q_0^n + nQ_0^{n-1}\Delta Q + \dots) \quad (2)$$

Αν το ΔQ είναι μικρό σε σχέση με το Q_0 , όλοι οι όροι της σειράς μετά το δεύτερο μπορούν να αγνοηθούν.

Τώρα, για ένα κύκλωμα

$$\sum h_f = \sum rQ | Q |^{n-1} = \sum rQ_0 | Q_0 |^{n-1} + \Delta Q \sum rn | Q_0 |^{n-1} = 0 \quad (3)$$

όπου το ΔQ έχει βγει έξω από το σύμβολο του αθροίσματος Σ , αφού είναι το ίδιο για όλους τους σωλήνες του κυκλώματος και έχουν ληφθεί απόλυτες τιμές, ώστε να προκύπτει η σωστή διεύθυνση του αθροίσματος κατά μήκος του κυκλώματος. Η τελευταία εξίσωση λύνεται ως προς ΔQ για κάθε κύκλωμα του δικτύου:

$$\Delta Q = - \frac{\sum rQ_0 | Q_0 |^{n-1}}{\sum rn | Q_0 |^{n-1}} \quad (4)$$

Όταν εφαρμόζουμε την διόρθωση ΔQ σε κάθε σωλήνα ενός κυκλώματος σύμφωνα με την Εξίσωση (1), η διεύθυνση παίζει ρόλο, δηλαδή προστίθεται ροή κατά τη φορά των δεικτών του ρολογιού και αφαιρείται ροή κατά την αντίθετη φορά.

Η αριθμητική διαδικασία είναι η εξής:

1. Υποθέτουμε την αρίστη διανομή των ροών που ικανοποιούν την εξίσωση συνέχειας, ύστερα από προσεκτική εξέταση του δικτύου.
2. Υπολογίζουμε το ύψος απωλειών $h_f = rQ_0^n$ σε κάθε σωλήνα. Υπολογίζουμε το καθαρό ύψος των απωλειών κατά μήκος κάθε στοιχειώδους κυκλώματος:
 $\sum h_f = \sum rQ_0 | Q_0 |^{n-1}$ (ίσο με το μηδέν για ένα ισορροπημένο κύκλωμα).
3. Υπολογίζουμε το $\sum rn | Q_0 |^{n-1}$ για κάθε κύκλωμα.
4. Υπολογίζουμε τη διόρθωση ΔQ σε κάθε κύκλωμα, από την Εξίσωση (4).
5. Υπολογίζουμε τις αναθεωρημένες ροές σε κάθε σωλήνα, από την Εξίσωση (1).
6. Επαναλαμβάνουμε τη διαδικασία, αρχίζοντας από τις αναθεωρημένες ροές έως ότου επιτευχθεί η επιθυμητή ακρίβεια.

Οι τιμές του r εμφανίζονται τόσο στον αριθμητή όσο και στον παρονομαστή. Επομένως, μπορούν να χρησιμοποιηθούν τιμές ανάλογες του πραγματικού r για την εύρεση της διανομής. Ομοίως, οι ροές μπορούν να εκφραστούν σαν ποσοστά των πραγματικών ροών. Για να βρούμε ένα συγκεκριμένο ύψος απωλειών, πρέπει να χρησιμοποιήσουμε τις πραγματικές τιμές του r και Q , αφού έχουμε καθορίσει τη διανομή των ροών.

4.2 Γήρανση σωλήνων

Το διάγραμμα Moody με τις τιμές της τραχύτητας που περιέχει, ισχύει για καινούριους, καθαρούς σωλήνες. Με τη χρήση, οι σωλήνες γίνονται τραχύτεροι, λόγω διάβρωσης, περισκληρύνσεων και εναπόθεσης υλικού στα τοιχώματα. Η ταχύτητα αλλαγής του συντελεστή τριβής εξαρτάται κυρίως από το ρευστό που ρέει στο σωλήνα. Οι

Colebrook και White βρήκαν ότι η απόλυτη τραχύτητα ε αυξάνεται γραμμικά με τον χρόνο, δηλαδή: $k = k_0 + at$ όπου ε_0 είναι η απόλυτη τραχύτητα της καινούργιας επιφάνειας. Για τον καθορισμό του a απαιτούνται πειράματα σε σωλήνες.

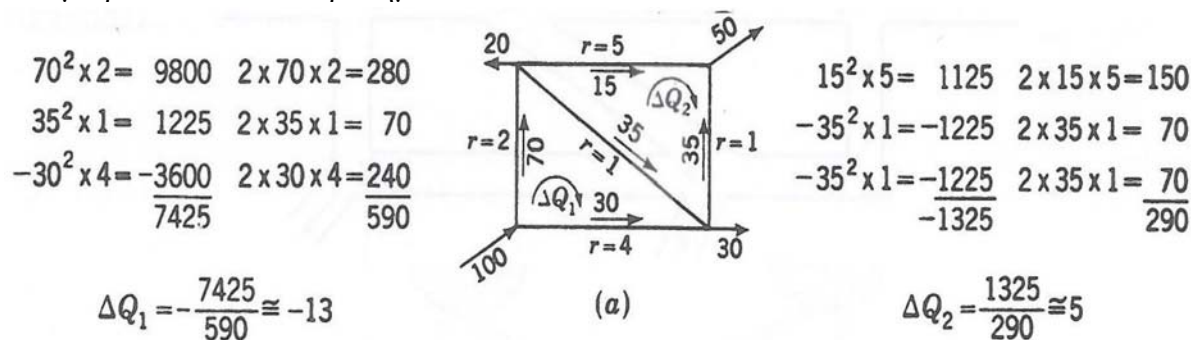
Παράδειγμα 4.1

Ζητείται η διανομή της ροής στο δίκτυο του Σχ. 4.2 για τις δεδομένες εισροές και εκροές. Για λόγους απλούστευσης το n έχει ληφθεί ίσο με 2,0.

Λύση

Η υποθεθείσα διανομή φαίνεται στο διάγραμμα α παρακάτω. Στο πάνω αριστερό τμήμα του Σχ. 2, δίνεται ο υπολογισμός του $\Sigma rQ_0|Q_0|$ για το κάτω κύκλωμα (υπ'αρ. 1). Αμέσως αριστερά από το διάγραμμα δίνεται ο υπολογισμός του $\Sigma 2r|Q_0|$ για το ίδιο κύκλωμα. Η ίδια διάταξη ακολουθείται για το κύκλωμα υπ' αριθ. 2 στο πάνω δεξιά τμήμα του σχήματος.

Παρατήρηση: Παρατηρείστε ότι η παροχή στον κοινό κλάδο έχει για τους δύο βρόχους ίδιο μέτρο και αντίθετο πρόσημο.



Σχήμα 4.2

Διόρθωση:

$Q_i = Q_{i,0} + \Delta Q_I$ για τις παροχές του βρόχου I και

$Q_i = Q_{i,0} + \Delta Q_{II}$ για τις παροχές του βρόχου II.

Για παράδειγμα η διόρθωση για τον πάνω οριζόντιο σωλήνα είναι $15 + 5 = 20$.

Για την περίπτωση του κοινού κλάδου διορθώνεται με βάση και τις δύο παροχές βρόχου. Έτσι για τους υπολογισμούς στον βρόχο I λαμβάνεται παροχή για τον κοινό κλάδο:

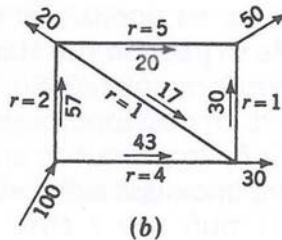
$$Q_{\kappa, \kappa\lambda}^I = +Q_{\kappa, \kappa\lambda}^0 + \Delta Q_I - \Delta Q_{II} = +35 + (-13) - 5 = +17$$

Για τους υπολογισμούς στον βρόχο II, λαμβάνεται παροχή για τον κοινό κλάδο:

$$Q_{\kappa, \kappa\lambda}^{II} = +Q_{\kappa, \kappa\lambda}^0 - \Delta Q_I + \Delta Q_{II} = -35 - (-13) + 5 = -17$$

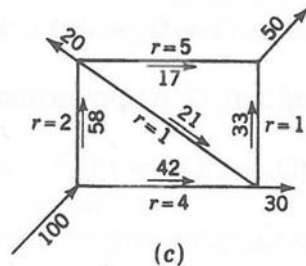
έτσι ώστε η παροχή στον κοινό κλάδο έχει για τους δύο βρόχους ίδιο μέτρο και αντίθετο πρόσημο (έλεγχος).

$$\Delta Q_1 = \frac{611}{606} \approx 1$$



$$\Delta Q_2 = -\frac{811}{294} \cong -3$$

$$\Delta Q_1 = -\frac{131}{610} \approx 0$$



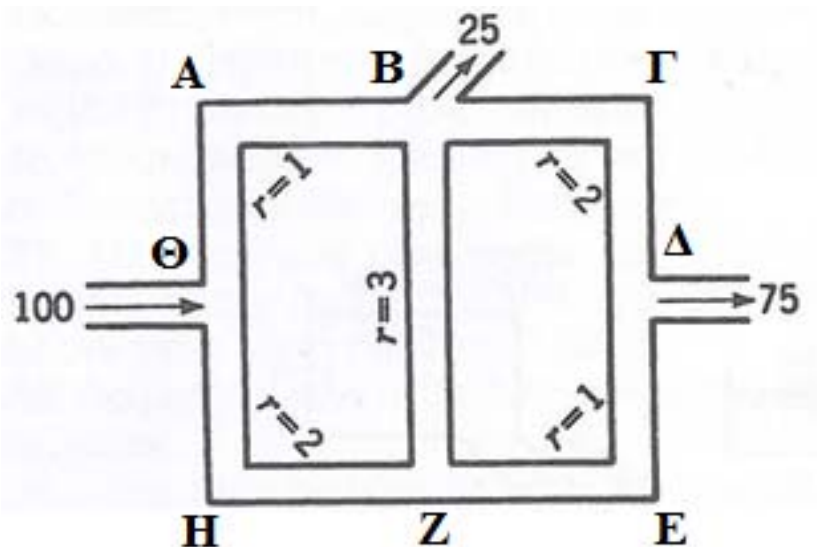
$$\Delta Q_2 = \frac{86}{278} \cong 0$$

Σχήμα 4.3

Το διάγραμμα γ δίνει τις τιμές της διανομής με ακρίβεια 1%, που είναι μεγαλύτερη της ακρίβειας των εκθετικών εξισώσεων του ύψους απωλειών.

Παράδειγμα 4.2

Να υπολογισθεί η ροή σε κάθε σωλήνα του δικτύου του Σχ. 4.4, $n = 2$.



Σχήμα 4.4

Λύση

$$\begin{array}{rcl} 1 \times 60^2 & = & 3600 \\ 3 \times 5^2 & = & 75 \\ 20 \times 40^2 & = & -3200 \\ \hline & & 475 \end{array} \quad \begin{array}{rcl} 2 \times 1 \times 60 & = & 120 \\ 2 \times 3 \times 5 & = & 30 \\ 2 \times 2 \times 40 & = & 160 \\ \hline & & 310 \end{array}$$

$$\Delta Q = -\frac{475}{310} \approx -1.5$$

$$\begin{array}{rcl} 2 \times 30^2 & = & 1800 \\ 3 \times 5^2 & = & -75 \\ 1 \times 45^2 & = & -2025 \\ \hline & & -300 \end{array} \quad \begin{array}{rcl} 2 \times 2 \times 30 & = & 120 \\ 2 \times 3 \times 5 & = & 30 \\ 2 \times 1 \times 45 & = & 90 \\ \hline & & 240 \end{array}$$

$$\Delta Q = \frac{300}{240} \approx 1$$

} $\Sigma x.1$

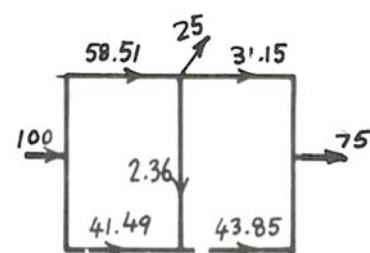
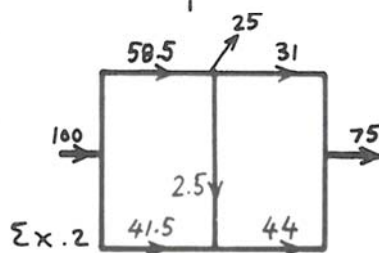
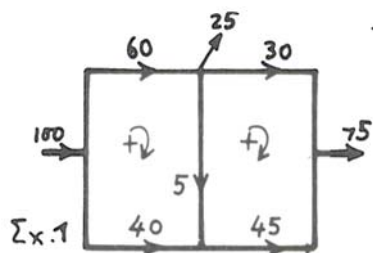
$$\begin{array}{rcl} 1 \times 58.5^2 & = & 3422.25 \\ 3 \times 2.5^2 & = & 18.75 \\ 2 \times 41.5^2 & = & -3444.5 \\ \hline & & -3.5 \end{array} \quad \begin{array}{rcl} 2 \times 1 \times 58.5 & = & 117 \\ 2 \times 3 \times 2.5 & = & 15 \\ 2 \times 2 \times 41.5 & = & 166 \\ \hline & & 298 \end{array}$$

$$\Delta Q = \frac{3.5}{298} = 0.012$$

$$\begin{array}{rcl} 2 \times 31^2 & = & 1922 \\ 3 \times 2.5^2 & = & -19 \\ 1 \times 44^2 & = & -1936 \\ \hline & & -33 \end{array} \quad \begin{array}{rcl} 2 \times 2 \times 31 & = & 124 \\ 2 \times 3 \times 2.5 & = & 15 \\ 2 \times 1 \times 44 & = & 88 \\ \hline & & 227 \end{array}$$

$$\Delta Q = \frac{33}{227} = 0.145$$

} $\Sigma x.2$



ΤΕΛΙΚΟ

5. ΑΣΚΗΣΕΙΣ ΜΕ ΑΝΤΛΙΕΣ, ΔΙΑΚΛΑΔΩΣΕΙΣ ΚΑΙ ΔΙΚΤΥΑ ΣΩΛΗΝΩΝ

Άσκηση 1

Οι χαρακτηριστικές καμπύλες μιας φυγόκεντρης αντλίας δίνονται, από το εργοστάσιο κατασκευής με τη μορφή του παρακάτω πίνακα:

Παροχή $Q(m^3/s)$	Μανομετρικό Ύψος (m)	Απόδοση ϵ (%)
50	46	36
100	44	52
150	42	64
200	40	76
250	36	80
300	32	72
350	24	52
400	16	28

Αν το στατικό ύψος αντλήσεως νερού είναι 12 m, να βρεθεί η διάμετρος της σωληνογραμμής έτσι ώστε η παροχή να είναι αυτή που αντιστοιχεί στο μέγιστο βαθμό απόδοσης της αντλίας. Η σωληνογραμμή είναι από χυτοσίδηρο, έχει δε μήκος 2,5 Km. Να συγκρίνετε τα αποτελέσματα που προκύπτουν αφενός από την εφαρμογή του τύπου Darcy - Weisbach και αφετέρου από την εξίσωση Manning με συντελεστή τραχύτητας $n = 0,013$.

Άσκηση 2

Η χαρακτηριστική καμπύλη μανομετρικού ύψους H και παροχής Q μιας φυγόκεντρης αντλίας, δίνεται, από το εργοστάσιο κατασκευής με τη μορφή του παρακάτω πίνακα:

Q (lt/sec)	0	100	200	300	400	500	600	700
H (m)	48	46.5	42.5	38	35	30	25	17

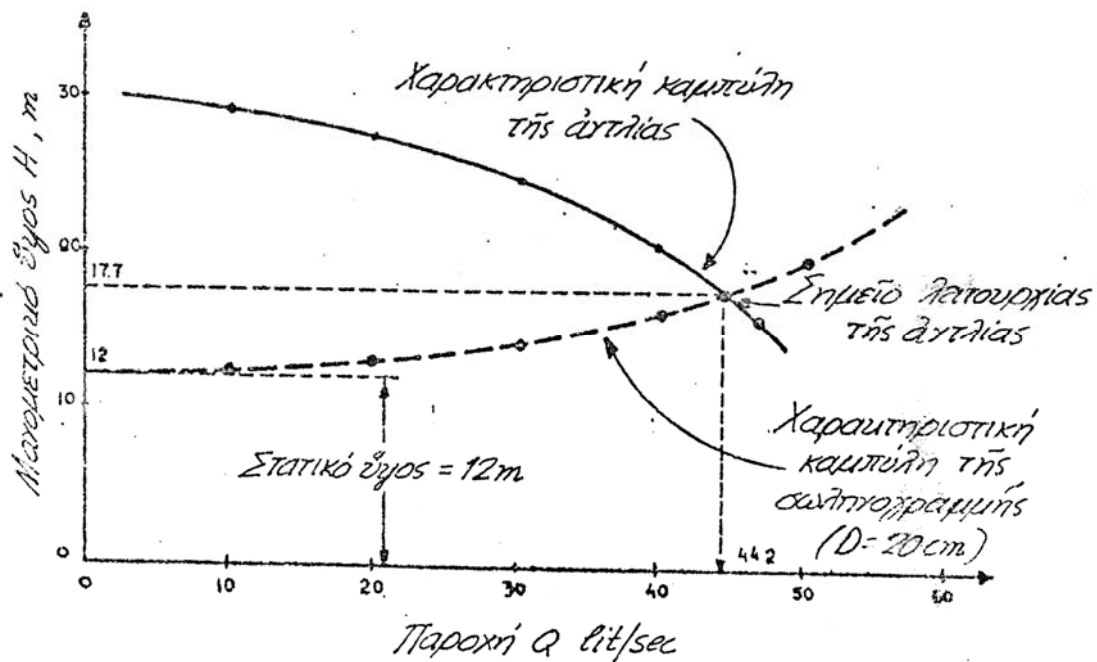
Αν το στατικό ύψος αντλήσεως νερού 10°C είναι 25m να βρεθεί η διάμετρος της σωληνογραμμής για να είναι, σε θέση να παροχετεύει 250 lit/sec. Η σωληνογραμμή από χυτοσίδηρο έχει μήκος 4,5 Km και ο συντελεστής τραχύτητας Manning είναι $n = 0,013$.

Άσκηση 3

Μία αντλία που περιστρέφεται με 1700rpm έχει χαρακτηριστική καμπύλη Μανομετρικού ύψους σε συνάρτηση με την παροχή ($H-Q$), όπως αυτή δίνεται από το εργαστήριο κατασκευής της στον παρακάτω Πίνακα:

H (m)	28	26	24	22	20	18	16
Q (lt/sec)	11,3	22,6	30,6	36,2	40,5	43,6	46,4

Η αντλία πρόκειται να τοποθετηθεί για την άντληση νερού μέσα από σωληνογραμμή με διάμετρο 20 cm, με συνολικό μήκος 450 m, με συντελεστή τραχύτητας κατά Darcy-Weisbach $f = 0,025$. Το ολικό στατικό (γεωμετρικό) ύψος είναι 12 m και οι τοπικές απώλειες αμελητέες. Να βρεθεί ποια θα είναι η παροχή η οποία θα δίνει η παραπάνω αντλία και ποιο θα είναι το μανομετρικό ύψος το οποίο θα αναπτύσσει η αντλία.



Άσκηση 4

Η χαρακτηριστική καμπύλη μεταξύ παροχής Q και μανομετρικού ύψους H μιας φυγόκεντρης αντλίας είναι η παρακάτω:

Q (lit/sec)	0	25	50	75	100	125	150
H (m)	20	19,5	18	15,5	12,5	9	4

Δύο όμοιες αντλίες με την παραπάνω χαρακτηριστική καμπύλη συνδέονται παράλληλα για να διοχετεύσουν νερό σε σωληνογραμμή με μήκος 3,5 Km και διάμετρο 50 cm. Να βρεθεί η παροχή και το μανομετρικό ύψος που αναπτύσσεται από τις δύο αντλίες, όταν το στατικό (γεωμετρικό) ύψος του αντλητικού συστήματος είναι 10 m, η σωληνογραμμή είναι από χυτοσίδηρο με συντελεστή τραχύτητας κατά Manning ίσο με $n = 0,013$.

Άσκηση 5

Να καταστρωθεί ο πίνακας Μανομετρικού Ύψους Παροχής - Αποδόσεως για τις αντλίες A και B όταν συνδεθούν α) σε σειρά και β) παράλληλα. Τα χαρακτηριστικά των αντλιών δίνονται από τα εργοστάσια κατασκευής τους όπως παρακάτω:

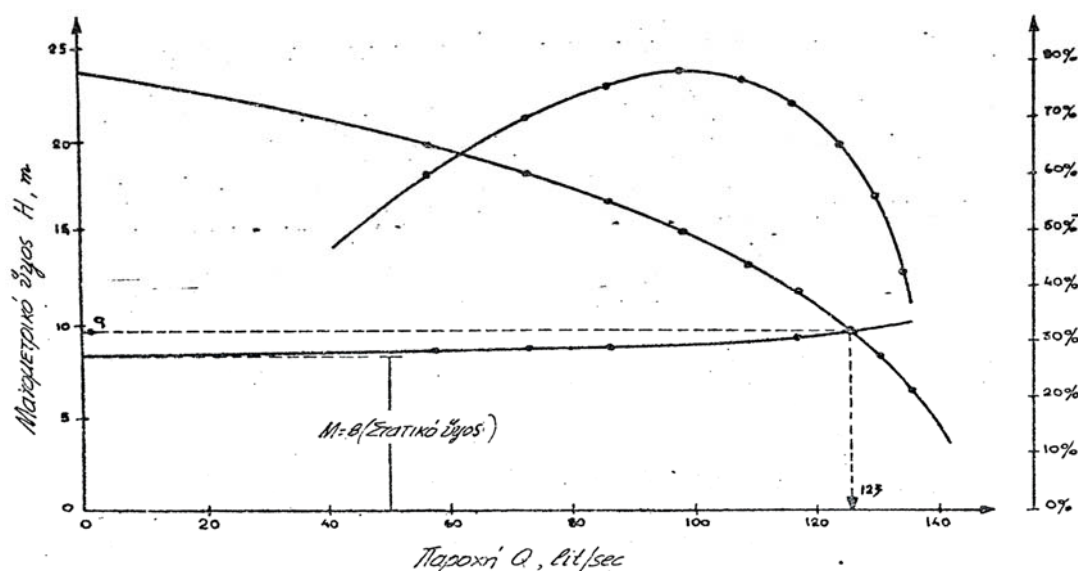
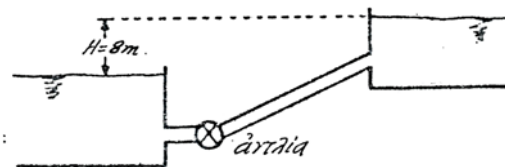
Αντλία A		
Μανομετρικό Ύψος (m)	Παροχή Q (lt/sec)	Απόδοση e (%)
23	0	0
19.7	56.7	59
18	72.5	70
16.4	85.8	76
14.8	97.7	78
13.1	108	76.3
11.5	116.5	72
9.85	124	65
8.2	130	56.5
6.55	134	42

Αντλία B		
Μανομετρικό Ύψος (m)	Παροχή Q (lt/sec)	Απόδοση e (%)
26.2	0	0
23	73.5	54
19.7	111.5	70
16.4	140.0	80
13.1	161.5	73
9.85	173.8	60
6.55	176.5	40

Άσκηση 6

Να προσδιοριστεί η παροχή στο σύστημα που απεικονίζεται, για τα παρακάτω δεδομένα. Χαρακτηριστικά της αντλίας όπως φαίνονται στον πίνακα, Μήκος αγωγού $L=700\text{m}$, Διάμετρος Αγωγού $D=0.45\text{m}$, Τραχύτητα αγωγού $\varepsilon=0.25\text{mm}$, Διαφορά στάθμης μεταξύ των δεξαμενών $H = 8 \text{ m}$ (Νερό 20°C).

Μανομετρικό Ύψος (m)	Παροχή Q (lt/sec)	Απόδοση e (%)
23	0	0
19.7	56.7	59
18	72.5	70
16.4	85.8	76
14.8	97.7	78
13.1	108	76.3
11.5	116.5	72
9.85	124	65
8.2	130	56.5
6.55	134	42



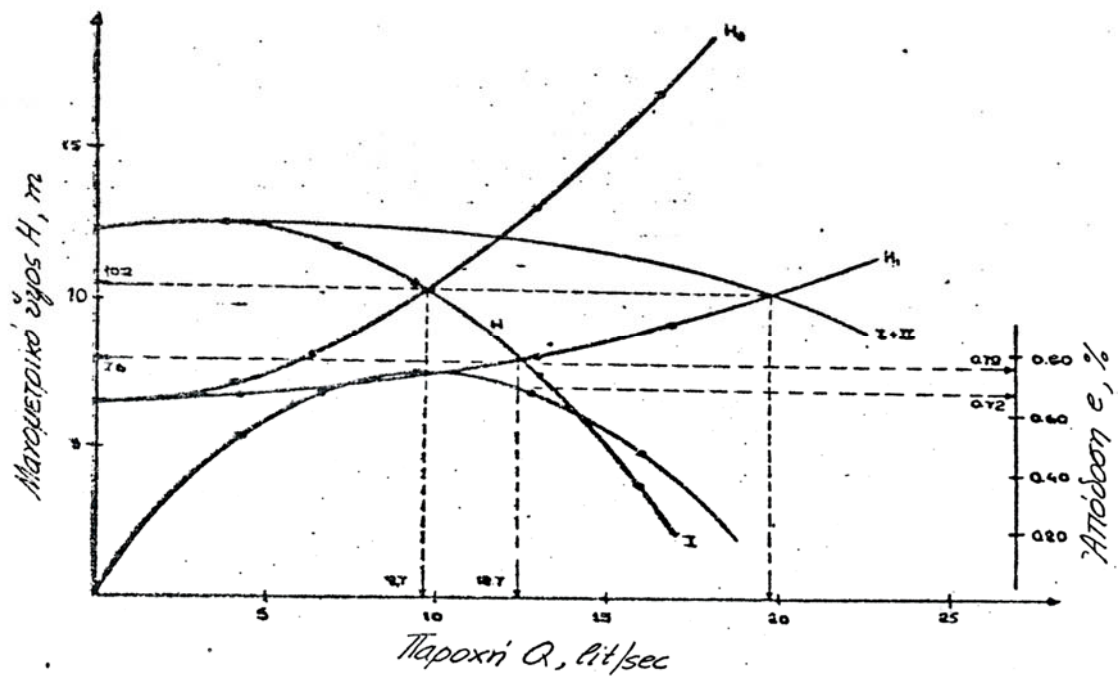
Άσκηση 7

Μια φυγόκεντρη αντλία που περιστρέφεται με σταθερή ταχύτητα έχει τα παρακάτω χαρακτηριστικά:

Παροχή Q(m ³ /s)	0	3,15	6,3	9,45	12,6	15,75
Μανομετρικό Ύψος (m)	12,2	12,5	11,9	10,4	7,4	3,7
Απόδοση e (%)	0	48	68	76	70	50

Δύο αντλίες όπως παραπάνω τοποθετούνται παράλληλα με κοινό σωλήνα αναρροφήσεως και σωλήνες καταθλίψεως. Το στατικό ύψος είναι 6,5 m και οι απώλειες ενέργειας των σωληνογραμμών υπολογίζονται ως: $H_f = Q^2 \cdot 10^{-2} \text{ m}$, όπου Q είναι η παροχή σε lit/sec.

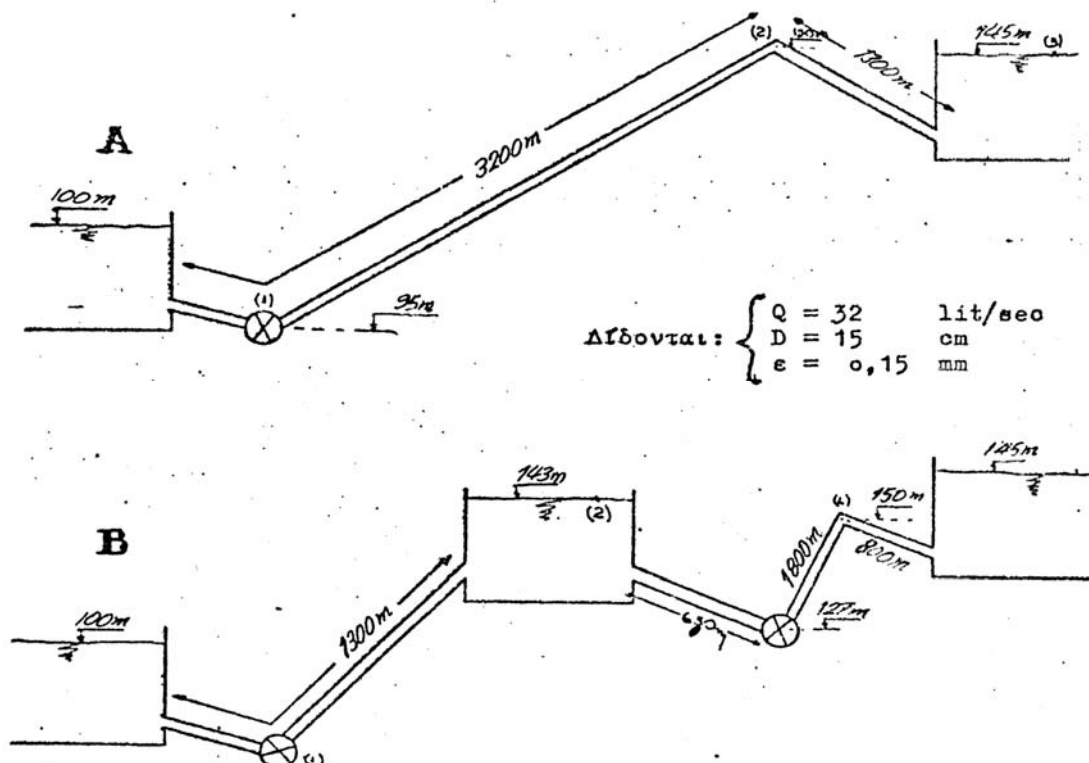
Να προσδιοριστεί η παροχή και η ισχύς εξόδου του κινητήρα ο οποίος θα απαιτηθεί αν α) εγκατασταθεί μία μόνο αντλία και β) λειτουργούν και οι δυο αντλίες παράλληλα.



Άσκηση 8

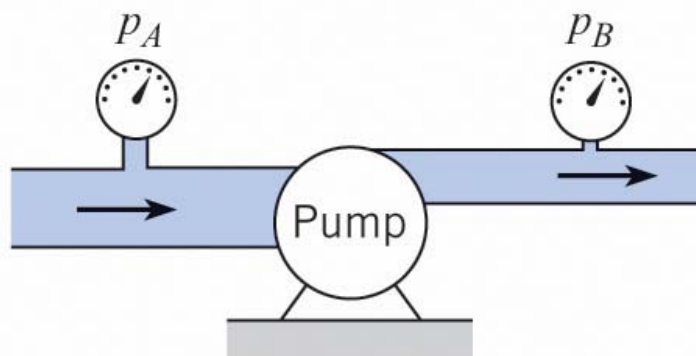
Να συγκριθούν οι δυο εναλλακτικές λύσεις αντλητικών συγκροτημάτων στο παρακάτω σχήμα. Αν οι χαρακτηριστικές καμπύλες της φυγόκεντρης αντλίας δίνονται από τον παρακάτω πίνακα, να βρεθεί πόσες αντλίες χρειάζονται.

Παροχή $Q(m^3/s)$	0	3	6	9	12	15	18
Μανομετρικό Ύψος (m)	135	135	133	130	112	90	48
Απόδοση ϵ (%)	0	30	51	65	72	69	50



Άσκηση 9

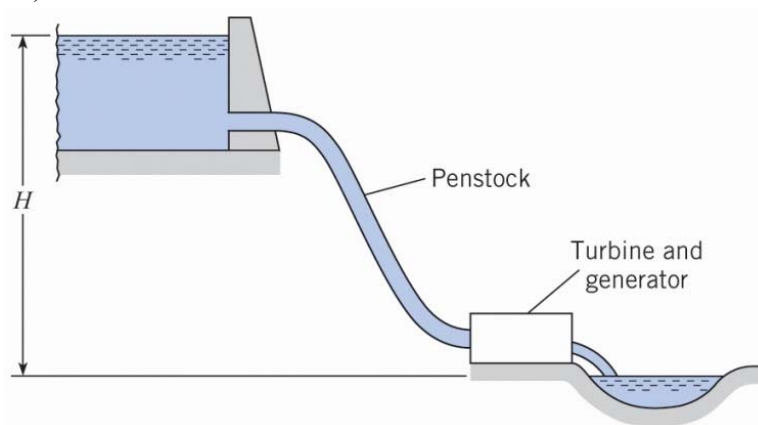
Όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα μια αντλία παρέχει ενέργεια στο σύστημα, έτσι ώστε η πίεση ανάντη (30 cm σωλήνα) να είναι 34 kPa (kN/m²) και η πίεση κατάντη (15 cm σωλήνα) να είναι 620 kPa (kN/m²) όταν η ροή του νερού είναι 0.15 m³/s. Να υπολογιστεί η ισχύς της αντλίας.



Άσκηση 10

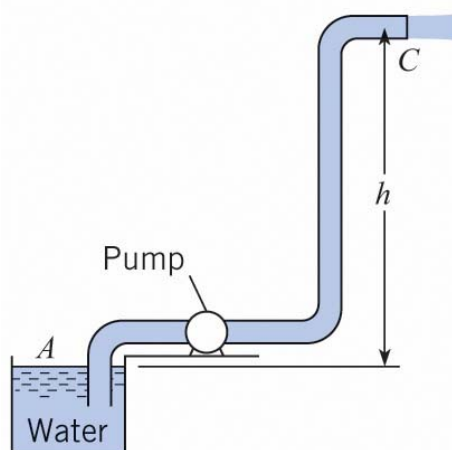
Ένας μηχανικός κάνει μια εκτίμηση για έναν ιδιοκτήτη σπιτιού, ο οποίος έχει ένα μικρό ποτάμι ($Q = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$) που βρίσκεται σε υψόμετρο $H = 10 \text{ m}$ πάνω από την κατοικία του. Ο ιδιοκτήτης προτείνει να φράξει το ρεύμα, εκτρέποντας τη ροή μέσω ενός σωλήνα (υδατοφράκτης). Αυτή η ροή θα δώσει κίνηση σε μια υδραυλική τουρμπίνα, η οποία με τη σειρά της θα ωθήσει μια γεννήτρια στην παραγωγή ηλεκτρικής ενέργειας. Υπολογίστε τη μέγιστη ισχύ (σε κιλοβάτ) που μπορεί να δημιουργηθεί σε δύο περιπτώσεις:

- α) εάν δεν υπάρχουν απώλειες και τόσο η τουρμπίνα όσο και η γεννήτρια έχουν απόδοση 100%.
- β) εάν οι απώλειες είναι 1.70 m, η τουρμπίνα έχει απόδοση 70% και η γεννήτρια 90%. ($\gamma = 9810 \text{ N/m}^3$).



Άσκηση 11

Μια αντλία αντλεί νερό μέσω ενός σωλήνα αναρρόφησης 20 cm και το αποβάλλει διαμέσου ενός σωλήνα 10 cm μέσα στον οποίο η ταχύτητα είναι 3.5 m/s, η οποία εκρέει οριζόντια στον αέρα στο σημείο C. Σε ποιο ύψος πάνω από την επιφάνεια του νερού στο σημείο A θα ανυψωθεί το νερό εάν η αντλία έχει ισχύ 18.5 kW; Υποθέστε ότι η αντλία έχει απόδοση 60% και ότι η απώλειες μεταξύ A και C είναι ίσες με $2V_c^2/2g$. Επίσης, $g = 9.81 \text{ m/s}^2$, $\gamma = 9810 \text{ N/m}^3$.

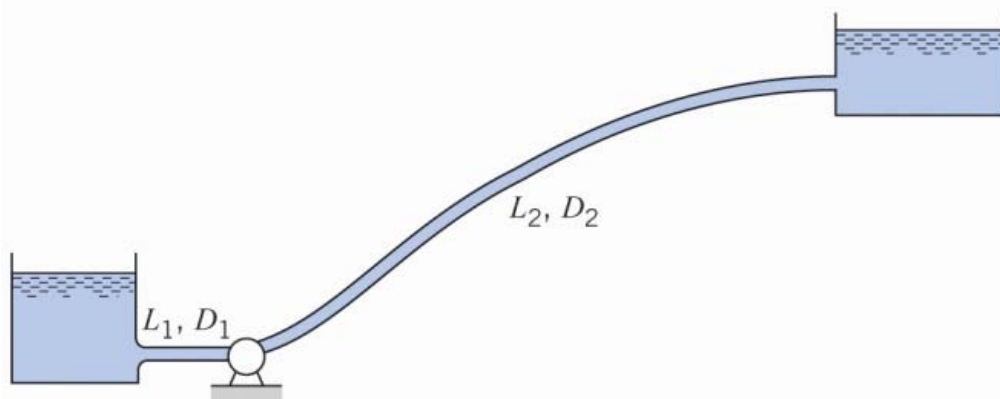


Άσκηση 12

Τι ισχύς απαιτείται για να αντλήσουμε νερό με ρυθμό $3 \text{ m}^3/\text{s}$ από την κατάντη στην ανάντη δεξαμενή; Υποθέστε ότι οι απώλειες του αγωγού δίνονται από τη σχέση:

$$h_L = 0.018 \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

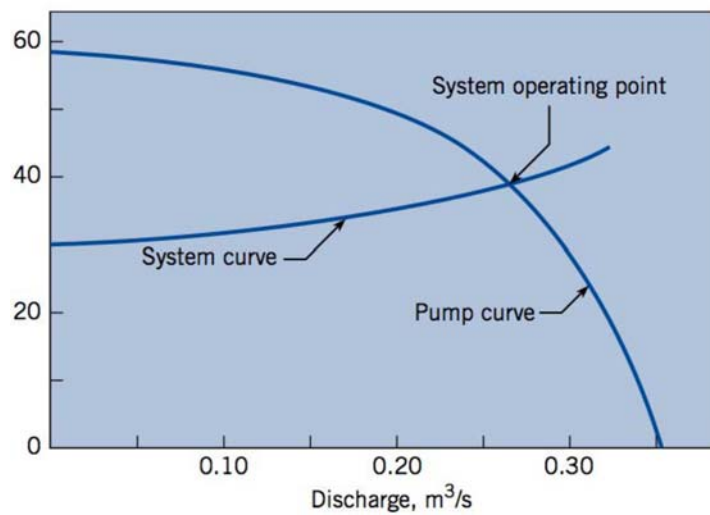
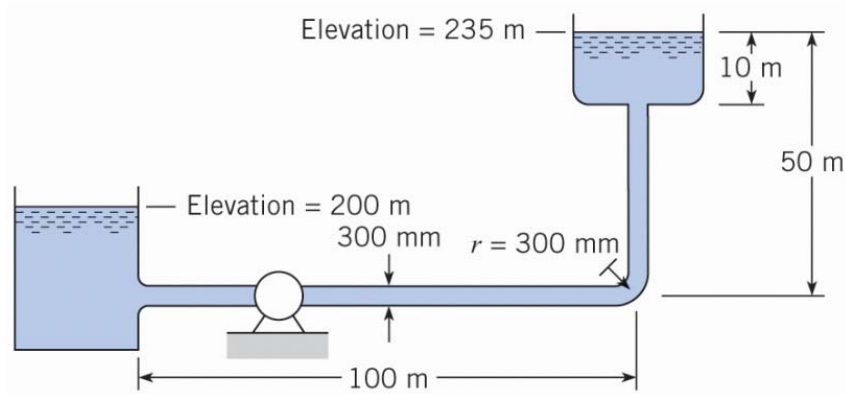
όπου: L και D είναι το μήκος και η διάμετρος αντίστοιχα του αγωγού και V είναι η μέση ταχύτητα εντός του αγωγού. Η θερμοκρασία του νερού είναι 10°C , το υψόμετρο της στάθμης του νερού στην κάτω δεξαμενή είναι 150 m, $L_1 = 100 \text{ m}$, $L_2 = 1000 \text{ m}$, $D_1 = 1 \text{ m}$ και $D_2 = 0.5 \text{ m}$. Υποθέστε ότι η αντλία και το μοτέρ έχουν απόδοση 74%. Στη λύση σας συμπεριλάβετε και τις απώλειες στην έξοδο του σωλήνα και σχεδιάστε την πιεζομετρική γραμμή και τη γραμμή ενέργειας. Το υψόμετρο της πάνω δεξαμενής είναι 250 m, ενώ της αντλίας είναι 100 m. $\gamma = 9810 \text{ N/m}^3$.



Άσκηση 13

Εάν η αντλία έχει τη χαρακτηριστική καμπύλη που φαίνεται παρακάτω και είναι εγκατεστημένη όπως φαίνεται στο σχήμα, τότε ποια θα είναι η παροχή νερού από την κατάντη προς την ανάντη δεξαμενή;

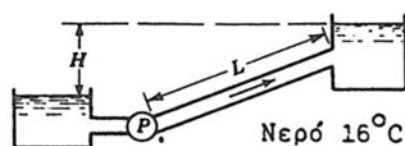
Δίνονται: $K_e = 0.03$, $K_b = 0.35$, $K_E = 1$ και $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.



Ασκήσεις Κεφαλαίου 10 βιβλίου Streeter

Άσκηση 10.20

Να υπολογιστεί η παροχή του συστήματος του σχήματος 10.26 για $L = 600\text{m}$, $D=0.45\text{m}$, $e=0.0015$ και $H = 7.5\text{m}$ με τα δεδομένα χαρακτηριστικά της αντλίας A.



Αντλία A			Αντλία B		
H_{ft}	Q_{cfs}	$e \%$	H_{ft}	Q_{cfs}	$e \%$
70	0	0	80	0	0
60	2.00	59	70	2.60	54
55	2.56	70	60	3.94	70
50	3.03	76	50	4.96	80
45	3.45	78	40	5.70	73
40	3.82	76.3	30	6.14	60
35	4.11	72	20	6.24	40
30	4.48	65			
25	4.59	56.5			
20	4.73	42			

Σχήμα 10.26

Άσκηση 10.21

Να υπολογιστεί η παροχή του συστήματος του σχήματος 10.26 για $L = 1200\text{m}$, $D=0.60\text{m}$, λείου σωλήνα, $H = 12\text{m}$ με τα δεδομένα χαρακτηριστικά της αντλίας B.

Άσκηση 10.22

Να κατασκευαστεί ένας πίνακας ύψους φορτίου – παροχής – βαθμού απόδοσης για τις αντλίες A και B σχήματος 10.26, συνδεδεμένες σε σειρά.

Άσκηση 10.23

Να κατασκευαστεί ένας πίνακας ύψους φορτίου – παροχής – βαθμού απόδοσης για τις αντλίες A και B σχήματος 10.26, συνδεδεμένες παράλληλα.

Άσκηση 10.24

Να υπολογιστεί η παροχή στο σύστημα του σχήματος 10.26 για τις αντλίες A και B σε σειρά. Ο σωλήνας είναι καθαρός χυτοσίδηρος και έχει μήκος 1500m και διάμετρο 0.3m . $H = 30\text{m}$.

Άσκηση 10.25

Να υπολογιστεί η ισχύς που απαιτείται για την κίνηση των αντλιών A και B στο πρόβλημα 10.24.

Άσκηση 10.26

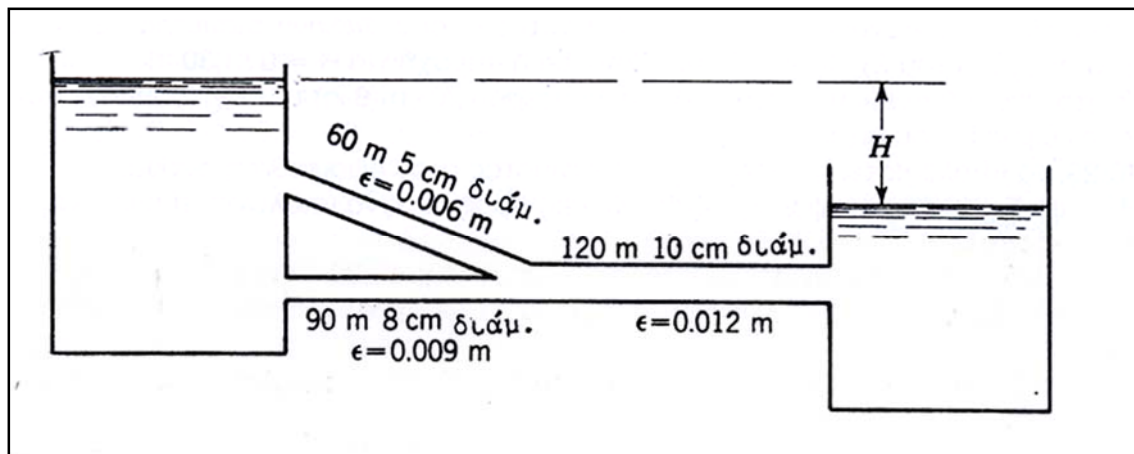
Να υπολογιστεί η παροχή στο σύστημα του σχήματος 10.26 για τις αντλίες Α και Β οι οποίες συνδέονται παράλληλα. Ο σωλήνας είναι χαλύβδινος και έχει μήκος 1500m και διάμετρο 0,45m. $H=9\text{m}$.

Άσκηση 10.27

Να υπολογιστεί η ισχύς που απαιτείται για την κίνηση των αντλιών Α και Β στο πρόβλημα 10.24.

Άσκηση 10.28

Για $H = 12\text{m}$, στο παρακάτω σχήμα να υπολογιστεί η παροχή σε κάθε σωλήνα.



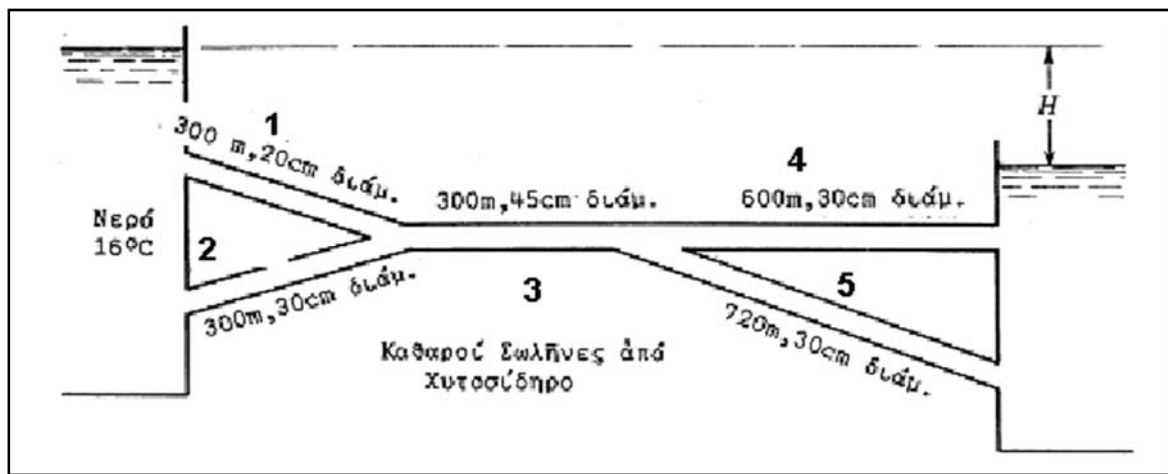
Άσκηση 10.29

Να υπολογιστεί η υψομετρική διαφορά των δεξαμενών του σχήματος, για ροή $Q = 0,03\text{m}^3/\text{s}$ στην προηγούμενη άσκηση.

Άσκηση 10.30

Να υπολογιστεί το ισοδύναμο μήκος καθαρού σωλήνα από χυτοσίδηρο, με διάμετρο 30cm για να αντικαταστήσει το σύστημα του σχήματος. Να υπολογιστεί η παροχή για $H=9\text{m}$.

$(\nu = 1,1142 \cdot 10^{-6} \text{m}^2/\text{sec}).$

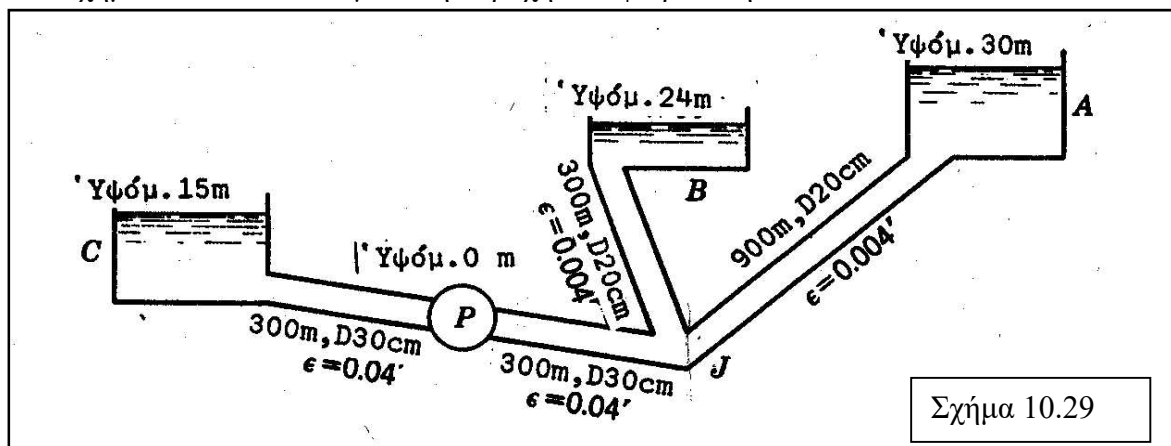


Άσκηση 10.31

Αν η ταχύτητα είναι 1,2 m/s για το σχήμα της άσκησης 10.30 στον σωλήνα με διάμετρο 2 cm, να υπολογιστεί η ροή στο σύστημα και το ύψος H που απαιτείται.

Άσκηση 10.32

Στο σχήμα 10.29 να υπολογιστεί η παροχή αν αφαιρεθεί η αντλία.

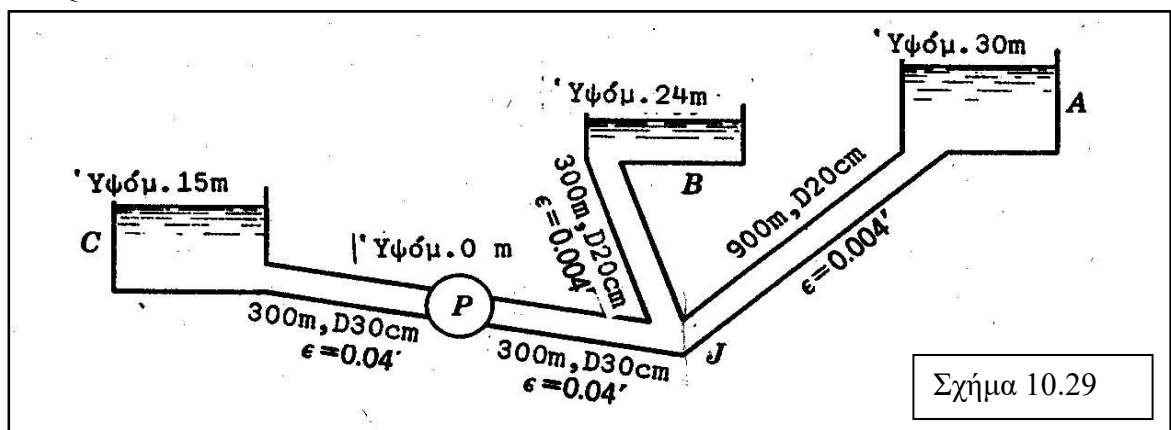


Άσκηση 10.33

Αν η αντλία του σχήματος στην άσκηση 10.32 μεταφέρει $300 \text{ m}^3/\text{h}$, προς το J, να υπολογιστεί η εισροή στα A και B και το πιεζομετρικό ύψος στο J.

Άσκηση 10.34

Η αντλία προσδίδει ισχύ 750 Watt στη ροή (προς τον κόμβο), να υπολογιστούν τα Q_A και Q_B .



Άσκηση 10.35

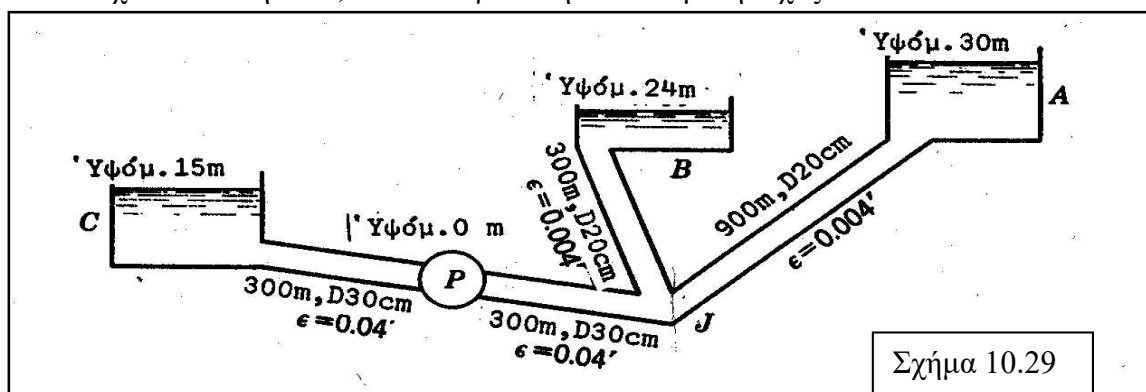
Με την αντλία A του σχήματος 10.26 στο σύστημα του σχήματος 10.29 να υπολογιστούν τα Q_A , Q_B και το πιεζομετρικό ύψος στο J.

Άσκηση 10.36

Με την αντλία B του σχήματος 10.26 στο σύστημα του σχήματος 10.29 να υπολογιστεί η εισροή στο B και το πιεζομετρικό ύψος στο J.

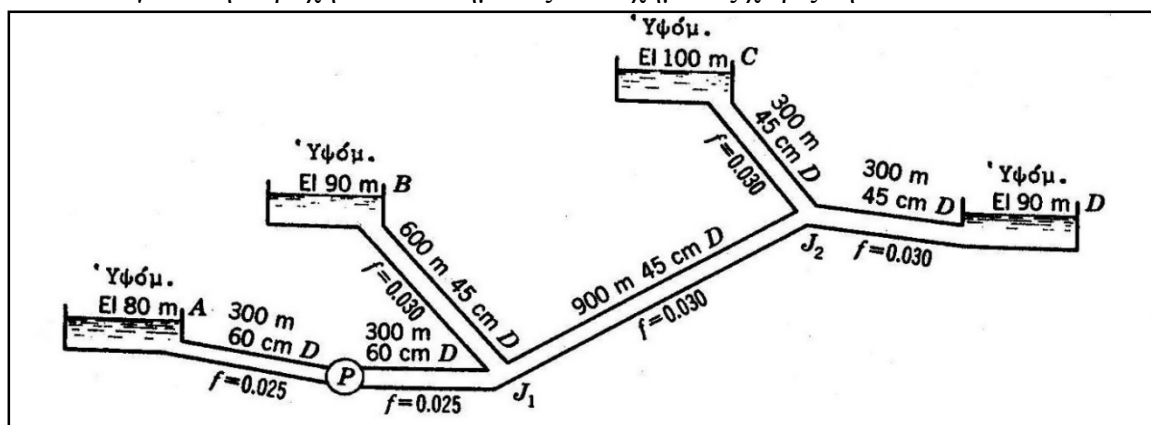
Άσκηση 10.37

Για εισροή $100 \text{ m}^3/\text{h}$ στο B, να υπολογιστεί το παραγόμενο ύψος από την αντλία. Αν η αντλία έχει απόδοση 70%, να υπολογιστεί η απαιτούμενη ισχύς.



Άσκηση 10.38

Να υπολογιστεί η παροχή του συστήματος του σχήματος χωρίς την αντλία.

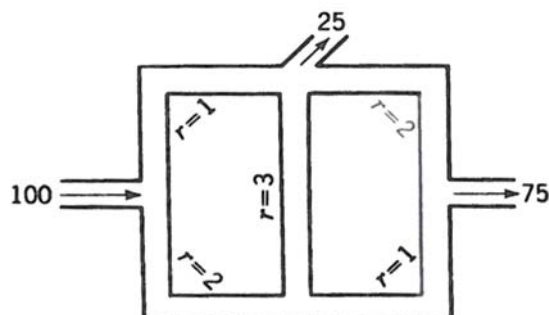


Άσκηση 10.39

Με τις αντλίες A και B του σχ. 10.26 συνδεδεμένες παράλληλα στο σύστημα του σχήματος της άσκησης 10.38 να υπολογιστούν οι εισροές στα A, B, C και D, και τα πιεζομετρικά ύψη στα J1, J2.

Άσκηση 10.40

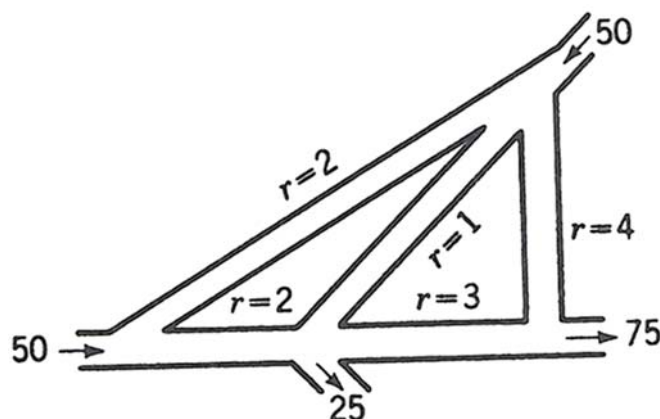
Να υπολογιστεί η παροχή σε κάθε σωλήνα του δικτύου του σχήματος 10.31, $n=2$.



Σχήμα 10.31

Άσκηση 10.41

Να υπολογιστεί η παροχή σε κάθε σωλήνα του δικτύου του σχήματος 10.32, $n=2$.



Σχήμα 10.32

Άσκηση 10.48

Ένας καθαρός χυτοσιδηρός σωλήνας νερού, διαμέτρου 60 cm (=24 inches), παρουσιάζει διπλασιασμό της απόλυτης τραχύτητάς του μετά τη χρήση 5 ετών. Να υπολογιστεί το ύψος απωλειών ανά 100 m (=1000ft) για ροή 1500 m³/h (=0,41667 m³/sec), όταν ο σωλήνας έχει ηλικία 25 ετών.

Άσκηση 10.49

Ένας σωλήνας διαμέτρου 45 cm (18in), έχει $f = 0,020$ όταν είναι καινούριος για ροή με ταχύτητα 1,5 m/s νερού 16°C. Σε 10 χρόνια $f = 0,029$ για $V = 0,9$ m/s. Να υπολογιστεί το f για ροή με ταχύτητα 1,2 m/s μετά από 20 χρόνια.

Άσκηση 10.50

Η γραμμή υδραυλικής κλίσης είναι:

- α) πάντοτε πάνω από την γραμμή ενέργειας,
- β) πάντοτε πάνω από τον κλειστό αγωγό,
- γ) έχει κλίση προς τα κάτω κατά την διεύθυνση της ροής,
- δ) κάτω από την γραμμή ενέργειας σε απόσταση ίση με το ύψος της κινητικής ενέργειας,
- ε) έχει διεύθυνση προς τα πάνω.

Άσκηση 10.51

Κατά την λύση ενός προβλήματος σωλήνων σε σειρά, όπου ζητείται η παροχή, χρησιμοποιείται η εξίσωση συνέχειας για να προκύψει μία εξίσωση που περιέχει τα $V^2 / 2g$ και f_1, f_2 κλπ. Το επόμενο βήμα είναι να υποτεθεί μία τιμή του:

- α) Q
- β) V
- γ) R
- δ) f_1, f_2
- ε) καμία από τις παραπάνω απαντήσεις.

Άσκηση 10.52

Ένα σύστημα σωλήνων λέμε ότι είναι ισοδύναμο με ένα άλλο σύστημα, όταν οι ακόλουθες δύο ποσότητες είναι οι ίδιες:

- α) h, Q
- β) L, Q
- γ) L, D
- δ) f, D
- ε) V, D

Άσκηση 10.53

Σε προβλήματα σωλήνων που συνδέονται παράλληλα:

- α) τα ύψη απωλειών κάθε σωλήνα προστίθενται για να ληφθεί το συνολικό ύψος απωλειών
- β) η παροχή είναι ίδια σε όλους τους σωλήνες
- γ) το ύψος απωλειών είναι ίδιο για κάθε σωλήνα
- δ) μία απευθείας λύση δίνει τη ροή σε κάθε σωλήνα όταν η ολική ροή είναι γνωστή
- ε) δεν απαιτείται δοκιμαστική λύση.

Άσκηση 10.54

Τα προβλήματα εξισορρόπησης σωλήνων λύνονται:

- α) αναλυτικά, χρησιμοποιώντας τόσες εξισώσεις όσες οι άγνωστοι
- β) υποθέτοντας ότι το ύψος των απωλειών είναι το ίδιο σε κάθε σωλήνα
- γ) με ισοδύναμα μήκη
- δ) υποθέτοντας μία διανομή που πληροί την συνέχεια και υπολογίζοντας μία διόρθωση
- ε) υποθέτοντας το πιεζομετρικό ύψος στον κόμβο και προσπαθώντας να ικανοποιήσουμε την εξίσωση συνέχειας.

Άσκηση 10.55

Στα δίκτυα σωλήνων:

- α) το ύψος απωλειών κατά μήκος ενός στοιχειώδους κυκλώματος πρέπει να είναι μηδέν
- β) η απώλεια ισχύος είναι η ίδια σε όλα τα κυκλώματα
- γ) το πιεζομετρικό ύψος υποτίθεται σε κάθε κόμβο
- δ) τα στοιχειώδη κυκλώματα αντικαθιστώνται με ισοδύναμους σωλήνες
- ε) οι συντελεστές τριβής υποτίθενται για κάθε σωλήνα.

Άσκηση 10.56

Οι παρακάτω ποσότητες υπολογίζονται χρησιμοποιώντας το $4R$ αντί της διαμέτρου για μη κυκλικές διατομές:

- α) ταχύτητα, σχετική τραχύτητα
- β) ταχύτητα, ύψος απωλειών
- γ) αριθμός Reynolds, σχετική τραχύτητα, ύψος απωλειών
- δ) ταχύτητα, αριθμός Reynolds, συντελεστής τριβής
- ε) καμία από τις παραπάνω απαντήσεις

Άσκηση 10.57

Τα πειράματα δείχνουν ότι κατά την γήρανση των σωλήνων:

- α) ο συντελεστής τριβής αυξάνεται γραμμικά με το χρόνο
- β) ένας σωλήνας γίνεται πιο λείος με την πάροδο του χρόνου
- γ) η απόλυτη τραχύτητα αυξάνεται γραμμικά με το χρόνο
- δ) δεν παρατηρείται συγκεκριμένη συμπεριφορά
- ε) η απόλυτη τραχύτητα μειώνεται με την πάροδο του χρόνου.

6. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΑΠΟΧΕΤΕΥΤΙΚΩΝ ΔΙΚΤΥΩΝ (ΔΡ. Μ. ΣΠΗΛΙΩΤΗ)

6.1. Υδραυλικοί υπολογισμοί

Οι διατομές που χρησιμοποιούνται στα δίκτυα ακαθάρτων είναι στην πλειοψηφία τους κυκλικές διατομές μερικής πλήρωσης. Γίνεται η θεώρηση της μόνιμης, ομοιόμορφης ροής, οπότε η κλίση της γραμμής ενεργείας ακολουθεί τη κλίση του πυθμένα του αγωγού (Τερζίδης, 1997). Για τους υδραυλικούς υπολογισμούς χρησιμοποιείται η εξίσωση του Manning για σταθερή και ομοιόμορφη ροή που έχει ευρεία εφαρμογή στους ανοικτούς αγωγούς:

$$Q = \frac{1}{n} A R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

ή ισοδύναμα για την ταχύτητα

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Για πλήρης πλήρωση του αγωγού ισχύει:

Το εμβαδόν της υγρής διατομής είναι: $A_0 = \pi D^2 / 4$

Η περίμετρος της υγρής διατομής είναι: $P_0 = \pi D$

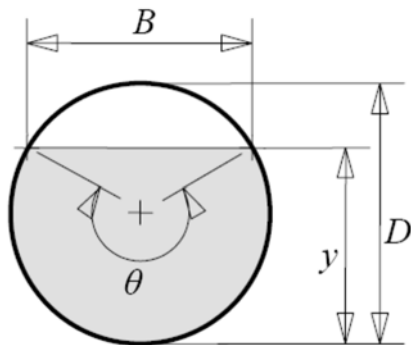
Η υδραυλική ακτίνα της υγρής διατομής είναι: $R_0 = \frac{A_0}{P_0} = \frac{D}{4}$

Συνεπώς από την εφαρμογή της εξίσωσης του Manning για πλήρη πλήρωση του αγωγού προκύπτει:

$$V_0 = \frac{1}{n_0} \left(\frac{D}{4} \right)^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (6.1)$$

$$Q_0 = \frac{\pi}{4^{\frac{5}{3}}} \frac{1}{n_0} D^{\frac{8}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (6.2)$$

*Ο δείκτης θ αναφέρεται στις συνθήκες πλήρους πλήρωσης. Ωστόσο, στα δίκτυα αποχετεύσεων δεν επιθυμούμε την ολική πλήρωση. Ο προσδιορισμός της ταχύτητας ολικής πλήρωσης παίζει υποβοηθητικό ρόλο στο σχεδιασμό.



Σχήμα 6.1: Γεωμετρία ροής σε αγωγό μερικής πλήρωσης

Από τις παραπάνω εξισώσεις του Manning για πλήρη πλήρωση αγωγού συγκεκριμένης κλίσης και υλικού προκύπτει ότι αν είναι γνωστή η διάμετρος και η κλίση του αγωγού

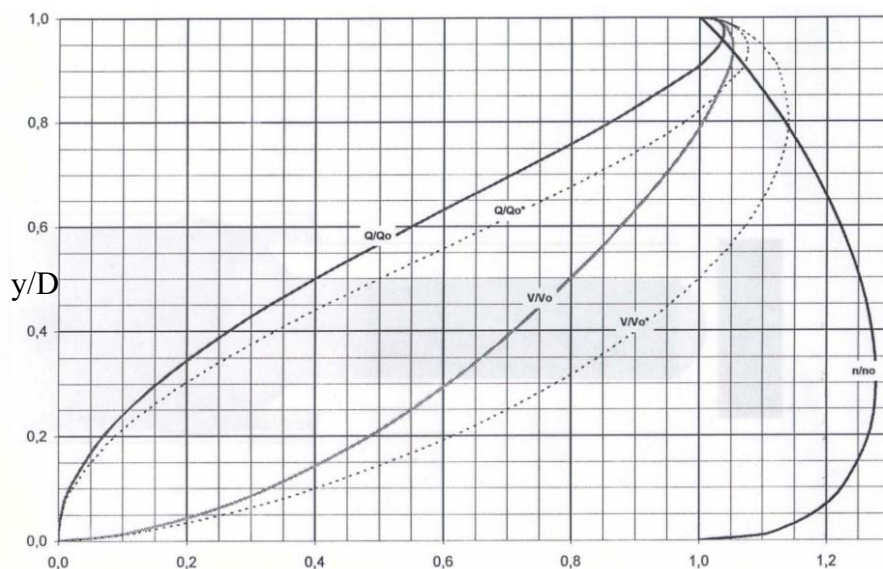
μπορεί να προσδιοριστεί η παροχή και η ταχύτητα του αγωγού για πλήρη πλήρωση και αντίστροφα. Για την περίπτωση της μερικής πλήρωσης (όπως σχεδιάζουμε), το ποσοστό πλήρωσης καθορίζεται από το λόγο πλήρωσης y/D , όπου y το ύψος ροής και D η διάμετρος του αγωγού. Στον πίνακα 6.1 με βάση το λόγο της πλήρωσης y/D , προσδιορίζονται οι υδραυλικοί παράμετροι για την ροή μερικής πλήρωσης και πλήρους πλήρωσης.

Πίνακας 6.1: Σχέσεις γεωμετρικών χαρακτηριστικών ροής σε αγωγό κυκλικής διατομής μερικής πλήρωσης (Κουτσογιάννης, 1993)

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά	Μερική πλήρωση ($y < D$)	Ολική πλήρωση ($y = y_0 = D$)
Λόγος πλήρωσης, y/D	$\frac{y}{D} = \frac{1 - \cos(\theta/2)}{2}$	$\frac{y}{D} = 1$
Γωνία, θ	$\theta = 2 \arccos(1 - 2y/D)$	$\theta_0 = 2\pi$
Εμβαδό υγρής διατομής, A	$A = (\theta - \sin\theta) D^2/8$	$A_0 = \pi D^2/4$
Βρεχόμενη περίμετρος, P	$P = \theta D/2$	$P_0 = \pi D$
Υδραυλική ακτίνα, R	$R = (1 - \sin\theta/\theta) D/4$	$R_0 = D/4$
Πλάτος στην ελεύθερη επιφάνεια, B	$B = D \sin(\theta/2) = 2\sqrt{y(D-y)}$	0
Λόγος A/A_0	$A/A_0 = (\theta - \sin\theta) / 2\pi$	1
Λόγος R/R_0	$R/R_0 = 1 - \sin\theta/\theta$	1

Συντελεστής Manning

Ο συντελεστής Manning για ένα αγωγό όπου η διατομή του είναι πλήρης n_0 , δεν ταυτίζεται με τον συντελεστή Manning για τον ίδιο αγωγό όταν η διατομή του είναι μερικής πλήρωσης, n . Η διαφορά αυτή οφείλεται στο γεγονός ότι σε συνθήκες μερικής πλήρωσης αλλάζει η βρεχόμενη διατομή του αγωγού οπότε αλλάζει και ο συντελεστής Manning, γεγονός που έχει επιβεβαιωθεί πειραματικά. Ωστόσο παλαιότεροι μελετητές υπόθεταν σταθερό συντελεστή Manning. Στο κείμενο θεωρείται ότι ο συντελεστής Manning εξαρτάται από τον λόγο πλήρωσης, παραδοχή που είναι επιστημονικά ορθή και υπέρ της ασφαλείας. Από πειράματα έχουν καταρτισθεί σχετικές εμπειρικές καμπύλες και σχέσεις που συνδέουν τον συντελεστή Manning ενός αγωγού για πλήρης και μερική πλήρωση. Ο συντελεστής Manning για συνηθισμένα υλικά κυμαίνεται από 0,013-0,015. Για υφιστάμενα δίκτυα θα πρέπει να ληφθεί $n_0=0,015$. Πολλοί μελετητές με βάση τα ελληνικά δεδομένα προτείνουν $n_0=0,016$ επειδή στον υπόνομο καταλήγουν πολλές φορές ανεξέλεγκτα διάφορα στερεά αλλά και για να ληφθούν υπόψη οι τοπικές απώλειες. Για τις εφαρμογές προτείνεται η χρήση του νομογραφήματος του σχήματος 2 για μεταβλητό n με το βάθος ροής. Έτσι με δεδομένο το λόγο πλήρωσης y/D , στο σχήμα 2, απεικονίζονται οι λόγοι V/V_0 , Q/Q_0 και n/n_0 . Οι όροι V_0 και Q_0 αναφέρονται σε συνθήκες πλήρους πλήρωσης του αγωγού και προσδιορίζονται από τις σχέσεις 6.1 και 6.2.



Σχήμα 2: Νομογράφημα Υδραυλικής επίλυσης αγωγών μερικής πλήρωσης (Τσακίρης, 2005)

(Χρησιμοποιείται η συνεχής γραμμή για μεταβλητό n)

Τρεις βασικές κατηγορίες προβλημάτων

1. Περίπτωση όπου είναι γνωστός ο λόγος πλήρωσης y/D (πολλές φορές με βάση τις περιοριστικές διατάξεις) και η παροχή Q , ενώ ζητείται η επιλογή της διαμέτρου D (πρόβλημα διαστασιολόγησης). Απαιτούμενη συνθήκη είναι ότι ο αγωγός θα ικανοποιεί τις περιοριστικές διατάξεις που παρατίθενται στο κεφάλαιο 6.2. Για την επίλυση του παραπάνω προβλήματος με δεδομένο το λόγο πλήρωσης y/D από το νομογράφημα του σχήματος 6.2, προσδιορίζεται ο λόγος Q/Q_0 . Με δεδομένη την παροχή Q προσδιορίζεται η παροχή πλήρους πλήρωσης Q_0 και ακολούθως από την εξίσωση (6.2) η διάμετρος του αγωγού D . Στο τέλος ελέγχονται για $D \geq 0.2$ οι 7 περιοριστικές διατάξεις.
2. Περίπτωση όπου είναι γνωστές η διάμετρος D και η παροχή Q , ενώ ζητούνται οι παράμετροι y , V (έλεγχος καταλληλότητας της διατομής). Απαιτούμενη συνθήκη είναι ότι ο αγωγός θα ικανοποιεί τις περιοριστικές διατάξεις που παρατίθενται στο κεφάλαιο 6.2. Για την επίλυση του παραπάνω προβλήματος με δεδομένη την διάμετρο D προσδιορίζεται η παροχή Q_0 και η ταχύτητα V_0 για πλήρη πλήρωση του αγωγού από τις εξισώσεις (6.1) και (6.2). Ακολούθως προσδιορίζεται ο λόγος Q/Q_0 οπότε από το νομογράφημα του σχήματος 2, προσδιορίζεται ο λόγος πλήρωσης y/D και στην συνέχεια το ύψος ροής y . Από το νομογράφημα του σχήματος 6.2, προσδιορίζεται επίσης και ο λόγος V/V_0 και στη συνέχεια η ταχύτητα V σε συνθήκες μερικούς πλήρωσης. Στο τέλος ελέγχονται οι 7 περιοριστικές διατάξεις.
3. Περίπτωση όπου είναι γνωστά τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά y , D και ζητούνται τα χαρακτηριστικά της ροής Q , V (έλεγχος της παροχαρακτηριστικότητας). Απαιτούμενη συνθήκη είναι ότι ο αγωγός θα ικανοποιεί τις περιοριστικές διατάξεις που παρατίθενται στο κεφάλαιο 6.2. Για την επίλυση του παραπάνω προβλήματος με δεδομένα τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά y , D προσδιορίζεται ο λόγος πλήρωσης y/D και ακολούθως από το νομογράφημα του σχήματος 6.2, προσδιορίζονται οι λόγοι Q/Q_0 , V/V_0 . Η παροχή Q_0 και η ταχύτητα V_0 για πλήρη πλήρωση του αγωγού μπορούν να προσδιοριστούν από την εξίσωση του Manning με δεδομένη την

διάμετρο και την κλίση του αγωγού. Στο τέλος ελέγχονται οι 7 περιοριστικές διατάξεις.

6.2. Περιοριστικές διατάξεις αγωγών ακαθάρτων

6.2.1 Ελάχιστες διαμέτροι

Η εμπειρία έχει δείξει ότι στα αποχετευτικά δίκτυα καταλήγουν ευμεγέθη αντικείμενα όπως τσατσάρες τα οποία δημιουργούν περίπτωση αποφράξεων. Για την αποφυγή αποφράξεων ορίζονται ελάχιστες αποδεκτές διαμέτροι. Με βάση το Π.Δ. 696/74 και την 1212278/3.1.1985 εγκύκλιο οδηγία της ΕΥΔΑΠ προκύπτει ως ελάχιστη διάμετρο η Φ200, αλλά με μήκος όχι μεγαλύτερο των 500m και διάμετρος Φ250 αλλά με μήκος όχι μεγαλύτερο των 2000m. Μικρότερες διαμέτροι δημιουργούν κινδύνους εμφράξεων.

6.2.2 Μέγιστα ποσοστά πλήρωσης.

Στην γενική περίπτωση οι αγωγοί ακαθάρτων σχεδιάζονται να διοχετεύουν την παροχή σχεδιασμού με ποσοστό πλήρωσης από 0,5 έως 1 (ASCE(1976)). Για την Ελληνική πραγματικότητα, με βάση το Π.Δ. 696/74 σχεδιάζονται ως αγωγοί με ελεύθερη επιφάνεια, με ποσοστά πληρώσεως που έχουν ως εξής:

Πίνακας 6.2: Μέγιστα επιτρεπόμενα ποσοστά πλήρωσης για αγωγούς ακαθάρτων.

Κατηγορία αγωγών	Μέγιστος λόγος πλήρωσης y/D
Νέοι αγωγοί ακαθάρτων διαμέτρου 20 cm έως 40 cm	0.50
Νέοι αγωγοί ακαθάρτων διαμέτρου 50 cm έως 60 cm	0.60
Νέοι αγωγοί ακαθάρτων διαμέτρου >60 cm	0.70
Νέοι αγωγοί ομβρίων γενικά	0.70
Παλιοί αγωγοί αποχέτευσης των οποίων ελέγχεται η παροχετευτικότητα, γενικά	0.80

Για παλιούς αγωγούς αποχέτευσης των οποίων ελέγχεται η παροχετευτικότητα θεωρείται λόγος πλήρωσης $y/D=0,8$. Πράγματι με τη χρήση των παραπάνω συνθηκών πληρώσεως εξασφαλίζεται ικανοποιητικός αερισμός, συντελείται η αποφυγή ανάπτυξης θειούχων (βλ. 6.2.7) και επιπλέον εξασφαλίζεται η σταθερότητα της ροής.

6.2.3 Μέγιστες ταχύτητες ροής

Η ανάπτυξη μεγάλων ταχυτήτων στους αγωγούς ακαθάρτων έχει δυσμενείς επιπτώσεις (π.χ σε σχέση με έναν αγωγό ομβρίων) γιατί η ροή είναι σχετικά συνεχής και δεν είναι απαλλαγμένη στερεοπαροχής, η οποία με την σειρά της προκαλεί σημαντική διάβρωση στους αγωγούς. Επίσης ο περιορισμός της ταχύτητας ροής συντελεί στην αποφυγή ασταθειών ροής.

Στο Π.Δ. 696/74 το ανώτατο όριο ταχύτητας είναι 6m/s, ωστόσο τόσο η διεθνής βιβλιογραφία όσο και η μελετητική εμπειρία προκρίνουν ως μέγιστο όριο ταχύτητας 3m/s (ενώ σε ορισμένες περιπτώσεις επιτρέπονται μεγαλύτερες ταχύτητες σε αγωγούς

ομβρίων) απαίτηση που τις περισσότερες φορές είναι επιτεύξιμη χωρίς την απαίτηση ιδιαίτερων τεχνικών έργων.

Εφόσον η διαβρωτική δράση των αιωρούμενων σωματιδίων εξαρτάται όχι μόνον από την ταχύτητα τους αλλά και από το ίδιο το υλικό τους θα πρέπει να αποφεύγεται η κατάληξη στο αποχετευτικό δίκτυο από τα νοικοκυριά, ευμεγεθών και συμπαγών αντικειμένων, όπως βούρτσες, κομμάτια από ξύλο, περίσσειμα από καλαμπόκι κ.ά.

6.2.4 Ελάχιστες ταχύτητες ροής

Ο περιορισμός της ελάχιστης ταχύτητας ροής στοχεύει στην αποφυγή της καθίζησης των στερεών υλικών στον πυθμένα και την σταδιακή έτσι δημιουργία αποθέσεων στο πυθμένα. Τυπικές τιμές της ελάχιστης ταχύτητας εφαρμογής κυμαίνονται από 0,45-0,8m/s. (Μία πρακτική είναι η ελάχιστη ταχύτητα ροής για πλήρη πλήρωση του αγωγού ή για πλήρωση μέχρι και το μισό να είναι 0,61m/s. Υπεραρκετή προστασία θεωρείται ότι επιτυγχάνεται για ταχύτητα =0,7625m/s). Ωστόσο η διερεύνηση για τις ελάχιστες ταχύτητες θα πρέπει να περιλαμβάνει και άλλες παροχές εκτός της παροχής σχεδιασμού. Ο περιορισμός για την ελάχιστη ταχύτητα δεν μπορεί να ικανοποιηθεί για πολύ μικρές παροχές (τρίτευοντες αγωγοί-σε ώρες μη αιχμής). Για τους παραπάνω λόγους χρησιμοποιείτε και ο περιορισμός ελάχιστης κλίσης που ενσωματώνει τον στόχο της αποφυγής καθίζησης των στερεών υλικών στον πυθμένα.

6.2.5 Ελάχιστες κλίσεις

Κατά την σχεδίαση ενός συστήματος αποχετεύσεως είναι αναγκαίο να καθοριστούν οι ελάχιστες επιτρεπόμενες ανά διάμετρο κλίσεις έτσι ώστε να εξασφαλίζεται για μεγάλο εύρος διακύμανσης των ταχυτήτων ροής, ικανοποιητικές συνθήκες αυτοκαθαρισμού. Η κλίση θα πρέπει να έχει επιλεγθεί ώστε να αποφεύγεται η επιβράδυνση της ροής, γεγονός που γίνεται αίτιο καθίζησης των αιωρούμενων σωματιδίων (το βέλτιστο θα ήταν η σταδιακή επιτάχυνση της ροής προκειμένου μην υπάρξει εναπόθεση υλικών στο πυθμένα). Για τον καθορισμό των ελαχίστων κλίσεων των αγωγών ακαθάρτων με βάση το Π.Δ 696/74 (άρθρο 209.6) συνιστά για λόγο παροχών 0,1 ταχύτητα αυτοκαθαρισμού τουλάχιστον $V_{0,1} \geq 0,3 \text{ m/s}$. Με βάση τα παραπάνω:

- Για $Q/Q_0=0,1$ με βάση το νομογράφημα του σχήματος 6.2, για μεταβλητό συντελεστή τραχύτητας με το βάθος ροής, προκύπτει λόγος $V/V_0=0,54$
- Με βάση το Π.Δ η ταχύτητα αυτοκαθαρισμού θα πρέπει να είναι τουλάχιστον $V_{0,1}=0,3 \text{ m/s}$. Συνεπώς προκύπτει ελάχιστη ταχύτητα πλήρους πλήρωσης $V_0=0,56 \text{ m/s}$.
- Για δεδομένη διάμετρο, η ελάχιστη κλίση προκύπτει θεωρώντας ελάχιστη ταχύτητα πλήρους πλήρωσης $V_0=0,56 \text{ m/s}$ από την εξίσωση του Manning:

$$V_0 = \frac{1}{n_0} \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} S^{1/2}$$
$$S = \frac{n_0^2 \cdot 4^{4/3} \cdot 0,56^2}{D^{4/3}}$$

Αν θεωρηθεί συντελεστής Manning για πλήρη πλήρωση $n_0=0,015$, με βάση την παραπάνω εξίσωση προκύπτουν οι ελάχιστες κλίσεις για τους αγωγούς ακαθάρτων που απεικονίζονται στο επόμενο πίνακα 6.2.

$$S = \frac{0.015^2 \cdot 4^{4/3} \cdot 0.56}{D^{4/3}}$$

Εναλλακτικά οι Αμερικανικοί κανονισμοί προτείνουν $V_0=0,6\text{m/s}$ ως βάση για τον υπολογισμό της ελάχιστης κλίσης. Οπότε:

$$S = \frac{0.015^2 \cdot 4^{4/3} \cdot 0.6^2}{D^{4/3}} = 5,14 \cdot 10^{-4} \cdot D^{-4/3}$$

Σε κάθε περίπτωση η ελάχιστη κλίση δεν θα πρέπει να είναι μικρότερη από 1m/km.

Σχόλιο: Η ταχύτητα $V_{0,1}=0,3\text{m/s}$ χρησιμοποιείται μόνο για τον καθορισμό των ελαχίστων κλίσεων και δεν μπορεί να θεωρηθεί ως κριτήριο τήρησης ελάχιστης ταχύτητας.

Για ένα πιο ολοκληρωμένο σχεδιασμό του συστήματος των αποβλήτων θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη κατά το σχεδιασμό της κλίσης και το επιπρόσθετο κόστος καθαρισμού. Γενική αρχή αποτελεί ο στόχος της προσαρμογής κλίσης του εδάφους. Ωστόσο, ιδιαίτερα μικρές κλίσεις έχουν χαμηλό κατασκευαστικό κόστος, ωστόσο δίνουν αυξημένο κόστος καθαρισμού. Προτείνεται να εξετάζεται και το σενάριο των αυξημένων κλίσεων, έτσι ώστε να μετατίθεται ο χρόνος που το σύστημα χρίει καθαρισμού. Σε κάθε περίπτωση θα πρέπει να ληφθεί υπόψη το αυξημένο κόστος καθαρισμού για τις πολύ μικρές κλίσεις. Πρακτικά, ο έλεγχος των μέγιστων κλίσεων γίνεται με βάση τις (υποθετικές) ταχύτητες πλήρους διατομής V_0 .

*Πίνακας 6.3: Εφαρμοστές ελάχιστες κλίσεις για διάφορες κυκλικές διατομές αγωγών ακαθάρτων. (Κουτσογιάννης, 1993)**

Διά- μετρος	Αγωγοί ακαθάρτων ($V_0 = 0.56 \text{ m/s}$ - μεταβλητή τραχύτητα με $n_0 = 0.015$)			Αγωγοί ομβρίων ($V_0 = 1.11 \text{ m/s}$ - μεταβλητή τραχύτητα με $n_0 = 0.015$)			Ελάχιστη κλίση αγω- γών ομβρ. & ακαθ. κατά τα πρότυπα των ΗΠΑ (για $V_0=0.6$ m/s $n_0=0.015$) (m/km)
	Ελάχι- στη κλίση	Επιτρε- πόμενη πλήρωση	Αντίστοι- χη παροχή	Ελάχι- στη κλίση	Επιτρε- πόμενη πλήρωση	Αντίστοι- χη παροχή	
(cm)	(m/km)	(γ/D)	(l/s)	(m/km)	(γ/D)	(l/s)	
20	3.8	0.5	7.0	—	—	—	4.4
25	2.8	0.5	10.9	—	—	—	3.3
30	2.2	0.5	15.7	—	—	—	2.6
35	1.8	0.5	21.5	—	—	—	2.0
40	1.5	0.5	28.0	6.0	0.7	99.0	1.8
50	1.1	0.6	59.8	4.4	0.7	155	1.3
60	0.89 (1.0)	0.6	87.9 (93)	3.5	0.7	225	1.0
70	0.72 (1.0)	0.7	153 (180)	2.8	0.7	303	0.83
80	0.60 (1.0)	0.7	200 (257)	2.4	0.7	396	0.69
90	0.52 (1.0)	0.7	253 (352)	2.0	0.7	501	0.59
100	0.45 (1.0)	0.7	312 (467)	1.8	0.7	619	0.51
110	0.39 (1.0)	0.7	378 (602)	1.6	0.7	749	0.45
120	0.35 (1.0)	0.7	450 (759)	1.4	0.7	891	0.40
130	0.32 (1.0)	0.7	528 (939)	1.2	0.7	1046	0.36
140	0.29 (1.0)	0.7	612 (1144)	1.1	0.7	1213	0.33
150	0.26 (1.0)	0.7	703 (1376)	1.0	0.7	1393	0.30
160	0.24 (1.0)	0.7	799 (1634)	0.94 (1.0)	0.7	1584 (1624)	0.27
180	0.20 (1.0)	0.7	1012 (2237)	0.80 (1.0)	0.7	2005 (2237)	0.23
200	0.18 (1.0)	0.7	1249 (2962)	0.70 (1.0)	0.7	2476 (2962)	0.20

** Οι δύο πρώτες ομάδες του πίνακα αναφέρονται στους Ελληνικούς κανονισμούς.*

Με παρόμοιο τρόπο για τους αγωγούς ομβρίων θεωρείται $V_{0,1} \geq 0,6 \text{ m/s}$ οπότε προκύπτει $V_0 \geq 1.11 \text{ m/s}$ για τον έλεγχο ελαχίστων κλίσεων.

6.2.6 Εξασφάλιση Αερισμού των δικτύων (για αγωγούς ακαθάρτων)

Ο καλός αερισμός των δικτύων είναι προϋπόθεση για την αποφυγή αναερόβιων συνθηκών αποσύνθεσης (στις αναερόβιες συνθήκες ελκύονται ενώσεις που όταν απελευθερώνονται στην ατμόσφαιρα προκαλούν απεχθείς οσμές), αλλά και για λόγους προστασίας των ιδίων των αγωγών. Τα περιθώρια ασφαλείας που επιβάλουν οι Ελληνικοί κανονισμοί για τα ποσοστά πλήρωσης, εξασφαλίζουν ικανοποιητική προστασία λαμβάνοντας υπόψη επίσης και την ύπαρξη των ανθρωποθυρίδων και τους εξαεριστήρες των κατοικιών.

Οι σχετικές οδηγίες της ASCE (1976) επιβάλουν εγκαταστάσεις εξαναγκασμένου αερισμού σε ειδικές περιπτώσεις όπως:

- Για την απαγωγή μολυσμένου αέρα που είναι δυνατόν να διαφύγει στις κατοικημένες περιοχές.
- Σε αγωγούς πολύ μεγάλου μήκους με ασθενή φυσικό αερισμό και όπου η συγκέντρωση οξυγόνου είναι δυνατόν να πέσει κάτω του 50% με αποτέλεσμα την σήψη των λυμάτων και την παραγωγή θειούχων.
- Για να αποκλεισθεί η δημιουργία ατμόσφαιρας δυνάμενη να προκαλέσει εκρήξεις

Όταν απαιτείται εξαναγκασμένος αερισμός η εξαγωγή αέρα γίνεται σε υψηλό αεραγωγό ή με κάποια άλλη διάταξη αποσμήσεως. Επίσης προτείνεται η αποφυγή σιφωνιών ή τμημάτων υπό πίεση.

6.2.7 Αποφυγή δημιουργίας σηπτικών συνθηκών (για αγωγούς ακαθάρτων)

Η δημιουργία σηπτικότητας στα δίκτυα ακαθάρτων οφείλεται κυρίως στην παραγωγή υδρόθειου (που είναι αποτέλεσμα της δράσης αναερόβιων βακτηριδίων), αλλά και άλλων κακοσμιών εξαιτίας της αναερόβιας διάσπασης των οργανικών αλλά και των ανόργανων ουσιών που περιέχονται στα λύματα. Το H_2S παράγεται από την αναγωγή θεικών ενώσεων και την μικροβιολογική διάσπαση οργανικών θειούχων ενώσεων από μικροοργανισμούς που αναπτύσσονται στα τοιχώματα των αγωγών αποχέτευσης κάτω από την ελεύθερη επιφάνεια της ροής και στις αποθέσεις του πυθμένα. Οι συνθήκες που ευνοούν την ανάπτυξη υδρόθειου στους αγωγούς είναι οι μικρές κλίσεις, οι χαμηλές ταχύτητες, οι υψηλές θερμοκρασίες, ενώ εξαρτάται και από το pH του διαλύματος.

Έτσι με βάση τα παραπάνω, η πιθανότητα ανάπτυξης υδρόθειου αυξάνει, όταν:

- Αυξάνεται η θερμοκρασία
- Αυξάνεται το οργανικό φορτίο
- Αυξάνεται η βρεχόμενη περίμετρος του αγωγού
- Μειώνεται το πλάτος της ελεύθερης επιφάνειας του αγωγού
- Μειώνεται η κλίση του αγωγού.

Η ποσοτική εκτίμηση της πιθανότητας ανάπτυξης υδροθείου στους αγωγούς μπορεί να γίνει με την βοήθεια του δείκτη Z του Pomery, με την βοήθεια της ακόλουθης σχέσης, γνωστής ως σχέσης -Z (Bielecki & Schremmer, 1987): $Z = \frac{0.3[EBOD] P}{S^{0.5} Q^{1/3} B}$

Όπου [EBOD]=[BOD₅]1,07^{T-20}, το ενεργό οργανικό φορτίο σε mg/l.

S= η κλίση του αγωγού

Q= η παροχή (m³/s)

P= η βρεχόμενη περίμετρος

B= το πλάτος της ελεύθερης επιφάνειας (σε μονάδες ίδιες με αυτές της P)

[BOD₅]= το BOD₅ των λυμάτων (mg/l)

T= η θερμοκρασία σε °C.

Για τιμές του Z μικρότερες από 5000 η πιθανότητα παραγωγής υδροθείου είναι μικρή.

Για τιμές που κυμαίνονται στο εύρος 5000-10000 αναμένεται σχηματισμός μικρών μόνο ποσοτήτων υδροθείου (0,2-0,4 mg/l) χωρίς όμως σοβαρό κίνδυνο διάβρωσης. Σοβαρά προβλήματα διάβρωσης αναμένονται για τιμές του Z μεγαλύτερες του 10000 και κοντά στην περιοχή των 15000-20000.

Οι Bielecki & Schremmer θέτουν ως όριο για τον δείκτη Z την τιμή 7500. Ο έλεγχος προτείνεται να γίνεται και για ενδιάμεσες συνθήκες ροής.

6.3. Παροχές Σχεδιασμού Δικτύου Ακαθάρτων

6.3.1 Παροχές αποχέτευσης οικισμού

Αγωγοί Ακαθάρτων: Λειτουργούν ως ανοικτοί αγωγοί ενώ η διακύμανση της παροχής τους συναρτάται με την υδρευτική κατανάλωση. Το δίκτυο ακαθάρτων είναι συγκεντρωτικό και καταλήγει σε εγκατάσταση επεξεργασίας υγρών αποβλήτων. Βάση υπολογισμού η μέγιστη ωριαία κατανάλωση.

ρ: Συντελεστής ακαθάρτων, με βάση την κατανάλωση της ύδρευσης, εξαιρούνται ποσότητες νερού που μετατρέπονται σε υδρατμούς. Τυπική τιμή ρ: 0,8 (Τσακίρης, 2005)

Προσδιορισμός των παροχών σχεδιασμού χωρίς να απαιτείται επίλυση του δικτύου.

- $\text{mean}Q^{\text{ακ}}_{\text{HM}} = \rho \text{ mean}Q_{\text{HM}}$ (συνήθως τιμή $\rho = 0.8$)
- $\text{max}Q^{\text{ακ}}_{\text{HM}} = \lambda_1 \text{ mean}Q^{\text{ακ}}_{\text{HM}}$ (συνήθως τιμή $\lambda_1 = 1.5$)
- $\text{max}Q^{\text{ακ}}_{\omega\rho} = \Phi \text{ max}Q^{\text{ακ}}_{\text{HM}}$

$$\text{όπου } \Phi (\lambda_2 \text{ για ακάθαρτα}) \quad \Phi = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{\text{max}Q^{\text{ακ}}_{\text{H}}}} \leq 3$$

Αντί της ορολογίας μέγιστη ωριαία ακαθάρτων προτιμάται από πολλούς μέγιστη στιγμιαία παροχή ακαθάρτων.

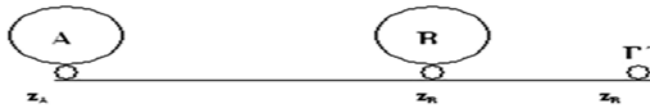
6.3.2 Πρόσθετες Εισροές (σε δίκτυα ακαθάρτων)

Προσδιορίζονται διακριτά από την παροχή ακαθάρτων του εξυπηρετούμενου οικισμού και προστίθενται στην παροχή σχεδιασμού και εξαρτώνται από (Τσακίρης, 2005):

- Έκταση επιφάνειας που αποχετεύεται
- Παλαιότητα δικτύου

- Βάθος αγωγού, ύψος υδροφόρου ορίζοντα
- Συγκεντρωτικό άθροισμα πρόσθετων παροχών

6.3.3 Προσδιορισμός παροχής σχεδιασμού δικτύου ακαθάρτων



Η μέγιστη ημερήσια παροχή ακαθάρτων στον αγωγό ΒΓ είναι

$$\max Q_{H,B\Gamma}^{ax} = \max Q_{H,A}^{ax} + \max Q_{H,B}^{ax}$$

Ο συντελεστής ωριαίας αιχμής είναι: $\lambda_2 = \Phi = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{\max Q_{H,B\Gamma}^{ax}}} \leq 3$

Η μέγιστη ωριαία παροχή ακαθάρτων δίνεται από τη σχέση:

$$\max Q_{\omega p,B\Gamma}^{ax} = \Phi \cdot \max Q_{H,B\Gamma}^{ax}$$

Προσοχή: Η προσέγγιση $\max Q_{\omega p,B\Gamma}^{ax} = \max Q_{\omega p,A}^{ax} + \max Q_{\omega p,B}^{ax}$

Οδηγεί σε υπερδιαστασιολόγηση εφόσον αυξάνοντας το μέγεθος του οικισμού ομαλοποιείται η κατανάλωση νερού συνεπώς και η παροχή αποχέτευσης.

Συνυπολογίζοντας και τις πρόσθετες εισροές προκύπτει ότι η συνολική παροχή σχεδιασμού στο τμήμα ΒΓ είναι:

$$Q_{B\Gamma}^{σχ\delta} = \max Q_{\omega p,B\Gamma}^{ax} + \sum_{AB+B\Gamma} q_{εισροών}$$

6.4. Παροχές Σχεδιασμού Δικτύου Ομβρίων

6.4.1 Διαφορές δικτύων αποχέτευσης ακαθάρτων και ομβρίων

- Τα δίκτυα ομβρίων είναι δίκτυα αποκεντρωμένου τύπου. Στόχος είναι να υπάρξει όσο το δυνατόν πιο γρήγορη έξοδο σε κάποιο τελικό αποδέκτη.
- Τα δίκτυα ομβρίων χωρίζονται σε επιμέρους τμήματα με εξόδους σε διαφορετικούς αποδέκτες
- Οι διατομές στα δίκτυα όμβριων είναι σχετικά μεγάλες για την αποχέτευση παροχών αιχμής των έντονων βροχοπτώσεων. Αντίθετα οι διατομές στα δίκτυα ακαθάρτων είναι σχετικά μικρές.
- Τα δίκτυα ομβρίων είναι ανοιχτά και σε επικοινωνία με το περιβάλλον σε αντίθεση με τα δίκτυα ακαθάρτων που είναι κλειστά δίκτυα.
- Ιεραρχικά από πλευράς αναγκών ενός οικισμού, το δίκτυο ακαθάρτων είναι αμεσότερης ανάγκης από αυτό των ομβρίων.
- Τα δίκτυα ομβρίων αποτελούν μέρος του γενικότερου δικτύου αντιπλημμυρικών έργων ενός οικισμού.
- Είναι διακοπτόμενης ροής σε αντίθεση με τα δίκτυα ακαθάρτων.
- Η δημιουργία ενός δικτύου ομβρίων σε ένα οικισμό μπορεί να έχει και αρνητικές συνέπειες για κατάντη αντιπλημμυρικά έργα. Η δημιουργία ενός εκτεταμένου δικτύου ομβρίων έχει ως αποτέλεσμα τη διοχέτευση όλου του πλημμυρικού όγκου νερού στο κατάντη αντιπλημμυρικό έργο με μεγάλη ταχύτητα, με αποτέλεσμα την

επιβάρυνση του. Η ύπαρξη δηλαδή ενός αποτελεσματικού δικτύου ομβρίων έχει σαν αποτέλεσμα τη μείωση του χρόνου συγκέντρωσης και την αύξηση της πλημμυρικής αιχμής στο κατάντη αντιπλημμυρικό έργο.

6.4.2 Παροχή σχεδιασμού αγωγών ομβρίων

Η παροχή σχεδιασμού υπολογίζεται πιθανοκρατικά για τις εξής περιόδους επαναφοράς:

- i. Για γεωργικές περιοχές ($T=5-10$ χρόνια)
- ii. Για αστικές περιοχές ($T=10-20$ χρόνια)
- iii. Για αντιπλημμυρικά έργα ($T=50$ χρόνια)

Γενικά για τα δίκτυα ομβρίων:

- Λειτουργούν ως ανοικτοί αγωγοί
- Μη συνεχούς λειτουργίας
- Μεγάλες διατομές
- Αποκεντρωτικός Σχεδιασμός
- Αποφυγή ενσωμάτωσης φυσικών λεκανών στα αστικά δίκτυα

6.5 Βασικά Υδρολογικά μεγέθη και έννοιες για το σχεδιασμό δικτύου όμβριων

Συντελεστής απορροής C:

Λόγος όγκου άμεσης απορροής προς τον όγκο της βροχόπτωσης: $c = h_R/h_T$

- ο h_R όγκος άμεσης απορροής εκφρασμένος σε όρους ισοδυνάμου ύψους
- ο h_T όγκος βροχόπτωσης εκφρασμένος σε όρους ισοδυνάμου ύψους

Ομβρίες καμπύλες

- $i = at^n$, για δεδομένη περίοδο επαναφοράς
- $i = ct^n/T^b$, μοναδική για όλες τις περιόδους επαναφοράς (Τσακίρης, 1995)
- Οι όμβριες καμπύλες είναι παράλληλες για τις περιόδους επαναφοράς
- Για την ίδια περίοδο επαναφοράς η ένταση βροχής i μειώνεται με την αύξηση της διάρκειας
- Για την ίδια διάρκεια βροχής η ένταση αυξάνεται με την αύξηση της περιόδου u
- Περίοδος επαναφοράς είναι το αντίστροφο της πιθανότητας υπέρβασης $P(X > x)$

$$T = \frac{1}{P(X > x)} = \frac{1}{1 - F(X \leq x)}$$

Αύξηση περιόδου επαναφοράς, συνεκτιμώντας:

- Κίνδυνο υλικών καταστροφών και ανθρώπινων ζωών
- Σημαντικότητα έργων (π.χ. εμπορικά κέντρα, χώροι αρχαιολογικής αξίας)
- Τεχνική δυνατότητα μελλοντικής επέμβασης

➤ Διάκριση μεταξύ ορίζοντα του έργου και περιόδου επαναφοράς (διαφορετικές έννοιες)

- Χρόνος που χρειάζεται το νερό να διανύσει την απόσταση από το πιο απομακρυσμένο σημείο της λεκάνης ως την έξοδο ακολουθώντας το υδρογραφικό δίκτυο
 - Διάκριση μεταξύ φυσικών λεκανών και αστικών λεκανών
 - Συνιστώσες χρόνου συγκέντρωσης:
 - ο Σε επιφάνειες (πειραματικές σχέσεις π.χ. Wanielista, 1978)
 - ο Ρηχή ροή (πειραματικές, Manning)
 - ο Διαμορφωμένη διατομή με βαθιά ροή (Manning)
- Η περίοδος επαναφοράς σχετίζεται άμεσα με το ρίσκο.

Πιθανότητα υπέρβασης μία τουλάχιστον φορά σε N χρόνια

Πιθανότητα υπέρβασης:

$$P(X > x) = \frac{1}{T}$$

Πιθανότητα μη υπέρβασης:

$$P(X \leq x) = 1 - \frac{1}{T}$$

Πιθανότητα μη υπέρβασης σε N χρόνια:

$$P_N(X \leq x) = \underbrace{\left(1 - \frac{1}{T}\right) \cdot \left(1 - \frac{1}{T}\right) \cdot \dots \cdot \left(1 - \frac{1}{T}\right)}_{N \text{ φορές}} = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N$$

Πιθανότητα υπέρβασης μία τουλάχιστον φορά σε N χρόνια:

$$P_N((X > x) > 0) = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N$$

Ορθολογική μέθοδος

Η ορθολογική μέθοδος περιγράφεται από την παρακάτω εξίσωση $Q = c (i A)$ (παροχή αιχμής πλημμύρας- σε μονάδες του διεθνούς συστήματος), ή ισοδύναμα, $Q = 0.278 c i A$, (m^3/s), με i σε mm/hr , από όμβριες για το χρόνο συγκέντρωσης και A σε Km^2 .
 Παραδοχές: ομοιόμορφη βροχόπτωση σε όλη την επιφάνεια, σταθερή ταχύτητα διηθήσεως, αιχμή παροχής ακολουθεί την περίοδο επαναφοράς της βροχόπτωσης. Προϋποθέσεις ισχύος, λεκάνη μικρότερη των $10Km^2$.

Βήματα Υπολογισμού παροχής αιχμής

Επιλογή περιόδου επαναφοράς αναλόγως της σημαντικότητας και της επικινδυνότητας του έργου.

Εύρεση χρόνου συγκέντρωσης λεκάνης

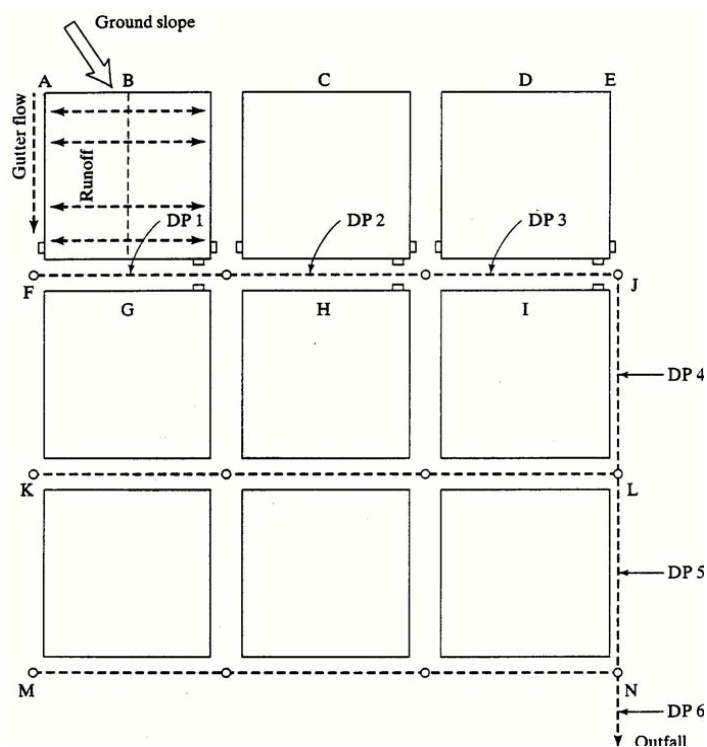
Εφαρμογή του χρόνου αυτού στη όμβρια καμπύλη (διάρκεια βροχής).
 Εάν εφαρμόσουμε μικρότερη διάρκεια βροχής δε συμβάλλει όλη η λεκάνη στην απορροή. Εάν εφαρμόσουμε μεγαλύτερη διάρκεια βροχής προκύπτει μικρότερη ένταση βροχής.

Πίνακας: Τιμές του συντελεστή απορροής C^* (Τσακίρης, 1995)

Τύπος επιφάνειας	C
Οδοστρώματα (ασφαλτικά, σκυροδέματος)	0.70 – 0.95
Στέγες σπιτιών	0.75 – 0.95
Αμμώδη εδάφη	
κλίση 0 ÷ 2 %	0.05 – 0.10
κλίση 2 ÷ 7 %	0.10 – 0.15
κλίση > 7 %	0.15 – 0.20
Βαριά εδάφη	
κλίση 0 ÷ 2 %	0.13 – 0.17
κλίση 2 ÷ 7 %	0.18 – 0.22
κλίση > 7 %	0.25 – 0.35
Εμπορικές περιοχές (κέντρο πόλης)	0.70 – 0.95
(προάστιο)	0.50 – 0.70
Κατοικημένες περιοχές	0.30 – 0.70
Βιομηχανικές περιοχές	0.50 – 0.90
Πάρκα, κοιμητήρια	0.10 – 0.25
Γήπεδα	0.20 – 0.35

Επίδραση αστικοποίησης:

- Μείωση του χρόνου συγκέντρωσης - Αύξηση έντασης βροχής
- Αύξηση συντελεστή απορροής C
- Βροχή μικρής σχετικά περιόδου επαναφοράς δημιουργεί ζημιές που αντιστοιχούσαν (πριν) σε βροχή μεγαλύτερης περιόδου επαναφοράς.

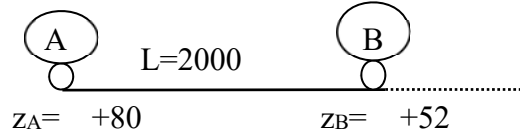


Σχήμα: Τυπική διάταξη αγωγών αποχέτευσης ομβρίων σε αστική περιοχή

6.6. Αυμένες Ασκήσεις

Άσκηση 6.6.1 Υδραυλική επίλυση (εφαρμογή σε αγωγό ακαθάρτων)

Ζητείται η διαστασιολόγηση του τμήματος του συλλεκτήριου αγωγού ακαθάρτων AB, όπου A αρχή του αγωγού. Δίνεται ότι η παροχή σχεδιασμού για το φρεάτιο A είναι 10 L/s . Θεωρείστε συντελεστή Manning για πλήρη πλήρωση του αγωγού $n_0 = 0.015$.



Η τυποποίηση των αποχετευτικών αγωγών από τσιμεντοσωλήνα του εμπορίου είναι:

Εξωτερική διάμετρος D_0 (mm)	510	630	740	860	980	1100	1220	1452
Εσωτερική διάμετρος D (mm)	400	500	600	700	800	900	1000	1200

Λύση

Πρόκειται για κλασσικό πρόβλημα διαστασιολόγησης. Επιλέγεται η κλίση του αγωγού να είναι ίδια με την κλίση του εδάφους. Συνεπώς ισχύει:

$$S_{AB} = \frac{Z_A - Z_B}{L_{AB}} = \frac{80 - 52}{2000} = 0.014$$

Η παροχή σχεδιασμού είναι σχετικά μικρή. Έτσι εκτιμάται ότι η διάμετρος του αγωγού θα είναι μικρότερη από των 400mm, οπότε με βάση την περιοριστική διάταξη 2 για αγωγούς ακαθάρτων ο λόγος πλήρωσης (y/D) πρέπει να είναι μικρότερος ή ίσος με 0,5. Οριακά (για να προκύψει η μικρότερη δυνατή διάμετρος επιλέγεται λόγος πλήρωσης ίσος με 0,5: $y/D=0,5$

Το πρόβλημα πλέον διατυπώνεται ως εξής: Έχοντας δεδομένη την παροχή Q , τον λόγο πλήρωσης y/D και την κλίση S ζητείται να προσδιοριστεί της κατάλληλης διατομής D (2° βασικό πρόβλημα υδραυλικής αποχετεύσεων).

Δεδομένα	Ζητούμενα
$Q=0,01 \text{ m}^3/\text{s}$ $S_{AB}= 0,014$ $y/D=0,5$	κατάλληλη D

Βήμα 1°: Υπολογισμός παροχής ολικής πλήρωσης Q_0

Από νομογράφημα (6^η ενότητα, βοηθητικά φυλλάδια για τις ασκήσεις) και για μεταβλητό n προσδιορίζεται ο λόγος Q/Q_0 .

$$\text{Για } \frac{y}{D} = 0,5 \rightarrow \frac{Q}{Q_0} = 0,4$$

Με δεδομένη την παροχή Q προσδιορίζεται η παροχή ολικής πλήρωσης Q_0

$$\frac{Q}{Q_0} = 0,4 \rightarrow Q_0 = \frac{Q}{0,4} \rightarrow Q_0 = 0,025 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Βήμα 2^ο: Υπολογισμός διαμέτρου αγωγού D

$$Q_0 = \frac{\pi}{4^{5/3}} \frac{1}{n_0} D^{8/3} \cdot S_{AB}^{1/2} \rightarrow D = \left(\frac{4^{5/3} n_0 Q_0}{\pi S_{AB}^{1/2}} \right)^{3/8} \rightarrow D$$

$$= \left(\frac{4^{5/3} \cdot 0,015 \cdot 0,025}{\pi \cdot 0,014^{1/2}} \right)^{3/8} = 0,178 \text{ m}$$

Βήμα 3^ο: Έλεγχος περιοριστικών διατάξεων

Έλεγχος 1: Έλεγχος για την ελάχιστη διάμετρο

Με βάση το Π.Δ. 696/74 προκύπτει για αγωγό ακαθάρτων ελάχιστη διάμετρος η Φ200 (D≥200). Εδώ ισχύει D=178 < 200 και συνεπώς η προτεινόμενη διατομή δεν ικανοποιεί τον παραπάνω έλεγχο για την ελάχιστη διάμετρο.

Προφανώς θα γίνει δοκιμή καταλληλότητας διατομής για διάμετρο ίση με την ελάχιστη Φ200. Το πρόβλημα πλέον διατυπώνεται ως εξής: Με γνωστή την παροχή Q, τη διάμετρο D και την κλίση του αγωγού ζητείται να γίνει ο έλεγχος καταλληλότητας της διατομής D (2^ο βασικό πρόβλημα υδραυλικής αποχετεύσεων).

Λεδομένα	Ζητούμενα
Q=0,01 m ³ /s S _{AB} = 0,014 D=0,2m	Έλεγχος καταλληλότητας διατομής (y, V)

Βήμα 1^ο: Υπολογισμός παροχής, ταχύτητας ολικής πλήρωσης Q_o, V_o

$$Q_o = \frac{\pi}{4^{5/3}} \frac{1}{n_o} D^{8/3} S^{1/2} \rightarrow Q_o = \frac{\pi}{4^{5/3}} \cdot \frac{1}{0,015} \cdot 0,2^{8/3} \cdot 0,014^{1/2} \rightarrow Q_o = 0,0336 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$V_o = \frac{4Q_o}{\pi D^2} \rightarrow V_o = \frac{4 \cdot 0,0336}{\pi \cdot 0,2^2} \rightarrow V_o = 1,07 \text{ m} / \text{s} \text{ (μόνο για ολική πλήρωση)}$$

Προσοχή: Η παραπάνω σχέση χρησιμοποιείται μόνο για συνθήκες ολικής πλήρωσης του αγωγού. Σε κάθε περίπτωση (ολική πλήρωση ή μη) ισχύει η παρακάτω σχέση:

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{1/2}$$

Για την περίπτωση της ολικής πλήρωσης κυκλικού αγωγού η παραπάνω σχέση γίνεται:

$$V_o = \frac{1}{n_o} \left(\frac{D}{4} \right)^{\frac{2}{3}} S^{1/2}$$

Βήμα 2^ο: Υπολογισμός λόγου Q/Q_o

$$\frac{Q}{Q_o} = \frac{0,01}{0,0336} = 0,297$$

Βήμα 3^ο: Υπολογισμός λόγων y/D και V/V_o

Από νομογράφημα (σελ 73, Σχεδιασμός Αστικών Δικτύων Αποχέτευσης, Δ. Κουτσογιάννης) και για μεταβλητό n προσδιορίζονται οι λόγοι y/D και V/V_o.

$$\text{Για } \frac{Q}{Q_o} = 0,297 \rightarrow \frac{y}{D} = 0,43 \text{ και για } \frac{y}{D} = 0,43 \rightarrow \frac{V}{V_o} = 0,74$$

Βήμα 4^ο: Υπολογισμός βάθους ροής y

Το βάθος ροής προκύπτει ως εξής:

$$\frac{y}{D} = 0,43 \rightarrow y = 0,43 \cdot D \rightarrow y = 0,43 \cdot 0,2 \rightarrow y = 0,086m$$

Βήμα 5^ο: Υπολογισμός ταχύτητας λειτουργίας V

Η ταχύτητα V σε συνθήκες λειτουργίας δίνεται υπολογίζεται ως εξής:

$$\frac{V}{V_o} = 0,74 \rightarrow V = 0,74 \cdot V_o \rightarrow V = 0,74 \cdot 1,07 \rightarrow V = 0,79m / s$$

Βήμα 6^ο: Έλεγχος περιοριστικών διατάξεων

Έλεγχος 1: Έλεγχος για την ελάχιστη διάμετρο

Αγωγοί ακαθάρτων. Πρέπει $D \geq 200$. Εδώ ισχύει $D = 200mm$ και συνεπώς η προτεινόμενη διατομή ικανοποιεί τον παραπάνω έλεγχο.

Έλεγχος 2: Έλεγχος για τα μέγιστα ποσοστά πλήρωσης.

Εφόσον η διάμετρος είναι μικρότερη των 400mm ο λόγος πλήρωσης πρέπει να είναι μικρότερος ή ίσος με 0.5. Εδώ έχουμε $y/D = 0,43 < 0,5$ και συνεπώς ισχύει ο περιορισμός.

Έλεγχος 3: Έλεγχος για τις μέγιστες ταχύτητες ροής.

Δεχόμαστε ως μέγιστο όριο ταχύτητας 3m/s. Εδώ έχουμε $V = 0,79m/s < 3m/s = V_{max}$ και συνεπώς ισχύει ο περιορισμός.

Έλεγχος 4: Έλεγχος για τις ελάχιστες ταχύτητες ροής

Οι τυπικές τιμές της ελάχιστης ταχύτητας εφαρμογής κυμαίνονται από 0,45-0,8m/s. Δεχόμαστε ως ελάχιστο όριο ταχύτητας 0,6m/s. Εδώ έχουμε $V = 0,79m/s > 0,6m/s = V_{min}$ και συνεπώς ισχύει ο περιορισμός.

Έλεγχος 5: Έλεγχος για τις ελάχιστες κλίσεις.

Με βάση τους Ελληνικούς κανονισμούς για τους περιορισμούς για την ελάχιστη κλίση ακαθάρτων προκύπτει ελάχιστη ταχύτητα ολικής πλήρωσης $V_{o,min} = 0,56 m/s$. Πράγματι: $V_o = 1.07m/s > 0,56 = V_{o,min}$ και συνεπώς ισχύει ο περιορισμός.

Παρατήρηση: Οι Αμερικάνικοι κανονισμοί προτείνουν $V_{o,min} = 0,6 m/s$ αλλά και με αυτή τη θεώρηση ικανοποιείται ο περιορισμός των ελάχιστων κλίσεων.

Άσκηση 6.6.2 Προσδιορισμός παροχής σχεδιασμού σε αγωγό ομβρίων με βάση την ορθολογική μέθοδο και υδραυλική επίλυση

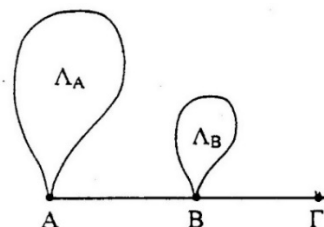
Δίνεται το παρακάτω σύστημα αποχέτευσης ομβρίων. Ζητείται να διαστασιολογηθεί ο αγωγός ομβρίων ΑΒΓ του Σχ. 1 όταν δίνονται τα μήκη και οι κλίσεις των επιμέρους τμημάτων του αγωγού:

Αγωγός	Μήκος	Κλίση
ΑΒ	300m	4,0 ‰
ΒΓ	250m	4,5 ‰

Οι λεκάνες απορροής που αντιστοιχούν στα φρεάτια Α και Β, οι συντελεστές απορροής τους και οι αντίστοιχοι χρόνοι συγκέντρωσης είναι:

Λεκάνη	Εμβαδόν	Συντελεστής απορροής	Χρόνος συγκέντρωσης
Λ _Α	100 στρ.	C _Α = 0,60	20 min
Λ _Β	50 στρ.	C _Β = 0,40	12min

Να επιλεγούν αγωγοί (τσιμεντοσωλήνες) με συντελεστή Manning για πλήρη διατομή $n_0 = 0,015$ Να χρησιμοποιηθεί η Όμβρια Καμπύλη περιόδου επαναφοράς 10 ετών: $i = 23 \cdot t^{-0,57}$ (i: ένταση βροχής σε mm/h, t: ο χρόνος σε h).



Σχήμα: Δίκτυο ομβρίων

Η τυποποίηση των αποχετευτικών αγωγών από τσιμεντοσωλήνα του εμπορίου είναι:

Εξωτερική διάμετρος D ₀ (mm)	510	630	740	860	980	1100	1220	1452
Εσωτερική διάμετρος D (mm)	400	500	600	700	800	900	1000	1200

α) Διαστασιολόγηση αγωγού ΑΒ

Η παροχή σχεδιασμού για τον αγωγό ΑΒ προκύπτει από τη μέγιστη απορροή της λεκάνης Α. Η παροχή αιχμής της λεκάνης Α θα υπολογιστεί με χρήση της ορθολογικής μεθόδου.

$$Q = 0,278 \cdot C \cdot i \cdot A \text{ όπου}$$

Q: η παροχή αιχμής (m³/s)

C: ο συντελεστής απορροής της λεκάνης (αδιάστατος)

i: η κρίσιμη ένταση βροχόπτωσης που αντιστοιχεί στο χρόνο συγκέντρωσης της λεκάνης απορροής (mm/h)

A: η έκταση της λεκάνης απορροής (km²)

Η κρίσιμη ένταση βροχόπτωσης προκύπτει από την εξίσωση της όμβριας καμπύλης χρησιμοποιώντας το χρόνο συγκέντρωσης. Για τη λεκάνη Α ο χρόνος συγκέντρωσης είναι $t_{cA} = 20 \text{ min}$. Συνεπώς, η κρίσιμη ένταση βροχόπτωσης είναι:

$$i = 23 \cdot t^{-0,57} \rightarrow i = 23 \cdot (20/60)^{-0,57} \rightarrow i = 43,02 \text{ mm/h}$$

Για τη λεκάνη Α ισχύει:

$$A=100 \text{ στρέμματα} \rightarrow A=0,1 \text{ km}^2$$

Η παροχή αιχμής της λεκάνης Α (παροχή σχεδιασμού για τον αγωγό ΑΒ) είναι:

$$Q = 0,278 \cdot C \cdot i \cdot A \rightarrow Q = 0,278 \cdot 0,6 \cdot 43,02 \cdot 0,1 \rightarrow Q = 0,718 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Θεωρείται λόγος πλήρωσης $y/D = 0,7$ αφού πρόκειται για αγωγό ομβρίων.

Το πρόβλημα πλέον διατυπώνεται ως εξής: Έχοντας δεδομένη την παροχή Q , τον λόγο πλήρωσης y/D και την κλίση S ζητείται να προσδιοριστεί η κατάλληλη διάμετρος D (2° βασικό πρόβλημα υδραυλικής αποχετεύσεων).

Δεδομένα	Ζητούμενα
$Q=0,718 \text{ m}^3/\text{s}$ $S_{AB}=0,004$ $y/D=0,7$	κατάλληλη D

Βήμα 1°: Υπολογισμός παροχής ολικής πλήρωσης Q_o

Από νομογράφημα (6η ενότητα, βοηθητικά φυλλάδια για τις ασκήσεις) και για μεταβλητό n προσδιορίζεται ο λόγος Q/Q_o .

$$\text{Για } \frac{y}{D} = 0,7 \rightarrow \frac{Q}{Q_o} = 0,71$$

Με δεδομένη την παροχή Q προσδιορίζεται η παροχή ολικής πλήρωσης Q_o

$$\frac{Q}{Q_o} = 0,71 \rightarrow Q_o = \frac{Q}{0,71} \rightarrow Q_o = 1,01 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Βήμα 2°: Υπολογισμός διαμέτρου αγωγού D

$$D = \left(\frac{4^{5/3} \cdot n_o \cdot Q_o}{\pi \cdot S_{AB}^{1/2}} \right)^{3/8} \rightarrow D = \left(\frac{4^{5/3} \cdot 0,015 \cdot 1,01}{\pi \cdot 0,004^{1/2}} \right)^{3/8} \rightarrow D = 0,906 \text{ m} \rightarrow D = 906 \text{ mm}$$

Βάσει της τυποποίησης προτείνεται η διάμετρος $D=1000 \text{ mm}$

Το πρόβλημα πλέον διατυπώνεται ως εξής: Έχοντας δεδομένη την παροχή Q , τη διάμετρο D και την κλίση του αγωγού ζητείται να γίνει ο έλεγχος καταλληλότητας της διατομής D (3° βασικό πρόβλημα υδραυλικής αποχετεύσεων).

Δεδομένα	Ζητούμενα
$Q=0,718 \text{ m}^3/\text{s}$ $S_{AB}=0,004$ $D=1 \text{ m}$	Έλεγχος καταλληλότητας διατομής (y , V)

Βήμα 1°: Υπολογισμός παροχής, ταχύτητας ολικής πλήρωσης Q_o , V_o

$$Q_o = \frac{\pi}{4^{5/3}} \frac{1}{n_o} D^{8/3} S^{1/2} \rightarrow Q_o = \frac{\pi}{4^{5/3}} \cdot \frac{1}{0,015} \cdot 1^{8/3} \cdot 0,004^{1/2} \rightarrow Q_o = 1,314 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$V_o = \frac{4Q_o}{\pi D^2} \rightarrow V_o = \frac{4 \cdot 1,314}{\pi \cdot 1^2} \rightarrow V_o = 1,67 \text{ m/s}$$

Προσοχή: Η παραπάνω σχέση χρησιμοποιείται μόνο για συνθήκες ολικής πλήρωσης του αγωγού. Σε κάθε περίπτωση (ολική πλήρωση ή μη) ισχύει η παρακάτω σχέση:

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{1/2}$$

Για την περίπτωση της ολικής πλήρωσης κυκλικού αγωγού η παραπάνω σχέση γίνεται:

$$V_o = \frac{1}{n_o} \left(\frac{D}{4} \right)^{\frac{2}{3}} S^{1/2}$$

Βήμα 2^ο: Υπολογισμός λόγου Q/Q_o

$$\frac{Q}{Q_o} = \frac{0,718}{1,314} \rightarrow \frac{Q}{Q_o} = 0,55$$

Βήμα 3^ο: Υπολογισμός λόγων y/D και V/V_o

Από νομογράφημα (σελ 73, Σχεδιασμός Αστικών Δικτύων Αποχέτευσης, Δ. Κουτσογιάννης) και για μεταβλητό n προσδιορίζονται οι λόγοι y/D και V/V_o .

$$\text{Για } \frac{Q}{Q_o} = 0,55 \rightarrow \frac{y}{D} = 0,6 \text{ και για } \frac{y}{D} = 0,6 \rightarrow \frac{V}{V_o} = 0,87$$

Βήμα 4^ο: Υπολογισμός ταχύτητας λειτουργίας V

Η ταχύτητα V σε συνθήκες λειτουργίας υπολογίζεται ως εξής:

$$\frac{V}{V_o} = 0,87 \rightarrow V = 0,87 \cdot V_o \rightarrow V = 0,87 \cdot 1,67 \rightarrow V = 1,455 \text{ m/s}$$

Βήμα 5^ο: Έλεγχος περιοριστικών διατάξεων

Έλεγχος 1: Έλεγχος για την ελάχιστη διάμετρο

Με βάση το Π.Δ. 696/74 προκύπτει για αγωγό ομβρίων ελάχιστη διάμετρος η $\Phi 400$ ($D \geq 400$). Εδώ ισχύει $D = 1000 \text{ mm}$ και συνεπώς η προτεινόμενη διατομή ικανοποιεί τον παραπάνω έλεγχο.

Έλεγχος 2: Έλεγχος για τα μέγιστα ποσοστά πλήρωσης.

Ο λόγος πλήρωσης πρέπει να είναι μικρότερος ή ίσος από 0,7. Εδώ έχουμε $y/D = 0,6$ και συνεπώς ισχύει ο περιορισμός.

Έλεγχος 3: Έλεγχος για τις μέγιστες ταχύτητες ροής.

Δεχόμαστε ως μέγιστο όριο ταχύτητας 6 m/s . Εδώ έχουμε $V = 1,45 \text{ m/s} < 6 \text{ m/s} = V_{\max}$ και συνεπώς ισχύει ο περιορισμός.

Έλεγχος 4: Έλεγχος για τις ελάχιστες ταχύτητες ροής

Οι τυπικές τιμές της ελάχιστης ταχύτητας εφαρμογής κυμαίνονται από $0,45 - 0,8 \text{ m/s}$. Δεχόμαστε ως ελάχιστο όριο ταχύτητας $0,6 \text{ m/s}$:

Εδώ έχουμε $V = 1,45 \text{ m/s} > 0,6 \text{ m/s} = V_{\min}$ και συνεπώς ισχύει ο περιορισμός.

Έλεγχος 5: Έλεγχος για τις ελάχιστες κλίσεις.

Με βάση τους Ελληνικούς κανονισμούς για τους περιορισμούς για την ελάχιστη κλίση προκύπτει ελάχιστη ταχύτητα ολικής πλήρωσης $V_{o,\min} = 1,11 \text{ m/s}$. Πράγματι: $V_o = 1,67 \text{ m/s} > 1,11 = V_{o,\min}$ και συνεπώς ισχύει ο περιορισμός.

Συνεπώς επιλέγεται $D_{AB} = 1 \text{ m}$

β) Διαστασιολόγηση τμήματος ΒΓ

Ο προσδιορισμός της παροχής σχεδιασμού του τμήματος ΒΓ θα γίνει και πάλι με τη χρησιμοποίηση της ορθολογικής μεθόδου. Πρέπει όμως να προσδιοριστεί ο μέγιστος χρόνος συγκέντρωσης που αντιστοιχεί στη συνολική περιοχή. Οι πιθανές “διαδρομές” προς το φρεάτιο Β είναι δύο.

1) Η απορροή της λεκάνης Α μέσω του αγωγού ΑΒ καταλήγει στο Β

2) Η απορροή της λεκάνης Β καταλήγει στο Β

Ο χρόνος συγκέντρωσης για τη συνολική περιοχή που παροχετεύεται από το φρεάτιο Β δίνεται από τη σχέση:

$$tc_{B\Gamma} = \max \{ tc_A + t_{AB}, tc_B \} \text{ όπου}$$

tc_A, tc_B : οι χρόνοι συγκέντρωσης των λεκανών Α, Β

t_{AB} : ο χρόνος κίνησης του νερού στο τμήμα AB

Ο χρόνος t_{AB} υπολογίζεται ως εξής:

$$t_{AB} = \frac{L_{AB}}{U_{AB}} \rightarrow t_{AB} = \frac{300}{1,455} \rightarrow t_{AB} = 206.08s \text{ ή } t_{AB} = 3,43min$$

$$\text{Συνεπώς, } t_{c_{BF}} = \max\{20 + 3.43, 12\} \rightarrow t_{c_{BF}} = 23,43 \text{ min}$$

Επόμενο βήμα είναι ο προσδιορισμός του μέσου συντελεστή απορροής για τη συνολική περιοχή AB

$$\bar{C} = \frac{C_A \cdot A_1 + C_B \cdot A_2}{A_1 + A_2} \rightarrow \bar{C} = \frac{0,6 \cdot 100 + 0,4 \cdot 50}{100 + 50} \rightarrow \bar{C} = 0,533$$

Η κρίσιμη ένταση βροχόπτωσης είναι:

$$i = 23 \cdot t^{-0,57} \rightarrow i = 23 \cdot (23,43/60)^{-0,57} \rightarrow i = 39,30mm/h$$

Η έκταση της συνολικής περιοχής είναι: $A=150$ στρέμματα $A=0,15 \text{ km}^2$

Η παροχή αιχμής της συνολικής περιοχής (παροχή σχεδιασμού για τον αγωγό ΒΓ) προκύπτει ως εξής:

$$Q = 0,278 \cdot \bar{C} \cdot i \cdot A_{\text{tot}} \rightarrow Q = 0,278 \cdot 0,533 \cdot 39,30 \cdot 0,15 \rightarrow Q = 0,874 \text{ m}^3/s$$

$$Q_{\text{σχεδ}}^{BF} = 0,874 \text{ m}^3/s$$

Θεωρείται λόγος πλήρωσης $y/D = 0,7$ αφού πρόκειται για αγωγό ομβρίων. Το πρόβλημα πλέον διατυπώνεται ως εξής: Έχοντας δεδομένη την παροχή Q , τον λόγο πλήρωσης y/D και την κλίση S ζητείται να προσδιοριστεί η κατάλληλη διάμετρος D (2° βασικό πρόβλημα υδραυλικής αποχετεύσεων).

Δεδομένα	Ζητούμενα
$Q=0,874 \text{ m}^3/s$ $S_{BF}=0,0045$ $y/D=0,7$	κατάλληλη D

Βήμα 1°: Υπολογισμός παροχής ολικής πλήρωσης Q_0

Από νομογράφημα (σελ 73, Σχεδιασμός Αστικών Δικτύων Αποχέτευσης, Δ. Κουτσογιάννης) και για μεταβλητό n προσδιορίζεται ο λόγος Q/Q_0 .

$$\text{Για } \frac{y}{D} = 0,7 \rightarrow \frac{Q}{Q_0} = 0,71$$

Με δεδομένη την παροχή Q προσδιορίζεται η παροχή ολικής πλήρωσης Q_0

$$\frac{Q}{Q_0} = 0,71 \rightarrow Q_0 = \frac{Q}{0,71} \rightarrow Q_0 = 1,23 \text{ m}^3/s$$

Βήμα 2°: Υπολογισμός διαμέτρου αγωγού D

Το τμήμα ΒΓ είναι κατάντη τμήμα αγωγού και συνεπώς η ελάχιστη διάμετρος για το τμήμα ΒΓ είναι ίση με τη διάμετρο D_{AB} ($\min D_{BF}=D_{AB}=1000\text{mm}$). Ελέγχεται αν η διάμετρος πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την $\min D_{BF}$.

$$D = \left(\frac{4^{5/3} \cdot n_0 \cdot Q_0}{\pi \cdot S_{BF}^{1/2}} \right)^{3/8} \rightarrow D = \left(\frac{4^{5/3} \cdot 0,015 \cdot 1,23}{\pi \cdot 0,0045^{1/2}} \right)^{3/8} \rightarrow D = 0,954\text{m} \rightarrow D = 954\text{mm}$$

Προτείνεται βάσει της τυποποίησης η διάμετρος $D=1000\text{mm}$ η οποία ικανοποιεί το περιορισμό της κατάντη ελάχιστης διαμέτρου.

Το πρόβλημα πλέον διατυπώνεται ως εξής: Έχοντας δεδομένη την παροχή Q , τη διάμετρο D και την κλίση του αγωγού ζητείται να γίνει ο έλεγχος καταλληλότητας της διατομής D (3^ο βασικό πρόβλημα υδραυλικής αποχετεύσεων).

Δεδομένα	Ζητούμενα
$Q=0,874 \text{ m}^3/\text{s}$ $S_{\text{BI}}=0,0045$ $D=1\text{m}$	Έλεγχος καταλληλότητας διατομής (y , V)

Βήμα 1^ο: Υπολογισμός παροχής, ταχύτητας ολικής πλήρωσης Q_o , V_o

$$Q_o = \frac{\pi}{4^{5/3}} \frac{1}{n_o} D^{8/3} S^{1/2} \rightarrow Q_o = \frac{\pi}{4^{5/3}} \cdot \frac{1}{0,015} \cdot 1^{8/3} \cdot 0,0045^{1/2} \rightarrow Q_o = 1,393 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_o = \frac{4Q_o}{\pi D^2} \rightarrow V_o = \frac{4 \cdot 1,314}{\pi \cdot 1^2} \rightarrow V_o = 1,77 \text{ m/s}$$

Βήμα 2^ο: Υπολογισμός λόγου Q/Q_o

$$\frac{Q}{Q_o} = \frac{0,874}{1,393} \rightarrow \frac{Q}{Q_o} = 0,627$$

Βήμα 3^ο: Υπολογισμός λόγων y/D και V/V_o

Από νομογράφημα (ενότητα 6, βοηθητικά φυλλάδια για τις ασκήσεις) και για μεταβλητό n προσδιορίζονται οι λόγοι y/D και V/V_o .

$$\text{Για } \frac{Q}{Q_o} = 0,627 \rightarrow \frac{y}{D} = 0,64 \text{ και για } \frac{y}{D} = 0,64 \rightarrow \frac{V}{V_o} = 0,92$$

Βήμα 4^ο: Υπολογισμός ταχύτητας λειτουργίας V

Η ταχύτητα V σε συνθήκες λειτουργίας δίνεται υπολογίζεται ως εξής:

$$\frac{V}{V_o} = 0,92 \rightarrow V = 0,92 \cdot V_o \rightarrow V = 0,92 \cdot 1,77 \rightarrow V = 1,63 \text{ m/s}$$

Βήμα 5^ο: Έλεγχος περιοριστικών διατάξεων

Έλεγχος 1: Έλεγχος για την ελάχιστη διάμετρο

Με βάση το Π.Δ. 696/74 προκύπτει για αγωγό ομβρίων ελάχιστη διάμετρος η $\Phi 400$ ($D \geq 400$). Εδώ ισχύει $D=1000\text{mm}$ και συνεπώς η προτεινόμενη διατομή ικανοποιεί τον παραπάνω έλεγχο.

Έλεγχος 2: Έλεγχος για τα μέγιστα ποσοστά πλήρωσης.

Ο λόγος πλήρωσης πρέπει να είναι μικρότερος ή ίσος από 0.7. Εδώ έχουμε $y/D = 0.64$ και συνεπώς ισχύει ο περιορισμός.

Έλεγχος 3: Έλεγχος για τις μέγιστες ταχύτητες ροής.

Δεχόμαστε ως μέγιστο όριο ταχύτητας 6m/s . Εδώ έχουμε $V = 1,63\text{m/s} < 6\text{m/s} = V_{\text{max}}$ και συνεπώς ισχύει ο περιορισμός.

Έλεγχος 4: Έλεγχος για τις ελάχιστες ταχύτητες ροής

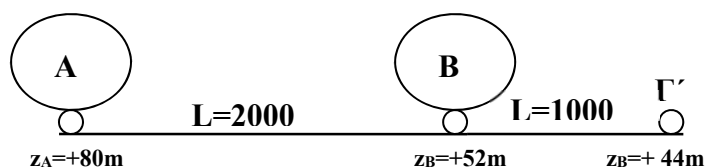
Οι τυπικές τιμές της ελάχιστης ταχύτητας εφαρμογής κυμαίνονται από $0,45\text{--}0,8\text{m/s}$. Δεχόμαστε ως ελάχιστο όριο ταχύτητας $0,6\text{m/s}$. Εδώ έχουμε $V = 1,63 \text{ m/s} > 0,6\text{m/s} = V_{\text{min}}$ και συνεπώς ισχύει ο περιορισμός.

Έλεγχος 5: Έλεγχος για τις ελάχιστες κλίσεις.

Με βάση τους Ελληνικούς κανονισμούς για τους περιορισμούς για την ελάχιστη κλίση προκύπτει ελάχιστη ταχύτητα ολικής πλήρωσης $V_{o,\text{min}} = 1,11 \text{ m/s}$. Πράγματι: $V_o = 1,77\text{m/s} > 1,11 = V_{o,\text{min}}$ και συνεπώς ισχύει ο περιορισμός. Συνεπώς επιλέγεται $D_{\text{BI}} = 1\text{m}$

Άσκηση 6.6.3 Προσδιορισμός παροχής σχεδιασμού σε αγωγό ακαθάρτων και υδραυλική επίλυση

Δίνεται το παρακάτω σύστημα αποχέτευσης ακαθάρτων.



Ο οικισμός Α παροχετεύει αποκλειστικά τα λύματά του στο φρεάτιο Α, ενώ ο Β στο φρεάτιο Β.

Δίνονται:

ΟΙΚΙΣΜΟΣ	Μέση ημερήσια κατανάλωση νερού	Πληθυσμός οικισμών	Πρόσθετες εισροές (L/s)
A	190	1200	0,8
B	180	1400	1,7

Θεωρείστε συντελεστή Manning για ολική πλήρωση του αγωγού 0,014 ($n_o = 0,014$). Να προσδιοριστούν Α) οι παροχές σχεδιασμού για τους αγωγούς ΑΒ, ΒΓ και Β) οι κατάλληλες διαμέτροι (διαστασιολόγηση). Βοηθητικά στοιχεία για προβλήματα ακαθάρτων, (θεωρείστε τα σαν δεδομένα αν δεν δίνονται άλλες διευκρινήσεις)

Εξωτερική διάμετρος D_o (mm)	510	630	740	860	980	1100	1220	1452
Εσωτερική διάμετρος D (mm)	400	500	600	700	800	900	1000	1200

Λύση

ΤΜΗΜΑ ΑΒ

Αρχικά υπολογίζεται η μέγιστη ημερήσια κατανάλωση του οικισμού Α:

$$\max Q_H = \lambda_1 \cdot \bar{Q}_H \rightarrow \max Q_H = 1,5 \frac{1200 \cdot 190}{24 \cdot 60 \cdot 60} \rightarrow \max Q_H = 3,96 \text{ L/s}$$

Η μέγιστη ημερήσια παροχή ακαθάρτων δίνεται από τη σχέση:

$$\max Q_H^{ak} = \rho \cdot \max Q_H \rightarrow \max Q_H^{ak} = 0,8 \cdot 3,96 \rightarrow \max Q_H^{ak} = 3,17 \text{ L/s}$$

όπου ρ ο συντελεστής παροχής ακαθάρτων (τυπική τιμή 0,8) .

Η μέγιστη ωριαία παροχή ακαθάρτων δίνεται από τη σχέση $Q_{\omega p}^{ak} = \lambda_2 \cdot \max Q_H^{ak}$ όπου

λ_2 ο συντελεστής ωριαίας αιχμής ο οποίος δίνεται από τη σχέση

$$\lambda_2 = P = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{\max Q_H^{ak}}} \leq 3 \text{ όπου } \max Q_H: \text{ η μέγιστη ημερήσια παροχή ακαθάρτων}$$

σε L/s

$$\text{Συνεπώς ισχύει: } \lambda_2 = P = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{3,17}} = 2,9 \text{ και } Q_{\omega}^{ak} = 2,9 \cdot 3,17 \rightarrow Q_{\omega}^{ak} = 9,19 \text{ L/s}$$

Επιπλέον πρέπει να συνυπολογιστούν και οι πρόσθετες εισροές. Έτσι η συνολική παροχή σχεδιασμού στο τμήμα ΑΒ είναι:

$$Q_{AB}^{σχ\epsilon\delta} = Q_{\omega p}^{ak} + q_{\epsilon\iota\sigma} \rightarrow Q_{AB}^{σχ\epsilon\delta} = 9,19 + 0,8 \rightarrow Q_{AB}^{σχ\epsilon\delta} = 9,9 \text{ L/s}$$

$$\text{Συνεπώς } Q_{AB}^{σχ\epsilon\delta} = 9,9 \text{ l/s} \rightarrow Q_{AB}^{σχ\epsilon\delta} = 0,0099 \text{ m}^3/\text{s}$$

Για τη διαστασιολόγηση του τμήματος AB του αγωγού επιλέγεται η κλίση του αγωγού να είναι ίδια με την κλίση του εδάφους. Συνεπώς ισχύει:

$$S_{AB} = \frac{Z_A - Z_B}{L_{AB}} \rightarrow S_{AB} = \frac{80 - 52}{2000} \rightarrow S_{AB} = 0,014$$

Θεωρείται ότι διάμετρος του αγωγού θα είναι 200mm με μέγιστο λόγο πλήρωσης ίσο με 0,5: $y/D=0,5$.

Το πρόβλημα πλέον διατυπώνεται ως εξής: Με γνωστή την παροχή Q, τη διάμετρο D και την κλίση του αγωγού ζητείται να γίνει ο έλεγχος καταλληλότητας της διατομής D (3^ο βασικό πρόβλημα υδραυλικής αποχετεύσεων).

Δεδομένα	Ζητούμενα
$Q=0,0099 \text{ m}^3/\text{s}$ $S_{AB}= 0,014$ $D=0,2\text{m}$	Έλεγχος καταλληλότητας διατομής (y, V)

Βήμα 1^ο: Υπολογισμός παροχής, ταχύτητας ολικής πλήρωσης Q_o , V_o

$$Q_o = \frac{\pi}{4^{5/3}} \frac{1}{n_o} D^{8/3} S^{1/2} \rightarrow Q_o = \frac{\pi}{4^{5/3}} \cdot \frac{1}{0,014} \cdot 0,2^{8/3} \cdot 0,014^{1/2} \rightarrow Q_o = 0,036 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_o = \frac{4Q_o}{\pi D^2} \rightarrow V_o = \frac{4 \cdot 0,036}{\pi \cdot 0,2^2} \rightarrow V_o = 1,15 \text{ m/s (ισχύει μόνο για ολική πλήρωση)}$$

Βήμα 2^ο: Υπολογισμός λόγου Q/Q_o

$$\frac{Q}{Q_o} = \frac{0,0099}{0,036} \rightarrow \frac{Q}{Q_o} = 0,28$$

Βήμα 3^ο: Υπολογισμός λόγων y/D και V/V_o

Από νομογράφημα (6^η ενότητα, βοηθητικά φυλλάδια για τις ασκήσεις) και για μεταβλητό n προσδιορίζονται οι λόγοι y/D και V/V_o .

$$\text{Για } \frac{Q}{Q_o} = 0,28 \rightarrow \frac{y}{D} = 0,42 \text{ και για } \frac{y}{D} = 0,42 \rightarrow \frac{V}{V_o} = 0,71$$

Βήμα 4^ο: Υπολογισμός ταχύτητας λειτουργίας V

Η ταχύτητα V σε συνθήκες λειτουργίας δίνεται υπολογίζεται ως εξής:

$$\frac{V}{V_o} = 0,71 \rightarrow V = 0,71 \cdot V_o \rightarrow V = 0,71 \cdot 1,15 \rightarrow V = 0,82 \text{ m/s}$$

Βήμα 5^ο: Έλεγχος περιοριστικών διατάξεων

Έλεγχος 1: Έλεγχος για την ελάχιστη διάμετρο

Με βάση το Π.Δ. 696/74 προκύπτει για αγωγό ακαθάρτων ελάχιστη διάμετρος η Φ200 ($D \geq 200$). Εδώ ισχύει $D=200\text{mm}$ και συνεπώς η προτεινόμενη διατομή ικανοποιεί τον παραπάνω έλεγχο.

Έλεγχος 2: Έλεγχος για τα μέγιστα ποσοστά πλήρωσης.

Εφόσον η διάμετρος είναι μικρότερη των 400mm ο λόγος πλήρωσης πρέπει να είναι μικρότερος ή ίσος με 0.5. Εδώ έχουμε $y/D = 0,42 < 0,5$ και συνεπώς ισχύει ο περιορισμός.

Έλεγχος 3: Έλεγχος για τις μέγιστες ταχύτητες ροής.

Δεχόμαστε ως μέγιστο όριο ταχύτητας 3m/s . Εδώ έχουμε $V = 0,82 \text{ m/s} < 3 \text{ m/s} = V_{\max}$ και συνεπώς ισχύει ο περιορισμός.

Έλεγχος 4: Έλεγχος για τις ελάχιστες ταχύτητες ροής

Οι τυπικές τιμές της ελάχιστης ταχύτητας εφαρμογής κυμαίνονται από 0,45-0,8m/s. Δεχόμαστε ως ελάχιστο όριο ταχύτητας 0,6m/s. Εδώ έχουμε $V = 0,82\text{m/s} > 0,6\text{m/s} = V_{\min}$ και συνεπώς ισχύει ο περιορισμός.

Έλεγχος 5: Έλεγχος για τις ελάχιστες κλίσεις.

Με βάση τους Ελληνικούς κανονισμούς για τους περιορισμούς για την ελάχιστη κλίση προκύπτει ελάχιστη ταχύτητα ολικής πλήρωσης $V_{o,\min} = 0,56 \text{ m/s}$. Πράγματι: $V_o = 1,15\text{m/s} > 0,56 = V_{o,\min}$ και συνεπώς ισχύει ο περιορισμός.

Συνεπώς επιλέγεται $D_{AB} = 200\text{mm}$

ΤΜΗΜΑ ΒΓ

Αρχικά υπολογίζεται η μέγιστη ημερήσια παροχή ακαθάρτων του οικισμού Β.

$$\max Q^{\alpha\kappa}_H = \lambda_1 \cdot \rho \cdot \bar{Q}_H \rightarrow \max Q^{\alpha\kappa}_H = \frac{1,5 \cdot 0,8 \cdot 1400 \cdot 180}{24 \cdot 60 \cdot 60} \rightarrow \max Q^{\alpha\kappa}_H = 3,5 \text{ L/s}$$

Η μέγιστη ημερήσια παροχή ακαθάρτων στον αγωγό ΒΓ είναι

$$\max Q^H_{BG} = \max Q^H_A + \max Q^H_B \rightarrow \max Q^H_{BG} = 3,17 + 3,5 \rightarrow \max Q^H_{BG} = 6,67 \text{ L/s}$$

Ο συντελεστής ωριαίας αιχμής είναι:

$$\lambda_2 = P = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{\max Q^{\alpha\kappa}_H}} \leq 3 \rightarrow \lambda_2 = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{6,67}} \rightarrow \lambda_2 = 2,47$$

Η μέγιστη ωριαία παροχή ακαθάρτων δίνεται από τη σχέση:

$$Q^{\alpha\kappa}_\omega = \lambda_2 \cdot \max Q^{\alpha\kappa}_H \rightarrow Q^{\alpha\kappa}_\omega = 2,47 \cdot 6,67 \rightarrow Q^{\alpha\kappa}_\omega = 16,47 \text{ L/s}$$

Συνυπολογίζοντας και τις πρόσθετες εισροές προκύπτει ότι η συνολική παροχή σχεδιασμού στο τμήμα ΒΓ είναι:

$$Q^{\sigma\chi\epsilon\delta}_{BG} = Q^{\alpha\kappa}_\omega + \sum q_{\text{εισροών}} \rightarrow Q^{\sigma\chi\epsilon\delta}_{BG} = 16,47 + (0,8 + 1,7) \rightarrow Q^{\sigma\chi\epsilon\delta}_{BG} = 18,97 \text{ L/s}$$

$$\text{Συνεπώς } Q^{\sigma\chi\epsilon\delta}_{BG} = 0,01897 \text{ m}^3/\text{s}$$

Το τμήμα ΒΓ είναι κατάντη τμήμα αγωγού και συνεπώς η ελάχιστη διάμετρος για το τμήμα ΒΓ είναι ίση με τη διάμετρο D_{AB} ($\min D_{BG} = D_{AB} = 200\text{mm}$).

Για τη διαστασιολόγηση του τμήματος ΑΒ του αγωγού επιλέγεται η κλίση του αγωγού να είναι ίδια με την κλίση του εδάφους. Συνεπώς ισχύει:

$$S_{BG} = \frac{Z_B - Z_\Gamma}{L_{AB}} \rightarrow S_{AB} = \frac{52 - 44}{1000} \rightarrow S_{AB} = 0,008$$

Το τμήμα ΒΓ είναι κατάντη τμήμα αγωγού και συνεπώς η ελάχιστη διάμετρος για το τμήμα ΒΓ είναι ίση με τη διάμετρο D_{AB} ($\min D_{BG} = D_{AB} = 200\text{mm}$).

Θεωρείται ότι η διάμετρος του αγωγού θα είναι μικρότερη από των 400mm, οπότε με βάση την περιοριστική διάταξη 2 ο λόγος πλήρωσης (y/D) πρέπει να είναι μικρότερος ή ίσος με 0,5. Οριακά (για να προκύψει η μικρότερη δυνατή διάμετρος επιλέγεται λόγος πλήρωσης ίσος με 0,5: $y/D = 0,5$)

Το πρόβλημα πλέον διατυπώνεται ως εξής: Έχοντας δεδομένη την παροχή Q , τον λόγο πλήρωσης y/D και την κλίση S ζητείται να προσδιοριστεί η κατάλληλη διατομή D (2^ο βασικό πρόβλημα υδραυλικής αποχετεύσεων).

Δεδομένα	Ζητούμενα
$Q = 0,01897 \text{ m}^3/\text{s}$ $S_{BG} = 0,008$ $y/D = 0,5$	κατάλληλη D

Βήμα 1^ο: Υπολογισμός παροχής ολικής πλήρωσης Q_o

Από νομογράφημα (σελ 73, Σχεδιασμός Αστικών Δικτύων Αποχέτευσης, Δ. Κουτσογιάννης) και για μεταβλητό n προσδιορίζεται ο λόγος Q/Q_o .

$$\text{Για } \frac{y}{D} = 0,5 \rightarrow \frac{Q}{Q_o} = 0,4$$

Με δεδομένη την παροχή Q προσδιορίζεται η παροχή ολικής πλήρωσης Q_o

$$\frac{Q}{Q_o} = 0,4 \rightarrow Q_o = \frac{Q}{0,4} \rightarrow Q_o = 0,0474 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Βήμα 2^ο: Υπολογισμός διαμέτρου αγωγού D

$$D = \left(\frac{4^{5/3} \cdot n_o \cdot Q_o}{\pi \cdot S_{AB}^{1/2}} \right)^{3/8} \rightarrow D = \left(\frac{4^{5/3} \cdot 0,014 \cdot 0,0474}{\pi \cdot 0,008^{1/2}} \right)^{3/8} \rightarrow D = 0,246 \text{ m} \rightarrow D = 246 \text{ mm}$$

Προτείνεται βάσει της τυποποίησης η διάμετρος $D=250 \text{ mm}$ η οποία ικανοποιεί το περιορισμό της κατάντη ελάχιστης διαμέτρου.

Το πρόβλημα πλέον διατυπώνεται ως εξής: Έχοντας δεδομένη την παροχή Q , τη διάμετρο D και την κλίση του αγωγού ζητείται να γίνει ο έλεγχος καταλληλότητας της διατομής D (3^ο βασικό πρόβλημα υδραυλικής αποχετεύσεων).

Δεδομένα	Ζητούμενα
$Q=0,01897 \text{ m}^3/\text{s}$ $S_{BF}=0,008$ $D=0,25 \text{ m}$	Έλεγχος καταλληλότητας διατομής (y , V)

Βήμα 1^ο: Υπολογισμός παροχής, ταχύτητας ολικής πλήρωσης Q_o , V_o

$$Q_o = \frac{\pi}{4^{5/3}} \cdot \frac{1}{n_o} D^{8/3} S^{1/2} \rightarrow Q_o = \frac{\pi}{4^{5/3}} \cdot \frac{1}{0,014} \cdot 0,25^{8/3} \cdot 0,008^{1/2} \rightarrow Q_o = 0,049 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$V_o = \frac{4Q_o}{\pi D^2} \rightarrow V_o = \frac{4 \cdot 0,049}{\pi \cdot 0,3^2} \rightarrow V_o = 0,69 \text{ m} / \text{s} \text{ (ο τύπος ισχύει μόνο για ολική πλήρωση)}$$

Βήμα 2^ο: Υπολογισμός λόγου Q/Q_o

$$\frac{Q}{Q_o} = \frac{0,01897}{0,049} \rightarrow \frac{Q}{Q_o} = 0,39$$

Βήμα 3^ο: Υπολογισμός λόγων y/D και V/V_o

Από νομογράφημα (σελ 73, Σχεδιασμός Αστικών Δικτύων Αποχέτευσης, Δ. Κουτσογιάννης) και για μεταβλητό n προσδιορίζονται οι λόγοι y/D και V/V_o .

$$\text{Για } \frac{Q}{Q_o} = 0,39 \rightarrow \frac{y}{D} = 0,49 \text{ και για } \frac{y}{D} = 0,49 \rightarrow \frac{V}{V_o} = 0,79$$

Βήμα 4^ο: Υπολογισμός ταχύτητας λειτουργίας V

Η ταχύτητα V σε συνθήκες λειτουργίας δίνεται υπολογίζεται ως εξής:

$$\frac{V}{V_o} = 0,79 \rightarrow V = 0,79 \cdot V_o \rightarrow V = 0,79 \cdot 0,69 \rightarrow V = 0,54 \text{ m} / \text{s}$$

Βήμα 5^ο: Έλεγχος περιοριστικών διατάξεων

Έλεγχος 1: Έλεγχος για την ελάχιστη διάμετρο

Με βάση το Π.Δ. 696/74 προκύπτει για αγωγό ακαθάρτων ελάχιστη διάμετρος η $\Phi 200$ ($D \geq 0$). Εδώ ισχύει $D=250 \text{ mm}$ και συνεπώς η προτεινόμενη διατομή ικανοποιεί τον παραπάνω έλεγχο.

Έλεγχος 2: Έλεγχος για τα μέγιστα ποσοστά πλήρωσης.

Εφόσον η διάμετρος είναι μικρότερη των 400mm ο λόγος πλήρωσης πρέπει να είναι μικρότερος ή ίσος με 0.5. Εδώ έχουμε $y/D = 0,49 < 0,5$ και συνεπώς ισχύει ο περιορισμός.

Έλεγχος 3: Έλεγχος για τις μέγιστες ταχύτητες ροής.

Δεχόμαστε ως μέγιστο όριο ταχύτητας 3m/s. Εδώ έχουμε $V = 0,54 \text{ m/s} < 3 \text{ m/s} = V_{\max}$ και συνεπώς ισχύει ο περιορισμός.

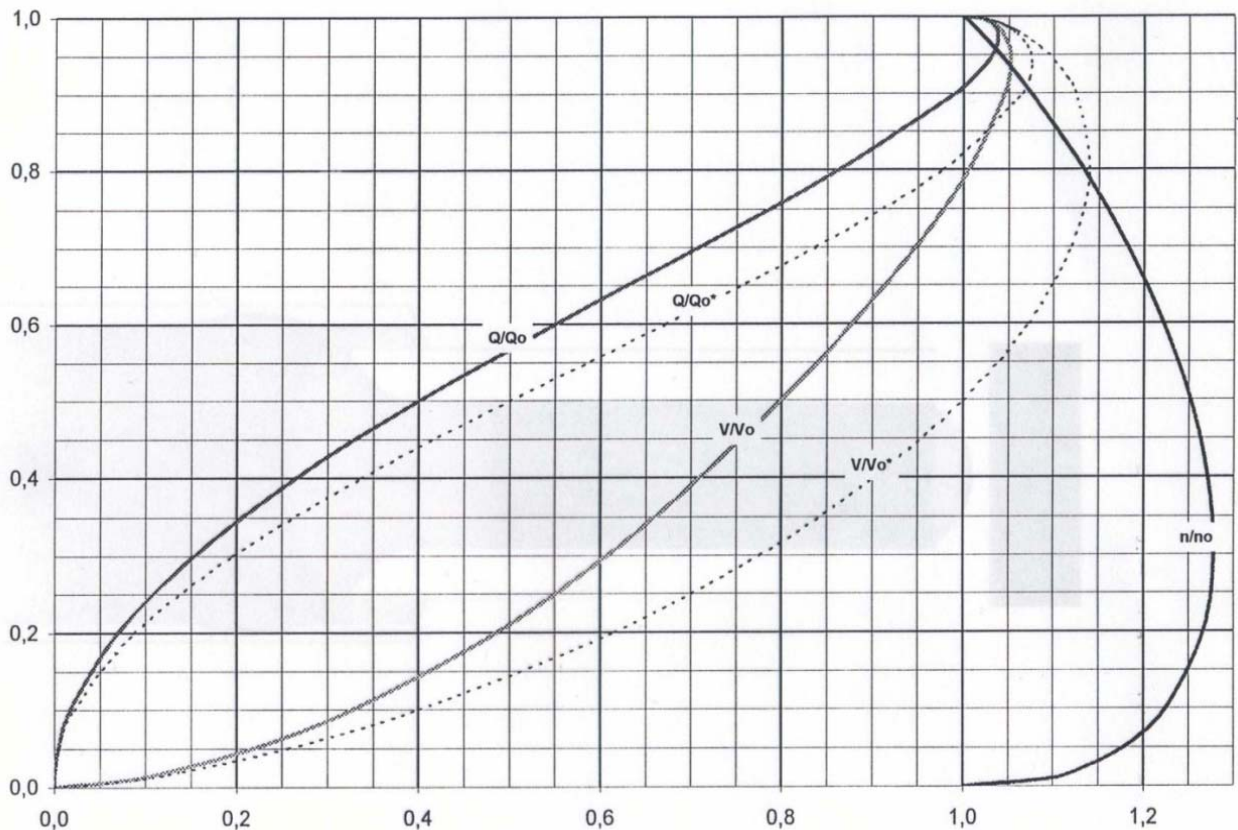
Έλεγχος 4: Έλεγχος για τις ελάχιστες ταχύτητες ροής

Οι τυπικές τιμές της ελάχιστης ταχύτητας εφαρμογής κυμαίνονται από 0,45-0,8m/s. Δεχόμαστε ως ελάχιστο όριο ταχύτητας 0,3m/s. Εδώ έχουμε $V = 0,54 \text{ m/s} > 0,3 \text{ m/s} = V_{\min}$ και συνεπώς ισχύει ο περιορισμός.

Έλεγχος 5: Έλεγχος για τις ελάχιστες κλίσεις. Με βάση τους Ελληνικούς κανονισμούς για τους περιορισμούς για την ελάχιστη κλίση προκύπτει ελάχιστη ταχύτητα ολικής πλήρωσης $V_{o,\min} = 0,56 \text{ m/s}$. Πράγματι: $V_o = 0,54 \text{ m/s} = 0,56 = V_{o,\min}$ και συνεπώς ισχύει ο περιορισμός. Συνεπώς επιλέγεται $D_{\text{BΓ}} = 250 \text{ mm}$.

6.7 Βοηθητικά φυλλάδια για τις ασκήσεις

6.7.1 Υδραυλική επίλυση



1) Διαγραμματική επίλυση, για μερική πλήρωση αγωγού (Χρησιμοποιείται η συνεχής γραμμή για μεταβλητό n).

2) Πλήρης διατομή (για το σχεδιασμό):

$$Q_0 = \frac{\pi}{4^{5/3}} \frac{1}{n_0} D^{8/3} S^{1/2}, V_0 = \frac{1}{n_0} \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} S^{1/2}, D = \left(\frac{4^{5/3} \cdot n_0 \cdot Q_0}{\pi \cdot S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

D (m): εσωτερική διάμετρος

S : κλίση πυθμένα αγωγού

Q_0 : παροχή πλήρους διατομής (m^3/s) - «εικονική» παροχή για το σχεδιασμό

n_0 : συντελεστής Manning για πλήρη πλήρωση

Από τις παραπάνω εξισώσεις του Manning για πλήρη πλήρωση αγωγού συγκεκριμένης κλίσης και υλικού προκύπτει ότι αν είναι γνωστή η διάμετρος και η κλίση του αγωγού μπορεί να προσδιοριστεί η παροχή και η ταχύτητα του αγωγού για πλήρη πλήρωση και αντίστροφα.

6.7.2 Έλεγχος περιοριστικών διατάξεων

Έλεγχος 1: Έλεγχος για την ελάχιστη διάμετρο

Με βάση το Π.Δ. 696/74 προκύπτει για αγωγό ομβρίων ελάχιστη διάμετρος η $\Phi 400$ ($D \geq 400$ mm). Για αγωγούς ακαθάρτων ($D \geq 200$ mm)

Έλεγχος 2: Έλεγχος για τα μέγιστα ποσοστά πλήρωσης.

Κατηγορία αγωγών	Μέγιστος λόγος πλήρωσης y/D
Νέοι αγωγοί ακαθάρτων διαμέτρου 20 cm έως 40 cm	0.50
Νέοι αγωγοί ακαθάρτων διαμέτρου 50 cm έως 60 cm	0.60
Νέοι αγωγοί ακαθάρτων διαμέτρου >60 cm	0.70
Νέοι αγωγοί ομβρίων γενικά	0.70
Παλιοί αγωγοί αποχέτευσης των οποίων ελέγχεται η παροχετευτικότητα, γενικά	0.80

π.χ. για τους σχεδιαζόμενους αγωγούς ομβρίων θα πρέπει $y/D \leq 0.7$ ανεξαρτήτως διατομής.

Έλεγχος 3: Έλεγχος για τις μέγιστες ταχύτητες ροής ($V_{\max}$).

Δεχόμαστε ως μέγιστο όριο ταχύτητας 6m/s για τους αγωγούς ομβρίων (αν και προτιμάται ανώτατο όριο 3 m/s).

$V \text{ (m/s)} < V_{\max} = 6 \text{ (m/s)}$ για ομβρίων (αν και ταχύτητες άνω των 3 m/s χρήζουν ειδική μελέτη)

$V \text{ (m/s)} < V_{\max} = 3 \text{ (m/s)}$ για αγωγούς ακαθάρτων.

Έλεγχος 4: Έλεγχος για τις ελάχιστες ταχύτητες ροής

Οι τυπικές τιμές της ελάχιστης ταχύτητας εφαρμογής κυμαίνονται από 0,45-0,8m/s.

Δεχόμαστε ως ελάχιστο όριο ταχύτητας 0,6m/s. $V > 0,6\text{m/s} = V_{\min}$ για αγωγούς ακαθάρτων και ομβρίων.

Έλεγχος 5: Έλεγχος για τις ελάχιστες κλίσεις.

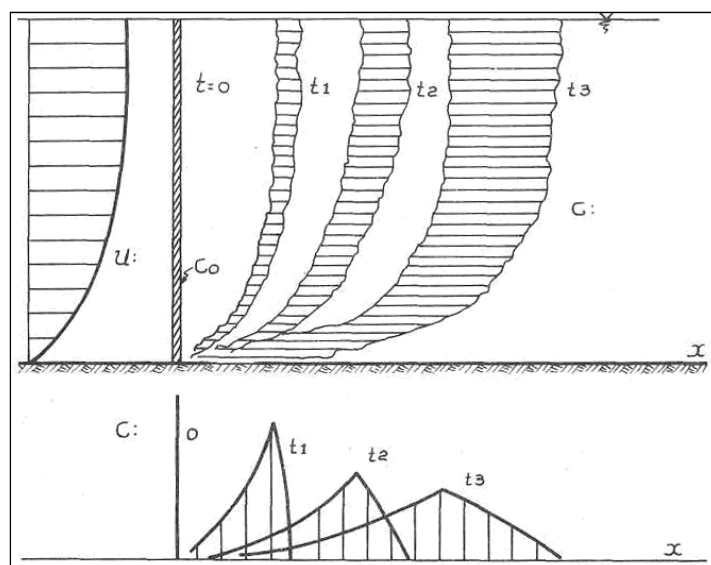
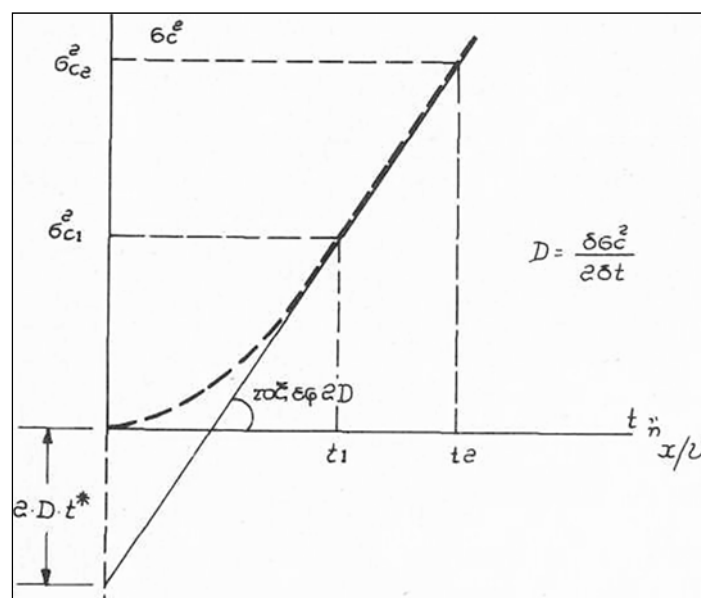
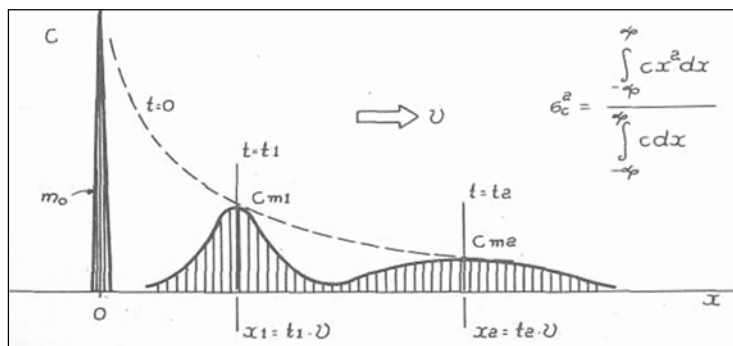
Με βάση τους Ελληνικούς κανονισμούς για τους περιορισμούς για την ελάχιστη κλίση προκύπτει ελάχιστη ταχύτητα ολικής πλήρωσης. $V_o > V_{o,\min} = 1,11 \text{ m/s}$ για αγωγούς ομβρίων και $V_o > V_{o,\min} = 0.56 \text{ m/s}$ για αγωγούς ακαθάρτων.

Έλεγχος 6: Έλεγχος αερισμού (για αγωγούς ακαθάρτων- καλύπτεται από τους Ελληνικούς κανονισμούς)

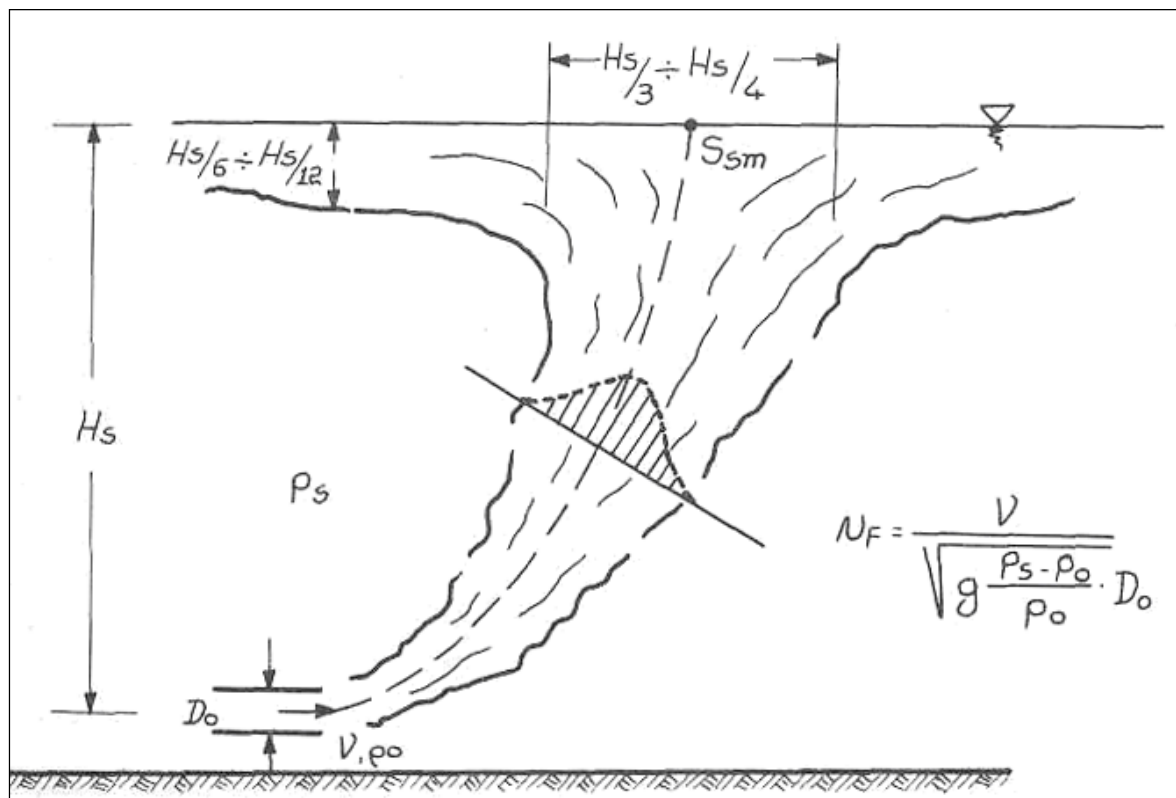
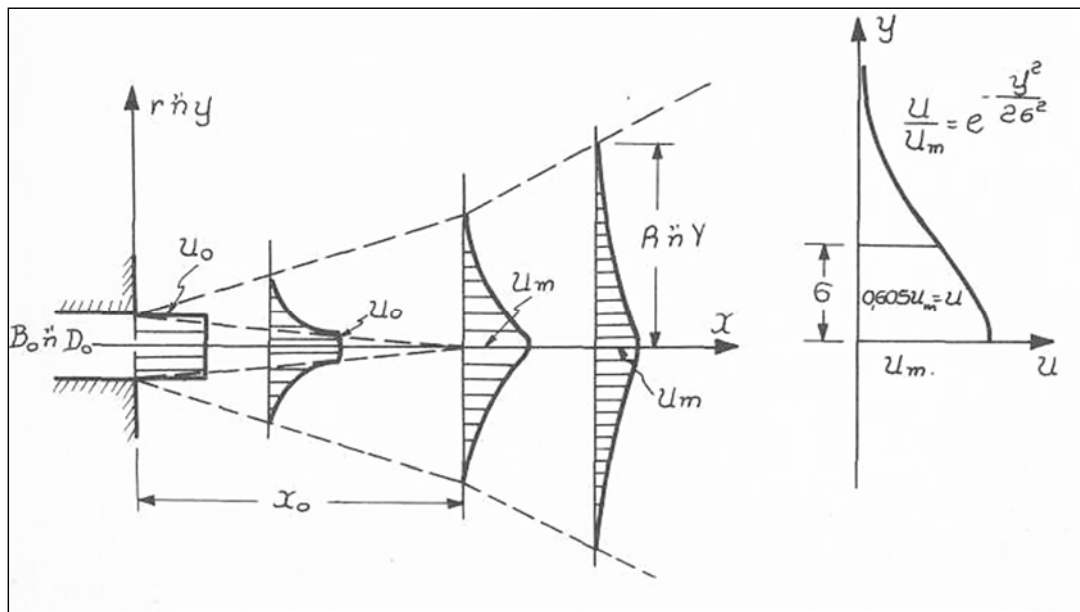
Έλεγχος 7: Έλεγχος σηπτικών συνθηκών (για αγωγούς ακαθάρτων)

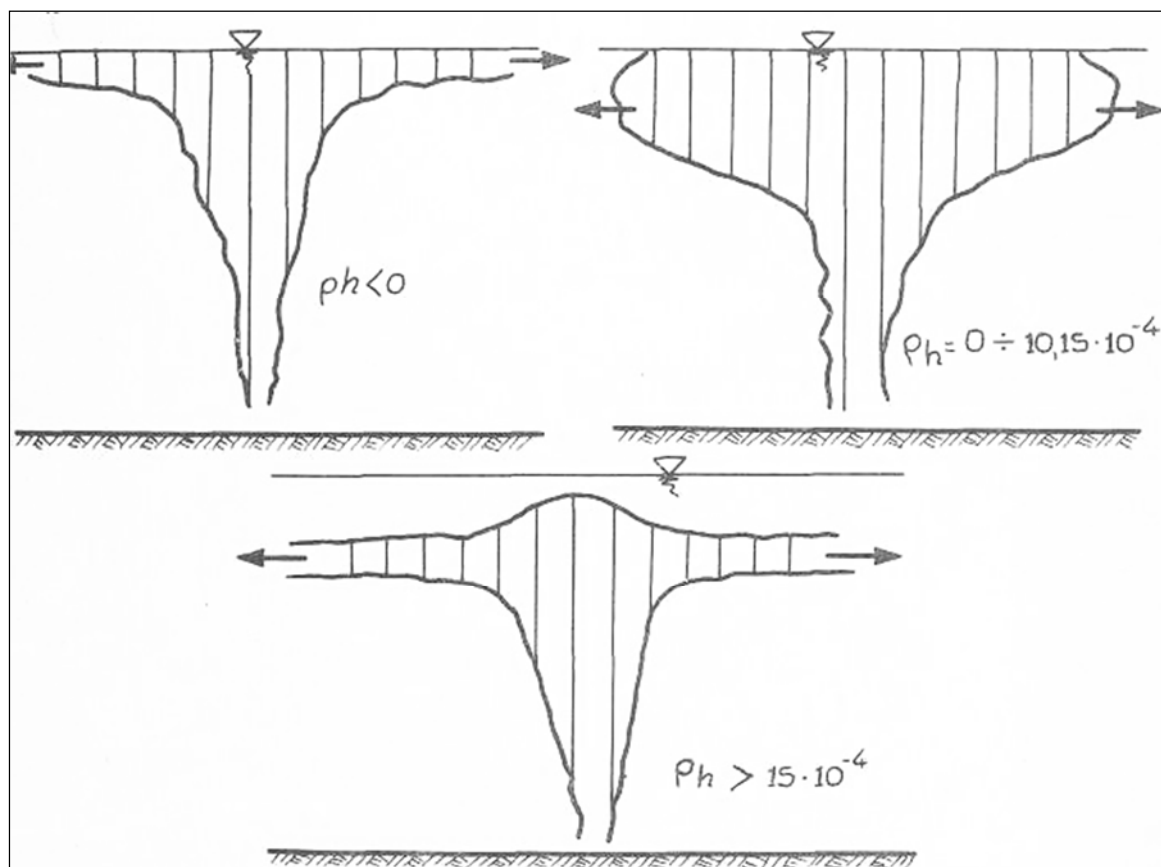
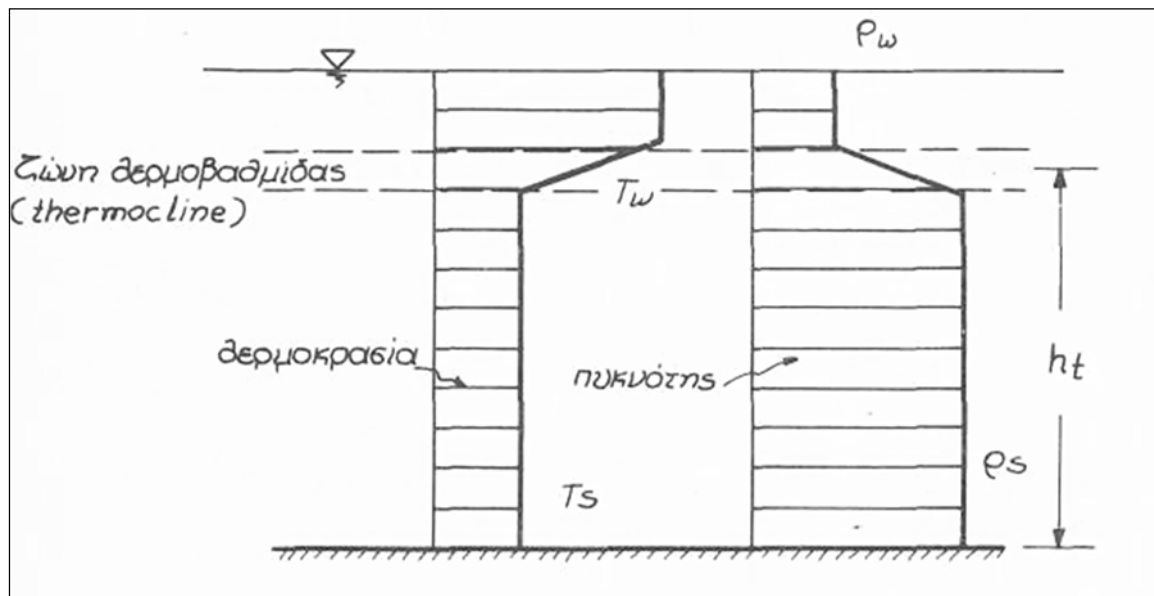
7. ΔΙΑΘΕΣΗ ΑΠΟΒΛΗΤΩΝ ΣΕ ΥΔΑΤΙΝΟΥΣ ΑΠΟΔΕΚΤΕΣ

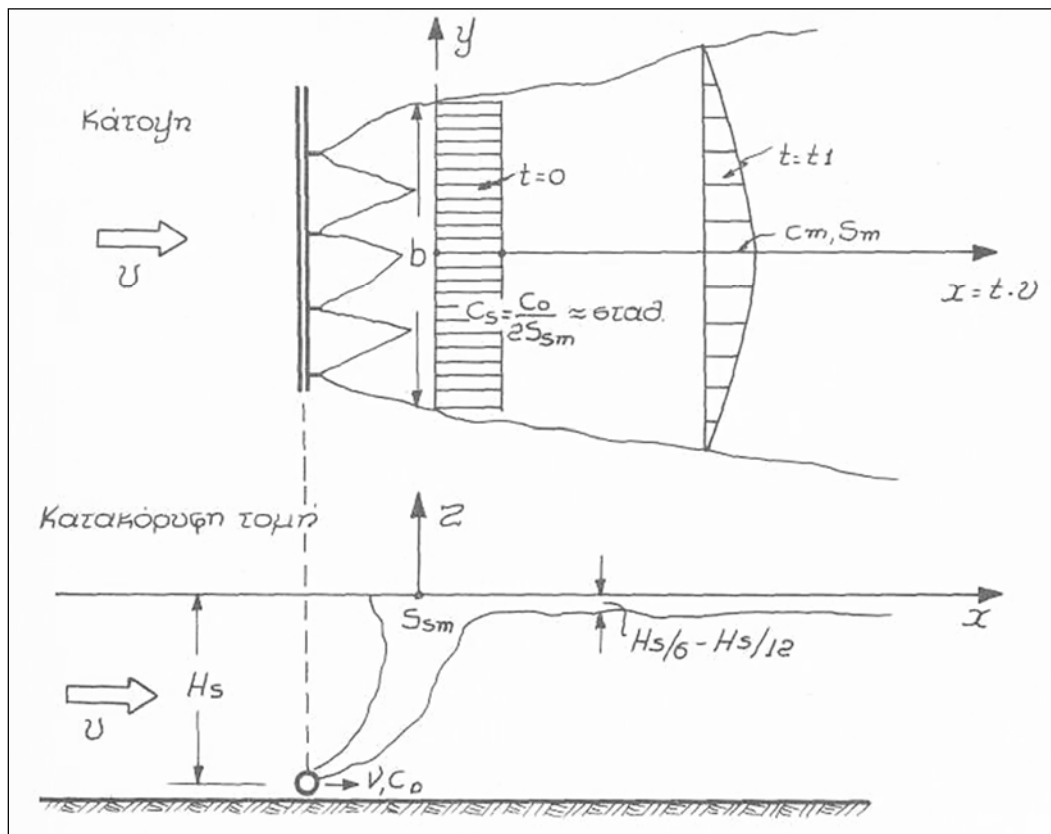
Τυρβώδης διάχυση και μεταφερόμενη διασπορά



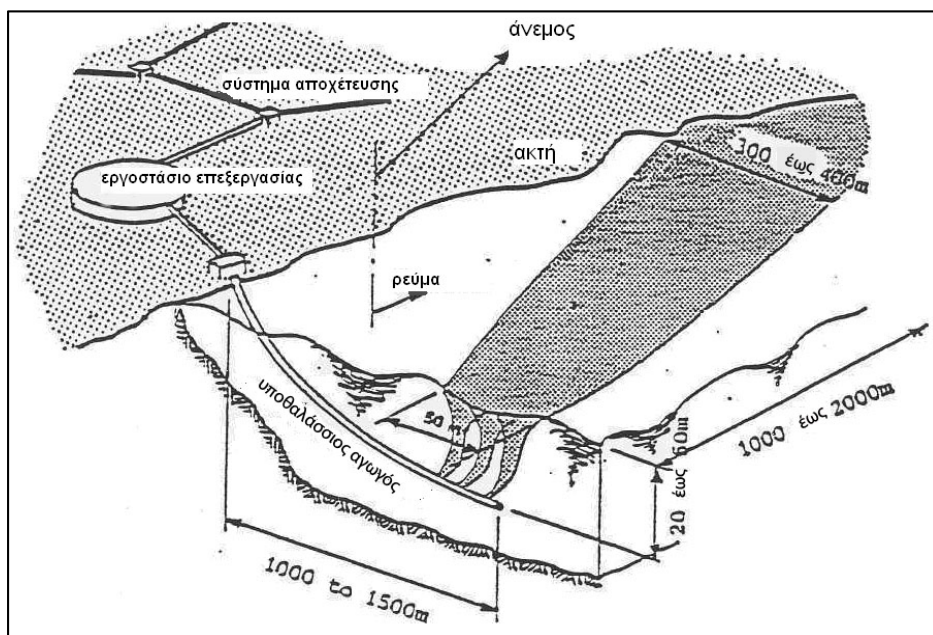
Τυρβώδεις φλέβες



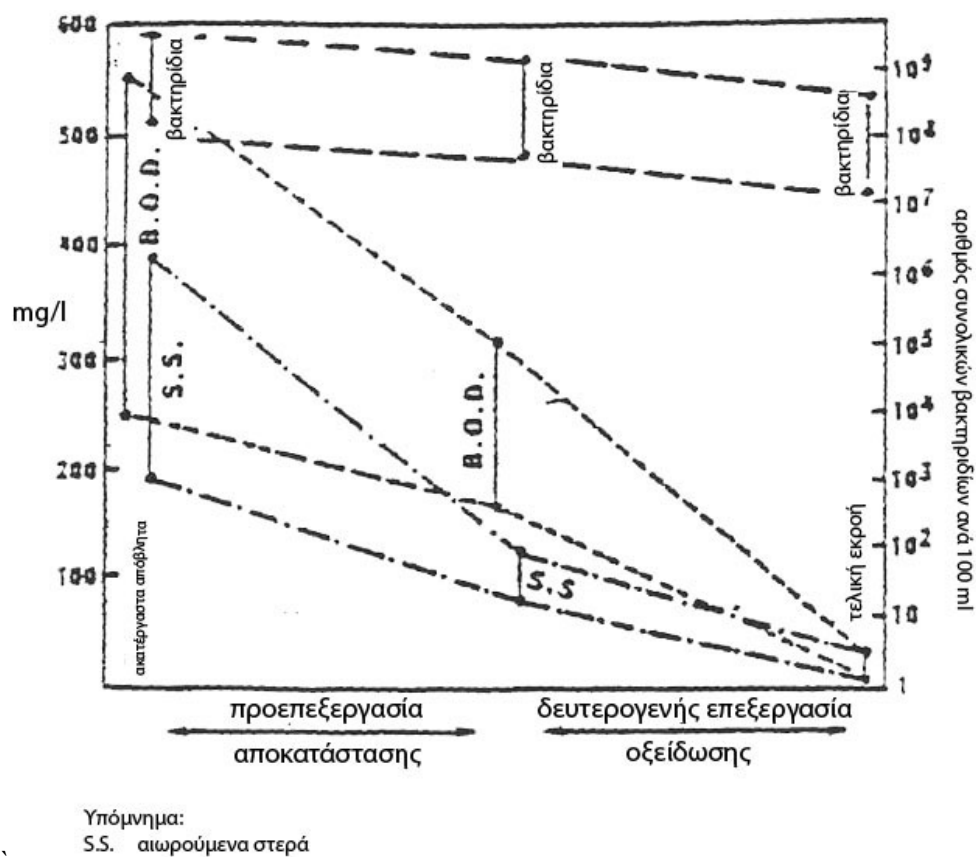




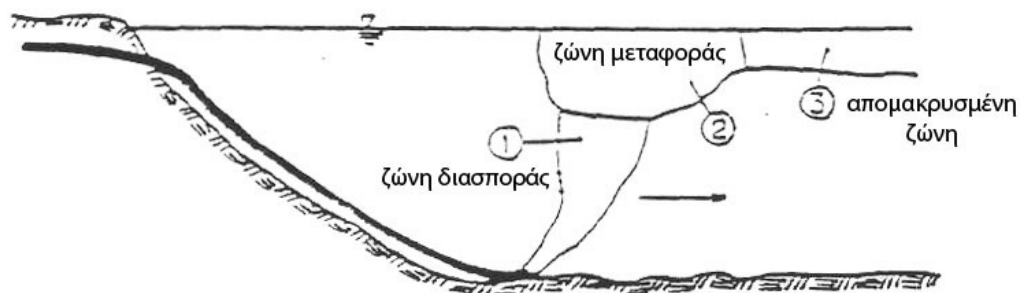
Σχεδιασμός υποθαλάσσιων αγωγών απόρριψης αποβλήτων



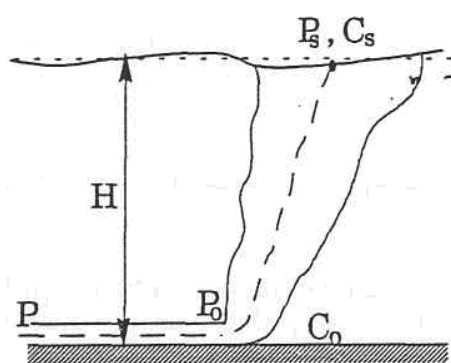
Συλλογή, επεξεργασία και θαλάσσια διάθεση των αποβλήτων αποχέτευσης



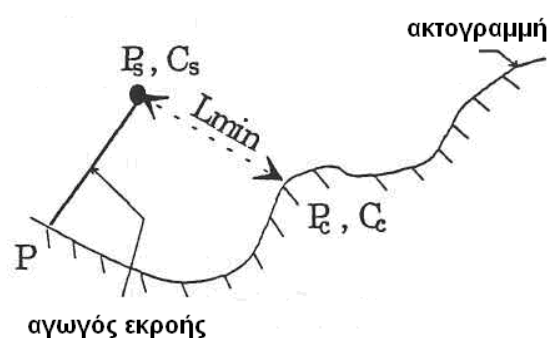
Χαρακτηριστικά της χερσαίας επεξεργασίας των λυμάτων



Διάχυση των απόβλητων υδάτων από μια υποβρύχια εκβολή



(α)



(β)

Διάχυση των απόβλητων υδάτων (α) κατά την κατακόρυφη διάσταση και (β) στην επιφάνεια της θάλασσας.

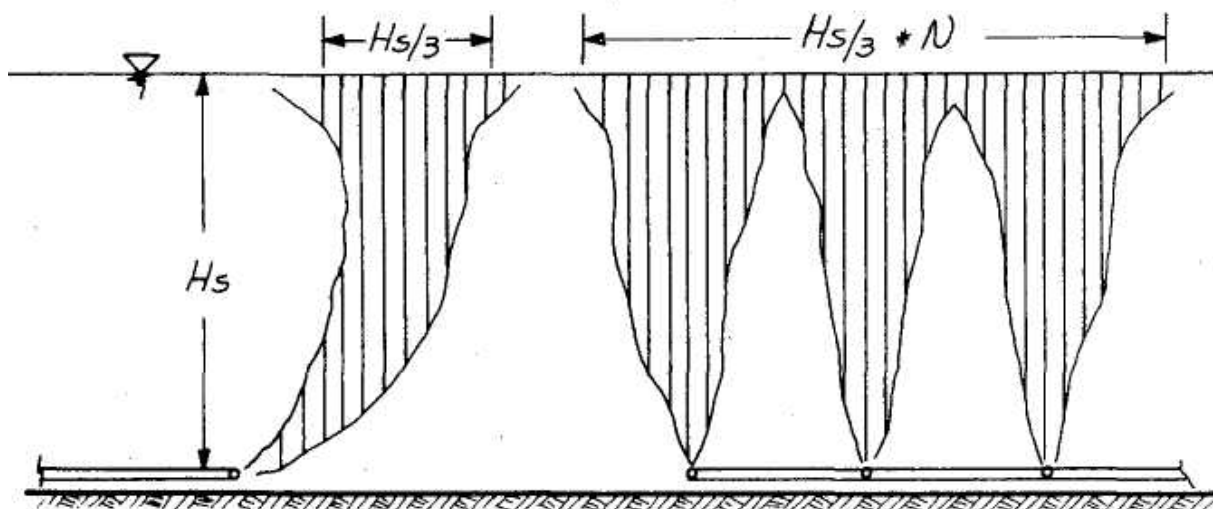
Αυξανόμενο πλούμιο πρώτης φάσης	Διάλυση από τυρβώδη διάχυση	χωρίς διαχυτήρα με διαχυτήρα	2 έως 100 * 10 έως 1000 *
Οριζόντια μεταφορά δεύτερης φάσης για 1000m	Διάλυση από κάθετη και οριζόντια διασπορά		5 έως 20
Τρίτη φάση	ισοδύναμη με διάλυση	μετά από 3h μετά από 6- 8h μετά από 10-15h	10 100 1000
Βακτηριακή αποσύνθεση			

Μεγέθη μείωσης της συγκέντρωσης σε κάθε φάση.

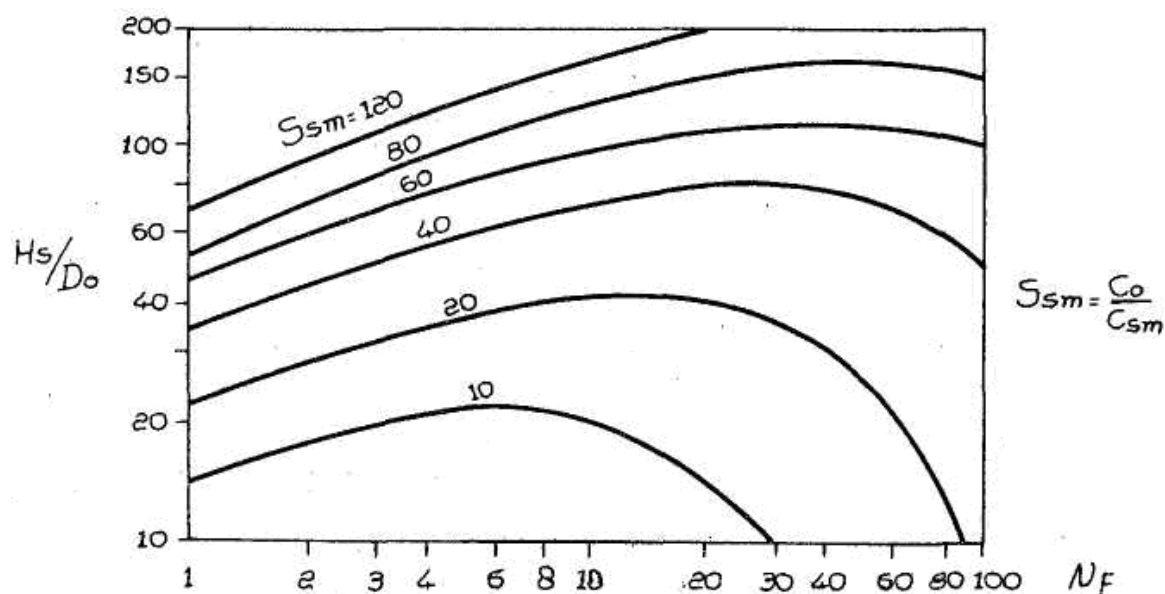
ΑΣΚΗΣΕΙΣ ΥΠΟΘΑΛΑΣΣΙΩΝ ΑΓΩΓΩΝ ΑΠΟΡΡΙΨΗΣ ΑΠΟΒΛΗΤΩΝ

Άσκηση 1

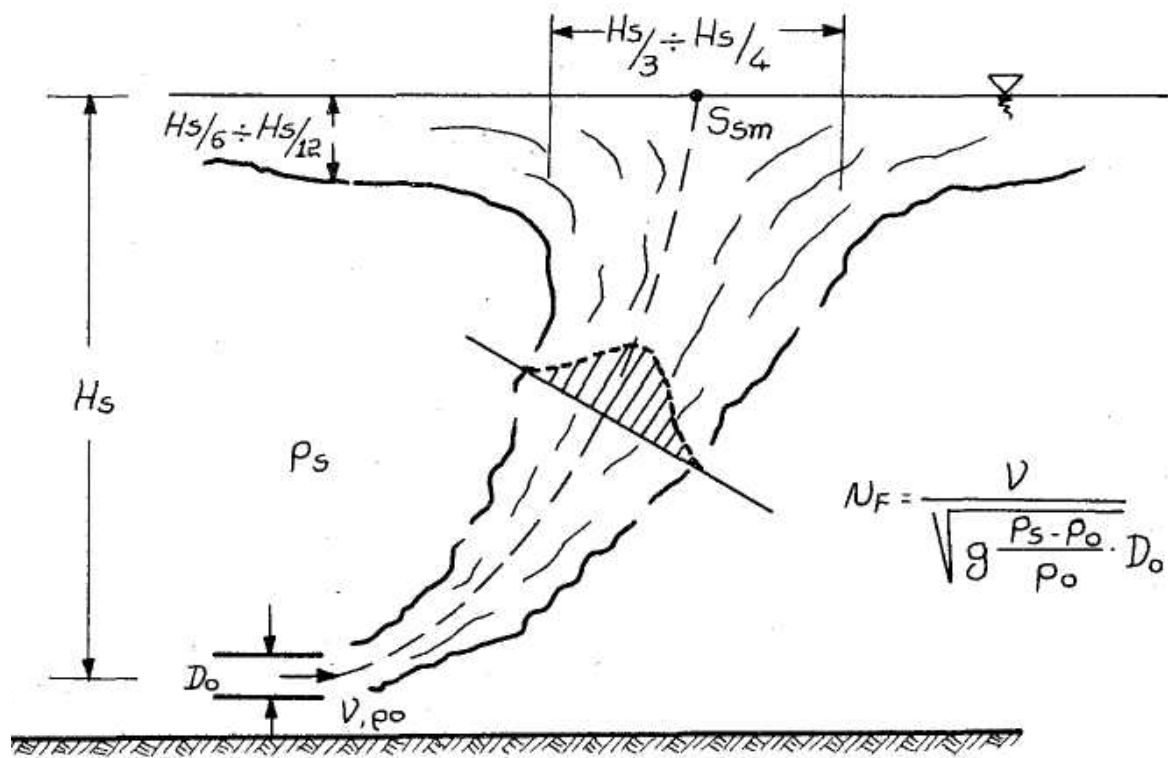
Αγωγός διάθεσης λυμάτων διαμέτρου 2 m, εκτείνεται εγκάρσια προς την ακτή έως βάθος 30 m. Παροχετεύει οριζόντια $6 \text{ m}^3/\text{s}$ λυμάτων πυκνότητας $\rho = 1 \text{ gr/cm}^3$ σε νερό πυκνότητας $\rho = 1,025 \text{ gr/cm}^3$. Ποια είναι η διάλυση στο κέντρο της δέσμης στην επιφάνεια; Σε ποιο βάθος πρέπει να επεκταθεί για να φτάσει η διάλυση 1:60 στην επιφάνεια; Για να επιτευχθεί η ίδια διάλυση στο βάθος των 30m (με την ίδια ταχύτητα εξόδου) πόσες οπές σε ποια μεταξύ τους απόσταση και ποιός διαμέτρου απαιτούνται;



Σχήμα: περίπτωση μιας και περισσοτέρων οπών.

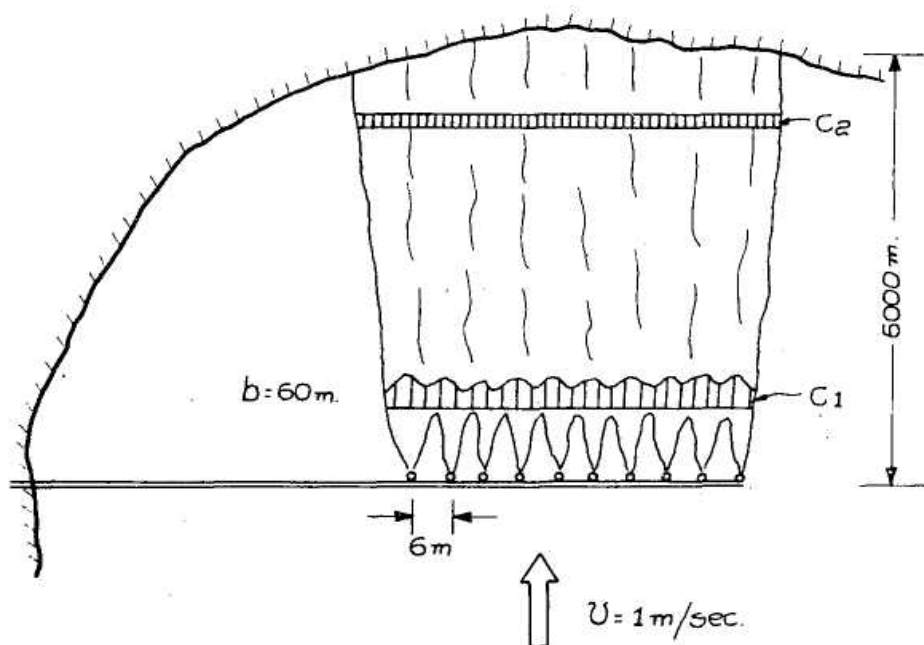


Νομογράφημα 1: αύξηση διαλύσεως της ουσίας, σαν συνάρτηση του βάθους εκροής H_s της διαμέτρου του αγωγού D_o και του πυκνομετρικού αριθμού Froude

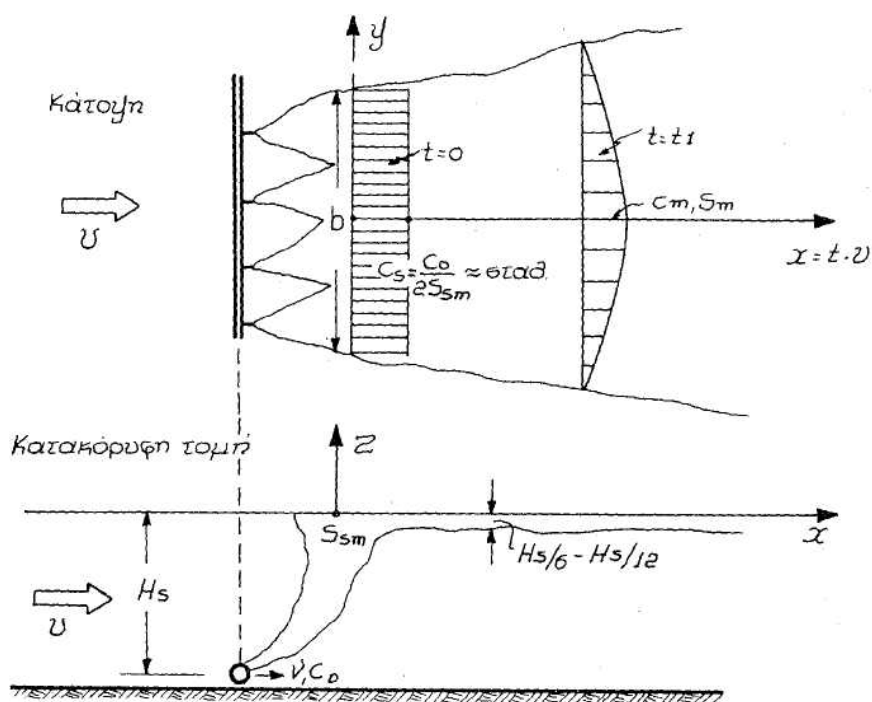


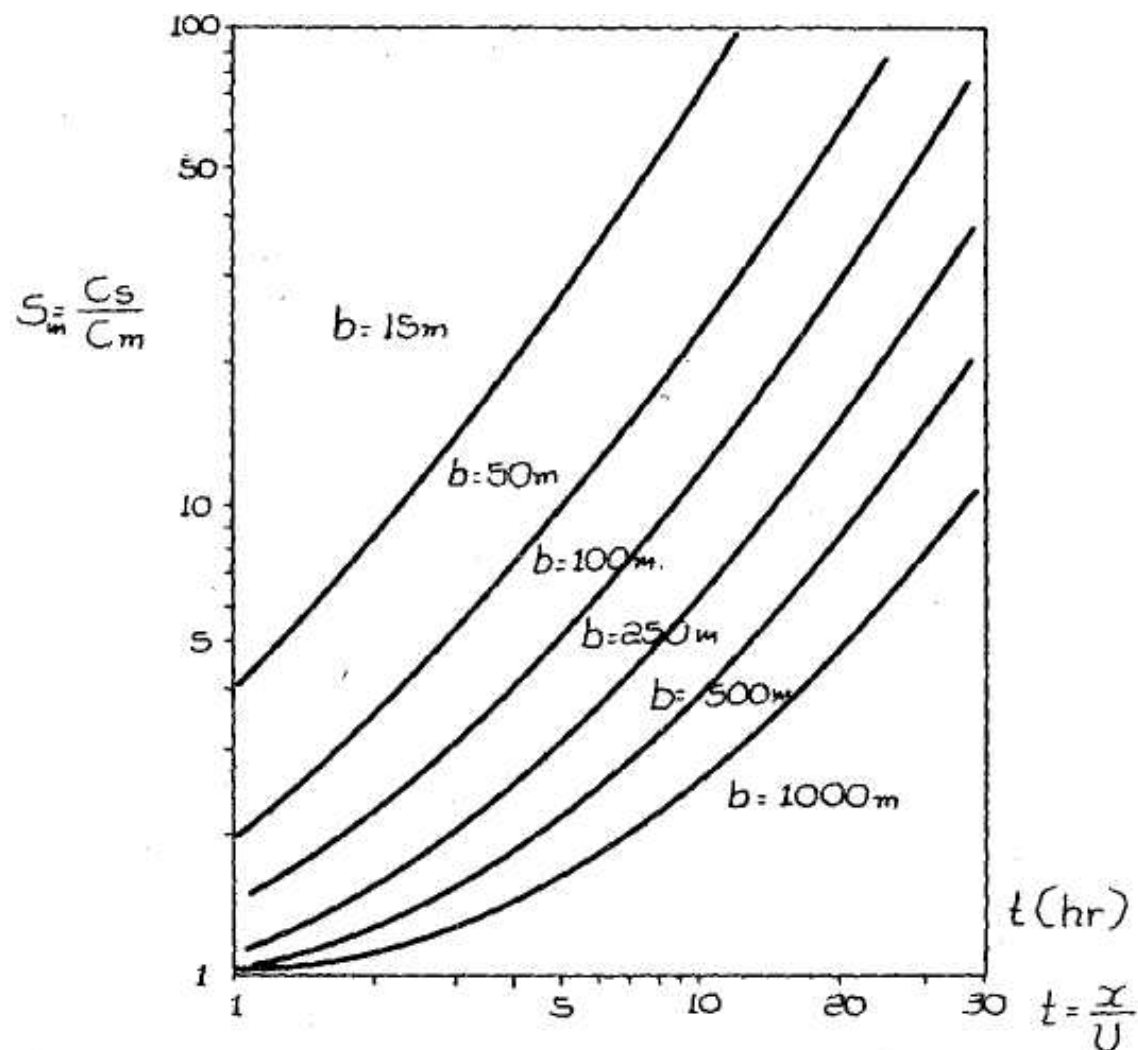
Άσκηση 2

Ο αγωγός διαθέσεως λυμάτων οπών διαμέτρου 0,8m εκβάλλει 5 m³/s λύματα πυκνότητας $\rho_s = 1.025 \text{ gr/cm}^3$. Το βάθος διάθεσης είναι 20m και η απόσταση από την ακτή 6000m. Η συγκέντρωση βακτηριδίων στην έξοδο του αγωγού είναι 100ppb. Ρεύμα ταχύτητας $u=1\text{m/s}$ κατευθύνεται προς την ακτή. Ο ρυθμός αποσβέσεως των βακτηριδίων δίνεται από το συντελεστή $K=10^{-4}/\text{s}$. Να υπολογιστεί ο απαραίτητος αριθμός οπών και η συγκέντρωση βακτηριδίων στην ακτή.



Σχήμα: διάταξη αγωγού και ακτής. Έστω το πλήθος οπών $N=10$.

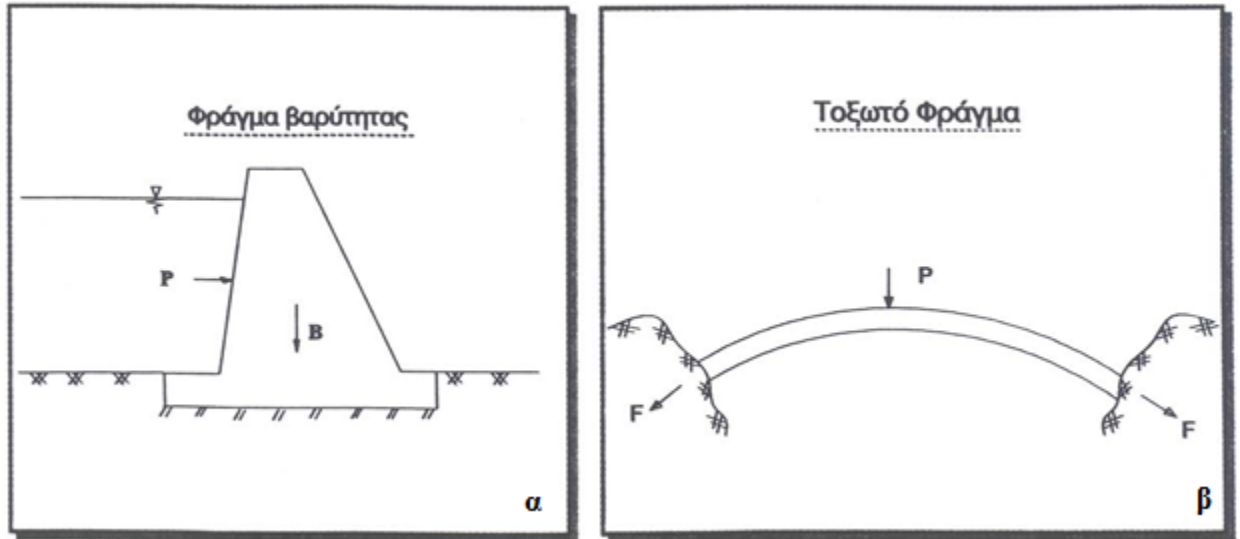




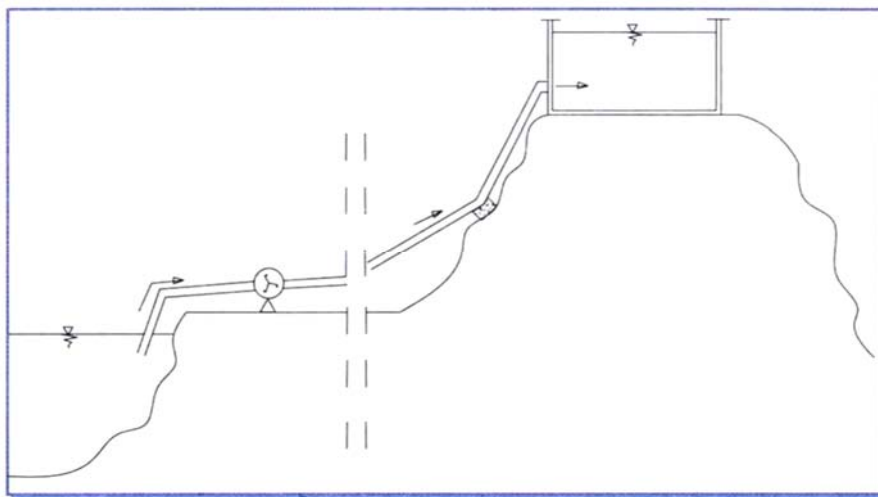
Νομογράφημα 2: Οι τεταγμένες δίνουν την ανάλυση της ουσίας και οι τετμημένες το χρόνο αφίξεως ή την απόσταση x αν είναι γνωστή η ταχύτητα του ρεύματος και οι καμπύλες χαρακτηρίζονται από το b .

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΥΔΡΑΥΛΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ

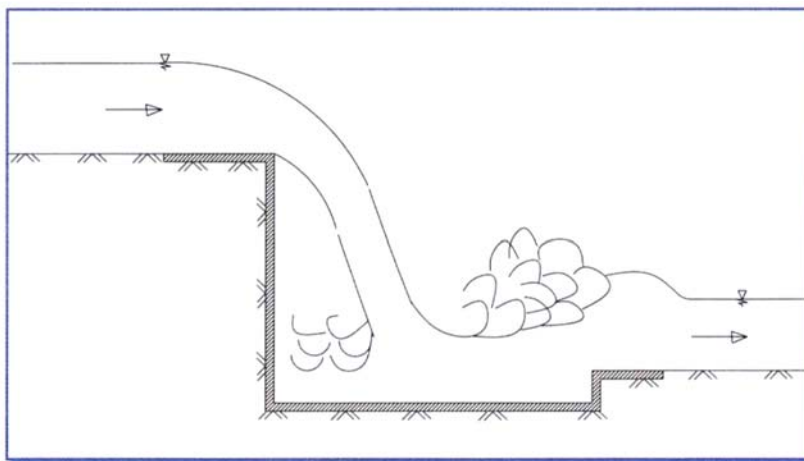
Παραθέτουμε μερικά παραδείγματα, με απλά σχήματα και λίγα λόγια, από υδραυλικά έργα για τα οποία θα πρέπει να γνωρίζουμε τους βασικούς νόμους της Υδροστατικής και της Υδροδυναμικής.



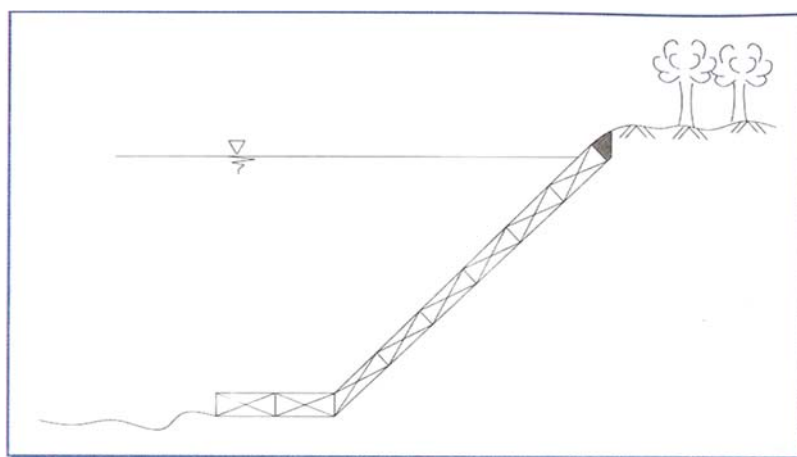
α) Σχηματική κάθετη τομή φράγματος βαρύτητας (όπου P = η υδροστατική πίεση του νερού και B = το βάρος του σώματος του φράγματος) και β) Σχηματική οριζοντιογραφία τοξωτού φράγματος (όπου P = η συνολικά ασκούμενη υδροστατική πίεση και F = οι δυνάμεις που ασκούνται στα αντερείσματα)



Μεταφορά νερού με τη βοήθεια αντλίας από λίμνη σε δεξαμενή που βρίσκεται ψηλότερα



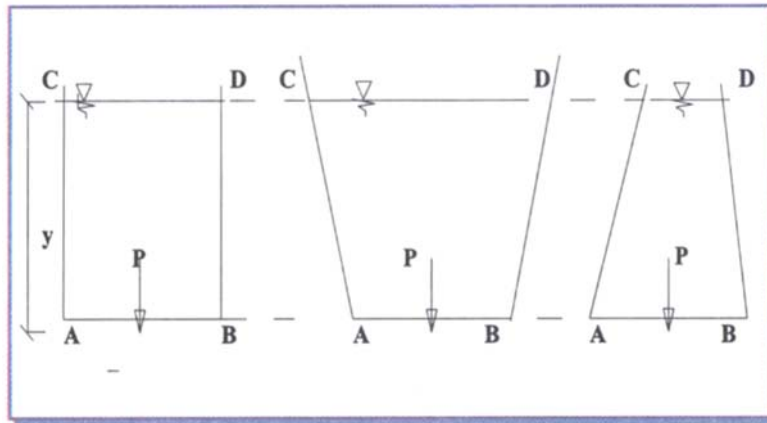
Ελεύθερη πτώση νερού (καταρράκτης) σε ανοικτούς αγωγούς



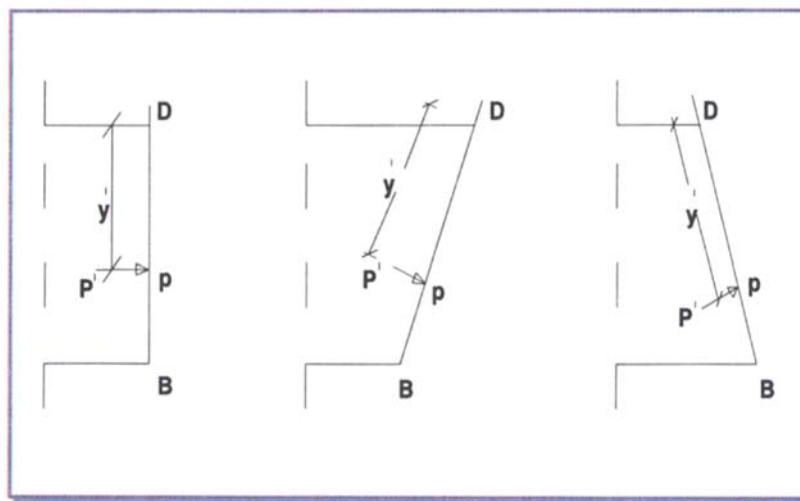
Τοποθέτηση συρματοκιβωτίων (σαρζανέτια) για την προστασία πρανών σε έργα διευθέτησης ποταμών



Φράγμα στη θέση Ζυφιά της νήσου Χίου

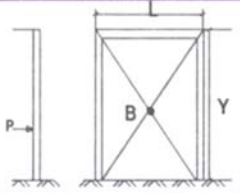
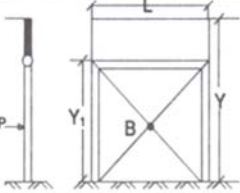
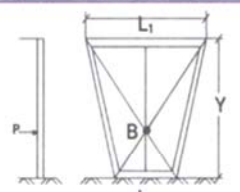
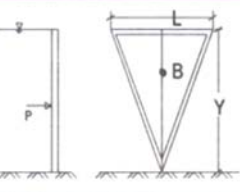
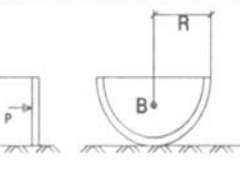
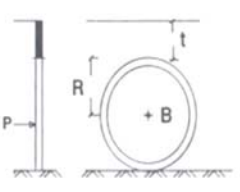


Υδροστατική πίεση σε πυθμένα και σε τοιχώματα



Πιεζομετρικό ύψος – Κέντρο πίεσης

Πίνακας υδροστατικών πιέσεων σε επίπεδα τοιχώματα:

Τομή και όψη	Εμβαδόν πιεζόμενης επιφάνειας	Κέντρο βάρους B	Υδροστατική πίεση P	Απόσταση του κέν- τρου πίεσης από την επιφάνεια του νερού
	$L \cdot y$	$\frac{y}{2}$	$\gamma \cdot \frac{L \cdot y^2}{2}$	$\frac{2}{3}y$
	$L \cdot y_1$	$y - \frac{y_1}{2}$	$\gamma \cdot L \cdot y_1 \left(y - \frac{y_1}{2} \right)$	$y - y_1 + \frac{y_1}{3} \cdot \frac{3y - y_1}{2y - y_1}$
	$\frac{L_1 + L_2}{2} \cdot y$	$\frac{L_1 + 2L_2}{L_1 + L_2} \cdot \frac{y}{3}$	$\frac{\gamma \cdot y^2 (L_1 + L_2)}{6}$	$\frac{L_1 + 3L_2}{L_1 + 2L_2} \cdot \frac{y}{2}$
	$\frac{L \cdot y}{2}$	$\frac{y}{3}$	$\frac{\gamma \cdot L \cdot y^2}{6}$	$\frac{y}{2}$
	$\frac{\pi R^2}{2}$	$\frac{4}{3} \cdot \frac{R}{\pi}$	$\frac{2}{3} \cdot \gamma \cdot R^2$	$\frac{3}{16} \pi R$
	πR^2	$t + R^2$	$\gamma \cdot \pi \cdot R^2 (t + R)$	$t + R + \frac{R^2}{4(t + R)}$

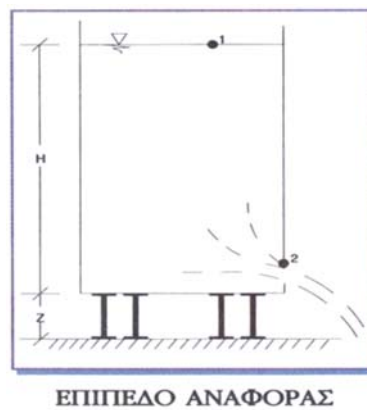


*Επάνω: Η λιμνοδεξαμενή **Μαραθόκαμπον**, κατά το στάδιο της κατασκευής της, με προβλεπόμενη χωρητικότητα 325.000 m^3 νερό.*

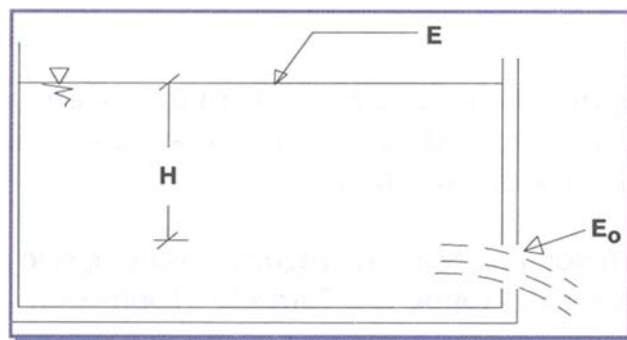
*Κάτω: Η λιμνοδεξαμενή **Μυτηλινιών** με χωρητικότητα 150.000 m^3 νερό.*



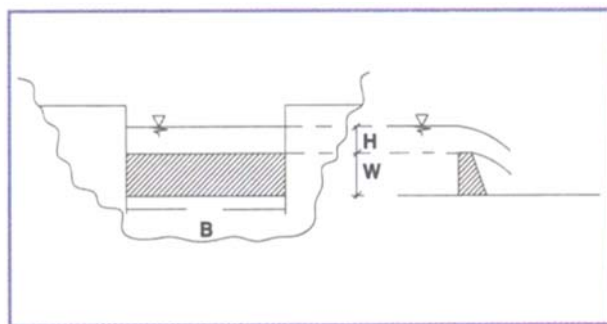
Α. Παροχή από οπή δικτύου



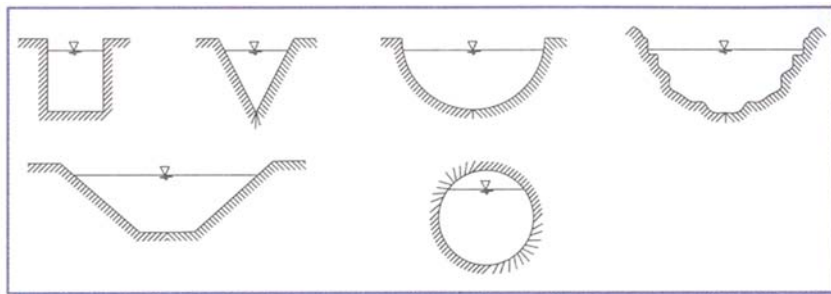
Β. Εκκένωση δεξαμενής



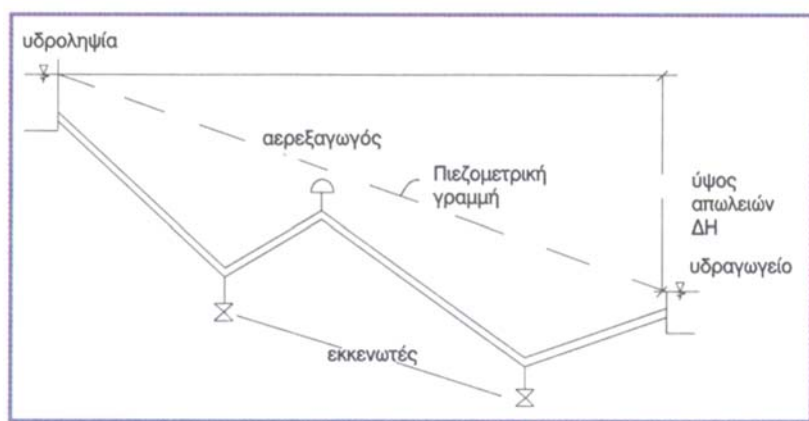
Γ. Παροχή από εκχειλιστές



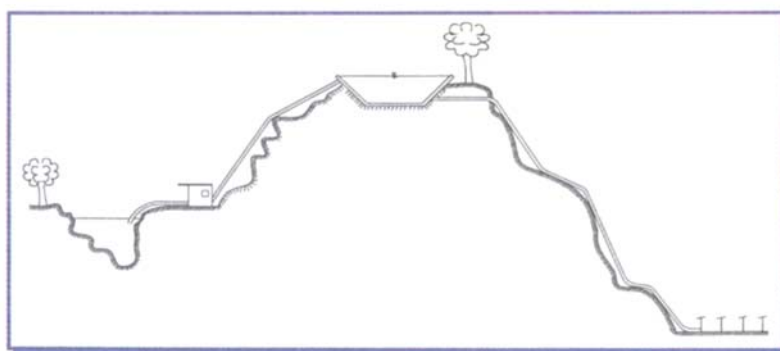
Ανοικτοί και κλειστοί αγωγοί



Διάφορα είδη ανοικτών αγωγών

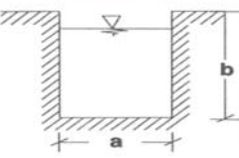
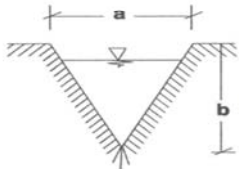
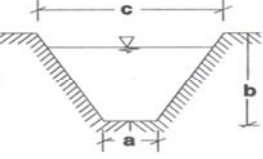
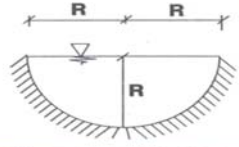


Σχηματική παρουσίαση ενός κλειστού σωληνωτού αγωγού μεταφοράς νερού.



Σχηματική παρουσίαση ενός δικτύου τεχνητής βροχής που παίρνει νερό από μία δεξαμενή αναρρύθμισης, η οποία τροφοδοτείται μέσω αντλιοστασίου, από παρακείμενο ποτάμι.

Γεωμετρικά στοιχεία συνήθων διατομών:

	Εμβαδόν	Βρεχόμενη περίμετρος	Υδραυλική ακτίνα
	$E = a \cdot b$	$\pi = a + 2 \cdot b$	$R = \frac{a \cdot b}{a + 2 \cdot b}$
	$\frac{a \cdot b}{2}$	$\sqrt{a^2 + 4 \cdot b^2}$	$\frac{a \cdot b}{2 \cdot \sqrt{a^2 + 4 \cdot b^2}}$
	$\left(\frac{a + c}{2}\right) \cdot b$	$a + \sqrt{4 \cdot b^2 + (c - a)^2}$	$\frac{(a + c) \cdot b}{2 \cdot \left(a + \sqrt{4 \cdot b^2 + (c - a)^2}\right)}$
	$\frac{\pi \cdot R^2}{2}$	$\pi \cdot R$	$\frac{R}{2}$



Συγκριτική παρουσίαση ανοικτών – κλειστών αγωγών

Έχετε πλέον αποκτήσει γνώσεις για τους τρόπους με τους οποίους μετακινείται το νερό από μία θέση σε μία άλλη, από ένα υψόμετρο σε διαφορετικό.

Το πότε χρησιμοποιούνται στην πράξη οι ανοικτοί και πότε οι κλειστοί αγωγοί, εξαρτάται από πολλούς παράγοντες, Κάθε σύστημα αγωγών έχει τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματά του.

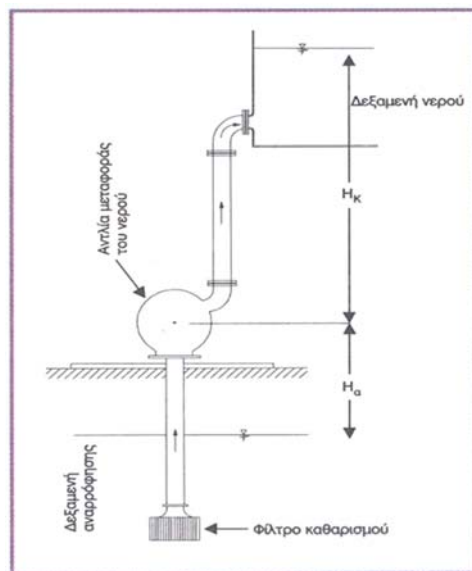
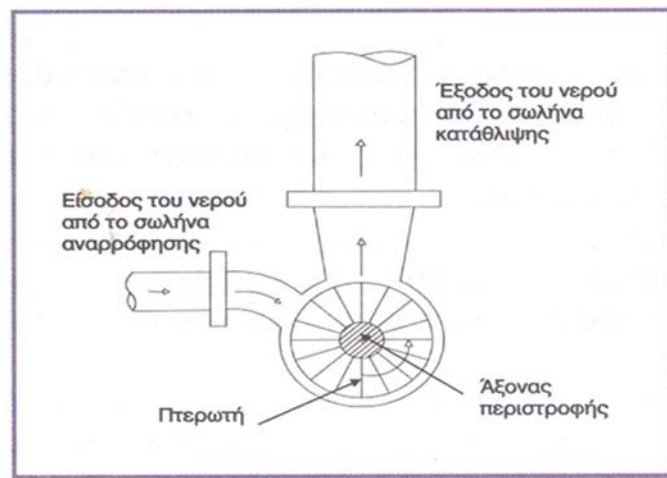
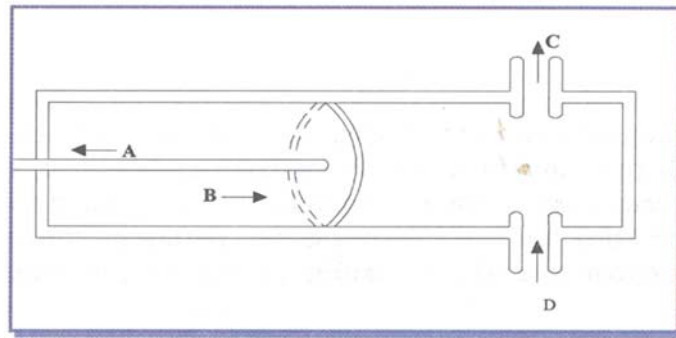
Οι ανοικτοί αγωγοί χρησιμοποιούνται κυρίως για τη μεταφορά μεγάλων ποσοτήτων νερού, αλλά μόνο σε περιπτώσεις που οι κλίσεις το επιτρέπουν. Χρησιμοποιούνται πολύ στη γεωργία, στις αρδεύσεις με καναλέτα, καθώς επίσης και στην αποστράγγιση εδαφών.

Μειονέκτημά τους είναι ότι δεν μπορούν να έχουν αρνητικές κλίσεις. Δεν μπορεί επίσης να ελεγχθεί εύκολα η καθαρότητα του νερού και του αγωγού από ξένα αντικείμενα, ακόμη και από υδροχαρή φυτά. Πρέπει να σημειώσουμε και τον κίνδυνο πνιγμού ανθρώπων ή ζώων (συχνά διαβάζουμε ή ακούμε τέτοια συμβάντα ιδίως στις αγροτικές περιοχές). Τέλος υπάρχουν μεγάλες δυσκολίες στον έλεγχο της παροχής, όταν θέλουμε να διακόψουμε τη ροή του νερού.

Οι κλειστοί αγωγοί χρησιμοποιούνται σε όλα τα αστικά έργα (υδρεύσεις κτλ.), στη γεωργία όταν έχουμε άρδευση με καταιονισμό, στα υδροηλεκτρικά έργα από τη ΔΕΗ και τέλος στη βιομηχανία.

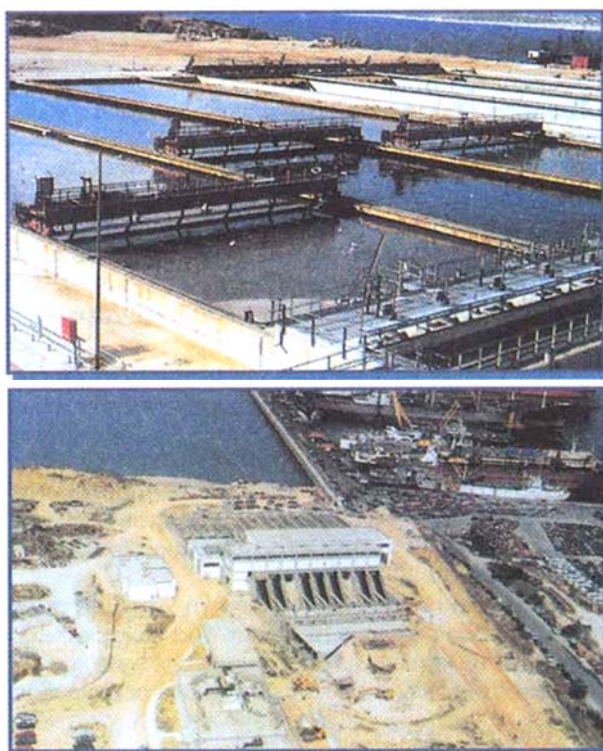
Πλεονέκτημά τους είναι ότι προσαρμόζονται σχεδόν σε οποιοδήποτε φυσικό ανάγλυφο, μπορούν επομένως να έχουν και αρνητικές κλίσεις. Υπάρχει μεγάλη ευκολία στη διαχείριση του νερού με κλειστούς αγωγούς, δηλαδή μεταβολές παροχής, ακριβή μέτρηση παροχής, καθαρό νερό, κτλ.

Αντλίες – Υδροστρόβιλοι



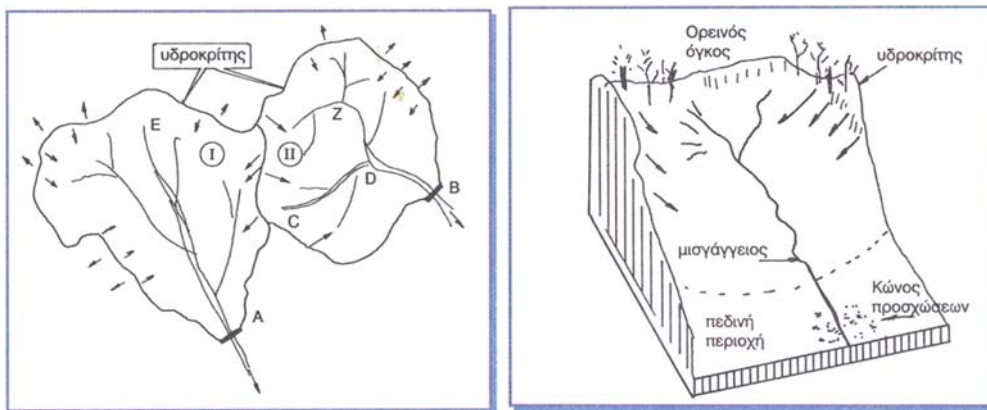


Πανοραμική άποψη των εγκαταστάσεων βιολογικού καθαρισμού στη νήσο Ψυτάλλεια

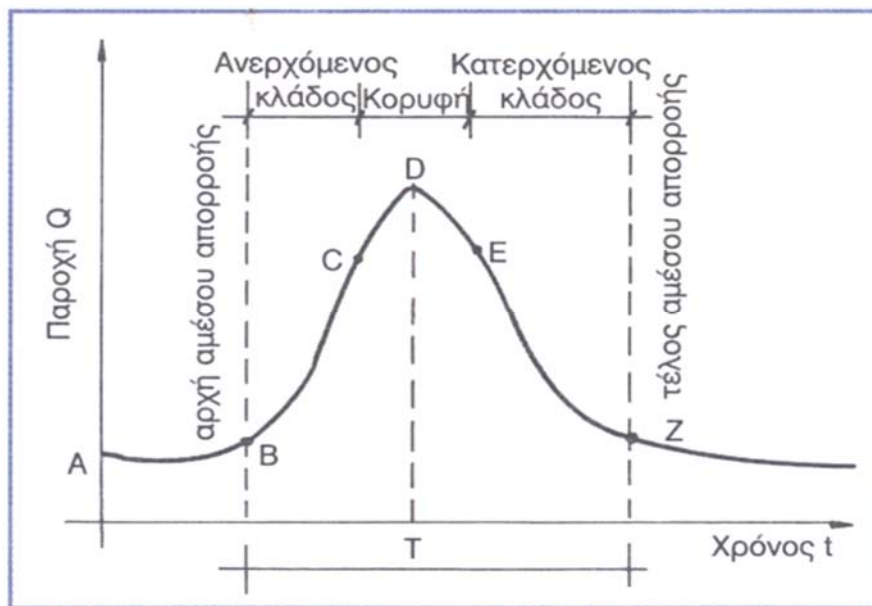


Αριστερά: Δεξαμενές καθίζησης στην Ψυτάλλεια , Δεξιά: Αντλιοστάσιο ανύψωσης λυμάτων στον Ακροκέραμο (με 7 αντλίες τύπου Αρχιμήδη)

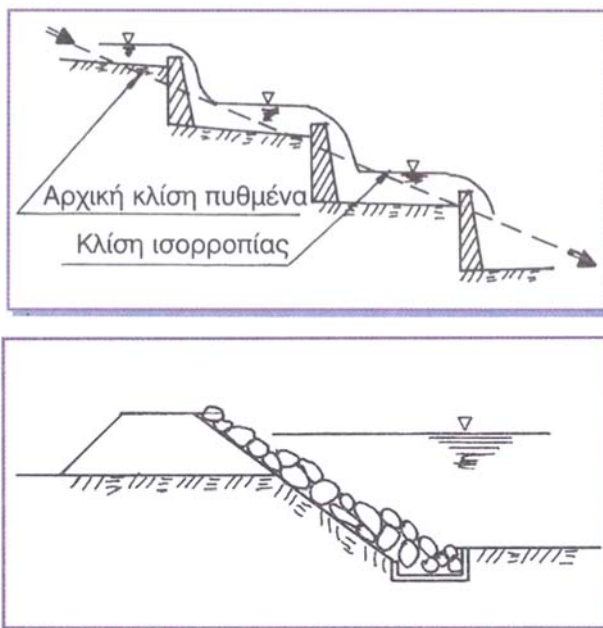
Αντιπλημμυρικά έργα



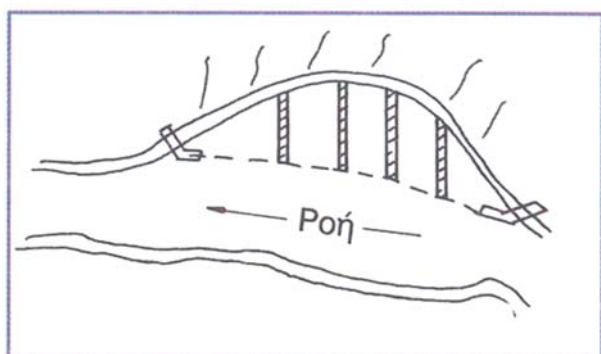
Οι πλημμύρες και τα χαρακτηριστικά τους



Διαχείριση ορεινών λεκανών – Διευθετήσεις χειμάρρων



Αριστερά: Εγκάρσια έργα (καταβαθμοί) , Δεξιά: Προστασία όχθης χείμαρρου με λιθοριπή



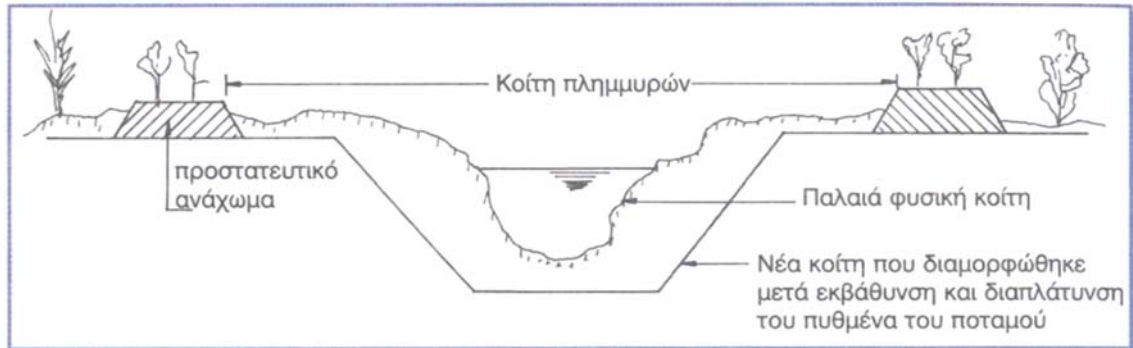
Κατασκευή προβόλων για την αποφυγή της διάβρωσης της δεξιάς όχθης του χείμαρρου

Έργα μείωσης της "παροχής αιχμής" των πλημμυρών

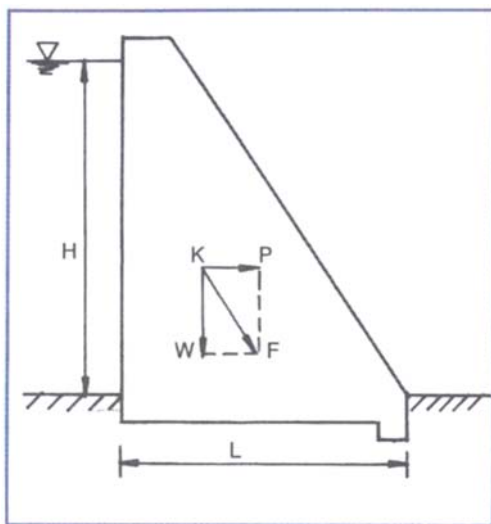
Εκτός όμως από τα έργα στις υψηλές ορεινές περιοχές, **η κατασκευή ταμιευτήρων** κατά μήκος της ροής ενός ρεύματος συντελεί στη μείωση της πλημμυρικής παροχής προς τα κατάντη. Αυτό είναι αποτέλεσμα της αποθήκευσης στους ταμιευτήρες μεγάλων όγκων πλημμύρας και της επιβράδυνσης της επιφανειακής απορροής. Επειδή όμως σε πολλές περιπτώσεις η πεδινή περιοχή που θέλουμε να προστατεύσουμε απέχει πολύ από τη θέση κατασκευής του ταμιευτήρα, θα πρέπει να κατασκευάζουμε και μικρότερους ταμιευτήρες – στην ενδιάμεση απόσταση – σε όλους τους βασικούς παραποτάμους, οι οποίοι συμβάλλουν με την παροχή τους στα δυσμενή αποτελέσματα της πλημμύρας, προσθέτοντας τα νερά τους στο κυρίως ρεύμα.

Έργα αύξησης παροχетеυτικής ικανότητας ποταμών

Η αύξηση της διατομής πραγματοποιείται μετά από μελέτη σε όσα ποτάμια παρουσιάζουν προβλήματα πλημμυρών και επιτυγχάνεται με τη δημιουργία της λεγόμενης "κοίτης πλημμυρών", παράλληλα με την εκβάθυνση και τη διαπλάτυνση της κοίτης.



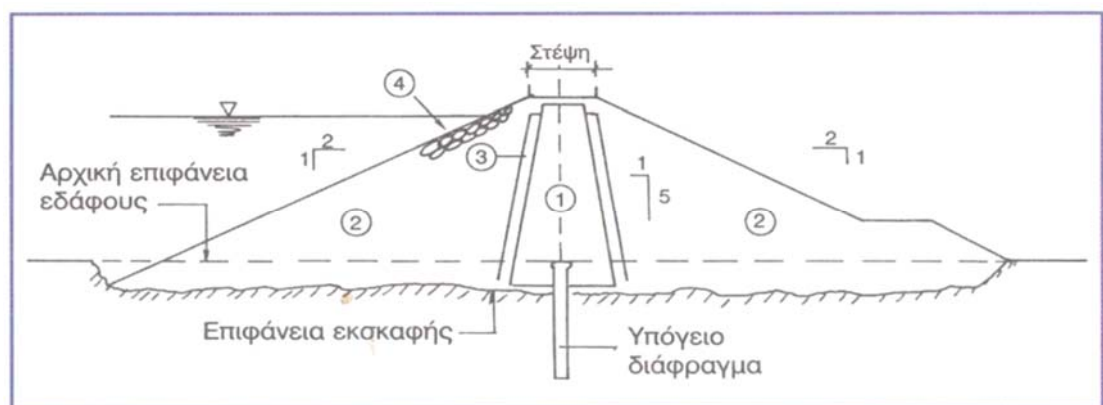
Φράγματα



(α) φράγμα βαρύτητας

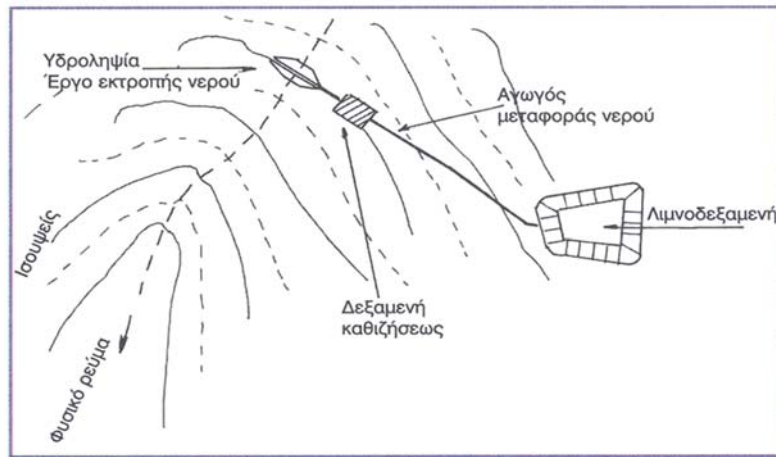


(β) τοξωτό φράγμα

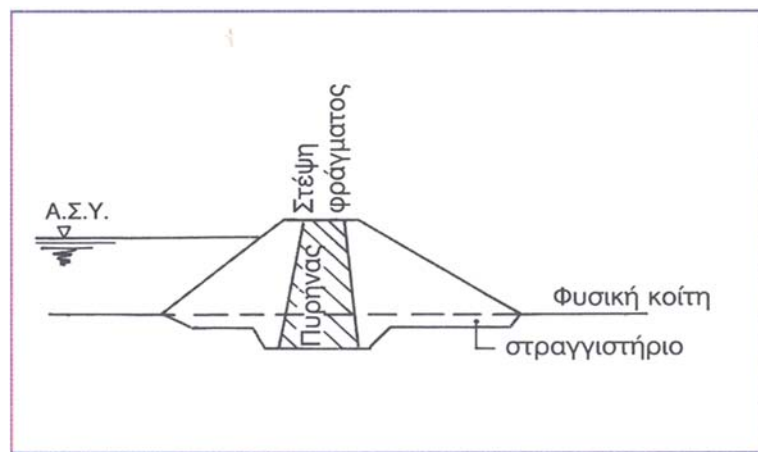


(γ) χωμάτινο φράγμα

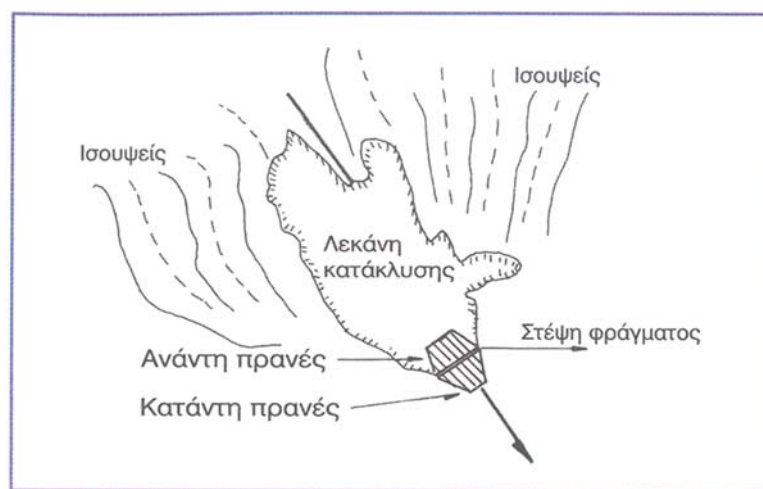
Λιμνοδεξαμενές



Σκαρίφημα κάτοψης τυπικής λιμνοδεξαμενής



Τομή εσωποτάμιας λιμνοδεξαμενής (φράγμα)



Κάτοψη εσωποτάμιας λιμνοδεξαμενής (φράγμα)



Το έργο υδροληψίας (στο στάδιο κατασκευής του, 1998-99) για την άρδευση της πεδιάδας Δράμας, εντός του ταμιευτήρα «Πλατανόβρυση» στον ποταμό Νέστο.



Το έργο υδροληψίας (στο στάδιο κατασκευής του, 1998-99) για την άρδευση της πεδιάδας Δράμας, εντός του ταμιευτήρα «Πλατανόβρυση» στον ποταμό Νέστο.

Αστική Υδραυλική

Έργα υδροληψίας

φράγματα, γεωτρήσεις, φυσικές πηγές κ.ά.

Έργα μεταφοράς

ανοικτούς ή κλειστούς αγωγούς ή συνδυασμούς τους

Έργα καθαρισμού και επεξεργασίας του νερού

δυλιστήρια, τα μικρά ταχυδυλιστήρια κ.ά.

Έργα αποθήκευσης

δεξαμενές διάφορων τύπων και μορφών, υδατόπυργοι κ.ά.

Δίκτυο διανομής

όλα τα απαραίτητα όργανα λειτουργίας.

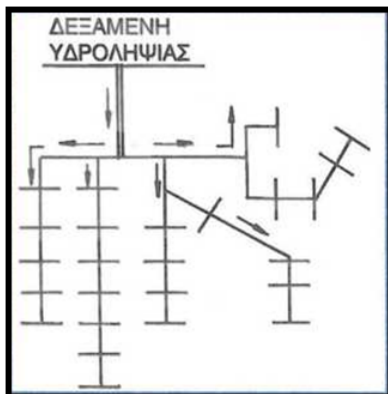
Σχεδιασμός δικτύου ύδρευσης

- Σωληνωτό
- από υλικό ανθεκτικό σε διαβρώσεις
- να μην προκαλεί, μακροχρόνια, μεταβολές στην ποιότητα του νερού που μεταφέρει.
- να εξασφαλίζει την προβλεπόμενη από τη μελέτη παροχή και στους υψηλότερους ορόφους των πολυκατοικιών με τη σωστή πίεση λειτουργίας.

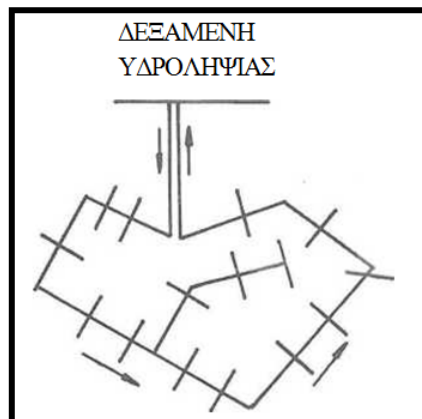
(α) Ακτινωτό σύστημα διανομής

(β) Κυκλικό σύστημα διανομής

(γ) Κυκλοφοριακό σύστημα διανομής



Σχήμα 6.2α



Σχήμα 6.2β



Σχήμα 6.2γ

Στοιχεία του δικτύου ύδρευσης

(α) Οι συνδέσεις σωλήνων.

(β) Οι δικλίδες.

(γ) Οι αεροεξαγωγοί.

(δ) Οι εκκενωτές.

Σωλήνες ύδρευσης

1. Σωλήνες από χυτοσίδηρο
 2. Χαλύβδινους σωλήνες (Χ/Σ)
 3. Σιδηροσωλήνες
 4. Αμιαντοτσιμεντοσωλήνες (Α/Σ)
 5. Σωλήνες από οπλισμένο σκυρόδεμα
 6. Πλαστικούς σωλήνες από PVC
 7. Πλαστικούς σωλήνες από HDPE
- Γενικά, για τους αγωγούς έργων ύδρευσης έχουμε να παρατηρήσουμε ότι, στην πράξη, **για όλα τα υλικά η μικρότερη κλάση πρέπει να είναι 10 atm.**
 - Σήμερα, χωρίς να είναι αυστηρός κανόνας, για διαμέτρους μεγαλύτερες των 500 mm χρησιμοποιούμε Χ/Σ, ενώ για μικρότερες διαμέτρους χρησιμοποιούμε PVC ή HDPE ή και Α/Σ.
 - Για όλους τους παραπάνω σωλήνες υπάρχει ένας μεγάλος κατάλογος εξαρτημάτων, ειδικών τεμαχίων, συνδέσμων, συσκευών ασφάλειας, που δίνονται από τον κατασκευαστή του σωλήνα.

Υπολογισμοί δικτύου ύδρευσης

Πρόβλεψη του μελλοντικού πληθυσμού,

Υδατική κατανάλωση. (α) οικιακή, (β) βιομηχανική και (γ) δημόσια κατανάλωση.

Μέση ημερήσια κατανάλωση ανά κάτοικο (Q σε λίτρα/ κάτοικο/ημέρα (Q lt/κ./ημ.)

Στον ελλαδικό χώρο οι μέσες τυπικές τιμές της οικιακής κατανάλωσης, κυμαίνονται από 150 lt/κ./ημ. για μικρούς οικισμούς έως και 250 lt/κ./ημ. για μεγάλες πόλεις.

Για τις τουριστικές περιοχές και για τα νοσοκομεία η κατά κεφαλή κατανάλωση θεωρείται αυξημένη και είναι από 300 έως 600 lt/κ./ημ

Για την Αθήνα, σύμφωνα με στοιχεία της ΕΥΔΑΠ, η οικιακή κατανάλωση για το σχεδιάσμά έως το 2025 έχει υπολογιστεί σε 235 lt/κ./ημ. για τις μέσες και χαμηλές περιοχές και έως 310 lt/κ./ημ. για τις ανώτερες περιοχές.

Σε ημιαστικές παραθεριστικές και παραλιακές περιοχές λαμβάνεται υπόψη η τιμή των 380 lt/κ./ημ.

Η βιομηχανική κατανάλωση κυμαίνεται σε μεγάλα όρια, ανάλογα με τη βιομηχανική δραστηριότητα.

Για τη δημόσια κατανάλωση (δημόσια σχολεία, άρδευση πάρκων και δενδροστοιχιών, πλύσιμο δρόμων κ.ά.) οι τυπικές τιμές κυμαίνονται από 10 έως και 50 lt/κ./ημ.

Απαιτούμενη ποσότητα για την αντιμετώπιση των πυρκαγιών (κυμαίνεται από 10 lt/κ./ημ. στις δευτερεύουσες γραμμές έως 30 lt/κ./ημ. στην κύρια γραμμή).

Τιμές ημερήσιας κατανάλωσης

- για πλυντήρια αυτοκινήτων: 200-300 lt/ημ./αυτοκίνητο
- για εστιατόρια: 15-20 lt/ημ./πελάτη
- για καθαρίσμα δρόμων: 0,1 - 2,0 lt/ημ./m² δρόμου
- για πλυντήρια ρούχων: 30-50 lt/ημ./kg ρούχων

Γνωρίζοντας τον πληθυσμό της περιοχής, όλες οι παραπάνω τιμές μπορούν να μετατραπούν σε Q lt/κ./ημ. Στις Η.Π.Α., ως μέσο όρο, δίνουν την παρακάτω κατανομή:

Για οικιακή και ατομική χρήση	ποσοστό	32%
Για βιοτεχνική και βιομηχανική χρήση	ποσοστό	40%
Για δημόσια χρήση	ποσοστό	10%
Διάφορες απώλειες, διαρροές	ποσοστό	18%

κ.ά.		
------	--	--

Όπως εύκολα καταλαβαίνει κανείς, η κατανάλωση νερού ποικίλλει ανάλογα με την εποχή του έτους, την ώρα της ημέρας και πολλούς άλλους παράγοντες.

Για να μελετήσουμε λοιπόν και να κατασκευάσουμε ένα υδραγωγείο ή μια δεξαμενή, θα πρέπει οι υπολογισμοί μας να στηρίζονται στη μέγιστη τιμή της ημερήσιας κατανάλωσης.

Από μακροχρόνιες παρατηρήσεις δεχόμαστε για τις ελληνικές πόλεις τη σχέση:

$$Q_{\max} \text{ ημέρας} = 1,5 * Q_{\text{μέση ημέρας}} \quad \text{m}^3/\text{ημέρα} \quad (\text{I})$$

Την ίδια σχέση δεχόμαστε και για τη μέγιστη τιμή της ωριαίας κατανάλωσης, έχουμε δηλαδή:

$$Q_{\max} \text{ ώρας} = 1,5 * Q_{\text{μέση ώρας}} \quad \text{m}^3/\text{ώρα} \quad (\text{II})$$

Αλλά η μέση ωριαία κατανάλωση είναι:

$$Q_{\text{μέση ώρας}} = Q_{\max} \text{ ημέρας} / 24$$

δηλαδή μέση ωριαία παροχή για τη μέγιστη ημερήσια κατανάλωση, οπότε η

$$Q_{\max} \text{ ώρας} = 1,5 * Q_{\text{μέση ώρας}} = 1,5 * Q_{\max} \text{ ημέρας} / 24 = 1,5 * 1,5 * Q_{\text{μέση ημέρας}} / 24 \Leftrightarrow$$

$$Q_{\max} \text{ ώρας} \approx 0,10 * Q_{\text{μέση ημέρας}} \quad \text{m}^3/\text{ώρα} \quad (\text{III})$$

Η σχέση (I) είναι σε $\text{m}^3/\text{ημέρα}$, οι σχέσεις (II) και (III) σε $\text{m}^3/\text{ώρα}$

Παράδειγμα

Μας ζητάνε να υπολογίσουμε τις ανάγκες για μία πόλη 10.000 κατοίκων που παρουσιάζει μία ετήσια αύξηση 1,7% και για χρονική περίοδο 20 ετών.

Έχουμε: $E_N = E_0 (1 + \alpha\%)^N$, για $N = 20$, $\alpha = 1,7\%$ και $E_0 = 10.000$

$$E_N = 10.000 (1 + 0,017)^{20} = 10.000 * 1,017^{20} = 10.000 * 1,401 \Leftrightarrow$$

$E_N = 14.010$ κάτοικοι μετά από 20 χρόνια.

Από πίνακες έχουμε μία μέση κατανάλωση 200 lt/κ./ημ., άρα:

$$14.010 * 200 = 2.802.000 \text{ lt/ημ.} = 2.802 \text{ m}^3/\text{ημ.}$$

Από τη σχέση (I) έχουμε: $Q_{\max} \text{ ημέρας} = 1,5 * 2.802 = 4.203 \text{ m}^3/\text{ημ.}$

Σε ένα εργοστάσιο που υπάρχει στην περιοχή έχουμε κατανάλωση νερού: 30 $\text{m}^3/\text{ημ.}$

Σε δημόσιους κτλ. χώρους έχουμε κατανάλωση: 24 $\text{m}^3/\text{ημ.}$

Άρα, ολικό $Q_{\max} \text{ ημέρας} = 4.257 \text{ m}^3/\text{ημ.}$

Και από τη σχέση (III) έχουμε:

$$Q_{\max} \text{ ώρας} = 0,1 * 4.257 = 425,7 \text{ m}^3/\text{ώρα} \text{ ή } (425,7 * 1000) / (60 * 60) = 118,25$$

lt/sec = παροχή υπολογισμού.

Δίκτυο Αποχέτευσης

Αστικές αποχετεύσεις – Έργα συλλογής, μεταφοράς και απομάκρυνσης:

(α) των *όμβριων υδάτων* (βροχή, χιόνι)

(β) των *αστικών λυμάτων*

(γ) των *βιομηχανικών αποβλήτων*

Εγκαταστάσεις δικτύου αποχέτευσης

- το δίκτυο των ακαθάρτων (τριτεύον, δευτερεύον και πρωτεύον δίκτυο, κεντρικός συλλεκτήρας),
- το δίκτυο των ομβρίων,
- τις εγκαταστάσεις επεξεργασίας λυμάτων,
- τις διευθετήσεις υδατορευμάτων που συνορεύουν με αστικές περιοχές και οι οποίες, σε συνδυασμό με τα έργα ορεινής υδρονομικής, προστατεύουν από τις πλημμύρες τις κατοικημένες περιοχές και
- τις περιμετρικές αντιπλημμυρικές τάφρους, με σκοπό πάλι την προστασία των οικιστικών περιοχών.

Κατά τη σύνταξη της μελέτης αποχέτευσης είναι απαραίτητα:

- τα τοπογραφικά δεδομένα της περιοχής, σύμφωνα με το εγκεκριμένο ρυμοτομικό σχέδιο,
- τα γεωτεχνικά και τα εδαφοτεχνικά στοιχεία για τις ζώνες διέλευσης κυρίως των βασικών αγωγών του δικτύου,
- τα υδρολογικά και τα υδρογεωλογικά δεδομένα, προκειμένου να γνωρίζουμε με ακρίβεια τη δίαυτα του υπόγειου υδροφορέα, τα βροχομετρικά στοιχεία της περιοχής και τις τιμές παροχής και στερεοπαροχής των υδατορευμάτων,
- τα χωροταξικά δεδομένα, για να γνωρίζουμε τις οικιστικές, τουριστικές, βιομηχανικές και άλλες ζώνες, τους όρους δόμησης κτλ., προκειμένου να σχεδιάσουμε το δίκτυο,
- τα δεδομένα του υπάρχοντος δικτύου ύδρευσης, ποιοτικά και ποσοτικά στοιχεία των λυμάτων που απομακρύνονται και τέλος
- οικονομικά στοιχεία για το κόστος κατασκευής ενός πλήρους αποχετευτικού συστήματος.

Αποχέτευση ομβρίων

Η πιο συνηθισμένη και αξιόπιστη μέθοδος υπολογισμού της παροχής είναι η **ορθολογιστική μέθοδος**, η οποία παρουσιάζεται μαθηματικά με την εξίσωση: $Q = C \cdot I \cdot A$, όπου: C = ο αδιάστατος συντελεστής απορροής, I = η ένταση της βροχής και A = η επιφάνεια της υδρολογικής λεκάνης.

Σύμφωνα με τις ελληνικές προδιαγραφές (ΠΔ. 696 του 1974) έχουμε για ορεινές περιοχές $C = 0,60$, για λοφώδεις περιοχές $C = 0,50$ και για πεδινές $C = 0,30$. Για τις αστικές περιοχές οι τιμές του συντελεστή C πρέπει να είναι ίσες με τις αντίστοιχες για τις μη αστικές περιοχές.

Από ξένες προδιαγραφές έχουμε τα παρακάτω στοιχεία για τις τιμές του συντελεστή C :

για αστικές περιοχές - επιφάνειες στεγών	από 0,70 έως 0,90
για αστικές περιοχές - για ασφαλτοστρωμένους δρόμους	από 0,80 έως 0,90
για λιθόστρωτους δρόμους	από 0,50 έως 0,70
για αμμοχαλικοστρωμένους δρόμους	από 0,15 έως 0,30
για αυλές και κήπους κατοικιών	από 0,10 έως 0,30

Η ένταση της βροχής I βρίσκεται από τη σχέση $I = H/T$, όπου H είναι το ύψος της βροχής και T η χρονική διάρκεια της κρίσιμης βροχής.

Σημειώνουμε τέλος ότι, εάν την ένταση I τη μετρήσουμε σε m/sec και την επιφάνεια A σε m^2 , τότε η παροχή Q μετριέται σε m^3/sec . Η μονάδα επιφάνειας Ha (εκτάριο) ισοδυναμεί με 10 στρέμματα ή με 10.000 m^2 .

Για την παροχή των ακαθάρτων αρκεί να λάβουμε ένα ποσοστό της τάξης του 80% της κατανάλωσης νερού.

Η ελάχιστη ονομαστική διάμετρος για έναν αγωγό δικτύου δεν μπορεί να είναι μικρότερη από 20 cm για αγωγούς ακαθάρτων και 40 cm για αγωγούς ομβρίων.

Η ελάχιστη ταχύτητα ροής δεν πρέπει να είναι μικρότερη από την τιμή 0,6 m/sec .

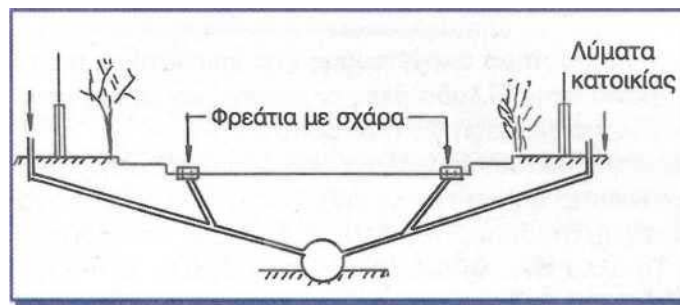
Η μέγιστη ταχύτητα ροής εξαρτάται από το υλικό του σωλήνα και δίνεται από πίνακες.

Για παράδειγμα, σε τσιμεντοσωλήνες η $max.V$ δε θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 2,0 έως 3,0 m/sec .

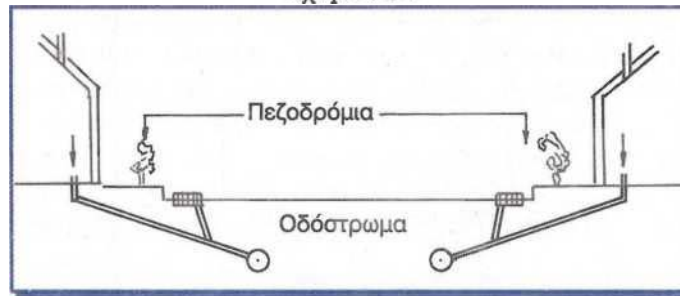
Μόνο για δίκτυα ομβρίων, με κατάλληλη μελέτη, μπορεί να γίνει αποδεκτή η τιμή $V = 6,0 m/sec$.

Η ελάχιστη κλίση των αγωγών δίνεται από πίνακες ξεχωριστά για αγωγούς ομβρίων και ξεχωριστά για αγωγούς ακαθάρτων. Σημειώνεται ότι στην πράξη θα πρέπει να αποφεύγονται πολύ μικρές κλίσεις, δηλαδή κάτω του 1 ‰.

Παντοροϊκό σύστημα

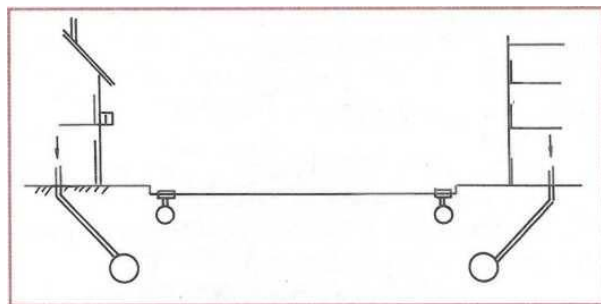
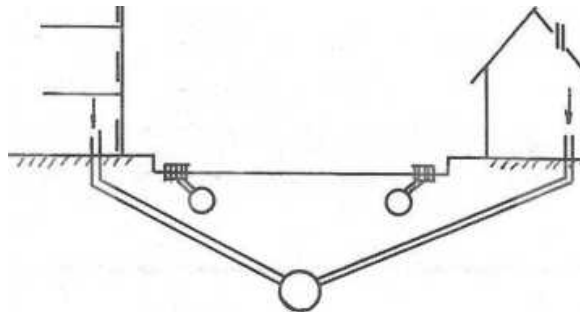


Σχήμα 7.5α



Σχήμα 7.5β

Χωριστικό σύστημα



Σχήμα 7.6β

Ολοκληρωμένη αντίληψη χωριστικού συστήματος, που εφαρμόζεται περισσότερο στην αποχέτευση



Σχήμα 7·6γ - Σκαρίφημα

Σωλήνες αποχέτευσης

- Πηλοσωλήνες.
- Τσιμεντοσωλήνες.
- Αμιαντοτσιμεντοσωλήνες.
- Πλαστικοί σωλήνες PVC.
- Σωλήνες από πολυαιθυλένιο (HDPE ή PE).

ΒΑΣΙΚΕΣ ΕΙΣΩΣΕΙΣ – ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ

Εξίσωση συνέχειας

$$Q = A \cdot V, \text{ όπου:}$$

V = μέση ταχύτητα ρευστού και A = επιφάνεια διατομής

Εξίσωση Bernoulli

P/γ = πιεζομετρικό φορτίο, $V^2/2 \cdot g$ = φορτίο ταχύτητας, Z = δυναμικό φορτίο

Φορτίο λόγω θέσης = άθροισμα πιεζομετρικού και δυναμικού = $Z + P/\gamma$

Συνολικό φορτίο: $H = Z + \frac{P}{\gamma} + \frac{V^2}{2 \cdot g}$

E.G.L (γραμμή ενέργειας), P.G.L (πιεζομετρική γραμμή)

Ισχύς = $\frac{\gamma \cdot Q \cdot H}{550}$ (ιπποδύναμη), Ισχύς = $\frac{\gamma \cdot Q \cdot H}{1000}$ (kilowatts)

Εξίσωση Ενέργειας

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2 \cdot g} + h_p = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2 \cdot g} + h_T + h_L, \text{ όπου:}$$

h_p = μανομετρικό ύψος αντλίας,

h_T = μανομετρικό ύψος υδροστροβίλου και

h_L = απώλειες λόγω τοπικών και γραμμικών απωλειών

Τοπικές απώλειες = $K \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$, Γραμμικές απώλειες = $f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$

Διάγραμμα Moody: $f(R, \varepsilon/D)$ $R = VD/\nu$

Σε ανοικτούς αγωγούς: $h = P/\gamma$ (πιεζομετρικό φορτίο) και γι' αυτό το λόγο, η ελεύθερη επιφάνεια είναι η πιεζομετρική γραμμή (P.G.L.)

Υδραυλική ανοικτών αγωγών

Κρίσιμο βάθος σε ορθογωνικούς ανοικτούς αγωγούς: $y_c = \left(\frac{q^2}{g}\right)^{1/3}$, όπου:

Q = παροχή, B = πλάτος αγωγού, q = παροχή ανά μονάδα πλάτους = Q/B

Υδραυλικό άλμα

Συζυγή βάθη: $y_2 / y_1 = \frac{1}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + 8F_{N1}^2} \right)$, όπου: $F_{N1} = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}}$

y_1 = Βάθος πριν το άλμα ($y_1 < y_c$ υπερκρίσιμη ροή)

y_2 = Βάθος μετά το άλμα ($y_2 > y_c$ υποκρίσιμη ροή)

V_1 = Μέση ταχύτητα πριν το άλμα

F_{N1} = Αριθμός Froude πριν το άλμα

Απώλεια ενέργειας από υδραυλικό άλμα: $h_L = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_1 y_2}$

Εξίσωση Manning

$$V(m/s) = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S_0^{1/2}, \quad V(fps) = \frac{1.486}{n} R_h^{2/3} S_0^{1/2}$$

V = μέση ταχύτητα n = συντελεστής Manning

S_0 = κλίση πυθμένα R_h = υδραυλική ακτίνα = A/P

A = εμβαδόν διατομής P = βρεχόμενη περίμετρος

[illegible]

111

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: CORMIX EXPERT SYSTEM

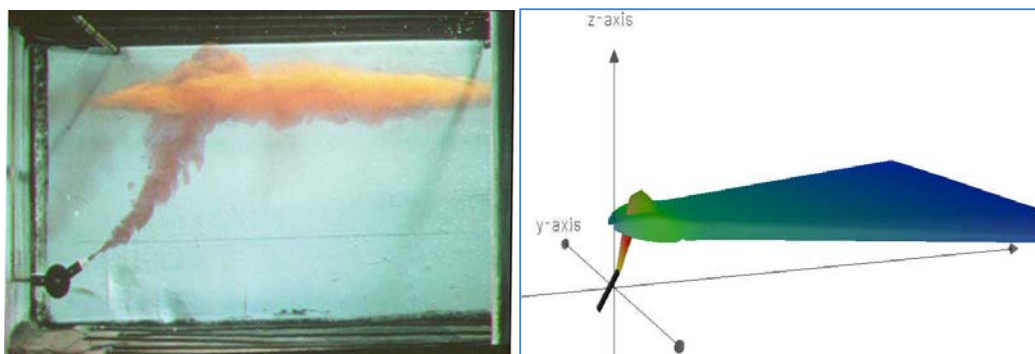
Το λογισμικό CORMIX είναι ένα ολοκληρωμένο σύστημα για την ανάλυση, την πρόβλεψη και το σχεδιασμό των ζωνών ανάμειξης υγρών απορρίψεων σε υδάτινους αποδέκτες.

Ως απόρριψη μπορεί να θεωρηθεί η εκροή ενός βιολογικού καθαρισμού ή μιας μονάδας αφαλάτωσης σε ένα υδάτινο αποδέκτη. Ως αποδέκτης μπορεί να θεωρηθεί μία λίμνη, ένα ποτάμι ή η θάλασσα.

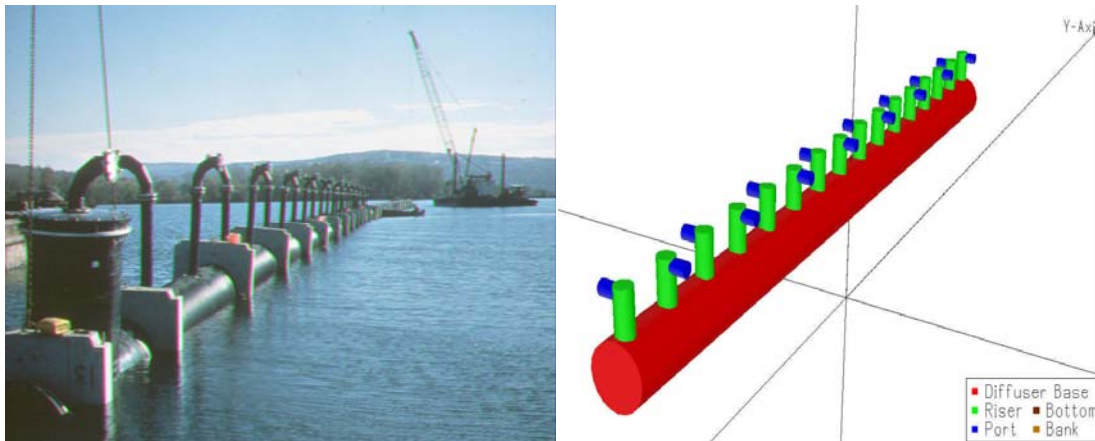


Παράδειγμα σημειακής υποεπιφανειακής απόρριψης άλμης από εγκατάσταση αφαλάτωσης σε κοντινή παραλία.

Το CORMIX στηρίζεται σε πειράματα που έχουν ήδη διεξαχθεί. Έτσι, όταν εισάγονται δεδομένα για ένα πρόβλημα, το σύστημα επιλέγει από τη βάση δεδομένων του σε ποια περίπτωση ροής ανήκει το πρόβλημα.

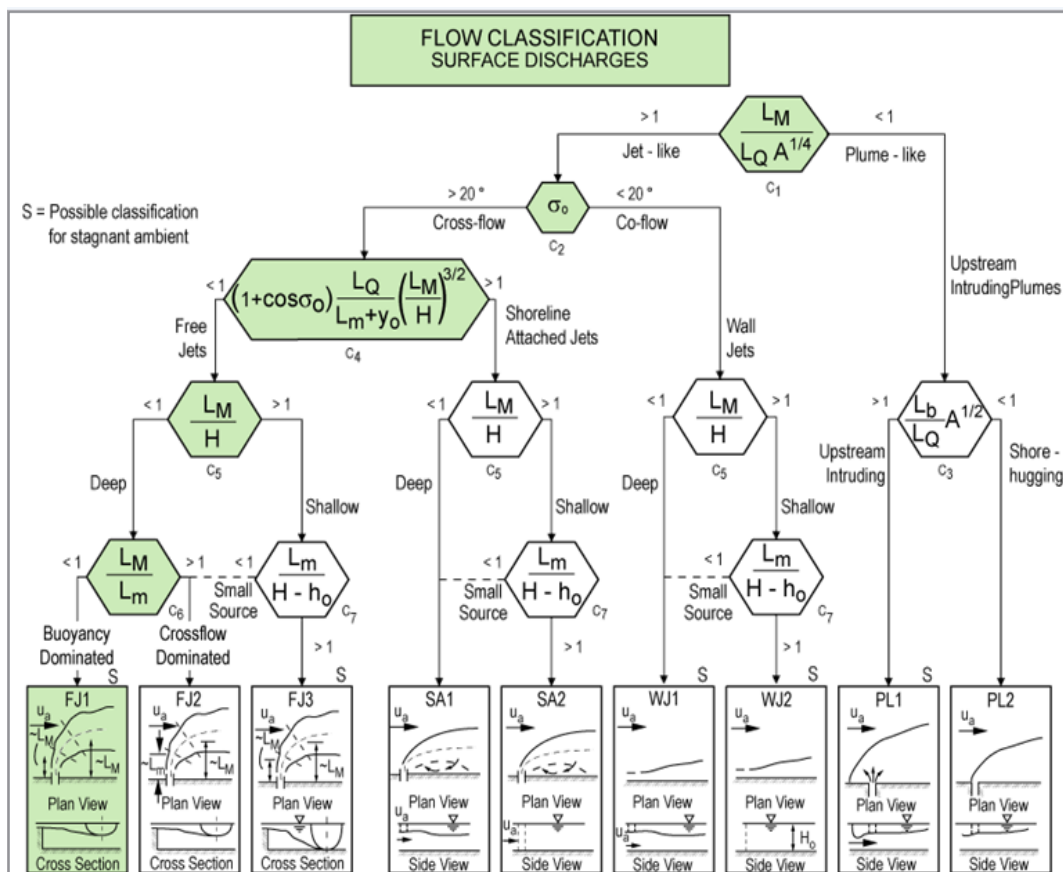


Παράδειγμα ροής εργαστηριακής κλίμακας στην πραγματικότητα και στο CORMIX.



Παράδειγμα διαχυτήρα πολλαπλών εξόδων στην πραγματικότητα και στο CORMIX.

Το σύστημα CORMIX αποφασίζει την περίπτωση που ανήκει το πρόβλημα που εισάγεται, βάσει ενός δενδροειδούς συστήματος αποφάσεων που στηρίζεται σε απλές κλίμακες μήκους.



Παράδειγμα δενδροειδούς απόφασης

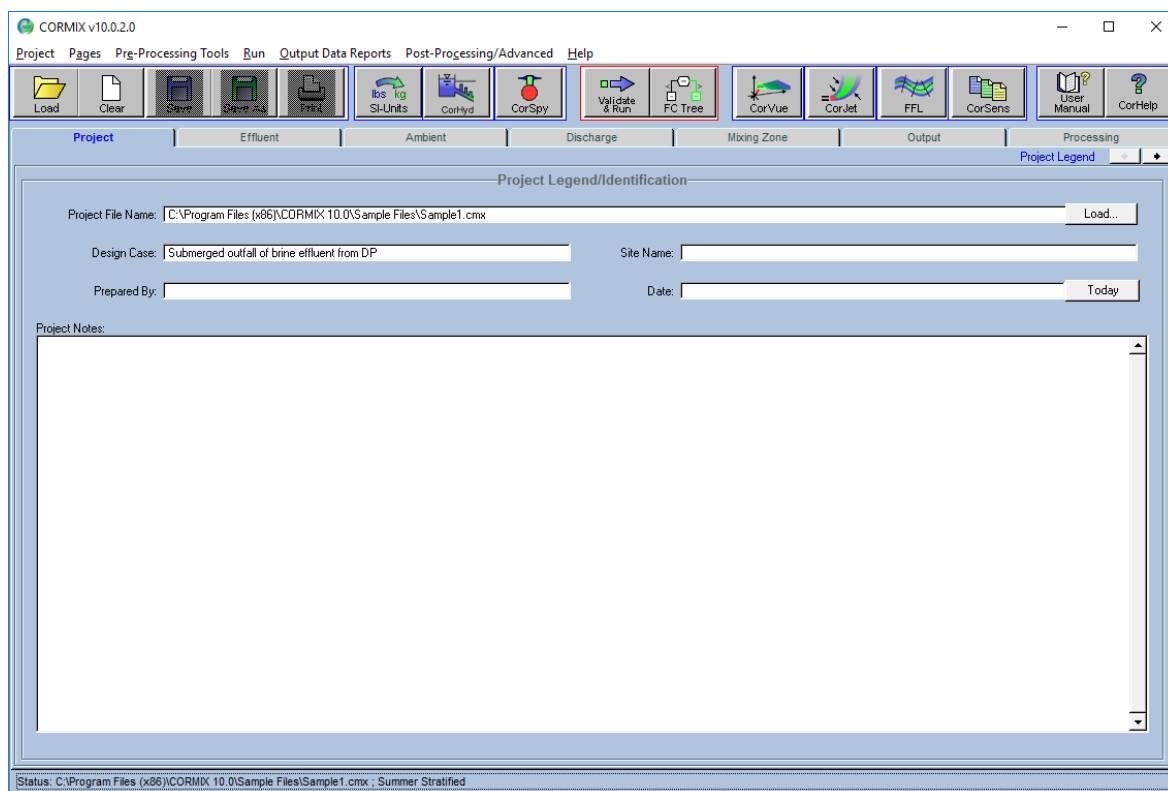
Παραδείγματα Εφαρμογής CORMIX v10

Παράδειγμα 1 - Υποβρύχια εκροή άλμης

Μία εγκατάσταση αφαλάτωσης εκρέει άλμη κοντά σε ακτή σε συγκέντρωση 100% πάνω από την συγκέντρωση περιβάλλοντος, με παροχή $1\text{m}^3/\text{s}$. Η πυκνότητα της εκροής είναι $1052.9\text{kg}/\text{m}^3$. Το περιβάλλον όπου γίνεται η εκροή έχει βάθος στο σημείο της εκροής 26.204m και κλίση πυθμένα 3° . Η ταχύτητα του ρεύματος παράλληλα στην ακτή είναι $0.2\text{m}/\text{s}$ και η πυκνότητα του νερού είναι $1023.98\text{kg}/\text{m}^3$. Η εκροή γίνεται από ένα ακροφύσιο σε απόσταση 500m από την ακτή. Το ακροφύσιο βρίσκεται σε κάθετη γωνία 45° και οριζόντια γωνία 90° . Η διάμετρος του ακροφυσίου είναι 0.65m και εκρέει σε απόσταση 1m από τον πυθμένα. Η νομοθεσία ορίζει διάλυση 10% της αρχικής συγκέντρωσης σε απόσταση 300m από το σημείο της εκροής.

Λύση:

Αρχικά πρέπει να «φορτώσουμε» ένα παράδειγμα από το φάκελο της εγκατάστασης. (C:\Program Files (x86)\CORMIX 10.0\Sample Files) αναλόγως του τύπου του προβλήματος που έχω κάθε φορά (για single port επιλέγω Sample 1.cmx, για multi-port επιλέγω Sample 2.cmx, ενώ για surface diffusion επιλέγω Sample 3.cmx).



Καρτέλα Project

CORMIX v10.0.2.0

Project Pages Pre-Processing Tools Run Output Data Reports Post-Processing/Advanced Help

Load Clear Save Save As Print SI-Units CorHyd CorSpy Validate & Run FC Tree CorVue CorJet FFL CorSens User Manual CorHelp

Project Effluent Ambient Discharge Mixing Zone Output Processing

Effluent Page

Effluent Characterization/Pollutant Type

Pollutant Type

Conservative Pollutant Non-Conservative Pollutant Heated Discharge **Brine Discharge** Sediment Discharge

The effluent is a high-density Brine Discharge, typically from de-Salination plants.

Conservative Pollutant Non-Conservative Pollutant Heated Discharge

The pollutant does NOT undergo chemical/biological decay/growth processes.

Discharge Concentration (Excess) 100 %

Effluent Flow Rate/Velocity

Flow Rate Velocity

Flow Rate: 1 m³/s

Effluent Density

Non-Fresh

Density: 1052.9 kg/m³ Compute...

Status: C:\Program Files (x86)\CORMIX 10.0\Sample Files\Sample1.cmx ; Summer Stratified

Καρτέλα Effluent

CORMIX v10.0.2.0

Project Pages Pre-Processing Tools Run Output Data Reports Post-Processing/Advanced Help

Load Clear Save Save As Print SI-Units CorHyd CorSpy Validate & Run FC Tree CorVue CorJet FFL CorSens User Manual CorHelp

Project Effluent Ambient Discharge Mixing Zone Output Processing

Ambient Page

Ambient Geometry/Flow Field Data

Depth at Discharge: 26.204 m

Wind Speed: 2 m/s

Steady

Velocity

Velocity: 0.2 m/s

Unbounded

Single Slope Near-Far Slope

Bottom Slope: 3 degrees

Darcy

Darcy-Weisbach f: 0.03

Ambient Density Data

Non-Fresh Water

Uniform

Non-Uniform

Average Density: 1023.98 kg/m³ Compute...

Status: C:\Program Files (x86)\CORMIX 10.0\Sample Files\Sample1.cmx ; Summer Stratified

Καρτέλα Ambient

CORMIX v10.0.2.0

Project Pages Pre-Processing Tools Run Output Data Reports Post-Processing/Advanced Help

Load Clear Save Save As Print lbs/kg SI-Units CorHyd CorSpy Validate & Run FC Tree CorVue CorJet FFL CorSens User Manual CorHelp

Project Effluent Ambient **Discharge** Mixing Zone Output Processing

Discharge Page

Discharge Geometry Data

DHydro Brine Discharge

Brine Discharge Geometry

Single Port Multiport Surface

Single Port Brine Discharge

Shoreline Location: left Distance to shoreline: 500 m

Vertical Angle THETA: 45 degrees Horizontal Angle SIGMA: 90 degrees

Port Specification

Port Diameter Port Radius Port Area

Port Diameter: 0.65 m

Select Offshore Discharge Configuration

Submerged Above Surface

Submerged Offshore Discharge Configuration

Port Ht. above channel btm: 1 m

Status: C:\Program Files (x86)\CORMIX 10.0\Sample Files\Sample1.cmx ; Summer Stratified

Καρτέλα Discharge

CORMIX v10.0.2.0

Project Pages Pre-Processing Tools Run Output Data Reports Post-Processing/Advanced Help

Load Clear Save Save As Print lbs/kg SI-Units CorHyd CorSpy Validate & Run FC Tree CorVue CorJet FFL CorSens User Manual CorHelp

Project Effluent Ambient Discharge **Mixing Zone** Output Processing

Mixing Zone Page

Mixing Zone Specification

Note: Concentration units are set in the Discharge Concentration field on the Effluent page.

Non-Toxic Effluent Toxic Effluent

WQ Standard No WQ Standard

Concentration for the WQ Standard (Excess): 10 %

Mixing Zone Specified No Mixing Zone Specified

Distance Width Area Trajectory

Mixing Zone Specified as a downstream distance, X

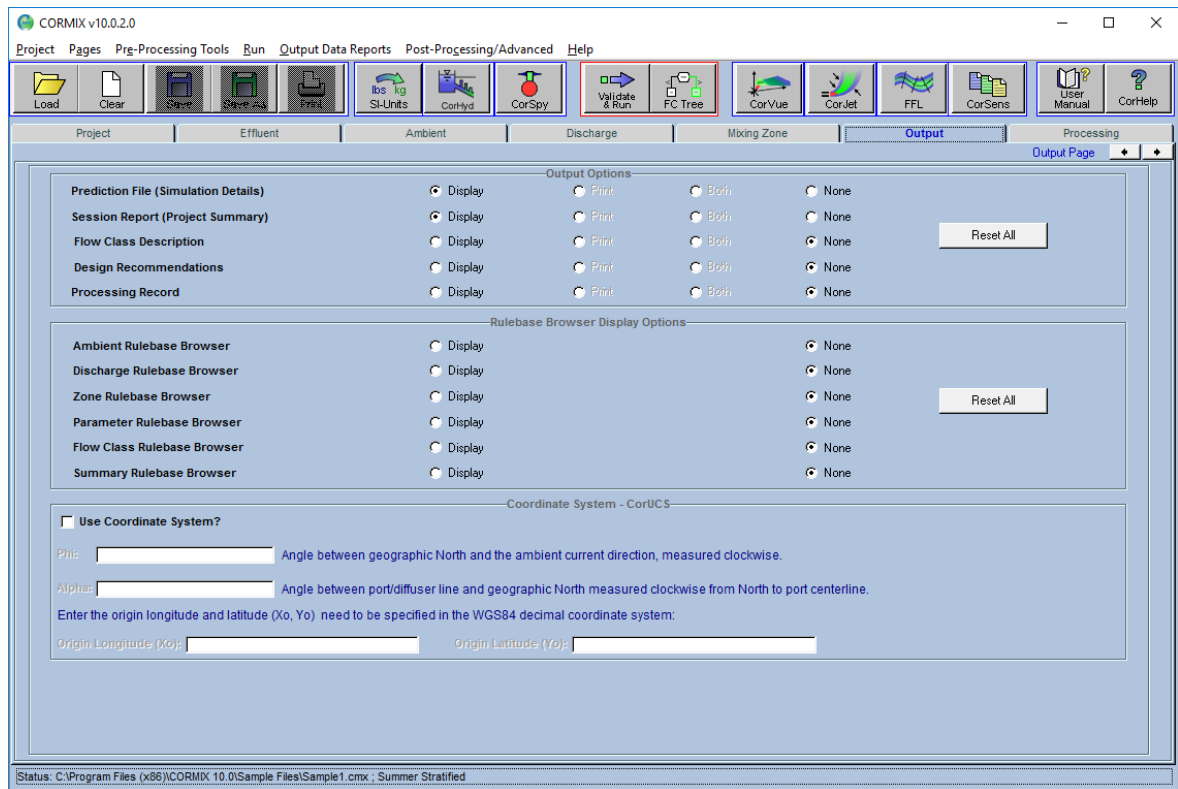
Distance: 300 m

Region of Interest: 5000 m

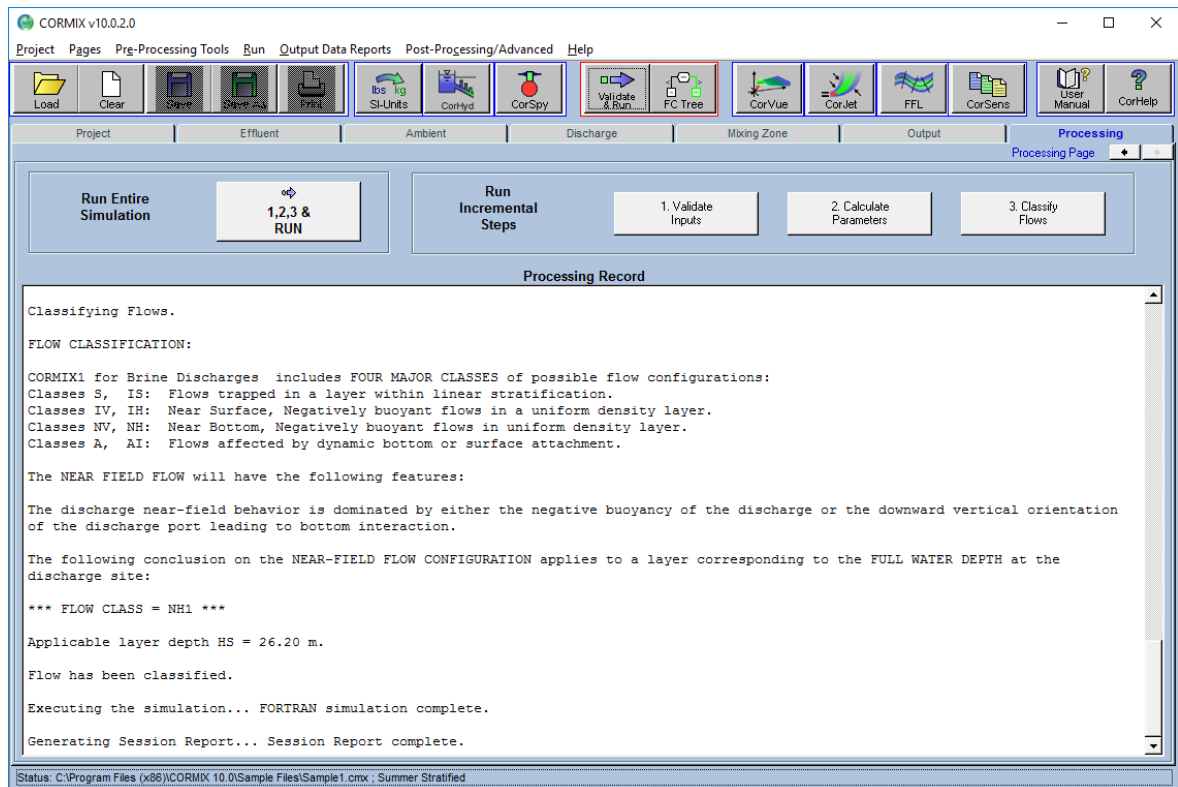
Output Steps per Module: 50

Status: C:\Program Files (x86)\CORMIX 10.0\Sample Files\Sample1.cmx ; Summer Stratified

Καρτέλα Mixing Zone



Καρτέλα Output



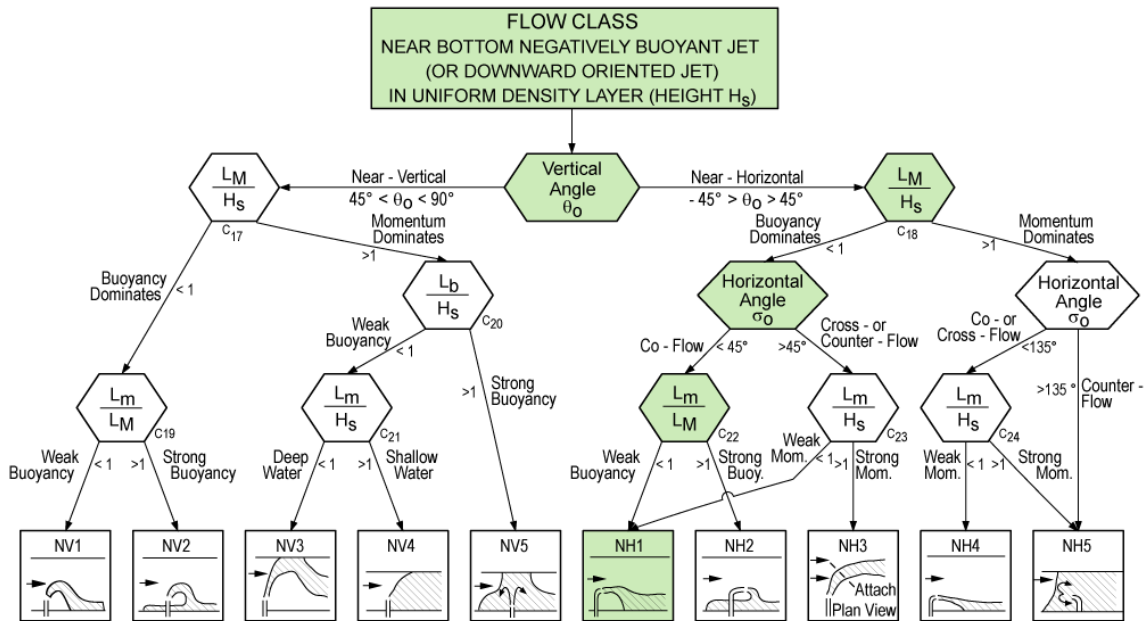
Καρτέλα Processing

Follow the **GREEN Highlighted Path** along the Decision Tree to determine how CORMIX arrived at this flow class.

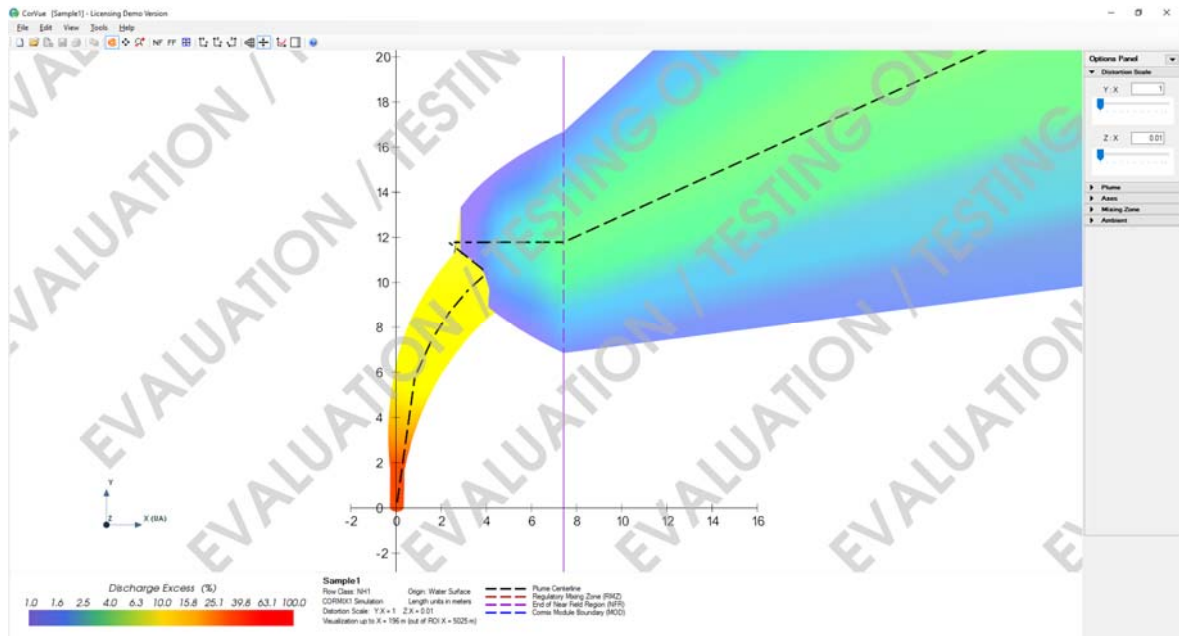
Click the **PRINT** Button to Print the Flow Classification.

(Suggested printing preferences : Orientation – Landscape)

Flow Class Description – [CLICK TO VIEW](#)



FC Tree



CorVue

Παράδειγμα 2 - Διάχυση βιομηχανικών λυμάτων σε παρακείμενο ποτάμι

Μια βιομηχανική εγκατάσταση απορρίπτει λύματα σε παρακείμενο ρηχό ποτάμι. Τα λύματα αποτελούνται από νερό με συγκέντρωση οξειδίου του αλουμινίου 150ppb. Η παροχή των λυμάτων είναι $0.092 \text{ m}^3/\text{s}$. Προτείνεται η κατασκευή ενός διαχυτήρα πολλαπλών εξόδων στον πυθμένα του ποταμού, που θα αποτελείται από 8 ακροφύσια που θα εγκατασταθούν σε κάθετη, ομορέουσα διάταξη. Ο διαχυτήρας θα έχει μήκος 15 m, διάμετρο ακροφυσίων 0.0635m σε ύψος 0.09m και η απόσταση από την όχθη θα είναι 12.5m.

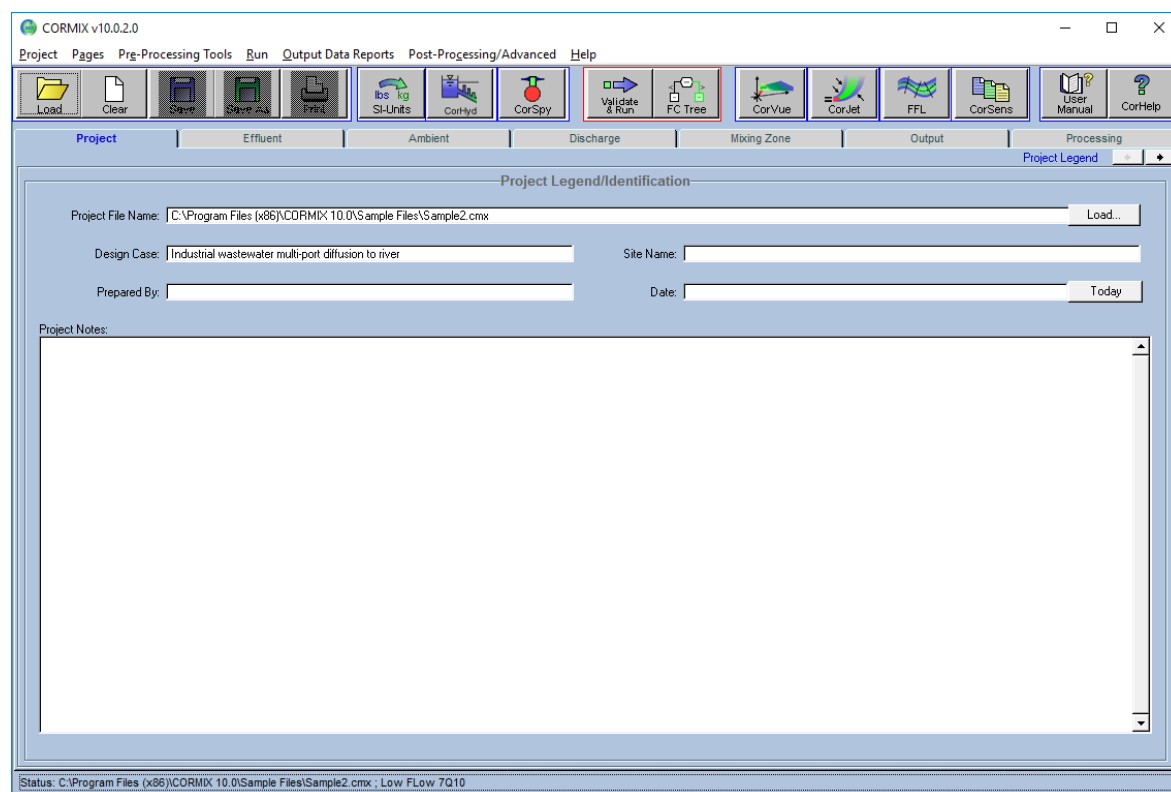
Δίνονται: θερμοκρασία εκροής = 22°C , θερμοκρασία ποταμού = 20°C .

Το ποτάμι έχει βάθος μόλις 0.3m και πλάτος 50m και έχει ελαφρώς μαιανδρική μορφή, ενώ η παροχή του είναι $8.1 \text{ m}^3/\text{s}$.

Η νομοθεσία ορίζει ότι 100 μέτρα από την εκροή, η συγκέντρωση οξειδίου αλουμινίου δεν πρέπει να ξεπερνά τα 40 ppb.

Λύση:

Αρχικά πρέπει να «φορτώσουμε» ένα παράδειγμα από το φάκελο της εγκατάστασης. Φορτώνουμε λοιπόν το παράδειγμα 2 από το φάκελο εγκατάστασης (Sample 2.cmx) και συμπληρώνουμε όποια από τα πεδία θέλουμε (Design Case, Site Name, Prepared By, κλπ).



Καρτέλα Project

CORMIX v10.0.2.0

Project Pages Pre-Processing Tools Run Output Data Reports Post-Processing/Advanced Help

Load Clear Save Save As Print lbs kg SI-Units CorHyd CorSpy Validate & Run FC Tree CorVue CorJet FFL CorSens User Manual CorHelp

Project Effluent Ambient Discharge Mixing Zone Output Processing

Effluent Page

Effluent Characterization/Pollutant Type

Pollutant Type

Conservative Pollutant Non-Conservative Pollutant Heated Discharge Brine Discharge Sediment Discharge

The pollutant does NOT undergo chemical/biological decay/growth processes.

Discharge Concentration (Excess) 150 ppb

Effluent Characterization

Effluent Flow Rate/Velocity

Flow Rate Velocity

Flow Rate: 0.092 m³/s

Effluent Density

Fresh Non-Fresh

Density Temperature

Temperature: 22 deg. C

Status: C:\Program Files (x86)\CORMIX 10.0\Sample Files\Sample2.cmx ; Low Flow 7Q10

Καρτέλα Effluent

CORMIX v10.0.2.0

Project Pages Pre-Processing Tools Run Output Data Reports Post-Processing/Advanced Help

Load Clear Save Save As Print lbs kg SI-Units CorHyd CorSpy Validate & Run FC Tree CorVue CorJet FFL CorSens User Manual CorHelp

Project Effluent Ambient Discharge Mixing Zone Output Processing

Ambient Page

Ambient Geometry/Flow Field Data

Average Depth: 0.3 m

Depth at Discharge: 0.3 m

Wind Speed: 2 m/s

Bounded Unbounded

Width: 50 m

Appearance: Slight Meander

Steady Unsteady

Flowrate Velocity

Flowrate: 8.1 m³/s

Manning Darcy

Manning's n: 0.03

Ambient Density Data

Fresh Water Non-Fresh Water

Uniform Stratified

Temperature Density

Water Temperature: 20 deg. C

Status: C:\Program Files (x86)\CORMIX 10.0\Sample Files\Sample2.cmx ; Low Flow 7Q10

Καρτέλα Ambient

CORMIX v10.0.2.0

Project Pages Pre-Processing Tools Run Output Data Reports Post-Processing/Advanced Help

Load Clear Save Save As Print SI-Units CorHyd CorSpy Validate & Run FC Tree CorVue CorJet FFL CorSens User Manual CorHelp

Project Effluent Ambient **Discharge** Mixing Zone Output Processing

Discharge Geometry Data

CORMIX1 Single Port **CORMIX2 Multiport** CORMIX3 Surface

Multiport Discharge

Configuration of Ports or Nozzles
Note: Risers do not exist for simple diffuser!

Single Two per Riser Several per Riser

A single port per riser OR individual holes in diffuser pipe.

Orientation of Ports or Nozzles

Unidirectional Alternating

Angles (degrees)

Vertical - THETA: 0
Horizontal - SIGMA: 0
Relative Orientation - BETA: 90

Nozzle Direction: Same Direction

Nearest bank is on the: right

Diffuser length: 15 m
Dist. to 1st endpoint: 12.5 m
Dist. to 2nd endpoint: 27.5 m
Port Height: 0.09 m
Port Diameter: 0.0635 m
Contraction Ratio: 1
Total # of Openings: 8
Alignment Ang GAMMA: 90 degrees

Both from near bank

Status: C:\Program Files (x86)\CORMIX 10.0\Sample Files\Sample2.cmx ; Low FLOW 7Q10

Καρτέλα Discharge

CORMIX v10.0.2.0

Project Pages Pre-Processing Tools Run Output Data Reports Post-Processing/Advanced Help

Load Clear Save Save As Print SI-Units CorHyd CorSpy Validate & Run FC Tree CorVue CorJet FFL CorSens User Manual CorHelp

Project Effluent Ambient Discharge **Mixing Zone** Output Processing

Mixing Zone Specification

Note: Concentration units are set in the Discharge Concentration field on the Effluent page.

Non-Toxic Effluent Toxic Effluent

WQ Standard No WQ Standard

Concentration for the WQ Standard (Excess): 40 ppb

Mixing Zone Specified No Mixing Zone Specified

Distance Width Area Trajectory

Mixing Zone Specified as a downstream distance, X

Distance: 100 m

Region of Interest: 1000 m

Output Steps per Module: 50

Status: C:\Program Files (x86)\CORMIX 10.0\Sample Files\Sample2.cmx ; Low FLOW 7Q10

Καρτέλα Mixing Zone

CORMIX v10.0.2.0

Project Pages Pre-Processing Tools Run Output Data Reports Post-Processing/Advanced Help

Load Clear Save Save As Print lbs kg SI-Units CorHyd CorSpy Validate & Run FC Tree CorVue CorJet FFL CorSens User Manual CorHelp

Project Effluent Ambient Discharge Mixing Zone Output Processing

Output Page

Prediction File (Simulation Details)

Session Report (Project Summary)

Flow Class Description

Design Recommendations

Processing Record

Output Options

Display Print Both None

Reset All

Rulebase Browser Display Options

Ambient Rulebase Browser Display None

Discharge Rulebase Browser Display None

Zone Rulebase Browser Display None

Parameter Rulebase Browser Display None

Flow Class Rulebase Browser Display None

Summary Rulebase Browser Display None

Reset All

Coordinate System - CorUCS

☐ Use Coordinate System?

Phi: Angle between geographic North and the ambient current direction, measured clockwise.

Alpha: Angle between port/diffuser line and geographic North measured clockwise from North to port centerline.

Enter the origin longitude and latitude (Xo, Yo) need to be specified in the WGS84 decimal coordinate system:

Origin Longitude (Xo): Origin Latitude (Yo):

Status: C:\Program Files (x86)\CORMIX 10.0\Sample Files\Sample2.cmx ; Low Flow 7Q10

Καρτέλα Output

CORMIX v10.0.2.0

Project Pages Pre-Processing Tools Run Output Data Reports Post-Processing/Advanced Help

Load Clear Save Save As Print lbs kg SI-Units CorHyd CorSpy Validate & Run FC Tree CorVue CorJet FFL CorSens User Manual CorHelp

Project Effluent Ambient Discharge Mixing Zone Output Processing

Processing Page

Run Entire Simulation

1,2,3 & RUN

Run Incremental Steps

1. Validate Inputs

2. Calculate Parameters

3. Classify Flows

Processing Record

The following conclusion on the flow configuration applies to a layer corresponding to the full water depth at the discharge site:

*** FLOW CLASS = MU2 ***

Applicable layer depth HS = 0.3 m.

*** Limiting Dilution $S = (QA/Q0) + 1.0 = 89.0$ ***

NOTE ON THE APPLICABILITY OF CORMIX2:

The spacing between adjacent nozzles/ports/risers is somewhat greater than the discharge water depth. In fact, the spacing falls into the range between three times to ten times the discharge depth.

It is unlikely that sufficient lateral interaction of adjacent jets will occur in the near-field. However, the individual jets/plumes may merge soon after in the intermediate-field or in the far-field.

CORMIX2 may have LIMITED APPLICABILITY for this discharge situation. The results may be somewhat unrealistic in the near-field (minimum dilution may be overpredicted), but appear to be applicable for the intermediate-field and far-field processes.

The user is advised to proceed with the present CORMIX2 analysis, but might use a subsequent CORMIX1 (single port discharge) analysis, using discharge data for an individual diffuser jet/plume, in order to compare to the near field prediction. If the present design has a rosette-like discharge with several ports per riser this restriction may be less severe.

Flow has been classified.

Executing the simulation... FORTRAN simulation complete.

Generating Session Report... Session Report complete.

Status: C:\Program Files (x86)\CORMIX 10.0\Sample Files\Sample2.cmx ; Low Flow 7Q10

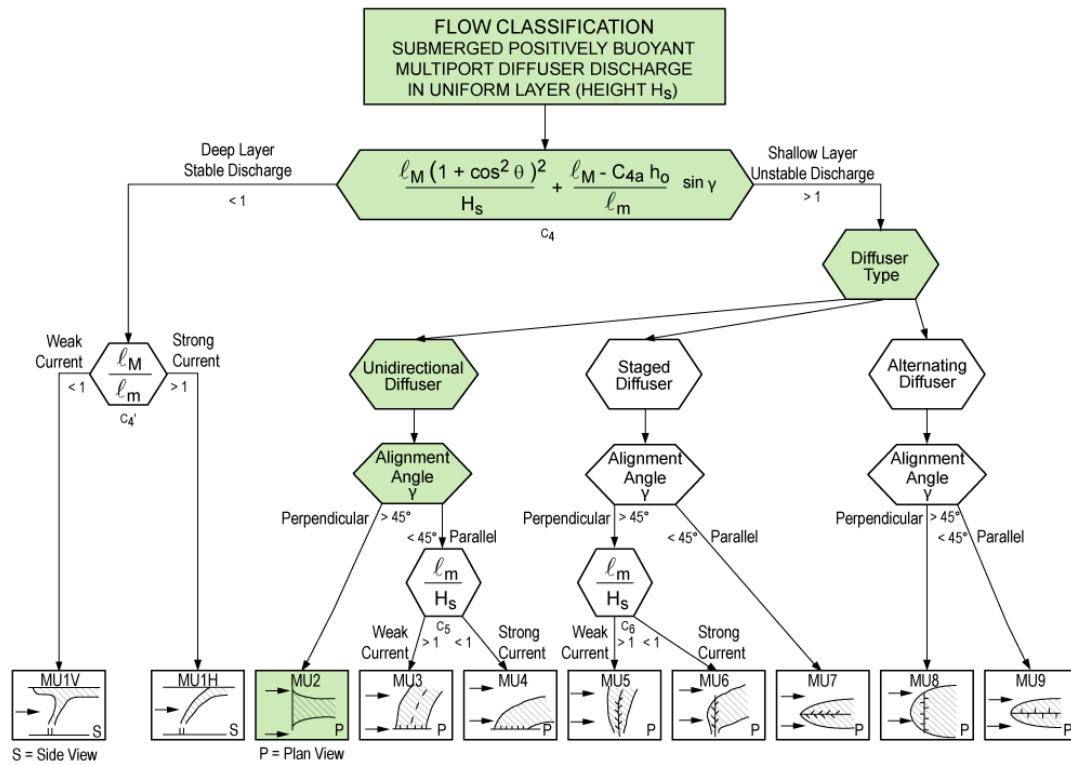
Καρτέλα Processing

Follow the **GREEN Highlighted Path** along the Decision Tree to determine how CORMIX arrived at this flow class.

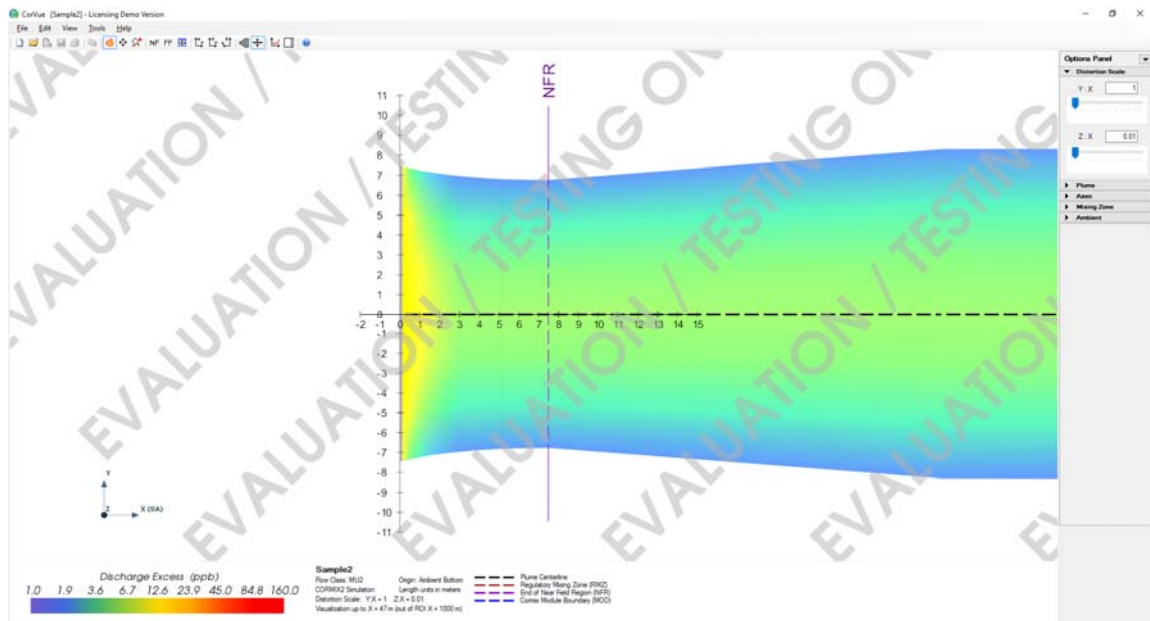
Click the **PRINT** Button to Print the Flow Classification.

(Suggested printing preferences : Orientation – Landscape)

Flow Class Description – [CLICK TO VIEW](#)



FC Tree



CorVue

Παράδειγμα 3 – Επιφανειακή διάχυση βιομηχανικών λυμάτων σε παρακείμενο ποτάμι

Μια βιομηχανική εγκατάσταση απορρίπτει λύματα σε παρακείμενο ρηχό ποτάμι. Τα λύματα αποτελούνται από νερό με συγκέντρωση οξειδίου του αλουμινίου 150ppb. Η παροχή των λυμάτων είναι 0.092 m³/s. Η απόρριψη θα γίνεται μέσω ενός επιφανειακού καναλιού βάθους 0,2μ και πλάτους 1 μ, ενώ η κλίση του καναλιού θα είναι 3°. Το κανάλι θα εκβάλει κάθετα στο ρεύμα του ποταμού.

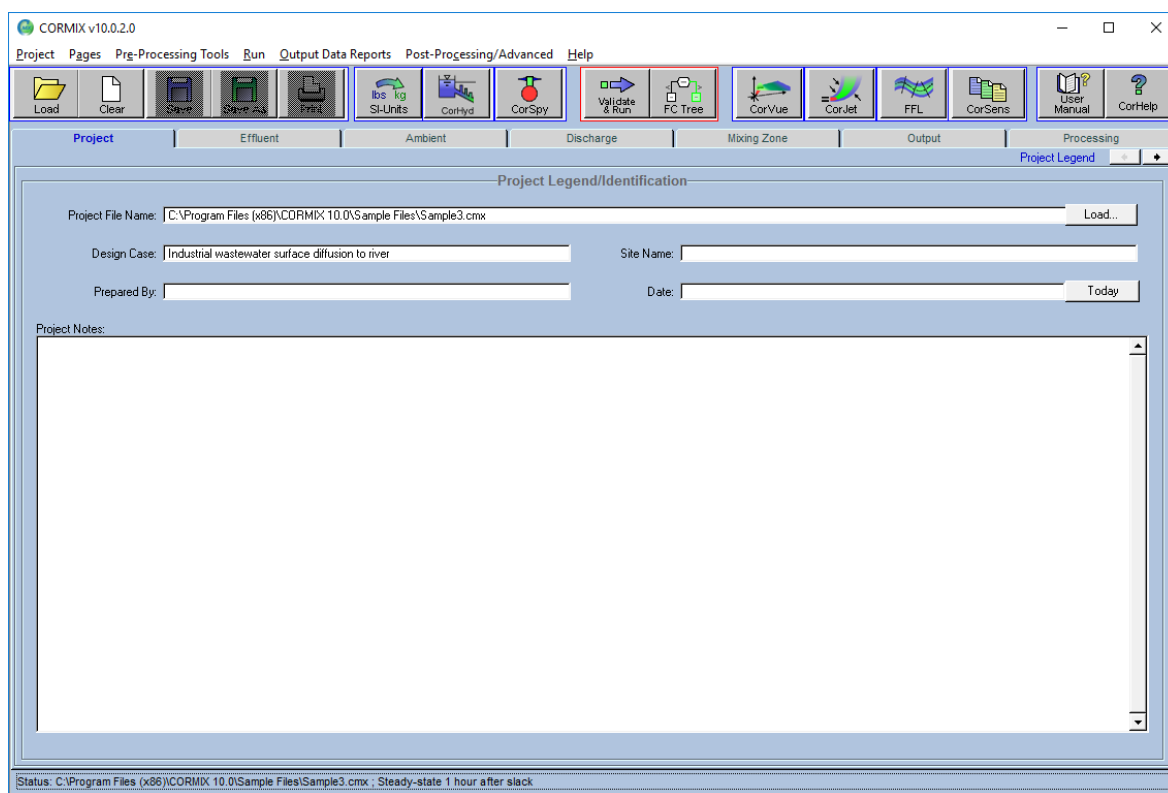
Δίνονται: θερμοκρασία εκροής = 22 °C, θερμοκρασία ποταμού = 20 °C.

Το ποτάμι έχει βάθος μόλις 0.3m και πλάτος 50m και έχει ελαφρώς μαιανδρική μορφή, ενώ η παροχή του είναι 8.1 m³/s.

Η νομοθεσία ορίζει ότι 100 μέτρα από την εκροή, η συγκέντρωση οξειδίου αλουμινίου δεν πρέπει να ξεπερνά τα 40 ppb.

Λύση:

Αρχικά πρέπει να «φορτώσουμε» ένα παράδειγμα από το φάκελο της εγκατάστασης. Φορτώνουμε λοιπόν το παράδειγμα 3 από το φάκελο εγκατάστασης (Sample 3.cmx) και συμπληρώνουμε όποια από τα πεδία θέλουμε (Design Case, Site Name, Prepared By, κλπ).



Καρτέλα Project

CORMIX v10.0.2.0

Project Pages Pre-Processing Tools Run Output Data Reports Post-Processing/Advanced Help

Load Clear Save Save As Print lbs kg SI-Units CorHyd CorSpy Validate & Run FC Tree CorVue CorJet FFL CorSens User Manual CorHelp

Project Effluent Ambient Discharge Mixing Zone Output Processing

Effluent Page

Effluent Characterization/Pollutant Type

Pollutant Type

Conservative Pollutant Non-Conservative Pollutant Heated Discharge Brine Discharge Sediment Discharge

The pollutant does NOT undergo chemical/biological decay/growth processes.

Discharge Concentration (Excess): 150 ppb

Effluent Characterization

Effluent Flow Rate/Velocity

Flow Rate Velocity

Flow Rate: 0.092 m³/s

Effluent Density

Fresh Non-Fresh

Density Temperature

Temperature: 22 deg C

Status: C:\Program Files (x86)\CORMIX 10.0\Sample Files\Sample3.cmx ; Steady-state 1 hour after slack

Καρτέλα Effluent

CORMIX v10.0.2.0

Project Pages Pre-Processing Tools Run Output Data Reports Post-Processing/Advanced Help

Load Clear Save Save As Print lbs kg SI-Units CorHyd CorSpy Validate & Run FC Tree CorVue CorJet FFL CorSens User Manual CorHelp

Project Effluent Ambient Discharge Mixing Zone Output Processing

Ambient Page

Ambient Geometry/Flow Field Data

Average Depth: 0.3 m

Depth at Discharge: 0.3 m

Wind Speed: 2 m/s

Bounded Unbounded

Width: 50 m

Appearance: Slight Meander

Steady Unsteady

Flowrate Velocity

Flowrate: 8.1 m³/s

Manning Darcy

Manning's n: 0.02

Ambient Density Data

Fresh Water Non-Fresh Water

Uniform Stratified

Temperature Density

Water Temperature: 20 deg C

Status: C:\Program Files (x86)\CORMIX 10.0\Sample Files\Sample3.cmx ; Steady-state 1 hour after slack

Καρτέλα Ambient

CORMIX v10.0.2.0

Project Pages Pre-Processing Tools Run Output Data Reports Post-Processing/Advanced Help

Load Clear Save Save As Print lbs/kg SI-Units CorHyd CorSpy Validate & Run FC Tree CorVue CorJet FFL CorSens User Manual CorHelp

Project Effluent Ambient **Discharge** Mixing Zone Output Processing

Discharge Page

Discharge Geometry Data

CORMIX1 Single Port CORMIX2 Multiport **CORMIX3 Surface**

Buoyant Surface Discharge

Discharge located on: right bank

Discharge Configuration:

Flush Protuding Co-flowing

Horizontal Angle SIGMA: 90 degrees

Bottom Slope: 3 degrees

Discharge Outlet:

Channel Pipe

Width: 1 m

Depth: 0.2 m

Local Depth at Discharge Outlet: 0.3 m

Status: C:\Program Files (x86)\CORMIX 10.0\Sample Files\Sample3.cmx ; Steady-state 1 hour after slack

Καρτέλα Discharge

CORMIX v10.0.2.0

Project Pages Pre-Processing Tools Run Output Data Reports Post-Processing/Advanced Help

Load Clear Save Save As Print lbs/kg SI-Units CorHyd CorSpy Validate & Run FC Tree CorVue CorJet FFL CorSens User Manual CorHelp

Project Effluent Ambient Discharge **Mixing Zone** Output Processing

Mixing Zone Page

Mixing Zone Specification

Note: Concentration units are set in the Discharge Concentration field on the Effluent page.

Non-Toxic Effluent Toxic Effluent

WQ Standard No WQ Standard

Concentration for the WQ Standard (Excess): 40 ppb

Mixing Zone Specified No Mixing Zone Specified

Distance Width Area Trajectory

Mixing Zone Specified as a downstream distance, X

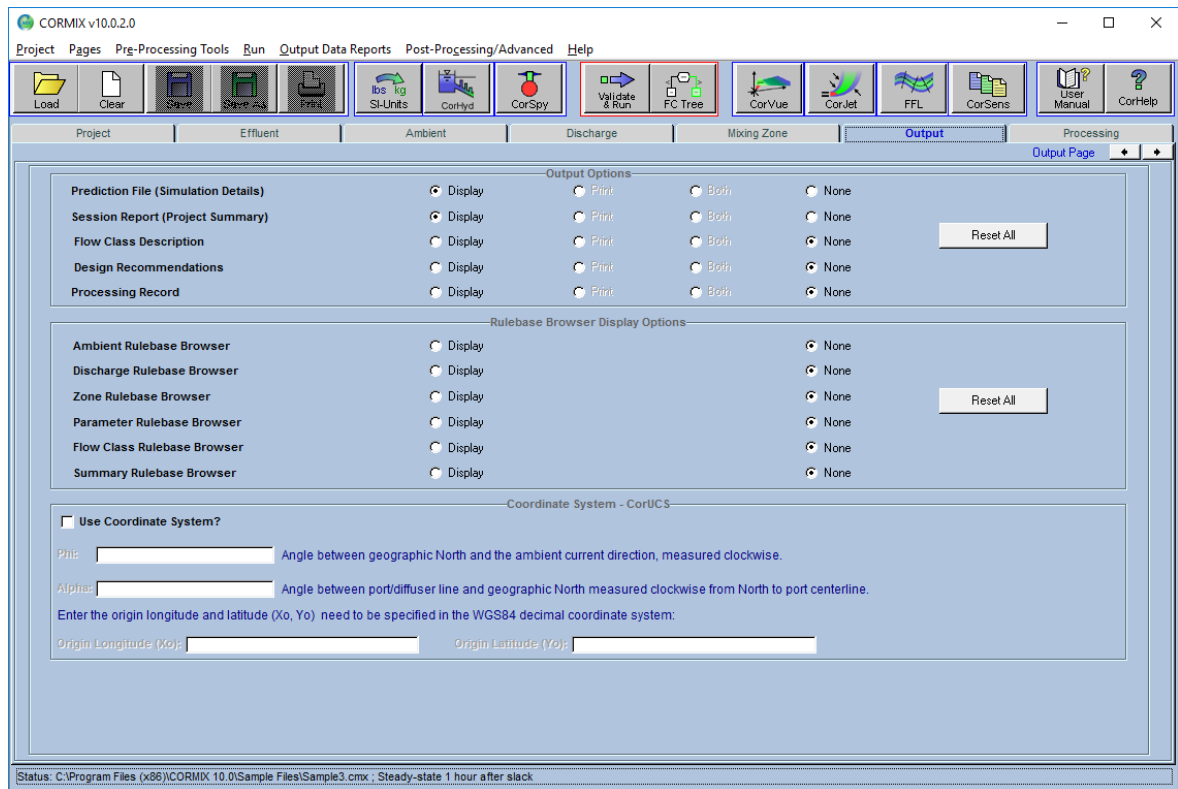
Distance: 100 m

Region of Interest: 2000 m

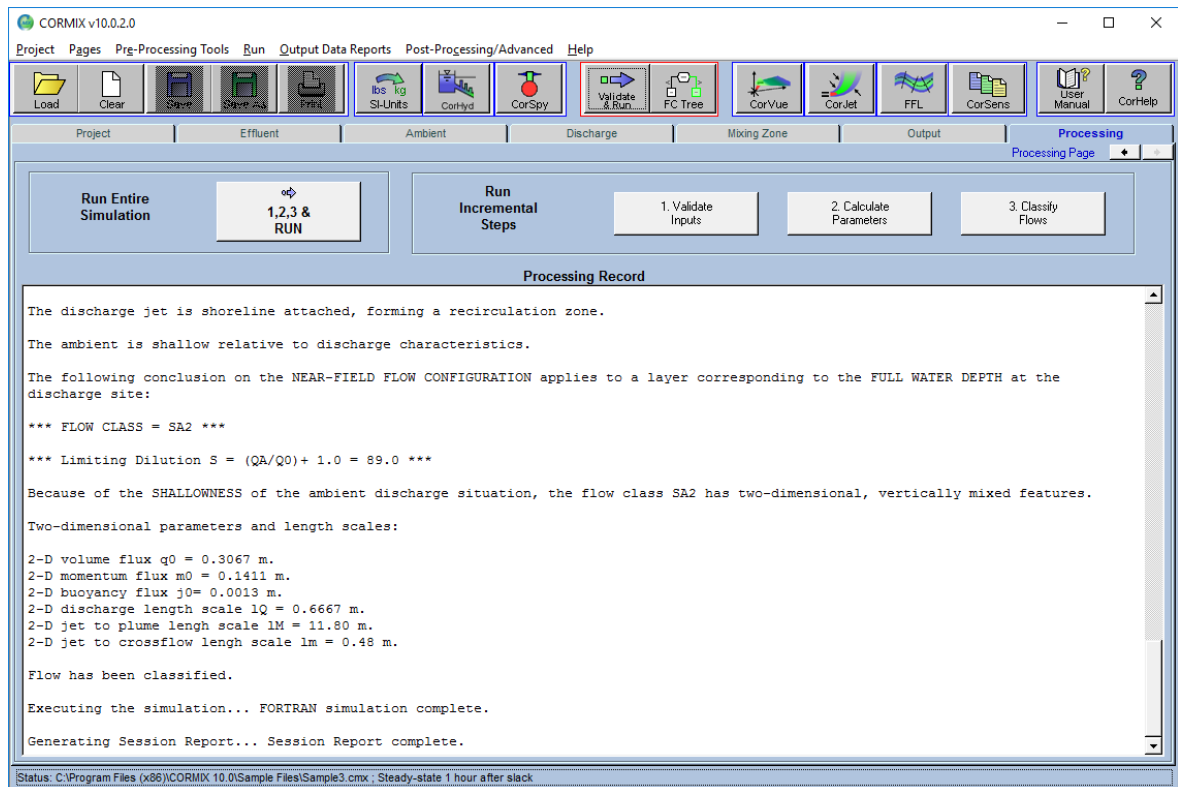
Output Steps per Module: 50

Status: C:\Program Files (x86)\CORMIX 10.0\Sample Files\Sample3.cmx ; Steady-state 1 hour after slack

Καρτέλα Mixing Zone



Καρτέλα Output



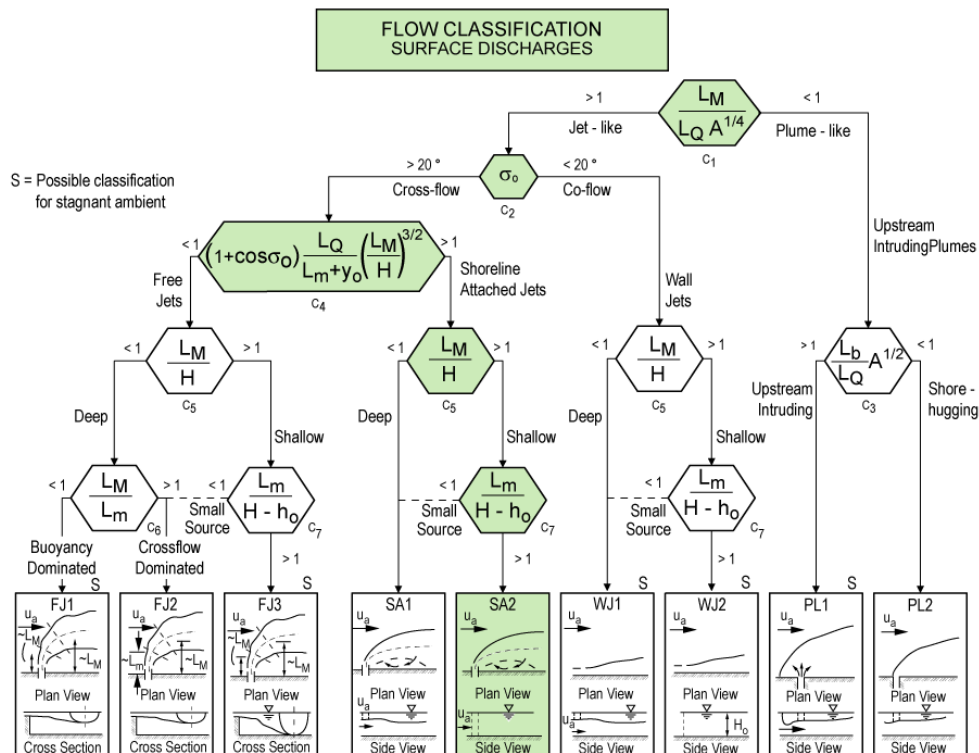
Καρτέλα Processing

Follow the **GREEN Highlighted Path** along the Decision Tree to determine how CORMIX arrived at this flow class.

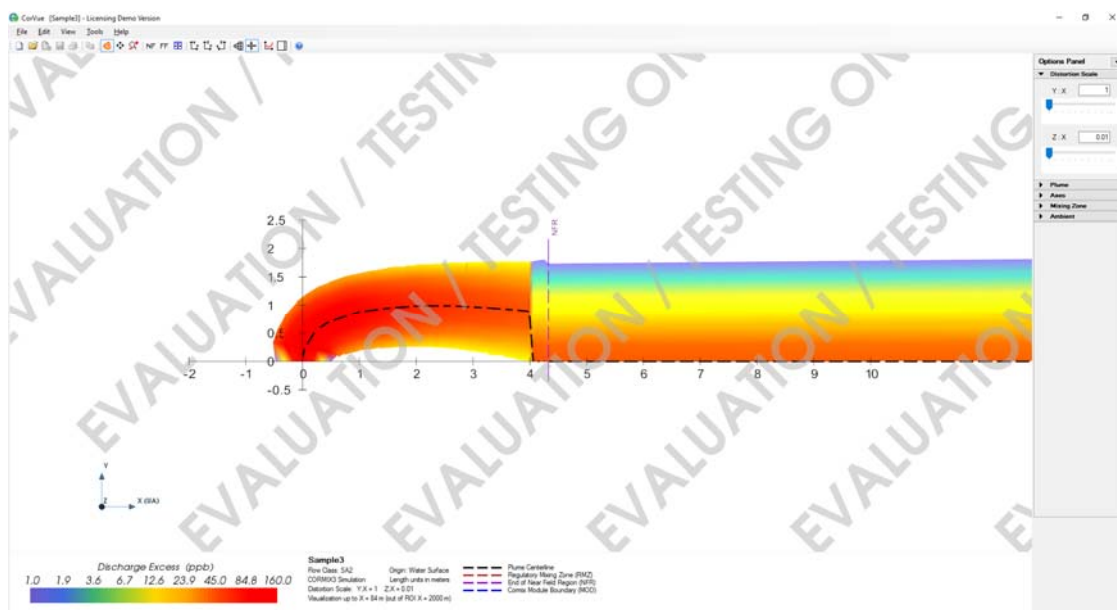
Click the **PRINT** Button to Print the Flow Classification.

(Suggested printing preferences : Orientation - Landscape)

Flow Class Description - [CLICK TO VIEW](#)



FC Tree



CorVue

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ: ΣΧΕΔΙΑΣΗ ΥΔΡΕΥΣΗΣ-ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΟΙΚΙΣΜΟΥ

Το παρόν Project αφορά την σχεδίαση του εξωτερικού και εσωτερικού δικτύου ύδρευσης και αποχέτευσης ενός οικισμού. Σας ζητείται η λύση του project και η σύνταξη αναφοράς σε ομάδες έως τριών ατόμων.

Εκφώνηση

Ο οικισμός Α του σχήματος πρόκειται να υδροδοτηθεί από τη πηγή Β με σταθερή παροχή $Q_{\text{Π}}$. Σε περίπτωση μη επάρκειας της πηγής οι ανάγκες του οικισμού θα καλυφθούν και από τη γεώτρηση Γ. Ο σημερινός πληθυσμός είναι Κ. Ο πληθυσμός του οικισμού αυξάνεται με ρυθμό $\Lambda\%$ ανά έτος. Η ημερήσια ζήτηση σε νερό ύδρευσης ανά κάτοικο και ανά ημέρα είναι q . Ο σχεδιασμός των δικτύων γίνεται με ορίζοντα 30ετίας, ενώ μπορεί να υποτεθεί ότι ο πληθυσμός είναι ομοιόμορφα κατανεμημένος στον οικισμό. Ο οικισμός έχει έκταση Θ.

Ζητούμενα:

1. Εξωτερικό δίκτυο ύδρευσης

- 1.1. Υπολογισμός παροχών σχεδιασμού δικτύου ύδρευσης [lt/sec].
- 1.2. Διαστασιολόγηση όγκου δεξαμενής (Δ) ύδρευσης [m^3] και ύψους Φ. Η δεξαμενή γεμίζει από την κορυφή, και αδειάζει από τον πυθμένα.
- 1.3. Διαστασιολόγηση των αγωγών του εξωτερικού υδραγωγείου, πηγή – δεξαμενή (ΠΔ), γεώτρησης – δεξαμενή (ΓΔ) και δεξαμενής - οικισμού (ΔΟ) από PVC αγωγό, βάσει της χάραξης που δίνεται στο Σχήμα 1. Τα μήκη των αγωγών δίνονται. Η αντλία της γεώτρησης θα λειτουργεί Η ώρες ημερησίως (ξεκινώντας από τις 9 π.μ.). Να γίνει πρόβλεψη για υδραυλικό πλήγμα στον αγωγό ΠΔ για αργό κλείσιμο βάνας (150sec) και στον αγωγό ΔΟ για απότομο κλείσιμο βάνας. Να υπολογιστεί η ισχύς της αντλίας της γεώτρησης.

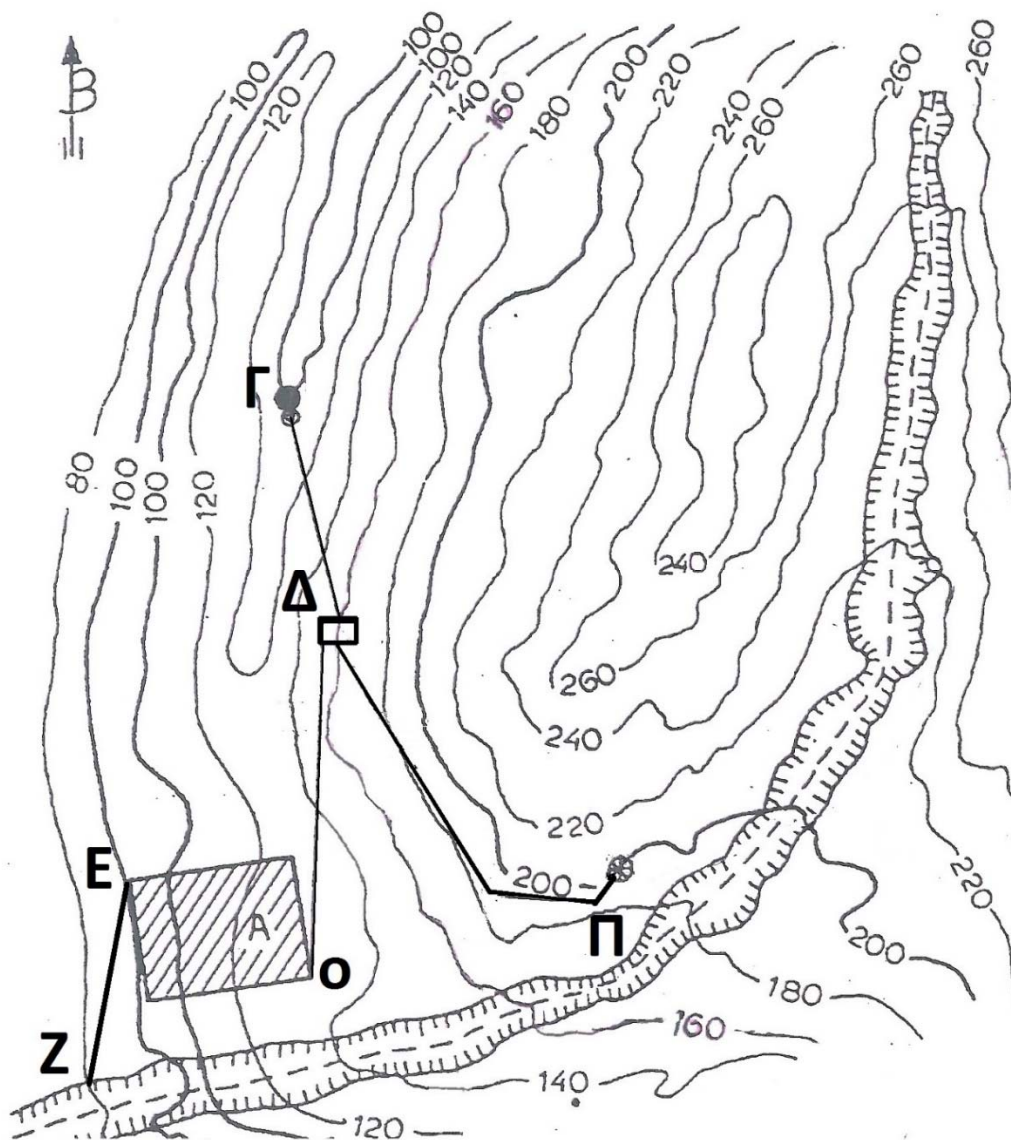
2. Εσωτερικό δίκτυο ύδρευσης

- 1.4. Σχεδιασμός του δικτύου ύδρευσης από αγωγούς PVC με 4 βρόγχους (Βλ. αρχείο Κάτοψη οικισμού) και επίλυσή του με χρήση της μεθόδου Hardy Cross. Τα μήκη των αγωγών δίνονται.
- 1.5. Υπολογισμός μέγιστης και ελάχιστης πίεσης στο σημείο Ο.

3. Δίκτυο αποχέτευσης

- 1.6. Υπολογισμός παροχών ομβρίων και ακαθάρτων που θα παροχετευθούν στο δίκτυο αποχέτευσης. Δίνεται η όμβρια καμπύλη $i = \alpha \cdot T^{(\beta)}$.
- 1.7. Να σχεδιαστεί αγωγός PVC αποχέτευσης που θα παροχετεύει τα ακάθαρτα ύδατα του οικισμού από το σημείο Ε στο Ζ όπου υπάρχει βιολογικός καθαρισμός. Να σχεδιαστεί τιμεντένιος αγωγός παροχέτευσης των ομβρίων από το Ε στο Ζ. Το μήκος του τμήματος ΕΖ δίνεται.

Όλα τα απαραίτητα στοιχεία (με κόκκινο) για την επίλυση του θέματος δίνονται στα συνοδευόμενα αρχεία Κάτοψη οικισμού και Δεδομένα εισόδου.



Σχήμα 1: Τοπογραφικό διάγραμμα ευρύτερης περιοχής

Γ = Γεώτρηση
Π = Πηγή
Δ = Δεξαμενή

Πίνακας 1: Ποσοστιαία κατανομή ζήτησης σε νερό κατά τη διάρκεια της ημέρας στον οικισμό.

Ωρα	Ζήτηση(%)	Ωρα	Ζήτηση(%)	Ωρα	Ζήτηση(%)	Ωρα	Ζήτηση(%)
0-1	2	6-7	4	12-13	8	18-19	4
1-2	2	7-8	5	13-14	6	19-20	4
2-3	2	8-9	5	14-15	5	20-21	3
3-4	2	9-10	6	15-16	5	21-22	2
4-5	3	10-11	7	16-17	5	22-23	2
5-6	3	11-12	7	17-18	6	23-24	2

Διαθέσιμες διάμετροι σωλήνων PVC ύδρευσης (mm)

50, 63, 75, 90, 110, 125, 140, 180, 200, 225, 250, 280, 315, 355, 400

Διαθέσιμες διαμέτροι σωλήνων PVC αποχέτευσης (mm)

110, 125, 160, 200, 250, 315, 355, 400, 500, 630, 700, 800

Διαθέσιμες διαμέτροι τσιμεντένιων σωλήνων αποχέτευσης (mm)

200, 250, 300, 400, 450, 500, 600, 700, 800, 900, 1000, 1100, 1200, 1300, 1400, 1500, 1600, 1800, 2000, 2200, 2500, 3000, 3500, 4000, 4500, 5000

Χρήσιμα διαγράμματα και πίνακες

Πίνακας οικονομικών διαμέτρων

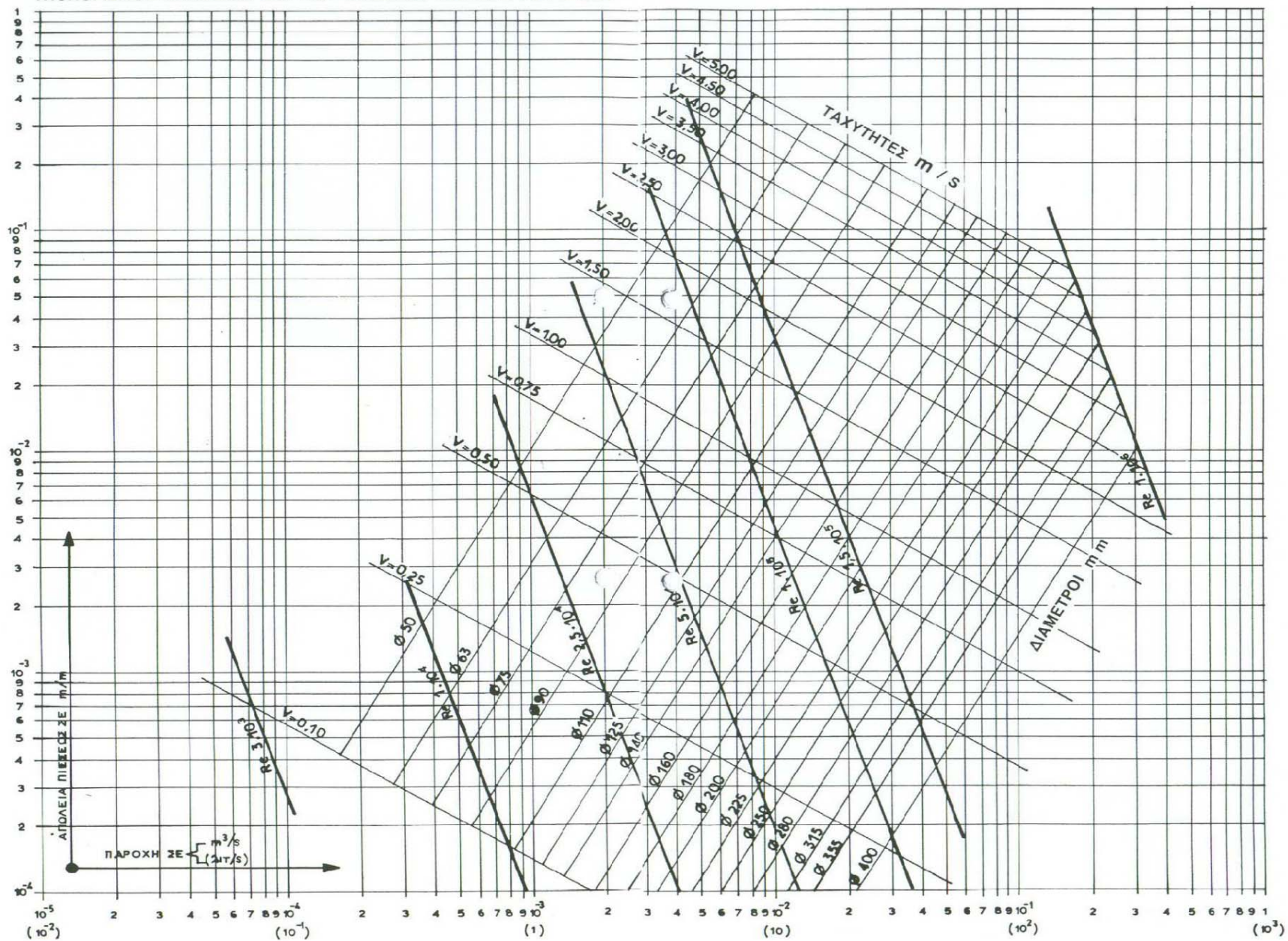
Ονομαστ. Διάμετρος	Παροχή λ/δλ	Ονομαστ. Διάμετρος	Παροχή λ/δλ	Ονομαστ. Διάμετρος	Παροχή λ/δλ	Ονομαστ. Διάμετρος	Παροχή λ/δλ
60	1,60	175	13,6	400	70	800	284
80	2,84	200	17,8	450	90	900	360
100	4,44	250	27,8	500	100	1000	444
125	6,94	300	40,0	600	160	1100	538
150	10,00	350	54,4	700	218	1250	694

Πίνακας πάχους τοιχωμάτων για PVC αγωγούς ύδρευσης

DIN 8061/8062

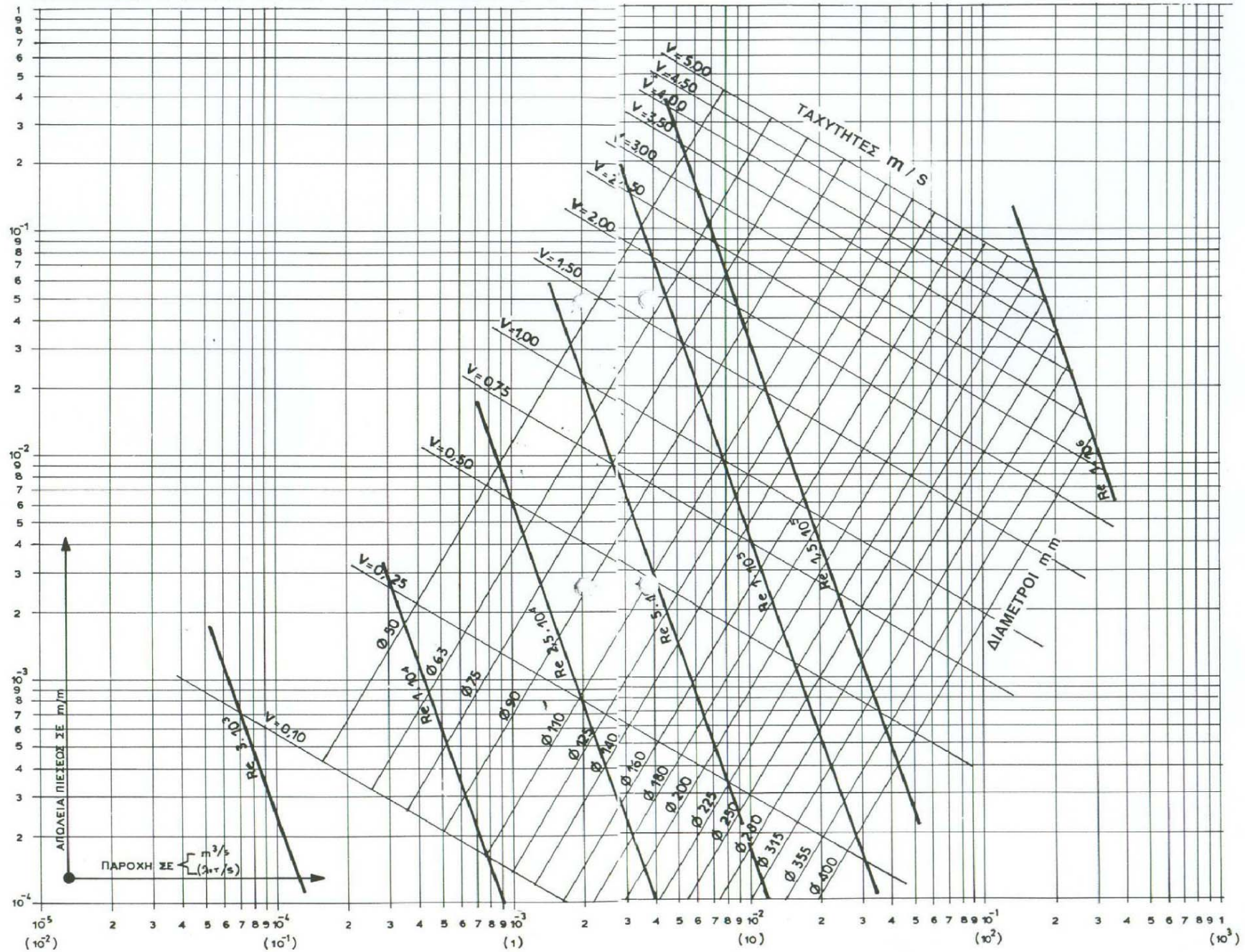
ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ	6 ATM		10 ATM		12.5 ATM		16 ATM	
	ΠΑΧΟΣ ΤΟΙΧΩΜ.	ΒΑΡΟΣ	ΠΑΧΟΣ ΤΟΙΧΩΜ.	ΒΑΡΟΣ	ΠΑΧΟΣ ΤΟΙΧΩΜ.	ΒΑΡΟΣ	ΠΑΧΟΣ ΤΟΙΧΩΜ.	ΒΑΡΟΣ
D mm	mm	kg/m	mm	kg/m	mm	kg/m	mm	kg/m
63	1.9	0.562	3.0	0.854	-	-	4.7	1.29
75	2.2	0.782	3.6	1.22	-	-	5.6	1.82
90	2.7	1.13	4.3	1.75	5.3	2.12	6.7	2.61
110	3.2	1.64	5.3	2.61	6.5	3.15	8.2	3.90
125	3.7	2.13	6.0	3.34	7.4	3.97	9.3	5.01
140	4.1	2.65	6.7	4.18	8.2	5.05	10.4	6.27
160	4.7	3.44	7.7	5.47	9.4	6.58	11.9	8.17
200	5.9	5.37	9.6	8.51	11.8	10.31	14.9	12.80
225	6.6	6.76	10.8	10.80	13.2	13.00	16.7	16.10
250	7.3	8.31	11.9	13.20	14.7	16.03	18.6	19.90
280	8.2	10.40	13.4	16.60	16.5	20.04	20.8	24.90
315	9.2	13.20	15.0	20.90	18.5	25.40	23.4	31.50
355	10.4	16.70	16.9	26.50	20.9	32.36	26.3	39.90
400	11.7	21.10	19.1	33.70	23.5	40.93	29.7	50.80
500	14.6	32.90	23.9	52.60	29.4	63.90	-	-

ΝΟΜΟΓΡΑΦΗΜΑ Νο 1
ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΠΩΛΕΙΩΝ ΦΟΡΤΙΟΥ ΣΩΛΗΝΩΝ ΠΙΕΣΕΩΣ PVC 6 ATM

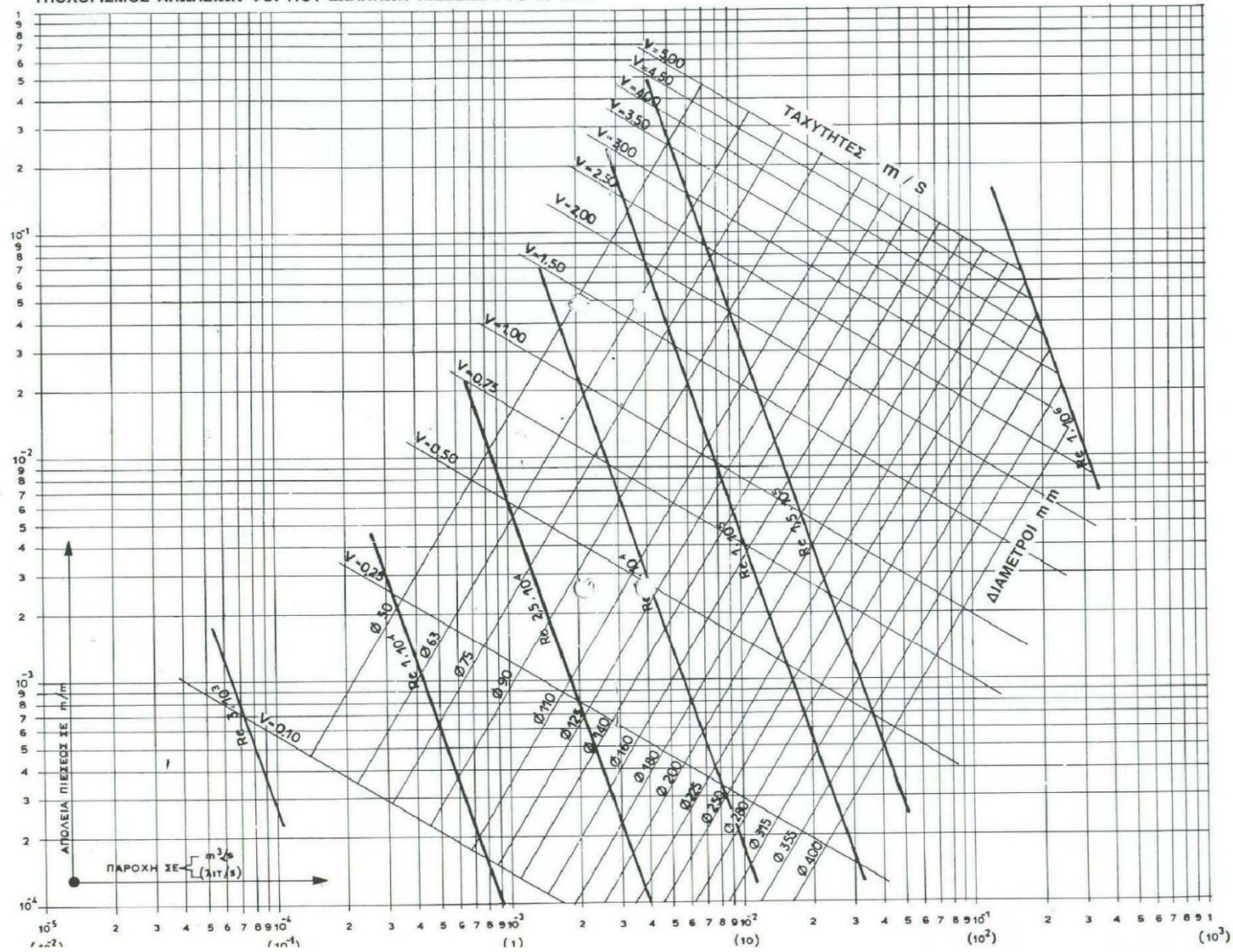


ΝΟΜΟΓΡΑΦΗΜΑ Νο 2

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΠΩΛΕΙΩΝ ΦΟΡΤΙΟΥ ΣΩΛΗΝΩΝ ΠΙΕΣΕΩΣ PVC 10 ATM



ΝΟΜΟΓΡΑΦΗΜΑ Νο 3
ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΠΩΛΕΙΩΝ ΦΟΡΤΙΟΥ ΣΩΛΗΝΩΝ ΠΙΕΣΕΩΣ PVC 16 ATM



Για το βρογχωτό δίκτυο του οικισμού, οι απώλειες στους αγωγούς PVC 6atm μπορούν να υπολογιστούν εκτός από το διάγραμμα Colebrook και από τον παρακάτω τύπο.

$$J = 8.21 * 10^{-4} * (D * 0.905)^{-4.76} * Q^{1.76}$$

Όπου:

J = απώλειες m/m

D = Διάμετρος (m)

Q = παροχή (m³/s)

Αποχέτευση

Για τον υπολογισμό της παροχής ακαθάρτων σε μία περιοχή, λαμβάνεται υπόψη ένας συντελεστής ωριαίας αιχμής $P_{\text{ωριαίο}} = 24/f^*$. Οι τιμές του f^* δίνονται από τον παρακάτω πίνακα. Παρατηρείται ότι όσο μεγαλύτερο το μέγεθος του οικισμού τόσο μικρότερη τιμή λαμβάνει ο συντελεστής ωριαίας αιχμής $P_{\text{ωριαίο}}$.

<i>Πίνακας συντελεστών ωριαίας αιχμής</i>	
<i>Μέγεθος Οικισμού πληθυσμός ($\times 10^3$)</i>	<i>Συντελεστής f^* για υπολογισμό ωριαίας αιχμής</i>
<i>>300</i>	<i>18</i>
<i>100-300</i>	<i>16-18</i>
<i>20-100</i>	<i>14-16</i>
<i>5 – 20</i>	<i>12-14</i>
<i><5</i>	<i>10-12</i>

Για τον υπολογισμό της έντασης βροχόπτωσης από τις όμβριες καμπύλες, πρέπει να θεωρηθεί ο χρόνος συρροής T , ο οποίος μπορεί να προκύψει από διάφορους τύπους όπως αυτός του Giandotti, ή να υποτεθεί σε γενικές γραμμές από πίνακα, ανάλογα με την κλίση του εδάφους.

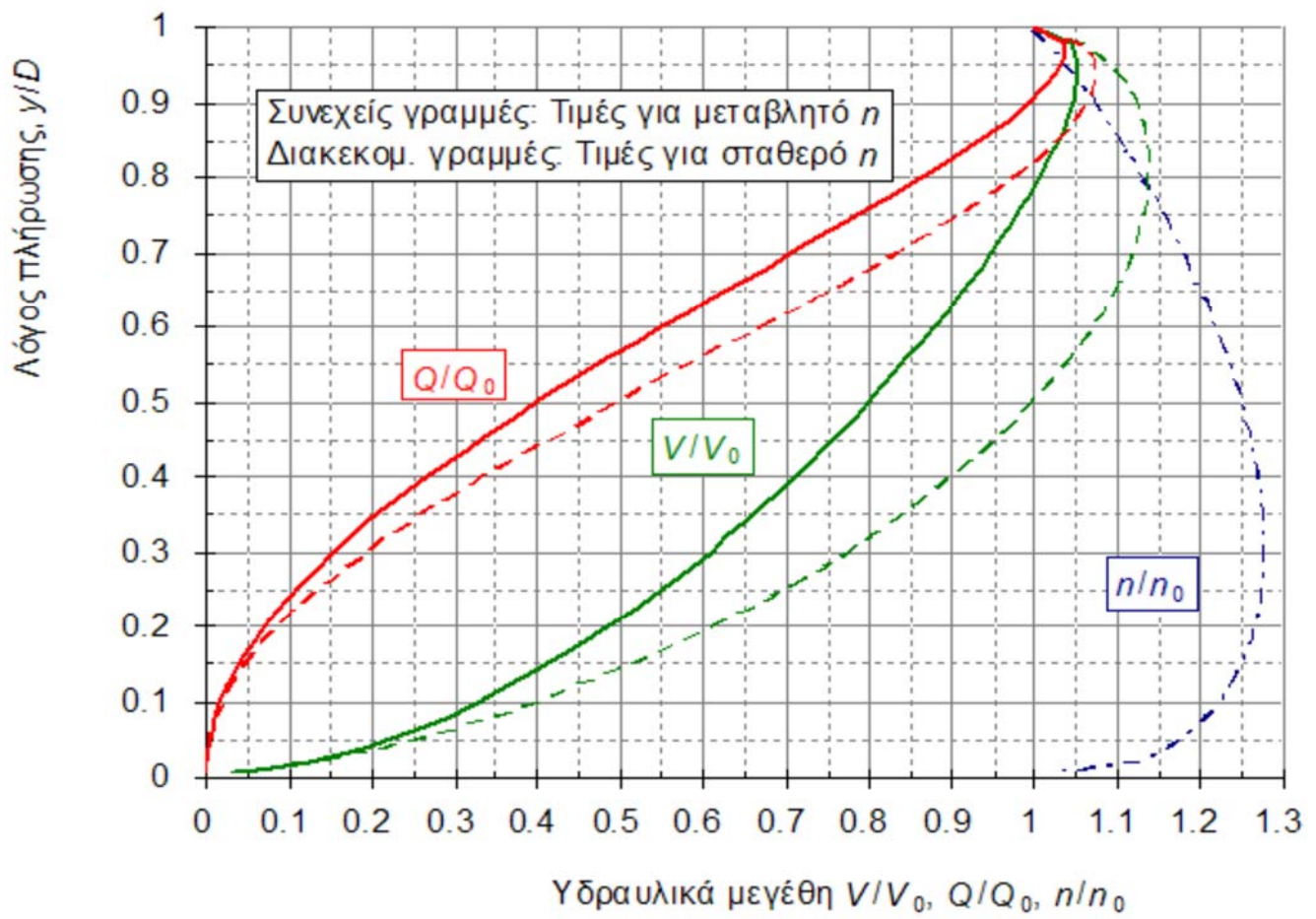
Περίπτωση	T (min)
Συνήθεις περιπτώσεις	15
Μέτριες κλίσεις εδάφους	10
Μεγάλες κλίσεις εδάφους	5

Για τον υπολογισμό του απορροϊκού συντελεστή της βροχόπτωσης Ψ_m , δίνεται ενδεικτικά ο παρακάτω πίνακας συντελεστή απορροής σε συνάρτηση με την πυκνότητα του πληθυσμού.

Μορφή δόμησης		Δόμηση	Πυκνότης	Ψ_m
Γενικά	Ειδικά		Ε/εκτ.	
Πολύ πυκνή	Περιοχές κατοικίας και εμπορίου	4 όροφοι και άνω, συνεχές σύστημα	> 700 600-700 500-600	1,0 0,95 0,90
		3 όροφοι και άνω, συνεχές σύστημα	400-500	0,85
		3 όροφοι και άνω, πανταχόθεν ελεύθερο σύστημα	350-400	0,80
Μέτρια	Περιοχές κατοικίας και εμπορίου	2 όροφοι, συνεχές σύστημα	300-350	0,70
	Περιοχές κατοικίας	3 όροφοι, πανταχόθεν ελεύθερο σύστημα	250-300	0,60
	Περιοχές κατοικίας και εμπορίου	2 όροφοι, πανταχόθεν ελεύθερο σύστημα	200-250	0,50
Αραιά	Περιοχές κατοικίας	2 όροφοι, πανταχόθεν ελεύθερο σύστημα	100-150 50-100	0,35 0,30
Πολύ αραιά	Μικροί οικισμοί	Εξοχικά σπίτια	20-50 ≤ 20	0,20 0,1
Αξιοποίητες περιοχές				0-0,15

Πίνακας: Μέγιστα επιτρεπόμενα ποσοστά πλήρωσης για αγωγούς αποχετεύσεων.

Κατηγορία Αγωγών	Μέγιστος λόγος πλήρωσης y/D
Αγωγοί ακαθάρτων με διάμετρο $D= 20\text{cm}$ έως 40 cm	0,50
Αγωγοί ακαθάρτων με διάμετρο $D= 50\text{cm}$ έως 60 cm	0,60
Αγωγοί ακαθάρτων με διάμετρο $D> 60\text{cm}$	0,70
Αγωγοί ομβρίων	0,70
Παλιοί αγωγοί αποχέτευσης	0,80



Σχήμα : Διάγραμμα μερικής πλήρωσης αγωγών αποχέτευσης.